



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

Τίτλος

ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΚΕΡΜΑΤΙΣΜΕΝΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Χαλακατεβάκης Νικόλαος, Μεταλλειολόγος Μηχανικός Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2010



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΜΕΤΑΛΛΕΥΤΙΚΗΣ

Τίτλος

ΑΝΑΛΥΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΚΕΡΜΑΤΙΣΜΕΝΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Χαλακατεβάκης Νικόλαος, Μεταλλειολόγος Μηχανικός Ε.Μ.Π.

Συμβουλευτική Επιτροπή:

ΣΟΦΙΑΝΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π. (Επιβλέπων)

ΜΑΡΙΝΟΣ ΠΑΥΛΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΚΟΥΜΑΝΤΑΚΗΣ ΙΩΑΝΝΗΣ, ΟΜΟΤΙΜΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

Επταμελής εξεταστική επιτροπή:

ΣΟΦΙΑΝΟΣ ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΜΑΡΙΝΟΣ ΠΑΥΛΟΣ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΣΑΚΕΛΛΑΡΙΟΥ ΜΙΧΑΗΛ, ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΤΣΙΑΜΠΑΟΣ ΓΕΩΡΓΙΟΣ, ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΡΟΖΟΣ ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ, ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ Ε.Μ.Π.

ΜΠΕΝΑΡΔΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ, ΛΕΚΤΟΡΑΣ Ε.Μ.Π.

ΝΟΜΙΚΟΣ ΠΑΥΛΟΣ, ΛΕΚΤΟΡΑΣ Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΙΟΥΛΙΟΣ 2010

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η μελέτη της μηχανικής συμπεριφοράς των πετρωμάτων σε διάφορες εντατικές καταστάσεις και η ποσοτική εκτίμηση των παραμέτρων που σχετίζονται με την αντοχή και την παραμορφωσιμότητα τους, εξακολουθεί να αποτελεί ένα σημαντικό πεδίο έρευνας της γεωτεχνικής μηχανικής. Σκοπός της παρούσας διατριβής δεν είναι η επίλυση όλων των προβλημάτων που σχετίζονται με την αντοχή της βραχομάζας, αλλά η στοχευμένη εξέταση ορισμένων ζητημάτων. Στα κεφάλαια που ακολουθούν παρουσιάζονται οι μεθοδολογίες εκτίμησης της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας, της βραχομάζας δηλαδή που περιλαμβάνει μικρό αριθμό διακριτών συστημάτων ασυνεχειών, επισημαίνονται οι αδυναμίες τους και γίνεται μια προσπάθεια ορθολογικής αντιμετώπισης τους, βασισμένη σε αναλυτικές μεθόδους.

Η διατριβή εκπονήθηκε στο εργαστήριο Τεχνολογίας Διάνοιξης Σηράγγων του τομέα Μεταλλευτικής της σχολής Μηχανικών Μεταλλείων – Μεταλλουργών του Ε.Μ.Π. Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον κ. Α. Σοφιανό, Καθηγητή του Ε.Μ.Π. και Διευθυντή του εργαστηρίου, για την συνεχή καθοδήγηση και βοήθεια που μου προσέφερε σε όλα τα στάδια της εκπόνησης της διατριβής. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα μέλη του εργαστηρίου, κ. Π. Νομικό, λέκτορα του τομέα Μεταλλευτικής καθώς και την κ. Π. Γιούτα – Μήτρα, διπλωματούχο Μηχανικό Μεταλλείων – Μεταλλουργό, Υ.Δ., για την άψογη συνεργασία και την αμέριστη συμπαράσταση που μου παρείχαν.

Τέλος, επιθυμώ να ευχαριστήσω το Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο για την οικονομική αρωγή που μου προσέφερε, μέσω υποτροφίας, κατά το χρονικό διάστημα 2005 έως 2008.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η διατριβή αυτή αναφέρεται στον αναλυτικό υπολογισμό της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας. Στο πρώτο κεφάλαιο δίνονται οι ορισμοί των εννοιών που χρησιμοποιούνται στην διατριβή και αναλύεται η αναγκαιότητα εκτίμησης της μηχανικής συμπεριφοράς της μάζας του πετρώματος. Παρουσιάζονται οι δομές με τις οποίες εμφανίζεται η βραχομάζα στη φύση και στη συνέχεια ακολουθεί μια σύντομη επισκόπηση των μεθόδων που έχουν αναπτυχθεί για τον υπολογισμό της αντοχής της. Οι μέθοδοι αυτές ταξινομούνται σε αναλυτικές, εμπειρικές και αριθμητικές.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται μια βιβλιογραφική ανασκόπηση της πειραματικής έρευνας που έχει διεξαχθεί έως σήμερα για την κατανόηση των παραγόντων που επιδρούν στην αντοχή της βραχομάζας. Τα πειράματα διακρίνονται σε αυτά που πραγματοποιούνται σε φυσικά ομοιώματα ρωγματομένου υλικού μικρών διαστάσεων και σε δοκιμές που πραγματοποιούνται επί τόπου ή σε δοκίμια πετρώματος διαστάσεων τέτοιων έτσι ώστε να περιλαμβάνεται αντιπροσωπευτικός αριθμός επιπέδων αδυναμίας. Στο τέλος του κεφαλαίου γίνεται μια προσπάθεια σύνθεσης των αποτελεσμάτων των πειραμάτων αυτών.

Στο τρίτο κεφάλαιο εκτιμάται η ανισότροπη αντοχή του πετρώματος με θεώρηση επιπέδων αδυναμίας. Παρουσιάζεται η θεωρία του επιπέδου αδυναμίας και στη συνέχεια εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της ανισότροπης αντοχής πετρώματος με ένα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών, με μια ή περισσότερες παράλληλες, εμμένουσες και μή ασυνέχειες σε κάθε σύστημα. Παράλληλα, σε κάθε περίπτωση πραγματοποιούνται αριθμητικές επιλύσεις με κώδικα διακριτών στοιχείων σε αντίστοιχα δοκίμια. Στη συνέχεια η θεωρία αυτή τροποποιείται έτσι ώστε η μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών να ακολουθεί μή γραμμική συμπεριφορά κατά τη διάτμηση. Με την τροποποιημένη αυτή θεωρία υπολογίζεται εκ νέου η ανισότροπη αντοχή πετρώματος με ένα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών, με μια ή περισσότερες παράλληλες, εμμένουσες και μή ασυνέχειες σε κάθε σύστημα. Σε κάθε περίπτωση πραγματοποιούνται αριθμητικές επιλύσεις με κώδικα διακριτών στοιχείων σε αντίστοιχα δοκίμια. Τέλος, η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία εφαρμόζονται σε επιλεγμένα πειράματα και η αντοχή που προκύπτει συγκρίνεται με την αντίστοιχη πειραματική.

Ο αναλυτικός υπολογισμός της αντοχής της βραχομάζας σύμφωνα με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, δίνει την δυνατότητα σύγκρισης με εμπειρικά κριτήρια αστοχίας που αποτελούν την συνήθη πρακτική για την εκτίμηση της

ισότροπης αντοχής της μάζας του πετρώματος. Έτσι, στο τέταρτο κεφάλαιο, πραγματοποιείται σύγκριση της τροποποιημένης θεωρίας με το γενικευμένο κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, για τεμαχώδη και πολύ τεμαχώδη δομή βραχομάζας.

Τέλος, τα συμπεράσματα της διατριβής παρουσιάζονται στο πέμπτο κεφάλαιο και ακολουθούν οι βιβλιογραφικές αναφορές και παραρτήματα για την αναλυτικότερη επισκόπηση ορισμένων θεμάτων που παρουσιάζονται στην διατριβή.

ABSTRACT

This dissertation is referring to the examination of jointed rock strength. The existing methods for the rock mass strength estimation are presented and the problems that arise up by their application are faced by a rational approach. The first chapter is the introduction, where all the relevant terms are defined and the necessity for the appropriate rock mass strength estimation is analyzed. The various structures of rock mass are presented, followed by a brief preview of the methods for the estimation of jointed rock strength, which are classified into analytical, empirical and numerical.

In the second chapter, a large amount of experimental study on physical models and large scale rock specimens made by various researchers is presented. The purpose of these experiments was to define the parameters that affect the jointed rock strength and to observe the failure mechanisms. At the end of the chapter, an attempt to combine the above observations is made.

In the third chapter, the anisotropic rock strength is estimated using the theory of weakness plane. This theory is presented and is then applied for the estimation of the anisotropic strength of a rock containing one or more joint sets, with one or more parallel persistent or not, discontinuities in each set. The analytical strength is then compared to that provided by numerical simulations by a discrete element code. This theory is extended, using a non linear failure criterion for the joints. This extended theory of weakness plane is then applied for the estimation of the anisotropic strength of a rock containing one or more joint sets, with one or more parallel persistent or not, discontinuities in each set. The analytical strength is again compared to that provided by numerical simulations by a discrete element code. Finally, both original and extended theories are applied to experiments and the analytically evaluated strength is compared to the experimental.

The extended theory of weakness plane can be used for an analytical investigation of the Hoek – Brown failure criterion, which is the most widely accepted method for the estimation of isotropic jointed rock strength. Thus, in the fourth chapter, the analytically evaluated strength provided by the extended theory of weakness plane is compared to that provided by the Hoek – Brown failure criterion, for blocky and very blocky rock mass.

The fifth chapter contains the conclusions of the dissertation. Also, a number of subjects that need further research are pointed out. The chapter is followed by the references

and appendices, for the better review of some subjects which are presented in the preceding chapters.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ	1
ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ	4
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΙΝΑΚΩΝ	10
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΘΕΩΡΙΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	11
1.1 Γενικά	11
1.2 Μηχανική συμπεριφορά βραχομάζας.....	13
1.2.1 Ορισμοί.....	13
1.2.2 Αναγκαιότητα εκτίμησης	14
1.3 Χαρακτηριστικές δομές βραχομάζας	14
1.4 Εκτίμηση μηχανικής συμπεριφοράς βραχομάζας σε σχέση με την δομή της.....	18
1.4.1 Βραχομάζα χωρίς ασυνέχειες	18
1.4.2 Κερματισμένη βραχομάζα με ανισότροπη συμπεριφορά.....	27
1.5 Κατακερματισμένη βραχομάζα με ισότροπη συμπεριφορά.....	31
1.5.1 Εισαγωγή	31
1.5.2 Αναλυτικές επιλύσεις	33
1.5.3 Κριτήρια αστοχίας – το κριτήριο Hoek - Brown	34
1.5.4 Αριθμητικές μέθοδοι	40
1.6 Σχολιασμός.....	42
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ ΣΕ	
ΚΕΡΜΑΤΙΣΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ	46
2.1 Εισαγωγή	46
2.2 Μονοαξονικές δοκιμές	47
2.2.1 Δοκιμές των Goldstein et al. (1966).....	47
2.2.2 Δοκιμές του Lama (1974).....	48
2.2.3 Δοκιμές των Singh et al. (2002)	53
2.3 Διαξονικές και τριαξονικές δοκιμές.....	56
2.3.1 Δοκιμές των Brown (1970), Brown and Trollope (1970) και Brown and Hudson (1972).....	57
2.3.2 Δοκιμές των Einstein et al. (1970) και Einstein and Hirschfield (1973).....	65
2.3.3 Δοκιμές των Ladanyi and Archambault (1972, 1980).....	67
2.3.4 Δοκιμές των Bandis et al. (1981) και Bandis (1990)	71

2.3.5	Δοκιμές των Szymakowski et al. (2003).....	73
2.3.6	Δοκιμές των Meyers and Priest (1992)	75
2.3.7	Δοκιμές των Kulatikale et al. (2001).....	76
2.3.8	Δοκιμές των Sint Jan and Prudencio (2003)	79
2.3.9	Δοκιμές των Yaji (1984) and Arora (1987).....	81
2.3.10	Δοκιμές των Reik and Zacas (1978).....	85
2.4	Επιτόπου και μεγάλης κλίμακας εργαστηριακές δοκιμές	88
2.4.1	Δοκιμές των Thorpe et al. (1980).....	90
2.4.2	Δοκιμές των Natau et al. (1983).....	90
2.4.3	Δοκιμές των Soder and Krauland (1990)	91
2.4.4	Δοκιμές των Habimana et al. (2002).....	93
2.4.5	Δοκιμές των Ranjith et al. (2004).....	94
2.5	Σχολιασμός.....	96
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΒΑΣΙΣΜΕΝΗ ΣΤΗ		
ΘΕΩΡΗΣΗ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΑΔΥΝΑΜΙΑΣ		
		100
3.1	Η αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας.....	102
3.1.1	Ένα σύστημα ασυνεχειών	106
3.1.2	Πολλά συστήματα ασυνεχειών.....	108
3.1.3	Μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	115
3.2	Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας	119
3.2.1	Ένα σύστημα ασυνεχειών	120
3.2.2	Πολλά συστήματα ασυνεχειών.....	127
3.2.3	Μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	131
3.3	Θεωρητική προσομοίωση πειραμάτων.....	134
3.3.1	Πείραμα του Brown (1970).....	135
3.3.2	Πείραμα του Arora (1987)	139
3.3.3	Πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972).....	141
3.4	Συμπεράσματα κεφαλαίου	144
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΙΣΟΤΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗ ΗΟΕΚ – BROWN		
ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ.....		
		148
4.1	Εισαγωγή	148
4.2	Παράμετροι ισοδύναμου συνεχούς μέσου	149
4.3	Ανισοτροπία της αντοχής.....	152
4.3.1	Πέτρωμα χαμηλής αντοχής	153

4.3.2	Πέτρωμα μέσης αντοχής	162
4.3.3	Πέτρωμα υψηλής αντοχής.....	171
4.4	Ισοδύναμη ισότροπη αντοχή	180
4.4.1	Πέτρωμα χαμηλής αντοχής	181
4.4.2	Πέτρωμα μέσης αντοχής	185
4.4.3	Πέτρωμα υψηλής αντοχής.....	188
4.5	Συμπεράσματα κεφαλαίου	191
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΣΥΖΗΤΗΣΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....		193
5.1	Μεθοδολογίες εκτίμησης αντοχής βραχομάζας	193
5.2	Μειονεκτήματα των μεθοδολογιών.....	194
5.3	Ορθολογική διερεύνηση των μειονεκτημάτων	196
5.3.1	Αρχική θεωρία του επιπέδου αδυναμίας	196
5.3.2	Κριτήριο Hoek – Brown.....	201
5.4	Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	203
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		206
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α Ο ΚΩΔΙΚΑΣ UDEC – ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ		
ΔΙΑΞΟΝΙΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΘΛΙΨΗΣ		214
A-1	Ο κώδικας UDEC.....	214
A-1-1	Εξισώσεις κίνησης.....	216
A-1-2	Διατήρηση ορμής και ενέργειας στην μέθοδο των διακριτών στοιχείων.....	219
A-1-3	Αναπαράσταση των ασυνεχειών.....	221
A-1-4	Μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών.....	227
A-1-5	Παραμορφωσιμότητα των ογκοτεμαχίων	230
A-2	Προσομοίωση διαξονικών δοκιμών θλίψης στον κώδικα UDEC.....	233
A-2-1	Παράμετροι άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών.....	235
A-2-2	Παράμετροι προσομοίωσης.....	242
A-2-3	Παράμετροι φόρτισης	246
A-3	Συμπεράσματα.....	247
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΚΛΙΣΗΣ		
ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ ΜΕ ΤΟ ΚΡΙΤΗΡΙΟ BARTON – BANDIS		256

ΠΙΝΑΚΑΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Σχ. 1-1 Χαρακτηριστικές δομές βραχομάζας (Hoek, 1983).....	17
Σχ. 1-2 Διατύπωση του κριτηρίου Mohr – Coulomb, αριστερά σε επίπεδο ορθών και διατμητικών τάσεων, δεξιά σε επίπεδο κυρίων τάσεων.....	21
Σχ. 1-3 Καμπύλες περιβάλλουσες Mohr σε γρανίτη και ασβεστόλιθο (Hoek, 1983).....	23
Σχ. 1-4 Η περιβάλλουσα αστοχίας του κριτηρίου Hoek – Brown (Hoek, 1983).....	26
Σχ. 1-5 Συμπεριφορά ασυνέχειας σε θλίψη, εφελκυσμό και διάτμηση (από Hudson and Harrison, 1997).....	28
Σχ. 1-6 Δοκιμές σε τραχείες επιφάνειες ασυνεχειών (Patton, 1966).....	29
Σχ. 1-7 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια (Jaeger and Cook, 1969)	31
Σχ. 1-8 Δοκιμές σε δείγματα ρωγματομένου ανδεσίτη (Hoek and Brown, 1980)	38
Σχ. 1-9 Περιπτώσεις εφαρμογής κριτηρίου Hoek – Brown (Hoek, Kaiser and Bawden, 1995).....	39
Σχ. 1-10 Το σύστημα GSI (Marinos and Hoek, 2000)	40
Σχ. 2-1 Σχέση αντοχής βραχομάζας – αντοχής άρρηκτου υλικού (Goldstein et al. 1966) ...	48
Σχ. 2-2 Φυσικά ομοιώματα για την διεξαγωγή δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης (Lama, 1974)	49
Σχ. 2-3 Επίδραση του αριθμού των ασυνεχειών στην αντοχή των δοκιμίων (Lama, 1974). 50	
Σχ. 2-4 Προοδευτική αστοχία ομοιώματος με 27 τεμάχια άρρηκτου υλικού (Lama, 1974).. 51	
Σχ. 2-5 Επίδραση της κλίσης και της εμμονής των ασυνεχειών στην αντοχή των δοκιμίων (Lama, 1974)	52
Σχ. 2-6 Φυσικά δοκίμια ρωγματομένης βραχομάζας (M. Singh et al., 2002)	54
Σχ. 2-7 Μηχανισμοί αστοχίας των δοκιμίων (M. Singh et al., 2002)	55
Σχ. 2-8 Μηχανισμοί αστοχίας για δοκίμιο τύπου A (M. Singh et al., 2002)	55
Σχ. 2-9 Συσχέτιση βαθμού αλληλεμπλοκής με την αντοχή των δοκιμίων (M. Singh et al., 2002).....	56
Σχ. 2-10 Γεωμετρία δοκιμίων που εξετάστηκαν από τον Brown (1970)	57
Σχ. 2-11 Περιβάλλουσες αστοχίας των δοκιμίων (Brown, 1970).....	58
Σχ. 2-12 Τρόποι αστοχίας των δοκιμίων (Brown, 1970)	60
Σχ. 2-13 Γεωμετρία ρωγματομένης βραχομάζας (Brown and Trollope, 1970).....	61
Σχ. 2-14 Περιβάλλουσες αστοχίας των δοκιμίων (Brown and Trollope, 1970)	62
Σχ. 2-15 Τρόποι αστοχίας δοκιμίων (Brown and Trollope, 1970).....	63

Σχ. 2-16 Εξεταζόμενα δοκίμια με διάφορους συνδυασμούς ασυνεχειών (Einstein and Hirschfeld, 1973).....	65
Σχ. 2-17 Διαγράμματα τάσης – παραμόρφωσης για διαφορετικές γεωμετρίες ασυνεχειών και τιμές πλευρικής πίεσης (Einstein and Hirschfeld, 1973)	66
Σχ. 2-18 Περιβάλλουσες Mohr για συμπαγή και διακλασμένα δοκίμια (Einstein and Hirschfeld, 1973).....	67
Σχ. 2-19 Γεωμετρία δοκιμίου (Ladanyi and Archambault, 1972).....	68
Σχ. 2-20 Μηχανισμοί αστοχίας δοκιμίων (Ladanyi and Archambault, 1972)	69
Σχ. 2-21 Αποτελέσματα δοκιμών (Ladanyi and Archambault, 1972).....	70
Σχ. 2-22 Προοδευτική δημιουργία ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης (Bandis et. al., 1981).....	72
Σχ. 2-23 Αποτελέσματα δοκιμών θλίψης (Bandis, 1990)	73
Σχ. 2-24 Δοκίμιο με απόσταση ασυνεχειών 70mm (Szymakowski et al., 2003).....	74
Σχ. 2-25 Δοκίμιο με απόσταση ασυνεχειών 32mm (Szymakowski et al., 2003).....	74
Σχ. 2-26 Αποτελέσματα δοκιμών για ομοιώματα με διαφορετική απόσταση ασυνεχειών (Szymakowski et al., 2003)	75
Σχ. 2-27 Αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών σε ρωγματωμένα φυσικά δοκίμια (Meyers and Priest,1992).....	76
Σχ. 2-28 Μηχανισμοί αστοχίας δοκιμίων (Kulatilake et al., 2001).....	78
Σχ. 2-29 Διαγράμματα αξονικών τάσεων – αξονικών τροπών για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις (Kulatilake et al., 2001)	78
Σχ. 2-30 Χαρακτηριστικός τρόπος αστοχίας δοκιμίου (Sint Jan and Prudencio 2003).....	79
Σχ. 2-31 Περιβάλλουσες αστοχίας και μηχανισμοί αστοχίας (Sint Jan and Prudencio 2003)	80
Σχ. 2-32 Περιβάλλουσες αστοχίας για πέντε διαφορετικές περιπτώσεις (Sint Jan and Prudencio 2003)	81
Σχ. 2-33 Διάγραμμα τάσεων – τροπών άρρηκτου και ρωγματωμένου με ένα επίπεδο αδυναμίας δοκιμίου ψαμμίτη (Yaji 1984).....	82
Σχ. 2-34 Διάγραμμα τάσεων - τροπών άρρηκτου και ρωγματωμένου δοκιμίου γύψου (Yaji 1984).....	82
Σχ. 2-35 Περιβάλλουσες αστοχίας για τρία δοκίμια (Yaji 1984).....	83
Σχ. 2-36 Διαγράμματα τάσεων - τροπών δοκιμίων ψαμμίτη (Agora, 1987)	84
Σχ. 2-37 Αντοχή σε σχέση με την γωνία κλίσης της ασυνέχειας και την τιμή της πλευρικής πίεσης (Agora, 1987)	85

Σχ. 2-38 Γεωμετρία δοκιμίου (Reik and Zacas, 1978).....	86
Σχ. 2-39 Μηχανισμοί αστοχίας για μεταβαλλόμενη κλίση συστήματος ασυνεχειών (Reik and Zacas, 1978).....	87
Σχ. 2-40 Επίδραση της ενδιάμεσης κύριας τάσης στην αντοχή (Reik and Zacas, 1978).....	88
Σχ. 2-41 Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών (Heuze, 1980).....	89
Σχ. 2-42 Δοκίμιο αργιλικού σχιστόλιθου (Natau et al., 1983)	91
Σχ. 2-43 Υπό δοκιμή στύλος (Soder and Krauland 1990).....	92
Σχ. 2-44 Μονοαξονική αντοχή σε σχέση με το μέγεθος της εξεταζόμενης βραχομάζας (Soder and Krauland 1990))	93
Σχ. 2-45 Διαγράμματα τάσεων – τροπών πετρώματος με διάφορους βαθμούς τεκτονισμού (Habimana et al., 2002)	93
Σχ. 2-46 Διαγράμματα τάσεων - τροπών τεκτονισμένου πετρώματος για διάφορες τιμές πλευρικής πίεσης (Habimana et al., 2002)	94
Σχ. 2-47 Διαγράμματα αξονικής τάσης – αξονικής τροπής για τρεις δομές πετρώματος (Ranjith et al., 2004).....	95
Σχ. 2-48 Σύγκριση θεωρητικής και πειραματικής αντοχής πετρώματος (Ranjith et al., 2004)	96
Σχ. 2-49 Μηχανισμοί αστοχίας βραχομάζας σε σχέση με τους παράγοντες που την επηρεάζουν	98
Σχ. 2-50 Επίδραση κλίμακας σε σχέση με τις συνοριακές συνθήκες (Brady and Brown,1985).....	99
Σχ. 3-1 Επίδραση μιας ασυνέχειας στην αντοχή του πετρώματος (από Hudson and Harrison, 1997).....	103
Σχ. 3-2 Συμμετρία της αντοχής για πέτρωμα με μια ασυνέχεια.....	104
Σχ. 3-3 Επίδραση της γωνίας τριβής της ασυνέχειας στην αντοχή του πετρώματος	104
Σχ. 3-4 Επίδραση της συνοχής της ασυνέχειας στην αντοχή του πετρώματος.....	105
Σχ. 3-5 Επίδραση της πλευρικής πίεσης στην αντοχή του πετρώματος.....	105
Σχ. 3-6 Λανθασμένος (α) και σωστός (β) τρόπος προσομοίωσης πειράματος	106
Σχ. 3-7 Αριθμητικά προσομοιώματα με ένα σύστημα ασυνεχειών	107
Σχ. 3-8 Σύγκριση θεωρητικής – αριθμητικής επίλυσης για το προσομοίωμα Α.....	108
Σχ. 3-9 Αντοχή προσομοιωμάτων Α, Β και Γ	108
Σχ. 3-10 Αντοχή πετρώματος με πολλά συστήματα ασυνεχειών (από Hudson and Harrison, 1997).....	109

Σχ. 3-11 Μετάβαση προς μια ισότροπη αντοχή με την αύξηση του αριθμού των συστημάτων ασυνεχειών. Αριστερά η επιμέρους αντοχή των επιπέδων αδυναμίας, δεξιά η περιβάλλουσα αντοχής του πετρώματος	110
Σχ. 3-12 Προσομοιώματα με δυο συστήματα ασυνεχειών	112
Σχ. 3-13 Αντοχή προσομοιωμάτων με δυο συστήματα ασυνεχειών	112
Σχ. 3-14 Γεωμετρία, αστοχία ασυνεχειών και αντοχή πετρώματος για προσομοιώματα με τρία συστήματα ασυνεχειών	114
Σχ. 3-15 Αντοχή πετρώματος που περιέχει μια ασυνέχεια μεταβαλλόμενης εμμοχής	116
Σχ. 3-16 Γεωμετρία αριθμητικού προσομοιώματος με δυο συστήματα ασυνεχειών εμμοχής 100% και 50% αντίστοιχα	117
Σχ. 3-17 Σύγκριση θεωρητικής – αριθμητικής επίλυσης	117
Σχ. 3-18 Αστοχία προσομοιωμάτων με μή εμμένουσες ασυνέχειες	118
Σχ. 3-19 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια ($JRC=20$, $JCS=30MPa$), σύμφωνα με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας	121
Σχ. 3-20 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια ($JRC=15$, $\phi_b=30^\circ$), σύμφωνα με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας	122
Σχ. 3-21 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια ($JCS=30MPa$, $\phi_b=30^\circ$), σύμφωνα με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας	123
Σχ. 3-22 Επιρροή του JRC στην κρίσιμη κλίση της ασυνέχειας	124
Σχ. 3-23 Επιρροή του JCS στην κρίσιμη κλίση της ασυνέχειας	125
Σχ. 3-24 Επιρροή της ϕ_b στην κρίσιμη κλίση της ασυνέχειας	125
Σχ. 3-25 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια	127
Σχ. 3-26 Αντοχή προσομοιώματος με δυο συστήματα ασυνεχειών	128
Σχ. 3-27 Γεωμετρία, αστοχία ασυνεχειών και αντοχή των προσομοιωμάτων με τρία συστήματα ασυνεχειών	130
Σχ. 3-28 Ισοδύναμες ‘στιγμιαίες’ παράμετροι του κριτηρίου Mohr – Coulomb (Hoek et al, 1995)	131
Σχ. 3-29 Αντοχή προσομοιώματος με μή εμμένουσες ασυνέχειες	133
Σχ. 3-30 Αστοχία προσομοιώματος με μή εμμένουσες ασυνέχειες	133
Σχ. 3-31 Περιβάλλουσες αστοχίας για το δοκίμιο T60	136
Σχ. 3-32 Περιβάλλουσες αστοχίας για το δοκίμιο T45	138
Σχ. 3-33 Εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας στο πείραμα του Aroga (1987)	140

Σχ. 3-34 Εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας στο πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972).....	142
Σχ. 3-35 Περιβάλλουσες αστοχίας για το πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972)	143
Σχ. 4-1 Τεμαχώδης (α) και πολύ τεμαχώδης (β) δομή βραχομάζας.....	150
Σχ. 4-2 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες.....	154
Σχ. 4-3 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια.....	155
Σχ. 4-4 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	156
Σχ. 4-5 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	157
Σχ. 4-6 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες.....	158
Σχ. 4-7 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια.....	159
Σχ. 4-8 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	160
Σχ. 4-9 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	161
Σχ. 4-10 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τέσσερις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	162
Σχ. 4-11 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες.....	163
Σχ. 4-12 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια.....	164
Σχ. 4-13 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	165
Σχ. 4-14 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	166
Σχ. 4-15 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες.....	167
Σχ. 4-16 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια.....	168

Σχ. 4-17 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	169
Σχ. 4-18 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	170
Σχ. 4-19 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τέσσερις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	171
Σχ. 4-20 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες.....	172
Σχ. 4-21 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια.....	173
Σχ. 4-22 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	174
Σχ. 4-23 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	175
Σχ. 4-24 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες.....	176
Σχ. 4-25 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια.....	177
Σχ. 4-26 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	178
Σχ. 4-27 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	179
Σχ. 4-28 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τέσσερις μή εμμένουσες ασυνέχειες.....	180
Σχ. 4-29 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής.....	183
Σχ. 4-30 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής	184
Σχ. 4-31 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής.....	186
Σχ. 4-32 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής	187
Σχ. 4-33 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής.....	189
Σχ. 4-34 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής	190

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Πιν. 1-1 Κριτήρια αστοχίας άρρηκτου πετρώματος (Hudson and Harrison, 1997).....	20
Πιν. 1-2 Ταξινόμηση του άρρηκτου πετρώματος σε σχέση με την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη (Marinos and Hoek, 2000)	24
Πιν. 1-3 Εκτίμηση της παραμέτρου m_i (Marinos and Hoek, 2000)	25
Πιν. 1-4 Τάσεις σε απειροστό στοιχείο σύμφωνα με την κλασσική θεωρία ελαστικότητας και την θεωρία Cosserat	34
Πιν. 2-1 Μηχανισμοί αστοχίας για δοκίμια με κεκλιμένες ασυνέχειες (Lama, 1974).....	52
Πιν. 2-2 Αντοχή των δοκιμίων για μεταβαλλόμενη τιμή πλευρικής πίεσης (Brown, 1970)	58
Πιν. 2-3 Μηχανισμός αστοχίας για κάθε δοκίμιο σε σχέση με την πλευρική πίεση (Brown, 1970).....	60
Πιν. 2-4 Μηχανισμός αστοχίας για κάθε δοκίμιο (Brown and Trollope, 1970)	63
Πιν. 2-5 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου υλικού και ασυνεχειών (Ladanyi and Archambault, 1972).....	68
Πιν. 2-6 Περιγραφή των δοκιμίων και αποτελέσματα των δοκιμών (Natau et al., 1983)	91
Πιν. 2-7 Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη για 24 δοκίμια ρωγματωμένου γρανίτη (Ranjith et al., 2004).....	94
Πιν. 2-8 Σύγκριση θεωρητικής και πειραματικής αντοχής πετρώματος (Ranjith et al., 2004)	95
Πιν. 3-1 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών.....	107
Πιν. 3-2 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών.....	111
Πιν. 3-3 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών.....	116
Πιν. 3-4 Παράμετροι άρρηκτου πετρώματος - ασυνεχειών	126
Πιν. 3-5 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών.....	128
Πιν. 3-6 Παράμετροι αντοχής άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών	132
Πιν. 3-7 Πειραματική και θεωρητική αντοχή του δοκιμίου T60	136
Πιν. 3-8 Πειραματική και θεωρητική αντοχή του δοκιμίου T45	137
Πιν. 3-9 Μέση τιμή αντοχής για το πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972)	142
Πιν. 4-1 Παράμετροι αντοχής άρρηκτου πετρώματος	150
Πιν. 4-2 Συσχέτιση παραμέτρων των παραμέτρων του κριτηρίου Barton – Bandis με την ποιότητα των ασυνεχειών στο GSI.....	151
Πιν. 4-3 Ισοδύναμες τιμές GSI	152

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΘΕΩΡΙΕΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

1.1 Γενικά

Η επιστήμη ορίζεται ως το σύνολο των συστηματικών και επαληθεύσιμων γνώσεων καθώς και η έρευνα αυστηρώς καθορισμένων πεδίων του επιστητού με συγκεκριμένες και ορθολογικές μεθόδους όπως είναι η παρατήρηση, το πείραμα, η υπόθεση και η επαγωγή. Η μηχανική είναι ο κλάδος της επιστήμης που έχει ως αντικείμενο τη μελέτη της κίνησης και της ισορροπίας των φυσικών σωμάτων υπό την επίδραση των δυνάμεων που ασκούνται πάνω τους.

Η βραχομηχανική ορίζεται ως ο κλάδος της μηχανικής που εξετάζει την μηχανική συμπεριφορά των πετρωμάτων καθώς και την απόκριση των κατασκευών που κατασκευάζονται σε αυτά. Αποτελεί μαζί με την εδαφομηχανική, η οποία ασχολείται με τη μηχανική συμπεριφορά των εδαφών, την επιστήμη της γεωμηχανικής. Διακρίνεται σε θεωρητική βραχομηχανική (Rock Mechanics) και σε εφαρμοσμένη (Rock Engineering).

Το πέτρωμα ορίζεται ως μια σύνθετη φυσική ύλη με ισχυρό βαθμό σύνδεσης των ορυκτών που το αποτελούν σε αντίθεση με τα εδάφη όπου ο βαθμός αυτός σύνδεσης είναι σημαντικά μικρότερος. Τα γεωυλικά (εδάφη και πετρώματα), παρουσιάζουν ορισμένες σημαντικές διαφορές σε σχέση με τα υπόλοιπα τεχνικά υλικά. Πράγματι, το σκυρόδεμα και ο χάλυβας κατασκευάζονται με γνωστή σύνθεση, είναι ομοιογενή και ισότροπα και έχουν πρακτικά γραμμική συμπεριφορά μέχρι το όριο διαρροής. Αντίθετα, τα γεωυλικά είναι ανομοιογενή και ανισότροπα, έχουν έντονη μή γραμμική συμπεριφορά ενώ επίσης είναι πολυφασικά (περιέχουν στέρεους κόκκους και στους πόρους τους μπορεί να υπάρχει νερό και αέρας).

Διαφορές υπάρχουν όμως και μεταξύ των γεωυλικών. Στα εδάφη, ιδιαίτερη σημασία έχει η ποσότητα του νερού των πόρων ή αλλιώς ο βαθμός κορεσμού, ενώ ο εδαφικός κόκκος είναι πολλές τάξεις μεγέθους μικρότερος από τις διαστάσεις της κατασκευής. Αντίθετα στα πετρώματα, ο βαθμός κορεσμού συνήθως έχει σημασία μόνο στις ασυνέχειες ενώ οι διαστάσεις του δομικού στοιχείου της βραχομάζας μπορεί να είναι της τάξης μεγέθους των διαστάσεων της εκσκαφής. Ένα δοκίμιο πετρώματος το οποίο μπορεί να εξεταστεί στο εργαστήριο, δεν μπορεί να θεωρηθεί αντιπροσωπευτικό της μάζας του πετρώματος, λόγω της παρουσίας σε αυτήν ασυνεχειών.

Η ασυνέχεια ορίζεται ως οποιαδήποτε μηχανική διακοπή στη συνέχεια του πετρώματος, η οποία έχει μηδενική ή χαμηλή αντοχή σε εφελκυσμό. Ο όρος περιλαμβάνει τις διακλάσεις, τις στρώσεις, τα επίπεδα σχιστότητας και τα ρήγματα. Ο ορισμός αυτός της ασυνέχειας αναφέρεται μόνο στις μακροσκοπικές ασυνέχειες. Υπάρχουν όμως και μικροσκοπικής κλίμακας ασυνέχειες οι οποίες οφείλονται στον εκλεκτικό προσανατολισμό των κρυστάλλων, στο σχισμό των ορυκτών, την εκλεκτική εξαλλοίωση ορισμένων ορυκτών και στις μικρορωγμές. Ωστόσο, στις περισσότερες αναλύσεις ευστάθειας έργων σε πετρώματα, λαμβάνονται υπόψη μόνο οι μακροσκοπικές ασυνέχειες (Τσουτρέλης, 1985).

Η σημασία των ασυνεχειών στη μηχανική συμπεριφορά της μάζας του πετρώματος είναι μεγάλη. Όλες οι μηχανικές ιδιότητες του πετρώματος στις επιφάνειες αυτές είναι πολύ μειωμένες σε σχέση με εκείνες του συμπαγούς πετρώματος. Συνεπώς, η παρουσία των ασυνεχειών υποβαθμίζει την ποιότητα του συνόλου της μάζας του πετρώματος. Το άρρηκτο πέτρωμα ορίζεται το μεταξύ δυο διαδοχικών ασυνεχειών πέτρωμα. Πρόκειται δηλαδή για τεμάχιο πετρώματος απαλλαγμένο από ασυνέχειες. Το άρρηκτο πέτρωμα, μαζί με τις υπάρχουσες ασυνέχειες, αποτελούν την μάζα του πετρώματος ή βραχομάζα.

Η απόκριση της βραχομάζας στις φορτίσεις λόγω των κατασκευών σε αυτήν, εξαρτάται από τις παραμέτρους που καθορίζουν την μηχανική συμπεριφορά της. Ωστόσο, παρά το γεγονός ότι η έρευνα της μηχανικής συμπεριφοράς της βραχομάζας συνεχίζεται για πάνω από 30 χρόνια, οι μηχανισμοί αστοχίας της μάζας του πετρώματος δεν έχουν κατανοηθεί πλήρως. Η συμπεριφορά της βραχομάζας είναι πολύπλοκη με παραμορφώσεις και ολισθήσεις κατά μήκος των ασυνεχειών σε συνδυασμό με παραμορφώσεις και αστοχίες του άρρηκτου πετρώματος. Μαζί με το γεγονός ότι πολλές φορές η βραχομάζα παρουσιάζεται ετερογενής, η μαθηματική ανάλυση της διαδικασίας αστοχίας καθίσταται πολύ δυσχερής. Διαθέσιμες αναλυτικές προσεγγίσεις υπάρχουν για απλές δομές βραχομάζας, είναι ωστόσο πολύ χρήσιμες γιατί βοηθούν στην κατανόηση της συμπεριφοράς της. Οι πειραματικές δοκιμές και οι παρατηρήσεις έχουν οδηγήσει σε πλήθος, εμπειρικών κυρίως προσεγγίσεων είτε με την μορφή ταξινομήσεων της βραχομάζας είτε με την μορφή κριτηρίων αστοχίας.

1.2 Μηχανική συμπεριφορά βραχομάζας

1.2.1 Ορισμοί

Ως μηχανική συμπεριφορά βραχομάζας νοείται η απόκριση της βραχομάζας κατά την αλλαγή της εντατικής κατάστασης στην οποία βρίσκεται. Η αλλαγή αυτή μπορεί να οφείλεται είτε σε επιβολή εξωτερικών φορτίων, όπως συμβαίνει για παράδειγμα με τη θεμελίωση κάποιου έργου, είτε σε ανακατανομή του τασικού πεδίου, όπως συμβαίνει κατά την εκσκαφή υπόγειων ανοιγμάτων. Τέλος, αλλαγή του εντατικού πεδίου μπορεί να προκληθεί από την αλλαγή κάποιων χαρακτηριστικών του περιβάλλοντος του πετρώματος, όπως για παράδειγμα μεταβολή της θερμοκρασίας ή αλλαγή του υδραυλικού καθεστώτος.

Οι παράμετροι που καθορίζουν την μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας είναι η αντοχή της, η παραμορφωσιμότητα, η σκληρότητα, η εκσκαψιμότητα κλπ. Η αντοχή της βραχομάζας ορίζεται ως η ικανότητα της να ανθίσταται στις φορτίσεις που δέχεται. Η ποικιλία των εντατικών καταστάσεων αλλά και το πλήθος των δομών της βραχομάζας είναι τέτοια, ώστε να αναπτύσσονται διάφοροι μηχανισμοί αστοχίας άρα σε κάθε περίπτωση πρέπει να γίνεται έλεγχος της κρίσιμης κάθε φορά αντοχής. Στην πράξη, τρία είδη αντοχών της βραχομάζας υπολογίζονται: αντοχή σε θλίψη, σε εφελκυσμό και σε διάτμηση. Η αντοχή της βραχομάζας εξαρτάται από την αντοχή του άρρηκτου πετρώματος, την αντοχή και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών και από την παρουσία νερού. Διάκριση επίσης γίνεται ανάλογα με τον βαθμό περιορισμού της βραχομάζας. Με την αύξηση του περιορισμού, επιβολή δηλαδή πλευρικής πίεσης έτσι ώστε να δημιουργούνται τριαξονικές συνθήκες φόρτισης, οι αντοχές γενικά αυξάνονται.

Η παραμορφωσιμότητα της βραχομάζας αναφέρεται στον υπολογισμό των προκαλούμενων παραμορφώσεων της βραχομάζας οι οποίες εκδηλώνονται είτε άμεσα είτε είναι χρονικά εξελισσόμενες (φαινόμενα ερπυσμού). Οι παράμετροι οι οποίες πρέπει να εκτιμηθούν ποικίλλουν ανάλογα με το είδος και τις απαιτήσεις του έργου που σχεδιάζεται αλλά και ανάλογα με την δομή και την συμπεριφορά της βραχομάζας. Για τις συνήθεις αναλύσεις, η παραμορφωσιμότητα της βραχομάζας χαρακτηρίζεται από μια παράμετρο, η οποία συσχετίζει το φορτίο που εφαρμόζεται σε αυτήν με την προκαλούμενη μετατόπιση (μέτρο ελαστικότητας) καθώς και από το λόγο του Poisson. Το γεγονός ότι η ρωγματωμένη βραχομάζα δεν συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά, έχει οδηγήσει στην χρήση του μέτρου παραμορφωσιμότητας αντί του μέτρου ελαστικότητας.

1.2.2 Αναγκαιότητα εκτίμησης

Η βραχομάζα είναι το υλικό εντός του οποίου αναπτύσσονται οι δραστηριότητες που εξετάζονται από την μηχανική των πετρωμάτων. Ως δραστηριότητες αναφέρονται οι υπόγειες εκσκαφές για τεχνικούς ή μεταλλευτικούς σκοπούς, οι επιφανειακές εκσκαφές και η ευστάθεια των πρανών, οι θεμελιώσεις κλπ. Είναι φανερό ότι ο ασφαλής και οικονομικός σχεδιασμός των δραστηριοτήτων αυτών προϋποθέτει την σωστή εκτίμηση των παραμέτρων που καθορίζουν την μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας. Ο όρος εκτίμηση αναφέρεται στην ποσοτική και όχι στην ποιοτική περιγραφή των παραμέτρων αυτών.

Η γεωλογική – ποιοτική περιγραφή της συμπεριφοράς της βραχομάζας με όρους όπως «καλή», «μέτρια», «πτωχή», χρησιμοποιήθηκε για πολλά χρόνια για τον σχεδιασμό έργων μέσα ή πάνω σε πετρώματα. Οι εμπειρικές παρατηρήσεις και η γεωλογική περιγραφή οδήγησαν στον ασφαλής σχεδιασμό πολλών κατασκευών, ωστόσο καθώς οι απαιτήσεις αλλά και το μέγεθος των έργων αυξάνονταν, έγινε αντιληπτό ότι έπρεπε να χρησιμοποιηθούν μέθοδοι βασισμένες στην επιστήμη της μηχανικής. Στην τάση αυτή συνέτειναν και ορισμένες μεγάλες αστοχίες, οι οποίες αποδόθηκαν σε έλλειψη λεπτομερούς μελέτης και σχεδιασμού όπως επίσης και στην κακή αξιολόγηση των γεωλογικών δεδομένων.

Χαρακτηριστικά παραδείγματα μεγάλων αστοχιών είναι η αστοχία της θεμελίωσης του τοξωτού φράγματος Malpasset στη Γαλλία τον Δεκέμβριο του 1959, η οποία προκάλεσε πλημμύρα στα κατάντη και είχε ως αποτέλεσμα το θάνατο 450 ανθρώπων. Τον Οκτώβριο του 1963, περίπου 2500 άνθρωποι σκοτώθηκαν εξαιτίας μιας κατολίσθησης στον ταμιευτήρα του φράγματος Vajont στην Ιταλία. Τέλος, το 1960, κατάρρευση στύλων σε ανθρακωρυχείο στη Νότια Αφρική είχε ως αποτέλεσμα το θάνατο 432 ατόμων. Οι αστοχίες αυτές έστρεψαν το ενδιαφέρον των μηχανικών στο πέτρωμα και έτσι αναγνωρίστηκε η αναγκαιότητα της μελέτης της μηχανικής συμπεριφοράς του.

1.3 Χαρακτηριστικές δομές βραχομάζας

Η δομή με την οποία εμφανίζεται η βραχομάζα στη φύση εξαρτάται από την συνολική γεωλογική της ιστορία. Οι συνθήκες γένεσης διαμορφώνουν την ποιότητα του άρρηκτου πετρώματος και των πρωτογενών δομών του. Η τεκτονική εξέλιξη διαμορφώνει την δευτερογενή δομή της μάζας καθώς και την ποιότητα των ασυνεχειών της. Τέλος, η παλαιογεωγραφική εξέλιξη είναι υπεύθυνη για την αποσάθρωση και την τελική μορφή της δομής της βραχομάζας.

Η δημιουργία των πετρωμάτων οφείλεται στις διάφορες ενδογενείς και εξωγενείς γεωλογικές διεργασίες. Ως ενδογενείς διεργασίες αναφέρονται αυτές οι οποίες συμβαίνουν στο εσωτερικό της γης, όπως για παράδειγμα η ηφαιστειότητα, ενώ οι εξωγενείς διεργασίες είναι αυτές που δρουν έξω από τον φλοιό της γης, όπως για παράδειγμα η κίνηση του νερού. Οι ενδογενείς δυνάμεις συντελούν στην άνοδο και διείδυση ή έκχυση του μάγματος στην επιφάνεια της γης. Αποτέλεσμα αυτής της διεργασίας είναι η δημιουργία των εκρηξιγενών πετρωμάτων. Διάκριση των εκρηξιγενών πετρωμάτων γίνεται ανάλογα με το που συντελείται η πήξη του μάγματος. Εάν αυτή πραγματοποιείται μέσα στον φλοιό, δημιουργούνται πλουτώνια εκρηξιγενή πετρώματα ενώ εάν πραγματοποιείται στην επιφάνεια της γης, σχηματίζονται ηφαιστειακά εκρηξιγενή πετρώματα.

Τα πετρώματα που βρίσκονται στην επιφάνεια αποσαθρώνονται υπό την επίδραση εξωγενών μορφογενετικών παραγόντων και σχηματίζονται ιζήματα. Τα ιζήματα αποτίθενται σε διαδοχικά στρώματα στην επιφάνεια του φλοιού της γης. Η διαδοχική απόθεση στρωμάτων αναγκάζει τα υποκείμενα στρώματα να βυθίζονται και με την πάροδο του χρόνου σχηματίζονται ιζήματα μεγάλου πάχους και τελικά ιζηματογενή πετρώματα. Τέλος, όταν τα πετρώματα του φλοιού, εκρηξιγενή και ιζηματογενή, βρεθούν για οποιοδήποτε λόγο σε θέσεις στις οποίες οι τιμές πίεσης και θερμοκρασίας είναι μεγάλες, τότε λαμβάνουν χώρα ιστολογικές αλλαγές και μεταβάλλεται η ορυκτολογική σύσταση των πετρωμάτων. Η διαδικασία αυτή ονομάζεται μεταμόρφωση και τα πετρώματα που προκύπτουν λέγονται μεταμορφωμένα.

Οι τεκτονικές δομές διακρίνονται σε ρήγματα, πτυχές, επίπεδα στρώσης και διακλάσεις. Τα ρήγματα συνιστούν επίπεδα θραύσης κατά μήκος των οποίων έχει σημειωθεί μετακίνηση. Κατά μήκος της επιφάνειας διάρρηξης των μεγάλων ρηγμάτων δημιουργείται τεκτονικό λατυποπαγές (συνεκτικό πέτρωμα από θραύσματα του ίδιου πετρώματος) και σε περίπτωση εντονότερου θρυμματισμού, ζώνη μωλυνιτίωσης (λεπτόκοκκο υλικό). Οι πτυχές είναι αποτέλεσμα της παραμόρφωσης των πετρωμάτων και παρατηρούνται στα ιζηματογενή και στα μεταμορφωμένα πετρώματα (Καλλέργης και Κούκης, 1985).

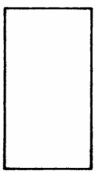





Οι διακλάσεις αποτελούν επίπεδα θραύσης κατά μήκος των οποίων δεν έχει σημειωθεί μετακίνηση. Σχηματίζονται κατά την διαγένεση (στα ιζηματογενή πετρώματα), κατά την ψύξη (στα εκρηξιγενή) ή από την επίδραση τεκτονικών δυνάμεων (σε όλα τα πετρώματα). Διακρίνονται σε οικογένειες ή συστήματα, όταν εμφανίζονται με παρόμοια γεωμετρικά χαρακτηριστικά. Τα επίπεδα στρώσης διαχωρίζουν το πέτρωμα σε διάφορα

στρώματα και εμφανίζονται έντονα στα ιζηματογενή πετρώματα. Πρόκειται συνήθως για επίπεδα αδυναμίας με μεγάλη εμμόνη και αποτελούν επιφάνειες μειωμένης διατμητικής αντοχής σε σχέση με το άρρηκτο πέτρωμα.

Παράγοντας πολύ καθοριστικός στην δομή της βραχομάζας είναι η παλαιογεωγραφική εξέλιξη και αποσάθρωση του. Η αποσάθρωση προκύπτει από φυσικές, χημικές και βιολογικές διεργασίες και επηρεάζεται σε σημαντικό βαθμό από το κλίμα. Η φυσική αποσάθρωση συμβαίνει κυρίως σε περιοχές με έντονη θερμοκρασιακή διακύμανση. Η επαναλαμβανόμενη αλλαγή περιόδων με παγετό και τήξη δημιουργεί αντίστοιχα θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις οι οποίες συμβάλλουν στην προοδευτική διεύρυνση των ρωγμών και την καταστροφή της δομής του πετρώματος. Η χημική αποσάθρωση οδηγεί στην εξαλλοίωση των ορυκτών και στη διάλυση του πετρώματος. Παράγοντες όπως η οξείδωση, η υδρόλυση και η ενυδάτωση συμβάλλουν σημαντικά στην εξαλλοίωση ενώ η παρουσία όξινων ή αλκαλικών νερών επηρεάζει την διάλυση των πετρωμάτων (Καλλέργης και Κούκης, 1985).

Όλοι οι παραπάνω γεωλογικοί παράγοντες συμβάλλουν στην τελική δομή με την οποία εμφανίζεται η βραχομάζα στη φύση. Η ομογενοποίηση και εν συνεχεία διάκριση των δομών της βραχομάζας σε σχέση με την τεχνικογεωλογική συμπεριφορά τους, είναι απαραίτητη για τον σχεδιασμό και την κατασκευή έργων στα πετρώματα. Η πρώτη αναφορά στην διάκριση των δομών της βραχομάζας για τεχνικούς σκοπούς και συγκεκριμένα για τον σχεδιασμό υποστήριξης σηράγγων, έγινε από τον Terzaghi (1946). Στην εργασία του ο Terzaghi ταξινομεί ποιοτικά τα φορτία τα οποία ασκούνται σε χαλύβδινα πλαίσια που χρησιμοποιούνται για την υποστήριξη των σηράγγων. Η πραγματική αξία αυτής της εργασίας όμως, είναι η ταξινόμηση του πετρώματος με ποιοτικούς όρους, στην οποία δίνει ιδιαίτερη προσοχή σε παράγοντες που επηρεάζουν την συμπεριφορά του πετρώματος (π.χ. ασυνέχειες). Η περιγραφή του πετρώματος γίνεται στις παρακάτω κατηγορίες (από Μαρίνος, 1991): Άρρηκτο πέτρωμα, στρωματοειδές, μέτρια διακλασμένο, κανονικά διακλασμένο, αποδομημένο, συνθλιβόμενο, διογκούμενο.

Αντίστοιχη κατηγοριοποίηση των δομών της βραχομάζας σε σχέση με τον βαθμό κερματισμού της πρότεινε ο Hoek (1983) (Σχ. 1-1)

	Description	Strength characteristics	Strength testing	Theoretical considerations
	Hard intact rock	Brittle, elastic and generally isotropic	Triaxial testing of core specimens in laboratory relatively simple and inexpensive and results usually reliable	Theoretical behaviour of isotropic elastic brittle rock adequately understood for most practical applications
	Intact rock with single inclined discontinuity	Highly anisotropic, depending on shear strength and inclination of discontinuity	Triaxial testing of core with inclined joints difficult and expensive but results reliable. Direct shear testing of joints simple and inexpensive but results require careful interpretation	Theoretical behaviour of individual joints and of schistose rock adequately understood for most practical applications
	Massive rock with a few sets of discontinuities	Anisotropic, depending on number, shear strength and continuity of discontinuities	Laboratory testing very difficult because of sample disturbance and equipment size limitations	Behaviour of jointed rock poorly understood because of complex interaction of interlocking blocks
	Heavily jointed rock	Reasonably isotropic. Highly dilatant at low normal stress levels with particle breakage at high normal stress	Triaxial testing of undisturbed core samples extremely difficult due to sample disturbance and preparation problems	Behaviour of heavily jointed rock very poorly understood because of interaction of interlocking angular pieces
	Compacted rockfill	Reasonably isotropic. Less dilatant and lower shear strength than in situ jointed rock but overall behaviour generally similar	Triaxial testing simple but expensive because of large equipment size required to accommodate representative samples	Behaviour of compacted rockfill reasonably well understood from soil mechanics studies on granular materials
	Loose waste rock	Poor compaction and grading allow particle rotation and movement resulting in mobility of waste rock dumps	Triaxial or direct shear testing relatively simple but expensive because of large equipment size required	Behaviour of waste rock adequately understood for most applications

Σχ. 1-1 Χαρακτηριστικές δομές βραχομάζας (Hoek, 1983)

Η πρώτη δομή βραχομάζας είναι αυτή που δεν περιέχει ασυνέχειες, αντιστοιχεί δηλαδή στο άρρηκτο πέτρωμα. Η μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας αυτής είναι γενικά ισότροπη και παρουσιάζει συνήθως ψαθυρή θραύση για σκληρά πετρώματα. Η δεύτερη δομή είναι βραχομάζα με μια ασυνέχεια. Η συμπεριφορά του τύπου αυτού της μάζας του πετρώματος είναι εντελώς ανισότροπη και εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά και τον προσανατολισμό της ασυνέχειας. Η τρίτη δομή αντιστοιχεί σε συμπαγή βραχομάζα η οποία εμπεριέχει μερικά συστήματα ασυνεχειών. Η συμπεριφορά της είναι ανισότροπη ανάλογα με τον αριθμό, προσανατολισμό, εμμόνη και αντοχή των

ασυνεχειών. Η επόμενη δομή είναι η έντονα κερματισμένη βραχομάζα, η οποία περιέχει τέσσερα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών. Η συμπεριφορά της είναι ισότροπη, έντονα διαστελλόμενη σε χαμηλές τάσεις, με θραύση των τεμαχιδίων σε υψηλές τάσεις. Οι επόμενες δυο δομές (συμπυκνωμένη λιθορριπή – χαλαρή απόθεση λιθορριπής), χαρακτηρίζονται ως ισότροπες ενώ σε ορισμένες περιπτώσεις η μηχανική συμπεριφορά τους μπορεί να αντιμετωπιστεί με κριτήρια εδαφομηχανικής.

Σύμφωνα με την παραπάνω κατηγοριοποίηση, σε σχέση με την μηχανική συμπεριφορά της η βραχομάζα μπορεί να διακριθεί σε τρεις δομές:

- Βραχομάζα χωρίς ασυνέχειες (ισότροπη συμπεριφορά εξαρτώμενη από το άρρηκτο πέτρωμα)
- Κερματισμένη βραχομάζα με ανισότροπη συμπεριφορά
- Κατακερματισμένη βραχομάζα με ισότροπη συμπεριφορά

1.4 Εκτίμηση μηχανικής συμπεριφοράς βραχομάζας σε σχέση με την δομή της

Η μεθοδολογία επίλυσης προβλημάτων απόκρισης βραχομάζας σε στατικές ή δυναμικές φορτίσεις, διαφοροποιείται ανάλογα με την δομή της. Αν η πυκνότητα των ασυνεχειών είναι αραιή σε σχέση με τις διαστάσεις του προβλήματος ή είναι πολύ μεγάλη έτσι ώστε η βραχομάζα να μπορεί να θεωρηθεί ως ένα κατακερματισμένο υλικό, τότε μπορεί να χρησιμοποιηθεί η μηχανική του συνεχούς μέσου. Αντίθετα, όταν υπάρχει μια ασυνέχεια ή έστω μικρός αριθμός ασυνεχειών, τότε το πρόβλημα μπορεί να αναχθεί σε ολίσθηση ενός στερεού σώματος πάνω στις ασυνέχειες και η επίλυση του γίνεται με στερεοστατικές εξισώσεις ισορροπίας. Στη συνέχεια εξετάζονται αναλυτικότερα οι μέθοδοι προσδιορισμού της μηχανικής συμπεριφοράς της μάζας του πετρώματος για κάθε κατηγορία.

1.4.1 Βραχομάζα χωρίς ασυνέχειες

Η βραχομάζα η οποία δεν περιέχει μακροσκοπικές ασυνέχειες, θεωρείται ότι παρουσιάζει συμπεριφορά που προσεγγίζει με μεγάλη ακρίβεια αυτήν ενός ελαστοπλαστικού μέσου.

Αυτό σημαίνει ότι οι τάσεις και οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στο υλικό αυτό μπορούν να υπολογιστούν με τις θεωρίες ελαστικότητας και πλαστικότητας.

Η αστοχία των πετρωμάτων σε διάφορες εντατικές καταστάσεις εκτιμάται συνήθως μέσω των κριτηρίων αστοχίας. Με τα κριτήρια αυτά, περιγράφεται ο μηχανισμός αστοχίας του υλικού, καθορίζεται ο συνδυασμός των τάσεων που οδηγεί στην αστοχία ενώ παράλληλα πραγματοποιείται και συσχετισμός με ορισμένες ιδιότητες του πετρώματος. Τα κριτήρια αυτά έχουν προκύψει είτε αναλυτικά (π.χ. κριτήριο Griffith) είτε εμπειρικά (π.χ. κριτήριο Hoek – Brown). Στον Πιν. 1-1 παρατίθενται τα πιο γνωστά κριτήρια αστοχίας του άρρηκτου πετρώματος (Hudson and Harrison, 1997).

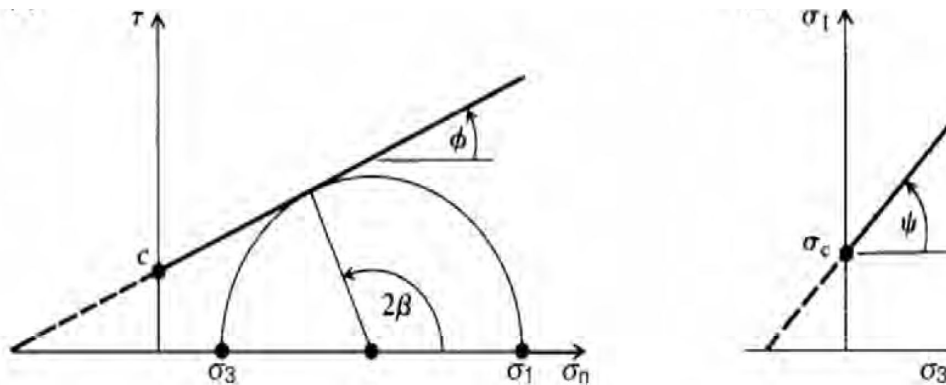
Σύμφωνα με την θεωρία του Griffith (1921) σε ψαθυρά υλικά δημιουργούνται μακροσκοπικές ρωγμές όταν οι τάσεις που συγκεντρώνονται στα άκρα μικροσκοπικών ρωγμών που περιέχει το υλικό, ξεπερνούν την εφελκυστική αντοχή του. Στα πετρώματα τέτοιες μικροσκοπικές ρωγμές μπορούν να υπάρχουν στις επαφές των ορυκτών τους ή και εντός των κόκκων, ως αποτέλεσμα γεωλογικών καταπονήσεων. Η θεωρία του Griffith προέκυψε από μελέτες σε εφελκυστικά πεδία τάσεων. Στα προβλήματα της μηχανικής των πετρωμάτων, όπου κυριαρχούν οι θλιπτικές τάσεις, έγιναν τροποποιήσεις της αρχικής θεωρίας (McClintock and Walsh, 1962) έτσι ώστε να ληφθεί υπόψη η τριβή που ενεργοποιείται κατά το κλείσιμο των ρωγμών.

Μελέτες επάνω στην δημιουργία και διάδοση ρωγμών σε πετρώματα (Hoek and Bieniawski 1965, Hoek 1968) έδειξαν ότι το αρχικό αλλά και το τροποποιημένο κριτήριο του Griffith επαρκούν για την εκτίμηση της εκκίνησης της ρωγμάτωσης των πετρωμάτων αλλά δεν μπορούν να περιγράψουν την διάδοση των ρωγμών και την τελική αστοχία των πετρωμάτων. Το κριτήριο του Griffith δεν εφαρμόζεται στην πράξη, ωστόσο είναι ιδιαίτερης αξίας γιατί αποτέλεσε την πρώτη θεωρητική προσέγγιση του προβλήματος της αντοχής των πετρωμάτων και έδωσε αφορμή για την ανάπτυξη νέων μοντέλων αστοχίας τα οποία είχαν ως αρχική ιδέα το κριτήριο αυτό.

Πιν. 1-1 Κριτήρια αστοχίας άρρηκτου πετρώματος (Hudson and Harrison, 1997)

Murell (1963)	$\tau^2_{oct} = 8T_o \sigma_{oct}$	Επέκταση της θεωρίας Griffith σε 3 διαστάσεις
Fairhurst (1964)	$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{(\sigma_1 + \sigma_3)^2} = -2(m-1)^2 K \left[1 + \frac{2K}{(\sigma_1 + \sigma_3)} \left(\left(\frac{m-1}{2} \right)^3 - 1 \right) \right]$	Εμπειρική γενίκευση του κριτηρίου Griffith
Hobbs (1966)	$\sigma_1 = B \sigma_3^b + \sigma_3$	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών
Hoek (1968)	$\sigma_1 - \sigma_3 = 2C + A(\sigma_1 + \sigma_3)^B$	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών
Franklin (1971)	$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_c^{1-B} (\sigma_1 + \sigma_3)^B$	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε 500 δοκίμια
Bieniawski (1974)	$\sigma_1 = K \sigma_3^A + \sigma_c$	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε 700 δοκίμια (5 τύποι πετρωμάτων)
Yoshinaka & Yamabe (1980)	$\sigma_1 - \sigma_2 = \alpha K(q) (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)^\beta$	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε μαλακά πετρώματα
Hoek & Brown (1980)	$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2}$	Αποτελέσματα δοκιμών και εφαρμογή της θεωρίας Griffith
Kim & Lade (1984)	$\left(\frac{I_1^3}{I_s} - 27 \right) \left(\frac{I_1}{p_a} \right)^m = \eta_1$	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών (αρχικά σε σκυρόδεμα και εδάφη)
Johnston (1985)	$\frac{\sigma_1}{\sigma_c} = \left[\frac{M}{B} \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + 1 \right]^B$	Αποτελέσματα εργαστηριακών δοκιμών σε μαλακά πετρώματα
Desai & Salami (1987)	$J_2 = \left(-\frac{\alpha}{\alpha_o} I_1^n + \gamma I_1^2 \right) (1 - \beta S r)^m$	Πολυωνομική επέκταση σε όρους αποκλινουσών των τάσεων
Michelis (1987)	$\ln \left(\frac{q^2}{f_o^2} + a_1 p \frac{q}{f_o} + a_2 p^2 \right) = a_4 \ln \left(\frac{2q / p f_o + a_1 - a_3}{2q / p f_o + a_1 + a_3} \right) + \ln a_5$	Αναλυτική και πειραματική εξέταση της επιφάνειας αστοχίας

Σύμφωνα με το κριτήριο Mohr – Coulomb, η αστοχία συμβαίνει όταν η διατμητική τάση τ σε ένα οποιοδήποτε επίπεδο του πετρώματος ξεπεράσει τη διατμητική αντοχή, η οποία είναι γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης σ_n στο επίπεδο αυτό. Η διατμητική αντοχή εξαρτάται από δυο παραμέτρους: την γωνία εσωτερικής τριβής ϕ και την συνοχή c (Σχ. 1-2).



Σχ. 1-2 Διατύπωση του κριτηρίου Mohr – Coulomb, αριστερά σε επίπεδο ορθών και διατμητικών τάσεων, δεξιά σε επίπεδο κυρίων τάσεων

Το κριτήριο γράφεται

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \text{ (στο επίπεδο } \sigma\text{-}\tau) \quad (1-1)$$

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + \sigma_3 \tan \psi \text{ (στο επίπεδο } \sigma_1\text{-} \sigma_3) \quad (1-2)$$

όπου

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (1-3)$$

$$\tan \psi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (1-4)$$

Σύμφωνα με το Σχ. 1-2, το επίπεδο αστοχίας έχει κλίση $45+\phi/2$ ως προς το επίπεδο επί του οποίου ασκείται η μέγιστη κύρια τάση. Πειραματικά έχει αποδειχθεί ότι η εμφάνιση του επιπέδου αστοχίας σε τέτοιες κλίσεις αντιστοιχεί σε τριαξονικές δοκιμές με σχετικά υψηλή τιμή πλευρικής πίεσης. Στην περίπτωση της μονοαξονικής φόρτισης με θλιπτικό φορτίο, η αστοχία λαμβάνει χώρα σε επίπεδα παράλληλα σε σχέση με την διεύθυνση της

φόρτισης, ως αποτέλεσμα εφελκυστικής αστοχίας του υλικού (αξονικές κατακλάσεις). Συνεπώς, το κριτήριο αυτό είναι πιο κατάλληλο για την εκτίμηση της αντοχής σε τριαξονικές συνθήκες και σε σχετικά υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης.

Η περιβάλλουσα αστοχίας σύμφωνα με το συγκεκριμένο κριτήριο είναι ευθύγραμμη. Οι Hoek and Brown (1980) μετά από σειρά τριαξονικών δοκιμών σε πετρώματα (Σχ. 1-3), κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η σχέση των κυρίων τάσεων κατά την αστοχία δεν είναι γραμμική αλλά ακολουθεί έναν παραβολικό νόμο. Το ομώνυμο κριτήριο τους, το οποίο βασίζεται στο κριτήριο αστοχίας Griffith, διατυπώνεται ως εξής.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3'}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^{0.5} \quad (1-5)$$

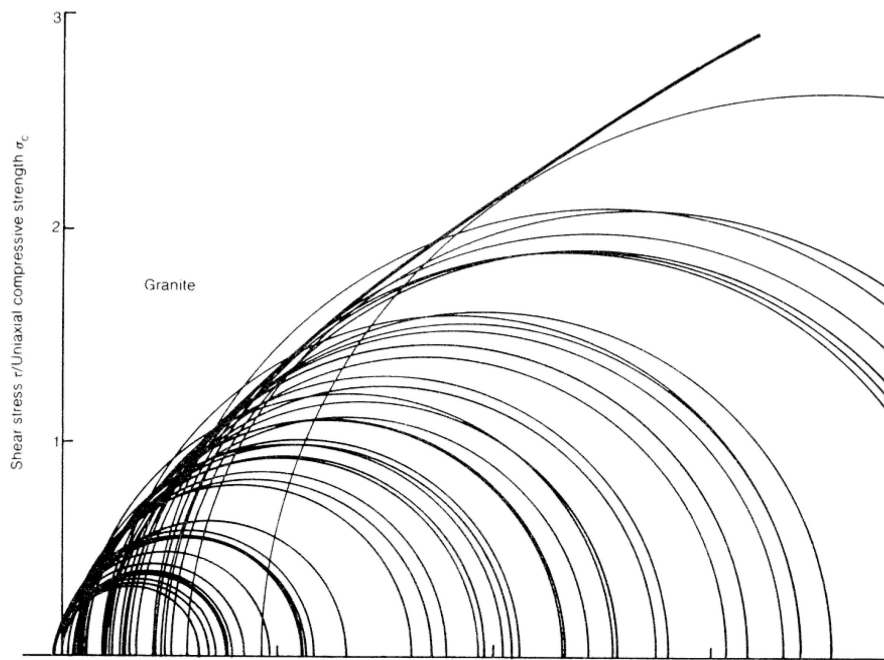
σ_1' = η μέγιστη κύρια (ενεργός) τάση κατά την αστοχία

σ_3' = η ελάχιστη κύρια (ενεργός) τάση κατά την αστοχία

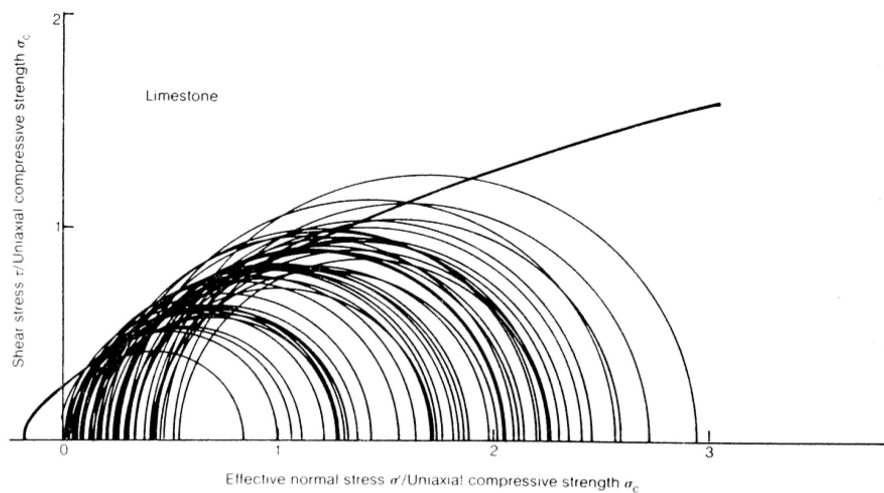
σ_{ci} = η αντοχή του πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη

m_i = παράμετρος του πετρώματος που συνδέεται με την αλληλεμπλοκή των κόκκων του

Οι παράμετροι m_i και σ_{ci} υπολογίζονται από τριαξονικές δοκιμές για ένα εύρος τιμών $0 < \sigma_3 < 0.5 \sigma_{ci}$. Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιούνται σε κυλινδρικά δοκίμια άρρηκτου πετρώματος διαμέτρου 54.7mm. Ωστόσο, όταν γίνεται εκτίμηση της αντοχής βραχομάζας, θα πρέπει να γίνει μια διόρθωση στην τιμή της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη, καθώς με την αύξηση του όγκου του υπό εξέταση πετρώματος η αντοχή του μειώνεται (Hoek, 1983).



(a)



Σχ. 1-3 Καμπύλες περιβάλλουσες Mohr σε γρανίτη και ασβεστόλιθο (Hoek, 1983)

Προκαταρκτική εκτίμηση των παραμέτρων αυτών μπορεί να γίνει σε σχέση με το είδος του πετρώματος. Στον Πιν. 1-2 παρουσιάζονται επτά κατηγορίες πετρωμάτων, ανάλογα με την αντοχή τους σε μονοαξονική θλίψη. Η αντοχή μπορεί να εκτιμηθεί προσεγγιστικά είτε με τις οδηγίες για την επιτόπου εκτίμηση είτε με βάση τον τύπο του πετρώματος. Η κατηγορία R0 είναι η ασθενέστερη, με αντοχή <1 MPa και ουσιαστικά πρόκειται για εδαφικά υλικά. Η ισχυρότερη κατηγορία είναι η R6 με αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη >250 MPa.

Πιν. 1-2 Ταξινόμηση του άρρηκτου πετρώματος σε σχέση με την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη (Marinos and Hoek, 2000)

ΒΑΘΜΟΣ *	ΟΡΙΣΜΟΣ	ΑΝΤΟΧΗ ΣΤΗΝ ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ (MPa)	ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΗΜΕΙΑΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ (MPa)	ΕΠΙ ΤΟΠΟΥ ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑΤΑ
R6	Υπερβολικά δυνατή	> 250	> 10	Τα δείγματα μπορούν να κοπούν σε "φέτες" μόνο με γεωλογικό σφυρί.	Φρέσκος βασάλτης, χαλαζίας, διαβάσης, γνεύσιος, γρανίτης, κερατόλιθος
R5	Πολύ δυνατή	100 - 250	4 - 10	Τα δείγματα χρειάζονται πολλά χτυπήματα με γεωλογικό σφυρί για να θραυτούν.	Αμφιβολίτης, ψαμμίτης, βασάλτης, γάββρος, γνεύσιος, γρανοδιορίτης, περιδοτίτης, ρυολίτης, τόφφος
R4	Δυνατή	50 - 100	2 - 4	Τα δείγματα χρειάζονται περισσότερα του ενός χτυπήματα από γεωλογικό σφυρί για να θραυτούν.	Ασβεστόλιθοι, μάρμαρο, ψαμμίτης, σχιστόλιθος
R3	Μέτρια δυνατή	25 - 50	1 - 2	Δεν μπορούν τα δείγματα να τεμαχιστούν ή να αποφλοιωθούν με ένα μαχαίρι τσεπής, αλλά μπορούν να θραυστούν με ένα μόνο χτύπημα από γεωλογικό σφυρί	Σκυρόδεμα, φυλλίτης, σχιστόλιθος, ιλυόλιθος
R2	Αδύνατη	5 - 25	**	Μπορούν με δυσκολία να αποφλοιωθούν με ένα μαχαίρι τσεπής. Με ένα γερό χτύπημα με το αιχμηρό μέρος ενός γεωλογικού σφυριού προκαλείται ρηχή διείσδυση.	Κιμωλία, αργιλόλιθος, ποτάσα, μάργα, ιλυόλιθος, αργ. σχιστόλιθος, ορυκτό άλας
R1	Πολύ αδύνατη	1 - 5	**	Τα δείγματα θρυμματίζονται με γερά χτυπήματα με το αιχμηρό μέρος ενός γεωλογικού σφυριού και μπορούν να αποφλοιωθούν με ένα μαχαίρι τσεπής	Βράχος με έντονη αποσύνθεση ή βράχος με εναλλαγές υλικών, αργ. σχιστόλιθος
R0	Υπερβολικά αδύνατη	0,25 - 1	**	Διείσδυση με τον αντίχειρα.	Σκληρο ρηγματωμένο υλικό εκσκαφής

* Βαθμονόμηση με βάση τον Brown (1981)

** Οι δοκιμές σημειακής φόρτισης σε βράχους με μονοαξονική αντοχή στην θλίψη κάτω των 25 Μpa, είναι πιθανόν να έχουν πολύ αβέβαια αποτελέσματα

Η παράμετρος m_i εκφράζει ουσιαστικά τον λόγο της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη προς την αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό (Hoek et al, 2002). Στον Πιν. 1-3 δίνονται οι τιμές της παραμέτρου m_i ανάλογα με τον τύπο του πετρώματος (ιζηματογενές, εκρηξιγενές, μεταμορφωμένο), την κατηγορία που ανήκει (κλαστικό – μή κλαστικό για τα ιζηματογενή, με φύλλωση – με ελαφρά φύλλωση – χωρίς φύλλωση για τα μεταμορφωμένα, πλουτώνια – ηφαιστειακά για τα εκρηξιγενή) και την υφή του (αδρή, μέτρια, λεπτή και πολύ λεπτή). Η παράμετρος αυτή κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 4 (σχιστόλιθος) και 33 (γνεύσιος)

Πιν. 1-3 Εκτίμηση της παραμέτρου m_i (Marinos and Hoek, 2000)

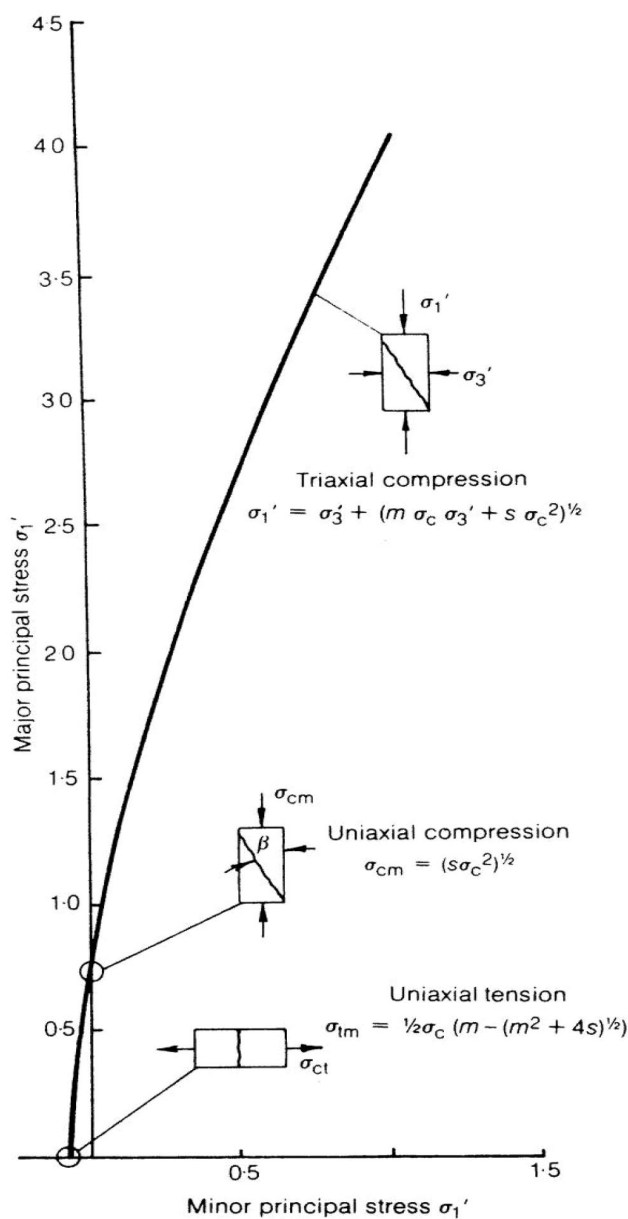
ΤΥΠΟΣ	ΟΜΑΔΑ		ΣΥΣΤΑΣΗ			
			ΑΔΡΗ	ΜΕΣΗ	ΛΕΠΤΗ	ΠΟΛΥ ΛΕΠΤΗ
ΙΖΗΜΑΤΟΓΕΝΗ	Κλαστικά		Κροκαλοπαγή *	Ψαμμίτες 17 ± 4	Ιλυόλιθοι 7 ± 2	Αργιλόλιθοι 4 ± 2
			Λατυποπαγή *		Γραουβάκες (18 ± 3)	Αργ. Σχιστόλιθοι (6 ± 2) Μάργες (7 ± 2)
	Μη κλαστικά	Ανθρακικά	Κρυσταλλικοί Ασβεστόλιθοι (12 ± 3)	Σπαρτιτικοί Ασβεστόλιθοι (10 ± 2)	Μικριτικοί Ασβεστόλιθοι (9 ± 2)	Δολομίτες (9 ± 3)
		Εβαπορίτες	Γύψος 8 ± 2	Ανυδρίτης 12 ± 2		
Οργανικά					Κρητίς 7 ± 2	
ΜΕΤΑΜΟΡΦΩΜΕΝΑ	Μη πτυχωμένα		Μάρμαρο 9 ± 3	Χαλαζίτες 20 ± 3 Μεταψαμμίτες (19 ± 3)	Κερατόλιθοι (19 ± 4)	
	Ελαφρά πτυχωμένα		Μιγματίτες (29 ± 3)	Αμφιβολίτες 26 ± 6	Γνεύσιοι 28 ± 5	
	Πτυχωμένα **			Σχιστόλιθοι 12 ± 3	Φυλλίτες (7 ± 3)	Σχίστες 7 ± 4
ΠΥΡΙΓΕΝΗ	Πλουτώνια	Ανοιχτόχρωμα	Γρανίτης 27 ± 3	Διορίτης (25 ± 5)		
		Γρανοδιοίτης (29 ± 3)				
	Σκοτεινόχρωμα	Γάββρος 27 ± 3 Νορίτης 20 ± 5	Δολερίτης (16 ± 5)			
	Υποαβυσσικά		Πορφύρης (20 ± 5)		Διαβάσης (15 ± 5)	Περιοίτης (25 ± 5)
	Ηφαιστειακά	Λάβα		Ρυόλιθος (25 ± 5) Ανδεσίτης 15 ± 5	Δακίτης (25 ± 5) Βασάλτης (25 ± 5)	
Πυροκλαστικά		Ηφ. Κροκαλοπαγή (19 ± 3)	Ηφ. Λατυποπαγή (19 ± 3)	Τόφφοι (19 ± 3)		

* Τα κροκαλοπαγή και τα λατυποπαγή μπορεί να παρουσιάσουν ένα ευρύ πεδίο τιμών της σταθεράς m_i ανάλογα με την φύση του συγκολλητικού υλικού και τον βαθμό συγκόλλησης, και έτσι μπορεί να έχουν τιμές παρόμοιες με αυτές των ψαμμιτών μέχρι και τιμές που χρησιμοποιούνται και λεπτόκοκκα ιζηματογενή πετρώματα (ακόμη και < 10).

** Αυτές οι τιμές αφορούν δείγματα του ακέρατου πετρώματος (άρρηκτου βράχου) δοκιμασμένα κάθετα στις στρώσεις ή στην φύλλωση. Η τιμή της σταθεράς m_i μπορεί να είναι διαφορετική σε σημαντικό βαθμό εάν η αστοχία πραγματοποιηθεί κατά μήκος ενός αδύναμου επιπέδου.

Τέλος, στο Σχ. 1-4 απεικονίζεται η περιβάλλουσα αστοχίας του κριτηρίου Hoek – Brown, όπου φαίνεται η αντοχή του πετρώματος για τρεις χαρακτηριστικές εντατικές καταστάσεις, μονοαξονικό εφελκυσμό, μονοαξονική θλίψη και τριαξονική θλίψη. Για άρρηκτο πέτρωμα η παράμετρος s λαμβάνει τιμή ίση με τη μονάδα. Οι τιμές των ενεργών

κυρίων τάσεων σ_1' και σ_3' είναι διαιρεμένες με την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος.



Σχ. 1-4 Η περιβάλλουσα αστοχίας του κριτηρίου Hoek – Brown (Hoek, 1983)

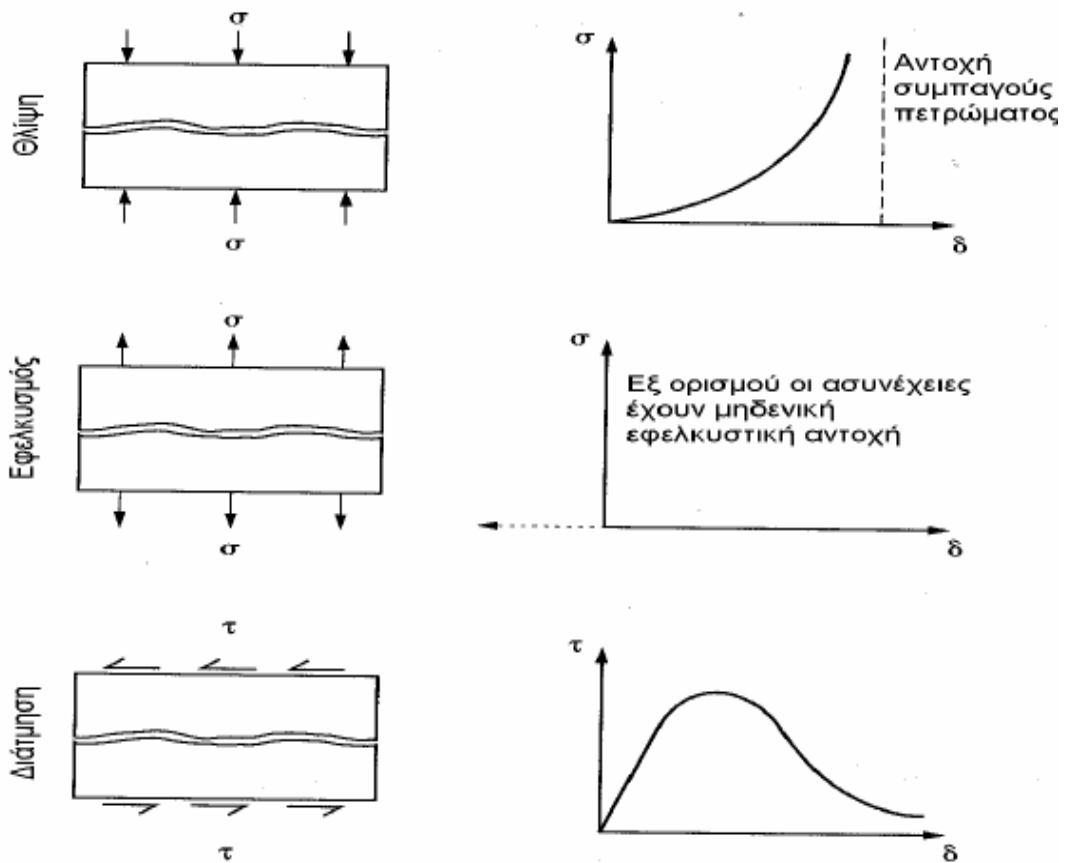
Η εκτίμηση της αντοχής πετρωμάτων με κάποιο προσανατολισμένο άξονα ανισοτροπίας παρουσιάζει ορισμένες δυσκολίες. Τέτοια πετρώματα είναι συνήθως μεταμορφωμένα με καλά ανεπτυγμένα επίπεδα σχιστότητας. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η αντοχή του πετρώματος διαφοροποιείται σε σχέση με τον προσανατολισμό των επιπέδων σχιστότητας. Η ελάχιστη αντοχή παρουσιάζεται για γωνίες 30° έως 45° μεταξύ της διεύθυνσης φόρτισης και της κλίσης της σχιστότητας. Για τέτοια πετρώματα, το κριτήριο Hoek – Brown δεν ισχύει ως έχει. Οι Hoek and Brown (1980) και οι Σαρόγλου Χ.,

Τσιαμπάος Γ. και Μαρίνος Π. (2006) αναφέρουν κατάλληλους μετασχηματισμούς στο κριτήριο έτσι ώστε να είναι δυνατή η εφαρμογή του σε ανισότροπα πετρώματα.

1.4.2 Κερματισμένη βραχομάζα με ανισότροπη συμπεριφορά

Η αντοχή μιας βραχομάζας με ανισότροπη συμπεριφορά εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την κλίση των ασυνεχειών σε σχέση με την διεύθυνση της φόρτισης. Ανάλογα με την κλίση αυτή, η αστοχία μπορεί να εκδηλωθεί με θραύση του άρρηκτου πετρώματος ή με ολίσθηση επάνω σε επίπεδο ασυνέχειας. Όταν η αστοχία οφείλεται σε θραύση του άρρηκτου πετρώματος, η αντοχή υπολογίζεται με τα κριτήρια αστοχίας που παρουσιάστηκαν παραπάνω. Στην αντίθετη περίπτωση, η αντοχή της βραχομάζας εξαρτάται από την μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών.

Η συμπεριφορά μιας ασυνέχειας σε θλίψη, εφελκυσμό και διάτμηση φαίνεται στο Σχ. 1-5. Στην περίπτωση της θλίψης, η μετακίνηση αυξάνεται με την αύξηση της τάσης ενώ η μέγιστη τάση είναι η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος. Στην περίπτωση του εφελκυσμού, η ασυνέχεια εξ'ορισμού δεν φέρει αντίσταση. Στην διάτμηση, παρατηρείται μια κορυφαία διατμητική τάση που μειούται στη συνέχεια. Στις περιπτώσεις της θλίψης και της διάτμησης, η συμπεριφορά είναι μή γραμμική.



Σχ. 1-5 Συμπεριφορά ασυνέχειας σε θλίψη, εφελκυσμό και διάτμηση (από Hudson and Harrison, 1997)

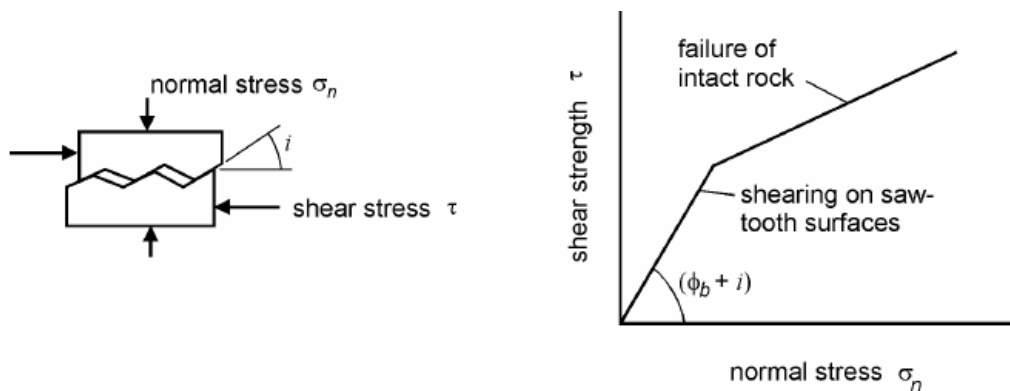
Σε μια λεία επιφάνεια η διατμητική αντοχή μπορεί να εκφραστεί από μια γραμμική περιβάλλουσα Mohr – Coulomb της μορφής

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi \quad (1-6)$$

όπου ϕ η γωνία τριβής. Ωστόσο, πολύ σπάνια στη φύση συναντώνται τέτοιες λείες επιφάνειες. Ο Patton (1966) πραγματοποίησε πειράματα σε δοκίμια των οποίων η διεπιφάνεια ήταν τραχεία, όπως φαίνεται στο Σχ. 1-6. Από τα αποτελέσματα των δοκιμών του, κατέληξε στο συμπέρασμα ότι η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας εκφράζεται καλύτερα με το διγραμμικό κριτήριο

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\phi + i) \quad (1-7)$$

Για μικρές τιμές της ορθής τάσης σ η τραχύτητα της επιφάνειας προκαλεί κατά τη διάτμηση διόγκωση δίνοντας μια φαινόμενη γωνία τριβής ($\phi + i$). Για μεγαλύτερες τιμές της ορθής τάσης, η γωνία τραχύτητας i μηδενίζεται λόγω της θραύσης των προεξοχών στο τοίχωμα της ασυνέχειας.



Σχ. 1-6 Δοκιμές σε τραχειές επιφάνειες ασυνεχειών (Patton, 1966)

Οι Ladanyi and Archambault (1972) πρότειναν την παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής μιας ανώμαλης, όπως την ονόμασαν, επιφάνειας ασυνέχειας πετρώματος

$$\tau_n = \frac{\sigma_n(1 - \alpha_s)(u + \tan \phi_b) + \alpha_s \tau_r}{1 - (1 - \alpha_s)u \tan \phi_b} \quad (1-8)$$

όπου

$\alpha_s = A_s/A$ και A_s είναι η επιφάνεια εκείνη της ολικής επιφάνειας A της ασυνέχειας που συνέβη θραύση σε διάτμηση των προεξοχών

$u =$ λόγος διαστολής στην μέγιστη διατμητική αντοχή

$\tau_r =$ η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος

$\phi_b =$ μέση τιμή της γωνίας τριβής

Η σχέση (1-8) δίνει καλύτερη εικόνα των συνθηκών αστοχίας σε διάτμηση μιας ασυνέχειας με προεξοχές, σε σχέση με τη θεωρία του Patton.

Μια απλούστερη για πρακτική εφαρμογή εμπειρική σχέση για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής μιας ασυνέχειας προτάθηκε από τον Barton (1971, 1973, 1976). Πραγματοποιώντας δοκιμές σε φυσικές ασυνέχειες, πρότεινε ότι η εξίσωση του Patton μπορεί να γραφτεί ως εξής

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (1-9)$$

Δηλαδή $i = JRC \log_{10}(JCS/\sigma_n)$

όπου

JRC= συντελεστής τραχύτητας της ασυνέχειας

JCS= ισοδύναμη θλιπτική αντοχή του τοιχώματος της ασυνέχειας

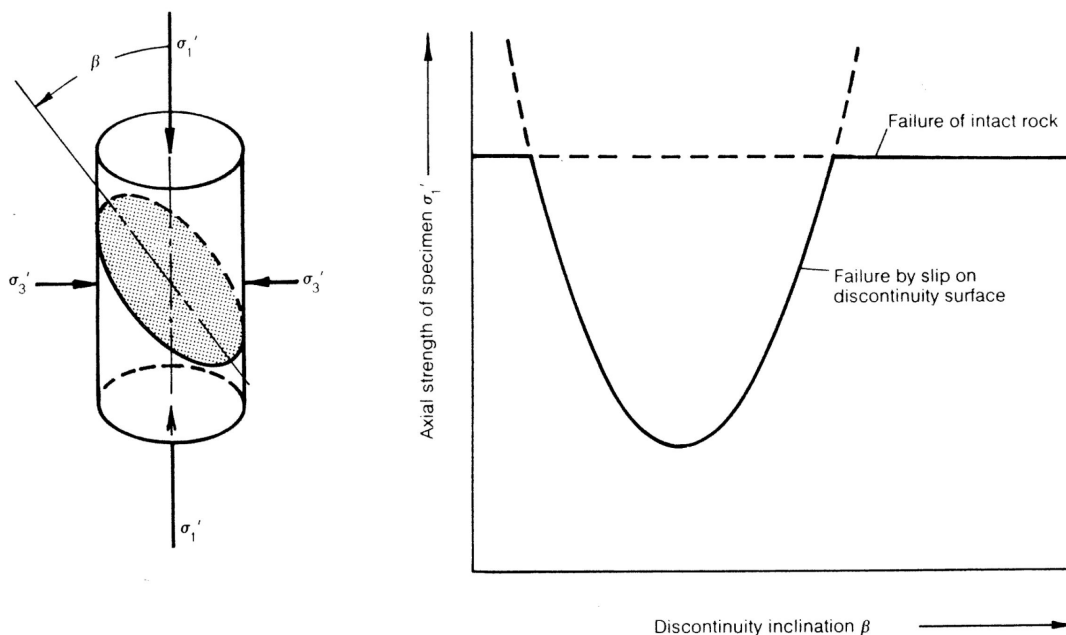
Στην περίπτωση όπου οι ασυνέχειες είναι πληρωμένες με κάποιο υλικό πλήρωσης, η διατμητική αντοχή της ασυνέχειας θα επηρεάζεται από τις μηχανικές ιδιότητες του υλικού αυτού (Barton 1974).

Η σχέση 1-9 έχει ιδιαίτερη χρησιμότητα λόγω της υπολογιστικής ευχέρειας που προσφέρει, καθώς περιλαμβάνει σχετικά εύκολα μετρήσιμα μεγέθη (σε αντίθεση για παράδειγμα με την εξίσωση 1-8) αλλά και γιατί έχει αποδειχθεί ότι παρουσιάζει πολύ καλή προσαρμογή σε αποτελέσματα δοκιμών διάτμησης σε ασυνέχειες.

Η αντοχή ενός πετρώματος που περιέχει μια ασυνέχεια υπολογίζεται από την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας (Jaeger, 1969) σε δυο διαστάσεις και από την αντίστοιχη θεωρία του Amadei (1988) σε τρεις. Σύμφωνα με την θεωρία του Jaeger (1969), η τάση που εφαρμόζεται σε πέτρωμα που περιέχει μια ασυνέχεια, αναλύεται σε ορθή και διατμητική τάση πάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας. Στη συνέχεια, εφαρμόζεται το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και εξετάζεται η δυνατότητα ολίσθησης της (σχέση 1-10). Η αντοχή της βραχομάζας θα εξαρτάται από αυτήν του άρρηκτου πετρώματος ή της ασυνέχειας, ανάλογα με την γωνία κλίσης της (Σχ. 1-7).

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{2(c_w + \sigma_3 \tan \phi_w)}{(1 - \cot \beta_w \cdot \tan \phi_w) \cdot \sin(2\beta_w)} \geq 0 \quad (1-10)$$

όπου c_w και ϕ_w η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής της ασυνέχειας αντίστοιχα.



Σχ. 1-7 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια (Jaeger and Cook, 1969)

Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας την αρχή της επαλληλίας, η θεωρία αυτή μπορεί να επεκταθεί και σε πετρώματα με περισσότερες ασυνέχειες διαφορετικής κλίσης. Στην περίπτωση αυτή, η συμπεριφορά της βραχομάζας θα είναι περισσότερο ισότροπη.

1.5 Κατακερματισμένη βραχομάζα με ισότροπη συμπεριφορά

1.5.1 Εισαγωγή

Οι υπάρχουσες προσεγγίσεις για την εκτίμηση της ισότροπης αντοχής κατακερματισμένης βραχομάζας, μπορούν να διακριθούν σε τρεις κατηγορίες. Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι αναλυτικές προσεγγίσεις οι οποίες ουσιαστικά αποτελούν μια μαθηματική προσομοίωση και επίλυση του προβλήματος. Οι πολλοί συνδυασμοί συννοριακών συνθηκών, η πολύπλοκη κατανομή των τάσεων σε βραχομάζες με επίπεδα αδυναμίας καθώς και οι διάφοροι μηχανισμοί αστοχίας που δύναται να συμβούν, καθιστούν αναγκαία την εφαρμογή σειράς απλοποιητικών παραδοχών, οι οποίες όμως τις περισσότερες φορές οδηγούν σε υπέρμετρα απλοποίηση του προβλήματος. Αποτέλεσμα αυτού είναι η προσέγγιση με αναλυτικές μεθόδους να χρησιμοποιείται μόνο σε απλές περιπτώσεις δομής βραχομάζας. Ωστόσο, οι προσεγγίσεις αυτές είναι ιδιαίτερης θεωρητικής αξίας διότι βοηθούν στην κατανόηση των μηχανισμών της συμπεριφοράς των πετρωμάτων.

Η αδυναμία των θεωριών της μηχανικής να προσεγγίσουν ικανοποιητικά το πρόβλημα, οδήγησε πολλούς ερευνητές στο συσχετισμό των αποτελεσμάτων πειραματικών δοκιμών και επί τόπου παρατηρήσεων με ορισμένες παραμέτρους του υλικού, προτείνοντας έτσι εμπειρικές σχέσεις μέσω των οποίων είναι δυνατός ο υπολογισμός της αντοχής της βραχομάζας σε διάφορες εντατικές καταστάσεις. Οι σχέσεις αυτές ονομάζονται εμπειρικά κριτήρια αστοχίας και αποτελούν την δεύτερη κατηγορία μεθόδων για την εκτίμηση της αντοχής της μάζας του πετρώματος.

Τα περισσότερα κριτήρια αστοχίας χρησιμοποιούν παραμέτρους αντοχής άρρηκτου πετρώματος, οι οποίες είναι εύκολο να εκτιμηθούν μέσω απλών εργαστηριακών δοκιμών και παράλληλα υιοθετούν κάποιο σύστημα ταξινόμησης, η χρησιμότητα του οποίου είναι να απομειώσει τα μηχανικά χαρακτηριστικά του πετρώματος από την εργαστηριακή κλίμακα στην κλίμακα της βραχομάζας. Επειδή πρόκειται για εμπειρικές σχέσεις, η γενικευμένη χρήση τους μπορεί να οδηγήσει σε λανθασμένες εκτιμήσεις αντοχής. Από την άλλη, πλεονεκτούν στο γεγονός ότι είναι εύχρηστα και προσφέρουν υπολογιστική άνεση καθώς περιλαμβάνουν σχετικά εύκολα μετρήσιμα μεγέθη.

Στο πεδίο της γεωμηχανικής, όπου οι πληροφορίες σχετικά με τις ιδιότητες των γεωυλικών και του αρχικού τασικού πεδίου δεν είναι πάντα διαθέσιμες σε μεγάλο βαθμό, οι προσομοιώσεις με αριθμητικές μεθόδους είναι απαραίτητες για την παροχή μιας εικόνας των μηχανισμών που συμβαίνουν στο φυσικό σύστημα. Η αδυναμία πλήρους κατανόησης των φυσικών συστημάτων που προσομοιώνονται με αριθμητικές μεθόδους, οδηγεί σε μια σειρά παραδοχών για τα πραγματικά αυτά συστήματα. Πολλές από τις παραδοχές αυτές προκύπτουν από την εμπειρία, στην πράξη όμως, ο βαθμός επηρεασμού ενός προσομοιώματος από τις απλοποιητικές παραδοχές είναι σημαντικός.

Η εφαρμογή των αριθμητικών μεθόδων στα προβλήματα της Βραχομηχανικής ξεκίνησε στα τέλη της δεκαετίας του 1970, όταν η έρευνα άρχισε να επικεντρώνεται στην υπολογιστική μηχανική και συγκεκριμένα στην εφαρμογή αναλυτικών και αριθμητικών μεθόδων. Σημαντικό ρόλο διαδραμάτισε η ανάπτυξη των υπολογιστικών συστημάτων, τόσο σε επίπεδο υλικού (hardware) όσο και σε επίπεδο λογισμικού (software).

Οι πιο γνωστές αριθμητικές μέθοδοι είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method), η μέθοδος των πεπερασμένων διαφορών (Finite Difference Method), η μέθοδος των συνοριακών στοιχείων (Boundary Element Method) και η μέθοδος των διακριτών στοιχείων (Discrete Element Method). Κατά καιρούς έχουν αναπτυχθεί και

άλλες μέθοδοι, οι οποίες όμως είναι παραλλαγές των προαναφερθέντων. Επίσης υπάρχουν οι υβριδικές μέθοδοι οι οποίες συνδυάζουν στοιχεία από τις παραπάνω μεθόδους (π.χ. διακριτών στοιχείων και συνοριακών στοιχείων).

Με χρήση αριθμητικών μεθόδων είναι δυνατή η προσομοίωση της συμπεριφοράς πολύπλοκων δομών βραχομάζας, με διάφορες συνοριακές συνθήκες και με διάφορα καταστατικά μοντέλα για το άρρηκτο πέτρωμα και τις ασυνέχειες. Οι δυνατότητες των αριθμητικών επιλύσεων είναι πολύ μεγάλες, τα αποτελέσματα τους όμως είναι άμεση συνάρτηση της ακρίβειας με την οποία προσομοιώνεται το φυσικό πρόβλημα.

1.5.2 Αναλυτικές επιλύσεις

Οι αναλυτικές επιλύσεις στηρίζονται στην προσομοίωση της συμπεριφοράς του υλικού με εξισώσεις της μηχανικής του συνεχούς μέσου, οι οποίες στη συνέχεια επιλύονται λαμβάνοντας υπόψη τις κατάλληλες συνοριακές συνθήκες. Οι δυο βασικές θεωρίες της μηχανικής του συνεχούς μέσου είναι η θεωρία ελαστικότητας και η θεωρία πλαστικότητας. Η θεωρία ελαστικότητας εφαρμόζεται θεωρώντας τη βραχομάζα ως υλικό ομοιογενές, ισότροπο και γραμμικά ελαστικό. Ομοιογενές σημαίνει ότι το υλικό έχει τις ίδιες ιδιότητες σε όλα τα σημεία του. Η ισοτροπία ως προς κάποιες ιδιότητες υπάρχει όταν οι ιδιότητες αυτές είναι ίδιες προς όλες τις διευθύνσεις. Οι συνθήκες που πρέπει να ικανοποιούνται για τον υπολογισμό τάσεων και παραμορφώσεων είναι οι συνοριακές συνθήκες του προβλήματος, οι διαφορικές εξισώσεις ισορροπίας, οι καταστατικές εξισώσεις του υλικού και οι εξισώσεις συμβιβαστού των παραμορφώσεων (Σακελλαρίου, 2001).

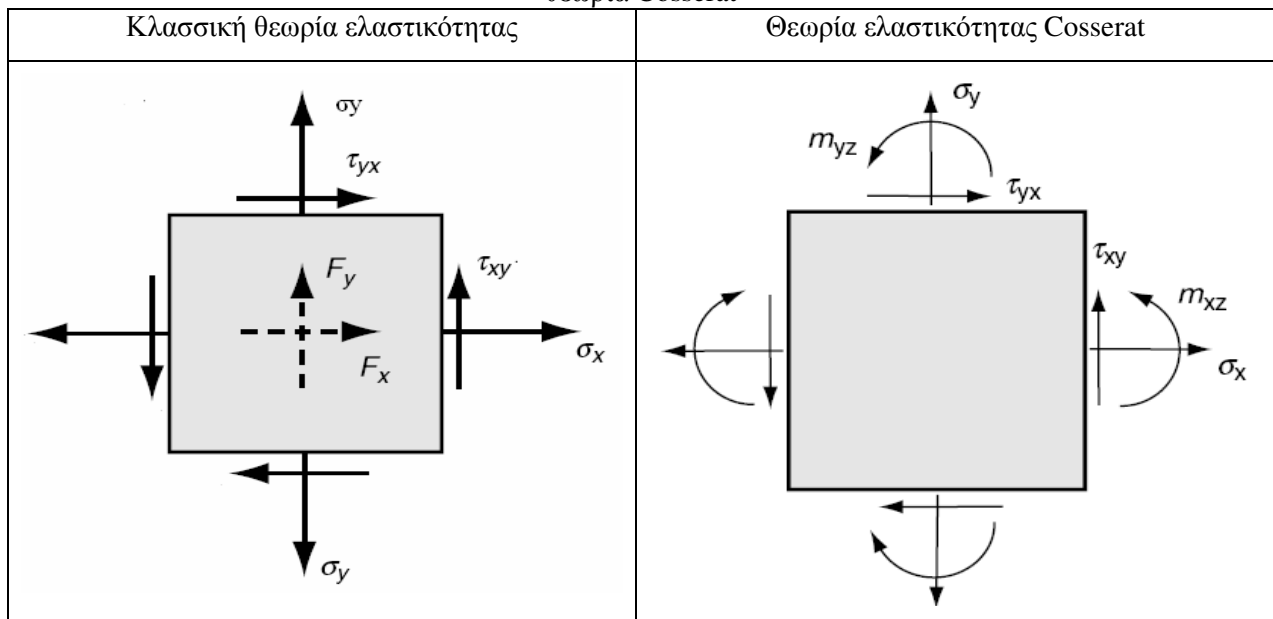
Η θεωρία πλαστικότητας εξετάζει την μηχανική συμπεριφορά των στερεών στα οποία εκδηλώνονται μόνιμες παραμορφώσεις. Στα πετρώματα εκδηλώνονται πλαστικοί μηχανισμοί παραμορφώσεων και σε μικροσκοπική και σε μακροσκοπική κλίμακα. Οι μηχανισμοί αυτοί διακρίνονται σε θραύση, σε ολίσθηση μεταξύ των κόκκων και σε διαρροή στην περίπτωση του άρρηκτου πετρώματος ενώ στην περίπτωση της ρωγματομένης βραχομάζας συμβαίνουν ολισθήσεις στις ασυνέχειες καθώς και περιστροφές και τοπικές θραύσεις σε τεμάχια πετρώματος (Σακελλαρίου, 2001).

Οι θεωρίες ελαστικότητας και πλαστικότητας μπορούν να δώσουν πολύ ικανοποιητικές απαντήσεις σε προβλήματα που αφορούν συνεχή μέσα. Τα πετρώματα ωστόσο περιέχουν επίπεδα αδυναμίας και η θεώρησή τους ως συνεχή μέσα εξαρτάται από τον συσχετισμό της κλίμακας των επιπέδων αυτών με την κλίμακα του προβλήματος που

εξετάζεται. Έτσι, σε πολλές περιπτώσεις οι κλασσικές θεωρίες της μηχανικής έχουν περιορισμένες δυνατότητες πρόβλεψης της συμπεριφοράς τέτοιων ασυνεχών υλικών.

Η διαπίστωση αυτή έδωσε αφορμή για την ανάπτυξη θεωριών στις οποίες λαμβάνεται υπόψη η μικροδομή του υλικού. Μια τέτοια θεώρηση, ιδιαίτερα χρήσιμη σε ζητήματα της μηχανικής των πετρωμάτων, είναι το συνεχές Cosserat. Το συνεχές Cosserat είναι ένα συνεχές μέσο στο οποίο όμως επιτρέπεται περιστροφή των στοιχείων που το απαρτίζουν με αποτέλεσμα να μην ισχύει το θεώρημα Cauchy για την ισότητα των διατμητικών τάσεων (Πιν. 1-4). Επομένως, ο τανυστής των τάσεων που προκύπτει παύει να είναι συμμετρικός. Η θεώρηση αυτή βρίσκει πολλές εφαρμογές στα πετρώματα τα οποία είναι ασυνεχή μέσα στα οποία, λόγω της παρουσίας των ασυνεχειών, συμβαίνουν ολισθήσεις και περιστροφές στα τεμάχια του άρρηκτου πετρώματος.

Πιν. 1-4 Τάσεις σε απειροστό στοιχείο σύμφωνα με την κλασσική θεωρία ελαστικότητας και την θεωρία Cosserat



1.5.3 Κριτήρια αστοχίας – το κριτήριο Hoek - Brown

Οι εμπειρικοί συσχετισμοί είναι αποτέλεσμα συστηματικών τρόπων εξέτασης της σχέσης διαφόρων μεγεθών, χωρίς να απαιτείται η πλήρης θεωρητική εξήγηση και επιβεβαίωση του αποτελέσματος. Το πεδίο της μηχανικής συμπεριφοράς της βραχομάζας προσφέρεται για τέτοιου είδους συσχετισμούς, λόγω της πολυπλοκότητας της που οδηγεί σε αδυναμία αναλυτικής εκτίμησης της. Τόσο η αντοχή όσο και η παραμορφωσιμότητα της μάζας του πετρώματος εκφράζονται συναρτήσει εμπειρικών σχέσεων, οι οποίες προκύπτουν από

συσχετισμούς των παραμέτρων που επιδρούν στην συμπεριφορά της. Η χρήση τέτοιων σχέσεων ωστόσο, πρέπει να γίνεται με προσοχή και επιβάλλεται να λαμβάνονται υπόψη οι ιδιαίτερες γεωλογικές – γεωτεχνικές συνθήκες στις οποίες πρέπει να εφαρμόζονται.

Στην διεθνή βιβλιογραφία αναφέρεται πλήθος τέτοιων κριτηρίων (π.χ. Yudhbir et al. (1983), Sheorey et al (1989), Ramamurthy (2001). Το πλέον διαδεδομένο κριτήριο είναι αυτό των Hoek and Brown (1980), το οποίο παρουσιάζεται περιληπτικά. Το κριτήριο Hoek – Brown αποτελεί σήμερα το πιο διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας για πετρώματα. Προτάθηκε αρχικώς το 1980 και αρκετές φορές μέχρι σήμερα έχει τροποποιηθεί. Το κριτήριο αυτό χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος σε μονοαξονικές και τριαξονικές συνθήκες αλλά και της κερματισμένης βραχομάζας, η οποία όμως πρέπει να παρουσιάζει ισότροπη συμπεριφορά. Για την περιγραφή του άρρηκτου πετρώματος λαμβάνει υπόψη του δυο παραμέτρους αντοχής ενώ για την βραχομάζα χρησιμοποιείται ένας επιπλέον μειωτικός παράγοντας λόγω της παρουσίας των ασυνεχειών. Ο παράγοντας αυτός είναι η τιμή που λαμβάνει η βραχομάζα σε συγκεκριμένο σύστημα ταξινόμησης (αρχικά χρησιμοποιούταν το RMR και αργότερα αντικαταστάθηκε με το GSI).

Σύμφωνα με τους Hoek and Brown (1980), η δυσκολία στην εξεύρεση ενός κατάλληλου κριτηρίου αστοχίας για τα πετρώματα, οφείλεται στις πολλές δομές που μπορεί να έχει η μάζα του πετρώματος, από άρρηκτο πέτρωμα έως πλήρως αποδομημένη βραχομάζα. Ένα κριτήριο αστοχίας θα πρέπει να πληροί τις παρακάτω προϋποθέσεις:

- Θα πρέπει να μπορεί να περιγράψει τη συμπεριφορά του άρρηκτου πετρώματος σε ένα μεγάλο εύρος τιμών τάσεων και εντατικών καταστάσεων, από την κατάσταση μονοαξονικού εφελκυσμού έως την κατάσταση της τριαξονικής θλίψης.
- Θα πρέπει να έχει τη δυνατότητα να προβλέπει την επίδραση μίας ή περισσότερων ασυνεχειών στην μηχανική συμπεριφορά του άρρηκτου πετρώματος.
- Θα πρέπει να παρέχει πληροφορίες, όχι κατ'ανάγκη ακριβείς, για τη μηχανική συμπεριφορά της μάζας του πετρώματος η οποία μπορεί να περιέχει πολλές οικογένειες ασυνεχειών.

Με βάση αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών και λαμβάνοντας υπόψη το κριτήριο Griffith, οι Hoek and Brown (1980) πρότειναν την εξής σχέση:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)^{0.5} \quad (1-11)$$

όπου

σ_1 : η μέγιστη κύρια τάση κατά την αστοχία

σ_3 : η ελάχιστη κύρια τάση κατά την αστοχία

σ_c : η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη

m και s : σταθερές εξαρτώμενες από τον τύπο του πετρώματος και από τον βαθμό τεκτονισμού του (για άρρηκτο υλικό $m=m_i$ και $s=1$)

Η τιμή του m_i υπολογίζεται από τριαξονικές δοκιμές δοκιμίων για διάφορες τιμές πλευρικής πίεσης.

Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη της βραχομάζας υπολογίζεται από την (1-11) θέτοντας $\sigma_3=0$. Έτσι προκύπτει

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci}\sqrt{s} \quad (1-12)$$

Η αντοχή σε μονοαξονικό εφελκυσμό υπολογίζεται από την (1-11) θέτοντας $\sigma_1=0$. Η σχέση που προκύπτει είναι

$$\sigma_{tm} = \sigma_{ci} \frac{1}{2} \left(m - \sqrt{m^2 + 4s} \right) \quad (1-13)$$

Η καταλληλότητα του κριτηρίου για το άρρηκτο πέτρωμα, επιβεβαιώνεται με τα αποτελέσματα εργαστηριακών τριαξονικών δοκιμών. Στην περίπτωση της κερματισμένης βραχομάζας όμως, τα στοιχεία από τριαξονικές δοκιμές είναι πολύ λίγα και ο υπολογισμός των παραμέτρων m και s δεν είναι εύκολος. Οι Hoek and Brown (1980) παρουσιάζουν στοιχεία για τον τρόπο με τον οποίο υπολόγισαν τις τιμές των παραμέτρων αυτών για διάφορες κατηγορίες βραχομάζας. Τα στοιχεία αυτά παρατίθενται παρακάτω:

1) Προοδευτική αστοχία γρανίτη

Η παρουσία ασυνεχειών στη βραχομάζα έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση των τιμών των παραμέτρων m και s , λόγω του μεγαλύτερου βαθμού ελευθερίας των τεμαχών του άρρηκτου πετρώματος. Αυτό το συμπέρασμα προέκυψε από την εξέταση του πλήρους διαγράμματος τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων, με άκαμπτη μηχανή φόρτισης, με βάση το οποίο σχεδιάστηκαν οι περιβάλλουσες Mohr για κάθε στάδιο αστοχίας. Οι δοκιμές έγιναν σε γρανίτη του Westerley από τους Wawersik and Brace (1971).

2) Αντοχή «κοκκώδους» μαρμάρου

Μια σειρά πειραμάτων που διεξήχθη σε μάρμαρο του Wombeyan από τους Rosengren and Jaeger (1968), έδωσε ιδιαίτερα χρήσιμες πληροφορίες για την μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας. Ουσιαστικά ήταν μια έμμεση δοκιμή καθώς ως βραχομάζα θεωρήθηκε ένα δοκίμιο άρρηκτου μαρμάρου, το οποίο θερμάνθηκε στους 600°C με αποτέλεσμα να δημιουργηθεί ένα «κοκκώδες» υλικό, το οποίο θεωρήθηκε ότι αντιπροσωπεύει μιας μικρής κλίμακας βραχομάζα.

Τριαξονικές δοκιμές σε αυτό το υλικό έδειξαν μείωση της τιμής της παραμέτρου s , σε σχέση με αυτή του άρρηκτου μαρμάρου και αύξηση της τιμής της παραμέτρου m , σε σχέση με αυτή του άρρηκτου πετρώματος. Η αύξηση αυτή της παραμέτρου m αποδόθηκε στην αλλαγή της τιμής της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος κατά τη διάρκεια της θέρμανσης του υλικού. Για αυτό το λόγο όπως επίσης και στην μη αποδεκτή προσομοίωση των ασυνεχειών της μάζας του πετρώματος, θεωρήθηκε ότι αυτός ο τρόπος δεν είναι κατάλληλος για την προσομοίωση ρωγματομένης βραχομάζας.

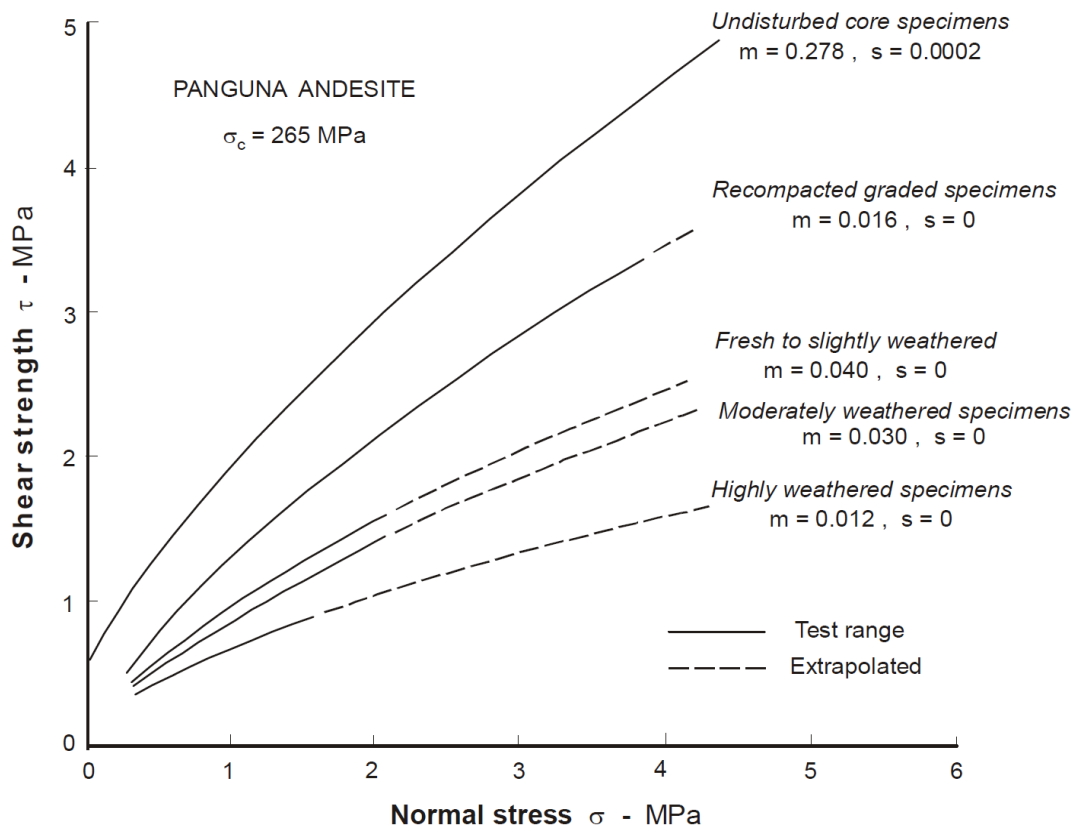
3) Αντοχή του ανδেসίτη

Η πληρέστερη σειρά δοκιμών έγινε σε ανδесίτη ενός μεταλλείου χαλκού στην Νέα Γουινέα. Λόγω της πολύ μεγάλης έκτασης της εκμετάλλευσης, κρίθηκε αναγκαίο να γίνει ένα πολύ εκτεταμένο πρόγραμμα ερευνών. Τα δοκίμια ανδесίτη που εξετάστηκαν ήταν τα παρακάτω (Σχ. 1-8):

- Δοκίμια άρρηκτου ανδесίτη: αναλύσεις σε δοκίμια διαμέτρου μιας και δυο ιντσών. Οι δοκιμές έδειξαν ότι $\sigma_c=265$ MPa, $m=18.9$, $s=1$
- Αδιατάραχτα δείγματα ανδесίτη: αναλύσεις σε αδιατάραχτα δείγματα τεκτονισμένου ανδесίτη, με δειγματολήπτη τριπλού σωλήνα διαμέτρου 6 ιντσών. Οι δοκιμές έδειξαν ότι (θεωρώντας $\sigma_c=265$ MPa), $m=0.278$, $s=0.0002$
- Συμπιεσμένα δείγματα ανδесίτη: δείγματα ανδесίτη τα οποία συμπιέστηκαν έτσι ώστε να είναι όσο πιο κοντά στην φυσική τους πυκνότητα και εξετάστηκαν σε τριαξονικό κελί φόρτισης διαμέτρου 6 ιντσών. Τα αποτελέσματα των δοκιμών ήταν $m=0.116$, $s=0$
- Καθόλου έως λίγο αποσαθρωμένα δείγματα ανδесίτη: τριαξονικές δοκιμές σε τέτοια δείγματα σε τριαξονική μηχανή διαμέτρου 22.5 ιντσών έδειξαν ότι $m=0.040$, $s=0$
- Μέτρια αποσαθρωμένα δείγματα ανδесίτη: τριαξονικές δοκιμές σε τέτοια δείγματα σε τριαξονική μηχανή διαμέτρου 22.5 ιντσών έδειξαν ότι $m=0.030$, $s=0$

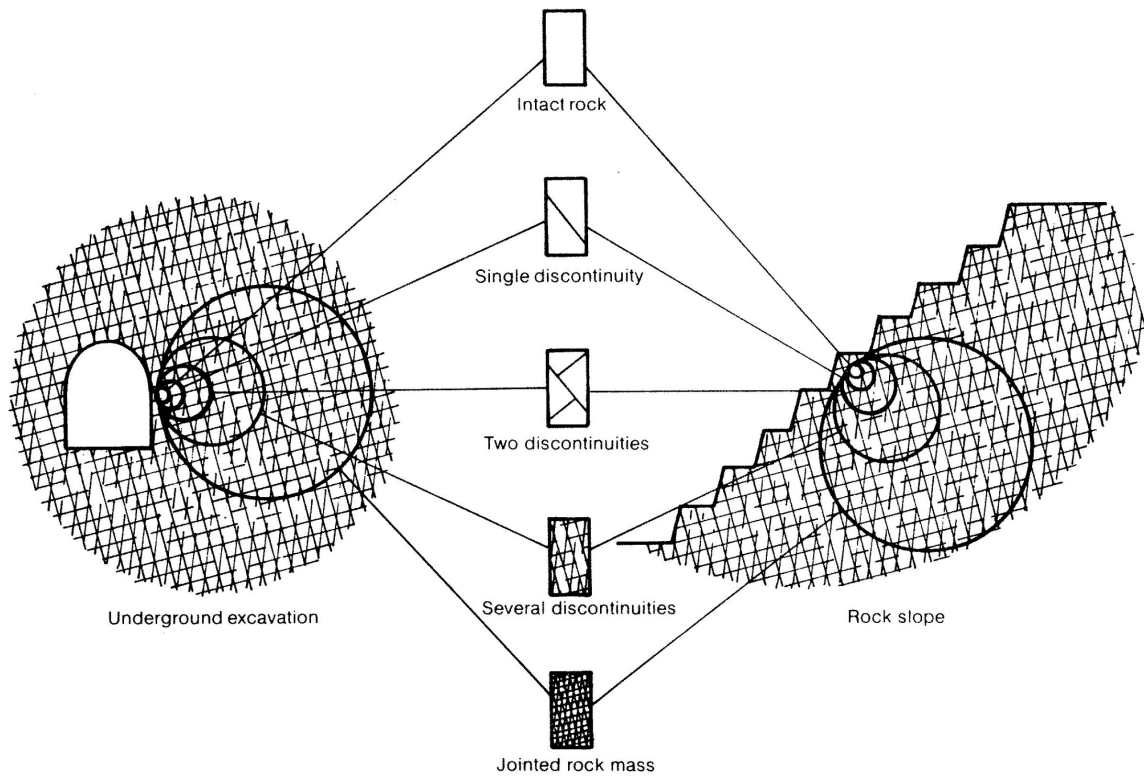
- Πολύ αποσαθρωμένα δείγματα ανδεσίτη: τριαξονικές δοκιμές σε τέτοια δείγματα σε τριαξονική μηχανή διαμέτρου 6 ιντσών έδειξαν ότι $m=0.012$, $s=0$

Από τα παραπάνω έγινε φανερή η μείωση των τιμών των m και s με την αύξηση του βαθμού ρωγμάτωσης του υλικού.



Σχ. 1-8 Δοκιμές σε δείγματα ρωγματομένου ανδεσίτη (Hoek and Brown, 1980)

Οι Hoek, Kaiser and Bawden (1995) κατηγοριοποίησαν τις δομές της βραχομάζας στις οποίες μπορεί να χρησιμοποιηθεί το κριτήριο αυτό (Σχ. 1-9). Σύμφωνα με την κατηγοριοποίηση αυτή, το κριτήριο πρέπει να εφαρμόζεται μόνο σε άρρηκτο υλικό ή σε πολύ κερματισμένη βραχομάζα. Στις περιπτώσεις όπου η βραχομάζα περιλαμβάνει ένα ή δυο συστήματα ασυνεχειών, η συμπεριφορά της είναι ανισότροπη και το κριτήριο δεν ισχύει.



Σχ. 1-9 Περιπτώσεις εφαρμογής κριτηρίου Hoek – Brown (Hoek, Kaiser and Bawden, 1995)

Το κριτήριο Hoek and Brown έχει τροποποιηθεί αρκετές φορές με την τελική του μορφή να παρουσιάζεται από τους Hoek, Carranza Torres and Corkum (2002). Η μορφή αυτή του κριτηρίου είναι:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} (m_b \sigma_3 / \sigma_{ci} + s)^\alpha \quad (1-14)$$

όπου







$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad (1-15)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad (1-16)$$

$$\alpha = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad (1-17)$$

Οι τιμές των σ_{ci} και m_i υπολογίζονται από εργαστηριακές δοκιμές ή σε προκαταρκτικό στάδιο εκτιμώνται από τους πίνακες που παρουσιάστηκαν σε προηγούμενη παράγραφο. Το D είναι ένας συντελεστής διατάραξης της βραχομάζας με τον οποίο προσομοιώνεται η διατάραξη της περιβάλλουσας βραχομάζας από την μέθοδο εκσκαφής.

Ο δείκτης GSI (Geological Strength Index) χρησιμοποιείται για να ληφθεί υπόψη η παρουσία των ασυνεχειών στο πέτρωμα. Οι παράγοντες που προσμετρώνται είναι η δομή της βραχομάζας καθώς και η ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών (Σχ. 1-10).

ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟΥΣ ΒΡΑΧΟΥΣ (Hoek and Marinos, 2000) Βασίζομενοι στην εμφάνιση της βραχομάζας (περιγραφή δομής και κατάσταση επιφάνειας ασυνεχειών) εκτιμήστε τη μέση τιμή του GSI, χωρίς υποχρεωτικά μεγάλη ακρίβεια. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 ως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι GSI=35. Σημειώνεται ότι ο Πίνακας δεν εφαρμόζεται σε κινηματικά ελεγχόμενες αστάθειες. Στην περίπτωση που οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες έχουν μη ευνοϊκό προσανατολισμό σε σχέση με το πρηνές εκσκαφής, τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχομάζας. Η διαμηκτική αντοχή επιφανειών σε βράχους που υπόκεινται σε εξασθένηση λόγω διακύμανσης της περιεκτικότητας σε υγρασία, είναι περαιτέρω μειωμένη όταν υπάρχει νερό. Όταν, οι βραχομάζες ανήκουν στις μέτριες έως πτωχές κατηγορίες και υπάρχει νερό τότε μετακινούμαστε προς τα δεξιά. Η υδροστατική πίεση λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων. ΔΟΜΗ		ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ	ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχιές, μη αποσθραμμένες επιφάνειες	ΚΑΛΗ Τραχιές, ελαφρά αποσθραμμένες και σφαιροειδείς επιφάνειες	ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίως αποσθραμμένες και εφανακισμένες επιφάνειες	ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολισθητές, πολύ αποσθραμμένες με σημαντική επιφλοκώματα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα	ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολισθητές, πολύ αποσθραμμένες με μόνον οργάνικο υλικό πλήρωσης
 INTACT OR MASSIVE - Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άσπρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση	ΜΕΙΩΜΕΝΟ ΑΝΩΝΟΚΛΕΙΔΩΜΑ ΤΩΝ ΒΡΑΧΩΔΩΝ ΤΕΜΑΧΙΩΝ ↓	90			N/A	N/A	
 BLOCKY - Αδιατάρακτη βραχομάζα με πολύ καλό αλληλοκλειδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών		80					
 VERY BLOCKY- Μερικώς διαταραγμένη βραχομάζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών		70					
 BLOCKY/DISTURBED/SEAMY Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας		60					
 DISINTEGRATED - Ισχυρά κερματισμένη βραχομάζα με πτωχό αλληλοκλειδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρογγυλωμένων τεμαχίων		50					
 LAMINATED/SHEARED - Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατηρημένη ασθενής βραχομάζα. Η σχιστότητα επικρατεί έναντι οποιασδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων		40					
		30					
			20				
				10			
		N/A	N/A				

Σχ. 1-10 Το σύστημα GSI (Marinos and Hoek, 2000)

1.5.4 Αριθμητικές μέθοδοι

Οι αριθμητικές μέθοδοι χρησιμοποιούνται ολοένα και περισσότερο σε προβλήματα μηχανικής συμπεριφοράς της κερματισμένης βραχομάζας. Η μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων χρησιμοποιήθηκε από τον Goodman (1968) για να μελετήσει την επίδραση της γεωμετρίας των ασυνεχειών στην αντοχή της μάζας του πετρώματος. Στη συνέχεια έγινε εκτεταμένη χρήση της συγκεκριμένης μεθόδου για διάφορα προβλήματα της μηχανικής

συμπεριφοράς βραχομάζας, όπως για παράδειγμα ο προσδιορισμός ισοδύναμων μηχανικών και υδραυλικών παραμέτρων ρωγματομένης βραχομάζας (Stietel et al., 1996), η εξέταση της αντοχής βραχομάζας (Pouya and Ghoreychi, 2001) κλπ. Ωστόσο, εφόσον η μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων (όπως και η μέθοδος των πεπερασμένων Διαφορών) στηρίζεται στη μηχανική του συνεχούς μέσου, δεν μπορεί να προσομοιώσει μεγάλες παραμορφώσεις και περιστροφές που συμβαίνουν στην πράξη στα πετρώματα, λόγω της παρουσίας των ασυνεχειών.

Η προσομοίωση τέτοιων προβλημάτων μπορεί να επιτευχθεί με την μέθοδο των Διακριτών Στοιχείων. Ο συνηθέστερα χρησιμοποιούμενος κώδικας για την επίλυση τέτοιων προβλημάτων είναι ο κώδικας UDEC (Universal Distinct Element Code) σε 2 διαστάσεις και ο κώδικας 3DEC (3Dimensional Distinct Element Code) σε 3 διαστάσεις. Τα προγράμματα αυτά παρέχουν την δυνατότητα ικανοποιητικής προσομοίωσης της μηχανικής συμπεριφοράς κερματισμένης βραχομάζας, ωστόσο δεν μπορούν να προσομοιώσουν τον μηχανισμό προοδευτικής αστοχίας που λαμβάνει χώρα σε αρκετές περιπτώσεις. Την λύση σε αυτό το πρόβλημα δίνουν οι κώδικες PFC^{2D} (Particle Flow Code) σε 2 διαστάσεις και PFC^{3D} (Particle Flow Code) σε 3 διαστάσεις. Με τους κώδικες αυτούς είναι δυνατή η κίνηση και η αλληλεπίδραση σωματιδίων, χρησιμοποιώντας την μέθοδο των Διακριτών Στοιχείων.

Οι παραπάνω αριθμητικές μέθοδοι προσφέρουν λύσεις σε προβλήματα που μπορούν να περιγραφούν με διαφορικές εξισώσεις. Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούν προσεγγίσεις που οδηγούν σε λύσεις βασισμένες σε μεθόδους αριθμητικής ανάλυσης. Πολλά προβλήματα βραχομηχανικής που δεν περιγράφονται απαραίτητα με διαφορικές εξισώσεις, μπορούν να προσομοιωθούν με χρήση τεχνικών τεχνητής νοημοσύνης, στις οποίες τα τελευταία χρόνια, με την ανάπτυξη των ηλεκτρονικών υπολογιστών, έχει δοθεί ιδιαίτερη ώθηση στην ανάπτυξη και εφαρμογή τους. Οι τεχνικές αυτές (έμπειρα συστήματα, ασαφής λογική) παρουσιάζουν μια δυναμική ανάπτυξη σε προβλήματα βραχομηχανικής, όπου ο αριθμός των απαιτούμενων δεδομένων για τη λήψη αποφάσεων είναι μεγάλος και οι τιμές των δεδομένων αυτών παρουσιάζουν συχνά έντονη διακύμανση (Dershowitz and Einstein, 1984). Οι τεχνικές αυτές εφαρμόζονται ευρέως για την εκτίμηση των παραμέτρων μηχανικής συμπεριφοράς των πετρωμάτων αλλά και για τον σχεδιασμό υπόγειων έργων και πρηνών. Χαρακτηριστικά αναφέρονται οι εργασίες των Grima and Babuska (1999) και Singh et al. (2001) για την αντοχή του άρρηκτου πετρώματος, των Feng et al. (2000) για την

αντοχή βραχομάζας και των Tzamos and Sofianos (2006) σε προβλήματα υποστήριξης υπογείων έργων.

1.6 Σχολιασμός

Η μεθοδολογία που απαιτείται για τον υπολογισμό της αντοχής της βραχομάζας διαφοροποιείται ανάλογα με την δομή της. Έτσι, για βραχομάζες χωρίς μακροσκοπικές ασυνέχειες, οι κλασικές θεωρίες μηχανικής μπορούν χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό των αναπτυσσόμενων τάσεων και παραμορφώσεων, εφόσον η συμπεριφορά της δομής αυτής χαρακτηρίζεται παρόμοια με αυτή ενός γραμμικά ελαστικού – πλαστικού μέσου. Η παρουσία επιπέδων αδυναμίας διαφοροποιεί τη μηχανική απόκριση της βραχομάζας σε φορτίσεις, με αποτέλεσμα να είναι απαραίτητη η ανάπτυξη θεωριών μηχανικής που να λαμβάνουν υπόψη την ασυνεχή δομή της ή και εμπειρικών μεθόδων που έχουν προκύψει μέσα από πειραματικές δοκιμές και παρατηρήσεις.

Η κυριότερη αναλυτική μεθοδολογία για την εκτίμηση της ανισότροπης αντοχής της κερματισμένης βραχομάζας είναι αυτή του επιπέδου αδυναμίας (Jaeger, 1969). Η θεωρία αυτή βασίζεται στην ανάλυση των τάσεων επάνω στα επίπεδα των ασυνεχειών και στην εξέταση της δυνατότητας ολίσθησης τους, λαμβάνοντας υπόψη και την αντοχή του άρρηκτου πετρώματος. Σύμφωνα με τη θεωρία αυτή, η αντοχή των ασυνεχειών σε διάτμηση καθορίζεται από γραμμικό κριτήριο αστοχίας. Το γεγονός αυτό αποτελεί μειονέκτημα της θεωρίας καθώς είναι κοινά αποδεκτό ότι η συμπεριφορά των ασυνεχειών σε διάτμηση είναι μη γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης. Επίσης, με την θεωρία αυτή μπορεί να υπολογιστεί η ανισότροπη αντοχή πετρώματος το οποίο μπορεί να περιλαμβάνει συστήματα ασυνεχειών διαφορετικής κλίσης, με μια ασυνέχεια σε κάθε σύστημα. Δεν λαμβάνεται υπόψη η παρουσία περισσότερων παράλληλων ασυνεχειών σε κάθε σύστημα, γεγονός το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένες εκτιμήσεις αντοχής της βραχομάζας.

Σύμφωνα επίσης με την θεωρία του επιπέδου αδυναμίας, η αστοχία ενός ρωγματομένου πετρώματος εκδηλώνεται με δυο διακριτούς τρόπους, διατμητική ολίσθηση κατά μήκος των επιφανειών των ασυνεχειών ή θραύση του άρρηκτου πετρώματος. Η θεώρηση αυτή είναι αρκετά απλοποιητική, καθώς στην πραγματικότητα η αστοχία της βραχομάζας εκδηλώνεται με σύνθετους μηχανισμούς, εξαρτώμενους από διάφορες παραμέτρους όπως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών, η τιμή της πλευρικής πίεσης κλπ.

Τα κριτήρια αστοχίας αποτελούν γενικευμένες σχέσεις που προκύπτουν από πειράματα και παρατηρήσεις. Συσχετίζουν ορισμένες σχετικά εύκολα μετρήσιμες παραμέτρους που αφορούν στο πέτρωμα και κατόπιν συνδέουν τις παραμέτρους αυτές με την εντατική κατάσταση η οποία οδηγεί σε αστοχία το υλικό. Τα κριτήρια αστοχίας που αναφέρθηκαν παραπάνω αποτελούν τον πιο διαδεδομένο τρόπο εκτίμησης της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας. Ωστόσο, το μόνο από αυτά τα κριτήρια που έχει εφαρμοστεί ευρέως για τον υπολογισμό της ισότροπης αντοχής της βραχομάζας είναι το γενικευμένο κριτήριο Hoek – Brown. Ακόμα κι αυτό το κριτήριο όμως παρουσιάζει αδυναμίες τόσο στην τεκμηρίωση όσο και στην πρακτική εφαρμογή του.

Η καταλληλότητα του κριτηρίου Hoek – Brown για το άρρηκτο πέτρωμα μπορεί να εξεταστεί συγκρίνοντας τις περιβάλλουσες αστοχίας με τις αντίστοιχες που προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές. Αντίθετα, ο έλεγχος της καταλληλότητας του κριτηρίου όπως αυτό εφαρμόζεται σε κερματισμένη βραχομάζα δεν είναι εφικτός, λόγω των δυσχερειών στην δειγματοληψία μεγάλου όγκου πετρώματος, το οποίο να περιέχει αντιπροσωπευτικό αριθμό ασυνεχειών, ενώ επίσης οι επιτόπου δοκιμές δεν αποτελούν συνήθη πρακτική. Το γεγονός αυτό δημιουργεί αμφιβολίες σχετικά με την καταλληλότητα του κριτηρίου όπως αυτό εφαρμόζεται για την εκτίμηση της αντοχής της μάζας του πετρώματος (Kolympas, 2005).

Τα δεδομένα στα οποία στηρίχθηκε αρχικά το κριτήριο Hoek – Brown ήταν οι δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στα δείγματα ανδεσίτη, οι οποίες παρουσιάστηκαν συνοπτικά παραπάνω. Αρκετές φορές από τότε το κριτήριο έχει τροποποιηθεί, χωρίς όμως να είναι γνωστά τα στοιχεία πάνω στα οποία βασίστηκαν αυτές οι αλλαγές. Διάφοροι ερευνητές έχουν παρατηρήσει ορισμένες διαφορές στην προβλεπόμενη αντοχή της βραχομάζας από το κριτήριο σε σχέση με την πραγματική συμπεριφορά ορισμένων έργων. Για παράδειγμα, οι Pelli et al. (1991) παρατήρησαν ότι οι τιμές των παραμέτρων m_b και s με βάση τις σχέσεις (1-15) και (1-16) δεν μπορούσαν να προβλέψουν την ζώνη αστοχίας σε σήραγγα σε ιλυόλιθο. Πραγματοποιώντας ανάστροφες αναλύσεις έδειξαν ότι απαιτούνταν μικρότερη τιμή για την παράμετρο m_b και υψηλότερη για την παράμετρο s . Περαιτέρω έρευνα σε υπόγειες εκσκαφές σε ψαθυρά πετρώματα οδήγησε στον προσδιορισμό των ψαθυρών παραμέτρων του κριτηρίου Hoek – Brown (Martin et al., 1999)

$$m_b=0$$

$$s=0.11$$

Η τιμή του GSI υπολογίζεται από την δομή της βραχομάζας και την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών. Η ταξινόμηση στο σύστημα GSI δεν βασίζεται στο βαθμό κερματισμού της βραχομάζας αλλά στο αλληλοκλείδωμα των τεμαχών του άρρηκτου πετρώματος. Επακόλουθο αυτού του γεγονότος είναι ότι δεν λαμβάνεται υπόψη το μέγεθος του άρρηκτου τεμάχους. Έτσι για παράδειγμα, μια βραχομάζα που διατρέχεται από τρεις οικογένειες ασυνεχειών με καλή αλληλεμπλοκή, χαρακτηρίζεται ως ογκοτεμαχισμένη, ανεξάρτητα από το εάν το τυπικό μέγεθος του άρρηκτου τεμάχους είναι 1cm^3 , 1dm^3 ή ακόμα και 1m^3 , με την προϋπόθεση βέβαια ότι δεν μεταβάλλεται η κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών (Russo, 2007).

Οι Sonmez and Ulusay (1999), Sonmez et al. (2004), Cai et al. (2003), Tzamos and Sofianos (2007) και Russo (2007), προσπαθώντας να επιλύσουν αυτό το πρόβλημα, ποσοτικοποίησαν το σύστημα GSI με την εισαγωγή παραμέτρων για την δομή της βραχομάζας που αφορούν είτε τον συντελεστή J_v (ασυνέχειες/ m^3) είτε το μέγεθος του τεμάχους του άρρηκτου υλικού. Με άλλα λόγια, όλες οι παραπάνω προσεγγίσεις εισάγουν την έννοια της κλίμακας θεωρώντας ότι η δομή της βραχομάζας δεν καθορίζεται μόνο από την δυνατότητα αλληλεμπλοκής των τεμαχών της αλλά και από το μέγεθος τους.

Δοκιμές σε φυσικά δοκίμια (Goldstein et al. (1966), Hayashi (1966), Einstein et al. (1970)), έδειξαν ότι η αντοχή της βραχομάζας επηρεάζεται σημαντικά από την απόσταση των ασυνεχειών, ή με άλλα λόγια από το μέγεθος του άρρηκτου τεμάχους. Εξάλλου, στα πλέον διαδεδομένα συστήματα ταξινόμησης, η ποιότητα της βραχομάζας μειώνεται με την αύξηση του αριθμού των ασυνεχειών.

Οι Shen and Barton (1997), πραγματοποιώντας αριθμητικές δοκιμές εκσκαφής σήραγγας σε βραχομάζες με μεταβαλλόμενη πυκνότητα ασυνεχειών, κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι η ζώνη διαρροής γύρω από την σήραγγα αυξάνεται με την μείωση της απόστασης των ασυνεχειών, την μείωση δηλαδή του τυπικού μεγέθους του άρρηκτου τεμάχους.

Ένας πολύ σπουδαίος παράγοντας που επηρεάζει την αντοχή της βραχομάζας είναι η εμμογή των ασυνεχειών. Ασυνέχειες με μικρή εμμογή δημιουργούν «γέφυρες» άρρηκτου πετρώματος οι οποίες συνεισφέρουν σημαντικά στην αύξηση της αντοχής. Αντίθετα, βραχομάζα που περιέχει ασυνέχειες μεγάλης εμμογής παρουσιάζει μικρότερη διατμητική αντοχή. Το GSI ωστόσο δεν λαμβάνει υπόψη του άμεσα την εμμογή των ασυνεχειών (Kim

et al., 2007), οπότε μέσω του κριτηρίου Hoek – Brown δεν μπορεί να προσομοιωθεί μια τέτοια μεταβολή της μηχανικής συμπεριφοράς.

Επιπρόσθετα, η εκτίμηση της τιμής GSI για μια συγκεκριμένη βραχομάζα, γίνεται εμπειρικά με βάση την οπτική παρατήρηση της μορφής της βραχομάζας και της κατάστασης των ασυνεχειών της. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι για την ίδια βραχομάζα, μπορούν να εκτιμηθούν από διαφορετικούς μελετητές, διαφορετικές τιμές GSI, ανάλογα με την εμπειρία του κάθε μελετητή.

Οι Hoek and Marinos (2009) αναφέρονται στις δυσκολίες που υπάρχουν για την εκτίμηση της πραγματικής μηχανικής συμπεριφοράς της κερματισμένης βραχομάζας. Σημειώνουν ότι για να ξεπεραστούν αυτές οι δυσκολίες, έχουν αναπτυχθεί εργαλεία όπως το GSI, τα οποία όμως αποτελούν προσωρινές απλουστευτικές προσεγγίσεις, καθώς είναι αδύνατο, μέσα από τους περιορισμούς ενός συστήματος ταξινόμησης, να προσομοιωθεί όλο το εύρος της μηχανικής συμπεριφοράς μιας βραχομάζας. Υποστηρίζουν μάλιστα ότι μελλοντικά, αριθμητικές επιλύσεις θα είναι να θέσει να βαθμονομήσουν, αν όχι να αντικαταστήσουν εντελώς, εργαλεία όπως το GSI και το κριτήριο Hoek – Brown.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ ΣΕ ΚΕΡΜΑΤΙΣΜΕΝΑ ΥΛΙΚΑ

2.1 Εισαγωγή

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται μια περιληπτική επισκόπηση της πειραματικής έρευνας που έχει πραγματοποιηθεί έως σήμερα για την εκτίμηση της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας. Παρουσιάζονται αποτελέσματα δοκιμών τα οποία έχουν διεξαχθεί από διάφορους ερευνητές. Τα πειραματικά δεδομένα αναφέρονται σε δοκιμές σε φυσικά ομοιώματα βραχομάζας, σε επιτόπου δοκιμές και σε εργαστηριακές δοκιμές σε δοκίμια πετρώματος μεγέθους τέτοιου έτσι ώστε να περιλαμβάνεται αντιπροσωπευτικός αριθμός ασυνεχειών.

Τα πειράματα αυτά έχουν ποσοτικό αλλά και ποιοτικό χαρακτήρα. Ο ποσοτικός χαρακτήρας αναφέρεται στον υπολογισμό της αντοχής της βραχομάζας μέσω της διατύπωσης ενός εμπειρικού κριτηρίου σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών. Ο ποιοτικός χαρακτήρας αναφέρεται στην κατανόηση της επίδρασης των διαφόρων παραγόντων στην αντοχή της βραχομάζας αλλά και στην παρατήρηση των μηχανισμών αστοχίας. Στο τέλος του κεφαλαίου γίνεται μια προσπάθεια αξιολόγησης και σύνθεσης των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τα πειράματα.

Μια κατηγορία πειραματικών δοκιμών για την εκτίμηση της αντοχής της κερματισμένης βραχομάζας είναι οι δοκιμές σε φυσικά δοκίμια, τα οποία μορφώνονται από κάποιο υλικό (π.χ. γύψος) και έπειτα, με κατάλληλους μηχανισμούς, διακόπτεται η συνέχεια τους κατά τέτοιο τρόπο ώστε να δημιουργείται ένα σύνολο από τεμάχια, το οποίο θεωρείται ότι αναπαριστά την βραχομάζα. Τα τεμάχια του υλικού θεωρείται ότι αντιπροσωπεύουν το άρρηκτο υλικό της βραχομάζας και οι διεπιφάνειες μεταξύ των τεμαχίων τις ασυνέχειες. Οι φυσικές δοκιμές υπερτερούν σε σχέση με τις επιτόπου δοκιμές στο γεγονός ότι έχουν κατά πολύ μειωμένο κόστος εφαρμογής και δεν είναι τόσο πολύπλοκες και χρονοβόρες. Το μειονέκτημα τους έγκειται στο γεγονός ότι το υλικό που δημιουργείται, δεν έχει υποστεί τις γεωλογικές διεργασίες της πραγματικής βραχομάζας με αποτέλεσμα η προσομοίωση που επιχειρείται να είναι αρκετά προσεγγιστική, ιδιαίτερα όσον αφορά την μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών.

Αρκετοί ερευνητές έχουν πραγματοποιήσει τέτοιες δοκιμές έτσι ώστε να παρατηρήσουν κυρίως τον τρόπο αστοχίας και το πώς η αντοχή και η παραμορφωσιμότητα

επηρεάζονται από τον αριθμό των συστημάτων των ασυνεχειών και τον προσανατολισμό τους. Παρακάτω παρουσιάζονται ορισμένες από τις δοκιμές αυτές.

2.2 Μονοαξονικές δοκιμές

Αρχικά παρουσιάζονται αποτελέσματα δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης. Ο σκοπός των δοκιμών αυτών ήταν ο υπολογισμός της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη του ομοιώματος της βραχομάζας καθώς και η διερεύνηση των παραμέτρων που επηρεάζουν την μηχανική συμπεριφορά της.

2.2.1 Δοκιμές των Goldstein et al. (1966)

Οι Goldstein et al. (1966) ήταν από τους πρώτους που πραγματοποίησαν δοκιμές σε φυσικά δοκίμια για να μελετήσουν την επίδραση των ασυνεχειών στην συμπεριφορά της βραχομάζας. Διενήργησαν δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης σε δοκίμια φτιαγμένα από γύψο στα οποία είχαν δημιουργηθεί επιφάνειες αδυναμίας. Το συμπέρασμα αυτών των δοκιμών ήταν ότι η μείωση του μεγέθους του τεμάχους του άρρηκτου υλικού έχει ως αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής του ομοιώματος, μέχρι ενός ορισμένου ορίου (Σχ. 2-1).

Από τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών κατέληξαν στον εμπειρικό τύπο

$$\frac{\sigma_{cm}}{\sigma_{ce}} = a + b \left(\frac{l}{L} \right)^e \quad (2-1)$$

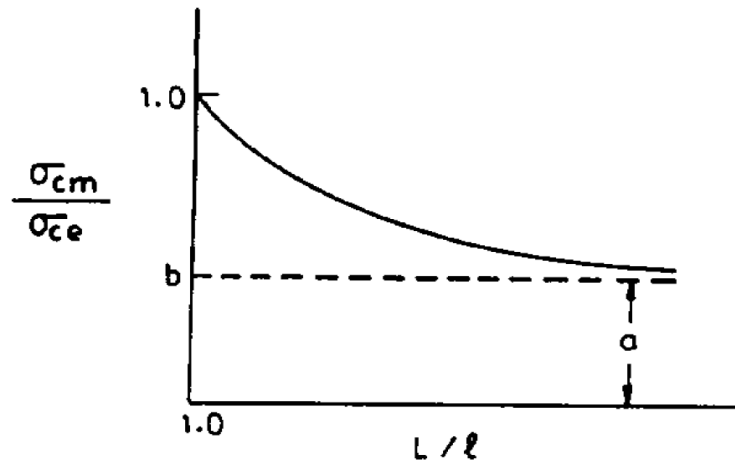
όπου $e < 1$, $b = (1-a)$

L = μήκος του δείγματος

l = απόσταση των ασυνεχειών

σ_{cm} = αντοχή σε θλίψη της μάζας του υλικού

σ_{ce} = αντοχή σε θλίψη του άρρηκτου υλικού

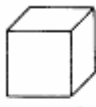
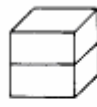
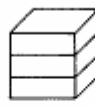


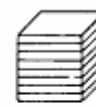
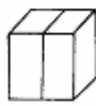
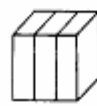



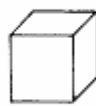
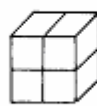
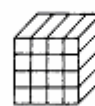
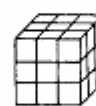

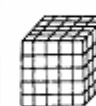
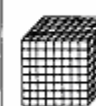


Σχ. 2-1 Σχέση αντοχής βραχομάζας – αντοχής άρρηκτου υλικού (Goldstein et al. 1966)

Αντίστοιχη εργασία πραγματοποίησε ο Hayashi (1966) πραγματοποιώντας και αυτός δοκιμές σε ομοιώματα φτιαγμένα από γύψο. Οι δοκιμές του κατέληξαν στο ίδιο συμπέρασμα, ότι δηλαδή η αντοχή της βραχομάζας μειώνεται με την αύξηση του αριθμού των ασυνεχειών σε αυτή.

2.2.2 Δοκιμές του Lama (1974)

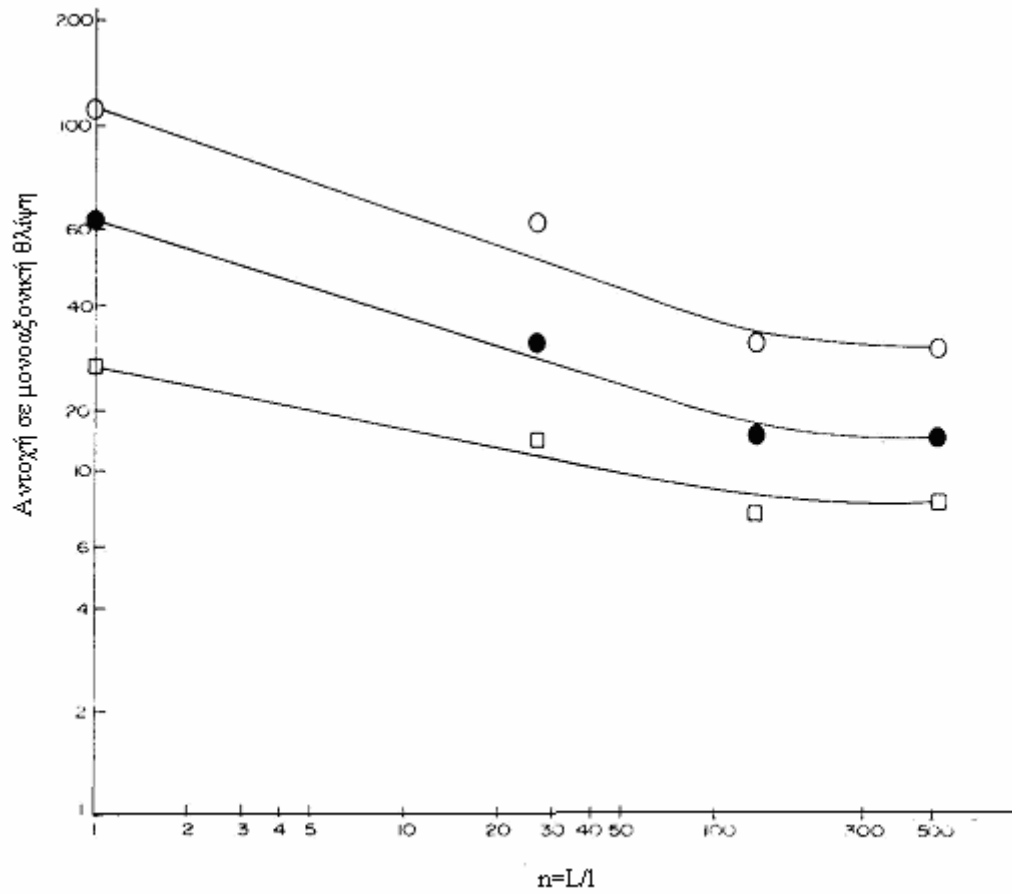
Ο Lama (1974) εκτέλεσε εκτεταμένο αριθμό δοκιμών για την μελέτη της επίδρασης της πυκνότητας των ασυνεχειών στην αντοχή και την παραμορφωσιμότητα φυσικών ομοιωμάτων χρησιμοποιώντας υλικά διαφόρων αντοχών. Συγκεκριμένα, πραγματοποίησε δοκιμές σε τρεις ομάδες ομοιωμάτων, μια αποτελούμενη από οριζόντιες ασυνέχειες, μια από κατακόρυφες ασυνέχειες και μια αποτελούμενη από ορθογωνικά τεμάχια υλικού, με μεταβλητό αριθμό ασυνεχειών (Σχ. 2-2).

horizontal joints	model type							
	number of elements	1	2	3	4	5	6	
vertical joints	model type							
	number of elements	2	3	4	5	6		
orthogonal joints	model type							
	number of elements	1	4	16	27	49	125	512

Σχ. 2-2 Φυσικά ομοιώματα για την διεξαγωγή δοκιμών ανεμπόδιστης θλίψης (Lama, 1974)

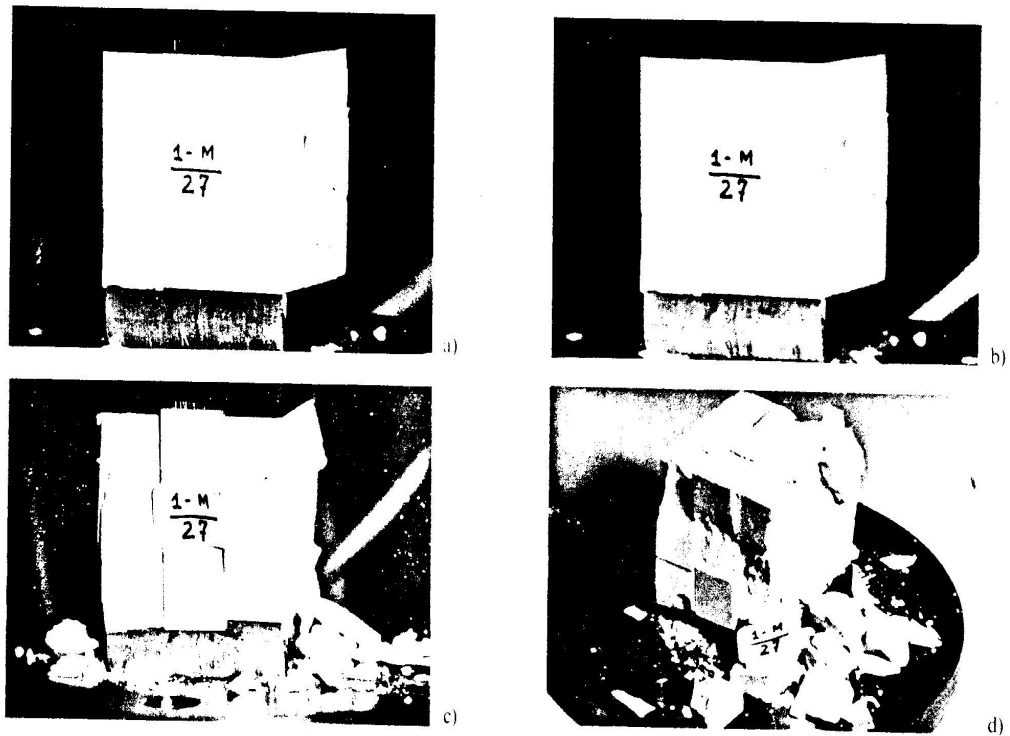
Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών, για τα δοκίμια με τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες ασυνέχειες, η αντοχή μειώνεται με την αύξηση του αριθμού των ασυνεχειών έως και 30% σε σχέση με αυτήν του άρρηκτου υλικού. Όσον αφορά τον μηχανισμό αστοχίας, ο Lama (1974) παρατηρεί ότι για τα δοκίμια με τις οριζόντιες ασυνέχειες δημιουργούνται εφελκυστικές ρωγμές στο μέσο των δοκιμίων ενώ για τα δοκίμια με τις κατακόρυφες ασυνέχειες δημιουργείται αποκόλληση των δημιουργούμενων από τις ασυνέχειες στηλών άρρηκτου υλικού.

Στη συνέχεια, ο Lama (1974) εξέτασε την αντοχή φυσικών ομοιωμάτων αποτελούμενα από κυβικά τεμάχια υλικού διαφόρων διαστάσεων, συσχετίζοντας την με τον αριθμό n των τεμαχίων του άρρηκτου υλικού. Στο Σχ. 2-3 παρουσιάζεται η αντοχή τριών φυσικών ομοιωμάτων τα οποία διαφέρουν ως προς την αντοχή του άρρηκτου υλικού. Η αύξηση του αριθμού των ασυνεχειών έχει ως αποτέλεσμα την μείωση της αντοχής των φυσικών ομοιωμάτων, η οποία σταθεροποιείται σε ένα αριθμό 150 περίπου τεμαχίων άρρηκτου υλικού.



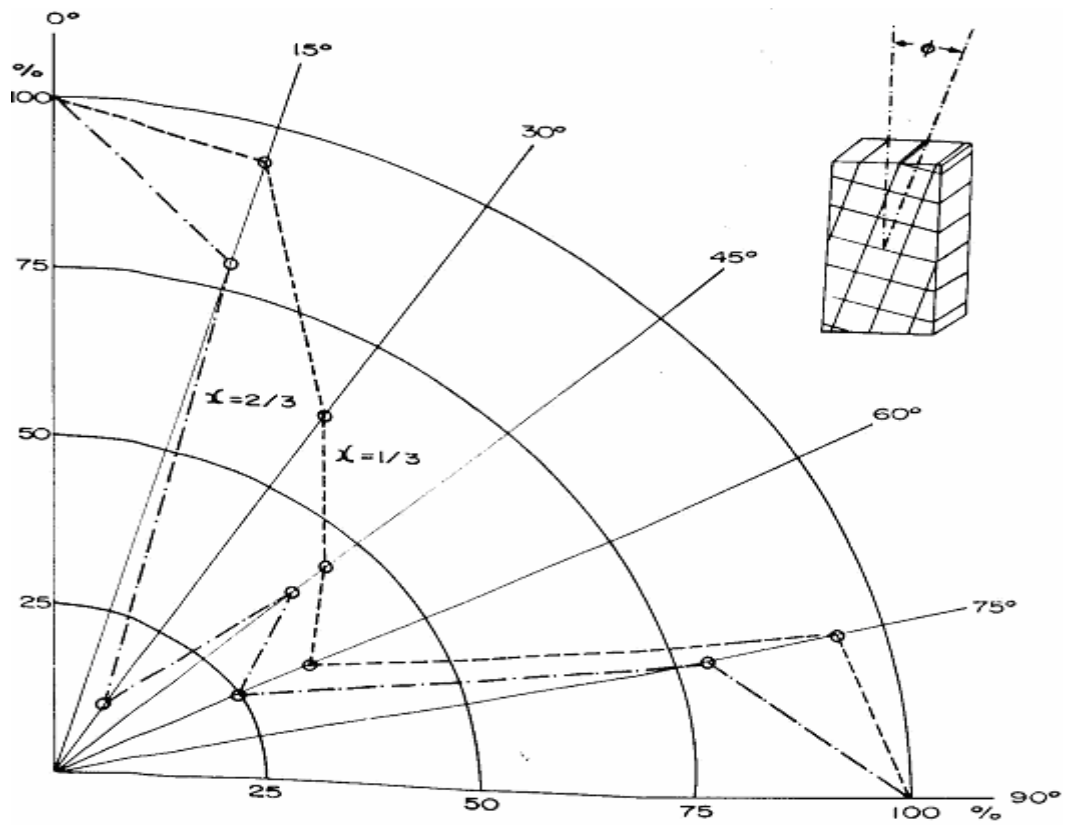
Σχ. 2-3 Επίδραση του αριθμού των ασυνεχειών στην αντοχή των δοκιμίων (Lama, 1974)

Η αστοχία στα δοκίμια αυτά ήταν περισσότερο προοδευτική απ'ότι η αντίστοιχη των δοκιμίων με τις οριζόντιες ή τις κατακόρυφες ασυνέχειες (Σχ. 2-4).



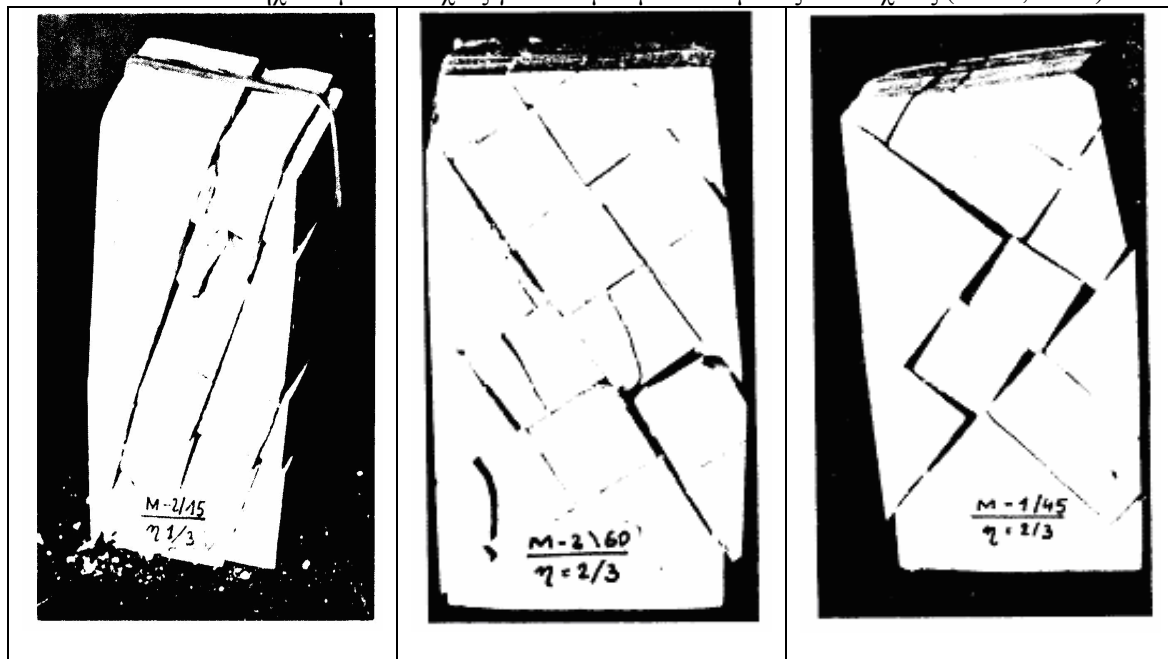
Σχ. 2-4 Προοδευτική αστοχία ομοιώματος με 27 τεμάχια άρρηκτου υλικού (Lama, 1974)

Ο ίδιος ερευνητής πραγματοποίησε δοκιμές ανεμπόδιστης θλίψης σε φυσικά δοκίμια με κεκλιμένες ασυνέχειες έτσι ώστε να εξετάσει την επίδραση της κλίσης των επιπέδων αδυναμίας στην αντοχή των ομοιωμάτων. Τα ομοιώματα αποτελούνταν από δυο συστήματα ασυνεχειών, κάθετα μεταξύ τους, με κλίση 15° , 30° , 45° και 60° ως προς την διεύθυνση φόρτισης και εμμόνη $\chi=2/3$ και $1/3$. Η κλίση αλλά και η εμμόνη των ασυνεχειών επηρέαζε πολύ την αντοχή των δοκιμίων, με την μικρότερη αντοχή να παρουσιάζεται για κλίση 30° και εμμόνη $2/3$ (Σχ. 2-5). Αντίστοιχα, ο μηχανισμός αστοχίας των δοκιμίων είναι συνάρτηση της κλίσης των συστημάτων ασυνεχειών, όπως φαίνεται στον Πιν. 2-1.



Σχ. 2-5 Επίδραση της κλίσης και της εμμοχής των ασυνεχειών στην αντοχή των δοκιμίων (Lama, 1974)

Πιν. 2-1 Μηχανισμοί αστοχίας για δοκίμια με κεκλιμένες ασυνέχειες (Lama, 1974)



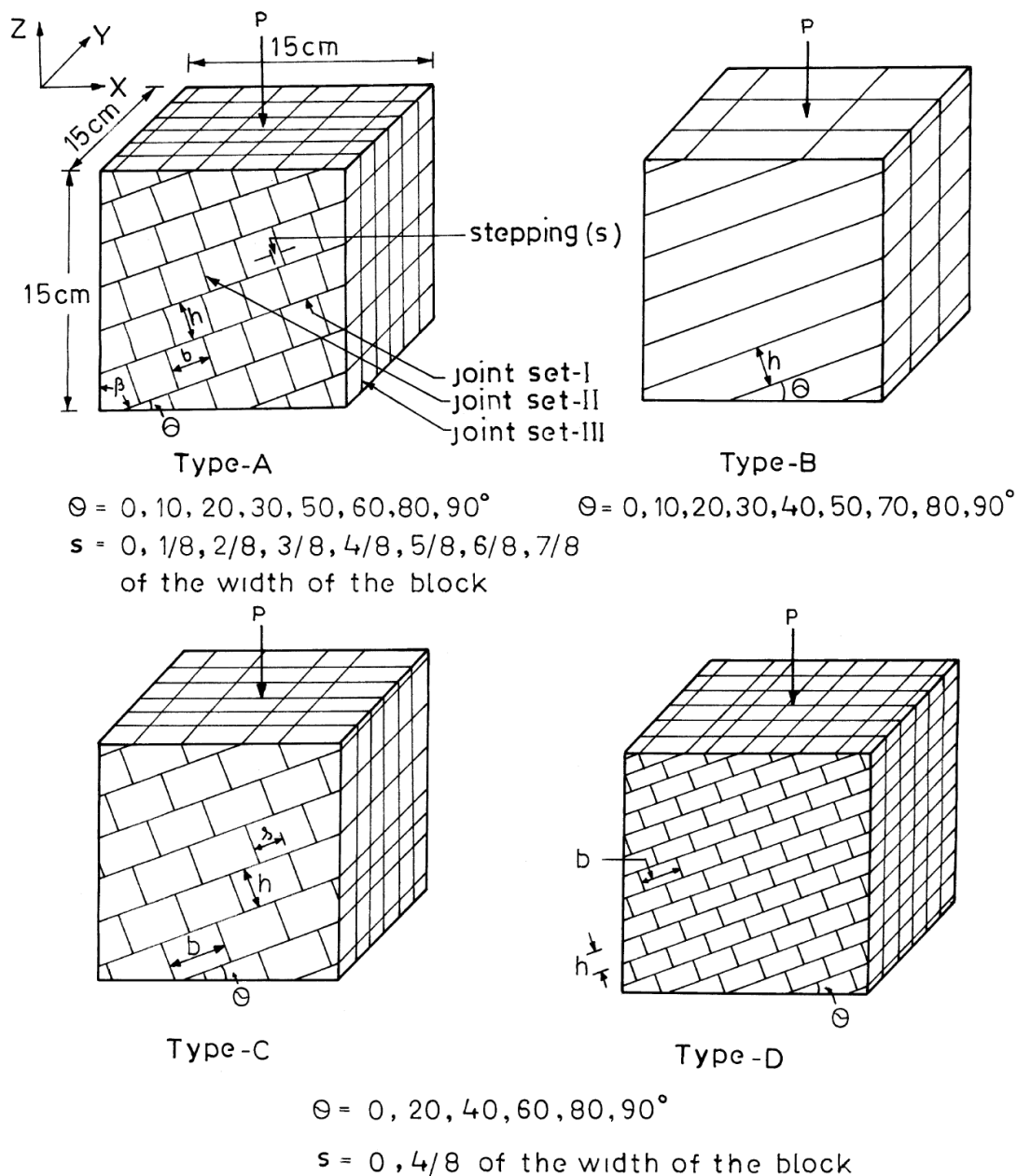
Τα αποτελέσματα που προέκυψαν τον οδήγησαν στον εξής εμπειρικό τύπο

$$\sigma_c = K + \left(\frac{L}{I} \right)^u \quad (2-2)$$

όπου σ_c η αντοχή, K η αντοχή δοκιμίου που περιέχει πάνω από 150 ασυνέχειες, u σταθερά, L και I το μήκος της βραχομάζας και του άρρηκτου υλικού αντίστοιχα.

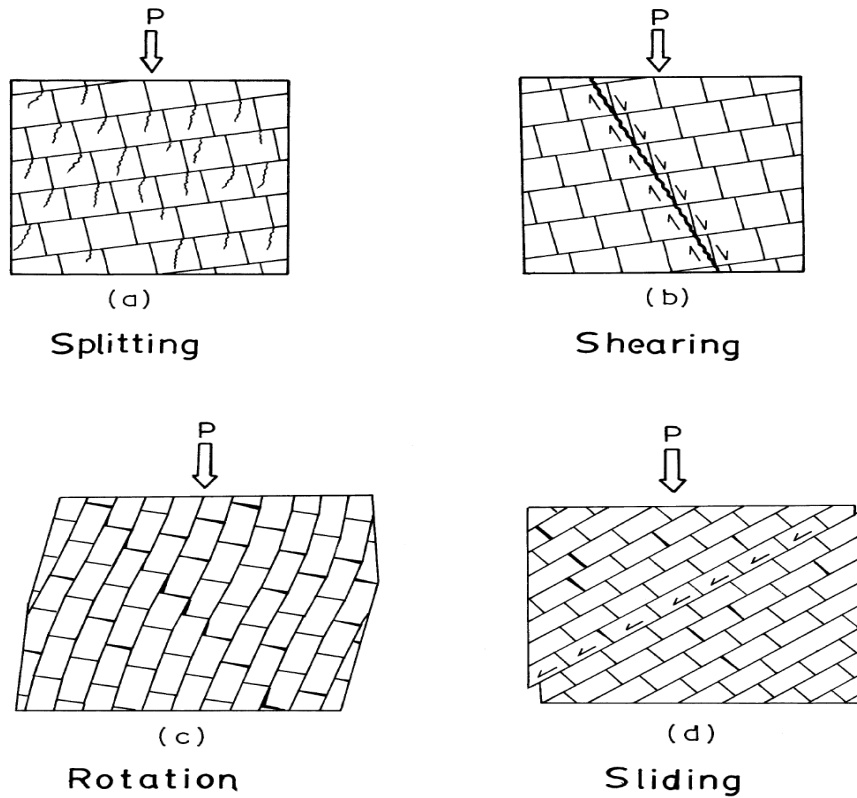
2.2.3 Δοκιμές των Singh et al. (2002)

Οι M. Singh et al. (2002) παρουσίασαν αποτελέσματα δοκιμών σε φυσικά δοκίμια αποτελούμενα από διάφορους συνδυασμούς συστημάτων ασυνεχειών. Οι περισσότερες δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για δοκίμιο τύπου A (Σχ. 2-6), το οποίο αποτελείται από κυβικά τεμάχια άρρηκτου υλικού. Οι διαστάσεις των δοκιμίων είναι 15 x 15 x 15 cm και αποτελούνται κατά μέσο όρο από 260 κύβους πλευράς 2.5 cm. Στα δοκίμια τύπου A υπάρχουν τρία συστήματα ασυνεχειών. Οι ασυνέχειες του συστήματος I είναι εμμένουσες και έχουν γωνία κλίσης θ ως προς την οριζόντιο. Οι ασυνέχειες του συστήματος II είναι κάθετες στις αντίστοιχες του συστήματος I και έχουν βήμα s στην απόσταση κατά την κλίση τους, ενώ οι ασυνέχειες του συστήματος III παραμένουν πάντα κατακόρυφες και κάθετες. Οι δοκιμές διεξάγονται σε συνθήκες μονοαξονικής θλίψης με επιβολή σταθερού ρυθμού παραμόρφωσης στο άνω όριο του δοκιμίου, τέτοιου ώστε η δοκιμή να διαρκέσει περίπου 20 λεπτά.



Σχ. 2-6 Φυσικά δοκίμια ρωγματομένης βραχομάζας (M. Singh et al., 2002)

Τα αποτελέσματα των πειραμάτων έδειξαν διάφορους μηχανισμούς αστοχίας (Σχ. 2-7). Συγκεκριμένα παρατηρήθηκαν αξονικές κατακλάσεις του άρρηκτου υλικού, διατμητική αστοχία του άρρηκτου υλικού, περιστροφή των τεμαχών και ολισθήσεις κατά μήκος των ασυνεχειών. Στο Σχ. 2-8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τα δοκίμια τύπου A σε σχέση με την γωνία θ και την απόσταση s .

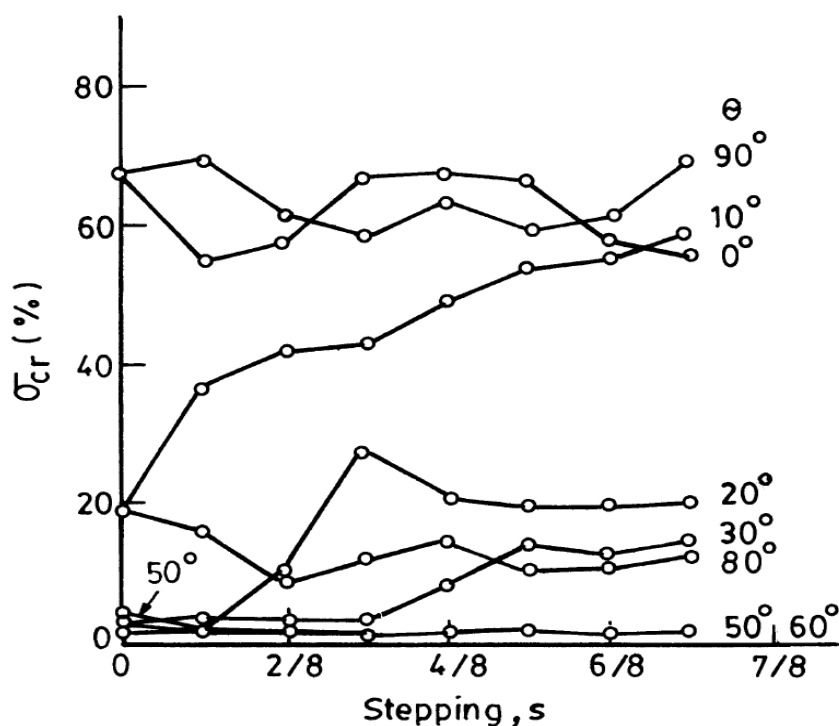


Σχ. 2-7 Μηχανισμοί αστοχίας των δοκιμίων (M. Singh et al., 2002)

90	<i>Shearing</i>							
80	<i>Rotation</i>							
70	<i>Sliding</i>							
50								
40								
30								
20	<i>Shearing</i>							
10					<i>Sliding</i>			
0	<i>Splitting</i>							
$\theta^\circ \uparrow$								
$s \rightarrow$	0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
	Nil	Low		Medium		High		V. high
	Extent of Interlocking \rightarrow							

Σχ. 2-8 Μηχανισμοί αστοχίας για δοκίμιο τύπου A (M. Singh et al., 2002)

Από το παραπάνω σχήμα είναι φανερή η σημαντική επίδραση της αλληλεμπλοκής των τεμαχών στον μηχανισμό αστοχίας των δοκιμίων. Η αντίστοιχη επίδραση της στην αντοχή των προσομοιωμάτων παρουσιάζεται στο Σχ. 2-9 όπου είναι φανερό ότι ο βαθμός αλληλεμπλοκής οδηγεί σε αύξηση της αντοχής για γωνίες θ μεταξύ 0° και 30° . Αυτό συμβαίνει διότι σε αυτές τις γωνίες ο μηχανισμός αστοχίας ελέγχεται από την αντοχή του άρρηκτου πετρώματος, με τον βαθμό αλληλοκλειδώματος των τεμαχών να έχει σημαντικό ρόλο.



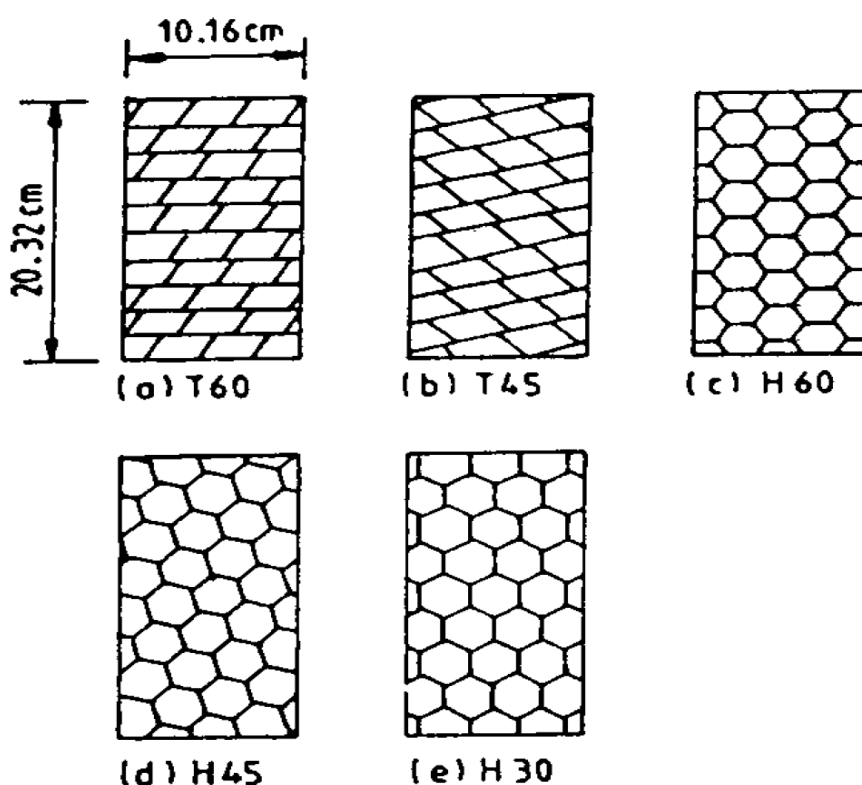
Σχ. 2-9 Συσχέτιση βαθμού αλληλεμπλοκής με την αντοχή των δοκιμίων (M. Singh et al., 2002)

2.3 Διαξονικές και τριαξονικές δοκιμές

Στη συνέχεια παρουσιάζονται δοκιμές διαξονικής και τριαξονικής θλίψης σε φυσικά δοκίμια. Στις δοκιμές αυτές μελετήθηκε η επίδραση της πλευρικής πίεσης στην αντοχή και στους μηχανισμούς αστοχίας των ομοιωμάτων.

2.3.1 Δοκιμές των Brown (1970), Brown and Trollope (1970) και Brown and Hudson (1972)

Ο Brown (1970) πραγματοποίησε τριαξονικές δοκιμές σε πρισματικά δοκίμια γύψου διαστάσεων 4in x 4in x 8in, φτιαγμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να δημιουργούνται διάφορα συστήματα ασυνεχειών (Σχ. 2-10). Με βάση την γεωμετρία των ασυνεχειών, σε δυο από τα δοκίμια σχηματίζονταν παραλληλεπίπεδα τεμάχια άρρηκτου υλικού και σε τρία εξαγωνικά. Τα παραλληλεπίπεδα τεμάχια ήταν διαστάσεων 0.8in x 1.25in και τα εξαγωνικά ακτίνας 0.625in. Σύμφωνα με τον Brown (1970) οι δομές αυτές δεν αντιπροσωπεύουν αναγκαστικά δομές βραχομάζας που απαντώνται στη φύση, ωστόσο είναι σκόπιμη η εξέταση τους για την παρατήρηση της συμπεριφοράς ρωγματομένου υλικού και την εξαγωγή συμπερασμάτων για τους παράγοντες που επηρεάζουν την αντοχή του. Οι δοκιμές έγιναν για πέντε τιμές πλευρικής πίεσης, 0, 1.2, 3, 6 και 12 MPa.



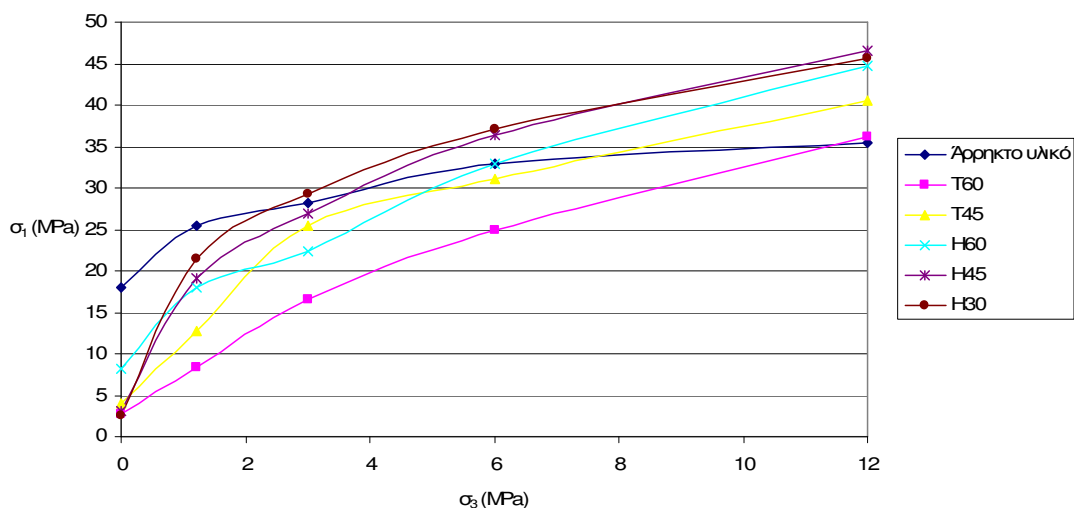
Σχ. 2-10 Γεωμετρία δοκιμίων που εξετάστηκαν από τον Brown (1970)

Τα αποτελέσματα των δοκιμών, για τα πέντε δοκίμια αλλά και για δοκίμιο χωρίς ασυνέχειες, παρουσιάζονται στον Πιν. 2-2. Οι περιβάλλουσες αστοχίας που προέκυψαν από τις δοκιμές ήταν καμπύλες για όλα τα δοκίμια (Σχ. 2-11), με το δοκίμιο H30 να παρουσιάζει

την μεγαλύτερη αντοχή και το δοκίμιο T60 την ελάχιστη. Είναι αξιοσημείωτο ότι για την πλευρική πίεση των 12 MPa η αντοχή όλων των δοκιμίων ήταν υψηλότερη από αυτήν του άρρηκτου δοκιμίου.

Πιν. 2-2 Αντοχή των δοκιμίων για μεταβαλλόμενη τιμή πλευρικής πίεσης (Brown, 1970)

σ_3 (MPa)	0	1.2	3	6	12
Άρρηκτο(MPa)	18.06	25.44	28.2	33	35.4
T60(MPa)	2.64	8.34	16.56	24.96	36.18
T45(MPa)	3.96	12.78	25.5	31.14	40.5
H60(MPa)	8.1	18	22.44	33	44.64
H45(MPa)	3.12	19.08	26.88	36.36	46.5
H30(MPa)	2.46	21.48	29.22	37.02	45.72



Σχ. 2-11 Περιβάλλουσες αστοχίας των δοκιμίων (Brown, 1970).

Ένας πιθανός λόγος που συνέβη αυτό σύμφωνα με τον Brown (1970) είναι η επίδραση της κλίμακας. Η συμπεριφορά των δοκιμίων για υψηλές τιμές πλευρικής τάσης ήταν όλκιμη με τις ασυνέχειες να έχουν πολύ μικρή επίδραση στην αντοχή των ομοιωμάτων. Η αντοχή του άρρηκτου υλικού, που τελικά καθόριζε την αντοχή των δοκιμίων, αναφερόταν σε διαστάσεις των μπλοκ τα οποία είχαν πλευρά περίπου 1in. Αντίθετα, το δοκίμιο που δεν περιείχε ασυνέχειες ήταν διαστάσεων 4in x 4in x 8in, πολύ μεγαλύτερο δηλαδή από το αντίστοιχο μπλοκ άρρηκτου υλικού στα κερματισμένα δοκίμια.

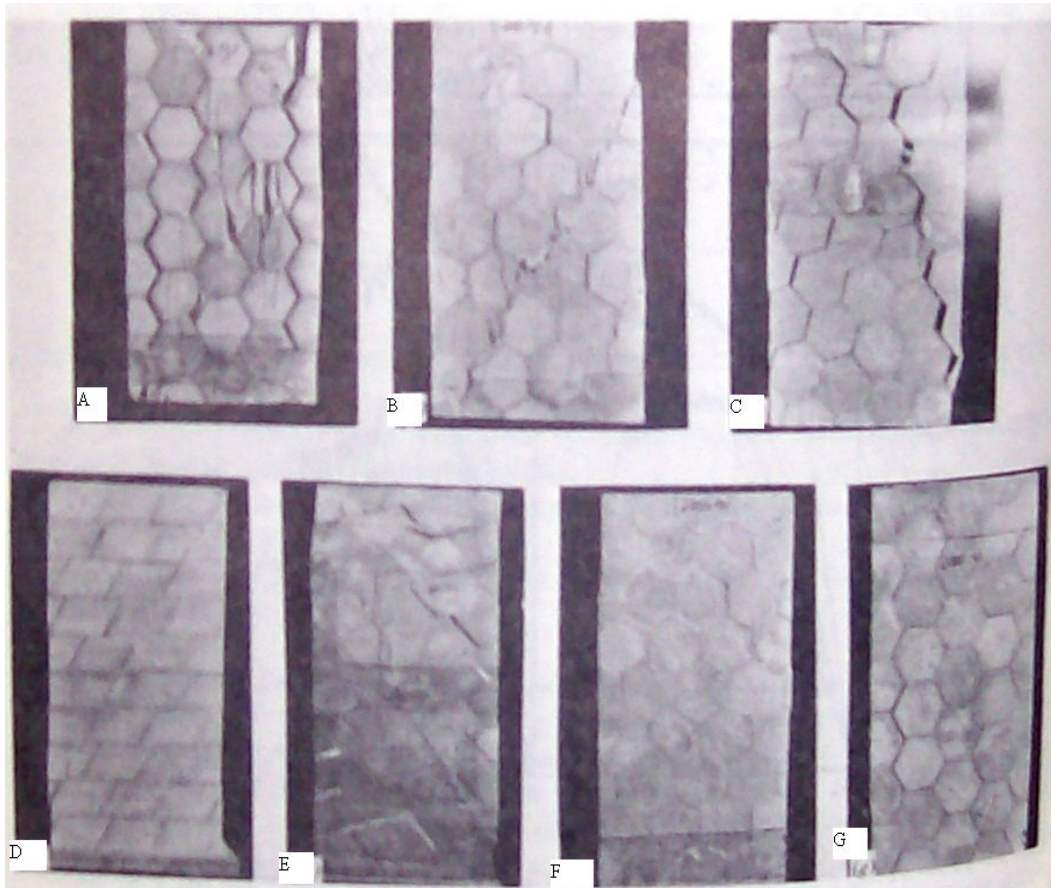
Η διαφορά αυτή στην κλίμακα του άρρηκτου υλικού πιθανόν να είναι η αιτία που τα κερματισμένα δοκίμια παρουσίασαν μεγαλύτερη αντοχή από την αντίστοιχη του συμπαγούς δοκιμίου, για υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης.

Η αστοχία των δοκιμίων εκδηλώθηκε με τους παρακάτω μηχανισμούς.

- Αξονικές κατακλάσεις του άρρηκτου υλικού σε μικρές πλευρικές πιέσεις (A)
- Διατμητική θραύση σε επίπεδο ανεξάρτητο από αυτά των ασυνεχειών (B)
- Αποδόμηση του δοκιμίου σε μικρές πλευρικές πιέσεις ως αποτέλεσμα της πλευρικής κίνησης των τεμαχίων του άρρηκτου υλικού (C)
- Διατμητική θραύση σε επίπεδο που απαρτιζόταν κατά ένα μέρος από ασυνέχεια και κατά ένα από άρρηκτο υλικό (D)
- Διατμητική αστοχία σε πολλά επίπεδα που απαρτιζόνταν από άρρηκτο υλικό και ασυνέχειες (E)
- Διατμητική αστοχία του άρρηκτου υλικού σε συζυγή επίπεδα, για υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης (F)
- Διατμητικές αστοχίες σε συζυγή επίπεδα που περιείχαν άρρηκτο υλικό και ασυνέχειες. (G)

Με άλλα λόγια, η αστοχία των δοκιμίων ήταν πολύπλοκη και εξαρτώμενη από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών και την πλευρική πίεση. Στο Σχ. 2-12 και στον Πιν. 2-3 φαίνονται οι μηχανισμοί αστοχίας για κάθε δοκίμιο και για το εύρος τιμών της πλευρικής πίεσης που εφαρμόστηκε. Από τον πίνακα φαίνεται ότι υπάρχουν δυο ακραίες καταστάσεις όσον αφορά την εξάρτηση της συμπεριφοράς των δοκιμίων από την πλευρική πίεση.

Για την περίπτωση της μονοαξονικής δοκιμής ο μηχανισμός αστοχίας που κυριαρχεί είναι οι αξονικές κατακλάσεις και δευτερευόντως η αποδόμηση του δοκιμίου λόγω των πλευρικών μετατοπίσεων των μπλοκ. Για μεγάλες τιμές πλευρικής πίεσης (=12MPa) η αστοχία των δοκιμίων ελέγχεται από την ανάπτυξη συζυγών διατμητικών επιπέδων αστοχίας μέσα στο άρρηκτο υλικό.



Σχ. 2-12 Τρόποι αστοχίας των δοκιμίων (Brown, 1970)

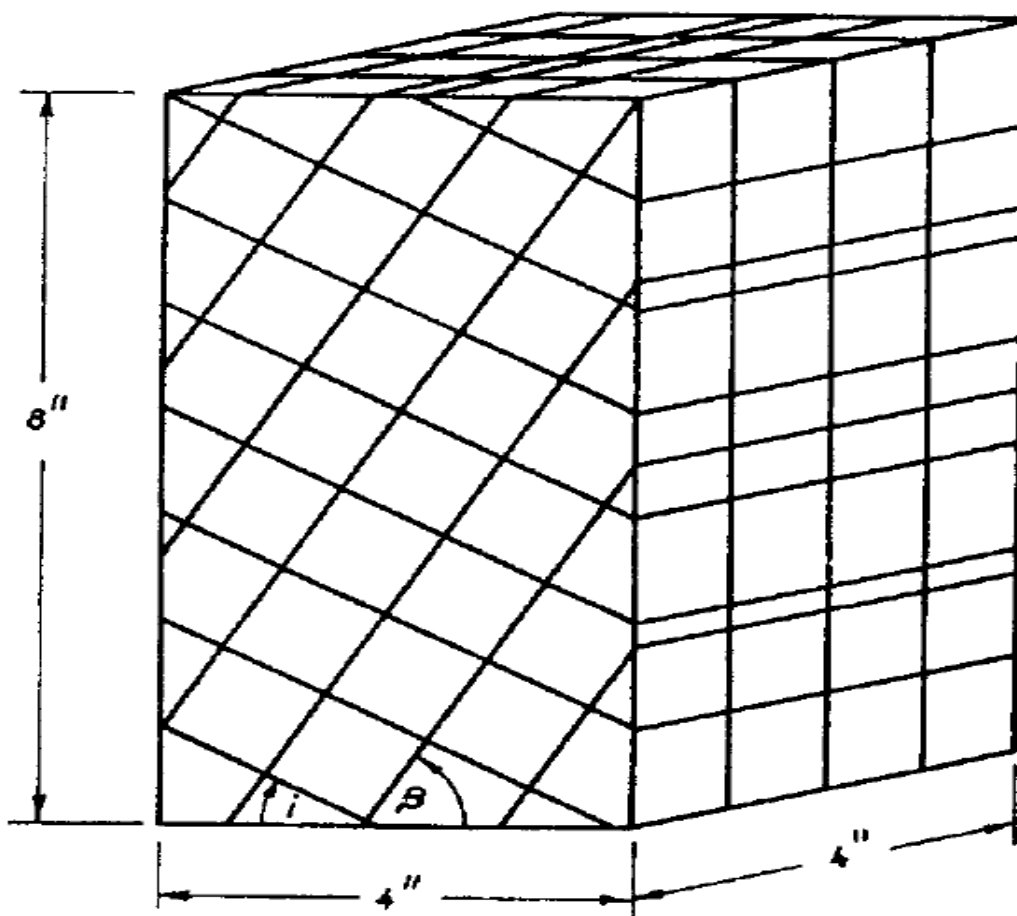
Πιν. 2-3 Μηχανισμός αστοχίας για κάθε δοκίμιο σε σχέση με την πλευρική πίεση (Brown, 1970)

σ_3 (MPa)	0	1.2	3	6	12
Άρρηκτο	A	B	B	F	F
T60	A	D	D	D	F
T45	C	E	E	E	F
H60	A	D	D	G	G
H45	C	A	E	E	F
H30	A	B	B	B	F

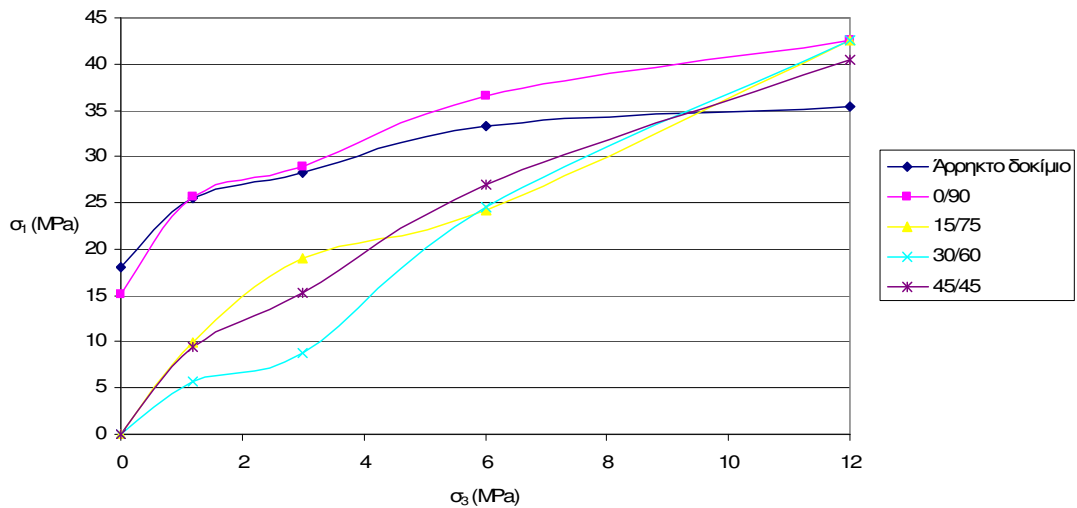
Οι Brown and Trollope (1970), διεξήγαγαν δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια διαστάσεων 4in x 4in x 8in αποτελούμενα από κύβους γύψου πλευράς 1in, έτσι ώστε να δημιουργούνται 3 κάθετες μεταξύ τους οικογένειες ασυνεχειών (Σχ. 2-13). Εξετάστηκαν τέσσερα δοκίμια τα οποία περιείχαν τρεις οικογένειες εμμενουσών ασυνεχειών. Οι κλίσεις των δυο πρώτων συστημάτων ασυνεχειών για κάθε δοκίμιο ήταν 0°/90°, 15°/75°, 30°/60°

και $45^\circ/45^\circ$, με το τρίτο επίπεδο ασυνεχειών να διατηρείται πάντα κάθετο. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για πλευρική πίεση 0, 1.2, 3, 6 και 12 MPa.

Στο Σχ. 2-14 παρουσιάζονται οι καμπύλες περιβάλλουσες αντοχής των δοκιμίων. Όπως και στις δοκιμές του Brown (1970) έτσι και σε αυτή την περίπτωση, στην τιμή πλευρικής πίεσης 12 MPa η αντοχή των δοκιμίων προκύπτει μεγαλύτερη από αυτήν του δοκιμίου που αποτελούνταν μόνο από υλικό. Η πιθανή εξήγηση σύμφωνα με τους Brown and Trollope (1970) είναι η ίδια με αυτήν που παρουσιάστηκε για τις δοκιμές του Brown (1970).

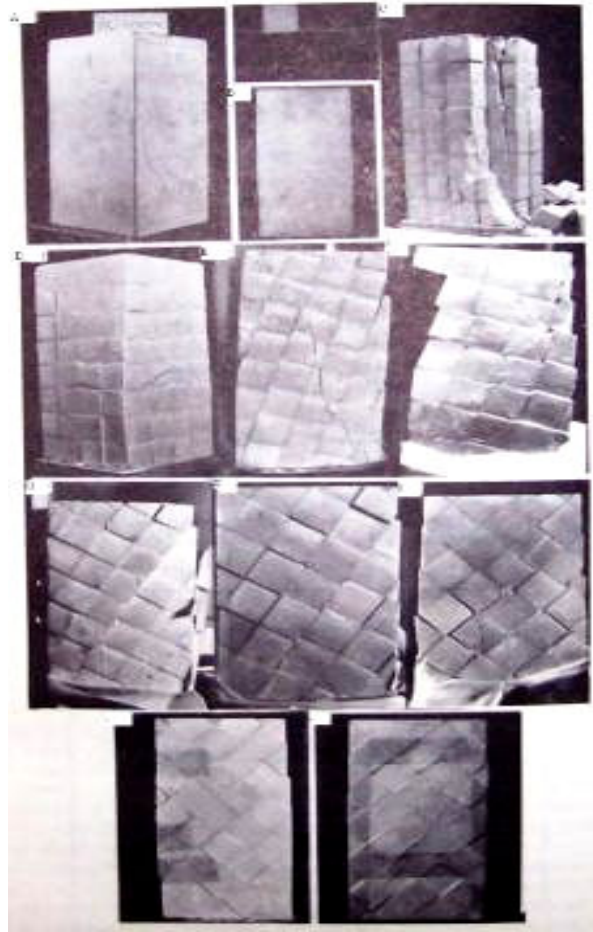


Σχ. 2-13 Γεωμετρία ρωγματομένης βραχομάζας (Brown and Trollope, 1970)



Σχ. 2-14 Περιβάλλουσες αστοχίας των δοκιμών (Brown and Trollope, 1970)

Οι μηχανισμοί αστοχίας των δοκιμών, όπως και στα πειράματα του Brown (1970), διέφεραν ανάλογα με τις κλίσεις των ασυνεχειών και την πλευρική πίεση που εφαρμοζόταν στα ομοιώματα. Σχηματικά οι χαρακτηριστικοί τρόποι αστοχίας παρουσιάζονται στο Σχ. 2-15 και αναλυτικότερα, ο μηχανισμός αστοχίας κάθε δοκιμίου παρουσιάζεται στον Πιν. 2-4.



Σχ. 2-15 Τρόποι αστοχίας δοκιμίων (Brown and Trollope, 1970)

Πιν. 2-4 Μηχανισμός αστοχίας για κάθε δοκίμιο (Brown and Trollope, 1970)

σ_3 (MPa)	0	1.2	3	6	12
Άρρηκτο	Αξονικές κατακλάσεις άρρηκτου υλικού	Διατμητική θραύση σε επίπεδο 60° κλίσης ως προς την οριζόντιο	Διατμητική θραύση σε επίπεδο 60° κλίσης ως προς την οριζόντιο (A)	Διατμητική θραύση σε πολλαπλά συζυγή επίπεδα	Διατμητική θραύση σε πολλαπλά συζυγή επίπεδα(B)
0/90	Αξονικές κατακλάσεις άρρηκτου υλικού(C)	Αξονικές κατακλάσεις άρρηκτου υλικού	Διατμητική θραύση σε επίπεδο 60° κλίσης ως προς την οριζόντιο	Διατμητική θραύση σε πολλαπλά συζυγή επίπεδα(D)	Διατμητική θραύση σε πολλαπλά συζυγή επίπεδα
15/75	Ολίσθηση υπό το ίδιο βάρος στο επίπεδο των 75°	Διατμητική ολίσθηση και στα δυο επίπεδα ασυνεχειών	Διατμητική θραύση σε διαγώνιο επίπεδο (E)	Διατμητική θραύση σε πολλαπλά συζυγή επίπεδα(F)	Διατμητική θραύση σε πολλαπλά συζυγή επίπεδα
30/60	Ολίσθηση υπό το ίδιο βάρος στο επίπεδο των 60°	Ολίσθηση στο επίπεδο των 60° (G)	Ολίσθηση στο επίπεδο των 60°	Ολίσθηση στο επίπεδο των 60° (H)	Ολίσθηση στο επίπεδο των 60°
45/45	Ολίσθηση υπό το ίδιο βάρος στα επίπεδα των 45°	Διατμητική ολίσθηση και στα δυο επίπεδα ασυνεχειών (I)	Διατμητική ολίσθηση και στα δυο επίπεδα ασυνεχειών	Διατμητική ολίσθηση και στα δυο επίπεδα ασυνεχειών(J)	Διατμητική θραύση σε πολλαπλά συζυγή επίπεδα (K)

Η συμπεριφορά των δοκιμίων εξαρτήθηκε σε μεγάλο βαθμό από την πλευρική πίεση καθώς στην δοκιμή ανεμπόδιστης θλίψης παρατηρήθηκαν εφελκυστικές αστοχίες του άρρηκτου υλικού ή ολισθήσεις επάνω σε επίπεδα ασυνεχειών από το ίδιο βάρος του υλικού ενώ σε μεγάλες πλευρικές πιέσεις παρατηρήθηκαν διατμητικές αστοχίες σε συζυγή επίπεδα.

Τέλος, από τα αποτελέσματα αυτών των δοκιμών αλλά και εκείνων που παρουσιάστηκαν στην προηγούμενη παράγραφο, οι Brown and Trollope (1970) κατέληξαν στον παρακάτω εμπειρικό τύπο για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής της βραχομάζας

$$\frac{\tau - \tau_0}{\sigma_c} = Z \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c} \right)^\zeta \quad (2-3)$$

όπου τ = η διατμητική αντοχή του δοκιμίου

τ_0 = η συνοχή του άρρηκτου υλικού

Z, ζ = σταθερές της διατμητικής αντοχής του υλικού

Οι Brown and Hudson (1972) εξέτασαν την προοδευτική αστοχία κερματισμένου δοκιμίου κατασκευασμένου από γύψο. Το δοκίμιο, αποτελούμενο από 40 μπλοκ συμπαγούς υλικού, υποβλήθηκε σε δοκιμές μονοαξονικής θλίψης. Η προοδευτική αστοχία του δοκιμίου οφειλόταν σε εφελκυστική αστοχία του άρρηκτου υλικού, περιστροφές των μπλοκ, διατμητική αστοχία των ασυνεχειών και διατμητικές παραμορφώσεις των τεμαχίων του συμπαγούς υλικού.

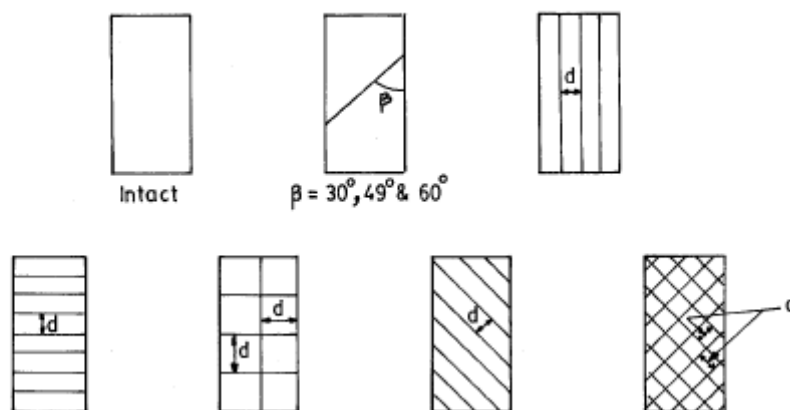
Το συμπέρασμα που προέκυψε από τις δοκιμές αυτές είναι ότι η κατανομή των τάσεων που προκαλείται από την παρουσία των ασυνεχειών οδηγεί σε μια αξιοσημείωτη μείωση της αντοχής του δοκιμίου σε σχέση με αυτήν του άρρηκτου υλικού, ακόμα και όταν ο μηχανισμός αστοχίας οφείλεται σε αστοχία των μπλοκ. Επίσης, παρατήρησαν ότι η αντοχή του δοκιμίου είναι συνάρτηση του αριθμού των ασυνεχειών και του σχήματος των μπλοκ.

2.3.2 Δοκιμές των Einstein et al. (1970) και Einstein and Hirschfield (1973)

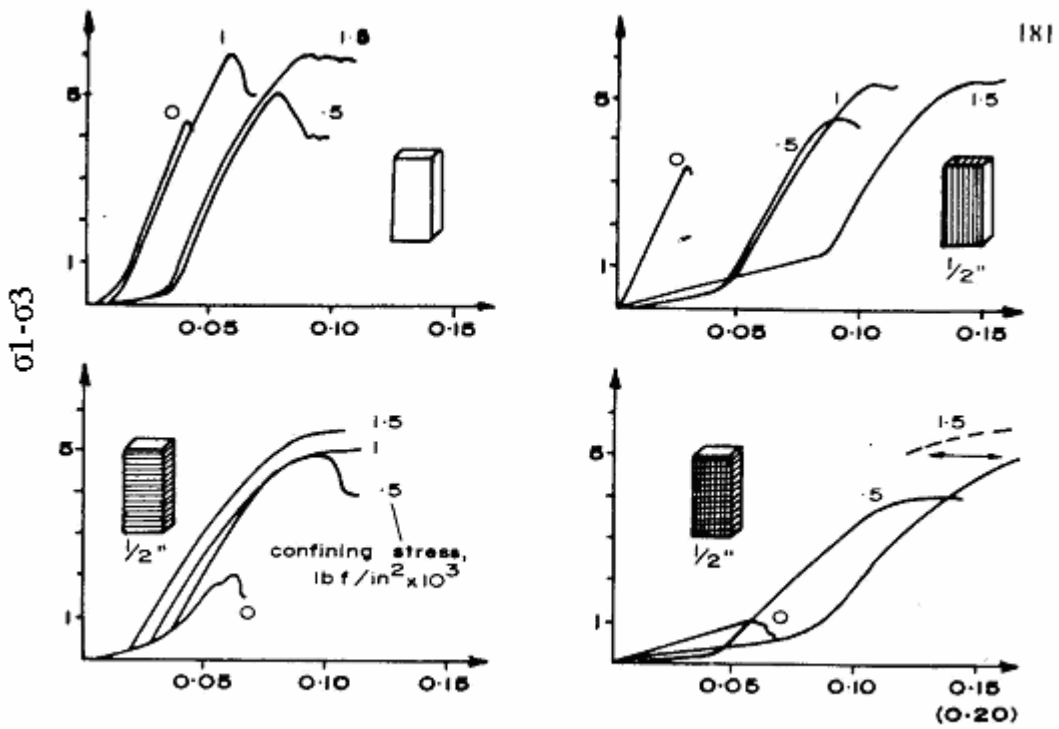
Οι Einstein et al. (1970) και Einstein and Hirschfield (1973), διεξήγαγαν τριαξονικές δοκιμές σε δοκίμια γύψου με διάφορους συνδυασμούς ασυνεχειών (Σχ. 2-16). Οι διαστάσεις των δοκιμίων ήταν 2in x 4in x 8in.

Η αστοχία στην δοκιμή μονοαξονικής θλίψης οφειλόταν σε εφελκυστικές θραύσεις του άρρηκτου υλικού. Για μικρές τιμές πλευρικής πίεσης η αστοχία πραγματοποιούνταν με διατμητικές ολισθήσεις σε επίπεδο ασυνέχειας ή στο άρρηκτο υλικό (ανάλογα με την κλίση των ασυνεχειών) και για μεγάλες πλευρικές πιέσεις η αστοχία λάμβανε χώρα σε πολλές σχεδόν παράλληλες επιφάνειες οι οποίες δεν περιείχαν απαραίτητα τα επίπεδα αδυναμίας.

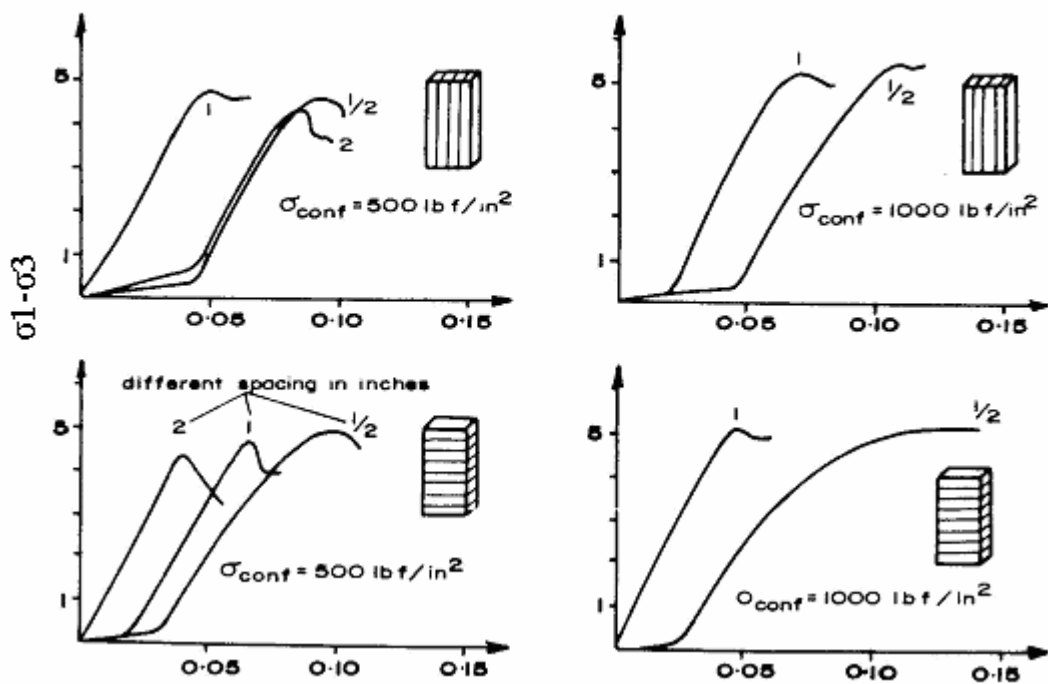
Η αντοχή του υλικού ήταν συνάρτηση της κλίσης των ασυνεχειών εκτός από την περίπτωση επιβολής πολύ υψηλής τιμής πλευρικής πίεσης, όπου η αντοχή του διακλασμένου υλικού έφτανε αυτήν του άρρηκτου, ανεξάρτητα από τον προσανατολισμό και την απόσταση των επιπέδων αδυναμίας. Παρατηρήθηκε ότι για χαμηλές πλευρικές πιέσεις η συμπεριφορά των προσομοιωμάτων ήταν ψαθυρή ενώ για υψηλές πλευρικές πιέσεις μετατρέπονταν σε όλκιμη (Σχ. 2-17). Στο Σχ. 2-18 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας διάφορων δοκιμίων. Το κάτω όριο της αντοχής της βραχομάζας είναι η αντοχή μιας επίπεδης επιφάνειας ασυνεχειών του υλικού της μάζας αυτής, ενώ το άνω όριο είναι η αντοχή του άρρηκτου υλικού.



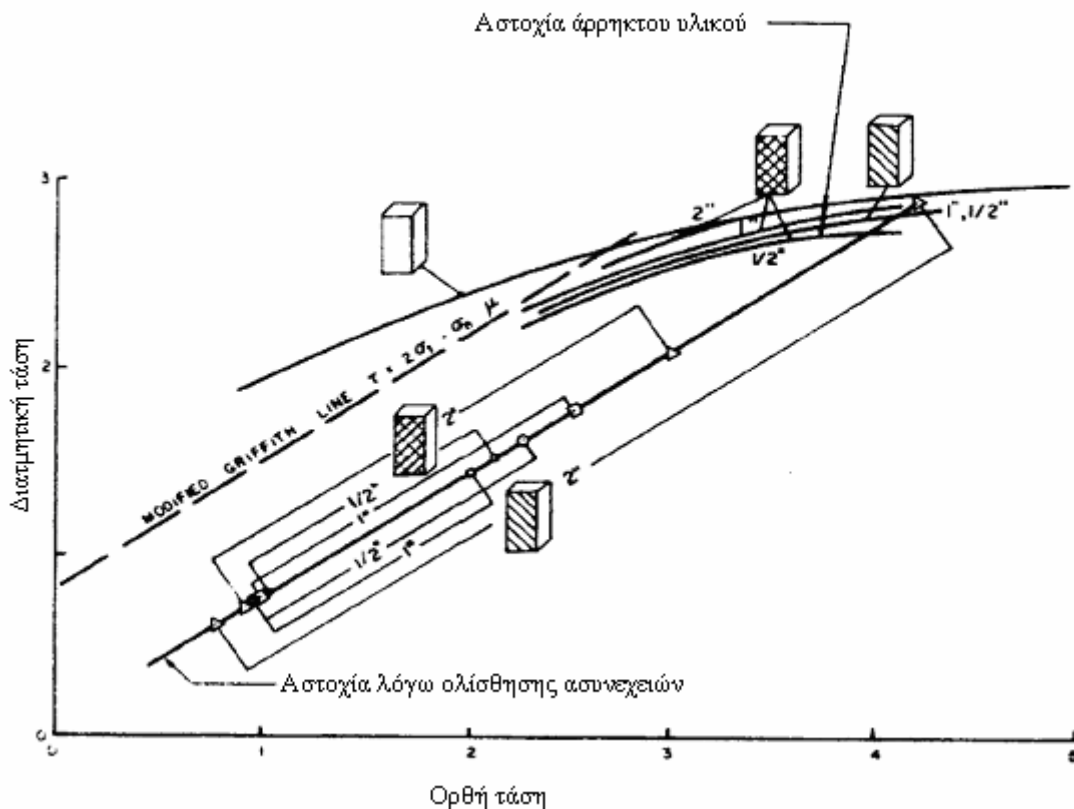
Σχ. 2-16 Εξεταζόμενα δοκίμια με διάφορους συνδυασμούς ασυνεχειών (Einstein and Hirschfield, 1973)



Αξονική παραμόρφωση



Σχ. 2-17 Διαγράμματα τάσης – παραμόρφωσης για διαφορετικές γεωμετρίες ασυνεχειών και τιμές πλευρικής πίεσης (Einstein and Hirschfield, 1973)



Σχ. 2-18 Περιβάλλουσες Mohr για συμπαγή και διακλασμένα δοκίμια (Einstein and Hirschfeld, 1973)

2.3.3 Δοκιμές των Ladanyi and Archambault (1972, 1980)

Οι Ladanyi and Archambault (1972) δημιούργησαν προσομοιώματα με 50 cm πλάτος, 100 cm ύψος και 15 cm πάχος. Ένα τέτοιο προσομοίωμα παρουσιάζεται στο Σχ. 2-19. Αποτελείται από εμμένουσες και μή εμμένουσες ασυνέχειες με γωνία κλίσης β και α αντίστοιχα ως προς την φόρτιση. Το ομοίωμα κατασκευάστηκε από τεμάχια τσιμέντου, οι ιδιότητες των οποίων παρουσιάζονται στον Πιν. 2-5.

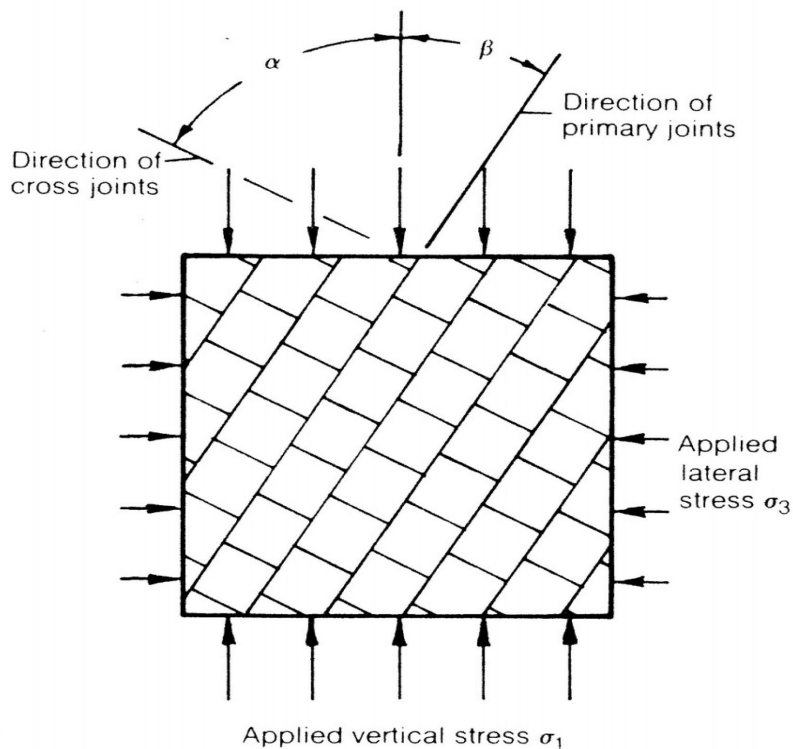
Οι μηχανισμοί αστοχίας που παρατηρήθηκαν ήταν συνάρτηση της κλίσης των συστημάτων ασυνεχειών. Για γωνίες $15^\circ < \alpha < 45^\circ$ δημιουργήθηκαν ζώνες περιστροφικής παραμόρφωσης (kink bands) ενώ για γωνίες β $0^\circ - 7^\circ$ και 77° έως 90° η αστοχία οφειλόταν σε δημιουργία επιπέδου διάτμησης. Στις υπόλοιπες γωνίες η αστοχία των δοκιμίων οφειλόταν σε δημιουργία ζωνών διατμητικής αστοχίας. Οι μηχανισμοί αστοχίας παρουσιάζονται στο Σχ. 2-20.

Η αντοχή του δοκιμίου για περιστροφή του συστήματος των ασυνεχειών έως 90° και για διάφορες τιμές πλευρικής πίεσης παρουσιάζεται στο Σχ. 2-21.

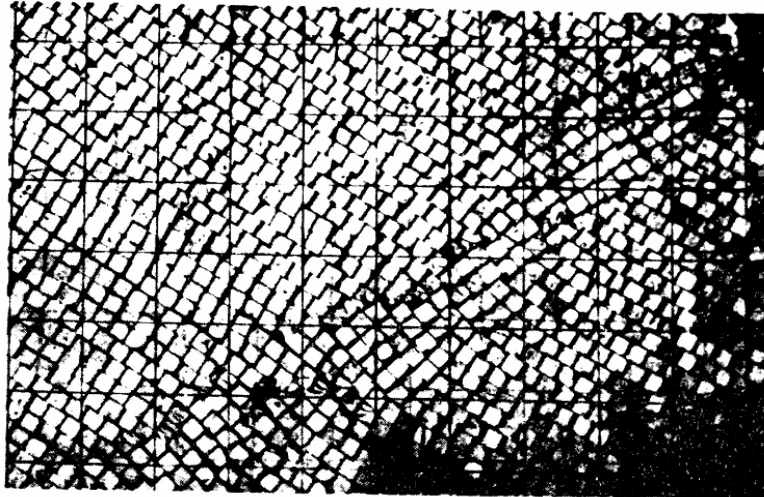
Πιν. 2-5 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου υλικού και ασυνεχειών (Ladanyi and Archambault, 1972)

Πορώδες	23%
Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (MPa)	24.84
Μέτρο παραμορφωσιμότητας (GPa)	11.4
Λόγος Poisson	0.16
Αντοχή σε εφελκυσμό (MPa)	2.76
Γωνία εσωτερικής τριβής ασυνεχειών (°)	38

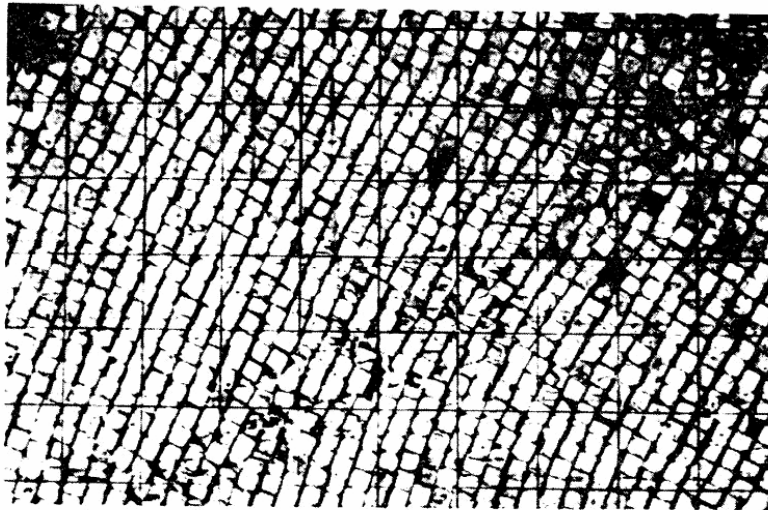
Ένα σημαντικό συμπέρασμα που προέκυψε από τις δοκιμές αυτές είναι ότι ο βαθμός αλληλεμπλοκής των τεμαχών του πετρώματος επηρεάζει σημαντικά την αντοχή του, καθώς αυτός είναι ο κύριος παράγοντας που καθορίζει την δυνατότητα περιστροφής των τεμαχών. Ο βαθμός αυτός αλληλεμπλοκής των μπλοκ εξαρτάται από το σχήμα τους και από τον βαθμό διαταραχής στον οποίο έχει υποβληθεί η βραχομάζα.



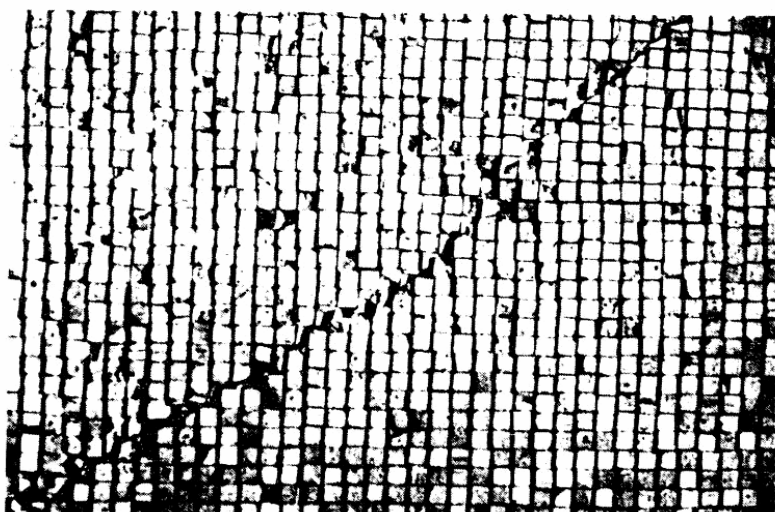
Σχ. 2-19 Γεωμετρία δοκιμίου (Ladanyi and Archambault, 1972)



α. Kink band

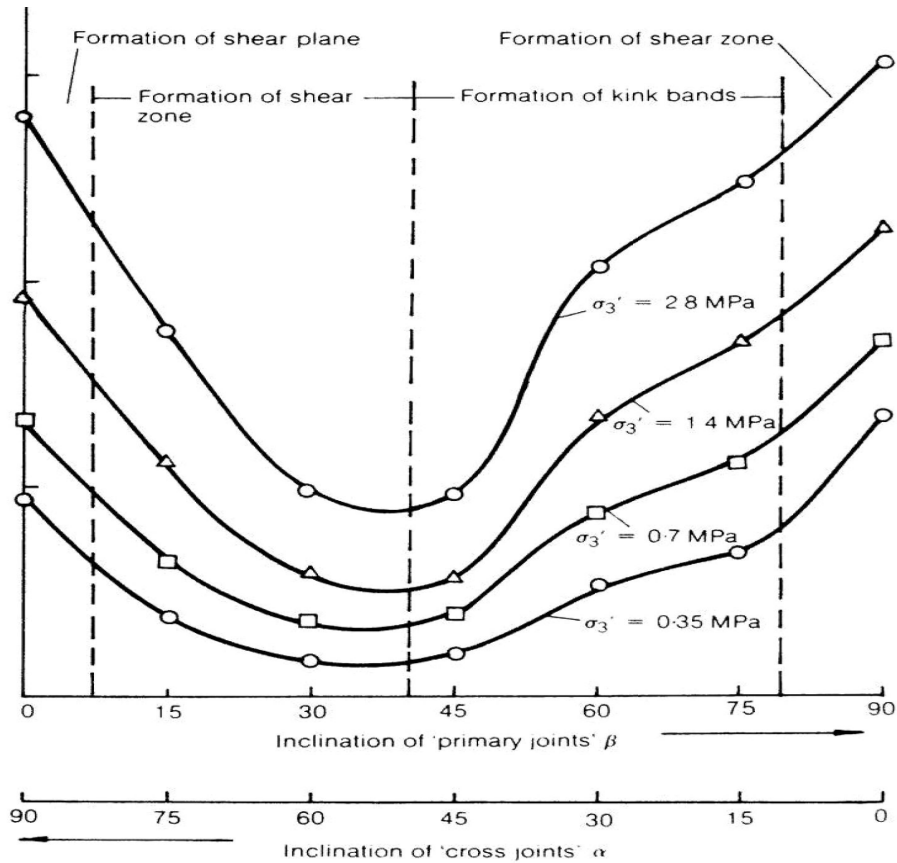


β. Διατμητική αστοχία σε ζώνη



γ. Διατμητική αστοχία σε επίπεδο

Σχ. 2-20 Μηχανισμοί αστοχίας δοκιμίων (Ladanyi and Archambault, 1972)



Σχ. 2-21 Αποτελέσματα δοκιμών (Ladanyi and Archambault, 1972)

Οι ίδιοι ερευνητές σε νεότερη εργασία τους (1980) πραγματοποίησαν διαξονικές δοκιμές θλίψης σε δοκίμια με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες. Τα δοκίμια ήταν πλάτους 50 cm, ύψους 100 cm και πάχους 15 cm. Τα τεμάχια του συμπαγούς υλικού είχαν τετραγωνική διατομή και ήταν δυο διαφορετικών διαστάσεων με πλευρά 2.5 cm και 1.25 cm αντίστοιχα. Οι δοκιμές έγιναν για τρεις διαφορετικές τιμές πλευρικής πίεσης για δοκίμια με τρεις διαφορετικούς συνδυασμούς κλίσεων των μή επίμονων ασυνεχειών (15°/75°, 30°/60°, 38°/52°).

Η σύγκριση με το προηγούμενο πείραμα των ίδιων ερευνητών έδειξε ότι η αντοχή για τις δυο περιπτώσεις δοκιμών συμπίπτουν μόνο για γωνίες θ μεταξύ 0° και 30°. Σε όλες τις υπόλοιπες γωνίες η αντοχή του δοκιμίου με τις εμμένουσες ασυνέχειες είναι πολύ μικρότερη από την αντίστοιχη του προσομοιώματος με τις μή εμμένουσες ασυνέχειες. Αυτό, σύμφωνα με τους Ladanyi and Archambault (1980) οφείλεται στους διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας των δυο δοκιμίων. Στα προσομοιώματα με τις εμμένουσες ασυνέχειες, για γωνίες θ μεταξύ 40° και 80° σχηματίζονταν ζώνες περιστροφικής παραμόρφωσης, μηχανισμός αστοχίας που οδηγεί στις μικρότερες αντοχές. Ο

συγκεκριμένος μηχανισμός, δεν παρουσιάστηκε στα δοκίμια με τις μή εμμένουσες ασυνέχειες. Η αστοχία σε αυτή την περίπτωση οφειλόταν σε διατμητική αστοχία σε επίπεδο ή σε ζώνη.

Από τα αποτελέσματα των δοκιμών προέκυψε το συμπέρασμα ότι ο μηχανισμός αστοχίας και η αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ομοιομορφία των μπλοκ του συμπαγούς υλικού καθώς και από την εμμόνη των ασυνεχειών. Παράλληλα παρατηρήθηκε ότι η αστοχία στα δοκίμια με τις μή εμμένουσες ασυνέχειες ήταν προοδευτική.

2.3.4 Δοκιμές των Bandis et al. (1981) και Bandis (1990)

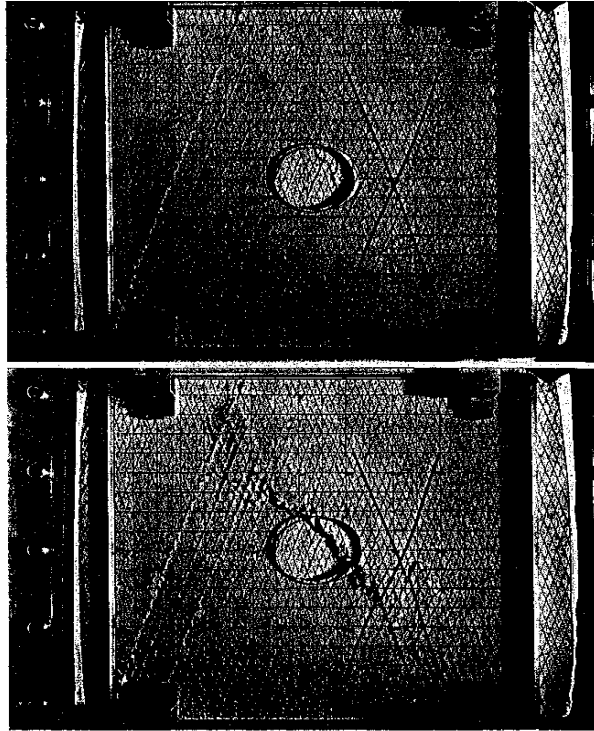
Σύμφωνα με τους Bandis et al. (1981), σε πυκνά κερματισμένες βραχομάζες ενεργοποιούνται μηχανισμοί περιστροφικής διάτμησης, ενώ αντίθετα σε αραιότερα ρωγματομένα πετρώματα εκδηλώνονται διατμητικές ολισθήσεις σε επιλεγμένα επίπεδα ασυνεχειών. Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι μικρότερα τεμάχια άρρηκτου πετρώματος έχουν περισσότερους βαθμούς ελευθερίας με αποτέλεσμα την δυνατότητα περιστροφής των μπλοκ αυτών. Το αντίθετο συμβαίνει σε μεγάλα τεμάχια άρρηκτου υλικού.

Οι ίδιοι ερευνητές εκτέλεσαν διαξονικές δοκιμές θλίψης σε συνθήκες επίπεδης τάσης σε φυσικά δοκίμια αποτελούμενα από ψαθυρό υλικό, στα οποία δημιουργήθηκαν δυο συστήματα ασυνεχειών με κατάλληλη κοπή τους. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για τρία δοκίμια, η μόνη διαφορά των οποίων ήταν η απόσταση των ασυνεχειών. Έτσι, το δοκίμιο 1 αποτελούνταν από 4000 τεμάχια άρρηκτου υλικού, το δοκίμιο 2 από 1000 και το δοκίμιο 3 από 250.

Η διεξαγωγή των δοκιμών έδειξε ότι μεγαλύτερη αντοχή παρουσίασε το δοκίμιο με τα περισσότερα τεμάχια, δηλαδή το 1. Συγκεκριμένα, η αντοχή του δοκιμίου με τα 4000 τεμάχια ήταν κατά 30% μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του δοκιμίου με τα 250 τεμάχια. Τα δοκίμια 2 και 3 αστόχησαν με διατμητική ολίσθηση κατά μήκος των ασυνεχειών ενώ στο δοκίμιο 1 η αστοχία οφειλόταν σε ζώνες περιστροφικής παραμόρφωσης. Στο Σχ. 2-22 φαίνεται η προοδευτική δημιουργία μιας τέτοιας ζώνης σε δοκίμιο με 4000 τεμάχια.

Από τις δοκιμές αυτές φάνηκε ότι όταν ο αριθμός των τεμαχίων του άρρηκτου υλικού αυξηθεί σημαντικά, τότε συμβαίνει μεταβολή στην συμπεριφορά του δοκιμίου. Οι περιστροφές των τεμαχίων ενεργοποιούν μηχανισμούς περιστροφικής διάτμησης με

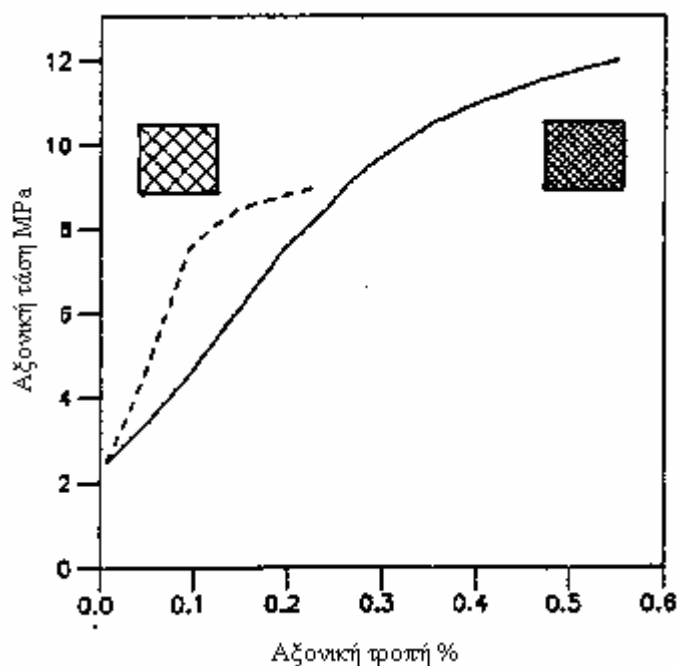
αποτέλεσμα το καλύτερο αλληλοκλείδωμα των τεμαχών και κατά συνέπεια, αύξηση της αντοχής του δοκιμίου.



Σχ. 2-22 Προοδευτική δημιουργία ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης (Bandis et. al., 1981)

Αντίστοιχες δοκιμές πραγματοποίησε ο Bandis (1990) σε δυο δοκίμια με διαφορετικό μέγεθος τεμαχούς άρρηκτου υλικού. Στο ένα δοκίμιο (A) η απόσταση των ασυνεχειών ήταν 0.3m ενώ στο δεύτερο (B) 3m. Το δοκίμιο με τα περισσότερα τεμάχια (A) εμφάνισε μεγαλύτερη αντοχή από αυτό με τα λιγότερα (B). Συγκεκριμένα, για το δοκίμιο A η τάση διαρροής ήταν 6.5 MPa και η τάση αστοχίας 9.5 MPa ενώ για το δοκίμιο B η τάση διαρροής υπολογίστηκε στα 5 MPa και η τάση αστοχίας 6.5 MPa (Σχ. 2-23). Η αστοχία στο έντονα κερματισμένο δοκίμιο οφειλόταν σε περιστροφές των τεμαχών ενώ η αστοχία στο άλλο δοκίμιο σε διατμητικές ολισθήσεις ασυνεχειών.

Σύμφωνα με τον Bandis (1990) η παραπάνω συμπεριφορά είναι αποτέλεσμα της επίδρασης της κλίμακας, όταν τα τεμάχια του άρρηκτου υλικού έχουν την δυνατότητα να κινηθούν ανεξάρτητα και να έχουν επαφή με όλες τις κλίμακες της τραχύτητας. Οι απαιτούμενοι βαθμοί ελευθερίας των τεμαχών για να συμβεί αυτό, δύναται να υπάρχουν σε περιπτώσεις έντονα κερματισμένης βραχομάζας που βρίσκεται επιφανειακά ή σε μικρό βάθος, ή με άλλα λόγια για μικρές τιμές ορθής τάσης.



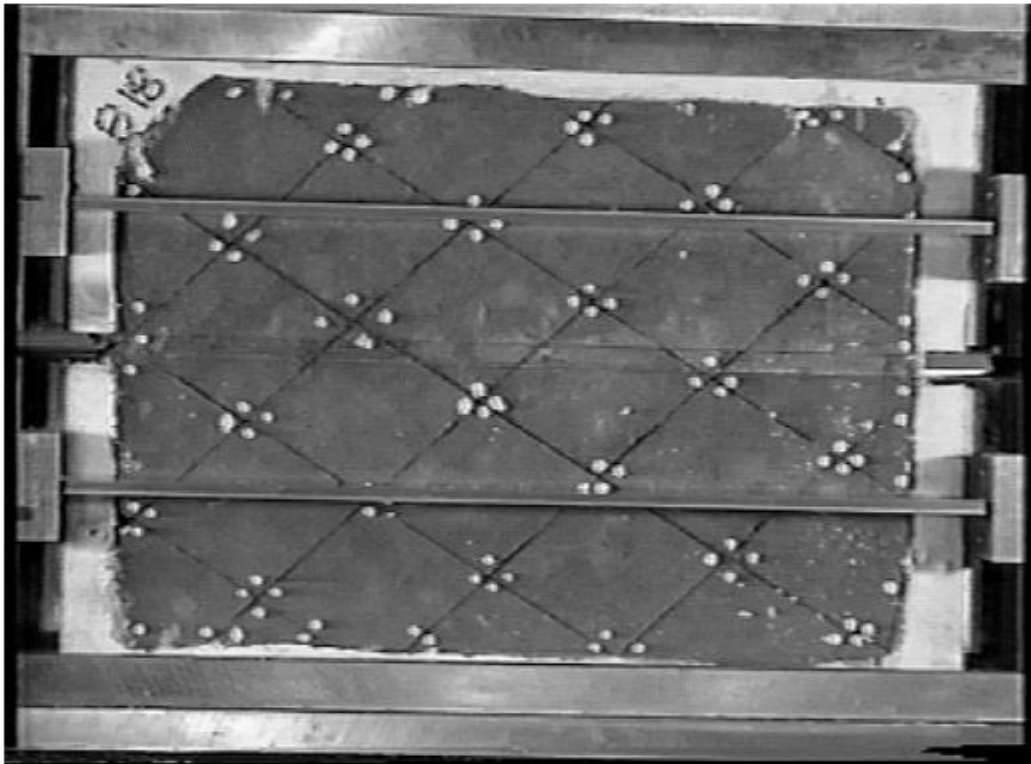
Σχ. 2-23 Αποτελέσματα δοκιμών θλίψης (Bandis, 1990)

2.3.5 Δοκιμές των Szymakowski et al. (2003)

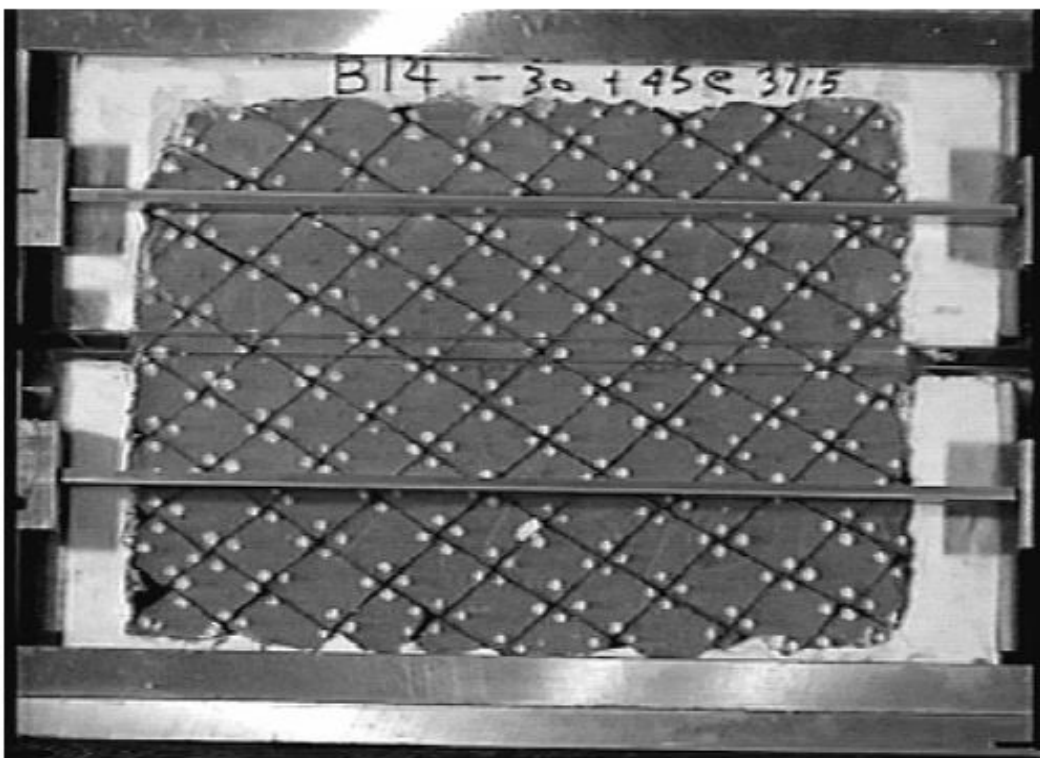
Οι Szymakowski et al. (2003) παρουσίασαν τα αποτελέσματα διατμητικών δοκιμών που διενήργησαν σε κερματισμένα φυσικά δοκίμια.

Τα δοκίμια ήταν διαστάσεων 390mm x 280mm x 270mm. Η μόνη διαφορά μεταξύ των δοκιμίων που εξετάστηκαν ήταν η απόσταση των ασυνεχειών. Έτσι, στο ένα δοκίμιο η απόσταση των ασυνεχειών ήταν 70mm (Σχ. 2-24) και στο δεύτερο 32mm (Σχ. 2-25). Από τις 37 δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν προέκυψε ότι η αντοχή των δοκιμίων με την μεγάλη απόσταση ασυνεχειών είναι μεγαλύτερη της αντίστοιχης των ομοιωμάτων με την μικρή απόσταση ασυνεχειών.

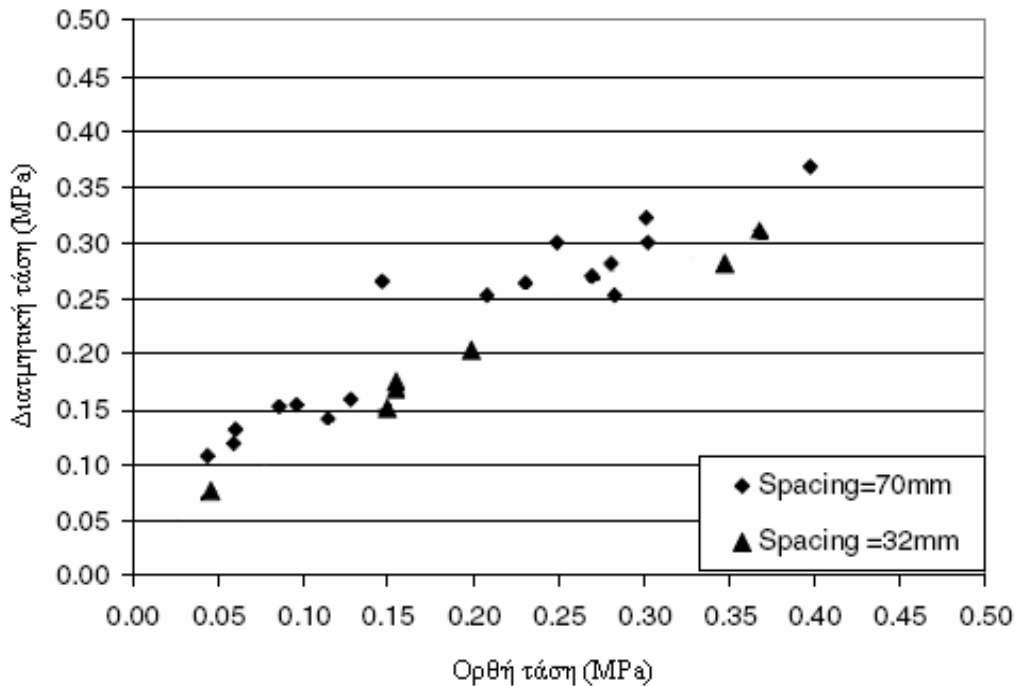
Οι δοκιμές αυτές έδειξαν ότι η αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας είναι άμεση συνάρτηση του μεγέθους του τεμάχους του άρρηκτου υλικού που προκύπτει από την απόσταση των ασυνεχειών και συγκεκριμένα ότι βραχομάζες με μεγάλα τεμάχη άρρηκτου υλικού παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντοχή από αντίστοιχες με μικρότερα τεμάχη άρρηκτου πετρώματος.



Σχ. 2-24 Δοκίμιο με απόσταση ασυνεχειών 70mm (Szymakowski et al., 2003)



Σχ. 2-25 Δοκίμιο με απόσταση ασυνεχειών 32mm (Szymakowski et al., 2003)

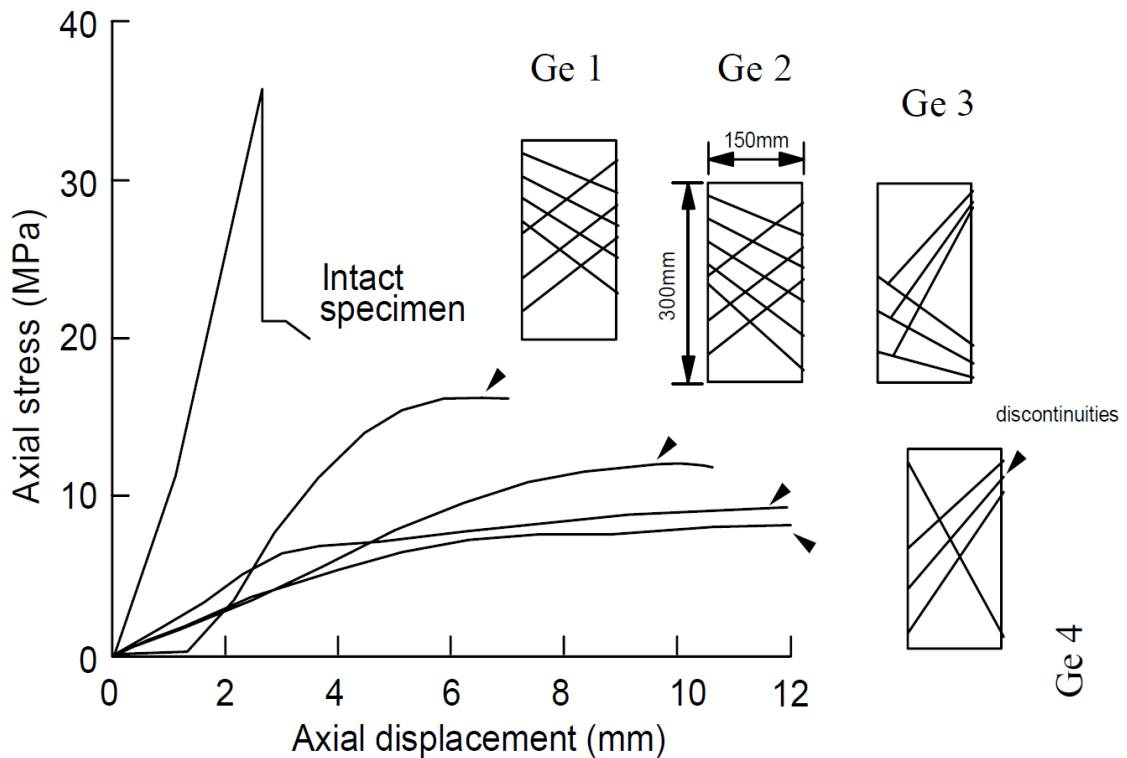


Σχ. 2-26 Αποτελέσματα δοκιμών για ομοιώματα με διαφορετική απόσταση ασυνεχειών (Szymakowski et al., 2003)

2.3.6 Δοκιμές των Meyers and Priest (1992)

Οι Meyers and Priest (1992) διεξήγαγαν τριαξονικές δοκιμές θλίψης σε δοκίμια φτιαγμένα από γύψο τα οποία περιείχαν επίπεδα αδυναμίας σε διάφορες κλίσεις. Οι διαστάσεις των δοκιμών ήταν 300mm ύψος και 150mm πλάτος και η πλευρική πίεση που εφαρμόστηκε ήταν ίση με 1 MPa.

Τα αποτελέσματα των δοκιμών έδειξαν μείωση της αντοχής των κερματισμένων δοκιμών σε σχέση με αυτήν του άρρηκτου υλικού (Σχ. 2-27). Η συμπεριφορά και η αντοχή των κερματισμένων δοκιμών ήταν συνάρτηση της κλίσης των ασυνεχειών και της αντοχής του άρρηκτου υλικού. Το δοκίμιο 2 με τον μεγαλύτερο αριθμό ασυνεχειών παρουσίασε μεγαλύτερη αντοχή από το δοκίμιο 4 που περιείχε τα λιγότερα επίπεδα αδυναμίας. Στο δοκίμιο 2 η αστοχία οφειλόταν σε διατμητική θραύση άρρηκτου υλικού και ασυνέχειας ενώ στο δοκίμιο 4, το οποίο περιείχε μια ασυνέχεια με τη δυσμενέστερη κλίση, η αστοχία οφειλόταν σε ολίσθηση πάνω στο επίπεδο αυτής της ασυνέχειας.



Σχ. 2-27 Αποτελέσματα τριαξονικών δοκιμών σε ρωγατωμένα φυσικά δοκίμια (Meyers and Priest, 1992)

2.3.7 Δοκιμές των Kulatikale et al. (2001)

Οι Kulatilake et al. (2001) χρησιμοποίησαν φυσικά δοκίμια διαστάσεων 35.6 x 17.8 x 2.5 cm με διάφορους συνδυασμούς επιπέδων αδυναμίας, τα οποία υποβλήθηκαν σε μονοαξονική και διαξονική θλίψη. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν με άσκηση σταθερής πίεσης στις πλευρές και άσκηση φορτίου στο άνω όριο των δοκιμίων.

Με κατάλληλο τρόπο δημιουργήθηκαν δυο συστήματα ασυνεχειών στο υλικό. Παρήχθησαν έτσι 30 διαφορετικά δοκίμια, ανάλογα με την κλίση αλλά και τον αριθμό των ασυνεχειών στο κάθε σύστημα. Τα αποτελέσματα των πειραμάτων για τα δοκίμια αυτά, υπέδειξαν τρεις μηχανισμούς αστοχίας. Αξονική κατάκλαση (εφελκυστική αστοχία) του άρρηκτου υλικού, ολίσθηση κατά μήκος των ασυνεχειών και συνδυασμός των δυο αυτών μηχανισμών. (Σχ. 2-28)

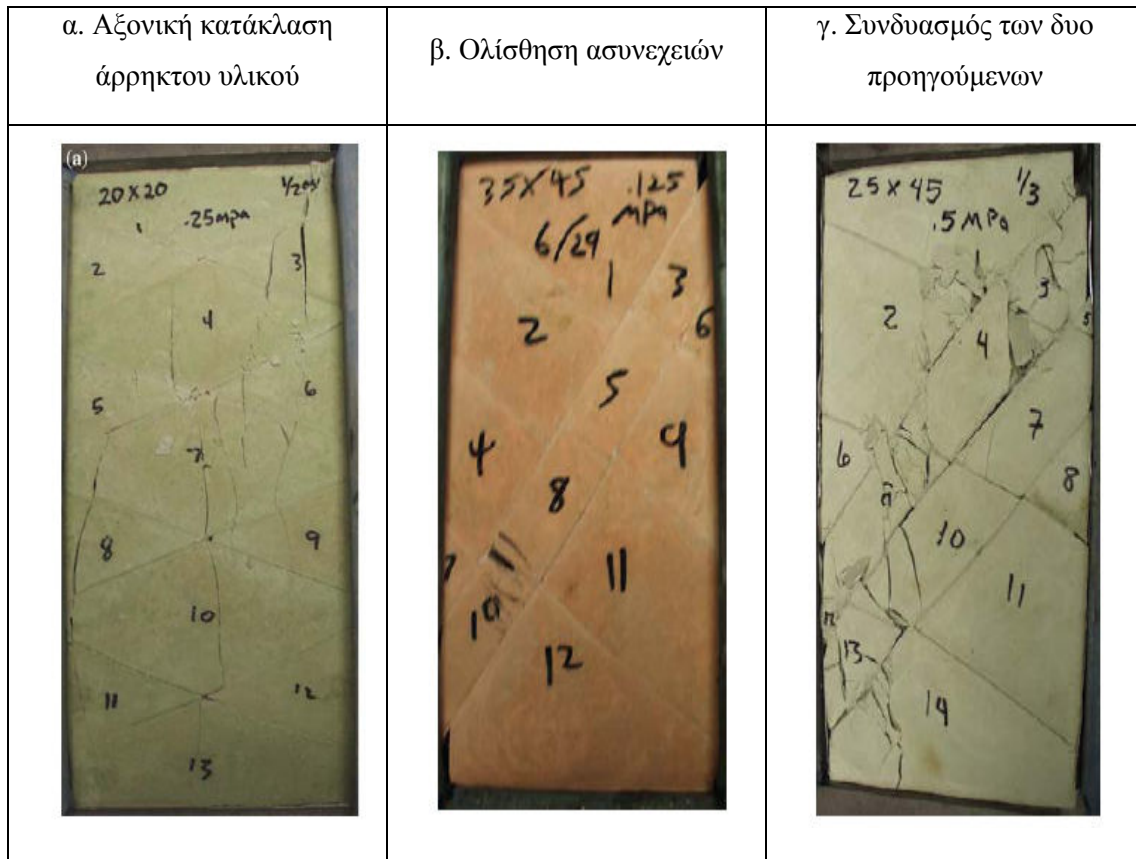
Ο πρώτος μηχανισμός αστοχίας παρουσιάστηκε κατά την μονοαξονική δοκιμή σε όλα τα ομοιώματα τα οποία περιείχαν ασυνέχειες με κλίσεις μικρότερες από 15°. Για μεγαλύτερες πλευρικές πιέσεις, με τον τρόπο αυτό αστόχησαν δοκίμια κλίσης ασυνεχειών

μέχρι και 40° . Σε μικρές πλευρικές πιέσεις, η αξονική κατάκλαση ήταν κάθετα προσανατολισμένη στο επίπεδο της ελάχιστης κύριας τάσης ενώ για μεγαλύτερες πλευρικές πιέσεις, σχηματιζόταν σε επίπεδο διαγώνιο ως προς την ελάχιστη κύρια τάση.

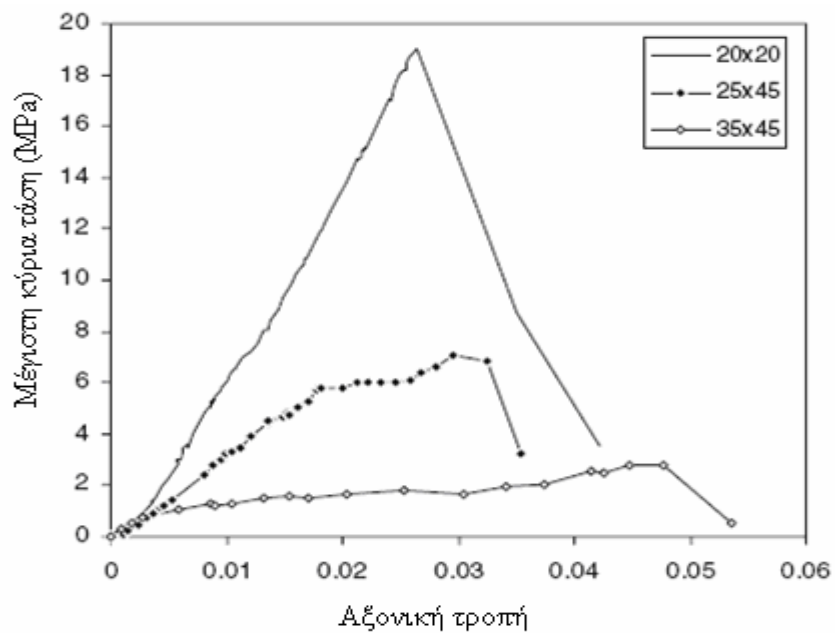
Ο δεύτερος μηχανισμός αστοχίας χαρακτηρίστηκε από κινήσεις του άρρηκτου υλικού παράλληλα ή κάθετα στα επίπεδα των ασυνεχειών. Στην δοκιμή μονοαξονικής θλίψης, με τον τρόπο αυτό αστόχησαν τα δοκίμια στα οποία τουλάχιστον ένα σύστημα ασυνεχειών είχε κλίση μεγαλύτερη των 35° . Τέλος, σε υψηλές πλευρικές πιέσεις, ο μηχανισμός αυτός δεν δημιουργήθηκε σε καμία δοκιμή.

Ο τρίτος μηχανισμός περιελάμβανε αστοχία άρρηκτου υλικού και αστοχία ασυνεχειών. Για μικρές πλευρικές πιέσεις, με τον τρόπο αυτό αστόχησαν τα δοκίμια με κλίσεις ασυνεχειών μεταξύ 30° και 45° ενώ για μεγαλύτερες τιμές πλευρικής τάσης, αστόχησαν τα δοκίμια που περιείχαν ένα τουλάχιστον σύστημα ασυνεχειών με κλίση μέχρι 55° .

Χαρακτηριστικά διαγράμματα τάσεων – τροπών για τους παραπάνω μηχανισμούς παρουσιάζονται στο Σχ. 2-29. Το δοκίμιο που περιλαμβάνει δυο συστήματα ασυνεχειών με κλίση 20° και 20° αστοχεί με τον πρώτο μηχανισμό και παρουσιάζει το αντίστοιχο διάγραμμα ($\sigma_3=0.25$ MPa). Το δοκίμιο δυο συστημάτων ασυνεχειών με κλίσεις 35° και 45° αστοχεί με βάση τον δεύτερο μηχανισμό ($\sigma_3=0.125$ MPa) και τέλος, με τον συνδυασμό των ανωτέρω δυο μηχανισμών αστοχεί το δοκίμιο με κλίσεις ασυνεχειών 25° και 45° ($\sigma_3=0.5$ MPa).



Σχ. 2-28 Μηχανισμοί αστοχίας δοκιμίων (Kulatilake et al., 2001)



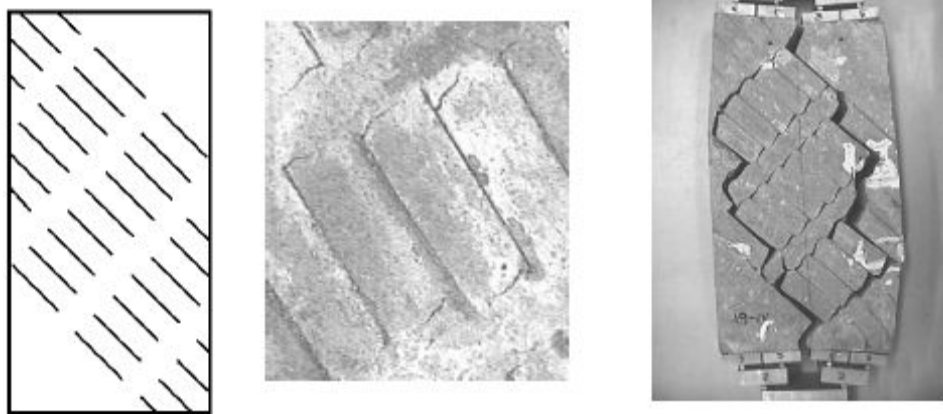
Σχ. 2-29 Διαγράμματα αξονικών τάσεων – αξονικών τροπών για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις (Kulatilake et al., 2001)

2.3.8 Δοκιμές των Sint Jan and Prudencio (2003)

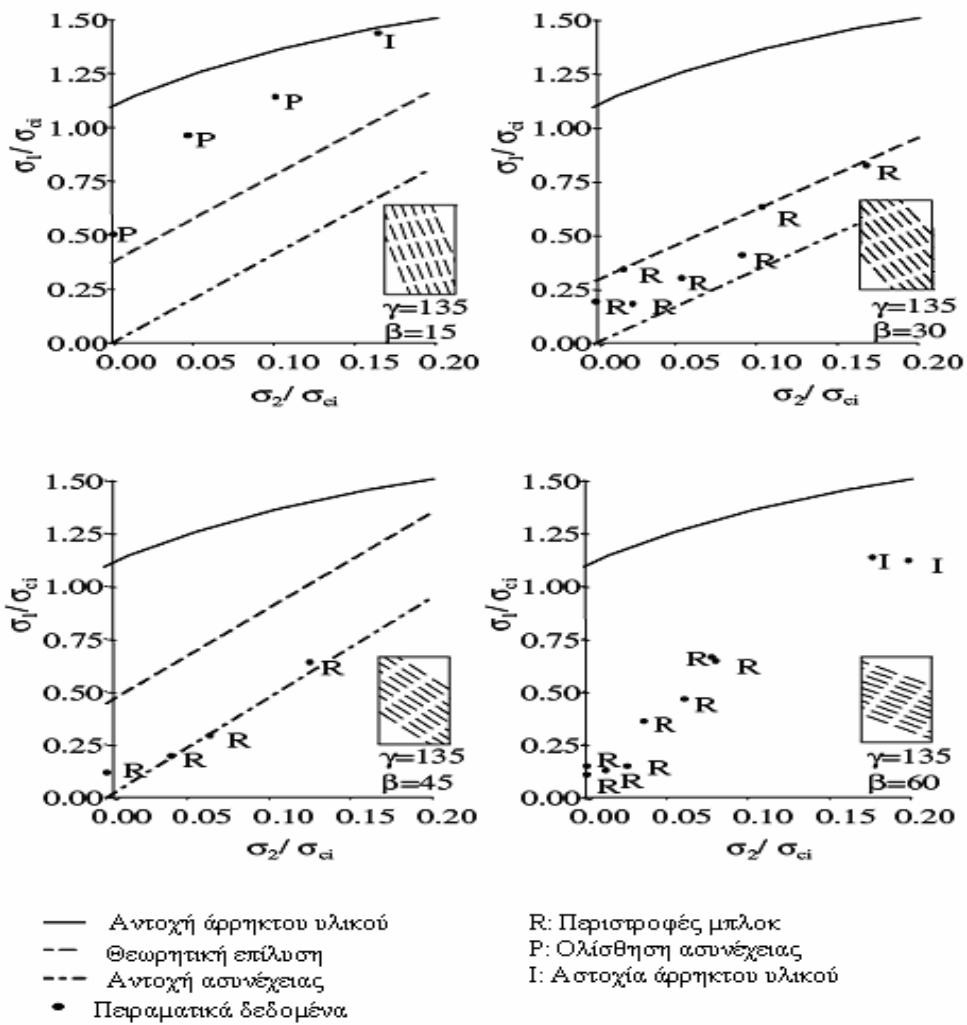
Οι Sint Jan and Prudencio (2003) σε σχετική εργασία τους παρουσίασαν τα αποτελέσματα δοκιμών σε φυσικά δοκίμια με μή εμμένουσες ασυνέχειες. Οι διαστάσεις των δοκιμίων ήταν 300 mm x 150 mm x 50 mm.

Τα δοκίμια αποτελούνταν είτε από ένα σύστημα μή εμμενουσών ασυνεχειών είτε από δυο συστήματα ασυνεχειών, το ένα επίμονο και το άλλο μή επίμονο. Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για διάφορες κλίσεις των συστημάτων των ασυνεχειών και παρατηρήθηκαν διάφοροι μηχανισμοί αστοχίας. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αστοχίας για συγκεκριμένα γεωμετρικά χαρακτηριστικά ασυνεχειών φαίνεται στο Σχ. 2-30.

Αντίστοιχα στο Σχ. 2-31 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για τέσσερις περιπτώσεις κλίσης των ασυνεχειών, 15° , 30° , 45° και 60° . Σε όλες τις περιπτώσεις σχεδιάζεται η αντοχή του άρρηκτου υλικού καθώς και το αποτέλεσμα της θεωρητικής επίλυσης. Επίσης, σημειώνονται οι μηχανισμοί αστοχίας με τις περιστροφές των μπλοκ να κυριαρχούν ενώ σε περιπτώσεις υψηλής πλευρικής πίεσης συμβαίνει αστοχία στο συμπαγές υλικό.

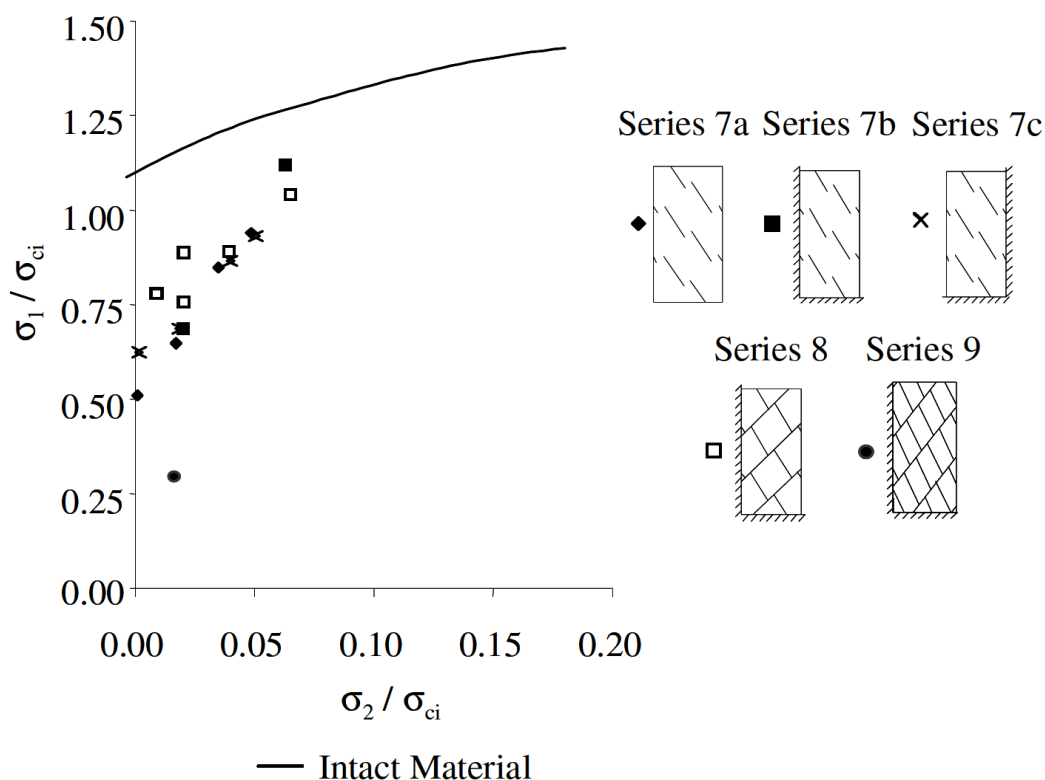


Σχ. 2-30 Χαρακτηριστικός τρόπος αστοχίας δοκιμίου (Sint Jan and Prudencio 2003)



Σχ. 2-31 Περιβάλλουσες αστοχίας και μηχανισμοί αστοχίας (Sint Jan and Prudencio 2003)

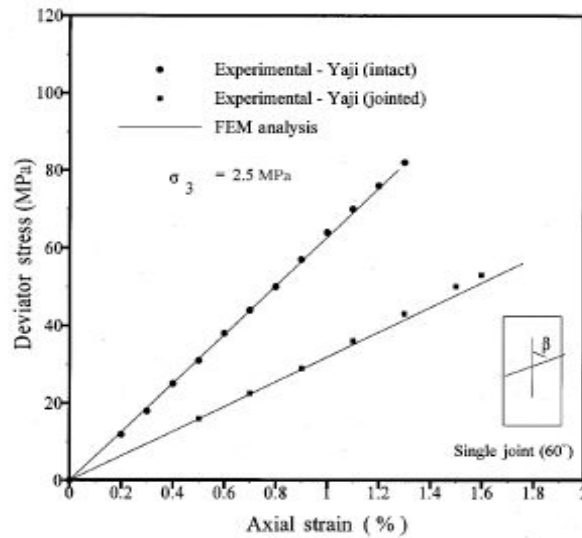
Τέλος, στο Σχ. 2-32 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για πέντε διαφορετικές περιπτώσεις. Η αντοχή για τις σειρές 7α έως και 7γ είναι ανεξάρτητη των διάφορων συνοριακών συνθηκών που εφαρμόζονται και παρόμοια με αυτήν της σειράς 8. Αντίθετα, στην σειρά 9 η αστοχία οφείλεται σε διατμητικές ολισθήσεις κατά μήκος και των δυο συστημάτων ασυνεχειών και η αντοχή μειώνεται περίπου στο μισό αυτής των προηγούμενων σειρών.



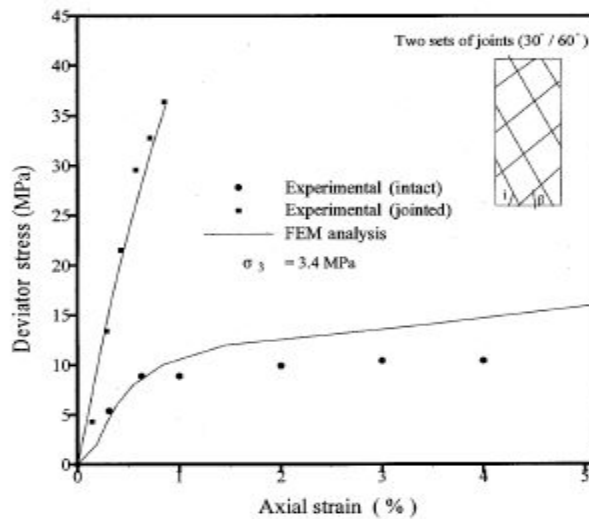
Σχ. 2-32 Περιβάλλουσες αστοχίας για πέντε διαφορετικές περιπτώσεις (Sint Jan and Prudencio 2003)

2.3.9 Δοκιμές των Yaji (1984) and Arora (1987)

Ο Yaji (1984) μελέτησε το πρόβλημα της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας μέσω τριαξονικών δοκιμών σε φυσικά δοκίμια από γύψο καθώς και δοκίμια ψαμμίτη και γρανίτη. Τα αποτελέσματα των δοκιμών παρουσιάζονται με την μορφή διαγραμμάτων μέγιστης τάσης – αξονικής τροπής αλλά και με τη μορφή περιβαλλουσών αστοχίας. Παρουσιάζονται ενδεικτικά τέτοια διαγράμματα στα οποία είναι σχεδιασμένη και επίλυση με μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων. Στο Σχ. 2-33 φαίνεται η αντοχή του ψαμμίτη με μια ασυνέχεια σε σχέση με αυτήν του άρρηκτου πετρώματος ενώ στο Σχ. 2-34 δίνεται η αντοχή του άρρηκτου και του κερματισμένου δοκιμίου γύψου.

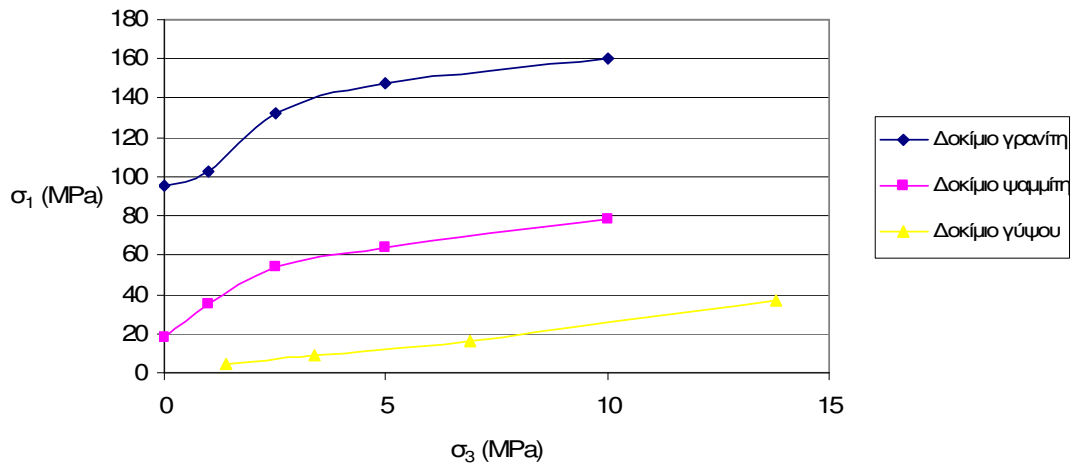


Σχ. 2-33 Διάγραμμα τάσεων – τροπών άρρηκτου και ρωγματωμένου με ένα επίπεδο αδυναμίας δοκιμίου ψαμμίτη (Yaji 1984)



Σχ. 2-34 Διάγραμμα τάσεων - τροπών άρρηκτου και κερματισμένου δοκιμίου γύψου (Yaji 1984)

Οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για διάφορες τιμές πλευρικής πίεσης. Στο Σχ. 2-35 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για το δοκίμιο γρανίτη με μια ασυνέχεια, το δοκίμιο ψαμμίτη με μια ασυνέχεια και το δοκίμιο γύψου με τα πολλά επίπεδα αδυναμίας.

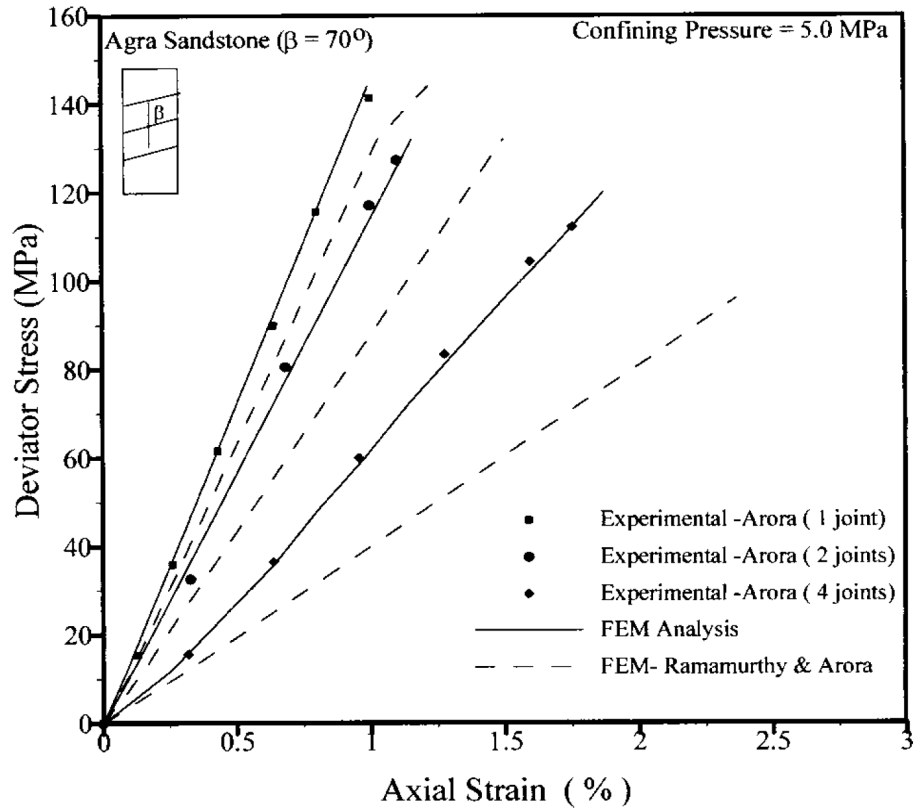


Σχ. 2-35 Περιβάλλουσες αστοχίας για τρία δοκίμια (Yaji 1984)

Όσον αφορά στον μηχανισμό αστοχίας, ο Yaji παρατήρησε ότι είναι συνάρτηση της πλευρικής πίεσης και του προσανατολισμού των ασυνεχειών.

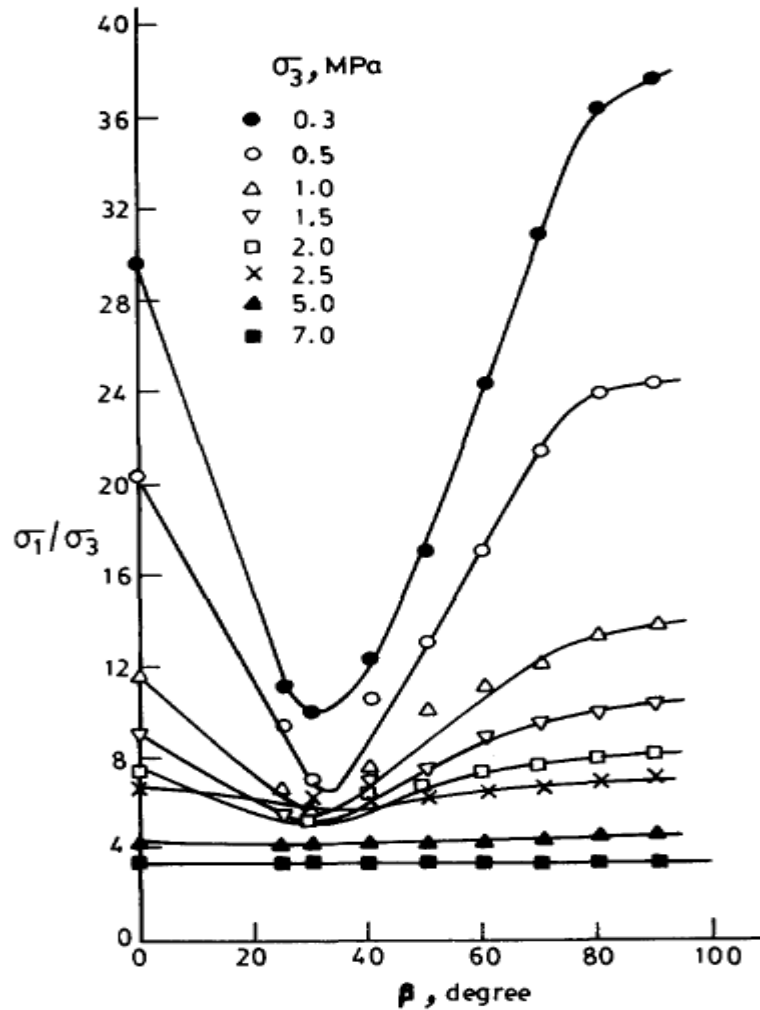
Αντίστοιχες δοκιμές πραγματοποίησε ο Aroga (1987) σε συμπαγή και κερματισμένα δοκίμια γύψου και ψαμμίτη. Σύμφωνα με αυτές τις δοκιμές, οι παράγοντες που επηρεάζουν κυρίως την αντοχή είναι η συχνότητα, ο προσανατολισμός και η αντοχή των ασυνεχειών. Στο Σχ. 2-36 φαίνεται η αντοχή δοκιμίου ψαμμίτη για πέντε διαφορετικές περιπτώσεις. Η πρώτη περίπτωση αφορά στο άρρηκτο πέτρωμα και οι υπόλοιπες σε διαφορετικό αριθμό ασυνεχειών. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των δοκιμών, η αύξηση του αριθμού των ασυνεχειών ανά μέτρο οδηγεί σε μείωση της αντοχής του δοκιμίου.

Τα αποτελέσματα αναφέρονται για πλευρική πίεση 5 MPa ενώ η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος είναι 110 MPa.



Σχ. 2-36 Διαγράμματα τάσεων - τροπών δοκιμίων ψαμμίτη (Arora, 1987)

Αντίστοιχα, στο Σχ. 2-37 παρουσιάζεται η αντοχή δοκιμίου γύψου με μια ασυνέχεια, για διάφορες τιμές κλίσης της και για διαφορετικές τιμές πλευρικής πίεσης. Είναι εμφανής η μείωση της ανισοτροπίας με την αύξηση της πλευρικής τάσης.



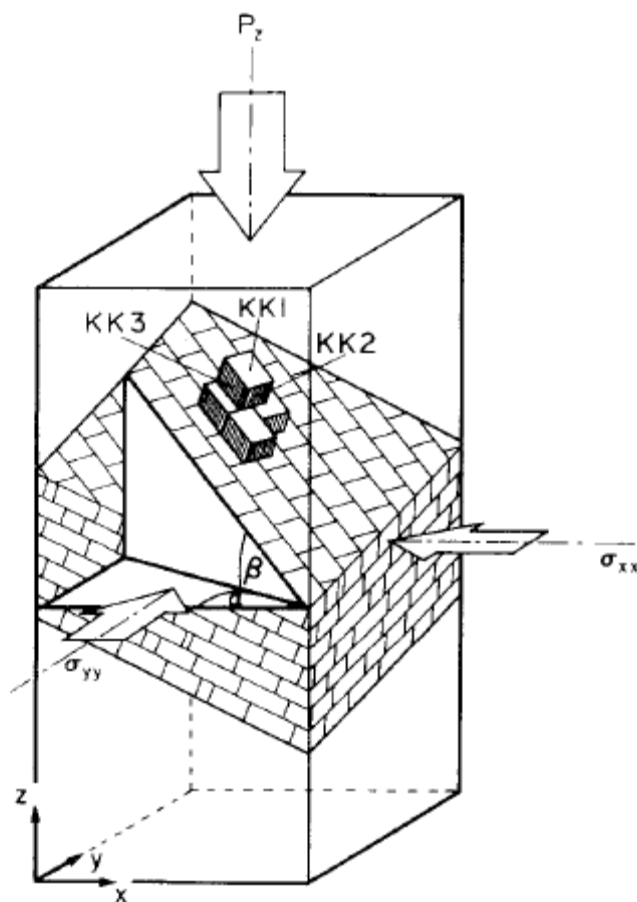
Σχ. 2-37 Αντοχή σε σχέση με την γωνία κλίσης της ασυνέχειας και την τιμή της πλευρικής πίεσης (Agora, 1987)

2.3.10 Δοκιμές των Reik and Zacas (1978)

Οι Reik and Zacas (1978) θέλησαν να εξετάσουν την συμπεριφορά φυσικών ομοιωμάτων βραχομάζας σε συνθήκες πραγματικών τριαξονικών δοκιμών, έτσι ώστε να διερευνηθεί η επίδραση της ενδιάμεσης κύριας τάσης. Για τον σκοπό αυτό κατασκεύασαν δοκίμια διαστάσεων 60cm x 60cm x 130cm με τρόπο τέτοιο έτσι ώστε να παράγονται τρία συστήματα ασυνεχειών κάθετα μεταξύ τους. Από τα τρία αυτά συστήματα το ένα είχε 100% εμμονή ενώ τα άλλα δυο 50%. Χρησιμοποιήθηκαν δυο τύποι υλικών, ελαφρύ σκυρόδεμα και μίγμα γύψου και άμμου.

Η γεωμετρία ενός τυπικού δοκιμίου παρουσιάζεται στο Σχ. 2-38. Η πρώτη σειρά δοκιμών πραγματοποιήθηκε με το σύστημα ασυνεχειών ΚΚ1 να είναι παράλληλο στον y άξονα (άξονας στον οποίο ασκείται η ενδιάμεση κύρια τάση) και η κλίση του να

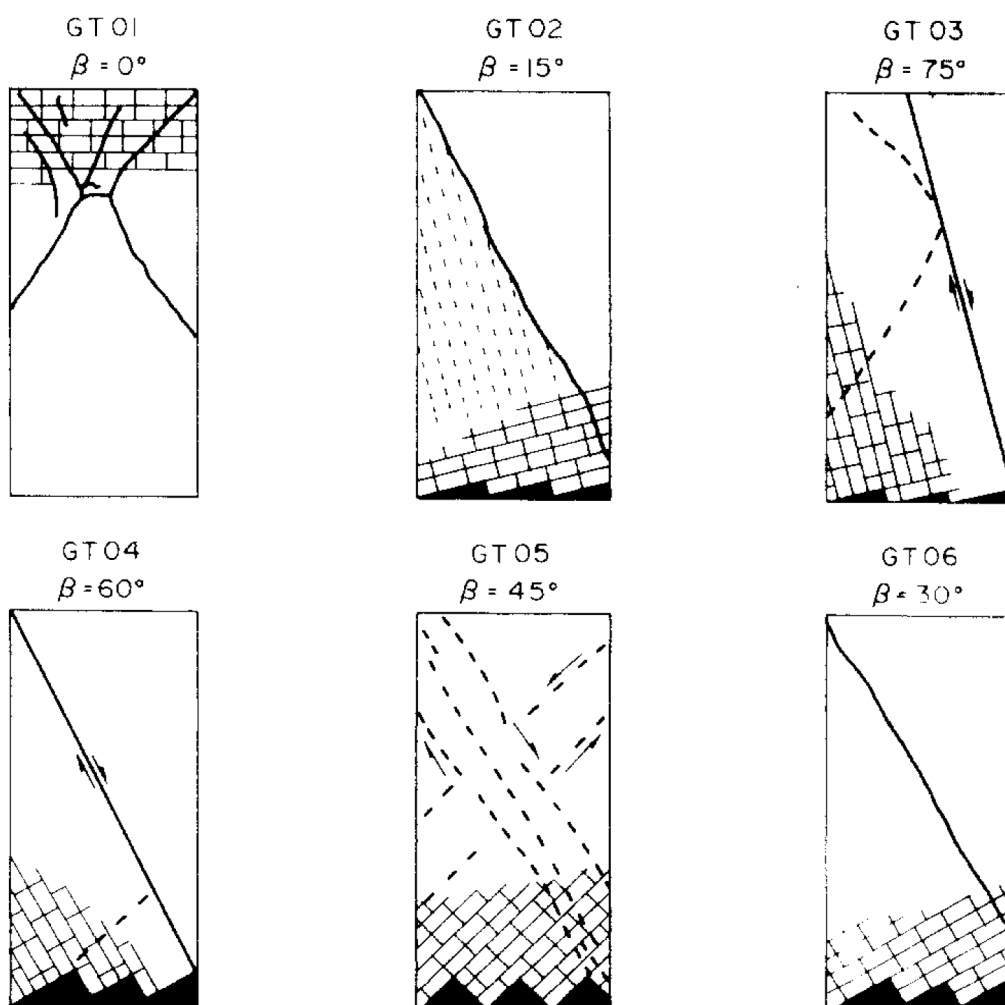
μεταβάλλεται σε γωνίες 0° , 15° , 30° , 45° , 60° και 75° (ως προς τον x άξονα). Η δεύτερη σειρά δοκιμών πραγματοποιήθηκε για μεταβαλλόμενη διεύθυνση κλίση του συστήματος ΚΚ1. από 0° (παράλληλο στο επίπεδο ZX επί του οποίου ασκείται η ενδιάμεση κύρια τάση) έως 90° (παράλληλο στο επίπεδο ZY επί του οποίου ασκείται η ελάχιστη κύρια τάση) με ενδιάμεσες τιμές 30° , 45° , και 60° . Το σύστημα ΚΚ3 παρέμενε κατακόρυφο σε όλες τις δοκιμές.



Σχ. 2-38 Γεωμετρία δοκιμίου (Reik and Zacas, 1978)

Οι μηχανισμοί αστοχίας που παρατηρήθηκαν παρουσιάζονται στο Σχ. 2-39. Για κλίση 0° του συστήματος ΚΚ1 δημιουργήθηκαν συζυγείς διατμητικές αστοχίες όμοιες με αυτές που αναπτύχθηκαν σε δοκίμιο χωρίς ασυνέχειες. Σε κλίση 15° υπήρξε διατμητική αστοχία κατά μήκος των ασυνεχειών του συστήματος ΚΚ2 ενώ σε κλίση 30° δημιουργήθηκε διατμητική αστοχία σε ένα επίπεδο που περιελάμβανε 50% άρρηκτο υλικό και 50% επίπεδο ασυνέχειας του συστήματος ΚΚ2. Στην κλίση των 45° παρατηρήθηκε η ανάπτυξη δυο συζυγών επιπέδων διατμητικής αστοχίας ενώ για κλίση 60° υπήρξε διατμητική αστοχία σε ασυνέχεια του συστήματος ΚΚ1. Τέλος, όταν η κλίση του

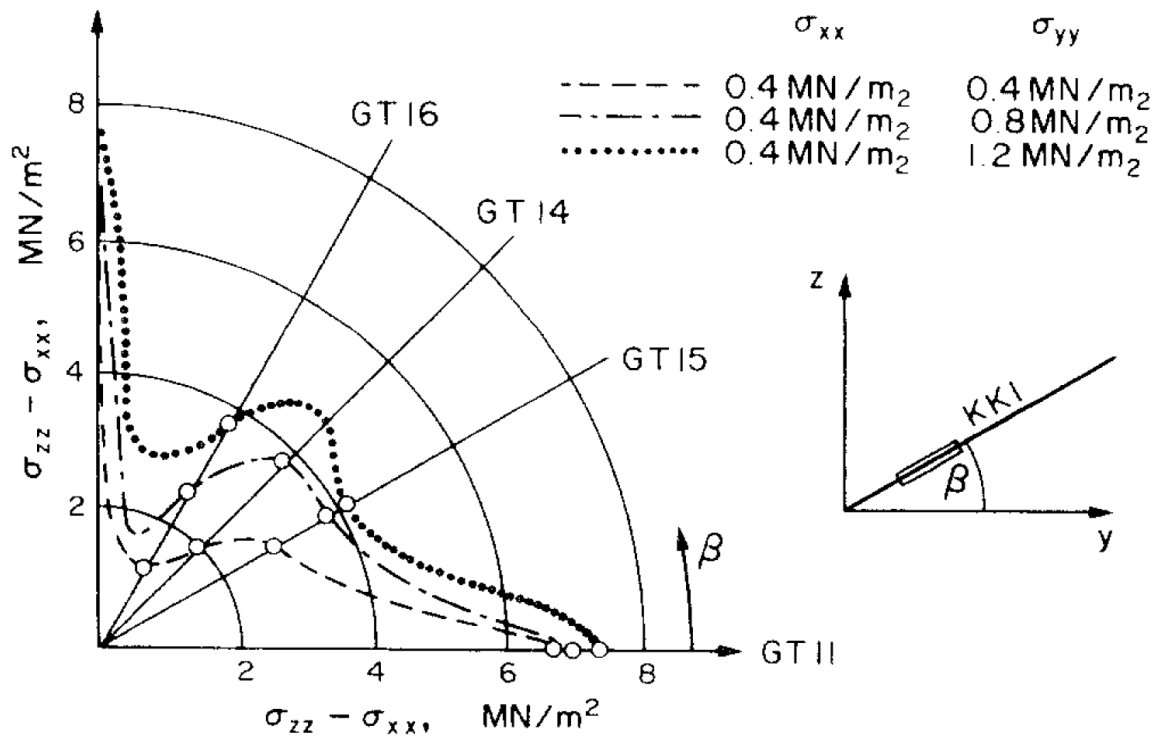
συστήματος ΚΚ1 ήταν 75° υπήρξε ένας συνδυασμός αστοχίας σε ασυνέχεια του συστήματος ΚΚ1 με ταυτόχρονη διατμητική αστοχία του άρρηκτου υλικού.



Σχ. 2-39 Μηχανισμοί αστοχίας για μεταβαλλόμενη κλίση συστήματος ασυνεχειών (Reik and Zacas, 1978)

Η δεύτερη σειρά δοκιμών έγινε για να μελετηθεί η επίδραση της ενδιάμεσης κύριας τάσης. Τα αποτελέσματα των δοκιμών για διεύθυνση κλίσης 0° του συστήματος ΚΚ1 έδειξαν ότι τα επίπεδα και οι ζώνες αστοχίας είχαν προσανατολισμό παράλληλο με την ενδιάμεση κύρια τάση ενώ οι μηχανισμοί αστοχίας ήταν παρόμοιοι με αυτούς που αναφέρθηκαν παραπάνω. Για διεύθυνση κλίσης 90° τα επίπεδα αστοχίας ήταν παράλληλα στα συστήματα ΚΚ1 ή ΚΚ2, ανάλογα με την κλίση του συστήματος ΚΚ1.

Η επίδραση της ενδιάμεσης κύριας τάσης σ_{yy} στην αντοχή των δοκιμών ήταν μεγάλη καθώς για αύξηση της από 0.4 MPa στα 1.2 MPa (με την ελάχιστη κύρια τάση σ_{xx} σταθερή στα 0.4 MPa) η αντοχή του δοκιμίου αυξήθηκε μέχρι και 200% (Σχ. 2-40).



Σχ. 2-40 Επίδραση της ενδιάμεσης κύριας τάσης στην αντοχή (Reik and Zacas, 1978)

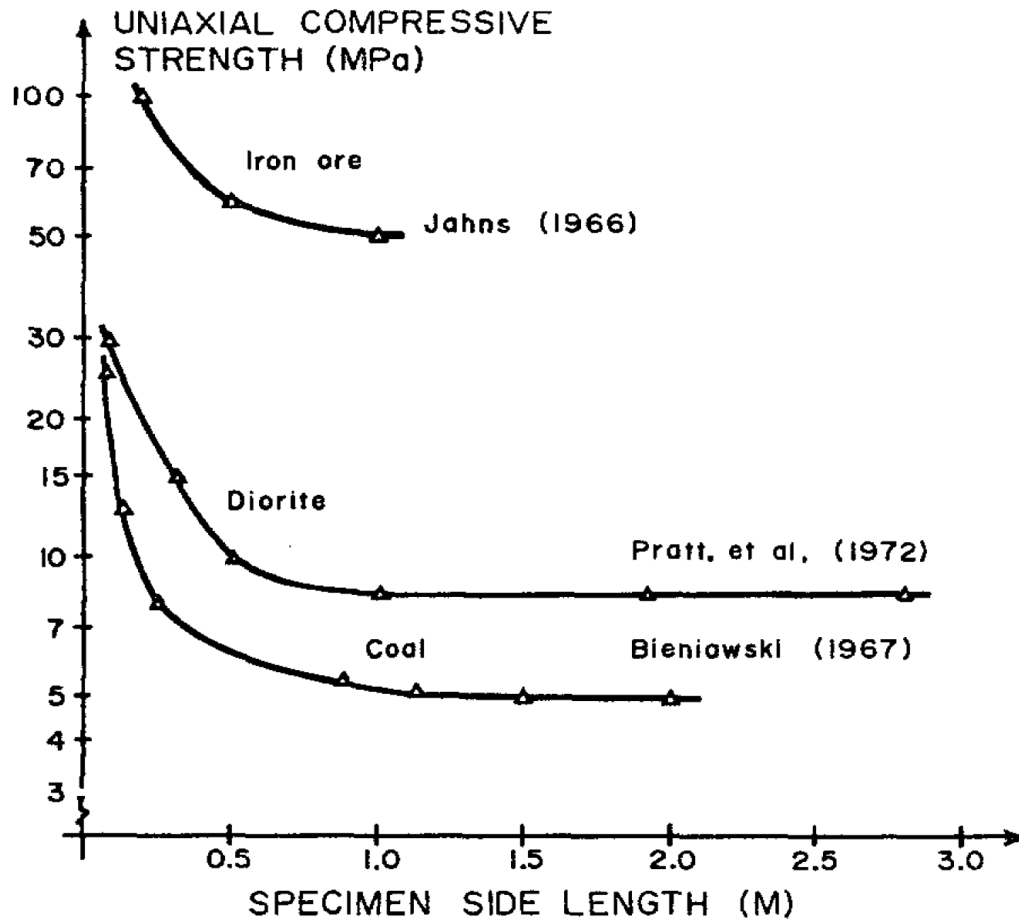
Έτσι, σύμφωνα με τους Reik and Zacas (1978), στην περίπτωση όπου το κύριο σύστημα ασυνεχειών είναι παράλληλο στην ενδιάμεση κύρια τάση η επιρροή της είναι μικρή ενώ αντίθετα στις υπόλοιπες διευθύνσεις είναι πολύ σημαντική. Με βάση τα συμπεράσματα αυτά, οι Reik and Zacas (1978) έκριναν ότι τα κριτήρια αστοχίας ρωγματομένης βραχομάζας που δεν λαμβάνουν υπόψη τους την ενδιάμεση κύρια τάση, δεν μπορούν να προβλέψουν με ακρίβεια την αντοχή της.

2.4 Επιτόπου και μεγάλης κλίμακας εργαστηριακές δοκιμές

Μετά τις δοκιμές σε φυσικά δοκίμια που παρουσιάστηκαν παραπάνω, ακολουθεί αναφορά σε επιτόπου και εργαστηριακές δοκιμές μεγάλης κλίμακας που έχουν διενεργηθεί με σκοπό τον υπολογισμό της αντοχής της κερματισμένης βραχομάζας. Οι δοκιμές αυτές πλεονεκτούν έναντι των αντίστοιχων σε φυσικά δοκίμια στο γεγονός ότι εξετάζεται το υλικό όπως αυτό έχει διαμορφωθεί από τις γεωλογικές διεργασίες και όχι ένα προσομοίωμα αυτού.

Οι επιτόπου δοκιμές έχουν υψηλό κόστος και είναι χρονοβόρες και αυτός είναι ο λόγος για την μη εκτεταμένη εφαρμογή τους. Αποτελέσματα από μικρό αριθμό τέτοιων δοκιμών που είναι διαθέσιμα στην βιβλιογραφία (π.χ. Bieniawski 1968, Bieniawski and Heerden 1975, Pratt et al. 1972) δείχνουν σαφή μείωση της αντοχής της βραχομάζας με την

αύξηση του μεγέθους του υπό εξέταση δοκιμίου μέχρι ένα όριο, πάνω από το οποίο η μείωση αυτή παύει να υφίσταται (Σχ. 2-41). Σε αυτές τις δοκιμές ωστόσο, δεν καταγράφηκαν τα γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών της βραχομάζας.



Σχ. 2-41 Αποτελέσματα επιτόπου δοκιμών (Heuze, 1980)

Μια ενδιαφέρουσα κατηγορία δοκιμών, αποτελούν οι μεγάλης κλίμακας εργαστηριακές δοκιμές. Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιούνται σε δοκίμια μεγαλύτερα από αυτά των εργαστηριακών δοκιμών και μικρότερα από αυτά των επιτόπου δοκιμών. Ανάλογα, το κόστος τους κυμαίνεται μεταξύ των ορίων που καθορίζουν οι εργαστηριακές και οι επιτόπου δοκιμές.

Οι δοκιμές αυτές ουσιαστικά αποτελούν επέκταση των αντίστοιχων εργαστηριακών που γίνονται σε άρρηκτα δοκίμια βράχου. Έτσι, υπάρχουν μεγάλης κλίμακας δοκιμή μονοαξονικής θλίψης, δοκιμή τριαξονικής θλίψης κλπ. Για την διεξαγωγή τους απαιτούνται μηχανές παρόμοιες με τις εργαστηριακές, μεγαλύτερου όμως μεγέθους.

2.4.1 Δοκιμές των Thorpe et al. (1980)

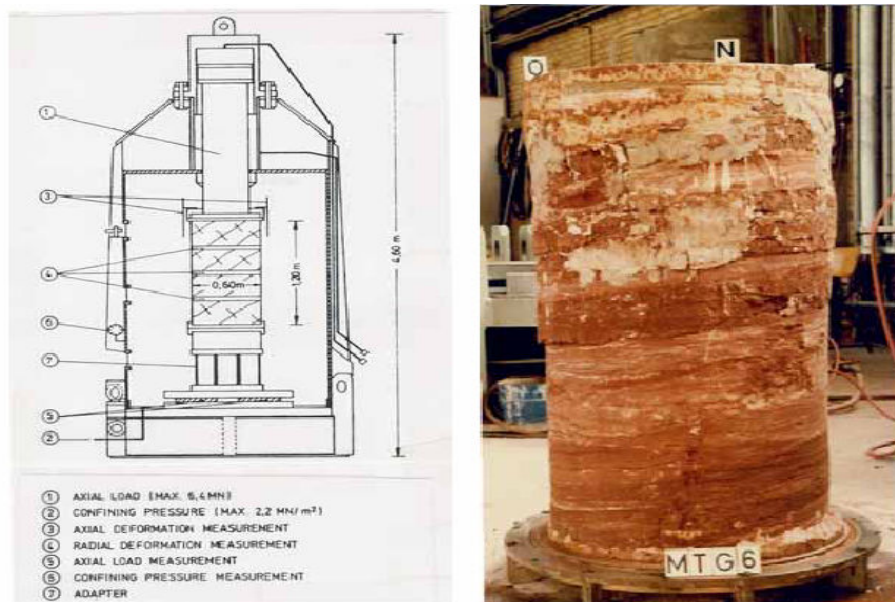
Οι Thorpe et al. (1980) διενέργησαν δοκιμές μεγάλης κλίμακας σε μονοαξονική θλίψη σε δείγματα γρανίτη, μήκους 2 μέτρων και διαμέτρου 1 μέτρου, στο μεταλλείο Stripa της Σουηδίας. Το δείγμα αυτό περιείχε δυο κύριες οικογένειες ασυνεχειών και αρκετές δευτερεύουσες μεμονωμένες διακλάσεις. Το ένα κύριο σύστημα περιείχε εμμένουσες ασυνέχειες σχεδόν κάθετες προς την φόρτιση ενώ το δεύτερο αποτελούνταν από μή εμμένουσες ασυνέχειες με κλίση 25° έως 30° ως προς την διεύθυνση της φόρτισης.

Η αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη των άρρηκτων δοκιμίων του ίδιου πετρώματος, μετρήθηκε μεταξύ 178 και 208 MPa, ενώ η αντίστοιχη αντοχή του δείγματος με τις ασυνέχειες μετρήθηκε κατά την μεγάλης κλίμακας δοκιμή σε 7.55 MPa. Η παρουσία δηλαδή των ασυνεχειών είχε καταλυτικό ρόλο στην αντοχή του δοκιμίου της βραχομάζας. Η συμπεριφορά των δοκιμίων κατά τις δοκιμές ήταν πολύπλοκη με τον μηχανισμό αστοχίας να είναι ένας συνδυασμός διατμητικής αστοχίας ασυνεχειών και ψαθυρής αστοχίας του άρρηκτου υλικού.

2.4.2 Δοκιμές των Natau et al. (1983)

Αντίστοιχο παράδειγμα μεγάλης κλίμακας τριαξονικής δοκιμής, αποτελούν οι δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο πανεπιστήμιο Karlsruhe της Γερμανίας (Natau et al., 1983). Στις μεγάλης κλίμακας τριαξονικές δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν, εξετάστηκε η αντοχή μεγάλων δειγμάτων αργιλικού σχιστόλιθου (Σχ. 2-42), ψαμμίτη με ενδιάμεσες λεπτές στρώσεις ιλυόλιθου και ιλυόλιθου. Οι διαστάσεις των δοκιμίων και τα αποτελέσματα των δοκιμών και για άρρηκτα και για τα κερματισμένα μεγάλης κλίμακας δοκίμια παρουσιάζονται στον Πιν. 2-6.

Από τα στοιχεία που παρατίθενται στον Πιν. 2-6 είναι φανερή η μείωση της αντοχής του κερματισμένου πετρώματος σε σχέση με αυτήν του άρρηκτου και για τα τρία πετρώματα που εξετάστηκαν.



Σχ. 2-42 Δοκίμιο αργιλικού σχιστόλιθου (Natau et al., 1983)

Πιν. 2-6 Περιγραφή των δοκιμών και αποτελέσματα των δοκιμών (Natau et al., 1983)

Πέτρωμα	Διαστάσεις δοκιμίου	Ασυνέχειες	Αντοχή άρρηκτου δοκιμίου σε μονοαξονική θλίψη	Αντοχή κερματισμένου δοκιμίου σε μονοαξονική θλίψη
Αργιλικός σχιστόλιθος	1) Κυλινδρικό με διάμετρο 0.6 μέτρα και ύψος 1.2 μέτρα (δοκιμή παράλληλη στη σχιστότητα) 2) Πρισματικό με διαστάσεις 0.6m x 0.6m x 1.2m (δοκιμή κάθετη στη σχιστότητα)	3 οικογένειες ασυνεχειών – απόσταση μικρότερη των 20 cm	1) 55 MPa (δοκιμή παράλληλα με τη σχιστότητα) 2) 100 MPa (δοκιμή κάθετη στη σχιστότητα)	1) 3 MPa (δοκιμή παράλληλη στη σχιστότητα) 2) 8 MPa (δοκιμή κάθετη στη σχιστότητα)
Ψαμμίτης με στρώσεις ιλυόλιθου	Κυλινδρικό με διάμετρο 0.6 μέτρα και ύψος 1.2 μέτρα	Κύριες ασυνέχειες κατά μήκος των στρώσεων	1) 10.5 MPa (ψαμμίτης) 2) 4.8 MPa (ιλυόλιθος)	1.33 MPa
Ιλυόλιθος	Κυλινδρικό με διάμετρο 0.6 μέτρα και ύψος 1.2 μέτρα	Πυκνό δίκτυο ασυνεχειών	65 MPa	6.8 MPa

2.4.3 Δοκιμές των Soder and Krauland (1990)

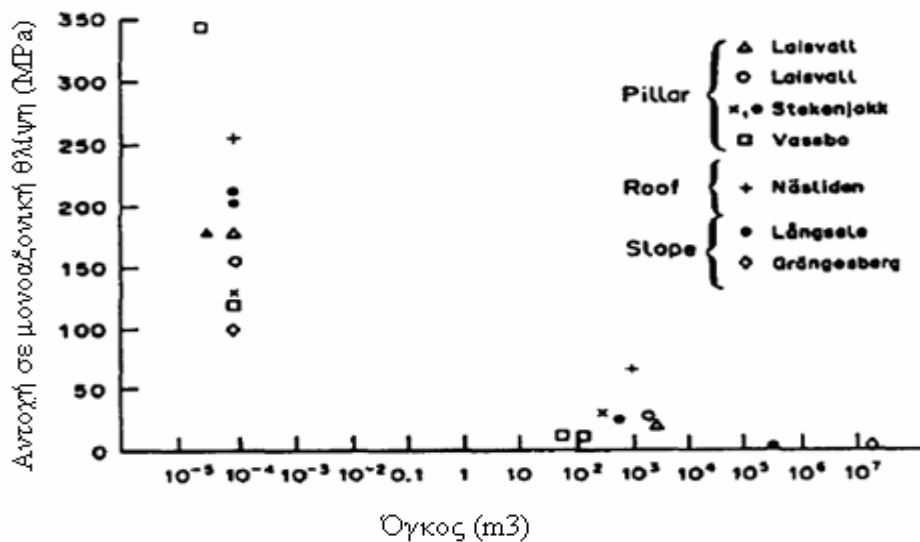
Οι Soder and Krauland (1990) πραγματοποίησαν δοκιμές σε 9 στύλους σε μεταλλείο της βόρειας Σουηδίας (Σχ. 2-43) για την εκτίμηση της αντοχής της οροφής και της φέρουσας ικανότητας τους. Η δοκιμή έγινε μειώνοντας διαδοχικά το πλάτος των στύλων, γεγονός που

είχε ως αποτέλεσμα την αύξηση της τάσης, λόγω της μείωσης της διατομής. Η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη για τον ψαμμίτη ήταν 210MPa και για τον σχιστόλιθο 130MPa. Κατά την αστοχία η διατομή του στύλου είχε διαστάσεις 4.8 x 4.8 m και η αντοχή του μετρήθηκε στα 19.8 ± 1.4 MPa.



Σχ. 2-43 Υπό δοκιμή στύλος (Soder and Krauland 1990)

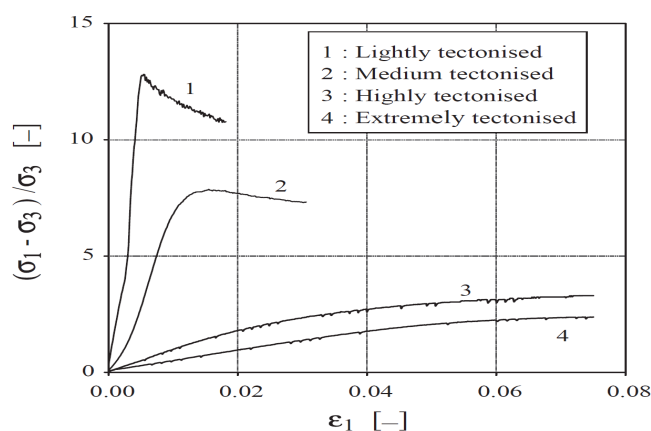
Στη συνέχεια παρουσιάζεται το αποτέλεσμα δοκιμών σε διάφορους όγκους πετρώματος, όπου φαίνεται η μεγάλη μείωση της αντοχής με την αύξηση του μεγέθους της υπό εξέταση κερματισμένης βραχομάζας.



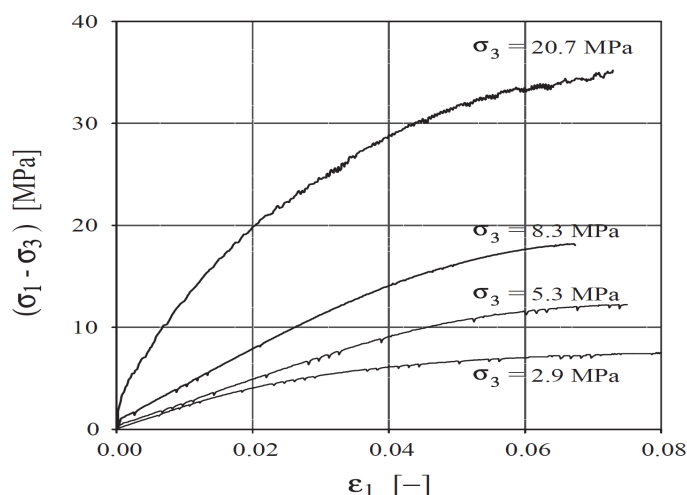
Σχ. 2-44 Μονοαξονική αντοχή σε σχέση με το μέγεθος της εξεταζόμενης βραχομάζας (Soder and Krauland 1990))

2.4.4 Δοκιμές των Habimana et al. (2002)

Οι Habimana et al. (2002) αναφέρουν τριαξονικές δοκιμές μεγάλης κλίμακας σε χαλαζιακό ψαμμίτη και φυλλιτικό σχιστόλιθο, κατά τη διάρκεια κατασκευής του υδροηλεκτρικού έργου Cleuson – Dixence, στην Ελβετία. Οι δοκιμές έγιναν σε δοκίμια ποικίλου βαθμού τεκτονισμού, τα οποία ταξινομήθηκαν στο σύστημα GSI. Στο Σχ. 2-45 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δοκιμών για διάφορους βαθμούς τεκτονισμού του πετρώματος. Από το σχήμα αυτό είναι φανερή η μείωση της αντοχής της βραχομάζας με την αύξηση του βαθμού τεκτονισμού της. Τέλος, στο Σχ. 2-46 παρουσιάζεται η συμπεριφορά του πολύ τεκτονισμένου πετρώματος για διάφορες τιμές πλευρικής πίεσης.



Σχ. 2-45 Διαγράμματα τάσεων – τροπών πετρώματος με διάφορους βαθμούς τεκτονισμού (Habimana et al., 2002)



Σχ. 2-46 Διαγράμματα τάσεων - τροπών τεκτονισμένου πετρώματος για διάφορες τιμές πλευρικής πίεσης (Habimana et al., 2002)

2.4.5 Δοκιμές των Ranjith et al. (2004)

Οι Ranjith et al. (2004) πραγματοποίησαν δοκιμές μονοαξονικής θλίψης σε 24 κερματισμένα δοκίμια γρανίτη διαμέτρου 48 mm και ύψους 100 mm. Δώδεκα από αυτά τα δοκίμια περιείχαν μια ασυνέχεια και τα υπόλοιπα περισσότερες. Η αντοχή του άρρηκτου γρανίτη, έπειτα από εργαστηριακή δοκιμή, προσδιορίστηκε στα 212 MPa. Στον Πιν. 2-7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δοκιμών για το κερματισμένο πέτρωμα.

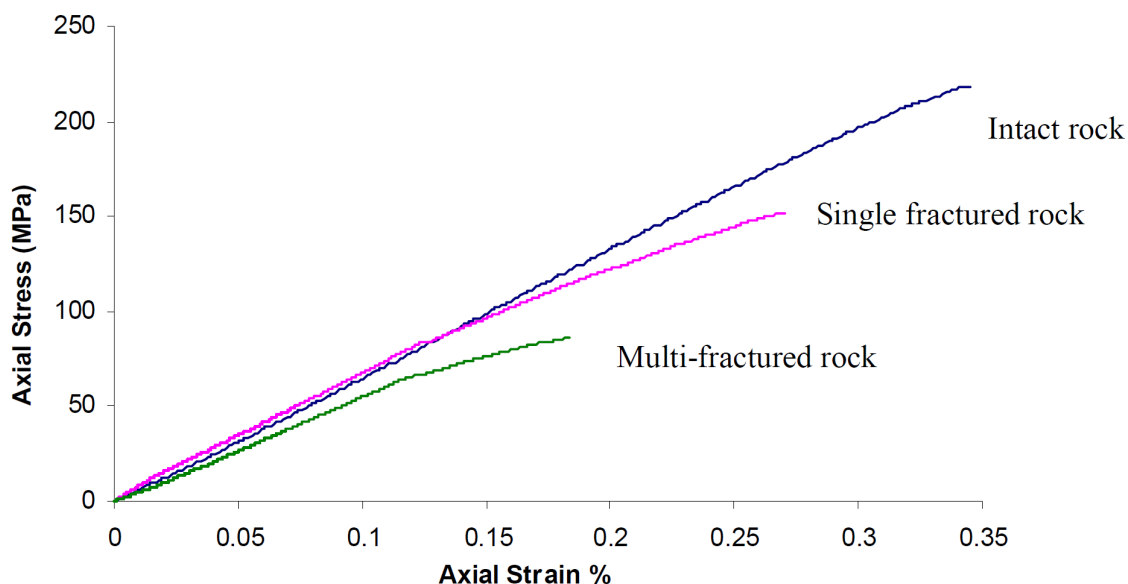
Πιν. 2-7 Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη για 24 δοκίμια κερματισμένου γρανίτη (Ranjith et al., 2004)

Αριθμός δοκιμίου (δοκίμια με μια ασυνέχεια)	Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (MPa)	Αριθμός δοκιμίου (δοκίμια με πολλές ασυνέχειες)	Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη (MPa)
1	165.35	1	83.87
2	116.4	2	91.93
3	113.85	3	81.61
4	144.88	4	86.37
5	73.65	5	99.35
6	123.6	6	104
7	135.51	7	75.15
8	103.48	8	99.28
9	108.93	9	77.16
10	151.06	10	85.33
11	129.28	11	90.49
12	160.82	12	69.71
<i>Μέση τιμή</i>	<i>125±25</i>	<i>Μέση τιμή</i>	<i>85±10</i>

Παρατηρείται μείωση της μονοαξονικής αντοχής σε θλίψη του γρανίτη από 212 MPa (άρρηκτο πέτρωμα) στα 125 MPa (πέτρωμα με μια ασυνέχεια) και στα 85 MPa (πέτρωμα με πολλές ασυνέχειες). Η διαφορά στην αντοχή του πετρώματος με πολλές

ασυνέχειες σε σχέση με του αντίστοιχου με το ένα επίπεδο αδυναμίας οφείλεται, σύμφωνα με τους ερευνητές, στην δυνατότητα των τεμαχών του έντονα κερματισμένου υλικού να παραμορφωθούν, ολισθήσουν ή περιστραφούν σε πολλές διευθύνσεις, συμπεριφορά η οποία δεν μπορεί να συμβεί στα τεμάχια του πετρώματος με την μια ασυνέχεια.

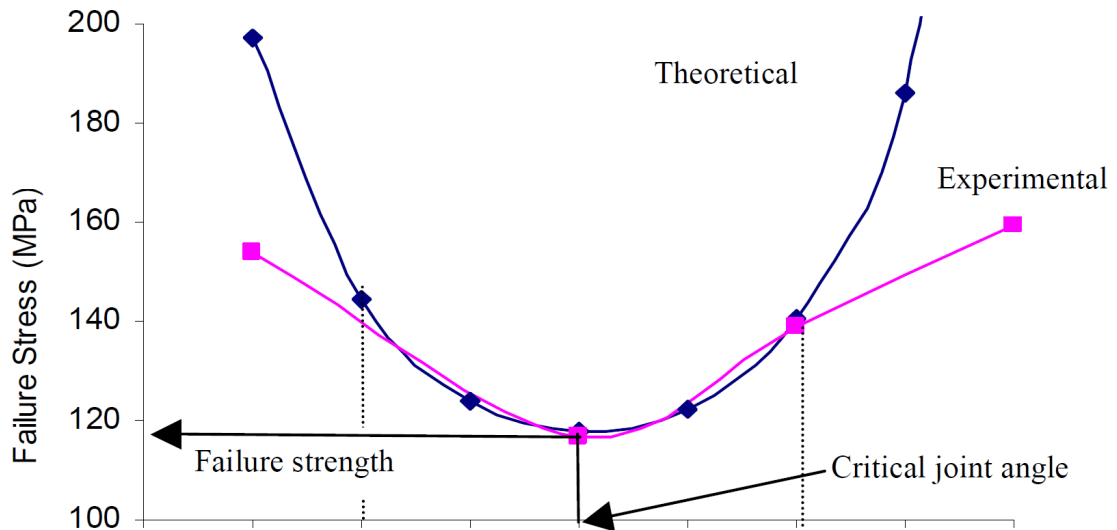
Στο Σχ. 2-47 φαίνονται τα διαγράμματα τάσεων – τροπών για τις τρεις κατηγορίες πετρώματος. Τέλος, στον Πιν. 2-8 αλλά και στο Σχ. 2-48 φαίνεται η σύγκριση της αντοχής του πετρώματος με μια ασυνέχεια όπως εκτιμήθηκε πειραματικά αλλά και θεωρητικά, σύμφωνα με την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας του Jaeger. Η προσέγγιση των δυο μεθόδων είναι ανεπαρκής για κλίση ασυνέχειας 50° και 85°, είναι όμως πολύ καλή για κλίσεις κοντά σε αυτήν που ελαχιστοποιείται η αντοχή του δοκιμίου.



Σχ. 2-47 Διαγράμματα αξονικής τάσης – αξονικής τροπής για τρεις δομές πετρώματος (Ranjith et al., 2004)

Πιν. 2-8 Σύγκριση θεωρητικής και πειραματικής αντοχής πετρώματος (Ranjith et al., 2004)

Αριθμός δοκιμίου	Κλίση ασυνέχειας	Τάση αστοχίας MPa (θεωρία Jaeger)	Τάση αστοχίας MPa (πειραματική)
1	50	197.35	153.78
2	65	117.87	116.4
3	75	140.55	138.75
4	85	336.77	159.65



Σχ. 2-48 Σύγκριση θεωρητικής και πειραματικής αντοχής πετρώματος (Ranjith et al., 2004)

2.5 Σχολιασμός

Παρουσιάζεται πλήθος πειραμάτων που σκοπό έχουν την μέτρηση της αντοχής της κερματισμένης βραχομάζας καθώς και την εκτίμηση των παραμέτρων που επηρεάζουν την συμπεριφορά της. Οι δοκιμές διακρίνονται σε αυτές που εκτελούνται σε φυσικά δοκίμια τα οποία μορφώνονται από κάποιο υλικό και έπειτα διακόπτεται η συνέχεια τους με τρόπο ώστε να προσομοιώνεται κερματισμένη βραχομάζα και σε αυτές που εκτελούνται σε πετρώματα είτε επιτόπου είτε σε δοκίμια κλίμακας τέτοιας ώστε να περιέχουν ικανό αριθμό ασυνεχειών. Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα και τις παρατηρήσεις των δοκιμών αυτών, προκύπτουν ορισμένα συμπεράσματα τα οποία αναφέρονται παρακάτω.

Όλα τα πειράματα έδειξαν ότι η παρουσία ασυνεχειών στην μάζα του υλικού έχει ως αποτέλεσμα μια σαφή μείωση της αντοχής του. Σύμφωνα με τους Brown and Hudson (1972), η κατανομή των τάσεων που προκαλείται από την παρουσία των ασυνεχειών στο πέτρωμα, οδηγεί σε μια αξιοσημείωτη μείωση της αντοχής του δοκιμίου σε σχέση με αυτήν του άρρηκτου πετρώματος, ακόμα και όταν ο μηχανισμός αστοχίας οφείλεται σε αστοχία τεμαχών άρρηκτου υλικού.

Η αστοχία της κερματισμένης βραχομάζας εκδηλώνεται μέσω διάφορων μηχανισμών. Ο παρατηρούμενος κάθε φορά μηχανισμός αστοχίας είναι συνάρτηση του βαθμού αλληλεμπλοκής των τεμαχών του άρρηκτου υλικού, της κλίσης των ασυνεχειών ενώ σημαντικό ρόλο διαδραματίζει η τιμή της πλευρικής πίεσης. Μεγάλη σημασία στην συμπεριφορά της βραχομάζας έχει η εμμόνη των ασυνεχειών και το αλληλοκλείδωμα των

τεμαχών του άρρηκτου υλικού. Μείωση της εμμοής των ασυνεχειών οδηγεί σε μεγάλη αύξηση της αντοχής του πετρώματος με παράλληλες μεταβολές του μηχανισμού αστοχίας. Αντίστοιχα, σύμφωνα με τα πειράματα των Ladanyi and Archambault (1972, 1980), ο βαθμός αλληλεμπλοκής των τεμαχών του πετρώματος επηρεάζει σημαντικά την αντοχή του, καθώς αυτός είναι ο κύριος παράγοντας που καθορίζει την δυνατότητα περιστροφής των τεμαχών.

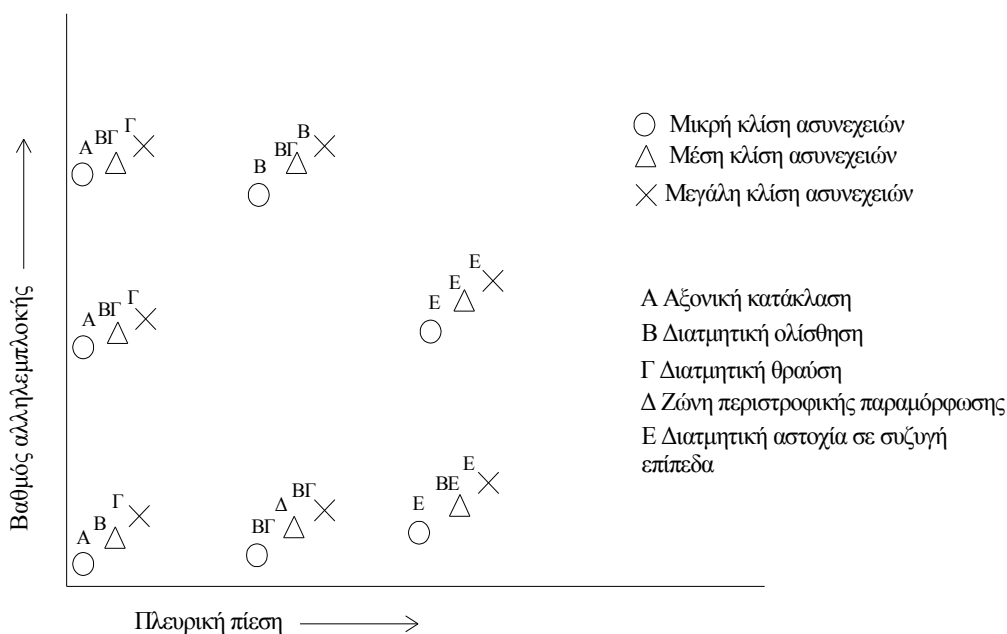
Σε συνθήκες μονοαξονικής φόρτισης ή ακόμα και για μικρές τιμές πλευρικής τάσης, η αστοχία οφείλεται κυρίως σε εφελκυστικές αστοχίες του άρρηκτου υλικού ή, για μεγάλες κλίσεις ασυνεχειών, σε διατμητικές ολισθήσεις ή αποκολλήσεις. Σε μεγαλύτερες πλευρικές πιέσεις πραγματοποιούνται ολισθήσεις κατά μήκος επιπέδων που μπορεί να περιλαμβάνουν άρρηκτο υλικό ή και ασυνέχειες ενώ είναι δυνατή η ανάπτυξη ακόμα και ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης. Για μεγάλες πλευρικές τάσεις, η αστοχία εκδηλώνεται με συζυγείς διατμητικές αστοχίες που περιλαμβάνουν άρρηκτο υλικό και επίπεδα ασυνεχειών.

Συνοψίζοντας τα αποτελέσματα των δοκιμών που παρουσιάστηκαν, είναι εφικτή η κατηγοριοποίηση των μηχανισμών αστοχίας της βραχομάζας σε σχέση με τους παράγοντες που επηρεάζουν την συμπεριφορά της. Οι παράγοντες αυτοί είναι η εμμοή των ασυνεχειών, η οποία οδηγεί σε μεταβολές του βαθμού αλληλοκλειδώματος των τεμαχών του άρρηκτου πετρώματος, η κλίση του συστήματος των ασυνεχειών και η τιμή της πλευρικής πίεσης. Στο Σχ. 2-49 παρουσιάζονται οι μηχανισμοί αστοχίας σε σχέση με τους παραπάνω παράγοντες, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των πειραμάτων.

Η πλευρική πίεση χαρακτηρίζεται ως μικρή (για τιμές 0 – 1.2MPa), μέση (για τιμές 1.2 – 6MPa) και μεγάλη για τιμές 6-12MPa. Οι τιμές αφορούν στις αντίστοιχες που χρησιμοποιήθηκαν στις δοκιμές. Αντίστοιχα, ομοιώματα με εμμένουσες ασυνέχειες θεωρείται ότι έχουν μικρό βαθμό αλληλεμπλοκής ενώ ομοιώματα με βαθμιδωτές και μη εμμένουσες ασυνέχειες θεωρείται ότι έχουν μέσο ή και μεγάλο βαθμό αλληλοκλειδώματος των τεμαχών του άρρηκτου υλικού. Η κλίση των ασυνεχειών, αναφέρεται στην κλίση του κύριου συστήματος ασυνεχειών ως προς το επίπεδο επί του οποίου ασκείται η μέγιστη κύρια τάση.

Η αξονική κατάκλαση αφορά σε εφελκυστικές αστοχίες του άρρηκτου υλικού σε επίπεδο παράλληλο ως προς την μέγιστη κύρια τάση. Η διατμητική ολίσθηση πραγματοποιείται κατά μήκος κάποιου επιπέδου αδυναμίας ενώ η διατμητική θραύση συμβαίνει σε επίπεδο ανεξάρτητο των ασυνεχειών, δηλαδή αναφέρεται σε θραύση του άρρηκτου υλικού. Τέλος, οι συζυγείς διατμητικές αστοχίες συμβαίνουν σε επίπεδα τα οποία

περιλαμβάνουν κατά βάση άρρηκτο υλικό, είναι όμως πιθανό να περιλαμβάνεται και ασυνέχεια, εάν το επίπεδο της συμπίπτει με αυτό της αστοχίας.



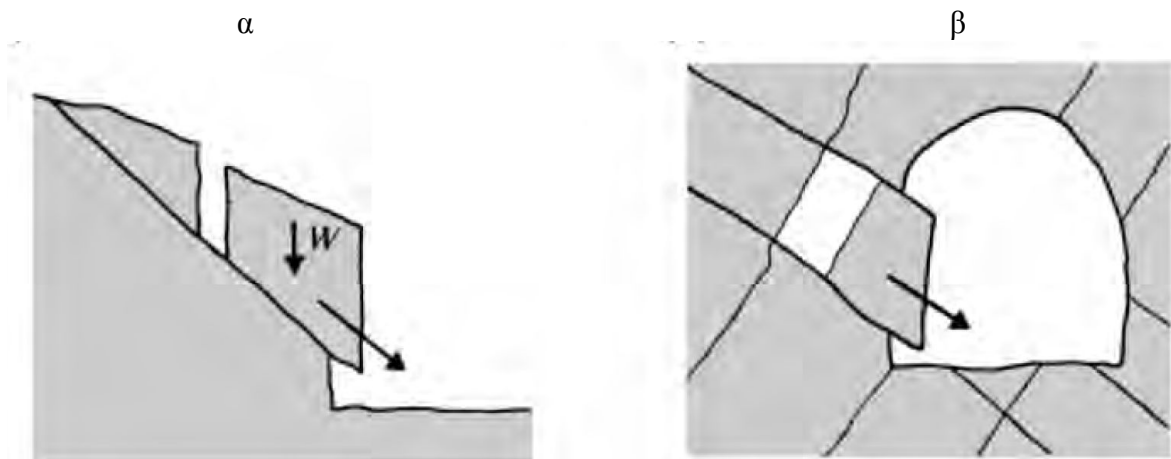
Σχ. 2-49 Μηχανισμοί αστοχίας βραχομάζας σε σχέση με τους παράγοντες που την επηρεάζουν

Το μέγεθος του τεμάχους του άρρηκτου υλικού φαίνεται ότι επηρεάζει σημαντικά την αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας. Σύμφωνα με τους Goldstein et al. (1966), Hayashi (1966), Lama (1974) αλλά και τα αποτελέσματα των μεγάλης κλίμακας εργαστηριακών δοκιμών, παρατηρείται μείωση της αντοχής των πετρωμάτων με την μείωση του μεγέθους του μπλοκ του άρρηκτου πετρώματος. Οι Bandis et al. (1981) και Bandis (1990) ωστόσο, έδειξαν ότι διαφορετικοί μηχανισμοί αστοχίας είναι δυνατό να οδηγήσουν σε αύξηση της αντοχής ης βραχομάζας παρά την μείωση του τυπικού μεγέθους του μπλοκ του άρρηκτου υλικού.

Σύμφωνα με τον Bandis (1990) η παραπάνω συμπεριφορά είναι αποτέλεσμα της επίδρασης της κλίμακας, όταν τα μπλοκ του άρρηκτου υλικού έχουν την δυνατότητα να κινηθούν ανεξάρτητα και να έχουν επαφή με όλες τις κλίμακες της τραχύτητας. Οι απαιτούμενοι βαθμοί ελευθερίας των μπλοκ για να συμβεί αυτό, δύναται να υπάρχουν σε περιπτώσεις έντονα κερματισμένης βραχομάζας που βρίσκεται επιφανειακά ή σε μικρό βάθος, ή με άλλα λόγια για μικρές τιμές ορθής τάσης.

Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στην επίδραση της κλίμακας η οποία εκφράζεται ως μείωση της τραχύτητας και της αντοχής των ανωμαλιών της ασυνέχειας με την αύξηση του μήκους της. Ωστόσο, η επίδραση αυτή έχει σημασία σε περιπτώσεις όπου επιδρούν μικρές

ορθές τάσεις με αποτέλεσμα να επιτρέπεται διόγκωση κατά την διατμητική μετακίνηση (Σχ. 2-50α) ενώ έχει περιορισμένη σημασία σε περιπτώσεις όπου οι συνοριακές συνθήκες απαγορεύουν την διαστολή (Σχ. 2-50β).



Σχ. 2-50 Επίδραση κλίμακας σε σχέση με τις συνοριακές συνθήκες (Brady and Brown, 1985)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΑΝΙΣΟΤΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΒΑΣΙΣΜΕΝΗ ΣΤΗ ΘΕΩΡΗΣΗ ΕΠΙΠΕΔΩΝ ΑΔΥΝΑΜΙΑΣ

Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, η οποία αρχικά προτάθηκε από τον Jaeger (1969), αποτελεί μια από τις διαθέσιμες αναλυτικές μεθοδολογίες για την εκτίμηση της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας. Σύμφωνα με την θεωρία αυτή, είναι δυνατός ο υπολογισμός της αντοχής ενός πετρώματος το οποίο περιέχει μια ασυνέχεια, της οποίας η μηχανική συμπεριφορά καθορίζεται από το γραμμικό κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb, ενώ με βάση την αρχή της επαλληλίας μπορεί να εκτιμηθεί η αντοχή πετρώματος που διατρέχεται από περισσότερα έμμονα επίπεδα αδυναμίας, διαφορετικής κλίσης. Επίσης, με κατάλληλους μετασχηματισμούς μπορεί να ληφθεί υπόψη και η εμμονή των ασυνεχειών, μια από τις σπουδαιότερες παραμέτρους που σχετίζονται με την αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας.

Η θεωρία αυτή εφαρμόζεται σε δοκίμια πετρώματος τα οποία περιέχουν ένα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών, με μια ή περισσότερες, εμμένουσες ή μή, παράλληλες ασυνέχειες σε κάθε σύστημα. Η αντοχή που υπολογίζεται θεωρητικά συγκρίνεται στη συνέχεια με αυτή που προκύπτει από την διεξαγωγή αριθμητικών διαξονικών δοκιμών θλίψης, με κώδικα διακριτών στοιχείων, σε παρόμοια δοκίμια. Μια τέτοια σύγκριση είναι απαραίτητη κυρίως για τις περιπτώσεις πετρωμάτων τα οποία περιλαμβάνουν περισσότερες από μια παράλληλες ασυνέχειες μέσα στο κάθε σύστημα. Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών, οπότε οι αριθμητικές επιλύσεις καθορίζουν σε μεγάλο βαθμό το ποσοστό σφάλματος που μπορεί να προέλθει από αυτή την απλοποίηση.

Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας βασίζεται στο γραμμικό κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb για τον υπολογισμό της αντοχής των ασυνεχειών. Είναι γνωστό ωστόσο ότι η αντοχή των φυσικών ασυνεχειών είναι μια μή γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης, με αποτέλεσμα η μηχανική τους συμπεριφορά να περιγράφεται καλύτερα με ένα μή γραμμικό κριτήριο αστοχίας, όπως είναι αυτό των Barton – Bandis. Για τον λόγο αυτό, η αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας τροποποιείται έτσι ώστε να προσομοιώνει ρεαλιστικότερα την συμπεριφορά των ασυνεχειών και κατ'επέκταση της βραχομάζας, με τη χρήση του ανωτέρω μή γραμμικού κριτηρίου.

Αρχικά η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζεται σε πέτρωμα το οποίο περιέχει μια ασυνέχεια. Η εξίσωση που προκύπτει για τον υπολογισμό

της αντοχής του πετρώματος είναι μή γραμμική, οπότε η επίλυση της γίνεται με αριθμητική μέθοδο. Στη συνέχεια, η θεωρία αυτή εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της αντοχής πετρώματος με ένα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών, με μια ή περισσότερες, εμμένουσες ή μή, παράλληλες ασυνέχειες σε κάθε σύστημα. Σε κάθε περίπτωση πραγματοποιούνται αντίστοιχες δοκιμές διαξονικής θλίψης με τον κώδικα διακριτών στοιχείων και η αντοχή συγκρίνεται με αυτήν που προκύπτει από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας.

Σε όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιούνται, θεωρείται ότι οι παράμετροι αντοχής των ασυνεχειών έχουν σταθερή τιμή ανεξάρτητα από το μήκος τους. Είναι γνωστό ότι οι παράμετροι που καθορίζουν την μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών, υπόκεινται σε επίδραση κλίμακας καθώς οι τιμές τους μεταβάλλονται με την μεταβολή του μήκους των επιπέδων αδυναμίας. Η μαθηματική προσομοίωση αυτής της επίδρασης μπορεί να γίνει με τις σχέσεις των Bandis et al. (1981). Ωστόσο οι σχέσεις αυτές για την αναγωγή των παραμέτρων στο πραγματικό μήκος της ασυνέχειας, έχουν προκύψει από δοκιμές με συγκεκριμένες συνοριακές συνθήκες και η γενικευμένη εφαρμογή τους μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένες εκτιμήσεις. Λόγω της αδυναμίας αυτής αλλά και της έλλειψης κάποιας άλλης αξιόπιστης μεθόδου, η επίδραση της κλίμακας στις ασυνέχειες αγνοείται σε όλες τις αναλύσεις.

Σύμφωνα με την αρχική και την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, η αστοχία ενός κερματισμένου πετρώματος εκδηλώνεται είτε με διατμητική θραύση του άρρηκτου πετρώματος είτε με διατμητική ολίσθηση σε επίπεδο ασυνεχειών. Σύμφωνα όμως με τα πειράματα που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, σε μια βραχομάζα δύναται να συμβούν διάφοροι μηχανισμοί αστοχίας, οι οποίοι εξαρτώνται από πολλούς παράγοντες, όπως τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των ασυνεχειών, την τιμή της πλευρικής πίεσης κλπ. Η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν μπορούν να προσομοιώσουν όλο αυτό το εύρος των μηχανισμών αστοχίας. Ο περιορισμός αυτός δημιουργεί την ανάγκη περαιτέρω διερεύνησης των θεωριών, για την εκτίμηση της απόκλισης των θεωρητικών εκτιμήσεων της αντοχής του κερματισμένου πετρώματος όταν ο μηχανισμός αστοχίας είναι διαφορετικός από τον προβλεπόμενο. Η διερεύνηση αυτή πραγματοποιείται μέσω της εφαρμογής της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας σε πειράματα θλίψης σε φυσικά δοκίμια, τα οποία παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Στη συνέχεια, η θεωρητική αντοχή συγκρίνεται με αυτήν που έχει υπολογιστεί από τα πειράματα.

3.1 Η αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας

Η αντοχή ενός κερματισμένου πετρώματος μπορεί να εκτιμηθεί με την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας η οποία αναπτύχθηκε από τον Jaeger (1969) σε διδιάστατο χώρο. Η αντοχή του πετρώματος μπορεί να εκφραστεί μέσω αναλυτικών εξισώσεων, ξεκινώντας από την παρουσία μιας μοναδικής ασυνέχειας και επεκτείνοντας σε οποιοδήποτε αριθμό ασυνεχειών. Η τάση που εφαρμόζεται σε δοκίμιο πετρώματος που περιέχει μια ασυνέχεια, αναλύεται σε ορθή και διατμητική τάση πάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας. Έπειτα, εφαρμόζεται το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και εξετάζεται η δυνατότητα ολίσθησης της. Το κριτήριο αυτό εκφράζει την διατμητική αντοχή της ασυνέχειας ως μια γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης που ασκείται επάνω στο επίπεδο της και διατυπώνεται ως εξής

$$\tau = c_w + \sigma \cdot \tan \phi_w \quad (3-1)$$

όπου τ και σ η διατμητική και ορθή τάση στο επίπεδο της ασυνέχειας αντίστοιχα και c_w , ϕ_w η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής της ασυνέχειας.

Το πέτρωμα που παρουσιάζεται στο Σχ. 3-1 περιέχει μια ασυνέχεια κλίσης β . Η διατμητική και η ορθή τάση πάνω στην ασυνέχεια θα είναι αντίστοιχα

$$|\tau| = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \sin 2\beta \quad (3-2)$$

$$\sigma_n = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos(2\beta) \quad (3-3)$$

Για να εξεταστεί η πιθανότητα ολίσθησης της ασυνέχειας, εφαρμόζεται το κριτήριο Mohr – Coulomb. Αντικαθιστώντας τις παραπάνω σχέσεις στην (3-1) προκύπτει

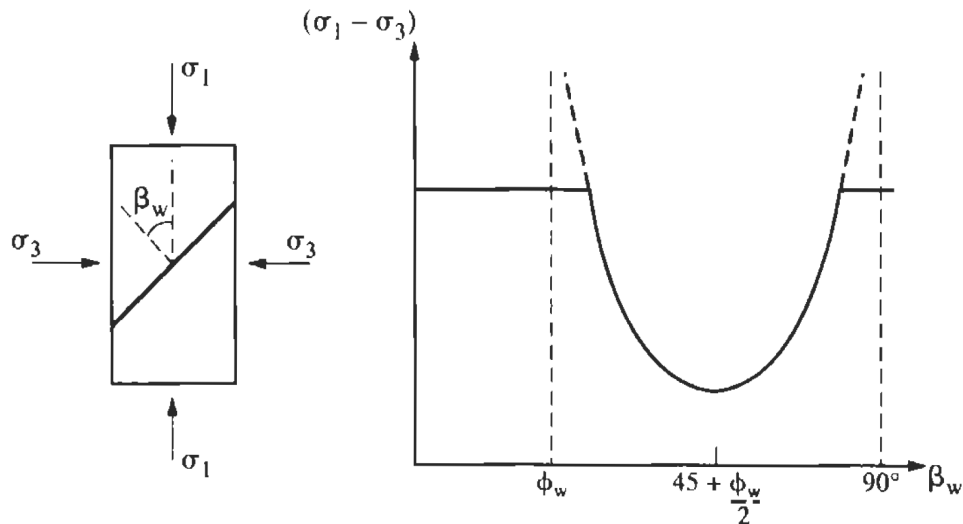
$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{2(c_w + \sigma_3 \tan \phi_w)}{(1 - \cot \beta \cdot \tan \phi_w) \cdot \sin(2\beta)} \geq 0 \quad (3-4)$$

Η επίλυση της σχέσης (3-4) για διάφορες τιμές της γωνίας β οδηγεί στο διάγραμμα του Σχ. 3-1. Για τιμές της γωνίας β μεταξύ 0 και ϕ_w αλλά και τιμές πολύ κοντά στις 90° δεν

πραγματοποιείται ολίσθηση πάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας. Η αντοχή του δοκιμίου εξαρτάται από κάποιον άλλο μηχανισμό αστοχίας, πιθανόν διατμητική αστοχία ή αξονικό σχισμό εντός του άρρηκτου υλικού σε διεύθυνση που δεν ελέγχεται από το επίπεδο της ασυνέχειας. Στις υπόλοιπες γωνίες η αστοχία εκδηλώνεται με διατμητική ολίσθηση του επιπέδου αδυναμίας. Η ελάχιστη αντοχή του πετρώματος εμφανίζεται για κλίση ασυνέχειας $45 + \phi_w/2$. Η αντοχή για αυτή την τιμή της γωνίας γίνεται ίση με

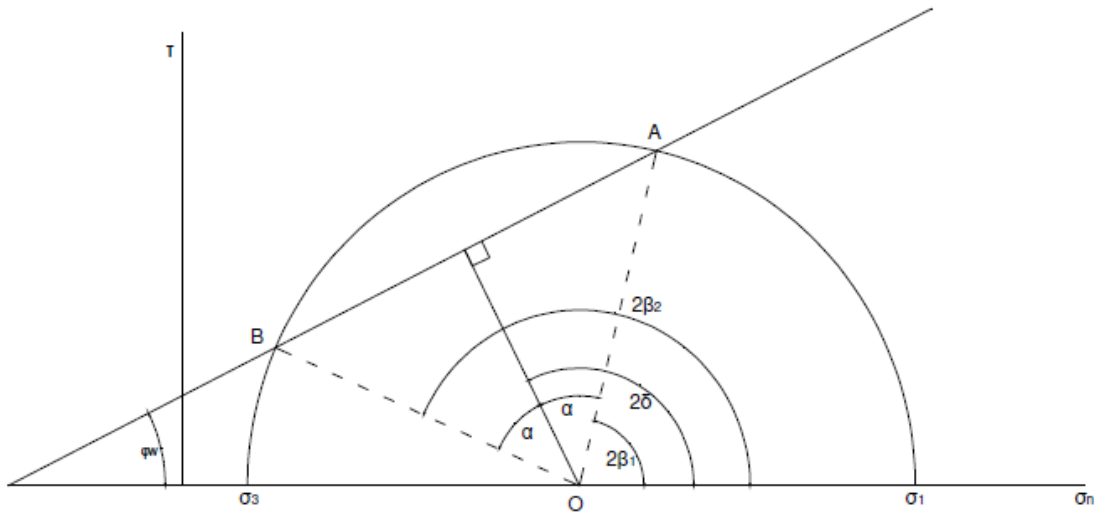
$$\sigma_{1\min} = \sigma_3 + 2(c_w + \tan \phi_w \sigma_3) \left([1 + \tan^2 \phi_w]^{1/2} + \tan \phi_w \right) \quad (3-5)$$

Επισημαίνεται ότι η αντοχή αυτή είναι η ελάχιστη για κλίση της ασυνέχειας μεταξύ ϕ_w και κοντά στις 90° , σε γωνίες δηλαδή όπου η αστοχία εκδηλώνεται με διατμητική ολίσθηση στο επίπεδο αδυναμίας.



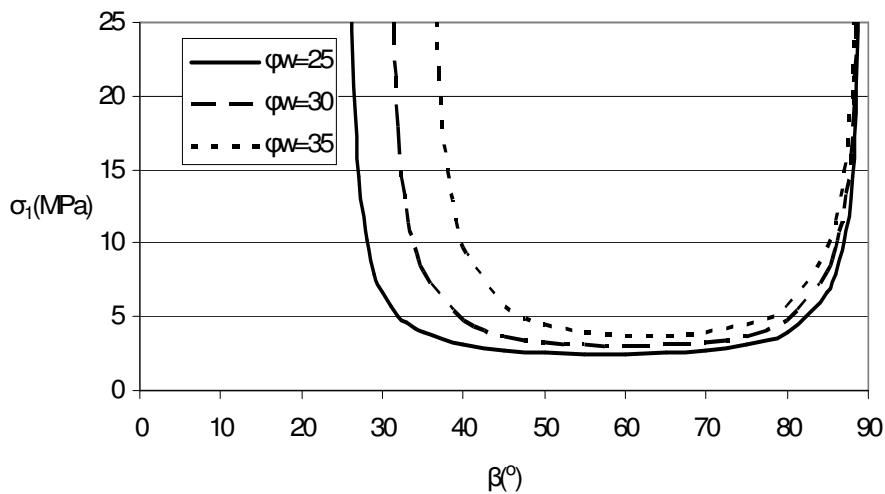
Σχ. 3-1 Επίδραση μιας ασυνέχειας στην αντοχή του πετρώματος (από Hudson and Harrison, 1997)

Όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα, η αντοχή του πετρώματος είναι συμμετρική με άξονα συμμετρίας την γωνία κλίσης της ασυνέχειας $45 + \phi_w/2$. Αυτό αποδεικνύεται με βάση τους αντίστοιχους κύκλους Mohr οι οποίοι παρουσιάζονται στο Σχ. 3-2. Η ελάχιστη αντοχή του πετρώματος παρουσιάζεται σε γωνία $2\delta = 90 + \phi_w$, όπου δ είναι η κλίση της ασυνέχειας στην ελάχιστη αντοχή.

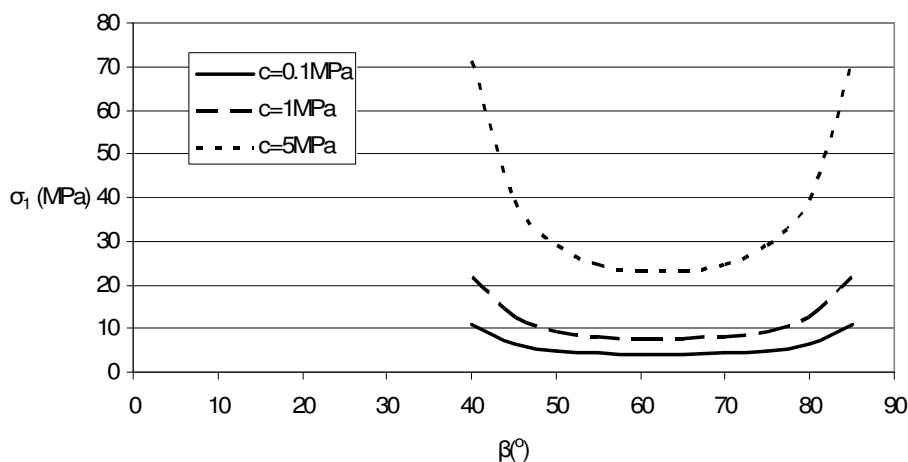


Σχ. 3-2 Συμμετρία της αντοχής για πέτρωμα με μια ασυνέχεια

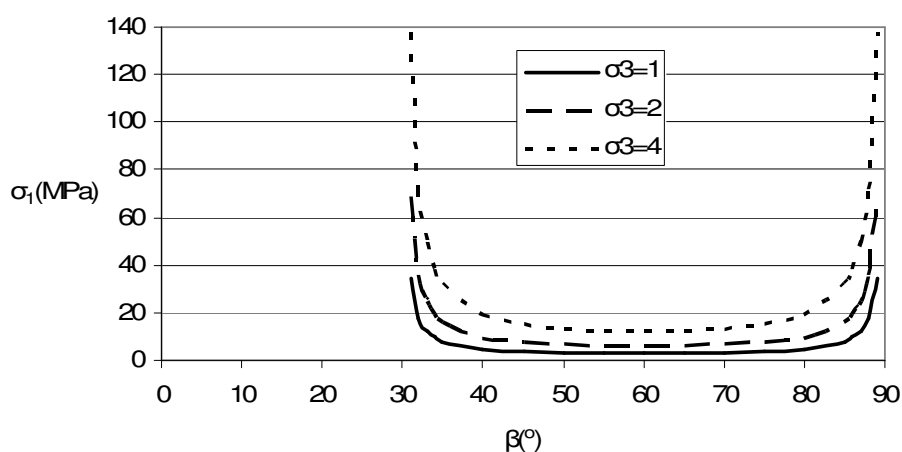
Η μεταβολή στην τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής της ασυνέχειας θα επιφέρει μετατόπιση του διαγράμματος προς τα δεξιά (Σχ. 3-3) καθώς μεταβάλλεται η κλίση της ασυνέχειας για την οποία ελαχιστοποιείται η αντοχή του πετρώματος. Αντίθετα η αύξηση της συνοχής (Σχ. 3-4) όπως και της πλευρικής πίεσης (Σχ. 3-5) θα αυξήσει την αντοχή του δοκιμίου, χωρίς όμως να οδηγήσει σε μετατόπιση του διαγράμματος, δηλαδή η θέση όπου εμφανίζεται η ελάχιστη αντοχή δεν μεταβάλλεται.



Σχ. 3-3 Επίδραση της γωνίας τριβής της ασυνέχειας στην αντοχή του πετρώματος



Σχ. 3-4 Επίδραση της συνοχής της ασυνέχειας στην αντοχή του πετρώματος

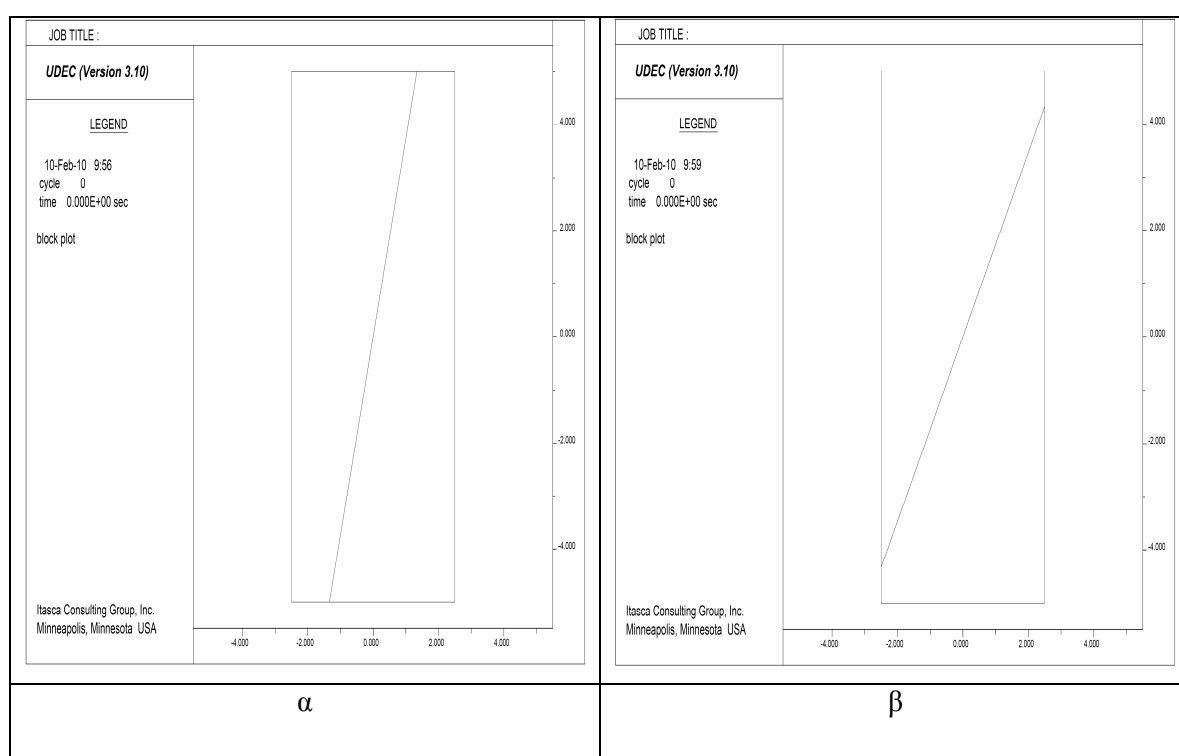


Σχ. 3-5 Επίδραση της πλευρικής πίεσης στην αντοχή του πετρώματος

Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας αναπτύχθηκε για τον υπολογισμό της αντοχής πετρώματος που περιέχει μια ασυνέχεια. Στα επόμενα διενεργείται διερεύνηση της θεωρίας αυτής για τις περιπτώσεις όπου το πέτρωμα περιλαμβάνει ένα ή και περισσότερα συστήματα ασυνεχειών με παράλληλες, εμμένουσες ή μή, ασυνέχειες. Για τον σκοπό αυτό χρησιμοποιείται και ο κώδικας διακριτών στοιχείων UDEC. Με τον κώδικα αυτό διενεργούνται διαξονικές δοκιμές θλίψης σε αντίστοιχα προσομοιώματα βραχομάζας και εν συνεχεία τα αριθμητικά αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα θεωρητικά. Η μεθοδολογία προσομοίωσης των διαξονικών δοκιμών παρουσιάζεται στο Παράρτημα Α.

Ιδιαίτερη προσοχή δίδεται κατά τις αριθμητικές προσομοιώσεις, έτσι ώστε να μην παρεμποδίζεται η ολίσθηση της ασυνέχειας από τις συνοριακές συνθήκες του δοκιμίου. Όταν η ασυνέχεια έχει μεγάλη κλίση, τέμνεται με το κάτω άκρο του προσομοιώματος, στο οποίο όμως έχουν επιβληθεί οι κατάλληλες συνοριακές συνθήκες που δεν επιτρέπουν την

μετακίνηση του (Σχ. 3-6). Για να είναι δυνατή η ορθή προσομοίωση μεγάλου εύρους της κλίσης της ασυνέχειας, το δοκίμιο θα πρέπει να έχει μεγάλο ύψος σε σχέση με το πλάτος του. Ωστόσο, για την αποφυγή φαινομένων λυγισμού, ο λόγος ύψους προς πλάτος του δοκιμίου δεν πρέπει να είναι μεγάλος (όχι μεγαλύτερος από 3:1). Λαμβάνοντας υπόψη τους παραπάνω δύο παράγοντες (δηλαδή ότι δεν πρέπει να παρεμποδίζεται η ολίσθηση της ασυνέχειας και ότι ο λόγος των διαστάσεων του δοκιμίου δεν πρέπει να είναι μεγάλος), οι δοκιμές που πραγματοποιούνται με τον κώδικα διακριτών στοιχείων αφορούν κλίσεις ασυνέχειας έως 70° .



Σχ. 3-6 Λανθασμένος (α) και σωστός (β) τρόπος προσομοίωσης πειράματος

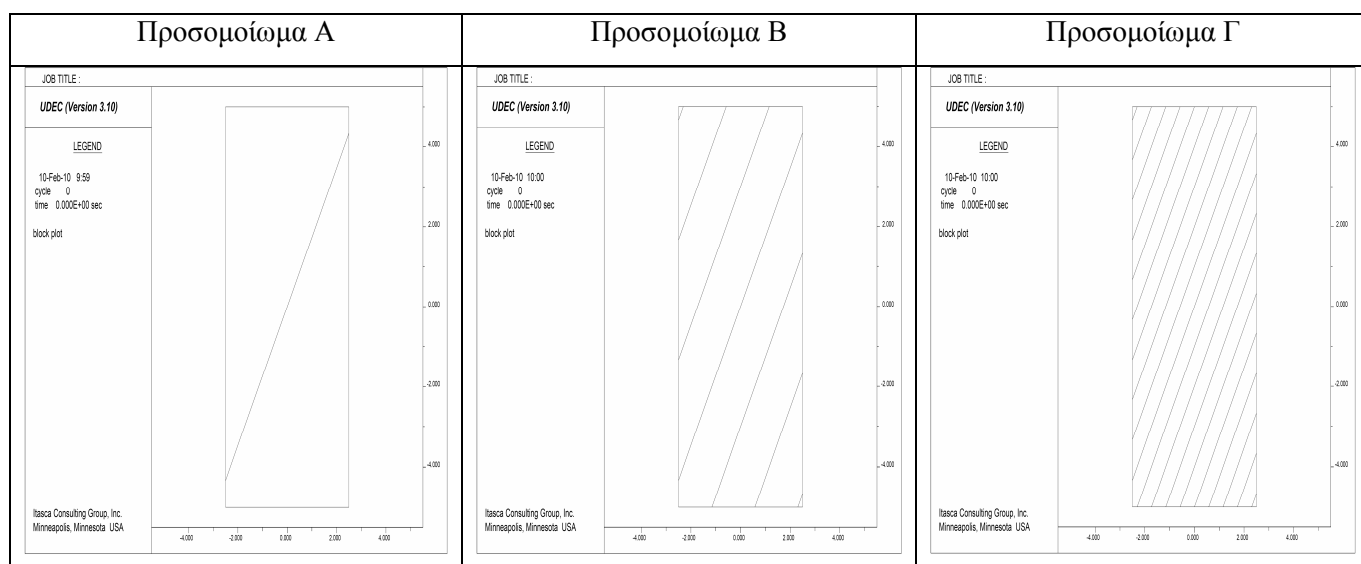
3.1.1 Ένα σύστημα ασυνεχειών

Τα τρία προσομοιώματα Α, Β και Γ που παρουσιάζονται στο Σχ. 3-7 διαφέρουν μόνο στον αριθμό των παράλληλων ασυνεχειών. Η εφαρμοζόμενη πλευρική τάση είναι ίση με 1MPa και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του άρρηκτου πετρώματος και των ασυνεχειών παρουσιάζονται στον Πιν. 3-1.

Αρχικά εφαρμόζεται η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μέσω της εξίσωσης 3-4, για τον υπολογισμό της αντοχής του προσομοιώματος Α, το οποίο περιέχει μια ασυνέχεια η οποία περιστρέφεται από 0 έως 90° . Στη συνέχεια το ίδιο προσομοίωμα εξετάζεται

αριθμητικά μέσω των δοκιμών διαξονικής θλίψης. Η αντοχή, όπως υπολογίζεται θεωρητικά και αριθμητικά για διάφορες γωνίες κλίσης της ασυνέχειας, παρουσιάζεται στο Σχ. 3-8. Από το σχήμα αυτό είναι εμφανές ότι η αναλυτική και η αριθμητική μέθοδος δίνουν πρακτικά ίδια αποτελέσματα.

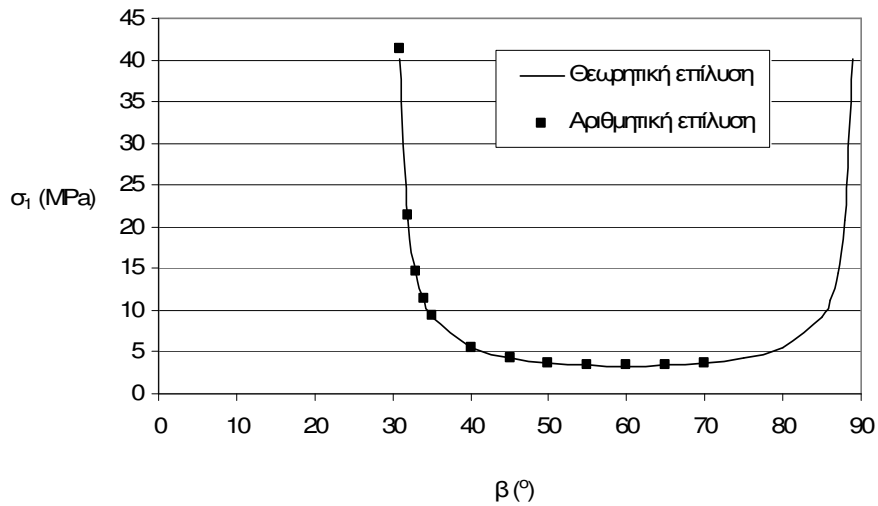
Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών οπότε η θεωρητική αντοχή των προσομοιωμάτων Β και Γ είναι ίδια με αυτήν του προσομοιώματος Α. Στη συνέχεια τα προσομοιώματα Β και Γ εξετάζονται αριθμητικά, μέσω δοκιμών διαξονικής θλίψης. Η αντοχή τους υπολογίζεται για διάφορες γωνίες περιστροφής του συστήματος των ασυνεχειών (Σχ. 3-9). Από το σχήμα αυτό φαίνεται ότι η αντοχή είναι ανεξάρτητη της απόστασης των ασυνεχειών και πρακτικά είναι ίδια με αυτήν που υπολογίζεται από την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας.



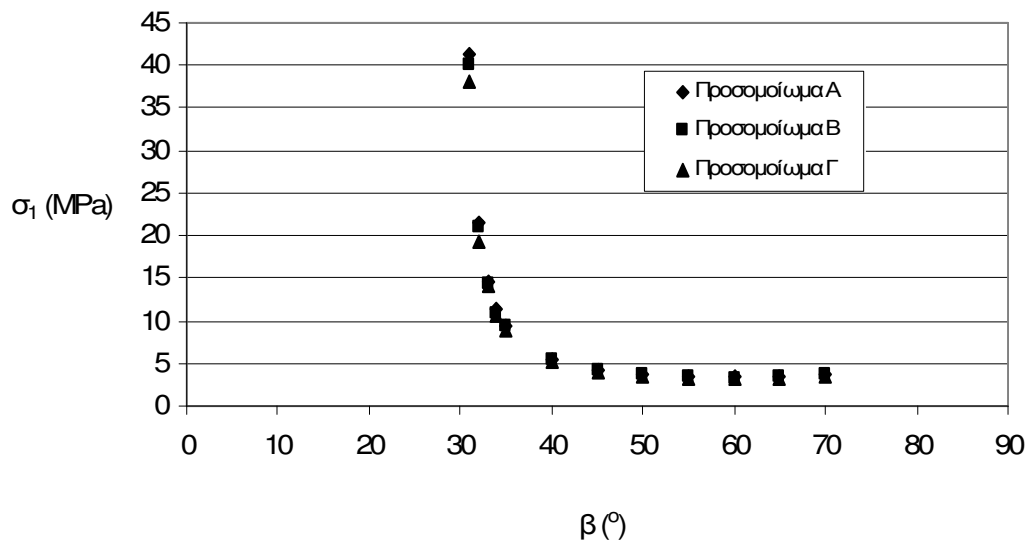
Σχ. 3-7 Αριθμητικά προσομοιώματα με ένα σύστημα ασυνεχειών

Πιν. 3-1 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών

Πλευρική πίεση (MPa)	<i>1</i>
Άρρηκτο πέτρωμα	
Αντοχή	<i>Ελαστικό</i>
Μέτρο παραμορφωσιμότητας (GPa)	<i>30</i>
Λόγος Poisson	<i>0.3</i>
Ασυνέχειες	
Ορθή δυστροπία (GPa/m)	<i>100</i>
Διατμητική δυστροπία (GPa/m)	<i>50</i>
Συνοχή (MPa)	<i>0.1</i>
Γωνία εσωτερικής τριβής (°)	<i>30</i>



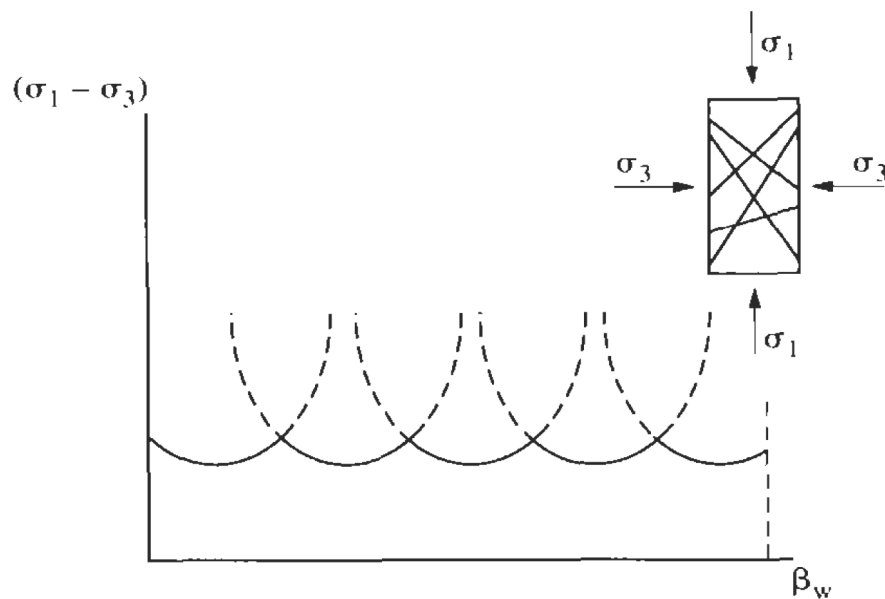
Σχ. 3-8 Σύγκριση θεωρητικής – αριθμητικής επίλυσης για το προσομοίωμα Α



Σχ. 3-9 Αντοχή προσομοιωμάτων Α, Β και Γ

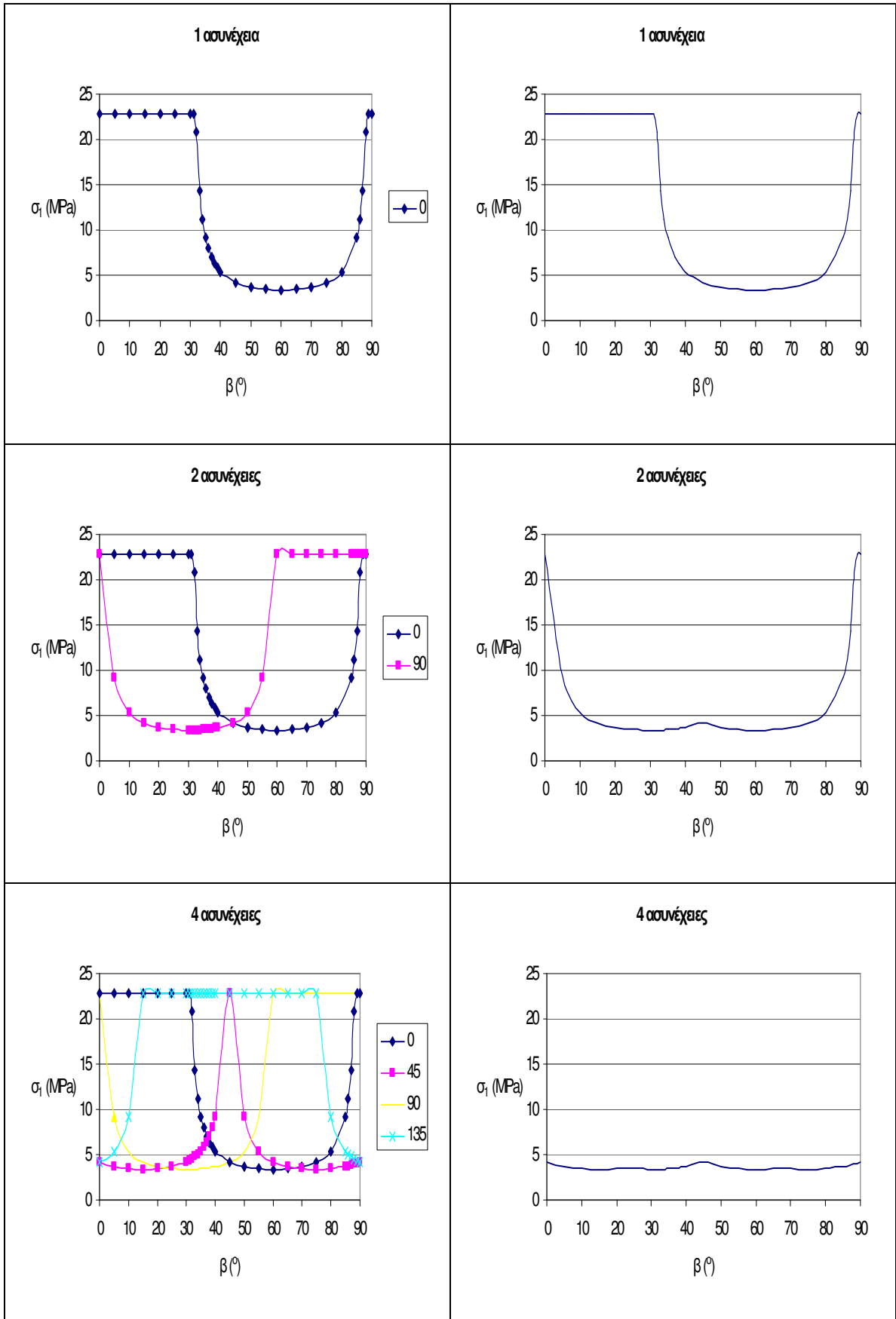
3.1.2 Πολλά συστήματα ασυνεχειών

Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό αντοχής βραχομάζας με περισσότερα συστήματα ασυνεχειών. Εφαρμόζεται χωριστά για κάθε σύστημα ασυνεχειών και η αντοχή της βραχομάζας προσδιορίζεται ως μια ελάχιστη περιβάλλουσα αντοχής (Σχ. 3-10).



Σχ. 3-10 Αντοχή πετρώματος με πολλά συστήματα ασυνεχειών (από Hudson and Harrison, 1997)

Η παρουσία περισσότερων συστημάτων ασυνεχειών οδηγεί σε μια περισσότερο ισότροπη συμπεριφορά την βραχομάζα. Πράγματι, εφαρμόζοντας την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας για κάθε σύστημα χωριστά, προκύπτει μια καμπύλη αντοχής ανάλογα με την αρχική κλίση με την οποία εμφανίζεται το κάθε σύστημα στο πέτρωμα. Η τελική αντοχή του πετρώματος θα είναι η ελάχιστη αντοχή, για κάθε κλίση περιστροφής των συστημάτων ασυνεχειών. Η ελάχιστη αυτή περιβάλλουσα αντοχής τείνει να γίνει ευθύγραμμη, όσο ο αριθμός των συστημάτων αυξάνεται. Στο Σχ. 3-11 παρουσιάζεται η μετάβαση αυτή, ξεκινώντας από την αντοχή ενός πετρώματος με ένα σύστημα ασυνεχειών και καταλήγοντας σε ένα πέτρωμα με τέσσερα συστήματα. Στην αριστερή στήλη παρουσιάζεται η αντοχή κάθε συστήματος (ξεκινώντας από ένα σύστημα ασυνεχειών αρχικής κλίσης 0° και προσθέτοντας προοδευτικά ασυνέχειες αρχικής κλίσης 90° , 45° και 135°) ενώ στην δεξιά στήλη παρουσιάζεται η τελική αντοχή του πετρώματος. Ενώ με το ένα σύστημα ασυνεχειών η αντοχή του πετρώματος είναι εντελώς ανισότροπη, η αντοχή με τέσσερα συστήματα ασυνεχειών τείνει να γίνει ισότροπη, ανεξάρτητη δηλαδή της κλίσης των ασυνεχειών. Σε περίπτωση ύπαρξης περισσότερων συστημάτων ασυνεχειών, η αντοχή του πετρώματος θα είναι πρακτικά ισότροπη.



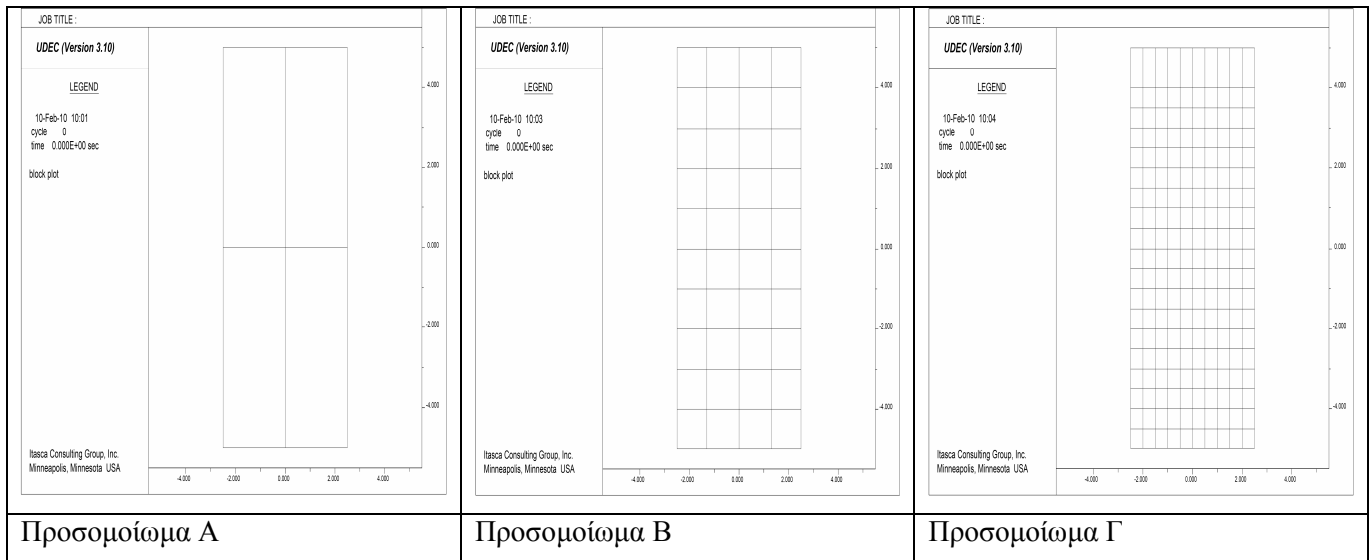
Σχ. 3-11 Μετάβαση προς μια ισότροπη αντοχή με την αύξηση του αριθμού των συστημάτων ασυνεχειών. Αριστερά η επιμέρους αντοχή των επιπέδων αδυναμίας, δεξιά η περιβάλλουσα αντοχής του πετρώματος

Στη συνέχεια υπολογίζεται η αντοχή πετρώματος με δυο συστήματα ασυνεχειών και έπειτα η αντοχή συγκρίνεται με την αντίστοιχη που προκύπτει από την διεξαγωγή διαξονικών δοκιμών θλίψης με τον κώδικα διακριτών στοιχείων. Τα τρία προσομοιώματα Α, Β και Γ που παρουσιάζονται στο Σχ. 3-12 περιλαμβάνουν δυο συστήματα ασυνεχειών και διαφέρουν μόνο στον αριθμό των ασυνεχειών σε κάθε σύστημα. Οι παράμετροι μηχανικής συμπεριφοράς του άρρηκτου πετρώματος και των ασυνεχειών είναι αυτές που παρουσιάζονται στον Πιν. 3-2. Η πλευρική πίεση είναι όπως και προηγουμένως ίση με 1MPa.

Αρχικά, εφαρμόζεται η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας για τον υπολογισμό της αντοχής για το προσομοίωμα Α, το οποίο περιέχει δυο ασυνέχειες κάθετες μεταξύ τους, οι οποίες περιστρέφονται ταυτόχρονα. Επειδή η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών η θεωρητική αντοχή των προσομοιωμάτων Β και Γ θεωρείται ότι είναι ίση με αυτήν του Α. Τα τρία προσομοιώματα στη συνέχεια εξετάζονται με τον κώδικα διακριτών στοιχείων. Η αντοχή τους εξετάζεται για διάφορες γωνίες περιστροφής των συστημάτων ασυνεχειών.

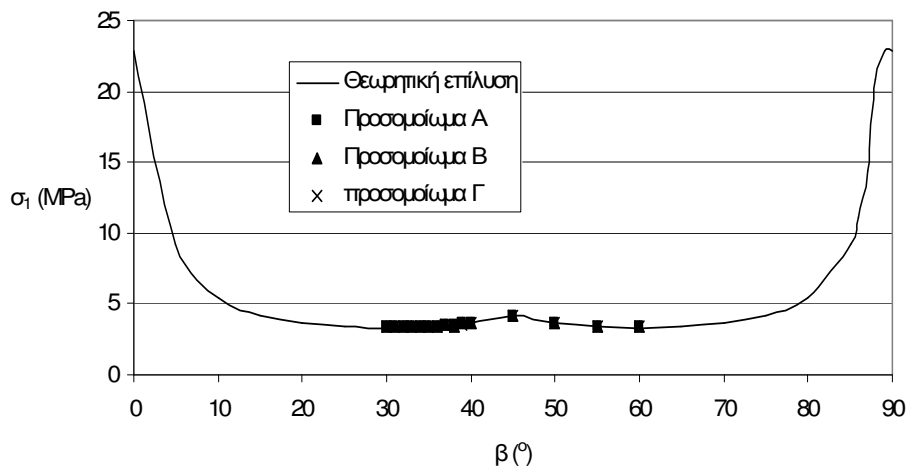
Πιν. 3-2 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών

Πλευρική πίεση (MPa)	1
Άρρηκτο πέτρωμα	
Συνοχή (MPa)	5
Γωνία εσωτερικής τριβής (°)	35
Ασυνέχειες	
Συνοχή (MPa)	0.1
Γωνία εσωτερικής τριβής (°)	30



Σχ. 3-12 Προσομοιώματα με δυο συστήματα ασυνεχειών

Στο Σχ. 3-13 παρουσιάζεται η αντοχή των προσομοιωμάτων σύμφωνα με την αναλυτική και την αριθμητική επίλυση, σε σχέση με την γωνία κλίσης των ασυνεχειών. Παρατηρείται ότι η αντοχή είναι ανεξάρτητη από την απόσταση των ασυνεχειών και ταυτίζεται με αυτή που προκύπτει από την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας.



Σχ. 3-13 Αντοχή προσομοιωμάτων με δυο συστήματα ασυνεχειών

Παρακάτω εξετάζεται αριθμητικά η αντοχή των τριών προσομοιωμάτων που παρουσιάζονται στο Σχ. 3-14, χωρίς περιστροφή των ασυνεχειών. Στην πρώτη στήλη παρουσιάζονται τα προσομοιώματα τα οποία περιέχουν τρία συστήματα ασυνεχειών και διαφέρουν μόνο στον αριθμό των ασυνεχειών του κάθε συστήματος. Στην δεύτερη στήλη παρουσιάζεται ο μηχανισμός αστοχίας ο οποίος σε όλες τις περιπτώσεις εκδηλώνεται με ολίσθηση των ασυνεχειών με την πιο δυσμενή κλίση ενώ στην τρίτη στήλη παρουσιάζονται

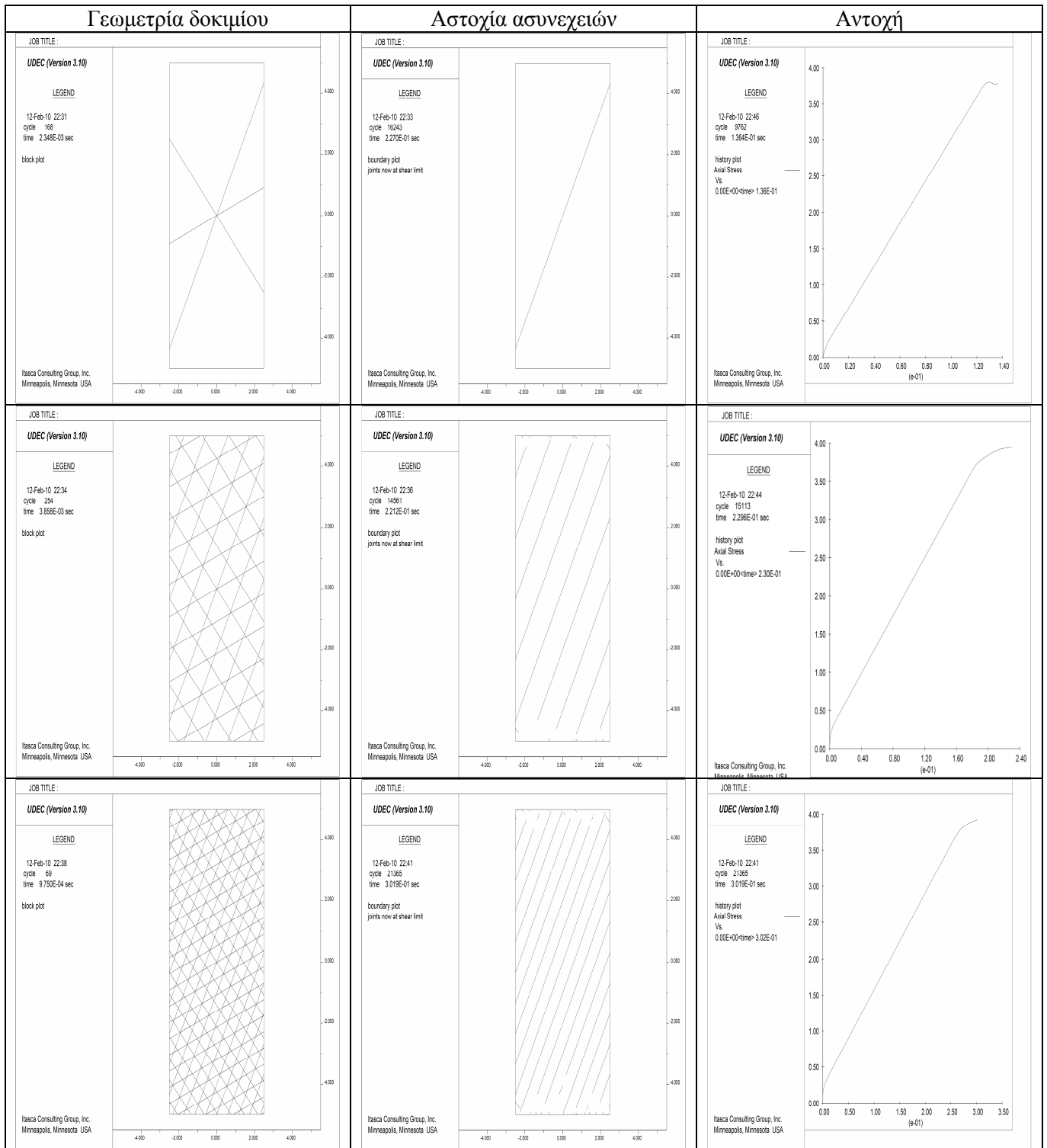
τα διαγράμματα τάσεων – τροπών των δοκιμίων. Παρατηρείται ότι η αντοχή και για τα τρία δοκίμια είναι σχεδόν ίδια, παρόλη την αύξηση του αριθμού των ασυνεχειών. Αυτό συμβαίνει επειδή η αντοχή των προσομοιωμάτων ελέγχεται από την αντοχή του συστήματος ασυνεχειών με τη δυσμενέστερη κλίση, με τα υπόλοιπα συστήματα να μην επηρεάζουν την αντοχή.

Το συμπέρασμα αυτό έρχεται σε αντίθεση με τα πειραματικά αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, καθώς όλα τα πειράματα είχαν δείξει σαφή μείωση της αντοχής με την αύξηση του αριθμού του ασυνεχειών, ενώ σύμφωνα με τις αριθμητικές προσομοιώσεις, η μείωση της αντοχής είναι πολύ μικρή. Η αναντιστοιχία αυτή οφείλεται στους παρακάτω λόγους.

Στην πραγματικότητα κατά τη διάρκεια της φόρτισης υπάρχει μια αλληλεπίδραση μεταξύ των τεμαχών του άρρηκτου πετρώματος η οποία μεταβάλλει την αντοχή της βραχομάζας. Ωστόσο, στην συγκεκριμένη περίπτωση, λόγω της απλής γεωμετρίας των προσομοιωμάτων, η αλληλεπίδραση αυτή δεν αποτελεί σημαντικό παράγοντα. Επιπλέον, η ακριβής προσομοίωση της αλληλεπίδρασης αυτής με τον κώδικα διακριτών στοιχείων δεν είναι εύκολη, καθώς σχετίζεται με πολλούς παράγοντες (μέγεθος ζωνών, μήκος στρογγύλευσης τεμαχών κλπ). Για τις προσομοιώσεις που έχουν διενεργηθεί, οι τιμές των παραμέτρων αυτών έχουν οριστεί με βάση τις οδηγίες της Itasca (Itasca UDEC User's Manual).

Επιπλέον, η αριθμητική προσομοίωση είναι μια ιδεατή απεικόνιση του φυσικού συστήματος, καθώς το άρρηκτο υλικό θεωρείται ομογενές, έχει δηλαδή παντού τις ίδιες ιδιότητες, και οι ασυνέχειες προσομοιώνονται ως λείες επιφάνειες, οι οποίες αριθμητικά και μόνο θεωρείται ότι έχουν τραχύτητα. Αυτό δεν συμβαίνει σε ένα φυσικό σύστημα, με αποτέλεσμα να παρουσιάζονται αναμενόμενες διαφορές μεταξύ πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων.

Παρόλες τις αποκλίσεις που περιγράφηκαν, η αριθμητική προσομοίωση θεωρείται επαρκής κυρίως γιατί καταδεικνύει τον μηχανισμό αστοχίας των προσομοιωμάτων, ο οποίος στην συγκεκριμένη περίπτωση εκδηλώνεται με ολίσθηση των ασυνεχειών με την δυσμενέστερη κλίση. Με βάση αυτό τον μηχανισμό αστοχίας, στον οποίο στηρίζεται και η επίλυση με την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, τα αποτελέσματα των θεωρητικών και αριθμητικών αναλύσεων συμπίπτουν.



Σχ. 3-14 Γεωμετρία, αστοχία ασυνεχειών και αντοχή πετρώματος για προσομοιώματα με τρία συστήματα ασυνεχειών

3.1.3 Μή εμμένουσες ασυνέχειες

Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μπορεί να επεκταθεί για την εκτίμηση της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας που περιλαμβάνει μή εμμένουσες ασυνέχειες. Η επέκταση αυτή θεωρείται αναγκαία καθώς, όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, η εμμόνη των ασυνεχειών αποτελεί ένα από τους σπουδαιότερους παράγοντες στην αντοχή της ρωγματομένης βραχομάζας.

Η μεθοδολογία που χρησιμοποιείται σε αυτή την περίπτωση είναι η θεώρηση μιας ισοδύναμης διατμητικής αντοχής για την μή εμμένουσα ασυνέχεια, η οποία περιλαμβάνει ένα ποσοστό από την αντοχή της ασυνέχειας και ένα ποσοστό από την αντοχή του άρρηκτου πετρώματος. Το ποσοστό αυτό εξαρτάται από την εμμόνη της ασυνέχειας. Έτσι, η ισοδύναμη αντοχή της ασυνέχειας θα είναι (Harrison and Hudson, 2000)

$$\tau = c_i + \tan \phi_i = [\chi \cdot c_j + (1 - \chi) \cdot c_i] + \sigma \cdot [\chi \cdot \tan \phi_j + (1 - \chi) \cdot \tan \phi_i] \quad (3-6)$$

όπου

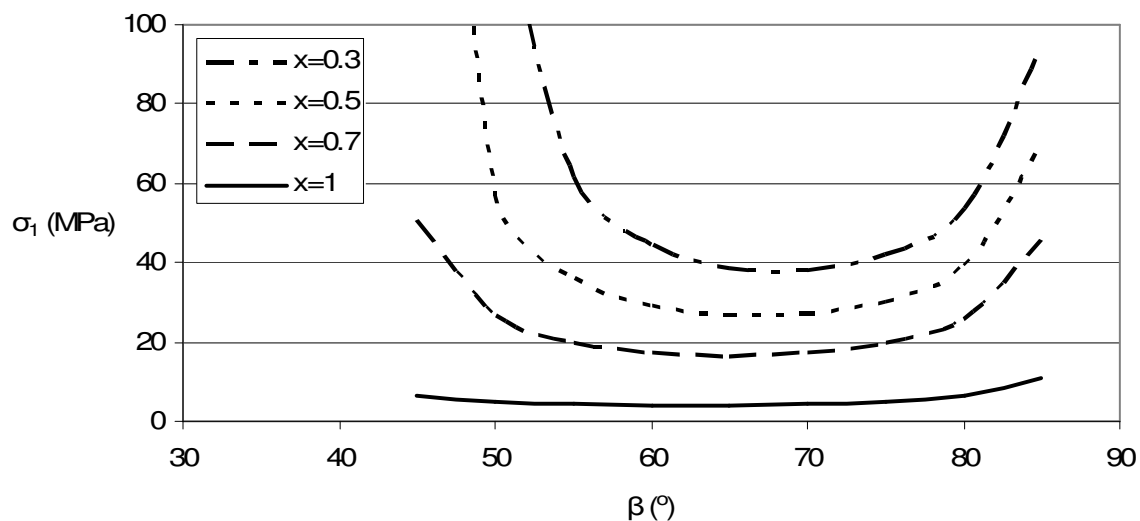
c_i, ϕ_i η συνολική ισοδύναμη συνοχή και γωνία εσωτερικής τριβής

c_j, ϕ_j η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής της ασυνέχειας

c_i, ϕ_i η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής του άρρηκτου πετρώματος

χ η εμμόνη της ασυνέχειας

Η παρουσία ασυνεχειών μικρής εμμόνης έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της συνεισφοράς της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος η οποία με τη σειρά της οδηγεί σε αύξηση της αντοχής της βραχομάζας, όπως φαίνεται στο Σχ. 3-15 όπου σχεδιάζεται η αντοχή ενός πετρώματος που περιέχει μιας ασυνέχεια, μεταβαλλόμενης εμμόνης, η οποία περιστρέφεται από 0 έως 90°.

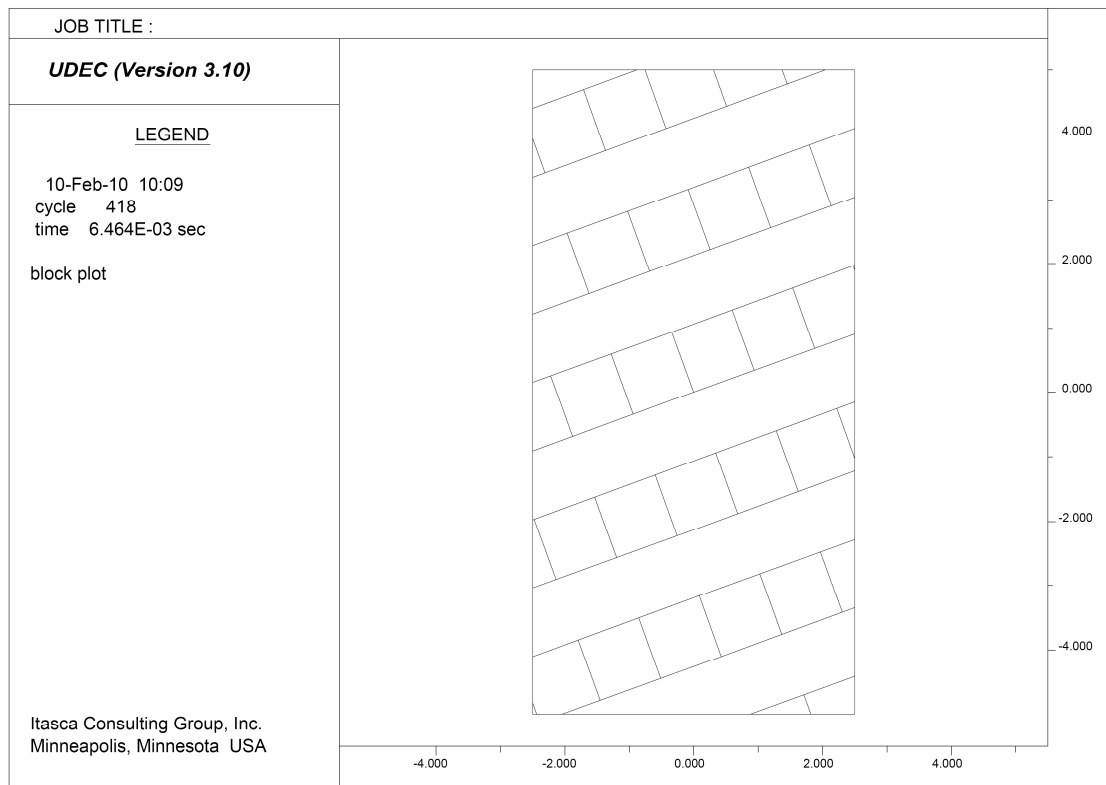


Σχ. 3-15 Αντοχή πετρώματος που περιέχει μια ασυνέχεια μεταβαλλόμενης εμμοής

Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται σε δοκίμιο το οποίο περιλαμβάνει δυο συστήματα ασυνεχειών, με 100% και 50% εμμοή αντίστοιχα (Σχ. 3-16). Οι τιμές των παραμέτρων αντοχής του άρρηκτου πετρώματος και των ασυνεχειών παρουσιάζονται στον Πιν. 3-3. Τα συστήματα των ασυνεχειών περιστρέφονται από 0 έως 90° και η αντοχή του πετρώματος υπολογίζεται με την παραπάνω αναλυτική μεθοδολογία και με τον κώδικα διακριτών στοιχείων.

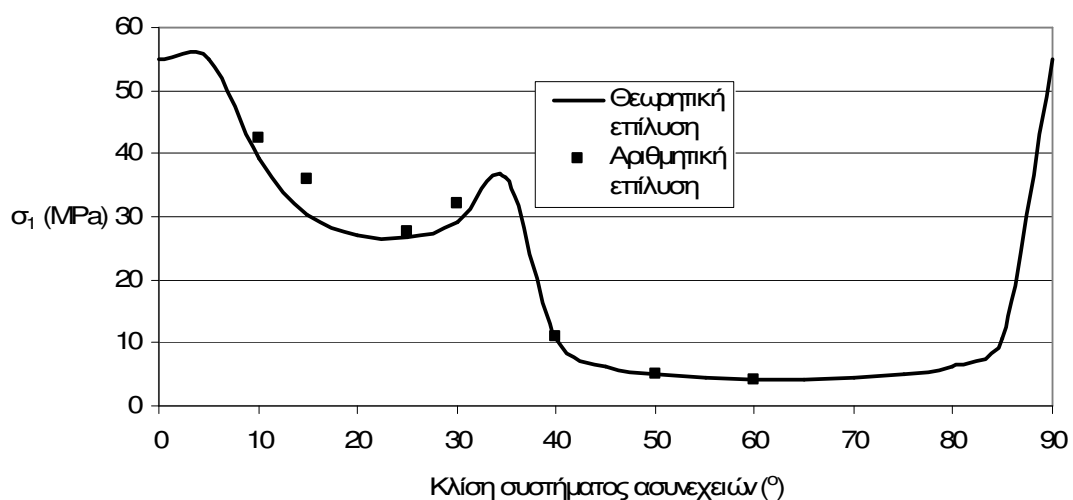
Πιν. 3-3 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών

Πλευρική πίεση	1
Άρρηκτο πέτρωμα	
Συνοχή (MPa)	9
Γωνία εσωτερικής τριβής (°)	50
Ασυνέχεια	
Συνοχή (MPa)	0.1
Γωνία εσωτερικής τριβής (°)	35



Σχ. 3-16 Γεωμετρία αριθμητικού προσομοιώματος με δυο συστήματα ασυνεχειών εμμονής 100% και 50% αντίστοιχα

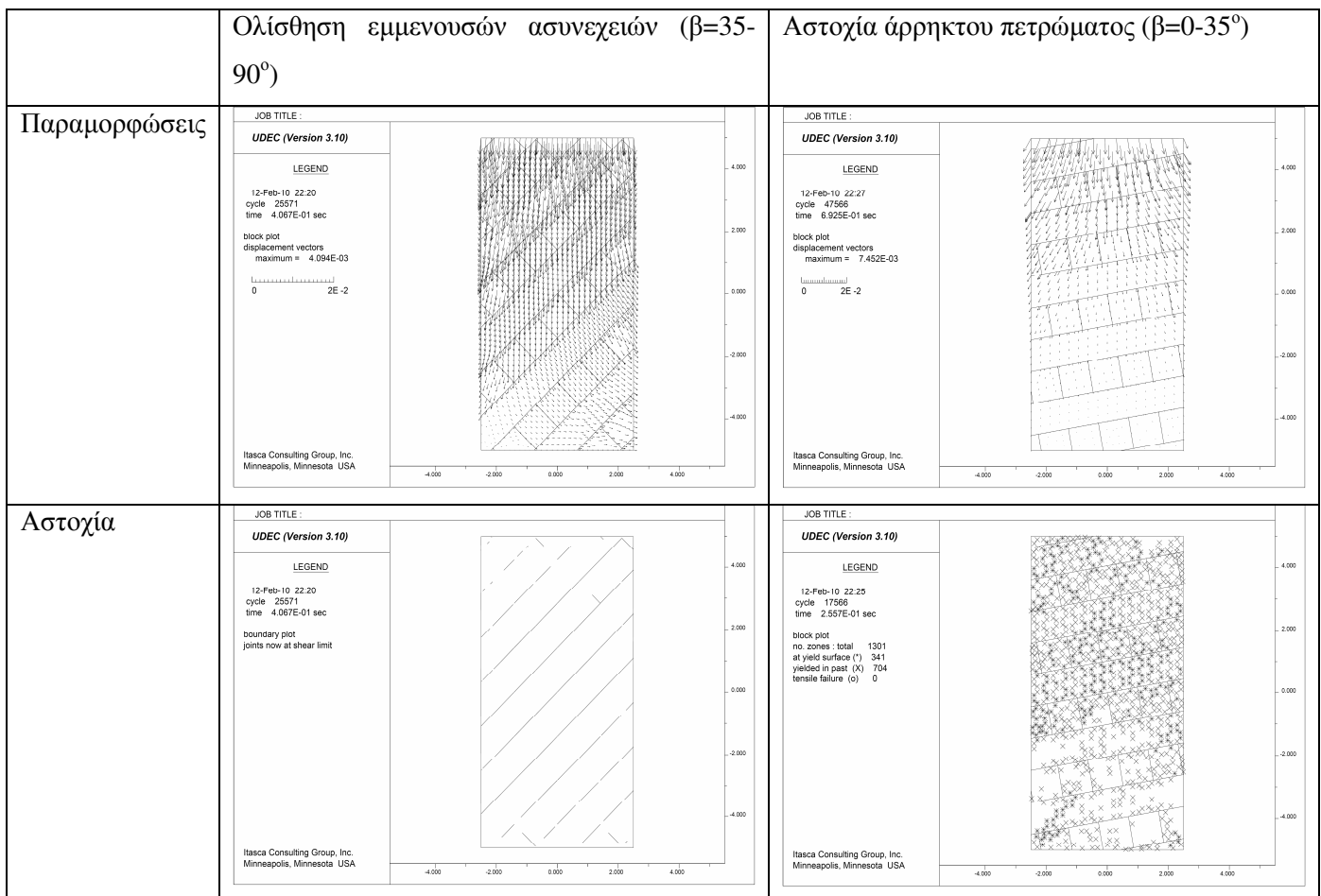
Η αντοχή, όπως υπολογίζεται με τις δυο μεθόδους, παρουσιάζεται στο Σχ. 3-17. Μικρές διαφορές στην αντοχή παρουσιάζονται για τις κλίσεις των συστημάτων των ασυνεχειών όπου η αντοχή των δοκιμών εξαρτάται από τις μή εμμένουσες ασυνέχειες, ενώ για τις υπόλοιπες κλίσεις οι δυο μέθοδοι δίνουν πρακτικά την ίδια τιμή αντοχής.



Σχ. 3-17 Σύγκριση θεωρητικής – αριθμητικής επίλυσης

Στην δεξιά στήλη του Σχ. 3-18 παρατηρείται ότι για κλίσεις του συστήματος των ασυνεχειών από 0 έως 35°, όπου η αντοχή του πετρώματος εξαρτάται από τις μή εμμένουσες ασυνέχειες, δεν συμβαίνει ολίσθηση επάνω σε κάποιο επίπεδο αδυναμίας και η αστοχία εκδηλώνεται με θραύση του άρρηκτου πετρώματος. Αντίθετα, στην αριστερή στήλη παρατηρείται ότι για κλίση του συστήματος ασυνεχειών από 35 έως 90°, όπου η αντοχή του πετρώματος εξαρτάται από τις εμμένουσες ασυνέχειες, η αστοχία εκδηλώνεται με ολισθήσεις των ασυνεχειών.

Οι αριθμητικές αυτές προσομοιώσεις δείχνουν το σημαντικό ρόλο που έχει η εμμόνη των ασυνεχειών στην αντοχή της βραχομάζας. Η αντοχή των προσομοιωμάτων είναι μειωμένη όταν η αστοχία εκδηλώνεται με ολίσθηση επάνω στα επίπεδα των εμμενουσών ασυνεχειών και αυξάνεται σημαντικά όταν στο επίπεδο ολίσθησης παρεμβάλλεται, λόγω της μικρής εμμόνης των ασυνεχειών, άρρηκτο πέτρωμα.



Σχ. 3-18 Αστοχία προσομοιωμάτων με μή εμμένουσες ασυνέχειες

3.2 Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας

Το κριτήριο Mohr – Coulomb που χρησιμοποιήθηκε έως τώρα, αδυνατεί να περιγράψει με ακρίβεια την μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών, καθώς οι επιφάνειες τους σπάνια είναι λείες και η αντοχή τους είναι μια μη γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης. Πειράματα σε ασυνέχειες (Patton, 1966), έδειξαν ότι για μικρές ορθές τάσεις, η τραχύτητα αυτή της επιφάνειας προκαλεί διόγκωση κατά τη διατμητική μετακίνηση ενώ για μεγαλύτερες ορθές τάσεις προκαλείται θραύση των προεξοχών με τελικό αποτέλεσμα η διατμητική αντίσταση της ασυνέχειας να εξαρτάται από την γωνία τριβής ϕ . Το φαινόμενο αυτό είναι αρκετά πολύπλοκο για να διατυπωθεί με μαθηματικές σχέσεις. Ο Barton (1971, 1973, 1976) πραγματοποιώντας δοκιμές σε φυσικές ασυνέχειες, πρότεινε μια σχέση η οποία είχε αρκετά καλή προσαρμογή στα αποτελέσματα των δοκιμών του. Η σχέση αυτή, γνωστή και ως κριτήριο Barton – Bandis, διατυπώνεται ως εξής

$$\tau = \sigma_n \tan\left(\phi_b + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right) \quad (3-7)$$

όπου

JRC ο συντελεστής τραχύτητας της ασυνέχειας

JCS η θλιπτική αντοχή του τοιχώματος της ασυνέχειας

ϕ_b η βασική γωνία τριβής της ασυνέχειας.

Το κριτήριο Barton – Bandis έχει ήδη χρησιμοποιηθεί από διάφορους ερευνητές (π.χ. Wang and Huang, 2009) για τον υπολογισμό της αντοχής ρωγματομένης βραχομάζας. Στην παρούσα διατριβή, το κριτήριο αυτό χρησιμοποιείται για την επέκταση της θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας, έτσι ώστε να προκύψει μια θεωρητική μεθοδολογία αντοχής κερματισμένης βραχομάζας η οποία να βασίζεται σε ένα ρεαλιστικότερο νόμο συμπεριφοράς των ασυνεχειών.

Έστω ένα δοκίμιο πετρώματος το οποίο περιλαμβάνει μια ασυνέχεια. Κάθε αύξηση της ορθής τάσης λόγω της διαστολής της ασυνέχειας κατά τη διάτμηση, θεωρείται αμελητέα. Οι τάσεις που ασκούνται στο δοκίμιο αναλύονται επάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας σε ορθή και διατμητική τάση, σύμφωνα με τις εξισώσεις (3-2) και (3-3). Με αντικατάσταση αυτών των σχέσεων στην (3-7), προκύπτει ότι

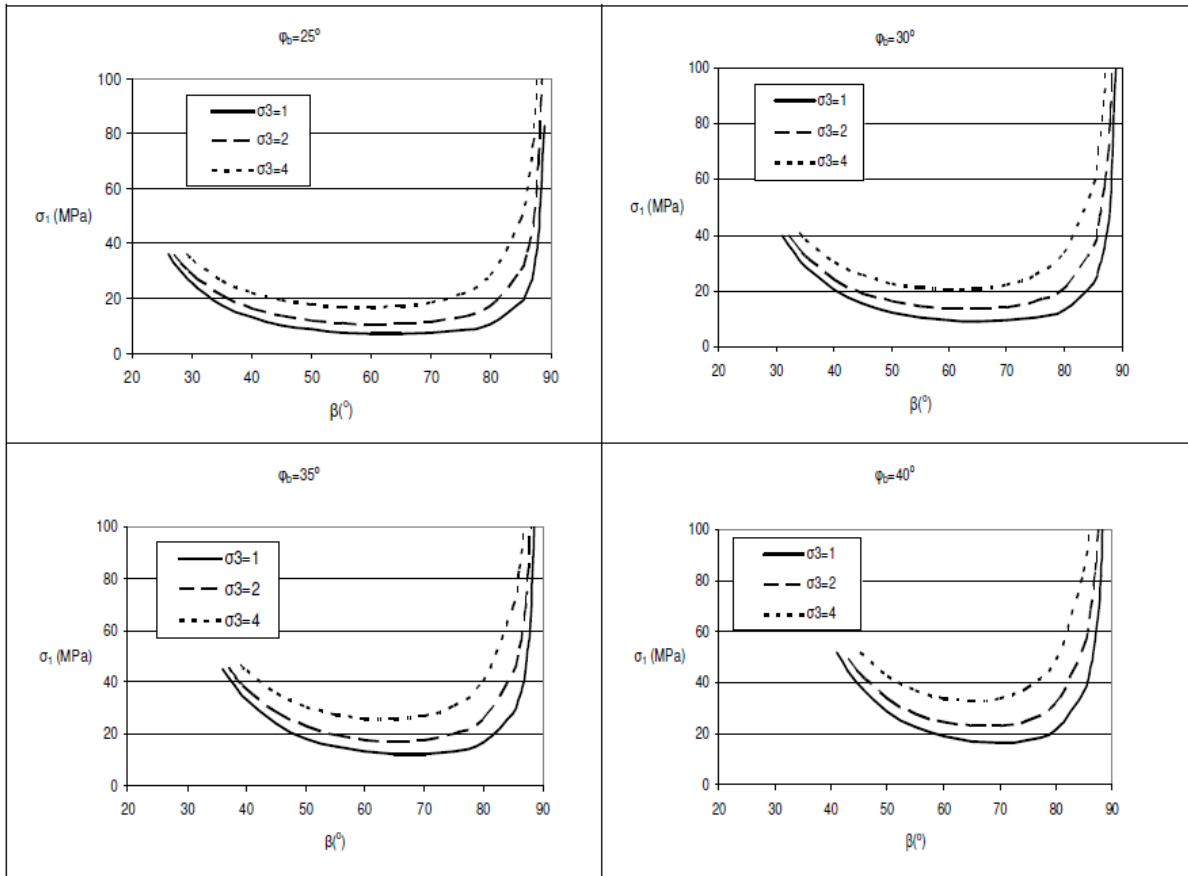
$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin \ell \beta = \left[\left(\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos \ell \beta \right) \cdot \tan(JRC \log \frac{JCS}{\left(\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \cos \ell \beta \right)} + \phi) \right] \quad (3-8)$$

Η επίλυση της σχέσης (3-8) είναι εφικτή μόνο με χρήση αριθμητικών μεθόδων. Οι αναλύσεις που ακολουθούν, παρουσιάζουν την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας σε βραχομάζες με ένα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών, με παράλληλες, εμμένουσες ή μή ασυνέχειες. Τονίζεται ότι η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας συμπίπτουν όταν $JRC=0$, $c_w=0$ και $\phi_b=\phi_w$.

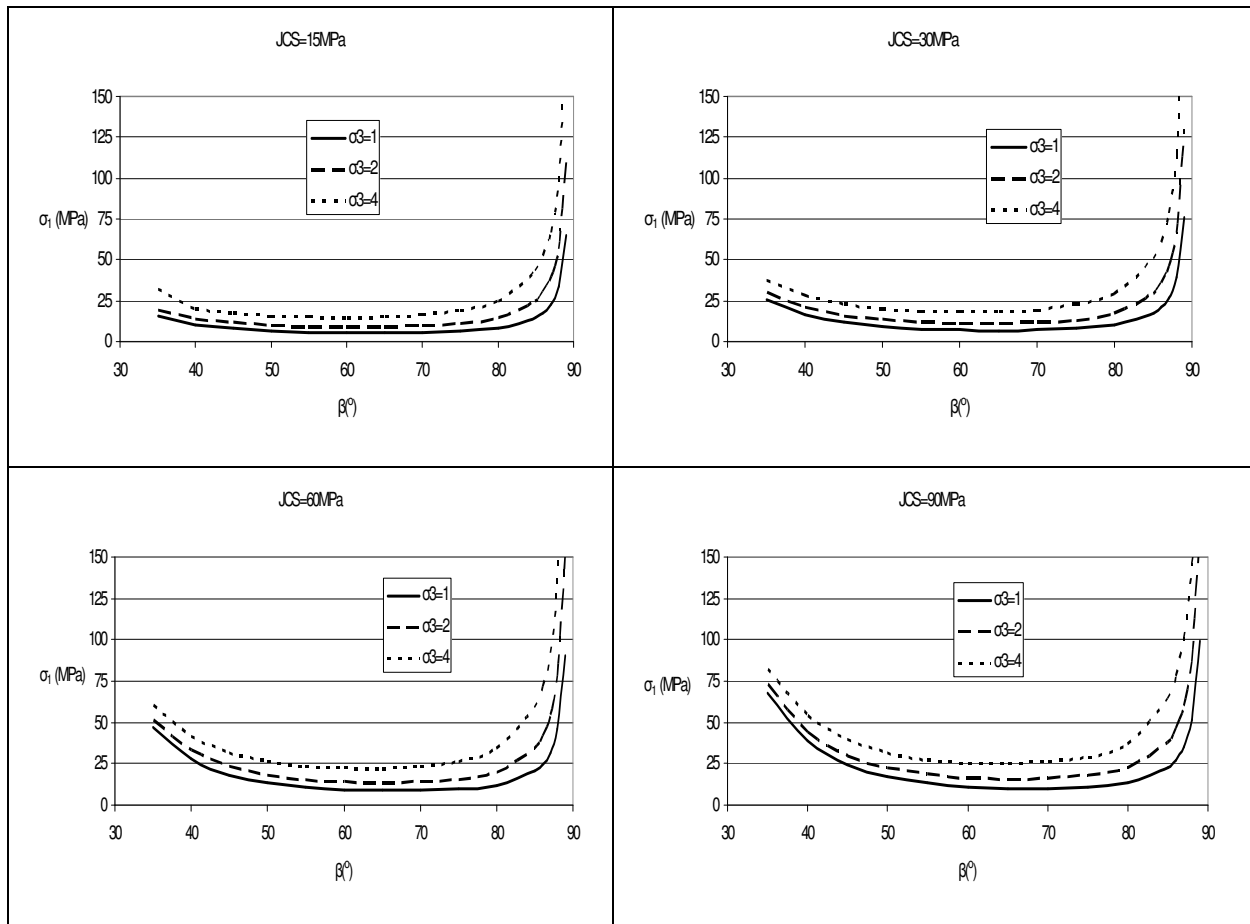
3.2.1 Ένα σύστημα ασυνεχειών

Στο Σχ. 3-19 παρουσιάζεται η αντοχή ενός ελαστικού πετρώματος με μια ασυνέχεια, όπως υπολογίζεται από την εξίσωση (3-8), συναρτήσει της γωνίας κλίσης της, για τέσσερις τιμές της βασικής γωνίας τριβής και τρεις τιμές πλευρικής πίεσης. Αντίστοιχα, στα Σχ. 3-20 και Σχ. 3-21 παρουσιάζεται η αντοχή ελαστικού πετρώματος συναρτήσει της θλιπτικής αντοχής του τοιχώματος της ασυνέχειας, JCS και της τραχύτητας της, JRC .

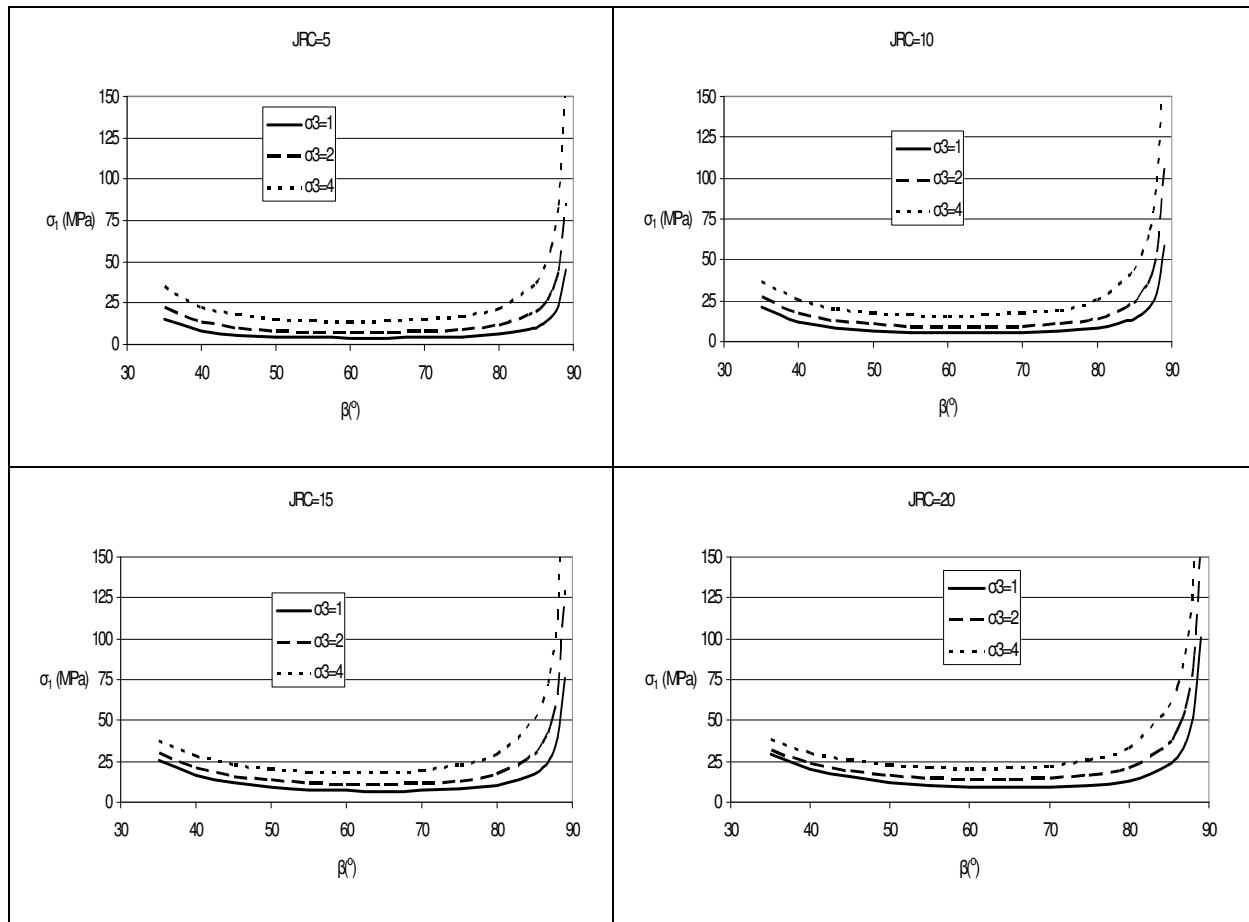
Όπως φαίνεται από τα σχήματα αυτά, η αύξηση των τιμών των παραμέτρων του κριτηρίου Barton – Bandis αλλά και της πλευρικής πίεσης, επιφέρουν αύξηση στην αντοχή του πετρώματος. Για γωνίες κλίσης της ασυνέχειας από ϕ_b έως πολύ κοντά στις 90° , η αντοχή του πετρώματος ελέγχεται από αυτήν της ασυνέχειας. Στις υπόλοιπες γωνίες, όπως και στην αρχική θεωρία, η αντοχή του δοκιμίου εξαρτάται από αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Οι καμπύλες που συνδέουν την αντοχή του πετρώματος με την κλίση της ασυνέχειας δεν είναι συμμετρικές, όπως στην περίπτωση της αρχικής θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας. Η αντοχή αυξάνεται σημαντικά καθώς η κλίση της ασυνέχειας προσεγγίζει τις 90° .



Σχ. 3-19 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια ($JRC=20$, $JCS=30MPa$), σύμφωνα με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας



Σχ. 3-20 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια ($JRC=15$, $\phi_b=30^\circ$), σύμφωνα με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας



Σχ. 3-21 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια ($JCS=30MPa$, $\phi_b=30^\circ$), σύμφωνα με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας

Η κλίση της ασυνέχειας, για την οποία η αντοχή του πετρώματος ελαχιστοποιείται, δεν έχει μια σταθερή τιμή εξαρτώμενη από την γωνία τριβής, όπως στην περίπτωση του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb. Αντίθετα, η τιμή της εξαρτάται από την τιμή της πλευρικής πίεσης αλλά και από τις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis. Για τον λόγο αυτό, η εξίσωση (3-8) επιλύεται για ένα μεγάλο εύρος τιμών των παραπάνω παραμέτρων και σε κάθε περίπτωση υπολογίζεται η κλίση της ασυνέχειας για την οποία ελαχιστοποιείται η αντοχή του πετρώματος.

Οι αναλύσεις πραγματοποιούνται για τις εξής τιμές:

$$\phi_b = (25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ)$$

$$\sigma_3 = (1,5,10,15,20,25,30,50)MPa$$

$$JRC = (5,10,15,20)$$

$$JCS = (5,15,30,60,90,120,150,180,200)MPa$$

Σε όλες τις περιπτώσεις δίνεται προσοχή έτσι ώστε να τηρούνται οι περιορισμοί

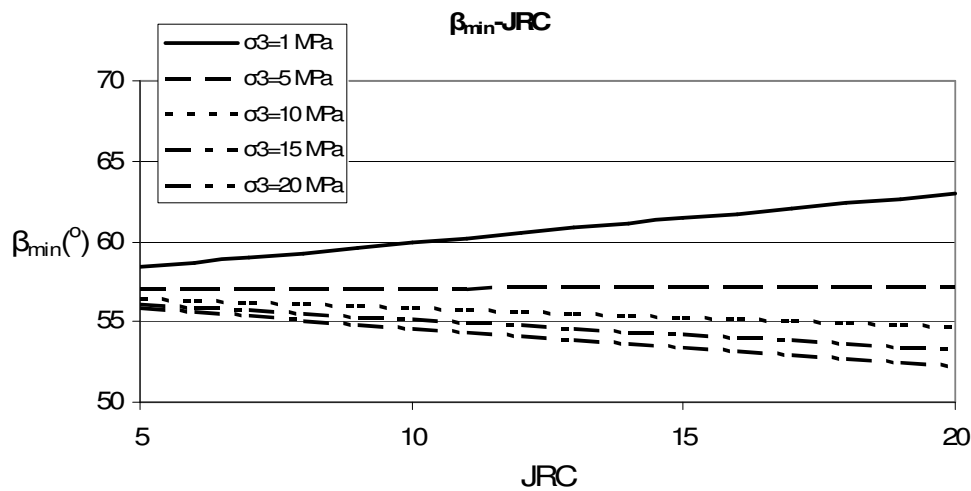
$$\phi_b < JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b < 70^\circ.$$

Αναλυτικά τα αποτελέσματα των επιλύσεων παρουσιάζονται στο Παράρτημα Β. Με βάση τα αποτελέσματα και την στατιστική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, προτείνεται η παρακάτω σχέση για τον προσδιορισμό της κλίσης ασυνέχειας για την οποία ελαχιστοποιείται η αντοχή του δοκιμίου ($R^2=0.97$)

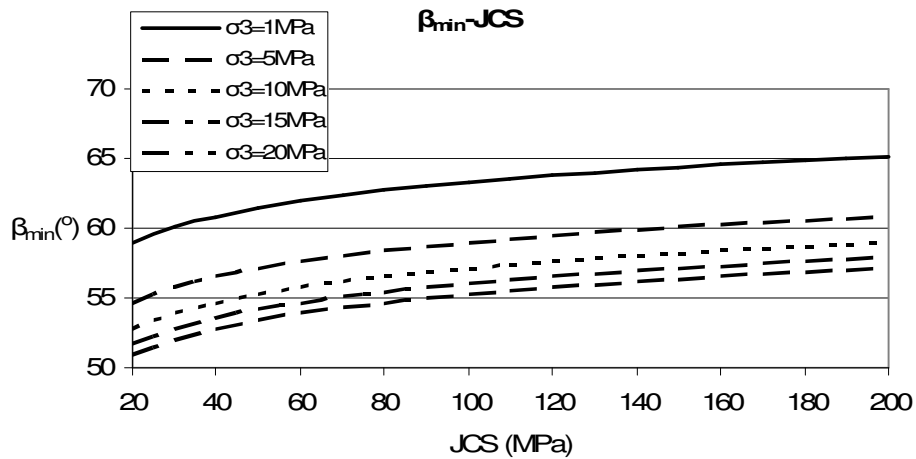
$$\beta_{\min} = 0.42 \cdot \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{10\sigma_3} \right) + \phi_b \right) + 49 \quad (3-9)$$

Η αντοχή που αντιστοιχεί στην κλίση αυτή υπολογίζεται αντικαθιστώντας την εξίσωση (3-9) στην (3-8) και επιλύοντας την εξίσωση που προκύπτει με αριθμητική μέθοδο.

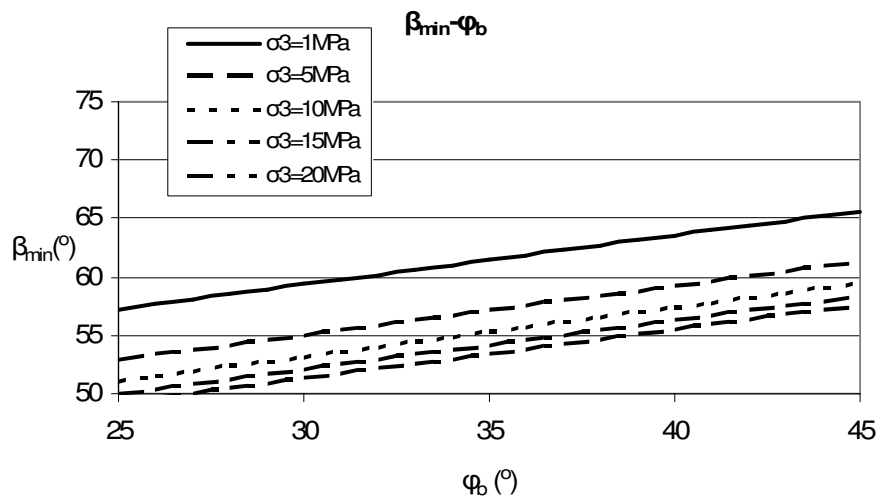
Ακολούθως διενεργείται διερεύνηση της επιρροής των παραμέτρων της παραπάνω σχέσης στην γωνία της κρίσιμης κλίσης. Στα τρία επόμενα διαγράμματα παρουσιάζεται η επιρροή αυτή για όλο το εύρος τιμών που εξετάστηκαν.



Σχ. 3-22 Επιρροή του JRC στην κρίσιμη κλίση της ασυνέχειας



Σχ. 3-23 Επιρροή του JCS στην κρίσιμη κλίση της ασυνέχειας



Σχ. 3-24 Επιρροή της φ_b στην κρίσιμη κλίση της ασυνέχειας

Η τραχύτητα της ασυνέχειας επηρεάζει την τιμή της κρίσιμης κλίσης ανάλογα με την πλευρική πίεση (Σχ. 3-22). Μέχρι τιμή πλευρικής πίεσης 5MPa, αύξηση του JRC συνεπάγεται αύξηση της γωνίας. Για μεγαλύτερες τιμές πλευρικής πίεσης όμως, η αύξηση της τραχύτητας μειώνει την κρίσιμη γωνία κλίσης της ασυνέχειας. Αύξηση της τιμής της ισοδύναμης θλιπτικής αντοχής του τοιχώματος της ασυνέχειας οδηγεί σε μη γραμμική αύξηση της κρίσιμης γωνίας (Σχ. 3-23). Αντίστοιχα, η αύξηση της τιμής της βασικής γωνίας τριβής οδηγεί σε σχεδόν γραμμική αύξηση της κρίσιμης γωνίας κλίσης (Σχ. 3-24). Τέλος, από όλα τα παραπάνω διαγράμματα είναι εμφανής η μείωση της κρίσιμης γωνίας κλίσης με την αύξηση της τιμής της πλευρικής πίεσης.

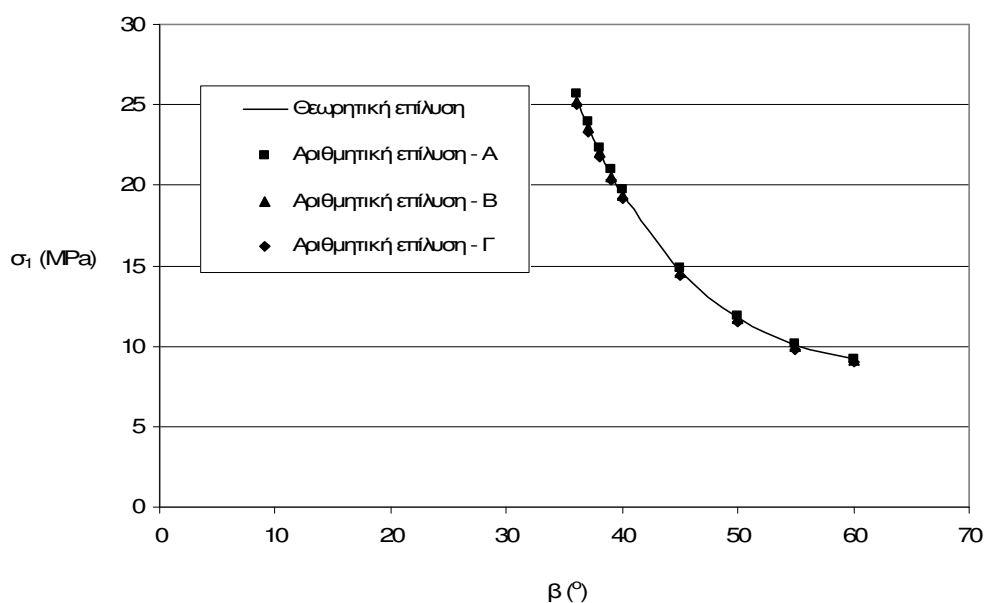
Όπως και στην περίπτωση της αρχικής θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας, έτσι και τώρα πραγματοποιούνται επιλύσεις σε δοκίμιο πετρώματος το οποίο περιέχει ένα σύστημα ασυνεχειών. Τα θεωρητικά αποτελέσματα που προκύπτουν από την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας, συγκρίνονται με τα αντίστοιχα που προκύπτουν με τον κώδικα διακριτών στοιχείων σε αντίστοιχα δοκίμια. Τονίζεται ότι και σε αυτή την περίπτωση ισχύουν οι περιορισμοί στην κλίση της ασυνέχειας, έτσι ώστε να είναι εφικτή η σύγκριση μεταξύ αναλυτικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων.

Τα τρία δοκίμια πετρώματος που παρουσιάζονται στο Σχ. 3-7 διαφέρουν μόνο στον αριθμό των ασυνεχειών. Οι παράμετροι του άρρηκτου πετρώματος και των ασυνεχειών παρουσιάζονται στον Πιν. 3-4.

Πιν. 3-4 Παράμετροι άρρηκτου πετρώματος - ασυνεχειών

Πλευρική πίεση (MPa)	1
Άρρηκτο πέτρωμα	
Αντοχή	Ελαστικό
Μέτρο παραμορφωσιμότητας (GPa)	30
Λόγος Poisson	0.3
Ασυνέχεια	
Ορθή δυστροπία (GPa/m)	100
Διαμητική δυστροπία (GPa/m)	50
Συντελεστής JRC	20
Συντελεστής JCS (MPa)	50
Βασική γωνία τριβής (°)	25

Αρχικά εφαρμόζεται η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, μέσω της εξίσωσης (3-8) για τον υπολογισμό της αντοχής του δοκιμίου με την μια ασυνέχεια (προσομοίωμα Α) για περιστροφή της ασυνέχειας από 0 έως 90°. Επειδή η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών, θεωρείται ότι και τα προσομοιώματα Β και Γ έχουν την ίδια θεωρητική αντοχή. Έπειτα, τα τρία προσομοιώματα εξετάζονται με τον κώδικα διακριτών στοιχείων. Η αντοχή τους υπολογίζεται για διάφορες γωνίες κλίσης του συστήματος των ασυνεχειών. Στο διάγραμμα του Σχ. 3-25 παρουσιάζεται η αντοχή του πετρώματος, όπως υπολογίζεται θεωρητικά και αριθμητικά. Όπως φαίνεται από το διάγραμμα, η αντοχή είναι ανεξάρτητη από την απόσταση των ασυνεχειών και πρακτικά συμπίπτει με αυτήν που υπολογίζεται από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας.



Σχ. 3-25 Αντοχή πετρώματος με μια ασυνέχεια

3.2.2 Πολλά συστήματα ασυνεχειών

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μπορεί να εφαρμοστεί για τον υπολογισμό της αντοχής πετρώματος με περισσότερα συστήματα ασυνεχειών. Εφαρμόζεται χωριστά για κάθε σύστημα και στη συνέχεια η αντοχή του πετρώματος προσδιορίζεται ως η ελάχιστη περιβάλλουσα αντοχής. Όπως και με την αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, η παρουσία περισσότερων συστημάτων ασυνεχειών οδηγεί σε μια περισσότερο ισότροπη συμπεριφορά.

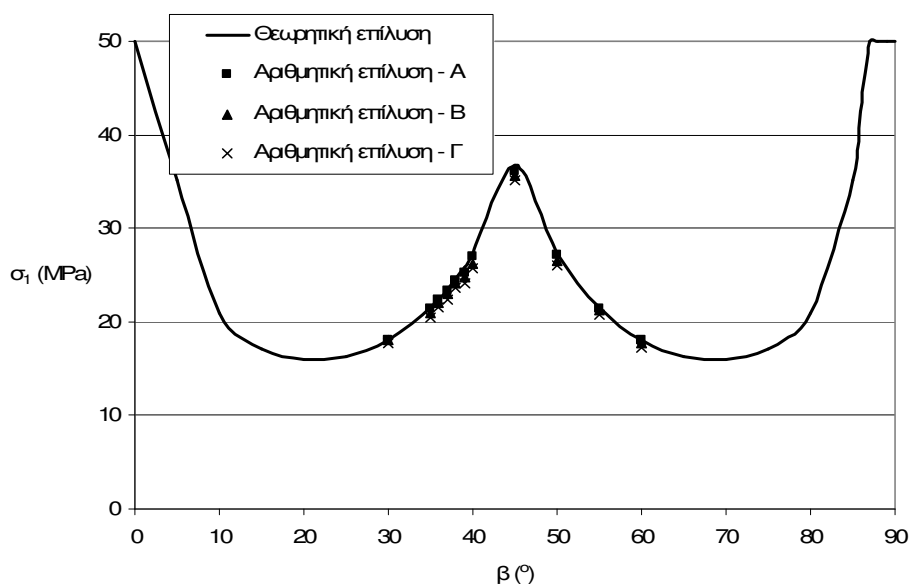
Η τροποποιημένη θεωρία εφαρμόζεται σε πέτρωμα με δυο συστήματα ασυνεχειών και στη συνέχεια η αντοχή υπολογίζεται με αυτήν που προκύπτει με την διεξαγωγή διαξονικών δοκιμών με τον κώδικα διακριτών στοιχείων.

Τα τρία δοκίμια του Σχ. 3-12 περιέχουν δυο συστήματα ασυνεχειών και διαφέρουν μόνο στον αριθμό των ασυνεχειών του κάθε συστήματος. Τα μηχανικά χαρακτηριστικά του άρρηκτου πετρώματος και των ασυνεχειών παρουσιάζονται στον Πιν. 3-5.

Πιν. 3-5 Μηχανικά χαρακτηριστικά άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών

Πλευρική πίεση (MPa)	1
Άρρηκτο πέτρωμα	
Αντοχή (MPa)	50
Ασυνέχειες	
JCS (MPa)	50
JRC	20
Βασική γωνία τριβής (°)	35

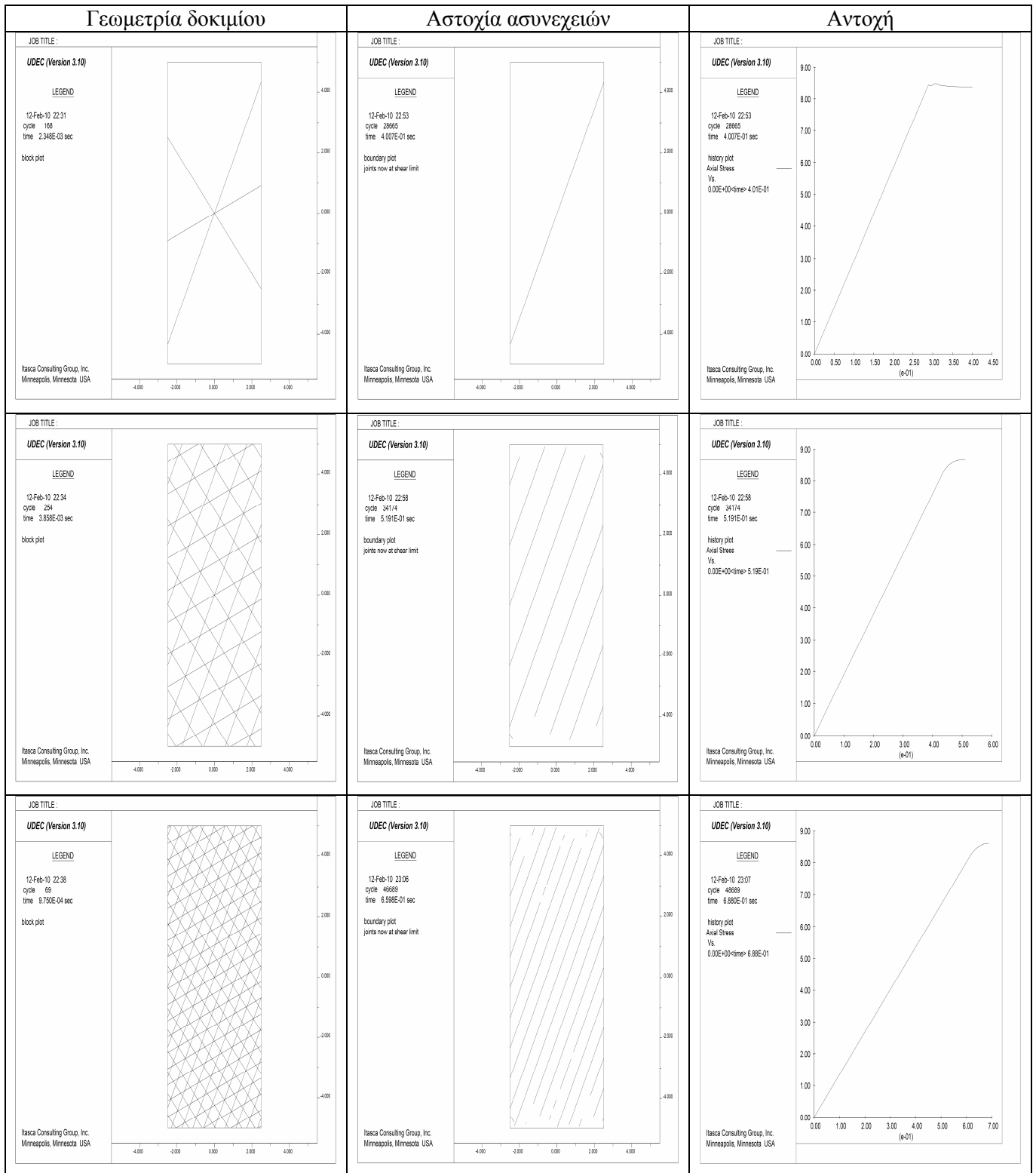
Αρχικά η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζεται για τον υπολογισμό της αντοχής του προσομοιώματος A, το οποίο περιέχει δυο ασυνέχειες κάθετες μεταξύ τους, οι οποίες περιστρέφονται ταυτόχρονα. Καθώς η θεωρητική επίλυση δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών, θεωρείται ότι η αντοχή των προσομοιωμάτων B και Γ είναι ίδια με αυτήν του A. Τα τρία προσομοιώματα στη συνέχεια εξετάζονται με τον κώδικα διακριτών στοιχείων. Η αντοχή τους υπολογίζεται για διάφορες γωνίες κλίσης των συστημάτων ασυνεχειών. Στο Σχ. 3-26 παρατηρείται ότι η αντοχή είναι ανεξάρτητη από την απόσταση των ασυνεχειών και πρακτικά συμπίπτει με την αντοχή που υπολογίζεται από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας.



Σχ. 3-26 Αντοχή προσομοιώματος με δυο συστήματα ασυνεχειών

Δοκιμές διαξονικής θλίψης με τον κώδικα διακριτών στοιχείων πραγματοποιούνται για τα τρία προσομοιώματα που παρουσιάζονται στην αριστερή στήλη του Σχ. 3-27, τα οποία περιέχουν τρία συστήματα ασυνεχειών ενώ οι μηχανικές ιδιότητες τους είναι ίδιες με παραπάνω. Διαφέρουν μόνο στον αριθμό των ασυνεχειών του κάθε συστήματος. Στην περίπτωση αυτή δεν πραγματοποιείται περιστροφή των συστημάτων των ασυνεχειών. Στην δεύτερη στήλη παρουσιάζεται ο μηχανισμός με τον οποίο εκδηλώνεται η αστοχία, ο οποίος σε όλες τις περιπτώσεις οφείλεται σε ολίσθηση του συστήματος ασυνεχειών με την δυσμενέστερη κλίση. Τα διαγράμματα τάσεων – τροπών για τα τρία προσομοιώματα παρουσιάζονται στην τρίτη στήλη, από όπου φαίνεται ότι η αντοχή παραμένει σταθερή παρόλη την αύξηση του αριθμού των ασυνεχειών. Αυτό συμβαίνει διότι η αντοχή των δοκιμών ελέγχεται από την αντοχή του συστήματος ασυνεχειών με την δυσμενέστερη κλίση, με τα υπόλοιπα συστήματα ασυνεχειών να μην επηρεάζουν την αντοχή.

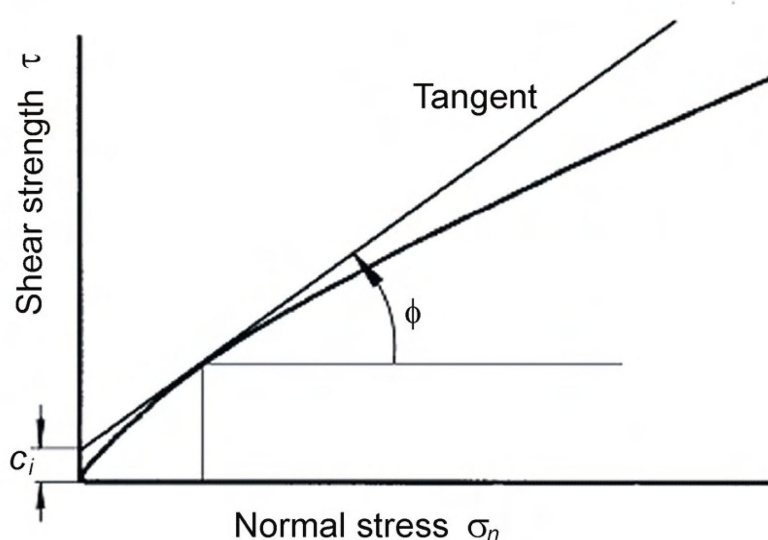
Τέλος, και σε αυτή την περίπτωση ισχύουν όσα αναφέρθηκαν στην αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, για τις αδυναμίες της αριθμητικής προσομοίωσης και την αναντιστοιχία αριθμητικών προσομοιώσεων και πειραματικών αποτελεσμάτων.



Σχ. 3-27 Γεωμετρία, αστοχία ασυνεχειών και αντοχή των προσομοιωμάτων με τρία συστήματα ασυνεχειών

3.2.3 Μή εμμένουσες ασυνέχειες

Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία με αυτή που εφαρμόστηκε για την αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, εξετάζεται η αντοχή πετρώματος το οποίο περιέχει μή εμμένουσες ασυνέχειες, η αντοχή των οποίων σε αυτή την περίπτωση καθορίζεται από το κριτήριο αστοχίας Barton – Bandis. Χρησιμοποιείται η εξίσωση (3.6). Επειδή το κριτήριο αστοχίας Barton – Bandis είναι μή γραμμικό, θα πρέπει για την εφαρμογή της μεθοδολογίας να υπολογιστούν οι ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής της ασυνέχειας. Οι τιμές αυτές υπολογίζονται για την τιμή της ορθής τάσης επάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας κατά την αστοχία (Σχ. 3-28).



Σχ. 3-28 Ισοδύναμες ‘στιγμιαίες’ παράμετροι του κριτηρίου Mohr – Coulomb (Hoek et al, 1995)

Η γωνία τριβής υπολογίζεται μέσω της σχέσης

$$\phi_i = \arctan\left(\frac{\theta\tau}{\theta\sigma}\right) \quad (3-10)$$

όπου

$$\frac{\theta\tau}{\theta\sigma} = \tan\left(JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right) - \frac{\pi JRC}{180 \ln(10)} \left[\tan^2\left(JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_r\right) + 1 \right] \quad (3-11)$$

Αντίστοιχα η συνοχή υπολογίζεται μέσω της σχέσης

$$c = \tau - \sigma_n \tan \phi_i \quad (3-12)$$

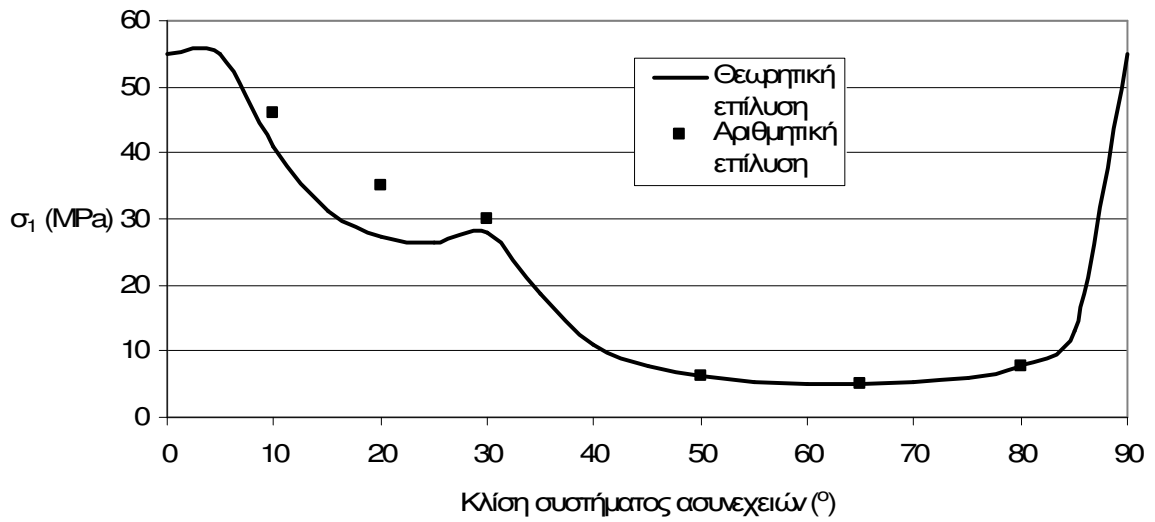
Το προσομοίωμα του Σχ. 3-16 περιλαμβάνει δυο συστήματα ασυνεχειών, εμμονής 100% και 50% αντίστοιχα. Οι τιμές των παραμέτρων αντοχής του άρρηκτου πετρώματος

και των ασυνεχειών παρουσιάζονται στον Πιν. 3-6. Στο Σχ. 3-29 παρουσιάζεται η αντοχή του προσομοιώματος, όπως υπολογίζεται με την παραπάνω μεθοδολογία και με τον κώδικα διακριτών στοιχείων, σαν συνάρτηση της κλίσης του συστήματος των ασυνεχειών. Για τις γωνίες όπου η αντοχή ελέγχεται από τις μή εμμένουσες ασυνέχειες, η αριθμητική προσομοίωση δίνει αντοχή ελαφρώς μεγαλύτερη από την αναλυτική επίλυση με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας. Στις υπόλοιπες γωνίες, όπου η αντοχή του προσομοιώματος εξαρτάται από τις εμμένουσες ασυνέχειες, οι δυο μέθοδοι δίνουν πρακτικά ίδια αποτελέσματα.

Όπως φαίνεται στο Σχ. 3-30, για γωνίες κλίσης των ασυνεχειών από 0 έως 35°, η αστοχία του προσομοιώματος εκδηλώνεται με θραύση του άρρηκτου πετρώματος ενώ για τις υπόλοιπες γωνίες η αστοχία εκδηλώνεται με ολίσθηση των ασυνεχειών.

Πιν. 3-6 Παράμετροι αντοχής άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών

<i>Πλευρική πίεση</i>	1 MPa
<i>Άρρηκτο πέτρωμα</i>	
Συνοχή	9 MPa
Γωνία εσωτερικής τριβής	50°
<i>Ασυνέχεια</i>	
JRC	10
JCS	25
Βασική γωνία τριβής	30°



Σχ. 3-29 Αντοχή προσομοιώματος με μη εμμένουσες ασυνέχειες

	Ολίσθηση εμμενουσών ασυνεχειών ($\beta=35-90^\circ$)	Αστοχία άρρηκτου πετρώματος ($\beta=0-35^\circ$)
Παραμορφώσεις	<p>JOB TITLE : UDEC (Version 3.10)</p> <p>LEGEND 12-Feb-10 22:16 cycle 50136 time 7.975E-01 sec block plot displacement vectors maximum = 8.133E-03</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota USA</p>	<p>JOB TITLE : UDEC (Version 3.10)</p> <p>LEGEND 4-Oct-09 20:28 cycle 15370 time 2.238E-01 sec block plot displacement vectors maximum = 2.352E-03</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota USA</p>
Αστοχία	<p>JOB TITLE : UDEC (Version 3.10)</p> <p>LEGEND 12-Feb-10 22:16 cycle 50136 time 7.975E-01 sec boundary plot joints now at shear limit</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota USA</p>	<p>JOB TITLE : UDEC (Version 3.10)</p> <p>LEGEND 4-Oct-09 20:25 cycle 15370 time 2.238E-01 sec block plot no. zones : total 1301 at yield surface (*) 432 yielded in past (X) 584 tensile failure (o) 2</p> <p>Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota USA</p>

Σχ. 3-30 Αστοχία προσομοιώματος με μη εμμένουσες ασυνέχειες

3.3 Θεωρητική προσομοίωση πειραμάτων

Η πειραματική έρευνα που παρουσιάστηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο αποτελεί την βασική πηγή πληροφόρησης για την συμπεριφορά της κερματισμένης βραχομάζας σε διάφορες εντατικές καταστάσεις. Στα πειράματα αυτά, καταγράφεται η μείωση της αντοχής του πετρώματος με την παρουσία ασυνεχειών στη μάζα του αλλά και μια ποικιλία μηχανισμών με τους οποίους εκδηλώνεται η αστοχία. Οι μηχανισμοί αυτοί εξαρτώνται από την αντοχή του άρρηκτου πετρώματος, την κλίση και την εμμόνη των ασυνεχειών, την πλευρική πίεση κλπ.

Σύμφωνα με τα πειράματα, για μονοαξονική φόρτιση ή ακόμα και για μικρές τιμές πλευρικής τάσης, η αστοχία οφείλεται κυρίως σε αξονικές θραύσεις του άρρηκτου υλικού ή, για μεγάλες κλίσεις ασυνεχειών, σε διατμητικές ολισθήσεις ή αποκολλήσεις τεμαχών άρρηκτου υλικού. Σε μεγαλύτερες πλευρικές τάσεις πραγματοποιούνται ολισθήσεις κατά μήκος επιπέδων που μπορεί να περιλαμβάνουν άρρηκτο υλικό ή και ασυνέχειες ενώ είναι δυνατή η ανάπτυξη ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης. Για μεγάλες πλευρικές τάσεις, η αστοχία εκδηλώνεται με συζυγείς διατμητικές αστοχίες που περιλαμβάνουν άρρηκτο υλικό και επίπεδα ασυνεχειών. Η συμπεριφορά των προσομοιωμάτων είναι ψαθυρή για μικρές τιμές πλευρικής τάσης και μετατρέπεται σε όλκιμη με την αύξηση της τιμής της.

Η αρχική αλλά και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν μπορούν να προσομοιώσουν όλους αυτούς τους μηχανισμούς αστοχίας. Ο περιορισμός αυτός δημιουργεί την ανάγκη περαιτέρω διερεύνησης των θεωριών, για την εκτίμηση της απόκλισης των θεωρητικών προβλέψεων όταν ο μηχανισμός αστοχίας είναι διαφορετικός. Η διερεύνηση αυτή πραγματοποιείται μέσω της εφαρμογής της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας σε δοκίμια στα οποία έχουν πραγματοποιηθεί δοκιμές θλίψης. Στη συνέχεια, η θεωρητική αντοχή συγκρίνεται με αυτήν που έχει υπολογιστεί από τα πειράματα.

Η εφαρμογή των θεωριών γίνεται σε ορισμένα από τα πειράματα που έχουν παρουσιαστεί, τα οποία επιλέγονται με βάση συγκεκριμένα κριτήρια. Πρέπει καταρχήν να υπάρχουν επαρκείς πληροφορίες για τις μηχανικές ιδιότητες του άρρηκτου υλικού και των ασυνεχειών, την κλίση και την εμμόνη των ασυνεχειών καθώς και το εύρος των τιμών της πλευρικής πίεσης. Επίσης, στα πειράματα αυτά θα πρέπει να έχει καταγραφεί ποικιλία μηχανισμών αστοχίας, έτσι ώστε η σύγκριση με τις θεωρίες να είναι όσο το δυνατό πληρέστερη. Τέλος, θα πρέπει να καλύπτουν εύρος περιπτώσεων φόρτισης, δηλαδή φόρτιση

χωρίς περιστροφή των συστημάτων ασυνεχειών και φόρτιση με περιστροφή των συστημάτων με ανισότροπη και μή αντοχή.

Η εφαρμογή των θεωριών του ενός επιπέδου αδυναμίας στα πειράματα βασίζεται στις παραμέτρους αντοχής του άρρηκτου υλικού και των ασυνεχειών που δίνονται από τους ερευνητές που έχουν πραγματοποιήσει τα πειράματα. Η μηχανική συμπεριφορά του άρρηκτου υλικού θεωρείται ότι προσομοιώνεται κατάλληλα με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου υλικού δίνεται από τους ερευνητές ενώ για την τιμή της παραμέτρου m_i γίνονται ορισμένες παραδοχές. Στην περίπτωση της αρχικής θεωρίας, η αντοχή των ασυνεχειών εξαρτάται από την τιμή της γωνίας εσωτερικής τριβής ϕ_w , ενώ η συνοχή σε όλα τα πειράματα είναι μηδενική.

Για την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας, πρέπει για κάθε περίπτωση να προσδιοριστούν οι τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Barton – Bandis για τις ασυνέχειες. Σύμφωνα με τον Barton (1976), η αντοχή του τοιχώματος της ασυνέχειας, JCS, κυμαίνεται μεταξύ της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος σ_{ci} , για φρέσκιες επιφάνειες ασυνεχειών χωρίς αποσάθρωση, και της αντοχής εδάφους για πολύ αποσαθρωμένες επιφάνειες. Στις προσομοιώσεις που ακολουθούν, θεωρείται ότι οι επιφάνειες των τεχνητών ασυνεχειών δεν είναι αποσαθρωμένες, οπότε $JCS = \sigma_{ci}$. Η τραχύτητα των ασυνεχειών, JRC, κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 20 για πολύ τραχείες επιφάνειες, έως 0 για λείες επιφάνειες. Οι ασυνέχειες των δοκιμίων στα πειράματα, θεωρείται ότι έχουν χαμηλές τιμές τραχύτητας, κάτω από 8, με την παραδοχή ότι οι τεχνητές αυτές ασυνέχειες έχουν σχετικά λείες επιφάνειες.

3.3.1 Πείραμα του Brown (1970)

Ο Brown (1970) στα πειράματα που παρουσιάστηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο, εκτέλεσε δοκιμές διαξονικής θλίψης σε κερματισμένα φυσικά δοκίμια χωρίς περιστροφή του συστήματος των ασυνεχειών. Οι μηχανικές ιδιότητες του άρρηκτου υλικού και των ασυνεχειών είναι: $\sigma_{ci} = 18.06 \text{MPa}$, $\phi_w = 37^\circ$ και $c_w = 0$.

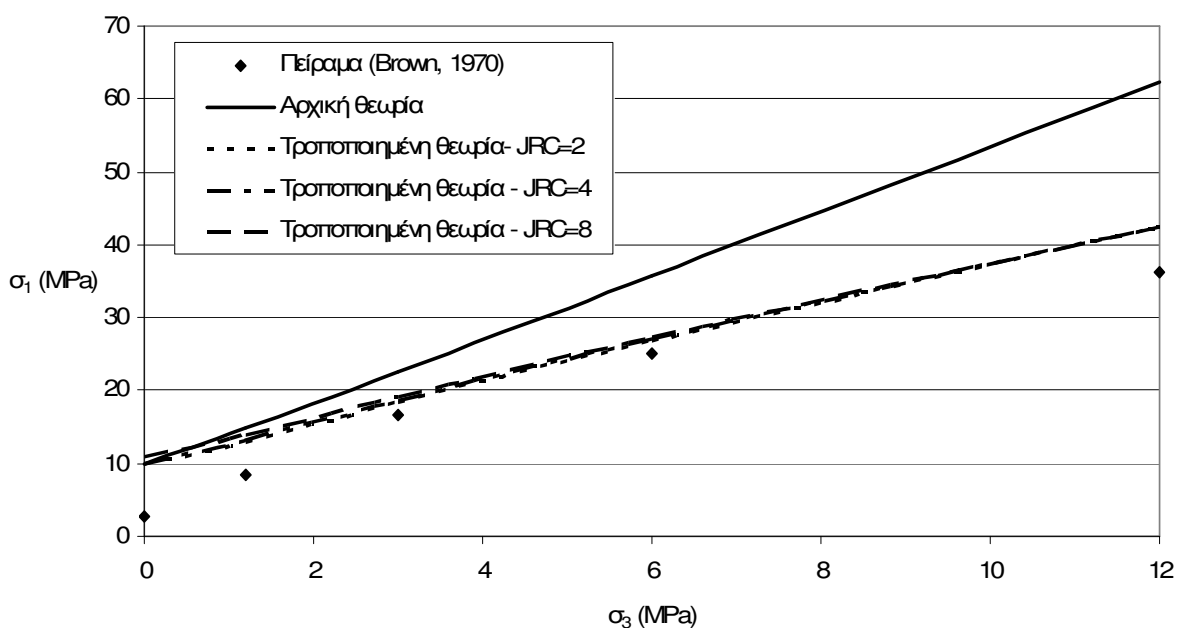
Η αντοχή του άρρηκτου υλικού θεωρείται ότι καθορίζεται από το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη είναι ίση με $\sigma_{ci} = 18.06 \text{MPa}$ ενώ η παράμετρος m_i του κριτηρίου αυτού δεν δίνεται. Λόγω της φύσης του υλικού το οποίο χρησιμοποιήθηκε στα πειράματα (γύψος), θεωρείται ότι μια πολύ χαμηλή τιμή, $m_i = 4$, είναι αντιπροσωπευτική. Η αντοχή των ασυνεχειών για την αρχική θεωρία καθορίζεται από την γωνία εσωτερικής τριβής $\phi_w = 37^\circ$. Η αντοχή των ασυνεχειών για την τροποποιημένη θεωρία

βασίζεται στις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis, οι οποίες θεωρείται ότι κυμαίνονται στο εξής εύρος τιμών: $JRC=[2,4,8]$, $JCS=\sigma_{ci}=18.06\text{MPa}$, $\phi_b=30^\circ$.

Η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζονται αρχικά στο δοκίμιο T60 (Σχ. 2-10), το οποίο περιέχει δυο συστήματα ασυνεχειών, ένα με κλίση 60° και 50% εμμόνη και το άλλο με κλίση 0° και εμμόνη 100%. Η εφαρμοζόμενη πλευρική πίεση λαμβάνει τιμές 0, 1.2, 3, 6 και 12MPa. Στον Πιν. 3-7 παρουσιάζεται η αντοχή του δοκιμίου σύμφωνα με το πείραμα και την εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας. Αντίστοιχα, στο Σχ. 3-31 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας, σύμφωνα με τις παραπάνω μεθόδους.

Πιν. 3-7 Πειραματική και θεωρητική αντοχή του δοκιμίου T60

σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)				
	Πείραμα (Brown, 1970)	Αρχική θεωρία	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=2)	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=4)	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=8)
0	2.64	9.88	9.85	10	11
1.2	8.34	14.92	12.96	13.24	13.81
3	16.56	22.66	18.35	18.61	19.15
6	24.96	35.75	26.81	27.01	27.4
12	36.18	62.21	42.57	42.52	42.42



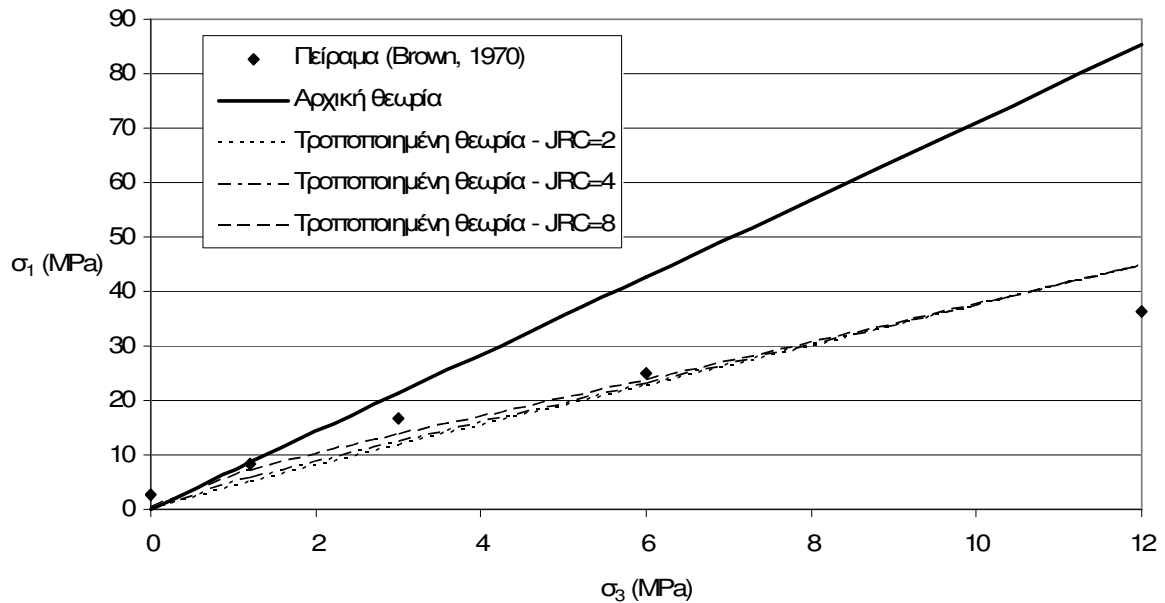
Σχ. 3-31 Περιβάλλουσες αστοχίας για το δοκίμιο T60

Η περιβάλλουσα αστοχίας που προκύπτει από την αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας αποκλίνει σημαντικά από την αντίστοιχη πειραματική. Αντίθετα, η περιβάλλουσα αστοχίας που προκύπτει από την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας, έχει αρκετά καλή προσαρμογή στην αντίστοιχη πειραματική, εκτός από τις πολύ χαμηλές τιμές πλευρικής τάσης. Η απόκλιση αυτή θεωρείται ότι οφείλεται στον διαφορετικό μηχανισμό αστοχίας, ο οποίος πειραματικά προσδιορίστηκε σε αξονικές θραύσεις του άρρηκτου υλικού. Για τις υπόλοιπες τιμές πλευρικής πίεσης, οι προβλεπόμενοι θεωρητικά και προσδιορισμένοι πειραματικά μηχανισμοί αστοχίας συμπίπτουν, με αποτέλεσμα την ικανοποιητική σύγκλιση των τιμών αντοχής.

Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για το δοκίμιο T45 (Σχ. 2-10), το οποίο περιλαμβάνει δυο συστήματα ασυνεχειών, το ένα με κλίση 45° και εμμόνη 50% και το άλλο με κλίση -45° και εμμόνη 100%. Η εφαρμοζόμενη πλευρική τάση παίρνει τιμές 0, 1.2, 3, 6 και 12MPa. Οι παράμετροι αντοχής του άρρηκτου υλικού και των ασυνεχειών είναι οι ίδιες με αυτές του δοκιμίου T60. Στον Πιν. 3-8 παρουσιάζεται η αντοχή του δοκιμίου σύμφωνα με το πείραμα αλλά και την εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας. Στο Σχ. 3-32 παρουσιάζονται οι αντίστοιχες περιβάλλουσες αστοχίας.

Πιν. 3-8 Πειραματική και θεωρητική αντοχή του δοκιμίου T45

σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)				
	Πείραμα (Brown, 1970)	Αρχική θεωρία	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=2)	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=4)	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=8)
0	2.64	0	0	0.01	0.48
1.2	8.34	8.53	5	5.59	6.93
3	16.56	21.34	11.83	12.47	13.73
6	24.96	42.69	22.71	23	23.53
12	36.18	85.38	44.78	44.78	44.78



Σχ. 3-32 Περιβάλλουσες αστοχίας για το δοκίμιο T45

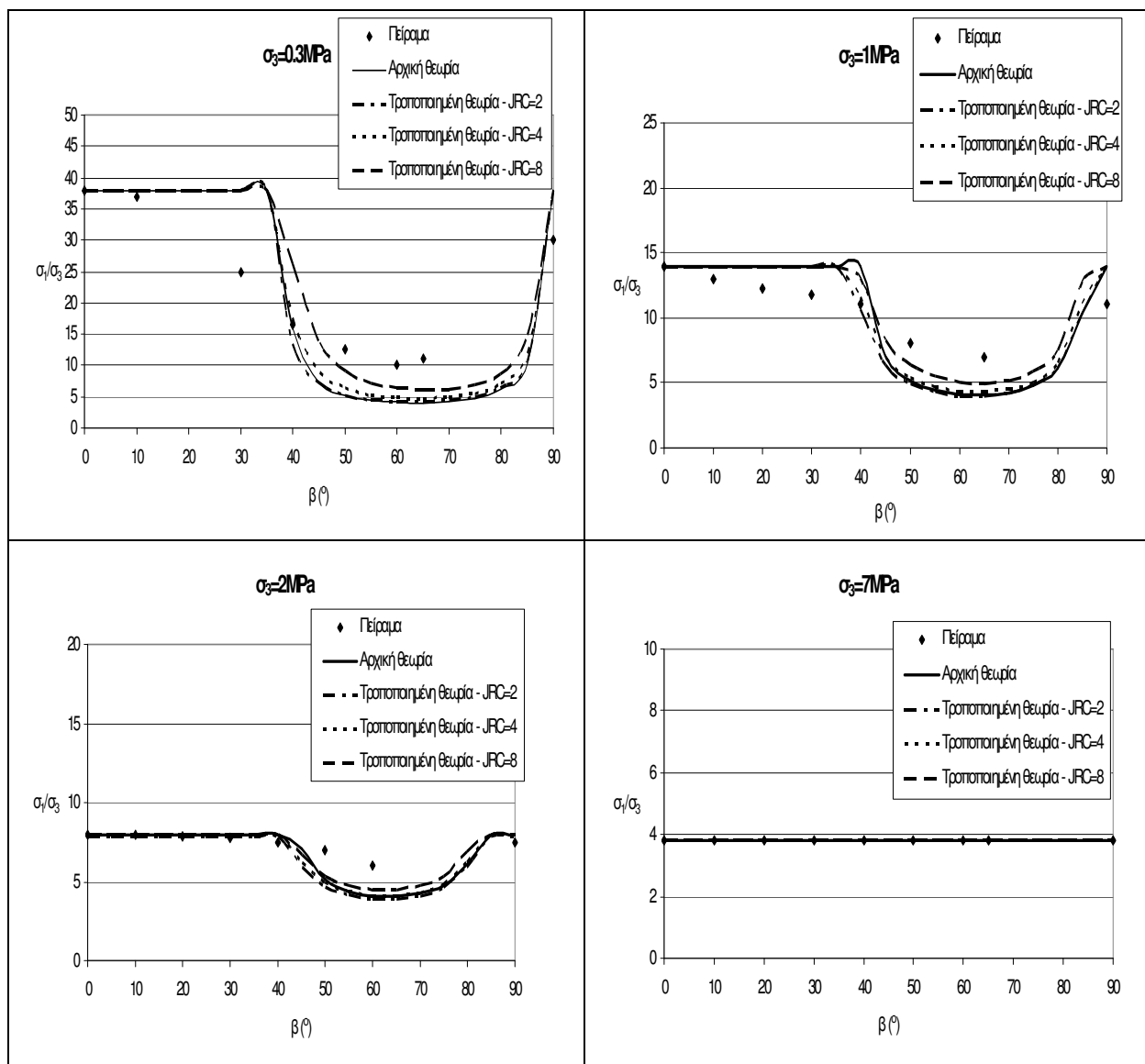
Η περιβάλλουσα αστοχίας που προκύπτει από την εφαρμογή της αρχικής θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας αποκλίνει σημαντικά από την αντίστοιχη πειραματική. Αντίθετα, η περιβάλλουσα που προκύπτει από την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας έχει αρκετά καλή προσαρμογή στην αντίστοιχη πειραματική. Για μικρές πλευρικές πιέσεις, δεν υπάρχουν σημαντικές διαφορές όπως στην προηγούμενη περίπτωση. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στο συγκεκριμένο δοκίμιο, η αστοχία δεν εκδηλώνεται με αξονική θραύση του άρρηκτου υλικού. Έτσι ο θεωρητικός και ο πειραματικός μηχανισμός αστοχίας συμπίπτουν με αποτέλεσμα οι αντίστοιχες τιμές αντοχής να συγκλίνουν.

Παρατηρείται επίσης ότι η πειραματική περιβάλλουσα αστοχίας είναι μή γραμμική. Μια τέτοια περιβάλλουσα δεν μπορεί να προσομοιωθεί με ένα γραμμικό κριτήριο όπως είναι το Mohr – Coulomb. Αντίθετα, όπως φαίνεται στο Σχ. 3-32, η τροποποιημένη θεωρία που βασίζεται στο μή γραμμικό κριτήριο Barton – Bandis, επιτυγχάνει να προσομοιώσει μια τέτοια μορφή περιβάλλουσας.

3.3.2 Πείραμα του Agora (1987)

Το επόμενο πείραμα που εξετάζεται είναι αυτό που πραγματοποίησε ο Agora (1987), σε δοκίμιο υλικού το οποίο περιέχει μια ασυνέχεια. Η αντοχή σε αυτή την περίπτωση είναι εντελώς ανισότροπη για χαμηλές τιμές πλευρικής τάσης. Οι παράμετροι αντοχής του άρρηκτου υλικού και των ασυνεχειών είναι (Agora, 1987): $\sigma_{ci}=11.30\text{MPa}$, $\sigma_{ti}=1.95\text{MPa}$, $c_w=0$, $\varphi_w=37^\circ$. Η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος για κάθε τιμή πλευρικής πίεσης θεωρείται ότι είναι ίση με αυτήν που προσδιορίζεται από το πείραμα για κλίση της ασυνέχειας ίση με 0° .

Η ανάλυση πραγματοποιείται με την εφαρμογή της αρχικής αλλά και της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας. Οι παράμετροι αντοχής της ασυνέχειας για την αρχική θεωρία είναι $c_w=0$, $\varphi_w=37^\circ$ και για την τροποποιημένη θεωρία $JCS=\sigma_{ci}=11.30\text{MPa}$, $JRC=[2,4,8]$ και $\varphi_b=35^\circ$. Η ασυνέχεια περιστρέφεται από 0 έως 90° . Στο Σχ. 3-33 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης με βάση την αρχική και την τροποποιημένη θεωρία, μαζί με τα αντίστοιχα πειραματικά, για τέσσερις τιμές πλευρικής πίεσης, 0.3, 1, 3 και 7MPa.



Σχ. 3-33 Εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας στο πείραμα του Arora (1987)

Παρατηρείται ότι με την αύξηση της πλευρικής πίεσης η συμπεριφορά του δοκιμίου γίνεται περισσότερο ισότροπη. Σύμφωνα με την αρχική και την τροποποιημένη θεωρία, για κλίση της ασυνέχειας μεταξύ 0 και $\sim 30^\circ$ και πολύ κοντά στις 90° , η παρουσία της ασυνέχειας δεν επηρεάζει την αντοχή του δοκιμίου. Αυτό δεν επιβεβαιώνεται με το πείραμα για μικρές τιμές πλευρικής πίεσης, αφού για αυτές τις κλίσεις η ασυνέχεια επιδρά στην αντοχή του δοκιμίου, η οποία είναι μικρότερη από αυτήν του άρρηκτου υλικού. Στις υπόλοιπες γωνίες κλίσης της ασυνέχειας, η πειραματικά προσδιοριζόμενη αντοχή είναι μεγαλύτερη από την θεωρητική. Έτσι, το πείραμα υποδεικνύει χαμηλότερο βαθμό ανισοτροπίας από αυτόν που προσδιορίζεται θεωρητικά. Για την υψηλή τιμή πλευρικής τάσης ($=7 \text{ MPa}$) η αντοχή είναι εντελώς ισότροπη και προσεγγίζει αυτή του άρρηκτου

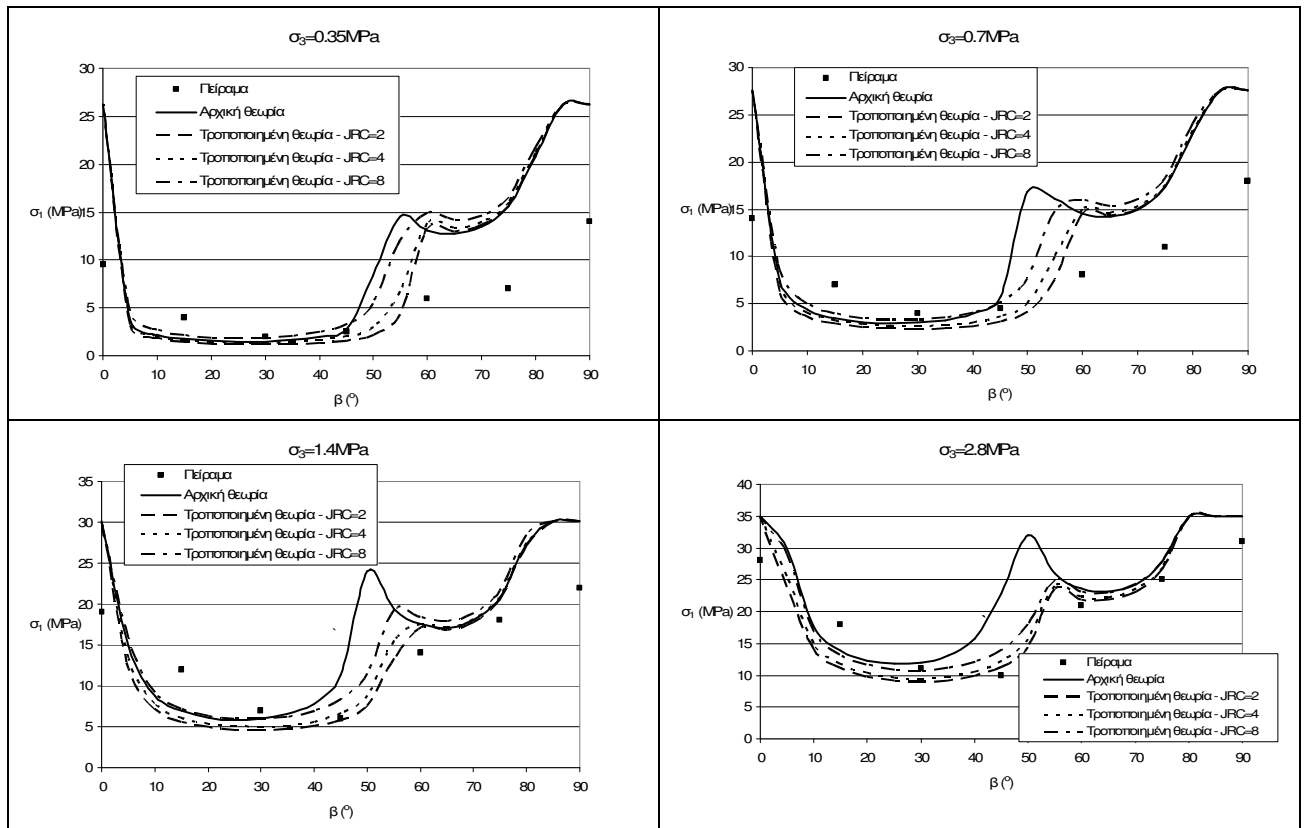
υλικού. Γενικά και η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία φαίνεται ότι προσεγγίζουν ικανοποιητικά την αντοχή του δοκιμίου, έτσι όπως αυτή προσδιορίστηκε πειραματικά.

3.3.3 Πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972)

Τα πειράματα των Ladanyi and Archambault (1972) αφορούν σε δοκίμιο με δυο συστήματα ασυνεχειών, κάθετων μεταξύ τους. Η εμμονή του πρώτου συστήματος είναι 100% και του δεύτερου 50%. Η αντοχή του δοκιμίου είναι λιγότερο ανισότροπη από αυτή του Aroga (1987). Οι παράμετροι αντοχής του άρρηκτου υλικού και των ασυνεχειών είναι: $\sigma_{ci}=24.84\text{MPa}$, $\sigma_{ti}=2\text{MPa}$, $c_w=0$, $\phi_w=37^\circ$.

Η αντοχή του άρρηκτου υλικού θεωρείται ότι καθορίζεται από το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Σύμφωνα με τον Hoek (1983) οι παράμετροι του κριτηρίου για το υλικό του συγκεκριμένου πειράματος είναι $\sigma_{ci}=24.84\text{MPa}$ και $m_i=6$. Οι παράμετροι του κριτηρίου Barton – Bandis για τις ασυνέχειες είναι $JCS=\sigma_{ci}=24.84\text{MPa}$, $JRC=[2,4,8]$ και η βασική γωνία τριβής $\phi_b=30^\circ$. Για το σύστημα των μή εμμενουσών ασυνεχειών υπολογίζονται οι ισοδύναμες παράμετροι συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής για τις ασυνέχειες, για κάθε τιμή της ορθής τάσης. Αντίστοιχα, για κάθε τιμή της πλευρικής πίεσης σ_3 υπολογίζονται οι αντίστοιχες ισοδύναμες τιμές του άρρηκτου υλικού. Η αντοχή του πετρώματος υπολογίζεται για ταυτόχρονη περιστροφή των συστημάτων ασυνεχειών από 0 έως 90° για τιμές πλευρικής πίεσης 0.35, 0.7, 1.4 και 2.8MPa.

Στο Σχ. 3-34 παρουσιάζεται η αντοχή του πετρώματος, όπως υπολογίζεται πειραματικά και θεωρητικά, με την εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας. Η αντοχή υπολογίζεται ως συνάρτηση της κλίσης των συστημάτων ασυνεχειών και της τιμής της πλευρικής πίεσης. Όπως φαίνεται από το σχήμα αυτό, η μορφή των καμπυλών πειραματικής και θεωρητικής αντοχής είναι παρόμοια για όλες τις τιμές πλευρικής πίεσης. Επίσης, παρατηρείται ότι για κλίσεις μεταξύ 15° και 40° , η πειραματική αλλά και η θεωρητική αντοχή συγκλίνουν σε ικανοποιητικό βαθμό. Η αστοχία για τις γωνίες αυτές εκδηλώνεται, σύμφωνα με τους Ladanyi and Archambault (1972), με την δημιουργία μιας διατμητικής ζώνης. Ωστόσο, για γωνίες κοντά στις 0 και στις 90° , υπάρχει απόκλιση μεταξύ πειραματικών και θεωρητικών τιμών καθώς, σύμφωνα με τις θεωρίες, για τις κλίσεις αυτές η αντοχή του δοκιμίου είναι ίση με αυτήν του άρρηκτου υλικού. Αυτό δεν επιβεβαιώνεται από το πείραμα.



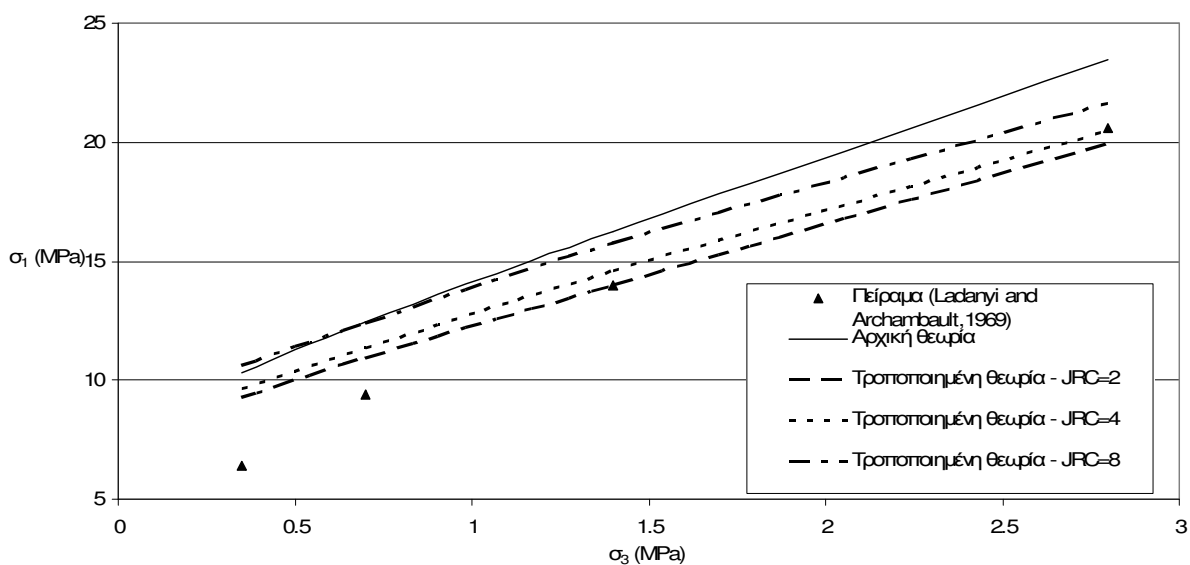
Σχ. 3-34 Εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας στο πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972)

Για γωνίες κλίσης 45 έως 80°, η αστοχία σύμφωνα με τα πειράματα εκδηλώνεται με ανάπτυξη ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης. Σε αυτές τις κλίσεις, η θεωρητική αντοχή είναι υψηλότερη από την πειραματική. Για μικρή τιμή πλευρικής πίεσης, η απόκλιση είναι μεγάλη αλλά μειώνεται σταδιακά με την αύξηση της τιμής της πλευρικής πίεσης.

Στον Πιν. 3-9 παρουσιάζεται η μέση τιμή της αντοχής, όπως αυτή υπολογίζεται πειραματικά και θεωρητικά. Με βάση τις τιμές αυτές σχεδιάζονται οι αντίστοιχες περιβάλλουσες αστοχίας που παρουσιάζονται στο Σχ. 3-35.

Πιν. 3-9 Μέση τιμή αντοχής για το πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972)

σ_3 (MPa)	σ_1 (MPa)				
	Πείραμα (Ladanyi and Archambault (1972))	Αρχική θεωρία	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=2)	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=4)	Τροποποιημένη θεωρία (JRC=8)
0.35	6.43	10.31	9.30	9.68	10.61
0.7	9.43	12.46	10.91	11.37	12.41
1.4	14.00	16.27	14.02	14.57	15.75
2.8	20.57	23.45	19.95	20.50	21.66



Σχ. 3-35 Περιβάλλουσες αστοχίας για το πείραμα των Ladanyi and Archambault (1972)

Η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία υποδεικνύουν την αύξηση της αντοχής με την αύξηση της τιμής της πλευρικής πίεσης. Ωστόσο είναι φανερό ότι η περιβάλλουσα αστοχίας που προκύπτει από την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας με την χαμηλή τιμή JRC (=2) συγκλίνει καλύτερα στην πειραματική περιβάλλουσα. Για τέτοιου είδους ασυνέχειες, λόγω του τρόπου κατασκευής των προσομοιωμάτων, θεωρείται ότι μια τέτοια χαμηλή τιμή τραχύτητας είναι αντιπροσωπευτική.

Γενικά, η αντοχή που υπολογίζεται θεωρητικά είναι υψηλότερη από αυτή που προκύπτει πειραματικά. Αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι για κλίσεις 0 και 90° η αντοχή του προσομοιώματος είναι χαμηλότερη από αυτή του άρρηκτου υλικού. Ένας ακόμα λόγος για αυτή τη διαφοροποίηση, είναι η δημιουργία ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης στο πείραμα, οι οποίες δεν προσομοιώνονται κατά την θεωρητική ανάλυση. Ο συγκεκριμένος μηχανισμός αστοχίας συνοδεύεται με χαμηλές, γενικά, τιμές αντοχής με αποτέλεσμα την απόκλιση θεωρίας - πειράματος, ειδικά για τιμές πλευρικής τάσης μικρότερες από 1MPa.

Στις υπόλοιπες γωνίες κλίσης των συστημάτων των ασυνεχειών, όπου η αστοχία εκδηλώνεται με την ανάπτυξη διατμητικών θραύσεων, οι θεωρίες προβλέπουν επιτυχώς την αντοχή του προσομοιώματος. Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας αποτελεί μια βελτίωση της αρχικής θεωρίας, ειδικά για σχετικά υψηλότερες τιμές πλευρικής πίεσης.

3.4 Συμπεράσματα κεφαλαίου

Η ανισότροπη αντοχή κερματισμένης βραχομάζας μπορεί να εκτιμηθεί με αναλυτικές μεθοδολογίες που βασίζονται στην θεώρηση επιπέδων αδυναμίας. Οι θεωρίες αυτές είναι κατάλληλες για τον υπολογισμό της αντοχής πετρώματος με ένα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών, με ένα επίπεδο αδυναμίας σε κάθε σύστημα, ενώ με κατάλληλους μετασχηματισμούς μπορεί να ληφθεί υπόψη και η μειωμένη εμμονή των ασυνεχειών. Αρχικά χρησιμοποιείται η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, η οποία προτάθηκε από τον Jaeger (1969). Η αρχική αυτή θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, βασίζεται στο γραμμικό κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών. Ωστόσο, είναι κοινά αποδεκτό ότι η συμπεριφορά των φυσικών ασυνεχειών με τραχύτητα δεν είναι γραμμική. Για τον λόγο αυτό, η θεωρία αυτή τροποποιείται με την εφαρμογή του μή γραμμικού κριτηρίου Barton – Bandis για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών. Η τροποποιημένη αυτή θεωρία επιλύεται με χρήση αριθμητικών μεθόδων.

Η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζονται σε δοκίμια πετρώματος με ένα και περισσότερα συστήματα ασυνεχειών τα οποία περιλαμβάνουν παράλληλες εμμένουσες ασυνέχειες. Αντίστοιχα, με κώδικα διακριτών στοιχείων, προσομοιώνονται δοκιμές διαξονικής θλίψης σε αντίστοιχα δοκίμια. Η αντοχή που προκύπτει από τις θεωρητικές επιλύσεις και τις αριθμητικές προσομοιώσεις ταυτίζεται, ανεξάρτητα από την απόσταση των ασυνεχειών. Στη συνέχεια οι θεωρίες εφαρμόζονται σε δοκίμια πετρώματος με εμμένουσες και μή ασυνέχειες και η αντοχή συγκρίνεται με αυτήν που προκύπτει από αριθμητικές διαξονικές δοκιμές σε αντίστοιχα δοκίμια. Οι δυο μέθοδοι υποδεικνύουν τον ίδιο μηχανισμό αστοχίας, δηλαδή ολίσθηση σε επίπεδα εμμενουσών ασυνεχειών ή θραύση του άρρηκτου πετρώματος, ανάλογα με την γωνία με την οποία εμφανίζονται τα συστήματα των εμμενουσών και μή, ασυνεχειών. Η τιμή της αντοχής έχει μικρές διαφοροποιήσεις για τις γωνίες κλίσης όπου η αντοχή του δοκιμίου εξαρτάται από την αντοχή των μή επίμονων ασυνεχειών. Στις υπόλοιπες γωνίες, η αντοχή που προκύπτει από τις δυο μεθόδους είναι πρακτικά ίδια.

Σύμφωνα με τις αναλυτικές επιλύσεις με την αρχική και την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας αλλά και τις αριθμητικές προσομοιώσεις, προκύπτει ότι η αντοχή μιας βραχομάζας με εμμένοντα συστήματα ασυνεχειών είναι ανεξάρτητη από την απόσταση των ασυνεχειών και ότι η κρίσιμη παράμετρος για την εκτίμηση της αντοχής της είναι η κλίση των επιπέδων αδυναμίας, με την οποία εμφανίζονται μέσα στο πέτρωμα.

Το παραπάνω συμπέρασμα μπορεί να ισχύει σε ένα φυσικό σύστημα όταν οι ασυνέχειες έχουν λείες επιφάνειες ή όταν η τιμή της ορθής τάσης πάνω στο επίπεδο της είναι υψηλή, καθώς σε αυτές τις περιπτώσεις η επίδραση της κλίμακας είναι περιορισμένη. Επίσης, αναγκαία συνθήκη για να ισχύει αυτό το συμπέρασμα, είναι οι πραγματικοί μηχανισμοί αστοχίας να ταυτίζονται με αυτούς που προβλέπονται θεωρητικά.

Σύμφωνα με την αρχική και την τροποποιημένη θεωρία, η αστοχία της βραχομάζας εκδηλώνεται με διατμητική ολίσθηση επάνω σε επίπεδα ασυνεχειών είτε με θραύση του άρρηκτου πετρώματος. Ωστόσο, οι μηχανισμοί με τους οποίους εκδηλώνεται η αστοχία της κερματισμένης βραχομάζας είναι πιο σύνθετοι. Για την εφαρμογή των θεωριών αυτών στην πράξη, είναι αναγκαίο να καθοριστούν τα όρια εντός των οποίων οι θεωρίες αυτές προβλέπουν με επιτυχία την αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας. Για τον σκοπό αυτό, η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία εφαρμόζονται σε σειρά επιλεγμένων πειραμάτων, στα οποία έχουν καταγραφεί διάφοροι μηχανισμοί αστοχίας, και στη συνέχεια τα θεωρητικά αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα πειραματικά.

Αρχικά η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζονται σε πείραμα σε δοκίμια με εμμένουσες και μή ασυνέχειες, χωρίς περιστροφή των συστημάτων τους. Η θεωρητική αντοχή προκύπτει μικρότερη από την πειραματική για πολύ μικρές τιμές πλευρικής πίεσης, λόγω της αστοχίας του άρρηκτου υλικού με αξονικές κατακλάσεις. Για τις υπόλοιπες τιμές πλευρικής πίεσης, οι μηχανισμοί αστοχίας που προβλέπουν οι θεωρίες συμπίπτουν με αυτές που καταγράφονται στο πείραμα. Έτσι, οι περιβάλλουσες αστοχίας που προκύπτουν από τις θεωρίες συγκλίνουν ικανοποιητικά με την αντίστοιχη πειραματική, ιδίως για υψηλές τιμές πλευρικής τάσης. Επιπλέον, η περιβάλλουσα αστοχίας με βάση την πειραματική αντοχή είναι μή γραμμική. Τέτοιας μορφής περιβάλλουσα μπορεί να προσομοιωθεί μόνο από ένα μή γραμμικό κριτήριο, όπως είναι αυτό των Barton – Bandis.

Η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία εφαρμόζονται στη συνέχεια σε πείραμα σε δοκίμιο με μια ασυνέχεια. Η ασυνέχεια περιστρέφεται από 0 έως 90°. Η αντοχή του πετρώματος είναι εντελώς ανισότροπη για μικρές τιμές πλευρικής τάσης και τείνει να γίνει ισότροπη με την αύξηση της τιμής της. Η μετάβαση αυτή προσομοιώνεται απόλυτα με τις θεωρίες.

Σύμφωνα με τις θεωρίες, για κλίσεις της ασυνέχειας μεταξύ 0 και ~30° ή πολύ κοντά στις 90°, η παρουσία της ασυνέχειας δεν έχει επίδραση στην αντοχή του δοκιμίου. Αυτό ωστόσο δεν επιβεβαιώνεται από το πείραμα για χαμηλές τιμές πλευρικής πίεσης εφόσον για αυτές τις κλίσεις η παρουσία της ασυνέχειας επιδρά στην αντοχή του δοκιμίου, η οποία

είναι χαμηλότερη από αυτήν του άρρηκτου υλικού. Γενικά πάντως η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία εκτιμούν επιτυχώς την αντοχή του ρωγματομένου δοκιμίου.

Η τρίτη σειρά πειραμάτων αφορά δοκίμια με εμμένουσες και μή ασυνέχειες, οι οποίες περιστρέφονται ταυτόχρονα. Το εύρος τιμών της πλευρικής πίεσης είναι μικρότερο από τις δυο προηγούμενες σειρές πειραμάτων. Η εφαρμογή της αρχικής και της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας, οδηγεί σε υψηλότερες τιμές αντοχής από την πειραματική, για χαμηλές και υψηλές τιμές κλίσης των συστημάτων των ασυνεχειών. Επίσης, η δημιουργία ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης, ιδιαίτερα για τιμές πλευρικής πίεσης μικρότερες από 1MPa, οδηγεί σε χαμηλότερες τιμές αντοχής, οι οποίες δεν μπορούν να προβλεφθούν από τις θεωρίες. Ωστόσο, η αστοχία εκδηλώνεται με διατμητικές θραύσεις, και οι δυο θεωρίες και ιδιαίτερα η τροποποιημένη προβλέπουν με επιτυχία την αντοχή του δοκιμίου, ιδιαίτερα για τιμές πλευρικής τάσης μεγαλύτερες από 1MPa.

Συνοψίζοντας τις παραπάνω παρατηρήσεις, η αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας μπορεί να προβλεφθεί ικανοποιητικά από την αρχική και από την τροποποιημένη θεωρία, όταν η αστοχία εκδηλώνεται με διατμητική θραύση σε επίπεδα που περιέχουν ασυνέχειες και/η τεμάχια άρρηκτου υλικού. Αντίθετα, και οι δυο θεωρίες υπερεκτιμούν την αντοχή του πετρώματος όταν η αστοχία εκδηλώνεται με αξονικές θραύσεις του άρρηκτου πετρώματος ή με δημιουργία ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης. Γενικά, για πετρώματα χαμηλής αντοχής, όπως αυτά στα οποία πραγματοποιήθηκαν τα πειράματα, και για τιμές πλευρικής πίεσης μεγαλύτερες από 1.5 – 2MPa, η μή γραμμική περιβάλλουσα που προκύπτει από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας προσαρμόζεται πολύ καλά στα πειραματικά αποτελέσματα.

Με βάση τα παραπάνω προκύπτει το συμπέρασμα ότι η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας αποτελούν αξιόπιστες μεθοδολογίες για την εκτίμηση της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας. Η αρχική θεωρία πλεονεκτεί λόγω της υπολογιστικής ευχέρειας που προσφέρει το γραμμικό κριτήριο Mohr – Coulomb αλλά η τροποποιημένη θεωρία υπερτερεί διότι λαμβάνει υπόψη της ρεαλιστικότερη μή γραμμική συμπεριφορά των φυσικών ασυνεχειών.

Επιπλέον, για την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας απαιτούνται δεδομένα για τις ασυνέχειες τα οποία μπορούν να ληφθούν σχετικά εύκολα από την γεωλογική παρατήρηση και πληροφόρηση. Πράγματι, η τραχύτητα των ασυνεχειών (που συνδέεται με τον συντελεστή JRC) και ο βαθμός αποσάθρωσης τους (που συνδέεται με τον συντελεστή JCS) αποτελούν βασικά μεγέθη για την περιγραφή των ασυνεχειών σχεδόν σε όλα τα

γνωστά συστήματα ταξινόμησης της βραχομάζας. Αυτό αποτελεί ένα πλεονέκτημα της τροποποιημένης θεωρίας διότι έτσι προσομοιώνεται η αντοχή των ασυνεχειών με πραγματικά μετρήσιμα μεγέθη και όχι μονοπαραμετρικά, μέσω μιας εκτιμώμενης γωνίας τριβής, όπως γίνεται με την εφαρμογή της αρχικής θεωρίας.

Τέλος, η τροποποιημένη θεωρία είναι σε θέση να παράγει μή γραμμικές περιβάλλουσες αντοχής για την βραχομάζα, καθώς βασίζεται σε μή γραμμικό κριτήριο για τις ασυνέχειες. Τέτοιας μορφής περιβάλλουσες είναι κοινά αποδεκτό ότι ισχύουν σε κερματισμένες βραχομάζες, σύμφωνα με τα πλέον διαδεδομένα κριτήρια αστοχίας βραχομάζας αλλά και σύμφωνα με τα αποτελέσματα πειραμάτων σε φυσικά ή μεγάλης κλίμακας κερματισμένα δοκίμια.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΣΥΓΚΡΙΣΗ ΜΕ ΤΗΝ ΙΣΟΤΡΟΠΗ ΑΝΤΟΧΗ HOEK – BROWN ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

4.1 Εισαγωγή

Η άμεση εκτίμηση της αντοχής της κερματισμένης βραχομάζας είναι πρακτικά αδύνατη, λόγω των δυσχερειών δειγματοληψίας και εξέτασης δοκιμίων μεγάλου όγκου, τα οποία να περιέχουν αντιπροσωπευτικό αριθμό ασυνεχειών. Η αδυναμία αυτή έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη εμπειρικών κριτηρίων αστοχίας, τα οποία συνδέουν την εντατική κατάσταση η οποία οδηγεί σε αστοχία τη βραχομάζα με ορισμένες παραμέτρους της μηχανικής συμπεριφοράς της. Το πλέον διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας είναι αυτό των Hoek – Brown το οποίο αρχικά αναπτύχθηκε για τον υπολογισμό της ισότροπης αντοχής του άρρηκτου πετρώματος και στη συνέχεια επεκτάθηκε για να καλύψει τις ανάγκες της πρόβλεψης της μηχανικής συμπεριφοράς της κερματισμένης βραχομάζας.

Σύμφωνα με το συγκεκριμένο κριτήριο, η αντοχή μιας κερματισμένης βραχομάζας εξαρτάται από την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος σ_{ci} , την παράμετρο m_i , η οποία εκφράζει την αλληλεμπλοκή των κόκκων του άρρηκτου πετρώματος, καθώς και από έναν παράγοντα ο οποίος εκφράζει την υποβάθμιση της ποιότητας του πετρώματος λόγω της παρουσίας των ασυνεχειών μέσα σε αυτό. Ο παράγοντας αυτός αρχικά ήταν το σύστημα ταξινόμησης RMR. Λόγω όμως της δυσκολίας του RMR να εκφράσει ικανοποιητικά την συμπεριφορά βραχομάζας με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά, ο συγκεκριμένος δείκτης αντικαταστάθηκε από το GSI. Το GSI εκφράζει την δυνατότητα αλληλεμπλοκής και κλειδώματος των τεμαχίων του άρρηκτου πετρώματος, δυνατότητα η οποία εξαρτάται από την δομή της βραχομάζας καθώς και από την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών.

Το κριτήριο αυτό χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της αντοχής βραχομάζας με ισότροπη συμπεριφορά, με διάφορες δομές και για ποικιλία εντατικών καταστάσεων. Ωστόσο, αν και έχει χρησιμοποιηθεί για αρκετά χρόνια για τον υπολογισμό της αντοχής της βραχομάζας, δεν έχει επιβεβαιωθεί μέσω πειραμάτων με την πραγματική αντοχή της βραχομάζας. Επιπλέον, δεν έχει πραγματοποιηθεί κάποια θεωρητική διερεύνηση του κριτηρίου αυτού, λόγω των δυσχερειών της μαθηματικής προσομοίωσης της πολύπλοκης συμπεριφοράς του υλικού αυτού. Η έλλειψη επαρκούς τεκμηρίωσης της καταλληλότητας

του κριτηρίου αυτού οδηγεί σε ερωτηματικά ως προς την ορθότητα της γενικευμένης χρήσης του για το σχεδιασμό κατασκευών σε κερματισμένες βραχομάζες.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας η οποία αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της αντοχής βραχομάζας η οποία μπορεί να περιλαμβάνει αριθμό συστημάτων ασυνεχειών, εμμενουσών ή μή. Αποδείχθηκε ότι η αντοχή που προβλέπει έχει αρκετά καλή προσαρμογή σε αντίστοιχη πειραματική, ιδιαίτερα για τιμές πλευρικής πίεσης μεγαλύτερες από 1.5 – 2MPa. Επιπλέον, με την εφαρμογή της θεωρίας αυτής προκύπτουν μη γραμμικές περιβάλλουσες αστοχίας της βραχομάζας, όπως ακριβώς προβλέπει και το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, είναι εφικτή η σύγκριση της αντοχής που προκύπτει με την χρήση του κριτηρίου Hoek – Brown με αυτήν που προκύπτει από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, για συγκεκριμένες δομές βραχομάζας. Η σύγκριση αυτή είναι δυνατή μέσω μιας κατάλληλης βαθμονόμησης του συστήματος GSI, το οποίο χρησιμοποιείται στο κριτήριο Hoek – Brown, σε σχέση με τις παραμέτρους του κριτηρίου αστοχίας Barton – Bandis, που χρησιμοποιείται στην τροποποιημένη θεωρία. Η αντοχή υπολογίζεται για διάφορες αντοχές άρρηκτου πετρώματος, το οποίο διατρέχεται από συστήματα ασυνεχειών, εμμενουσών και μή, για διάφορες τιμές πλευρικής τάσης.

4.2 Παράμετροι ισοδύναμου συνεχούς μέσου

Το συνεχές μέσο που προσομοιώνεται με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown και το ασυνεχές που προσομοιώνεται με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, πρέπει να έχουν κοινές παραμέτρους έτσι ώστε να είναι δυνατή η σύγκριση της αντοχής που προκύπτει από την εφαρμογή τους. Η αντοχή του συνεχούς μέσου εξαρτάται από τρεις παραμέτρους: την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος, σ_{ci} , την παράμετρο m_i του άρρηκτου πετρώματος και την τιμή του GSI. Οι δυο πρώτες παράμετροι μπορούν εύκολα να εκτιμηθούν, μέσω δοκιμών θλίψης σε δοκίμια άρρηκτου πετρώματος ή μέσω συσχετισμών με το είδος του πετρώματος. Η τιμή του δείκτη GSI προκύπτει από την γεωλογική παρατήρηση σε σχέση με την δομή της βραχομάζας και την ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών της.

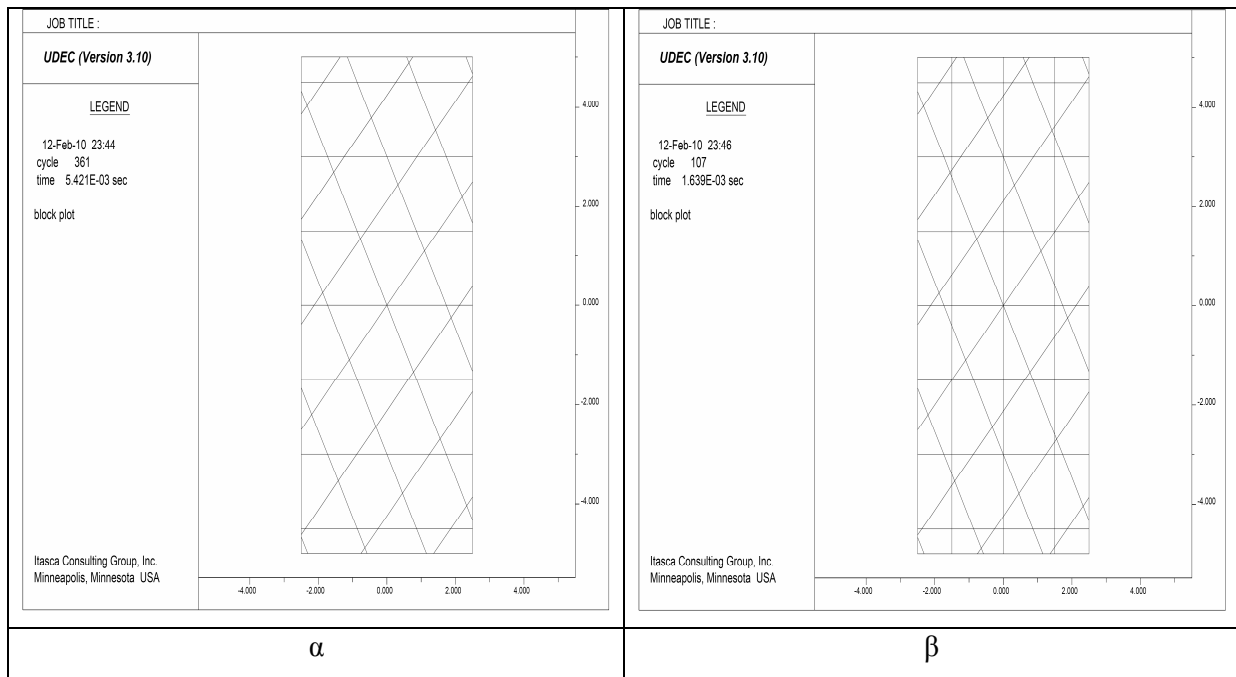
Η αντοχή του ασυνεχούς μέσου εξαρτάται από τις παραμέτρους σ_{ci} και m_i , όσον αφορά το άρρηκτο πέτρωμα, και τις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis, όσον

αφορά τις ασυνέχειες. Η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος, η οποία καθορίζεται από τις παραμέτρους σ_{ci} και m_i , κατηγοριοποιείται σε χαμηλή, μέση και υψηλή, όπως φαίνεται στον Πιν. 4-1. Καθώς η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος είναι κοινή και στις δυο μεθόδους, για να είναι εφικτή η σύγκριση της αντοχής θα πρέπει η τιμή του GSI να συσχετισθεί με την δομή του πετρώματος και τις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis του ασυνεχούς μέσου.

Πιν. 4-1 Παράμετροι αντοχής άρρηκτου πετρώματος

	Χαμηλή αντοχή	Μέση αντοχή	Υψηλή αντοχή
σ_{ci} (MPa)	10	50	100
m_i	5	10	20

Οι επιλύσεις πραγματοποιούνται για δυο δομές βραχομάζας, τεμαχώδη και πολύ τεμαχώδη, σύμφωνα με το σύστημα GSI. Στην πρώτη περίπτωση, η τεμαχώδης βραχομάζα (Σχ. 4-1α) θεωρείται ότι περιλαμβάνει τρία συστήματα ασυνεχειών ενώ στη δεύτερη περίπτωση η βραχομάζα θεωρείται ότι περιλαμβάνει τέσσερα συστήματα ασυνεχειών (Σχ. 4-1β). Οι ασυνέχειες αυτές μπορεί να είναι εμμένουσες ή μή. Το σύστημα GSI δεν λαμβάνει υπόψη του άμεσα την εμμόνη των ασυνεχειών (Kim et al., 2007) οπότε η τιμή του GSI παραμένει σταθερή ανεξάρτητα από την εμμόνη των ασυνεχειών. Αντίθετα, η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας παρουσιάζει έντονη ευαισθησία στην εμμόνη των ασυνεχειών.



Σχ. 4-1 Τεμαχώδης (α) και πολύ τεμαχώδης (β) δομή βραχομάζας

Η ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών στο σύστημα GSI κυμαίνεται από πολύ καλή έως πολύ πτωχή. Οι ποιότητες αυτές πρέπει να συνδεθούν με τις παραμέτρους ϕ_b , JRC και JCS του κριτηρίου Barton – Bandis. Η πρώτη από τις παραμέτρους αυτές κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 23 και 40° (Barton, 1973), με πιο πιθανή τιμή τις 30°. Η παράμετρος JRC κυμαίνεται σύμφωνα με τους Barton and Choubey (1977) μεταξύ των τιμών 0 και 20, ανάλογα με την τραχύτητα των ασυνεχειών. Η παράμετρος JCS εκφράζει την αντοχή του τοιχώματος της ασυνέχειας και εξαρτάται από τον βαθμό αποσάθρωσης της. Έτσι, κυμαίνεται μεταξύ της τιμής της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος, για φρέσκες επιφάνειες ασυνεχειών χωρίς αποσάθρωση και μιας πρακτικά μηδενικής αντοχής για πολύ αποσαθρωμένες επιφάνειες.

Ανάγοντας τις παραπάνω τιμές στις κατηγορίες ποιότητας ασυνεχειών του συστήματος GSI, προκύπτει η κατανομή των τιμών JRC και JCS που παρουσιάζονται στον Πιν. 4-2. Σε όλες τις περιπτώσεις η βασική γωνία τριβής θεωρείται ότι παραμένει ίση με 30°.

Πιν. 4-2 Συσχέτιση παραμέτρων των παραμέτρων του κριτηρίου Barton – Bandis με την ποιότητα των ασυνεχειών στο GSI

Παράμετρος	Ποιότητα επιφανειών ασυνεχειών				
	Πολύ καλή	Καλή	Μέτρια	Πτωχή	Πολύ πτωχή
JRC	16-20	12-16	8-12	4-8	0-4
JCS/ σ_{ci}	0.8-1	0.6-0.8	0.4-0.6	0.2-0.4	<0.2

Η κατηγορία «πολύ πτωχή» αφορά ασυνέχειες με υλικό πλήρωσης οπότε δεν λαμβάνεται υπόψη στις αναλύσεις που πραγματοποιούνται. Για τις υπόλοιπες τέσσερις κατηγορίες λαμβάνεται μια μέση τιμή για τις παραμέτρους JRC και JCS χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της κλίμακας. Έτσι, για κάθε ζεύγος δομής βραχομάζας (τεμαχώδης – πολύ τεμαχώδης) και ποιότητας ασυνεχειών (πολύ καλή έως πτωχή) προκύπτουν οι ισοδύναμες τιμές GSI που παρουσιάζονται στον Πιν. 4-3.

Πιν. 4-3 Ισοδύναμες τιμές GSI

Δομή βραχομάζας	Ποιότητα ασυνεχειών							
	Πολύ καλή		Καλή		Μέτρια		Πτωχή	
Τεμαχώδης	JRC=18	GSI=75	JRC=14	GSI=65	JRC=10	GSI=55	JRC=6	GSI=45
	JCS/ σ_{ci} =0.9		JCS/ σ_{ci} =0.7		JCS/ σ_{ci} =0.5		JCS/ σ_{ci} =0.3	
Πολύ τεμαχώδης	JRC=18	GSI=65	JRC=14	GSI=55	JRC=10	GSI=45	JRC=6	GSI=35
	JCS/ σ_{ci} =0.9		JCS/ σ_{ci} =0.7		JCS/ σ_{ci} =0.5		JCS/ σ_{ci} =0.3	

4.3 Ανισοτροπία της αντοχής

Η σύγκριση της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown πραγματοποιείται για τρεις κατηγορίες αντοχής άρρηκτου πετρώματος, δυο δομές βραχομάζας με διάφορους συνδυασμούς εμμολής ασυνεχειών και τέσσερις ποιότητες επιφανειών ασυνεχειών. Η αντοχή υπολογίζεται και με τις δυο μεθόδους για τιμές πλευρικής πίεσης από 1 έως 8MPa.

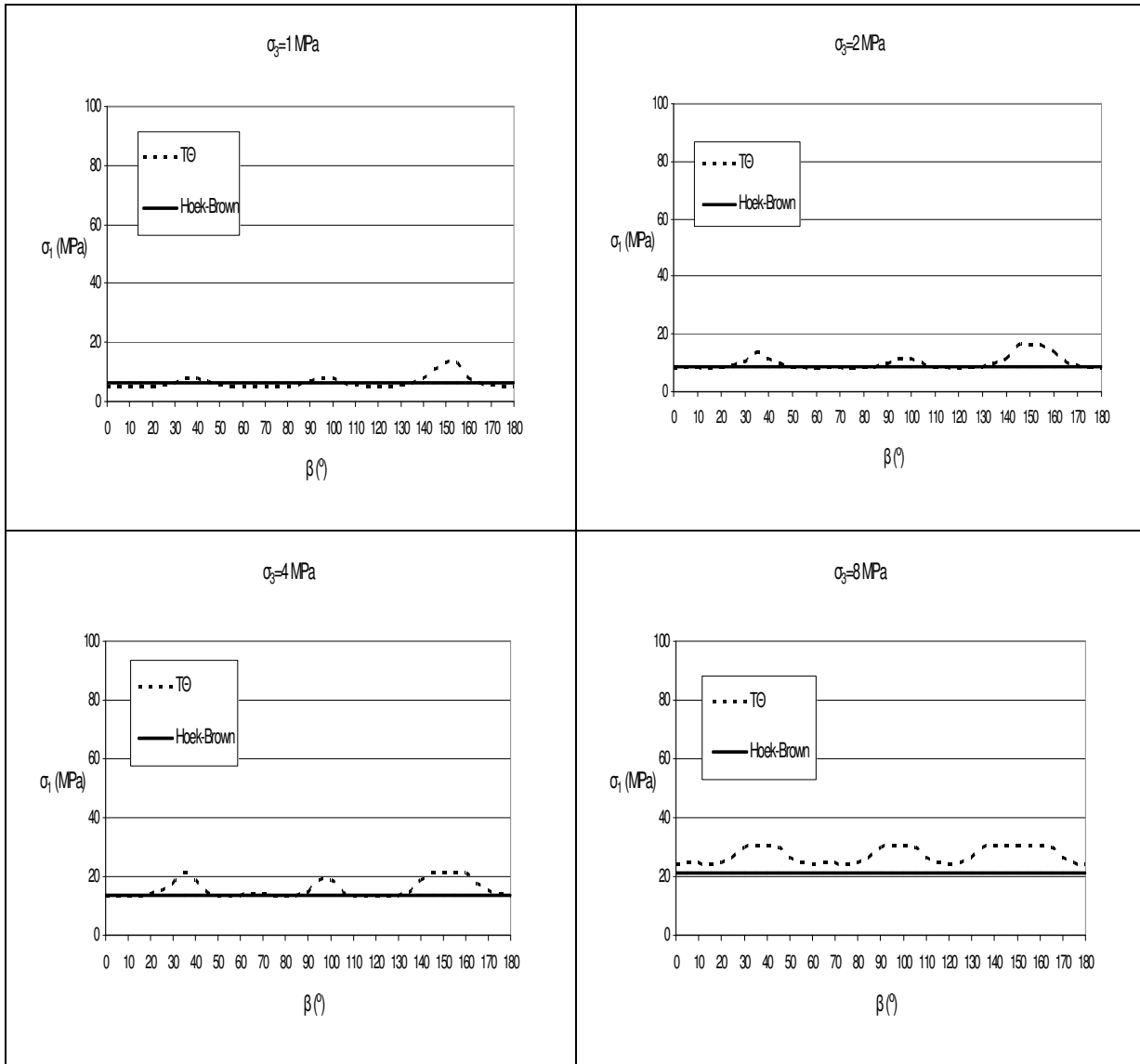
Αρχικά υπολογίζεται η αντοχή τεμαχώδους βραχομάζας, η οποία περιλαμβάνει τρία συστήματα ασυνεχειών, τα οποία έχουν τις ίδιες μηχανικές ιδιότητες. Η αρχική κλίση των συστημάτων είναι 0, 45° και 120°. Τα συστήματα των ασυνεχειών περιστρέφονται ταυτόχρονα και η αντοχή του πετρώματος υπολογίζεται με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας για κάθε 5° περιστροφής. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται με διάφορους συνδυασμούς εμμολής ασυνεχειών, θεωρώντας αρχικά ότι όλες οι ασυνέχειες είναι εμμένουσες. Στη συνέχεια, θεωρείται ότι ένα από τα συστήματα περιλαμβάνει ασυνέχειες με 50% εμμογή. Έπειτα, θεωρείται ότι δυο από τα συστήματα περιλαμβάνουν ασυνέχειες με 50% εμμογή και τελικά θεωρείται ότι όλα τα συστήματα έχουν ασυνέχειες με 50% εμμογή. Για την ισοδύναμη τιμή GSI που προκύπτει, εφαρμόζεται το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown και στη συνέχεια συγκρίνεται η αντοχή που προκύπτει με τις δυο μεθόδους για εύρος τιμών πλευρικής πίεσης.

Η ίδια διαδικασία ακολουθείται για τον υπολογισμό της αντοχής πολύ τεμαχώδους βραχομάζας, η οποία περιλαμβάνει τέσσερα συστήματα ασυνεχειών, τα οποία έχουν τις ίδιες μηχανικές ιδιότητες. Η αρχική κλίση των συστημάτων είναι 0, 45°, 90° και 120°. Τα συστήματα των ασυνεχειών περιστρέφονται ταυτόχρονα και η αντοχή του πετρώματος υπολογίζεται με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας για κάθε 5°

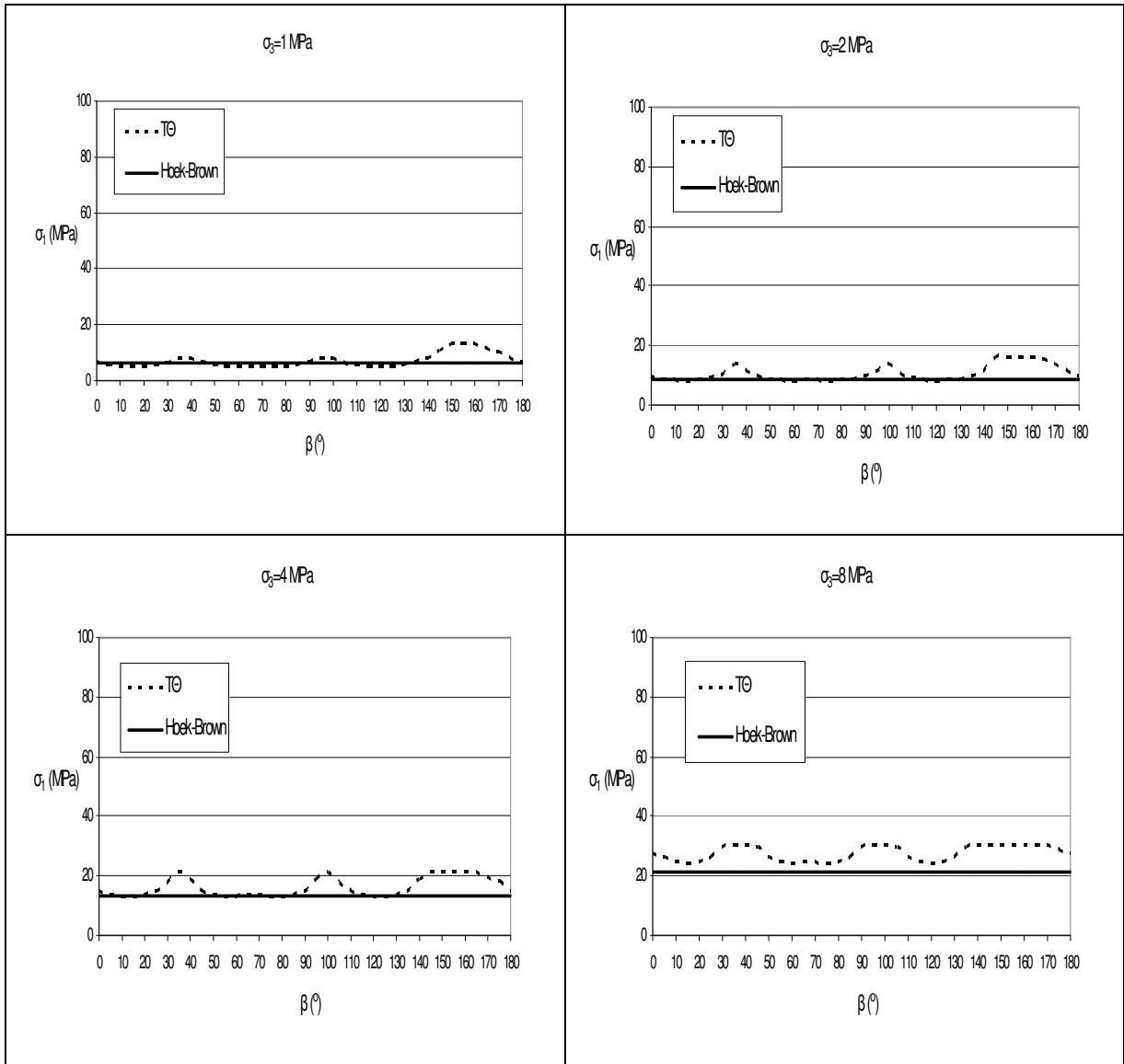
περιστροφής. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται με διάφορους συνδυασμούς εμμονής ασυνεχειών, θεωρώντας αρχικά ότι όλες οι ασυνέχειες είναι εμμένουσες ενώ στη συνέχεια ακολουθείται η ίδια διαδικασία με αυτήν για την τεμαχώδη δομή βραχομάζας. Για την ισοδύναμη τιμή GSI που προκύπτει, εφαρμόζεται το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown και στη συνέχεια συγκρίνεται η αντοχή που προκύπτει με τις δυο μεθόδους για εύρος τιμών πλευρικής πίεσης.

4.3.1 Πέτρωμα χαμηλής αντοχής

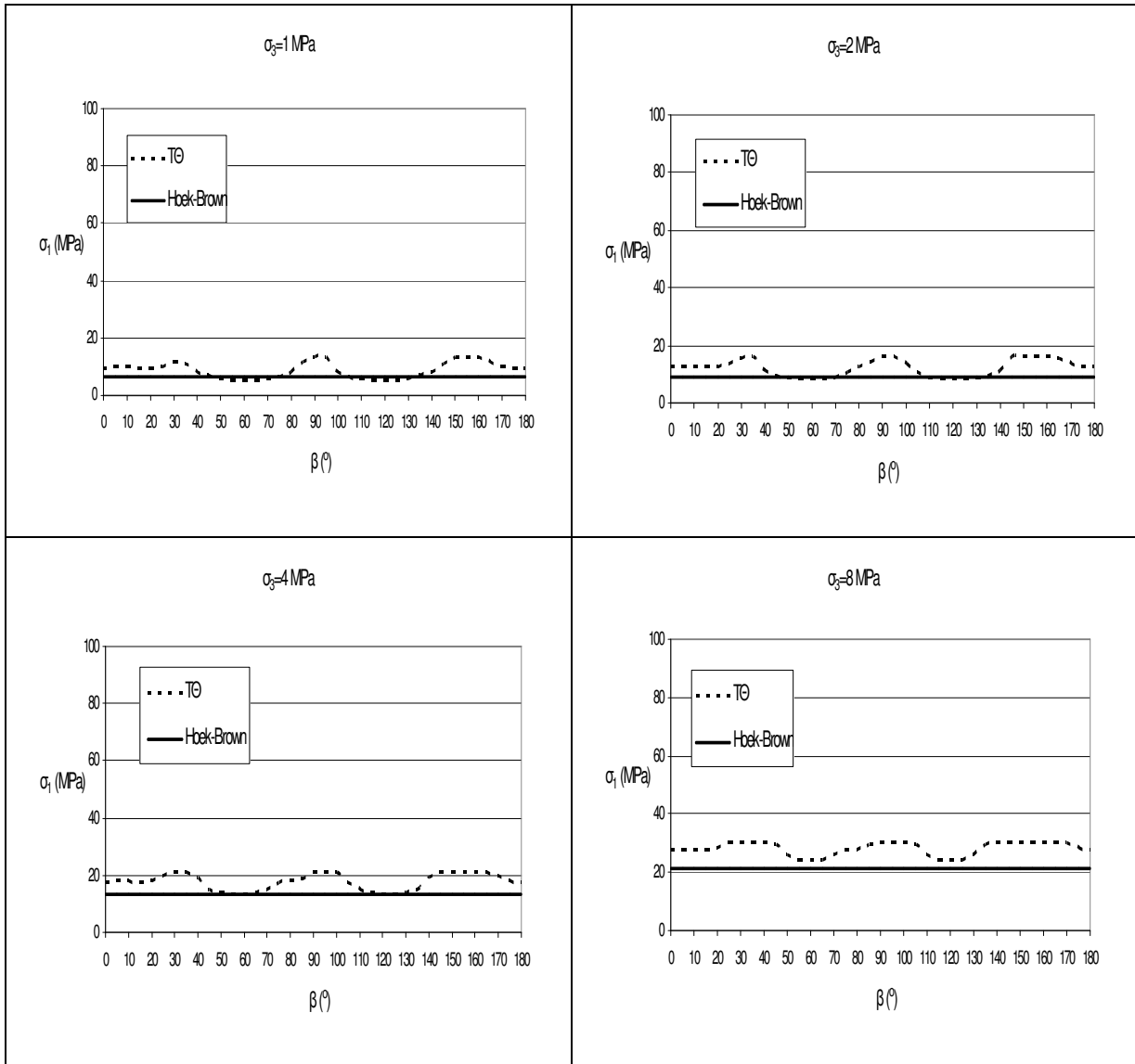
Στο Σχ. 4-2 παρουσιάζεται η αντοχή βραχομάζας τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες, με άρρηκτο πέτρωμα χαμηλής αντοχής. Η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία είναι ελαφρά υψηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown για χαμηλές τιμές πλευρικής πίεσης. Για μεγαλύτερες τιμές πλευρικής πίεσης, η τροποποιημένη θεωρία προβλέπει αρκετά υψηλότερες τιμές αντοχής. Στο Σχ. 4-3 παρουσιάζεται η αντοχή βραχομάζας όταν ένα από τα συστήματα περιλαμβάνει μή εμμένουσες ασυνέχειες. Για χαμηλές τιμές πλευρικής πίεσης η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία κυμαίνεται γύρω από μια μέση τιμή η οποία προσεγγίζει την αντοχή που προβλέπεται από το κριτήριο αστοχίας. Για υψηλότερες τιμές αντοχής, η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία είναι αρκετά υψηλότερη από αυτήν που υπολογίζεται με το κριτήριο αστοχίας. Στα Σχ. 4-4 και Σχ. 4-5 παρουσιάζεται η αντοχή της βραχομάζας με δυο και τρία αντίστοιχα, συστήματα μή εμμενουσών ασυνεχειών. Σε αυτές τις περιπτώσεις η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία αυξάνεται σημαντικά σε σχέση με αυτήν που προκύπτει από το κριτήριο αστοχίας, κυρίως για υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης.



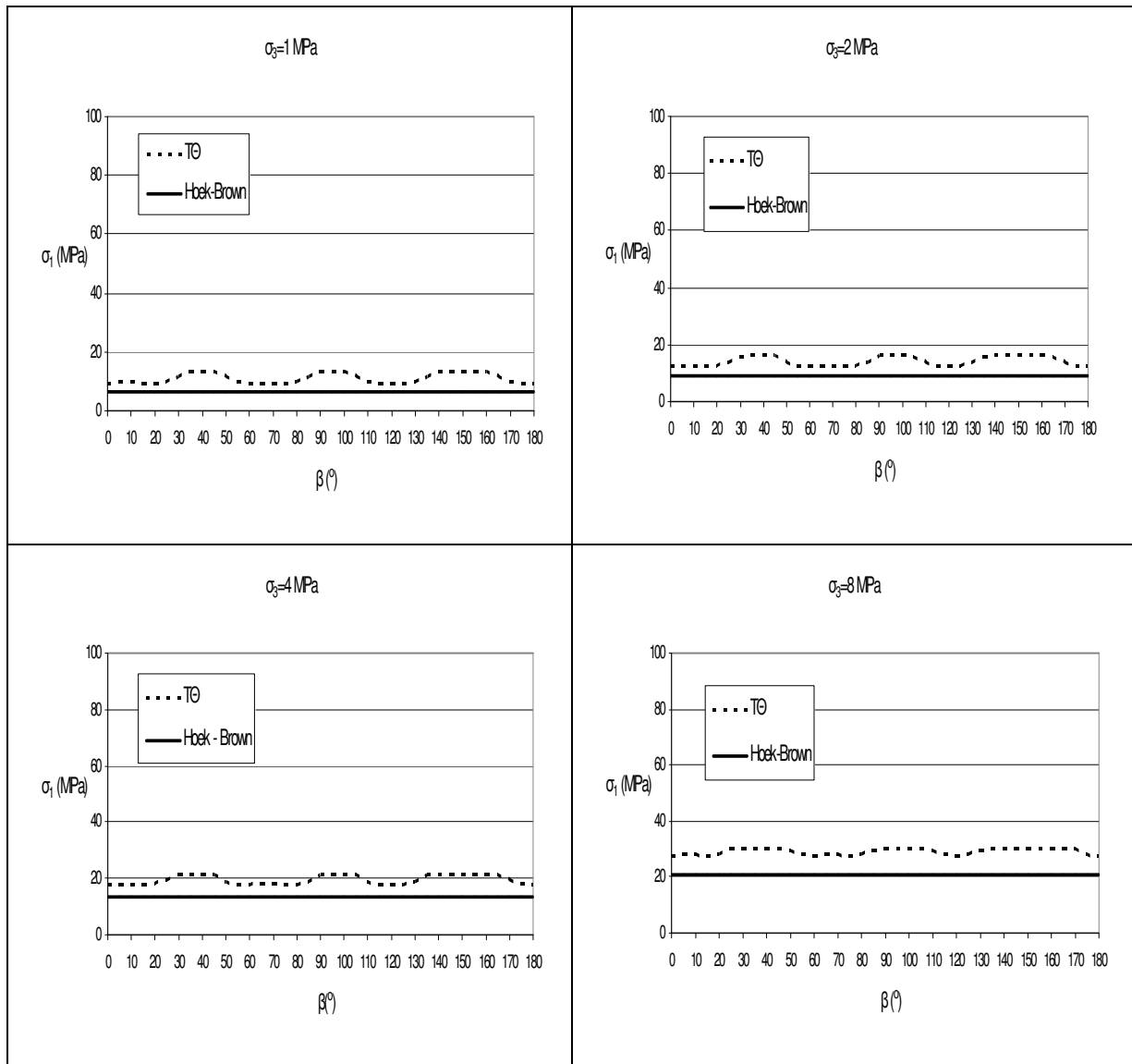
Σχ. 4-2 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες



Σχ. 4-3 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια

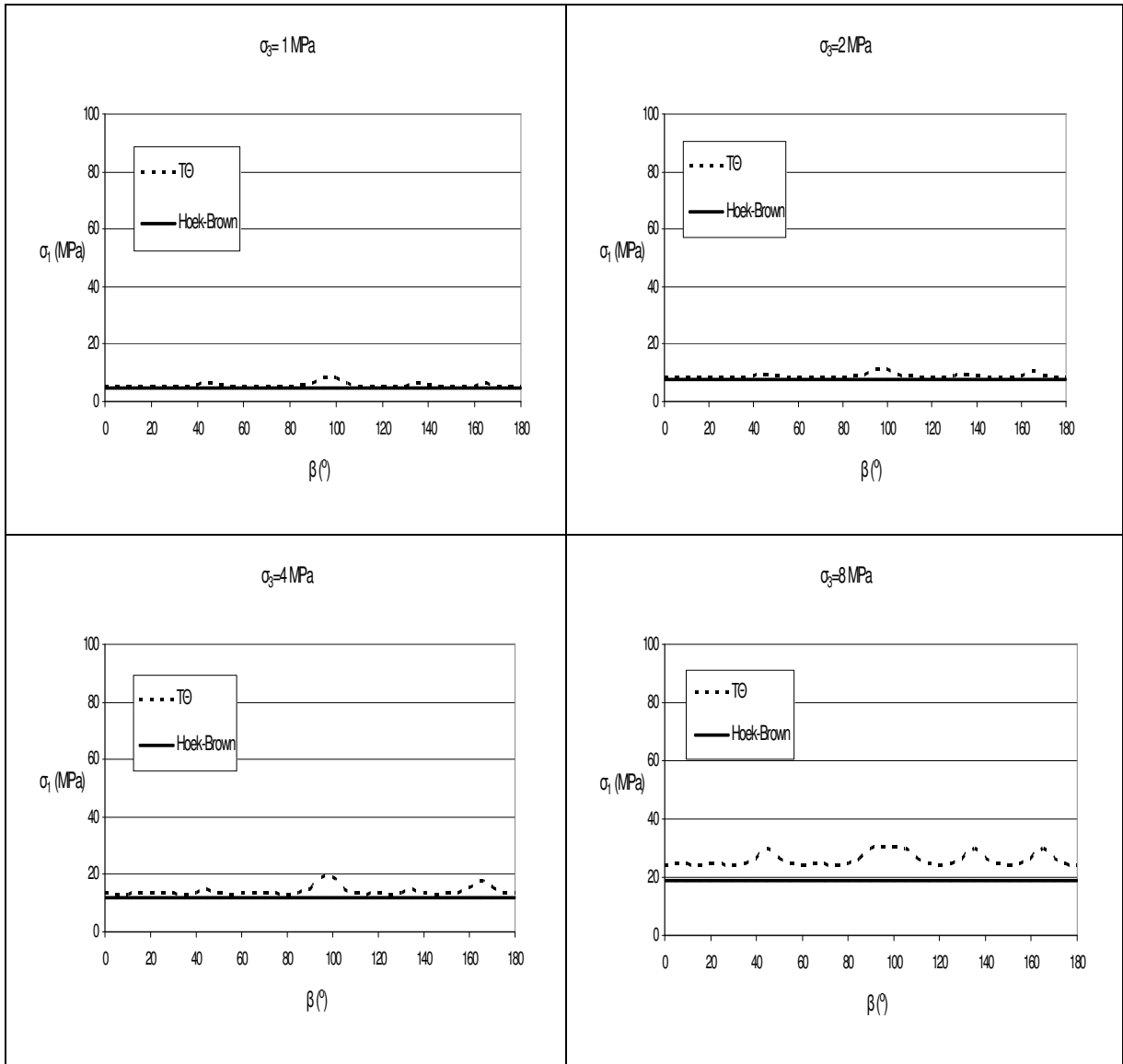


Σχ. 4-4 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες

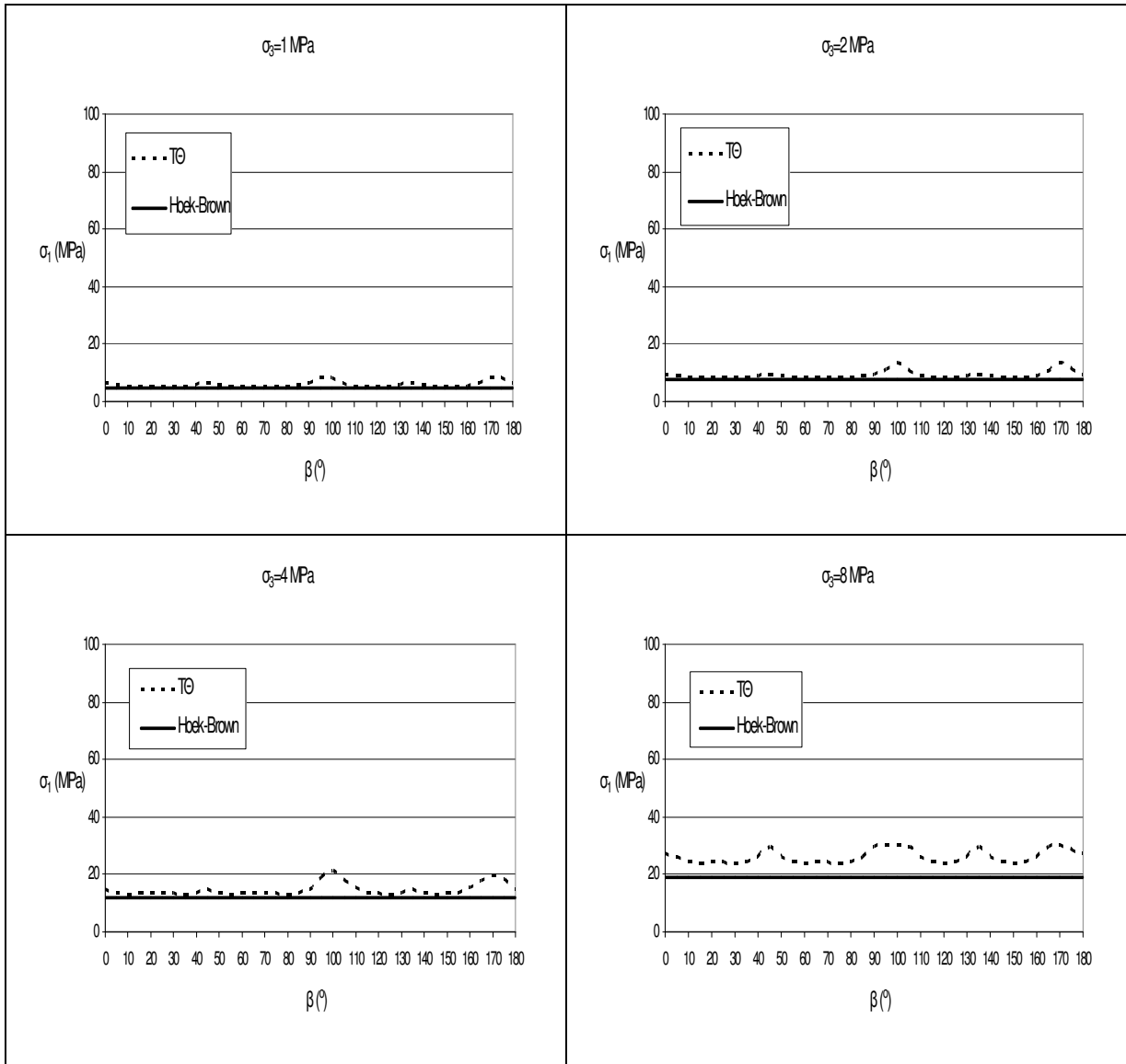


Σχ. 4-5 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, τεμαχόδους δομής (GSI=75) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες

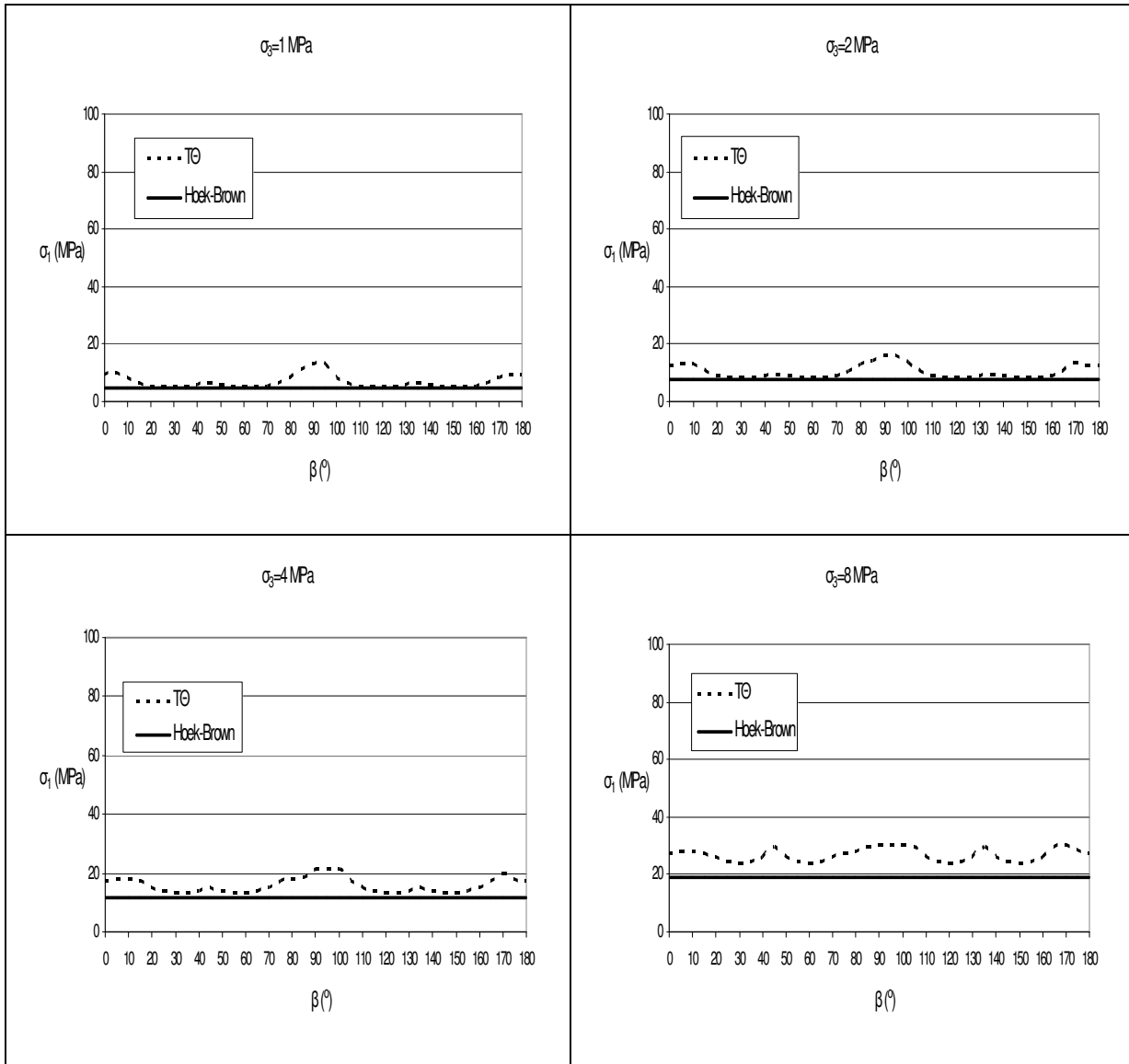
Στο Σχ. 4-6 παρουσιάζεται η αντοχή βραχομάζας πολύ τεμαχόδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες, με άρρηκτο πέτρωμα χαμηλής αντοχής. Η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία είναι ελαφρά υψηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown για χαμηλές τιμές πλευρικής πίεσης. Για μεγαλύτερες τιμές πλευρικής πίεσης, η τροποποιημένη θεωρία προβλέπει αρκετά υψηλότερες τιμές αντοχής. Στα Σχ. 4-7, Σχ. 4-8, Σχ. 4-9 και Σχ. 4-10 παρουσιάζεται η αντοχή της βραχομάζας με ένα, δυο, τρία και τέσσερα αντίστοιχα, συστήματα μή εμμενουσών ασυνεχειών. Η αύξηση των συστημάτων μή εμμενουσών ασυνεχειών, οδηγεί σε αύξηση της αντοχής της βραχομάζας, η οποία είναι αρκετά υψηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας, ειδικά για μεγάλες τιμές πλευρικής πίεσης.



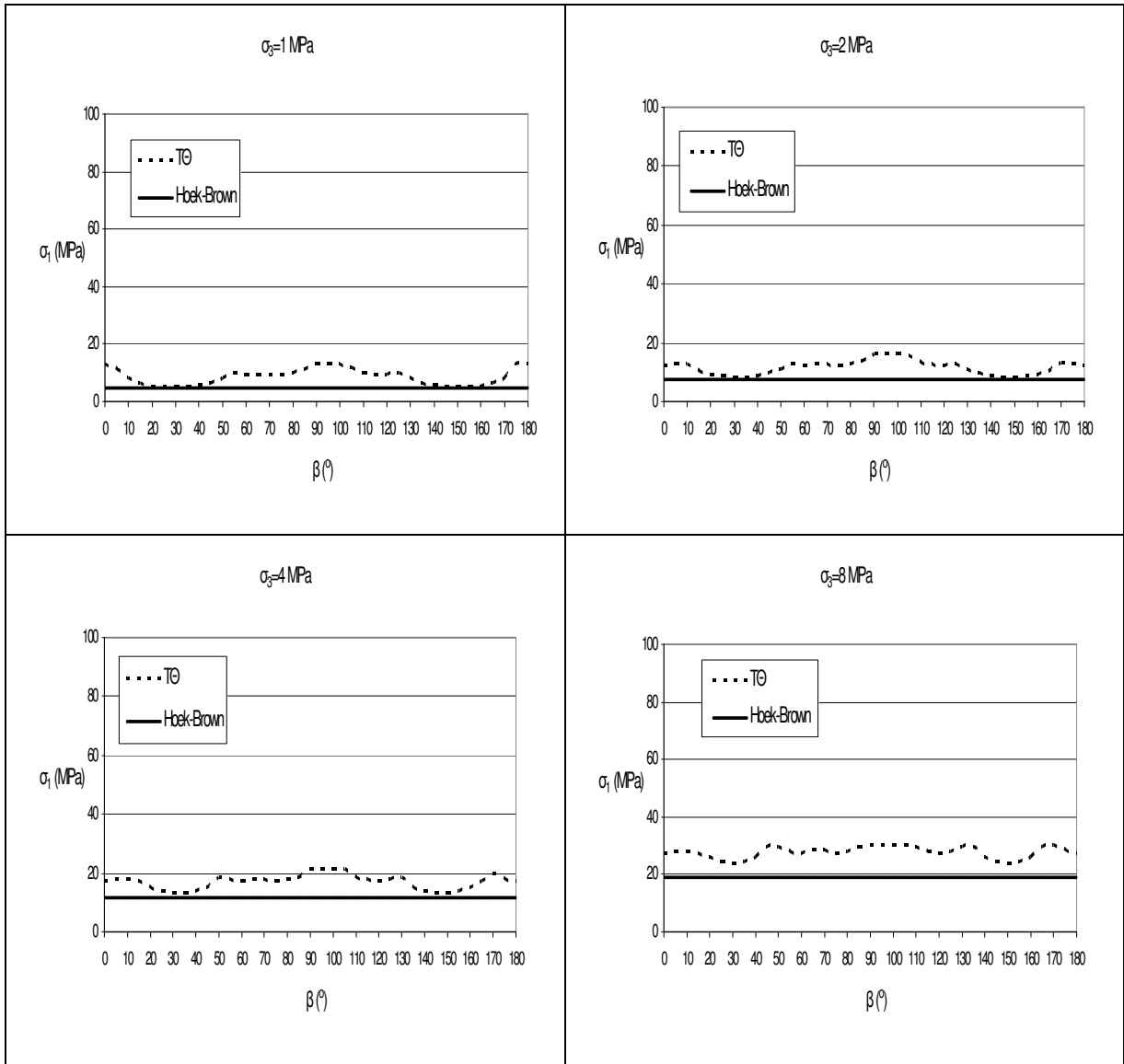
Σχ. 4-6 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες



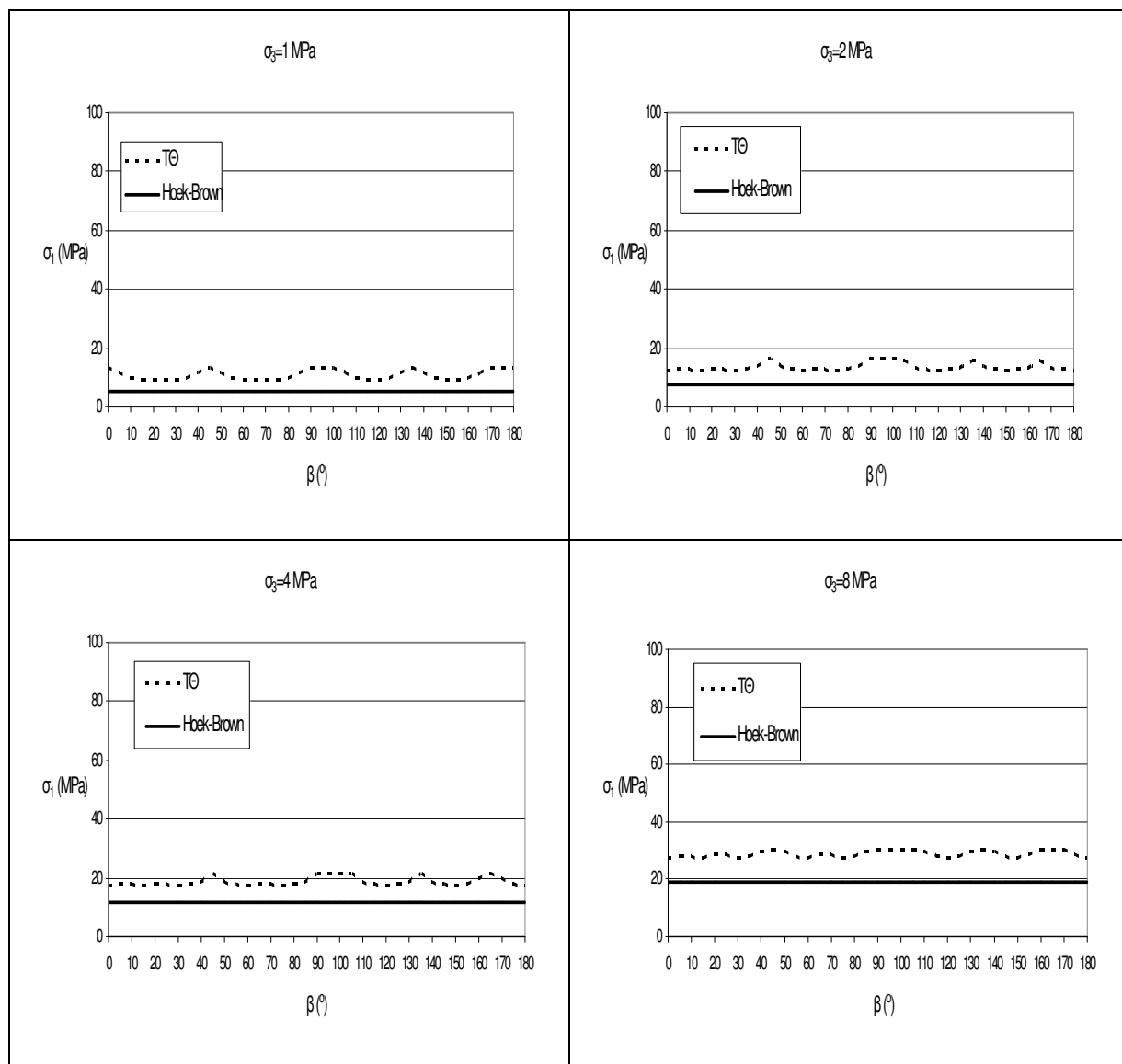
Σχ. 4-7 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια



Σχ. 4-8 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες



Σχ. 4-9 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες

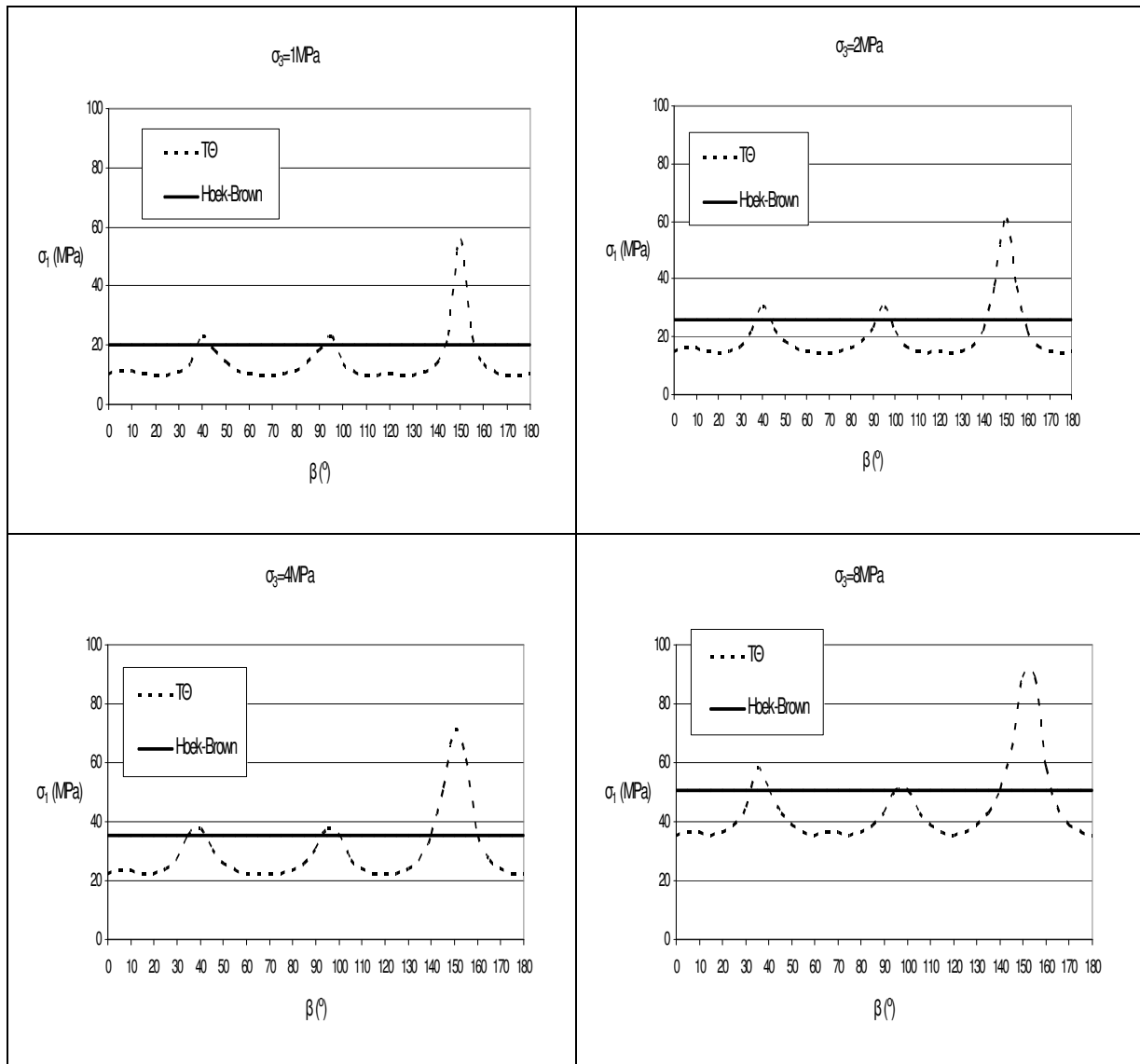


Σχ. 4-10 Βραχομάζα χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τέσσερις μή εμμένουσες ασυνέχειες

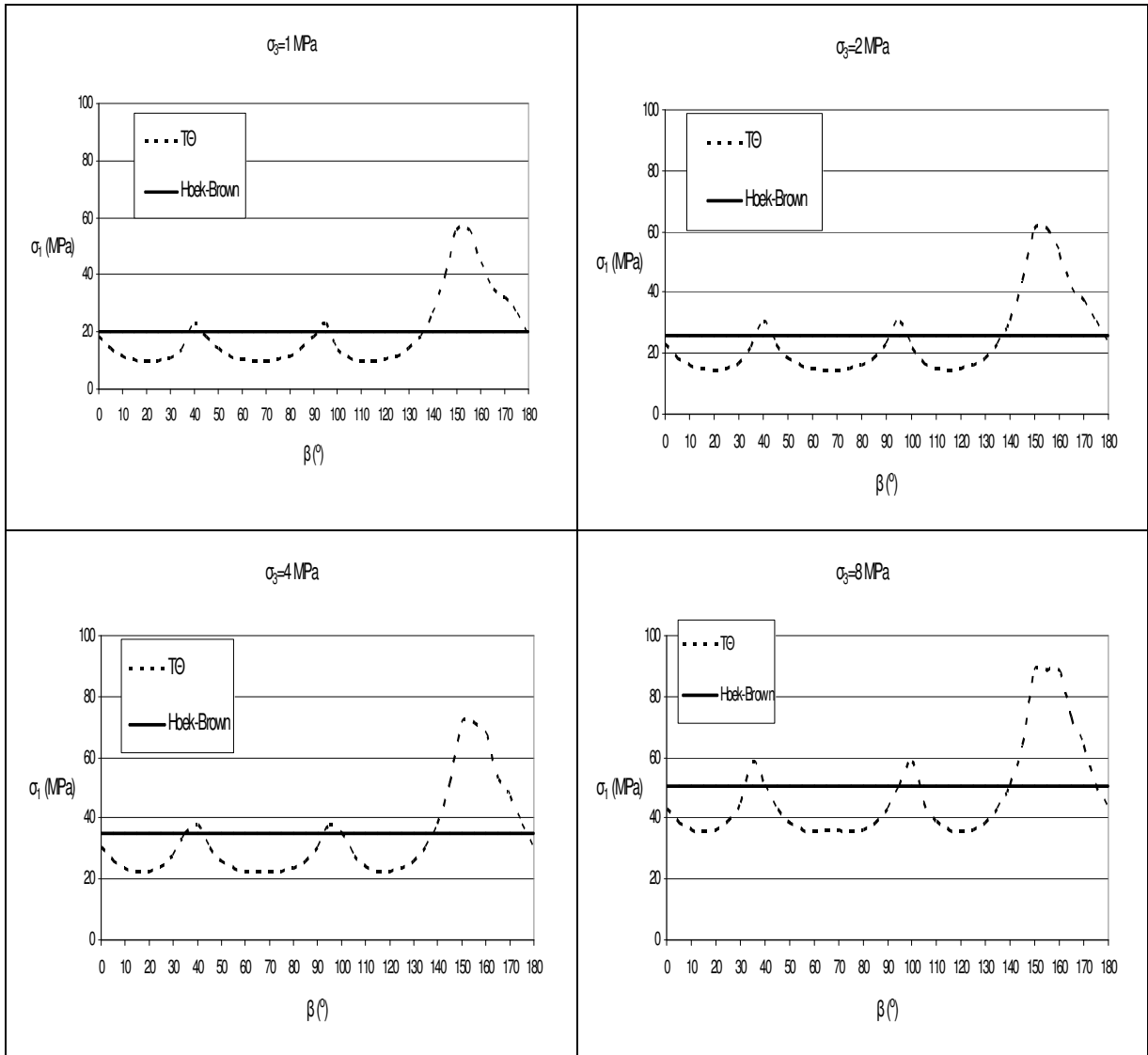
4.3.2 Πέτρωμα μέσης αντοχής

Στο Σχ. 4-11 παρουσιάζεται η αντοχή βραχομάζας τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες, με άρρηκτο πέτρωμα μέσης αντοχής. Η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία είναι ελαφρά χαμηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown. Όταν ένα από τα συστήματα ασυνεχειών περιέχει μή εμμένουσες ασυνέχειες (Σχ. 4-12) η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία κυμαίνεται γύρω από μια μέση τιμή η οποία σχεδόν συμπίπτει με την αντοχή που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας. Αντίθετα, όταν δυο και τρία συστήματα περιέχουν μή εμμένουσες ασυνέχειες

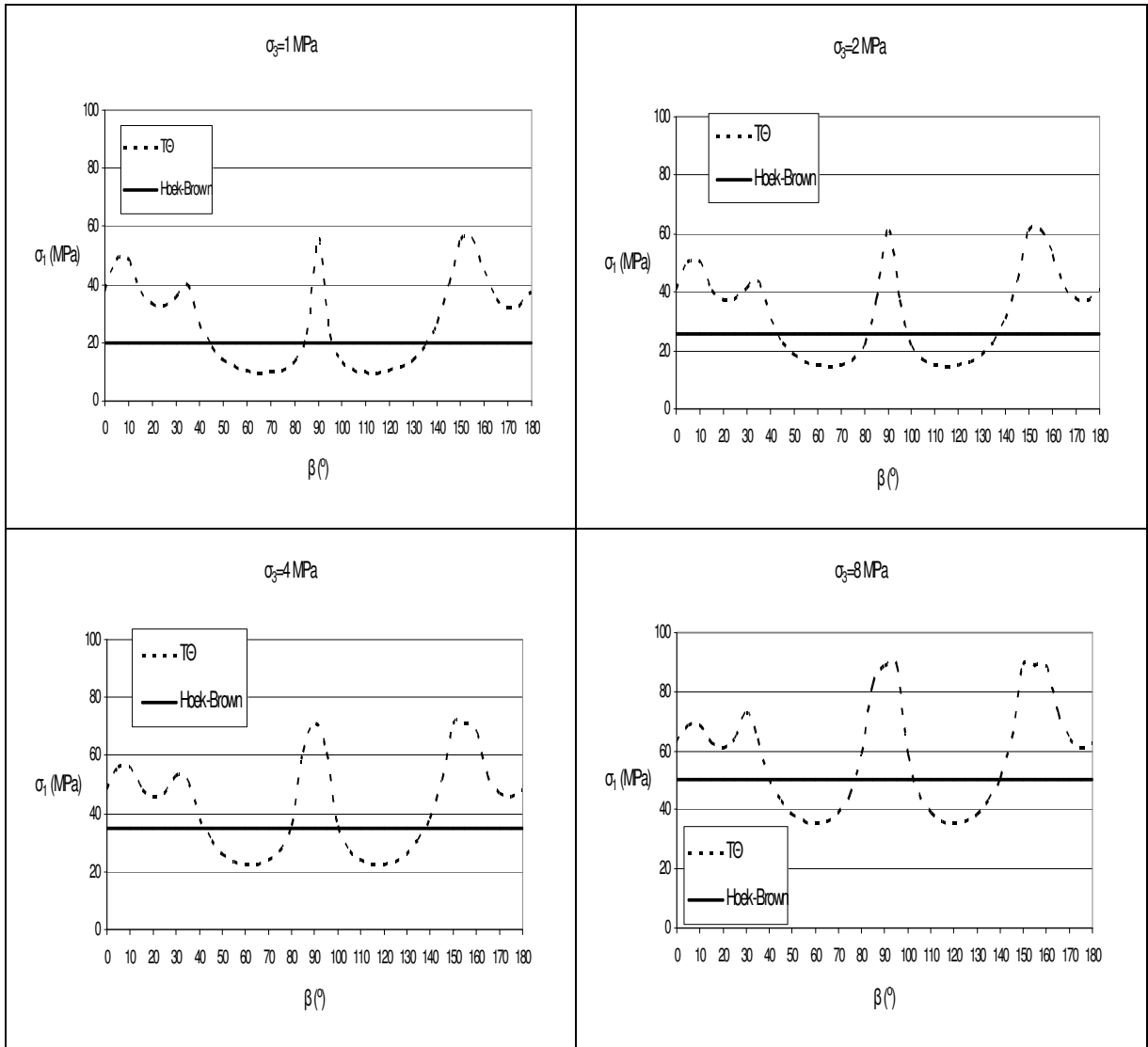
(Σχ. 4-13 και Σχ. 4-14 αντίστοιχα) η τροποποιημένη θεωρία προβλέπει αρκετά υψηλότερες τιμές αντοχής από ότι το κριτήριο Hoek – Brown.



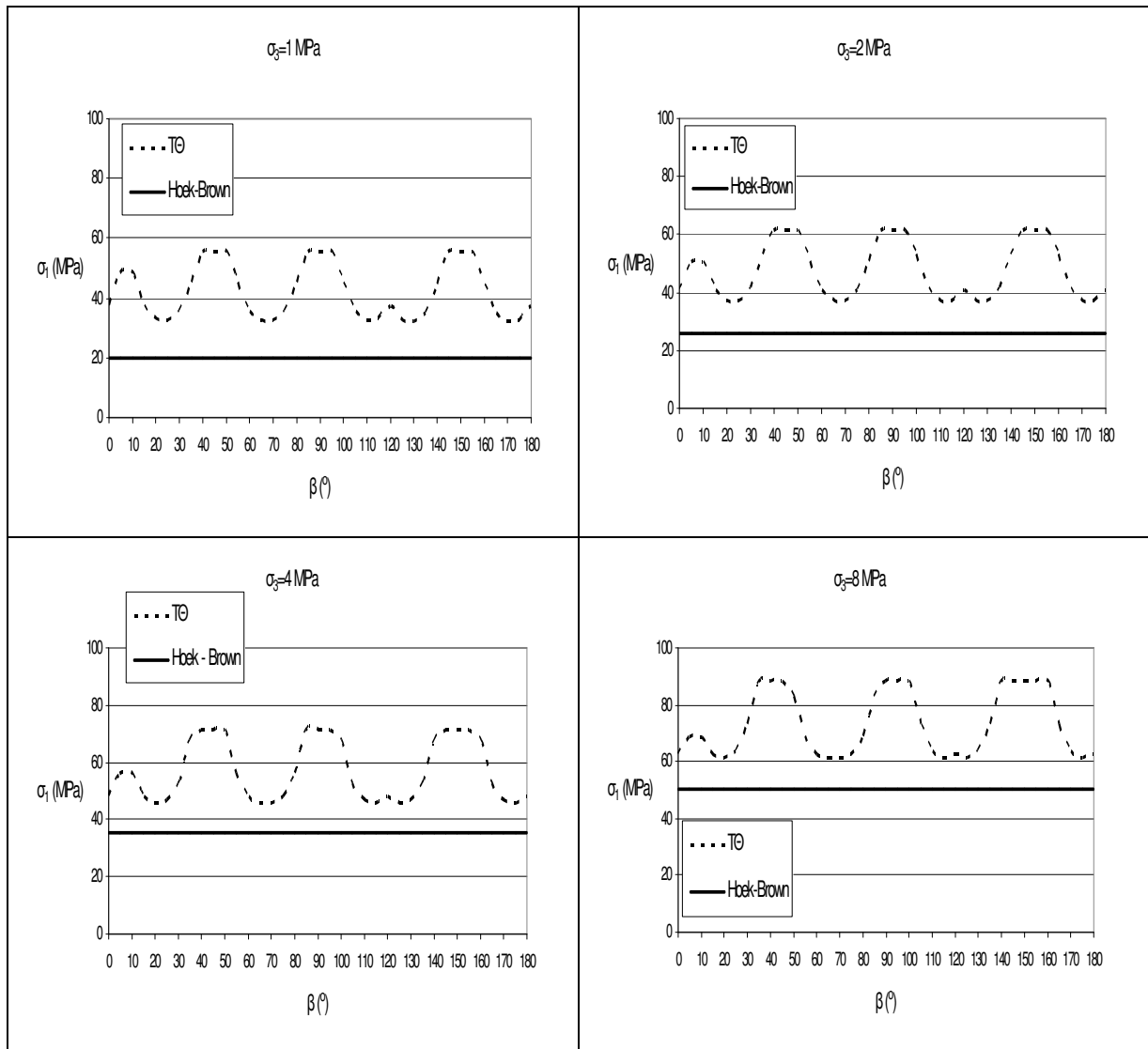
Σχ. 4-11 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες



Σχ. 4-12 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια

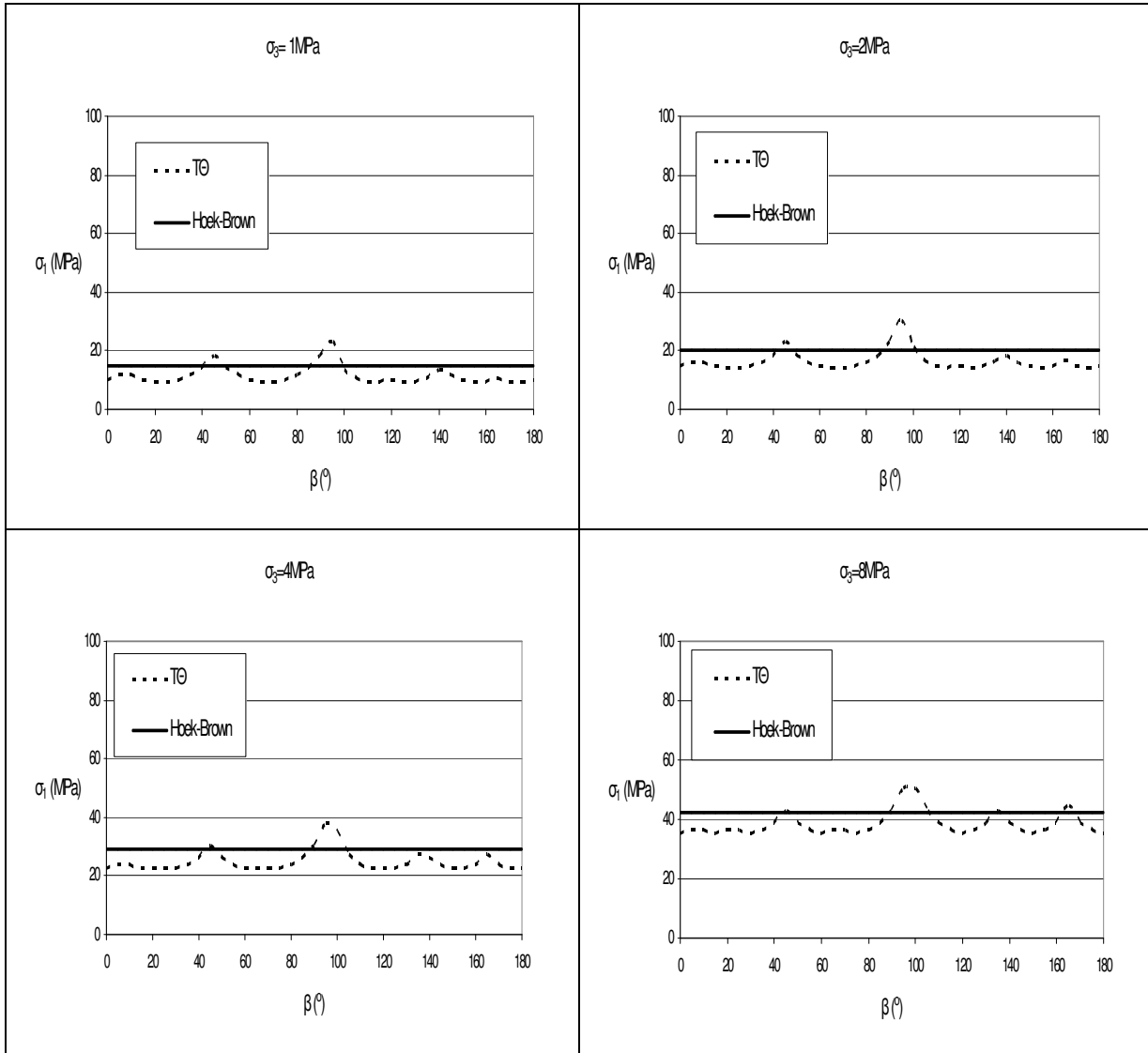


Σχ. 4-13 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες

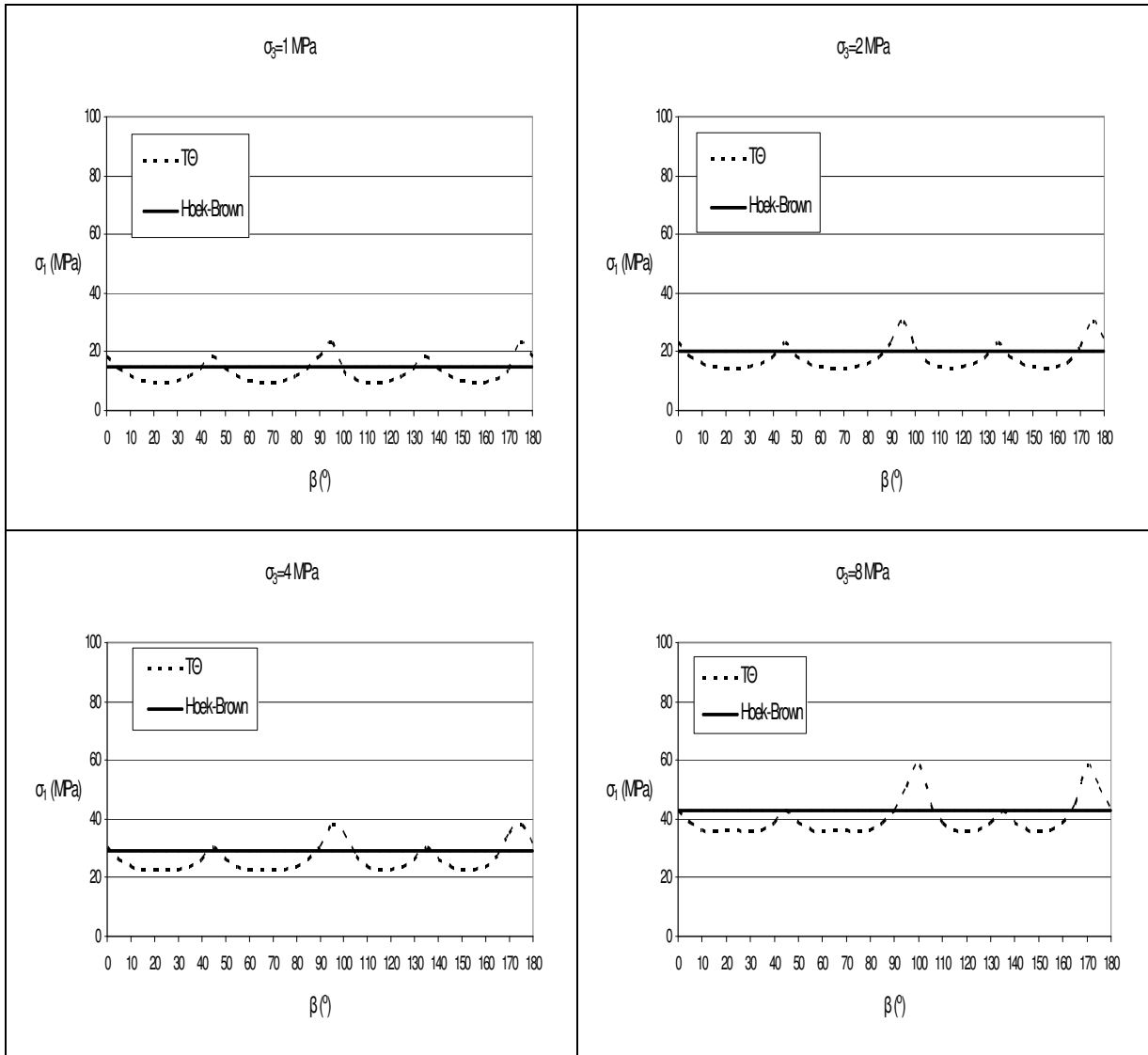


Σχ. 4-14 Βραχομάζα μέσης αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες

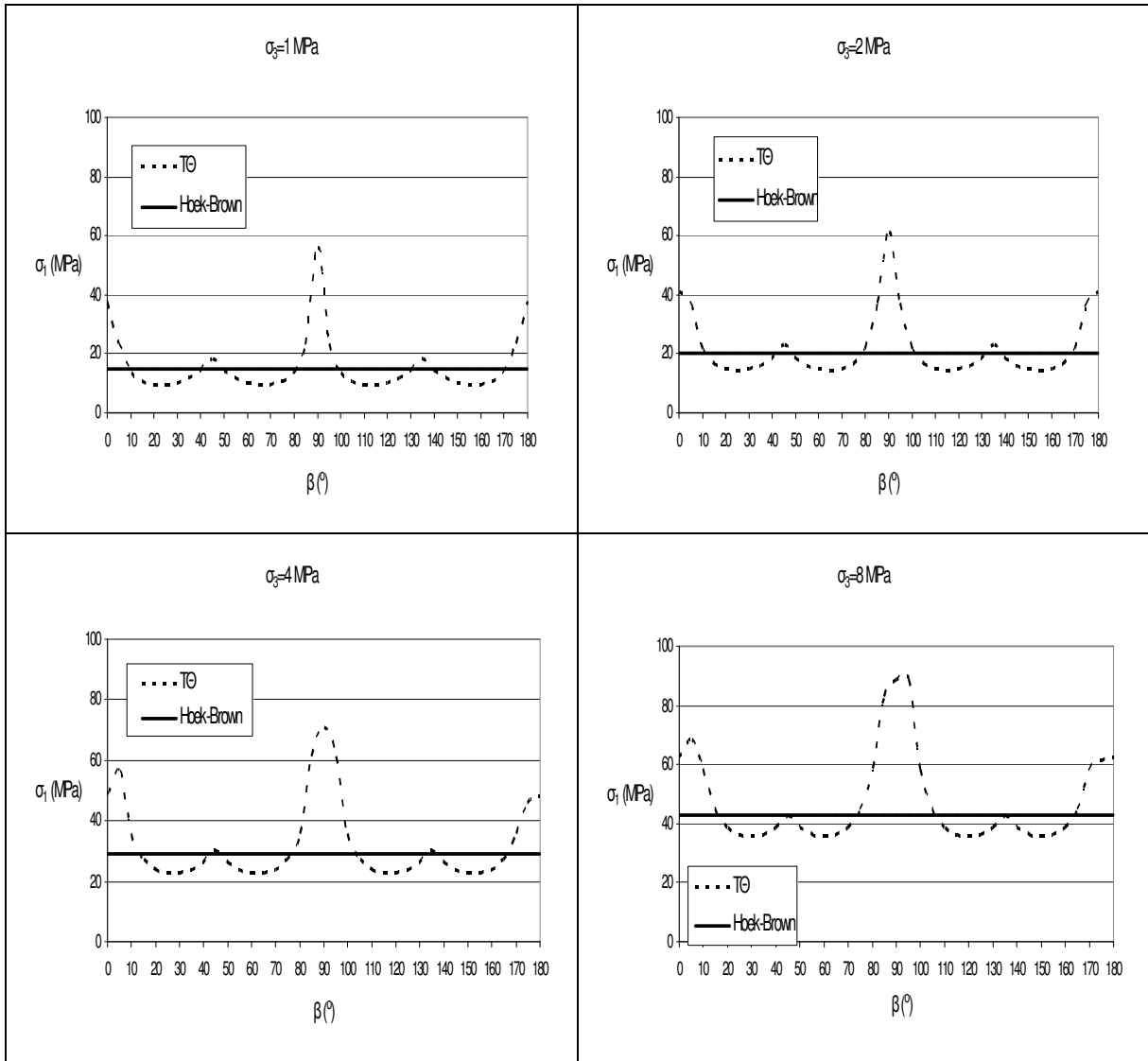
Στο Σχ. 4-15 παρουσιάζεται η αντοχή βραχομάζας πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες, με άρρηκτο πέτρωμα μέσης αντοχής. Η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία είναι ελαφρά χαμηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown. Όταν ένα και δυο από τα συστήματα περιλαμβάνουν μή εμμένουσες ασυνέχειες (Σχ. 4-16 και Σχ. 4-17 αντίστοιχα) η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία κυμαίνεται γύρω από μια μέση τιμή η οποία σχεδόν συμπίπτει με την αντοχή που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας. Αντίθετα, η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία είναι αρκετά υψηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown όταν τρία και τέσσερα συστήματα περιλαμβάνουν μή εμμένουσες ασυνέχειες (Σχ. 4-18 και Σχ. 4-19 αντίστοιχα).



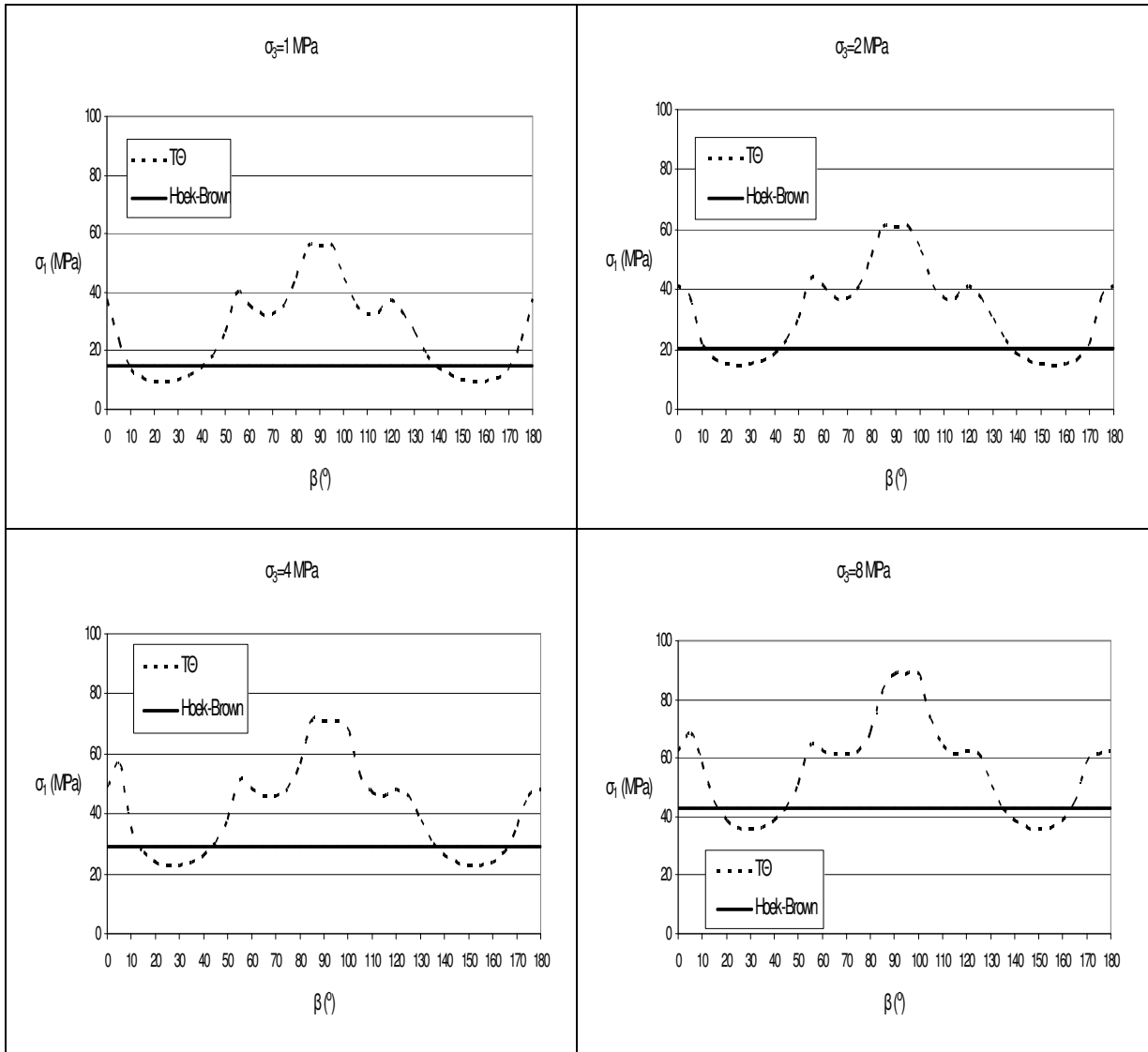
Σχ. 4-15 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες



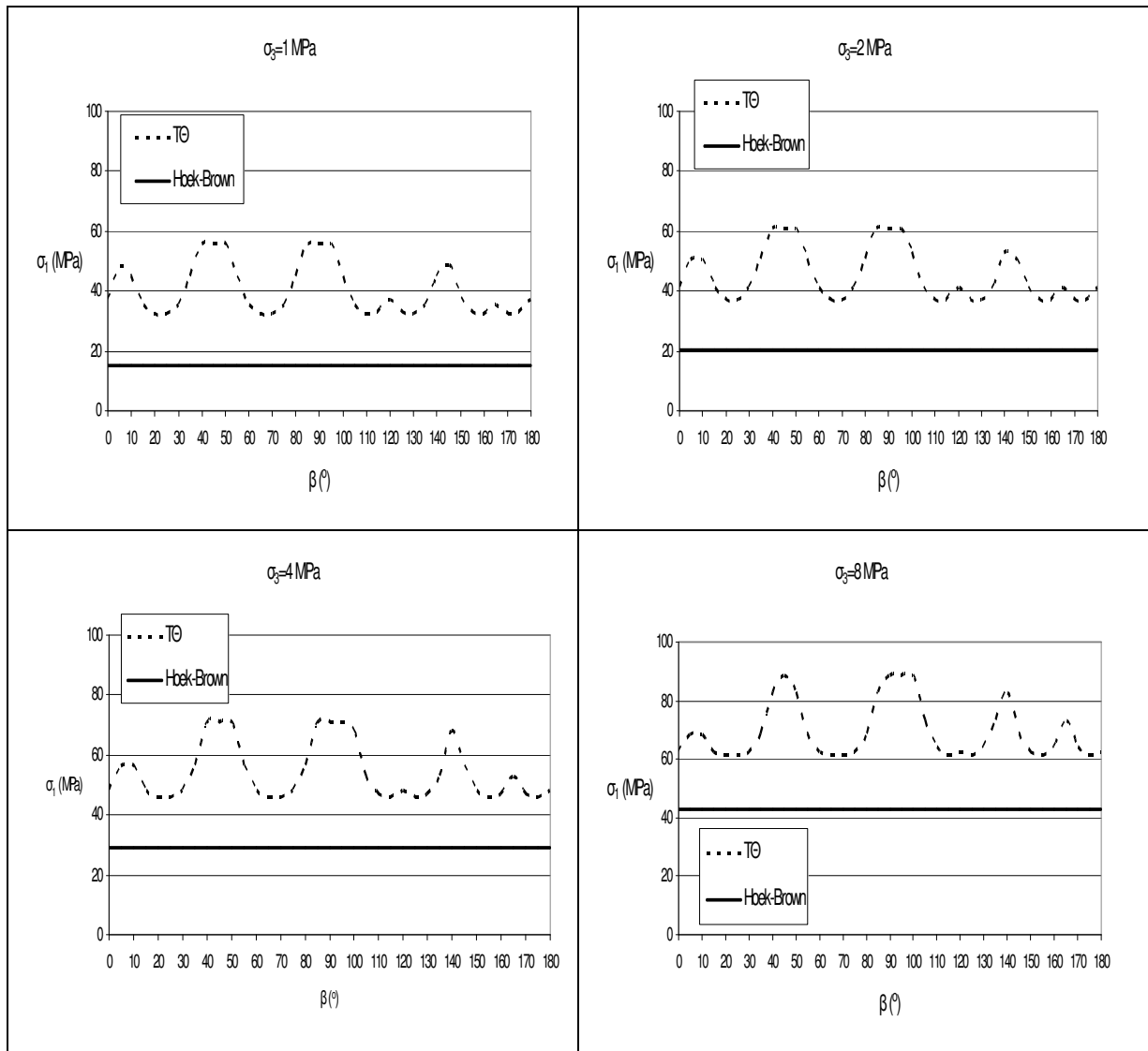
Σχ. 4-16 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια



Σχ. 4-17 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες



Σχ. 4-18 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες

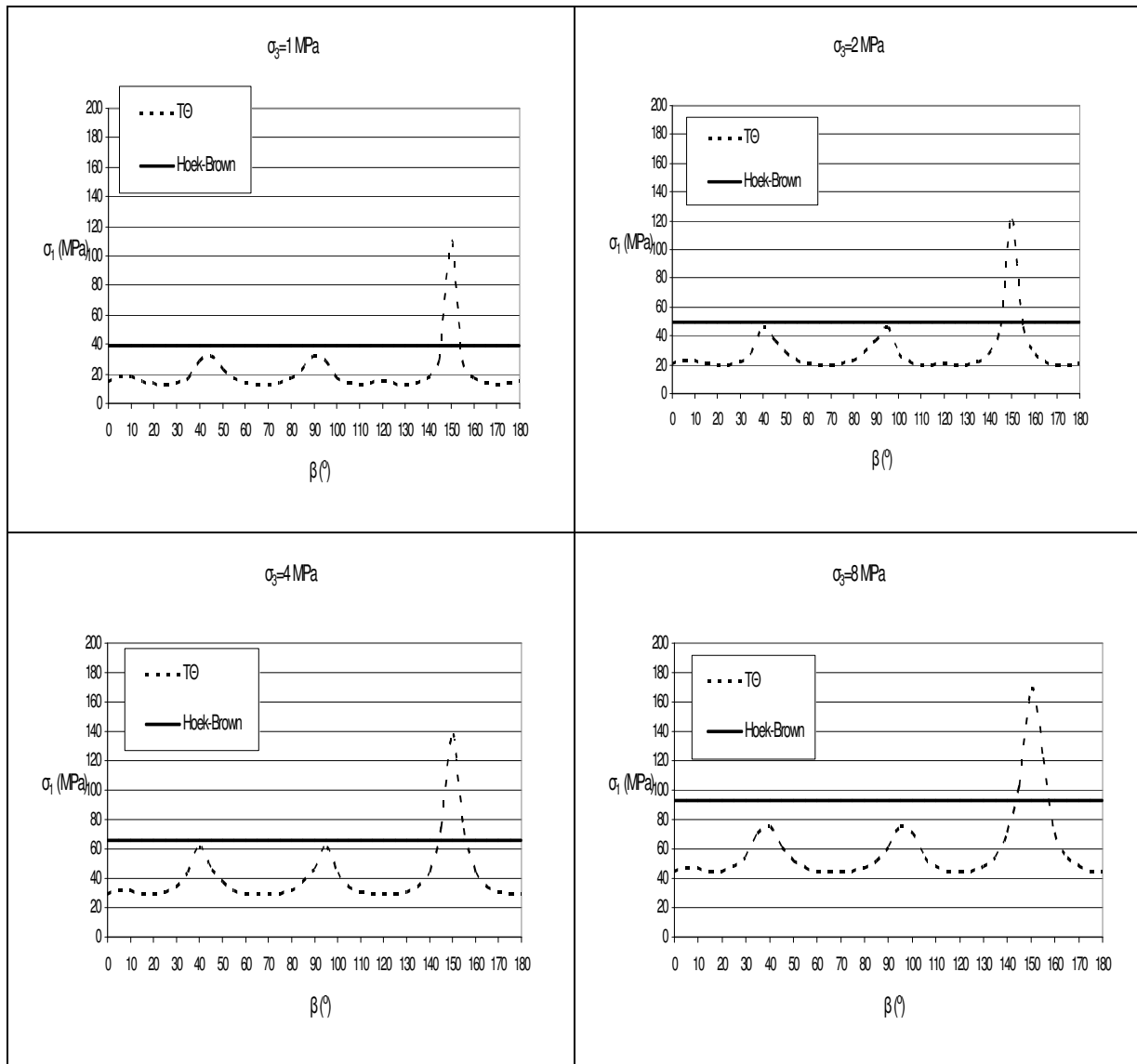


Σχ. 4-19 Βραχομάζα μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τέσσερις μή εμμένουσες ασυνέχειες

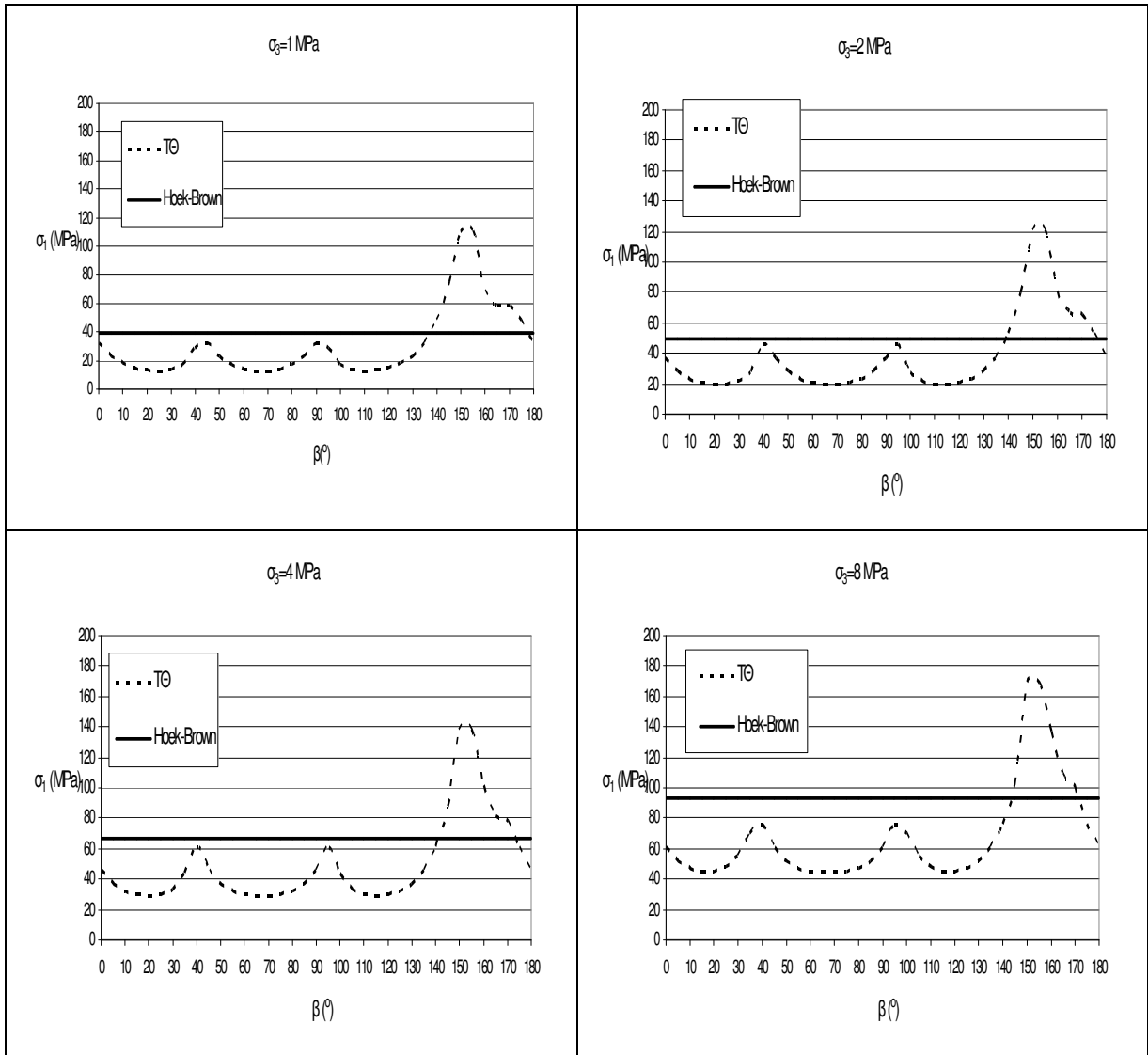
4.3.3 Πέτρωμα υψηλής αντοχής

Στο Σχ. 4-20 παρουσιάζεται η αντοχή βραχομάζας τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμένουσες ασυνέχειες, με άρρηκτο πέτρωμα υψηλής αντοχής. Η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία είναι γενικά χαμηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown, ενώ το ίδιο ισχύει και όταν ένα από τα συστήματα περιλαμβάνει μή εμμένουσες ασυνέχειες (Σχ. 4-21). Όταν το πέτρωμα περιλαμβάνει δυο συστήματα μή εμμενουσών ασυνεχειών (Σχ. 4-22) η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία κυμαίνεται γύρω από μια μέση τιμή η οποία προσεγγίζει την αντοχή που προκύπτει από το κριτήριο Hoek – Brown. Τέλος, η τροποποιημένη θεωρία προβλέπει αρκετά υψηλότερη

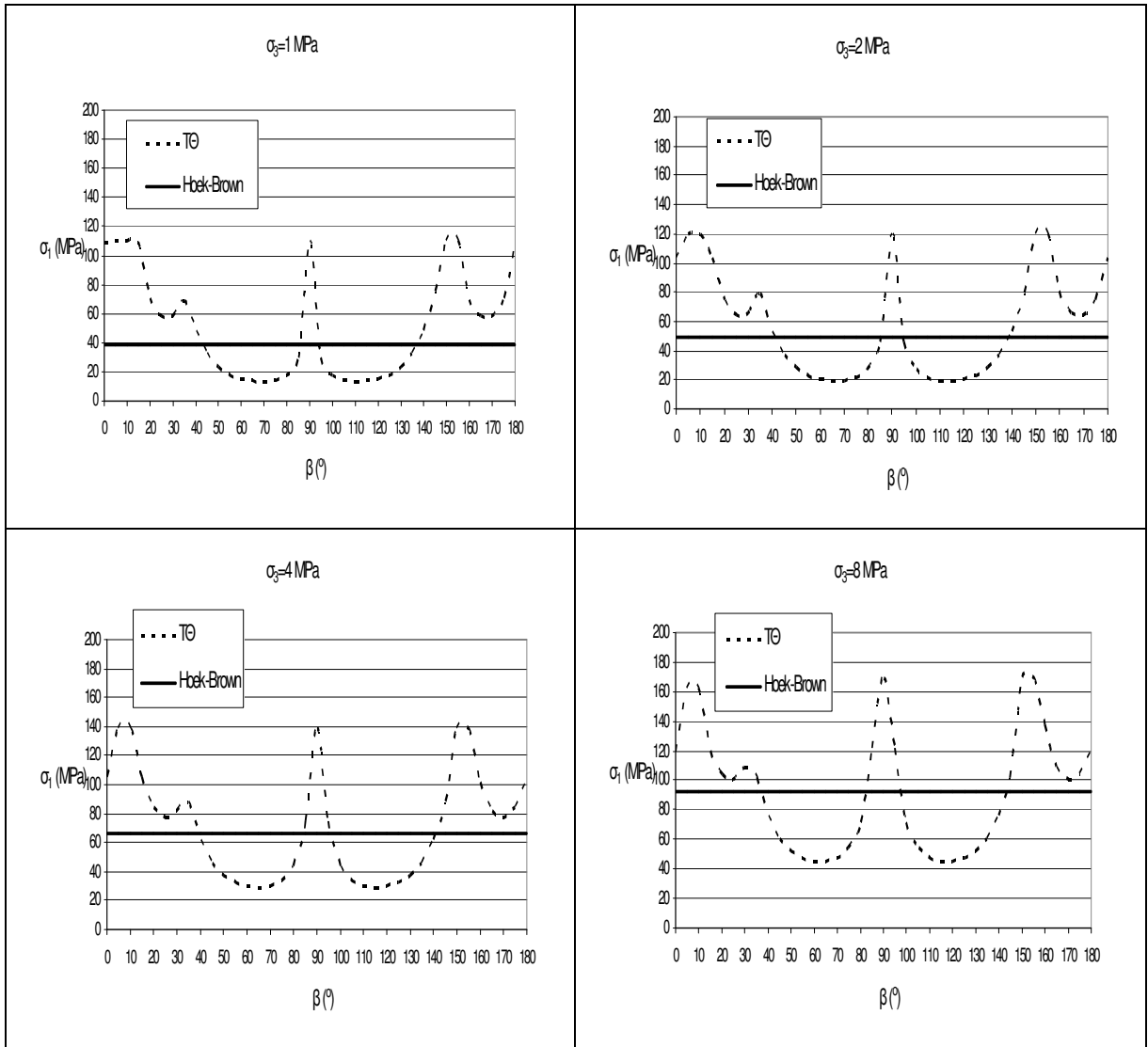
αντοχή από αυτήν του κριτηρίου αστοχίας όταν το πέτρωμα περιέχει τρία συστήματα μή εμμενουσών ασυνεχειών (Σχ. 4-23).



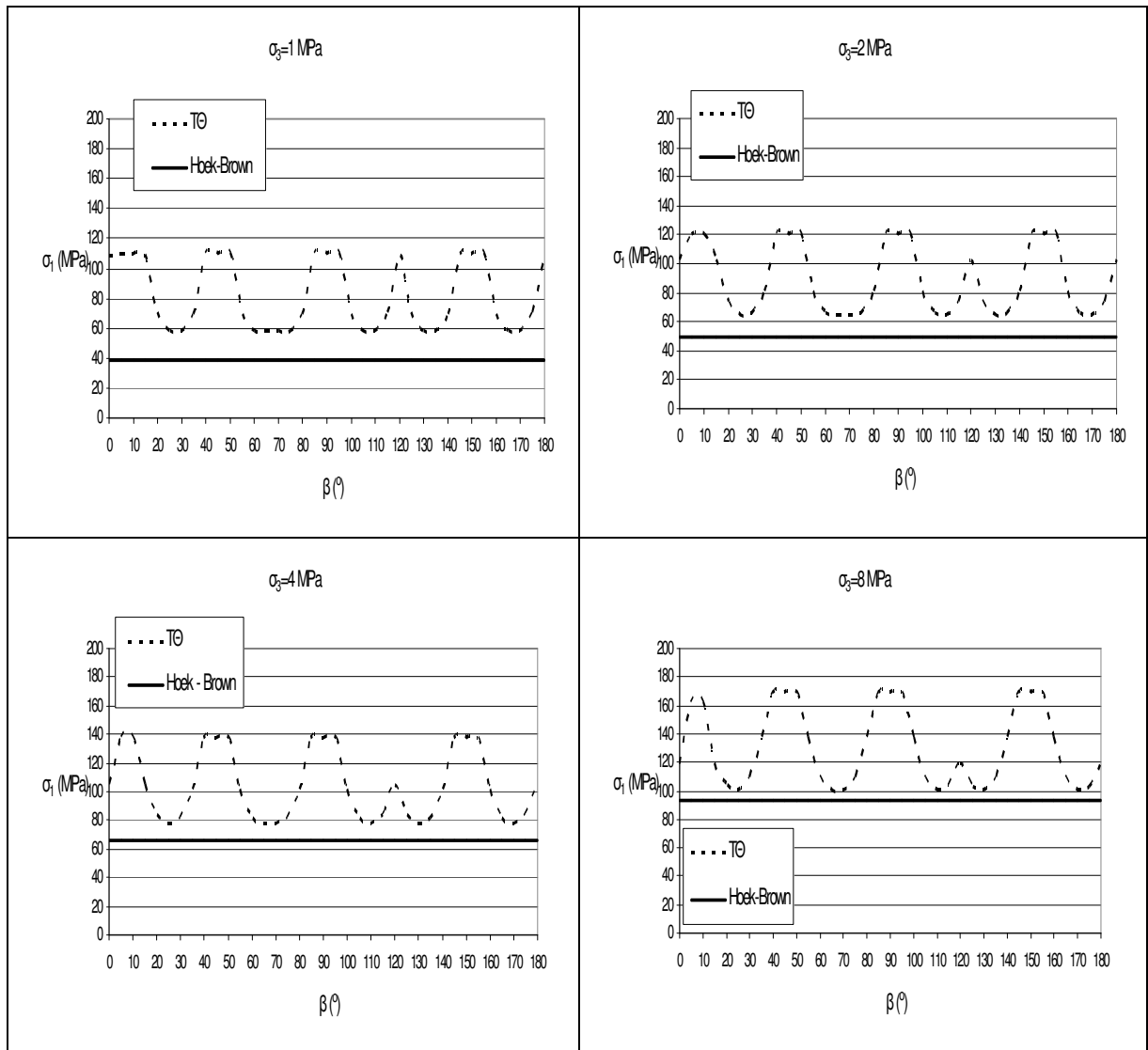
Σχ. 4-20 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με εμμενουσες ασυνέχειες



Σχ. 4-21 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχόδους δομής (GSI=75) με μια μή εμμένουσα ασυνέχεια

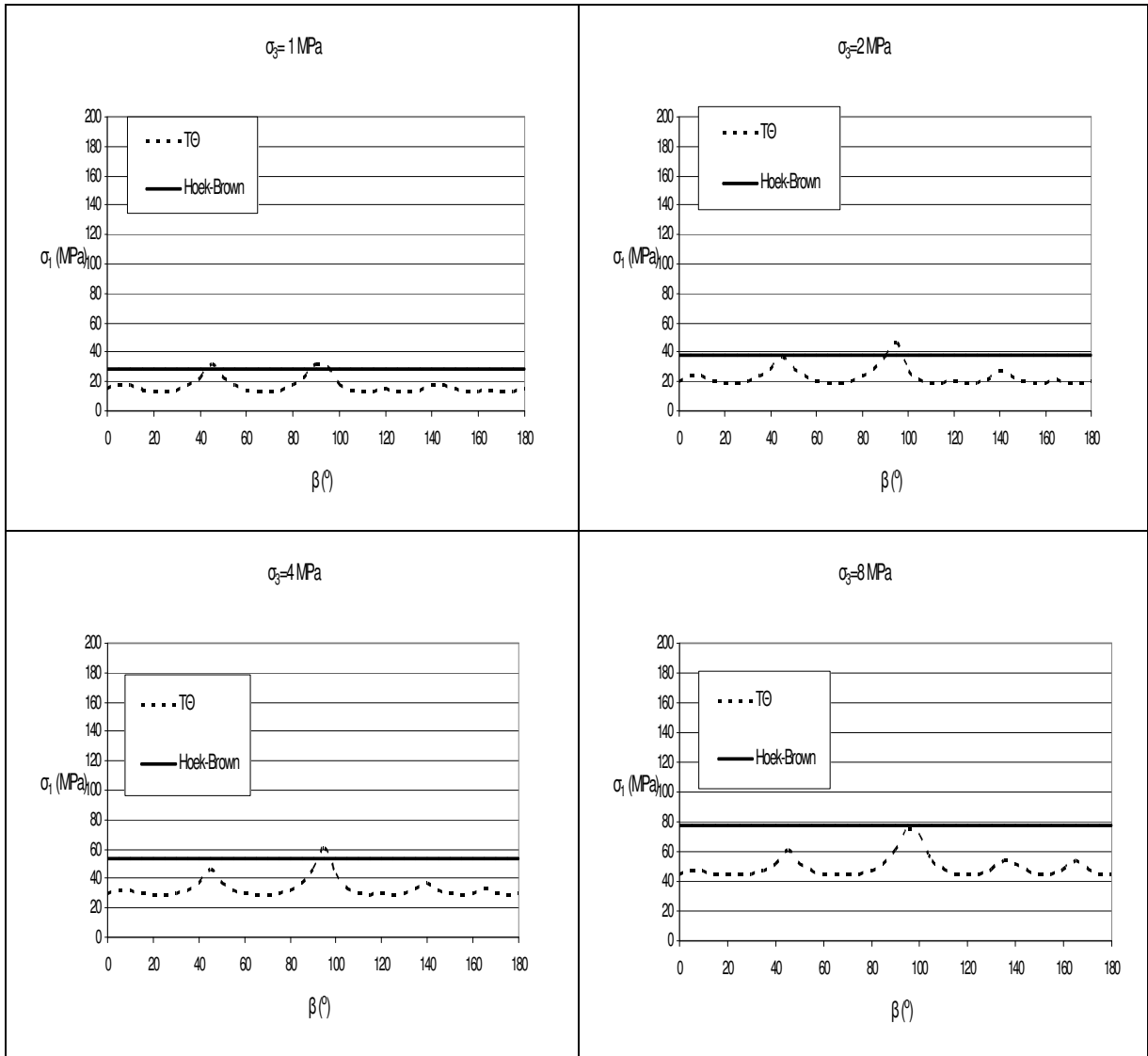


Σχ. 4-22 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχόδου δομής (GSI=75) με δυο μη εμμένουσες ασυνέχειες

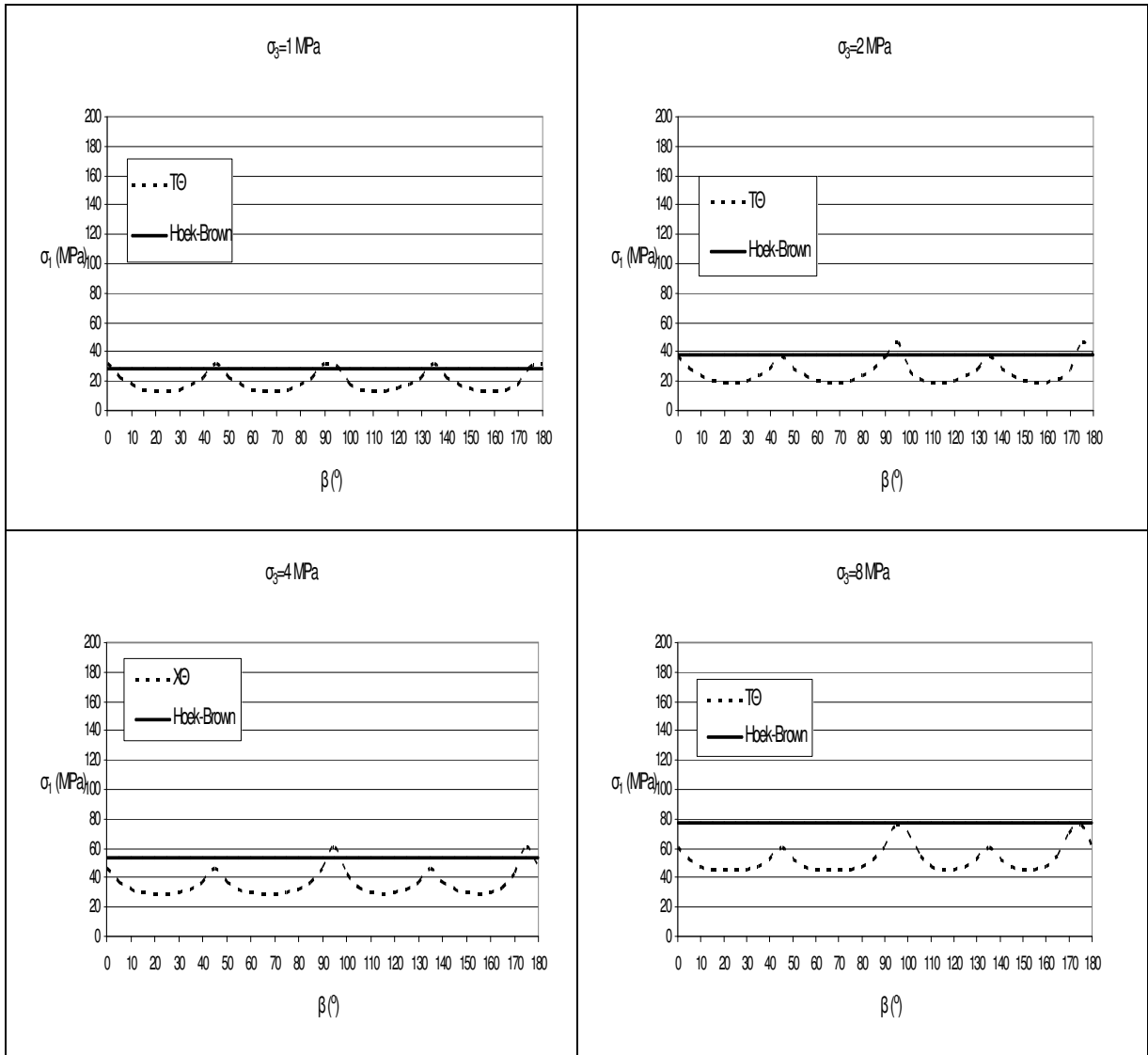


Σχ. 4-23 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής (GSI=75) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες

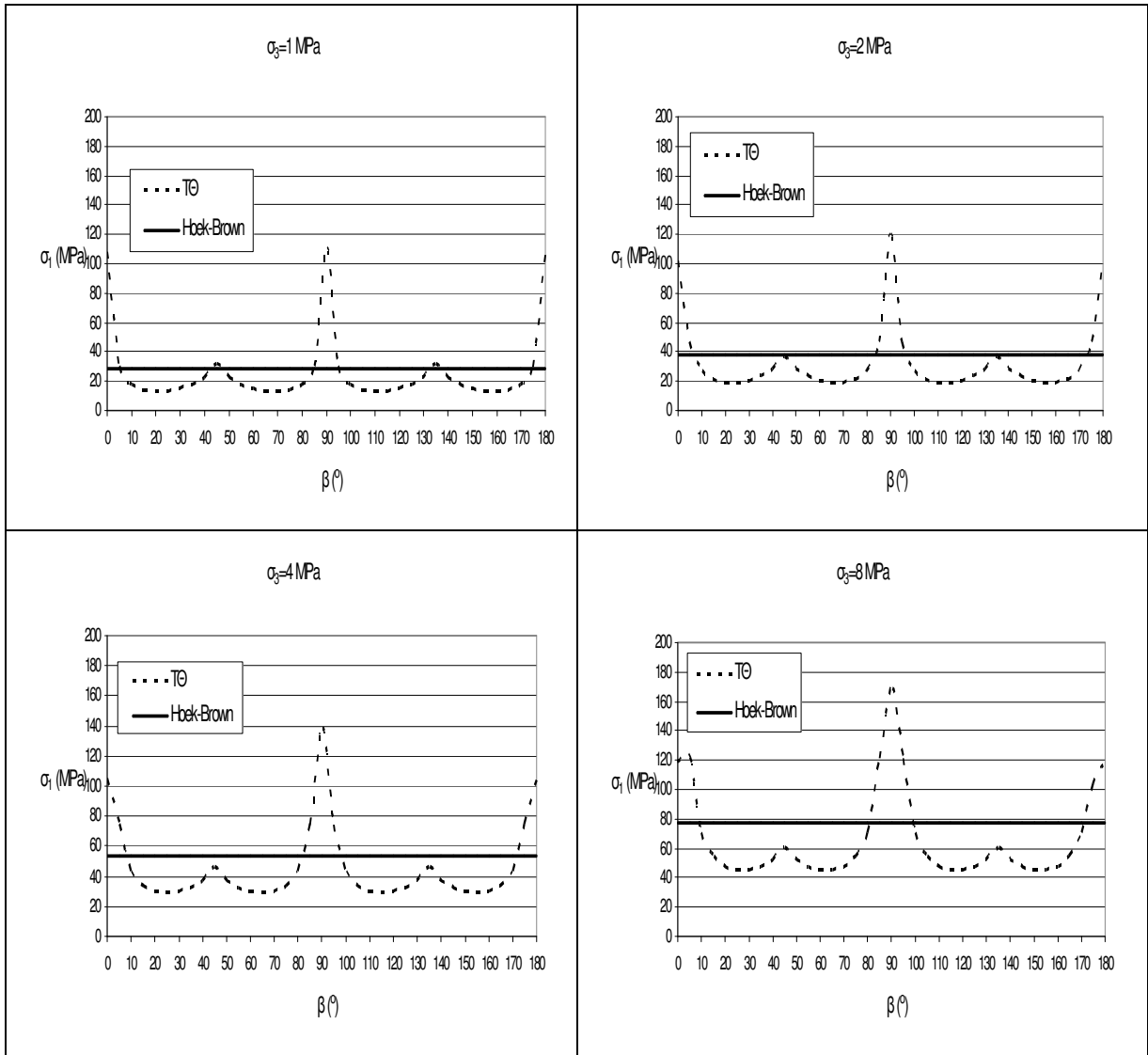
Στο Σχ. 4-24 παρουσιάζεται η αντοχή βραχομάζας πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες, με άρρηκτο πέτρωμα υψηλής αντοχής. Η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία είναι γενικά χαμηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown, ενώ το ίδιο ισχύει και όταν ένα και δυο από τα συστήματα περιλαμβάνουν μή εμμένουσες ασυνέχειες (Σχ. 4-25 και Σχ. 4-26 αντίστοιχα). Τέλος, η τροποποιημένη θεωρία προβλέπει αρκετά υψηλότερη αντοχή από αυτήν του κριτηρίου αστοχίας όταν το πέτρωμα περιέχει τρία και τέσσερα συστήματα μή εμμενουσών ασυνεχειών (Σχ. 4-27 και Σχ. 4-28 αντίστοιχα).



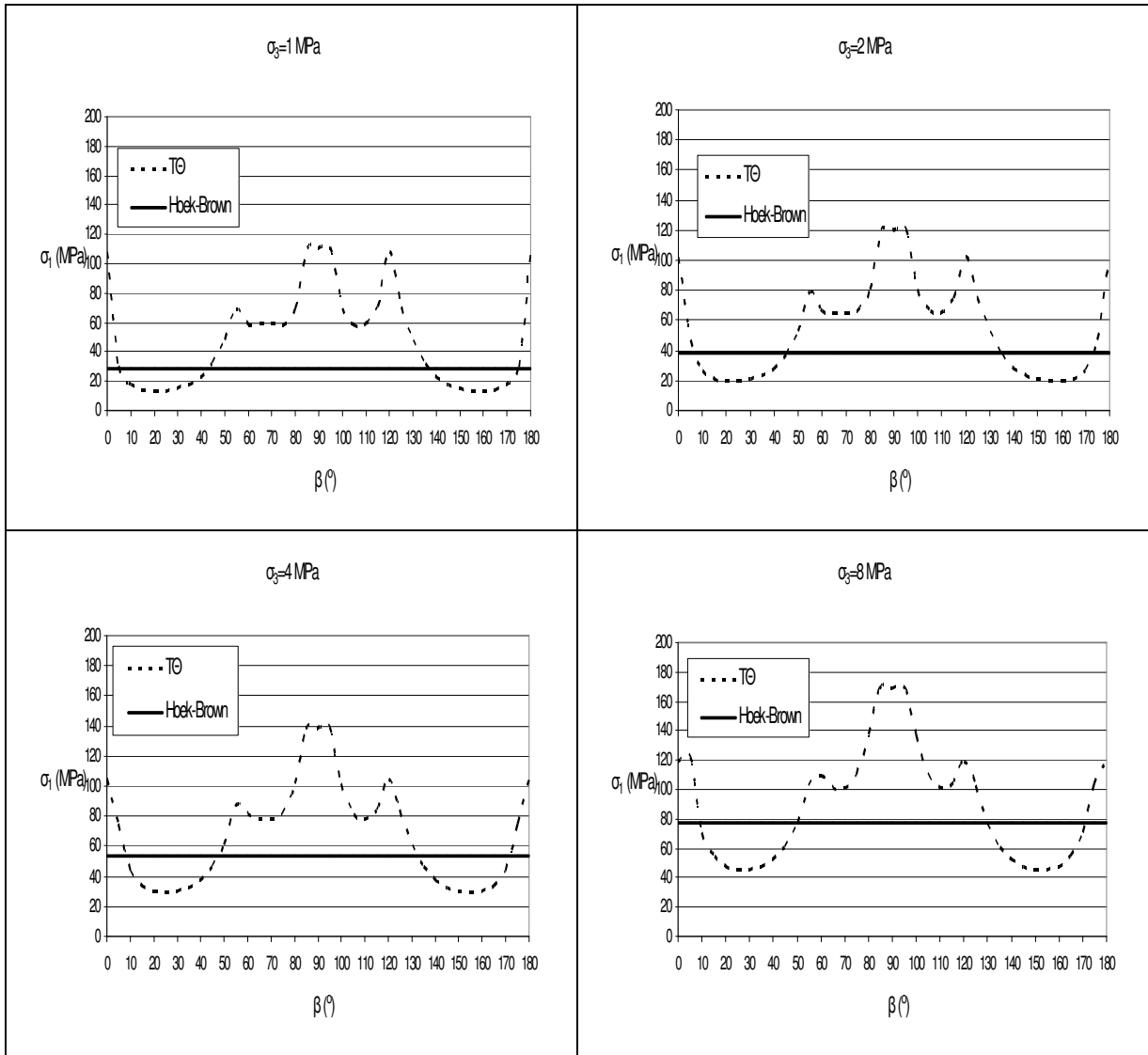
Σχ. 4-24 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με εμμένουσες ασυνέχειες



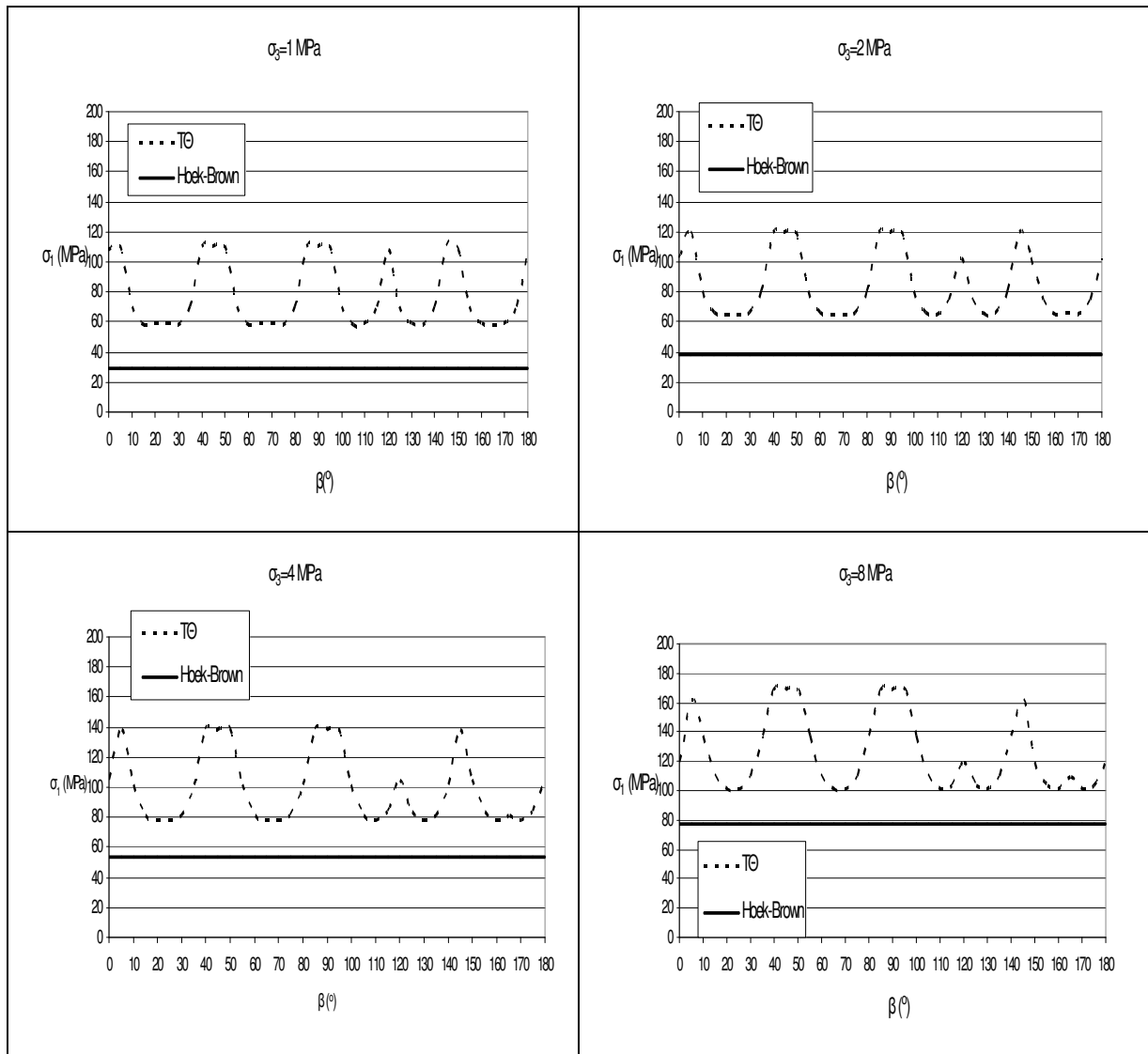
Σχ. 4-25 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με μια μη εμμένουσα ασυνέχεια



Σχ. 4-26 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με δυο μη εμμένουσες ασυνέχειες



Σχ. 4-27 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες



Σχ. 4-28 Βραχομάζα υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής (GSI=65) με τέσσερις μή εμμένουσες ασυνέχειες

4.4 Ισοδύναμη ισότροπη αντοχή

Σύμφωνα με τα διαγράμματα που παρουσιάστηκαν παραπάνω, η αντοχή της τεμαχώδους και της πολύ τεμαχώδους δομής βραχομάζας που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μεταβάλλεται σε σχέση με την γωνία κλίσης των συστημάτων ασυνεχειών γύρω από μια μέση τιμή και μπορεί να θεωρηθεί πρακτικά ισότροπη. Αυτό το γεγονός οδηγεί στην ιδέα της μέσης αντοχής, της μέσης τιμής δηλαδή της αντοχής για όλες τις γωνίες κλίσης των συστημάτων. Υπολογίζοντας την μέση τιμή για κάθε τιμή της πλευρικής πίεσης, είναι δυνατός ο σχεδιασμός περιβαλλουσών αστοχίας για την ρωγματωμένη βραχομάζα. Οι περιβάλλουσες αυτές μπορούν στη συνέχεια να

συγκριθούν άμεσα με τις αντίστοιχες που προκύπτουν από την εφαρμογή του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, για το ίδιο εύρος τιμών πλευρικής πίεσης.

4.4.1 Πέτρωμα χαμηλής αντοχής

Αρχικά εξετάζεται η αντοχή της βραχομάζας με το χαμηλής αντοχής άρρηκτο πέτρωμα. Από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας υπολογίζεται η μέση αντοχή για κάθε τιμή πλευρικής πίεσης. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για τις τέσσερις τιμές πλευρικής τάσης και σχεδιάζεται η περιβάλλουσα αστοχίας. Η περιβάλλουσα αυτή συγκρίνεται στη συνέχεια με αυτή που προκύπτει από το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Επίσης, σχεδιάζεται και η περιβάλλουσα αστοχίας του άρρηκτου πετρώματος.

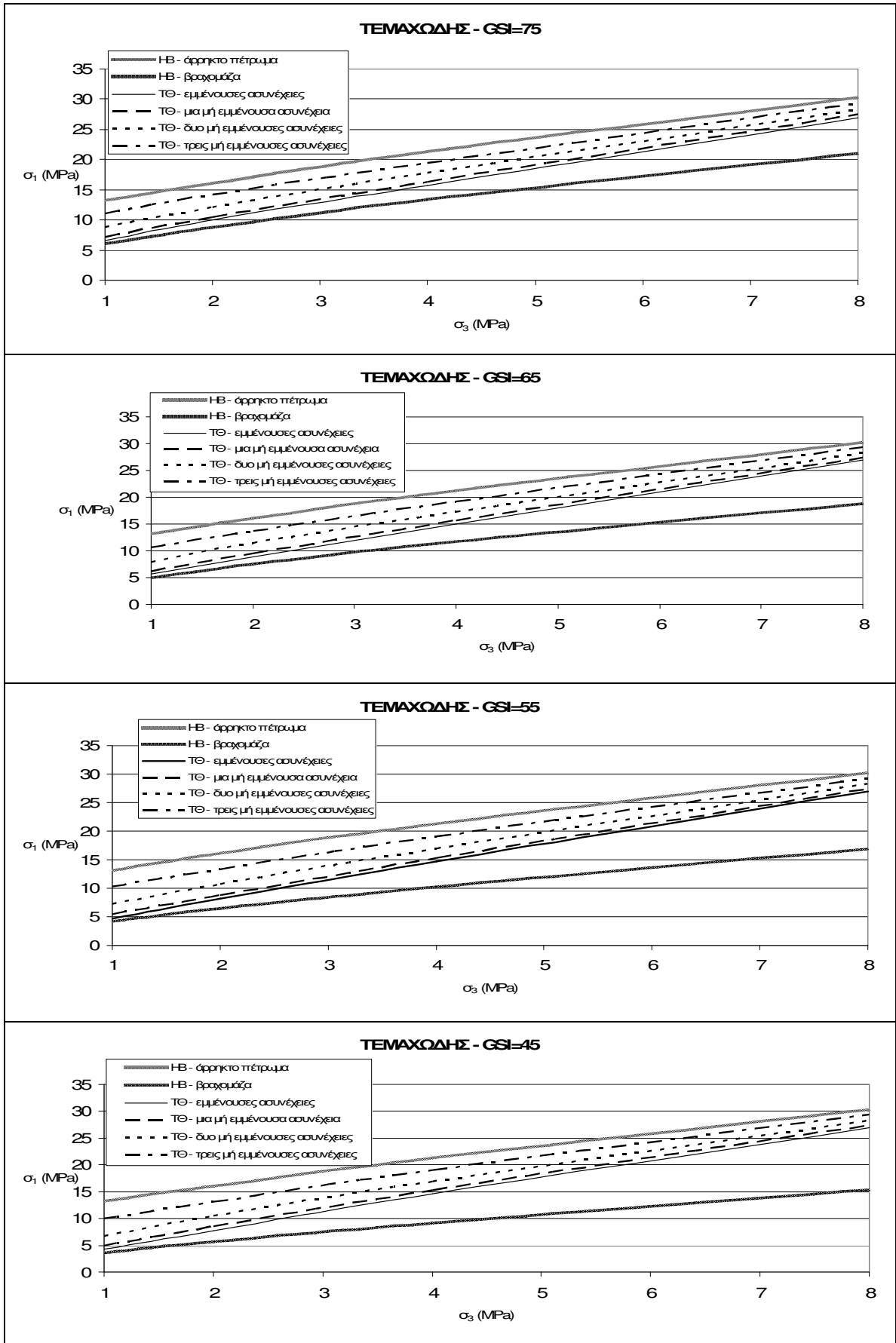
Στο Σχ. 4-29 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίες για το πέτρωμα χαμηλής αντοχής με τεμαχώδη δομή (GSI=75, 65, 55, 45) με τέσσερις συνδυασμούς εμμονής ασυνεχειών. Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας σε όλες τις περιπτώσεις προβλέπει υψηλότερη αντοχή από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown. Επίσης, η αντοχή της βραχομάζας με βάση την τροποποιημένη θεωρία επηρεάζεται σημαντικά από την εμμόνη των ασυνεχειών. Όταν όλες οι ασυνέχειες θεωρούνται μη εμμένουσες, η αντοχή της βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Επίσης, οι περιβάλλουσες που προκύπτουν από την τροποποιημένη θεωρία είναι σχεδόν γραμμικές, σε αντίθεση με αυτές που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας.

Μια πιθανή εξήγηση για την γραμμική μορφή των περιβαλλουσών αστοχίας και την μεγάλη απόκλιση στην αντοχή μεταξύ των δυο μεθόδων για τις υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης, είναι η χαμηλή αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου υλικού η οποία οδηγεί σε αντίστοιχα χαμηλές τιμές της παραμέτρου JCS. Καθώς η τιμή της πλευρικής πίεσης αυξάνεται, η ορθή τάση που ασκείται στο επίπεδο της ασυνέχειας προσεγγίζει την τιμή JCS και η επίδραση των ασυνεχειών στην αντοχή της βραχομάζας ελαχιστοποιείται. Το φαινόμενο αυτό προσομοιώνεται με την τροποποιημένη θεωρία, όχι όμως με το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown.

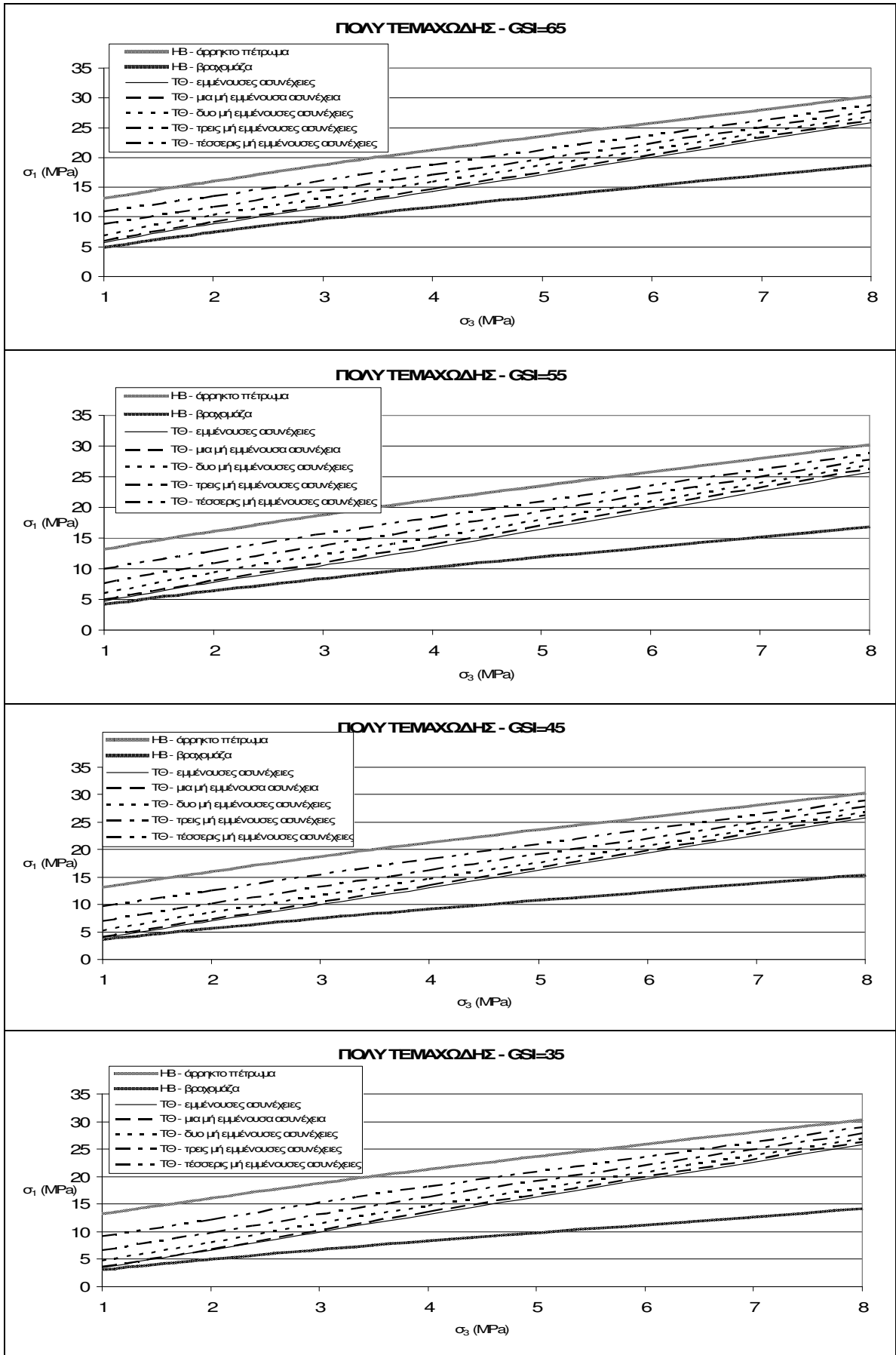
Στο Σχ. 4-30 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για το πέτρωμα χαμηλής αντοχής με πολύ τεμαχώδη δομή (GSI=65, 55, 45, 35) για πέντε συνδυασμούς εμμονής ασυνεχειών. Η τροποποιημένη θεωρία προβλέπει σε όλες τις περιπτώσεις υψηλότερη αντοχή από την αντίστοιχη που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Επίσης, η αντοχή που υπολογίζεται από την τροποποιημένη θεωρία επηρεάζεται σημαντικά από την εμμόνη των ασυνεχειών. Όταν όλες οι ασυνέχειες είναι μη εμμένουσες, η αντοχή της ρωγματομένης βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Επίσης, οι

περιβάλλουσες που προκύπτουν από την τροποποιημένη θεωρία είναι σχεδόν γραμμικές, σε αντίθεση με αυτές που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας.

Η γραμμική μορφή των περιβαλλουσών αστοχίας και η μεγάλη απόκλιση στην αντοχή μεταξύ των δυο μεθόδων για τις υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης, αποδίδονται στην ίδια αιτία με αυτήν που περιγράφηκε στην περίπτωση της τεμαχώδους δομής βραχομάζας.



Σχ. 4-29 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος χαμηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής



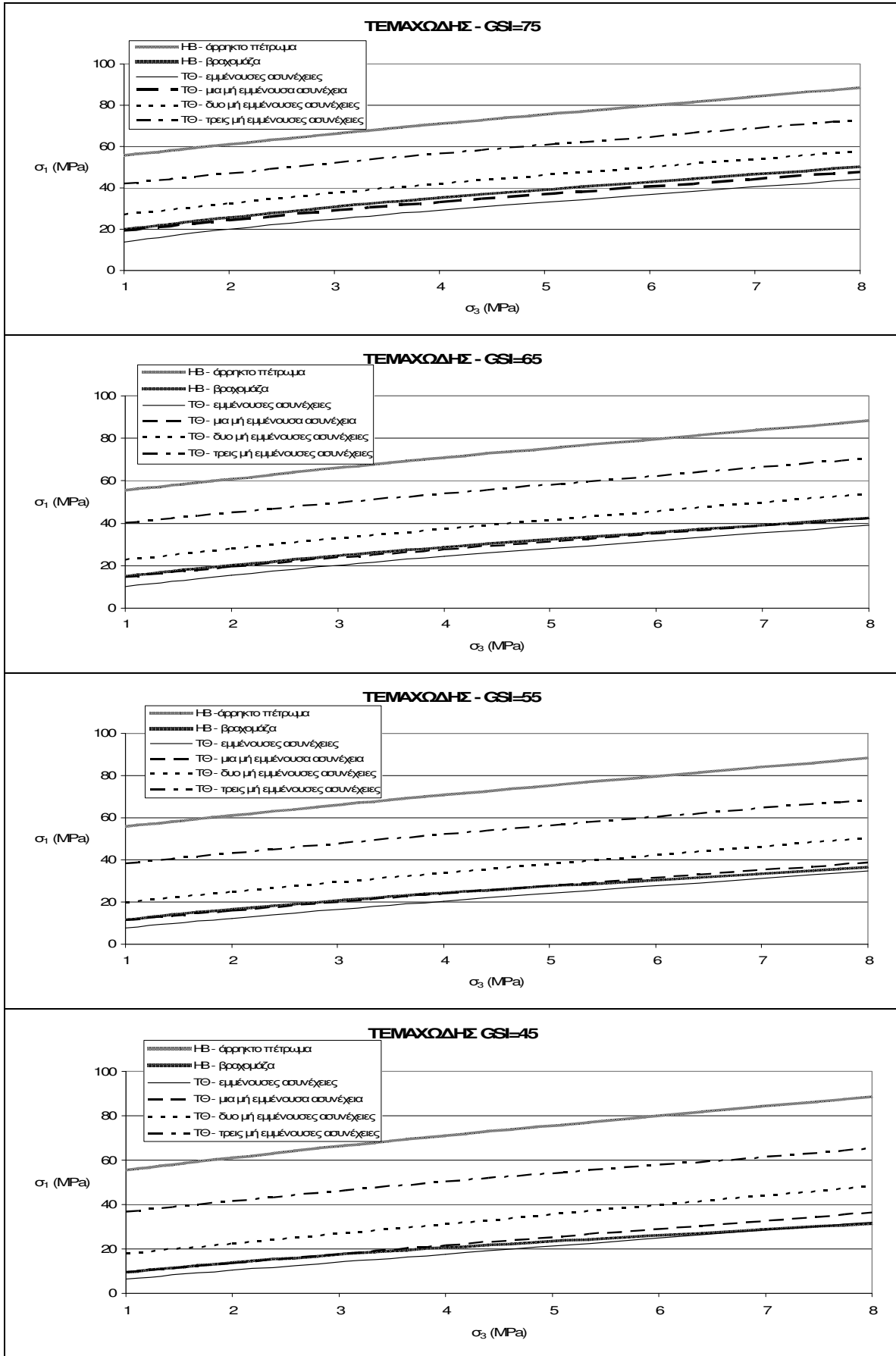
Σχ. 4-30 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος χαμηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής

4.4.2 Πέτρωμα μέσης αντοχής

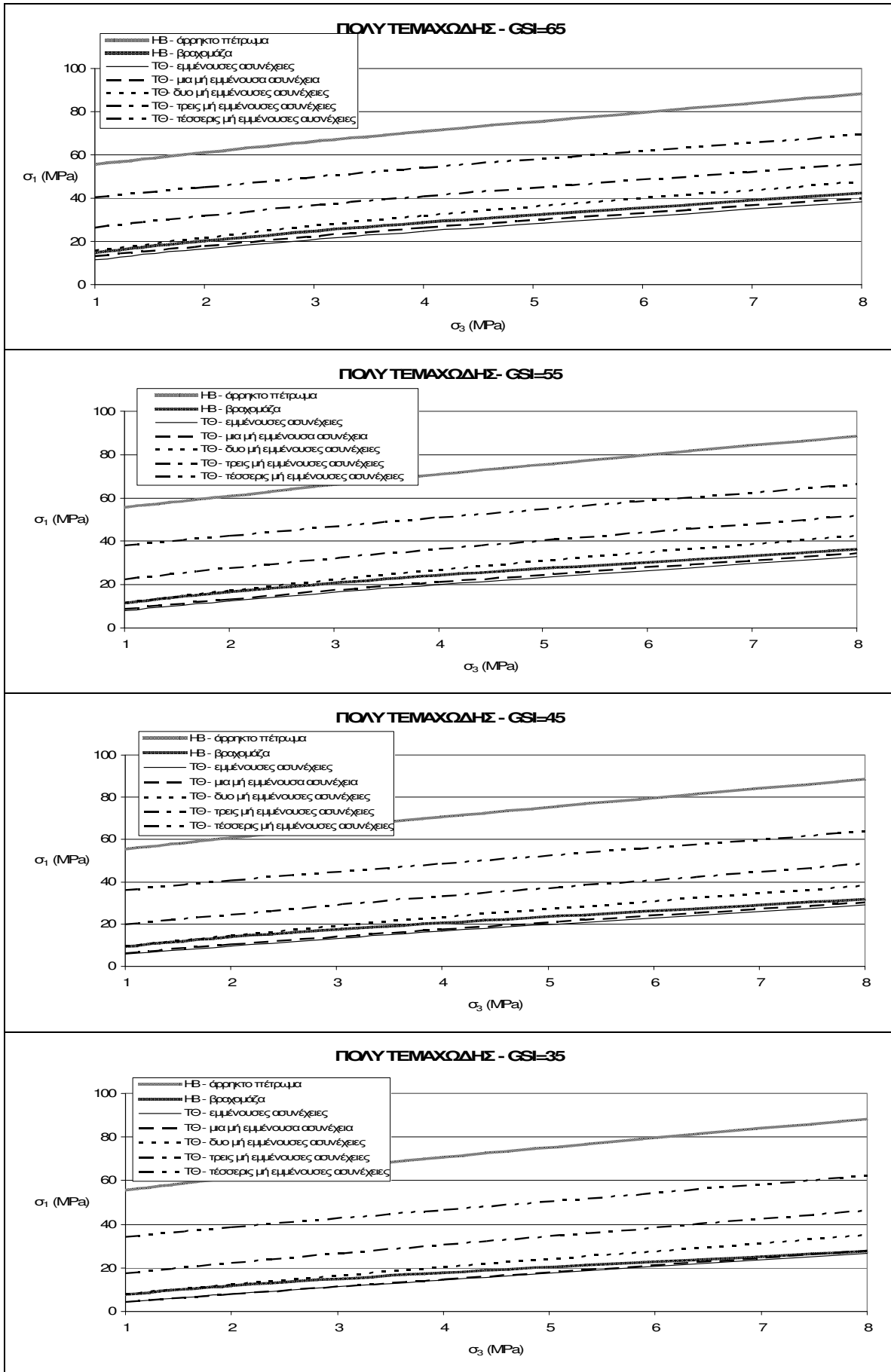
Εξετάζεται η αντοχή της βραχομάζας με το μέσης αντοχής άρρηκτο πέτρωμα. Από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας υπολογίζεται η μέση αντοχή για κάθε τιμή πλευρικής πίεσης. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για τις τέσσερις τιμές πλευρικής τάσης και σχεδιάζεται η περιβάλλουσα αστοχίας. Η περιβάλλουσα αυτή συγκρίνεται στη συνέχεια με αυτή που προκύπτει από το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Επίσης, σχεδιάζεται και η περιβάλλουσα αστοχίας του άρρηκτου πετρώματος.

Στο Σχ. 4-31 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίες για το πέτρωμα μέσης αντοχής με τεμαχώδη δομή ($GSI=75, 65, 55, 45$) με τέσσερις συνδυασμούς εμμονής ασυνεχειών. Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας προβλέπει χαμηλότερη αντοχή από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown όταν όλες οι ασυνέχειες είναι εμμένουσες. Όταν μια από τις ασυνέχειες είναι μη εμμένουσα, η αντοχή που προκύπτει με τις δυο μεθόδους είναι σχεδόν ίδια. Η αντοχή που υπολογίζεται με την τροποποιημένη θεωρία αυξάνεται σημαντικά με την αύξηση του αριθμού των μη εμμενουσών ασυνεχειών και όταν όλες οι ασυνέχειες είναι μη εμμένουσες, η αντοχή της βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Τέλος, οι περιβάλλουσες αστοχίας που προκύπτουν από την τροποποιημένη θεωρία είναι μη γραμμικές, σε αντίθεση με τις αντίστοιχες για το πέτρωμα χαμηλής αντοχής.

Στο Σχ. 4-32 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίες για το πέτρωμα μέσης αντοχής με πολύ τεμαχώδη δομή ($GSI=65, 55, 45, 35$) με πέντε συνδυασμούς εμμονής ασυνεχειών. Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας προβλέπει χαμηλότερη αντοχή από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown όταν όλες οι ασυνέχειες είναι εμμένουσες. Η αντοχή που υπολογίζεται με το κριτήριο Hoek – Brown βρίσκεται ενδιάμεσα της αντοχής που υπολογίζεται από την τροποποιημένη θεωρία, για μια και δυο μη εμμένουσες ασυνέχειες. Η αντοχή που υπολογίζεται με την τροποποιημένη θεωρία αυξάνεται σημαντικά με την αύξηση του αριθμού των μη εμμενουσών ασυνεχειών και όταν όλες οι ασυνέχειες είναι μη εμμένουσες, η αντοχή της βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Τέλος, οι περιβάλλουσες αστοχίας που προκύπτουν από την τροποποιημένη θεωρία είναι μη γραμμικές, σε αντίθεση με τις αντίστοιχες για το πέτρωμα χαμηλής αντοχής.



Σχ. 4-31 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος μέσης αντοχής, τεμαχόδους δομής



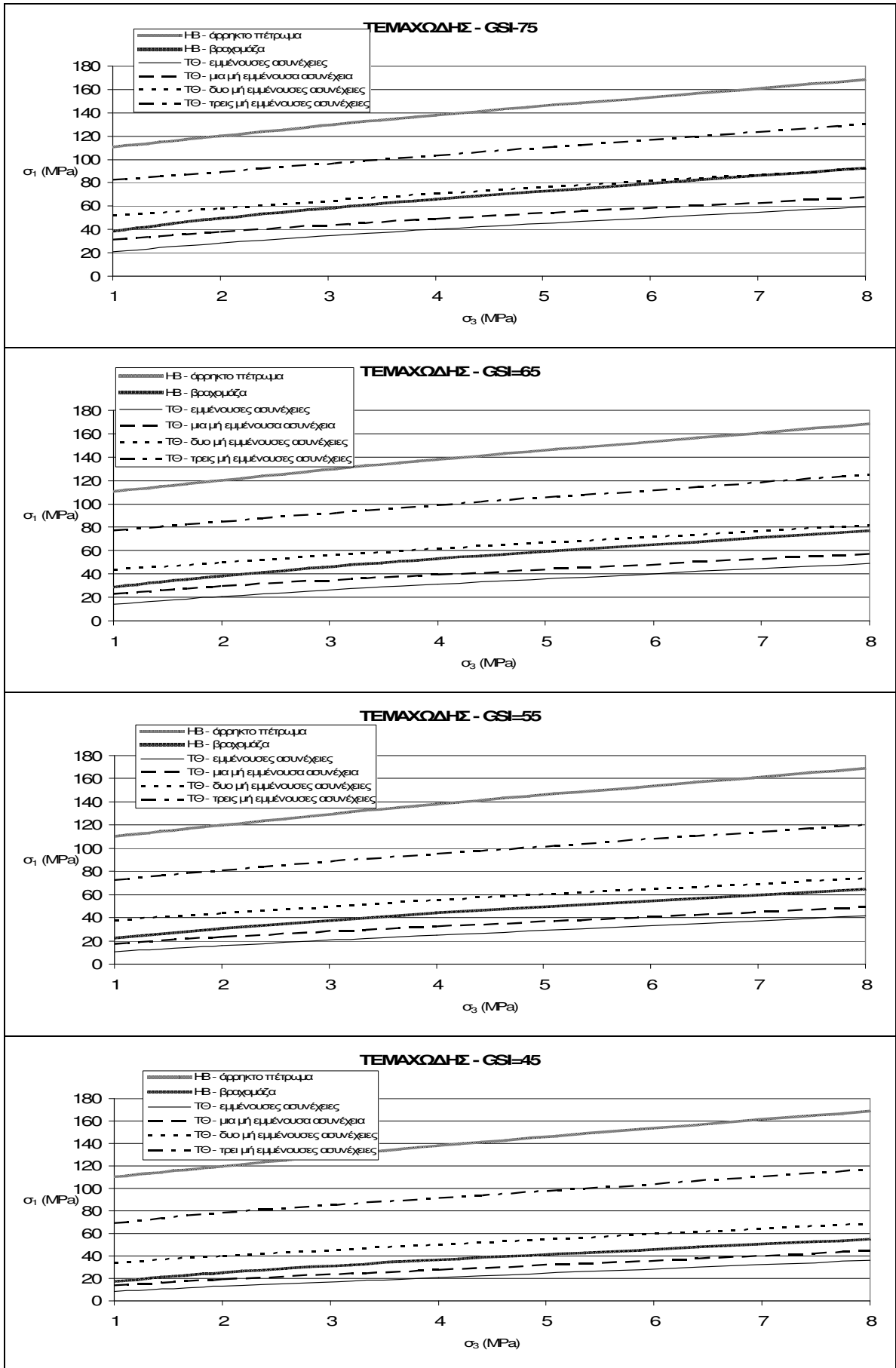
Σχ. 4-32 Περιβάλλουσες αποτυχίας πετρώματος μέσης αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής

4.4.3 Πέτρωμα υψηλής αντοχής

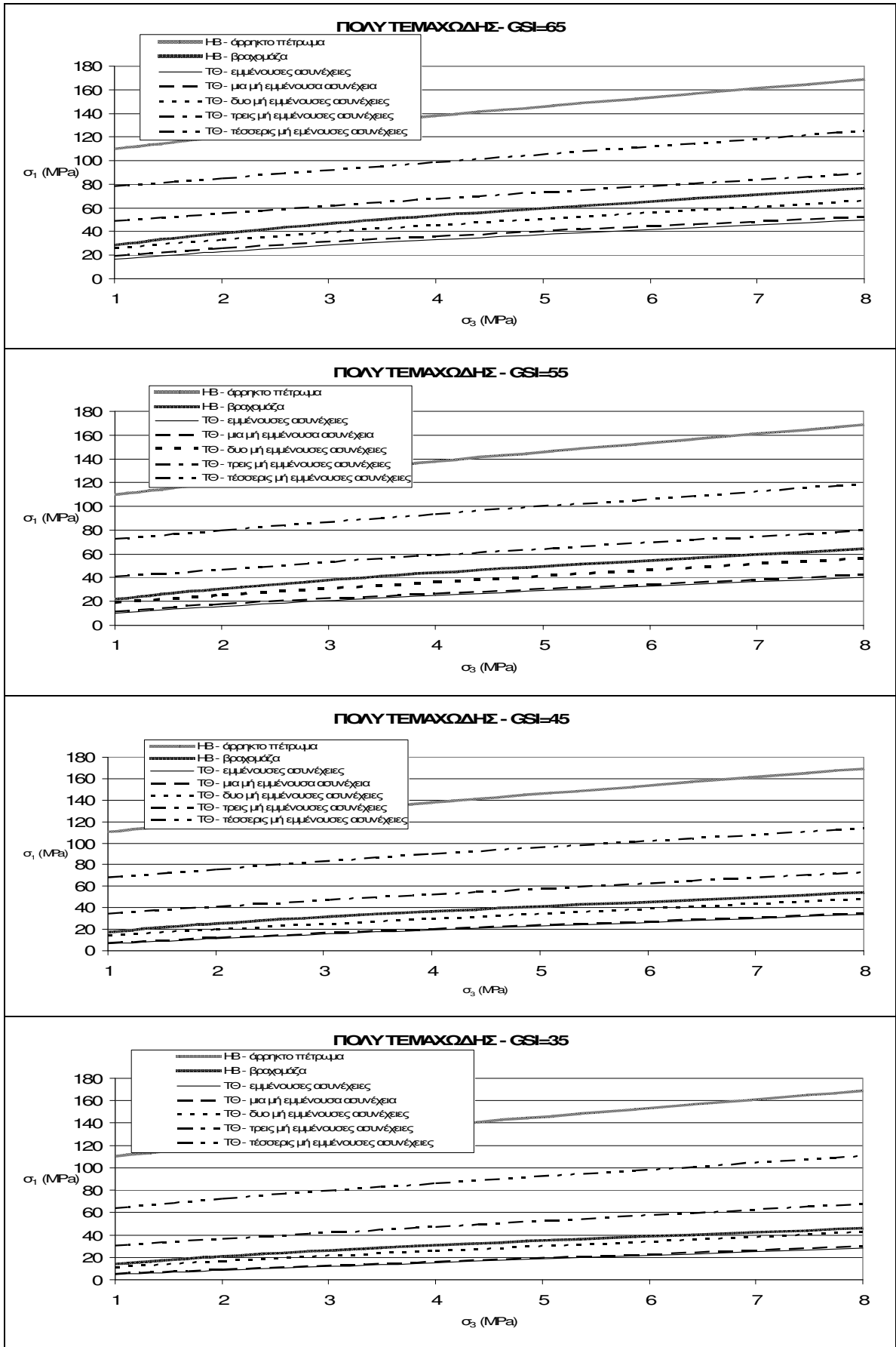
Τέλος, εξετάζεται η αντοχή της βραχομάζας με το υψηλής αντοχής άρρηκτο πέτρωμα. Από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας υπολογίζεται η μέση αντοχή για κάθε τιμή πλευρικής πίεσης. Η διαδικασία αυτή επαναλαμβάνεται για τις τέσσερις τιμές πλευρικής τάσης και σχεδιάζεται η περιβάλλουσα αστοχίας. Η περιβάλλουσα αυτή συγκρίνεται στη συνέχεια με αυτή που προκύπτει από το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Επίσης, σχεδιάζεται και η περιβάλλουσα αστοχίας του άρρηκτου πετρώματος.

Στο Σχ. 4-33 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίες για το πέτρωμα υψηλής αντοχής με τεμαχώδη δομή ($GSI=75, 65, 55, 45$) με τέσσερις συνδυασμούς εμμονής ασυνεχειών. Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας προβλέπει χαμηλότερη αντοχή από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown όταν όλες οι ασυνέχειες είναι εμμένουσες. Η αντοχή που υπολογίζεται με το κριτήριο Hoek – Brown βρίσκεται ενδιάμεσα της αντοχής που υπολογίζεται από την τροποποιημένη θεωρία, για μια και δυο μή εμμένουσες ασυνέχειες. Η αντοχή που υπολογίζεται με την τροποποιημένη θεωρία αυξάνεται σημαντικά με την αύξηση του αριθμού των μή εμμενουσών ασυνεχειών και όταν όλες οι ασυνέχειες είναι μή εμμένουσες, η αντοχή της βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Τέλος, οι περιβάλλουσες αστοχίας που προκύπτουν από την τροποποιημένη θεωρία είναι μή γραμμικές, όπως προβλέπει και το κριτήριο Hoek – Brown.

Στο Σχ. 4-34 παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίες για το πέτρωμα υψηλής αντοχής με πολύ τεμαχώδη δομή ($GSI=65, 55, 45, 35$) με πέντε συνδυασμούς εμμονής ασυνεχειών. Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας προβλέπει χαμηλότερη αντοχή από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown όταν όλες οι ασυνέχειες είναι εμμένουσες. Η αντοχή που υπολογίζεται με το κριτήριο Hoek – Brown βρίσκεται ενδιάμεσα της αντοχής που υπολογίζεται από την τροποποιημένη θεωρία, για δυο και τρεις μή εμμένουσες ασυνέχειες. Η αντοχή που υπολογίζεται με την τροποποιημένη θεωρία αυξάνεται σημαντικά με την αύξηση του αριθμού των εμμενουσών ασυνεχειών και όταν όλες οι ασυνέχειες είναι μή εμμένουσες, η αντοχή της βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Τέλος, οι περιβάλλουσες αστοχίας που προκύπτουν από την τροποποιημένη θεωρία είναι μή γραμμικές, όπως προβλέπει και το κριτήριο Hoek – Brown.



Σχ. 4-33 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος υψηλής αντοχής, τεμαχώδους δομής



Σχ. 4-34 Περιβάλλουσες αστοχίας πετρώματος υψηλής αντοχής, πολύ τεμαχώδους δομής

4.5 Συμπεράσματα κεφαλαίου

Οι δυσκολίες στην δειγματοληψία και εξέταση δοκιμίων κερματισμένης βραχομάζας έχουν οδηγήσει στην ανάπτυξη εμπειρικών κριτηρίων αστοχίας για τον υπολογισμό της αντοχής της. Το κριτήριο Hoek – Brown είναι το πιο διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας, όμως οι περιβάλλουσες αστοχίας που προκύπτουν από την εφαρμογή του σε βραχομάζες δεν έχουν επιβεβαιωθεί πειραματικά ή επί τόπου. Το γεγονός αυτό δημιουργεί αμφιβολίες σχετικά με την αξιοπιστία του κριτηρίου. Εδώ πραγματοποιείται μια θεωρητική διερεύνηση του κριτηρίου, με την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας σε κερματισμένη βραχομάζα. Η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία παρουσιάζει ορισμένες διαφοροποιήσεις από αυτήν που προβλέπεται από το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown, για τεμαχώδη και πολύ τεμαχώδη δομή βραχομάζας.

Η αντοχή που προβλέπεται από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εξαρτάται άμεσα από την εμμογή των ασυνεχειών. Βραχομάζα που περιέχει εμμένουσες ασυνέχειες έχει αντοχή ελαφρά χαμηλότερη ή και ίση με αυτήν που προβλέπει το κριτήριο Hoek – Brown ενώ αντίθετα βραχομάζα που περιλαμβάνει μόνο μή εμμένουσες ασυνέχειες έχει αντοχή που προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Η αντοχή βραχομάζας που περιέχει εμμένουσες και μή ασυνέχειες κυμαίνεται ενδιάμεσα των δυο ανωτέρω ακραίων καταστάσεων. Η επιρροή αυτή της εμμογής των ασυνεχειών προσομοιώνεται με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, όχι όμως με το κριτήριο Hoek – Brown, καθώς το σύστημα GSI δεν λαμβάνει υπόψη του άμεσα την εμμογή των ασυνεχειών.

Οι περιβάλλουσες αστοχίας που προκύπτουν με την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας είναι μή γραμμικές, όπως προβλέπει και το κριτήριο Hoek – Brown. Ωστόσο, όταν εξετάζεται πέτρωμα χαμηλής αντοχής, οι περιβάλλουσες αστοχίας προκύπτουν γραμμικές. Μια πιθανή εξήγηση για την γραμμικότητα των περιβαλλουσών και την απόκλιση στην τιμή της αντοχής μεταξύ των δυο μεθόδων για υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης, είναι η χαμηλή τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος η οποία οδηγεί σε χαμηλές τιμές της παραμέτρου JCS. Καθώς η τιμή της ορθής τάσης επάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας αυξάνεται, προσεγγίζει την τιμή του JCS και η επιρροή της ασυνέχειας στην αντοχή της βραχομάζας ελαχιστοποιείται. Το φαινόμενο αυτό προσομοιώνεται με την τροποποιημένη θεωρία, όχι όμως με το κριτήριο Hoek – Brown.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μπορεί να εφαρμοστεί χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές για την βασική γωνία τριβής των ασυνεχειών. Στην

μεθοδολογία που παρουσιάστηκε, η τιμή της βασικής γωνίας τριβής δεν επηρεάζει την τιμή του GSI. Θεωρείται ως μια παράμετρος που εξαρτάται από τον τύπο του πετρώματος και μια μέση τιμή 30° λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς. Υψηλότερες τιμές της βασικής γωνίας τριβής θα οδηγήσουν σε αύξηση της αντοχής των ασυνεχειών και κατ'επέκταση σε αύξηση της αντοχής της βραχομάζας. Αντίθετα, το GSI δεν λαμβάνει υπόψη του άμεσα την παράμετρο αυτή, οπότε, σύμφωνα με το κριτήριο Hoek – Brown, μια υψηλότερη τιμή της βασικής γωνίας τριβής δεν θα έχει καμία επίδραση στην αντοχή της βραχομάζας.

Το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown είναι ανεξάρτητο της ενδιάμεσης ενεργού κύριας τάσης σ_2' . Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζεται σε δυο διαστάσεις, αγνοώντας επίσης την ενδιάμεση ενεργό κύρια τάση. Έτσι, μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της αντοχής βραχομάζας σε μια τριαξονική κατάσταση $\sigma_1', \sigma_2' = \sigma_3'$ ή όταν η ασυνέχεια έχει διεύθυνση παράλληλη με την σ_2' . Όταν δεν ισχύουν οι παραπάνω συνθήκες, η ενδιάμεση ενεργός κύρια τάση θα τείνει να αυξήσει την αντοχή της βραχομάζας καθώς ο βαθμός περιορισμού στην ασυνέχεια θα είναι μεγαλύτερος.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας απαιτεί μεγαλύτερο αριθμό δεδομένων για τον υπολογισμό της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας από ότι το κριτήριο Hoek – Brown. Οι παράμετροι που αφορούν στο άρρηκτο πέτρωμα είναι κοινές και στις δυο μεθόδους. Το κριτήριο Hoek – Brown, για να λάβει υπόψη του την παρουσία των ασυνεχειών, χρησιμοποιεί το σύστημα GSI το οποίο βασίζεται σε παρατηρήσεις υπαίθρου και συνδυάζει την δομή της βραχομάζας με την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών, με ένα απλουστευτικό τρόπο. Οι Hoek and Marinos (2009) αναγνωρίζουν την ανάγκη βαθμονόμησης ή και πλήρους αντικατάστασης ορισμένων από τις εμπειρικές μεθόδους, όπως το GSI, με αριθμητικά εργαλεία. Στην ίδια εργασία τους αναφέρουν ότι «απλά δεν είναι δυνατό, μέσα από ένα σύστημα ταξινόμησης που βασίζεται σε ένα περιορισμένο αριθμό δεδομένων, να προσομοιωθεί η πραγματική συμπεριφορά ετερογενών βραχομαζών». Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν έχει τέτοιους περιορισμούς καθώς απαιτεί περισσότερες ποσοτικές πληροφορίες για την τραχύτητα, την αντοχή, την γωνία τριβής και την εμμογή των ασυνεχειών. Έτσι, η θεωρία αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως μια πιο σύνθετη μεθοδολογία για τον υπολογισμό της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΣΥΖΗΤΗΣΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η ανάπτυξη των επιστημών που σχετίζονται με την μηχανική των στερεών και των ρευστών καθώς και η διαθεσιμότητα ισχυρών υπολογιστικών συστημάτων, με την ταυτόχρονη εξέλιξη εξειδικευμένου λογισμικού, επιτρέπουν σήμερα την ανάλυση της απόκρισης σύνθετων κατασκευών από βιομηχανικά υλικά, κάτω από οποιαδήποτε εντατική κατάσταση. Ωστόσο, ο σχεδιασμός και η κατασκευή επιφανειακών και υπόγειων έργων για μεταλλευτικούς και τεχνικούς σκοπούς, απαιτεί ειδικότερα την κατανόηση της μηχανικής συμπεριφοράς των εδαφών και των πετρωμάτων. Τα υλικά αυτά παρουσιάζουν σημαντικές διαφοροποιήσεις σε σχέση με τα αντίστοιχα βιομηχανικά καθώς δεν είναι εκ των προτέρων γνωστή η σύνθεση και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους, είναι πολυφασικά και συνήθως εμφανίζονται ανισότροπα και ανομοιογενή. Οι διαφοροποιήσεις αυτές είναι εντονότερες στα πετρώματα, λόγω της ποικιλίας των δομών με τις οποίες εμφανίζονται στη φύση.

Η αντοχή του πετρώματος εκτιμάται μέσω εργαστηριακών δοκιμών σε άρρηκτα δοκίμια μικρής κλίμακας. Η αντοχή αυτή ωστόσο δεν είναι αντιπροσωπευτική της μάζας του πετρώματος, λόγω της παρουσίας σε αυτήν ασυνεχειών. Οι ασυνέχειες δεν μπορούν να μεταφέρουν εφελκυστικές τάσεις κάθετα προς την επιφάνειά τους, ενώ η διατμητική αντοχή κατά μήκος των επιφανειών τους είναι μειωμένη σε σχέση με την αντίστοιχη του άρρηκτου πετρώματος. Η αντοχή της βραχομάζας μπορεί να εκτιμηθεί άμεσα μέσω δοκιμών μεγάλης κλίμακας, έτσι ώστε το υπό εξέταση πέτρωμα να περιλαμβάνει αντιπροσωπευτικό αριθμό ασυνεχειών. Τέτοιες δοκιμές ωστόσο δεν πραγματοποιούνται συχνά καθώς είναι χρονοβόρες και έχουν αυξημένο κόστος. Το γεγονός αυτό έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη πλήθους μεθοδολογιών, μέσω των οποίων προσομοιώνεται η συμπεριφορά της βραχομάζας και εκτιμάται η αντοχή της.

5.1 Μεθοδολογίες εκτίμησης αντοχής βραχομάζας

Η αντοχή της βραχομάζας μπορεί να εκτιμηθεί με αναλυτικές, αριθμητικές και εμπειρικές μεθόδους. Οι αναλυτικές μέθοδοι στηρίζονται στην προσομοίωση της συμπεριφοράς με χρήση εξισώσεων της θεωρίας ελαστικότητας ή της θεωρίας πλαστικότητας, οι οποίες στην συνέχεια επιλύονται λαμβάνοντας υπόψη τις κατάλληλες συνοριακές συνθήκες. Η δημοφιλέστερη αναλυτική μέθοδος είναι η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, η οποία βασίζεται σε σχετικά απλές εξισώσεις της μηχανικής του συνεχούς μέσου σε δυο διαστάσεις, ενώ αντίστοιχη μεθοδολογία έχει προταθεί για την εκτίμηση της αντοχής σε

τριδιάστατο χώρο. Οι αναλυτικές προσεγγίσεις εφαρμόζονται σε σχετικά απλές δομές βραχομάζας, έχουν όμως ιδιαίτερη σημασία γιατί συνεισφέρουν στην κατανόηση της επίδρασης των παραμέτρων που σχετίζονται με την αντοχή της βραχομάζας.

Οι αριθμητικές μέθοδοι χρησιμοποιούνται τα τελευταία χρόνια για την προσομοίωση προβλημάτων τα οποία σχετίζονται με την αντοχή της βραχομάζας. Τα προβλήματα αυτά αναφέρονται κυρίως σε θέματα αλληλεπίδρασης άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών και οι αριθμητικές προσομοιώσεις είναι σε θέση να δώσουν σημαντικές πληροφορίες για τις κατανομές των τάσεων που συμβαίνουν σε ένα φυσικό σύστημα. Ωστόσο, η αδυναμία πλήρους κατανόησης των φυσικών συστημάτων που προσομοιώνονται με αριθμητικές μεθόδους, οδηγεί σε μια σειρά παραδοχών για τα πραγματικά αυτά συστήματα. Πολλές από τις παραδοχές αυτές προκύπτουν από την εμπειρία, στην πράξη όμως, ο βαθμός επηρεασμού ενός προσομοιώματος από τις απλοποιητικές παραδοχές είναι σημαντικός.

Οι εμπειρικές μέθοδοι αποτελούν το βασικό εργαλείο εκτίμησης της αντοχής της βραχομάζας. Εκφράζονται κυρίως μέσω των εμπειρικών κριτηρίων αστοχίας, τα οποία αποτελούν γενικευμένες σχέσεις που προκύπτουν από πειράματα και παρατηρήσεις. Συσχετίζουν ορισμένες σχετικά εύκολα μετρήσιμες παραμέτρους που αφορούν στο άρρηκτο πέτρωμα και τις ασυνέχειες και κατόπιν συνδέουν τις παραμέτρους αυτές με την εντατική κατάσταση η οποία οδηγεί το υλικό σε αστοχία. Τα κριτήρια αστοχίας εκφράζουν την αντοχή της βραχομάζας χωρίς να στηρίζονται άμεσα σε κάποιο θεωρητικό υπόβαθρο. Επίσης, έχουν προκύψει από παρατηρήσεις σε περιορισμένο αριθμό περιπτώσεων και η γενικευμένη χρήση τους ενδέχεται να οδηγήσει σε λανθασμένες εκτιμήσεις. Ωστόσο, λόγω κυρίως της υπολογιστικής ευχέρειας τους, αποτελούν τη συνήθη πρακτική για την εκτίμηση της αντοχής της βραχομάζας. Τέτοια κριτήρια αστοχίας έχουν διατυπωθεί από πολλούς ερευνητές, στην πράξη όμως έχει επικρατήσει το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown.

5.2 Μειονεκτήματα των μεθοδολογιών

Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μπορεί να εφαρμοστεί για την αναλυτική εκτίμηση της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας, με σχετικά απλή δομή και ανισότροπη ή ισοδύναμα ισότροπη συμπεριφορά. Αντίθετα, το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown αποτελεί την πλέον διαδεδομένη μέθοδο για την εμπειρική εκτίμηση της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας με ισότροπη συμπεριφορά. Οι δυο αυτές μεθοδολογίες προσφέρουν

υπολογιστική ευκολία, παρουσιάζουν ωστόσο ορισμένες αδυναμίες τόσο στο θεωρητικό υπόβαθρο όσο και στην εφαρμογή τους.

Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας βασίζεται στην ανάλυση των τάσεων επάνω στα επίπεδα των ασυνεχειών και στην εξέταση της δυνατότητας ολίσθησης τους, λαμβάνοντας υπόψη και την αντοχή του άρρηκτου πετρώματος. Η θεωρία αυτή έχει αναπτυχθεί για γραμμικό νόμο συμπεριφοράς των ασυνεχειών κατά τη διάτμηση. Το γεγονός αυτό αποτελεί μειονέκτημα της θεωρίας καθώς είναι κοινά αποδεκτό ότι η συμπεριφορά των ασυνεχειών σε διάτμηση είναι μη γραμμική συνάρτηση της ορθής τάσης. Με την θεωρία αυτή μπορεί να υπολογιστεί η ανισότροπη αντοχή πετρώματος το οποίο μπορεί να περιλαμβάνει συστήματα ασυνεχειών διαφορετικής κλίσης, με μια ασυνέχεια σε κάθε σύστημα. Δεν λαμβάνεται υπόψη η παρουσία περισσότερων παράλληλων ασυνεχειών σε κάθε σύστημα, γεγονός το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε εσφαλμένες εκτιμήσεις αντοχής της βραχομάζας.

Σύμφωνα επίσης με την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, η αστοχία ενός κερματισμένου πετρώματος εκδηλώνεται με δυο διακριτούς τρόπους, διατμητική ολίσθηση κατά μήκος των επιφανειών των ασυνεχειών ή θραύση του άρρηκτου πετρώματος. Σε πειράματα που έχουν διεξαχθεί από διάφορους ερευνητές σε φυσικά ομοιώματα δοκιμίων βραχομάζας, καταγράφονται οι μηχανισμοί με τους οποίους εκδηλώνεται η αστοχία κατά τη θλιπτική φόρτιση. Σε μονοαξονικές συνθήκες ή ακόμα και για μικρές τιμές πλευρικής τάσης, η αστοχία οφείλεται κυρίως σε αξονικό σχισμό του άρρηκτου υλικού ή, για μεγάλες κλίσεις ασυνεχειών, σε διατμητικές ολισθήσεις ή αποκολλήσεις. Σε μεγαλύτερες πλευρικές πιέσεις πραγματοποιούνται ολισθήσεις κατά μήκος επιπέδων που μπορεί να περιλαμβάνουν άρρηκτο υλικό ή και ασυνέχειες ενώ είναι δυνατή η ανάπτυξη ακόμα και ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης. Για μεγάλες πλευρικές τάσεις, η αστοχία εκδηλώνεται με συζυγείς διατμητικές αστοχίες που περιλαμβάνουν άρρηκτο υλικό και επίπεδα ασυνεχειών. Γίνεται αντιληπτό λοιπόν ότι η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας απλοποιεί σημαντικά την συμπεριφορά της βραχομάζας, αδυνατώντας να προσομοιώσει το εύρος των μηχανισμών με τους οποίους είναι δυνατό να εκδηλωθεί η αστοχία.

Το κριτήριο Hoek – Brown χρησιμοποιείται ευρύτατα για την εκτίμηση της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος και της κερματισμένης βραχομάζας με ισότροπη συμπεριφορά. Η καταλληλότητα του κριτηρίου για το άρρηκτο πέτρωμα μπορεί να επιβεβαιωθεί συγκρίνοντας τις περιβάλλουσες αστοχίας που προβλέπει το κριτήριο με τις αντίστοιχες που προκύπτουν από εργαστηριακές δοκιμές. Αντίθετα, ο έλεγχος της καταλληλότητας του

κριτηρίου όπως αυτό εφαρμόζεται σε βραχομάζα δεν είναι εφικτός, λόγω των δυσχερειών στην δειγματοληψία μεγάλου όγκου πετρώματος, το οποίο να περιέχει αντιπροσωπευτικό αριθμό ασυνεχειών, ενώ επίσης οι επιτόπου δοκιμές δεν αποτελούν συνήθη πρακτική. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την έλλειψη θεωρητικού υπόβαθρου, δημιουργεί αμφιβολίες σχετικά με την καταλληλότητα του κριτηρίου όπως αυτό εφαρμόζεται για την εκτίμηση της αντοχής της μάζας του πετρώματος.

Σύμφωνα με το συγκεκριμένο κριτήριο, η μετάβαση από την κλίμακα του άρρηκτου πετρώματος στην κλίμακα της βραχομάζας γίνεται με τον προσδιορισμό της τιμής του δείκτη GSI. Η τιμή του GSI εκτιμάται συνυπολογίζοντας την δομή της βραχομάζας και την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών, χρησιμοποιώντας ποιοτικούς και όχι ποσοτικούς όρους. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η εκτίμηση της τιμής του GSI είναι περισσότερο υποκειμενική και εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την εμπειρία του εκάστοτε μελετητή. Επίσης, αρκετοί από τους παράγοντες που επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό την αντοχή της βραχομάζας, όπως για παράδειγμα η εμμονή των ασυνεχειών, δεν λαμβάνονται υπόψη με σαφή τρόπο στο συγκεκριμένο δείκτη, το οποίο έχει ως επακόλουθο να δημιουργούνται ερωτηματικά για την αντοχή που υπολογίζεται από το κριτήριο.

5.3 Ορθολογική διερεύνηση των μειονεκτημάτων

Στην παρούσα διατριβή γίνεται μια προσπάθεια ορθολογικής αντιμετώπισης των μειονεκτημάτων της θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας και του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown, τα οποία παρουσιάστηκαν παραπάνω. Για τον σκοπό αυτό πραγματοποιείται πλήθος αναλυτικών επιλύσεων και αριθμητικών προσομοιώσεων με κώδικα διακριτών στοιχείων. Παράλληλα, αξιοποιούνται και βιβλιογραφικά δεδομένα από πειράματα σε φυσικά ομοιώματα δοκιμίων βραχομάζας.

5.3.1 Αρχική θεωρία του επιπέδου αδυναμίας

Αρχικά εξετάζεται η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας. Εφαρμόζεται σε δοκίμια πετρώματος με ένα ή περισσότερα συστήματα ασυνεχειών, με μια ή περισσότερες παράλληλες, εμμένουσες και μή ασυνέχειες σε κάθε σύστημα. Σε κάθε περίπτωση πραγματοποιούνται διαξονικές δοκιμές θλίψης με κώδικα διακριτών στοιχείων σε αντίστοιχα δοκίμια. Η αριθμητική προσομοίωση κρίνεται αναγκαία καθώς η θεωρία αυτή

δεν λαμβάνει υπόψη της την ύπαρξη περισσότερων παράλληλων ασυνεχειών σε κάθε σύστημα.

Σε πρώτη φάση εφαρμόζεται σε δοκίμια πετρώματος τα οποία περιλαμβάνουν ένα σύστημα ασυνεχειών. Η θεωρία δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών οπότε η θεωρητική αντοχή είναι ίδια για τα δοκίμια με μια ή περισσότερες παράλληλες ασυνέχειες. Παράλληλα, με κώδικα διακριτών στοιχείων προσομοιώνονται δοκιμές διαξονικής θλίψης σε αντίστοιχα δοκίμια. Η αντοχή που προκύπτει από τις αριθμητικές δοκιμές ταυτίζεται σε κάθε περίπτωση με την θεωρητική, η παρουσία δηλαδή περισσότερων παράλληλων ασυνεχειών του συστήματος δεν επιδρά στην αντοχή του πετρώματος.

Σε δεύτερη φάση υπολογίζεται η αντοχή δοκιμίων πετρώματος με δυο συστήματα ασυνεχειών. Η θεωρία και πάλι δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών κάθε συστήματος, οπότε η αντοχή που προβλέπει η θεωρία είναι ίδια για τα δοκίμια με μια ή περισσότερες παράλληλες ασυνέχειες σε κάθε σύστημα. Τα δοκίμια στη συνέχεια εξετάζονται με κώδικα διακριτών στοιχείων. Η αντοχή που προκύπτει από τις αριθμητικές δοκιμές είναι πρακτικά ίδια με την θεωρητική, η παρουσία δηλαδή περισσότερων παράλληλων ασυνεχειών στο κάθε σύστημα δεν επιδρά στην αντοχή του πετρώματος.

Σε τρίτη φάση εξετάζεται η επίδραση της εμμόνης των ασυνεχειών. Η θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μετασχηματίζεται έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η εμμόνη των ασυνεχειών, με την θεώρηση μιας ισοδύναμης διατμητικής αντοχής για τις μή εμμένουσες ασυνέχειες, και κατ'αυτό τον τρόπο εφαρμόζεται σε δοκίμια πετρώματος με εμμένουσες και μή ασυνέχειες και η αντοχή συγκρίνεται με αυτήν που προκύπτει από αριθμητικές διαξονικές δοκιμές σε αντίστοιχα δοκίμια. Οι δυο μέθοδοι υποδεικνύουν τον ίδιο μηχανισμό αστοχίας, δηλαδή ολίσθηση σε επίπεδα εμμενουσών ασυνεχειών ή θραύση του άρρηκτου πετρώματος, ανάλογα με την γωνία με την οποία εμφανίζονται τα συστήματα των εμμενουσών και μή, ασυνεχειών. Η τιμή της αντοχής έχει μικρές διαφοροποιήσεις για τις γωνίες κλίσης όπου η αντοχή του δοκιμίου εξαρτάται από την αντοχή των μή εμμενουσών ασυνεχειών. Στις υπόλοιπες γωνίες κλίσης, η αντοχή που προκύπτει από τις δυο μεθόδους είναι πρακτικά ίδια.

Στην αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας η διατμητική αντοχή των ασυνεχειών καθορίζεται από το γραμμικό κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb. Ωστόσο, είναι κοινά αποδεκτό ότι η συμπεριφορά των φυσικών ασυνεχειών με τραχύτητα δεν είναι γραμμική. Για τον λόγο αυτό, η αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας τροποποιείται, με την χρήση του μή γραμμικού κριτηρίου Barton – Bandis για τον υπολογισμό της

διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών. Η τροποποιημένη αυτή θεωρία εφαρμόζεται αρχικά σε δοκίμιο πετρώματος με μια ασυνέχεια.

Με την τροποποιημένη θεωρία προκύπτει μια μή γραμμική εξίσωση για τον υπολογισμό της αντοχής η οποία επιλύεται με αριθμητικές μεθόδους. Η εξίσωση αυτή εφαρμόζεται για εύρος τιμών των παραμέτρων του κριτηρίου Barton – Bandis και για διάφορες τιμές πλευρικής πίεσης. Η παρουσία της ασυνέχειας έχει επίδραση στην αντοχή του δοκιμίου για τιμές γωνίας κλίσης μεταξύ ϕ_b και κοντά στις 90° . Η αντοχή του πετρώματος δεν είναι συμμετρική ως προς μια γωνία κλίσης του επιπέδου αδυναμίας, όπως με την αρχική θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, με την αντοχή να αυξάνεται πολύ απότομα όταν η κλίση πλησιάζει τις 90° . Η κλίση της ασυνέχειας για την οποία ελαχιστοποιείται η αντοχή του πετρώματος, δεν είναι συνάρτηση μόνο της βασικής γωνίας τριβής της ασυνέχειας αλλά εξαρτάται από όλες τις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis καθώς και από την τιμή της επιβαλλόμενης πλευρικής πίεσης. Ο υπολογισμός της κλίσης της ασυνέχειας για την οποία η αντοχή του πετρώματος είναι η ελάχιστη, υπολογίζεται για ένα μεγάλο εύρος τιμών των παραπάνω παραμέτρων και προτείνεται μια στατιστική εξίσωση, μεγάλης ακρίβειας.

Σε πρώτη φάση η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζεται σε δοκίμια πετρώματος τα οποία περιλαμβάνουν ένα σύστημα ασυνεχειών. Η θεωρία δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών οπότε η αντοχή που προβλέπει η θεωρία είναι ίδια για τα δοκίμια με μια ή περισσότερες παράλληλες ασυνέχειες. Παράλληλα, με κώδικα διακριτών στοιχείων προσομοιώνονται δοκιμές διαξονικής θλίψης σε αντίστοιχα δοκίμια. Η αντοχή που προκύπτει από τις αριθμητικές δοκιμές ταυτίζεται σε κάθε περίπτωση με την θεωρητική, η παρουσία δηλαδή περισσότερων παράλληλων ασυνεχειών του συστήματος δεν επιδρά στην αντοχή του πετρώματος.

Σε δεύτερη φάση υπολογίζεται η αντοχή δοκιμίων πετρώματος με δυο συστήματα ασυνεχειών. Η θεωρία δεν λαμβάνει και πάλι υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών οπότε η αντοχή που προβλέπει η θεωρία είναι ίδια για τα δοκίμια με μια ή περισσότερες παράλληλες ασυνέχειες σε κάθε σύστημα. Τα δοκίμια στη συνέχεια εξετάζονται με κώδικα διακριτών στοιχείων. Η αντοχή που προκύπτει από τις αριθμητικές δοκιμές είναι πρακτικά ίδια με την θεωρητική, η παρουσία δηλαδή περισσότερων παράλληλων ασυνεχειών στο κάθε σύστημα δεν επιδρά στην αντοχή του πετρώματος.

Σε τρίτη φάση εξετάζεται η επίδραση της εμμοσύνης των ασυνεχειών. Η τροποποιημένη θεωρία μετασχηματίζεται έτσι ώστε να λαμβάνεται υπόψη η εμμοσύνη των ασυνεχειών, με τη θεώρηση μιας ισοδύναμης διατμητικής αντοχής για τις μή εμμένουσες

ασυνέχειες. Για τον υπολογισμό της αντοχής στα επίπεδα των μή εμμενουσών ασυνεχειών, λόγω της μή γραμμικότητας του κριτηρίου Barton – Bandis, υπολογίζονται για δεδομένη τιμή ορθής τάσης επάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας οι ισοδύναμες τιμές συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής. Με αυτό τον τρόπο, η τροποποιημένη θεωρία εφαρμόζεται σε δοκίμια πετρώματος με εμμένουσες και μή ασυνέχειες και η αντοχή συγκρίνεται με αυτήν που προκύπτει από αριθμητικές διαξονικές δοκιμές σε αντίστοιχα δοκίμια. Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν λαμβάνει υπόψη της την απόσταση των ασυνεχειών οπότε είναι αναγκαία η σύγκριση με αριθμητικές αναλύσεις με κώδικα διακριτών στοιχείων. Η αντοχή που υπολογίζεται θεωρητικά ταυτίζεται με αυτήν που προκύπτει από τις αριθμητικές δοκιμές με τον κώδικα διακριτών στοιχείων, όταν η αστοχία οφείλεται σε ολίσθηση εμμενουσών ασυνεχειών. Μικρές διαφορές παρουσιάζονται όταν η αστοχία εκδηλώνεται σε επίπεδα μή εμμενουσών ασυνεχειών. Οι διαφορές αυτές ωστόσο δεν είναι σημαντικές.

Σύμφωνα με τις αναλυτικές επιλύσεις με την αρχική και την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας αλλά και τις αριθμητικές προσομοιώσεις, προκύπτει ότι η αντοχή μιας βραχομάζας με εμμένοντα συστήματα ασυνεχειών είναι ανεξάρτητη από την απόσταση των ασυνεχειών και ότι η κρίσιμη παράμετρος για την εκτίμηση της αντοχής της είναι η κλίση των επιπέδων αδυναμίας, με την οποία εμφανίζονται μέσα στο πέτρωμα.

Το παραπάνω συμπέρασμα μπορεί να ισχύει σε ένα φυσικό σύστημα όταν οι ασυνέχειες έχουν λείες επιφάνειες ή όταν η τιμή της ορθής τάσης πάνω στο επίπεδο της είναι υψηλή, καθώς σε αυτές τις περιπτώσεις η επίδραση της κλίμακας είναι περιορισμένη. Επίσης, αναγκαία συνθήκη για να ισχύει αυτό το συμπέρασμα, είναι οι πραγματικοί μηχανισμοί αστοχίας να ταυτίζονται με αυτούς που προβλέπονται θεωρητικά.

Οι μηχανισμοί με τους οποίους εκδηλώνεται η αστοχία της κερματισμένης βραχομάζας είναι πιο σύνθετοι από αυτούς που προβλέπουν η αρχική αλλά και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας. Για την εφαρμογή των θεωριών αυτών στην πράξη, είναι αναγκαίο να καθοριστούν τα όρια εντός των οποίων οι θεωρίες αυτές προβλέπουν με επιτυχία την αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας. Για τον σκοπό αυτό, η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία εφαρμόζονται σε σειρά επιλεγμένων πειραμάτων σε φυσικά ομοιώματα βραχομάζας, στα οποία έχουν καταγραφεί διάφοροι μηχανισμοί αστοχίας, και στη συνέχεια τα θεωρητικά αποτελέσματα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα πειραματικά. Η σύγκριση αυτή οδηγεί στα παρακάτω συμπεράσματα.

Η αντοχή φυσικού ομοιώματος που περιέχει μια ασυνέχεια η οποία περιστρέφεται από 0 έως 90° είναι εντελώς ανισότροπη για μικρές τιμές πλευρικής τάσης και τείνει να

γίνει ισότροπη με την αύξηση της τιμής της. Η μετάβαση αυτή προς την ισότροπη συμπεριφορά προσομοιώνεται απόλυτα με τις θεωρίες. Σύμφωνα με τις θεωρίες, για κλίσεις της ασυνέχειας μεταξύ 0 και $\sim 30^\circ$ ή πολύ κοντά στις 90° , η παρουσία της ασυνέχειας δεν έχει επίδραση στην αντοχή του δοκιμίου. Αυτό ωστόσο δεν επιβεβαιώνεται από το πείραμα για χαμηλές τιμές πλευρικής πίεσης εφόσον για αυτές τις κλίσεις η παρουσία της ασυνέχειας επιδρά στην αντοχή του δοκιμίου, η οποία είναι χαμηλότερη από αυτήν του άρρηκτου υλικού.

Η θεωρητική αντοχή προκύπτει μικρότερη από την πειραματική για πολύ μικρές τιμές πλευρικής πίεσης, όταν η αστοχία εκδηλώνεται με αξονικές κατακλάσεις του άρρηκτου υλικού. Επίσης, η δημιουργία ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης, ιδιαίτερα για τιμές πλευρικής πίεσης μικρότερες από 1MPa, οδηγεί σε χαμηλότερες τιμές αντοχής, οι οποίες δεν μπορούν να προβλεφθούν από τις θεωρίες. Αντίθετα, όταν η αστοχία εκδηλώνεται με διατμητικές θραύσεις άρρηκτου υλικού ή ασυνεχειών και για υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης, οι μηχανισμοί αστοχίας που προβλέπουν οι θεωρίες συμπίπτουν με αυτές που καταγράφονται στο πείραμα με αποτέλεσμα η αντοχή που υπολογίζεται θεωρητικά και, κυρίως με την τροποποιημένη θεωρία, να συγκλίνει ικανοποιητικά στην πειραματική.

Σύμφωνα με τις παρατηρήσεις αυτές, η αντοχή της κερματισμένης βραχομάζας μπορεί να προβλεφθεί ικανοποιητικά από την αρχική και από την τροποποιημένη θεωρία, όταν η αστοχία εκδηλώνεται με διατμητική θραύση σε επίπεδα που περιέχουν ασυνέχειες και/η τεμάχια άρρηκτου υλικού. Αντίθετα, και οι δυο θεωρίες υπερεκτιμούν την αντοχή του πετρώματος όταν η αστοχία εκδηλώνεται με αξονικές θραύσεις του άρρηκτου πετρώματος ή με δημιουργία ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης. Γενικά, για πετρώματα χαμηλής αντοχής, όπως αυτά στα οποία πραγματοποιήθηκαν τα πειράματα, και για τιμές πλευρικής πίεσης μεγαλύτερες από 1.5 – 2MPa, η μή γραμμική περιβάλλουσα που προκύπτει από την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας προσαρμόζεται πολύ καλά στα πειραματικά αποτελέσματα.

Με βάση τα παραπάνω, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η αρχική και η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας αποτελούν αξιόπιστες μεθοδολογίες για την εκτίμηση της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας. Η αρχική θεωρία πλεονεκτεί λόγω της υπολογιστικής ευχέρειας που προσφέρει το γραμμικό κριτήριο Mohr – Coulomb αλλά η τροποποιημένη θεωρία υπερτερεί διότι λαμβάνει υπόψη της ρεαλιστικότερη μή γραμμική συμπεριφορά των φυσικών ασυνεχειών.

Επιπλέον, για την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας απαιτούνται δεδομένα για τις ασυνέχειες τα οποία μπορούν να ληφθούν σχετικά εύκολα από την γεωλογική

παρατήρηση και πληροφόρηση. Πράγματι, η τραχύτητα των ασυνεχειών (που συνδέεται με τον συντελεστή JRC) και ο βαθμός αποσάθρωσης τους (που συνδέεται με τον συντελεστή JCS) αποτελούν βασικά μεγέθη για την περιγραφή των ασυνεχειών σχεδόν σε όλα τα γνωστά συστήματα ταξινόμησης της βραχομάζας. Αυτό αποτελεί ένα πλεονέκτημα της τροποποιημένης θεωρίας διότι έτσι προσομοιώνεται η αντοχή των ασυνεχειών με πραγματικά μετρήσιμα μεγέθη και όχι μονοπαραμετρικά, μέσω μιας εκτιμώμενης γωνίας τριβής, όπως γίνεται με την εφαρμογή της αρχικής θεωρίας.

Τέλος, η τροποποιημένη θεωρία είναι σε θέση να παράγει μή γραμμικές περιβάλλουσες αντοχής για την βραχομάζα, καθώς βασίζεται σε μή γραμμικό κριτήριο για τις ασυνέχειες. Τέτοιας μορφής περιβάλλουσες είναι κοινά αποδεκτό ότι ισχύουν σε ρωγματομένες βραχομάζες, σύμφωνα με τα πλέον διαδεδομένα κριτήρια αστοχίας βραχομάζας αλλά και σύμφωνα με τα αποτελέσματα πειραμάτων σε φυσικά ή μεγάλης κλίμακας κερματισμένα δοκίμια.

5.3.2 Κριτήριο Hoek – Brown

Λόγω της δυνατότητας της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας να παράγει μή γραμμικές περιβάλλουσες και της καλής προσαρμογής που έχει σε πειραματικά αποτελέσματα, ιδιαίτερα για τιμές πλευρικής πίεσης μεγαλύτερες από 1MPa, χρησιμοποιείται για μια ορθολογική διερεύνηση του κριτηρίου αστοχίας Hoek – Brown. Η διερεύνηση αυτή πραγματοποιείται με την εφαρμογή της τροποποιημένης θεωρίας και του κριτηρίου Hoek – Brown σε δοκίμια βραχομάζας, για εύρος τιμών πλευρικής πίεσης. Η αντοχή του συνεχούς μέσου που προσομοιώνεται με το κριτήριο Hoek – Brown, καθορίζεται από τις παραμέτρους σ_{ci} και m_i για το άρρηκτο πέτρωμα και GSI, με το οποίο λαμβάνεται υπόψη η επίδραση των ασυνεχειών. Αντίστοιχα, η αντοχή του ισοδύναμου συνεχούς μέσου που προσομοιώνεται με την τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, καθορίζεται από τις παραπάνω παραμέτρους του άρρηκτου πετρώματος ενώ οι ασυνέχειες περιγράφονται με τις παραμέτρους του κριτηρίου αστοχίας Barton – Bandis. Καθώς η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος είναι κοινή και στις δυο μεθόδους, για να είναι εφικτή η σύγκριση των δυο μεθόδων θα πρέπει η τιμή του GSI να συσχετισθεί με την δομή του πετρώματος και τις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis.

Η διερεύνηση του κριτηρίου αστοχίας γίνεται για δυο δομές βραχομάζας, τεμαχώδη και πολύ τεμαχώδη. Η τεμαχώδης δομή περιλαμβάνει τρία συστήματα ασυνεχειών και η πολύ τεμαχώδης τέσσερα. Τα συστήματα αυτά περιλαμβάνουν εμμένουσες και μή ασυνέχειες. Η ποιότητα των επιφανειών των ασυνεχειών στο σύστημα GSI κυμαίνεται από

πολύ καλή έως πολύ πτωχή. Οι ποιότητες αυτές συνδέονται μέσω βιβλιογραφικών δεδομένων με τις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis και έτσι γίνεται εφικτή η εκτίμηση της τιμής GSI για το ισοδύναμο συνεχές μέσο.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόζεται σε βραχομάζα τεμαχώδους και πολύ τεμαχώδους δομής, με άρρηκτο πέτρωμα χαμηλής, μέσης και υψηλής αντοχής. Υπολογίζεται η αντοχή για διάφορες κλίσεις των συστημάτων ασυνεχειών. Η αντοχή που προκύπτει κυμαίνεται γύρω από μια μέση τιμή και μπορεί να θεωρηθεί αρκετά ισότροπη. Αυτό το γεγονός οδηγεί στην ιδέα της μέσης αντοχής, της μέσης τιμής δηλαδή της αντοχής για όλες τις γωνίες κλίσης των συστημάτων. Υπολογίζοντας την μέση τιμή για κάθε τιμή της πλευρικής πίεσης, είναι δυνατός ο σχεδιασμός περιβαλλουσών αστοχίας για την ρωγματοωμένη βραχομάζα. Οι περιβάλλουσες αυτές μπορούν στη συνέχεια να συγκριθούν άμεσα με τις αντίστοιχες που προκύπτουν με την εφαρμογή του κριτηρίου Hoek – Brown, σε αντίστοιχα δοκίμια βραχομάζας.

Οι περιβάλλουσες αστοχίας που προβλέπονται για πέτρωμα χαμηλής αντοχής είναι γραμμικές, σε αντίθεση με τις μη γραμμικές περιβάλλουσες που προκύπτουν από το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία είναι υψηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας. Επίσης, η αντοχή που υπολογίζεται από την τροποποιημένη θεωρία επηρεάζεται σημαντικά από την εμμονή των ασυνεχειών. Όταν όλες οι ασυνέχειες θεωρούνται μη εμμένουσες, η αντοχή της ρωγματοωμένης βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος. Μια πιθανή εξήγηση για την γραμμικότητα των περιβαλλουσών και την απόκλιση στην τιμή της αντοχής μεταξύ των δυο μεθόδων για υψηλές τιμές πλευρικής πίεσης, είναι η χαμηλή τιμή της αντοχής σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος η οποία οδηγεί σε χαμηλές τιμές της παραμέτρου JCS. Καθώς η τιμή της ορθής τάσης επάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας αυξάνεται, προσεγγίζει την τιμή του JCS και η επιρροή της ασυνέχειας στην αντοχή της βραχομάζας ελαχιστοποιείται. Το φαινόμενο αυτό προσομοιώνεται με την τροποποιημένη θεωρία, όχι όμως με το κριτήριο Hoek – Brown.

Για μέσης και υψηλής αντοχής πέτρωμα, οι περιβάλλουσες αστοχίας που προβλέπονται είναι μη γραμμικές, όπως ακριβώς προβλέπει και το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown. Όταν όλες οι ασυνέχειες είναι εμμένουσες, η αντοχή που προβλέπει η τροποποιημένη θεωρία είναι χαμηλότερη από αυτήν που προβλέπει το κριτήριο αστοχίας. Η αντοχή που υπολογίζεται από τις δυο μεθόδους είναι ίδια όταν ορισμένες από τις ασυνέχειες είναι μη εμμένουσες. Όταν όλες οι ασυνέχειες είναι μη εμμένουσες, η αντοχή της ρωγματοωμένης βραχομάζας προσεγγίζει αυτήν του άρρηκτου πετρώματος.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας μπορεί να εφαρμοστεί χρησιμοποιώντας διαφορετικές τιμές για την βασική γωνία τριβής των ασυνεχειών. Στην μεθοδολογία που παρουσιάστηκε, η τιμή της βασικής γωνίας τριβής δεν επηρεάζει την τιμή του GSI. Θεωρείται ως μια παράμετρος που εξαρτάται από τον τύπο του πετρώματος και μια μέση τιμή 30° λαμβάνεται υπόψη στους υπολογισμούς. Υψηλότερες τιμές της βασικής γωνίας τριβής θα οδηγήσουν σε αύξηση της αντοχής των ασυνεχειών και κατ'επέκταση σε αύξηση της αντοχής της βραχομάζας. Αντίθετα, το GSI δεν λαμβάνει υπόψη του άμεσα την παράμετρο αυτή, οπότε, σύμφωνα με το κριτήριο Hoek – Brown, μια υψηλότερη τιμή της βασικής γωνίας τριβής δεν θα έχει καμία επίδραση στην αντοχή της βραχομάζας.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας απαιτεί μεγαλύτερο αριθμό δεδομένων για τον υπολογισμό της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας, από ότι το κριτήριο Hoek – Brown. Οι παράμετροι που αφορούν στο άρρηκτο πέτρωμα είναι κοινές και στις δυο μεθόδους. Το κριτήριο Hoek – Brown, για να λάβει υπόψη του την παρουσία των ασυνεχειών, χρησιμοποιεί το σύστημα GSI το οποίο βασίζεται σε παρατηρήσεις υπαίθρου και συνδυάζει την δομή της βραχομάζας με την κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών, με ένα απλουστευτικό τρόπο. Οι Hoek and Marinos (2009) αναγνωρίζουν την ανάγκη βαθμονόμησης ή ακόμα και πλήρους αντικατάστασης ορισμένων από τις εμπειρικές μεθόδους, όπως το GSI, με αριθμητικά εργαλεία. Στην ίδια εργασία τους αναφέρουν ότι «απλά δεν είναι δυνατό, μέσα από ένα σύστημα ταξινόμησης που βασίζεται σε ένα περιορισμένο αριθμό δεδομένων, να προσομοιωθεί η πραγματική συμπεριφορά ετερογενών βραχομαζών». Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας δεν έχει τέτοιους περιορισμούς καθώς απαιτεί περισσότερες ποσοτικές πληροφορίες για την τραχύτητα, την αντοχή, την γωνία τριβής και την εμμονή των ασυνεχειών. Έτσι, η θεωρία αυτή μπορεί να θεωρηθεί ως μια πιο σύνθετη μεθοδολογία για τον υπολογισμό της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας.

5.4 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Στα πλαίσια της διατριβής παρουσιάστηκαν οι κυριότερες μεθοδολογίες για την εκτίμηση της αντοχής της κερματισμένης βραχομάζας, αναπτύχθηκαν τα προβλήματα που προκύπτουν κατά την εφαρμογή τους και πραγματοποιήθηκε μια προσπάθεια ορθολογικής διερεύνησης τους. Η προσπάθεια αυτή οδήγησε στην ανάπτυξη της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας, μιας ολοκληρωμένης μεθοδολογίας για την εκτίμηση

της αντοχής κερματισμένης βραχομάζας. Η θεωρία αυτή παρουσιάζει συγκριτικά πλεονεκτήματα σε σχέση με τις υπόλοιπες μεθόδους που εξετάστηκαν, χρήζει όμως περαιτέρω βελτίωσης.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας βασίζεται στο κριτήριο αστοχίας Barton – Bandis για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών. Το κριτήριο αυτό προβλέπει μη γραμμική συμπεριφορά για τις ασυνέχειες, λαμβάνοντας υπόψη του σχετικά εύκολα μετρήσιμα μεγέθη. Ωστόσο, η συμπεριφορά των ασυνεχειών είναι πολύ πιο σύνθετη και απαιτούνται περισσότερες παράμετροι για την πλήρη προσομοίωση της συμπεριφοράς τους. Έτσι, μια περαιτέρω βελτίωση της τροποποιημένης θεωρίας θα ήταν η εφαρμογή της σε ένα άλλο, πιο σύνθετο κριτήριο αστοχίας ασυνεχειών.

Η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος καθορίζεται από το κριτήριο Mohr – Coulomb ή από το κριτήριο Hoek – Brown. Τα δυο αυτά κριτήρια χρησιμοποιούνται ευρέως για τον υπολογισμό της αντοχής του άρρηκτου πετρώματος. Ωστόσο, τα κριτήρια αυτά είναι περισσότερο κατάλληλα για φόρτιση με υψηλές τιμές πλευρικής τάσης, όπου η αστοχία στο πέτρωμα εκδηλώνεται με την ανάπτυξη διατμητικών θραύσεων. Σε μονοαξονική φόρτιση και σε χαμηλές τιμές πλευρικής τάσης, η θραύση εκδηλώνεται με σταδιακή αύξηση της πυκνότητας μικρορωγμών παράλληλων στον άξονα της μέγιστης πλευρικής τάσης. Ο μηχανισμός αυτός οδηγεί σε χαμηλότερες τιμές αντοχής, όπως φάνηκε και από πειράματα όπου παρουσιάστηκε αυτός ο τύπος θραύσης. Έτσι, η εφαρμογή στην τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας ενός κριτηρίου αστοχίας άρρηκτου πετρώματος, που θα μπορεί να προσομοιώνει τον μηχανισμό αυτό, καθώς και άλλους μηχανισμούς, θα αποτελούσε μια σημαντική βελτίωση για χαμηλές τιμές πλευρικής τάσης.

Η αστοχία της βραχομάζας με ανάπτυξη ζωνών περιστροφικής παραμόρφωσης, δεν προσομοιώνεται από την θεωρία. Αυτός έχει ως αποτέλεσμα, όταν η αστοχία εκδηλώνεται με τον συγκεκριμένο μηχανισμό, η θεωρητικά υπολογιζόμενη αντοχή να είναι μικρότερη από την πραγματική. Ο μηχανισμός αυτός συνδέεται με το μέγεθος των τεμαχών του άρρηκτου πετρώματος και στη δυνατότητα περιστροφής και αλληλεμπλοκής τους κατά τη διάρκεια της φόρτισης. Το ζήτημα αυτό ουσιαστικά ανάγεται σε πρόβλημα επίδρασης κλίμακας, το οποίο όμως δεν έχει διερευνηθεί επαρκώς. Σύμφωνα με τους Bandis et al. (1981), οι παράμετροι του κριτηρίου Barton – Bandis που εκφράζουν την τραχύτητα και την θλιπτική αντοχή των ασυνεχειών, υπόκεινται σε επίδραση κλίμακας και συγκεκριμένα η τιμή τους μειώνεται με την αύξηση του μήκους των ασυνεχειών. Οι μαθηματικές εξισώσεις που προσομοιώνουν την επίδραση της κλίμακας έχουν προκύψει από δοκιμές με συγκεκριμένες συνοριακές συνθήκες και η γενικευμένη εφαρμογή τους μπορεί να οδηγήσει

σε εσφαλμένες εκτιμήσεις. Η επίδραση της κλίμακας είναι ένα σημαντικό ζήτημα το οποίο πρέπει να ερευνηθεί περαιτέρω και κυρίως να αποσαφηνιστούν τα όρια των συνοριακών συνθηκών εντός των οποίων η κλίμακα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

Η τροποποιημένη θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας εφαρμόστηκε για τον υπολογισμό της αντοχής βραχομάζας με τεμαχώδη και πολύ τεμαχώδη, σύμφωνα με το GSI, δομή. Οι δομές αυτές περιλαμβάνουν μικρό αριθμό διακριτών συστημάτων ασυνεχειών, των οποίων τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά είναι σχετικά εύκολα μετρήσιμα. Είναι σκόπιμη η εφαρμογή της θεωρίας αυτής και σε πιο σύνθετες, ή ακόμα και σε ετερογενείς δομές βραχομάζας.

Τέλος, κρίνεται σκόπιμη η επέκταση της τροποποιημένης θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας σε τριδιάστατο χώρο. Αφετηρία της επέκτασης αυτής μπορεί να αποτελέσει η διατύπωση της θεωρίας του ενός επιπέδου αδυναμίας σε τρεις διαστάσεις (Amadei, 1988), η οποία μπορεί στη συνέχεια να τροποποιηθεί με την ενσωμάτωση μή γραμμικού κριτηρίου αστοχίας για τον υπολογισμό της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών. Με τον τρόπο αυτό θα είναι δυνατή η προσομοίωση της επιρροής της ενδιάμεσης κύριας τάσης στην αντοχή του πετρώματος, με μια θεωρία που θα βασίζεται σε μια ρεαλιστικότερη συμπεριφορά των ασυνεχειών.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Καλλέργης Γ. και Κούκης Γ. (1985) *Τεχνική Γεωλογία*, ΟΕΔΒ, Αθήνα

Μαρίνος Π. (1991) *Κεφάλαια Τεχνικής Γεωλογίας*, Αθήνα

Σακελλαρίου Μ. (2001) *Σημειώσεις μηχανικής του συνεχούς μέσου*, Αθήνα

Τσουτρέλης Χ. (1985) *Στοιχεία Μηχανικής των Πετρωμάτων*, Αθήνα

Σαρόγλου Χ., Τσιαμπάος Γ. και Μαρίνος Π. (2006) *Εφαρμογή του κριτηρίου θραύσεως Hoek – Brown σε ανισότροπο άρρηκτο πέτρωμα*, 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής

Amadei B. (1988) *Strength of a regularly jointed rock mass under biaxial and axisymmetric loading conditions*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 25: 3 – 13

Arora V.K. (1987) *Strength and deformation behavior of jointed rocks*, PhD thesis, Indian Institute of Technology, Delhi, India

Bandis S.C. (1990) *Scale effects in the strength and deformability of rocks and rock joints*, Proceedings of International Workshop on Scale Effects, Norway, 59 – 76

Bandis S.C., Lumsden A.C., Barton N. (1981) *Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts 18: 1 - 21

Barton N. (1971) *A relationship between joint roughness and joint shear strength*, Proceedings of International Symposium of Rock Fracture, Paper I-8

Barton N. (1973) *Review of a new shear strength criterion for rock joints*, Engineering Geology 7: 287 – 332

Barton N. (1974) *A review of the shear strength of filled discontinuities in rock*, Norwegian Geotech. Inst. Publ. No 105, Oslo

Barton N. (1976) *The shear strength of rock and rock joints*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts 13: 255 – 279

Barton N. and Choubey V. (1977) *The shear strength of rock joints in theory and practice*, Rock Mechanics 10, 1-54

Bieniaswski Z.T. (1968) *The effect of specimen size on compressive strength of coal*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts 5: 321 – 335

Bieniaswski Z.T. and Van Heerden W.L. (1975) *The significance of in situ tests on large rock specimens*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts 12: 101 – 103

Brady B.H.G. and Brown E.T. (1985) *Rock Mechanics for Underground Mining*, Springer

Brown E.T. (1970) *Strength of models of rock with intermittent joints*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 96 1935 – 1949

Brown E.T. and Trollope D.H. (1970) *Strength of model of jointed rock*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 96 685 – 704

Brown E.T. and Hudson J.A. (1972) *Progressive collapse of simple block – jointed systems*, Australian Geomechanics Journal G2 49 – 54

Cai M., Kaiser P.K. Uno H., Tasaka Y., Minami M. (2003) *Estimation of rock mass strength and deformation modulus of jointed hard rock masses using the GSI system*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41: 3 – 19

Dershowitz W. and Einstein H. (1984) *Application of artificial intelligence to problems of rock mechanics*, Proc. 25th U.S. Symposium of Rock mechanics, pp 483-494, Illinois

Einstein H.H., Nelson R.A., Bruhn R.W. and Hirschfeld R.C. (1970) *Model studies of jointed rock behavior*, Proceedings of 11th Symposium of Rock Mechanics, Berkeley, California, 83 – 103

Einstein H.H., Hirschfeld R.C. (1973) *Model studies in mechanics of jointed rock*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 99 229 – 248

Feng XT, Zhang Z, Sheng Q. (2000) *Estimating mechanical rock mass properties relating to the Three Gorges Project permanent shiplock using an intelligent displacement back analysis method*, International Journal of Rock mechanics and Mining Sciences, 37(7):1039-54

Goldstein M., Goosev B., Pyrogovsky, Tulinov R. and Turovskaya A. (1966) *Investigations of mechanical properties of cracked rock*, 1st Congress of Society of Rock Mechanics, Lisbon, 521 – 524

Goodman R., Taylor R., Brekke T. (1968) *A model for the mechanics of jointed rock*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 94 637 – 659

Griffith A.A. (1921) *The phenomena of rupture and flow in solids*, Phil. Trans. Royal Soc. London, 163 – 198

Grima M. and Babuska R. (1999) *Fuzzy model for the prediction of unconfined compressive strength of rock samples*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, No 36, pp 339-349

Habimana J., Labiouse V., Descoeudres F. (2002) *Geomechanical characterization of cataclastic rocks: experience from the Cleuson – Dixence project*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 39: 677 – 693

Hayashi M. (1966) *Strength and dilatancy of brittle jointed mass – the extreme stochastic and anisotropic failure mechanism*, Proceedings of 1st Congress of Society of Rock Mechanics, Lisbon, 295 – 302

Heuze F.E. (1980) *Scale effects in the determination of rock mass strength and deformability*, Rock Mechanics and Rock Engineering 12: 167 – 192

Hoek E. (1968) *Brittle failure of rock*, In Rock Mechanics in Engineering Practice, London, 99 – 124

Hoek E. (1983) *Strength of jointed rock masses*, Geotechnique, Vol. 23, No. 3

Hoek E. and Bieniawski Z.T. (1965) *Brittle fracture propagation in rock under compression*, International Journal of Fracture Mechanics, Vo. 1, No. 3, 137 - 155

Hoek E. and Brown E.T. (1980) *Underground excavations in rock*, Institute of Mining and Metallurgy, London

Hoek E., Carranza-Torres C. and Corkum B. (2002) *Hoek-Brown failure criterion-2002 edition*, Proceedings of 5th North Am. Rock Mechanics Symposium

Hoek E, Kaiser P.K., and Bawden W.F. (1995) *Support of underground excavations in hard rock*, Balkema, Rotterdam

Hoek E. and Marinos P. (2009) *Tunnelling in overstressed rock*, Eurock Symposium

Harrison J. and Hudson J. (2000) *Engineering rock mechanics: part II*, Pergamon Press, Oxford

Hudson J. and Harrison J. (1997) *Engineering rock mechanics: an introduction to the principles*, Pergamon Press, Oxford

Jaeger J.C. and Cook N.G.W. (1969) *Fundamentals of rock mechanics*, Methuen & Co LTD, London

Itasca Consulting Group, Inc. UDEC (Universal Discrete Element Code) ver. 3.1, Minneapolis

Kim B.H., Cai M., Kaiser P.K. and Yang H.S. (2007), *Estimation of block sizes for rock masses with non persistent joints*, Rock Mechanics and Rock Engineering, 40(2): 169-192

Kolymbas D. (2005) *Tunnelling and Tunnel mechanics – A rational approach to tunnelling*, Springer

Kulatilake P.H.S.W., Malama B. and Wang J. (2001) *Physical and particle flow modeling of jointed rock block behavior under uniaxial loading*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 38: 641 – 657

Ladanyi B. and Archambault G. (1972) *Evaluation de la resistance au cisaillement d'un massif rocheux fragmente*, Proceedings of 24th International Geology Congress, Montreal, 130: 249 – 260

Ladanyi B. and Archambault G. (1980) *Direct and indirect determination of shear strength of rock mass*, AIME annual meeting, 80 – 25 1 -15

Lama R.D. (1974) *Uniaxial compressive strength of jointed rock*, Institute of soil mechanics and rock mechanics, P-Muller Festschrift, ed., Karlsruhe, Germany, 67 – 77

McClintock F.A. and Walsh J.B. (1967) *Friction on Griffith cracks under pressure*, Proc. 4th U.S. Congr. Appl. Math., Berkeley, 1015 – 1021

Marinos P. and Hoek E. (2000) *GSI: A geologically friendly tool for rock mass strength estimation*, Proceedings of GeoEng2000 Conference, Melbourne

Martin C.D., Kaiser P.K. and McCreath D.R. (1999) *Hoek – Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels*, Canadian Geotechnical Journal, 36: 136 – 151

Meyers A.G. and Priest S.D. (1992) *A technique for moulding cylindrical discontinuous models*, Rock Mechanics 25 207 – 214

Natau O.P., Frolich B.O., Mutschler T (1983) *Recent development of the large scale triaxial test*, Proc. 7th Congr. of ISRM, 1557 – 1560, Melbourne

Patton F.D. (1966) *Multiple modes of shear failure in rock*, Proceedings of 1st Congress of International Society of Rock Mechanics, Lisbon 1: 509 - 513

Pelli F., Kaiser P.K. and Morgenstern N.R. (1991) *An interpretation of ground movements recorded during construction of the Donkin – Morien tunnel*, Canadian Geotechnical Journal, 28: 239 – 254

Pouya A., Ghoreychi M. (2001) *Determination of rock mass strength properties by homogenization*, International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 25: 1285 - 1303

Pratt H.R., Black A.D., Brown W.S., Brace W.F.(1972) *The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts 9: 513 – 529

Ramamurthy T. (2001) *Shear strength response of some geological materials in triaxial compression*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 38: 683 – 697

Ranjith P.G., Fourar M., Pong S.F., Chian W. and Haque A. (2004) *Characterization of fractured rocks under uniaxial loading states*, SINOROCK 2004 Symposium, Paper 1A 08

Reik G. and Zacas M. (1978) *Strength and deformation characteristics of jointed media in true triaxial compression*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts 15: 295 – 303

Rosengren K.J. and Jaeger J.C. (1968), *The mechanical properties of a low porosity interlocked aggregate*, Geotechnique, Vol. 18, pp 317-326

Russo G. (2007) *Improving the reliability of GSI estimation: the integrated GSI-RMi system*, Workshop ‘Underground Works under Special Conditions’ Madrid

Shen B. and Barton N. (1997) *The Disturbed Zone around Tunnels in Jointed Rock Masses*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 34: 117 – 125

Sheorey P.R., Biswas A.K. and Choubey V.D. (1989) *An empirical failure criterion for rocks and jointed rock masses*, Engineering Geology, 26: 141 – 159

Singh M., Rao K.S. and Ramamurthy T. (2002) *Strength and deformational behaviour of a jointed rock mass*, Rock Mechanics and Rock Engineering 35: 45 - 64

Singh VK., Singh D., Singh TN. (2001) *Prediction of strength properties of some schistose rocks from petrographic properties using artificial neural networks*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 38(2):269-284

Sint Jan M. and Prudencio M. (2003) *Strength of model rock masses with discontinuous joints*, Technology roadmap for Rock Mechanics, ISRM 2003, 1275 - 1280

Soder P.E. and Krauland N (1990) *Determination of pillar strength by full scale pillar tests in the Laisvall mine*, Proc. 11th World Mining Congr. on Strata Control in Deep Mines, 39 - 59

Sonmez H., Ulusay R. (1999) *Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their applicability to the stability of slopes*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 36: 743 - 760

Sonmez H., Gokceoglu C., Ulusay R. (2004) *Indirect determination of the modulus of deformation of rock masses based on the GSI system*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41: 849 - 857

Stietel A., Millard A., Treille E., Vuillod E., Thoraval A., Ababou A. (1996) *Continuum representation of coupled hydromechanical processes of fractured media: homogenization and parameter identification*, Coupled Thermo-Hydro-Mechanical processes of fractured media, Elsevier 1996

Szymakowski J., Haberfield C, (2003) *A comparison of jointed rock mass strength envelopes using Hoek – Brown GSI and direct shear results*, Technology roadmap for Rock Mechanics, ISRM 2003, 1185 – 1188

Terzaghi K., (1946) *Rock defects and loads on tunnel supports*, In Rock Tunnelling with Steel Supports, Ohio

Thorpe R., Watkins D.J., Ralph W.E., Hsu R., Flexser S. (1980) *Strength and permeability tests on ultra – large Stripa granite core*, Technical Information Report No.31, Lawrence Berkeley Laboratory, University of California

Tzamos S. and Sofianos A.I. (2006) *Extending the Q system's prediction of support in tunnels employing fuzzy logic and extra parameters*, International Journal of rock Mechanics and Mining Sciences, 43(6): 743-760

Tzamos S and Sofianos A.I. (2007) *A correlation of four rock mass classification systems through their fabric indices*, International Journal of Rock Mechanics and mining Sciences, 44(4): 477-495

Wang T.T. and Huang T.H. (2009) *A constitutive model for the deformation of a rock mass containing sets of ubiquitous joints*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 46:521-530

Wawersik W.R. and Brace W.F. (1971) *Post failure behaviour of a granite and a diabase*, Rock Mechanics, Vol. 3, No 2: 61-85

Yaji R.K. (1984) *Shear strength and deformation of jointed rocks*, PhD thesis, Indian Institute of Technology, Delhi, India

Yudhbir, Lemanza W. and Prinzl F. (1983) *An empirical failure criterion for rock masses*, Proceedings of the 5th International Congress on Rock Mechanics, Melbourne, Balkema, Rotterdam, 1, B1 – B8

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α Ο ΚΩΔΙΚΑΣ UDEC – ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΔΙΑΞΟΝΙΚΩΝ ΔΟΚΙΜΩΝ ΘΛΙΨΗΣ

A-1 Ο κώδικας UDEC

Ο κώδικας UDEC (Universal Distinct Element Code) είναι ένας διδιάστατος υπολογιστικός κώδικας που βασίζεται στη μέθοδο των διακριτών στοιχείων. Με την χρήση του προγράμματος αυτού μπορεί να προσομοιωθεί η απόκριση ενός ασυνεχούς υλικού, όπως είναι η βραχομάζα, το οποίο φορτίζεται με στατικά ή δυναμικά φορτία. Το ασυνεχές υλικό προσομοιώνεται ως σύνολο διακριτών τεμαχών άρρηκτου συμπαγούς υλικού. Οι ασυνέχειες θεωρούνται συνοριακές καταστάσεις των μπλοκ του άρρηκτου υλικού. Μεγάλες μετακινήσεις στην επιφάνεια των ασυνεχειών και περιστροφές μεταξύ των τεμαχών του υλικού επιτρέπονται, ενώ επίσης το άρρηκτο υλικό μπορεί να προσομοιωθεί είτε ως παραμορφώσιμο είτε ως απαραμόρφωτο. Τα παραμορφώσιμα μπλοκ διακριτοποιούνται σε ένα δίκτυο στοιχείων πεπερασμένων διαφορών και κάθε στοιχείο συμπεριφέρεται ανάλογα με τον καταστατικό νόμο ο οποίος έχει οριστεί.

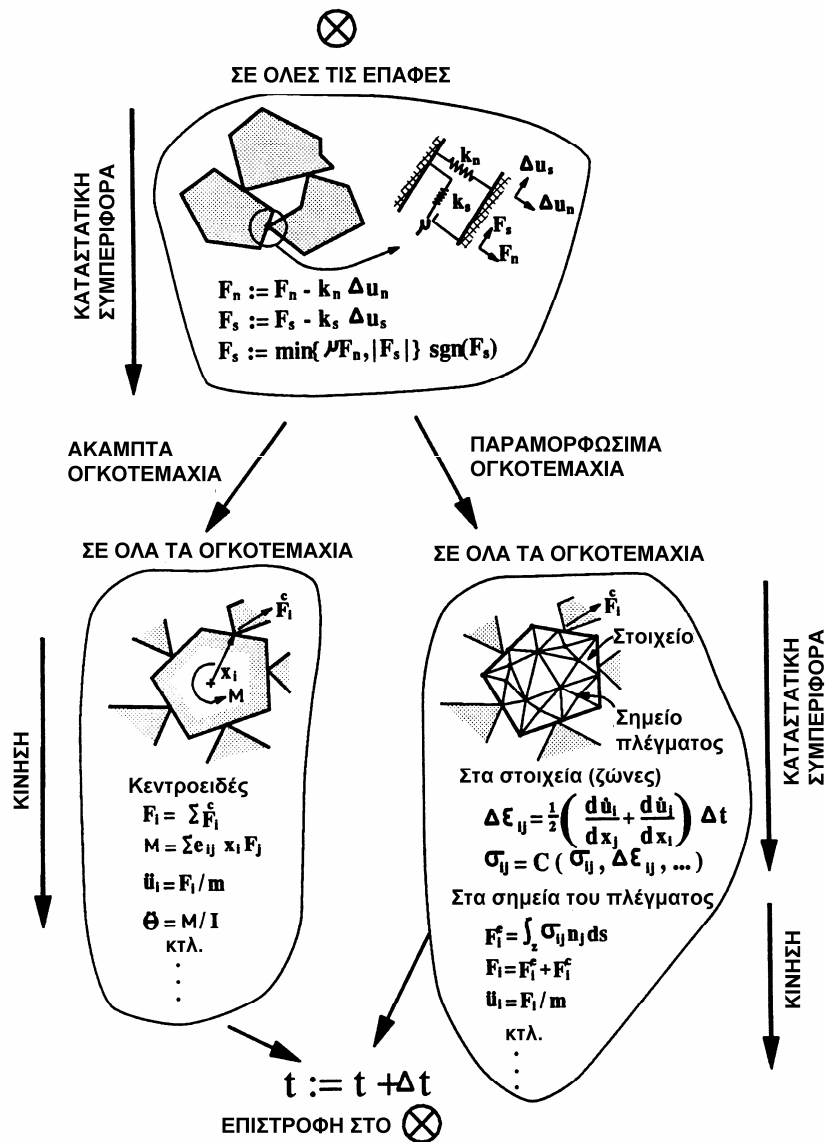
Στη μέθοδο διακριτών στοιχείων, η μάζα του πετρώματος αναπαρίσταται από ένα σύστημα διακριτών ογκοτεμαχίων που χωρίζονται μεταξύ τους από ασυνέχειες. Οι ασυνέχειες θεωρούνται ως διεπιφάνειες μεταξύ των ογκοτεμαχίων, δηλ. η ασυνέχεια θεωρείται ως σύνορο του ογκοτεμαχίου, στο οποίο αντιστοιχεί μία συνοριακή εντατική συνθήκη. Οι δυνάμεις και οι μετατοπίσεις στις διεπιφάνειες αυτές βρίσκονται μέσω μίας σειράς υπολογισμών, που αποτυπώνουν τις διαδοχικές κινήσεις των ογκοτεμαχίων. Οι μετακινήσεις είναι αποτέλεσμα της διάδοσης δια μέσου του συστήματος μεταβολών εξαιτίας των εφαρμοζόμενων συνοριακών φορτίων ή των μαζικών δυνάμεων (π.χ. η δύναμη της βαρύτητας). Με τον τρόπο αυτό συντελείται μία δυναμική διαδικασία στην οποία η ταχύτητα διαδόσεως της διαταραχής εξαρτάται από τις φυσικές ιδιότητες του διακριτού συστήματος.

Η δυναμική αυτή συμπεριφορά αναπαρίσταται αριθμητικά από ένα χρονοβηματικό αλγόριθμο (οι υπολογισμοί εξελίσσονται συναρτήσει του χρόνου), στον οποίο το μέγεθος του χρονικού βήματος περιορίζεται από την παραδοχή ότι οι ταχύτητες και οι επιταχύνσεις παραμένουν σταθερές κατά τη διάρκεια του κάθε χρονικού βήματος. Η μέθοδος διακριτών στοιχείων βασίζεται στην θεώρηση ότι το χρονικό βήμα είναι αρκετά μικρό, έτσι ώστε κατά τη διάρκεια ενός βήματος, οι διαταραχές να μην μπορούν να διαδοθούν μεταξύ ενός

διακριτού στοιχείου και των γειτονικών του. Το σχήμα επίλυσης είναι παρόμοιο με αυτό που χρησιμοποιείται από την μέθοδο πεπερασμένων διαφορών για ανάλυση συνεχών μέσων. Ο περιορισμός του χρονικού βήματος ισχύει τόσο για τα ογκοτεμάχια όσο και για τις διεπιφάνειες μεταξύ αυτών.

Το μέγεθος του χρονικού βήματος καθορίζεται είτε από τη μάζα των ογκοτεμαχίων και την ακαμψία των διεπιφανειών, όταν πρόκειται για άκαμπτα ογκοτεμάχια, είτε από το μέγεθος και τις ελαστικές σταθερές των τριγωνικών ζωνών σταθερής παραμόρφωσης και την ακαμψία των διεπιφανειών, προκειμένου για παραμορφώσιμα ογκοτεμάχια.

Οι υπολογισμοί που πραγματοποιούνται στη μέθοδο διακριτών στοιχείων εναλλάσσονται μεταξύ της εφαρμογής ενός νόμου δύναμης-παραμόρφωσης σε όλες τις επαφές μεταξύ των ογκοτεμαχίων και του δεύτερου νόμου του Νεύτωνα σε όλα τα ογκοτεμάχια. Ο νόμος δύναμης-παραμόρφωσης χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των δυνάμεων στις επαφές έχοντας σαν γνωστές (και σταθερές) τις μετακινήσεις. Ο δεύτερος νόμος του Νεύτωνα δίνει την κίνηση των ογκοτεμαχίων που προκύπτει από τη δράση των δυνάμεων που επιδρούν σε αυτά. Εάν τα ογκοτεμάχια είναι παραμορφώσιμα η κίνηση υπολογίζεται στα σημεία των τριγωνικών ζωνών σταθερής παραμόρφωσης του εσωτερικού πλέγματος των ογκοτεμαχίων. Η εφαρμογή του καταστατικού νόμου του υλικού των ογκοτεμαχίων δίνει τις τάσεις που ασκούνται στα σημεία του εσωτερικού του ογκοτεμαχίου. Στο Σχ. A-1 φαίνεται σχηματικά ο κύκλος υπολογισμού της μεθόδου διακριτών στοιχείων.



Σχ. Α-1 Σειρά υπολογισμών στην μέθοδο των διακριτών στοιχείων

A-1-1 Εξισώσεις κίνησης

Η κίνηση ενός μεμονωμένου ογκοτεμαχίου καθορίζεται από το μέγεθος και τη διεύθυνση της συνισταμένης δύναμης και ροπής που ασκούνται σ' αυτό. Οι εξισώσεις που περιγράφουν την μεταφορική και περιστροφική κίνηση ενός ογκοτεμαχίου δίνονται παρακάτω.

Θεωρώντας τη μονοδιάστατη κίνηση σώματος μάζας m υπό την επίδραση μίας χρονικά μεταβαλλόμενης δύναμης $F=F(t)$, τότε σύμφωνα με το 2^ο νόμο του Νεύτωνα ισχύει:

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{F}{m}, \quad (\text{A-1})$$

όπου \dot{u} = η ταχύτητα του σώματος,

t = ο χρόνος, και

m = η μάζα του σώματος.

Το κεντρικό διαφορικό σχήμα για το αριστερό μέλος της σχέσης (A-1) σε χρόνο t γράφεται ως εξής:

$$\frac{d\dot{u}}{dt} = \frac{\dot{u}(t + \Delta t/2) - \dot{u}(t - \Delta t/2)}{\Delta t}, \quad (\text{A-2})$$

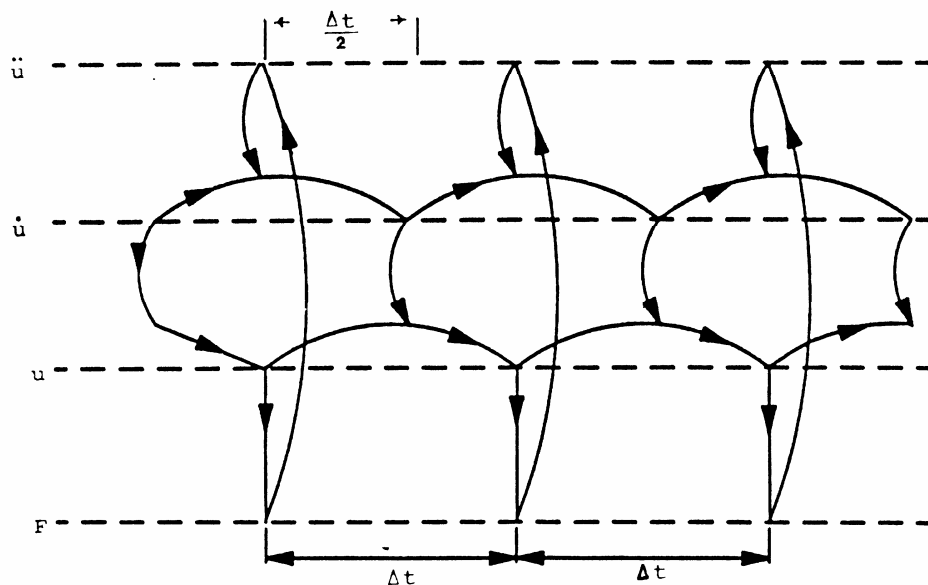
Αντικαθιστώντας την εξίσωση (A-2) στην (A-1) προκύπτει ύστερα από πράξεις:

$$\dot{u}(t + \Delta t/2) = \dot{u}(t - \Delta t/2) + \frac{F(t)}{m} \Delta t, \quad (\text{A-3})$$

Εφόσον οι ταχύτητες αποθηκεύονται κάθε μισό χρονικό βήμα, είναι δυνατόν να εκφράσουμε τις μετακινήσεις ως εξής:

$$u(t + \Delta t) = u(t) + \dot{u}(t + \Delta t/2) \Delta t, \quad (\text{A-4})$$

Επειδή οι δυνάμεις εξαρτώνται από τις μετατοπίσεις, οι υπολογισμοί δυνάμεων/μετατοπίσεων πραγματοποιούνται στιγμιαία σε κάποιο χρόνο. Το Σχ. A-2 δείχνει το χρησιμοποιούμενο από τη μέθοδο κεντρικό διαφορικό σχήμα, στο οποίο η σειρά των υπολογισμών δείχνεται με τα βέλη. Το σχήμα αυτό είναι ακρίβειας δευτέρας τάξεως (σφάλματα πρώτης τάξεως δεν υφίστανται).



Σχ. A-2 Κεντρικό διαφορικό σχήμα που χρησιμοποιείται στη μέθοδο των διακριτών στοιχείων

Για ογκοτεμάχια δύο διαστάσεων, στα οποία δρουν αρκετές δυνάμεις καθώς επίσης και η δύναμη της βαρύτητας, οι εξισώσεις της κίνησης γράφονται:

$$\dot{u}_i(t + \Delta t / 2) = \dot{u}_i(t - \Delta t / 2) + \left(\frac{\sum F_i(t)}{m} + g_i \right) \Delta t, \quad i = 1, 2$$

(A-5)

$$\dot{\theta}(t + \Delta t / 2) = \dot{\theta}(t - \Delta t / 2) + \left(\frac{\sum M(t)}{I} \right) \Delta t, \quad i = 1, 2$$

όπου

$\dot{\theta}$ = γωνιακή ταχύτητα του ογκοτεμαχίου περί το κεντροειδές

I = ροπή αδρανείας του ογκοτεμαχίου,

$\sum M$ = συνολική ροπή που ασκείται στο ογκοτεμάχιο

\dot{u}_i = συνιστώσες της ταχύτητας του ογκοτεμαχίου

g_i = συνιστώσες της επιτάχυνσης της βαρύτητας

Στην εξίσωση (A-5) και σε αυτές που ακολουθούν, ο δείκτης i σημαίνει συνιστώσες ενός Καρτεσιανού συστήματος συντεταγμένων, και επαναλαμβανόμενοι δείκτες σε μία έκφραση δηλώνουν την πράξη της πρόσθεσης.

Οι ταχύτητες που προκύπτουν από την εξίσωση (A-5) χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της νέας θέσης του ογκοτεμαχίου με βάση τις σχέσεις:

$$x_i(t + \Delta t) = x_i(t) + \dot{x}_i(t + \Delta t / 2) \cdot \Delta t \quad (\text{A-6})$$

$$\theta(t + \Delta t) = \theta(t) + \dot{\theta}(t + \Delta t / 2) \cdot \Delta t$$

όπου

θ = στροφή του ογκοτεμαχίου περί το κεντροειδές

x_i = συντεταγμένες του κεντροειδούς του ογκοτεμαχίου.

Σημειώνεται ότι οι περιστροφές των ογκοτεμαχίων δεν αποθηκεύονται από τον αλγόριθμο. Οι απειροστά αυξανόμενες περιστροφές χρησιμοποιούνται για την ανανέωση της θέσεως των κορυφών του ογκοτεμαχίου.

Συμπερασματικά, κάθε χρονικό βήμα παράγει νέες θέσεις των ογκοτεμαχίων, οι οποίες δημιουργούν νέες δυνάμεις στις επαφές. Οι συνισταμένες ροπές και δυνάμεις χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των γραμμικών και γωνιακών επιταχύνσεων κάθε ογκοτεμαχίου. Οι ταχύτητες και οι μετακινήσεις του ογκοτεμαχίου υπολογίζονται με ολοκλήρωση για απειροστά αυξανόμενο χρόνο. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρις ότου μία ικανοποιητική κατάσταση ισορροπίας ή συνεχούς αστοχίας προσεγγιστεί.

A-1-2 Διατήρηση ορμής και ενέργειας στην μέθοδο των διακριτών στοιχείων

Πολλοί κώδικες ηλεκτρονικού υπολογιστή για την ανάλυση συνεχών μέσων, ξεκινάνε από τη διατύπωση των νόμων διατήρησης της ορμής και της ενέργειας και καταλήγουν στις απαιτούμενες εξισώσεις για τη διαμόρφωση των αριθμητικών αλγορίθμων. Με τον τρόπο αυτό παρουσιάζεται η ιδιότητα τους να ικανοποιούν τις εξισώσεις διατήρησης της ορμής και της ενέργειας στην δυναμική τους προσομοίωση.

Η μέθοδος διακριτών στοιχείων επίσης ικανοποιεί τις εξισώσεις διατήρησης της ορμής και της ενέργειας. Για την απόδειξη του παραπάνω χρησιμοποιείται ως αφετηρία η διατύπωση των νόμων του Νεύτωνα.

Αρχή διατήρησης ορμής: Έστω δύο σώματα (a και b) που βρίσκονται σε επαφή για κάποιο χρονικό διάστημα T. Σύμφωνα με τον 3^ο νόμο του Νεύτωνα, στα σώματα ασκείται δύναμη F, ίσου μέτρου και αντίθετης φοράς, υπό την επίδραση της οποίας τα δύο σώματα επιταχύνονται με σταθερή επιτάχυνση σύμφωνα με τις σχέσεις:

$$m_a \cdot \dot{u}_a = F, \quad (\text{A-7})$$

$$m_b \cdot \dot{u}_b = -F, \quad (\text{A-8})$$

Συνδυάζοντας τις παραπάνω και ολοκληρώνοντας προκύπτει:

$$\int_0^T m_a \cdot \ddot{u}_a dt = - \int_0^T m_b \cdot \ddot{u}_b dt, \quad (\text{A-9})$$

$$m_a \cdot [\dot{u}_a(T) - \dot{u}_a(0)] = -m_b \cdot [\dot{u}_b(T) - \dot{u}_b(0)], \quad (\text{A-10})$$

$$m_a \cdot \dot{u}_a(T) + m_b \cdot \dot{u}_b(T) = m_a \cdot \dot{u}_a(0) + m_b \cdot \dot{u}_b(0), \quad (\text{A-11})$$

Η εξίσωση (A-11) δείχνει ότι η συνολική ορμή στο τέλος μίας τυχαίας χρονικής περιόδου είναι η ίδια με αυτή στην αρχή της περιόδου.

Αρχή διατήρησης ενέργειας: Έστω ένα σώμα μάζας m με αρχική ταχύτητα u_o και τελική ταχύτητα u που διανύει απόσταση S υπό την επίδραση της δύναμης F . Έχουμε:

$$m \cdot \dot{u} = F \quad (\text{A-12})$$

Χρησιμοποιώντας τη σχέση $\dot{u} = u \cdot du / ds$,

$$m \int_{u_0}^u u du = \int_0^S F ds , \quad (\text{A-13})$$

όπου η μάζα θεωρείται σταθερή. Προκύπτει έτσι:

$$\frac{1}{2} m(u^2 - u_0^2) = FS , \quad (\text{A-14})$$

Από την σχέση (A-14) συμπεραίνεται ότι το έργο που παράγεται από τη δύναμη F ισούται με τη μεταβολή της κινητικής ενέργειας του σώματος.

Εάν η δύναμη που αντιτίθεται στην κίνηση σχετίζεται με τη μετακίνηση σύμφωνα με τη σχέση $F = -k \cdot s$, όπου το k εκφράζει τη ελαστική σταθερά του συστήματος, τότε η εξίσωση (A-13) γίνεται

$$m \int_{u_0}^u u du = - \int_0^S k s ds , \quad (\text{A-15})$$

Επομένως,

$$\frac{1}{2} m(u^2 - u_0^2) = \frac{1}{2} k s^2 , \quad (\text{A-16})$$

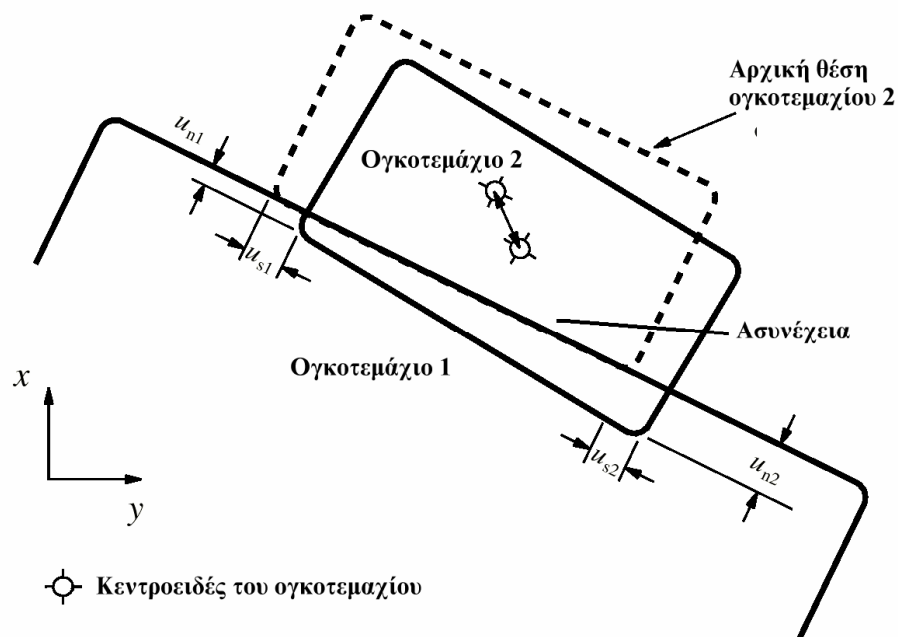
Στην περίπτωση αυτή, η μείωση της κινητικής ενέργειας ισούται με την ενέργεια που αποθηκεύεται στο σύστημα. Το ίδιο επιχείρημα μπορεί να χρησιμοποιηθεί αντίστροφα για να δείξει ότι η κινητική ενέργεια που απορροφάται από ένα σώμα ισούται με τη μείωση της ενέργειας που βρίσκεται αποθηκευμένη στο σύστημα. Έτσι η κινητική ενέργεια ενός σώματος ύστερα από μία ελαστική κρούση ισούται με την κινητική ενέργεια μετά την κρούση.

A-1-3 Αναπαράσταση των ασυνεχειών

Μία ασυνέχεια πετρώματος αναπαρίσταται αριθμητικά σαν μία επιφάνεια επαφής, που σχηματίζεται μεταξύ των πλευρών δύο ογκοτεμαχίων και που αποτελείται από μεμονωμένα

σημεία επαφής. Έτσι για κάθε ζεύγος ογκοτεμαχίων που βρίσκονται σε επαφή (ή διαχωρίζονται από ένα μικρό κενό στην περίπτωση ανοικτών ασυνεχειών), δημιουργούνται στοιχεία δεδομένων για την αναπαράσταση των σημείων επαφής.

Στο UDEC τα γειτονικά ογκοτεμάχια μπορούν να εφάπτονται είτε κατά το τμήμα μίας κοινής πλευράς τους είτε σε μεμονωμένα σημεία εκεί όπου μία γωνία συναντάει μία πλευρά ή μία άλλη γωνία. Όταν τα ογκοτεμάχια είναι άκαμπτα οι αριθμητικές επαφές δημιουργούνται στα σημεία που μία γωνία αλληλεπιδρά με μία άλλη γωνία ή με μία πλευρά ενός γειτονικού ογκοτεμαχίου, όπως δείχνει το Σχ. A-3. Εάν τα ογκοτεμάχια είναι παραμορφώσιμα, οι σημειακές επαφές δημιουργούνται σε όλα τα σημεία του πλέγματος που βρίσκονται στις πλευρές του ογκοτεμαχίου σε επαφή. Έτσι ο αριθμός των σημείων επαφής αυξάνεται συναρτήσει της διαμέρισης του εσωτερικού του ογκοτεμαχίου σε τριγωνικές ζώνες.



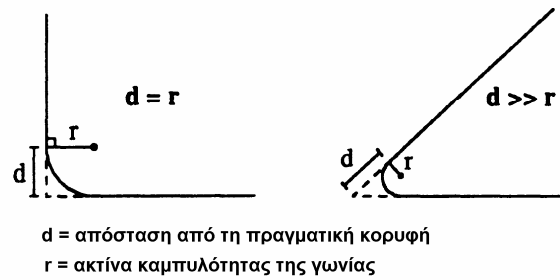
Σχ. A-3 Αναπαράσταση επαφών μεταξύ δυο άκαμπτων ογκοτεμαχίων

Ένα πρόβλημα που προκύπτει με τον παραπάνω τρόπο αναπαράστασης των επαφών σχετίζεται με την περίπτωση που δύο ογκοτεμάχια βρίσκονται σε επαφή δια μέσω δύο γωνιών τους. Εάν οι γωνίες θεωρηθούν απολύτως αιχμηρές ή με άπειρη αντοχή (όπως στην περίπτωση άκαμπτων ογκοτεμαχίων) τότε κατά την αριθμητική προσομοίωση είναι δυνατόν τα ογκοτεμάχια να μπλοκαριστούν ή να χάσουν την ελευθερία κινήσεως τους. Στην

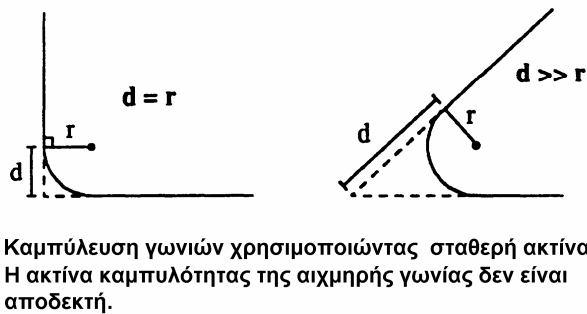
πραγματικότητα όμως, όταν η παραπάνω περίπτωση εμφανίζεται σε ένα σύστημα ογκοτεμαχίων στη φύση, θα συμβεί θραύση των γωνιών λόγω της συγκέντρωσης υψηλών τάσεως στα σημεία αιχμής.

Η ακριβής προσομοίωση αυτού του φαινομένου είναι πρακτικά αδύνατη. Αντιμετωπίζεται όμως, όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά, εάν οι γωνίες των ογκοτεμαχίων στρογγυλευθούν κατάλληλα έτσι ώστε τα ογκοτεμάχια να μπορούν να κινηθούν ομαλά όταν δύο απέναντι γωνίες έλθουν σε επαφή.

Η στρογγύλευση των γωνιών των ογκοτεμαχίων πραγματοποιείται με ένα κυκλικό τόξο που ορίζεται με την απόσταση d της αρχής του κυκλικού τόξου από την πραγματική κορυφή, όπως φαίνεται στο Σχ. A-4. Καθορίζοντας μία σταθερή απόσταση d για όλα τα ογκοτεμάχια (η οποία ονομάζεται "μήκος στρογγύλευσης") αποφεύγεται η περίπτωση της υπερβολικής στρογγύλευσης πολύ οξειών γωνιών (Σχ. A-4α), όπως θα συνέβαινε εάν αντί για την απόσταση d καθοριζόταν μία κοινή κυκλική ακτίνα για όλα τα ογκοτεμάχια (Σχ. A-4β).



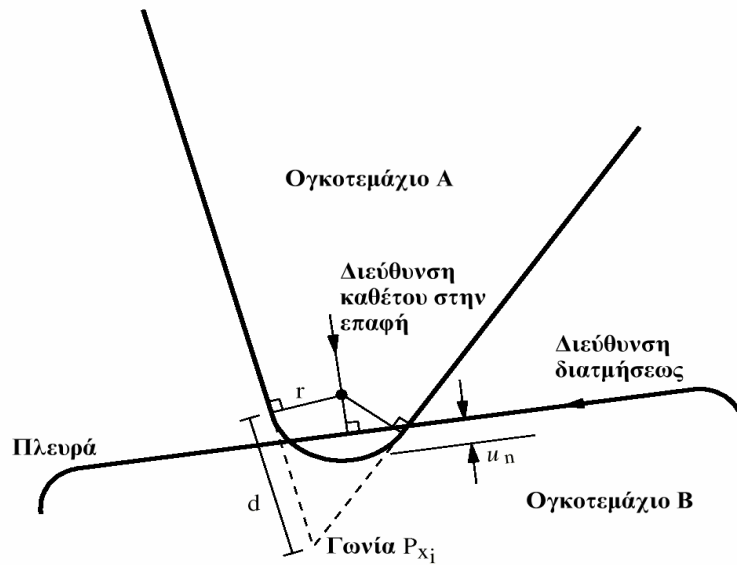
(α) Καμπύλευση γωνιών χρησιμοποιώντας ένα σταθερό μήκος d



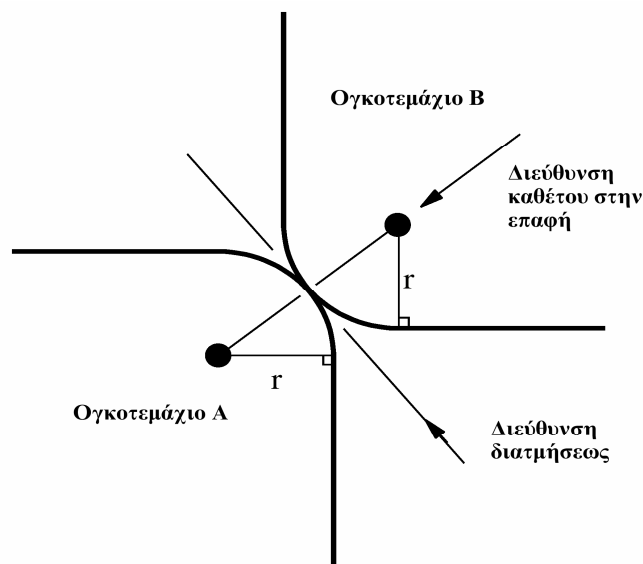
Σχ. A-4 Στρογγύλευση γωνιών στον κώδικα UDEC

Στην περίπτωση επαφής τύπου γωνίας με πλευρά, το σημείο επαφής τοποθετείται στην τομή της πλευράς με την κάθετη από το κέντρο καμπυλότητας της γωνίας προς την πλευρά (Σχ. A-5). Αντίστοιχα για επαφή τύπου γωνίας με γωνία, το σημείο επαφής τοποθετείται στην τομή της ευθείας που ενώνει τα δύο απέναντι κέντρα καμπυλότητας των κυκλικών τόξων με τα κυκλικά τόξα (Σχ. A-6). Όπως φαίνεται από τα δυο αυτά σχήματα, οι διευθύνσεις της κάθετης και διατμητικής δύναμης που δρουν σε μία επαφή καθορίζονται σε σχέση με τη διεύθυνση της καθέτου στην επαφή.

Σε παραμορφώσιμα ογκοτεμάχια που εφάπτονται κατά μήκος μίας πλευράς τους τα σημεία επαφής τοποθετούνται στην τομή της καθέτου από κάθε πλεγματοειδές σημείο προς την πλευρά του γειτονικού ογκοτεμαχίου. Εάν τα πλεγματοειδή σημεία των γειτονικών ογκοτεμαχίων ταυτίζονται (από άποψη συντεταγμένων) δημιουργούνται ξεχωριστές επαφές για κάθε πλεγματοειδές σημείο. Η αντιμετώπιση αυτή είναι χρήσιμη γιατί παρέχει τη δυνατότητα καλύτερης αναπαράστασης μίας πιθανής ολίσθησης μεταξύ των δύο ογκοτεμαχίων.



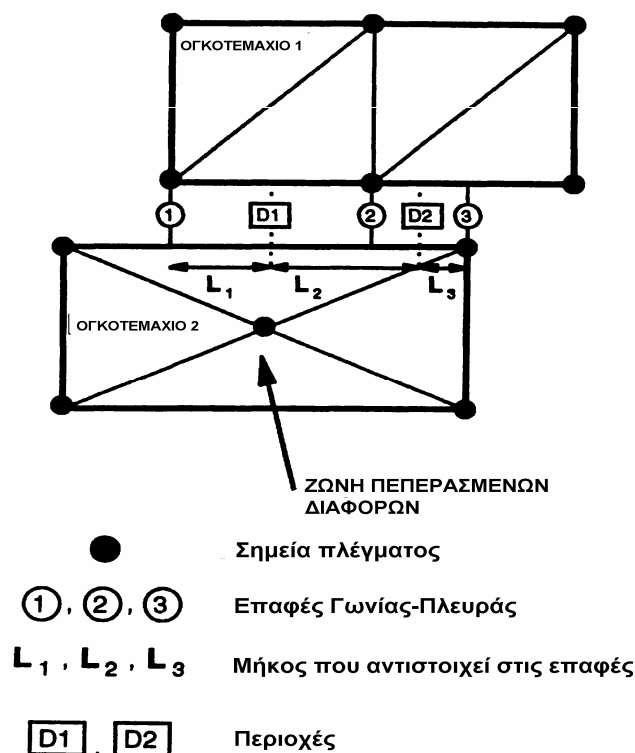
Σχ. A-5 Λεπτομέρεια στρογγύλευσης επαφής τύπου γωνίας με πλευρά



Σχ. A-6 λεπτομέρεια στρογγύλευσης επαφής τύπου πλευρά με πλευρά

Η στρογγύλευση των γωνιών επηρεάζει μόνο την θέση των σημείων επαφής, όπως περιγράφηκε παραπάνω. Όλοι οι υπόλοιποι υπολογισμοί που σχετίζονται με τις συντεταγμένες των κορυφών των ογκοτεμαχίων πραγματοποιούνται με τις πραγματικές τους συντεταγμένες. Το μέγεθος του μήκους στρογγύλευσης επηρεάζει τα αποτελέσματα της προσομοίωσης και συνεπώς για την αποφυγή σφαλμάτων κατά την επίλυση, πρέπει να διατηρείται στο 1% περίπου του μήκους πλευράς ενός τυπικού ογκοτεμαχίου στο μοντέλο.

Οι συντεταγμένες των σημείων επαφής ανανεώνονται αυτόματα από τον αλγόριθμο καθώς πραγματοποιείται η κίνηση των ογκοτεμαχίων. Έτσι στην περίπτωση δυναμικών αναλύσεων, όπου οι πραγματοποιούμενες μετακινήσεις είναι μεγάλες, μπορεί να απαιτείται η διαγραφή και η προσθήκη εκατοντάδων επαφών κατά τη διάρκεια της δυναμικής προσομοίωσης. Το UDEC δημιουργεί αυτόματα ένα δίκτυο περιοχών (domains) που αντιπροσωπεύουν μία γειτονιά ογκοτεμαχίων. Σαν περιοχές λαμβάνονται οι χώροι μεταξύ των ογκοτεμαχίων που ορίζονται από τα σημεία επαφής όπως τα σημεία D1 και D2 του Σχ. A-7.



Σχ. A-7 Σημεία επαφής και περιοχές μεταξύ παραμορφώσιμων ογκοτεμαχίων

Κατά τη διάρκεια ενός χρονικού βήματος νέα σημεία επαφής μπορεί να δημιουργηθούν μόνο σε πλευρές και γωνίες που ανήκουν στην ίδια περιοχή. Με τον τρόπο αυτό η ανανέωση των επαφών συντελείται τοπικά σε κάθε περιοχή του δικτύου. Το μειονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι η δυσκολία που αντιμετωπίζει στην ανανέωση σημείων επαφής χαλαρών συμπλεγμάτων ογκοτεμαχίων, επειδή στην περίπτωση αυτή οι περιοχές δεν είναι δυνατόν να ορισθούν σωστά.

A-1-4 Μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών

Η αριθμητική αναπαράσταση του συστήματος των ογκοτεμαχίων και των ασυνεχειών πραγματοποιείται, όπως αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο, θεωρώντας δύο τύπους επαφών: επαφή γωνίας με γωνία και επαφή γωνίας με πλευρά, οι οποίες καλούνται "αριθμητικές επαφές".

Στην πραγματικότητα, δύο ογκοτεμάχια μπορεί να εφάπτονται σε όλο το μήκος μίας πλευράς τους. Για την αναπαράσταση αυτής της Μία τέτοια επαφή πλευράς με πλευρά αντιστοιχεί σε μία περιοχή με δύο "αριθμητικές επαφές" (σημεία επαφής). Η ασυνέχεια θεωρείται ότι εκτείνεται μεταξύ των δύο σημείων επαφής. Το μήκος του τμήματος μεταξύ αυτών των σημείων χωρίζεται στη μέση και σε κάθε σημείο επαφής αντιστοιχίζεται το μισό αυτού. Οι κάθετες και διατμητικές τάσεις στις επαφές υπολογίζονται χρησιμοποιώντας τα εκατέρωθεν μήκη που αντιστοιχίζονται στα σημεία επαφής. Οι απειροστά αυξανόμενες κάθετες και διατμητικές μετακινήσεις υπολογίζονται για κάθε σημείο επαφής και το αντίστοιχο μήκος του (L_1 , L_2 και L_3 του Σχ. A-7).

Για την προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς των ασυνεχειών χρησιμοποιείται το ακόλουθο καταστατικό μοντέλο:

Η μετακίνηση σε διεύθυνση κάθετη προς το επίπεδο της ασυνέχειας συσχετίζεται με την εφαρμοζόμενη τάση με μία γραμμική σχέση της μορφής:

$$\Delta\sigma_n = -k_n \Delta u_n, \quad (\text{A-17})$$

Όπου $\Delta\sigma_n$ = η απειροστή αύξηση της τάσεως κατά την κάθετη διεύθυνση

Δu_n = η αντίστοιχη αύξηση της κάθετης μετατοπίσεως

k_n = η κάθετη ακαμψία του επιπέδου της ασυνέχειας

Εάν η κάθετη τάση που ασκείται στο επίπεδο της ασυνέχειας υπερβεί την αντοχή της σε εφελκυσμό (T), δηλ. εάν $\sigma_n < -T$, τότε η κάθετη τάση τίθεται ίση με μηδέν ($\sigma_n = 0$).

Ομοίως η απειροστή αύξηση της τάσεως κατά την παράλληλη προς την ασυνέχεια διεύθυνση είναι ανάλογη της ελαστικής συνιστώσας της διατμητικής μετατόπισης, σύμφωνα με τη σχέση:

$$\Delta \tau_s = k_s \Delta u_s^e, \quad (\text{A-18})$$

όπου $\Delta \tau_s$ = η απειροστή αύξηση της τάσεως κατά την παράλληλη διεύθυνση

Δu_s^e = η ελαστική συνιστώσα της απειροστής αύξησης της διατμητικής μετατόπισης

k_s = η διατμητική ακαμψία του επιπέδου της ασυνέχειας

Η διατμητική αντοχή του επιπέδου της ασυνέχειας καθορίζεται σύμφωνα με τον νόμο του Coulomb από τη σχέση:

$$\tau_{\max} = C + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{A-19})$$

όπου τ_{\max} η διατμητική αντοχή, C η συνοχή του επιπέδου της ασυνέχειας και ϕ η γωνία τριβής. Εάν η διατμητική δύναμη που ασκείται στο επίπεδο της ασυνέχειας είναι μικρότερη της διατμητικής της αντοχής, δηλ. $|\tau_s| \leq \tau_{\max}$, τότε η απειροστή αύξηση της δύναμης διατμήσεως δίνεται από την εξίσωση (A-18). Διαφορετικά, εάν $|\tau_s| \geq \tau_{\max}$ τότε αυτή παραμένει σταθερή και ίση με τη διατμητική αντοχή, ενώ το πρόσημό της καθορίζεται από τη σχέση:

$$\tau_s = \text{sign}(\Delta u_s) \tau_{\max}, \quad (\text{A-20})$$

Το παραπάνω μοντέλο μηχανικής συμπεριφοράς των ασυνεχειών είναι γνωστό το μοντέλο ολίσθησης του Coulomb, και δίνεται σχηματικά στο Σχ. A-8.

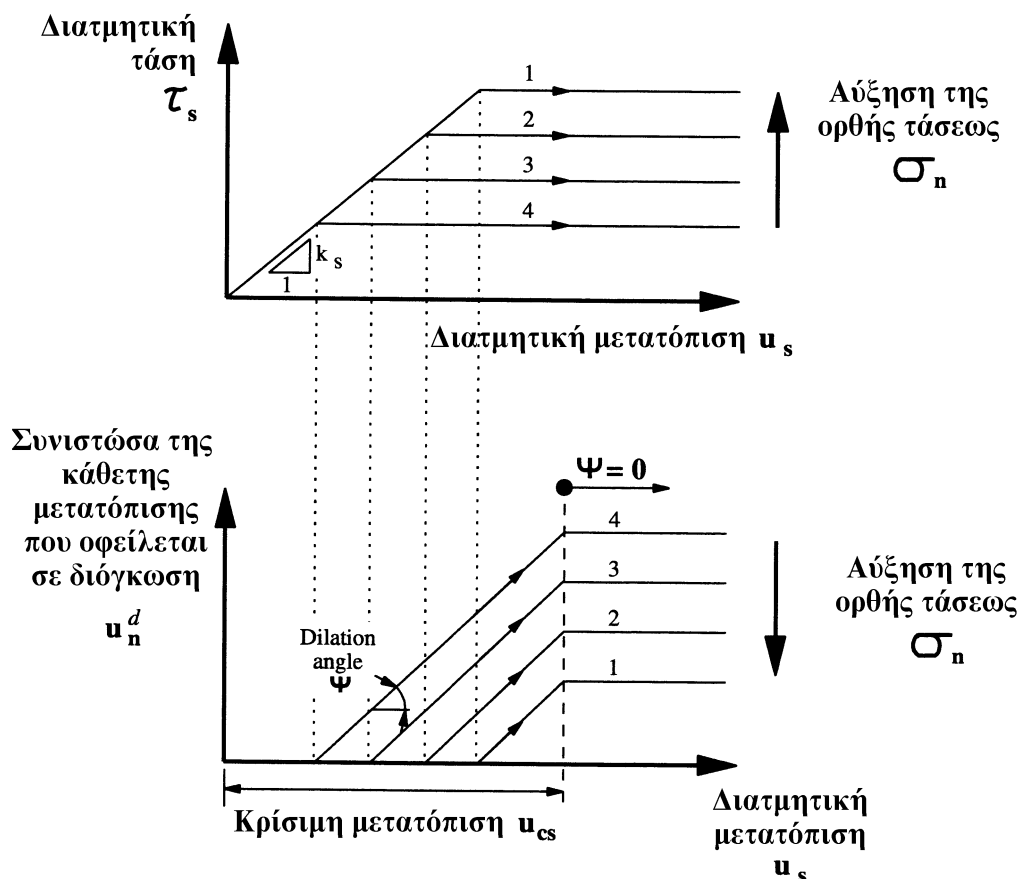
Προκειμένου για ασυνέχειες με τραχεία επιφάνεια, η οποία θα περιέχει μικρές ή μεγάλες οδοντώσεις, σε χαμηλές τιμές της ορθής τάσεως παρατηρείται διόγκωση της

ασυνέχειας, καθώς τα ογκοτεμάχια του πετρώματος εκατέρωθεν της ασυνέχειας τείνουν να ολισθήσουν και η ολίσθηση τους εμποδίζεται από τις οδοντώσεις. Η διόγκωση καθορίζεται στο κριτήριο του Coulomb από τη γωνία ψ (γωνία διόγκωσης ή γωνία διαστολή ή γωνία τραχύτητας). Όσο αυξάνεται η κάθετη τάση που ασκείται στην ασυνέχεια η διόγκωση περιορίζεται λόγω της θραύσης των οδοντώσεων. Το ίδιο συμβαίνει και με την αύξηση της διατμητικής μετατόπισης, η οποία όταν υπερβεί μία κρίσιμη τιμή u_{cs} θεωρείται ότι οι οδοντώσεις δεν παίζουν πλέον κανένα ρόλο.

Η παραπάνω συμπεριφορά περιγράφεται στο UDEC, από τις σχέσεις:

α) εάν $|\tau_s| \leq \tau_{\max}$, τότε $\psi = 0$

β) εάν $|\tau_s| = \tau_{\max}$ και $|u_s| \geq u_{\max}$, τότε επίσης $\psi = 0$

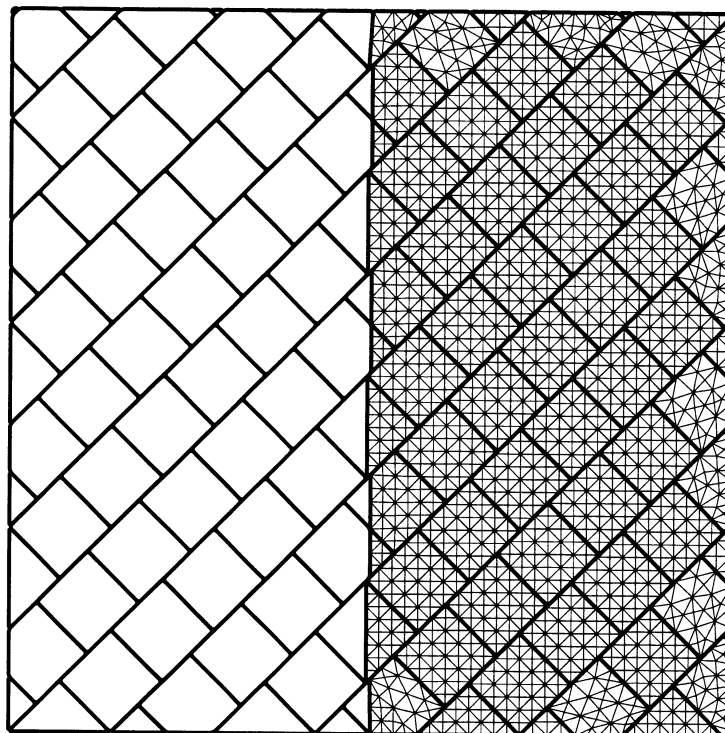


Σχ. A-8 Μοντέλο διατμητικής ολίσθησης των ασυνεχειών στο UDEC

A-1-5 Παραμορφωσιμότητα των ογκοτεμαχίων

Στη μέθοδο διακριτών στοιχείων τα ογκοτεμάχια του πετρώματος μπορεί να είναι άκαμπτα ή παραμορφώσιμα. Στην πρώτη περίπτωση η βραχομάζα περιγράφεται σαν ένα σύστημα άρρηκτων ογκοτεμαχίων το γεωμετρικό σχήμα των οποίων παραμένει αμετάβλητο. Άκαμπτα ογκοτεμάχια μπορούν να χρησιμοποιηθούν όταν η μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας καθορίζεται κυρίως από τη μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών της, όπως στην περίπτωση ογκοτεμαχισμένης βραχομάζας σε χαμηλό εντατικό πεδίο ή όταν τα άρρηκτα ογκοτεμάχια του πετρώματος έχουν μεγάλη αντοχή και μικρή παραμορφωσιμότητα.

Όταν η παραμορφωσιμότητα των ογκοτεμαχίων του πετρώματος δεν μπορεί να αγνοηθεί τότε πρέπει αυτά να θεωρηθούν ως παραμορφώσιμα. Στην περίπτωση αυτή το εσωτερικό των ογκοτεμαχίων διαιρείται (διακριτοποιείται) σε τριγωνικές ζώνες πεπερασμένων διαφορών. Στο Σχ. A-9 δίνεται για σύγκριση η εικόνα μίας βραχομάζας με άκαμπτα ογκοτεμάχια (αριστερά) και μίας με παραμορφώσιμα (δεξιά).



(a) Άκαμπτα ογκοτεμάχια (b) Παραμορφώσιμα ογκοτεμάχια

Σχ. A-9 Εικόνα βραχομάζας με άκαμπτα ογκοτεμάχια (α) και με παραμορφώσιμα (β)

Οι κορυφές των τριγωνικών στοιχείων αποτελούν τα σημεία του πλέγματος (ή καννάβου) του εσωτερικού των ογκοτεμαχίων, τα οποία ονομάζονται πλεγματικά σημεία ή κομβικά σημεία ή κόμβοι. Σε κάθε κόμβο αντιστοιχίζεται μία ποσότητα μάζας, που εξαρτάται από τον αριθμό και το μέγεθος των τριγωνικών στοιχείων που έχουν ως κορυφή το συγκεκριμένο κόμβο. Η κίνηση κάθε κόμβου περιγράφεται από τις εξισώσεις:

$$\ddot{u}_i = \frac{\int_s \sigma_{ij} n_j ds + F_i}{m} + g_i \quad (\text{A-21})$$

όπου:

- s η επιφάνεια που περικλείει τον κόμβο μάζας m ,
- n_j το κάθετο μοναδιαίο διάνυσμα προς την παραπάνω επιφάνεια,
- F_i η συνισταμένη των εξωτερικών δυνάμεων που ασκούνται στον κόμβο,
- g_i η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Η συνισταμένη δύναμη στους κόμβους υπολογίζεται από το άθροισμα τριών όρων:

$$F_i = F_i^z + F_i^c + F_i^l \quad (\text{A-22})$$

όπου F_i^l οι εξωτερικές δυνάμεις που ασκούνται στον κόμβο, F_i^c οι δυνάμεις στα σημεία επαφής των ογκοτεμαχίων και F_i^z οι δυνάμεις λόγω της εσωτερικής έντασης των τριγωνικών ζωνών με κορυφή τον κάθε συγκεκριμένο κόμβο. Δυνάμεις επαφής ασκούνται μόνο στους κόμβους που βρίσκονται στις πλευρές των ογκοτεμαχίων.

Οι δυνάμεις λόγω εσωτερικής έντασης των ζωνών υπολογίζονται από τη σχέση:

$$F_i^z = \int_c \sigma_{ij} n_j ds \quad (\text{A-23})$$

όπου σ_{ij} ο τανυστής των τάσεων της κάθε ζώνης και n_j το μοναδιαίο διάνυσμα κάθετα στο σύνορο C, το οποίο σχηματίζεται από την κλειστή πολυγωνική γραμμή που ενώνει τα μέσα των πλευρών των τριγωνικών ζωνών που συγκλίνουν στον κόμβο.

Για τον υπολογισμό του διανύσματος της δύναμης $\sum F_i$, που ασκείται σε κάθε κόμβο, λαμβάνονται υπόψη τα φορτία που περιγράφηκαν παραπάνω καθώς και η δύναμη λόγω βαρύτητας που ασκείται στον κόμβο και που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$F_i^g = m_g g_i \quad (\text{A-24})$$

όπου g_i η επιτάχυνση της βαρύτητας και m_g η συγκεντρωμένη μάζα που αντιστοιχεί σε κάθε κόμβο.

Όταν το σύστημα βρίσκεται σε ισορροπία η δύναμη $\sum F_i$ θα είναι ίση με μηδέν. Διαφορετικά ο κάθε κόμβος θα κινείται και η κίνηση του θα περιγράφεται από τη σχέση:

$$\dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (\text{A-25})$$

Σε κάθε χρονικό βήμα οι παραμορφώσεις και στροφές υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} + \dot{u}_{j,i}) \quad (\text{A-26})$$

$$\dot{\theta}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{u}_{i,j} - \dot{u}_{j,i}) \quad (\text{A-27})$$

A-2 Προσομοίωση διαξονικών δοκιμών θλίψης στον κώδικα UDEC

Για την προσομοίωση ενός φυσικού προβλήματος στον κώδικα UDEC, πρέπει να οριστούν τα εξής:

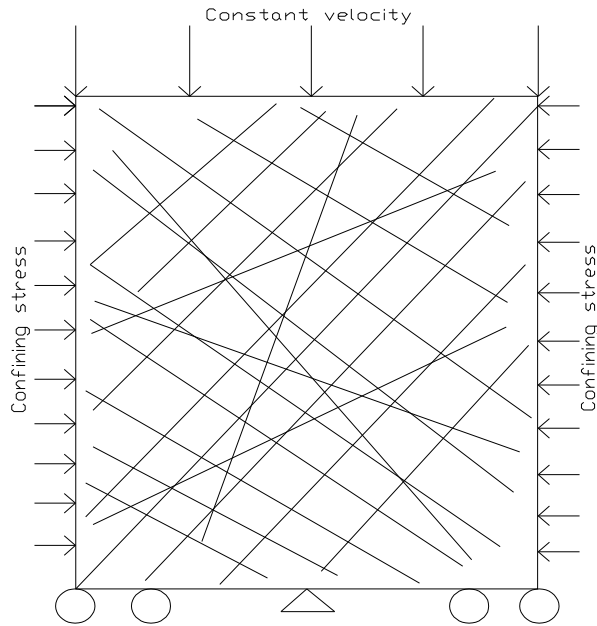
- τα γεωμετρικά στοιχεία του προσομοιώματος
- καταστατικές εξισώσεις και ιδιότητες των υλικών
- συνοριακές συνθήκες

Η γεωμετρία του προσομοιώματος καθορίζεται με την εισαγωγή ενός μπλοκ του οποίου οι συντεταγμένες καθορίζουν τις διαστάσεις του φυσικού προβλήματος. Οι καταστατικές εξισώσεις για το συμπαγές υλικό και τις ασυνέχειες υποδεικνύουν ποσοτικά πως θα συμπεριφερθούν τα στοιχεία αυτά όταν βρεθούν σε κάποια εντατική κατάσταση. Τέλος, οι συνοριακές συνθήκες χρησιμοποιούνται για την πληρέστερη δυνατή προσομοίωση του προβλήματος, σε σχέση με τις πραγματικές συνθήκες στις οποίες βρίσκεται. Μετά από τον ορισμό αυτών των στοιχείων και την αρχική ισορροπία του προσομοιώματος, πραγματοποιείται κάποια αλλαγή, όπως για παράδειγμα εκσκαφή ή μεταβολή των συνοριακών συνθηκών και υπολογίζεται η απόκριση του μοντέλου στην αλλαγή αυτή.

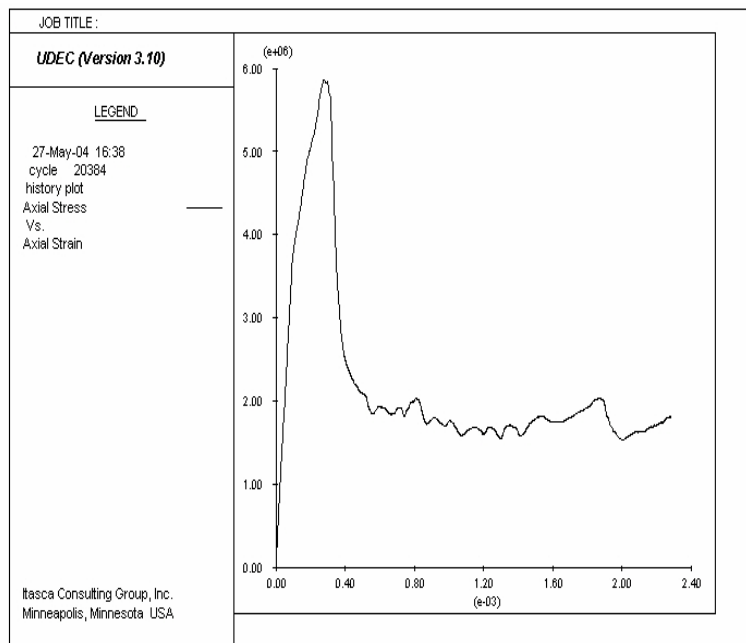
Με την χρήση του κώδικα UDEC προσομοιώνονται διαξονικές δοκιμές θλίψης σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης σε δοκίμια βραχομάζας. Τα δοκίμια φορτίζονται με επιβολή σταθερού ρυθμού μετακίνησης ενώ παράλληλα ασκείται σταθερή πλευρική πίεση (Σχ. A-10). Η επιβολή της μετατόπισης στο προσομοίωμα, προκαλεί τάσεις στο εσωτερικό του, οι οποίες καταγράφονται από τον κώδικα.

Τα δοκίμια αποτελούνται από το υλικό, το οποίο αντιστοιχεί στο άρρηκτο πέτρωμα και από ασυνέχειες, οι οποίες αποτελούν συνοριακές συνθήκες στα τεμάχια του άρρηκτου πετρώματος και έχουν μηδενική εφελκυστική αντοχή. Κατάλληλοι καταστατικοί νόμοι περιγράφουν την μηχανική συμπεριφορά τόσο του άρρηκτου πετρώματος, όσο και των ασυνεχειών. Παρουσία νερού δεν υπάρχει σε καμία ανάλυση.

Με κατάλληλες εντολές οι οποίες δίνονται στον κώδικα, υπολογίζονται οι τάσεις και οι ανηγμένες παραμορφώσεις και εν συνεχεία, από τα αντίστοιχα διαγράμματα υπολογίζεται η αντοχή και το μέτρο παραμορφωσιμότητας των δοκιμίων (Σχ. A-11)



Σχ. A-10 Προσομοίωση διαξονικής δοκιμής στον κώδικα UDEC



Σχ. A-11 Τυπικό διάγραμμα αξονικής τάσης - τροπής

Στις επόμενες παραγράφους αναλύονται όλες οι παράμετροι που αφορούν στις αριθμητικές δοκιμές μέσω του κώδικα UDEC. Αρχικά εξετάζονται οι καταστατικοί νόμοι των υλικών (άρρηκτο πέτρωμα και ασυνέχειες) που χρησιμοποιούνται στις προσομοιώσεις. Ακολούθως εξετάζονται οι παράμετροι που αφορούν στην προσομοίωση των δοκιμών και

τέλος, πραγματοποιείται ανάλυση των παραμέτρων της φόρτισης των προσομοιωμάτων. Όπου απαιτείται εκτελούνται παραμετρικές δοκιμές με τον κώδικα UDEC.

A-2-1 Παράμετροι άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών

Άρρηκτο πέτρωμα

Η παραμορφωσιμότητα του άρρηκτου υλικού εκφράζεται με δυο παραμέτρους, το μέτρο παραμορφωσιμότητας E και το λόγο Poisson ν , παράμετροι που καθορίζονται από την δοκιμή σε ανεμπόδιστη θλίψη. Το UDEC χρησιμοποιεί για την εισαγωγή των δεδομένων τις ελαστικές σταθερές K (μέτρο σύνογκου παραμορφώσεως) και G (μέτρο διάτμησης). Οι σταθερές αυτές συνδέονται με τα E και ν με τις σχέσεις

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (\text{A-28})$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{A-29})$$

Η αντοχή του άρρηκτου υλικού μπορεί να καθοριστεί από το κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb. Ωστόσο, είναι γενικώς παραδεκτό ότι η αντοχή των πετρωμάτων περιγράφεται καλύτερα από καμπύλες περιβάλλουσες, όπως αυτές που προκύπτουν από το κριτήριο Hoek – Brown. Στη γενική του μορφή, το κριτήριο αυτό ορίζεται ως

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_i \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + 1 \right)^\alpha \quad (\text{A-30})$$

Για την περίπτωση του άρρηκτου πετρώματος, στην παραπάνω εξίσωση τίθεται $m_b = m_i$, $s=1$ και $\alpha=0.5$.

Ο κώδικας UDEC, έχει τη δυνατότητα προσομοίωσης του υλικού με βάση το αρχικό κριτήριο Hoek – Brown, όχι άμεσα αλλά έμμεσα με υπολογισμό ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής του κριτηρίου Mohr – Coulomb.

Ο συσχετισμός των κυρίων τάσεων κατά τη στιγμή της εκδήλωσης της αστοχίας στο αρχικό κριτήριο Hoek – Brown έχει ως εξής

$$\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_3 \cdot \sigma_c \cdot m + \sigma_c^2 \cdot s)^{0.5} \quad (\text{A-31})$$

όπου

σ_1, σ_3 η μέγιστη και ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα

σ_c η μονοαξονική αντοχή σε θλίψη του άρρηκτου πετρώματος

m, s παράμετροι αντοχής του υλικού, εξαρτώμενες από την παράμετρο m_i του άρρηκτου πετρώματος και τον βαθμό τεκτονισμού της βραχομάζας

Στην περίπτωση όπου προσομοιώνεται η αντοχή του άρρηκτου πετρώματος, ισχύει ότι $m=m_i$ και $s=1$.

Το κριτήριο αστοχίας Mohr – Coulomb δίνεται από τη σχέση

$$\sigma_1 = N_\phi \cdot \sigma_3 + \sigma_{cm} \quad (\text{A-32})$$

όπου

$$N_\phi = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$$

σ_{cm} = η αντοχή σε θλίψη της βραχομάζας

Με αντικατάσταση της (A-31) στην (A-32) προκύπτει ότι

$$\sigma_{cm} = \sigma_3 \cdot (1 - N_\phi) + (\sigma_3 \cdot \sigma_c \cdot m + \sigma_c^2 \cdot s)^{0.5} \quad (\text{A-33})$$

Η εφαπτομένη της (A-31) είναι

$$N_\phi = \frac{\theta \sigma_1}{\theta \sigma_3} = 1 + \frac{\sigma_c \cdot m}{2} \cdot (\sigma_3 \cdot \sigma_c \cdot m + \sigma_c^2 \cdot s)^{0.5} \quad (\text{A-34})$$

Η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής υπολογίζονται από τις σχέσεις

$$\phi = 2 \tan^{-1} N_\phi^{-0.5} - 90 \quad (\text{A-35})$$

$$c = \sigma_{cm} / 2 \cdot N_\phi^{0.5} \quad (\text{A-36})$$

Η τιμή της σ_3 υπολογίζεται από το πρόγραμμα ανά συγκεκριμένο αριθμό κύκλων, τον οποίο ορίζει ο χρήστης.

Η παραπάνω διαδικασία υλοποιείται στο πρόγραμμα μέσω μιας ρουτίνας της FISH.

Ο χρήστης πρέπει να δηλώσει τις παρακάτω παραμέτρους για το πέτρωμα:

hb_mmi = παράμετρος m για το πέτρωμα

hb_ssi = παράμετρος s για το πέτρωμα

hb_mmr = παράμετρος m για το πέτρωμα μετά τη διαρροή

hb_ssr = παράμετρος s για το πέτρωμα μετά τη διαρροή

hb_sc= αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος

Στην περίπτωση όπου εξετάζεται μόνο άρρηκτο πέτρωμα, $hb_mmi=m_i$ και $hb_ssi=1$

Παρακάτω εξετάζεται η αποτελεσματικότητα της χρήσης του κριτηρίου Hoek – Brown στον κώδικα UDEC, έτσι όπως περιγράφηκε παραπάνω. Συγκεκριμένα, πραγματοποιείται σειρά τριαξονικών δοκιμών στο UDEC για συγκεκριμένες τιμές παραμέτρων GSI, m_i και σ_{ci} και για εύρος τιμών ελάχιστης κύριας τάσης $\sigma_3= 0-8$ MPa. Οι τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου Hoek – Brown είναι:

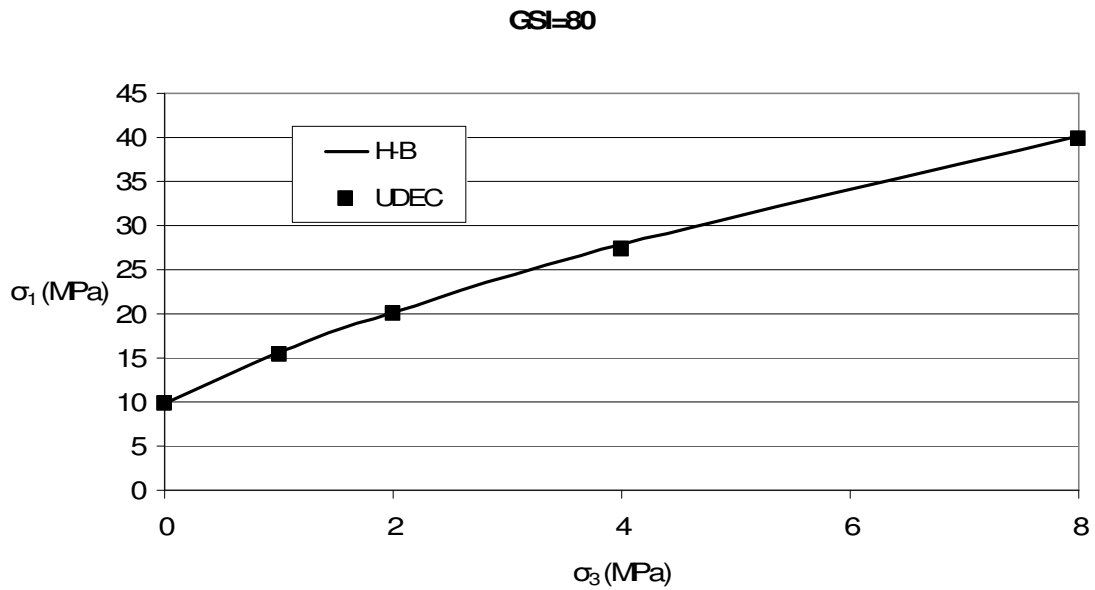
GSI= 80, 60

$m_i= 8$

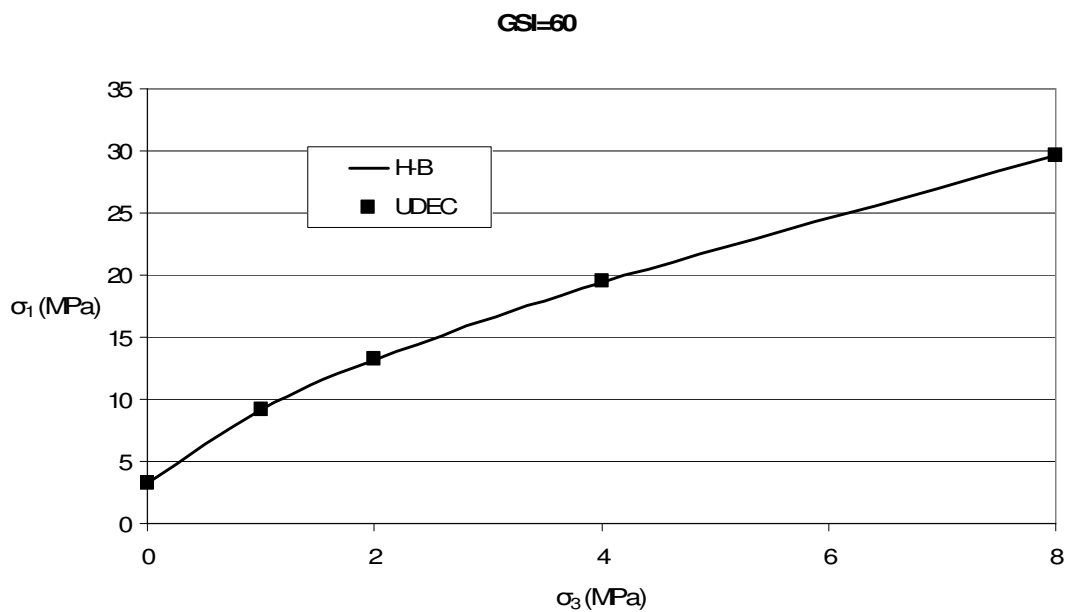
$\sigma_{ci}= 30$ MPa

Τα δοκίμια τα οποία προσομοιώνονται στο UDEC είναι τετραγωνικά με πλευρά 10 m. Στα δοκίμια δεν υπάρχουν ασυνέχειες, δηλαδή η μάζα του πετρώματος θεωρείται συνεχής και η συμπεριφορά της ελαστοπλαστική, όπως καθορίζεται από το κριτήριο Hoek – Brown. Στο άνω όριο του δοκιμίου επιβάλλεται σταθερή μετακίνηση ίση με 0.001 m/s ενώ στο κάτω όριο τοποθετούνται κυλίσσεις, έτσι ώστε να μην υπάρχει η δυνατότητα κατακόρυφης μετακίνησης. Τέλος, στα πλευρικά όρια του δοκιμίου εφαρμόζεται η πλευρική πίεση σ_3 . Τα αποτελέσματα των δοκιμών παρουσιάζονται στα Σχ. A-12 και Σχ. A-13, στα οποία υπάρχουν και τα αποτελέσματα της αναλυτικής επίλυσης του κριτηρίου Hoek – Brown, για ίδιες τιμές παραμέτρων που αναφέρθηκαν προηγουμένως.

Όπως γίνεται αντιληπτό, ο τρόπος με τον οποίο προσομοιώνεται το κριτήριο Hoek – Brown στον κώδικα UDEC, μέσω δηλαδή ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής, δεν παρουσιάζει σφάλμα, εφόσον οι τιμές της περιβάλλουσας αστοχίας συμπίπτουν με αυτές που προκύπτουν από το κριτήριο Hoek – Brown.



Σχ. A-12 Σύγκριση αριθμητικής και αναλυτικής επίλυσης για GSI=80



Σχ. A-13 Σύγκριση αριθμητικής και αναλυτικής επίλυσης για GSI=60

Ασυνέχειες

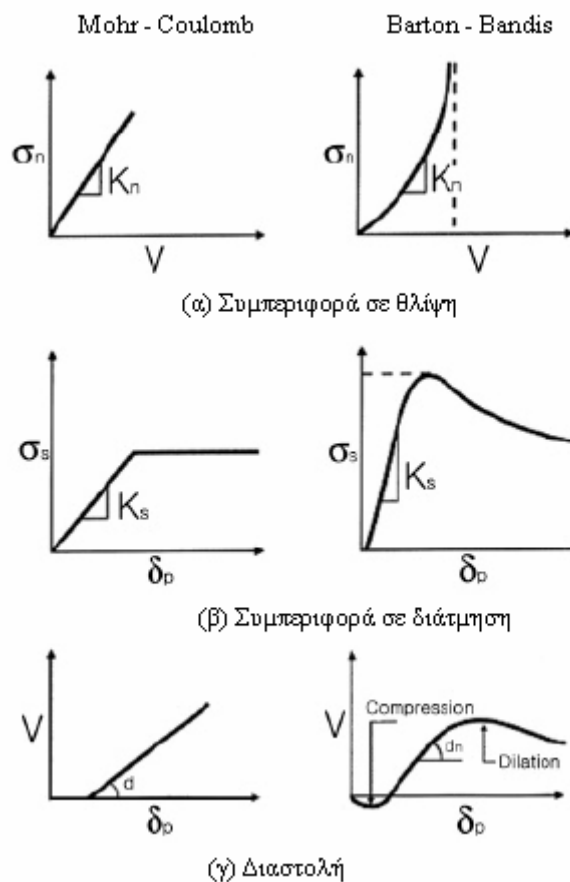
Η μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών στον κώδικα UDEC, προσδιορίζεται με την χρήση κατάλληλων κριτηρίων αστοχίας. Το προκαθορισμένο κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιεί ο κώδικας, είναι το γραμμικό κριτήριο Mohr – Coulomb. Οι παράμετροι που πρέπει να προσδιοριστούν στον κώδικα για τον καθορισμό της μηχανικής συμπεριφοράς

των ασυνεχειών, όταν αυτές περιγράφονται με το κριτήριο Mohr – Coulomb είναι (Πίν. A-1)

Πίν. A-1 Παράμετροι του κριτηρίου αστοχίας Mohr - Coulomb

Παράμετρος	Περιγραφή
K_n	Ορθή δυσκαμψία των ασυνεχειών (Pa/m)
K_s	Διατμητική δυσκαμψία των ασυνεχειών (Pa/m)
c	Συνοχή (Pa)
φ	Γωνία εσωτερικής τριβής ($^\circ$)
σ_t	Εφελκυστική αντοχή (Pa/m)

Ωστόσο, η αντοχή και η παραμορφωσιμότητα των ασυνεχειών θεωρείται ότι εκφράζεται καλύτερα μέσω μη γραμμικών κριτηρίων, όπως είναι το κριτήριο Barton – Bandis. Σχηματικά οι κυριότερες διαφορές μεταξύ των δυο αυτών κριτηρίων φαίνονται στο Σχ. A-14.



Σχ. A-14 Διαφορές γραμμικού και μη γραμμικού κριτηρίου αστοχίας για τις ασυνέχειες

Η συμπεριφορά της ασυνέχειας σε θλίψη, σύμφωνα με το κριτήριο Barton – Bandis παρουσιάζει τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- υπερβολική σχέση τάσεων παραμορφώσεων
- υστέρηση κατά τη διάρκεια κύκλων φόρτισης αποφόρτισης
- αύξηση της ορθής ακαμψίας κατά τη διάρκεια κύκλων φόρτισης αποφόρτισης
- αλλαγή της ορθής ακαμψίας κατά την αστοχία της επιφάνειας

Η συμπεριφορά της ασυνέχειας σε διάτμηση, σύμφωνα με το κριτήριο Barton – Bandis παρουσιάζει τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- διαστολή σαν συνάρτηση της ορθής τάσης και της διατμητικής μετακίνησης
- φθορά της ασυνέχειας μετά την μέγιστη διατμητική τάση

Η διατμητική αντοχή μιας ασυνέχειας υπολογίζεται χρησιμοποιώντας την έννοια της μεταβαλλόμενης τραχύτητας λόγω διατμητικής μετακίνησης JRC_{mob} . Η μεταβαλλόμενη αυτή τραχύτητα είναι συνάρτηση του μήκους της ασυνέχειας, της ορθής τάσης, της διατμητικής μετακίνησης και της ιστορίας της.

Η οριακή διατμητική τάση τ_i υπολογίζεται από τον συντελεστή τραχύτητας JRC_n (κλίμακα βραχομάζας), την αντοχή του τοιχώματος της ασυνέχειας JCS_n και την μέγιστη διατμητική μετακίνηση $u_{s,peak}$ τα οποία υπολογίζονται από τις εξής σχέσεις:

$$JRC_n = JRC_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.02JRC_o} \quad (A-37)$$

$$JCS_n = JCS_o \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{-0.03JRC_o} \quad (A-38)$$

$$u_{s, peak} = \frac{L_n}{500} \left(\frac{L_n}{L_o} \right)^{0.33} \quad (A-39)$$

όπου

L_o = μήκος ασυνέχειας (εργαστηριακή κλίμακα)

L_n = μήκος ασυνέχειας (κλίμακα βραχομάζας)

JRC_o = συντελεστής τραχύτητας (εργαστηριακή κλίμακα)

JCS_o = θλιπτική αντοχή του τοιχώματος της ασυνέχειας (εργαστηριακή κλίμακα)

Ο συντελεστής JRC_{mob} υπολογίζεται από τη σχέση

$$JRC_{mob} = B * JRC_n$$

όπου B μια συνάρτηση της διατμητικής μετακίνησης $u_s/u_{s,peak}$

Η οριακή διατμητική τάση είναι

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \left(JRC_{mob} \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS_n}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right) \quad (A-40)$$

όπου

σ_n = η ορθή τάση

ϕ_b = η βασική γωνία τριβής

Η διατμητική τάση πλησιάζει στην οριακή τιμή της σταδιακά, πολλαπλασιάζοντας την αύξηση της διατμητικής παραμόρφωσης Δu με την διατμητική δυσκαμψία K_s .

$$\Delta \tau = \Delta u \cdot K_s \quad (A-41)$$

Η διατμητική δυσκαμψία υπολογίζεται από τη σχέση

$$K_s = \sigma_n \cdot \tan \left(\frac{0.75 \cdot \phi_r}{0.2 \cdot u_{s, peak}} \right) \cdot L_n \quad (A-42)$$

για $u_s/u_{s, peak} < 0.20$

ή

$$K_s = \sigma_n \cdot \tan \left(\frac{0.25 \cdot \phi_r}{0.1 \cdot u_{s, peak}} \right) \cdot L_n \quad (A-43)$$

για $u_s/u_{s, peak} > 0.20$

Συνοψίζοντας, οι παράμετροι που πρέπει να προσδιοριστούν για να οριστεί το κριτήριο Barton – Bandis στον κώδικα UDEC είναι οι παρακάτω (Πίν. A-2)

Πίν. A-2 Παράμετροι του κριτηρίου Barton – Bandis στο UDEC

Παράμετρος	Περιγραφή
JRC_o	Συντελεστής τραχύτητας ασυνεχειών (εργαστηριακή κλίμακα)
JCS_o	Θλιπτική αντοχή τοιχώματος ασυνεχειών (εργαστηριακή κλίμακα) (MPa)
L_o	Μήκος κλίμακας εργαστηρίου (m)
ϕ_b	Βασική γωνία τριβής (°)
σ_c	Αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του άρρηκτου πετρώματος (MPa)
K_n	Ορθή δυσκαμψία των ασυνεχειών (MPa/m)
K_s	Διατμητική δυσκαμψία των ασυνεχειών (MPa/m)
a_{in}	Άνοιγμα της ασυνέχειας σε μηδενική ορθή τάση (mm)

Εναλλακτικά, η προσομοίωση του κριτηρίου Barton – Bandis μπορεί να γίνει μέσω ισοδύναμων ‘στιγμιαίων’ τιμών των παραμέτρων του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb.

Αρχικά ορίζεται η ορθή τάση επάνω στο επίπεδο της ασυνέχειας

$$nstr=c_nforce(i_c)/c_length(i_c)$$

Ακολούθως υπολογίζεται η εφαπτόμενη επάνω στην καμπύλη περιβάλλουσα του κριτηρίου Barton – Bandis για δεδομένη κάθε φορά τιμή ορθής τάσης

$$v1=b_r*\log(b_s/nstr)+b_f$$

$$dtds=\tan(v1*\text{degrad})-(b_r*\pi/\ln(10))*((\tan(v1*\text{degrad}))^2+1)*\text{degrade}$$

Η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής θα είναι αντίστοιχα

$$fr=\text{atan}(dtds)/\text{degrad}$$

$$c=tstr-nstr*(dtds)$$

A-2-2 Παράμετροι προσομοίωσης

- Μέγεθος ζωνών πεπερασμένων διαφορών

Στη μέθοδο διακριτών στοιχείων τα ογκοτεμάχια του πετρώματος μπορεί να είναι άκαμπτα ή παραμορφώσιμα. Στην πρώτη περίπτωση η βραχομάζα περιγράφεται σαν ένα σύστημα άρρηκτων ογκοτεμαχίων το γεωμετρικό σχήμα των οποίων παραμένει αμετάβλητο. Άκαμπτα ογκοτεμάχια μπορούν να χρησιμοποιηθούν όταν η μηχανική συμπεριφορά της βραχομάζας καθορίζεται κυρίως από τη μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών της, όπως στην περίπτωση ογκοτεμαχισμένης βραχομάζας σε χαμηλό εντατικό πεδίο ή όταν τα άρρηκτα ογκοτεμάχια του πετρώματος έχουν μεγάλη αντοχή και μικρή παραμορφωσιμότητα.

Όταν η παραμορφωσιμότητα των ογκοτεμαχίων του πετρώματος δεν μπορεί να αγνοηθεί τότε πρέπει αυτά να θεωρηθούν ως παραμορφώσιμα. Στην περίπτωση αυτή το εσωτερικό των ογκοτεμαχίων διαιρείται (διακριτοποιείται) σε τριγωνικές ζώνες πεπερασμένων διαφορών.

Το μέγεθος των ζωνών διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στα αποτελέσματα των δοκιμών. Είναι προφανές ότι όσο μικρότερο είναι το μέγεθος των ζωνών, τόσο μικρότερο σφάλμα θα

υπαισέρχεται στα αποτελέσματα. Ωστόσο, μεγάλη μείωση του μεγέθους των ζωνών, οδηγεί σε μεγαλύτερες απαιτήσεις υπολογιστικού χρόνου. Με βάση τις παραπάνω παρατηρήσεις, επιλέγεται ως κατάλληλο μέγεθος ζωνών το 10% της μέσης απόστασης των ασυνεχειών.

- Καμπυλότητα επαφής ογκοτεμαχίων

Στο UDEC τα γειτονικά ογκοτεμάχια μπορούν να εφάπτονται είτε κατά το τμήμα μίας κοινής πλευράς τους είτε σε μεμονωμένα σημεία εκεί όπου μία γωνία συναντάει μία πλευρά ή μία άλλη γωνία. Όταν τα ογκοτεμάχια είναι άκαμπτα οι αριθμητικές επαφές δημιουργούνται στα σημεία που μία γωνία αλληλεπιδρά με μία άλλη γωνία ή με μία πλευρά ενός γειτονικού ογκοτεμαχίου. Εάν τα ογκοτεμάχια είναι παραμορφώσιμα, οι σημειακές επαφές δημιουργούνται σε όλα τα σημεία του πλέγματος που βρίσκονται στις πλευρές του ογκοτεμαχίου σε επαφή. Έτσι ο αριθμός των σημείων επαφής αυξάνεται συναρτήσει της διαμέρισης του εσωτερικού του ογκοτεμαχίου σε τριγωνικές ζώνες.

Ένα πρόβλημα που προκύπτει με τον παραπάνω τρόπο αναπαράστασης των επαφών σχετίζεται με την περίπτωση που δύο ογκοτεμάχια βρίσκονται σε επαφή δια μέσω δύο γωνιών τους. Εάν οι γωνίες θεωρηθούν απολύτως αιχμηρές ή με άπειρη αντοχή (όπως στην περίπτωση άκαμπτων ογκοτεμαχίων) τότε κατά την αριθμητική προσομοίωση είναι δυνατόν τα ογκοτεμάχια να μπλοκαριστούν ή να χάσουν την ελευθερία κινήσεως τους. Στην πραγματικότητα όμως, όταν η παραπάνω περίπτωση εμφανίζεται σε ένα σύστημα ογκοτεμαχίων στη φύση, θα συμβεί θραύση των γωνιών λόγω της συγκέντρωσης υψηλών τάσεων στα σημεία αιχμής.

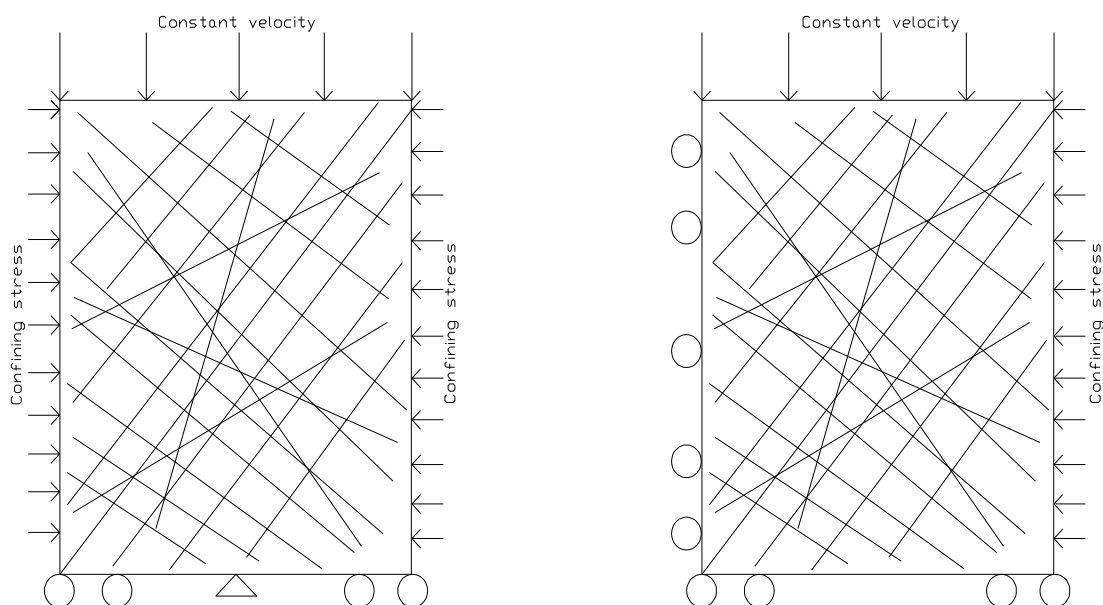
Η ακριβής προσομοίωση αυτού του φαινομένου είναι πρακτικά αδύνατη. Αντιμετωπίζεται όμως, όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά, εάν οι γωνίες των ογκοτεμαχίων στρογγυλευθούν κατάλληλα, μέσω του "μήκους στρογγύλευσης" έτσι ώστε τα ογκοτεμάχια να μπορούν να κινηθούν ομαλά όταν δύο απέναντι γωνίες έλθουν σε επαφή. Σύμφωνα με τις οδηγίες της Itasca, αν το μήκος στρογγύλευσης είναι μικρό (1% έως 2% της μέσης απόστασης των ασυνεχειών), τότε πρακτικά δεν έχει καμία επίδραση στα αποτελέσματα.

Με βάση τα παραπάνω, στις αναλύσεις επιλέγεται μήκος ίσο με 1% της μέσης απόστασης των ασυνεχειών.

- Συνοριακές συνθήκες

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, τα δοκίμια φορτίζονται με επιβολή σταθερού ρυθμού μετακίνησης στο άνω σύνορο ενώ παράλληλα ασκείται ομοιόμορφη πλευρική πίεση. Στο κάτω σύνορο των δοκιμίων εφαρμόζονται στηρίξεις για την εξασφάλιση της ισορροπίας του

προσομοιώματος. Παρακάτω διερευνώνται δυο περιπτώσεις: στην πρώτη, εφαρμόζεται πλευρική πίεση στο ένα άκρο του δοκιμίου, ενώ στο άλλο άκρο τοποθετούνται στηρίξεις. Στην δεύτερη περίπτωση, επιβάλλεται πλευρική πίεση και στα δυο άκρα του δοκιμίου (Σχ. A-15)



Σχ. A-15 Διαφορετικές συνοριακές συνθήκες για την προσομοίωση διαξονικής δοκιμής

Οι τιμές των μηχανικών χαρακτηριστικών του άρρηκτου πετρώματος και των ασυνεχειών παρουσιάζονται στον Πίν. A-3.

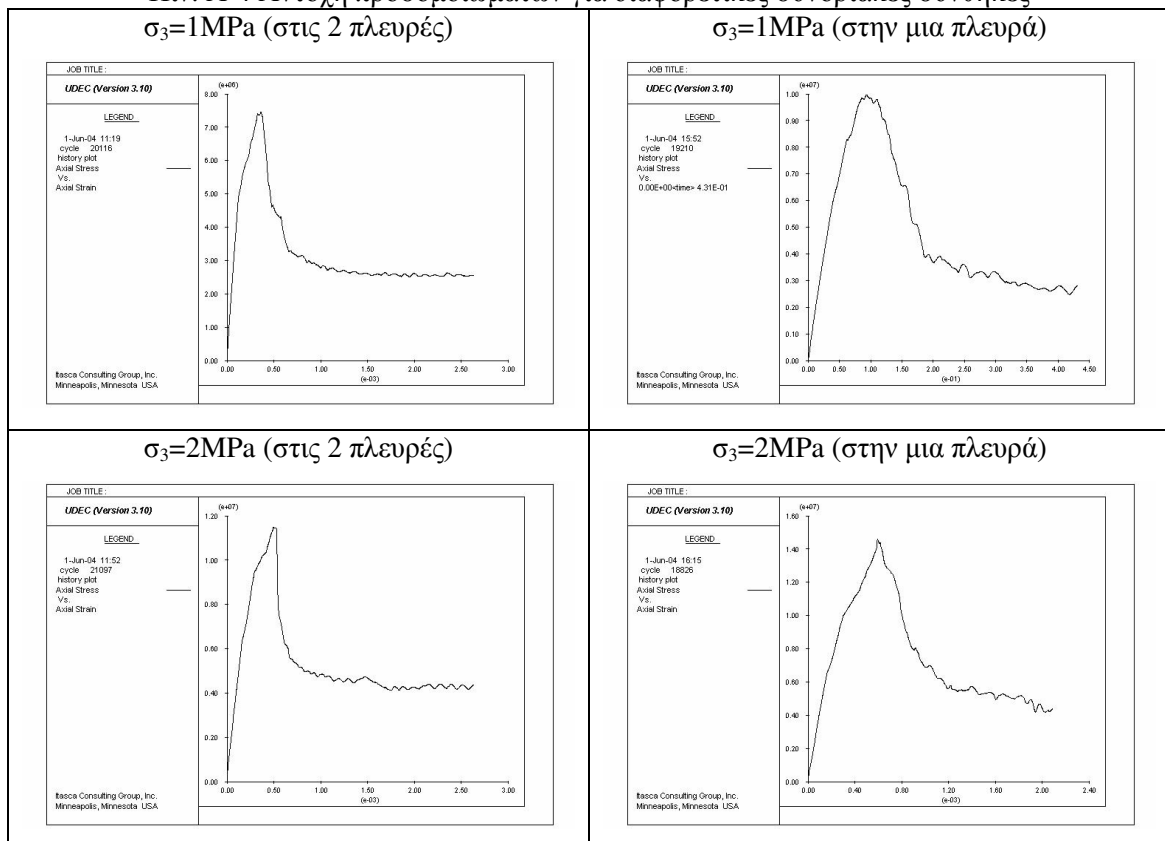
Πίν. A-3 Τιμές παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας άρρηκτου πετρώματος και ασυνεχειών

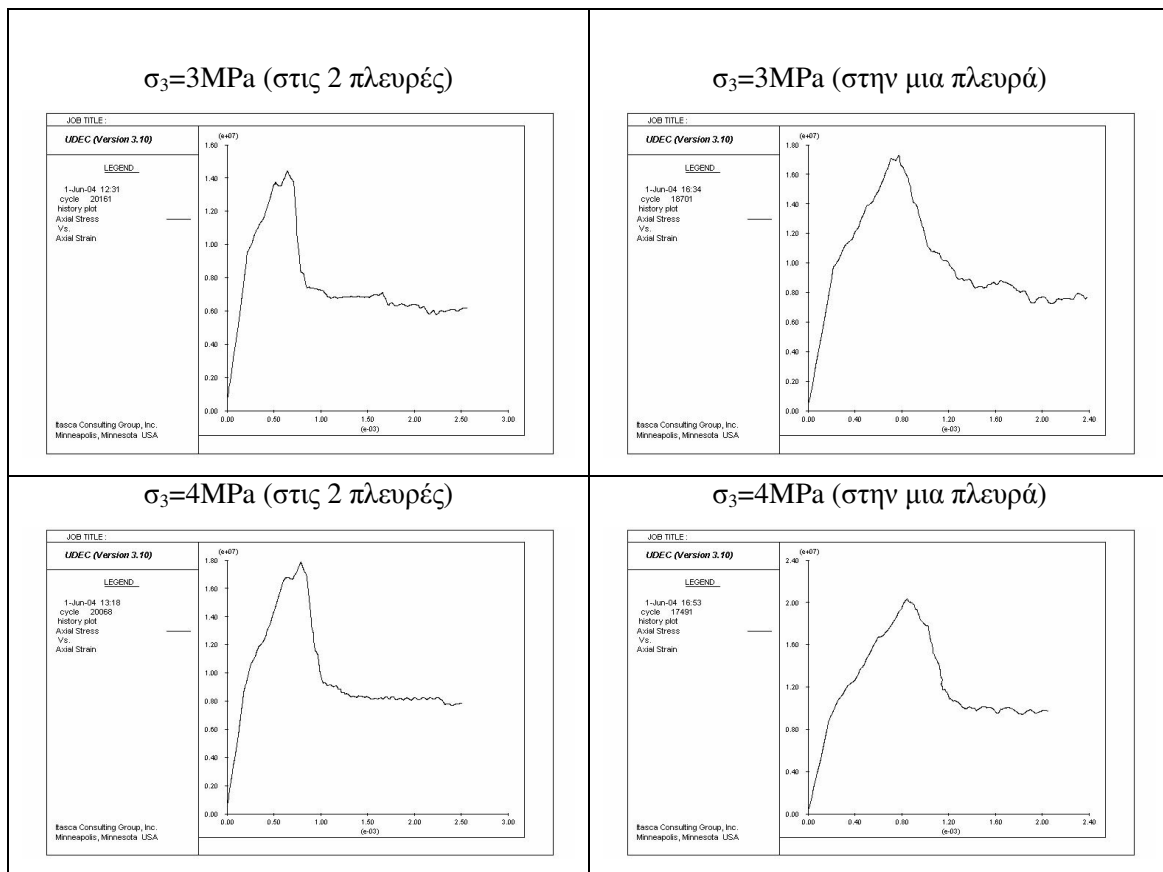
Ιδιότητες	Πέτρωμα	Ασυνέχειες
Πυκνότητα (Kg/m ³)	2500	-
Μέτρο ελαστικότητας (Pa)	30e9	-
Λόγος Poisson	0.25	-
Μονοαξονική αντοχή σε θλίψη σ_{ci} (Pa)	30e6	-
Ορθή δυσκαμψία (Pa/m)	-	100e9
Διατμητική δυσκαμψία (Pa/m)	-	50e9
Συνοχή (Pa)	-	0
Γωνία εσωτερικής τριβής	-	35

Τα αποτελέσματα των δοκιμών παρουσιάζονται στον Πίν. Α-4. Τα διαγράμματα τάσεων – ανηγμένων παραμορφώσεων της αριστερής στήλης του πίνακα αφορούν στην περίπτωση εφαρμογής πλευρικής πίεσης και στις δυο πλευρές των δοκιμίων ενώ στην δεξιά στήλη δίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα για την περίπτωση εφαρμογής πλευρικής πίεσης στην μια πλευρά των δοκιμίων και στηρίζεων στην άλλη. Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τέσσερις τιμές πλευρικής πίεσης, από 1 MPa έως 4 MPa.

Από τα αποτελέσματα των δοκιμών προκύπτει ότι η αντοχή των δοκιμίων στην περίπτωση όπου ασκείται πλευρική πίεση και στις δυο πλευρές τους, είναι ελαφρώς μικρότερη απ’ότι στην περίπτωση όπου στην μια πλευρά τοποθετούνται στηρίξεις. Ωστόσο οι διαφορές δεν είναι σημαντικές.

Πίν. Α-4 Αντοχή προσομοιωμάτων για διαφορετικές συνοριακές συνθήκες





A-2-3 Παράμετροι φόρτισης

- Τιμή επιβαλλόμενου ρυθμού μετακίνησης

Η φόρτιση του δοκιμίου επιτυγχάνεται με την επιβολή στο άνω όριο του, μιας σταθερής μετακίνησης. Ο τρόπος αυτός θεωρείται καλύτερος γιατί προκαλεί καλύτερη ανακατανομή των τάσεων μέσα στο δοκίμιο. Παρακάτω διερευνάται η ευαισθησία της αντοχής του δοκιμίου στην τιμή της επιβαλλόμενης μετακίνησης (Πίν. A-5).

Πίν. A-5 Αντοχή προσομοιώματος σε σχέση με την τιμή του επιβαλλόμενου ρυθμού μετακίνησης

Ρυθμός μετακίνησης (m/s)	0.05	0.04	0.03	0.02	0.01	0.007	0.005	0.003	0.001
Αντοχή δοκιμίου (MPa)	25.4	23.2	20.07	19	17.2	15.8	14.7	14.4	14.2

Είναι προφανές ότι η αντοχή του δοκιμίου επηρεάζεται σε σημαντικό βαθμό από την τιμή του επιβαλλόμενου ρυθμού παραμόρφωσης. Μείωση της τιμής του ρυθμού προκαλεί μείωση στην τιμή της αντοχής. Ωστόσο, θεωρείται προτιμότερο να χρησιμοποιούνται μικρές τιμές ρυθμού παραμόρφωσης διότι έτσι εξασφαλίζεται καλύτερη ανακατανομή τάσεων μέσα στο δοκίμιο. Εξάλλου, σύμφωνα με την διεθνή πρακτική (Brady and Brown

1985), ο προτεινόμενος ρυθμός αξονικής ανηγμένης παραμόρφωσης κατά την διεξαγωγή δοκιμών σε πετρώματα, πρέπει να είναι $10^{-5} - 10^{-4}/\text{sec}$. Με βάση αυτά επιλέγεται μικρή τιμή ρυθμού παραμόρφωσης και σε κάθε περίπτωση όχι μεγαλύτερη από 0.003m/s.

A-3 Συμπεράσματα

Στο παράρτημα αυτό παρουσιάζεται συνοπτικά ο κώδικας UDEC καθώς και η μεθοδολογία που ακολουθείται για την προσομοίωση διαξονικών δοκιμών θλίψης. Πραγματοποιείται μεγάλος αριθμός αναλύσεων για να διαπιστωθεί η ευαισθησία της αντοχής των δοκιμών στις διάφορες παραμέτρους της προσομοίωσης. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις αναλύσεις συνοψίζονται παρακάτω.

Ο τρόπος με τον οποίο προσομοιώνεται το κριτήριο Hoek – Brown στον κώδικα UDEC, μέσω δηλαδή στιγμιαίων ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής, είναι αποδεκτός εφόσον από την αντίστοιχη σύγκριση για δυο ποιότητες βραχομάζας η αναλυτική με την αριθμητική επίλυση συμπίπτουν. Η μηχανική συμπεριφορά των ασυνεχειών περιγράφεται είτε μέσω γραμμικού κριτηρίου αστοχίας (Mohr – Coulomb) είτε μέσω μή γραμμικού κριτηρίου αστοχίας (Barton – Bandis). Τα δυο αυτά κριτήρια παρουσιάζονται αναλυτικά ενώ παρουσιάζεται και μεθοδολογία για την προσομοίωση του κριτηρίου Barton – Bandis μέσω ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής για τις ασυνέχειες.

Ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην αντοχή των δοκιμών έχει η τιμή του επιβαλλόμενου ρυθμού μετακίνησης στο άνω όριο τους. Από τα αποτελέσματα των αναλύσεων αλλά και σύμφωνα με την διεθνή πρακτική σε πραγματικές δοκιμές, επιλέγεται μικρή τιμή ρυθμού παραμόρφωσης και σε κάθε περίπτωση όχι μεγαλύτερη από 0.003m/s.

Στη μέθοδο διακριτών στοιχείων τα ογκοτεμάχια του πετρώματος μπορεί να είναι άκαμπτα ή παραμορφώσιμα. Στις διαξονικές δοκιμές το υλικό πρέπει να προσομοιωθεί ως παραμορφώσιμο οπότε η διακριτοποίηση του σε ζώνες πεπερασμένων διαφορών είναι απαραίτητη. Ως κατάλληλο μέγεθος των ζωνών επιλέγεται το 1/10 της μέσης απόστασης των ασυνεχειών του δοκιμίου.

Ένα πρόβλημα που προκύπτει κατά την προσομοίωση διακριτών στοιχείων, είναι αυτό της επαφής γειτονικών ογκοτεμαχίων μέσω δυο γωνιών τους. Όταν η παραπάνω περίπτωση εμφανίζεται σε ένα σύστημα ογκοτεμαχίων στη φύση, θα συμβεί θραύση των γωνιών λόγω της συγκέντρωσης υψηλών τάσεων στα σημεία αιχμής. Η ακριβής

προσομοίωση αυτού του φαινομένου είναι πρακτικά αδύνατη. Αντιμετωπίζεται όμως όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστικά, εάν οι γωνίες των ογκοτεμαχίων στρογγυλευθούν κατάλληλα, μέσω του "μήκους στρογγύλευσης". Για τις προσομοιώσεις των δοκιμών επιλέγεται "μήκος στρογγύλευσης" των γωνιών των ογκοτεμαχίων αρκετά μικρό (1% έως 2% της μέσης απόστασης των ασυνεχειών).

Η φόρτιση των δοκιμών επιτυγχάνεται με την επιβολή σταθερού ρυθμού μετακίνησης ενώ παράλληλα ασκείται πλευρική πίεση ούτως ώστε να προσομοιωθεί η διαξονική δοκιμή. Η προσομοίωση με συνδυασμό πλευρικής πίεσης και στηρίξεων στις πλευρές του δοκιμίου, δεν διαφέρει σημαντικά, όσον αφορά την αντοχή, σε σχέση με την προσομοίωση με επιβολή πλευρικής πίεσης και στις δυο πλευρές του δοκιμίου.

Η παρουσίαση της μεθοδολογίας προσομοίωσης διαξονικών δοκιμών θλίψης στον κώδικα UDEC, ολοκληρώνεται με την παράθεση ενός ενδεικτικού αρχείου το οποίο χρησιμοποιείται για τις αριθμητικές επιλύσεις, σύμφωνα και με τα παραπάνω συμπεράσματα.

UDEC INPUT FILE

new

; Καμπυλότητα ογκοτεμαχίων

ro 0.01

; Διαστάσεις προσομοιώματος

bl -2.5 -5 -2.5 5 2.5 5 2.5 -5

; Αρχείο στην γλώσσα προγραμματισμού FISH για την εισαγωγή των σταθερών του άρρηκτου πετρώματος και των ασυνεχειών

def const

;intact rock

E=30e3 ;Young's modulus

v=0.25 ;Poisson's ratio

r=2.5e-3 ;Density

mi=10 ;Hoek - Brown constant mi

s=1 ;Hoek - Brown constant s

mr=10 ;Residual mi
sr=1 ;Residual s
UCSj=200 ;Intact rock uniaxial compressive strength

;joints

Knj=100e3 ;Joint normal stiffness
Ksj=50e3 ;Joint shear stiffness
JRCj=20 ;Joint Roughness Coefficient
JCSj=50 ;Joint Compressive Strength
frj=35 ;Residual angle of friction

end

const

; Γεωμετρικά στοιχεία ασυνεχειών

jset 20,0 100,0 0,0 1.25,0

jset 65,0 100,0 0,0 1.25,0

jset 110,0 100,0 0,0 1.25,0

jset 140,0 100,0 0,0 1.25,0

;delete range area 3e-2

; Δημιουργία ζωνών πεπερασμένων διαφορών

gen edge 0.3

; Αρχείο στην γλώσσα προγραμματισμού FISH για τον υπολογισμό του μέτρου διάτμησης και του μέτρου σύνολκου παραμορφώσεως του άρρηκτου πετρώματος

def derive

s_mod=y_mod/(2*(1+p_ratio))

b_mod=y_mod/(3*(1-2*p_ratio))

end

set y_mod=E p_ratio=v

derive

; Ορισμός κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb για το άρρηκτο πέτρωμα

zone model mohr

prop mat=1 dens=r

zone bulk=b_mod shear=s_mod

; Ορισμός κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb για τις ασυνέχειες

joint model area

joint jkn=Knj jks=Ksj

set jcondf=area jmatdf=1

; Καθορισμός συνοριακών συνθηκών

boun -2.5 2.5 4.9 5.1 yvel=-0.002

boun -2.5 2.5 -5.1 -4.9 yvel=0

boun -0.1 0.1 -5.1 -4.9 xvel=0

boun stress -1 0 0 range -2.6 -2.4 -5 5

boun stress -1 0 0 range 2.4 2.6 -5 5

insitu stress -1 0 0 szz=-1

; Δημιουργία στην γλώσσα προγραμματισμού FISH αρχείων για τον υπολογισμό των τάσεων και των τροπών στο προσομοίωμα

def sigmav

sum=0.0

z_count=0

i_b = block_head

loop while i_b # 0

i_z = b_zone(i_b)

loop while i_z # 0

sum = sum - z_syy(i_z)

i_z = z_next(i_z)

z_count = z_count + 1

end_loop

```

i_b = b_next(i_b)
end_loop
sigmav = sum/z_count
end

def ev
ev = (gp_ydis(i_gb)-gp_ydis(i_gt))/(gp_y(i_gt)-gp_y(i_gb))
end
def set_lim
i_gt = gp_near(-2.5,5)
i_gb = gp_near(-2.5,-5)
end
set_lim

```

```

hist sigmav
label hist 1
Axial Stress
hist ev
label hist 2
Axial Strain

```

; Άνοιγμα αρχείων της γλώσσας FISH για τον υπολογισμό στιγμιαίων ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής μέσω του κριτηρίου Hoek – Brown για το άρρηκτο πέτρωμα και του κριτηρίου Barton – Bandis για τις ασυνέχειες

```

call bbmc.fis
call jmat.fin
call contact.fin

call hoek.fis
call block.fin
call zmat.fin

```

;Καθορισμός των παραμέτρων του κριτηρίου Hoek – Brown

```
set hb_mmi=mi hb_ssi=s hb_mmr=mr hb_ssr=sr hb_sc=UCSj
```

```
;Καθορισμός των παραμέτρων του κριτηρίου Barton - Bandis
```

```
set b_r=JRCj b_s=JCSj b_f=frj
```

```
;Εντολές για την επίλυση της δοκιμής
```

```
def supstep
```

```
  bbm
```

```
  cfi
```

```
  if ns=0 then
```

```
    ns=5
```

```
  end_if
```

```
  command
```

```
    step ns
```

```
    print k
```

```
  end_command
```

```
end
```

```
def supsolve
```

```
loop k (1,nsup)
```

```
  supstep
```

```
end_loop
```

```
end
```

```
;pause
```

```
set nsup=50000 ns=5
```

```
supsolve
```

Παρακάτω παρουσιάζονται τα αρχεία της γλώσσας προγραμματισμού FISH για τον υπολογισμό στιγμιαίων ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής μέσω του κριτηρίου Hoek – Brown για το άρρηκτο πέτρωμα και του κριτηρίου Barton – Bandis για τις ασυνέχειες

;Υπολογισμός μέσω της γλώσσας προγραμματισμού FISH ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής του κριτηρίου Hoek – Brown για το άρρηκτο πέτρωμα

```
def cfi
i_b=block_head
loop while i_b#0
i_z=b_zone(i_b)
loop while i_z#0
i_zmat=z_zex(i_z)
if z_state(i_z)>0 then
h_mm=hb_mmr
h_ss=hb_ssr
else
h_mm=hb_mmi
h_ss=hb_ssi
end_if
effsxx=z_sxx(i_z)-z_pp(i_z)
effsyy=z_syy(i_z)-z_pp(i_z)
effszz=z_szz(i_z)-z_pp(i_z)
fmem(i_zmat+$mc_kten)=0.5*hb_sc*(sqrt(h_mm^2+4*h_ss)-h_mm)
temp1=-0.5*(effsxx+effsyy)
temp2=sqrt(z_sxy(i_z)^2+0.25*(effsxx-effsyy)^2)
s3=min(temp1-temp2, -effszz)
if s3<0.0 then
s3=0
end_if
h_lam=1+0.5*h_mm*hb_sc/sqrt(h_mm*hb_sc*s3+hb_sc^2*h_ss)
fi=2*atan(sqrt(h_lam))/degrad-90
fmem(i_zmat+$mc_kphi)=fi
sci=s3*(1-h_lam)+sqrt(h_mm*s3*hb_sc+hb_sc^2*h_ss)
```

```

coe=0.5*sci/sqrt(h_lam)
fmem(i_zmat+$mc_kcoh)=coe
psi=hoek_psi
fmem(i_zmat+$mc_kpsi)=psi
i_z=z_next(i_z)
end_loop
i_b=b_next(i_b)
end_loop
end

```

;Υπολογισμός μέσω της γλώσσας προγραμματισμού FISH ισοδύναμων τιμών συνοχής και γωνίας εσωτερικής τριβής του κριτηρίου Barton – Bandis για τις ασυνέχειες

```

def bbm
i_c=contact_head
loop while i_c#0
i_cmat=c_jex(i_c)

if c_length(i_c)#0 then
nstr=c_nforce(i_c)/c_length(i_c)
else
nstr=c_n_force(i_c)/0.01
end_if

if nstr#0 then
v1=b_r*log(b_s/nstr)+b_f
else
v1=b_r*log(b_s/0.01)+b_f
end_if

tstr=nstr*tan(v1*degrad)
;if nstr<0.2 then
;nstr=0.2
;end_if

```

```
dtds=tan(v1*degrad)-(b_r*pi/ln(10))*((tan(v1*degrad))^2+1)*degrad
```

```
fr=atan(dtds)/degrad
```

```
fmem(i_cmat+$ac_phi)=fr
```

```
c=tstr-nstr*(dtds)
```

```
fmem(i_cmat+$ac_coh)=c
```

```
i_c=c_next(i_c)
```

```
endloop
```

```
end
```

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΗΣ ΚΡΙΣΙΜΗΣ ΓΩΝΙΑΣ ΚΛΙΣΗΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ ΜΕ ΤΟ ΚΡΙΤΗΡΙΟ BARTON – BANDIS

Σύμφωνα με την θεωρία του ενός επιπέδου αδυναμίας, η αντοχή ενός πετρώματος που περιέχει μια ασυνέχεια εξαρτάται άμεσα από την κλίση της. Για μια ορισμένη κλίση της ασυνέχειας, η αντοχή του πετρώματος ελαχιστοποιείται. Όταν η ασυνέχεια περιγράφεται με το κριτήριο Mohr – Coulomb, η κρίσιμη αυτή κλίση εξαρτάται από την γωνία τριβής της ασυνέχειας. Στην περίπτωση ωστόσο όπου η ασυνέχεια περιγράφεται με το μή γραμμικό κριτήριο Barton – Bandis, η τιμή της εξαρτάται από την τιμή της πλευρικής πίεσης αλλά και από τις παραμέτρους του κριτηρίου Barton – Bandis. Με βάση τα αποτελέσματα επιλύσεων για εύρος τιμών των παραπάνω παραμέτρων και την στατιστική ανάλυση που ακολούθησε, προτείνεται η παρακάτω σχέση για τον προσδιορισμό της κλίσης ασυνέχειας για την οποία ελαχιστοποιείται η αντοχή του δοκιμίου ($R^2=0.97$)

$$\beta_{\min} = 0.42 \cdot \left(JRC \cdot \log \left(\frac{JCS}{10\sigma_3} \right) + \phi_b \right) + 49 \quad (1)$$

Οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν για τις παρακάτω τιμές:

$$\phi_b = (25^\circ, 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ, 45^\circ)$$

$$\sigma_3 = (1,5,10,15,20,25,30,50)MPa$$

$$JRC = (5,10,15,20)$$

$$JCS = (5,15,30,60,90,120,150,180,200)MPa$$

Σε όλες τις περιπτώσεις δόθηκε προσοχή έτσι ώστε να τηρούνται οι περιορισμοί για τους οποίους ισχύει το κριτήριο Barton – Bandis, $\phi_b < JRC \cdot \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b < 70^\circ$.

Στον πίνακα που ακολουθεί παρουσιάζονται οι τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου Barton – Bandis που εισάγονται στους υπολογισμούς (ϕ_b , JRC, JCS), η τιμή της πλευρικής πίεσης σ_3 και τέλος η τιμή της κρίσιμης γωνίας β από την θεωρητική επίλυση και από την σχέση (1), καθώς και το αντίστοιχο σφάλμα.

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
1	25	5	5	58	58.82	1.42
1	25	5	15	59	59.76	1.30
1	25	5	30	60	60.36	0.60
1	25	5	60	60	60.95	1.59
1	25	5	90	61	61.30	0.49
1	25	5	120	61	61.55	0.90
1	25	5	150	61	61.74	1.21
1	25	5	180	62	61.90	0.17
1	25	5	200	62	61.99	0.02
1	25	10	5	58	58.26	0.44
1	25	10	15	60	60.20	0.33
1	25	10	30	61	61.43	0.70
1	25	10	60	63	62.65	0.55
1	25	10	90	64	63.37	0.98
1	25	10	120	64	63.88	0.19
1	25	10	150	65	64.28	1.11
1	25	10	180	65	64.60	0.62
1	25	10	200	65	64.79	0.33
1	25	15	5	58	57.69	0.53
1	25	15	15	61	60.64	0.59
1	25	15	30	63	62.50	0.80
1	25	15	60	65	64.35	0.99
1	25	15	90	66	65.44	0.84
1	25	15	120	67	66.21	1.17
1	25	15	150	67	66.81	0.28
1	25	15	180	68	67.30	1.03
1	25	15	200	68	67.58	0.61
1	25	20	5	58	57.13	1.51
1	25	20	15	61	61.07	0.12
1	25	20	30	64	63.56	0.68
1	25	20	60	66	66.06	0.08
1	25	20	90	67	67.51	0.77
1	25	20	120	68	68.55	0.80
1	25	20	150	69	69.35	0.51
1	25	20	180	69	70.00	1.45
1	25	20	200	70	70.38	0.55
1	30	5	5	61	60.92	0.13
1	30	5	15	61	61.86	1.42
1	30	5	30	62	62.46	0.74
1	30	5	60	63	63.05	0.09
1	30	5	90	63	63.40	0.64
1	30	5	120	64	63.65	0.55
1	30	5	150	64	63.84	0.25
1	30	5	180	64	64.00	0.01
1	30	5	200	64	64.09	0.14
1	30	10	5	60	60.36	0.59
1	30	10	15	62	62.30	0.49
1	30	10	30	64	63.53	0.74
1	30	10	60	65	64.75	0.38
1	30	10	90	66	65.47	0.80
1	30	10	120	67	65.98	1.52

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
1	30	10	150	67	66.38	0.93
1	30	10	180	67	66.70	0.45
1	30	10	200	68	66.89	1.64
1	30	15	5	60	59.79	0.35
1	30	15	15	63	62.74	0.42
1	30	15	30	65	64.60	0.62
1	30	15	60	67	66.45	0.81
1	30	15	90	68	67.54	0.67
1	30	15	120	69	68.31	0.99
1	30	15	150	70	68.91	1.55
1	30	15	180	70	69.40	0.86
1	30	15	200	70	69.68	0.45
1	30	20	5	60	59.23	1.29
1	30	20	15	63	63.17	0.28
1	30	20	30	66	65.66	0.51
1	30	20	60	68	68.16	0.23
1	30	20	90	69	69.61	0.89
1	30	20	120	70	70.65	0.92
1	30	20	150	70	71.45	2.07
1	30	20	180	71	72.10	1.55
1	30	20	200	71	72.48	2.09
1	35	5	5	62	63.02	1.65
1	35	5	15	64	63.96	0.06
1	35	5	30	64	64.56	0.87
1	35	5	60	65	65.15	0.24
1	35	5	90	65	65.50	0.77
1	35	5	120	66	65.75	0.38
1	35	5	150	66	65.94	0.09
1	35	5	180	66	66.10	0.15
1	35	5	200	67	66.19	1.21
1	35	10	5	62	62.46	0.74
1	35	10	15	65	64.40	0.92
1	35	10	30	66	65.63	0.56
1	35	10	60	68	66.85	1.68
1	35	10	90	68	67.57	0.63
1	35	10	120	69	68.08	1.33
1	35	10	150	69	68.48	0.76
1	35	10	180	70	68.80	1.72
1	35	10	200	70	68.99	1.45
1	35	15	5	62	61.89	0.18
1	35	15	15	65	64.84	0.25
1	35	15	30	67	66.70	0.45
1	35	15	60	69	68.55	0.64
1	35	15	90	70	69.64	0.51
1	35	15	120	71	70.41	0.83
1	35	15	150	72	71.01	1.37
1	35	15	180	72	71.50	0.69
1	35	15	200	72	71.78	0.30
1	35	20	5	61	61.33	0.53
1	35	20	15	65	65.27	0.42
1	35	20	30	68	67.76	0.35

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
1	35	20	60	70	70.26	0.37
1	35	20	90	71	71.71	1.00
1	35	20	120	71	72.75	2.46
1	35	20	150	72	73.55	2.15
1	35	20	180	72	74.20	3.06
1	35	20	200	72	74.58	3.59
1	40	5	5	65	65.12	0.19
1	40	5	15	66	66.06	0.10
1	40	5	30	67	66.66	0.51
1	40	5	60	68	67.25	1.10
1	40	5	90	68	67.60	0.59
1	40	5	120	68	67.85	0.22
1	40	5	150	69	68.04	1.39
1	40	5	180	69	68.20	1.17
1	40	5	200	69	68.29	1.03
1	40	10	5	65	64.56	0.68
1	40	10	15	67	66.50	0.74
1	40	10	30	68	67.73	0.40
1	40	10	60	70	68.95	1.49
1	40	10	90	71	69.67	1.87
1	40	10	120	71	70.18	1.15
1	40	10	150	72	70.58	1.98
1	40	10	180	72	70.90	1.53
1	40	10	200	72	71.09	1.27
1	40	15	5	65	63.99	1.55
1	40	15	15	67	66.94	0.09
1	40	15	30	69	68.80	0.30
1	40	15	60	71	70.65	0.49
1	40	15	90	72	71.74	0.36
1	40	15	120	73	72.51	0.67
1	40	15	150	74	73.11	1.20
1	40	15	180	74	73.60	0.54
1	40	15	200	74	73.88	0.16
1	40	20	5	64	63.43	0.90
1	40	20	15	67	67.37	0.56
1	40	20	30	69	69.86	1.25
1	40	20	60	71	72.36	1.91
1	40	20	90	72	73.81	2.52
1	40	20	120	72	74.85	3.95
1	40	20	150	72	75.65	5.07
1	45	5	5	67	67.22	0.33
1	45	5	15	69	68.16	1.21
1	45	5	30	69	68.76	0.35
1	45	5	60	70	69.35	0.92
1	45	5	90	71	69.70	1.83
1	45	5	120	71	69.95	1.48
1	45	5	150	71	70.14	1.21
1	45	5	180	71	70.30	0.99
1	45	5	200	71	70.39	0.86
1	45	10	5	67	66.66	0.51
1	45	10	15	69	68.60	0.58

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
1	45	10	30	71	69.83	1.65
1	45	10	60	72	71.05	1.31
1	45	10	90	73	71.77	1.68
1	45	10	120	74	72.28	2.32
1	45	10	150	74	72.68	1.79
1	45	10	180	74	73.00	1.35
1	45	10	200	75	73.19	2.42
1	45	15	5	66	66.09	0.14
1	45	15	15	70	69.04	1.38
1	45	15	30	71	70.90	0.15
1	45	15	60	73	72.75	0.34
1	45	15	90	74	73.84	0.21
1	45	15	120	75	74.61	0.51
1	45	15	150	75	75.21	0.28
1	45	15	180	75	75.70	0.93
1	45	15	200	76	75.98	0.02
1	45	20	5	66	65.53	0.72
1	45	20	15	69	69.47	0.69
1	45	20	30	71	71.96	1.36
1	45	20	60	72	74.46	3.41
1	45	20	90	72	75.91	5.43
5	25	5	15	57	58.38	2.43
5	25	5	30	58	58.98	1.69
5	25	5	60	59	59.57	0.97
5	25	5	90	59	59.92	1.56
5	25	5	120	59	60.17	1.98
5	25	5	150	60	60.36	0.60
5	25	5	180	60	60.52	0.86
5	25	5	200	60	60.61	1.01
5	25	10	15	57	57.35	0.62
5	25	10	30	58	58.58	1.00
5	25	10	60	60	59.81	0.32
5	25	10	90	60	60.52	0.87
5	25	10	120	61	61.03	0.05
5	25	10	150	61	61.43	0.70
5	25	10	180	62	61.75	0.40
5	25	10	200	62	61.94	0.10
5	25	15	15	56	56.32	0.57
5	25	15	30	58	58.18	0.31
5	25	15	60	60	60.04	0.06
5	25	15	90	61	61.13	0.21
5	25	15	120	62	61.90	0.17
5	25	15	150	63	62.50	0.80
5	25	15	180	63	62.99	0.02
5	25	15	200	64	63.27	1.14
5	25	20	15	55	55.29	0.53
5	25	20	30	58	57.78	0.38
5	25	20	60	60	60.27	0.45
5	25	20	90	62	61.73	0.44
5	25	20	120	63	62.76	0.38
5	25	20	150	64	63.56	0.68

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
5	25	20	180	64	64.22	0.34
5	25	20	200	65	64.60	0.62
5	30	5	15	60	60.48	0.81
5	30	5	30	60	61.08	1.80
5	30	5	60	61	61.67	1.10
5	30	5	90	62	62.02	0.03
5	30	5	120	62	62.27	0.43
5	30	5	150	62	62.46	0.74
5	30	5	180	62	62.62	0.99
5	30	5	200	62	62.71	1.14
5	30	10	30	60	60.68	1.13
5	30	10	60	62	61.91	0.15
5	30	10	90	63	62.62	0.60
5	30	10	120	63	63.13	0.21
5	30	10	150	64	63.53	0.74
5	30	10	180	64	63.85	0.23
5	30	10	200	64	64.04	0.06
5	30	15	15	58	58.42	0.73
5	30	15	30	60	60.28	0.47
5	30	15	60	62	62.14	0.22
5	30	15	90	64	63.23	1.21
5	30	15	120	64	64.00	0.00
5	30	15	150	65	64.60	0.62
5	30	15	180	66	65.09	1.39
5	30	15	200	66	65.37	0.96
5	30	20	15	57	57.39	0.68
5	30	20	30	60	59.88	0.20
5	30	20	60	63	62.37	1.00
5	30	20	90	64	63.83	0.27
5	30	20	120	65	64.86	0.21
5	30	20	150	66	65.66	0.51
5	30	20	180	66	66.32	0.48
5	30	20	200	67	66.70	0.45
5	35	5	15	62	62.58	0.94
5	35	5	30	63	63.18	0.28
5	35	5	60	63	63.77	1.23
5	35	5	90	64	64.12	0.19
5	35	5	120	64	64.37	0.57
5	35	5	150	64	64.56	0.87
5	35	5	180	65	64.72	0.44
5	35	5	200	65	64.81	0.30
5	35	10	15	61	61.55	0.91
5	35	10	30	63	62.78	0.35
5	35	10	60	64	64.01	0.01
5	35	10	90	65	64.72	0.43
5	35	10	120	66	65.23	1.16
5	35	10	150	66	65.63	0.56
5	35	10	180	67	65.95	1.57
5	35	10	200	67	66.14	1.29
5	35	15	15	61	60.52	0.79
5	35	15	30	63	62.38	0.98

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
5	35	15	60	65	64.24	1.17
5	35	15	90	66	65.33	1.02
5	35	15	120	67	66.10	1.35
5	35	15	150	67	66.70	0.45
5	35	15	180	68	67.19	1.20
5	35	15	200	68	67.47	0.78
5	35	20	15	60	59.49	0.85
5	35	20	30	62	61.98	0.03
5	35	20	60	65	64.47	0.81
5	35	20	90	66	65.93	0.11
5	35	20	120	67	66.96	0.06
5	35	20	150	68	67.76	0.35
5	35	20	180	68	68.42	0.62
5	35	20	200	68	68.80	1.17
5	40	5	15	64	64.68	1.07
5	40	5	30	65	65.28	0.43
5	40	5	60	66	65.87	0.19
5	40	5	90	66	66.22	0.33
5	40	5	120	67	66.47	0.79
5	40	5	150	67	66.66	0.51
5	40	5	180	67	66.82	0.28
5	40	5	200	67	66.91	0.14
5	40	10	15	64	63.65	0.54
5	40	10	30	65	64.88	0.19
5	40	10	60	67	66.11	1.33
5	40	10	90	67	66.82	0.26
5	40	10	120	68	67.33	0.98
5	40	10	150	68	67.73	0.40
5	40	10	180	69	68.05	1.38
5	40	10	200	69	68.24	1.11
5	40	15	15	63	62.62	0.60
5	40	15	30	65	64.48	0.80
5	40	15	60	67	66.34	0.99
5	40	15	90	68	67.43	0.84
5	40	15	120	69	68.20	1.16
5	40	15	150	69	68.80	0.30
5	40	15	180	70	69.29	1.02
5	40	15	200	70	69.57	0.62
5	40	20	15	62	61.59	0.66
5	40	20	30	64	64.08	0.13
5	40	20	60	66	66.57	0.87
5	40	20	90	68	68.03	0.04
5	40	20	120	69	69.06	0.09
5	40	20	150	69	69.86	1.25
5	40	20	180	70	70.52	0.74
5	40	20	200	70	70.90	1.28
5	45	5	15	67	66.78	0.32
5	45	5	30	68	67.38	0.91
5	45	5	60	68	67.97	0.04
5	45	5	90	69	68.32	0.98
5	45	5	120	69	68.57	0.63

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
5	45	5	150	69	68.76	0.35
5	45	5	180	70	68.92	1.55
5	45	5	200	70	69.01	1.42
5	45	10	15	66	65.75	0.37
5	45	10	30	68	66.98	1.50
5	45	10	60	69	68.21	1.15
5	45	10	90	70	68.92	1.54
5	45	10	120	70	69.43	0.81
5	45	10	150	71	69.83	1.65
5	45	10	180	71	70.15	1.20
5	45	10	200	71	70.34	0.93
5	45	15	15	65	64.72	0.43
5	45	15	30	67	66.58	0.63
5	45	15	60	69	68.44	0.81
5	45	15	90	70	69.53	0.68
5	45	15	120	71	70.30	0.99
5	45	15	150	71	70.90	0.15
5	45	15	180	72	71.39	0.85
5	45	15	200	72	71.67	0.46
5	45	20	15	64	63.69	0.49
5	45	20	30	66	66.18	0.27
5	45	20	60	68	68.67	0.99
5	45	20	90	69	70.13	1.64
5	45	20	120	70	71.16	1.66
5	45	20	150	71	71.96	1.36
5	45	20	180	71	72.62	2.28
5	45	20	200	71	73.00	2.81
10	25	5	15	56	57.79	3.20
10	25	5	30	57	58.38	2.43
10	25	5	60	58	58.98	1.69
10	25	5	90	58	59.33	2.29
10	25	5	120	59	59.57	0.97
10	25	5	150	59	59.76	1.30
10	25	5	180	59	59.92	1.56
10	25	5	200	59	60.01	1.71
10	25	10	15	55	56.13	2.05
10	25	10	30	57	57.35	0.62
10	25	10	60	58	58.58	1.00
10	25	10	90	59	59.30	0.50
10	25	10	120	60	59.81	0.32
10	25	10	150	60	60.20	0.33
10	25	10	180	60	60.52	0.87
10	25	10	200	61	60.71	0.48
10	25	15	15	55	54.46	0.98
10	25	15	30	56	56.32	0.57
10	25	15	60	58	58.18	0.31
10	25	15	90	59	59.27	0.45
10	25	15	120	60	60.04	0.06
10	25	15	150	61	60.64	0.59
10	25	15	180	61	61.13	0.21
10	25	15	200	62	61.41	0.95

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
10	25	20	15	55	52.80	4.00
10	25	20	30	55	55.29	0.53
10	25	20	60	58	57.78	0.38
10	25	20	90	59	59.24	0.40
10	25	20	120	60	60.27	0.45
10	25	20	150	61	61.07	0.12
10	25	20	180	62	61.73	0.44
10	25	20	200	62	62.11	0.17
10	30	5	30	60	60.48	0.81
10	30	5	60	60	61.08	1.80
10	30	5	90	61	61.43	0.70
10	30	5	120	61	61.67	1.10
10	30	5	150	61	61.86	1.42
10	30	5	180	62	62.02	0.03
10	30	5	200	62	62.11	0.18
10	30	10	30	59	59.45	0.77
10	30	10	60	60	60.68	1.13
10	30	10	90	61	61.40	0.65
10	30	10	120	62	61.91	0.15
10	30	10	150	62	62.30	0.49
10	30	10	180	63	62.62	0.60
10	30	10	200	63	62.81	0.30
10	30	15	30	58	58.42	0.73
10	30	15	60	60	60.28	0.47
10	30	15	90	62	61.37	1.02
10	30	15	120	62	62.14	0.22
10	30	15	150	63	62.74	0.42
10	30	15	180	64	63.23	1.21
10	30	15	200	64	63.51	0.77
10	30	20	30	57	57.39	0.68
10	30	20	60	60	59.88	0.20
10	30	20	90	61	61.34	0.55
10	30	20	120	62	62.37	0.60
10	30	20	150	63	63.17	0.28
10	30	20	180	64	63.83	0.27
10	30	20	200	64	64.21	0.32
10	35	5	30	62	62.58	0.94
10	35	5	60	63	63.18	0.28
10	35	5	90	63	63.53	0.84
10	35	5	120	64	63.77	0.35
10	35	5	150	64	63.96	0.06
10	35	5	180	64	64.12	0.19
10	35	5	200	64	64.21	0.33
10	35	10	30	61	61.55	0.91
10	35	10	60	63	62.78	0.35
10	35	10	90	64	63.50	0.79
10	35	10	120	64	64.01	0.01
10	35	10	150	65	64.40	0.92
10	35	10	180	65	64.72	0.43
10	35	10	200	65	64.91	0.14
10	35	15	30	61	60.52	0.79

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
10	35	15	60	63	62.38	0.98
10	35	15	90	64	63.47	0.83
10	35	15	120	65	64.24	1.17
10	35	15	150	65	64.84	0.25
10	35	15	180	66	65.33	1.02
10	35	15	200	66	65.61	0.59
10	35	20	30	60	59.49	0.85
10	35	20	60	62	61.98	0.03
10	35	20	90	64	63.44	0.88
10	35	20	120	65	64.47	0.81
10	35	20	150	65	65.27	0.42
10	35	20	180	66	65.93	0.11
10	35	20	200	66	66.31	0.47
10	40	5	30	64	64.68	1.07
10	40	5	60	65	65.28	0.43
10	40	5	90	66	65.63	0.57
10	40	5	120	66	65.87	0.19
10	40	5	150	66	66.06	0.10
10	40	5	180	66	66.22	0.33
10	40	5	200	67	66.31	1.03
10	40	10	30	64	63.65	0.54
10	40	10	60	65	64.88	0.19
10	40	10	90	66	65.60	0.61
10	40	10	120	67	66.11	1.33
10	40	10	150	67	66.50	0.74
10	40	10	180	67	66.82	0.26
10	40	10	200	68	67.01	1.46
10	40	15	30	63	62.62	0.60
10	40	15	60	65	64.48	0.80
10	40	15	90	66	65.57	0.66
10	40	15	120	67	66.34	0.99
10	40	15	150	67	66.94	0.09
10	40	15	180	68	67.43	0.84
10	40	15	200	68	67.71	0.43
10	40	20	30	62	61.59	0.66
10	40	20	60	64	64.08	0.13
10	40	20	90	66	65.54	0.70
10	40	20	120	66	66.57	0.87
10	40	20	150	67	67.37	0.56
10	40	20	180	68	68.03	0.04
10	40	20	200	68	68.41	0.60
10	45	5	30	67	66.78	0.32
10	45	5	60	68	67.38	0.91
10	45	5	90	68	67.73	0.40
10	45	5	120	68	67.97	0.04
10	45	5	150	69	68.16	1.21
10	45	5	180	69	68.32	0.98
10	45	5	200	69	68.41	0.85
10	45	10	30	66	65.75	0.37
10	45	10	60	68	66.98	1.50
10	45	10	90	68	67.70	0.45

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
10	45	10	120	69	68.21	1.15
10	45	10	150	69	68.60	0.58
10	45	10	180	70	68.92	1.54
10	45	10	200	70	69.11	1.27
10	45	15	30	65	64.72	0.43
10	45	15	60	67	66.58	0.63
10	45	15	90	68	67.67	0.49
10	45	15	120	69	68.44	0.81
10	45	15	150	70	69.04	1.38
10	45	15	180	70	69.53	0.68
10	45	15	200	70	69.81	0.27
10	45	20	30	64	63.69	0.49
10	45	20	60	66	66.18	0.27
10	45	20	90	67	67.64	0.95
10	45	20	120	68	68.67	0.99
10	45	20	150	69	69.47	0.69
10	45	20	180	69	70.13	1.64
10	45	20	200	70	70.51	0.72
15	25	5	30	57	58.04	1.82
15	25	5	60	57	58.63	2.86
15	25	5	90	58	58.98	1.69
15	25	5	120	58	59.23	2.11
15	25	5	150	58	59.42	2.44
15	25	5	180	59	59.57	0.97
15	25	5	200	59	59.66	1.12
15	25	10	30	56	56.63	1.13
15	25	10	60	57	57.86	1.51
15	25	10	90	58	58.58	1.00
15	25	10	120	59	59.09	0.15
15	25	10	150	59	59.48	0.82
15	25	10	180	60	59.81	0.32
15	25	10	200	60	59.99	0.01
15	25	15	30	55	55.23	0.42
15	25	15	60	57	57.09	0.16
15	25	15	90	58	58.18	0.31
15	25	15	120	59	58.95	0.08
15	25	15	150	60	59.55	0.75
15	25	15	180	60	60.04	0.06
15	25	15	200	60	60.32	0.54
15	25	20	30	54	53.83	0.31
15	25	20	60	56	56.32	0.58
15	25	20	90	58	57.78	0.38
15	25	20	120	59	58.81	0.31
15	25	20	150	60	59.62	0.64
15	25	20	180	60	60.27	0.45
15	25	20	200	61	60.65	0.57
15	30	5	30	59	60.14	1.93
15	30	5	60	60	60.73	1.22
15	30	5	90	60	61.08	1.80
15	30	5	120	61	61.33	0.53
15	30	5	150	61	61.52	0.85

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
15	30	5	180	61	61.67	1.10
15	30	5	200	61	61.76	1.25
15	30	10	30	58	58.73	1.27
15	30	10	60	60	59.96	0.06
15	30	10	90	60	60.68	1.13
15	30	10	120	61	61.19	0.31
15	30	10	150	62	61.58	0.67
15	30	10	180	62	61.91	0.15
15	30	10	200	62	62.09	0.15
15	30	15	30	57	57.33	0.59
15	30	15	60	59	59.19	0.33
15	30	15	90	60	60.28	0.47
15	30	15	120	61	61.05	0.08
15	30	15	150	62	61.65	0.56
15	30	15	180	62	62.14	0.22
15	30	15	200	63	62.42	0.92
15	30	20	30	56	55.93	0.12
15	30	20	60	59	58.42	0.98
15	30	20	90	60	59.88	0.20
15	30	20	120	61	60.91	0.14
15	30	20	150	62	61.72	0.46
15	30	20	180	63	62.37	1.00
15	30	20	200	63	62.75	0.40
15	35	5	30	62	62.24	0.38
15	35	5	60	62	62.83	1.34
15	35	5	90	63	63.18	0.28
15	35	5	120	63	63.43	0.68
15	35	5	150	63	63.62	0.98
15	35	5	180	64	63.77	0.35
15	35	5	200	64	63.86	0.21
15	35	10	30	61	60.83	0.27
15	35	10	60	62	62.06	0.10
15	35	10	90	63	62.78	0.35
15	35	10	120	63	63.29	0.46
15	35	10	150	64	63.68	0.49
15	35	10	180	64	64.01	0.01
15	35	10	200	64	64.19	0.30
15	35	15	30	59	59.43	0.73
15	35	15	60	61	61.29	0.48
15	35	15	90	63	62.38	0.98
15	35	15	120	63	63.15	0.24
15	35	15	150	64	63.75	0.39
15	35	15	180	65	64.24	1.17
15	35	15	200	65	64.52	0.74
15	35	20	30	58	58.03	0.06
15	35	20	60	61	60.52	0.78
15	35	20	90	62	61.98	0.03
15	35	20	120	63	63.01	0.02
15	35	20	150	64	63.82	0.29
15	35	20	180	65	64.47	0.81
15	35	20	200	65	64.85	0.23

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
15	40	5	30	64	64.34	0.53
15	40	5	60	65	64.93	0.11
15	40	5	90	65	65.28	0.43
15	40	5	120	66	65.53	0.72
15	40	5	150	66	65.72	0.43
15	40	5	180	66	65.87	0.19
15	40	5	200	66	65.96	0.06
15	40	10	30	63	62.93	0.10
15	40	10	60	64	64.16	0.25
15	40	10	90	65	64.88	0.19
15	40	10	120	66	65.39	0.93
15	40	10	150	66	65.78	0.33
15	40	10	180	67	66.11	1.33
15	40	10	200	67	66.29	1.06
15	40	15	30	62	61.53	0.75
15	40	15	60	64	63.39	0.95
15	40	15	90	65	64.48	0.80
15	40	15	120	66	65.25	1.13
15	40	15	150	66	65.85	0.23
15	40	15	180	67	66.34	0.99
15	40	15	200	67	66.62	0.57
15	40	20	30	60	60.13	0.22
15	40	20	60	63	62.62	0.60
15	40	20	90	64	64.08	0.13
15	40	20	120	65	65.11	0.18
15	40	20	150	66	65.92	0.13
15	40	20	180	66	66.57	0.87
15	40	20	200	67	66.95	0.07
15	45	5	30	66	66.44	0.66
15	45	5	60	67	67.03	0.05
15	45	5	90	68	67.38	0.91
15	45	5	120	68	67.63	0.55
15	45	5	150	68	67.82	0.27
15	45	5	180	68	67.97	0.04
15	45	5	200	69	68.06	1.36
15	45	10	30	65	65.03	0.05
15	45	10	60	67	66.26	1.10
15	45	10	90	68	66.98	1.50
15	45	10	120	68	67.49	0.75
15	45	10	150	69	67.88	1.62
15	45	10	180	69	68.21	1.15
15	45	10	200	69	68.39	0.88
15	45	15	30	64	63.63	0.57
15	45	15	60	66	65.49	0.77
15	45	15	90	67	66.58	0.63
15	45	15	120	68	67.35	0.95
15	45	15	150	68	67.95	0.07
15	45	15	180	69	68.44	0.81
15	45	15	200	69	68.72	0.40
15	45	20	30	64	62.23	2.76
15	45	20	60	65	64.72	0.43

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
15	45	20	90	66	66.18	0.27
15	45	20	120	67	67.21	0.32
15	45	20	150	68	68.02	0.02
15	45	20	180	68	68.67	0.99
15	45	20	200	69	69.05	0.07
20	25	5	30	56	57.79	3.20
20	25	5	60	57	58.38	2.43
20	25	5	90	58	58.73	1.26
20	25	5	120	58	58.98	1.69
20	25	5	150	58	59.17	2.02
20	25	5	180	58	59.33	2.29
20	25	5	200	58	59.42	2.44
20	25	10	30	55	56.13	2.05
20	25	10	60	57	57.35	0.62
20	25	10	90	58	58.07	0.12
20	25	10	120	58	58.58	1.00
20	25	10	150	59	58.97	0.04
20	25	10	180	59	59.30	0.50
20	25	10	200	59	59.48	0.82
20	25	15	30	55	54.46	0.98
20	25	15	60	56	56.32	0.57
20	25	15	90	57	57.41	0.72
20	25	15	120	58	58.18	0.31
20	25	15	150	59	58.78	0.38
20	25	15	180	59	59.27	0.45
20	25	15	200	60	59.55	0.75
20	25	20	60	55	55.29	0.53
20	25	20	90	57	56.75	0.44
20	25	20	120	58	57.78	0.38
20	25	20	150	59	58.58	0.71
20	25	20	180	59	59.24	0.40
20	25	20	200	60	59.62	0.64
20	30	5	60	60	60.48	0.81
20	30	5	90	60	60.83	1.39
20	30	5	120	60	61.08	1.80
20	30	5	150	61	61.27	0.44
20	30	5	180	61	61.43	0.70
20	30	5	200	61	61.52	0.85
20	30	10	60	59	59.45	0.77
20	30	10	90	60	60.17	0.28
20	30	10	120	60	60.68	1.13
20	30	10	150	61	61.07	0.12
20	30	10	180	61	61.40	0.65
20	30	10	200	62	61.58	0.67
20	30	15	60	58	58.42	0.73
20	30	15	90	60	59.51	0.82
20	30	15	120	60	60.28	0.47
20	30	15	150	61	60.88	0.20
20	30	15	180	62	61.37	1.02
20	30	15	200	62	61.65	0.56
20	30	20	60	57	57.39	0.68

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
20	30	20	90	59	58.85	0.26
20	30	20	120	60	59.88	0.20
20	30	20	150	61	60.68	0.52
20	30	20	180	61	61.34	0.55
20	30	20	200	62	61.72	0.46
20	35	5	60	62	62.58	0.94
20	35	5	90	62	62.93	1.50
20	35	5	120	63	63.18	0.28
20	35	5	150	63	63.37	0.59
20	35	5	180	63	63.53	0.84
20	35	5	200	63	63.62	0.98
20	35	10	60	61	61.55	0.91
20	35	10	90	61	62.27	2.08
20	35	10	120	63	62.78	0.35
20	35	10	150	63	63.17	0.28
20	35	10	180	64	63.50	0.79
20	35	10	200	64	63.68	0.49
20	35	15	60	61	60.52	0.79
20	35	15	90	62	61.61	0.63
20	35	15	120	63	62.38	0.98
20	35	15	150	63	62.98	0.03
20	35	15	180	64	63.47	0.83
20	35	15	200	64	63.75	0.39
20	35	20	60	60	59.49	0.85
20	35	20	90	61	60.95	0.09
20	35	20	120	62	61.98	0.03
20	35	20	150	63	62.78	0.35
20	35	20	180	64	63.44	0.88
20	35	20	200	64	63.82	0.29
20	40	5	60	64	64.68	1.07
20	40	5	90	65	65.03	0.05
20	40	5	120	65	65.28	0.43
20	40	5	150	65	65.47	0.72
20	40	5	180	66	65.63	0.57
20	40	5	200	66	65.72	0.43
20	40	10	60	64	63.65	0.54
20	40	10	90	65	64.37	0.97
20	40	10	120	65	64.88	0.19
20	40	10	150	66	65.27	1.10
20	40	10	180	66	65.60	0.61
20	40	10	200	66	65.78	0.33
20	40	15	60	63	62.62	0.60
20	40	15	90	64	63.71	0.46
20	40	15	120	65	64.48	0.80
20	40	15	150	65	65.08	0.12
20	40	15	180	66	65.57	0.66
20	40	15	200	66	65.85	0.23
20	40	20	60	62	61.59	0.66
20	40	20	90	63	63.05	0.07
20	40	20	120	64	64.08	0.13
20	40	20	150	65	64.88	0.18

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
20	40	20	180	66	65.54	0.70
20	40	20	200	66	65.92	0.13
20	45	5	60	67	66.78	0.32
20	45	5	90	67	67.13	0.20
20	45	5	120	68	67.38	0.91
20	45	5	150	68	67.57	0.63
20	45	5	180	68	67.73	0.40
20	45	5	200	68	67.82	0.27
20	45	10	60	66	65.75	0.37
20	45	10	90	67	66.47	0.79
20	45	10	120	68	66.98	1.50
20	45	10	150	68	67.37	0.92
20	45	10	180	68	67.70	0.45
20	45	10	200	69	67.88	1.62
20	45	15	60	65	64.72	0.43
20	45	15	90	66	65.81	0.29
20	45	15	120	67	66.58	0.63
20	45	15	150	68	67.18	1.21
20	45	15	180	68	67.67	0.49
20	45	15	200	68	67.95	0.07
20	45	20	60	64	63.69	0.49
20	45	20	90	65	65.15	0.23
20	45	20	120	66	66.18	0.27
20	45	20	150	67	66.98	0.03
20	45	20	180	67	67.64	0.95
20	45	20	200	68	68.02	0.02
25	25	5	50	57	58.04	1.82
25	25	5	100	57	58.63	2.86
25	25	5	200	58	59.23	2.11
25	25	10	50	56	56.63	1.13
25	25	10	100	57	57.86	1.51
25	25	10	200	59	59.09	0.15
25	25	15	50	55	55.23	0.42
25	25	15	100	57	57.09	0.16
25	25	15	200	59	58.95	0.08
25	25	20	50	54	53.83	0.31
25	25	20	100	56	56.32	0.58
25	25	20	200	59	58.81	0.31
25	35	5	50	62	62.24	0.38
25	35	5	100	62	62.83	1.34
25	35	5	200	63	63.43	0.68
25	35	10	50	61	60.83	0.27
25	35	10	100	62	62.06	0.10
25	35	10	200	63	63.29	0.46
25	35	15	50	59	59.43	0.73
25	35	15	100	61	61.29	0.48
25	35	15	200	63	63.15	0.24
25	35	20	50	58	58.03	0.06
25	35	20	100	61	60.52	0.78
25	35	20	200	63	63.01	0.02
25	45	5	50	66	66.44	0.66

σ_3 (MPa)	ϕ (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
25	45	5	100	67	67.03	0.05
25	45	5	200	68	67.63	0.55
25	45	10	50	65	65.03	0.05
25	45	10	100	67	66.26	1.10
25	45	10	200	68	67.49	0.75
25	45	15	50	64	63.63	0.57
25	45	15	100	66	65.49	0.77
25	45	15	200	68	67.35	0.95
25	45	20	50	64	62.23	2.76
25	45	20	100	65	64.72	0.43
25	45	20	200	67	67.21	0.32
30	25	5	50	57	57.88	1.54
30	25	5	100	57	58.47	2.59
30	25	5	200	58	59.07	1.84
30	25	10	50	56	56.31	0.56
30	25	10	100	57	57.54	0.95
30	25	10	200	58	58.77	1.32
30	25	15	50	54	54.74	1.38
30	25	15	100	56	56.60	1.08
30	25	15	200	58	58.46	0.80
30	25	20	50	53	53.18	0.33
30	25	20	100	56	55.67	0.59
30	25	20	200	58	58.16	0.27
30	35	5	50	61	62.08	1.77
30	35	5	100	62	62.67	1.09
30	35	5	200	63	63.27	0.43
30	35	10	50	61	60.51	0.80
30	35	10	100	62	61.74	0.42
30	35	10	200	63	62.97	0.05
30	35	15	50	60	58.94	1.76
30	35	15	100	61	60.80	0.32
30	35	15	200	63	62.66	0.54
30	35	20	100	60	59.87	0.22
30	35	20	200	62	62.36	0.58
30	45	5	100	67	66.87	0.19
30	45	5	200	68	67.47	0.78
30	45	10	100	65	65.94	1.44
30	45	10	200	68	67.17	1.23
30	45	15	100	65	65.00	0.01
30	45	15	200	67	66.86	0.21
30	45	20	100	64	64.07	0.11
30	45	20	200	66	66.56	0.85
50	25	5	100	57	58.04	1.82
50	25	5	200	57	58.63	2.86
50	25	10	100	56	56.63	1.13
50	25	10	200	57	57.86	1.51
50	25	15	100	55	55.23	0.42
50	25	15	200	57	57.09	0.16
50	25	20	100	54	53.83	0.31
50	25	20	200	56	56.32	0.58
50	35	5	100	62	62.24	0.38

σ_3 (MPa)	ϕ_b (°)	JRC	JCS (MPa)	β_{min} (Θεωρητική επίλυση)	β_{min} (Σχέση 1)	Σφάλμα(%)
50	35	5	200	62	62.83	1.34
50	35	10	100	61	60.83	0.27
50	35	10	200	62	62.06	0.10
50	35	15	100	59	59.43	0.73
50	35	15	200	61	61.29	0.48
50	35	20	100	58	58.03	0.06
50	35	20	200	61	60.52	0.78
50	45	5	100	66	66.44	0.66
50	45	5	200	67	67.03	0.05
50	45	10	100	65	65.03	0.05
50	45	10	200	67	66.26	1.10
50	45	15	100	64	63.63	0.57
50	45	15	200	66	65.49	0.77
50	45	20	100	64	62.23	2.76
50	45	20	200	65	64.72	0.43