

Στον αδερφό μου, Μανώλη

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Στο σημείο αυτό αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω θερμά όλους όσοι συνέβαλλαν και βοήθησαν στην εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Αρχικά, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Μιχαήλ Καββαδά, Αν. Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π, για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε αναθέτοντας μου την εργασία αυτή στα πλαίσια του αντικειμένου μελέτης του, καθώς και για τις πολύτιμες συμβουλές και τη συνεχή καθοδήγηση του κατά τη διάρκεια εκπόνησης της.

Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω ολόθερμες ευχαριστίες στον κ. Πέτρο Φορτσάκη, Υποψήφιο Διδάκτορα της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών Ε.Μ.Π., τόσο για την πολύτιμη συνδρομή του στο γνωστικό επίπεδο της εργασίας μου, όσο και για την αμέριστη συμπαράσταση, τη συνεχή υποστήριξη και τον άπλετο χρόνο που μου διέθεσε.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου και τους φίλους μου, που με βοήθησαν ψυχολογικά και στάθηκαν δίπλα μου έμπρακτα και ουσιαστικά καθ' όλη τη διάρκεια της προσπάθειας μου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η μελέτη μίας σήραγγας περιλαμβάνει μία σειρά πολύπλοκων εργασιών που χωρίζονται σε διάφορα στάδια. Ένα από τα πιο κρίσιμα και δύσκολα στάδια της μελέτης είναι η ανάλυση και ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης της σήραγγας, καθώς και η μελέτη των φορτίων που καλείται αυτή να παραλάβει. Η δυσκολία του σταδίου αυτού οφείλεται στη δυσχέρεια των διαθέσιμων μεθόδων που καλούνται να καθορίσουν ικανοποιητικά τις αβεβαιότητες που παρουσιάζονται στην αλληλεπίδραση του συστήματος γεωυλικό – άμεση υποστήριξη – τελική επένδυση. Λόγω έλλειψης, λοιπόν, ευρέως αποδεκτής θεωρητικής προσέγγισης για τον υπολογισμό των φορτίων που θα αναλάβει η τελική επένδυση από το περιβάλλον γεωυλικό, καλείται ο μηχανικός να προσεγγίσει και να προσομοιώσει τη συμπεριφορά της βραχόμαζας κατά τη διάνοιξη της σήραγγας. Όπλο του σε αυτή του την προσπάθεια είναι οι γνώσεις του και η ενδελεχής μελέτη των εκάστοτε γεωλογικών και γεωτεχνικών συνθηκών της περιοχής.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη των φορτίων που αναλαμβάνει η τελική επένδυση κυκλικών σηράγγων, με έμφαση στην επίδραση του ύψους των υπερκειμένων γαιών. Έχει θεωρηθεί απλοποιητικά ότι το γεωυλικό δεν εμφανίζει φαινόμενα ερπυσμού και διογκοσιμότητας, οπότε τα φορτία της τελικής επένδυσης είναι ίσα με τα φορτία της άμεσης υποστήριξης. Επιπλέον, επειδή η εκσκαφή των σηράγγων γίνεται σε μικρά βάθη ($H \leq 4D$), οι τάσεις εκατέρωθεν της διατομής δε γεφυρώνουν πάντα, με αποτέλεσμα να αναπτύσσεται περιορισμένα το «φαινόμενο του θόλου» και, τελικά, να ενεργοποιείται όλο το υπερκείμενο έδαφος.

Για το σκοπό αυτό παρουσιάζονται, αρχικά, όλα τα θεωρητικά στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για την εκπόνηση της εργασίας αυτής. Στη συνέχεια, γίνεται η περιγραφή του προβλήματος που μελετήθηκε και παρουσιάζονται οι αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν μέσω του τρισδιάστατου κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Έπειτα, σχολιάζονται και συγκρίνονται ποιοτικά και ποσοτικά τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις αυτές. Οι αναφορές μας επικεντρώνονται κυρίως στην σύγκριση των εντατικών μεγεθών του γεωυλικού και των φορτίων που αναλαμβάνει η τελική επένδυση, σε σχέση με τη διαφοροποίηση διάφορων γεωτεχνικών παραγόντων, όπως είναι ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K , το βάθος εκσκαφής H , η διάμετρος της σήραγγας D και ο λόγος σ_{em}/ρ_0 που προσομοιώνει τις γεωτεχνικές συνθήκες. Οι παράμετροι αυτοί διαφοροποιούν τόσο την κατανομή όσο και τις ακραίες τιμές των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης.

Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	- 1 -
2	ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	- 4 -
2.1	ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ.....	- 4 -
2.1.1	Ταξινόμηση κατά Bieniawski – Σύστημα RMR	- 4 -
2.1.2	Ταξινόμηση κατά Barton et al. (1974) – Σύστημα Q (NGI)	- 5 -
2.1.3	Ταξινόμηση κατά Hoek - Γεώλογικος δείκτης GSI.....	- 6 -
2.2	ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ.....	- 7 -
2.2.1	Κριτήριο αστοχίας Mohr - Coulomb.....	- 7 -
2.2.2	Κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown.....	- 9 -
2.2.3	Κριτήριο αστοχίας Drucker - Prager	- 10 -
2.3	ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	- 12 -
2.4	ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ - ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	- 14 -
2.5	ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	- 15 -
2.5.1	Καμπύλες Σύγκλισης - Αποτόνωσης.....	- 15 -
2.5.2	Μέθοδος Chern.....	- 17 -
2.5.3	Μέθοδος Panet	- 18 -
2.5.4	Συμπεράσματα από καμπύλες Panet & Chern	- 21 -
2.5.5	Μέθοδος απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας.....	- 22 -
2.6	ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ.....	- 23 -
2.7	ΦΟΡΤΙΑ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ.....	- 24 -
2.7.1	Φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό	- 25 -
2.7.2	Φορτία από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης	- 25 -
2.7.3	Υδατικές πιέσεις.....	- 26 -
2.7.4	Σεισμική δράση	- 26 -
2.7.5	Μόνιμα φορτία.....	- 27 -
2.7.6	Κινητά φορτία	- 27 -
2.7.7	Φορτία καταναγκασμού (επιβαλλόμενες παραμορφώσεις)	- 27 -

2.7.8	Μεταγενέστερες κατασκευές.....	- 27 -
2.8	ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ	- 27 -
2.8.1	Εμπειρικές μέθοδοι.....	- 28 -
2.8.1.1	Μέθοδος μέσω του δείκτη RMR (Unal, 1983).....	- 28 -
2.8.1.2	Μέθοδος NGI μέσω του δείκτη Q (Barton, 1974).....	- 29 -
2.8.1.3	Εμπειρική μέθοδος Terzaghi	- 29 -
2.8.2	Αναλυτικές μεθόδους.....	- 30 -
2.8.2.1	Αναλυτική μέθοδος Terzaghi.....	- 30 -
2.8.2.2	Μέθοδος Protodyakonov.....	- 32 -
2.8.3	Αριθμητικές μεθόδους	- 34 -
2.8.3.1	Προσομοίωση στηρίξεων στις αριθμητικές αναλύσεις	- 35 -
2.8.3.2	Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων.....	- 35 -
2.8.4	Συγκρίσεις – Συμπεράσματα.....	- 36 -
3	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ.....	- 38 -
3.1	ΚΩΔΙΚΕΣ – ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ	- 39 -
3.2	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ.....	- 40 -
3.2.1	Γεωτεχνικές παράμετροι.....	- 40 -
3.2.1.1	Ύψος υπερκειμένων γαιών	- 41 -
3.2.1.2	Παράμετροι αντοχής του γεωυλικού	- 41 -
3.2.1.3	Συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K.....	- 42 -
3.2.2	Παράμετροι άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης σήραγγας -	42 -
3.3	ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ.....	- 43 -
3.3.1	Γεωμετρική απεικόνιση	- 43 -
3.3.2	Διακριτοποίηση του μοντέλου και συνοριακές συνθήκες	- 47 -
3.3.3	Βήματα εκσκαφής του μοντέλου.....	- 49 -
4	ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ	- 54 -
4.1	ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	- 54 -
4.1.1	Μεταβλητές παραμετρικών αναλύσεων	- 56 -

4.2	ΠΟΙΟΤΙΚΕΣ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	58 -
4.2.1	Μελέτη επίδρασης του λόγου σ_{cm}/p_0	59 -
4.2.2	Μελέτη επίδρασης του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K	64 -
4.2.3	Μελέτη επίδρασης του ύψους υπερκειμένων γαιών H	70 -
4.2.4	Μελέτη επίδρασης της διαμέτρου της σήραγγας D	75 -
4.3	ΠΟΣΟΤΙΚΕΣ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ	79 -
4.3.1	Επίδραση του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K στην κατανομή των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης	80 -
4.3.1.1	Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI	80 -
4.3.1.2	Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/p_0	83 -
4.3.1.3	Κατανομή των τάσεων της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c/p_0	88 -
4.3.1.4	Κατανομή του λόγου S/D ως προς τον λόγο σ_{cm}/p_0	93 -
4.3.1.5	Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες πιέσεις επί της σήραγγας ως προς το K	94 -
4.3.1.6	Ευρεση του ισοδύναμου συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K_{eq} μέσω των πιέσεων στην τελική επένδυση.	95 -
4.3.2	Επίδραση του ύψους υπερκειμένων γαιών H στην κατανομή των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης	97 -
4.3.2.1	Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI	98 -
4.3.2.2	Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/p_0	98 -
4.3.2.3	Κατανομή των τάσεων της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c/p_0	102 -
4.3.2.4	Κατανομή του λόγου S/D ως προς τον λόγο σ_{cm}/p_0	103 -
4.3.3	Επίδραση της διαμέτρου της σήραγγας D στην κατανομή των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης	104 -

4.3.3.1	Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/ρ_0- 104 -
4.3.3.2	Κατανομή των τάσεων της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c/ρ_0- 108 -
4.3.3.3	Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες πιέσεις επί της σήραγγας ως προς το K- 109 -
4.3.4	Μελέτη της επίδρασης του λόγου H/D στα φορτία της τελικής επένδυσης- 109 -
5	ΣΥΝΟΨΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ..... - 112 -

Περιεχόμενα Σχημάτων

Σχήμα 1.1 Καμπύλη αστοχίας Mohr - Coulomb.....	- 8 -
Σχήμα 1.2 Συσχέτιση κριτηρίων Mohr – Coulomb και Hoek – Brown	- 8 -
Σχήμα 1.3 Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αστοχίας Drucker – Prager (Drucker - Prager, 1952).	- 11 -
Σχήμα 1.4 Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Mohr- Coulomb & Drucker – Prager στο επίπεδο της μέσης τάσης.	- 12 -
Σχήμα 1.5 Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης κυκλικής σήραγγας ακτίνας R	- 15 -
Σχήμα 1.6 Απομείωση της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης p_0 σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της σήραγγας.....	- 17 -
Σχήμα 1.7 Καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα	- 19 -
Σχήμα 1.8 Κατανομή τάσεων γύρω από κυκλική σήραγγα με παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους.....	- 20 -
Σχήμα 1.9 Υπολογισμός του ξ από μονοδιάστατες αναλύσεις	- 20 -
Σχήμα 1.10 Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	- 22 -
Σχήμα 1.11 Εκτίμηση φορτίων στην τελική επένδυση κατά τη μέθοδο Terzaghi ...	- 31 -
Σχήμα 1.12 Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη μέθοδο Protodyakonov	- 33 -
Σχήμα 3.1 Γωνία συγκέντρωσης τάσεων επί της τελικής επένδυσης	- 94 -
Σχήμα 3.2 Φόρτιση της τελικής επένδυσης από την περιβάλλουσα βραχώμαζα, οριζόντια και κατακόρυφη πίεση στην παρειά της σήραγγας	- 96 -

Περιεχόμενα Εικόνων

Εικόνα 1.1 Τοποθέτηση γεωφάσματος και στεγανωτικής μεμβράνης.....	3 -
Εικόνα 1.2 Οπλισμός τελικής επένδυσης	3 -
Εικόνα 1.3 Καλούπι για τη σκυροδέτηση της τελικής επένδυσης (χελώνα)	3 -
Εικόνα 2.1 Αστοχία μετώπου σήραγγας.....	12 -
Εικόνα 2.2 Δομικές αστοχίες αήραγγας.....	13 -
Εικόνα 2.3 Αστοχία σήραγγας λόγω καθιζήσεων	13 -
Εικόνα 2.4 Τυπική διατομή σιδηροδρομικής σήραγγας	23 -
Εικόνα 2.5 Μεταλλότυπος για τη σκυροδέτηση της τελικής επένδυσης (χελώνα)....	24 -
Εικόνα 3.1 Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων στο ABAQUS.....	38 -
Εικόνα 3.2 Μοντέλο προσομοίωσης στο ANSYS	39 -
Εικόνα 3.3 Εντολή ορισμού παραμέτρων γεωυλικού. (Παράθεση από το αρχείο υπολογισμού input του ABAQUS).....	42 -
Εικόνα 3.4 Εντολή ορισμού παραμέτρων άμεσης υποστήριξης.....	43 -
Εικόνα 3.5 Γεωμετρική απεικόνιση προσομοιώματος (κατά τους άξονες x, y, z) για σήραγγα με D=10m και ύψος υπερκειμένων ίσο με 30m.....	44 -
Εικόνα 3.6 Πύκνωση στοιχείων κοντά στη σήραγγα και αραιώση στα όρια του μοντέλου στο ABAQUS.....	45 -
Εικόνα 3.7 Ορθωγωνικές επιφάνειες πύκνωσης καννάβου στο ANSYS.....	46 -
Εικόνα 3.8 Προσομοίωμα αραιώσης στοιχείων καθώς απομακρυνόμαστε από το μέτωπο της σήραγγας (άξονας y-y)	47 -
Εικόνα 3.9 Εντολή ορισμού στοιχείων εδαφικού υλικού στο ABAQUS.....	48 -
Εικόνα 3.10 Προσομοίωση τετρακομβικών στοιχείων κελύφους	48 -
Εικόνα 3.11 Εντολή ορισμού στοιχείων άμεσης υποστήριξης (κελύφους)	48 -
Εικόνα 3.12 Συνοριακές συνθήκες	49 -
Εικόνα 3.13 Προσομοίωμα σήραγγας διαμέτρου D=10m με προχώρηση εκοκαφής για τα πρώτα 40m.....	49 -
Εικόνα 3.14 Αρχικές γεωστατικές συνθήκες	50 -
Εικόνα 3.15 Βήμα 1 ^ο : Γεωστατικές συνθήκες	50 -

Εικόνα 3.16 Βήμα 2 ^ο : Εκσκαφή δύο πρώτων μέτρων – Υποστήριξη ενός μέτρου ...	51 -
Εικόνα 3.17 Βήμα 3 ^ο : Εκσκαφή ενός μέτρου – Υποστήριξη ενός μέτρου προηγούμενου βήματος.....	52 -
Εικόνα 3.18 Γραφική απεικόνιση 40ου βήματος εκσκαφής όπου έχει ολοκληρωθεί η εκσκαφή των 40m και έχουν υποστηριχτεί τα 39m.....	52 -
Εικόνα 4.1 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises (K=0.5, H=30m, D=10m)	59 -
Εικόνα 4.2 Ανάπτυξη μέσωσων τάσεων P (K=0.5, H=30m, D=10m)	60 -
Εικόνα 4.3 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων (K=0.5, H=30m, D=10m)	61 -
Εικόνα 4.4 Ανάπτυξη μετατοπίσεων (K=0.5, H=30m, D=10m).....	62 -
Εικόνα 4.5 Ανάπτυξη πιέσεων στην τελική επένδυση της σήραγγας (K=0.5, H=30m, D=10m).....	63 -
Εικόνα 4.6 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises (H=30m, D=10m, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$)	65 -
Εικόνα 4.7 Ανάπτυξη μέσωσων τάσεων P (H=30m, D=10m, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$).....	66 -
Εικόνα 4.8 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων σε τομή που απέχει 12m από το μέτωπο της σήραγγας (H=30m, D=10m, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$)	67 -
Εικόνα 4.9 Ανάπτυξη μετατοπίσεων σε τομή που απέχει 12m από το μέτωπο της σήραγγας (H=30m, D=10m, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$).....	69 -
Εικόνα 4.10 Ανάπτυξη πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (H=30m, D=10m, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$).....	70 -
Εικόνα 4.11 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises (D=10m, K=0.5, GSI=20, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$) ..	71 -
Εικόνα 4.12 Ανάπτυξη μέσωσων τάσεων P (D=10m, K=0.5, GSI=20, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)	72 -
Εικόνα 4.13 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων (D=10m, K=0.5, GSI=20, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)	73 -
Εικόνα 4.14 Ανάπτυξη μετατοπίσεων (D=10m, K=0.5, GSI=20, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)	74 -
Εικόνα 4.15 Ανάπτυξη πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (D=10m, K=0.5, GSI=20, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)	75 -
Εικόνα 4.16 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises (H=30m, K=1.0, GSI=25, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$)	76 -
Εικόνα 4.17 Ανάπτυξη μέσωσων τάσεων P (H=30m, K=1.0, GSI=25, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$)	77 -
Εικόνα 4.18 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων (H=30m, K=1.0, GSI=25, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$)	77 -

Εικόνα 4.19 Ανάπτυξη μετατοπίσεων ($H=30\text{m}$, $K=1.0$, $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$) - 78 -

Εικόνα 4.20 Ανάπτυξη πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ($H=30\text{m}$, $K=1.0$, $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$) - 79 -

Περιεχόμενα Πινάκων

Πίνακας 2.1 Κατάταξη της βραχώμαζας κατά το σύστημα RMR	5 -
Πίνακας 2.2 Κατάταξη της βραχώμαζας βάση της συγκεντρωτικής τιμής Q	6 -
Πίνακας 2.3 Βαθμονόμηση της βραχώμαζας βάση του γεωλογικού δείκτη GSI.....	7 -
Πίνακας 2.4 Εκτίμηση του συντελεστή απομείωσης λ μέσω του δείκτη Q.....	29 -
Πίνακας 2.5 Εκτίμηση φορτιζόντος ύψους γαιών H_p αναλόγως την ποιότητα της βραχώμαζας	30 -
Πίνακας 2.6 Εκτίμηση του εμπειρικού συντελεστή f (Protodyakonov, 1948).....	33 -
Πίνακας 2.7 Συντελεστής τροποποίησης πιέσεων λόγω στερεοποίησης.....	34 -
Πίνακας 4.1 Τιμές παραμέτρων των αναλύσεων	56 -
Πίνακας 5.1 Λόγοι μέσων και μεγίστων πιέσεων για το σύνολο των αναλύσεων	113 -

Περιεχόμενα Διαγραμμάτων

Διάγραμμα 4.1 Απεικόνιση της σύγκλισης των εντατικών μεγεθών της τελικής επένδυσης σε απόσταση S από το μέτωπο εκσκαφής για τυχαία ανάλυση	57 -
Διάγραμμα 4.2 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI.....	81 -
Διάγραμμα 4.3 Λόγος ελαχίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI.....	81 -
Διάγραμμα 4.4 Λόγος μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI.....	82 -
Διάγραμμα 4.5 Λόγος πιέσεων στην παρειά της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI.....	82 -
Διάγραμμα 4.6 Λόγος πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI.....	83 -
Διάγραμμα 4.7 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	84 -
Διάγραμμα 4.8 Λόγος ελαχίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	84 -
Διάγραμμα 4.9 Λόγος μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	85 -
Διάγραμμα 4.10 Λόγος πιέσεων στην παρειά της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	86 -
Διάγραμμα 4.11 Λόγος πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	87 -
Διάγραμμα 4.12 Λόγος μέσων διατμητικών πιέσεων περιμετρικά του κελύφους της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών.....	87 -
Διάγραμμα 4.13 Λόγος μέσων διατμητικών πιέσεων κατά μήκος του άξονα y της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών.....	88 -
Διάγραμμα 4.14 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού	89 -
Διάγραμμα 4.15 Λόγος ελαχίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού	90 -

Διάγραμμα 4.16 Λόγος μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού	90 -
Διάγραμμα 4.17 Λόγος πιέσεων στην παρειά της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού	91 -
Διάγραμμα 4.18 Λόγος πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού	91 -
Διάγραμμα 4.19 Μέσος λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το μέσο λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού.....	92 -
Διάγραμμα 4.20 Μέσος λόγος ελαχίστων και των μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το μέσο λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού	93 -
Διάγραμμα 4.21 Κατανομή του λόγου S/D ως προς το λόγο σ_{cm}/p_0	93 -
Διάγραμμα 4.22 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες πιέσεις επί της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωστατικών ωθήσεων K	94 -
Διάγραμμα 4.23 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι ελάχιστες πιέσεις επί της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωστατικών ωθήσεων K	95 -
Διάγραμμα 4.24 Ισοδύναμοι συντελεστές γεωστατικών ωθήσεων K_{eq} ως προς τις πιέσεις στην οροφή και στην παρειά	97 -
Διάγραμμα 4.25 Λόγος μεγίστων, μέσων τάσεων ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI -	98 -
Διάγραμμα 4.26 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών για το σύνολο των αναλύσεων.....	99 -
Διάγραμμα 4.27 Λόγος μεγίστων, μέσων και πιέσεων παρειάς ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	100 -
Διάγραμμα 4.28 Λόγος ελαχίστων και πιέσεων οροφής ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	101 -
Διάγραμμα 4.29 Μέσες πιέσεις ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών.....	101 -
Διάγραμμα 4.30 Λόγος μεγίστων, ελαχίστων πιέσεων ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού.....	102 -
Διάγραμμα 4.31 Μέτρο ελαστικότητας E ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI	103 -
Διάγραμμα 4.32 Κατανομή του λόγου S/D ως προς το λόγο σ_{cm}/p_0	103 -
Διάγραμμα 4.33 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών για το σύνολο των αναλύσεων.....	105 -

Διάγραμμα 4.34 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	- 106 -
Διάγραμμα 4.35 Λόγος ελαχίστων και μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών.....	- 107 -
Διάγραμμα 4.36 Λόγος μεγίστων πιέσεων για $D=10m$ προς $D=8m$ ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών	- 107 -
Διάγραμμα 4.37 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψη του γεωυλικού	- 108 -
Διάγραμμα 4.38 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες πιέσεις επί της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωστατικών ωθήσεων K	- 109 -
Διάγραμμα 4.39 Συγκεντρωτική παρουσίαση αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων	- 110 -

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η σύγχρονη εποχή δημιουργεί την ανάγκη συνεχούς ανάπτυξης και κατασκευής υπογείων έργων για την επέκταση των οδικών και συγκοινωνιακών δικτύων. Συνέπεια αυτής της εξέλιξης είναι ότι οι γνώσεις και οι εμπειρίες των μελετητών συνεχώς ανανεώνονται και εμπλουτίζονται. Οι σύγχρονες κατασκευές υπογείων έργων οδήγησαν στην ανάγκη ύπαρξης κοινής μεθοδολογίας και σύνταξης τεχνικών προδιαγραφών και διατάξεων. Οι μελετητές έχουν κατανοήσει ότι τα υπόγεια έργα είναι ένα πολυδιάστατο πρόβλημα το οποίο δε μπορεί να προσομοιωθεί μονοσήμαντα.

Η μέθοδος διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων περιλαμβάνει δύο κύριες κατασκευαστικές φάσεις. Αρχικά, με τη διάνοιξη, τοποθετούνται τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία περιλαμβάνουν εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια βράχου και καλύβδινες νευρώσεις, ενώ ακολουθεί η κατασκευή της τελικής επένδυσης της σήραγγας. Στις περιπτώσεις αυτές, οι οποίες καλύπτουν την πλειονότητα των υπογείων έργων που πραγματοποιούνται, η τελική επένδυση κατασκευάζεται μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης του συνόλου του μήκους της σήραγγας, αλλά οπωσδήποτε αφού η σήραγγα ισορροπήσει με την άμεση υποστήριξη, δηλαδή αφού πρακτικώς μηδενισθούν οι ρυθμοί εξέλιξης των μετακινήσεων, εντάσεων κ.λ.π. (Καββαδάς, Μ., 2005).

Κατά τη μελέτη των σηράγγων ένα από τα πιο κρίσιμα στάδια είναι η ανάλυση και ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης. Σκοπός της τελικής επένδυσης στις σήραγγες είναι η ανάληψη των φορτίσεων που αναμένεται να προκύψουν στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, η επίτευξη αποδεκτού επιπέδου ασφάλειας και η ικανοποίηση των απαιτήσεων λειτουργικότητας και αισθητικής. Η ιδιαιτερότητα που παρουσιάζει η τελική επένδυση οφείλεται στο γεγονός ότι αποτελεί συγχρόνως έργο τόσο γεωτεχνικής όσο και δομοστατικής φύσης, επειδή φορτίζεται από το περιβάλλον γεωυλικό με ένταση που εξαρτάται από την αλληλεπίδραση του με την άμεση υποστήριξη αλλά και με την ίδια την τελική επένδυση όπως για παράδειγμα η δυσκαμψία και ο χρόνος κατασκευής της (Φορτσάκης et al., 2006). Προκειμένου, λοιπόν, να προσομοιωθεί με ακρίβεια η διαδικασία διάνοιξης σηράγγων και να εκτιμηθούν τα αναμενόμενα εντατικά μεγέθη που θα αναπτυχθούν στην τελική επένδυση απαιτείται καλή γνώση των γεολογικών συνθηκών και των γεωτεχνικών παραμέτρων της περιβάλλουσας βραχώμαζας.

Τα φορτία που καλείται να αναλάβει η τελική επένδυση είναι τα φορτία της περιβάλλουσας βραχώμαζας τυχόν αυξημένα λόγω ερπυσμού, μέρος του φορτίου των μέτρων άμεσης υποστήριξης, υδροστατικά φορτία λόγω προβλημάτων αποστράγγισης,

φορτία από μελλοντικές κατασκευές και, τέλος, φορτία λόγω σεισμικών δράσεων. Στην συγκεκριμένη εργασία δίνεται έμφαση στα φορτία που αναλαμβάνει η τελική επένδυση λόγω του περιβάλλοντος γεωυλικού. Ο υπολογισμός των φορτίων αυτών μπορεί να γίνει χρησιμοποιώντας διάφορες κατηγορίες μεθόδων υπολογισμού, όπως εμπειρικές μεθόδους, αναλυτικές μεθόδους, αριθμητικές μεθόδους με προσομοίωση γεωυλικού, μεταφορά των φορτίων της άμεσης υποστήριξης, νεκρό φορτίο πλαστικής ζώνης και μέσω της εμπειρίας του μελετητή. Η μορφή της τελικής επένδυσης ποικίλει και μπορεί να είναι από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, έγχυτο σκυρόδεμα (οπλισμένο ή άοπλο) ή χαλύβδινη. Συνήθως, επιλέγεται η χρήση έγχυτου οπλισμένου σκυροδέματος. Αρχικά, τοποθετείται γεωύφασμα για την αποστράγγιση των υδάτων και στεγανωτική μεμβράνη και στη συνέχεια γίνεται η σκυροδέτηση.

Στην παρούσα διπλωματική εργασία σκοπός είναι να υπολογιστούν τα εντατικά μεγέθη που εμφανίζονται στην περιβάλλουσα βραχώμαζα του γεωυλικού, κατά την εκσκαφή της σήραγγας, καθώς επίσης και τα φορτία που αναλαμβάνει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης της σήραγγας. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιείται πλήθος αριθμητικών αναλύσεων και η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης βραχώμαζας – άμεσης υποστήριξης – τελικής επένδυσης γίνεται χρησιμοποιώντας μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων για τρισδιάστατες σήραγγες. Έχουμε θεωρήσει ότι το γεωυλικό δεν επηρεάζεται από ερπυστικά φαινόμενα με αποτέλεσμα τα φορτία που τελικά αναλαμβάνει η τελική επένδυση να προέρχονται από την πλήρη απενεργοποίηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Το βάθος εκσκαφής των σηράγγων που μελετάμε είναι σχετικά μικρό ($H \leq 4D$) οπότε δεν αναπτύσσεται πάντα το φαινόμενο του θόλου, δηλαδή, η γεφύρωση των τάσεων εκατέρωθεν της σήραγγας. Το γεγονός αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να ενεργοποιείται ολόκληρο το υπερκείμενο έδαφος.

Στις αναλύσεις που λαμβάνουν χώρα μεταβάλλονται κάθε φορά διάφοροι γεωτεχνικοί και γεωλογικοί παράγοντες και τα αποτελέσματα που θα προκύψουν, θα συγκριθούν τόσο μέσω ποιοτικών εικόνων του προσομοιώματος μας, όσο και μέσω ποσοτικών διαγραμμάτων των εκάστοτε εντατικών μεγεθών. Από τις παραπάνω συγκρίσεις θα εκτιμηθούν οι θέσεις των ακραίων τιμών των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης καθώς και η κατανομή τους. Συγκεκριμένα, μας ενδιαφέρει να δούμε την μεταβολή των πιέσεων που καλείται να αναλάβει η τελική επένδυση, δίνοντας έμφαση στην αύξηση του ύψους υπερκείμενων γαιών και στη μείωση της διαμέτρου της σήραγγας. Από το σύνολο, λοιπόν, των αποτελεσμάτων μας θα δούμε πως επηρεάζονται τα φορτία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, μεταβάλλοντας το λόγο H/D .

Παρατίθενται στη συνέχεια χαρακτηριστικές εικόνες της μελέτης της τελικής επένδυσης.



Εικόνα 1.1 Τοποθέτηση γεφυφάσματος και στεγανωτικής μεμβράνης



Εικόνα 1.2 Οπλισμός τελικής επένδυσης



Εικόνα 1.3 Καλούπι για τη σκυροδέτηση της τελικής επένδυσης (κελώνα)

2 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Η Βραχομηχανική έχει ως βασικό αντικείμενο τη μελέτη επιρροής των δυνάμεων επί των βράχων. Μελετάται ακόμα η φύση και η μηχανική συμπεριφορά βράχου και βραχόμαζας. Η βραχόμαζα γενικώς είναι ασυνεχής, ανομοιογενής και ανισότροπη. Παρουσιάζει μεταβλητό βαθμό αποσάθρωσης, και ρωγμάτωσης από περιοχή σε περιοχή. Συνεπώς, προκειμένου να εκτιμηθεί η ποιότητα της και να μπορέσει να ταξινομηθεί, έχουν αναπτυχθεί τόσο αναλυτικές προσεγγίσεις όσο και εμπειρικές μέθοδοι.

Οι πρώτες χρησιμοποιούν την ορθολογική επαγωγή βασιζόμενες σε ένα ομοίωμα συμπεριφοράς, ενώ οι εμπειρικές βασίζονται στη συλλογή παρατηρήσεων από ήδη κατασκευασμένα έργα και στη στατιστική τους αξιοποίηση με μείωση δεδομένων. Ανάμεσα σε αυτές τις δύο κατηγορίες υπάρχουν βέβαια και αυτές που χρησιμοποιούν χαρακτηριστικά και των δύο μεθόδων και καλούνται ημιεμπειρικές.

Βασικότερο μειονέκτημα σε όλα τα μαθηματικά ομοιώματα είναι η απαίτηση καθορισμού μεγάλου αριθμού παραμέτρων, οι πολλές απλοποιητικές παραδοχές και ο μη σαφής καθορισμός των ορίων ισχύος τους. Η προτίμηση της χρήσεως των εμπειρικών μεθόδων έγκειται στη συνήθη έλλειψη των απαραίτητων πληροφοριών για τη διαμόρφωση και τροφοδότηση ενός ομοιώματος συμπεριφοράς.

2.1 ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

2.1.1 Ταξινόμηση κατά Bieniawski – Σύστημα RMR

Ο Bieniawski παρατήρησε ότι για να έχω μία αντιπροσωπευτική ταξινόμηση κάποιας βραχόμαζας δε μπορεί να ληφθεί υπόψη μία παράμετρος μόνο. Αντιθέτως, η ταξινόμηση αυτή είναι αποτέλεσμα συνδυασμού περισσότερων παραμέτρων που λαμβάνονται υπόψη κατά τη διάνοιξη της σήραγγας. Οι παράμετροι αυτές είναι άλλες εύκολα και άλλες δύσκολα μετρούμενες στο ύπαιθρο και ταξινομούν τη βραχόμαζα αφού ποσοτικοποιηθούν. Δημιουργήθηκε, λοιπόν, ένα σύστημα κατάταξης που ονομάστηκε RMR (Rock Mass Rating).

Κατά το σύστημα RMR η ταξινόμηση της βραχόμαζας γίνεται μέσω παραμέτρων οι οποίες είναι οι ακόλουθες:

- Η αντοχή του συμπαγούς πετρώματος, δηλαδή η αντοχή ανεμπόδιστου θλίψεως του πετρώματος, σ_{ci} .

- Ο δείκτης ποιότητας βράχου RQD.
- Η συχνότητα και ο προσανατολισμός των ασυνεχειών (σπρώσεις, διακλάσεις και σχιστότητα).
- Η κατάσταση των ασυνεχειών, όσον αφορά στο άνοιγμα, στην τραχύτητα των εκατέρωθεν επιφανειών και στο υλικό πληρώσεως.
- Το υπόγειο νερό και η εικαζόμενη επιρροή του επί της αντοχής και αστάθειας της βραχόμαζας.

Ο δείκτης προκύπτει ως άθροισμα των τιμών των παραμέτρων αυτών και κατατάσσει την βραχόμαζα σε 5 κατηγορίες (πολύ καλή, καλή, μέτρια, πτωχή, πολύ πτωχή). Ο δείκτης RMR είναι προσηφορότερος για βραχόμαζες σχετικά καλής ποιότητας, δηλαδή με δείκτη RMR 40 ή μεγαλύτερο από 40. Η κατάταξη της βραχόμαζας στις 5 προαναφερθείσες κατηγορίες φαίνεται στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 2.1 Κατάταξη της βραχόμαζας κατά το σύστημα RMR

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

2.1.2 Ταξινόμηση κατά Barton et al. (1974) – Σύστημα Q (NGI)

Το σύστημα Q αναπτύχθηκε με σκοπό την εμπειρική εκτίμηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης που απαιτούνται κατά τη διάνοιξη μίας σήραγγας με τη Νέα Αυστριακή Μέθοδο Διάνοιξης Σηράγγων (NATM). Το Σύστημα Q χρησιμοποιείται στη μέθοδο NGI για το σχεδιασμό των μέτρων άμεσης υποστήριξης. Οι παράμετροι και τα μεγέθη που αξιοποιούνται σε αυτήν την τεχνική ταξινόμηση είναι τα ακόλουθα:

- Ο δείκτης ποιότητας RQD.
- Ο αριθμός των ομάδων ασυνεχειών (οικογενειών ασυνεχειών) J_n .
- Ο αριθμός που χαρακτηρίζει την τραχύτητα των ασυνεχειών J_r .
- Ο αριθμός που βαθμονομεί την εξαλλοίωση κατά τις ασυνέχειες, υλικό πληρώσεως-αποσάθρωση J_a .
- Ο συντελεστής αναγωγής J_w , αναφερόμενος στην κατάσταση των υδάτων.

- Ο συντελεστής αναγωγής τάσεων SRF.

Η ποιότητα της βραχόμαζας βαθμονομείται με το συντελεστή Q, κατά τη σχέση:

$$Q = \frac{(RQD)}{j_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{(SRF)}$$

όπου ο δείκτης ποιότητας βράχου εισάγεται με την επί της % τιμή του.

Ακολουθεί ο πίνακας που μας δείχνει την κατάταξη της βραχόμαζας σε κατηγορίες βάση της συγκεντρωτικής τιμής Q.

Πίνακας 2.2 Κατάταξη της βραχόμαζας βάση της συγκεντρωτικής τιμής Q

Q	Χαρακτηρισμός ποιότητας βραχόμαζας
<0.01	Εξαιρετικά πτωχή
0.01-0.1	Πάρα πολύ πτωχή
0.1-1.0	Πολύ πτωχή
1.0-4.0	Πτωχή
4.0-10.0	Μέτρια
10.0-40.0	Καλή
40.0-100.0	Πολύ καλή
100.0-400.0	Πάρα πολύ καλή
>400.0	Εξαιρετικά καλή

2.1.3 Ταξινόμηση κατά Hoek - Γεωλογικός δείκτης GSI

Ο γεωλογικός δείκτης GSI (Geological Strength Index) εφαρμόζεται σε βραχόμαζες με μικρό ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού. Ο δείκτης ταξινομεί γεωτεχνικά τη βραχόμαζα μέσω εκτίμησης της δομής και της κατάστασης των ασυνεχειών της. Ανάλογα με τη ρωγμάτωση του υλικού απομειώνονται οι σταθερές του και αντίστοιχα και ο δείκτης GSI. Αποτελεί σημαντικό στοιχείο στην επίλυση του κριτηρίου θραύσης Hoek and Brown και προσφέρει λύσεις στο πρόβλημα του προσδιορισμού των πλέον αντιπροσωπευτικών τιμών των παραμέτρων σχεδιασμού των τεχνικών έργων σε περιβάλλον ρωγματομένων βράχων. Τέλος, αξίζει να αναφέρουμε ότι δεν εφαρμόζεται σε περιπτώσεις που η αστοχία ελέγχεται από διακριτές ασυνέχειες.

Πίνακας 2.3 Βαθμολόγηση της βραχόμαζας βάση του γεωλογικού δείκτη GSI

<p>ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟΥΣ ΒΡΑΧΟΥΣ (Hoek and Marinos, 2000) Βασίζομενοι στην εμφάνιση της βραχόμαζας (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 βραχόμαζας. Η διατμητική αντοχή επιφανειών σε βράχους που υπόκεινται σε εξασθένιση λόγω διακύμανσης της περιεκτικότητας σε υγρασία, είναι περαιτέρω μειωμένη όταν υπάρχει νερό. Όταν, οι βραχόμαζες 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</p>	<p>ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ</p>	<p>ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχιές, μη αποσθρωμμένες επιφάνειες</p>	<p>ΚΑΛΗ Τραχιές, ελαφρά αποσθρωμμένες και οξειδωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίως αποσθρωμμένες και εξαλλοιωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης, πολύ αποσθρωμμένες με σημαντή επιφύλακτα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα</p>	<p>ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης πολύ αποσθρωμμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης</p>				
	<p>ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →</p>	<p>90</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>
<p>INTACT OR MASSIVE - Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση</p>	<p>ΜΕΙΟΥΜΕΝΟ ΑΛΛΗΛΟΚΛΕΙΔΩΜΑ ΤΩΝ ΒΡΑΧΩΔΩΝ ΤΕΜΑΧΙΩΝ</p>	<p>90</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>
<p>BLOCKY - Αδιατάρακτη βραχόμαζα με πολύ καλό αλληλοκλειδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών</p>	<p>90</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>	
<p>VERY BLOCKY- Μερικώς διαταραγμένη βραχόμαζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών</p>	<p>90</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>	
<p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας</p>	<p>90</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>	
<p>DISINTEGRATED - Ισχυρά κερματισμένη βραχόμαζα με πτωχό αλληλοκλειδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρωγυλωμένων τεμαχίων</p>	<p>90</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>	
<p>LAMINATED/SHEARED - Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχόμαζα. Η σχιστότητα επικρατεί έναντι οποιασδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων</p>	<p>90</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>	

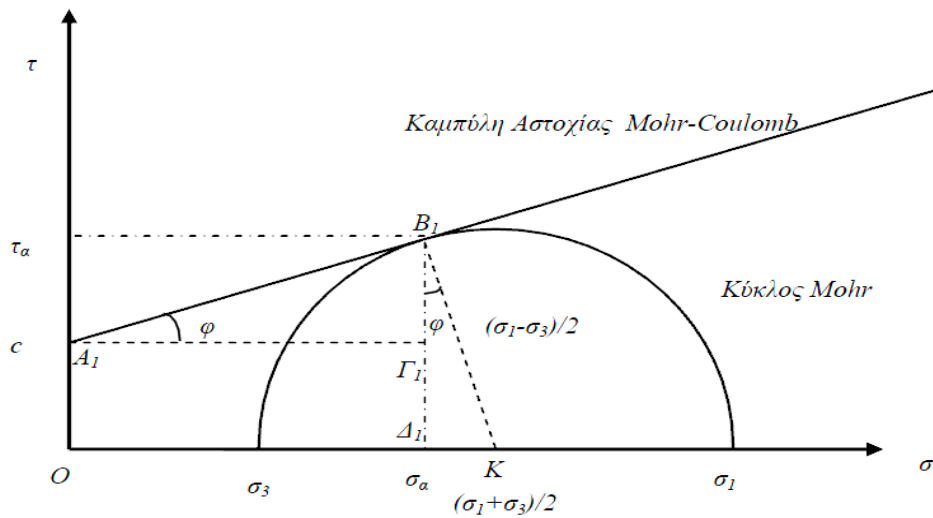
2.2 ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΑΣΤΟΧΙΑΣ

Τα κριτήρια αστοχίας που θα αναλυθούν παρακάτω είναι τα κριτήρια Mohr - Coulomb, Hoek - Brown και Drucker-Prager.

2.2.1 Κριτήριο αστοχίας Mohr - Coulomb

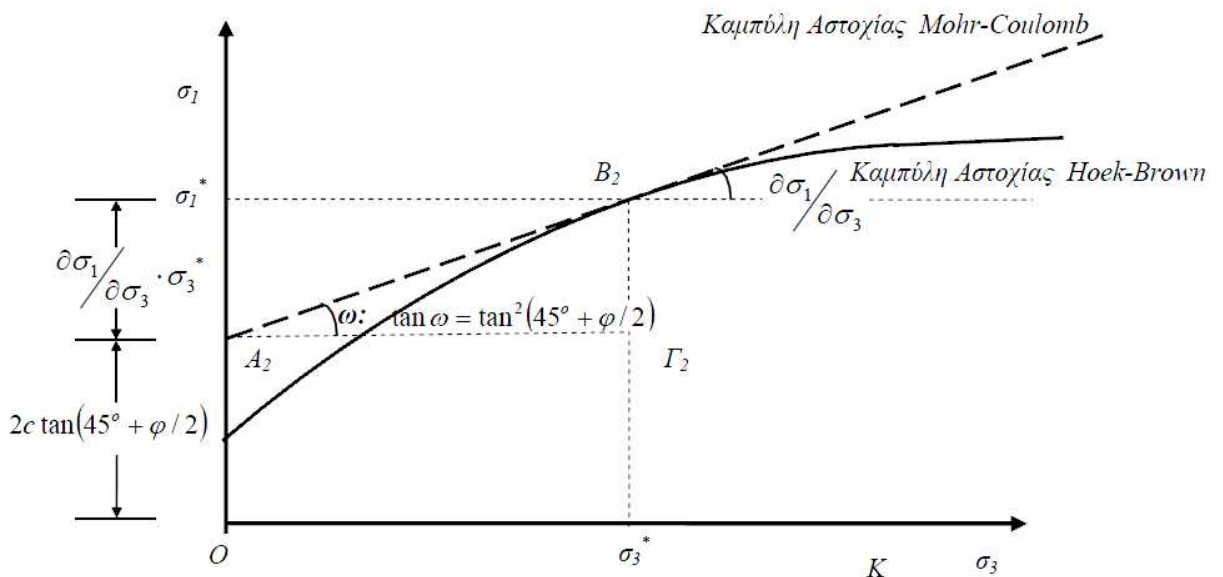
Το κριτήριο Mohr - Coulomb είναι το πιο διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας και χρησιμοποιείται στα περισσότερα προγράμματα αναλύσεων γεωτεχνικής μηχανικής. Το κριτήριο περιγράφει μία γραμμική σχέση μεταξύ των ορθών και διατμητικών τάσεων κατά την αστοχία. Μέσω των παραμέτρων διατμητικής αντοχής c και ϕ (συνοχή και γωνία τριβής) προκύπτει η περιβάλλουσα αστοχίας σε ένα διάγραμμα ορθών και

διατμητικών τάσεων. Η περιβάλλουσα αστοχίας είναι ευθεία γραμμή τόσο στο χώρο των ορθών και διατμητικών τάσεων όσο και στο χώρο των κυρίων τάσεων. Εάν ένα εδαφικό στοιχείο εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας αστοχεί σχηματίζοντας γωνία $\theta_{cr} = 45 + \frac{\varphi}{2}$ ως προς το επίπεδο της μέγιστης κύριας τάσης. Το κριτήριο περιγράφεται από τη σχέση $\tau = c + \sigma' \tan \varphi$. Αν εκφρασθεί ως προς τις κύριες τάσεις λαμβάνει την μορφή $\sigma_1' = \sigma_3' \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$ ή $\sigma_1 = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} + \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \sigma_3$.



Σχήμα 2.1 Καμπύλη αστοχίας Mohr - Coulomb

Η συσχέτιση μεταξύ των κυρίων τάσεων κατά το κριτήριο Mohr - Coulomb με τις αντίστοιχες του Hoek - Brown παρουσιάζεται παρακάτω.



Σχήμα 2.2 Συσχέτιση κριτηρίων Mohr - Coulomb και Hoek - Brown

Η ανάγκη μετατροπής των παραμέτρων της βραχόμαζας κατά το κριτήριο Hoek - Brown σε ισοδύναμες παραμέτρους συνοχής και γωνίας τριβής του κριτηρίου Mohr - Coulomb οδήγησε σε ανάπτυξη μεθοδολογίας από τους Hoek, Carranza-Torres, Corkum, (2002).

Σύμφωνα με αυτή, ορίζεται μία ορθή τάση $\sigma_{3\max}$, η σχέση της οποίας διαφέρει σε κάθε περίπτωση. Για τις σήραγγες προέκυψε ότι η σχέση που δίνει αυτή η ορθή τάση

είναι: $\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}$, όπου σ_{cm} η αντοχή της βραχόμαζας, γ το ειδικό βάρος

του εδάφους και H το ύψος των υπερκείμενων γαιών. Η αντοχή της βραχόμαζας σ_{cm} δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma'_{cm} = \sigma_{ci} * \frac{[m_b + 4s - a(m_b - 8s)] * \left(\frac{m_b}{4 + s} \right)^{a-1}}{2 * (1 + a) * (2 + a)}$$

Τελικώς, προκύπτουν οι ισοδύναμες παραμέτροι c' , φ' που συνδέουν τα δύο κριτήρια από τις σχέσεις:

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

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1 + a)(2 + a) + 6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right],$$

$$\text{όπου } \sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma_{ci}}.$$

2.2.2 Κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown

Οι βραχόμαζες που απαντώνται στη φύση είναι κατά κύριο λόγο ρωγματωμένες. Γι' αυτό το λόγο προσομοιώνονται καλύτερα με το κριτήριο αστοχίας Hoek - Brown, το οποίο έχει καμπύλη περιβάλλουσα αστοχίας. Για την εφαρμογή του κριτηρίου σε ρωγματωμένες βραχόμαζες, το αρχικό κριτήριο που είχε διαμορφωθεί για άρρηκτο-άθικτο βράχο, τροποποιήθηκε και προέκυψε η γενικευμένη μορφή του (Hoek, Carranza-Torres, Corkum, 2002), που περιγράφεται από την εξίσωση:

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

όπου οι σ_1 , σ_3 είναι η μέγιστη και η ελάχιστη κύρια τάση αντίστοιχα κατά την αστοχία. Τα m_b , s , a είναι σταθερές που εκφράζουν τον βαθμό κερματισμού και αποσάθρωσης της βραχώμαζας και εκτιμούνται από το σύστημα βαθμονόμησης GSI και τα χαρακτηριστικά του άρρηκτου βράχου. Υπολογίζονται από τις σχέσεις:

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

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

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

Η παράμετρος D δείχνει τον βαθμό διαταραχής της βραχώμαζας λόγω καλάρωσης ή χρήσης ανατινάξεων και κυμαίνεται από 0 έως 1. Η επιρροή της παραμέτρου D και κατ' επέκταση η χρήση των ανωτέρω σχέσεων προτάθηκε από τους Hoek, Carranza - Torres, Corkum, (2002).

Με βάση το κριτήριο αστοχίας κατά Hoek - Brown μπορεί να υπολογισθεί η αντοχή της βραχώμαζας σε μονοαξονική θλίψη (σ_{ci}). Το κριτήριο έχει αποδειχθεί ότι έχει καλή εφαρμογή στις περισσότερες βραχώμαζες καλής ποιότητας που η αντοχή τους ελέγχεται από το καλό αλληλοκλείδωμα γωνιωδών τεμάχων βράχων.

2.2.3 Κριτήριο αστοχίας Drucker - Prager

Το κριτήριο Drucker - Prager χρησιμοποιείται για να περιγράψει υλικά τα οποία συμπεριφέρονται ελαστικά μέχρι την τάση αστοχίας ενώ για τάσεις μεγαλύτερες από αυτήν τα υλικά παραμορφώνονται πλαστικά (Itasca, 2006). Αποτελεί επέκταση του κριτηρίου Von Mises συσχετίζοντας την επιφάνεια διαρροής με τη μέση πίεση p_m . Το κριτήριο αυτό μπορεί να εφαρμοστεί τόσο στο επίπεδο (δισδιάστατες αναλύσεις) όσο και στο χώρο (τριδιάστατες αναλύσεις). Ως παράμετροι αντοχής για δισδιάστατες αναλύσεις λαμβάνονται η γωνία τριβής β και η συνοχή d . Για να μπορεί να υπάρξει εποπτεία των αναλύσεων κρίνεται σκόπιμο οι παράμετροι αυτές να συσχετιστούν με ένα διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας. Το κριτήριο Drucker - Prager είναι παρόμοιο του κριτηρίου Mohr - Coulomb με τη διαφορά ότι χαρακτηρίζεται από πιο ομαλές

επιφάνειες διαρροής. Μπορεί να συσχετιστεί στο επίπεδο με το κριτήριο Mohr – Coulomb αλλά και με το κριτήριο Hoek – Brown μέσω των σχέσεων:

$$\tan \beta = \sqrt{3} \sin \varphi$$

$$\frac{d}{c} = \sqrt{3} \cos \varphi.$$

Οι εκφράσεις του κριτηρίου όσον αφορά σε τρισδιάστατες αναλύσεις (Chen & Mizuno, 1990; Davis & Selvadurai, 2002; ABAQUS Documentation, 2009) δίνονται στις παρακάτω εξισώσεις:

$$q = p * \tan \beta + d$$

$$a * I_1 + \sqrt{J_2} = k$$

όπου:

d, k: Παράμετρος «αντοχής» κριτηρίου Drucker – Prager

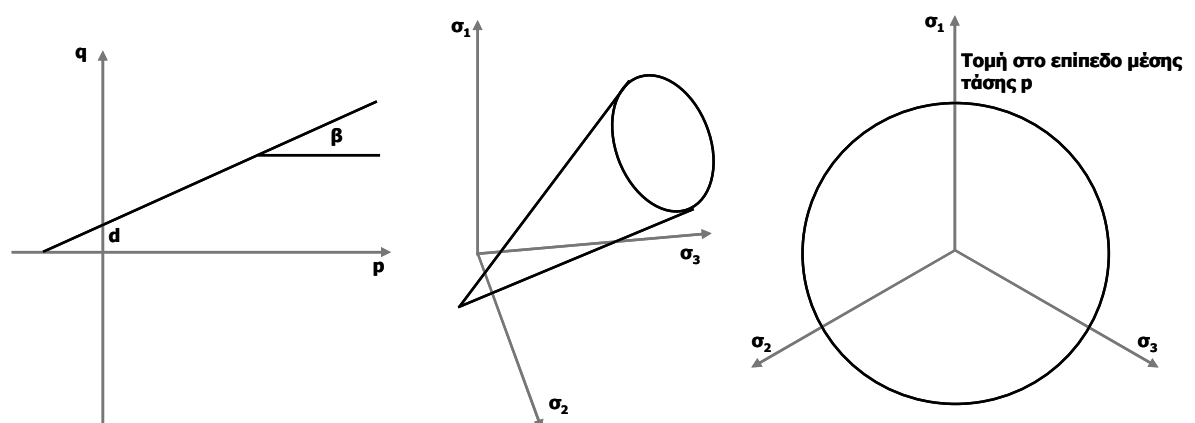
β, α: Παράμετροι «γωνίας τριβής» κριτηρίου Drucker – Prager

p: Μέση τάση, q: Διεκτροπική τάση

I_1 : Πρώτη αναλλοίωτη του τανυστή των τάσεων, όπου: $I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$

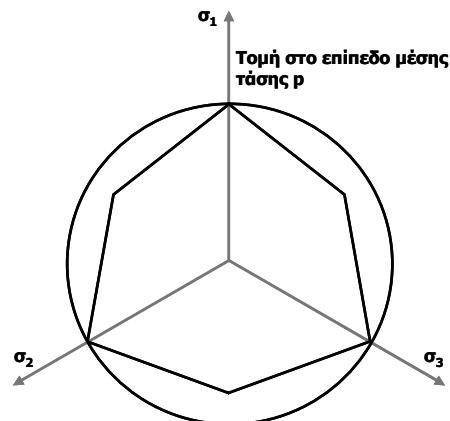
J_2 : Δεύτερη αναλλοίωτη του διεκτροπικού τανυστή των τάσεων, όπου:

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{1}{6} [(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{xx} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2] + \sigma_{xy}^2 + \sigma_{xz}^2 + \sigma_{yz}^2$$



Σχήμα 2.3 Γραφική απεικόνιση κριτηρίου αντοχής Drucker – Prager (Drucker - Prager, 1952).

Με βάση τους Chen & Mizuno (1990) τα βασικά πλεονεκτήματα του κριτηρίου Drucker – Prager είναι η απλότητα στη χρήση και η δυνατότητα σύνδεσης με το κριτήριο Mohr – Coulomb. Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζεται η σύνδεση των δύο κριτηρίων στο χώρο.



Σχήμα 2.4 Σύνδεση κριτηρίων αστοχίας Mohr- Coulomb & Drucker – Prager στο επίπεδο της μέσης τάσης.

2.3 ΜΗΧΑΝΙΣΜΟΙ ΑΣΤΟΧΙΑΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

- **Αστοχία λόγω εκτεταμένων συγκλίσεων**

Τα χαρακτηριστικά αυτής της αστοχίας είναι οι μεγάλες συγκλίσεις για μικρές τιμές του λόγου θλιπτικής αντοχής της βραχώμαζας προς την πίεση των υπερκειμένων γαιών $\left(\frac{\sigma_{cm}}{P_o}\right)$ και εκτεταμένες αστάθειες στα στόμια των σήραγγων.

- **Αστοχία μετώπου**

Στο μέτωπο εκσκαφής υπάρχει κίνδυνος αστάθειας του γεωυλικού που δεν έχει ακόμα εκσκαφεί, δημιουργώντας μία χοανοειδή αστοχία.



Εικόνα 2.1 Αστοχία μετώπου σήραγγας

- **Δομικές αστοχίες**

Εμφανίζονται προβλήματα πτώσεων ή ολίσθησης σφηνών κατά τη διάνοιξη της σήραγγας.



Εικόνα 2.2 Δομικές αστοχίες αήραγγας

- **Καθιζήσεις στην επιφάνεια του εδάφους**

Παρατηρείται αστοχία λόγω της δημιουργίας μη ανεκτών καθιζήσεων στην επιφάνεια του εδάφους, συνήθως κατά την εκσκαφή ρηχών σηράγγων.



Εικόνα 2.3 Αστοχία σήραγγας λόγω καθιζήσεων

2.4 ΕΠΙΒΑΛΛΟΜΕΝΕΣ ΤΑΣΕΙΣ - ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Οι σήραγγες είναι μια οριζόντια ή περίπου οριζόντια εκσκαφή μέσα στο έδαφος, ενώ όταν η εκσκαφή γίνει κατακόρυφα ονομάζεται φρέαρ. Η διατομή μίας σήραγγας αποτελείται κυρίως από τα ακόλουθα μέρη: οροφή, πλευρικό τμήμα και βάση. Η διάνοιξη σηράγγων μέσα σε άρρηκτο βράχο γίνεται συνήθως χωρίς υποστήριξη. Αντιθέτως όταν η διάνοιξη γίνεται μέσα σε βραχώμαζα τότε γίνεται χρήση προσωρινής υποστηρίξεως. Βαθιά μέσα σε έναν ορεινό όγκο αναπτύσσονται τάσεις που οφείλονται στο βάρος των υπερκειμένων γαιών. Οι αναπτυσσόμενες τάσεις προκαλούν μετακινήσεις και αν υπάρχει η δυνατότητα το μεμονωμένο βραχώδες τεμάχιο θα κινηθεί. Συνεπώς κατά τη διάνοιξη της σήραγγας σε υψηλής αντοχής άρρηκτο βράχο με ψαθυρή θραύση είναι δυνατό να εμφανισθεί το φαινόμενο «εκτίναξης τεμαχών βράχου», ενώ αν το πέτρωμα παρουσιάζει πιο πλαστική συμπεριφορά θα υπάρξει πιο αργή μετατόπιση βραχωδών τεμαχών που τελικά θα καταπέσουν μέσα στη σήραγγα.

Σε κάθε περίπτωση η διάνοιξη σήραγγας προκαλεί μετακινήσεις στο περιβάλλον πέτρωμα που τείνουν να μειώσουν τη διατομή του ανοίγματος. Η χρήση ικανής υποστήριξης τόσο σε άμεση εφαρμογή, αμέσως μετά τη διάτρηση, όσο και με την εφαρμογή της τελικής υποστήριξης γύρω από το άνοιγμα μειώνει και τελικά ελαχιστοποιεί τις αναμενόμενες μετακινήσεις. Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας αναπτύσσονται από στατικής άποψης συνήθως διατμητικές τάσεις γύρω από αυτή με τη μορφή ενός τόξου (φαινόμενα θόλου). Γι' αυτό το λόγο οι σήραγγες επενδύονται προκειμένου οι αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις να παραλαμβάνονται από τη διατμητική αντοχή των πετρωμάτων, αλλά και από την επένδυση.

Σημαντικό ρόλο παίζει η στρωματογραφία σε περίπτωση κατασκευής σηράγγων δίπλα σε απότομα πρηνή ή μέσα σε ζώνες διάρρηξης, όπου στην περίπτωση αυτή απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή, καθώς οι ζώνες αυτές χαρακτηρίζονται ως ζώνες μικρής αντοχής σε διάτμηση. Το γεγονός αυτό οδηγεί σε βαριάς μορφής υποστήριξη της διατομής στις θέσεις αυτές, ενώ αν οι ζώνες παρουσιάζονται πληρωμένες με αργιλικά υλικά ενδεχομένως να υπάρξουν προβλήματα διογκώσεων. Ο μηχανικός οφείλει να βρει στοιχεία που θα τον οδηγήσουν στον χαρακτηρισμό των ρηγμάτων αυτών σε «ενεργά» ή «μη ενεργά», έτσι ώστε να υποστηρικτεί ανάλογα (ως εύκαμπτη ή δύσκαμπτη διατομή).

Επιπλέον, αν η ζώνη διάτμησης δεν έχει αργιλικό υλικό τότε στην ζώνη αυτή ενδεχομένως να υπάρχει έντονη κυκλοφορία υπογείου νερού. Στις περιπτώσεις που συναντάται ρήγμα κατά τη χάραξη του άξονα της σήραγγας, γίνεται συνήθως

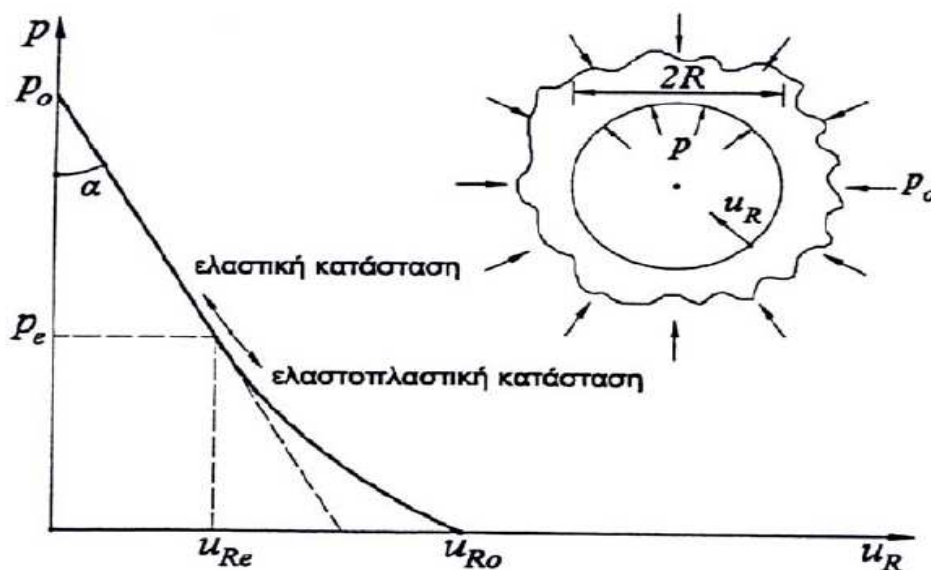
προσπάθεια να περάσει ο άξονας σχεδόν κάθετα στο ρήγμα, έτσι ώστε η επιρροή του στην επένδυση της σήραγγας να είναι η ελάχιστη δυνατή. Σε αντίθετη περίπτωση που δεν είναι δυνατή μία τέτοια χάραξη, επαναπροσδιορίζουμε καινούρια διαδρομή για τη σήραγγα μας έτσι ώστε αυτή να μην διέρχεται από το ρήγμα.

2.5 ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

2.5.1 Καμπύλες Σύγκλισης - Αποτόνωσης

Η μέθοδος σύγκλισης - αποτόνωσης καταλήγει στον υπολογισμό της πίεσης που ασκεί η βραχώμαζα στην επένδυση της σήραγγας συναρτήσει της σύγκλισης του τοιχώματος. Η σύγκλιση αυτή οφείλεται στην χρονική καθυστέρηση της εφαρμογής των μέτρων υποστήριξης και στην ενδοσιμότητα τους. Οι μετακινήσεις του εδάφους αρχίζουν σε θέσεις αρκετά μπροστά από το μέτωπο διάνοιξης, δηλαδή πριν το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας φθάσει σε κάποια συγκεκριμένη θέση.

Ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής σύγκλισης (u_{Ro}), της τάξεως του 30-35% συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο της σήραγγας (Sulem, Panet & Guenot, 1987). Σε κάθε θέση (x) κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης $x - u_R$ μία τιμή της σύγκλισης του τοιχώματος (u_R). Για τη συγκεκριμένη τιμή (u_R) αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης σύγκλισης - αποτόνωσης μία τιμή της πίεσης (p), η οποία είναι μικρότερη από την αρχική γεωστατική πίεση (p_0). Η πίεση (p) ονομάζεται “ισοδύναμη εσωτερική πίεση” επειδή προκαλεί την ίδια σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας με αυτήν που συμβαίνει σε απόσταση (x) από το μέτωπο της σήραγγας.



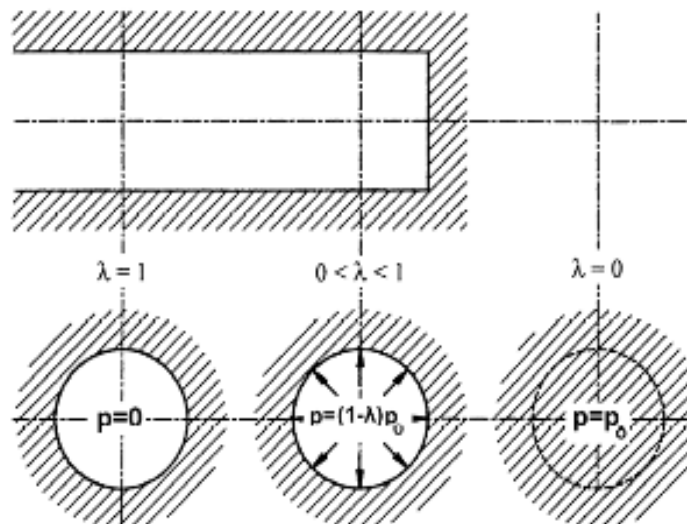
Σχήμα 2.5 Καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης κυκλικής σήραγγας ακτίνας R

Εάν η συμπεριφορά του εδάφους παρουσιάζει χαρακτηριστικά έντονης χαλάρωσης (δηλαδή μείωση της αντοχής με παρατεταμένη παραμόρφωση) τότε η διατομή της σήραγγας δεν ισορροπεί, η σύγκλιση της οροφής αυξάνει απεριόριστα και η διατομή καταρρέει. Η σύγκλιση της βραχόμαζας πριν την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης συντελεί στην αποτόνωση της βραχόμαζας και τη μείωση των πιέσεων που θα ασκηθούν επί των μέτρων υποστήριξης. Η συσχέτιση της σύγκλισης (u_R) του τοιχώματος της σήραγγας με την απόσταση (x) από το μέτωπο εκσκαφής επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας που έχει συμβεί πριν από την εφαρμογή της προσωρινής υποστήριξης.

Η σύγκλιση $u_R(x)$ του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση ($x < 0$) πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής (που βρίσκεται στη θέση $x=0$) υπολογίζεται μέσω τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων της περιοχής του μετώπου εκσκαφής της σήραγγας. Από τις αναλύσεις αυτές υπολογίζεται η μετακίνηση του τοιχώματος (u_R) συναρτήσει της αξονικής απόστασης (x) από το μέτωπο, δηλαδή προκύπτει μία σχέση της μορφής : $u_R = f(x)$. Προσεγγιστικές σχέσεις αυτής της μορφής προτάθηκαν από τους Panet (1995) και Chern (1999). Με τέτοιου είδους τρισδιάστατες αναλύσεις θα ασχοληθούμε κυρίως στην παρούσα διπλωματική εργασία.

Τέλος να αναφέρουμε ότι κατά τον προσδιορισμό των καμπύλων σύγκλισης – αποτόνωσης θεωρήθηκε ότι:

- Πριν τη διάνοιξη της σήραγγας επικρατούν συνθήκες αξονοσυμμετρίας με $K=1$, συνεπώς εφαρμόζεται ισότροπη γεωστατική τάση p_0
- Τα έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά – απολύτως πλαστικά και αστοχεί κατά το κριτήριο Mohr – Coulomb με παραμέτρους c και φ .
- Οι παραμορφώσεις πραγματοποιούνται υπό σταθερό όγκο μετά την αστοχία.
- Κατά την εκσκαφή, η αρχική τάση p_0 μειώνεται σταδιακά σε p και τελικώς μηδενίζεται.



Σχήμα 2.6 Απομείωση της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης p_0 σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της σήραγγας

2.5.2 Μέθοδος Chern

Προσέγγιση των αποτελεσμάτων αξονοσυμμετρικών αριθμητικών αναλύσεων διάνοιξης ανυποστήρικτης σήραγγας στην περιοχή του μετώπου εκσκαφής από τον Chern (ανεξαρτήτως του συντελεστή υπερφόρτισης N_s) δίνουν:

$$\frac{u_R(x)}{u_{R\infty}} = \left[1 + \exp\left(0.91 \frac{x}{R}\right) \right]^{-1.7} \Rightarrow \frac{x}{R} = 1.10 \ln \left\{ \left[\frac{u_R(x)}{u_{R\infty}} \right]^{-0.588} - 1 \right\}$$

Όπου:

R = η ακτίνα σήραγγας.

$u_{R(x)}$ = η σύγκλιση του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση ($x < 0$) πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής, που βρίσκεται στην θέση $x = 0$.

$u_{R\infty}$ = η τελική σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας σε μεγάλη απόσταση ($x = -\infty$) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής.

Η σχέση αυτή ισχύει για κάθε τιμή του (x) δηλαδή τόσο εντός της σήραγγας ($x < 0$) όσο και εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής ($x > 0$). Όμως:

- Εάν δεν υπάρχει πλαστική ζώνη δηλαδή $\frac{u_R}{u_{R\infty}} = \lambda$ τότε προκύπτει

$$\lambda = \left[1 + \exp\left(0.91 \frac{x}{R}\right) \right]^{-1.7}$$

- Εάν υπάρχει πλαστική ζώνη:

$$(α) \text{ Εάν } \varphi \neq 0 : \frac{u_R}{u_{R\infty}} = \left\{ \frac{2}{(k-1) \left[(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1} \right]} \right\}^{\left(\frac{k+1}{K-1}\right)} \Rightarrow$$

$$\lambda = 1 - \frac{2}{(k-1)N_s} \left[\left(\frac{u_R}{u_{R\infty}} \right)^{-\left(\frac{k-1}{K+1}\right)} - 1 \right]$$

$$(β) \text{ Εάν } \varphi=0 : \frac{u_R}{u_{R\infty}} = \exp\left\{-\frac{1}{2}(1-\lambda)N_s(K+1)\right\} \Rightarrow \lambda = 1 - \frac{2}{(K+1)N_s} \left[-\ln\left(\frac{u_R}{u_{R\infty}}\right) \right]$$

Συνδυάζοντας την κατάλληλη εκ των ανωτέρω με την σχέση Chern :

$$\frac{u_R}{u_{R\infty}} = \left[1 + \exp\left(0.91 \frac{x}{R}\right) \right]^{-1.7}, \text{ προκύπτει η ζητούμενη σχέση :}$$

$$\lambda = f\left(\frac{x}{R}, N_s, k, K\right)$$

2.5.3 Μέθοδος Panet

- Εάν δεν υπάρχει πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα:

Προσέγγιση αποτελεσμάτων αξονοσυμμετρικών αριθμητικών αναλύσεων στην περιοχή του μετώπου σηράγγων σε ελαστικό έδαφος δίνει η σχέση:

$$\frac{u_{R(x)}}{u_{R\infty}} = \left\{ 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \right\}$$

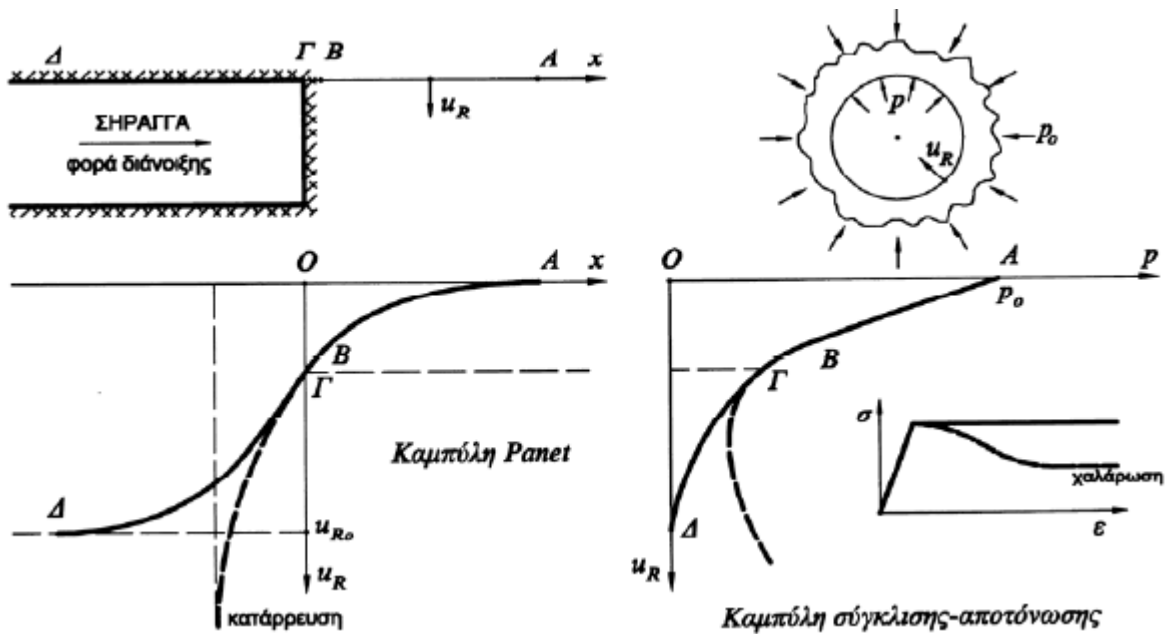
Αποτελέσματα μονοδιάστατων αναλύσεων σε ελαστική βραχόμαζα δίνουν:

$$\frac{u_R}{u_{R\infty}} = \lambda, \text{ συνεπώς προκύπτει ότι :}$$

$$\lambda = \left\{ 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \right\} \text{ δηλαδή}$$

$$u_R(x) = \lambda * u_{R\infty, e} = \lambda \left(\frac{p_0}{2G} \right) R = \left\{ 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \right\} \left(\frac{p_0}{2G} \right) R$$

Ωστόσο, η σχέση αυτή ισχύει μόνο για $x < 0$, δηλαδή μόνο εντός της σήραγγας.

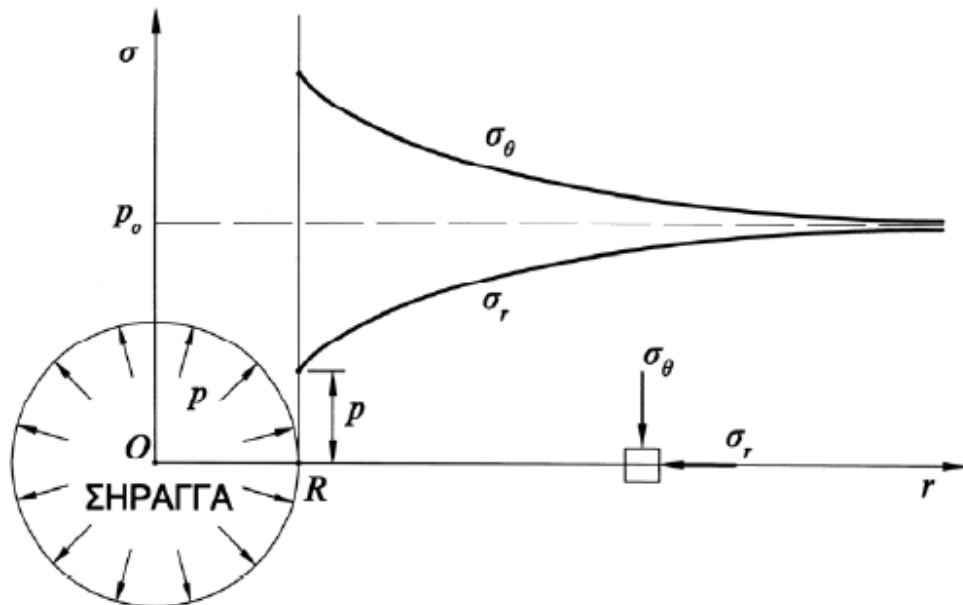


Σχήμα 2.7 Καμπύλες σύγκλισης - αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραग्ga

Οι αντίστοιχες τάσεις που αναπτύσσονται περιμετρικά της σήραγγας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_r = p_o * \left[1 - \lambda * \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \text{ και } \sigma_\theta = p_o * \left[1 + \lambda * \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \text{ και η κατανομή τους}$$

φαίνεται στο παρακάτω σχήμα:

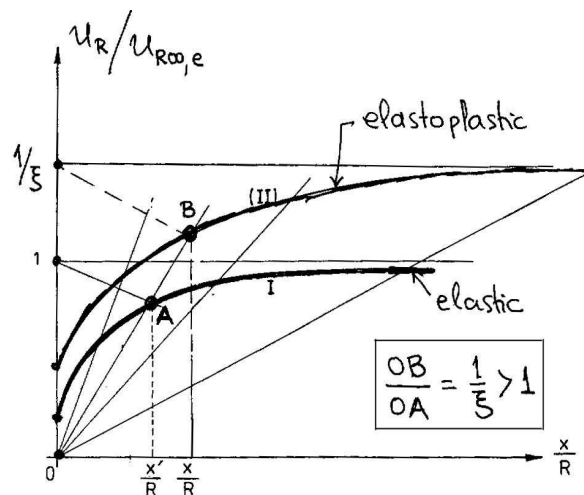


Σχήμα 2.8 Κατανομή τάσεων γύρω από κυκλική σήραγγα με παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους

- Εάν υπάρχει πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα:

Θεωρείται ότι η ελαστοπλαστική καμπύλη μετακινήσεων είναι ομοιόθετη της ελαστικής ως προς την αρχή των αξόνων με λόγο ομοιοθεσίας:

$$\frac{1}{\xi} = \frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} > 1$$



Σχήμα 2.9 Υπολογισμός του ξ από μονοδιάστατες αναλύσεις

Υπολογίζουμε το ξ από μονοδιάστατες αναλύσεις και τελικά ο συνδυασμός της ομοιοθεσίας της ελαστοπλαστικής καμπύλης με τον τύπο της ελαστικής καμπύλης μας δίνει την τελική σχέση του Panet που είναι η εξής:

$$\frac{u_R}{u_{R\infty}} = 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right)^\xi} \right]^2$$

Ανάλογα με τον αν $\varphi \neq 0$ ή $\varphi=0$ (όπως ακριβώς και στη σχέση Chern) προκύπτει τελικά η ζητούμενη σχέση

$$\lambda = f\left(\frac{x}{R}, N_s, k, K\right)$$

2.5.4 Συμπεράσματα από καμπύλες Panet & Chern

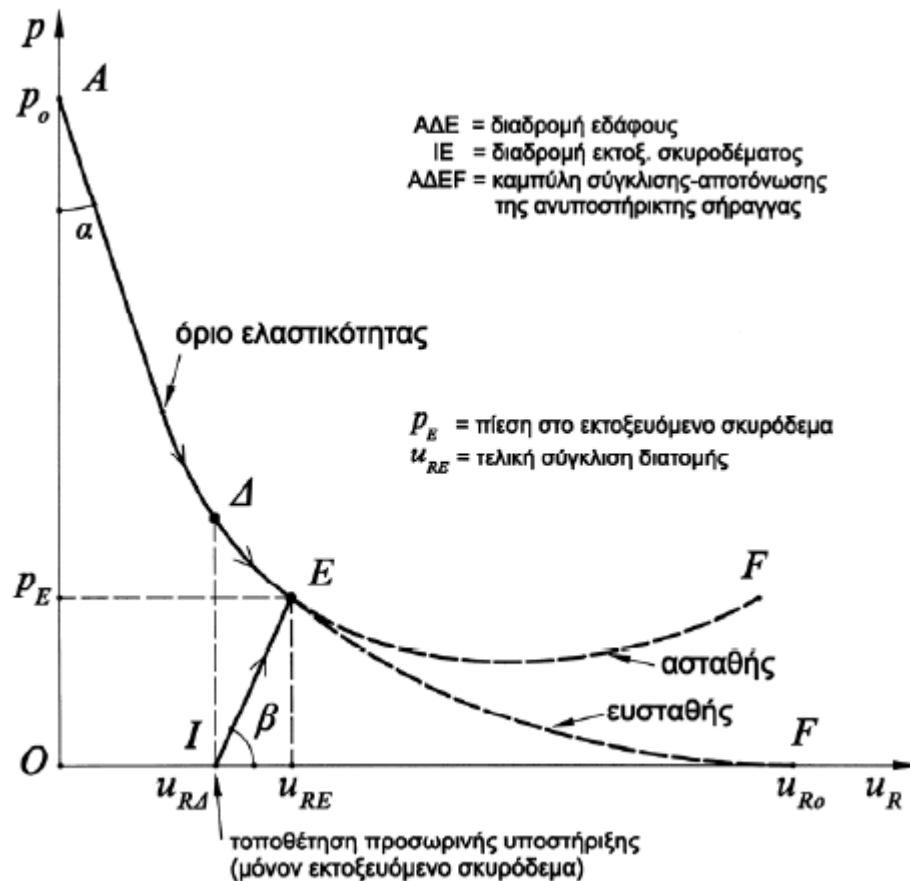
Ο συνδυασμός των καμπυλών Panet & Chern και της καμπύλης σύγκλισης – αποτόνωσης της ανυποστήρικτης διατομής επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος σε κάθε θέση (x) του άξονα της σήραγγας.

Αφού υπολογισθεί ο συντελεστής υπερφόρτισης N_s , από την καμπύλη Panet ή Chern σε τυχαία θέση (x) υπολογίζεται ο βαθμός αποτόνωσης (λ) και έπειτα η ισοδύναμη εσωτερική πίεση $p = p_0(1 - \lambda)$. Στη συνέχεια, υπολογίζεται η καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης με βάση τις ελαστικές παραμέτρους (E, ν) και τις παραμέτρους αντοχής (c, φ) του εδάφους. Τέλος, από την καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης και για την τιμή της πίεσης (p) που υπολογίσθηκε παραπάνω, υπολογίζεται η σύγκλιση της διατομής (u_R).

Ο βαθμός αποτόνωσης (λ), δηλαδή η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική τιμή (p_0) σε μία μικρότερη τιμή (p) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση της χρονικής υστέρησης στην τοποθέτηση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης σηράγγων. Συγκεκριμένα, η προσομοίωση της διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας μέσω των καμπυλών Panet ή Chern γίνεται σε δύο φάσεις ως εξής:

- Αρχικά, η εσωτερική πίεση μειώνεται από p_0 σε p. Η σύγκλιση της διατομής που προκύπτει αντιστοιχεί στην μετακίνηση του τοιχώματος πριν από την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης.
- Στη συνέχεια, τοποθετούνται τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ) και τέλος, η εσωτερική πίεση μειώνεται από p στο μηδέν. Αυτή η μείωση της εσωτερικής πίεσης προκαλεί κάποια περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος και φόρτιση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης.

Είναι προφανές ότι όσο αργότερα τοποθετηθούν τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης τόσο μικρότερο φορτίο θα αναλάβουν και τόσο μεγαλύτερη θα είναι η συνολική σύγκλιση του τοιχώματος. Πρέπει, λοιπόν, τα μέτρα αυτά να τοποθετηθούν σε ένα εύλογο χρονικό διάστημα έτσι ώστε και σχετικά μικρό να είναι το φορτίο που θα αναλάβουν αλλά και η σχετική σύγκλιση του τοιχώματος να μην είναι αρκετά μεγάλη. Με αυτόν τον τρόπο δεν θα υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης της σήραγγας.



Σχήμα 2.10 Καμπύλη σύγκλισης – αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

2.5.5 Μέθοδος απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας

Αρκετά προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση της διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης σηράγγων δεν επιτρέπουν την απομείωση των εσωτερικών τάσεων κατά τον βαθμό αποτόνωσης (λ): $p = p_0(1 - \lambda)$. Στις περιπτώσεις αυτές μπορεί να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά η μέθοδος απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας ή αλλιώς μέθοδος της ισοδύναμης χαλάρωσης της βραχομάζας στο εσωτερικό της σήραγγας (ground loosening method).

Με την απομείωση του μέτρου ελαστικότητας από E_0 σε E στο εσωτερικό της διατομής προκαλείται σύγκλιση του τοιχώματος με τον ίδιο τρόπο που θα προκαλούσε

η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική (p_0) σε μία μικρότερη τιμή (p). Το πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου είναι ότι μπορεί να εφαρμοσθεί σε όλα τα προγράμματα αναλύσεων, σε κυκλικές και μη κυκλικές σήραγγες και για πολλαπλές φάσεις εκοκαφής.

Αποδεικνύεται ότι η σχέση που μας δίνει τον συσχετισμό των συγκλίσεων της απομείωσης των εσωτερικών πιέσεων με αυτών της απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας είναι η εξής:

$$\frac{E}{E_0} = \frac{(1-2\nu)(p/p_0)}{2(1-\nu)-(p/p_0)} = \frac{(1-2\nu)(1-\lambda)}{(1-2\nu)+\lambda}$$

2.6 ΤΕΛΙΚΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

Η συμβατική μέθοδος διάνοιξης και υποστήριξης σήραγγων περιλαμβάνει δύο κύριες κατασκευαστικές φάσεις. Αρχικά, αμέσως μετά τη διάνοιξη τοποθετούνται τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία περιλαμβάνουν, κυρίως, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια βράχου και μεταλλικά πλαίσια, σε διάφορους συνδυασμούς, ενώ έπεται η κατασκευή της τελικής επένδυσης της σήραγγας με την οποία διαμορφώνεται η διατομή λειτουργίας.



Εικόνα 2.4 Τυπική διατομή σιδηροδρομικής σήραγγας

Η λογική διαστασιολόγησης και οι απαιτήσεις της κάθε φάσης είναι διαφορετικές. Η άμεση υποστήριξη στοχεύει στην αποτροπή των μετακινήσεων κοντά στο μέτωπο διάνοιξης και στην προστασία του προσωπικού και των μηχανημάτων κατά τη διάρκεια των εργασιών διάνοιξης δημιουργώντας ένα ασφαλές περιβάλλον εργασίας, ενώ παράλληλα περιγράφει τη θέση τοποθέτησης της τελικής επένδυσης.

Η τελική επένδυση συνήθως κατασκευάζεται μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης και της άμεσης υποστήριξης, αλλά οπωσδήποτε αφού η σήραγγα ισορροπήσει με την άμεση υποστήριξη, δηλαδή αφού πρακτικώς μηδενισθούν οι ρυθμοί εξέλιξης των μετακινήσεων, εντάσεων κτλ. Σκοπός της τελικής επένδυσης στις σήραγγες είναι η ανάληψη των φορτίσεων που αναμένεται να προκύψουν στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου, η επίτευξη αποδεκτού επιπέδου ασφάλειας και η ικανοποίηση των απαιτήσεων λειτουργικότητας και αισθητικής. Η ιδιαιτερότητα που παρουσιάζει η τελική επένδυση οφείλεται στο γεγονός ότι αποτελεί συγχρόνως έργο τόσο γεωτεχνικής όσο και δομοστατικής φύσης, επειδή φορτίζεται από το περιβάλλον γεωυλικό με ένταση που εξαρτάται από την αλληλεπίδραση του με την άμεση υποστήριξη αλλά και με την ίδια την τελική επένδυση όπως για παράδειγμα η δυσκαμψία και ο χρόνος κατασκευής της (Φορτοάκης et al., 2006).



Εικόνα 2.5 Μεταλλότυπος για τη σκυροδέτηση της τελικής επένδυσης (κελώνα)

2.7 ΦΟΡΤΙΑ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Ο καθορισμός των φορτίων που αναλαμβάνει η τελική επένδυση σε μία σήραγγα είναι μία σύνθετη διαδικασία, για την οποία μέχρι σήμερα δεν υπάρχει μία ευρέως αποδεκτή μέθοδος (US Department of Transportation, 1983). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι τα φορτία που προέρχονται από το περιβάλλον γεωυλικό δεν είναι μονοσήμαντα καθορισμένα, αλλά είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης του συστήματος γεωυλικού – μέτρα άμεσης υποστήριξης – τελική επένδυση και εξαρτώνται από το χρόνο. Στη συνέχεια γίνεται αναλυτική παρουσίαση και σχολιασμός των φορτίων που αναλαμβάνει η τελική επένδυση των σηράγγων και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό.

2.7.1 Φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό

Η φόρτιση της τελικής επένδυσης από το περιβάλλον γεωυλικό μπορεί να είναι είτε έμμεση, λόγω της σταδιακής απενεργοποίησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά τη διάρκεια ζωής του έργου (διάβρωση αγκυρίων και μεταλλικών πλαισίων, αυξημένος ερπυσμός εκτοξευόμενου σκυροδέματος κτλ), είτε άμεση λόγω της χρονικά εξαρτημένης συμπεριφοράς του περιβάλλοντος γεωυλικού, δηλαδή να οφείλεται στα φαινόμενα της διόγκωσης και του ερπυσμού του γεωυλικού εκ των διατμητικών τάσεων από τη διάνοιξη της σήραγγας.

Ερπυσμός είναι το φαινόμενο της συνεχούς αύξησης των παραμορφώσεων του γεωυλικού υπό σταθερό εντατικό πεδίο. Η κατασκευή, όμως, της τελικής επένδυσης παρεμποδίζει την εκδήλωση των μακροχρόνιων παραμορφώσεων, με αποτέλεσμα τη συνεχή και αυξανόμενη φόρτισή της. Έντονη ερπυστική συμπεριφορά παρουσιάζουν κυρίως τα εδαφικά υλικά και οι μαλακοί ή αποσαθρωμένοι βράχοι. Το μέγεθος των φορτίων λόγω ερπυσμού εξαρτάται από τα μηχανικά χαρακτηριστικά του γεωυλικού και το ύψος υπερκειμένων, καθώς και το χρόνο κατασκευής της τελικής επένδυσης (Καββαδάς, 2004).

Το φαινόμενο της διόγκωσης παρουσιάζεται σε ορισμένους αργιλικούς εδαφικούς σχηματισμούς ή σε βραχώμαζες με μεγάλη περιεκτικότητα σε ορισμένα αργιλικά ορυκτά. Η εκσκαφή της σήραγγας προκαλεί μείωση της μέσης τάσης στην πλαστική περιοχή και ανάπτυξη αρνητικής πίεσης πόρων με αποτέλεσμα την απορρόφηση ποσότητας ύδατος από το γεωυλικό και τη διόγκωσή του. Εφόσον η κατασκευή της τελικής επένδυσης δεν επιτρέπει την εξέλιξη του φαινομένου, παρατηρείται ανάπτυξη πιέσεων του γεωυλικού σε αυτή.

2.7.2 Φορτία από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης

Τα φορτία που αναλαμβάνονται αρχικά από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης, όπως είναι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα αγκύρια και τα μεταλλικά πλαίσια, μεταφέρονται σταδιακά στην τελική επένδυση της σήραγγας μέσα στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου. Το ποσοστό των φορτίων που μεταφέρεται στην τελική επένδυση εξαρτάται από τις παραδοχές σχεδιασμού, τα χαρακτηριστικά των υλικών και τις γεωτεχνικές συνθήκες.

Η φόρτιση της τελικής επένδυσης από τα αγκύρια οφείλεται κυρίως στη βαθμιαία αποφόρτισή τους με το χρόνο λόγω παγίωσης της κεφαλής τους, σε περίπτωση που η σήραγγα διανοίγεται σε γεωυλικό με ερπυστική συμπεριφορά και δευτερογενώς στη

μακροχρόνια διάβρωσή τους, ενώ η φόρτιση από τα χαλύβδινα πλαίσια στην ανεπαρκή κάλυψη και στην επικράτηση δυσμενών γεωτεχνικών συνθηκών, όπως η διαβρωτική δράση του υπόγειου νερού σε όξινο περιβάλλον.

Όσον αφορά στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ο υπολογισμός του γίνεται με θεώρηση συντελεστή ασφαλείας προσωρινού έργου. Επίσης, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρουσιάζει έντονη ερπυστική συμπεριφορά λόγω της ανάληψης μεγάλων φορτίων σε «νεαρή ηλικία» (Μπακογιάννης, 2004) και του τρόπου κατασκευής του, καθώς εμπλουτίζεται με επιταχυντές πήξης. Το φορτίο που μεταβιβάζεται από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στην τελική επένδυση προκύπτει από τη διαφορά μεταξύ του συντελεστή ασφαλείας μόνιμου και προσωρινού έργου και από τη διαφορά μεταξύ του ερπυσμού του οπλισμένου σκυροδέματος της τελικής επένδυσης και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

2.7.3 Υδατικές πιέσεις

Οι υδατικές πιέσεις στην τελική επένδυση της σήραγγας εξαρτώνται από τη θέση της σε σχέση με τον υδροφόρο ορίζοντα, από τον τρόπο κατασκευής και από τη λειτουργία της σήραγγας. Διακρίνονται σε εξωτερικές όταν η σήραγγα βρίσκεται κάτω από τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (υδροστατικές πιέσεις, πιέσεις λόγω ροής ύδατος) και σε εσωτερικές σε περίπτωση που η σήραγγα λειτουργεί ως αγωγός νερού υπό πίεση. Συνήθως για την αποτόνωση των υδατικών πιέσεων κατασκευάζεται ειδικό σύστημα αποστράγγισης με γεωφύλακα των οποίων, όμως, η αποτελεσματικότητα μέσα στην τεχνική διάρκεια ζωής του έργου διακατέχεται από μεγάλη αβεβαιότητα.

2.7.4 Σεισμική δράση

Η συμπεριφορά των σηράγγων σε σεισμό εξαρτάται κυρίως από την ακαμψία της σε σχέση με το περιβάλλον γεωυλικό. Συνήθως το περιβάλλον γεωυλικό είναι πολύ «άκαμπτο» σε σχέση με την τελική επένδυση της σήραγγας, με αποτέλεσμα το έργο να παρακολουθεί την κίνηση του γεωυλικού, χωρίς την ανάπτυξη επιπλέον φορτίων (Καββαδάς, 2005). Συνεπώς, η σεισμική φόρτιση των σηράγγων ανάγεται σε κινηματική επιβολή των σεισμικών παραμορφώσεων του εδάφους (Κόλιας, 2004), οι οποίες όμως παραλαμβάνονται ευχερώς από τους αρμούς της τελικής επένδυσης. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ιδιαίτερα η περίπτωση στην οποία ο σεισμός συνοδεύεται με μόνιμες μετακινήσεις των σχηματισμών που διασχίζει η σήραγγα. Το φαινόμενο αυτό μπορεί να συναντηθεί σε κλιτυοσήραγγες, όπου είναι πιθανή η

δημιουργία κατολίσθησης λόγω σεισμού και στις σήραγγες που διασχίζουν ενεργά ρήγματα.

2.7.5 Μόνιμα φορτία

Στα μόνιμα φορτία συμπεριλαμβάνονται το ίδιο βάρος της τελικής επένδυσης, τα φορτία από τον ηλεκτρομηχανολογικό εξοπλισμό, καθώς και τα φορτία από υφιστάμενες κατασκευές.

2.7.6 Κινητά φορτία

Στην κατηγορία αυτή συμπεριλαμβάνονται τα φορτία έκρηξης και πρόσκρουσης οχήματος σε περίπτωση οδικής ή σιδηροδρομικής σήραγγας.

2.7.7 Φορτία καταναγκασμού (επιβαλλόμενες παραμορφώσεις)

Ως φορτία καταναγκασμού θεωρούνται οι θερμοκρασιακές μεταβολές, η συστολή ξήρανσης και ο ερπυσμός του σκυροδέματος της τελικής επένδυσης. Στο σχεδιασμό της τελικής επένδυσης λαμβάνονται υπόψη θερμοκρασιακές διαφορές μεταξύ εσωτερικής παρειάς και εξωραχίου της τελικής επένδυσης και θερμοκρασιακές μεταβολές στο σύνολο του έργου. Η συστολή ξήρανσης, και ο ερπυσμός του σκυροδέματος λαμβάνονται υπόψη ως ισοδύναμες θερμοκρασιακές μεταβολές.

2.7.8 Μεταγενέστερες κατασκευές

Φορτία από επιφανειακές ή υπόγειες κατασκευές που πρόκειται να πραγματοποιηθούν.

2.8 ΜΕΘΟΔΟΙ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ ΦΟΡΤΙΩΝ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ

Τα συνολικά φορτία όπως παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο είναι αυτά που αναλαμβάνει η τελική επένδυση μιας σήραγγας. Τα σημαντικότερα από αυτά είναι τα φορτία από το περιβάλλον γεωυλικό και από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης. Για την εκτίμηση των φορτίων που προέρχονται από την περιβάλλουσα βραχώμαζα δεν υπάρχει μία ευρέως αποδεκτή μέθοδος. Αντίθετα, οι τιμές των υπόλοιπων δράσεων (εκτός ίσως της σεισμικής) καθορίζονται είτε μέσω κανονισμών, είτε από τον κύριο του έργου. Για τον προσδιορισμό των φορτίων από το περιβάλλον γεωυλικό εφαρμόζονται διάφορες μέθοδοι που κατηγοριοποιούνται σε εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές όπως περιγράφονται στη συνέχεια.

2.8.1 Εμπειρικές μέθοδοι

Με βάση τις μεθόδους αυτές υπολογίζεται το φορτίο (κατακόρυφο και οριζόντιο) που ασκείται στην επένδυση των σήραγγων από το γεωυλικό μέσω σχέσεων που έχουν προκύψει εμπειρικά και περιλαμβάνουν ως κύριες παραμέτρους την ποιότητα του γεωυλικού και τις διαστάσεις της σήραγγας. Για την εκτίμηση των φορτίων γίνονται ορισμένες παραδοχές ανάλογα με την εφαρμοζόμενη μέθοδο. Οι παραδοχές αυτές αφορούν κυρίως στο βάθος της σήραγγας, στην δυσκαμψία της επένδυσης και την ενεργοποίηση του περιβάλλοντος γεωυλικού στην ανάληψη φορτίων. Αξίζει να αναφερθεί ότι στις μεθόδους αυτές δε λαμβάνεται υπόψη η ερπυστική συμπεριφορά της βραχώμαζας σε σχέση με το χρόνο, παράγοντας ιδιαίτερα σημαντικός, ειδικά σε αδύναμες βραχώμαζες. Σε αυτές τις μεθόδους συγκαταλέγονται η μέθοδος μέσω του δείκτη RMR (Unal, 1983), η μέθοδος NGI, μέσω του δείκτη Q (Barton) καθώς και η εμπειρική μέθοδος Terzaghi.

2.8.1.1 Μέθοδος μέσω του δείκτη RMR (Unal, 1983)

Η μέθοδος αυτή προτάθηκε από τον Unal (1983) και δίνει την κατακόρυφη και οριζόντια πίεση στην επένδυση της σήραγγας μέσω του δείκτη RMR. Η κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$p_v = \gamma * H_t \text{ όπου}$$

$$H_t = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) * B \text{ και:}$$

B= εύρος της σήραγγας,

γ = ειδικό βάρος της βραχώμαζας,

RMR= δείκτης ποιότητας της βραχώμαζας (κατά Bieniawski)

Η οριζόντια πίεση στις παρειές της σήραγγας ορίζεται από τη σχέση:

$P_h = \lambda * p_v$ όπου ο συντελεστής λ μπορεί να εκτιμηθεί όπως στη μέθοδο NGI που θα αναφερθεί παρακάτω.

Οι ανωτέρω σχέσεις υπολογισμού των πιέσεων στην επένδυση της σήραγγας βασίζονται σε παρατηρήσεις της συμπεριφοράς σήραγγων εύρους 5-10 μέτρων, που διανοίχθηκαν με τη μέθοδο NATM σε βραχώμαζες με τιμές του δείκτη RMR>50 και βάθη έως 100 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους. Στις περιπτώσεις αυτές, τα φορτία επί της τελικής επένδυσης της σήραγγας είναι γενικώς μικρά επειδή κατά τη

διάνοιξη της σήραγγας ενεργοποιείται η αντοχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας και, επιπλέον, η αντοχή αυτή δεν μειώνεται σημαντικά με την πάροδο του χρόνου λόγω του μικρού βαθμού ερπυσμού της βραχώμαζας με $RMR > 50$.

2.8.1.2 Μέθοδος NGI μέσω του δείκτη Q (Barton, 1974)

Η μέθοδος βασίζεται στον εμπειρικό δείκτη ποιότητας της βραχώμαζας (Q) που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$Q = \frac{(RQD)}{j_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{(SRF)}, \text{ όπως υπολογίσθηκε κατά την παράγραφο 1.1.2.}$$

Η κατακόρυφη πίεση στην οροφή της σήραγγας είναι (σε kg/cm^2):

$$p_v = \left(\frac{2}{3J_r} \right) * j_n^{1/2} * Q^{-1/3} \text{ ενώ η οριζόντια πίεση στις παρειές είναι:}$$

$$P_h = \lambda * p_v \text{ όπου το } \lambda \text{ εκτιμάται συναρτήσει του } Q.$$

Πίνακας 2.4 Εκτίμηση του συντελεστή απομείωσης λ μέσω του δείκτη Q

Q	λ
Q > 10	0.58
0.1 < Q < 10	0.74
Q < 0.1	1.00

Η μέθοδος αφορά την εκτίμηση των φορτίων που ασκούνται στην τελική επένδυση σηράγγων που έχουν διανοιχθεί με τη μέθοδο NATM και τα μέτρα υποστήριξης έχουν σχεδιασθεί σύμφωνα με την εμπειρική μέθοδο του NGI. Η μέθοδος έχει βαθμονομηθεί για βραχώμαζες σχετικώς καλής ποιότητας ($Q > 0.05$). Για τιμές του $Q < 0.05$ προκύπτουν υπερβολικά μεγάλες τιμές της πίεσης στην επένδυση της σήραγγας.

2.8.1.3 Εμπειρική μέθοδος Terzaghi

Κατά τη μέθοδο αυτή, η κατακόρυφη πίεση γαιών στην οροφή της σήραγγας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$p_v = \gamma * H_p,$$

όπου οι τιμές του φορτιζοντος ύψους γαιών (H_p) δίνονται στον ακόλουθο πίνακα.

Η μέθοδος αναπτύχθηκε για σήραγγες όπου μπορεί να αναπτυχθεί πλήρως το φαινόμενο θόλου πάνω από τη στέψη της σήραγγας, δηλαδή για σήραγγες με πάχη

υπερκειμένων $D > 1.5 (b+h)$. Η μέθοδος Terzaghi προτάθηκε στη δεκαετία του 1940 για σήραγγες εύρους έως 5 μέτρων και προσωρινή υποστήριξη με ξυλοδοκούς ή καλύβδινα πλαίσια, δηλαδή πριν από την εφαρμογή των σύγχρονων μεθόδων υποστήριξης σηράγγων με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Πίνακας 2.5 Εκτίμηση φορτιζοντος ύψος γαιών H_p αναλόγως την ποιότητα της βραχόμαζας

Ποιότητα Βραχόμαζας	Ύψος H_p
Συμπαγής βράχος, πρακτικώς χωρίς διακλάσεις	0
Συμπαγής βραχόμαζα με μικρό αριθμό τυχαίων διακλάσεων	$0 \div 0.10b$
Συμπαγής βραχόμαζα με τυχαίες κλειστές διακλάσεις	$0 \div 0.25b$
Κερματισμένη βραχόμαζα σε επιμέρους συμπαγή τεμάχια με ανοικτές ή κλειστές διακλάσεις χωρίς υλικό πληρώσεως	$0.25 \div 0.35(b+h)$
Βραχόμαζα ως άνω αλλά εντονότερα κερματισμένη	$0.35 \div 1.00(b+h)$
Κατακερματισμένη βραχόμαζα με ικανοποιητική εμπλοκή μεταξύ των τεμαχίων	$1.0 \div 1.5(b+h)$
Απόθεση πυκνής άμμου	$0.60 \div 1.40(b+h)$
Απόθεση χαλαρής άμμου	$1.00 \div 1.40(b+h)$
Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μικρά βάθη	$1.10 \div 2.10(b+h)$
Συνθλίβοντα εδάφη, σήραγγες σε μεγάλα βάθη	$2.10 \div 4.50(b+h)$

b = εύρος της σήραγγας, h = ύψος της σήραγγας

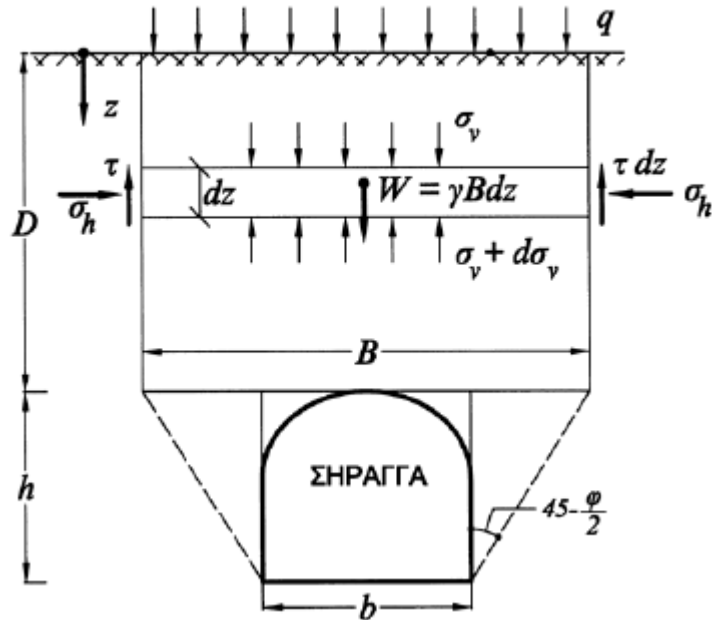
2.8.2 Αναλυτικές μέθοδοι

Στις μεθόδους αυτές γίνεται θεώρηση ενός συγκεκριμένου τμήματος του γεωυλικού, από το οποίο φορτίζεται η τελική επένδυση. Η τελική φόρτιση προκύπτει μέσω αναλυτικών σχέσεων, οι οποίες προκύπτουν από την επίλυση διαφορικών εξισώσεων και ως κύριες παραμέτρους, περιέχουν τα χαρακτηριστικά του γεωυλικού και τις διαστάσεις της σήραγγας. Σε αυτές τις μεθόδους συγκαταλέγεται η αναλυτική μέθοδος Terzaghi, κατά την οποία γίνεται υπολογισμός των φορτίων από το χαλαρωμένο υπερκείμενο γεωυλικό θεωρώντας ύψος επιρροής 2,5 φορές τη διάμετρο της σήραγγας, και η μέθοδος Protodyakonov κατά την οποία επιλέγεται παραβολική εδαφική μάζα που φορτίζει τη στέψη της σήραγγας.

2.8.2.1 Αναλυτική μέθοδος Terzaghi

- Για σήραγγες σε μικρά βάθη ($D < 2.5B$)

Στη μέθοδο αυτή γίνεται υπολογισμός των φορτίων από το χαλαρωμένο υπερκείμενο γεωυλικό θεωρώντας ύψος επιρροής 2,5 διαμέτρους της σήραγγας. Η επιρροή της καλάρωσης φτάνει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους και έτσι δεν αναπτύσσεται πλήρες εδαφικό τόξο πάνω από τη στέψη της σήραγγας.



Σχήμα 2.11 Εκτίμηση φορτίων στην τελική επένδυση κατά τη μέθοδο Terzaghi

Κατά την ισορροπία ενός εδαφικού στοιχείου dz (Σχήμα) ισχύει:

$$\gamma * B * dz = B * d\sigma_v + 2\tau * dz \quad \text{όπου} \quad \tau = c + \sigma_h * \tan \phi, \quad \sigma_h = K * \sigma_v \quad \text{και}$$

$$B = b + 2h * \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right).$$

Από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτει:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + \left(\frac{2K}{B} * \tan \phi\right) * \sigma_v = \left(\frac{\gamma * B - 2c}{B}\right).$$

Επίλυση της ανωτέρω διαφορικής εξίσωσης με συνοριακή συνθήκη: $\sigma_v(z=0) = q$ δίνει τις εξής τιμές της κατακόρυφης τάσης σε βάθος Z από την επιφάνεια του εδάφους:

$$\sigma_v = qe^{-\Lambda z} + \frac{1}{\Lambda} \left(\gamma - \frac{2c}{B}\right) (1 - e^{-\Lambda z}) \quad \text{όπου} \quad \Lambda = \frac{2K}{B} * \tan \phi.$$

Για τον συντελεστή (K) ο Terzaghi συνέστησε τιμές περίπου ίσες με τη μονάδα ($K=1$). Οι τιμές της τάσης (σ_v) που προκύπτουν από την εφαρμογή της ανωτέρω σχέσης

είναι μικρότερες από τις κατακόρυφες γεωστατικές τάσεις ($\sigma_v = q + \gamma z$). Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι η πίεση στην οροφή της σήραγγας (για $z=D$) είναι ίση με:

$$p_v = qe^{-\Lambda D} + \frac{1}{\Lambda} \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right) (1 - e^{-\Lambda D}).$$

Θεωρώντας ότι στην παρειά της σήραγγας αναπτύσσεται ενεργητική κατάσταση τάσεων, η οριζόντια τάση σε βάθος (d) κάτω από τη στέψη της σήραγγας δίνεται από τη σχέση:

$$p_h = (p_v + \gamma d) * \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c * \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

όπου (p_v) είναι η κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας.

- Για σήραγγες σε μεγάλα βάθη ($D > 2.5B$)

Στην περίπτωση αυτή, η κατασκευή της σήραγγας δεν επηρεάζει τις ανώτερες εδαφικές στρώσεις, οι οποίες απλώς φορτίζουν με το βάρος τους το υποκείμενο εδαφικό τόξο. Θεωρώντας ότι η επιρροή του φαινομένου θόλου (δηλαδή το εδαφικό τόξο) φθάνει μέχρι ύψος H πάνω από τη στέψη της σήραγγας ($H \approx 2.5 B$), ενώ οι ανώτερες εδαφικές στρώσεις ασκούν απλώς μια γεωστατική φόρτιση $q = \gamma(D - H)$, τότε η κατακόρυφη πίεση γαιών στη στέψη της σήραγγας είναι (κατά τα ανωτέρω):

$$p_v = \gamma * (D - H) * e^{-\Lambda H} + \frac{1}{\Lambda} * \left(\gamma - \frac{2c}{B} \right) * (1 - e^{-\Lambda H}).$$

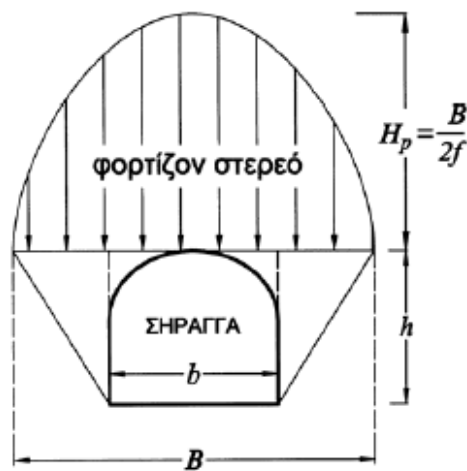
Η οριζόντια πίεση στην παρειά της σήραγγας μπορεί να εκτιμηθεί με τον ίδιο τρόπο όπως στις σήραγγες σε μικρά βάθη, δηλαδή, με τη σχέση:

$$p_h = (p_v + \gamma d) * \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c * \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right).$$

2.8.2.2 Μέθοδος Protodyakonov

Στη μέθοδο αυτή επιλέγεται παραβολική εδαφική μάζα που φορτίζει τη στέψη της σήραγγας. Λόγω της παραδοχής πλήρους ανάπτυξης φαινομένου θόλου, η μέθοδος Protodyakonov ισχύει για πάχος υπερκειμένων πάνω από τη στέψη της σήραγγας (D) της τάξεως του $H_p \approx 2H_p$. Για τα μεγαλύτερα πάχη υπερκειμένων η μέθοδος πιθανώς να δίνει τιμές μικρότερες από τις πραγματικές. Η μέθοδος αυτή αναπτύχθηκε για σήραγγες σε μικρά σχετικώς βάθη (για τις σήραγγες σε Μετρό της Μόσχας) και βραχόμαζες σχετικώς καλής ποιότητας ($RMR > 40$). Δεν ενδείκνυται για εφαρμογή σε

σήραγγες σε μεγάλα βάθη γιατί υποεκτιμά τις τιμές των φορτίων που αναλαμβάνει η επένδυση της σήραγγας.



Σχήμα 2.12 Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη μέθοδο Protodyakonov

Το μέγιστο ύψος πάνω από τη στέψη της σήραγγας είναι ίσο με:

$$H_p = \frac{B}{2f} \text{ με: } B = b + 2h * \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \text{ όπου:}$$

b, h = το εύρος και ύψος της σήραγγας, αντιστοίχως.

f= εμπειρικός συντελεστής που λαμβάνει τις εξής τιμές:

- Για συνεκτικά εδαφικά υλικά: $f = \frac{c}{\sigma_c} + \tan \phi$, όπου

σ_c = αντοχή του εδάφους σε ανεμπόδιστη θλίψη.

- Για βραχώδη υλικά: $f = \frac{\sigma_c}{100}$, όπου

σ_c (σε kg/cm^2) είναι η αντοχή της βραχώμαζας σε μονοαξονική θλίψη.

Πίνακας 2.6 Εκτίμηση του εμπειρικού συντελεστή f (Protodyakonov, 1948)

Είδος βραχώμαζας - εδάφους	Τιμή του f
Ηφαιστειακά συμπαγή πετρώματα	10-20
Ασβεστόλιθοι, μάρμαρα	8
Ψαμμίτες, σκληροί ιλυόλιθοι	5-6
Φλύσες, ιλυόλιθοι, μάργες	2-5
Σκληρές άργιλοι	1.0-1.5
Άργιλοι, ιλεις, αμμοχάλικα	0.3-0.8

Η κατακόρυφη πίεση γαιών στη στέψη της σήραγγας έχει παραβολική κατανομή με μέγιστη τιμή (στο μέσον της στέψης):

$p_{v,\max} = \gamma * H_p$ και τιμές εκατέρωθεν του μέσου (σε απόσταση x) ίσες με:

$$p_v = p_{v,\max} \left[1 - \left(\frac{x}{B/2} \right)^2 \right].$$

Η μέση τιμή της κατακόρυφης πίεσης γαιών που ασκείται στη στέψη της σήραγγας είναι:

$$\bar{p}_v = \gamma * H_p * \left[1 - \frac{1}{3 \left(\frac{B}{b} \right)^2} \right].$$

Η οριζόντια πίεση στο τοίχωμα της σήραγγας μπορεί να υπολογισθεί με παραδοχή αντίστοιχη της μεθόδου Terzaghi (παραδοχή ενεργητικής κατάστασης τάσεων).

Για την εκτίμηση των φορτίων στην τελική επένδυση σήραγγων, εφόσον αναμένεται προσαύξηση των φορτίων λόγω επιρροής ερπυστικών φαινομένων, συνιστάται η τροποποίηση των ανωτέρω πιέσεων με ένα συντελεστή που έχει τις εξής τιμές:

Πίνακας 2.7 Συντελεστής τροποποίησης πιέσεων λόγω στερεοποίησης

Πίεση	Συντελεστής τροποποίησης
p_v	1.50
p_h	0.2÷1.2

2.8.3 Αριθμητικές μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές προσομοιώνουν την αλληλεπίδραση μεταξύ της επένδυσης της σήραγγας και της περιβάλλουσας βραχώμαζας, δηλαδή, λαμβάνουν υπόψη την εξάρτηση των φορτίων της επένδυσης της σήραγγας από το βαθμό ενεργοποίησης της αντοχής της περιβάλλουσας βραχώμαζας στην ανάληψη των φορτίων των υπερκειμένων γαιών (μέσω της ανάπτυξης του λεγόμενου "εδαφικού τόξου"). Οι αριθμητικές μέθοδοι διακρίνονται σε δύο κατηγορίες:

(α) Τις απλοποιημένες, στις οποίες η βραχώμαζα που περιβάλλει την επένδυση της σήραγγας λαμβάνεται υπόψη μέσω μονοδιάστατων ελατηρίων τύπου Winkler τα

οποία συνδέονται με την επένδυση της σήραγγας και ενεργοποιούνται κατά την παραμόρφωση της επένδυσης.

(β) Τις σύνθετες, στις οποίες η βραχόμαζα που περιβάλλει την επένδυση της σήραγγας λαμβάνεται υπόψη μέσω διδιάστατων ή τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων με ελαστοπλαστική συμπεριφορά.

2.8.3.1 Προσομοίωση στηρίξεων στις αριθμητικές αναλύσεις

Η επένδυση της σήραγγας προσομοιώνεται με καμπύλη δοκό η οποία εδράζεται επί συνεχώς κατανεμημένων ελατηρίων Winkler κατά την ακτινική (r) και την εφαπτομενική (θ) διεύθυνση με σταθερές:

$$K_r = \frac{E}{(1+\nu)*R} \text{ και } K_\theta = (0.3 \div 0.5)*K_r, \text{ όπου:}$$

E = μέτρο ελαστικότητας της βραχόμαζας για μακροχρόνια φόρτιση

ν = λόγος Poisson της βραχόμαζας και

R = ακτίνα καμπυλότητας της επένδυσης

Σημειώνεται ότι η ύπαρξη του εφαπτομενικού ελατηρίου προϋποθέτει καλή συνάφεια μεταξύ της προσωρινής και της τελικής επένδυσης της σήραγγας. Στην περίπτωση που μεταξύ των δύο επενδύσεων παρεμβάλλεται στεγανωτική μεμβράνη, δεν εξασφαλίζεται καλή συνάφεια και προτείνεται να αγνοηθεί το εφαπτομενικό ελατήριο. Η επένδυση της σήραγγας φορτίζεται με κάποια από τις εμπειρικές φορτίσεις (τυπικά με τα φορτία της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi ή RMR), οπότε με την παραμόρφωση της επένδυσης ενεργοποιούνται τα ελατήρια Winkler στις παρειές της σήραγγας και συνήθως προσαυξάνουν τις οριζόντιες πιέσεις μειώνοντας με τον τρόπο αυτό την καμπτική επιπόνηση της επένδυσης.

2.8.3.2 Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

Κατά τη μέθοδο αυτή, προσομοιώνεται η πλήρης αλληλουχία των φάσεων διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας οπότε λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ της βραχόμαζας και της επένδυσης και προκύπτουν τα “πραγματικά” φορτία που η βραχόμαζα ασκεί στην επένδυση της σήραγγας. Ειδικότερα, το έδαφος που περιβάλλει τη σήραγγα προσομοιάζεται με διδιάστατα ή τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία και η επένδυση της σήραγγας προσομοιάζεται με στοιχεία δοκού ή κελύφους, αντίστοιχα. Στην παρούσα διπλωματική εργασία έγιναν αριθμητικές αναλύσεις

χρησιμοποιώντας τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία. Τα βήματα που ακολουθούμε κατά την μέθοδο αυτή είναι τα εξής:

- Προσομοιώνεται το γεωυλικό με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία και η επένδυση της σήραγγας με τρισδιάστατα στοιχεία κελύφους.
- Προσδιορίζεται με ακρίβεια η γεωμετρία της εκσκαφής και ορίζεται ένα κριτήριο αστοχίας με το οποίο γίνεται έλεγχος αστοχίας των υλικών και καθορίζεται αν έχουν εισέλθει στην πλαστική περιοχή.
- Πραγματοποιείται η αριθμητική ανάλυση με την παρακολούθηση των διαδοχικών σταδίων εκσκαφής και υποστήριξης της σήραγγας τα οποία είναι:

(α) Αρχική κατάσταση του εδάφους πριν τη διάνοιξη της σήραγγας. Στο στάδιο αυτό υπολογίζονται οι τάσεις λόγω βαρύτητας (γεωστατικές τάσεις).

(β) Εκσκαφή και προσωρινή υποστήριξη της σήραγγας. Κατά το στάδιο αυτό γίνεται η εκσκαφή ενός βήματος της σήραγγας και τοποθετούνται ακολούθως τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης της διατομής (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, χαλύβδινα πλαίσια, κτλ.). Το στάδιο αυτό επαναλαμβάνεται για κάθε βήμα προχώρησης της σήραγγας έως ότου ολοκληρωθεί για όλη τη διατομή η εκσκαφή και η υποστήριξη της.

- Κατασκευάζεται η τελική επένδυση της σήραγγας. Η τελική επένδυση της σήραγγας συνήθως κατασκευάζεται μετά την αποκατάσταση της ισορροπίας της διατομής και την ολοκλήρωση πρακτικώς των συγκλίσεων του τοιχώματος, δηλαδή όταν τα φορτία των υπερκειμένων γαιών αναλαμβάνονται πλήρως από την προσωρινή υποστήριξη. Κατά συνέπεια, η τελική επένδυση είναι αρχικώς αφόρτιστη.

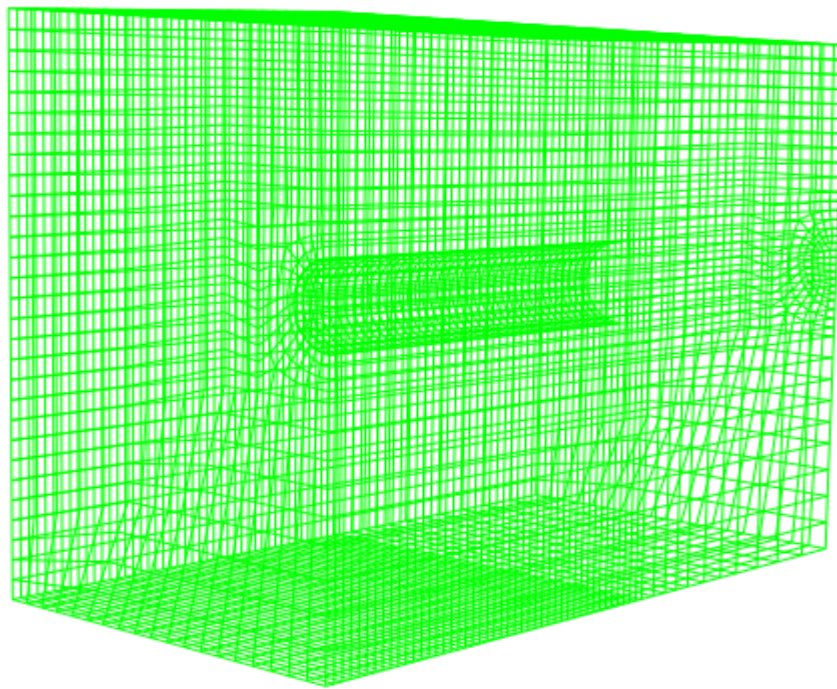
2.8.4 Συγκρίσεις – Συμπεράσματα

Μέχρι σήμερα δεν υπάρχει μία ευρέως αποδεκτή μέθοδος για τον υπολογισμό των φορτίσεων και το σχεδιασμό της τελικής επένδυσης. Στις μελέτες τελικών επενδύσεων χρησιμοποιούνται κυρίως εμπειρικές ή αναλυτικές σχέσεις. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται δεν περιγράφουν ικανοποιητικά το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης γεωυλικού κατασκευής και δεν παρέχουν επιστημονικώς ορθά αποτελέσματα, όσον αφορά στο μέγεθος των φορτίσεων με αποτέλεσμα την πολύ μεγάλη διακύμανση στις ποσότητες των μέτρων τελικής υποστήριξης. Επίσης, δεν θα μπορούσαν να θεωρηθούν ούτε ασφαλείς, ούτε οικονομικές, καθώς σε γεωυλικά με έντονη ερπυστική συμπεριφορά υποεκτιμούν τις τιμές των φορτίσεων και σε γεωυλικά στα οποία ο ερπυσμός είναι αμελητέος υπερεκτιμούν τις τιμές των φορτίσεων. Ωστόσο,

το γεγονός ότι μέχρι σήμερα οι αστοχίες σε τελικές επενδύσεις σηράγγων είναι ελάχιστες είναι μία σημαντική ένδειξη ότι μάλλον τα μεγέθη που προκύπτουν από την εφαρμογή τους είναι υπερσυντηρητικά.

3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι να προσομοιωθεί η διαδικασία διάνοιξης σηράγγων και να εκτιμηθούν τα αναμενόμενα φορτία που θα αναπτυχθούν στην τελική επένδυση των σηράγγων από την περιβάλλουσα βραχώμαζα. Για την επίτευξη του στόχου αυτού πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις με τη βοήθεια κατάλληλων λογισμικών προσομοίωσης που χρησιμοποιούν πεπερασμένα στοιχεία. Για τη γεωμετρική απεικόνιση του προβλήματος και το σχεδιασμό του καννάβου των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα ANSYS. Στη συνέχεια, τα αποτελέσματα από το ANSYS μεταφέρθηκαν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS 6.9.1 όπου εκεί το πρόβλημα επιλύθηκε και έγινε εξαγωγή χρήσιμων αριθμητικών και γραφικών αποτελεσμάτων σε τρισδιάστατη μορφή.



Εικόνα 3.1 Κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων στο ABAQUS

Συγκεκριμένα, μέσω των προγραμμάτων ANSYS και ABAQUS 6.9-1 έγιναν τρισδιάστατες αναλύσεις χρησιμοποιώντας ένα αρχικό μοντέλο προσομοίωσης στο οποίο μεταβάλλονταν οι παράμετροι αντοχής της βραχώμαζας και διατηρούνταν σταθερές οι υπόλοιπες παράμετροι του προβλήματος. Με τον τρόπο αυτό διερευνήθηκε η επίδραση των παραμέτρων αντοχής της βραχώμαζας στην φόρτιση της τελικής επένδυσης. Επιπροσθέτως, δημιουργήθηκαν μοντέλα προσομοίωσης με μεταβολή παραγόντων όπως είναι το ύψος των υπερκειμένων γαιών και η διάμετρος της σήραγγας

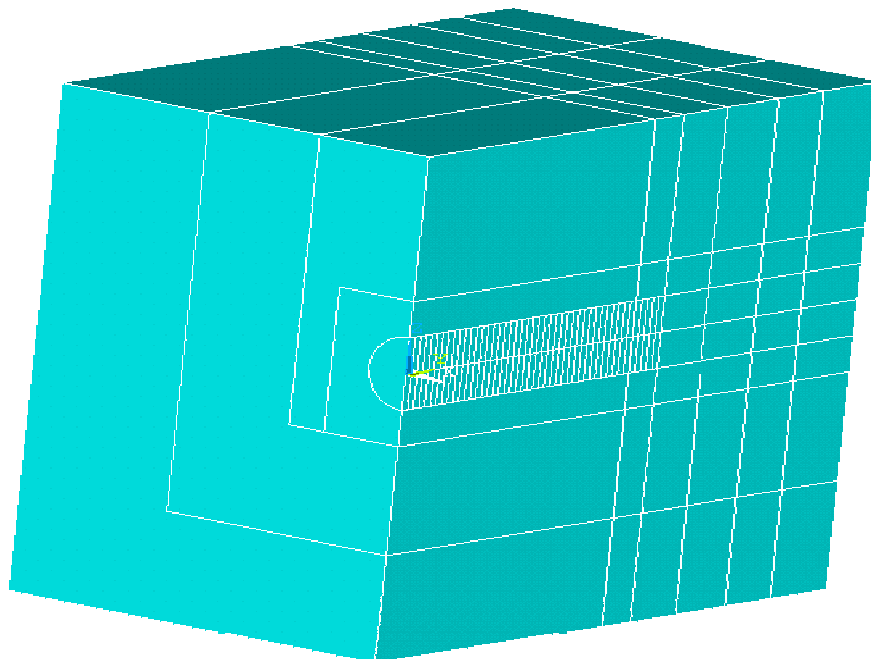
και τα αποτελέσματα, που προέκυψαν ύστερα από την ανάλυση αυτών των μοντέλων, συγκρίθηκαν με τις προηγούμενες αναλύσεις και έτσι βγήκαν χρήσιμα συμπεράσματα.

Στη συνέχεια της ενότητας αυτής θα παρουσιαστούν τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων που εφαρμόστηκαν, οι παράμετροι των τρισδιάστατων αναλύσεων που έλαβαν χώρα, και, τέλος, θα γίνει πλήρης περιγραφή του σχεδιασμού και της εφαρμογής των μοντέλων προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκαν.

3.1 ΚΩΔΙΚΕΣ – ΠΡΟΓΡΑΜΜΑΤΑ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Για την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας χρησιμοποιήθηκαν κώδικες πεπερασμένων στοιχείων, έτσι ώστε να είναι υλοποιήσιμες όλες οι αριθμητικές αναλύσεις που χρειάστηκε να γίνουν. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν, καθ' όλη τη διάρκεια της εργασίας αυτής, τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS 6.9-1 και ANSYS v9.0. Τα λογισμικά αυτά δίνουν τη δυνατότητα πραγματοποίησης απαιτητικών αναλύσεων και προσομοίωσης πολύπλοκων γραμμικών και μη γραμμικών προβλημάτων.

Για το σχεδιασμό της γεωμετρίας των μοντέλων προσομοίωσης, τη διακριτοποίηση αυτών σε πεπερασμένα στοιχεία και την δημιουργία καννάβου χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ANSYS v9.0 στη φάση προσχεδιασμού (preprocessor).



Εικόνα 3.2 Μοντέλο προσομοίωσης στο ANSYS

Οι κόμβοι, τα στοιχεία και οι ιδιότητες των υλικών που προέκυπταν από τη δημιουργία του προσομοιώματος στο ANSYS, εισάγονται μέσω ενός φακέλου

δεδομένων –input file στο ABAQUS 6.9-1. Στο input file εισάγονται τα δεδομένα του μοντέλου (model data) και τα δεδομένα της παρούσας κατάστασης ή της κατάστασης που προϋπήρχε (history data). Τα δεδομένα του μοντέλου περιγράφουν τα στοιχεία (elements), τους κόμβους (nodes), τις ιδιότητες των στοιχείων (elements properties), το υλικό (material) και κάθε άλλο στοιχείο που χρησιμοποιείται στον προσδιορισμό του μοντέλου.

Στο ABAQUS υπάρχει η δυνατότητα προσδιορισμού της χρονοϊστορίας του μοντέλου με μία αλληλουχία βημάτων, καθένα από τα οποία είναι μία περίοδος απόκρισης καθορισμένου τύπου π.χ. μίας στατικής φόρτισης, μίας δυναμικής απόκρισης κ.τ.λ. Για τον προσδιορισμό κάθε βήματος απαιτούνται ο τύπος της πραγματοποιούμενης διαδικασίας, οι παράμετροι ελέγχου για τη χρονική ολοκλήρωση, οι φορτίσεις, οι μεταβολές στο μοντέλο και γενικά τα αποτελέσματα που ζητείται να εξασθούν. Στην περίπτωση που απαιτείται μεγαλύτερη ακρίβεια, η ανάλυση μπορεί να διασπαστεί σε περισσότερα βήματα έτσι ώστε σε καθένα από αυτά να δίνεται μεγαλύτερη έμφαση στις μεταβλητές που ενδιαφέρουν περισσότερο.

3.2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Στην ενότητα αυτή περιγράφονται και κατηγοριοποιούνται όλες οι παράμετροι που υπεισέρχονται στις τρισδιάστατες αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, καθώς επίσης, παρουσιάζονται οι παραδοχές που έγιναν κατά το σχεδιασμό των μοντέλων προσομοίωσης και τα εύρη των τιμών των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν. Οι παράμετροι που αναλύονται εδώ είναι οι γεωτεχνικές παράμετροι και οι παράμετροι άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης.

3.2.1 Γεωτεχνικές παράμετροι

Για την πραγματοποίηση των προαναφερθέντων αριθμητικών αναλύσεων και τη σύγκριση των αποτελεσμάτων τους δημιουργήθηκαν τα μοντέλα προσομοίωσης που θα αναλυθούν εκτενέστερα παρακάτω. Στα μοντέλα αυτά κύριος εκφραστής της διαφοροποίησης των αποτελεσμάτων των αναλύσεων είναι η μεταβολή των γεωτεχνικών παραμέτρων των μοντέλων και, κυρίως, η μεταβολή των παραμέτρων αντοχής της βραχόμαζας. Οι γεωτεχνικές παράμετροι που μεταβάλλονταν στα μοντέλα μας είναι το ύψος των υπερκειμένων γαιών, οι παράμετροι αντοχής του γεωυλικού κατά το κριτήριο Drucker – Prager και ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K .

3.2.1.1 Ύψος υπερκειμένων γαιών

Το ύψος υπερκειμένων γαιών ορίζεται ως το βάθος του κέντρου της κυκλικής σήραγγας από την επιφάνεια του εδάφους. Η παράμετρος αυτή είναι καθοριστική για την ανάπτυξη του «φαινομένου του θόλου» και την ανακατανομή των τάσεων που επιβάλλει η εκσκαφή ενώ, τόσο η απόλυτη τιμή του ύψους των υπερκειμένων όσο και η σχέση μεταξύ αυτού και των παραμέτρων του γεωυλικού, καθορίζουν σε μεγάλο βαθμό το εντατικό πεδίο στο επίπεδο της σήραγγας. Στα μοντέλα που δημιουργήθηκαν έχουν ληφθεί δύο διαφορετικές τιμές του ύψους υπερκειμένων που είναι ίσες με $3D=30m$ και $4D=40m$ αντίστοιχα για σήραγγα με $D=10m$ και ύψος υπερκειμένων ίσον με $3.75D=30m$ για σήραγγα με $D=8m$, όπου D είναι η διάμετρος της σήραγγας.

3.2.1.2 Παράμετροι αντοχής του γεωυλικού

Οι παράμετροι αντοχής και παραμορφωσιμότητας του υλικού αποτελούν την ταυτότητα του γεωυλικού και καθορίζουν την συμπεριφορά του κατά την κατασκευή τεχνικών έργων. Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν ως κριτήριο αστοχίας της βραχόμαζας χρησιμοποιήθηκε το κριτήριο Drucker – Prager. Αρχικά, ορίστηκαν για τα μοντέλα μας, κατά το κριτήριο Hoek – Brown, ο γεωλογικός δείκτης GSI, η αντοχή της βραχόμαζας σε ανεμπόδιστη θλίψη σ_{ci} και ο παράγοντας γεωυλικού m_i . Στη συνέχεια, ορίστηκαν για το γεωυλικό οι παράμετροι Mohr – Coulomb, δηλαδή το μέτρο ελαστικότητας κατά Young (E) και ο λόγος Poisson (ν) που αποτελούν τις ελαστικές παραμέτρους του γεωυλικού, καθώς και η γωνία τριβής (φ) και η συνοχή (c) που αποτελούν τις πλαστικές παραμέτρους του γεωυλικού. Τελικά, με βάση τις σχέσεις που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο 1.2.3 και συνδέουν τα δύο κριτήρια, υπολογίστηκαν οι αντίστοιχες τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου Drucker – Prager, γωνία τριβής (β) και συνοχή (d).

Συγκεκριμένα, στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν το μέτρο ελαστικότητας κατά Young (E) ελήφθη μεταβλητό με τιμές που κυμαίνονται από 200MPa έως 2514MPa και ο λόγος του Poisson (ν) ίσος με 0.3. Ο γεωλογικός δείκτης GSI έλαβε τις τιμές 10, 15, 20, 25, 30 και 40 ενώ το σ_{ci} έλαβε τις τιμές 4, 8, 10, 15 και 20MPa και το m_i την τιμή 6. Για τη γωνία τριβής (φ) επιλέχθηκε ένα εύρος τιμών από 17 έως 44deg και για τη συνοχή (c) οι τιμές που λήφθηκαν κυμαίνονται από 24 έως 203KPa. Με βάση τις εξισώσεις, για το φάσμα τιμών των παραμέτρων αντοχής Mohr – Coulomb προκύπτει το αντίστοιχο φάσμα τιμών για τις παραμέτρους αντοχής Drucker – Prager που κυμαίνεται για μεν τη γωνία τριβής (β) από 29 έως 48 deg, για δε τη συνοχή (d)

από 39 έως 256KPa. Τέλος, το ειδικό βάρος του εδάφους σε όλες τις περιπτώσεις αναλύσεων θεωρήθηκε ίσο με $\gamma=25\text{KN}/m^3$.

```

** @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
**                               SOIL
** @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
**
**SOLID SECTION, ELSET=SET-1, MATERIAL=SOIL
**      1. ,
**
**MATERIAL, NAME=SOIL
**
**DENSITY
**      2.5,
**
**ELASTIC, TYPE=ISO
**      355656,          0.3
**
**
**DRUCKER PRAGER
**38.075,1,0
**DRUCKER PRAGER HARDENING, TYPE=SHEAR
**57
**
**

```

Εικόνα 3.3 Εντολή ορισμού παραμέτρων γεωυλικού. (Παράθεση από το αρχείο υπολογισμού input του ABAQUS)

3.2.1.3 Συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K

Ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K εκφράζει το λόγο των οριζοντίων προς τις κατακόρυφες επιτόπου τάσεις. Γενικά, δεν υπάρχουν ευρέως αποδεκτές θεωρητικές σχέσεις υπολογισμού του K και αποτελεί την παράμετρο με τη μεγαλύτερη αβεβαιότητα. Η τιμή του K κυμαίνεται, γενικά, από 0.3 έως 2 και όσο περισσότερο απέχει από τη μονάδα τόσο μεγαλύτερες είναι οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται. Η επιλογή του κατάλληλου συντελεστή K καθορίζει τη διαμόρφωση των αρχικών οριζοντίων τάσεων. Στις αναλύσεις μας ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K έλαβε τρεις τιμές που αντιπροσωπεύουν σχεδόν όλο το εύρος των τιμών που μπορεί να πάρει, έτσι ώστε να δούμε με σαφήνεια την επιρροή της μεταβολής του στη φόρτιση της τελικής επένδυσης. Οι τιμές αυτές είναι 0.5, 1, 1.5.

3.2.2 Παράμετροι άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης σήραγγας

Η άμεση υποστήριξη κατασκευάζεται κατά τη διάνοιξη της σήραγγας με σκοπό την αποτροπή των μετακινήσεων κοντά στο μέτωπο εκοκαφής που έχει ως αποτέλεσμα τη διασφάλιση της συνέχισης των έργων. Η τελική επένδυση της σήραγγας κατασκευάζεται, όπως έχει προαναφερθεί, μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης της σήραγγας και της άμεσης υποστήριξης αλλά αφότου έχουν πρακτικώς μηδενισθεί οι ρυθμοί εξέλιξης των συγκλίσεων, μετατοπίσεων, εντάσεως κτλ. Τα γεωμετρικά και

μηχανικά χαρακτηριστικά των μέτρων άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης καθορίζονται από τις γεωτεχνικές συνθήκες, την αναμενόμενη συμπεριφορά του γεωυλικού κατά τη διάνοιξη της σήραγγας και από τα φορτία που καλούνται να παραλάβουν.

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν έγινε θεώρηση άμεσης υποστήριξης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Το υλικό της υποστήριξης θεωρήθηκε ελαστικό, με μέτρο ελαστικότητας (E) 20GPa και λόγο Poisson (ν) ίσον με 0.2. Το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι ίσο με 20cm και το ειδικό βάρος του ίσο με $\gamma = 25\text{KN}/\text{m}^3$. Στο προσομοίωμα δεν τοποθετήθηκε τελική επένδυση καθώς, εφόσον οι διατομές της σήραγγας ισορροπούν, οι πιέσεις που παραλαμβάνονται από την άμεση υποστήριξη είναι ίσες με αυτές που θα αναλάμβανε η τελική επένδυση και αυτό γιατί γίνεται παραδοχή πλήρους απενεργοποίησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

```

** @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
**                               SHELL
** @@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@@
**
**shell section, elset=SHELL, material=CONCRETE
0.2, 5
**
**
**Material, name=CONCRETE
**DENSITY
      2.5,
**
**ELASTIC, TYPE=ISO
      20000000.,          0.2
**
**

```

Εικόνα 3.4 Εντολή ορισμού παραμέτρων άμεσης υποστήριξης

3.3 ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΜΟΝΤΕΛΟΥ

Στην ενότητα αυτή θα περιγραφεί το αριθμητικό προσομοίωμα που δημιουργήθηκε, αρχικά, στο πρόγραμμα ANSYS και με τη διαδικασία που αναφέρθηκε παραπάνω εισήχθηκε στο πρόγραμμα ABAQUS, όπου και αναλύθηκε. Για την ακρίβεια, θα δοθούν όλες οι απαραίτητες πληροφορίες που αφορούν στη γεωμετρική απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος, στη διακριτοποίησή του, στις συνοριακές συνθήκες που το διέπουν και στα βήματα εκκαμψής του μοντέλου. Ο πλήρης καθορισμός του μοντέλου έγινε λαμβάνοντας υπόψη όλες τις παραμέτρους που αναφέρονται στις προηγούμενες ενότητες του κεφαλαίου αυτού.

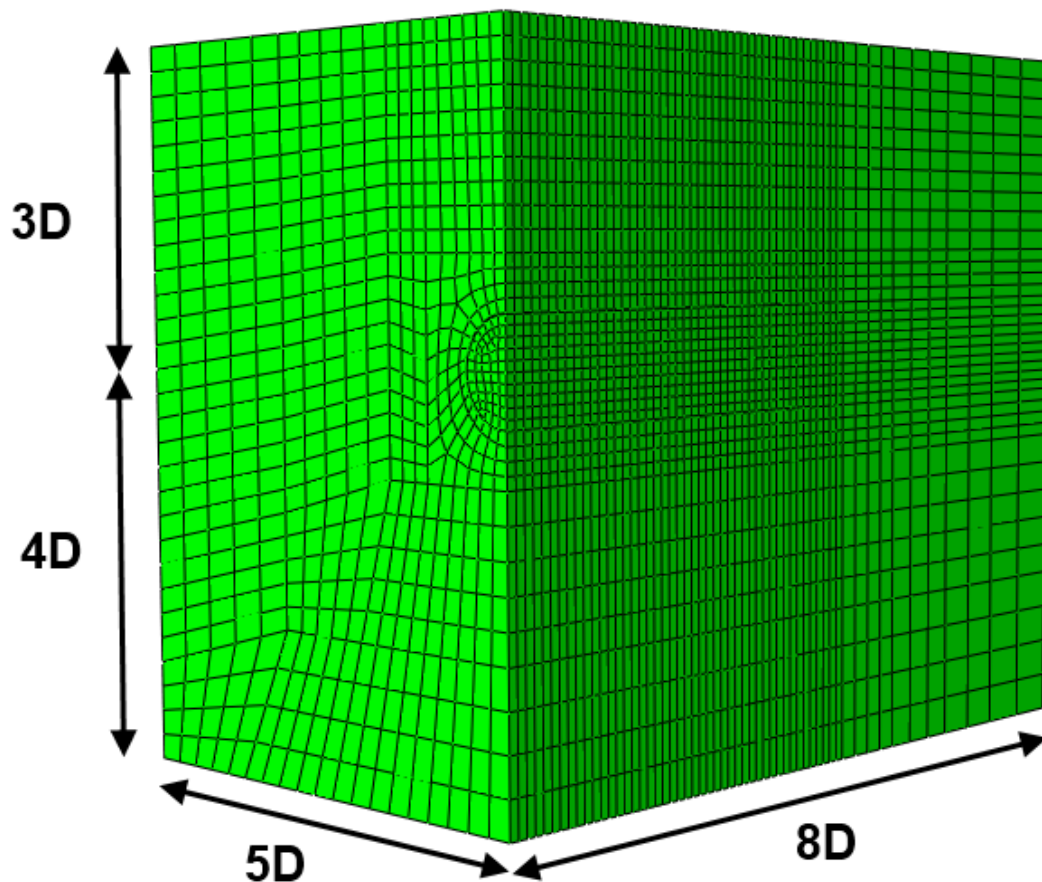
3.3.1 Γεωμετρική απεικόνιση

Το αριθμητικό προσομοίωμα περιλαμβάνει σήραγγα διαμέτρου $D=10\text{m}$ όμως για λόγους συμμετρίας του τρισδιάστατου σχήματος αλλά και για τη μείωση του

υπολογιστικού φόρτου εργασίας προσομοιώνεται το μισό μοντέλο, χρησιμοποιώντας ως επίπεδο συμμετρίας το κατακόρυφο επίπεδο που διέρχεται από τον διαμήκη άξονα της σήραγγας.

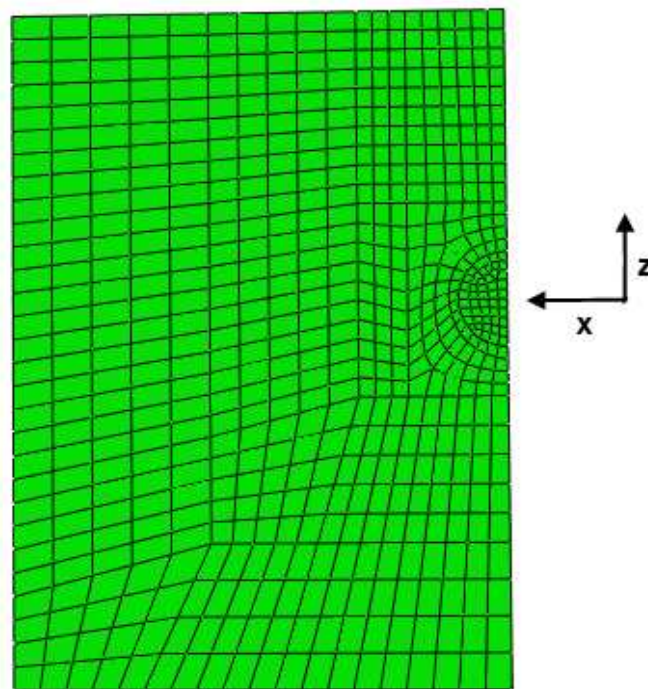
Η απόσταση από το κάτω όριο (άξονας z-z) ελήφθη ίση με $4D=40\text{m}$ από το κέντρο της κυκλικής σήραγγας και το πλευρικό όριο (άξονας x-x) σχεδιάστηκε σε απόσταση ίση με $5D=50\text{m}$ από το κέντρο. Το μήκος κατά τη διεύθυνση εκσκαφής (άξονας y-y) λήφθηκε ίσο με $8D=80\text{m}$ και η διάνοιξη προχώρησε για τα πρώτα 40m. Το ύψος των υπερκειμένων γαιών διαφοροποιήθηκε για δύο αναλύσεις με τιμή ίση με $3D=30\text{m}$ για τη μία και $4D=40\text{m}$ για την άλλη.

Επιπλέον, δημιουργήθηκε ένα ακόμα αριθμητικό προσομοίωμα με διαφοροποίηση της διαμέτρου της σήραγγας από 10m σε 8m. Στο προσομοίωμα αυτό η απόσταση από το κάτω όριο ελήφθη ίση με $5D=40\text{m}$ από το κέντρο της κυκλικής σήραγγας και το πλευρικό όριο σχεδιάστηκε σε απόσταση ίση με $6.25D=50\text{m}$ από το κέντρο. Το μήκος κατά τη διεύθυνση εκσκαφής λήφθηκε ίσο με $10D=80\text{m}$ και η διάνοιξη προχώρησε για τα πρώτα 40m ενώ το ύψος των υπερκειμένων γαιών ελήφθη ίσο με $3.75D=30\text{m}$.



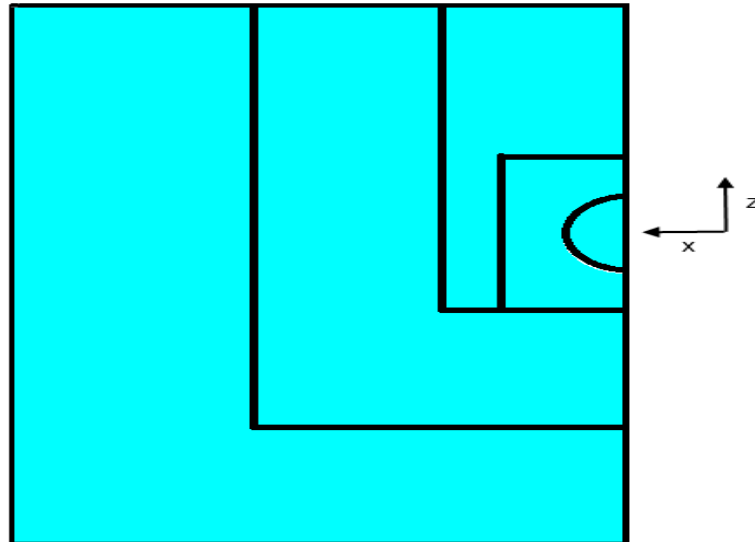
Εικόνα 3.5 Γεωμετρική απεικόνιση προσομοιώματος (κατά τους άξονες x, y, z) για σήραγγα με $D=10\text{m}$ και ύψος υπερκειμένων ίσο με 30m

Ο κάνναβος που διαμορφώθηκε και χρησιμοποιήθηκε στο προσομοίωμα είχε στόχο την πύκνωση των στοιχείων στις περιοχές όπου απαιτήθηκε πιο ακριβής προσομοίωση. Για το λόγο αυτό στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα και στο μέτωπο εκοκαφής πραγματοποιήθηκε πύκνωση στοιχείων καθώς οι θέσεις αυτές είναι καθοριστικές για την ανάλυση των αποτελεσμάτων. Αντιθέτως, τα στοιχεία εκτός της πλαστικής περιοχής και κοντά στα όρια του μοντέλου σχεδιάστηκαν πιο αραιά καθώς δεν επηρεάζουν τόσο τα αποτελέσματα των αναλύσεων, ωστόσο, αυξάνουν το χρόνο της ολοκλήρωσης τους.



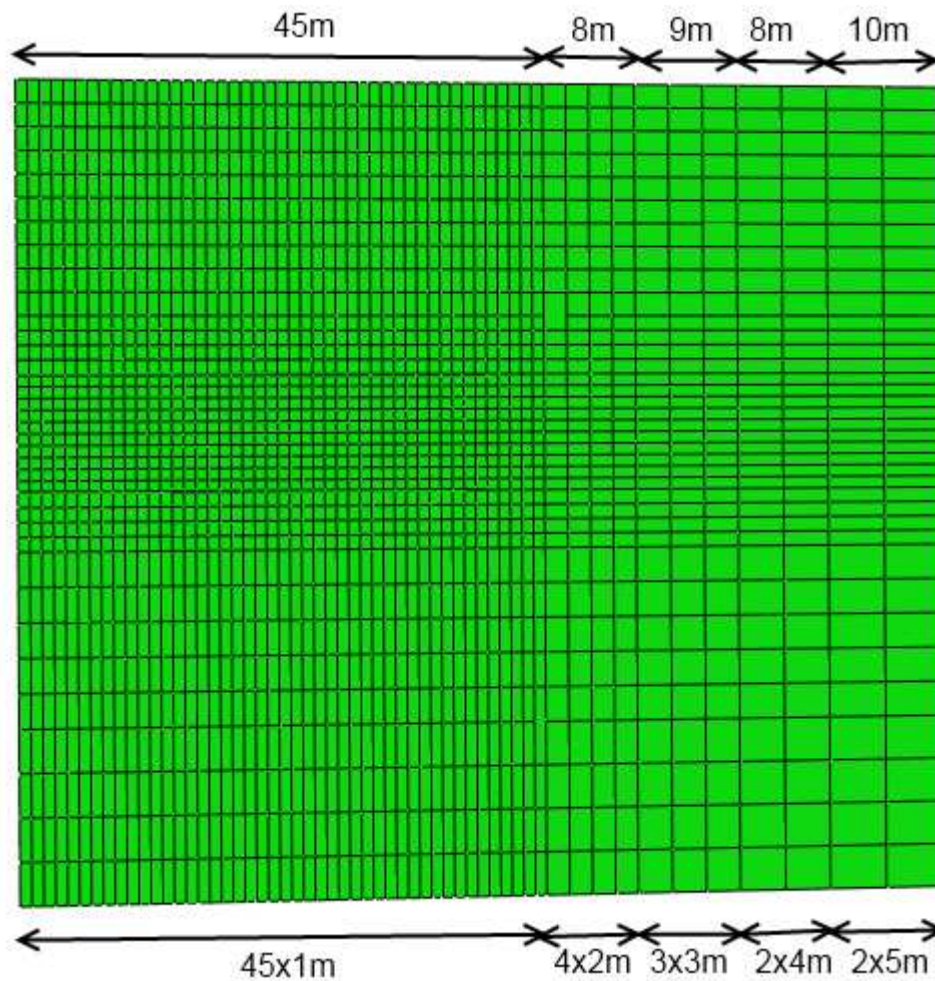
Εικόνα 3.6 Πύκνωση στοιχείων κοντά στη σήραγγα και αραιώση στα όρια του μοντέλου στο ABAQUS

Στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα, όπου και θεωρήθηκε κρίσιμη περιοχή για τις αναλύσεις, διαμορφώθηκε μία ορθογωνική επιφάνεια, στο εσωτερικό της οποίας πραγματοποιήθηκε πύκνωση του καννάβου. Καθώς απομακρυνόμαστε από τη διατομή της σήραγγας δημιουργήθηκαν δύο ακόμη ορθογωνικές επιφάνειες με σταδιακή αραιώση των στοιχείων και οι επιφάνειες αυτές εκτείνονται μέχρι τα όρια του προσομοιώματος.



Εικόνα 3.7 Ορθωγωνικές επιφάνειες πύκνωσης καννάβου στο ANSYS

Ορίσαμε, λοιπόν, τα στοιχεία κατά μήκος της διάνοιξης της σήραγγας (άξονας y - y) με πάχος 1m για τα πρώτα 45m του μοντέλου και αυτό, γιατί το βήμα εκκοαφής θεωρήθηκε 1m σε όλες τις αναλύσεις αλλά και επειδή στην περιοχή αυτή είχαμε ανάγκη για μεγάλη ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Καθώς προχωράμε το πάχος των στοιχείων αυξάνεται στα 2m για τα επόμενα 8m του μοντέλου, στα 3m για τα επόμενα 9m, στα 4m για τα επόμενα 8m και φτάνει τα 5m για τα τελευταία 10m, δηλαδή μέχρι το πίσω όριο του προσομοιώματος.



Εικόνα 3.8 Προσομοίωμα αραιώσης στοιχείων καθώς απομακρυνόμαστε από το μέτωπο της σήραγγας (άξονας y-y)

3.3.2 Διακριτοποίηση του μοντέλου και συνοριακές συνθήκες

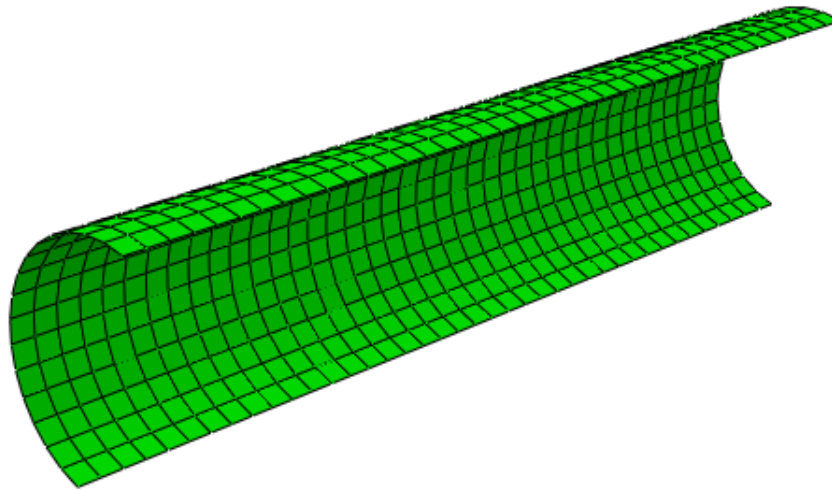
Κατά τη διαδικασία προσχεδιασμού του μοντέλου στο ANSYS για την προσομοίωση του εδαφικού υλικού (solid) έγινε διακριτοποίηση με οκτακομβικά πεπερασμένα στοιχεία «Brick 8node 45», ενώ για την προσομοίωση των στοιχείων της επένδυσης της σήραγγας (shell) χρησιμοποιήθηκαν τετρακομβικά στοιχεία κελύφους «Elastic 4node 63». Στη συνέχεια, κατά τη διαδικασία σχεδιασμού του μοντέλου στο ABAQUS η διακριτοποίηση του εδαφικού υλικού έγινε με οκτακομβικά εξαπλευρικά πεπερασμένα στοιχεία «C3D8R (brick, reduced integration with hourglass control)», ενώ για την προσομοίωση των στοιχείων της επένδυσης της σήραγγας χρησιμοποιήθηκαν τετρακομβικά στοιχεία κελύφους «S4R5 (4-node doubly curved thin shell, reduced integration with hourglass, using five degrees of freedom per node)».

```

**
**
*****
**
*****          SOIL ELEMENTS          *****
**
*****
**
*Element, type=C3D8R, elset=SET-1
**
**

```

Εικόνα 3.9 Εντολή ορισμού στοιχείων εδαφικού υλικού στο ABAQUS



Εικόνα 3.10 Προσομοίωση τετρακομβικών στοιχείων κελύφους

```

**
**
*****
**
*****          SHELL ELEMENTS          *****
**
*****
**
*Element, type=S4R5, elset=SHELL
**
**

```

Εικόνα 3.11 Εντολή ορισμού στοιχείων άμεσης υποστήριξης (κελύφους)

Οι συνοριακές συνθήκες που χρησιμοποιήθηκαν ήταν η παρεμπόδιση των οριζοντίων μετακινήσεων στα πλευρικά όρια (άξονας x-x και άξονας y-y) και η παρεμπόδιση των οριζοντίων και κατακόρυφων μετακινήσεων στο κάτω όριο του μοντέλου, ενώ το άνω όριο παρέμεινε ελεύθερο. Για το λόγο αυτό στο αριστερό και στο δεξιό όριο του μοντέλου (άξονας x-x) καθώς και στην μπροστά και στην πίσω όψη του μοντέλου (άξονας y-y) τοποθετήθηκαν κυλίσεις, έτσι ώστε να επιτρέπεται η κατακόρυφη μετακίνηση χωρίς την ανάπτυξη διατμητικών τάσεων, ενώ στο κάτω όριο τοποθετήθηκαν αρθρώσεις απαγορεύοντας έτσι τις οποιεσδήποτε μετακινήσεις (κατά τον άξονα z-z).

εσωτερικό της. Λόγω των συγκλίσεων αυτών το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα φορτίζεται μετά την τοποθέτηση του.

```

**
**STEP 2: STATIC - REMOVE MATERIAL, ADD SUPPORT
**
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=1000000000
*STATIC
  0.25,1,0.000001,0.5
*MODEL CHANGE, REMOVE
  Exc1, EXC2
*MODEL CHANGE, ADD
  sup1
**
*OUTPUT, FIELD, freq=2
*NODE OUTPUT
  U,
**
**
*OUTPUT, FIELD, freq=2
*ELEMENT OUTPUT
  S,E,PE,PEMAG,SF,MISES,PRESS
**
**
*CONTACT OUTPUT
  CSTRESS
**
**
*OUTPUT, HISTORY, freq=2
*NODE OUTPUT, nset=Facecenter
  U
*END STEP
**

```

Εικόνα 3.16 Βήμα 2^ο: Εξοκαφή δύο πρώτων μέτρων – Υποστήριξη ενός μέτρου

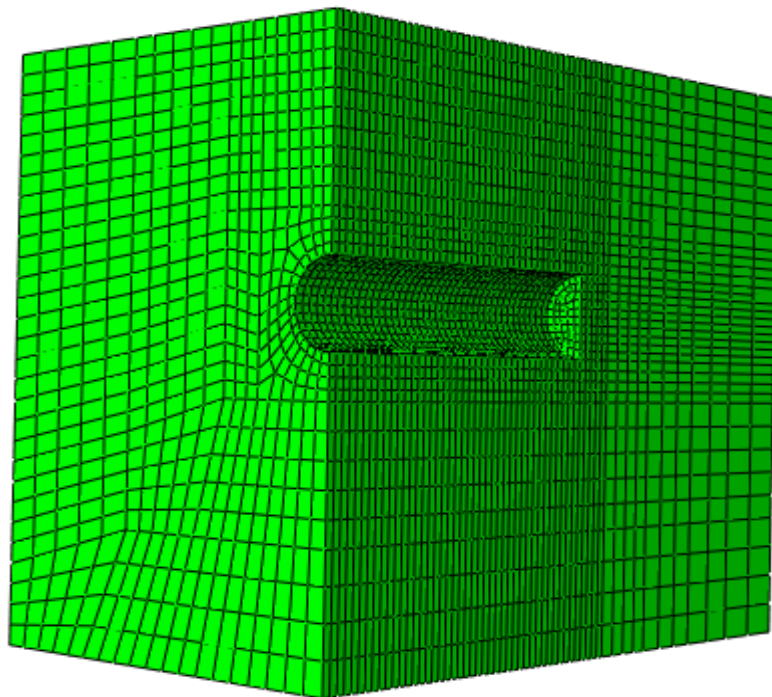
- **Βήμα 3^ο έως 40^ο:** Γίνεται εξοκαφή ενός μέτρου της σήραγγας και έπειτα υποστηρίζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα το ανυποστήρικτο μέτρο που διανοίχθηκε στο προηγούμενο βήμα. Με αυτόν τον τρόπο, μετά το τέλος του 40ου βήματος ένα μέτρο εξοκαφής μένει τελικά ανυποστήρικτο.

```

**
**STEP 3: STATIC - REMOVE MATERIAL, ADD SUPPORT
**
*****
*STEP, UNSYMM=YES, INC=1000000000
*STATIC
  0.25,1,0.000001,0.5
*MODEL CHANGE, REMOVE
  EXC3
*MODEL CHANGE, ADD
  sup2
**
*OUTPUT, FIELD, freq=2
*NODE OUTPUT
  U,
**
**
*OUTPUT, FIELD, freq=2
*ELEMENT OUTPUT
  S,E,PE,PEMAG,SF,MISES,PRESS
**
**
*CONTACT OUTPUT
  CSTRESS
**
**
*OUTPUT, HISTORY, freq=2
*NODE OUTPUT, nset=Facecenter
  U
*END STEP

```

Εικόνα 3.17 Βήμα 3^ο: Εκσκαφή ενός μέτρου – Υποστήριξη ενός μέτρου προηγούμενου βήματος



Εικόνα 3.18 Γραφική απεικόνιση 40ου βήματος εκσκαφής όπου έχει ολοκληρωθεί η εκσκαφή των 40m και έχουν υποστηριχτεί τα 39m

Σε κάθε βήμα από τα παραπάνω μπορούν να εξαχθούν αποτελέσματα για τις τάσεις, τις παραμορφώσεις και τις πλαστικές ζώνες που προκύπτουν στο περιβάλλον γεωυλικό. Στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορούν να παρουσιαστούν τα εντατικά

μεγέθη που δέχεται κάθε στοιχείο του κελύφους από τις συγκλίσεις της σήραγγας. Επιπροσθέτως, μπορεί να καταγραφεί αν το μοντέλο αστοχεί και σε πιο βήμα της επίλυσης συμβαίνει η αστοχία.

4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστούν όλες οι παραμετρικές αναλύσεις που έλαβαν χώρα κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας με σκοπό τον προσδιορισμό των φορτίων που καλείται να παραλάβει η τελική επένδυση της σήραγγας σε κάθε περίπτωση. Η διαφοροποίηση των αριθμητικών αναλύσεων πραγματοποιήθηκε μεταβάλλοντας τις γεωτεχνικές παραμέτρους του αρχικού μας μοντέλου και, συγκριμένα, το ύψος των υπερκειμένων γαιών, τις παραμέτρους αντοχής και παραμορφωσιμότητας του γεωυλικού και το συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K .

Από τις αναλύσεις αυτές εξήχθη πλήθος αποτελεσμάτων που αφορούν στην επίδραση της βραχόμαζας στα φορτία της τελικής επένδυσης. Από τα αποτελέσματα αυτά ασχοληθήκαμε, κυρίως, με το εύρος της περιοχής που εμφανίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις γύρω από την τελική επένδυση, με τις παραμορφώσεις που δημιουργούν οι συγκλίσεις γύρω από την σήραγγα και με τις πιέσεις που αναπτύσσονται επί της άμεσης υποστήριξης και της τελικής επένδυσης της σήραγγας.

Όσον αφορά στο περιβάλλον γεωυλικό των αναλύσεων μας, έγινε παραδοχή ότι δεν εμφανίζει ερπυστική συμπεριφορά και φαινόμενα διόγκωσης. Σε αυτήν την περίπτωση οι συγκλίσεις του εδάφους δεν αυξάνονται με την πάροδο του χρόνου με αποτέλεσμα η φόρτιση της τελικής επένδυσης να οφείλεται εξ' ολοκλήρου στα φορτία που μεταβιβάζονται από τα μέτρα άμεσης υποστήριξης. Στις συγκεκριμένες αναλύσεις ως μέτρο άμεσης υποστήριξης έχει ληφθεί μόνο το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, που αποτελεί και το μέτρο υποστήριξης της τελικής επένδυσης. Θεωρώντας, λοιπόν, ότι τα μέτρα άμεσης υποστήριξης απενεργοποιούνται πλήρως, τα φορτία της τελικής επένδυσης προκύπτουν ίδια με αυτά της άμεσης υποστήριξης.

4.1 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Σε πρώτη φάση παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν μέσω του λογισμικού ABAQUS και γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων σε μία ζώνη επιρροής 40m από την αρχή της εκσκαφής. Στις αναλύσεις, χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα που παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο και, όπως έχει ήδη αναφερθεί, εφαρμόστηκε το κριτήριο αστοχίας Drucker – Prager.

Εκτελέστηκαν, αρχικά, 63 αναλύσεις χωρισμένες σε τρεις ομάδες των 21 για καθενιά τιμή του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K , που θεωρήθηκε ίσος με $K=0.5$, $K=1$ και $K=1.5$, αντίστοιχα. Οι παραπάνω αναλύσεις είχαν κοινή διατομή σήραγγας με

διάμετρο ίση με $D=10\text{m}$ και ίδιο ύψος υπερκειμένων γαιών ίσο με $H=30\text{m}$. Οι γεωτεχνικές παράμετροι των αναλύσεων αυτών έχουν δωθεί στο προηγούμενο κεφάλαιο στην ενότητα «παράμετροι αναλύσεων».

Ακολούθησαν 75 αναλύσεις χωρισμένες σε τρεις ομάδες των 25, αναλόγως της τιμής του συντελεστή των γεωστατικών ωθήσεων K . Η διαφοροποίηση αυτών σε σχέση με τις προηγούμενες αναλύσεις είναι στο ύψος των υπερκειμένων γαιών, που εδώ λαμβάνεται $H=40\text{m}$. Υπάρχει, βέβαια, διαφοροποίηση στις τιμές των γεωτεχνικών παραμέτρων και αυτό είναι λογικό διότι ο συνολικός αριθμός των αναλύσεων είναι μεγαλύτερος από πριν και, ακόμα, κάποιες από τις γεωτεχνικές παραμέτρους εξαρτώνται από το ύψος των υπερκειμένων γαιών που εδώ, όπως έχει προαναφερθεί, αυξάνεται από $H=30\text{m}$ σε $H=40\text{m}$.

Τέλος, ακολουθούν 63 αναλύσεις χωρισμένες πάλι σε τρεις ομάδες με κριτήριο το K , με κοινά χαρακτηριστικά τα ακόλουθα: διάμετρος σήραγγας ίση με $D=8\text{m}$, ύψος υπερκειμένων γαιών ίσο με $H=30\text{m}$. Οι γεωτεχνικές παράμετροι και αυτών των αναλύσεων έχουν παρουσιαστεί στο προηγούμενο κεφάλαιο και, μάλιστα, οι παράμετροι των αναλύσεων αυτών δεν διαφέρουν σε τίποτα από τις πρώτες αναλύσεις που έγιναν με $H=30\text{m}$, παρά μόνο στο D . Οι αναλύσεις αυτές ορίστηκαν κατά αυτόν τον τρόπο για να μελετήσουμε τις διαφορές των εντατικών μεγεθών της τελικής επένδυσης, με αποκλειστικό κριτήριο τη μείωση της διαμέτρου της σήραγγας από $D=10\text{m}$ σε $D=8\text{m}$. Οι τιμές των παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για όλες τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν, παρουσιάζονται συνοπτικά στον πίνακα που ακολουθεί.

Πίνακας 4.1 Τιμές παραμέτρων των αναλύσεων

Παράμετροι	Τιμές
Ύψος υπερκειμένων γαιών, H(m)	30,40
Διάμετρος σήραγγας, D(m)	8,10
Συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων, K	0.5, 1.0, 1.5
Γεωλογικός δείκτης GSI	10, 15, 20, 25, 30, 40
Αντοχή άρρηκτου βράχου σε μονοαξονική θλίψη, σ_{ci} (MPa)	4, 8, 10, 15, 20
Παράγοντας γεωυλικού, m_i	6
Γωνία τριβής, ϕ (deg) Mohr-Coulomb	17 - 44
Συνοχή, c(KPa) Mohr-Coulomb	24 - 203
Γωνία εωτερικής τριβής, β (deg) Drucker-Prager	29 - 48
Συνοχή d(KPa) Drucker-Prager	39 - 256
Γωνία διαστολικότητας, ψ	0
Μέτρο ελαστικότητας γεωυλικού, E(MPa)	200 - 2514
Λόγος του Poisson εδάφους, ν	0.3
Ειδικό βάρος εδάφους, γ (KN/m ³)	25
Μέτρο ελαστικότητας σκυροδέματος, E_{shot} (MPa)	20000
Λόγος του Poisson σκυροδέματος, ν_{shot}	0.2
Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος, h_{shot} (m)	0.2

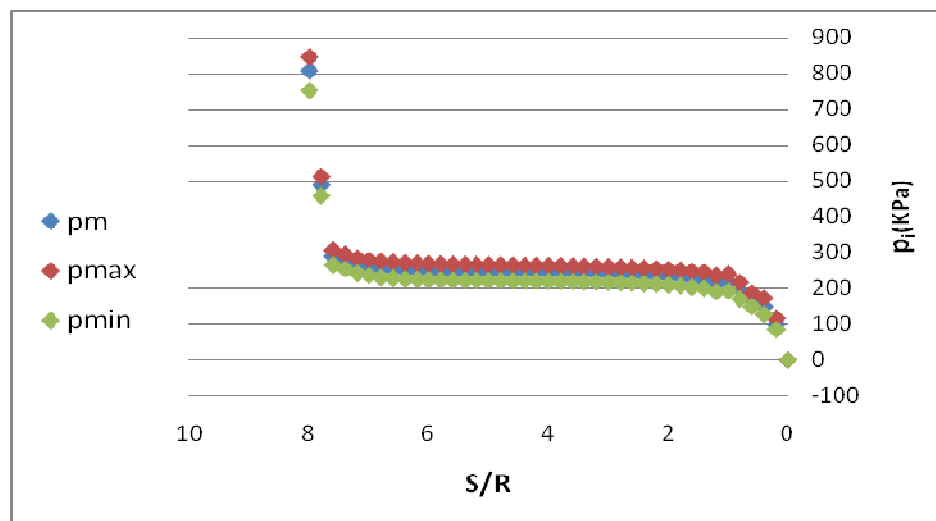
4.1.1 Μεταβλητές παραμετρικών αναλύσεων

Στις δύο ενότητες που ακολουθούν θα γίνει προσπάθεια να κάνουμε τόσο ποιοτικές όσο και ποσοτικές συγκρίσεις των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις παραμετρικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Για τις συγκρίσεις αυτές, που παρουσιάζονται μέσω εικόνων του εδαφικού προσομοιώματος και διαγραμμάτων αντίστοιχα, επιλέχθηκαν διαφορετικοί αντιπροσωπευτικοί γεωτεχνικοί δείκτες έτσι ώστε να έχουμε μία γενική και πολύπλευρη άποψη για την επιρροή τους στο μοντέλο μας. Συγκεκριμένα, ορίστηκαν οι εξής δείκτες (input):

- Ο δείκτης σ_{cm}/p_0 όπου σ_{cm} είναι η αντοχή της βραχώμαζας με βάση το κριτήριο αστοχίας Hoek – Brown και p_0 η γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας που ορίζεται, όπως έχει αναφερθεί, από τη σχέση $p_0 = \gamma * H$
- Ο δείκτης $\sigma_{cm}/p_{0,mean}$ όπου $p_{0,mean}$ η μέση γεωστατική τάση στο επίπεδο της σήραγγας που ορίζεται από τη σχέση $p_{0,mean} = \gamma * H * \left(\frac{1+K}{2}\right)$.

- Ο γεωλογικός δείκτης GSI.
- Το ύψος των υπερκειμένων γαιών H.
- Ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K.
- Η αντοχή σε ανεμπόδιση θλίψη του γεωυλικού σ_c .

Οι εικόνες και τα διαγράμματα προέκυψαν από τη σύγκριση των παραπάνω γεωτεχνικών δεικτών με τα ποσοστά των εντατικών μεγεθών που αναφέρονται παρακάτω. Οι τιμές των εντατικών μεγεθών της τελικής επένδυσης προκύπτουν μελετώντας τη «χαρακτηριστική διατομή» της σήραγγας. Ως «χαρακτηριστική διατομή» ορίζουμε τη διατομή αυτή, όπου παρατηρείται σύγκλιση των πιέσεων που ασκούνται στην τελική επένδυση. Την απόσταση από το μέτωπο της εκσκαφής έως τη διατομή αυτή την ονομάζουμε S.



Διάγραμμα 4.1 Απεικόνιση της σύγκλισης των εντατικών μεγεθών της τελικής επένδυσης σε απόσταση S από το μέτωπο εκσκαφής για τυχαία ανάλυση

Στο παραπάνω διάγραμμα φαίνεται, για μία τυχαία ανάλυση από αυτές που έγιναν, η κατανομή των μέσων, των μεγίστων και των ελαχίστων πιέσεων της τελικής επένδυσης σε σχέση με το λόγο S/R , όπου R η ακτίνα της σήραγγας. Προσπαθώντας να καταλάβουμε τη σημασία της έννοιας «χαρακτηριστική διατομή», βλέπουμε ότι όλες οι πιέσεις τείνουν να σταθεροποιηθούν σε μία συγκεκριμένη τιμή του λόγου S/R . Στο παραπάνω παράδειγμα η τιμή αυτή είναι $S/R=2.4$ άρα σε απόσταση $S=12\text{m}$ από το μέτωπο της εκσκαφής για σήραγγα με ακτίνα $R=5\text{m}$. Το παραπάνω διάγραμμα έρχεται σε πλήρη αντιστοιχία με τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις καμπύλες Panet που αναφέραμε στο κεφάλαιο των θεωρητικών στοιχείων.

Ορίζουμε, λοιπόν, τώρα τα ποσοστά των εντατικών μεγεθών (output) στη «χαρακτηριστική διατομή» ως εξής:

- p_i/p_0 όπου p_i η πίεση που εφαρμόζεται στην τελική επένδυση.
- $p_i/p_{0,mean}$
- τ_i/p_m όπου τ_i η διατμητική τάση που εφαρμόζεται στην τελική επένδυση και p_m η μέση πίεση που εφαρμόζεται στην τελική επένδυση.

Το p_i μπορεί να λάβει στη χαρακτηριστική διατομή, κατά περίπτωση, τις εξής τιμές:

- p_{max} που είναι η μέγιστη πίεση που αναπτύσσεται στην τελική επένδυση.
- p_{min} που είναι η ελάχιστη πίεση που αναπτύσσεται στην τελική επένδυση.
- p_{side} που είναι η πίεση που αναπτύσσεται στην παρειά της τελικής επένδυσης.
- p_{roof} που είναι η πίεση που αναπτύσσεται στην οροφή της τελικής επένδυσης.
- p_m που είναι η μέση πίεση που εφαρμόζεται στην τελική επένδυση.

4.2 ΠΟΙΟΤΙΚΕΣ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Το μοντέλο προσομοίωσης που περιγράφηκε αναλυτικά στο προηγούμενο κεφάλαιο θα χρησιμοποιηθεί για τη γραφική απεικόνιση των αποτελεσμάτων όλων των παραμετρικών αναλύσεων. Για την ακρίβεια, θα παρουσιαστούν γραφικά και θα συγκριθούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις στο ABAQUS. Συγκεκριμένα, κρατώντας σταθερές κάποιες γεωτεχνικές παραμέτρους και μεταβάλλοντας άλλες κάθε φορά, θα μελετήσουμε ποιοτικά την επίδραση κάθε παραμέτρου στο μοντέλο μας.

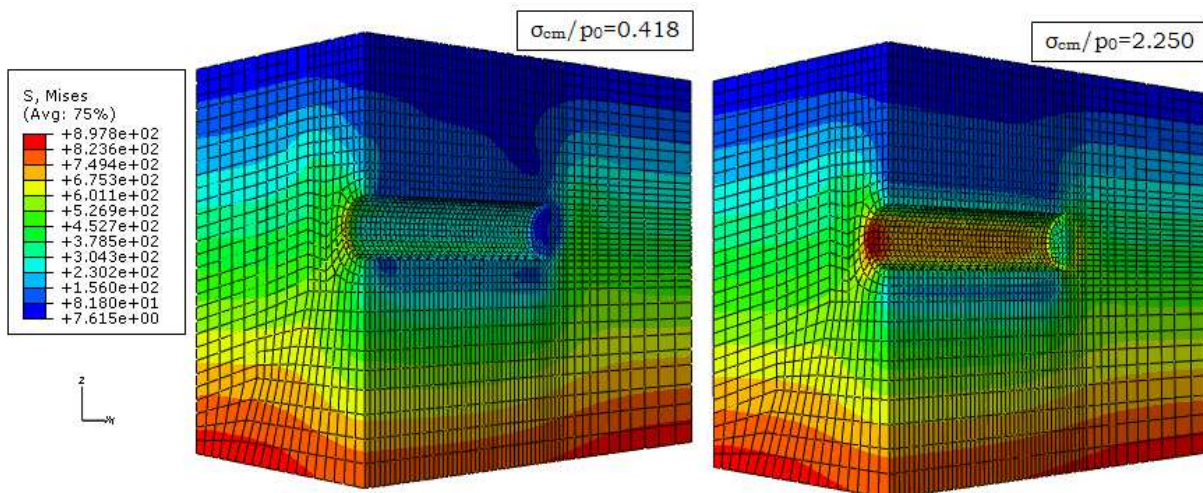
Θα γίνει, δηλαδή, σύγκριση των περιοχών που κατανέμονται οι πλαστικές ζώνες, οι παραμορφώσεις και οι πιέσεις που αναπτύσσονται στην τελική επένδυση της σήραγγας με σκοπό τον προσδιορισμό των περιοχών όπου εμφανίζονται τα μέγιστα και τα ελάχιστα εντατικά μεγέθη. Για να μπορεί να γίνει η σύγκριση των προαναφερθέντων εντατικών μεγεθών, θα πρέπει οι τιμές που εμφανίζονται στα άνω και κάτω όρια του υπομνήματος να ταυτίζονται με τις μέγιστες και τις ελάχιστες τιμές που προκύπτουν από όλες τις αναλύσεις που συγκρίνονται. Υπομνήματα με διαφορετικά όρια θα υπάρχουν μόνο σε περιπτώσεις που τα εντατικά μεγέθη των συσχετιζόμενων αναλύσεων διαφέρουν κατά πολύ στην μέγιστη ή στην ελάχιστη τιμή τους. Και αυτό γιατί από τις συγκρίσεις των αποτελεσμάτων, ζητούμενο είναι να σχολιαστεί η μορφή της κατανομής των εντατικών μεγεθών, κατά περίπτωση, και όχι η τιμή της.

4.2.1 Μελέτη επίδρασης του λόγου σ_{cm}/p_0

Ο λόγος σ_{cm}/p_0 μας δείχνει, όπως θα αναλυθεί παρακάτω εκτενέστερα, το πόσο καλές ή κακές είναι οι γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα. Για τη μελέτη της επιρροής του λόγου σ_{cm}/p_0 στα εντατικά μεγέθη επί της σήραγγας επιλέχθηκαν οι αναλύσεις 3_a_23 και 3_a_42, οι οποίες έχουν τον ίδιο συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων $K=0.5$, το ίδιο ύψος υπερκλειμένων γαιών $H=30m$ και την ίδια διάμετρο σήραγγας $D=10m$. Η πρώτη ανάλυση, όμως, έχει τις χειρότερες δυνατές γεωτεχνικές συνθήκες ($\sigma_{cm}/p_0=0.418$) από την κατηγορία αυτή ενώ η δεύτερη τις καλύτερες δυνατές ($\sigma_{cm}/p_0=2.250$). Οι αλλαγές της τιμής του δείκτη σ_{cm}/p_0 προκύπτει από τη διαφοροποίηση των παραγόντων αντοχής της κάθε βραχομάζας. Για την πρώτη ανάλυση έχω $GSI=10$, $\sigma_{ci}=8MPa$ και $m_i=6$ ενώ για τη δεύτερη ανάλυση έχω $GSI=30$, $\sigma_{ci}=20MPa$ και $m_i=6$. Οι διαφορές που παρατηρούνται στις αναλύσεις αυτές παρουσιάζονται στις παρακάτω εικόνες και αναλύονται κατά περίπτωση.

• Ανάπτυξη τάσεων Von Mises

Στην ανάπτυξη των τάσεων Von Mises παρατηρούμε ότι με διαφοροποίηση του δείκτη σ_{cm}/p_0 δεν υπάρχουν μεγάλες διαφορές ούτε στην μέγιστη τιμή τους ούτε στην περιοχή που εκτείνονται, όπως φαίνεται στην παρακάτω εικόνα.



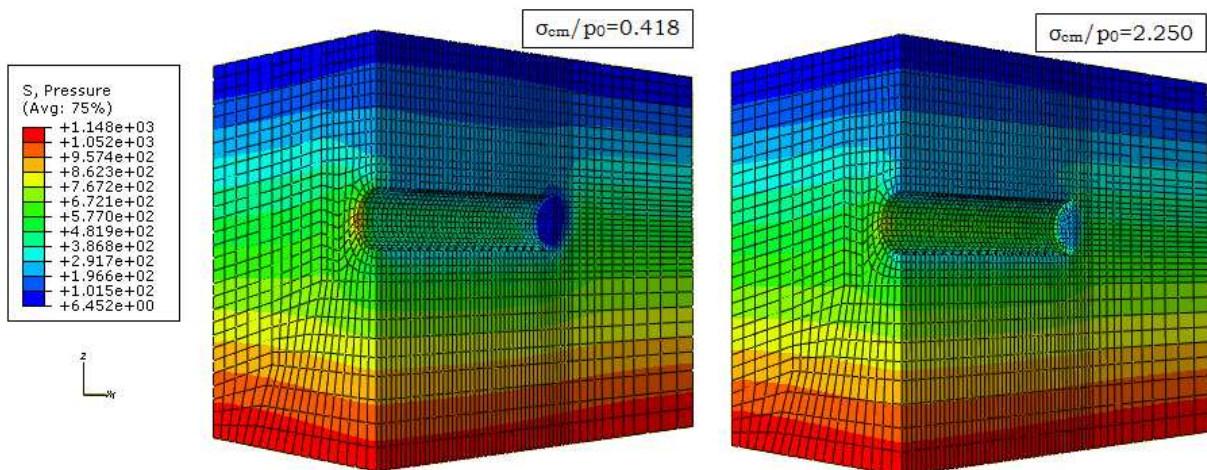
Εικόνα 4.1 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises ($K=0.5$, $H=30m$, $D=10m$)

Συγκεκριμένα, παρατηρούμε ότι στις καλύτερες γεωτεχνικές συνθήκες έχουμε μία αύξηση των τάσεων στην παρειά και στο μέτωπο της σήραγγας που φτάνει μέχρι τα $897.8KPa$. Βλέπουμε, ωστόσο, ότι οι τάσεις κατανέμονται σε στρωματώδη μορφή με αύξηση των τιμών τους με το βάθος. Ένα άλλο ενδιαφέρον συμπέρασμα που προκύπτει από τη μελέτη της παραπάνω εικόνας είναι το γεγονός ότι υπάρχει μείωση των τάσεων στην περιοχή του μετώπου εκκοκαφής. Αυτό συμβαίνει γιατί η περιοχή αυτή βρίσκεται στην περιβάλλουσα αστοχίας του γεωλικού. Τέλος, είναι φανερό ότι καθώς

καλυτερεύει η ποιότητα των γεωτεχνικών συνθηκών της περιβάλλουσας βραχώμαζας, έχουμε μία πιο ομοιόμορφη στρωμάτωση των τάσεων, πράγμα το οποίο είναι αναμενόμενο.

• Ανάπτυξη μέσων τάσεων P

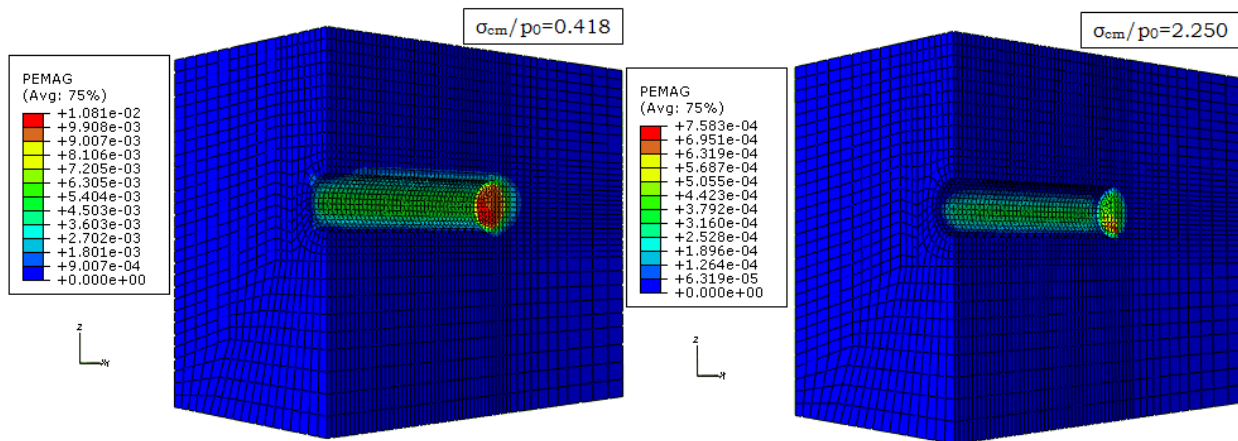
Στην παρακάτω εικόνα που παρατίθεται βλέπουμε ότι η αύξηση του δείκτη σ_{cm}/p_0 επηρεάζει ελάχιστα τις μέσες τάσεις P που αναπτύσσονται στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα. Παρατηρούμε, όμως, ότι η αύξηση της ποιότητας των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε αύξηση των τάσεων στο μέτωπο της εκσκαφής. Τέλος, είναι ορατή και σε αυτήν την περίπτωση η στρωματώδης μορφή των μέσων τάσεων που μάλιστα είναι πιο ομοιόμορφη από αυτήν των διεκτροπικών τάσεων, ενώ παράλληλα είναι εμφανής η αύξηση των τιμών με την αύξηση του βάθους.



Εικόνα 4.2 Ανάπτυξη μέσων τάσεων P (K=0.5, H=30m, D=10m)

• Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων

Για τις δύο προαναφερθείσες αναλύσεις θα παρατεθεί μία ποιοτική σύγκριση των περιοχών ανάπτυξης πλαστικών ζωνών, με κριτήριο τις γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν σε κάθε περίπτωση.



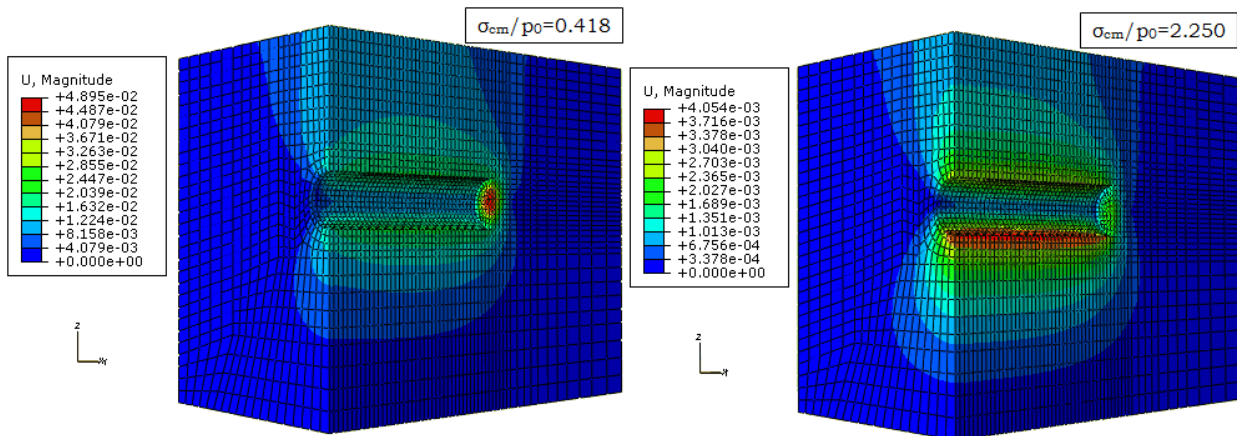
Εικόνα 4.3 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων ($K=0.5$, $H=30m$, $D=10m$)

Από τη γεωμετρική απεικόνιση των δύο αναλύσεων παρατηρούμε ότι όσο καλύτερες είναι οι γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα μας τόσο μικρότερες είναι οι μέγιστες τιμές των πλαστικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται, ενώ το ίδιο συμβαίνει και με την έκταση της πλαστικής ζώνης, όπου βλέπουμε ότι μειώνεται με την αύξηση του λόγου σ_{cm}/p_0 . Στην παραπάνω εικόνα φαίνεται ξεκάθαρα ότι είναι αρκετά μεγάλη η διαφορά στις μέγιστες τιμές των πλαστικών παραμορφώσεων και για το λόγο αυτό χρησιμοποιήσαμε διαφορετικά άνω όρια στο υπόμνημα μας.

Συγκεκριμένα, οι πλαστικές παραμορφώσεις για $\sigma_{cm}/p_0=0.418$ έχουν μέγιστη τιμή 1.08×10^{-2} , εκτείνονται σε όλη την περίμετρο της σήραγγας και σε βάθος 8 μέτρων από το μέτωπο της εκοκαφής, ενώ για $\sigma_{cm}/p_0=2.250$ έχουν αντίστοιχα μέγιστη τιμή 7.58×10^{-4} , εκτείνονται κυρίως στις παρειές της σήραγγας και σε βάθος 3 μέτρων από το μέτωπο. Γίνεται, επίσης, αντιληπτό ότι σε περίπτωση που χρησιμοποιούσαμε ίδια άνω όρια στο υπόμνημα μας τότε στην δεύτερη ανάλυση θα φαινόταν μηδενικές πλαστικές παραμορφώσεις πράγμα που αποδεικνύει την αρχική μας παρατήρηση για αισθητή μείωση των πλαστικών παραμορφώσεων με την καλύτερευση των γεωτεχνικών συνθηκών. Τέλος, παρατηρούμε ότι η κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων συμπίπτει με αυτή των διεκτροπικών τάσεων όσον αφορά στη μορφή της.

• Ανάπτυξη μετατοπίσεων

Για να μπορεί να γίνει η σύγκριση των δύο αναλύσεων όσον αφορά στην ανάπτυξη των μετατοπίσεων επιλέγουμε υπομνήματα με διαφορετικά όρια, όπως φαίνεται στην εικόνα των εδαφικών προσομοιωμάτων που ακολουθεί.

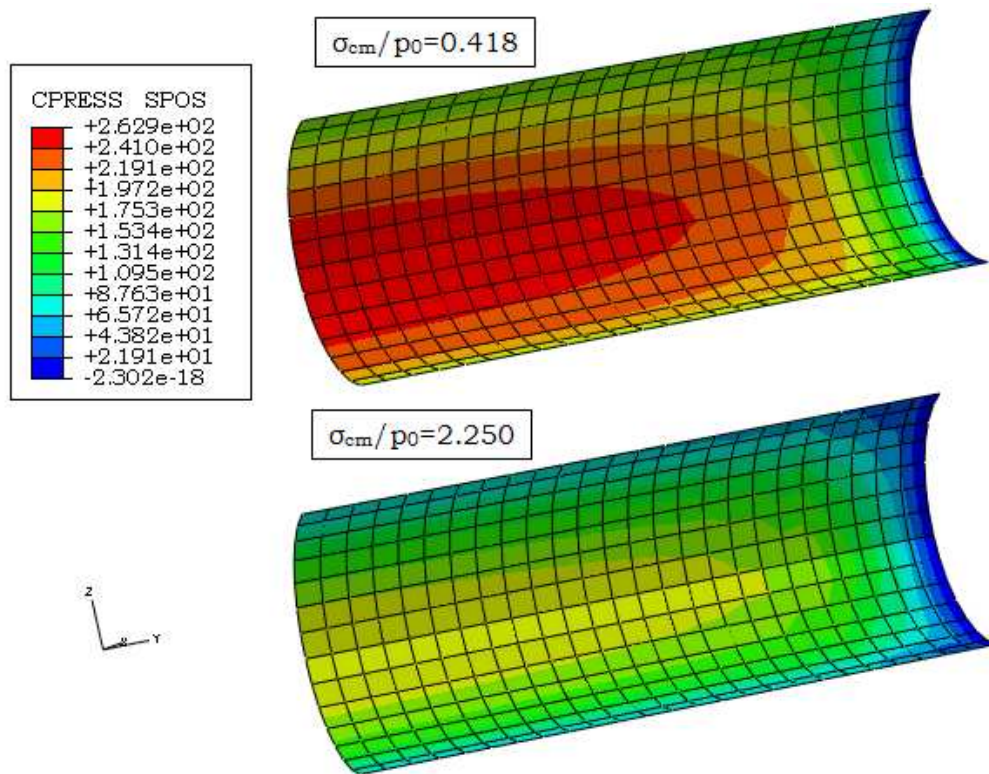


Εικόνα 4.4 Ανάπτυξη μετατοπίσεων ($K=0.5$, $H=30m$, $D=10m$)

Παρατηρούμε ότι με την αύξηση του λόγου σ_{cm}/ρ_0 μειώνονται ορατά οι μετατοπίσεις γύρω από τη σήραγγα, ενώ οι μέγιστες τιμές τους συγκεντρώνονται στη βάση της σήραγγας. Αναλυτικότερα, στην προσομοίωση 3_a_23 είχαμε συγκέντρωση των μετατοπίσεων στην οροφή, στη βάση και στο μέτωπο της σήραγγας με μέγιστη τιμή τα $4.9 \times 10^{-2}m$ ενώ στην προσομοίωση 3_a_42 παρατηρήθηκαν σαφώς μικρότερες μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή της τάξεως των $4.05 \times 10^{-3}m$, που εμφανίστηκαν στη βάση, κυρίως, της σήραγγας.

- **Ανάπτυξη πιέσεων στην τελική επένδυση**

Θα αναλύσουμε εδώ τα φορτία που αναλαμβάνει η τελική επένδυση του σκυροδέματος. Από τις αναλύσεις μας θα αμεληθούν τα αποτελέσματα που αφορούν τις διατομές της υποστήριξης κοντά στο σύνορο του προσομοιώματος μας. Αυτό συμβαίνει, καθώς εκεί εμφανίζονται ακραίες τιμές, που επηρεάζονται από τις συνοριακές συνθήκες που ορίσαμε για τη διευκόλυνση μας στο σχεδιασμό του μοντέλου, οι οποίες δεν είναι αντιπροσωπευτικές. Για τη σύγκριση επιλέξαμε ενιαίο υπόμνημα ορισμένο από τις μέγιστες και τις ελάχιστες τιμές και των δύο αναλύσεων. Στις αναλύσεις μας ως χαρακτηριστική τιμή φόρτισης για κάθε διατομή θεωρήθηκε η μέση τιμή των πιέσεων που ασκούνται κάθετα στα σημεία της διατομής.



Εικόνα 4.5 Ανάπτυξη πιέσεων στην τελική επένδυση της σήραγγας (K=0.5, H=30m, D=10m)

Γίνεται αντιληπτό ότι με την βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οι πιέσεις που ασκούνται στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης μειώνονται αισθητά πράγμα το οποίο περιμέναμε. Συγκεκριμένα για $\sigma_{cm}/p_0=0.418$ έχουμε μέγιστες τάσεις που φτάνουν τα 263kPa ενώ για $\sigma_{cm}/p_0=2.250$ οι πιέσεις είναι σαφώς μικρότερες με μέγιστη τιμή τα 175kPa.

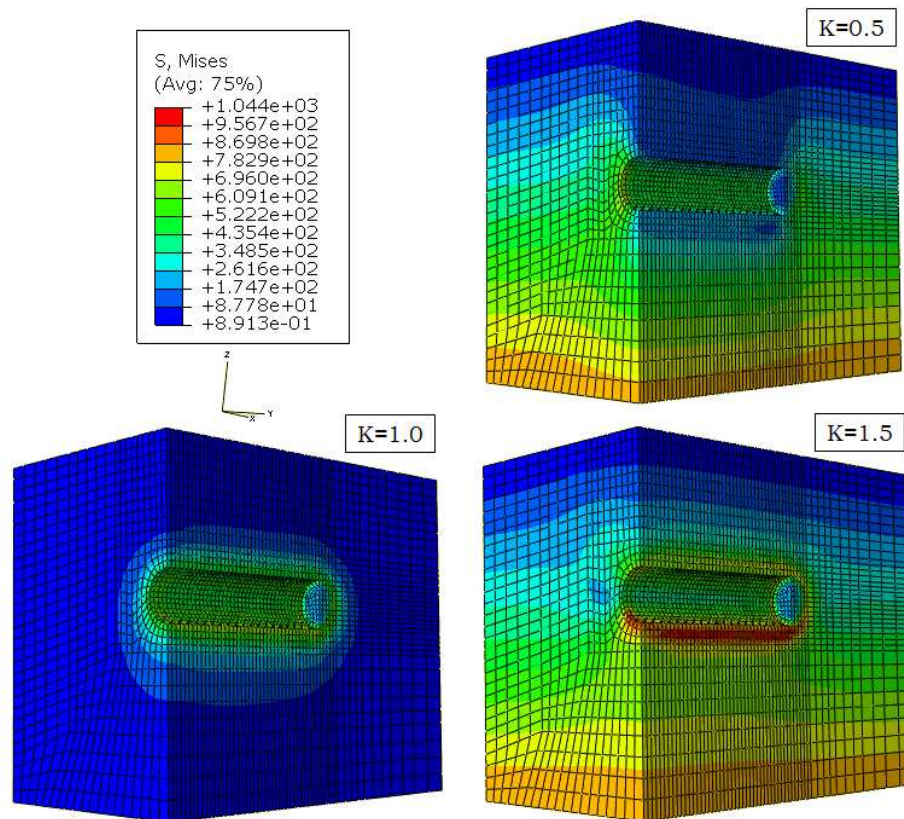
Επιπλέον, από τα αποτελέσματα και των αναλύσεων προκύπτει ότι όσο αυξάνεται η απόσταση από το μέτωπο εσκαφής τα φορτία που παραλαμβάνει η τελική επένδυση αυξάνονται και τείνουν προς μία σταθερή τιμή. Η απότομη αύξηση του φορτίου που παρατηρείται μακριά από το μέτωπο οφείλεται στην επίδραση του συνόρου και δεν αντιπροσωπεύει την πραγματικότητα. Τέλος, παρατηρούμε και για τις δύο αναλύσεις ότι οι μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται στην παρειά της τελικής επένδυσης πράγμα το οποίο είναι λογικό, καθώς πρόκειται για αναλύσεις με $K=0.5$. Το συμπέρασμα αυτό θα αναλυθεί εκτενώς παρακάτω.

4.2.2 Μελέτη επίδρασης του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων Κ

Για τη μελέτη αυτή επιλέχθηκαν οι αναλύσεις 3_a_27, 3_a_119 και 3_a_211 οι οποίες έχουν το ίδιο ύψος υπερκειμένων γαιών $H=30\text{m}$, την ίδια διάμετρο σήραγγας $D=10\text{m}$, τον ίδιο λόγο $\sigma_{cm}/p_0=1.009$ και διαφέρουν ως προς τον συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K όπου για την πρώτη ανάλυση ισούται με 0.5, για την δεύτερη με 1 και για την τρίτη με 1.5.

• Ανάπτυξη τάσεων Von Mises

Γνωρίζουμε ότι για $K=0.5$ η κατακόρυφη τάση σ_v είναι διπλάσια της οριζόντιας σ_h και, μάλιστα, είναι ακτινική στην οροφή της σήραγγας και εφαπτομενική στην παρειά της. Αντιθέτως, η οριζόντια τάση είναι ακτινική στην παρειά της σήραγγας και εφαπτομενική στην οροφή της. Γνωρίζουμε, ακόμα, ότι κατά την εκσκαφή οι τάσεις που μειώνονται γενικά, είναι οι ακτινικές τάσεις της διατομής. Κατά την εκσκαφή, λοιπόν, της σήραγγας μειώνεται η κατακόρυφη τάση στην οροφή της, ενώ η οριζόντια παραμένει η ίδια. Ωστόσο, στην παρειά της σήραγγας μειώνεται η οριζόντια τάση ενώ η κατακόρυφη παραμένει η ίδια. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να αυξάνεται η διεκτροπική τάση $\left(q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right)$ στην παρειά της σήραγγας. Για $K=1$ έχουμε ταύτιση τιμών σε κατακόρυφη και οριζόντια τάση οπότε περιμένουμε κυκλική κατανομή της διεκτροπικής τάσης, περιμετρικά της σήραγγας. Για $K=1.5$ η οριζόντια τάση είναι, πλέον, μεγαλύτερη της κατακόρυφης οπότε περιμένουμε εμφάνιση μεγαλύτερων τάσεων Von Mises σε οροφή και βάση απ' ότι στην παρειά.



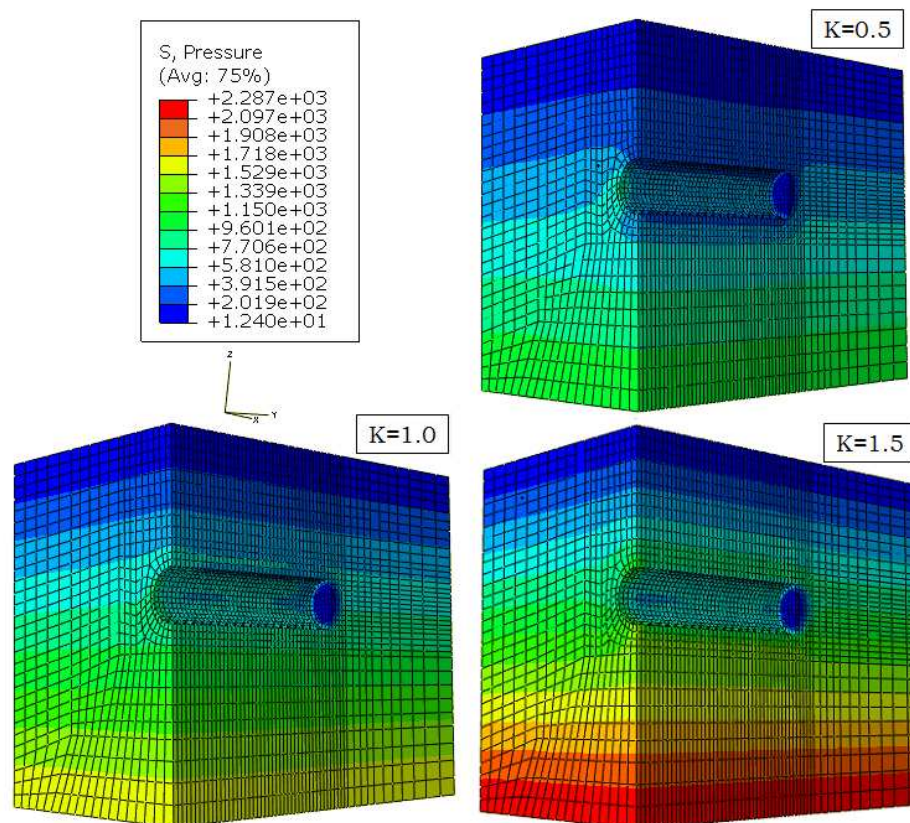
Εικόνα 4.6 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises ($H=30m$, $D=10m$, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$)

Με μελέτη των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την εικόνα που παρατίθεται βλέπουμε ότι επιβεβαιώνονται τα παραπάνω, σε σχέση με τη διαφοροποίηση του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K . Συγκεκριμένα, χρησιμοποιώντας ένα γενικό υπόμνημα με τα μέγιστα και τα ελάχιστα όρια που προκύπτουν και από τις τρεις αναλύσεις, παρατηρούμε ότι για $K=0.5$ έχουμε μέγιστες τάσεις της τάξεως των $610kPa$ στην παρειά της σήραγγας. Για $K=1$ έχουμε κυκλική κατανομή περιμετρικά της σήραγγας με μέγιστη τάση της τάξεως των $500kPa$ ενώ για $K=1.5$ έχουμε κατανομή των τάσεων, κυρίως, σε οροφή και βάση της σήραγγας με μέγιστες τιμές των τάσεων στη βάση της σήραγγας που φτάνουν τα $1044kPa$.

Την ίδια κατανομή με αυτή των τάσεων Von Mises ακολουθούν και οι πλαστικές παραμορφώσεις όπως θα δούμε παρακάτω. Παρατηρούμε, ακόμα, ότι η κατανομή των τάσεων σε όλες τις περιπτώσεις έχει στρωματώδη μορφή και για τις περιπτώσεις όπου $K=0.5$ και $K=1.5$ οι τάσεις αυξάνονται με το βάθος. Τέλος, είναι ξεκάθαρο ότι λόγω της εκσκαφής μειώνονται αισθητά οι τάσεις γύρω από το μέτωπο της σήραγγας.

- **Ανάπτυξη μέσων τάσεων P**

Οι μέσες τάσεις P εμφανίζουν πολύ έντονη στρωματώδη μορφή και αυξάνονται επίσης με το βάθος. Ωστόσο, με την εναλλαγή του K δεν παρουσιάζουν την ίδια συγκέντρωση μεγίστων τιμών, όπως οι τάσεις Von Mises.



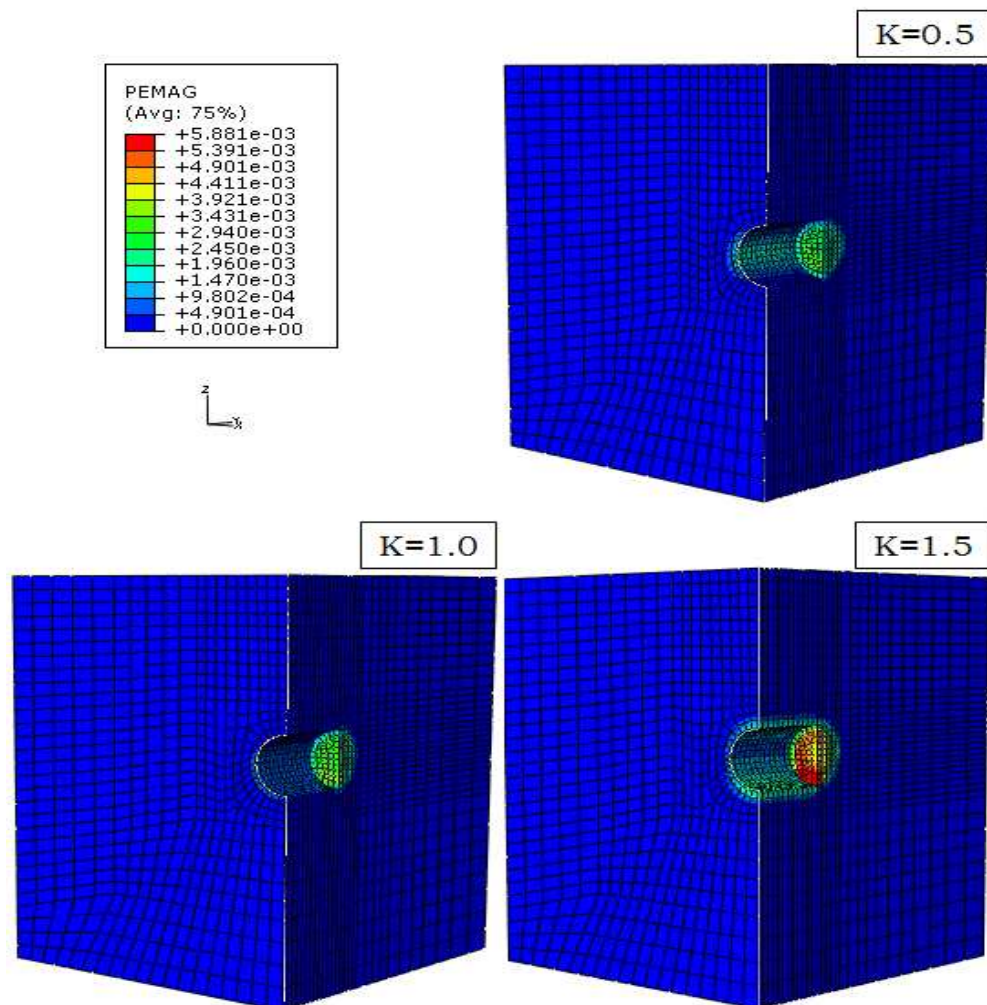
Εικόνα 4.7 Ανάπτυξη μέσων τάσεων P (H=30m, D=10m, $\sigma_{cm}/\rho_0=1.009$)

Από την παραπάνω εικόνα παρατηρούμε την έντονη στρωμάτωση της κατανομής των μέσων τάσεων καθώς και την αύξηση των τιμών της με το βάθος με μέγιστες τιμές, αυτές για την περίπτωση όπου $K=1.5$, που φτάνουν τα 2290kPa. Επιπροσθέτως, είναι φανερό και εδώ το φαινόμενο της μείωσης των μέσων τάσεων στο μέτωπο της σήραγγας εξαιτίας της εκσκαφής και της αφαίρεσης αντιστηρικτικής πίεσης, όπως ακριβώς συμβαίνει και με τις διεκτροπικές τάσεις.

• Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων

Στο εδάφιο αυτό θα παρατηρήσουμε τη μεταβολή της ζώνης που εκτείνονται οι πλαστικές παραμορφώσεις σε σχέση με τη διαφοροποίηση του συντελεστή K. Για να μπορέσουμε να παρακολουθήσουμε καλύτερα τις διαφορές στις τρεις αναλύσεις μας, όσον αφορά στις πλαστικές παραμορφώσεις, δώσαμε μία εικόνα του μοντέλου μας σε τομή που απέχει 12m από την επιφάνεια του μετώπου της σήραγγας. Αυτό έγινε για δύο λόγους. Πρώτον, γιατί έχουμε βρει από τις αριθμητικές αναλύσεις ότι στα 12m από το μέτωπο έχουμε σύγκλιση των πιέσεων και των τριών αναλύσεων. Άρα σε εκείνη την περιοχή θα εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές των εντατικών μεγεθών του γεωλικού. Δεύτερον, επειδή κάνοντας την τομή αυτή μπορούμε να δούμε την έκταση των πλαστικών ζωνών και κατά την επιφάνεια xz. Η περιοχή αυτή μας ενδιαφέρει πολύ

καθώς μπορούμε να δούμε τη μορφή των πλαστικών παραμορφώσεων εν διατομή, σε σχέση με την μεταβολή του K .



Εικόνα 4.8 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων σε τομή που απέχει 12m από το μέτωπο της σήραγγας ($H=30m$, $D=10m$, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$)

Γνωρίζοντας αυτά τα στοιχεία και παρατηρώντας την παραπάνω εικόνα βγάζουμε το συμπέρασμα ότι για $K=0.5$ οι μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στην παρειά της σήραγγας, για $K=1.0$ περιμετρικά της σήραγγας, ενώ για $K=1.5$ στην οροφή και στη βάση της σήραγγας, κυρίως. Επιπλέον, γίνεται αντιληπτό ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις εμφανίζονται σε περιοχές του μοντέλου μας που εναρμονίζονται πλήρως με αυτές που εμφανίζονται οι τάσεις Von Mises. Οι λόγοι οι οποίοι εξηγούν το φαινόμενο αυτό αναλύθηκαν σε παραπάνω εδάφιο, στο οποίο αναφέρεται η ανάπτυξη των διεκτροπικών τάσεων στο προσομοίωμα που εξετάζουμε.

Ωστόσο, αν και η συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων είναι στην παρειά της σήραγγας για $K=0.5$, περιμετρικά αυτής για $K=1$ και στην οροφή και στη βάση της σήραγγας για $K=1.5$, οι μέγιστες τιμές των πλαστικών παραμορφώσεων παρατηρούνται και στις τρεις περιπτώσεις στο μέτωπο της εκσκαφής. Συγκεκριμένα, για $K=0.5$ έχουμε

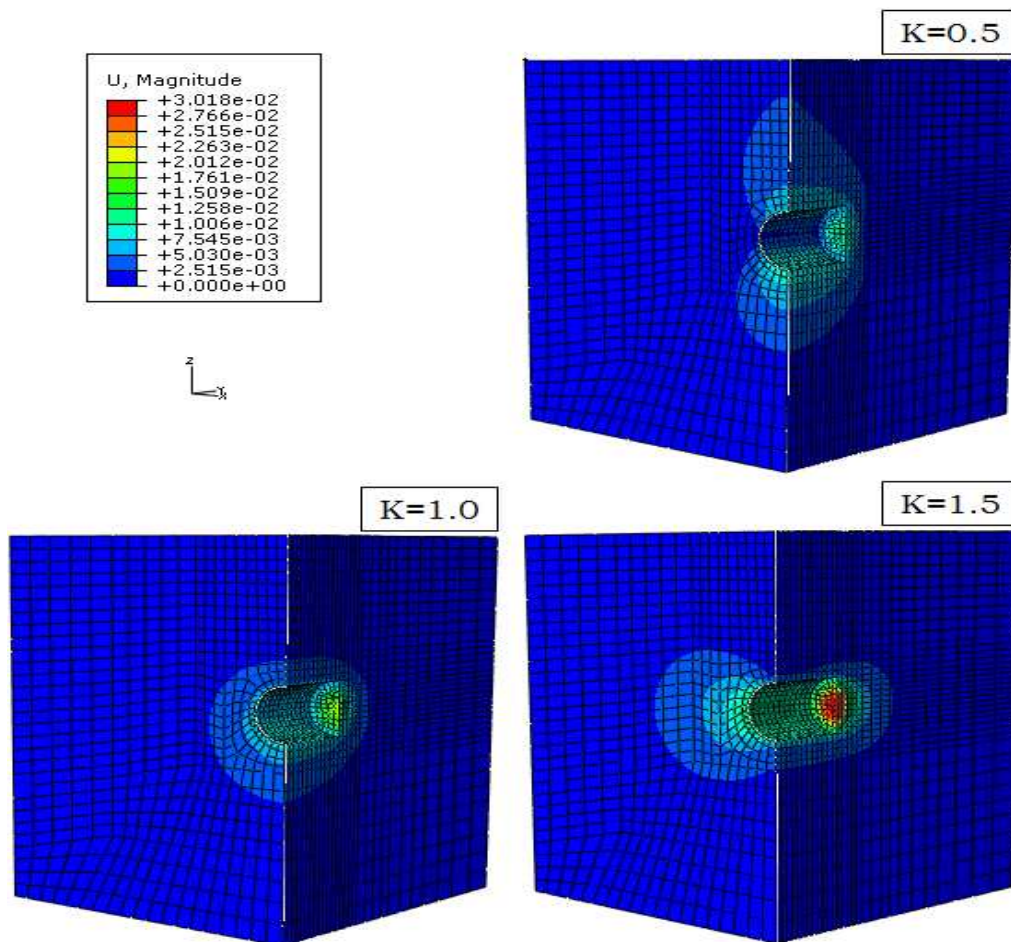
μέγιστη τιμή 3.63×10^{-3} , για $K=1$ έχουμε 4.16×10^{-3} και για $K=1.5$ έχουμε μέγιστη τιμή 5.88×10^{-3} . Η εμφάνιση της πλαστικής αυτής περιοχής οφείλεται στο γεγονός ότι λόγω της εκκοκαφής η μέση πίεση P παίρνει πολύ μικρές τιμές με αποτέλεσμα το γεωυλικό να αστοχεί για μικρές τιμές της διεκτροπικής τάσης. Η αστοχία, λοιπόν, εξαρτάται από το συνδυασμό των τάσεων και όχι μονοσήμαντα από την τιμή της τάσης Von Mises.

- **Ανάπτυξη μετατοπίσεων**

Την ανάπτυξη των μετατοπίσεων στο εδαφικό μας προσομοίωμα θα την εξετάσουμε και αυτή στην εν διατομή xz , δηλαδή, στην περιοχή που υπάρχει, όπως έχει προαναφερθεί, σύγκλιση των μετατοπίσεων και εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές αυτών. Χρησιμοποιούμε και σε αυτή την περίπτωση υπόμνημα με ίδια άνω και κάτω όρια, έτσι ώστε να είναι απόλυτα συγκρίσιμα τα αδιάστατα μεγέθη που θα προκύψουν.

Όπως προκύπτει από την εικόνα που παρατίθεται παρακάτω, για $K=0.5$ έχουμε συγκέντρωση μετατοπίσεων στην οροφή και στη βάση της σήραγγας, για $K=1$ περιμετρικά της σήραγγας ενώ για $K=1.5$ οι μετατοπίσεις συγκεντρώνονται στην παρειά της διατομής. Ωστόσο, οι μέγιστες τιμές των μετατοπίσεων εμφανίζονται στο μέτωπο της εκκοκαφής και αυτό γιατί εκείνη η περιοχή είναι αυτή που εκκοκάφηκε τελευταία και έχει μείνει ανυποστήρικτη.

Έχουμε, λοιπόν, μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή τα $3.02 \times 10^{-2}m$ για $K=0.5$, ενώ για $K=1$ φτάνουν την τιμή των $2.01 \times 10^{-2}m$ και για $K=1.5$ έχουμε μετατοπίσεις με μέγιστη τιμή $1.51 \times 10^{-2}m$.



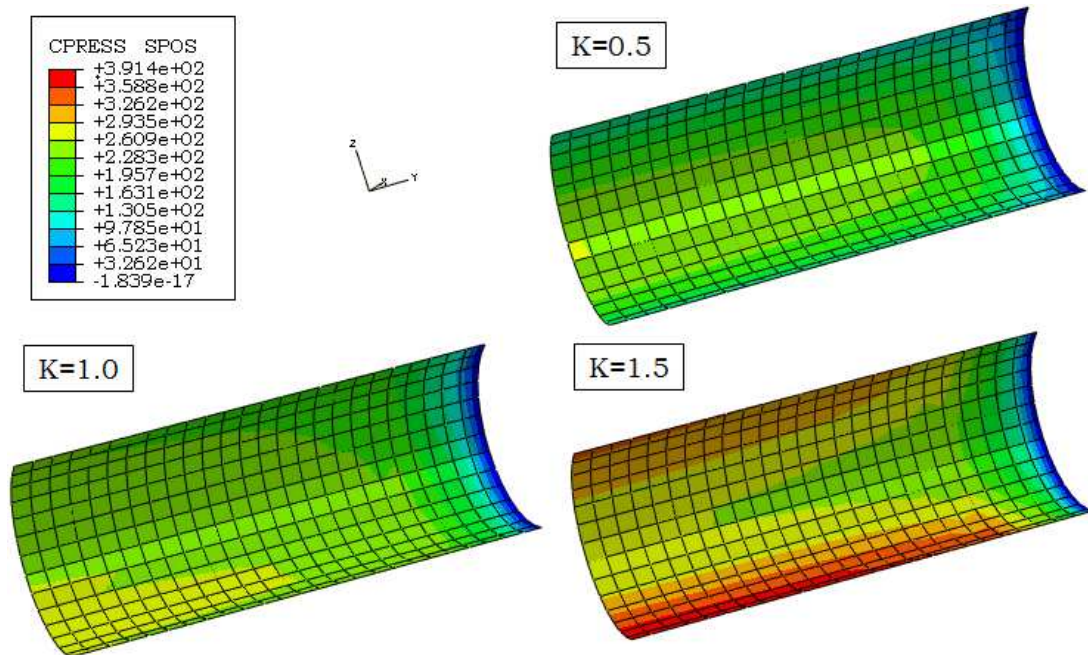
Εικόνα 4.9 Ανάπτυξη μετατοπίσεων σε τομή που απέχει 12m από το μέτωπο της σήραγγας ($H=30m$, $D=10m$, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$)

Το συμπέρασμα που προκύπτει από τη συσχέτιση των περιοχών που συγκεντρώνονται οι μετατοπίσεις με τις περιοχές που συγκεντρώνονται οι πλαστικές παραμορφώσεις, είναι ότι οι μέγιστες μετατοπίσεις παρατηρούνται στις περιοχές με τις ελάχιστες πλαστικές παραμορφώσεις. Αντίστοιχα, στις περιοχές με τις ελάχιστες μετατοπίσεις παρατηρούνται οι μέγιστες πλαστικές παραμορφώσεις. Εξαιρεση αποτελεί η περίπτωση όπου $K=1$, καθώς εκεί οι πλαστικές παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις έχουν ομοιόμορφη κυκλική κατανομή περιμετρικά της σήραγγας.

- **Ανάπτυξη πιέσεων στην τελική επένδυση**

Αφού οριστούν οι διατομές του προσομοιώματος που θα εξετάσουμε, όπως ακριβώς ορίστηκαν στην περίπτωση που μελετούσαμε τη επίδραση του λόγου σ_{cm}/p_0 , προκύπτει η παρακάτω εικόνα που μας δείχνει τη μέση τιμή των πιέσεων που ασκούνται κάθετα στα σημεία της διατομής. Αρχικά, επιβεβαιώνουμε το γεγονός ότι οι πιέσεις αυξάνονται καθώς απομακρυνόμαστε από το μέτωπο εκσκαφής αποκτώντας, τελικά, μία σταθερή τιμή ανά τιμή K . Συγκρίνοντας της τρεις αναλύσεις παρατηρούμε,

ότι η διαφοροποίηση του K οδηγεί σε μεταβολή τόσο των μεγίστων τιμών των πιέσεων όσο και της θέσης συγκέντρωσής τους επί της τελικής επένδυσης.



Εικόνα 4.10 Ανάπτυξη πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ($H=30\text{m}$, $D=10\text{m}$, $\sigma_{cm}/p_0=1.009$)

Διαπιστώνουμε, λοιπόν ότι οι θέσεις εμφάνισης των μεγίστων τάσεων ταυτίζονται με αυτές των πλαστικών παραμορφώσεων που μελετήσαμε παραπάνω και, συγκεκριμένα, για $K=0.5$ έχουμε μέγιστες τιμές που φτάνουν τα 280kPa και εμφανίζονται στην παρειά, για $K=1$ έχουμε ομοιόμορφη κατανομή των τάσεων περιμετρικά της σήραγγας με μέγιστη τιμή τα 260kPa , ενώ για $K=1.5$ έχουμε συγκέντρωση των μεγίστων πιέσεων σε οροφή και βάση, με μέγιστη τιμή τα 391kPa . Παρατηρούμε, ακόμα, ότι οι μέγιστες τάσεις εμφανίζονται στις περιοχές που εμφανίζονται οι ελάχιστες μετατοπίσεις και αυτό εξαιτίας της μικρής αποτόνωσης που έχει συμβεί στις περιοχές αυτές. Συμπεραίνουμε, τέλος, ότι οι μέγιστες τιμές των πιέσεων εμφανίζονται για τη μέγιστη τιμή του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K διότι η αύξηση του K οδηγεί σε αύξηση των τιμών του μέσου εντατικού πεδίου, όπως έχει παρατηρηθεί προωτέρω.

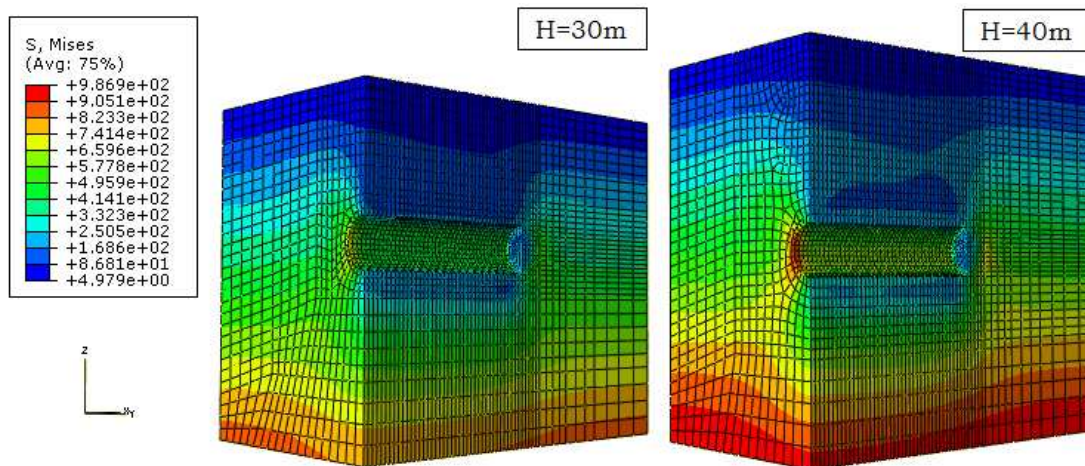
4.2.3 Μελέτη επίδρασης του ύψους υπερκειμένων γαιών H

Για τη μελέτη της επίδρασης του ύψους των υπερκειμένων γαιών ή διαφορετικά του βάθους εκοκαφής H στα εντατικά μεγέθη του μοντέλου μας επιλέχθηκαν οι αναλύσεις 3_a_30 και 3_a_51. Οι αναλύσεις αυτές έχουν τα εξής κοινά χαρακτηριστικά: $D=10\text{m}$, $K=0.5$, $GSI=20$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$ και $m_i=6$ ενώ διαφέρουν ως προς το ύψος των υπερκειμένων γαιών όπου για την πρώτη ανάλυση θεωρήθηκε ίσο με

$H=30\text{m}$ ενώ για τη δεύτερη ίσο με $H=40\text{m}$. Ωστόσο, εξαιτίας της αύξησης του H παρατηρούμε μία μείωση του δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών, όπου για την πρώτη ανάλυση είναι $\sigma_{cm}/p_0=0.822$ ενώ για τη δεύτερη είναι $\sigma_{cm}/p_0=0.617$. Θα παρατηρήσουμε, λοιπόν, τις αλλαγές που επιφέρει η διαφοροποίηση του H στην έκταση και στις ακραίες τιμές των περιοχών που εμφανίζονται τα εντατικά μεγέθη επί της σήραγγας. Τα αποτελέσματα που θα συγκρίνουμε παρουσιάζονται μέσω τρισδιάστατων εικόνων του μοντέλου μας, με χρωματική διαφοροποίηση των εντατικών μεγεθών, κατά περίπτωση.

• Ανάπτυξη τάσεων Von Mises

Από τη σύγκριση των δύο μοντέλων παρατηρούμε, αρχικά, ότι οι μέγιστες τιμές των διεκτροπικών τάσεων εμφανίζονται στην παρειά της σήραγγας, κάτι το οποίο είναι λογικό για αναλύσεις που πραγματοποιούνται με $K=0.5$. Η παρατήρηση αυτή επιβεβαιώνει τα συμπεράσματα που προέκυψαν από προηγούμενες αναλύσεις, σχετικά με την επίδραση του K στην περιοχική εμφάνιση των μεγίστων εντατικών μεγεθών. Επιπλέον, διαπιστώνουμε ότι με αύξηση του βάθους εκσκαφής αυξάνονται τα μέγιστα των τάσεων επί της σήραγγας και από τιμές της τάξεως των 75KPa λαμβάνουν τιμές που αγγίζουν τα 100KPa . Ωστόσο, η διαφορά που παρατηρείται μεταξύ των μεγίστων τιμών των δύο αναλύσεων στην παρειά της σήραγγας είναι σχετικά μικρή.



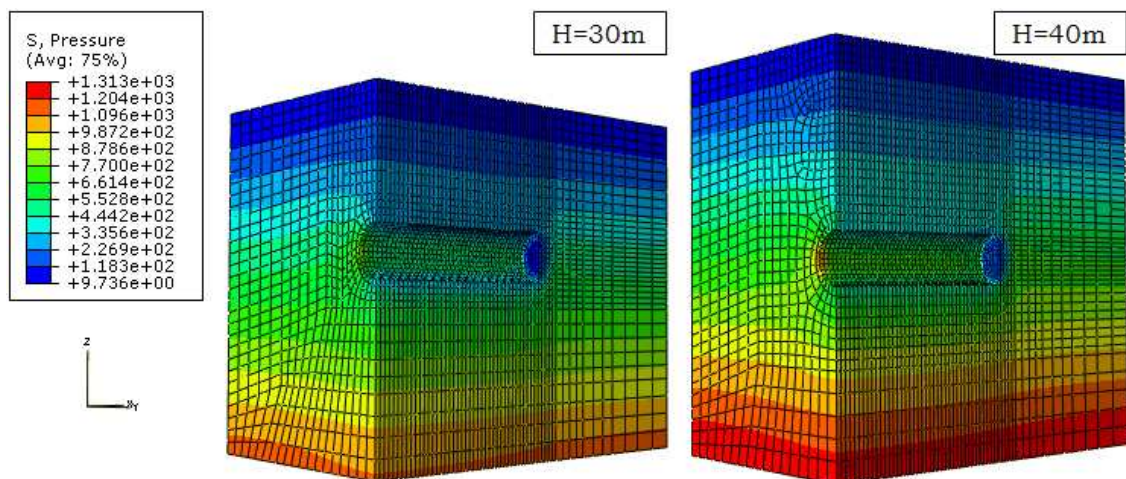
Εικόνα 4.11 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises ($D=10\text{m}$, $K=0.5$, $GSI=20$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)

Παρατηρούμε ότι η κατανομή των τάσεων έχει στρωματώδη μορφή, όπως αναμέναμε. Ένα ενδιαφέρον συμπέρασμα που προκύπτει, ακόμα, είναι ότι η κατανομή των τάσεων στα δύο μοντέλα έχει παρόμοια, στρωματώδη μορφή με αύξηση των ακραίων τιμών ανάλογη της αύξησης του βάθους. Αυτό πρακτικά σημαίνει ότι η κατανομή των τάσεων στο δεύτερο μοντέλο προκύπτει από την κατανομή των τάσεων στο πρώτο, με αύξηση του βάθους του μοντέλου κατά 10m . Διαπιστώνουμε, δηλαδή,

ότι ο λόγος των μεγίστων διεκτροπικών πιέσεων που εμφανίζονται στα δύο προσομοιώματα είναι περίπου ίσος με τον λόγο των υψών $H \left(\frac{100\text{KPa}}{75\text{KPa}} \cong \frac{40\text{m}}{30\text{m}} \right)$.

• Ανάπτυξη μέσων τάσεων P

Παρατηρούμε ότι η κατανομή των μέσων τάσεων και στις δύο αναλύσεις έχει ομοιόμορφη στρωματώδη μορφή και, μάλιστα, στην περίπτωση όπου $H=40\text{m}$ η κατανομή γίνεται σε σχεδόν οριζόντια στρώματα. Οι τάσεις αυξάνονται με το βάθος και οι μέγιστες τιμές για $H=30\text{m}$ προκύπτουν ίσες με 987KPa ενώ για $H=40\text{m}$ φτάνουν τα 1313KPa . Συμπεραίνουμε, λοιπόν, ότι προκύπτει πάλι η αναλογία τάσεων – ύψους H που είχαμε εντοπίσει και στις διεκτροπικές τάσεις, ωστόσο, οι μέσες τάσεις έχουν αρκετά μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με τις διεκτροπικές. Τέλος, διαπιστώνεται μία αύξηση των τιμών στην παρειά της σήραγγας για $H=40\text{m}$ σε σχέση με την περίπτωση όπου $H=30\text{m}$ και μία μείωση των τάσεων στο μέτωπο της εκσκαφής και για τις δύο αναλύσεις, γεγονός που οφείλεται στο ότι η γύρω περιοχή βρίσκεται στην περιβάλλουσα αστοχίας του γεωλικού.

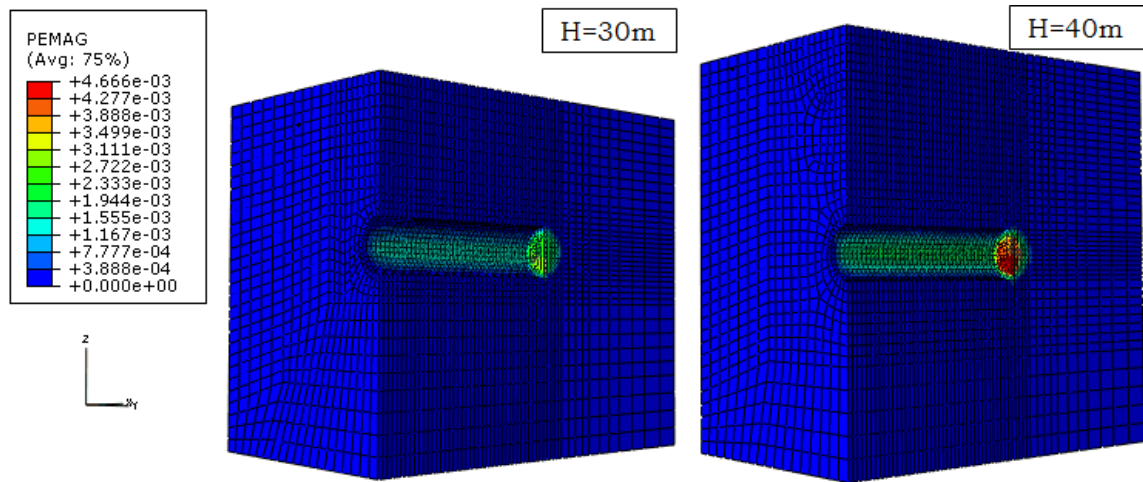


Εικόνα 4.12 Ανάπτυξη μέσων τάσεων P ($D=10\text{m}$, $K=0.5$, $GSI=20$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)

• Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων

Για τη σύγκριση της έκτασης των πλαστικών ζωνών στις δύο αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε ενιαίο υπόμνημα καθώς οι ακραίες τιμές των παραμορφώσεων έχουν σχετικά μικρή διαφοροποίηση. Συγκεκριμένα, για το μεγαλύτερο βάθος εκσκαφής έχουμε μία μικρή αύξηση των τιμών και της έκτασης της ζώνης που εκτείνονται οι πλαστικές παραμορφώσεις σε σχέση με το μικρότερο βάθος και, μάλιστα οι μέγιστες τιμές εμφανίζονται στην παρειά της σήραγγας και φτάνουν έως 3.5×10^{-3} . Συμπεραίνουμε, λοιπόν, ότι με την αύξηση του βάθους εκσκαφής εντείνεται μεν το φαινόμενο του θόλου, ωστόσο, επειδή τα βάθη εκσκαφής είναι σχετικά μικρά, το

υπερκειμένο έδαφος ενεργοποιείται ολόκληρο με αποτέλεσμα να δημιουργεί, τελικά, μεγαλύτερες πλαστικές παραμορφώσεις.

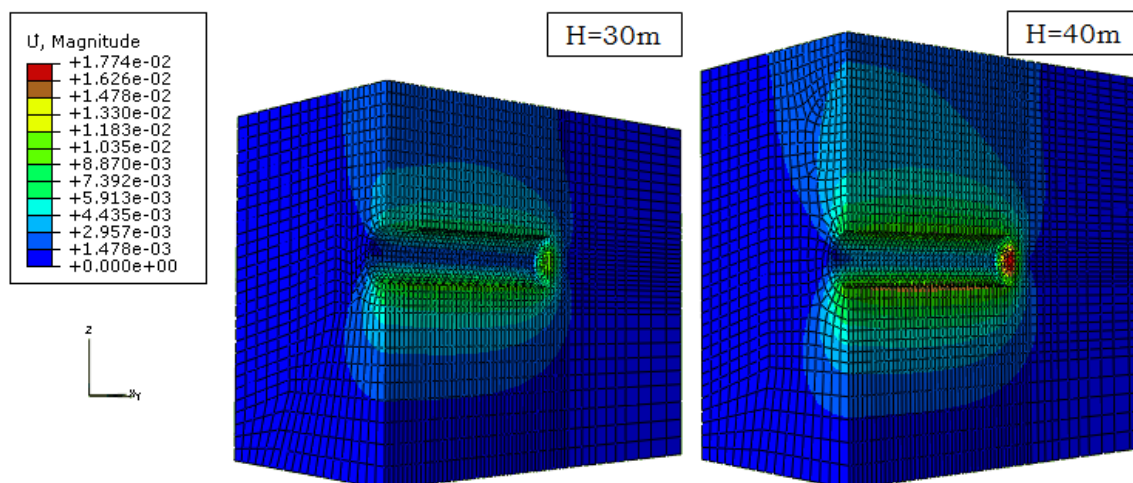


Εικόνα 4.13 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων ($D=10\text{m}$, $K=0.5$, $GSI=20$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)

Παρατηρούμε, ακόμα, μία τοπική αύξηση των παραμορφώσεων στο μέτωπο της εκσκαφής με μέγιστες τιμές που φτάνουν στην περίπτωση του μέγιστου βάθους εκσκαφής τις 4.67×10^{-3} . Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται, όπως έχει αναφερθεί, επειδή στο μέτωπο εκσκαφής το γεωυλικό αστοχεί για μικρές τιμές της διεκτροποκής τάσης.

• Ανάπτυξη μετατοπίσεων

Χρησιμοποιώντας ενιαίο υπόμνημα για τις δύο αναλύσεις βλέπουμε ότι με την αύξηση του ύψους των υπερκειμένων γαιών αυξάνεται τόσο η έκταση των ζωνών των μετατοπίσεων όσο και η μέγιστη τιμή τους. Σε αντίθεση με τις πλαστικές ζώνες οι μετατοπίσεις παρουσιάζονται, κυρίως, στην οροφή και τη βάση της σήραγγας. Ωστόσο, οι μέγιστες τιμές εμφανίζονται στο μέτωπο της εκσκαφής και φτάνουν τα $1.77 \times 10^{-2} \text{ m}$ στην περίπτωση όπου $H=40\text{m}$, κάτι το οποίο είναι απολύτως λογικό καθώς η γύρω περιοχή έχει παραμείνει ανυποστήρικτη.

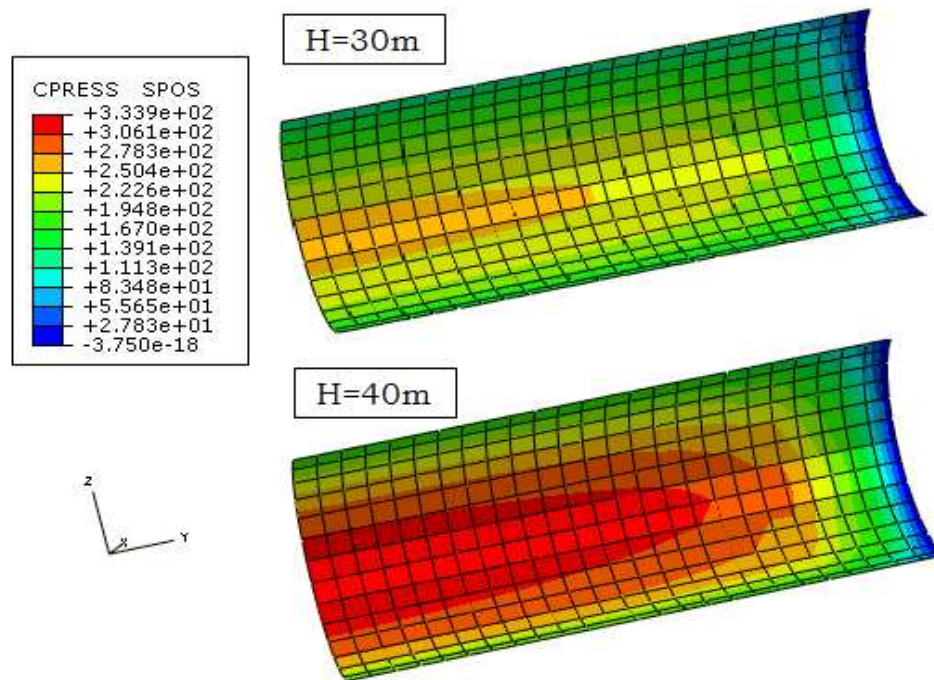


Εικόνα 4.14 Ανάπτυξη μετατοπίσεων ($D=10m$, $K=0.5$, $GSI=20$, $\sigma_{ci}=10MPa$)

Διαπιστώνουμε, για μία ακόμη φορά, τη μικρή δράση του φαινομένου του θόλου εξαιτίας του μικρού βάθους εκσκαφής. Δηλαδή, παρατηρούμε ότι επειδή οι τάσεις γύρω από την εκσκαφή δεν έχουν τη δυνατότητα να γεφυρώσουν καλά, ενεργοποιείται όλο το υπερκείμενο έδαφος. Φαίνεται, λοιπόν, καθαρά στην παραπάνω εικόνα ότι οι μετατοπίσεις επηρεάζουν όλο το υπερκείμενο έδαφος μέχρι την επιφάνεια του, οπότε στην περίπτωση όπου $H=40m$ εμφανίζονται σε μεγαλύτερη έκταση.

• Ανάπτυξη πιέσεων στην τελική επένδυση

Από τη σύγκριση των αναλύσεων μας δεν προκύπτει κάποιο καινούριο, ενδιαφέρον συμπέρασμα σε σχέση με αυτά που έχουμε ήδη βγάλει από προηγούμενες σχετικές συγκρίσεις. Επιβαιβεώνονται, λοιπόν, τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις στα προηγούμενα εδάφια του κεφαλαίου αυτού και για την ακρίβεια, παρατηρούμε μία αύξηση των πιέσεων με την απομάκρυνση από το μέτωπο εκσκαφής. Οι πιέσεις παίρνουν, τελικά, μία σταθερή τιμή που για $H=30m$ φτάνει τα $278KPa$ ενώ για $H=40m$ φτάνει τα $334KPa$ στην παρειά της σήραγγας. Παρατηρούμε εδώ ότι όσον αφορά τις πιέσεις στην τελική επένδυση δεν ισχύει απόλυτα η αναλογία τάσεων – ύψους H , καθώς $\frac{334Kpa}{278KPa} \neq \frac{40m}{30m}$, άρα συμπεραίνουμε ότι οι τάσεις που εμφανίζονται σε κάθε περίπτωση δεν εξαρτώνται αποκλειστικά από την αλλαγή του ύψους H αλλά και από τη αλλαγή του δείκτη σ_{cm}/ρ_0 .



Εικόνα 4.15 Ανάπτυξη πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ($D=10\text{m}$, $K=0.5$, $GSI=20$, $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$)

Διαπιστώνουμε ότι με την αύξηση των υπερκειμένων γαιών αυξάνονται οι μέγιστες τιμές των πιέσεων στην τελική επένδυση, όμως η μορφή της κατανομής τους παραμένει η ίδια και για τις δύο αναλύσεις. Επιπλέον, η αύξηση αυτή οφείλεται, όπως έχει αναφερθεί, στο συνδυασμό της καλύτερης γεφύρωσης των τάσεων στη βραχώμαζα και στην αύξηση των πιέσεων, που δημιουργεί στο σκυρόδεμα η αύξηση του βάθους εκκοκαφής. Τέλος, η απότομη αύξηση των τιμών των τάσεων μακριά από το μέτωπο της εκκοκαφής οφείλεται στις συνοριακές συνθήκες. Στην εικόνα που παρατίθεται έχουν αμεληθεί οι τιμές των πιέσεων κοντά στα σύνορα του προσομοιώματος μας, έτσι ώστε να έχουμε όσο το δυνατό μικρότερη επιρροή των συνοριακών συνθηκών στα αποτελέσματα μας.

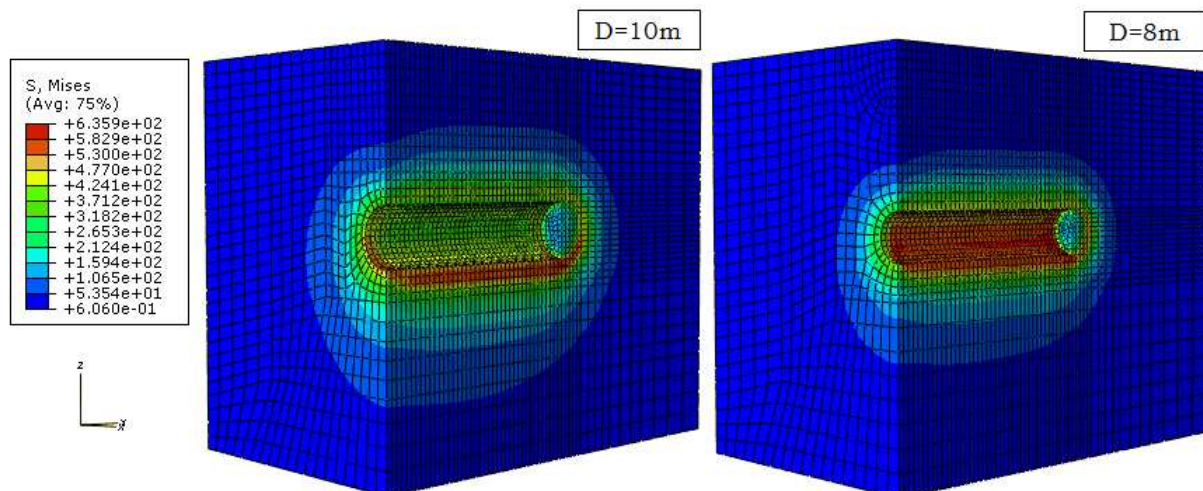
4.2.4 Μελέτη επίδρασης της διαμέτρου της σήραγγας D

Θα μελετήσουμε στο εδάφιο αυτό την επιρροή της μείωσης της διαμέτρου της σήραγγας από $D=10\text{m}$ σε $D=8\text{m}$ στα εντατικά μεγέθη της περιοχής γύρω από την εκκοκαφή καθώς επίσης και στα φορτία που αναλαμβάνει η τελική επένδυση της σήραγγας. Για την επίτευξη της σύγκρισης αυτής έχουμε επιλέξει τις αναλύσεις 3_a_125 και 3_a_1125 που έχουν ακριβώς τα ίδια γεωτεχνικά χαρακτηριστικά με εξαίρεση στη διάμετρο της σήραγγας. Έχουν, δηλαδή, κοινά $H=30\text{m}$, $K=1$, $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$ και $\sigma_{cm}/p_0=0.389$ ενώ διαφέρουν ως προς τη διάμετρο της σήραγγας που για την πρώτη ανάλυση έχω $D=10\text{m}$ ενώ για τη δεύτερη έχω $D=8\text{m}$. Η σύγκριση και τα συμπεράσματα που θέλουμε θα βγουν από τη μελέτη του εδαφικού προσομοιώματος,

που προέκυψε από το ABAQUS για τις δύο προαναφερθείσες αναλύσεις. Οι αναλύσεις που επιλέχθηκαν για τη σύγκριση έχουν κοινό $K=1$, γεγονός που μας βοηθάει στο να δούμε καλύτερα το εύρος της κατανομής των εντατικών μεγεθών στο εδαφικό προσομοίωμα, εξαιτίας της κυκλικής κατανομής τους.

• Ανάπτυξη τάσεων Von Mises

Οι διεκτροπικές τάσεις εμφανίζουν κυκλική κατανομή περιμετρικά της σήραγγας και από την παρακάτω εικόνα διαπιστώνουμε ότι η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας οδηγεί σε μείωση του εύρους των τάσεων στη γύρω περιοχή. Οι τάσεις και για τις δύο διαμέτρους λαμβάνουν ίδιες τιμές με μέγιστη τιμή τα 636KPa, ωστόσο βλέπουμε ότι στη μικρότερη διάμετρο εμφανίζονται μέγιστες τάσεις σε όλη την περίμετρο της σήραγγας. Η εμφάνιση των μεγίστων τάσεων στην περίπτωση της μικρότερης διαμέτρου εξηγείται από τη μικρότερη απομείωση των τάσεων που συμβαίνει γύρω από την εκσκαφή. Η απομείωση αυτή σχετίζεται με τη μεγαλύτερη δυνατότητα που έχει η βραχώμαζα για $D=8m$ στο να γεφυρώσει τις τάσεις εκατέρωθεν της διατομής. Επιπλέον, οι τάσεις στο γεωυλικό μειώνονται ομοιόμορφα καθώς απομακρυνόμαστε από την εκσκαφή, και για τις δύο περιπτώσεις.

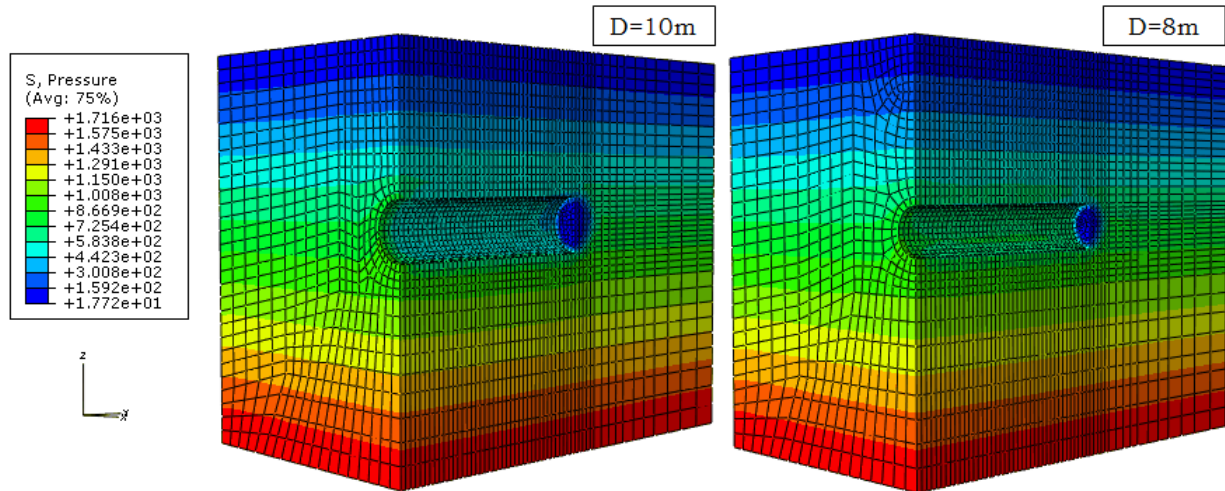


Εικόνα 4.16 Ανάπτυξη τάσεων Von Mises ($H=30m$, $K=1.0$, $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4MPa$)

• Ανάπτυξη μέσων τάσεων P

Η αύξηση της διαμέτρου της σήραγγας επηρεάζει ελάχιστα τη μορφή της κατανομής και τις ακραίες τιμές των μέσων τάσεων στο εδαφικό προσομοίωμα. Όμως, παρατηρείται σημαντική αύξηση των μέσων τάσεων, για μείωση της διαμέτρου, στα όρια της περιμέτρου της σήραγγας και, μάλιστα, βλέπουμε ότι τάσεις αυξάνονται από 584KPa σε 1000KPa περίπου. Διαπιστώνουμε, λοιπόν ότι μέσες τάσεις σχεδόν διπλασιάζονται, πράγμα που μας επιβεβαιώνει την δυνατότητα μεγαλύτερης απομείωσης των τάσεων για αύξηση της διαμέτρου, λόγω μείωσης του φαινομένου του

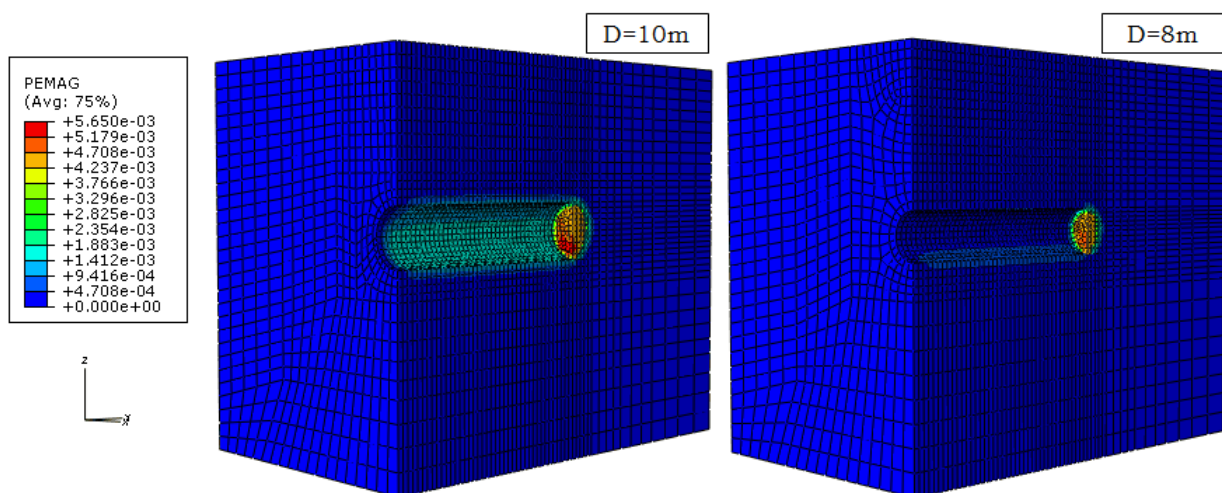
θόλου, όπως ακριβώς παρατηρήσαμε και στις διεκτροπικές τάσεις. Ουσιαστικά, δηλαδή, μικρότερη αποτόνωση τάσεων παρατηρείται για τη μικρότερη διάμετρο.



Εικόνα 4.17 Ανάπτυξη μέσων τάσεων P (H=30m, K=1.0, GSI=25, σ_{ci} =4MPa)

- **Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων**

Από τη στιγμή που οι διεκτροπικές τάσεις αυξάνονται περιμετρικά της σήραγγας με μείωση της διαμέτρου της, αυτό συνεπάγεται ότι στη μικρότερη διάμετρο αναμένω μικρότερες πλαστικές παραμορφώσεις στο ύψος της εκοκαφής. Αυτό διαπιστώνουμε και από την παρακάτω εικόνα που βλέπουμε ότι η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας οδηγεί σε μείωση των πλαστικών παραμορφώσεων τόσο στην τιμή τους όσο και στο εύρος εμφάνισής τους. Οι μέγιστες παραμορφώσεις στις προσομοιώσεις μας εμφανίζονται, όπως είναι λογικό εξαιτίας της αστοχίας του υλικού, στο μέτωπο της εκοκαφής και φτάνουν έως 5.65×10^{-3} .

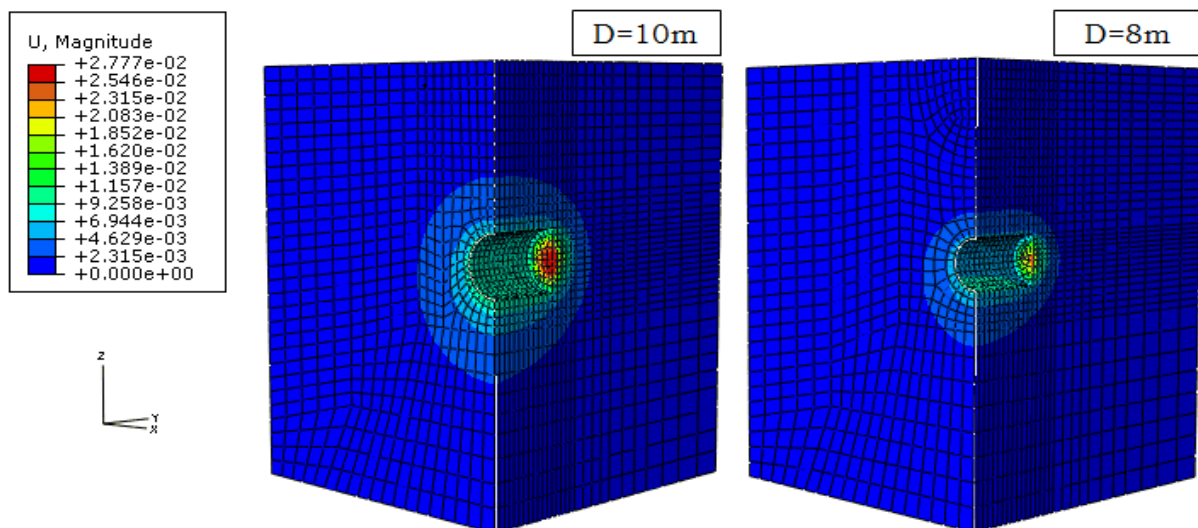


Εικόνα 4.18 Ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων (H=30m, K=1.0, GSI=25, σ_{ci} =4MPa)

• Ανάπτυξη μετατοπίσεων

Για τη μελέτη της ανάπτυξης των μετατοπίσεων δώσαμε μία εικόνα του μοντέλου μας σε απόσταση 12m από την επιφάνεια του μετώπου της σήραγγας, κατά την εν διατομή xz. Σε απόσταση 12m από το μέτωπο της εκσκαφής έχουν ολοκληρωθεί πλήρως οι συγκλίσεις των μετατοπίσεων οπότε εκεί εμφανίζονται οι μέγιστες τιμές τους. Επιπλέον, μας δίνεται η δυνατότητα να μελετήσουμε τη μορφή και την έκταση των μετατοπίσεων στην επιφάνεια xz.

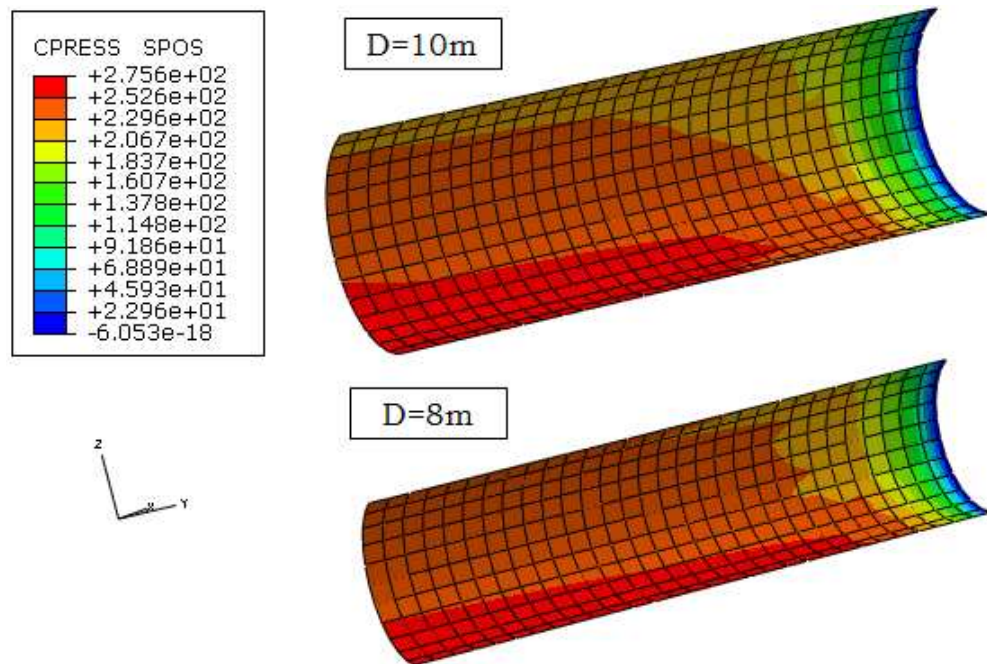
Οι μετατοπίσεις στα μοντέλα μας εμφανίζουν κυκλική κατανομή εξαιτίας του $K=1$. Ωστόσο, η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας επιφέρει μείωση στην τιμή των μεγίστων μετατοπίσεων και στο εύρος διανομής τους. Παρατηρούμε ότι οι μετατοπίσεις από $9.26 \times 10^{-3} \text{m}$ μειώνονται σε $6.94 \times 10^{-3} \text{m}$ καθώς μειώνεται η διάμετρος. Ωστόσο, η μείωση της διαμέτρου δεν αλλάζει τη μορφή της κατανομής των μετατοπίσεων. Τέλος, παρατηρούμε και στα δύο μοντέλα μία σταδιακή ομοιόμορφη μείωση των μετατοπίσεων καθώς απομακρυνόμαστε από την περίμετρο της εκσκαφής.



Εικόνα 4.19 Ανάπτυξη μετατοπίσεων ($H=30\text{m}$, $K=1.0$, $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$)

• Ανάπτυξη πιέσεων στην τελική επένδυση

Η αντιπροσωπευτική διατομή της τελικής επένδυσης που θα μελετηθεί, ορίζεται όπως ακριβώς και στις προηγούμενες παρόμοιες περιπτώσεις. Όπως είναι λογικό, οι τάσεις που ασκούνται στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης θα μειώνονται με μείωση της διαμέτρου της σήραγγας. Το γεγονός αυτό παρατηρούμε στην παρακάτω εικόνα, όπου φαίνεται ότι για τη διάμετρο $D=8\text{m}$ οι μέγιστες πιέσεις περιορίζονται στη βάση της τελικής επένδυσης. Οι τάσεις αυτές λαμβάνουν τιμή 276KPa και για τις δύο διαμέτρους και καθώς απομακρυνόμαστε από το μέτωπο εκσκαφής σταθεροποιούνται.



Εικόνα 4.20 Ανάπτυξη πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ($H=30\text{m}$, $K=1.0$, $GSI=25$, $\sigma_{ci}=4\text{MPa}$)

Ένα γενικό συμπέρασμα που μπορούμε να βγάλουμε από τη μελέτη των παραπάνω εικόνων είναι ότι η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας δημιουργεί ευνοϊκότερες συνθήκες τόσο στο περιβάλλον γεωυλικό της εκσκαφής όσο και στην τελική επένδυση. Συγκεκριμένα, οι τάσεις που αναλαμβάνει το έδαφος αυξάνονται, οι πλαστικές παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις του εδάφους μειώνονται και άρα οι τάσεις που έχει να αναλάβει το σκυρόδεμα προκύπτουν σαφώς μικρότερες, σε σχέση με τη μεγαλύτερη διάμετρο σήραγγας.

4.3 ΠΟΣΟΤΙΚΕΣ ΣΥΓΚΡΙΣΕΙΣ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΩΝ

Η μελέτη και ο σχεδιασμός της τελικής επένδυσης της σήραγγας μπορεί να πραγματοποιηθεί χρησιμοποιώντας διαφορετικές μεθοδολογίες, ανάλογα με τις παραδοχές που θα κάνει ο μελετητής και με τις εμπειρικές σχέσεις που θα χρησιμοποιήσει για την εκτίμηση των φορτίων στην περιβάλλουσα βραχώμαζα. Στην ενότητα αυτή θα γίνει προσπάθεια να ποσοτικοποιήσουμε τις γεωτεχνικές παραμέτρους σχεδιασμού του προσομοιώματος μας με τους αντιπροσωπευτικούς δείκτες που παρουσιάστηκαν σε προηγούμενη ενότητα του κεφαλαίου αυτού.

Στη συνέχεια, θα παρατεθούν διαγράμματα που θα μας δείχνουν τη σχέση των εκάστοτε γεωτεχνικών παραμέτρων των αναλύσεων (input), με τα διάφορα εντατικά μεγέθη (output) που προέκυψαν από τις αναλύσεις, δηλαδή, με τις πλαστικές παραμορφώσεις, τις συγκλίσεις και τις πιέσεις επί της τελικής επένδυσης. Σκοπός της παράθεσης των διαγραμμάτων αυτών είναι να δειχθεί η επιρροή της διαφοροποίησης των

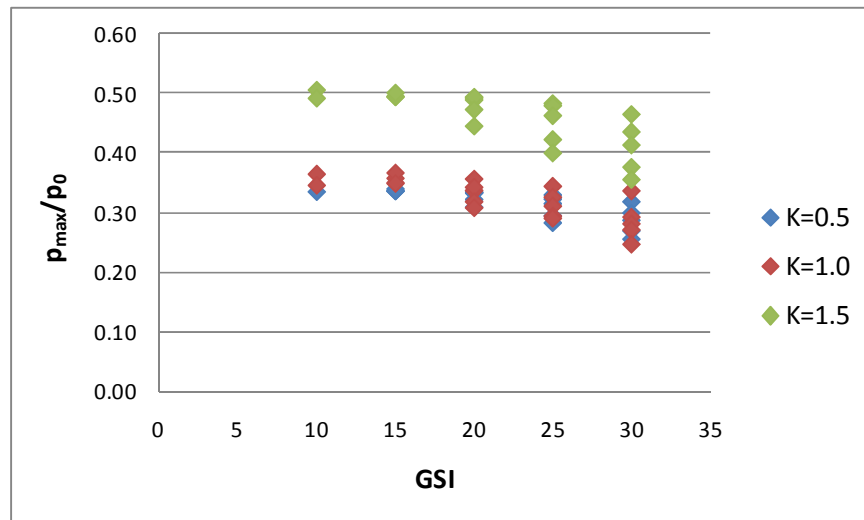
γεωτεχνικών παραμέτρων στην τιμή και στην κατανομή των εντατικών μεγεθών επί της τελικής επένδυσης.

4.3.1 Επίδραση του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K στην κατανομή των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης

Στο εδάφιο αυτό θα παρατεθούν διαγράμματα που θα μας δείχνουν τη σχέση των γεωτεχνικών παραμέτρων των αναλύσεων που έγιναν, και συγκεκριμένα του γεωλογικού δείκτη GSI, του λόγου γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/ρ_0 και της αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c , με τα διάφορα ποσοστά των εντατικών μεγεθών επί της τελικής επένδυσης που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Τα ποσοστά αυτά προέκυψαν από τις αριθμητικές αναλύσεις που πραγματοποιήσαμε. Στις αναλύσεις αυτές θεωρήθηκε σταθερό ύψος υπερκειμένων γαιών ίσο με $H=30m$. Σκοπός μας είναι να παρατηρήσουμε και να σχολιάσουμε τις διαφορές που εμφανίζονται στις τιμές των εντατικών μεγεθών και στη διακύμανση τους σε σχέση με τη διαφοροποίηση του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K . Θα μελετήσουμε, επιπλέον, την κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες πιέσεις επί της τελικής επένδυσης σε κάθε περίπτωση ενώ, τέλος, θα βρούμε τον ισοδύναμο συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K_{eq} μέσω των πιέσεων στην τελική επένδυση.

4.3.1.1 Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

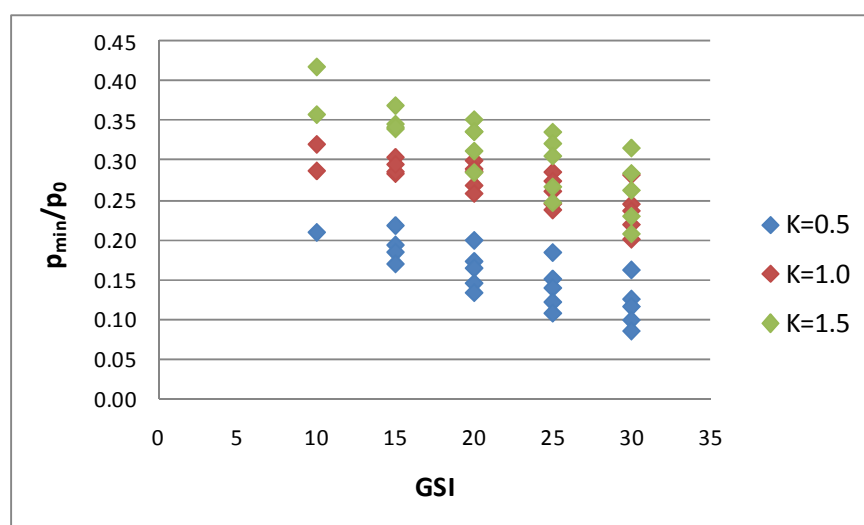
Ο γεωλογικός δείκτης GSI επιλέχθηκε έτσι ώστε να δούμε τη συμπεριφορά των πιέσεων επί της σήραγγας με την αύξηση της ποιότητας της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Στις αναλύσεις που εξετάζουμε εδώ, έχουν επιλεγθεί 5 διαφορετικές τιμές GSI που είναι οι εξής: 10, 15, 20, 25, 30. Είναι προφανές ότι καθώς βελτιώνεται η ποιότητα της βραχώμαζας αναμένουμε μικρότερα ποσοστά πιέσεων σε αυτή, εφόσον το ύψος υπερκειμένων γαιών H παραμένει σταθερό. Οφείλουμε να το διαπιστώσουμε και από τα διαγράμματα που ακολουθούν.



Διάγραμμα 4.2 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

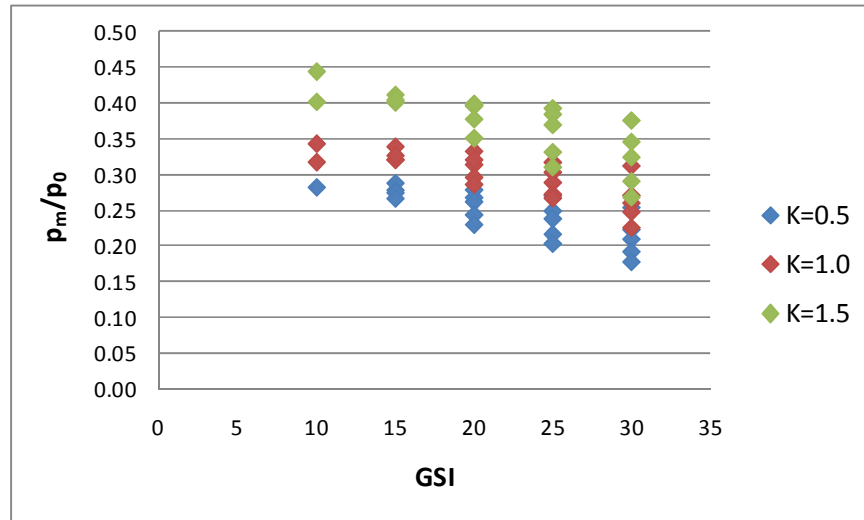
Διαπιστώνουμε από το διάγραμμα των μεγίστων πιέσεων ότι η αύξηση του γεωλογικού δείκτη οδηγεί σε μείωση των μεγίστων πιέσεων που ασκούνται στην τελική επένδυση. Το γεγονός αυτό αποδεικνύει ότι η καλύτερη ποιότητα βραχώμαζας ασκεί, ως γνωστόν, μικρότερες πιέσεις στη σήραγγα μας. Οι μεγαλύτερες πιέσεις ασκούνται για $K=1.5$ ενώ για $K=0.5$ και $K=1.0$ οι μέγιστες πιέσεις κυμαίνονται στα ίδια επίπεδα. Συγκεκριμένα, για $K=0.5$ και $K=1$ οι λόγοι μεγίστων πιέσεων κυμαίνονται από 0.24 έως 0.37 ενώ για $K=1.5$ από 0.36 έως 0.51, δηλαδή παρατηρούμε μία αύξηση των τιμών κατά 15% περίπου.

Στις περιπτώσεις των ελαχίστων και των μέσων πιέσεων της τελικής επένδυσης έχουμε μία πιο ευκρινή εικόνα των προαναφερθέντων και μάλιστα παρατηρούμε, επιπλέον, ότι οι λόγοι των πιέσεων μειώνονται σταθερά καθώς αυξάνεται η ποιότητα της βραχώμαζας και μειώνεται ο δείκτης γεωστατικών ωθήσεων K .



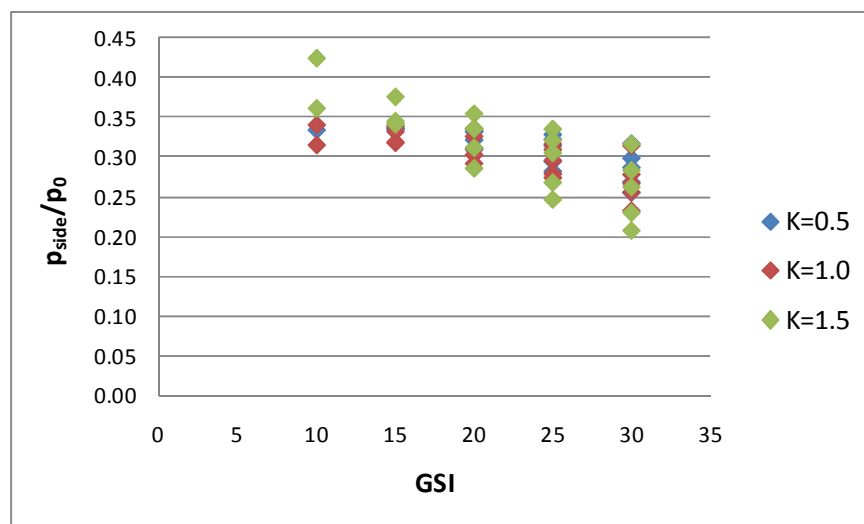
Διάγραμμα 4.3 Λόγος ελαχίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

Η διασπορά των τιμών των λόγων είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση των ελαχίστων πιέσεων σε σχέση με αυτήν των μέσων, με τιμές που κυμαίνονται από 0.07 έως 0.42 για την πρώτη περίπτωση και από 0.17 έως 0.44 για τη δεύτερη, για όλα τα K των αναλύσεων μας.



Διάγραμμα 4.4 Λόγος μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

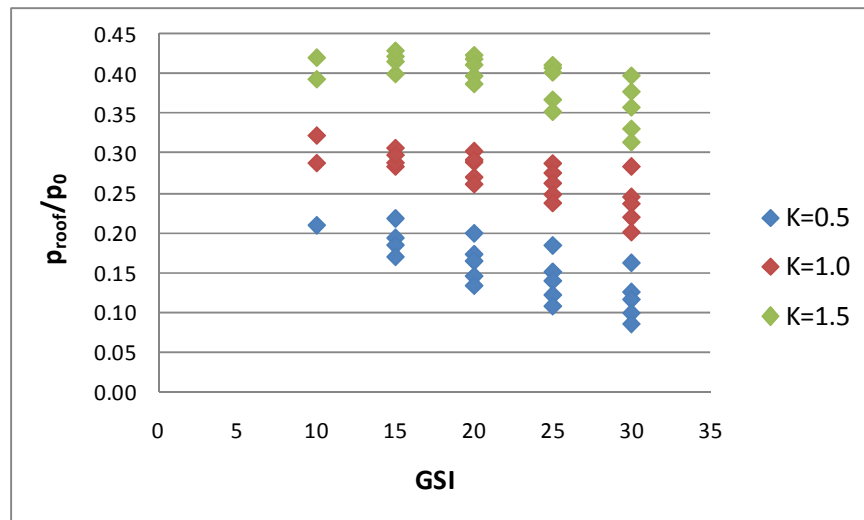
Από το διάγραμμα των πιέσεων παρειάς εξάγουμε το συμπέρασμα ότι για όλα τα K η βελτίωση της ποιότητας της βραχομάζας οδηγεί σε μείωση των πιέσεων παρειάς. Μεγαλύτερη διακύμανση στους λόγους των πιέσεων παρατηρείται για $K=1.5$



Διάγραμμα 4.5 Λόγος πιέσεων στην παρειά της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

Τέλος, όσον αφορά στο διάγραμμα των πιέσεων οροφής, διαπιστώνουμε ότι έχει την ίδια μορφή με το αντίστοιχο διάγραμμα που μας δείχνει τη σχέση των πιέσεων με το δείκτη σ_{cm}/p_0 , πράγμα το οποίο μελετήσαμε εκτενέστερα στην προηγούμενη ενότητα. Αρκεί να αναφέρουμε ότι παρατηρούμε τις μεγαλύτερες πιέσεις οροφής για

$K=1.5$ με λόγους πιέσεων που κυμαίνονται από 0.31 έως 0.43 και τις μικρότερες για $K=0.5$ με τιμές από 0.08 έως 0.22.

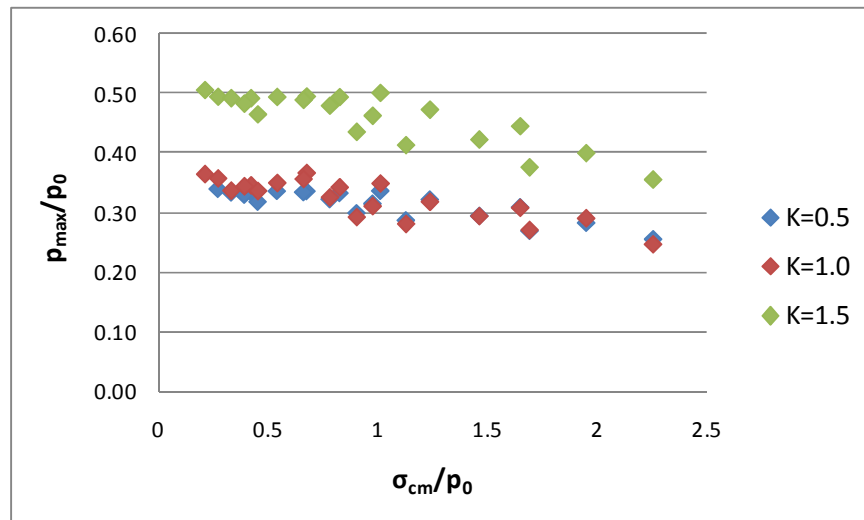


Διάγραμμα 4.6 Λόγος πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

Ένα γενικό συμπέρασμα που μπορούμε να βγάλουμε από τα παραπάνω διαγράμματα είναι ότι το GSI είναι μία μόνο παράμετρος αντοχής της βραχώμαζας οπότε δεν την αντιπροσωπεύει πλήρως. Θα έπρεπε, δηλαδή, για να έχουμε μία καλύτερη εκτίμηση των φορτίων της τελικής επένδυσης ως προς τη συμπεριφορά της βραχώμαζας, να είχαμε αντίστοιχα διαγράμματα και με τους άλλους παράγοντες αντοχής όπως π.χ. το σ_{ci} , m_i , κ.τ.λ. Επιπλέον, στα διαγράμμάτα μας παρατηρούμε μία μονοτονικότητα ως προς την κατανομή των πιέσεων και αυτό γιατί θεωρήσαμε σταθερό το ύψος υπερκειμένων γαιών $H=30m$. Σε επόμενο εδάφιο θα μελετήσουμε τι συμβαίνει στην περίπτωση θεώρησης διαφορετικού H .

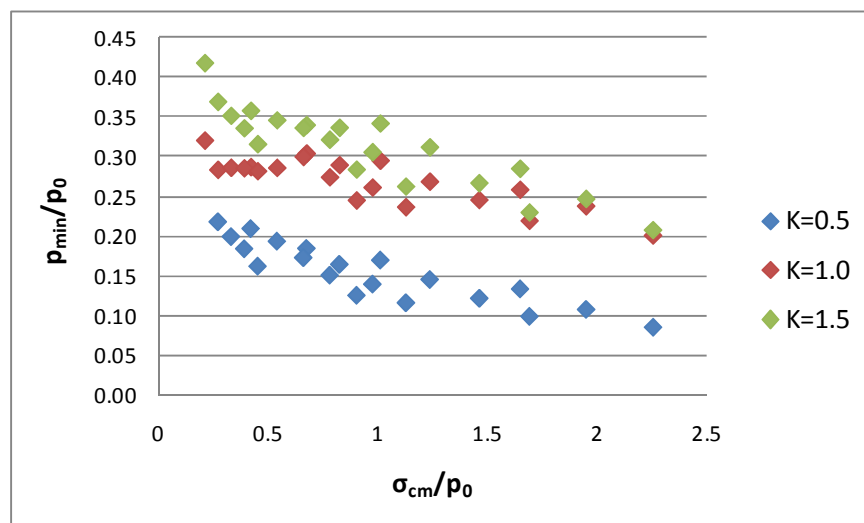
4.3.1.2 Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/p_0

Η επιλογή του δείκτη σ_{cm}/p_0 έγινε γιατί μπορεί να ποσοτικοποιήσει τόσο τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχώμαζας όσο και το μέγεθος των φορτίων που ανπτύσσονται. Ο λόγος σ_{cm}/p_0 ουσιαστικά αποτελεί λόγο «αντοχής» (αντοχή βραχώμαζας) προς «δράση» (γεωστατικές τάσεις) συνεπώς όσο μειώνεται καταδεικνύει πόσο δυσμενείς είναι οι γεωτεχνικές συνθήκες. Ταυτόχρονα εισέρχεται και στη σχέση των καμπύλων σύγκλισης – αποτόνωσης και διευκολύνει την κανονικοποίηση των διαγραμμάτων.



Διάγραμμα 4.7 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Από το παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε ότι με την αύξηση του λόγου σ_{cm}/ρ_0 έχουμε μία σταθερή μείωση του λόγου των μεγίστων πιέσεων για κάθε K. Συγκεκριμένα, για $K=0.5$ και για $K=1$ έχουμε μία τάυτιση, περίπου, των τιμών του λόγου των πιέσεων που κυμαίνονται από 0.24 έως 0.37 για αύξηση του σ_{cm}/ρ_0 από 0.2 έως 2.25. Την ίδια μορφή έχει το διάγραμμα και για $K=1.5$, ωστόσο, έχουμε αύξηση του εύρους των λόγου των μεγίστων πιέσεων που κυμαίνεται από 0.36 έως 0.51. Παρατηρούμε, τέλος, ότι η αύξηση του K συνεπάγεται με αύξηση των μεγίστων τιμών των λόγων που εξετάζουμε.

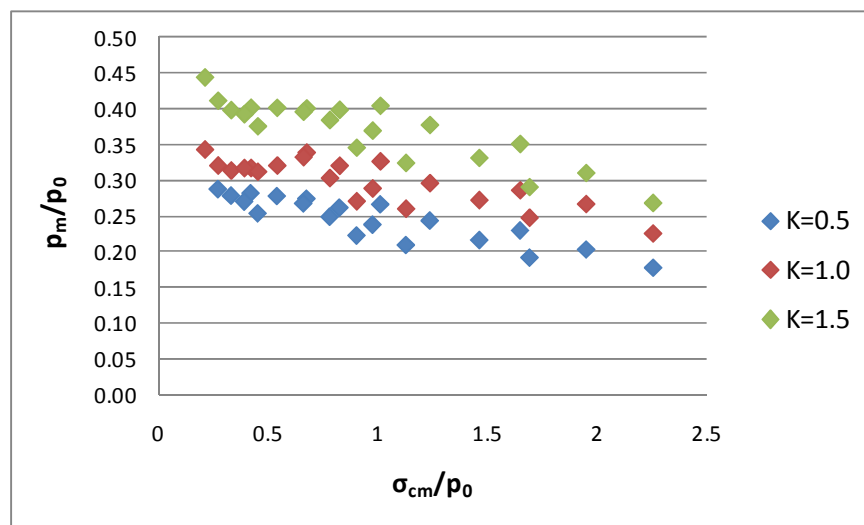


Διάγραμμα 4.8 Λόγος ελαχίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Όσον αφορά στους λόγους των ελαχίστων πιέσεων διαπιστώνουμε ότι, κατά όμοιο τρόπο με αυτό των μεγίστων, έχουμε μία σταδιακή σταθερή μείωση των ελαχίστων πιέσεων καθώς βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες. Για $K=0.5$ έχουμε διακύμανση τιμών των λόγων ελαχίστων πιέσεων που φτάνουν από 0.08 έως 0.24, για $K=1$ από 0.20

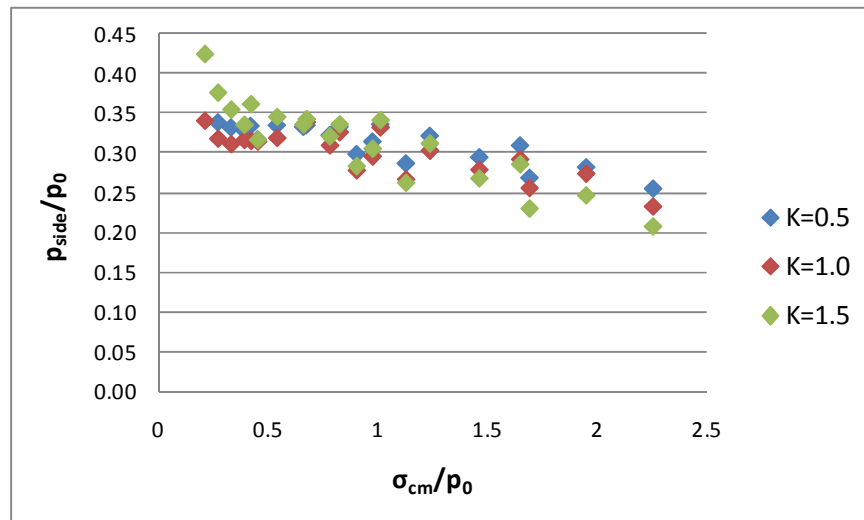
έως 0.33 και για $K=1.5$ από 0.21 έως 0.42, όπως φαίνεται στο παραπάνω διάγραμμα. Διαπιστώνουμε, τέλος, και εδώ ότι η σταδιακή αύξηση του K από 0.5 έως 1.5 μας δίνει αύξηση των οριακών τιμών των λόγων των ελαχίστων πιέσεων.

Αντίστοιχα, η κατανομή του λόγου των μέσων πιέσεων σε σχέση με το σ_{cm}/p_0 είναι παρόμοιας μορφής με αυτήν των ελαχίστων πιέσεων με μόνη διαφορά τις οριακές τιμές των λόγων για κάθε K που εδώ κυμαίνονται από 0.18 έως 0.44. Έχουμε, δηλαδή, μια μικρή αύξηση του εύρους των οριακών τιμών σε σχέση με τις οριακές τιμές των ελαχίστων πιέσεων, όπως φαίνεται στο διάγραμμα που ακολουθεί.



Διάγραμμα 4.9 Λόγος μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

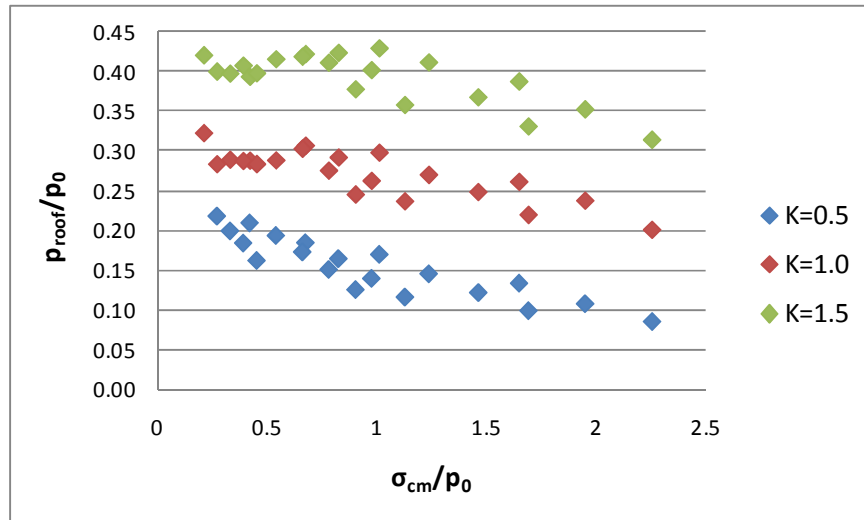
Θα μελετήσουμε τώρα την κατανομή των πιέσεων που ασκούνται στην παρειά της τελικής επένδυσης σε σχέση με το δείκτη σ_{cm}/p_0 . Όπως φαίνεται στο διάγραμμα που ακολουθεί υπάρχει μία συγκέντρωση του λόγου των πιέσεων παρειάς στις μικρές τιμές του δείκτη σ_{cm}/p_0 για κάθε K που κυμαίνεται από 0.30 έως 0.35. Με την αύξηση του δείκτη σ_{cm}/p_0 έχουμε μία σταθερή μείωση των πιέσεων της παρειάς που δικαιολογείται από τη βελτίωση της ποιότητας των γεωτεχνικών συνθηκών. Ακόμα, διαπιστώνουμε ότι η αύξηση του K προκαλεί αύξηση των τιμών του εντατικού πεδίου της τελικής επένδυσης.



Διάγραμμα 4.10 Λόγος πιέσεων στην παρειά της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Στην ενότητα των ποιοτικών συγκρίσεων αναφέρθηκε και διαπιστώθηκε ότι οι πιέσεις της βραχώμαζας στην παρειά της τελικής επένδυσης της σήραγγας μειώνονται με την αύξηση του K από 0.5 σε 1.5 λόγω της μείωσης της ανάπτυξης των οριζοντίων τάσεων στην εκεί περιοχή. Το γεγονός αυτό παρατηρούμε και εδώ, που φαίνεται ότι για σταθερό σ_{cm}/p_0 οι πιέσεις παρειάς για $K=0.5$ είναι μεγαλύτερες σε σχέση με το $K=1.0$ και το $K=1.5$. Εξαιρέση αποτελούν, όπως φαίνεται στο διάγραμμα, οι αναλύσεις που έγιναν για πολύ μικρές τιμές του σ_{cm}/p_0 που παρουσιάζουν μία σημαντική αύξηση του λόγου των πιέσεων για $K=1.5$. Επιπλέον, παρατηρούμε ότι για $K=1.5$ υπάρχει μία μεγαλύτερη απόκλιση των τιμών των εξεταζόμενων λόγων σε σχέση με τις περιπτώσεις όπου $K=0.5$ και $K=1$, και έτσι καθορίζονται τα συνολικά όρια που κυμαίνονται από 0.22 έως 0.43.

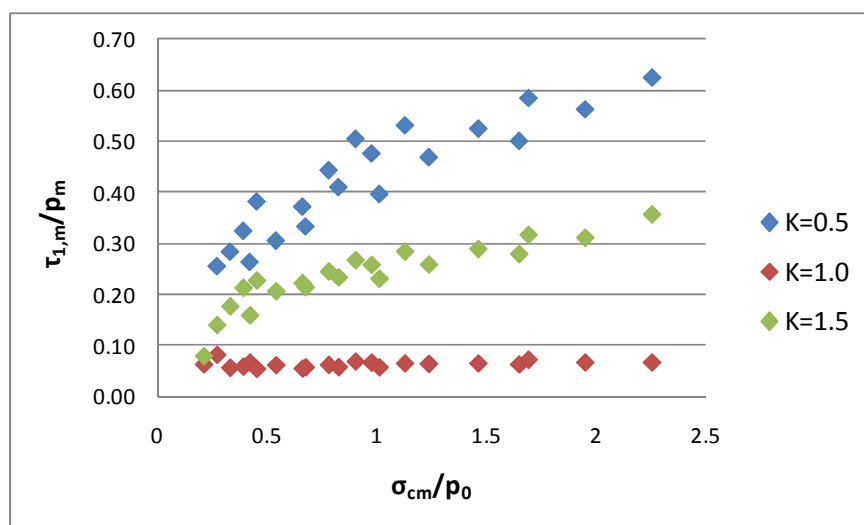
Τα συμπεράσματα που βγάλαμε από τις ποιοτικές εικόνες του εδαφικού προσομοιώματος εναρμονίζονται ακόμα καλύτερα με το διάγραμμα που ακολουθεί, που μας δείχνει τη διαφοροποίηση του λόγου των πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών. Από την ποιοτική σύγκριση των διεκτροπικών τάσεων είχαμε καταλήξει στο συμπέρασμα ότι για $K=1.5$ έχουμε συγκέντρωση των μεγίστων πιέσεων στην οροφή της σήραγγας, για $K=0.5$ πολύ μικρές πιέσεις στην οροφή και μεγάλη συγκέντρωση αυτών στην παρειά και, τέλος, για $K=1$ ομοιόμορφη συγκέντρωση πιέσεων περιμετρικά της σήραγγας.



Διάγραμμα 4.11 Λόγος πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

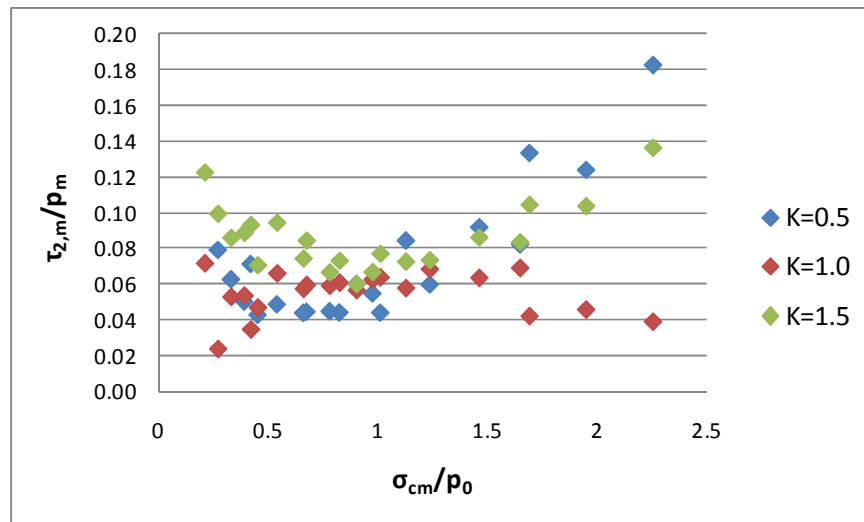
Παρατηρούμε, λοιπόν, από το παραπάνω διάγραμμα ότι με την αύξηση του K αυξάνουν, όπως είναι λογικό, οι πιέσεις της οροφής και μάλιστα κατανέμονται ομοιόμορφα για κάθε K . Για $K=0.5$ ο λόγος των πιέσεων οροφής κυμαίνεται από 0.07 έως 0.23, για $K=1$ από 0.20 έως 0.34 και για $K=1.5$ από 0.31 έως 0.43. Επιπροσθέτως, διαπιστώνεται για μία ακόμη φορά ότι η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση των πιέσεων στην τελική επένδυση.

Θα εξετάσουμε τώρα την κατανομή του λόγου των διατμητικών τάσεων της τελικής επένδυσης σε σχέση με το δείκτη σ_{cm}/ρ_0 . Παρατηρούμε ότι για $K=1$ οι γεωτεχνικές συνθήκες δεν επηρεάζουν τις διατμητικές τάσεις περιμετρικά του κελύφους που παραμένουν σταθερές με λόγο περίπου ίσο με 0.07. Αντιθέτως παρατηρούμε μία μεγάλη αύξηση του λόγου των διατμητικών τάσεων για $K=1.5$ και μία ακόμα μεγαλύτερη αύξηση για $K=0.5$ καθώς βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες.



Διάγραμμα 4.12 Λόγος μέσων διατμητικών πιέσεων περιμετρικά του κελύφους της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Ωστόσο, η διακύμανση των διατμητικών πιέσεων κατά τον άξονα της εκokaφής (άξονας y) της τελικής επένδυσης προκύπτει ακανόνιστη για όλες τις τιμές του K , πράγμα που δε μας βοηθάει στο να βγάλουμε κάποιο χρήσιμο συμπέρασμα. Μπορούμε, όμως, να συμπεράνουμε από τη σύγκριση των δύο διαγραμμάτων ότι οι διατμητικές τάσεις περιμετρικά του κελύφους είναι σχετικά μεγάλες ενώ, οι τάσεις κατά τον άξονα y είναι πολύ μικρές.

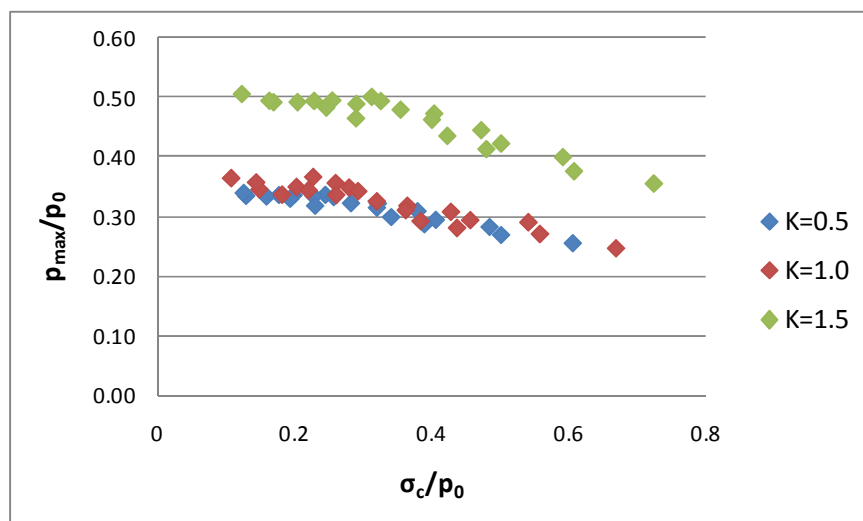


Διάγραμμα 4.13 Λόγος μέσων διατμητικών πιέσεων κατά μήκος του άξονα y της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

4.3.1.3 Κατανομή των τάσεων της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c/ρ_0

Η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c ισούται με $2c * \tan(45 + \frac{\phi}{2})$

οπότε ελέγχεται αποκλειστικά από τις παραμέτρους διατμητικής αντοχής (συνοχή c και γωνία τριβής ϕ) του κριτηρίου αστοχίας Mohr – Coulomb. Σε όλες τις αναλύσεις που έλαβαν χώρα κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας οι παράμετροι αντοχής ορίστηκαν με το κριτήριο αστοχίας Drucker – Prager. Το κριτήριο αυτό έχει πολύ καλή αντιστοιχία με το κριτήριο Mohr – Coulomb, καθώς και τα δύο κριτήρια παρουσιάζουν γραμμική περιβάλλουσα αστοχίας, σε αντίθεση με το Hoek – Brown που παρουσιάζει καμπύλη περιβάλλουσα. Όποτε, τελικά, περιμένουμε καλύτερη προσέγγιση αποτελεσμάτων από την κατανομή των πιέσεων ως προς το δείκτη σ_c/ρ_0 .

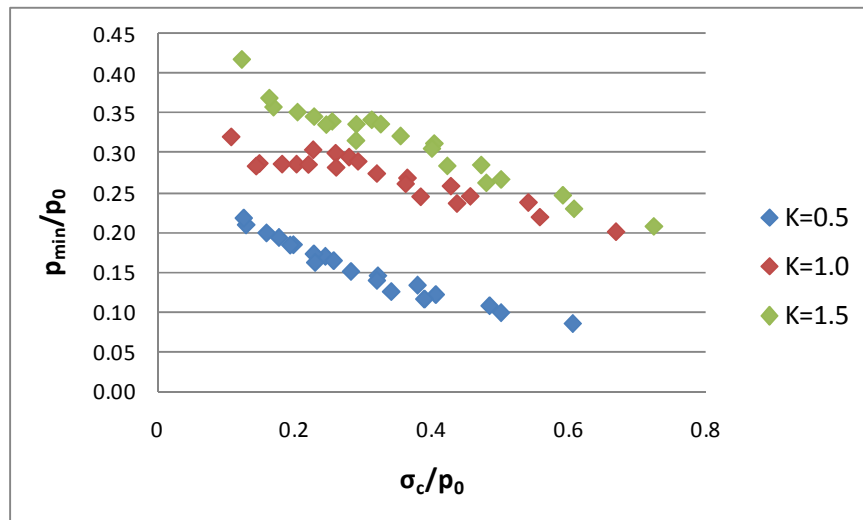


Διάγραμμα 4.14 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού

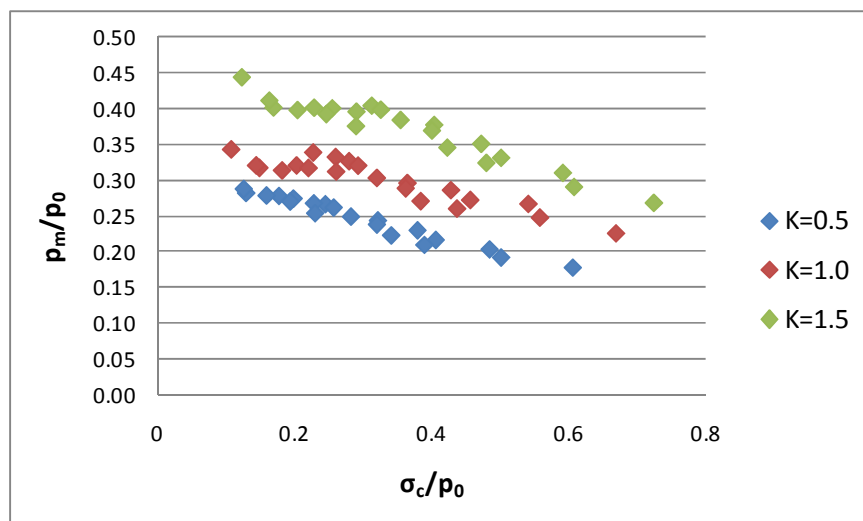
Μελετώντας τα διαγράμματα που παρατίθενται στην ενότητα αυτή, διαπιστώνουμε για μία ακόμη φορά τη σταδιακή μείωση των πιέσεων σε σχέση με την αύξηση της ποιότητας της βραχομάζας, που εδώ εκφράζεται μέσω της αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού. Παρατηρούμε, ακόμα, μέσω των διαγραμμάτων ότι υπάρχει μία καλύτερη προσέγγιση των αποτελεσμάτων σε σχέση με αυτά που αναμέναμε και έχουμε ήδη μελετήσει σε προηγούμενες ενότητες. Η κατανομή των αποτελεσμάτων διέπεται από μία πρακτικά γραμμική σχέση και αυτό φαίνεται ακόμα καλύτερα στα διαγράμματα των ελαχίστων και των μέσων πιέσεων που ακολουθούν.

Στο διάγραμμα των μεγίστων πιέσεων για μικρές τιμές του σ_c (0.1 – 0.3) παρατηρούμε ότι για όλα τα K οι λόγοι των πιέσεων παραμένουν περίπου σταθεροί, ενώ με περαιτέρω αύξηση του σ_c έχουμε μία σταδιακή μείωση των λόγων αυτών. Οι μεγαλύτερες πιέσεις εμφανίζονται για $K=1.5$ και φτάνουν σε ποσοστά 50% της γεωστατικής πίεσης, ενώ οι μικρότερες για $K=0.5$ και φτάνουν το 25% της p_0 . Για τις τιμές $K=0.5$ και $K=1$ δεν παρατηρούνται σοβαρές διαφορές στις τιμές των πιέσεων.

Μελετώντας τα διαγράμματα των ελαχίστων και των μέσων πιέσεων παρατηρούμε την πολύ καλή διακριτοποίηση που υπάρχει στην κατανομή των εκάστοτε πιέσεων σε συνδυασμό με την αύξηση του σ_c και την εναλλαγή του K . Και στις δύο περιπτώσεις μέγιστες τιμές των λόγων παρατηρούνται για $K=1.5$ και ελάχιστες για $K=0.5$. Ωστόσο, οφείλουμε να σχολιάσουμε το γεγονός ότι με μικρή αύξηση του σ_c οι υπάρχει άμεση και μεγαλύτερη μείωση των λόγων των ελαχίστων πιέσεων σε σχέση με τους αντίστοιχους των μεγίστων που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Για τις ελάχιστες πιέσεις οι τιμές των λόγων κυμαίνονται από 0.08 έως 0.42 ενώ για τις μέσες από 0.17 έως 0.44.

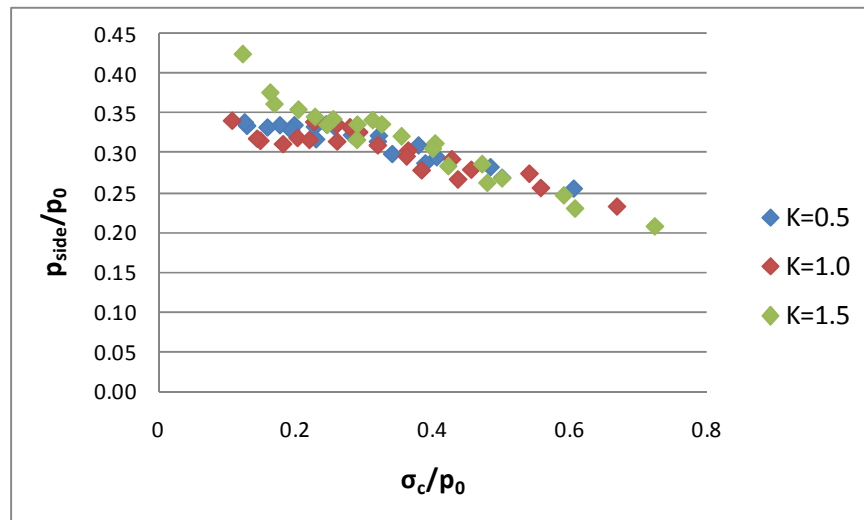


Διάγραμμα 4.15 Λόγος ελαχίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού



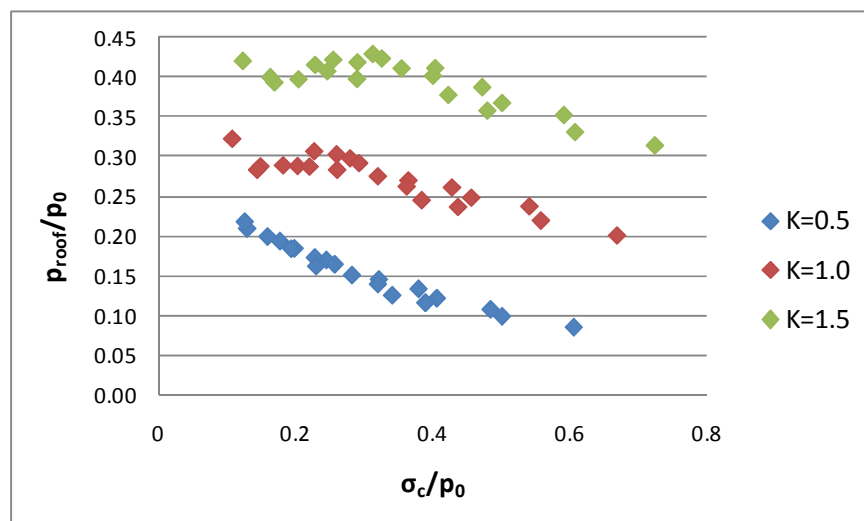
Διάγραμμα 4.16 Λόγος μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού

Η διαφοροποίηση του K επηρεάζει ελάχιστα και μόνο για ακραίες περιπτώσεις τις πιέσεις στην παρειά της τελικής επένδυσης. Οι τιμές των πιέσεων παρειάς συγκεντρώνονται κυρίως σε ποσοστά 25% έως 35% της γεωστατικής τάσης για όλες τις τιμές του K . Διαπιστώνεται μικρή μείωση τιμών με αύξηση του σ_c .



Διάγραμμα 4.17 Λόγος πιέσεων στην παρειά της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωλικού

Όσον αφορά στις πιέσεις στην οροφή της τελικής επένδυσης τα πράγματα είναι πιο ξεκάθαρα. Μετά τη μελέτη του διαγράμματος που ακολουθεί και χρησιμοποιώντας τις γνώσεις μας από προηγούμενα αντίστοιχα διαγράμματα και ποιοτικές συγκρίσεις που διενεργήθηκαν, είμαστε πεπεισμένοι, πλέον, ότι ο συνδυασμός μείωσης του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K και της ποιότητας της βραχομάζας οδηγεί σε ταυτόχρονη μείωση των πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης.



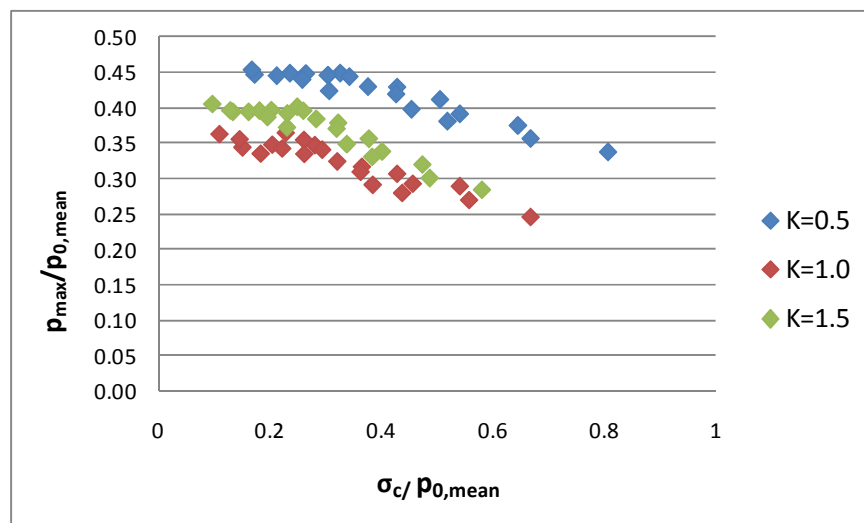
Διάγραμμα 4.18 Λόγος πιέσεων στην οροφή της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωλικού

Στη συνέχεια, θα παρουσιάσουμε κάποια ενδεικτικά διαγράμματα όπου θα συγκρίνουμε τις μεταβολές που παρουσιάζει ο λόγος $p_i/p_{0,mean}$ με αύξηση του λόγου $\sigma_c/p_{0,mean}$ για τις διαφορετικές τιμές K . Η μέση γεωστατική πίεση ορίζεται, όπως έχουμε

ξαναπεί, από τον τύπο $p_{0,mean} = \gamma * H * \left(\frac{1+K}{2} \right)$ οπότε τα διαγράμματα που θα

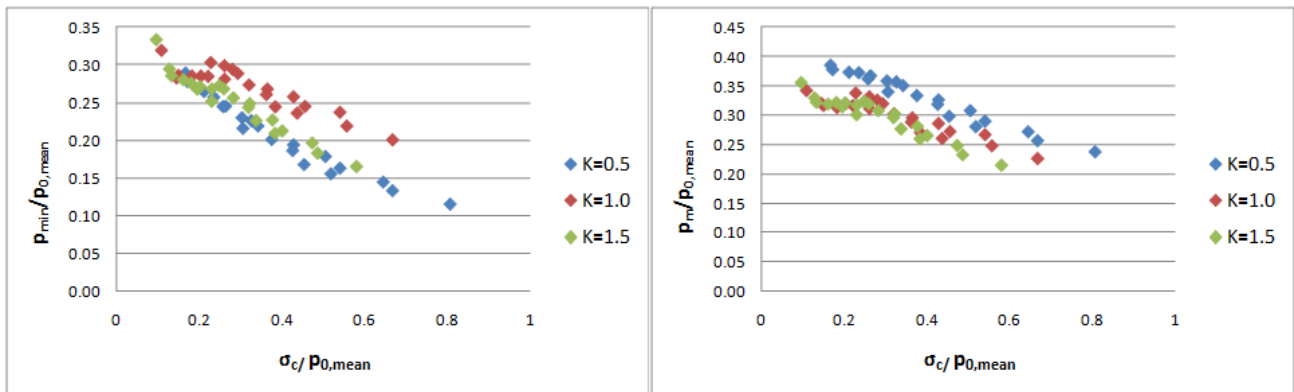
προκύψουν θα έχουν διαφορετική μορφή από τα προαναφερθέντα, καθώς εδώ

υπαισέρχεται στα αποτελέσματα και το ίδιο το K σαν αριθμός. Από το διάγραμμα που ακολουθεί βλέπουμε ότι οι λόγοι των μεγίστων πιέσεων που παρουσιάζουν τις μεγαλύτερες τιμές εμφανίζονται πλέον στην περίπτωση όπου $K=0.5$ και φτάνουν το 45% της μέσης γεωστατικής τάσης. Για την περίπτωση όπου $K=1$ δεν έχουμε αλλαγές στο διάγραμμα καθώς $p_{0,mean}=p_0$, ενώ για $K=1.5$ έχουμε μείωση των λόγων σε σχέση με πριν. Επιπλέον, παρατηρείται καλύτερη διακριτοποίηση των τιμών των λόγων ανά K χωρίς, ωστόσο, να αλλάζουν τα συμπεράσματα που είχαν προκύψει από τα προηγούμενα διαγράμματα όπως η μείωση των λόγων των πιέσεων με αύξηση του δείκτη σ_c/p_0 κ.τ.λ.



Διάγραμμα 4.19 Μέσος λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το μέσο λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού

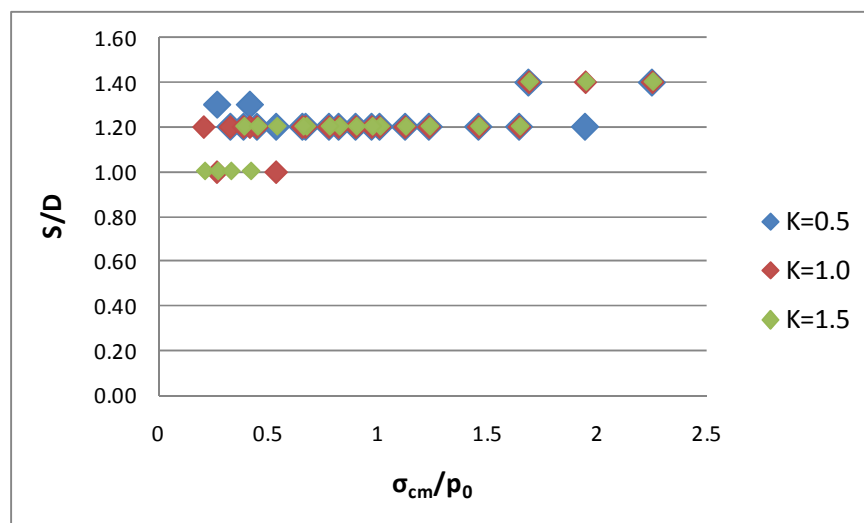
Παρόμοιες αλλαγές παρατηρούνται και στην περίπτωση των μέσων και των ελαχίστων τάσεων. Συγκεκριμένα, και στις δύο περιπτώσεις των ελαχίστων και των μέσων τάσεων έχουμε μία αύξηση των λόγων για $K=0.5$ και μία μείωση για $K=1.5$ ενώ για $K=1$ δεν παρατηρείται κάποια μεταβολή. Βλέπουμε, τέλος, ότι παρουσιάζεται καλύτερη διακριτοποίηση των αποτελεσμάτων εξαιτίας της μέσης γεωστατικής τάσης και, επιπροσθέτως, εμφανίζεται καλύτερα η γραμμική σχέση των λόγων των πιέσεων με τον λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού.



Διάγραμμα 4.20 Μέσος λόγος ελαχίστων και των μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το μέσο λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού

4.3.1.4 Κατανομή του λόγου S/D ως προς τον λόγο σ_{cm}/ρ_0

Ο λόγος S/D μας δείχνει, όπως έχει προαναφερθεί, σε πόσα μέτρα από το μέτωπο της εκσκαφής έχουν σταθεροποιηθεί οι πιέσεις που ασκούνται από την περιβάλλουσα βραχώμαζα στην τελική επένδυση. Στο συγκεκριμένο βήμα S περιμένουμε, δηλαδή, τη σταθεροποίηση της τιμής των πιέσεων που έχουν προκληθεί από την εκσκαφή της σήραγγας άρα το βήμα S αποτελεί το σημείο σύγκλισης των πιέσεων αυτών.



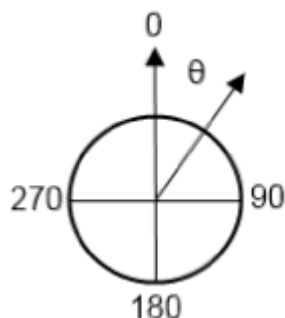
Διάγραμμα 4.21 Κατανομή του λόγου S/D ως προς το λόγο σ_{cm}/ρ_0

Μελετώντας το παραπάνω διάγραμμα βλέπουμε ότι η περιοχή σύγκλισης των πιέσεων για τις περισσότερες αναλύσεις που έλαβαν χώρα είναι σε ποσοστό 1.2 από το μέτωπο της εκσκαφής, ανεξαρτήτως του K. Ωστόσο, παρατηρείται μία τάση αύξησης του S με αύξηση του δείκτη των γεωτεχνικών συνθηκών και, συγκεκριμένα, το S λαμβάνει τιμές από 1.0 έως 1.4. Η αύξηση αυτή δεν είναι ξεκάθαρα αντιληπτή στο παραπάνω διάγραμμα, εξαιτίας του γεγονότος ότι το S το λαμβάνουμε κβαντισμένο. Οι τιμές, δηλαδή, που λαμβάνει το S είναι ανά μονάδα. Αν το S λάμβανε και δεκαδικές

τιμές τότε θα βλέπαμε προφανέστατα την αύξηση αυτή. Τελικά, παρατηρούμε ότι η διαφοροποίηση του S έχει να κάνει περισσότερο με την αύξηση του σ_{cm}/p_0 και λιγότερο με την αλλαγή του K .

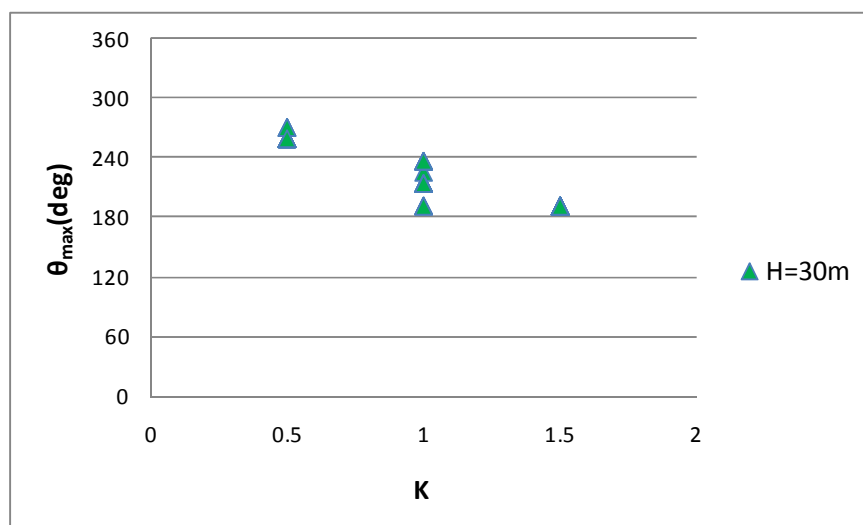
4.3.1.5 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες πιέσεις επί της σήραγγας ως προς το K

Ορίζουμε αρχικά τους άξονες μέτρησης των γωνιών που ασκούνται οι πιέσεις επί της τελικής επένδυσης, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



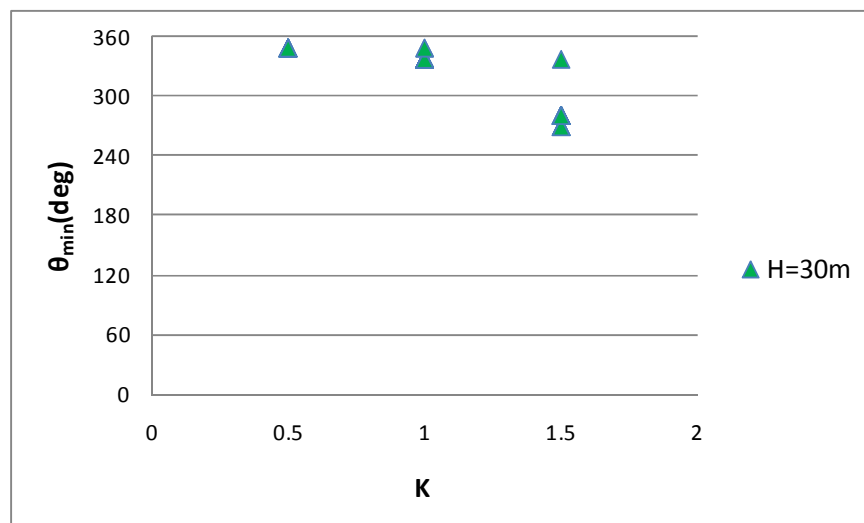
Σχήμα 4.1 Γωνία συγκέντρωσης τάσεων επί της τελικής επένδυσης

Για δεδομένο ύψος υπερκειμένων γαιών $H=30m$ παρατηρούμε ότι για $K=0.5$ οι μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται είτε για γωνία 258.75° είτε για γωνία 270° . Για την περίπτωση όπου $K=1$ οι μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται για τυχαίες γωνίες από 191.25° έως 236.25° , ενώ για $K=1.5$ έχω γωνία 191.25° . Το γεγονός αυτό μας δείχνει ότι για $K=0.5$ οι μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται στην παρειά της σήραγγας. Για $K=1$ επειδή, όπως έχει αποδειχθεί έχω κυκλική κατανομή των τάσεων, οι γωνίες εμφάνισης τους ποικίλουν ενώ, τέλος, για $K=1.5$ οι μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται στη βάση της σήραγγας.



Διάγραμμα 4.22 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες πιέσεις επί της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωστατικών ωθήσεων K

Σχετικά με τη γωνία εμφάνισης των ελαχίστων πιέσεων επί της σήραγγας διαπιστώνουμε ότι για $K=0.5$ έχω γωνία 348.75° άρα εμφάνιση στην οροφή της σήραγγας. Για $K=1$ έχω κυκλική κατανομή άρα η γωνία εμφάνισης των ελαχίστων πιέσεων μπορεί να είναι οποιαδήποτε. Αυτό αποδεικνύει και το διάγραμμα όπου φαίνεται ότι οι ελάχιστες πιέσεις εμφανίζονται για γωνίες από 337.5° έως 348.75° . Για $K=1.5$ οι γωνίες κυμαίνονται, κυρίως, από 270° έως 281.25° άρα βρισκόμαστε στην παρειά της σήραγγας. Η τιμή 337.5° που εμφανίζεται στο διάγραμμα δεν αντιπροσωπεύει την πραγματικότητα καθώς συμβαίνει για πολύ κακής ποιότητας βραχόμαζα.



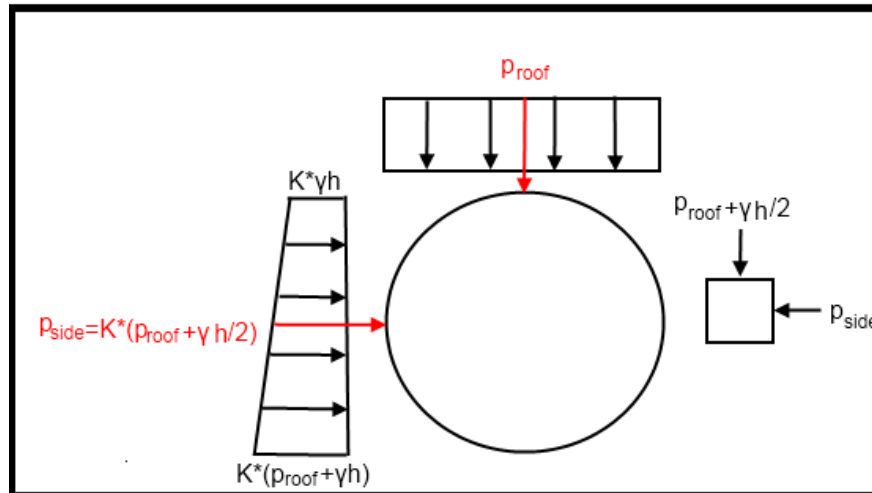
Διάγραμμα 4.23 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι ελάχιστες πιέσεις επί της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωστατικών ωθήσεων K

Από τα παραπάνω διαγράμματα βλέπουμε ότι επαληθεύονται τα συμπεράσματα που είχαμε βγάλει από τις ποιοτικές συγκρίσεις των αριθμητικών αναλύσεων. Πιο συγκεκριμένα, είχαμε διαπιστώσει την κοινή κατανομή των τάσεων Von Mises και των πλαστικών παραμορφώσεων γύρω από την τελική επένδυση, ανάλογα με το K. Ανάλογη κατανομή συμπεραίνουμε και εδώ, από τις γωνίες που εμφανίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες πιέσεις, πράγμα που μας δείχνει την πλήρη συσχέτιση των ποιοτικών εικόνων με τα ποσοτικά διαγράμματα. Διαπιστώνουμε ακόμα ότι οι μέγιστες και οι ελάχιστες πιέσεις εμφανίζονται στις αντίθετες θέσεις για $K=0.5$ και $K=1.5$ αντίστοιχα.

4.3.1.6 Εύρεση του ισοδύναμου συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K_{eq} μέσω των πιέσεων στην τελική επένδυση.

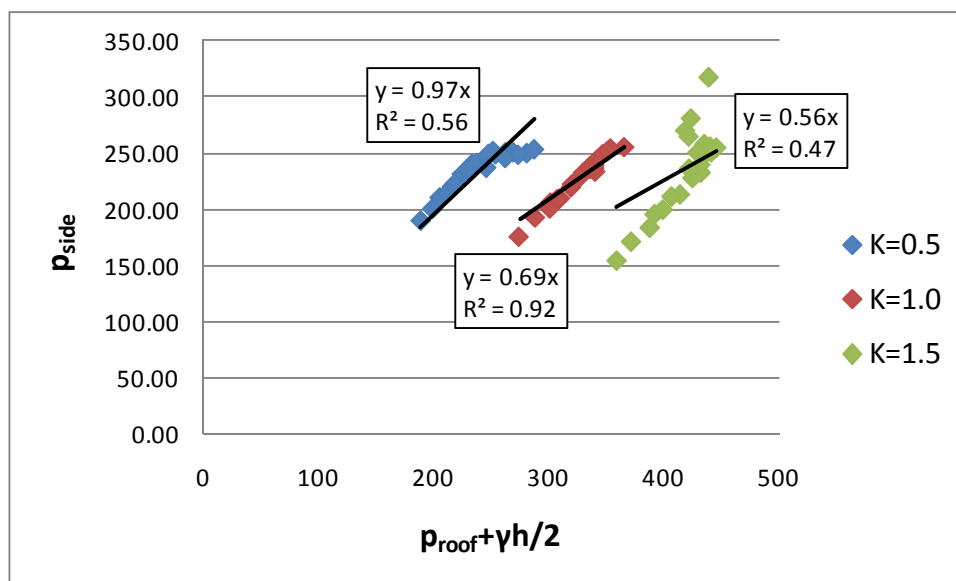
Θεωρούμε, αρχικά, ότι η διατομή της σήραγγας φορτίζεται από το περιβάλλον γεωυλικό σύμφωνα με τη θεωρία των γεωστατικών τάσεων οπότε προκύπτουν τα φορτία που φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Συγκεκριμένα, οι πλευρικές τάσεις έχουν τραπεζοειδή μορφή καθώς οι γεωστατικές τάσεις αυξάνονται με το βάθος. Στην οροφή

της σήραγγας η πλευρική τάση ισούται με $K \times p_0$ ενώ στο δάπεδο ισούται με $K \times (p_{\text{roof}} + \gamma h)$ όπου h είναι το ύψος της σήραγγας και ισούται με 10m στην παρούσα κυκλική σήραγγα. Στην παρειά της σήραγγας η πίεση που ασκείται μπορεί να υπολογισθεί θεωρητικά από τον τύπο $K \times (p_{\text{roof}} + \gamma h / 2)$.



Σχήμα 4.2 Φόρτιση της τελικής επένδυσης από την περιβάλλουσα βραχώμαζα, οριζόντια και κατακόρυφη πίεση στην παρειά της σήραγγας

Γνωρίζουμε ότι ο συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων εξ' ορισμού αποτελεί τον λόγο της οριζόντιας τάσης προς την κατακόρυφη. Ορίζεται ως ισοδύναμος συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων K_{eq} η κλίση της ευθείας που σχηματίζεται από τη σχέση οριζοντίων – κατακορύφων τάσεων, δηλαδή, ο K_{eq} ταυτίζεται με τον συντελεστή a της γραμμικής σχέσης $y=ax$. Η μεταβλητότητα των τιμών των πιέσεων μελετάται μέσω της παραμέτρου R^2 η οποία λαμβάνει τιμές από 0 έως 1. Στα διαγράμματα που ακολουθούν θα προσδιορισθεί ο K_{eq} για κάθε K ξεχωριστά, θεωρώντας ως οριζόντια τάση την πίεση που ασκείται στην παρειά της σήραγγας p_{side} , ενώ ως κατακόρυφη τάση στην παρειά τη θεωρητική της τιμή που προκύπτει από τον τύπο $p_{\text{roof}} + \gamma H / 2$, όπως φαίνεται στο παραπάνω σχήμα. Οι τιμές p_{side} και p_{roof} που θα ληφθούν για τον υπολογισμό του K_{eq} είναι οι τιμές που προέκυψαν από τις αριθμητικές μας αναλύσεις.



Διάγραμμα 4.24 Ισοδύναμοι συντελεστές γεωστατικών ωθήσεων K_{eq} ως προς τις πιέσεις στην οροφή και στην παρειά

Από το παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε ότι στις αναλύσεις που έχουμε θεωρήσει $K=0.5$ προκύπτει ισοδύναμος συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων $K_{\text{eq}}=0.97$ ενώ προκύπτει $R^2=0.56$, πράγμα το οποίο δείχνει μέτρια συσχέτιση μεταξύ των τιμών των αναλύσεων. Για τις αναλύσεις όπου $K=1$ προκύπτει $K_{\text{eq}}=0.69$ και $R^2=0.92$ οπότε συμπαιρνούμε ότι ο ισοδύναμος συντελεστής προκύπτει μικρότερος από πριν, ωστόσο, η συσχέτιση των τιμών των αναλύσεων είναι πάρα πολύ καλή, σχεδόν γραμμική. Επιπλέον, στην περίπτωση όπου $K=1.5$ προκύπτει $K_{\text{eq}}=0.56$ και $R^2=0.47$ άρα διαπιστώνουμε ότι στην περίπτωση αυτή εμφανίζεται ο μικρότερος ισοδύναμος συντελεστής γεωστατικών ωθήσεων και, ακόμα, οι τιμές των αναλύσεων σχετίζονται μεν αλλά με αρκετή μεταβλητότητα. Τελικά, παρατηρείται ότι η αύξηση του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K οδηγεί σε μείωση του ισοδύναμου συντελεστή K_{eq} .

4.3.2 Επίδραση του ύψους υπερκειμένων γαιών H στην κατανομή των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης

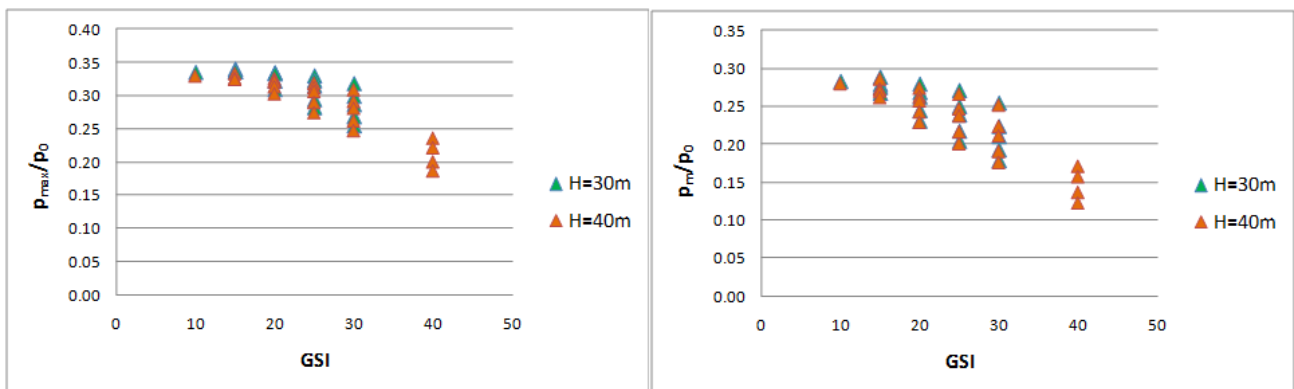
Ένας σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την κατανομή των εντατικών μεγεθών που ασκούνται στην τελική επένδυση της σήραγγας είναι το ύψος των υπερκειμένων γαιών H . Το συμπέρασμα αυτό ισχυροποιήθηκε από τη μελέτη των ποιοτικών συγκρίσεων που έγιναν σε προηγούμενη ενότητα. Συγκεκριμένα, διαπιστώθηκε ότι οι τάσεις που ασκούνται στην τελική επένδυση μεταβάλλονται αισθητά με τη διαφοροποίηση του H και κατ' επέκταση μεταβάλλονται και οι πλαστικές παραμορφώσεις στην περιοχή γύρω από τη σήραγγα. Σκοπός μας, λοιπόν, στο εδάφιο αυτό είναι να προσπαθήσουμε να ποσοτικοποιήσουμε την επίδραση του ύψους των υπερκειμένων γαιών στις πιέσεις επί της τελικής επένδυσης. Στα

διαγράμματα που ακολουθούν θα εξετάσουμε, όπως ακριβώς στα προηγούμενα διαγράμματα, τη μεταβολή των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης σε σχέση με τη διαφοροποίηση των γεωτεχνικών παραμέτρων των αναλύσεων.

Για την επίτευξη του στόχου μας έγιναν αναλύσεις με δύο διαφορετικές τιμές των υπερκειμένων γαιών όπου $H=30\text{m}$ και $H=40\text{m}$ αντίστοιχα. Θα παρουσιάσουμε αρχικά ένα διάγραμμα που θα περιλαμβάνει όλα τα K για κάθε ύψος H , έτσι ώστε να έχουμε μία γενική εικόνα των ποσοστών των εντατικών μεγεθών που εμφανίζονται κατά περίπτωση. Στη συνέχεια, θα αναλύσουμε τις διαφορές που παρουσιάζουν τα διαγράμματα για τα δύο διαφορετικά ύψη H , θεωρώντας κοινό K ίσο με 0.5.

4.3.2.1 Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

Από τη μελέτη των παρακάτω διαγραμμάτων παρατηρούμε ότι τόσο στις μέγιστες όσο και στις ελάχιστες τάσεις υπάρχει μικρή διαφοροποίηση για τα δύο ύψη H . Ωστόσο διαπιστώνουμε και εδώ τις ελαφρώς μικρότερες τιμές που αναλαμβάνουν οι πιέσεις με την αύξηση του H και τις σαφώς μικρότερες στην περίπτωση όπου $GSI=40$. Κατά τα γνωστά, αύξηση της ποιότητας της βραχομάζας οδηγεί σε μείωση των λόγων των τάσεων, που για μεν τις μέγιστες τάσεις από 0.34 μειώνεται σε 0.17 ενώ για τις μέσες τάσεις από 0.28 σε 0.12.

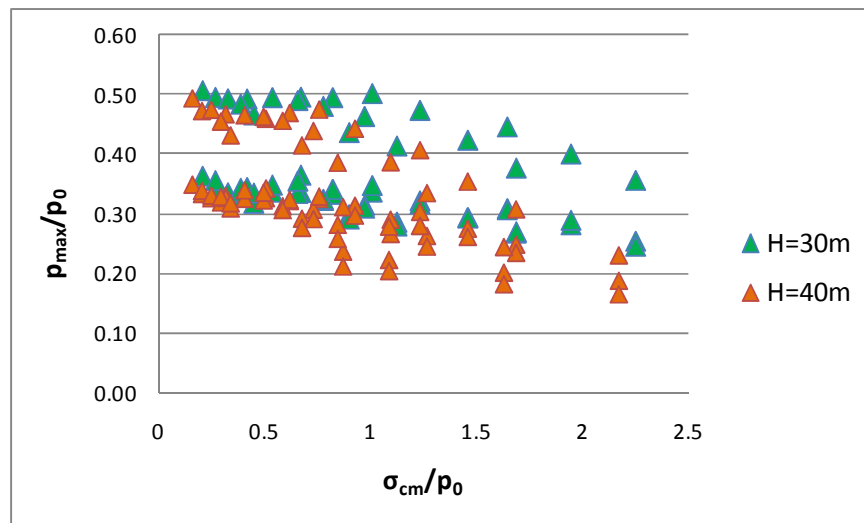


Διάγραμμα 4.25 Λόγος μεγίστων, μέσων τάσεων ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

4.3.2.2 Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/p_0

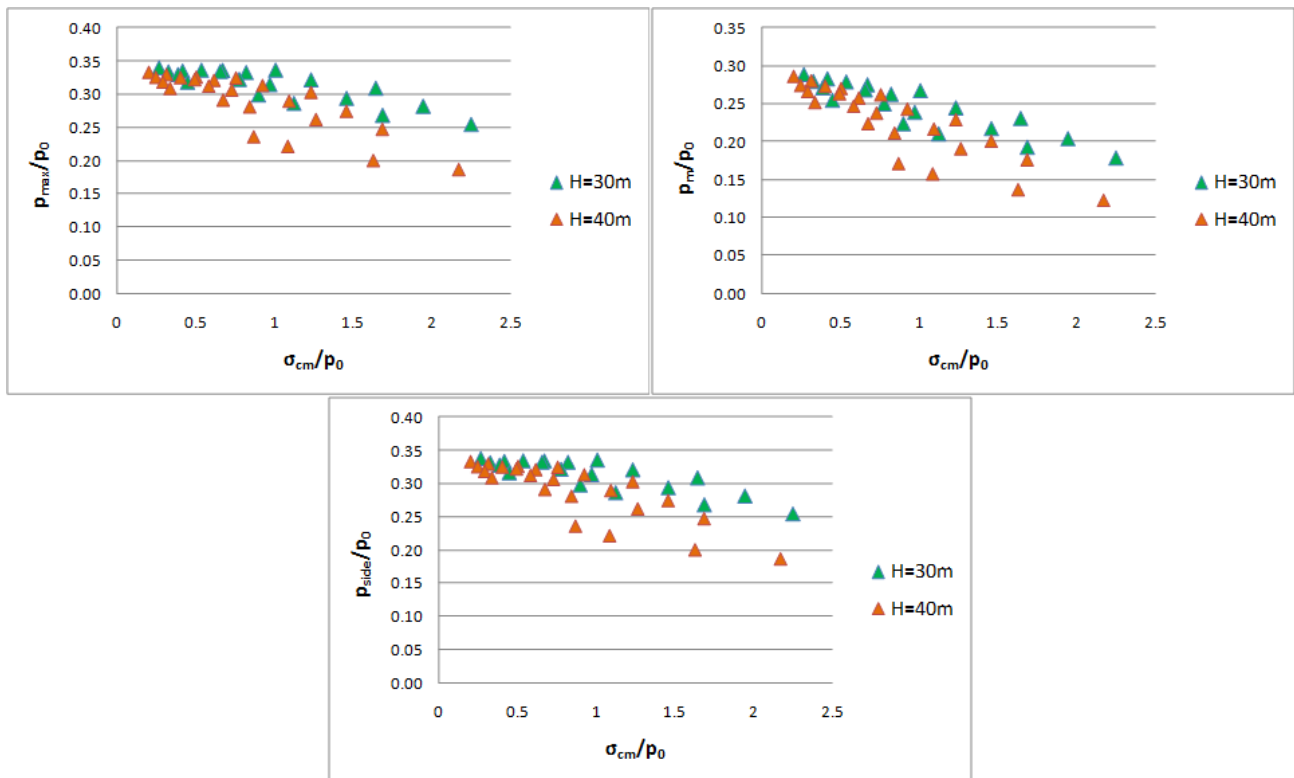
Στο διάγραμμα που ακολουθεί έχουμε παραστήσει όλες τις αναλύσεις που έχουν γίνει για $H=30\text{m}$ και $H=40\text{m}$, ανεξαρτήτως K . Παρατηρούμε ότι η αύξηση του ύψους των υπερκειμένων γαιών οδηγεί σε μείωση των λόγων των μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση. Το συμπέρασμα αυτό εξηγείται από το γεγονός ότι καθώς αυξάνεται το

βάθος εκκοκαφής ολοένα και μειώνεται η επιρροή του «φαινομένου του θόλου» στην επένδυση της σήραγγας. Αυτό έχει ως συνέπεια να αναπτύσσονται στην τελική επένδυση ολοένα και μικρότερα ποσοστά της γεωστατικής τάσης p_0 .



Διάγραμμα 4.26 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών για το σύνολο των αναλύσεων

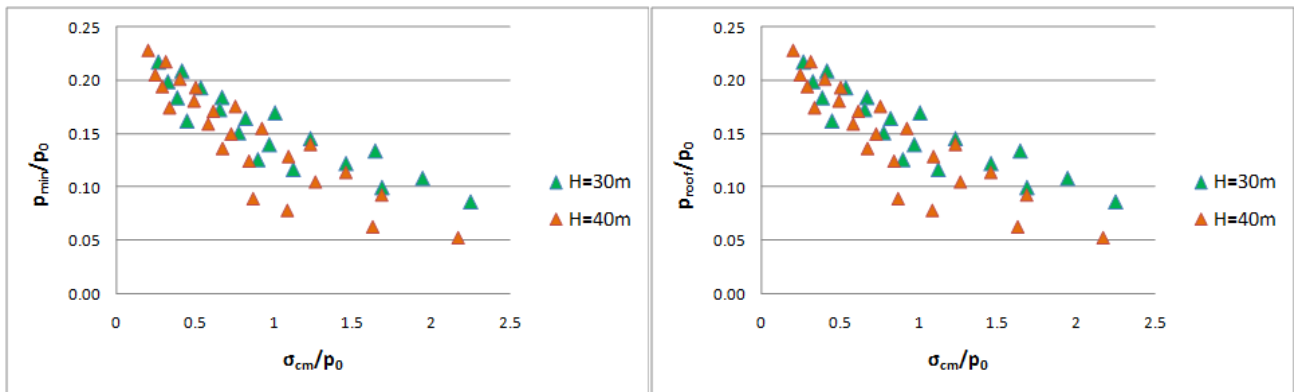
Παρατηρούμε ακόμα ότι τα μεγαλύτερα ποσοστά μεγίστων τάσεων εμφανίζονται για $K=1.5$ που φτάνουν, στην περίπτωση όπου $H=30m$, το 50% της γεωστατικής τάσης. Επιπλέον, βλέπουμε ότι καθώς βελτιώνονται οι γεωτεχνικές συνθήκες μειώνονται, όπως είναι λογικό, οι τάσεις στην τελική επένδυση με τις μικρότερες από αυτές να φτάνουν μέχρι και 15% της γεωστατικής τάσης p_0 . Θα εξετάσουμε τώρα τη διαφοροποίηση των εντατικών μεγεθών για τις δύο τιμές του H (30m και 40m) θεωρώντας σταθερό $K=0.5$, έτσι ώστε να επικεντρωθούμε στην επιρροή της αύξησης του ύψους των υπερκειμένων γαιών και μόνο. Αντίστοιχα διαγράμματα με αυτά που θα παραθέσουμε εδώ, θα προέκυπταν αν μελετούσαμε οποιαδήποτε περίπτωση όπου $K=1.0$ είτε $K=1.5$.



Διάγραμμα 4.27 Λόγος μεγίστων, μέσων και πιέσεων παρειάς ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

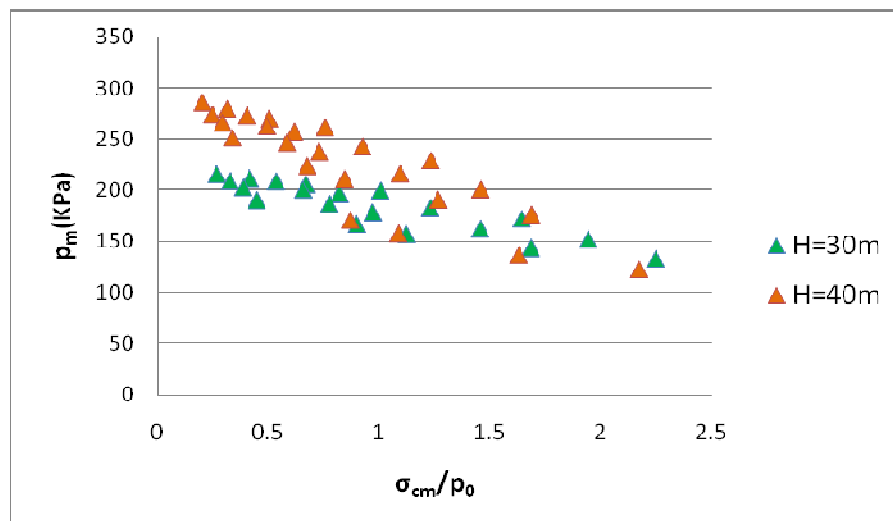
Από τα παραπάνω διαγράμματα παρατηρούμε ότι η αύξηση του βάθους εκοκαφής H μειώνει τα ποσοστά των μέσων και των μεγίστων τάσεων που αναπτύσσονται στην τελική επένδυση της σήραγγας ενώ παρατηρούμε ότι εξαιτίας του $K=0.5$ οι μέγιστες πιέσεις ταυτίζονται με τις πιέσεις παρειάς, πράγμα το οποίο έχουμε διαπιστώσει σε παραπάνω ενότητα του ίδιου κεφαλαίου. Συμπεραίνουμε, επιπροσθέτως, ότι υπάρχει μία σταθερή, σταδιακή μείωση των τάσεων με την αύξηση του σ_{cm}/ρ_0 και, τέλος, βλέπουμε ότι οι μέσες πιέσεις λαμβάνουν σχετικά μικρότερες τιμές από τις μέγιστες, ως γνωστόν.

Όσον αφορά τις ελάχιστες πιέσεις παρατηρούμε ότι δε διαφέρουν κατά πολύ σε σχέση με το ύψος H και αυτό εξαιτίας του μικρού ποσοστού τους. Οι ελάχιστες πιέσεις ταυτίζονται, όπως φαίνεται, με τις πιέσεις οροφής και μειώνονται σχεδόν γραμμικά με την αύξηση του λόγου σ_{cm}/ρ_0 . Ωστόσο, στις ελάχιστες πιέσεις παρατηρείται μεγαλύτερη μείωση σε σχέση με τις μέγιστες. Ένα άλλο ενδιαφέρον συμπέρασμα που προκύπτει από τη μελέτη των διαγραμμάτων αυτών είναι τα μικρά ποσοστά τάσεων που αναλαμβάνουν οι αναλύσεις με $GSI=40$ που κατά κάποιο τρόπο «χαλάει» τη γραμμικότητα που δημιουργείται από τις υπόλοιπες αναλύσεις. Το φαινόμενο αυτό θα αναλυθεί εκτενώς παρακάτω, στην ενότητα της κατανομής των τάσεων ως προς το δείκτη σ_c , που όπως έχει αναφερθεί, εξηγεί πολύ καλύτερα τη γραμμική αυτή σχέση που δημιουργείται.



Διάγραμμα 4.28 Λόγος ελαχίστων και πιέσεων οροφής ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Σε όλα τα διαγράμματα που έχουν παρατεθεί έως τώρα μελετάμε την κατανομή των λόγων των πιέσεων ως προς το δείκτη σ_{cm}/p_0 . Από την άλλη μεριά, παρατηρούμε ότι ναι μεν οι λόγοι των πιέσεων ως προς τη γεωστατική τάση p_0 μειώνονται με την αύξηση του H , αλλά οι απόλυτες τιμές των εκάστοτε πιέσεων αυξάνονται με την αύξηση του H . Αυτό συμβαίνει διότι για να προκύψουν οι λόγοι των πιέσεων, οι τάσεις διαιρούνται με μεγαλύτερη τιμή p_0 στην περίπτωση του μεγαλύτερου βάθους H , όπως είναι λογικό. Συγκεκριμένα, στην περίπτωση μας για $H=30m$ έχουμε $p_0=750KPa$ και για $H=40m$ έχουμε $p_0=1000KPa$. Η αύξηση αυτή των απόλυτων τιμών των πιέσεων με αύξηση του H φαίνεται ξεκάθαρα στο διάγραμμα που ακολουθεί, όπου μελετάμε την κατανομή των μέσων πιέσεων.



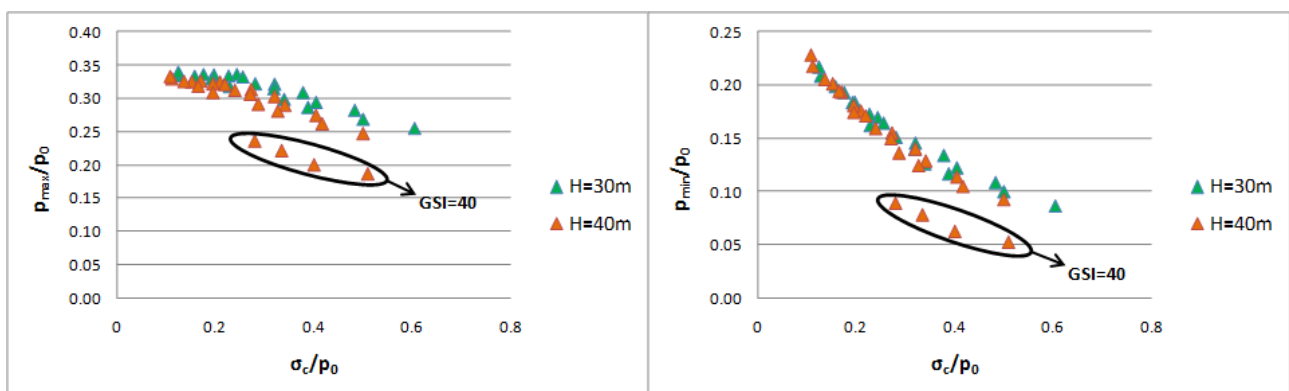
Διάγραμμα 4.29 Μέσες πιέσεις ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Παρατηρούμε, λοιπόν, ότι οι μέσες πιέσεις για $H=30m$ φτάνουν τιμές από 133KPa έως 211KPa, ενώ για $H=40m$ φτάνουν τιμές από 123KPa έως 286KPa. Βλέπουμε, ακόμα, ότι οι πιέσεις για το μεγαλύτερο ύψος H μειώνονται με μεγαλύτερο βήμα με αύξηση του δείκτη σ_{cm}/p_0 και η μείωση αυτή οδηγεί στο να έχουμε και στις δύο περιπτώσεις H παρόμοιες ελάχιστες τιμές των μέσων πιέσεων. Ωστόσο,

διαπιστώνεται ότι για πολύ καλές γεωτεχνικές συνθήκες οι πιέσεις που ασκούνται στην τελική επένδυση προκύπτουν σχεδόν ίδιες και το γεγονός αυτό έρχεται σε συμφωνία με γνωστές μεθόδους εκτίμησης του φορτιζόντος στερεού (Protodyakonov, Unal). Όμοιας μορφής διαγράμματα θα παίρναμε αν εξετάζαμε την κατανομή οποιωνδήποτε άλλων τάσεων όπως π.χ. μεγίστων ή ελαχίστων.

4.3.2.3 Κατανομή των τάσεων της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c/p_0

Όπως έχουμε διαπιστώσει η αύξηση του λόγου σ_c/p_0 μας αποδεικνύει με τον καλύτερο τρόπο τη γραμμική σχέση που δημιουργείται με τη μείωση του λόγου των τάσεων της τελικής επένδυσης. Αυτό ακριβώς παρατηρούμε και στα διαγράμματα που ακολουθούν και, επιπλέον, βλέπουμε ότι η αύξηση του ύψους των υπερκειμένων γαιών οδηγεί σε μικρή μείωση του λόγου τόσο των μεγίστων όσο και των ελαχίστων τάσεων. Οι λόγοι των μεγίστων πιέσεων στην περίπτωση μας μειώνονται από 0.34 σε 0.18 ενώ οι λόγοι των ελαχίστων από 0.23 σε 0.05. Υπάρχει μια γραμμική μείωση των τάσεων με την αύξηση του λόγου σ_c/p_0 πράγμα το οποίο φαίνεται καλύτερα στις ελάχιστες πιέσεις.



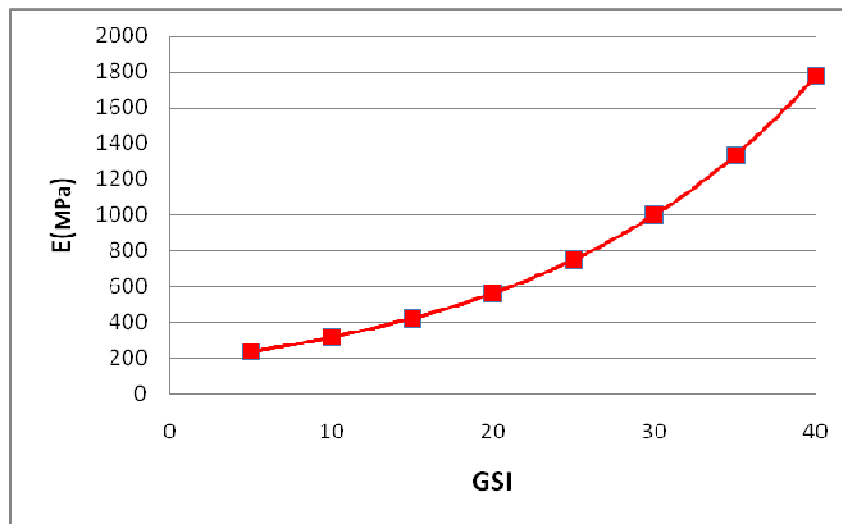
Διάγραμμα 4.30 Λόγος μεγίστων, ελαχίστων πιέσεων ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού

Ωστόσο, διαπιστώνουμε ότι οι αναλύσεις που έχουν οριστεί για $GSI=40$ προκαλούν πρόβλημα στη γραμμική σχέση που έχει δημιουργηθεί από τις υπόλοιπες αναλύσεις. Βέβαια, και αυτές ακολουθούν γραμμική κατανομή αλλά μειώνουν κατά πολύ τις πιέσεις που αναλαμβάνει η τελική επένδυση. Αυτό συμβαίνει για το λόγο ότι έχουμε ορίσει το μέτρο ελαστικότητας E σύμφωνα με τον τύπο

$$E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}, \text{ οπότε για } GSI=40 \text{ το μέτρο ελαστικότητας λαμβάνει}$$

πολύ μεγάλη τιμή. Το γεγονός αυτό έχει ως αποτέλεσμα να λαμβάνει η τελική επένδυση αρκετά μικρότερα φορτία απ' ό τι πριν, όπως ακριβώς φαίνεται ξεκάθαρα στα

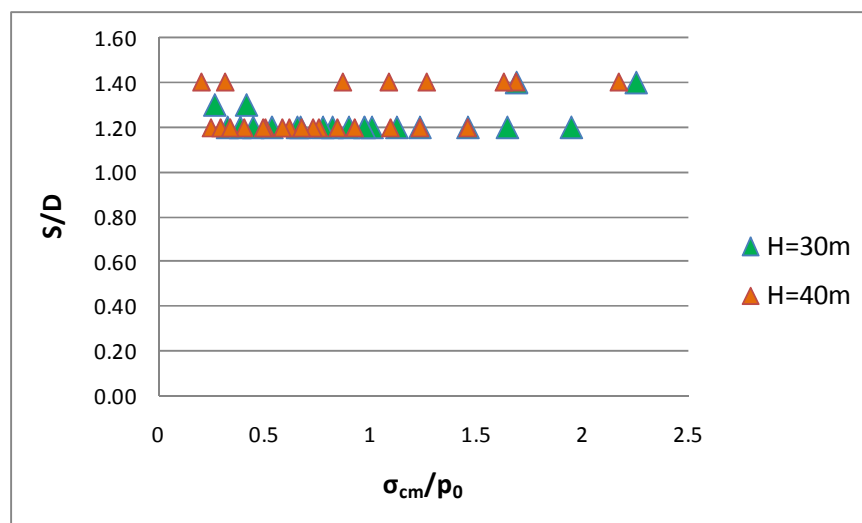
παραπάνω διαγράμματα. Το διάγραμμα που ακολουθεί δείχνει την πολύ μεγάλη τιμή που λαμβάνει το μέτρο ελαστικότητας για $GSI=40$ σε σχέση με μικρότερα GSI . Για το διάγραμμα αυτό έχουμε θεωρήσει τυχαία τιμή $\sigma_{ci}=10\text{MPa}$ και διαπιστώνουμε ότι π.χ. για $GSI=30$ προκύπτει $E=1000\text{MPa}$ ενώ για $GSI=40$ προκύπτει $E=1800\text{MPa}$, δηλαδή, έχουμε μία αύξηση της τάξης του 80%.



Διάγραμμα 4.31 Μέτρο ελαστικότητας E ως προς το γεωλογικό δείκτη GSI

4.3.2.4 Κατανομή του λόγου S/D ως προς τον λόγο σ_{cm}/ρ_0

Από το παρακάτω διάγραμμα παρατηρούμε ότι για μικρές τιμές του δείκτη σ_{cm}/ρ_0 οι συγκλίσεις των πιέσεων εμφανίζονται σε ίδιες απόσταση S από το μέτωπο της εκσκαφής ανεξαρτήτως H και, μάλιστα, εμφανίζονται κυρίως για $S/D=1.2$ δηλαδή για απόσταση 12m από το μέτωπο. Καθώς καλυτερεύουν οι γεωτεχνικές συνθήκες έχουμε μία αύξηση του S/D από 1.2 σε 1.4. Προκύπτει, λοιπόν, το συμπέρασμα ότι το βάθος εκσκαφής δεν έχει μεγάλη επιρροή στις συγκλίσεις των πιέσεων επί της σήραγγας.



Διάγραμμα 4.32 Κατανομή του λόγου S/D ως προς το λόγο σ_{cm}/ρ_0

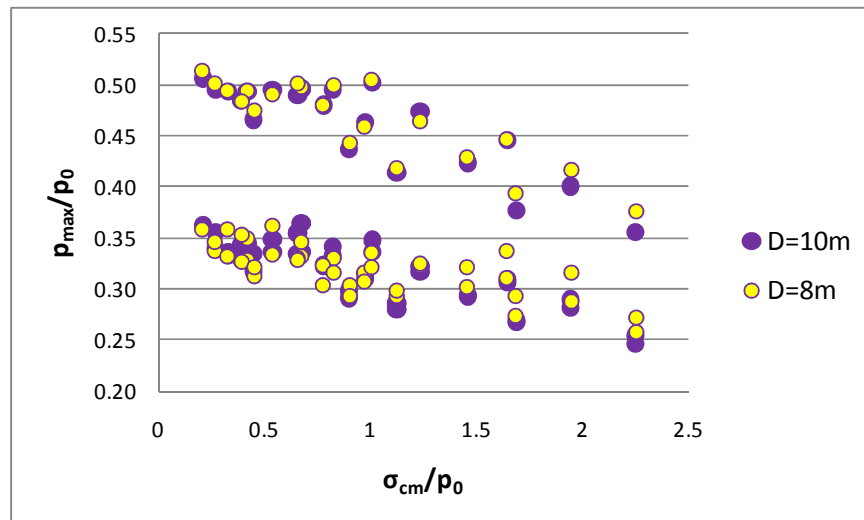
4.3.3 Επίδραση της διαμέτρου της σήραγγας D στην κατανομή των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης

Από τις ποιοτικές συγκρίσεις των αποτελεσμάτων των αναλύσεων διαπιστώσαμε ότι η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας από $D=10\text{m}$ σε $D=8\text{m}$ επιφέρει αλλαγές στα εντατικά μεγέθη του γεωλικού της περιοχής γύρω από τη σήραγγα, και αυτό έχει ως συνέπεια να υπάρχει διαφοροποίηση και στα εντατικά μεγέθη επί της τελικής επένδυσης. Συγκεκριμένα, διαπιστώσαμε ότι η μείωση της διαμέτρου οδηγεί σε μία γενική μείωση των φορτίων που αναλαμβάνει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Βέβαια, η διαφοροποίηση των τάσεων που παρατηρείται εξαρτάται από πολλούς παράγοντες. Εξαρτάται, δηλαδή, από τις γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή, από το μέγεθος των φορτίων που καλείται να αναλάβει η τελική επένδυση και από την αλληλοσυσχέτιση και την αλληλεπίδραση των παραπάνω παραγόντων. Το γεγονός αυτό θα προσπαθήσουμε να εξηγήσουμε με τα διαγράμματα που ακολουθούν.

Θα παρουσιάσουμε, αρχικά, σε κοινό διάγραμμα τα αποτελέσματα όλων των αναλύσεων που έγιναν για τις διαμέτρους $D=8\text{m}$ και $D=10\text{m}$, και αφορούν στη σχέση των λόγων των μεγίστων πιέσεων επί της σήραγγας με τις γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή. Στη συνέχεια, θα παραταθούν διαγράμματα που σχετίζονται με τα εντατικά μεγέθη της τελικής επένδυσης με τους διάφορους γεωτεχνικούς παράγοντες του προσομοιώματος μας. Στα διαγράμματα αυτά θα θεωρήσουμε κοινό $K=1$ έτσι ώστε να επικεντρωθούμε στην επιρροή της αλλαγής της διαμέτρου της σήραγγας και μόνο. Επίσης, για να δείξουμε καλύτερα τις διαφορές που παρουσιάζονται εξαιτίας της αλλαγής της διαμέτρου θα θεωρήσουμε ως αρχή του άξονα y την τιμή 0.2 και όχι 0 .

4.3.3.1 Κατανομή των πιέσεων της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών σ_{cm}/p_0

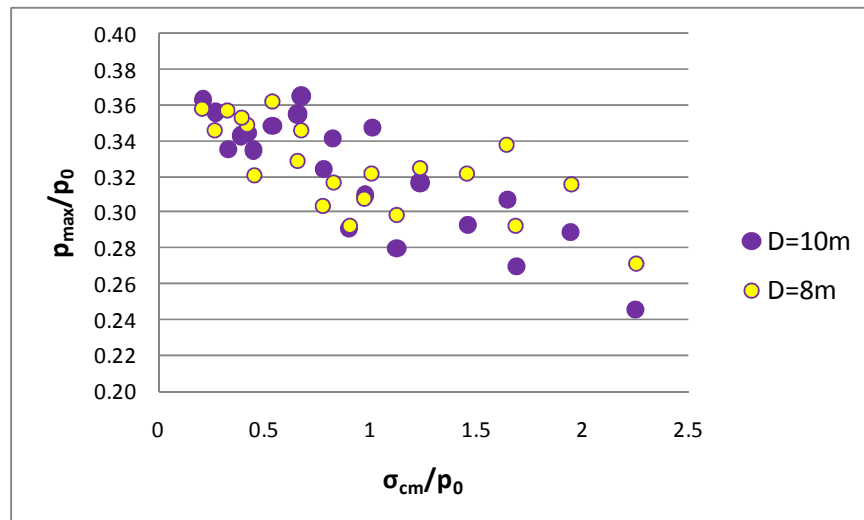
Στο διάγραμμα που ακολουθεί έχουμε παραστήσει όλες τις αναλύσεις που έγιναν για τις διαμέτρους $D=10\text{m}$ και $D=8\text{m}$ ανεξαρτήτως K . Από τη μελέτη της σχέσης των μεγίστων πιέσεων με τις γεωτεχνικές συνθήκες παρατηρούμε ότι για μικρές τιμές του δείκτη σ_{cm}/p_0 οι πιέσεις που αναλαμβάνει η σήραγγα με τη μεγαλύτερη διάμετρο έχουν ελαφρώς μεγαλύτερη τιμή από τις αντίστοιχες για τη μικρή διάμετρο. Ωστόσο, καθώς οι συνθήκες στο περιβάλλον γεωλικό καλυτερεύουν οι μέγιστες τιμές των πιέσεων αντιστρέφονται και εμφανίζονται πλέον για τη μικρότερη διάμετρο. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο «φαινόμενο του θόλου» που εμφανίζεται στην οροφή της σήραγγας.



Διάγραμμα 4.33 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών για το σύνολο των αναλύσεων

Το φαινόμενο αυτό παρατηρήσαμε και στις ποιοτικές συγκρίσεις που κάναμε παραπάνω. Πιο συγκεκριμένα συμπεράσματα για την επιρροή του φαινομένου αυτού θα βγάλουμε παρακάτω, όπου θα μελετήσουμε τις διαφορές των δύο μοντέλων θεωρώντας κοινό $K=1$. Εδώ θα αρκεστούμε στο να παρατηρήσουμε ότι, όπως αναμέναμε, η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μια σχεδόν γραμμική μείωση των λόγων των μεγίστων πιέσεων. Οι μέγιστες τιμές των τάσεων αυτών φτάνουν και για τα δύο μοντέλα το 50% της γεωστατικής ενώ οι ελάχιστες τιμές που παρατηρούνται αγγίζουν το 25% της γεωστατικής τάσης.

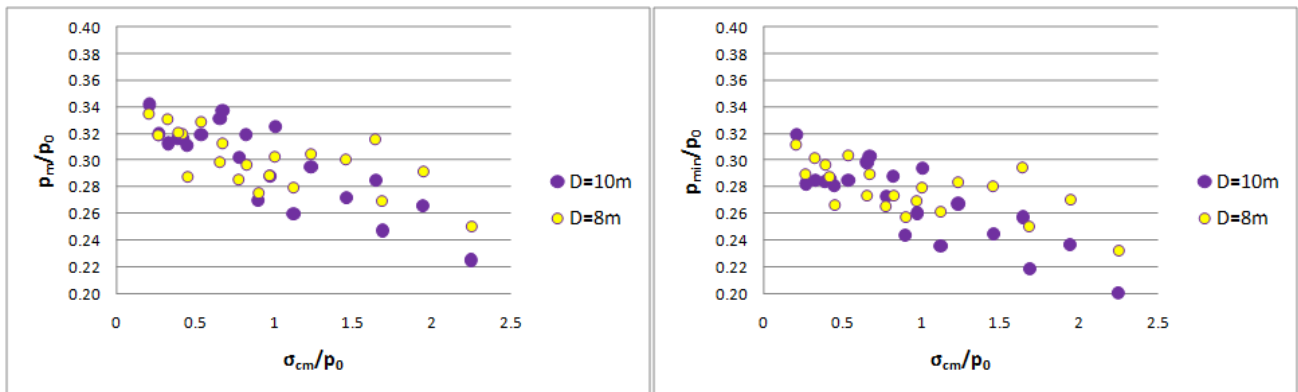
Μελετώντας το διάγραμμα που ακολουθεί διαπιστώνουμε, όπως έχει προαναφερθεί, ότι στις κακές γεωτεχνικές συνθήκες οι μέγιστες πιέσεις που αναλαμβάνει η σήραγγα με τη μεγαλύτερη διάμετρο έχουν μεγαλύτερη τιμή. Ωστόσο, με τη βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οι πιέσεις που δέχεται η σήραγγα με $D=8m$ αρχίζουν και αυξάνουν, ξεπερνώντας τελικά την τιμή των αντίστοιχων πιέσεων για $D=10m$.



Διάγραμμα 4.34 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Αυτό που συμβαίνει στην πραγματικότητα είναι ότι η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε δημιουργία ισχυρού θόλου περιμετρικά της σήραγγας. Με αυτόν τον τρόπο το περιβάλλον γεωυλικό λαμβάνει πλέον μεγαλύτερες πιέσεις και ως αποτέλεσμα αυτού, η τελική επένδυση λαμβάνει μικρότερες πιέσεις. Στην περίπτωση μας, όμως, η μείωση της διαμέτρου από $D=10\text{m}$ σε $D=8\text{m}$ οδηγεί σε μικρότερη απομείωση των τάσεων, καθώς η μείωση της διαμέτρου ισχυροποιεί τα φαινόμενα του θόλου, με αποτέλεσμα να λαμβάνονται από το σκυρόδεμα μεγαλύτερες πιέσεις. Έτσι, παρόλο που οι τιμές των πιέσεων που αναλαμβάνει το σκυρόδεμα μειώνονται με τη βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών, οι τιμές για τη μικρότερη διάμετρο είναι αυξημένες σε σχέση με τη μεγαλύτερη διάμετρο.

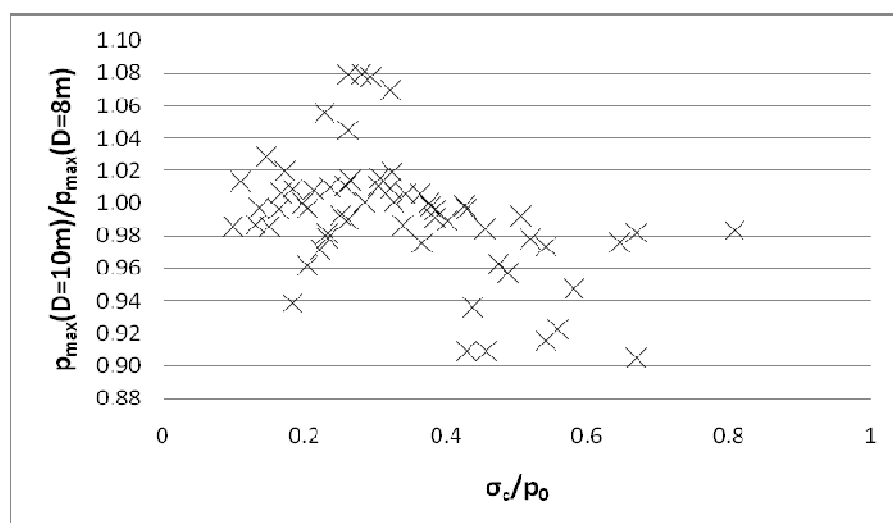
Στην περίπτωση όπου $K=1$ για τιμές του δείκτη σ_{cm}/p_0 από 0.25 έως 1 οι λόγοι των μεγίστων πιέσεων φτάνουν έως το 37% της γεωστατικής πίεσης, με την περίπτωση όπου $D=10\text{m}$ να παρουσιάζει ελαφρώς μεγαλύτερες τιμές. Οι τάσεις και για τις δύο διαμέτρους αρχίζουν και μειώνονται με τη βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών (αύξηση του λόγου σ_{cm}/p_0). Διαπιστώνουμε, όμως, ότι για τιμές του σ_{cm}/p_0 μεγαλύτερες της μονάδας οι πιέσεις για $D=8\text{m}$ είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για $D=10\text{m}$. Τελικώς, για τη μικρή διάμετρο οι λόγοι των τάσεων φτάνουν μειούμενοι την τιμή 0.27 ενώ για τη μεγάλη διάμετρο την τιμή 0.245. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν μας επιβεβαιώνουν το φαινόμενο που αναλύσαμε παραπάνω, ενώ ίδια λογική ακολουθούν και οι ελάχιστες και οι μέσες πιέσεις που φαίνονται στα παρακάτω διαγράμματα.



Διάγραμμα 4.35 Λόγος ελαχίστων και μέσων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

Έχουμε παραθέσει παρακάτω ένα διάγραμμα που δείχνει τη μεταβολή του λόγου των μεγίστων πιέσεων για σήραγγα με διάμετρο $D=10\text{m}$ ως προς τις αντίστοιχες πιέσεις για σήραγγα με διάμετρο $D=8\text{m}$, σε σχέση με τη βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών. Βλέπουμε και εδώ ότι για μικρές τιμές του σ_{cm}/ρ_0 οι τιμές του λόγου είναι, κυρίως, μεγαλύτερες της μονάδας με μέγιστη τιμή την 1.08, ενώ για μεγαλύτερες τιμές του σ_{cm}/ρ_0 ο λόγος αυτός παίρνει τιμές μικρότερες της μονάδας με ελάχιστη την τιμή 0.90.

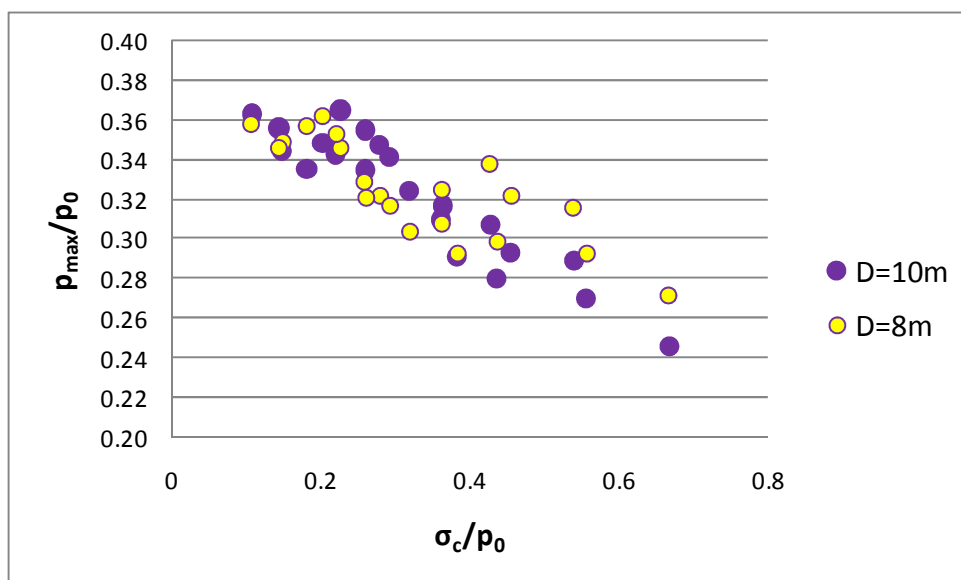
Παρατηρούμε, δηλαδή, ότι η μείωση της διαμέτρου κατά 20% προκαλεί, για μικρές τιμές του σ_{cm}/ρ_0 , μείωση των πιέσεων έως και 10% ενώ για μεγάλες τιμές του σ_{cm}/ρ_0 προκαλεί αύξηση των πιέσεων έως και 10% περίπου. Ωστόσο, διαπιστώνεται ότι για κάποιες από τις αναλύσεις που έγιναν για μικρές τιμές του σ_{cm}/ρ_0 παρατηρήθηκε ότι ο λόγος που μελετάται παίρνει και τιμές κάτω από τη μονάδα. Βλέπουμε, δηλαδή, ότι οι κακές γεωτεχνικές συνθήκες παίζουν ιδιαίτερο ρόλο στις πιέσεις επί της τελικής επένδυσης, με αποτέλεσμα, να μη μπορεί να βγει ένα γενικό συμπέρασμα για την επιρροή της μεταβολής του D .



Διάγραμμα 4.36 Λόγος μεγίστων πιέσεων για $D=10\text{m}$ προς $D=8\text{m}$ ως προς το δείκτη γεωτεχνικών συνθηκών

4.3.3.2 Κατανομή των τάσεων της τελικής επένδυσης ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού σ_c/ρ_0

Όπως έχουμε δείξει, ο λόγος της ανεμπόδιστης θλίψης του γεωυλικού σ_c/ρ_0 μας δείχνει, με καλύτερη προσέγγιση, την γραμμική σχέση της κατανομής των τάσεων. Στο παρόν εδάφιο θα μελετήσουμε την κατανομή των μεγίστων πιέσεων και θα συγκρίνουμε τα αποτελέσματα μας με αυτά που έχουν προκύψει παραπάνω.



Διάγραμμα 4.37 Λόγος μεγίστων πιέσεων στην τελική επένδυση ως προς το λόγο αντοχής σε ανεμπόδιστη θλίψη του γεωυλικού

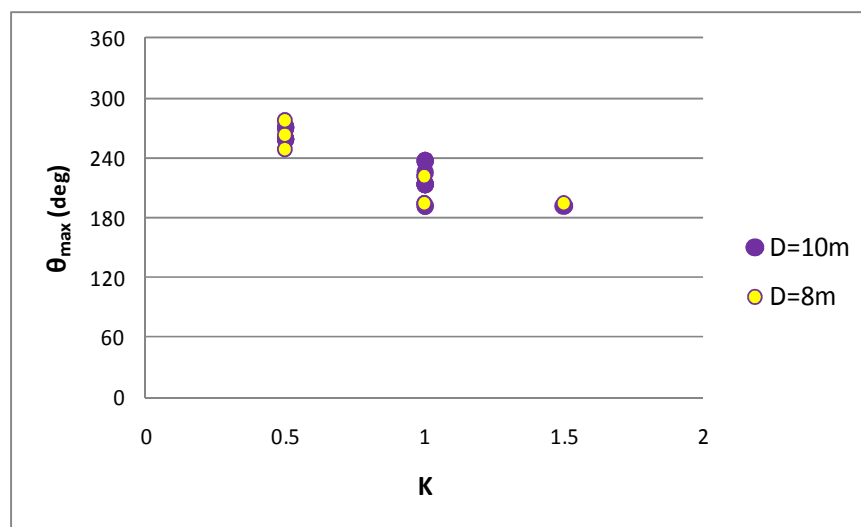
Οι λόγοι των μεγίστων πιέσεων λαμβάνουν τιμές από 0.24 έως 0.37 για διάμετρο 10m ενώ για διάμετρο 8m λαμβάνουν τιμές από 0.27 έως 0.36. Παρατηρούμε, λοιπόν μεγαλύτερη διασπορά στις τιμές της πρώτης περίπτωσης. Ωστόσο, παρατηρούμε για άλλη μία φορά ότι για τιμές του λόγου σ_c/ρ_0 μεγαλύτερες από 0.3 οι μέγιστες τιμές των τάσεων εμφανίζονται πλέον στη μικρότερη διάμετρο. Επιπλέον, καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι ο λόγος σ_c/ρ_0 δημιουργεί καλύτερη διακριτοποίηση των αποτελεσμάτων καθώς φαίνονται ξεκάθαρα οι διαφορές που δημιουργεί η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας. Ανάλογα διαγράμματα προκύπτουν αν μελετήσουμε οποιαδήποτε, από τις γνωστές, τάση επί της τελικής επένδυσης.

Το γενικό συμπέρασμα που προκύπτει, τελικά, από τη μελέτη όλων των παραπάνω διαγραμμάτων είναι ότι για τις δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες επικρατεί περισσότερο η επιρροή του «μηχανισμού» του ύψους των υπερκειμένων γαιών, με αποτέλεσμα στη μεγαλύτερη διάμετρο να εμφανίζονται μεγαλύτερες πιέσεις, λόγω ενεργοποίησης μεγαλύτερης έκτασης υπερκειμένων γαιών. Αντιθέτως, στις ευμενείς γεωτεχνικές συνθήκες επικρατεί η επιρροή του φαινομένου του θόλου, με αποτέλεσμα

να εμφανίζεται μικρότερη απομείωση τάσεων, άρα και μεγαλύτερες πιέσεις, στην περίπτωση της μικρότερης διαμέτρου.

4.3.3.3 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες πιέσεις επί της σήραγγας ως προς το K

Η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας και μόνο δεν δύναται να προκαλέσει αλλαγή στις θέσεις εμφάνισης των μεγίστων πιέσεων, ανεξαρτήτως K . Ετσι, βλέπουμε ότι και για τις δύο διαμέτρους οι μέγιστες πιέσεις εμφανίζονται στις ίδιες περίπου θέσεις. Οι θέσεις αυτές προκύπτουν ανάλογως το K και έχουν μελετηθεί στο αντίστοιχο εδάφιο όπου μελετάται η επίδραση του ύψους υπερκειμένων γαιών H .

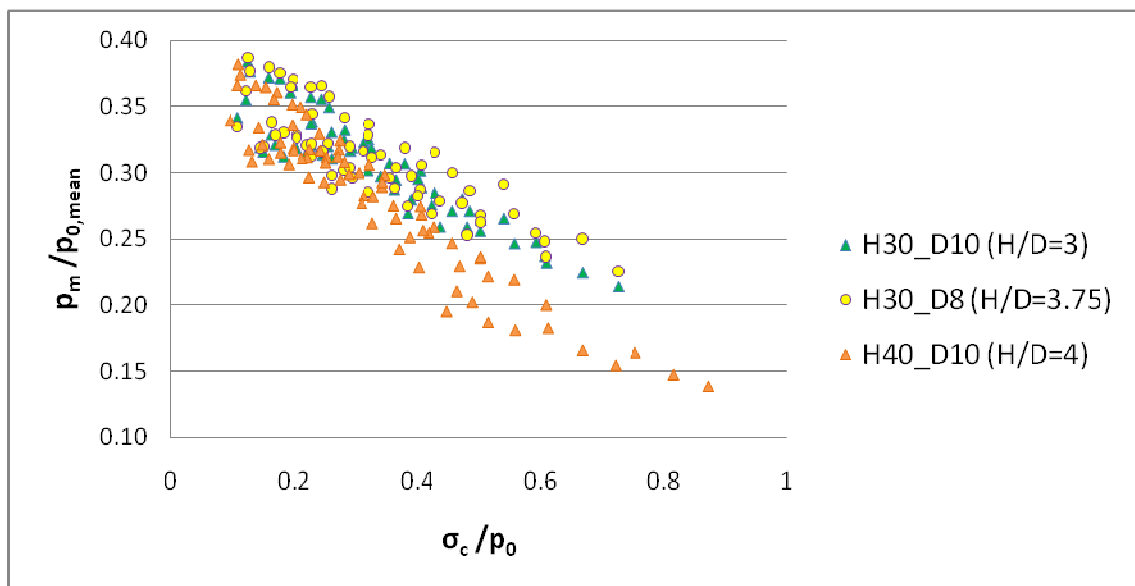


Διάγραμμα 4.38 Κατανομή της γωνίας που εμφανίζονται οι μέγιστες πιέσεις επί της τελικής επένδυσης ως προς το δείκτη γεωστατικών ωθήσεων K

4.3.4 Μελέτη της επίδρασης του λόγου H/D στα φορτία της τελικής επένδυσης

Αφού, λοιπόν, έχουν πραγματοποιηθεί όλες οι παραμετρικές αναλύσεις του προσομοιώματος μας και έχουν μελετηθεί εκτενώς τα αποτελέσματα που προέκυψαν, τόσο ποιοτικά όσο και ποσοτικά, θα γίνει μία προσπάθεια στην ενότητα αυτή να δοθεί μία συνολική εικόνα της επίδρασης στα φορτία της τελικής επένδυσης, που δημιουργεί η αύξηση του ύψους των υπερκειμένων γαιών $H=30m$ σε $H=40m$ και η μείωση της διαμέτρου από $D=10m$ σε $D=8m$. Στο σημείο αυτό να αναφέρουμε ότι το ύψος των υπερκειμένων γαιών αναφέρεται σε όρους διαμέτρου όποτε στις αναλύσεις που έγιναν στην παρούσα διπλωματική εργασία οι τιμές των υπερκειμένων γαιών έλαβαν τις τιμές $3D$, $3.75D$ και $4D$ και αντίστοιχα οι λόγοι H/D έλαβαν τις τιμές 3 , 3.75 και 4 .

Για την ταυτόχρονη σύγκριση των τριών διαφορετικών H/D επιλέχθηκε να μελετηθεί το παρακάτω διάγραμμα, που μας δείχνει την μεταβολή του λόγου των μέσων πιέσεων που εμφανίζονται στην τελική επένδυση προς τη μέση γεωστατική τάση ως προς την αύξηση του λόγου των γεωτεχνικών συνθηκών σ_c/ρ_0 . Το διάγραμμα αυτό θεωρήθηκε ότι αντιπροσωπεύει καλύτερα το σύνολο των αναλύσεων που έγιναν, καθώς μέσω τη μέσης γεωστατικής τάσης λαμβάνεται υπ' όψη η επιρροή του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K και, επιπλέον, ο λόγος σ_c/ρ_0 δίνει μία καλή προσέγγιση των γεωτεχνικών συνθηκών που επικρατούν στο περιβάλλον γεωυλικό, όπως έχουμε διαπιστώσει.



Διάγραμμα 4.39 Συγκεντρωτική παρουσίαση αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων

Από το παραπάνω διάγραμμα συμπεραίνεται ότι η αύξηση του ύψους των υπερκειμένων γαιών επηρεάζει περισσότερο τις πιέσεις στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα από ότι η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας. Συγκεκριμένα, παρατηρείται ότι, με την αύξηση του βάθους εκσκαφής, οι λόγοι των μέσων πιέσεων μειώνονται κατά πολύ μικρά ποσοστά για δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες ενώ η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί σε μείωση των λόγων που φτάνει έως και 7%. Από την άλλη μεριά, η μείωση της διαμέτρου για δυσμενείς γεωτεχνικές συνθήκες δεν οδηγεί σε κάποιο συγκεκριμένο συμπέρασμα για τους λόγους των τάσεων που μελετάται, καθώς παρατηρούνται πολύ μικρές αυξομειώσεις των λόγων. Ωστόσο, η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών οδηγεί, τελικά, σε αύξηση των τάσεων έως και 3%.

Είναι φανερό, επιπλέον, ότι η διασπορά των λόγων των τάσεων που προκαλεί η αύξηση του ύψους υπερκειμένων είναι μεγαλύτερη από αυτή που προκαλεί η μείωση της διαμέτρου. Το γεγονός αυτό παρατηρείται έντονα για τιμές του σ_c/ρ_0 μεγαλύτερες

από 0.4, όπου διαπιστώνεται μεγαλύτερη μείωση των λόγων τάσεων. Παρατηρείται, ακόμα, ότι οι μέσες πιέσεις της τελικής επένδυσης κυμαίνονται από 22% έως 38% της μέσης γεωστατικής τάσης και για τις δύο διαμέτρους, στην περίπτωση όπου $H=30m$. Όταν όμως το ύψος υπερκειμένων αυξάνεται σε $H=40m$, οι λόγοι των μέσων πιέσεων κυμαίνονται σε ποσοστά από 15% έως 38% της μέσης γεωστατικής τάσης.

Αξίζει βέβαια να αναφερθεί ότι η εικόνα που παίρνουμε από αυτό το διάγραμμα δεν είναι σαφής, καθώς τα αποτελέσματα που συγκρίνουμε δεν προκύπτουν από ίδιες ποσοστιαίες μεταβολές του ύψους H και της διαμέτρου D , αντίστοιχα. Συγκεκριμένα, η διάμετρος D μειώνεται κατά 20% ενώ το ύψος H αυξάνεται κατά 33%. Τέλος, διαπιστώνεται ότι δεν υπάρχει μονοτονικότητα της κατανομής των λόγων των πιέσεων ως προς το λόγο H/D , γεγονός που αποδεικνύει ότι το ύψος H και η διάμετρος D επιδρούν με διαφορετικό τρόπο στις πιέσεις που ασκούνται στην τελική επένδυση.

5 ΣΥΝΟΨΗ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Κατά την εκπόνηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκε, λοιπόν, πλήθος τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων με σκοπό τη μελέτη των εντατικών μεγεθών που αναπτύσσονται στο περιβάλλον γεωυλικό της βραχώμαζας περί της εκσκαφής της σήραγγας αλλά, κυρίως, με σκοπό την μελέτη των φορτίων που λαμβάνει η τελική επένδυση της σήραγγας. Η εργασία επικεντρώθηκε στη μελέτη της επίδρασης διαφόρων γεωτεχνικών παραμέτρων στην κατανομή των τάσεων, των πλαστικών παραμορφώσεων και των μετατοπίσεων της περιβάλλουσας βραχώμαζας της εκσκαφής, καθώς επίσης και στην κατανομή των τάσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης.

Ο κύριος όγκος των αναλύσεων που έλαβαν χώρα διαφοροποιήθηκε ως προς το ύψος των υπερκειμένων γαιών H , όπου θεωρήθηκαν δύο τιμές $H=30\text{m}$ και $H=40\text{m}$, και ως προς τη διάμετρο της σήραγγας που έλαβε τις τιμές $D=10\text{m}$ και $D=8\text{m}$ αντίστοιχα. Μελετήθηκαν, λοιπόν, τρεις διαφορετικοί λόγοι βάθους εκσκαφής όπου έλαβαν τις τιμές $H/D= 3, 3.75$ και 4 κατά περίπτωση. Στις αναλύσεις παρουσιάστηκαν σημαντικές μεταβολές στα εκάστοτε εντατικά μεγέθη που μελετήθηκαν και οι μεταβολές αυτές σχετίστηκαν κυρίως με την αλλαγή των γεωλογικών δεικτών αντοχής, τους συντελεστές γεωτεχνικών ωθήσεων K , τις επικρατούσες γεωτεχνικές συνθήκες της περιοχής που μελετήθηκε κ.τ.λ. Αξίζει να τονισθεί και πάλι η παραδοχή που έγινε, σύμφωνα με την οποία δεν υπάρχουν ερπυστικά φαινόμενα με αποτέλεσμα οι πιέσεις στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα να προκύπτουν ίσες με τα φορτία της τελικής επένδυσης. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την ενδελεχή μελέτη όλων των παραμετρικών αναλύσεων είναι τα εξής:

- Από τη συνολική εικόνα της εργασίας έγινε μία προσπάθεια να εκτιμηθούν οι τιμές του λόγου των μεγίστων και των μέσων πιέσεων επί της τελικής επένδυσης, οι οποίες προέκυψαν από τη μελέτη πολυάριθμων αριθμητικών αναλύσεων ποικίλων γεωτεχνικών συνθηκών, για τις τρεις προαναφερθείσες τιμές του λόγου H/D . Τα αποτελέσματα που προέκυψαν παρουσιάζονται συνοπτικά στον παρακάτω πίνακα:

Πίνακας 5.1 Λόγοι μέσων και μεγίστων πιέσεων για το σύνολο των αναλύσεων

	p_m/p_0	p_{max}/p_0
H/D=3.00	0.18 – 0.44	0.25 - 0.51
H/D=3.75	0.19 – 0.45	0.26 – 0.51
H/D=4.00	0.12 – 0.46	0.16 – 0.49

- Μελετώντας έναν από τους παράγοντες αντοχής της βραχόμαζας και συγκεκριμένα το γεωλογικό δείκτη GSI, παρατηρήσαμε ότι η αύξηση της ποιότητας της βραχόμαζας προκαλεί σταδιακή μείωση των μεγίστων εντατικών μεγεθών του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η αύξηση του GSI σε τιμές μεγαλύτερες από 30 καθώς το γεγονός αυτό προκαλεί μεγάλη μείωση των τάσεων επί της τελικής επένδυσης εξαιτίας της κατακόρυφης αύξησης του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας, που έχει οριστεί από τον τύπο $E = \left(1 - \frac{D}{2}\right) * \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} * 10^{\left(\frac{GSI-10}{40}\right)}$. Ωστόσο, ο δείκτης GSI είναι μία μόνο παράμετρος αντοχής της βραχόμαζας οπότε δεν αντιπροσωπεύει πλήρως τη συμπεριφορά της.
- Η βελτίωση των γεωτεχνικών συνθηκών στο περιβάλλον γεωυλικό της σήραγγας, δηλαδή, η αύξηση του λόγου σ_{cm}/p_0 , οδηγεί σε μείωση των λόγων των πιέσεων επί της τελικής επένδυσης ως προς τη γεωστατική τάση. Επιπλέον, μειώνονται οι πλαστικές παραμορφώσεις και οι μετατοπίσεις στο περιβάλλον γεωυλικό. Ακόμα, διαπιστώνεται ότι η αύξηση του λόγου σ_{cm}/p_0 οδηγεί σε μικρή αύξηση της απόστασης S από το μέτωπο της εκσκαφής όπου παρατηρείται η σύγκλιση των πιέσεων της τελικής επένδυσης.
- Από τη μελέτη της κατανομής των τάσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρατηρείται ότι οι λόγοι των εκάστοτε τάσεων δημιουργούν μια σχεδόν γραμμική σχέση με το λόγο της αντοχής σε ανεμπόδιση θλίψη του γεωυλικού σ_c ως προς τη γεωστατική τάση p_0 . Η σχέση αυτή προκύπτει από την καλή αλληλοσυσχέτιση του κριτηρίου Mohr – Coulomb που αντιπροσωπεύει ο λόγος σ_c/p_0 και του κριτηρίου Drucker – Prager σύμφωνα με το οποίο έχουν οριστεί οι γεωτεχνικές παράμετροι του προσομοιώματος μας.
- Η αύξηση του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K οδηγεί σε μεταβολή της κατανομής των εντατικών μεγεθών βραχόμαζας με σταθερό λόγο σ_{cm}/p_0 καθώς

και στις πιέσεις της τελικής επένδυσης. Συγκεκριμένα, οι μέγιστες τιμές των τάσεων της περιβάλλουσας βραχόμαζας και οι πλαστικές παραμορφώσεις συγκεντρώνονται στην παρειά της σήραγγας για $K=0.5$, κατανέμονται περιμετρικά της σήραγγας για $K=1$ και συγκεντρώνονται, κυρίως, στην οροφή και στη βάση της σήραγγας για $K=1.5$. Οι μέγιστες τάσεις επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ταυτίζονται με τα σημεία ανάδειξης των πλαστικών ζωνών, ενώ ταυτόχρονα στις περιοχές αυτές εμφανίζονται οι ελάχιστες μετατοπίσεις της βραχόμαζας. Επιπλέον, η αύξηση του K οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές πιέσεων στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα καθώς αυξάνεται το μέσο εντατικό πεδίο της περιοχής.

- Υπολογίσθηκαν οι ισοδύναμοι συντελεστές γεωστατικών ωθήσεων

$$K_{eq} = K * \left(\frac{P_{side}}{p_{roof} + \gamma H / 2} \right) \text{ για την παρειά της σήραγγας, θεωρώντας ως οριζόντια}$$

τάση, την πίεση παρειάς που προέκυψε από τις αναλύσεις και ως κατακόρυφη τάση, τη θεωρητική της τιμή. Για $K=0.5$ προέκυψε $K_{eq}=0.97$, για $K=1.0$ προέκυψε $K_{eq}=0.69$ και, τέλος, για $K=1.5$ προέκυψε $K_{eq}=0.56$. Παρατηρείται ότι η αύξηση του συντελεστή γεωστατικών ωθήσεων K οδηγεί σε μείωση του ισοδύναμου συντελεστή K_{eq} .

- Η αύξηση του ύψους των υπερκειμένων γαιών από $H=30\text{m}$ σε $H=40\text{m}$ οδηγεί σε μείωση των λόγων των πιέσεων που ασκούνται στην τελική επένδυση, ανεξαρτήτως γεωτεχνικών συνθηκών, η οποία οφείλεται κυρίως στην καλύτερη γεφύρωση των τάσεων. Ωστόσο, οι πιέσεις ως απόλυτες τιμές αυξάνονται για μικρές τιμές του σ_{cm}/p_0 , ενώ για μεγαλύτερες τιμές παρατηρείται ότι οι πιέσεις δε μεταβάλλονται. Η παρατήρηση αυτή έρχεται σε συμφωνία με γνωστές μεθόδους εκτίμησης του φορτιζόντος στερεού (Protodyakonov, Unal). Βλέπουμε, δηλαδή, ότι για πολύ καλές γεωτεχνικές συνθήκες, η αύξηση του ύψους των υπερκειμένων γαιών δεν προκαλεί μεταβολή στις πιέσεις που θα ασκηθούν στην τελική επένδυση. Επιπλέον, διαπιστώνεται ότι η αύξηση του ύψους H δεν αρκεί από μόνη της, ώστε να επηρεάσει την μορφή της κατανομής των πιέσεων.
- Η μείωση της διαμέτρου της σήραγγας από $D=10\text{m}$ σε $D=8\text{m}$ επηρεάζει τα φορτία που αναλαμβάνει η τελική επένδυση ανάλογα με τις γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν στο περιβάλλον γεωυλικό. Συγκεκριμένα, για μικρές τιμές του λόγου σ_{cm}/p_0 διαπιστώνεται μία μείωση της πιέσεων επί της τελικής επένδυσης έως και 10%, ενώ για μεγαλύτερες τιμές του σ_{cm}/p_0 παρατηρείται

μία αντίστοιχη αύξηση των πιέσεων που φτάνει έως και 10%. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην ταυτόχρονη μείωση της αποτόνωσης των τάσεων στο περιβάλλον γεωυλικό, στη μείωση της επιρροής του «μηχανισμού» του ύψους υπερκειμένων γαιών και στην έντονη εμφάνιση του φαινομένου του θόλου που προκαλεί η αύξηση του λόγου σ_{cm}/p_0 .

- Παρατηρήθηκε, τελικά, ότι οι πιέσεις επί της τελικής επένδυσης αυξάνονται, γενικά, με την αύξηση του ύψους υπερκειμένων γαιών ενώ με την αύξηση της διαμέτρου της σήραγγας παρατηρούνται αυξομειώσεις αναλόγως τις γεωτεχνικές συνθήκες που επικρατούν. Ωστόσο, από τη συγκεντρωτική παρουσίαση των αποτελεσμάτων παρατηρήθηκε ότι η επιρροή της αύξησης του ύψους των υπερκειμένων γαιών, στα φορτία που καλείται να αναλάβει η τελική επένδυση, είναι μεγαλύτερη από την αντίστοιχη επιρροή της μείωσης της διαμέτρου της σήραγγας. Ωστόσο, το συμπέρασμα αυτό δεν είναι σαφές εξαιτίας της διαφορετικής ποσοστιαίας μεταβολής του ύψους των υπερκειμένων γαιών H και της διαμέτρου της σήραγγας D . Προτείνεται, λοιπόν, να διερευνηθεί περαιτέρω η επίδραση της διαφοροποίησης του λόγου H/D στα φορτία επί της τελικής επένδυσης, σε παρόμοιες εργασίες που θα δίνεται έμφαση στη μείωση της διαμέτρου D .

Βιβλιογραφικές Αναφορές

1. Abaqus 6.9 Documentation. 2009. Simulia, United States of America.
2. Barton, N.R., Lien, R. & Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics*, **6** (4), pp. 189-239.
3. Bieniawski, Z.T. 1973. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs*, **15**, pp. 335-344.
4. Chen W & Mizuno E. 1990. Non linear analysis in soil mechanics. Theory an implementation. New York: Elsevier.
5. Davis, R.O. & Selvadurai, A.P.S. 2002. *Plasticity and Geomechanics*. Cambridge: University press.
6. Drucker, D.C. & Prager, W. 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, **10**, pp. 157-164.
7. Hoek, E. 1994. Strength of rocks and rock masses. *ISRM News Journal*, **2** (2).
8. Hoek, E. & Brown, E.T. 1980b. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, **106** (GT9), pp. 1013-1035
9. Hoek, E., Carranza-Torres, C. & Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion. *Proceedings of 5th North American Rock Mechanics Symposium and 17th Tunnelling Association of Canada: NARMS-TAC*, Toronto, Canada, **1**, pp. 267-273.
10. Hoek, E., Marinos, P. & Benissi, M. 1998. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses. The case of the Athens Schist Formation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, **57** (2), pp. 151-160.
11. Panet, M. 1995 e calcul des tunnels par la méthode des curves convergence-confinement. Presses de l'École Nationale des Pont de Chaussées, Paris.
12. Sulem, J., Panet, M. & Guenot, A. 1987a. An analytical solution for time-dependent displacements in a circular tunnel. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanical Abstracts*, **24** (3), pp. 155-164.
13. Terzaghi, K. *Theoretical Soil Mechanics*. 1943. New York: Wiley.
14. Unal, E. 1983. *Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs*. PhD thesis. The Pennsylvania State University.
15. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. 1983. *Design recommendations for concrete linings for transportation tunnels*.
16. Καββαδάς, Μ. 2004. Φόρτιση της μόνιμης επένδυσης σηράγγων από περιβάλλον έδαφος. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 51-78. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
17. Κόλιας, Β. 2004. Μόνιμη επένδυση σηράγγων: Ανάλυση και διαστασιολόγηση στην πράξη. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 25-50. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.

18. Μαρίνος, Β., Κορκάρης, Κ., Προυντζόπουλος, Γ., Ρομοσιού, Ν., Φορτσάκης, Π., Μιρμίρης, Κ., Πετρουτσάτου, Κ., Κουμουτσάκος, Δ., Κιάμος, Κ., Λαζαρίδου, Σ., Πίτσας, Γ., Ρηγοπούλου, Μ., Μαρίνος, Π. & Λαμπρόπουλος, Σ. 2006. Η δημιουργία γεωτεχνικής βάσης δεδομένων σηράγγων για την Εγνατία Οδό Α.Ε. 5^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Ξάνθη, Ελλάδα, 31 Μαΐου – 2 Ιουνίου, **3**, σελ. 525-531. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.
19. Μαρίνος, Π. 1993. Κεφάλαια Γεωλογίας Μηχανικού. Αθήνα: Ε.Μ.Π.
20. Μαρίνος, Π. 1998. Κεφάλαια Τεχνικής Γεωλογίας. Αθήνα: Ε.Μ.Π.
21. Μπακογιάννης, Γ. 2004. Δράσεις, μέθοδοι και μοντέλα ανάλυσης μόνιμης επένδυσης σηράγγων. *Ανάλυση και διαστασιολόγηση μόνιμης επένδυσης σηράγγων* (επιμέλεια Τάσιος, Θ.Π.), σελ. 25-50. Αθήνα: Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων & Υπογείων Έργων.
22. Παπαδόπουλος, Β. 2004. Στοιχεία του Μαθήματος Βραχομηχανική – Σήραγγες. Αθήνα: Ε.Μ.Π.
23. Φορτσάκης, Π.Ι., Μαγκανάς, Κ.Α., & Καββαδάς, Μ.Ι. 2006. Μεθοδολογίες και φορτίσεις σχεδιασμού της τελικής επένδυσης σηράγγων. Παρουσίαση στοιχείων από σήραγγες της Εγνατίας Οδού. 16^ο Συνέδριο Σκυροδέματος, Αλεξανδρούπολη, Ελλάδα, 25-27 Οκτωβρίου, **Δ**, σελ. 117-128. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.