



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
“ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ”

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΓΕΩΜΕΤΡΙΑΣ, ΕΝΤΑΤΙΚΟΥ ΠΕΔΙΟΥ ΚΑΙ
ΔΙΟΓΚΩΣΗΣ ΣΤΗΝ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΗΡΑΓΓΑΣ



ΔΗΜΗΤΡΙΟΣ Β.ΜΠΟΥΖΑΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:

ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ Ι.ΣΟΦΙΑΝΟΣ

Αθήνα, Μάρτιος 2011

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Φτάνοντας στο τέλος της μεταπτυχιακής μου εκπαίδευσης θα ήθελα να ευχαριστήσω τους ανθρώπους που με βοήθησαν να φέρω εις πέρας τη διπλωματική μου εργασία.

Αρχικά θα ήθελα να εκφράσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον καθηγητή του Ε.Μ.Π. κ. Σοφιανό Αλέξανδρο για την άριστη συνεργασία μας τόσο κατά τη διάρκεια της φοίτησής μου στο μεταπτυχιακό όσο και κατά τη διάρκεια εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας δίνοντάς μου την ευκαιρία να ασχοληθώ με ένα ενδιαφέρον θέμα εμπλουτίζοντας ακόμη περισσότερο τις γνώσεις μου στο τομέα των γεωτεχνικών.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την Υποψήφια Διδάκτωρ κ. Γιούτα Παρασκευή όπως και τον Λέκτορα κ. Νομικό Παύλο οι οποίοι με ιδιαίτερη ευγένεια και σωστή καθοδήγηση με βοήθησαν να ολοκληρώσω με επιτυχία την εργασία μου.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου Βασίλειο και Αικατερίνη Μπουζά, για την στήριξη που μου παρείχαν όλα αυτά τα έτη που χρειάστηκαν για να ολοκληρώσω τις σπουδές μου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, διερευνάται η επίδραση της γεωμετρίας, του εντατικού πεδίου και της διόγκωσης του πετρώματος σε ανυποστήρικτη σήραγγα, καθώς και στην διαστασιολόγηση της προσωρινής επένδυσης.

Στο πρώτο κεφάλαιο, γίνεται μια σύντομη αναφορά της θεωρίας η οποία χρησιμοποιήθηκε για την διεξαγωγή της εργασίας αυτής. Πιο συγκεκριμένα, αναλύονται έννοιες που σχετίζονται με τα υπόγεια ανοίγματα, ενώ ταυτόχρονα παρουσιάζονται αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού μετατοπίσεων κυκλικών διατομών, καθώς και η αλληλεπίδραση μεταξύ πετρώματος και υποστήριξης. Εν συνεχεία γίνεται αναφορά στους μηχανισμούς διόγκωσης καθώς και στην μοντελοποίηση των σηράγγων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Στο δεύτερο κεφάλαιο, κατασκευάζεται το αριθμητικό ελαστοπλαστικό μοντέλο, με την χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik για συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ίσο με την μονάδα. Εν συνεχεία, κατασκευάζεται η καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης και επαληθεύεται.

Στο πρώτο μέρος του τρίτου κεφαλαίου, διερευνάται η επίδραση του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως και της γεωμετρίας της διατομής στην συμπεριφορά του υπογείου ανοίγματος. Διενεργούνται παραμετρικές αναλύσεις για τιμές του k από 0.2 έως 1.8 με βήμα 0.2 για δυο χαρακτηριστικές γεωμετρίες την κυκλική και την πεταλοειδή. Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων γίνεται βάσει μετρήσεων των μετατοπίσεων οροφής και δαπέδου και με την σύγκριση των καμπυλών σύγκλισης αποτόνωσης.

Στο δεύτερο μέρος του τρίτου κεφαλαίου, ενεργοποιείται η δυνατότητα της διόγκωσης η οποία εξαρτάται από τρεις παραμέτρους, τον χρόνο εξέλιξης του φαινομένου, τον χρόνο υπολογισμού του προγράμματος και τον αδιάστατο συντελεστή k_q . Οι παράμετροι αυτές εξετάζονται με σκοπό την αξιολόγηση της επίδρασής τους στο φαινόμενο. Κατόπιν, γίνεται καταγραφή της αύξησης των μετατοπίσεων σε κυκλικές και πεταλοειδείς διατομές λόγω διόγκωσης.

Στο τέταρτο κεφάλαιο, αξιολογείται η επίδραση όλων των ανωτέρω, πλην του συντελεστή γεωστατικών πιέσεων, στο σύστημα προσωρινής υποστήριξης. Εξετάζονται πολλαπλά συστήματα προσωρινής υποστήριξης σε συνδυασμό με διαφορετικές μεθόδους διάνοιξης. Ο έλεγχος των μέτρων προσωρινής υποστήριξης γίνεται τόσο υπό κανονικές συνθήκες όσο και υπό συνθήκες διόγκωσης.

Στο πέμπτο και τελευταίο κεφάλαιο γίνεται ανακεφαλαίωση των συμπερασμάτων που προέκυψαν από την παρούσα εργασία.

ABSTRACT

In this thesis an analysis is taking place concerning the influence that the geometry, the field stress and the swelling of the rock can have in the unsupported tunnel and in the dimensioning of the temporary support.

A brief report of the theory which is being used in order this thesis to be completed is being mentioned in the first part. To be more specific, the technical terms that are related to the underground openings are analyzed while the analytical relations of the calculation of displacement of circular cross – section are presented, as well as the interaction between rock and support. Furthermore, a reference to the mechanisms of swelling is reported as well as to the modeling of tunnels, with the method of finite elements.

In the second part of the thesis is being outlined the numerical elastoplastic model, with the use of the finite elements Sofistik program for $k=1$. Moreover, a curve of convergence - confinement is being sketched and verified.

In the first section of the third part, the effect of the coefficient k and of geometry of cross – section in the behavior of the underground opening is being studied. There are also taken place parametrical analysis for the k prices from 0.2 to 1.8 with step of 0.2 for two characteristic geometries, the circular and the horse shoe shaped. The assessment of the results is based on the measurements of the displacement of the roof and the flooring and also on the comparison of the convergence - confinement curves.

In the second section of the third part, the possibility of the swelling is activated, which is depended on three parameters. The first one is the time of the development of the phenomenon, the second one is the time of the calculation of the program and the last parameter is the dimensionless factor of kq . The aim of the examination of the parameters above is to estimate their effect on this phenomenon. Then, there is a reference to the recording of the increase of the displacement in the circular and the horse shoe shaped cross – sections, because of the swelling.

In the fourth part of this thesis, the evaluated of the effect of all the above in the system of temporary support is mentioned, except of the coefficient k . A thorough examination of the multiple systems of temporary support in combination with different methods of excavation is being mentioned, while the control of meters of temporary support is conducted not only under regular conditions, but also under conditions of swelling.

In the fifth and last part of this thesis, the findings from this study are summarized.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Γεωμηχανική Ανάλυση Σηράγγων	1
1.1 Σχέση τάσης – παραμόρφωσης	1
1.2 Κριτήρια αστοχίας	2
1.2.1 Κριτήριο Mohr – Coulomb	2
1.2.2 Κριτήριο Hoek – Brown	3
1.3 Επί τόπου εντατικό πεδίο	4
1.4 Εντατική Ανάλυση Υπογείου Ανοίγματος	5
1.5 Παραμορφώσεις κατά την εκσκαφή κυκλικού ανοίγματος	6
1.6 Πρόσθετες παραμορφώσεις κατά την εκσκαφή λόγω διόγκωσης	11
1.6.1 Μηχανισμοί διόγκωσης	12
1.7 Τεχνητή υποστήριξη υπογείου κυκλικού ανοίγματος	13
1.8 Μοντελοποίηση σηράγγων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων	18
1.8.1 Προσομοίωση της φάσης εκσκαφής	21
1.8.2 Προσομοίωση της φάσης υποστήριξης	22
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Κατασκευή Και Επαλήθευση Προσομοιώματος	25
2.1 Αναλυτικό ελαστοπλαστικό μοντέλο	25
2.2 Αριθμητικό βαρυτικό μοντέλο (FACS=0.01, FACD=FACL=FACP)	27
2.3 Αριθμητικό αβαρές μοντέλο (FACS=0.0001, FACD=FACL=FACP)	30
2.4 Αναλυτικό ελαστοπλαστικό μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας	32
2.5 Διερεύνηση της γωνίας διασταλτικότητας	35
2.5.1 Αριθμητικό βαρυτικό μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας (FACS=0.01, FACD=FACL= FACP)	35
2.5.2 Αριθμητικό αβαρές μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας (FACS=0.0001, FACD=1, FACL= FACP)	36
2.6 Συμπεράσματα	37
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Επίδραση γεωστατικών πιέσεων και γεωμετρίας διατομής στην καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης	39
3.1 Κυκλική διατομή (διερεύνηση k)	39
3.2 Πεταλοειδής διατομή (διερεύνηση k)	43
3.2.1 Μετατοπίσεις οροφής πεταλοειδούς διατομής	44
3.2.2 Μετατοπίσεις δαπέδου πεταλοειδούς διατομής	48
3.2.3 Σύγκριση μετατοπίσεων δαπέδου και οροφής πεταλοειδούς διατομής	50
3.3 Σύγκριση πεταλοειδούς και κυκλικής διατομής	52

3.4 Αριθμητικά μοντέλα με διόγκωση	54
3.4.1 Διερεύνηση σε κυκλική διατομή του λόγου η/dt	57
3.4.2 Διερεύνηση σε κυκλική διατομή του η με σταθερό η/dt	58
3.4.3 Διερεύνηση σε κυκλική διατομή της αδιάστατης παραμέτρου k_q	59
3.4.4 Κυκλική διατομή με διόγκωση για $k= 1$ και $k=0.75$	61
3.4.5 Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$	62
3.4.6 Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$	63
3.4.7 Πεταλοειδής διατομή με διόγκωση για $k=1$ και $k=0.75$	64
3.4.8 Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$	66
3.4.9 Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$	67
3.5 Σύγκριση πεταλοειδούς και κυκλικής διατομής με διόγκωση	68
3.6 Συμπεράσματα.....	71
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Διερεύνηση απαιτούμενης υποστήριξης	73
4.1 Υπολογισμός πίεσης υποστήριξης αναλυτικά.....	75
4.2 Υπολογισμός πίεσης υποστήριξης αριθμητικών μοντέλων	77
4.2.1 Διατομή Γ1 με υποστήριξη Y1, Y2 και Y3	77
4.2.2 Διατομή Γ2 με υποστήριξη Y4 και Y5.....	84
4.2.3 Διατομή Γ3 με υποστήριξη Y6 και Y1.....	88
4.2.4 Διατομή Γ4 με υποστήριξη Y7 και Y8.....	92
4.2.5 Διατομή Γ5 με υποστήριξη Y8 και Y9.....	95
4.2.6. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επιλεγέντων διατομών	99
4.3 Υπολογισμός επάρκειας υποστήριξης κατά την διόγκωση του πετρώματος.....	99
4.3.1 Διατομή Γ3 με διόγκωση και υποστήριξη κατηγορίας Y6, Y1 και Y10 και Y1199	
4.3.2 Διατομή Γ4 με διόγκωση και υποστήριξη κατηγορίας Y7, Y8, Y12 και Y13 ..	104
4.3.3 Διατομή Γ5 με διόγκωση και υποστήριξη κατηγορίας Y9 και Y14.....	108
4.3.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα διατομών υπό την επίδραση της διόγκωσης.	112
4.4 Συμπεράσματα	112
Κεφάλαιο 5: Γενικά συμπεράσματα	117
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	119

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: Γεωμηχανική Ανάλυση Σηράγγων

Η κατανόηση της συμπεριφοράς της αλληλεπίδρασης της βραχώμαζας ή του εδάφους κατά την κατασκευή υπογείων ανοιγμάτων (σηράγγων ή στοών), είναι απαραίτητη για την επιλογή της κατάλληλης υποστήριξης. Αρκετές μέθοδοι και παραδοχές, με διαφορετική πολυπλοκότητα η κάθε μία, έχουν αναπτυχθεί για το σκοπό αυτό. Με την χρήση αυτών, επιτυγχάνεται η ορθότερη και ακριβέστερη δυνατή ανάλυση της μεταβολής του επιφερόμενου εντατικού πεδίου, εξ αιτίας της δημιουργίας του ανοίγματος.

Τα τελευταία χρόνια, με τη χρήση των αριθμητικών μεθόδων και την ανάπτυξη των οργάνων παρατήρησης, έχει αυξηθεί η ικανότητα ανάλυσης δύσκολων γεωτεχνικών προβλημάτων. Πρέπει να τονιστεί ότι από τις υπάρχουσες μεθόδους (εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές), καμία δεν είναι σε θέση να συνυπολογίσει όλα τα χαρακτηριστικά που διέπουν την συμπεριφορά της βραχώμαζας και της αλληλεπίδρασης αυτής με την τεχνητή υποστήριξη. Παρόλα αυτά, οι αριθμητικές μέθοδοι αποτελούν καλύτερα εργαλεία για την ποιοτική και ποσοτική ανάλυση των γεωτεχνικών προβλημάτων. Αυτό οφείλεται στους εξής λόγους: αρχικά, όσον αφορά στις εμπειρικές μεθόδους, αυτές αναφέρονται σε συγκεκριμένες συνθήκες και διατομές και για τον λόγο αυτό δεν είναι σωστό να γενικεύονται και να εφαρμόζονται οπουδήποτε. Αναφορικά δε με τις αναλυτικές μεθόδους, αυτές αναφέρονται συνήθως σε κυκλικές διατομές μέσα σε υδροστατικό πεδίο, σε αντίθεση με τις αριθμητικές μεθόδους, οι οποίες μπορούν να εφαρμοστούν για διάφορες γεωμετρίες και υπό οποιαδήποτε εντατική κατάσταση.

Στο κεφάλαιο αυτό, θα αναλυθούν οι γενικές έννοιες που διέπουν τα προβλήματα ανάλυσης του επιφερόμενου εντατικού πεδίου, εξαιτίας της δημιουργίας υπογείων ανοιγμάτων. Θα αναλυθούν οι σχέσεις τάσης - παραμόρφωσης, η αντοχή των πετρωμάτων, τα κριτήρια αστοχίας τους και η ελαστική και ελαστοπλαστική συμπεριφορά τους.

1.1 Σχέση τάσης – παραμόρφωσης

Η βασικότερη θεώρηση σε προβλήματα μηχανικής είναι η ελαστική συμπεριφορά του υλικού. Ελαστικό υλικό, θεωρείται αυτό που επανέρχεται στην αρχική του κατάσταση κατά την αφαίρεση του επιβαλλόμενου φορτίου. Η γενική εξίσωση ελαστικότητας διέπεται από το νόμο του Hooke και δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1.1)$$

Όπου με (σ) ορίζεται η τάση σε μία διάσταση, (ε) η παραμόρφωση στην ίδια διάσταση και (E) το μέτρο ελαστικότητας του Young. Σύμφωνα με αυτήν την εξίσωση, η σχέση τάσης -παραμόρφωσης είναι γραμμική (Brady & Brown, 1994). Σε τρεις διαστάσεις ο ίδιος νόμος λαμβάνει τη μορφή:

$$\{\sigma\} = [K] \cdot \{u\} \quad (1.2)$$

όπου στην περίπτωση αυτή οι τάσεις παρουσιάζονται με τη μορφή διανύσματος {σ}, όπως και οι παραμορφώσεις {υ}. Το [K] αποτελεί τον συνδετικό παράγοντα μεταξύ τάσεων και παραμορφώσεων και ονομάζεται μητρώο ακαμψίας. Αυτό το μητρώο αποτελείται από 81 όρους και ειδικά στην περίπτωση του ισότροπου υλικού εξαρτάται από το μέτρο ελαστικότητας του Young (E) και το λόγο του Poisson (ν).

Η πραγματική συμπεριφορά των πετρωμάτων και των εδαφών δεν ακολουθεί την τέλεια ελαστικότητα. Μια καλύτερη προσέγγιση, είναι αυτή που θεωρεί σημείο διαρροής πέραν του οποίου συμπεριφέρονται πλαστικά. Ένα επόμενο επίπεδο πολυπλοκότητας στην περιγραφή της συμπεριφοράς της γεωμάζας είναι το βισκοπλαστικό μοντέλο (Goodman, 1989).

Τα πετρώματα παρουσιάζουν μεγάλη αντοχή στις θλιπτικές καταπονήσεις ενώ πολύ μικρότερη αντοχή επιδεικνύουν κατά τον εφελκυσμό. Η αστοχία των πετρωμάτων λαμβάνει ή τη μορφή σχηματισμού ρωγματώσεων και στη συνέχεια κατακερματισμού του υλικού, ή τη μορφή μεγάλων πλαστικών παραμορφώσεων με μικρή έως ανύπαρκτη αύξηση του φορτίου. Η πρώτη περίπτωση, παρατηρείται στα πετρώματα κατά την ψαθυρή αστοχία τους, δηλαδή σε περιπτώσεις που υφίστανται ανεμπόδιστη θλίψη. Σε περιπτώσεις όπου το πέτρωμα βρίσκεται περιορισμένο σε τριδιάστατο εντατικό πεδίο, δεν αστοχεί ψαθυρά, αλλά συμπεριφέρεται περισσότερο πλαστικά, αστοχεί δηλαδή με τη δεύτερη μορφή (Goodman, 1989).

Οι συνθήκες αστοχίας στα προβλήματα σιράγγων και στοών περιλαμβάνουν και τις δύο μορφές που αναφέρθηκαν παραπάνω. Σε προβλήματα υπογείων ανοιγμάτων το εντατικό πεδίο εμφανίζεται τις περισσότερες φορές θλιπτικό, παρόλα αυτά, οι συνθήκες φόρτισης κοντά στην περιφέρεια του ανοίγματος κυμαίνονται από ανεμπόδιστη θλίψη, μέχρι και εφελκυσμό. Το πέτρωμα από τη στιγμή που θα ξεπεράσει το όριο διαρροής του, συμπεριφέρεται περισσότερο πλαστικά (Hoek et. al, 1995).

1.2 Κριτήρια αστοχίας

Για τον υπολογισμό της αντοχής των πετρωμάτων χρησιμοποιούνται ευρέως τα κριτήρια αστοχίας Mohr - Coulomb και Hoek – Brown.

1.2.1 Κριτήριο Mohr – Coulomb

Η πρόβλεψη του σημείου, στο οποίο παρουσιάζεται η αρχική διαρροή του υλικού όπου μεταπίπτει από την ελαστική κατάσταση στην πλαστική, δεν περιορίζεται μόνο στα όγκιμα υλικά. Πολλά είναι τα υλικά στα οποία η συμπεριφορά κοντά στο όριο διαρροής διαφέρει από τα όγκιμα. Κατάλληλα κριτήρια αστοχίας ή συναρτήσεις διαρροής έχουν κατασκευαστεί για υλικά όπως τα εδάφη, τα πετρώματα, το σκυρόδεμα κ.α. (Boresi et al. 1993).

Η συμπεριφορά κατά τη διαρροή αρκετών συνεκτικών υλικών, όπως τα πετρώματα και το σκυρόδεμα, έχει παρατηρηθεί ότι εξαρτάται από την εντατική τους κατάσταση. Πιο συγκεκριμένα, η αύξηση των υδροστατικών θλιπτικών τάσεων δημιουργεί την αύξηση της αντοχής των υλικών. Επίσης, τα υλικά αυτά εμφανίζουν διαφορετικό όριο διαρροής στον εφελκυσμό και διαφορετικό στη θλίψη.

Το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb αποτελεί γενίκευση του κριτηρίου αστοχίας Tresca. Η συνάρτηση διαρροής, περιγράφεται από τις τάσεις που δρουν στο υλικό, καθώς και από δύο σταθερές που εξαρτώνται από το υλικό. Οι σταθερές αυτές είναι η συνοχή του υλικού (c) και η γωνία εσωτερικής τριβής (φ). Εκφρασμένο σε μέγιστη διατμητική και κάθετη τάση το κριτήριο αστοχίας των Mohr - Coulomb ορίζεται από τη σχέση:

$$\tau = \sigma_n \cdot \tan \varphi + c \quad (1.3)$$

Όπου:

τ : η μέγιστη διατμητική τάση

σ_n : η κάθετη τάση στο επίπεδο ολίσθησης / αστοχίας

C : η συνοχή του υλικού

φ : η γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού.

Είναι προφανές ότι το κριτήριο δεν ισχύει για εφελκιστικές ορθές τάσεις, καθώς στην περίπτωση αυτή δεν δημιουργούνται συνθήκες διάτμησης του υλικού.

1.2.2 Κριτήριο Hoek – Brown

Το κριτήριο Hoek - Brown, αποτελεί εμπειρικό κριτήριο το οποίο κατασκευάστηκε για να αντιμετωπίσει δυσκολίες και χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στα πετρώματα και δεν μπορούν να περιγραφούν από την περιβάλλουσα αστοχίας του κριτηρίου Mohr - Coulomb.

Ουσιαστικά το κριτήριο Hoek-Brown περιγράφει καλύτερα τη μη γραμμική συμπεριφορά των πετρωμάτων. Σημαντικό πλεονέκτημα αυτού σε σχέση με το Mohr-Coulomb, είναι η δυνατότητά του να λαμβάνει υπόψη τις ασυνέχειες που εμφανίζονται στα πετρώματα.

Η μορφή του κριτηρίου αυτού είναι σε θέση να περιγράψει την συμπεριφορά ομογενούς δοκιμίου πετρώματος, σε όλες τις περιπτώσεις φόρτισης, από την περίπτωση της μονοαξονικής θλίψης μέχρι την τριαξονική θλιπτική καταπόνηση. Επιπροσθέτως παρέχει την δυνατότητα εισαγωγής της επίδρασης των ασυνεχειών του πετρώματος. Είναι φανερό, ότι στα πετρώματα το κριτήριο Hoek - Brown υπερτερεί από αυτό του Mohr-Coulomb, γιατί μπορεί να αντιμετωπίσει καλύτερα την ανομοιογένεια και την ανισοτροπία που παρουσιάζουν (Hoek & Brown, 1994). Η σχέση που περιγράφει το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown είναι της μορφής:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + S \cdot \sigma_c^2} \quad (1.4)$$

Όπου:

σ_1 : η μέγιστη κύρια τάση

σ_3 : η ελάχιστη κύρια τάση

σ_c : η αντοχή σε μονοαξονική θλίψη του ακέραιου πετρώματος

m, s : σταθερές που εξαρτώνται από το είδος του πετρώματος και το βαθμό κατακερματισμού του.

1.3 Επί τόπου εντατικό πεδίο

Αδιατάρακτο, ονομάζεται το επί τόπου (in situ) εντατικό πεδίο, πριν από τη δημιουργία του υπόγειου ανοίγματος. Το μέγεθος και ο προσανατολισμός του πεδίου αυτού εξαρτάται από το βάρος των υπερκείμενων σχηματισμών και την γεωλογική ιστορία της περιοχής. Συνήθως, ο προσανατολισμός των κυρίων τάσεων εμφανίζεται κάθετος για την μέγιστη κύρια τάση και οριζόντιος για τις άλλες δύο κύριες τάσεις.

Ο πραγματικός προσανατολισμός των κυρίων τάσεων στο έδαφος εξαρτάται από τις γεωλογικές συνθήκες της περιοχής και την τεκτονική δραστηριότητα και ο καθορισμός του επιτυγχάνεται με επί τόπου μετρήσεις. Πολλές φορές, δεν είναι δυνατόν να πραγματοποιηθούν αυτές οι μετρήσεις, οπότε ο ποσοτικός προσδιορισμός τους βασίζεται στη χρήση εμπειρικών σχέσεων και κανόνων (Goodman, 1989).

Σε μελέτες ανάλυσης ευστάθειας επικίνδυνων κατασκευών, όπως υπόγεια πυρηνικά εργοστάσια ή σε περιπτώσεις οριακής ευστάθειας της κατασκευής, η μελέτη δεν πρέπει να βασίζεται μόνο στον εμπειρικό υπολογισμό του εντατικού πεδίου, αλλά πρέπει οπωσδήποτε να πραγματοποιούνται επί τόπου μετρήσεις. Για τον εμπειρικό προσδιορισμό του εντατικού πεδίου, εφαρμόζονται οι παρακάτω κανόνες (Goodman, 1989).

Σε περιοχές με αδιατάρακτα πετρώματα, η κατακόρυφη κύρια τάση οφείλεται στην βαρύτητα. Σε ομογενή βραχομάζα, όπου η πυκνότητα (γ) του πετρώματος είναι σταθερή, η κατακόρυφη τάση (σ_z) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_z = \gamma \cdot h \quad (1.5)$$

Ο παράγοντας (h) αναφέρεται στο βάθος από την επιφάνεια για το οποίο πραγματοποιείται ο υπολογισμός του εντατικού πεδίου. Οι κύριες οριζόντιες τάσεις (σ_h), υπολογίζονται από τη σχέση:

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma_z \quad (1.6)$$

Το (K_o) είναι παράμετρος που εξαρτάται από τα πετρώματα και την περιοχή όπου πραγματοποιείται η ανάλυση. Το (K_o) είναι διαφορετικό για κάθε μία από τις δύο οριζόντιες τάσεις. Για ομογενές, αδιατάρακτο πέτρωμα, μπορεί να θεωρηθεί ως ενιαίο για τις δύο οριζόντιες κύριες τάσεις. Ο σωστός τρόπος υπολογισμού του είναι η επί τόπου μέτρησή των τάσεων. Όπως ήδη έχει αναφερθεί ανωτέρω, όταν δεν υπάρχει η

δυνατότητα μέτρησής του, εφαρμόζονται κάποιοι εμπειρικοί κανόνες για τον υπολογισμό του. Σε ασθενή πετρώματα, χωρίς την ικανότητα ανάληψης φορτίων, οι κάθετες και οι οριζόντιες τάσεις, τείνουν να εξισωθούν κατά την πάροδο του γεωλογικού χρόνου. Αυτός είναι ο κανόνας του Heim, όπου:

$$\sigma_x = \sigma_y \approx \sigma_z$$

Η κατάσταση αυτή ονομάζεται λιθοστατική πίεση, και εμφανίζεται όταν όλες οι συνιστώσες τάσεις, σε κάποιο σημείο είναι ίσες προς όλες τις κατευθύνσεις και το μέγεθος τους οφείλεται στο βάρος των υπερκείμενων σχηματισμών. Η έννοια αυτή, χρησιμοποιείται αρκετά σε ασθενή αδιατάρακτα ιζήματα, τα οποία επιδεικνύουν πλαστική ή βισκοπλαστική συμπεριφορά. Πετρώματα με αυτή τη συμπεριφορά αποτελούν οι άργιλοι, οι σχιστόλιθοι, οι λιθάνθρακες και διάφορα άλλα. Ο κανόνας αυτός, επιπροσθέτως, δίνει λογικά αποτελέσματα για εντατικό πεδίο σε πετρώματα που απαντώνται σε βάθη μεγαλύτερα των 1000m.

Στην περίπτωση υπόθεσης ελαστικής συμπεριφοράς των πετρωμάτων, τα οποία υπόκεινται σε πλευρικό περιορισμό, δηλαδή δεν επιτρέπεται σε αυτά η οριζόντια παραμόρφωση, το (K_0) κυμαίνεται σε τιμές χαμηλότερες της μονάδος. Η περίπτωση αυτή, παρουσιάζεται σε ιζηματογενείς, αδιατάρακτους σχηματισμούς, μεγάλης οριζόντιας εξάπλωσης και σταθερού πάχους. Στις περιπτώσεις αυτές και με δεδομένη γραμμική ελαστική συμπεριφορά, ισχύει:

$$\sigma_x = \sigma_y = \gamma \cdot h \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (1.7)$$

Δηλαδή $K_0 = \nu / (1 - \nu)$, για τυπικές τιμές (ν), όπως $\nu = 0.25$ το K_0 λαμβάνει την τιμή 0.33.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται κατά τον υπολογισμό του επί τόπου εντατικού πεδίου, όταν δεν υπάρχουν μετρήσεις. Σε ανισότροπα πετρώματα, οι οριζόντιες τάσεις μπορούν να λάβουν τιμές μεγαλύτερες από την τιμή της κατακόρυφης κύριας τάσης.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στο υπολειπόμενο εντατικό πεδίο (residual stress field). Πολλές φορές κάποιος γεωλογικός σχηματισμός ενδέχεται να έχει φορτιστεί κατά το παρελθόν από μεγαλύτερο εντατικό πεδίο, το οποίο για διάφορους λόγους έχει εξαλειφθεί. Παρά το γεγονός ότι το υλικό του σχηματισμού αποφορτίστηκε, δεν έχει επέλθει ανακούφιση των τάσεων στο πέτρωμα. Η ανακούφιση αυτή εμποδίζεται από την αλληλεπίδραση των κόκκων των ορυκτών (interlocking). Επομένως, η αρχική ανάλυση του επί τόπου εντατικού πεδίου ενδέχεται να παρουσιάσει χαμηλότερες από τις πραγματικές τιμές τάσεων.

1.4 Εντατική Ανάλυση Υπογείου Ανοίγματος

Η κατασκευή των σιηράγγων ή των στοών, διαφέρει από τις επιφανειακές κατασκευαστικές δραστηριότητες. Στις επιφανειακές κατασκευές δημιουργείται εντατικό

πεδίο, λόγω του βάρους της κατασκευής και των φορτίων λειτουργίας της. Στις υπόγειες κατασκευές, δημιουργείται άνοιγμα σε προϋπάρχον εντατικό πεδίο το οποίο και διαταράσσει.

Με την ανάλυση των τάσεων στο σημείο κατασκευής της υπόγειας σήραγγας, μπορούμε να μελετάμε το προϋπάρχον εντατικό πεδίο, τις μεταβολές που θα παρουσιαστούν σε αυτό καθώς και να βρίσκουμε τρόπους αντιμετώπισης και εξισορρόπησης τους, ώστε να μην καταρρεύσει το υπόγειο άνοιγμα. Μελετάται επίσης, η συγκέντρωση τάσεων σε διάφορα σημεία του ανοίγματος και υπολογίζονται οι επιφερόμενες παραμορφώσεις. Από την μελέτη αυτών των στοιχείων, πραγματοποιείται ο σχεδιασμός της γεωμετρίας του υπογείου ανοίγματος και επιλέγεται το είδος και η διαδικασία της υποστήριξης που θα εφαρμοστεί (Hoek et. al. 1995).

Τα χαρακτηριστικά της μάζας διαφόρων ειδών πετρώματος εμφανίζουν μεγάλη ανομοιογένεια, επομένως δεν είναι δυνατή η ύπαρξη ενιαίας θεωρίας ή μεθόδου που να μπορεί να εφαρμοστεί σε όλα τα πετρώματα και να ερμηνεύσει την συμπεριφορά του δημιουργούμενου ανοίγματος και τη μεταβολή του εντατικού πεδίου. Παρόλα αυτά, υπάρχουν δύο κύριες θεωρίες που εφαρμόζονται για τη μελέτη της συμπεριφοράς των υπογείων ανοιγμάτων, η ελαστική και η πλαστική θεωρία συμπεριφοράς υλικών. Με αυτές πραγματοποιείται ανάλυση της μεταβολής του εντατικού πεδίου λόγω δημιουργίας του ανοίγματος.

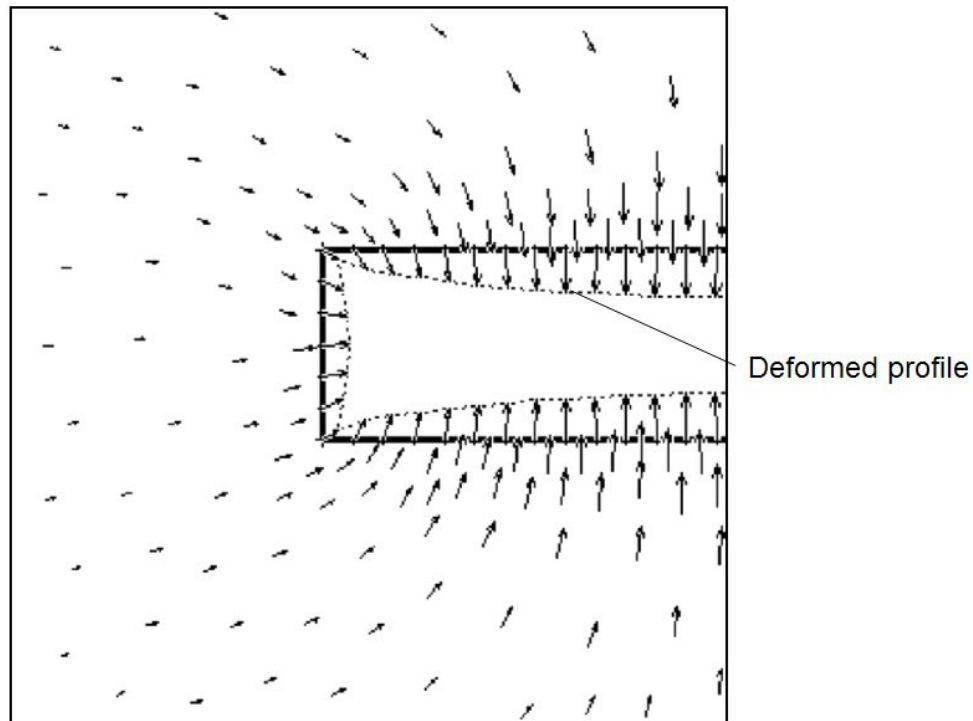
Πριν το στάδιο της εκσκαφής, το επί τόπου εντατικό πεδίο βρίσκεται σε ισορροπία μέσα στη βραχομάζα. Μετά τη δημιουργία του ανοίγματος, οι τάσεις στο πέτρωμα αναδιανέμονται. Λόγω της αναδιανομής αυτής, εμφανίζονται συγκεντρώσεις τάσεων σε διάφορες περιοχές του πετρώματος κοντά στο άνοιγμα (μεγάλες συγκεντρώσεις παρατηρούνται στις περιοχές απότομης αλλαγής της γεωμετρίας). Οι αυξημένες τάσεις ενδέχεται να υπερφορτίσουν το πέτρωμα ή την τεχνητή υποστήριξη του ανοίγματος και να τα οδηγήσουν στην αστοχία. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι κυριότεροι παράγοντες επίδρασης, στη μεταβολή του εντατικού πεδίου και τη δημιουργία προβλημάτων ευστάθειας υπογείων ανοιγμάτων (Hoek et.al, 1995).

- Το αρχικό εντατικό πεδίο.
- Οι γεωλογικές δομές και τα γεωλογικά χαρακτηριστικά της περιοχής.
- Οι γεωτεχνικές παράμετροι των πετρωμάτων - εδαφών, όπως η αντοχή τους το μέτρο ελαστικότητας κλπ.
- Το είδος της μεθόδου εκσκαφής που εφαρμόζεται για τη διάνοιξη του υπογείου έργου.
- Το είδος και η χρονική στιγμή εφαρμογής της υποστήριξης.
- Η γεωμετρία του υπογείου ανοίγματος.

1.5 Παραμορφώσεις κατά την εκσκαφή κυκλικού ανοίγματος

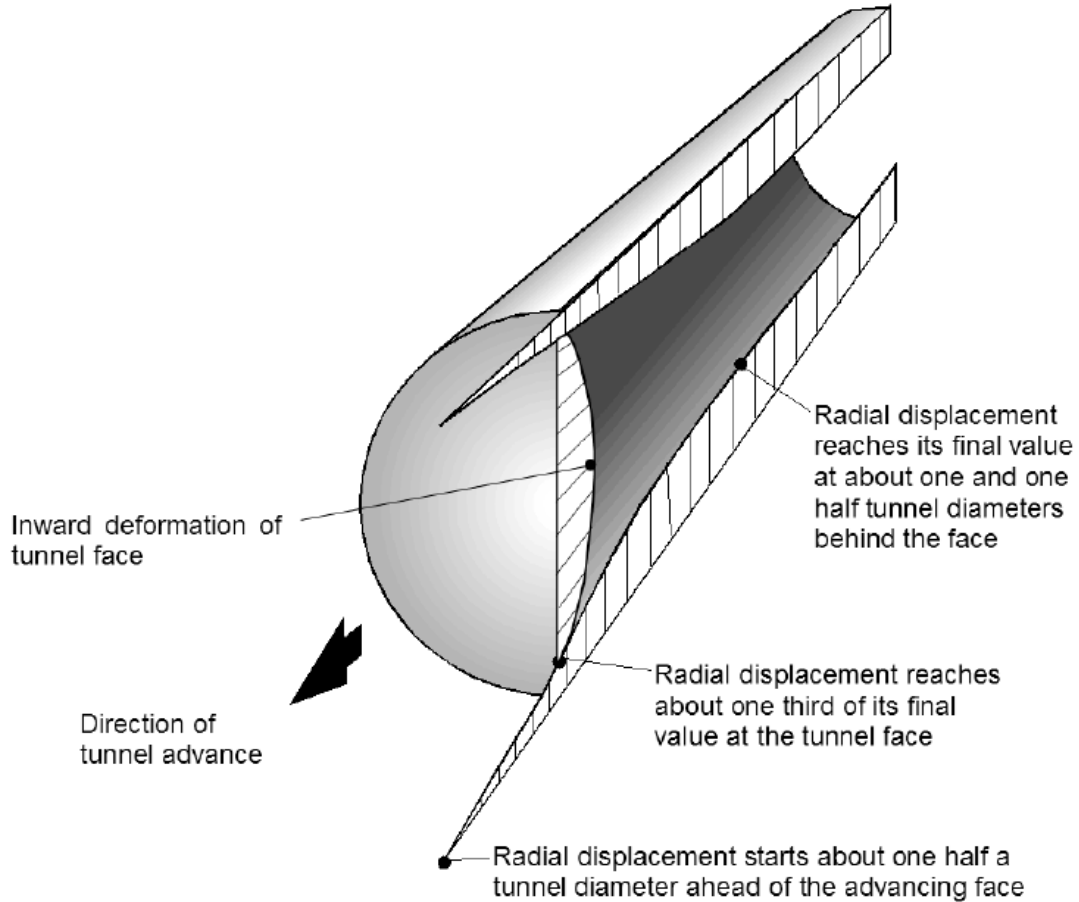
Κατά την εκσκαφή ενός υπόγειου ανοίγματος, θα πρέπει η βραχομάζα να μετακινηθεί, προκειμένου να διατηρηθεί η ισορροπία. Η μετακίνηση αυτή εξαρτάται από

το είδος του πετρώματος καθώς και τη θέση του μετώπου ως προς το σημείο παρατήρησης. Στο σχήμα 2.1, παρουσιάζεται η τριδιάστατη ανάλυση μιας κυκλικής σήραγγας και οι παραμορφώσεις οι οποίες δημιουργούνται στην περιβάλλουσα βραχομάζα. Από το σχήμα αυτό, διαπιστώνεται πως τα τοιχώματα του ανοίγματος τείνουν να μετακινηθούν προς το κέντρο της διατομής, ενώ το μέτωπο έχει την τάση να μετακινείται πάνω στον άξονα της σήραγγας προς την περιοχή όπου έχει ήδη γίνει η εκσκαφή.



Σχήμα 1.1: Διανύσματα μετατόπισης βραχομάζας (Hoek et. al, 1995).

Η παραμόρφωση αρχίζει προσεγγιστικά μισή περίπου διάμετρο μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής και φτάνει μιάμιση διάμετρο πίσω από αυτό. Στην θέση του μετώπου, οι μετατοπίσεις έχουν εξελιχθεί κατά το 1/3 των συνολικών όπως παρατηρείται και στο σχήμα 1.2. Το κατά πόσο αυτές οι παραμορφώσεις προκαλούν προβλήματα ευστάθειας, εξαρτάται από το λόγο της αντοχής της βραχομάζας προς το εντατικό πεδίο στο βάθος που βρίσκεται η σήραγγα. Θα πρέπει να σημειωθεί, ότι η διαδικασία της παραμόρφωσης, η οποία περιγράφηκε ανωτέρω, συμβαίνει ακριβώς κατά την εκσκαφή του μετώπου. Αυτή είναι μια λογική προσέγγιση για τις περισσότερες σήραγγες μέσα σε πετρώματα.



Σχήμα 1.2: Παραμορφώσεις της περιβάλλουσας βραχώμαζας κατά την εξέλιξη της εκσκαφής (Hoek et. al, 1995).

Στην παρούσα εργασία, οι σχέσεις οι οποίες χρησιμοποιούνται για τον αναλυτικό υπολογισμό των μετατοπίσεων οροφής της σήραγγας είναι εκείνες που θεωρούν το υλικό ως ελαστικό τέλεια πλαστικό (Duncan Fama, 1993). Στην αναλυτική αυτή λύση, θεωρήθηκε ότι το πεδίο είναι υδροστατικό, η σήραγγα κυκλική ακτίνας r_0 και η εσωτερική πίεση P_i (σχήμα 1.3). Αστοχία του υλικού γύρω από το άνοιγμα πραγματοποιείται όταν η εσωτερική πίεση πάρει τιμή μικρότερη από μία κρίσιμη την P_{cr} . Οι σχέσεις αυτές παρουσιάζονται ως ακολούθως:

$$\sigma_1 = \sigma_{cm} + k \cdot \sigma_3 \quad (1.8)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c \cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \quad (1.9)$$

$$k = \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} \quad (1.10)$$

$$P_{cr} = \frac{2P_0 - \sigma_{cm}}{1 + k} \quad (1.11)$$

Όπου:

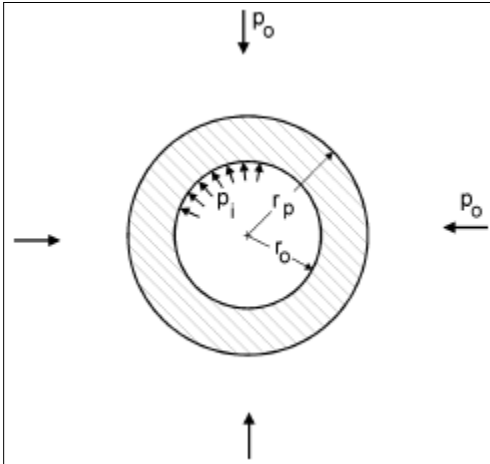
σ_1 : Η μέγιστη κύρια τάση με την οποία προκαλείται αστοχία

σ_3 : Η ελάχιστη κύρια τάση

σ_{cm} : Η αντοχή της βραχόμαζας

c : Η συνοχή του υλικού

Φ : Η γωνία εσωτερικής τριβής.



Σχήμα 1.3: Πλαστική ζώνη γύρω από κυκλικό άνοιγμα (Hoek et. al, 1995).

Αν η εσωτερική πίεση υποστήριξης P_i είναι μεγαλύτερη από την οριακή τιμή P_{cr} , δεν πραγματοποιείται καμία αστοχία, η συμπεριφορά της βραχόμαζας εξακολουθεί να είναι πλαστική και η εσωτερική ελαστική μετατόπιση του τοιχώματος δίνεται από την σχέση:

$$u_{ie} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E_m} (P_o - P_i) \quad (1.12)$$

Όπου:

E_m : το μέτρο ελαστικότητας του υλικού

ν : λόγος Poisson

Όταν η εσωτερική πίεση P_i πάρει τιμή μικρότερη από την οριακή τιμή P_{cr} , πραγματοποιείται αστοχία και η ακτίνα της ζώνης πλαστικότητας γύρω από το άνοιγμα δίνεται από την σχέση 1.13:

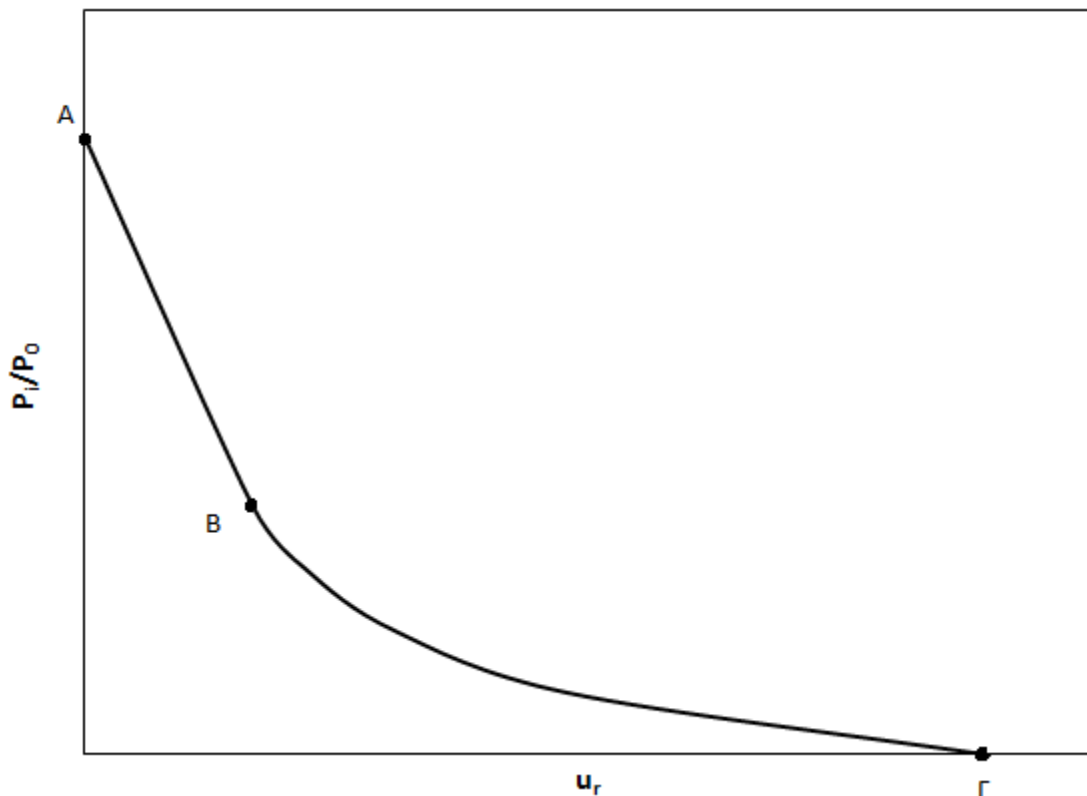
$$r_p = r_o \left[\frac{2(P_o(k-1) + \sigma_{cm})}{(1+k)((k-1)P_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{(k-1)}} \quad (1.13)$$

Για την πλαστική αστοχία, η ολική μετατόπιση του τοιχώματος της κυκλικής σήραγγας είναι:

$$u_{ip} = \frac{r_o(1 + \nu)}{E} \left[2(1 - \nu)(P_o - P_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o} \right)^2 - (1 - 2\nu)(P_o - P_i) \right] \quad (1.14)$$

Η παρουσία πίεσης υποστήριξης πίσω από το μέτωπο εκσκαφής, ενώ έχει αφαιρεθεί το πέτρωμα, οφείλεται στην τριδιάστατη κατανομή των τάσεων γύρω από αυτό. Αυτή η φαινόμενη πίεση υποστήριξης παρέχει την ικανότητα ανυποστήρικτης παραμονής του ανοίγματος για κάποιο χρονικό διάστημα (stand up time) μετά την προχώρηση του μετώπου.

Η γραφική αναπαράσταση της σχέσης εσωτερικής πίεσης υποστήριξης (P_i) με την μετατόπιση (u) των τοιχωμάτων της σήραγγας, ονομάζεται καμπύλη σύγκλισης - αποτόνωσης και εξαρτάται από την επί τόπου αρχική πίεση (P_o) και τις μηχανικές ιδιότητες των περιβαλλόντων πετρωμάτων. Σύμφωνα με τις σχέσεις 1.12 και 1.14, υπολογισμού της ελαστικής και της πλαστικής μετατόπισης των τοιχωμάτων του ανοίγματος, σε υδροστατικό πεδίο, κατασκευάζεται η καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης του ανοίγματος (σχήμα 1.4).



Σχήμα 1.4: Καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης.

Στην περίπτωση που η εσωτερική πίεση ισούται με την αρχική ($P_i=P_o$), η μετατόπιση του τοιχώματος είναι μηδενική (σημείο A, σχήμα 1.4). Με τη μείωση της εσωτερικής πίεσης (P_i), η μετατόπιση αυξάνεται γραμμικά όσο το πέτρωμα συμπεριφέρεται ελαστικά. Όταν η εσωτερική πίεση (P_i) λάβει την κρίσιμη τιμή $P_i = P_{cr}$ (σημείο B, σχήμα 1.4) το πέτρωμα ακολουθεί την πλαστική συμπεριφορά. Η χαρακτηριστική καμπύλη, στο

σημείο αυτό και έπειτα, λαμβάνει μη γραμμική μορφή. Η μέγιστη μετατόπιση παρατηρείται όταν η εσωτερική πίεση μηδενιστεί ($P_i=0$, σημείο Γ).

Η πίεση P_i είναι, όπως αναφέρθηκε και ανωτέρω, η εσωτερική πίεση που ασκείται από το πέτρωμα και είναι υπεύθυνη για την ευστάθεια του ανοίγματος. Η πίεση αυτή, μέσα σε μια ανυποστήρικτη σήραγγα, εξαρτάται από την σχετική θέση μεταξύ της περιοχής που βρίσκεται το μέτωπο και του σημείου όπου μετράμε την εσωτερική πίεση. Όσο πιο μακριά βρισκόμαστε από το μέτωπο της σήραγγας τόσο η P_i μειώνεται. Για τον προσδιορισμό του βήματος προχώρησης σε συνάρτηση με την αποτόνωση, επιλέχθηκε η μέθοδος Chern et al (1998) με την ακόλουθη εξίσωση:

$$x = 1.1 \cdot R \cdot \ln \left[\left(\frac{u_R}{u_{R\infty}} \right)^{-0.5882} - 1 \right] \quad (1.15)$$

Όπου u_R είναι η σύγκλιση στο σημείο X που θέλουμε να προσδιορίσουμε και $u_{R\infty}$ η σύγκλιση σε απόσταση πολύ μακριά από το μέτωπο. Η μεταβλητή X μπορεί να πάρει και αρνητικές τιμές και αυτό σημαίνει, ότι η μετατόπιση αυτή αντιστοιχεί σε κάποια θέση η οποία βρίσκεται μέσα στο μέτωπο (δεν έχει γίνει ακόμη εκσκαφή). Συνεπώς, σε κάθε θέση (x) κατά μήκος του άξονα της σήραγγας αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης $x-u_R$ μια τιμή της σύγκλισης του τοιχώματος (u_R). Για τη συγκεκριμένη τιμή (u_R) αντιστοιχεί μέσω της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης μια 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. Σημειώνεται ότι, 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 συσχέτιση της σύγκλισης (u_R) του τοιχώματος της σήραγγας με την απόσταση (x) από το μέτωπο εκσκαφής είναι πολύ χρήσιμη, γιατί επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας που έχει συμβεί πριν από την εφαρμογή της προσωρινής υποστήριξης. Σημειώνεται, ότι ακόμη και στην περίπτωση όπου η προσωρινή υποστήριξη εφαρμόζεται ακριβώς στη θέση του μετώπου της σήραγγας, κάποια σύγκλιση έχει ήδη συμβεί (της τάξεως του 30-35% της συνολικής σύγκλισης). Η σύγκλιση της βραχόμαζας πριν από την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης συντελεί στην αποτόνωση της βραχόμαζας και τη μείωση των πιέσεων που θα ασκηθούν επί των μέτρων υποστήριξης. Κατά συνέπεια, η εκτίμηση της ως άνω σύγκλισης επηρεάζει σημαντικά το σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης (Καββαδάς 2005).

1.6 Πρόσθετες παραμορφώσεις κατά την εκσκαφή λόγω διόγκωσης

Σε ορισμένα ιζηματογενή πετρώματα παρατηρείται, μετά από την επαφή τους με το νερό, παραμόρφωση διόγκωσης. Η παραμόρφωση αυτή είναι μέρος της συνολικής παραμόρφωσης του πετρώματος, που είναι το άθροισμα και άλλων επιμέρους

παραμορφώσεων, όπως π.χ. ελαστικών, πλαστικών, ερπυστικών, κλπ. Τα πετρώματα αυτά, εφόσον υποβληθούν σε μεταβολές της υγρασίας, υπό ορισμένες συνθήκες δύνανται να χαλαρώσουν σημαντικά και να αποσυντεθούν (Seedsman, 1993 από ΑΙ Σοφιανό, 2008). Στο παρελθόν, οι παραμορφώσεις διόγκωσης οδήγησαν συχνά σήραγγες σε βαρύτατες αστοχίες κατά την κατασκευή τους, κάτι που έδωσε την αφορμή για βαθύτερη διερεύνηση του φαινομένου (ΑΙ Σοφιανός, 2008).

Η διόγκωση του πετρώματος είναι μια χρονικά εξαρτημένη αύξηση του όγκου του που εμπεριέχει φυσικοχημικές αντιδράσεις με το νερό. Επομένως, η διόγκωση παρουσιάζεται σε πετρώματα των οποίων τα ορυκτά ευνοούν αυτή την αντίδραση. Η διόγκωση της βραχώμαζας συμβαίνει είτε λόγω διόγκωσης του άρρηκτου πετρώματος είτε λόγω διόγκωσης του υλικού πλήρωσης των ασυνεχειών είτε λόγω συνδυασμού των παραπάνω. Η παραμόρφωση διόγκωσης εξαρτάται επίσης από το ασκούμενο εντατικό πεδίο και από την αποτόνωσή του.

Ο ρυθμός και η διάρκεια ολοκλήρωσης της διόγκωσης κυμαίνονται σε ένα ευρύ πεδίο. Η ανύψωση της περιοχής του ανάστροφου τόξου μιας σήραγγας μπορεί π.χ. να έχει ρυθμό από μη δυνάμενο να γίνει αντιληπτός μέχρι και 1 μέτρο το μήνα ή και περισσότερο. Αντίστοιχα, η διάρκεια εξέλιξης της διόγκωσης μπορεί να διαρκέσει από μερικές μέρες μέχρι και περισσότερο από έναν αιώνα (ΑΙ Σοφιανός, 2008).

1.6.1 Μηχανισμοί διόγκωσης

Μπορούμε να διακρίνουμε τρεις κύριους μηχανισμούς διόγκωσης:

- τον μηχανικό,
- τον οσμωτικό και
- τον ενδοκρυσταλλικό.

Η μηχανική διόγκωση παρατηρείται σε αργίλους, ιλυώδεις αργίλους, αργιλικές ιλύες και σχετιζόμενα πετρώματα. Είναι μια αντίστροφη στερεοποίηση ή αλλιώς μια κατάσταση που προκαλείται από την διάχυση της αρνητικής υπερπίεσης του νερού των πόρων.

Η οσμωτική στερεοποίηση είναι η ροή ρευστού που προκαλείται από εξισορρόπηση των ελκτικών δυνάμεων. Έχοντας μια αύξηση της συγκέντρωσης του ρευστού των πόρων, η οποία οδηγεί στη μείωση των απωστικών δυνάμεων, για να υπάρξει εξισορρόπηση, θα πρέπει να μειωθεί η απόσταση μεταξύ των σωματιδίων και αυτό επιτυγχάνεται με την αποβολή ρευστού στο διάστημα μεταξύ των σωματιδίων. Το γεγονός αυτό, αναγόμενο σε μεγαλύτερη κλίμακα, θα οδηγήσει σε παραμόρφωση ολόκληρης της αργιλικής μεμβράνης. Το αντίθετο μπορεί να συμβεί, όταν μια υψηλά συμπιεσμένη μεμβράνη αποφορτιστεί. Η ισορροπία μεταξύ της αρχικής εξωτερικής δύναμης και των ελκτικών – απωστικών δυνάμεων θα διαταραχθεί (Ι. Βλαχογιάννης, 2008).

Προς εξισορρόπηση των μειούμενων εξωτερικών δυνάμεων, μειώνουμε τις απωστικές δυνάμεις μέσω της αύξησης της απόστασης μεταξύ των σωματιδίων. Έτσι, ρευστό θα εισβάλει στον αυξανόμενο διασωματιδιακό χώρο. Το φαινόμενο αυτό, αναφέρεται ως οσμωτική διόγκωση. Οι παράγοντες, οι οποίοι επηρεάζουν την οσμωτική διόγκωση είναι η αλατότητα, το επίπεδο του pH, τα κατιόντα του νερού των πόρων και του αργιλικού σωματιδίου και το εντατικό πεδίο.

Τέλος, η ενδοκρυσταλλική διόγκωση προκαλείται από την ενυδάτωση των ανταλλάξιμων κατιόντων μιας ξηρής αργίλου. Στις περισσότερες πρακτικές εφαρμογές, η άργιλος είναι ήδη εξ' ολοκλήρου υγρή, με αποτέλεσμα η ενδοκρυσταλλική διόγκωση να μην παίζει κανέναν ρόλο. Εάν όμως, έχουμε διαφορετική κατάσταση τότε έχει μεγάλες έμμεσες επιπτώσεις, αφού μπορεί να δώσει πιέσεις μέχρι και 100 MPa. Είναι ο κυρίαρχος τύπος διόγκωσης στις αργίλους, αφού οι πιέσεις λόγω οσμωτικής διόγκωσης σπάνια ξεπερνούν τα 2 MPa. Ο βαθμός της ενδοκρυσταλλικής διόγκωσης εξαρτάται από τον τύπο των κατιόντων που βρίσκονται μεταξύ των στρώσεων, από την ιοντική ισχύ του περιβάλλοντος διαλύματος καθώς και από αρκετούς άλλους παράγοντες. Σε αντίθεση με την οσμωτική διόγκωση που είναι ένας μηχανισμός, ο οποίος αφορά μόνο τις αργίλους, η ενδοκρυσταλλική διόγκωση αφορά και τον ανυδρίτη (I. Βλαχογιάννης, 2008).

1.7 Τεχνητή υποστήριξη υπογείου κυκλικού ανοίγματος

Η διαδικασία επιλογής του κατάλληλου είδους υποστήριξης και η χρονική στιγμή εφαρμογής της είναι από τα πιο περίπλοκα προβλήματα στη μελέτη διάνοιξης υπογείων ανοιγμάτων. Γενικοί κανόνες για την επιλογή της καταλληλότερης υποστήριξης δεν υπάρχουν και η επιλογή της γίνεται κατά περίπτωση περιλαμβάνοντας πολλές φορές το συνδυασμό έως και τριών φάσεων υποστήριξης σε δύσκολες συνθήκες (Hoek et al. 1995).

Πολλά είναι τα είδη υποστήριξης που εφαρμόζονται τα τελευταία χρόνια για την διάνοιξη υπογείων ανοιγμάτων. Τα είδη αυτά δεν εφαρμόζονται σε ένα στάδιο αλλά η διαδικασία υποστήριξης χωρίζεται σε τρία κύρια στάδια:

- Υποστήριξη του πετρώματος πριν από τη φάση της εκσκαφής.
- Προσωρινή υποστήριξη αμέσως μετά την εκσκαφή ολόκληρης ή κάποιου μέρους της διατομής του ανοίγματος.
- Τελική υποστήριξη που εφαρμόζεται μετά από κάποιο χρονικό διάστημα από την εκσκαφή ολόκληρης της διατομής του ανοίγματος.

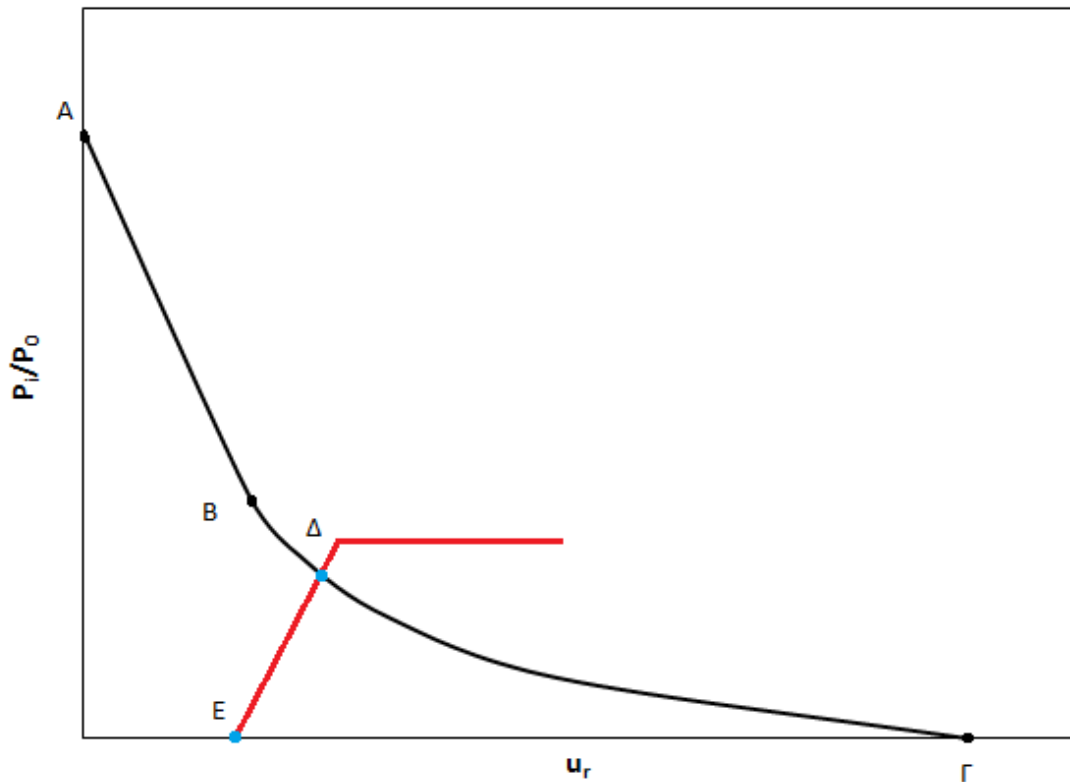
Τα τρία στάδια που αναφέρθηκαν παραπάνω ενδέχεται να εφαρμοστούν σε συνδυασμό ή και μόνο του το καθένα. Έτσι, σε προβλήματα διάνοιξης σήραγγων σε δύσκολες εδαφικές συνθήκες είναι σύνηθες το φαινόμενο παρουσίας και των τριών σταδίων υποστήριξης. Αντίθετα, σε σήραγγες που διανοίγονται σε ανθεκτικό πέτρωμα, η μόνη υποστήριξη που εφαρμόζεται είναι η τελική, χωρίς να απαιτείται πολλές φορές.

Η υποστήριξη, πριν την εκσκαφή του ανοίγματος, εφαρμόζεται ώστε να καταστεί δυνατή η εκσκαφή ανοίγματος σε πολύ χαλαρά πετρώματα, χωρίς αυτά να καταρρεύσουν κατευθείαν. Η διαδικασία προϋποστήριξης πραγματοποιείται με τη χρήση τσιμεντενέσεων, την τοποθέτηση αγκυριών από fiberglass (στο μέτωπο της εκσκαφής), την χρήση δοκών προπορείας (forerolling) καθώς και διάφορα άλλα. Τα παραπάνω είδη εφαρμόζονται μόνο τους ή σε συνδυασμό.

Το στάδιο της προσωρινής υποστήριξης πραγματοποιείται αμέσως μετά τη δημιουργία του ανοίγματος. Σκοπός αυτής είναι η παραλαβή μέρους των επιφερόμενων φορτίων, ώστε να μην αστοχήσει το περιβάλλον πέτρωμα και καταρρεύσει το άνοιγμα. Οι μέθοδοι προσωρινής υποστήριξης περιλαμβάνουν κυρίως τη χρήση αγκυριών, εκτοξευόμενου σκυροδέματος και πλαισίων. Από την προσωρινή υποστήριξη δεν απαιτείται η παραλαβή όλων των τάσεων, αλλά μέρους αυτών, ώστε να διατηρηθεί σταθερό το άνοιγμα μέχρι την εφαρμογή της μόνιμης υποστήριξης.

Τέλος, το στάδιο της τελικής ή μόνιμης υποστήριξης, όπως αλλιώς ονομάζεται, έρχεται να ολοκληρώσει την υποστήριξη του υπογείου ανοίγματος. Η μορφή αυτή ενδέχεται να αποτελείται από υλικά που περιγράφησαν στα δύο προηγούμενα στάδια. Τις περισσότερες φορές χρησιμοποιείται οπλισμένο σκυρόδεμα, προκατασκευασμένοι δακτύλιοι ή κυκλικά στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα καθώς και δακτύλιοι από χυτοσίδηρο (Hoek & Brown 1994).

Από τη στιγμή που θα τοποθετηθεί η υποστήριξη και έρθει σε πλήρη επαφή με το πέτρωμα (σημείο E, σχήμα 1.5), θα αρχίσει να παραμορφώνεται ελαστικά λόγω της μετατόπισης του πετρώματος (τμήμα ΔΕ). Η παραμόρφωση αυτή οφείλεται στην αύξηση της μετατόπισης του πετρώματος καθώς το μέτωπο απομακρύνεται από το σημείο υποστήριξης.



Σχήμα 1.5: Γραφική παράσταση των χαρακτηριστικών καμπυλών πετρώματος - υποστήριξης.

Ισορροπία μεταξύ του συστήματος υποστήριξης - πετρώματος, επιτυγχάνεται όταν οι δύο καμπύλες (υποστήριξης - πετρώματος) τμηθούν μεταξύ τους (σημείο Δ). Προσοχή πρέπει να δίνεται σε τρία σημεία, ώστε η υποστήριξη να παρουσιάζει καλή συμπεριφορά σε σχέση με το πέτρωμα που παραμορφώνεται:

- Στη μετατόπιση που έχει επέλθει στο πέτρωμα μέχρι το στάδιο της εφαρμογής της υποστήριξης.
- Στη σκληρότητα ή ακαμψία του συστήματος υποστήριξης.
- Στην αντοχή του συστήματος υποστήριξης.

Η μετατόπιση του πετρώματος περιγράφηκε προηγουμένως πώς υπολογίζεται. Ιδιαίτερη προσοχή, λοιπόν, πρέπει να δίνεται ώστε να μην έχει μετατοπιστεί πολύ το πέτρωμα και έχει δημιουργηθεί μεγάλη ζώνη πλαστικής παραμόρφωσης πριν την τοποθέτηση της υποστήριξης.

Η ακαμψία του συστήματος υποστήριξης ή η πίεση που αυτή ασκεί στο πέτρωμα εξαρτάται από το είδος της υποστήριξης (αγκύρια, σκυρόδεμα κλπ) και τις ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται. Παρακάτω, παρουσιάζονται οι σχέσεις υπολογισμού της πίεσης υποστήριξης για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αγκύρια και χαλύβδινα πλαίσια (Hoek & Brown, 1997).

1. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα χρησιμοποιείται ευρέως, για την σταθεροποίηση σηράγγων σε πετρώματα που εξορύσσονται με διάτρηση – ανατίναξη ή με εκσκαφείς τύπου μπούμας. Το πλεονέκτημα του είναι, ότι μπορεί να υποστηρίξει τη σήραγγα στην αρχική φάση της όρυξης της σε πετρώματα με μικρό χρόνο αυτοϋποστήριξης. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου είναι πολύ δύσκολη, όταν η εξόρυξη γίνεται με μηχάνημα ολομέτρωτου κοπής, διότι τα μηχανήματα αυτά καταλαμβάνουν μεγάλο τμήμα της διατομής. Η επιφανειακή στρώση του σκυροδέματος, μπορεί να περιέχει πλέγμα για να προσδώσει ολκιμότητα σε αυτό με την πάροδο του χρόνου. Εναλλακτικά, το ινοπλισμένο σκυρόδεμα που περιέχει τυχαίως προσανατολισμένες χαλύβδινες ή συνθετικές ίνες χρησιμοποιείται στις περιπτώσεις εκείνες που είναι επιθυμητή η στιβαρότητα και η ολκιμότητα (Γ. Εξαδάκτυλος, 2006).

Οι βασικές δράσεις του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ως επένδυση είναι:

1. Στατική ενίσχυση:

- Η παρεμπόδιση ή ελαχιστοποίηση της χαλάρωσης του πετρώματος με την ισχυροποίηση της μάζας της οποίας γεμίζονται τα κενά,
- με τη μεταφορά του φορτίου του πετρώματος σε γειτονικό ευσταθές πέτρωμα με δυνάμεις διάτμησης ή συγκόλληση,
- με λειτουργία μεμβρανικού φορέα.

2. Σφράγιση του πετρώματος: Σε οξειδούμενο ή χαλαρούμενο πέτρωμα, η στεγάνωσή του που παρεμποδίζει την περαιτέρω χαλάρωση λόγω της έκθεσης του πετρώματος σε υγρό αέρα ή υπόγεια νερά.

3. Προστασία από την πήξη – τήξη του νερού: Ο έλεγχος του κύκλου δημιουργίας νερού – πάγου, με την ανακατεύθυνση, τη στράγγιση ή το σταμάτημα της ροής (ΑΙ Σοφριανός 2010).

Για τον υπολογισμό της ακαμψίας K_s και της μέγιστης προσφερόμενης αντίδρασης P_s^{max} υποστήριξης σχήματος δακτυλίου (παραδοχή) από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα λαμβάνεται η σχέση (Hoek&Brown, 1997):

$$K_s = \frac{E_c [R^2 - (R - t_c)^2]}{(1 - \nu_c) \cdot R \cdot [(1 - 2\nu_c)R^2 + (R - t_c)^2]} \quad (1.16)$$

$$P_s^{max} = \frac{\sigma_{cc}}{2} \left[1 - \frac{(R - t_c)^2}{R^2} \right] \quad (1.17)$$

Όπου

E_c : Μέτρο Ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος

ν_c : Λόγος Poisson του εκτοξευόμενου σκυροδέματος
 t_c : Πάχος επένδυσης
 R : Εσωτερική ακτίνα της σήραγγας
 σ_{cc} : Μονοαξονική αντοχή σε θλίψη του σκυροδέματος

2. Αγκύρια

Δεχόμενοι, ότι οι κοχλίες ισαπέχουν μεταξύ τους κατά την περιφέρεια, τότε η μέγιστη προσφερόμενη αντίδραση P_s^{max} υποστήριξης από κοχλίες σημειακής αγκύρωσης χωρίς πλευρική πρόσφυση δίνεται από τη σχέση (Hoek & Brown, 1997):

$$P_s^{max} = \frac{T_{bf}}{s_c \cdot s_l} \quad (1.18)$$

Η ακαμψία δίνεται από την σχέση:

$$\frac{1}{K_b} = s_c \cdot s_l \left[\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} + Q \right] \quad (1.19)$$

όπου

l : Ελεύθερο μήκος κοχλία [m]

d_b : Διάμετρος κοχλία [m]

E_b : Μέτρο Ελαστικότητας του κοχλία [MPa]

T_{bf} : Οριακή φέρουσα ικανότητα κατά τη δοκιμή εξόλκευσης [MN]

s_c : Απόσταση των κοχλιών κατά την περιφέρεια [m]

s_l : Απόσταση των κοχλιών κατά τον άξονα της σήραγγας [m]

Q : Σταθερά δύναμης-μήκυνσης για το αγκύριο και τη κεφαλή [m/MN]

3. Χαλύβδινα πλαίσια

Για τον υπολογισμό της ακαμψίας K_s και της μέγιστης προσφερόμενης αντίδρασης P_{ss}^{max} υποστήριξης από χαλύβδινα πλαίσια σχήματος δακτυλίου (Hoek&Brown, 1997):

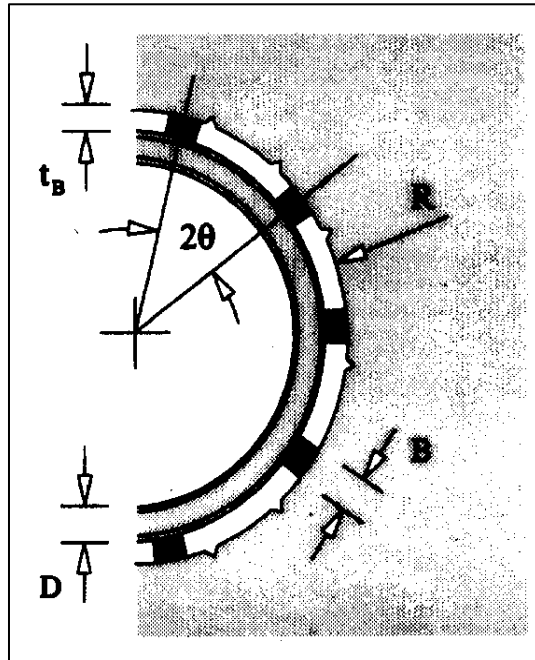
$$\frac{1}{K_s} = \frac{S \cdot r}{E_s \cdot A_s} + \frac{S \cdot r^3}{E_s \cdot I_s} \left[\frac{\theta(\theta + \sin \theta \cdot \cos \theta)}{2 \cdot \sin^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2 \cdot S \cdot \theta \cdot t_b}{E_b \cdot w^2} \quad (1.20)$$

$$P_{ss}^{max} = \frac{3 \cdot A_s \cdot I_s \cdot \sigma_{ys}}{2 \cdot S \cdot r \cdot \theta \cdot \left[3 \cdot I_s + x \cdot A_s \cdot \left(r - t_b - \frac{x}{2} \right) \cdot (1 - \cos \theta) \right]} \quad (1.21)$$

Όπου:

w : Πλάτος της διατομής του χαλύβδινου τόξου ή μήκος της πλευράς του παρεμβλήματος

x : Ύψος της διατομής του χαλύβδινου τόξου
 A_s : Εμβαδό της διατομής του χαλύβδινου τόξου
 I_s : Ροπή αδράνειας της διατομής του χαλύβδινου τόξου
 E_s : Μέτρο Young του χάλυβα
 σ_{ys} : Τάση διαρροής του χάλυβα
 S : Απόσταση των τόξων κατά μήκος του άξονα της σήραγγας
 θ : Ημίσεια γωνία μεταξύ των σημείων σφήνωσης
 t_b : Πάχος του παρεμβλήματος
 E_b : Μέτρο Young του παρεμβλήματος



Σχήμα 1.6: Σχηματική αναπαράσταση διατομών χαλύβδινων πλαισίων.

Μέχρι το σημείο αυτό, αναφέρθηκαν οι διάφορες έννοιες που σχετίζονται με τα υπόγεια ανοίγματα, αναφέρθηκαν αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού των μετατοπίσεων καθώς και η αλληλεπίδραση υποστήριξης – πετρώματος. Στη συνέχεια θα γίνει αναφορά της διαδικασίας μοντελοποίησης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

1.8 Μοντελοποίηση σηράγγων με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων

Τα τελευταία χρόνια με τη ραγδαία εξέλιξη και ταυτόχρονη μείωση του κόστους των ηλεκτρονικών υπολογιστών, ακολούθησε η ταχύτερη ανάπτυξη των αριθμητικών μεθόδων στις γεωεπιστήμες. Μια από αυτές τις μεθόδους είναι αυτή των πεπερασμένων στοιχείων. Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην επίλυση μεγάλου αριθμού γραμμικών εξισώσεων (Kropic & Mang, 1996).

Η εξέλιξη της μεθόδου ξεκίνησε από τη βιομηχανία αεροπλάνων, αλλά πολύ σύντομα διαδόθηκε στον κλάδο της γεωμηχανικής. Τα τελευταία χρόνια έχει σημειωθεί σημαντική πρόοδος στη μελέτη προβλημάτων ευστάθειας σηράγγων. Στη συνέχεια, θα περιγραφεί η δομή εφαρμογής της μεθόδου, σε προβλήματα μελέτης εκσκαφής και υποστήριξης σηράγγων. Για την μελέτη ενός προβλήματος, εκσκαφής και υποστήριξης υπόγειου ανοίγματος, με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, απαιτούνται τρία βασικά στάδια:

- Η μοντελοποίηση του υλικού που θα πραγματοποιηθεί η εκσκαφή. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει την εισαγωγή κατάλληλων καταστατικών μοντέλων υλικού, στην αρχική γεωμετρία του μέσου και εφαρμογή των αρχικών συνοριακών συνθηκών του προβλήματος.
- Η μοντελοποίηση της γεωμετρίας του ανοίγματος και η διαδικασία αναπαράστασης των σταδίων εκσκαφής, εάν αυτά υπάρχουν.
- Η μοντελοποίηση του είδους και των σταδίων εφαρμογής της υποστήριξης. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει τον τρόπο αναπαράστασης της υποστήριξης, των σταδίων εφαρμογής της και την χρήση κατάλληλων καταστατικών μοντέλων περιγραφής της συμπεριφοράς του υλικού της υποστήριξης.

Όσον αφορά στη διαδικασία μοντελοποίησης του μέσου (πετρώματος, εδάφους), πρέπει να ορισθούν τα γεωμετρικά όρια του μοντέλου, να εισαχθεί το αρχικό εντατικό πεδίο της περιοχής και να εφαρμοστούν τα κατάλληλα καταστατικά μοντέλα υλικού.

Για τη διαδικασία επιβολής του αρχικού εντατικού πεδίου, όταν δεν υπάρχουν μετρήσεις για τις τιμές των κυρίων τάσεων, σαν πρώτη προσέγγιση, επιλέγεται κατακόρυφο φορτίο (σ_v) που υπολογίζεται από το ειδικό βάρος των υπερκείμενων σχηματισμών, πολλαπλασιασμένο με το βάθος στο οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί το άνοιγμα. Το οριζόντιο φορτίο (σ_h) προκύπτει από το γινόμενο του κατακόρυφου φορτίου με το συντελεστή γεωστατικής πίεσης (k).

$$\sigma_h = k \cdot \sigma_v \quad (1.22)$$

Τα γεωμετρικά όρια του μοντέλου στα οποία θα εφαρμοστούν τα φορτία και οι συνοριακές συνθήκες μετατόπισης, εξαρτώνται από το μέγεθος του ανοίγματος. Για κυκλικό άνοιγμα ή ισοδύναμο κυκλικό άνοιγμα, η απόσταση των ορίων στον οριζόντιο άξονα πρέπει να ξεπερνά τις πέντε με έξι διαμέτρους ανοίγματος. Σε περιπτώσεις ανοίγματος μικρού βάθους, όπου η επιφάνεια εντοπίζεται σε ύψος μικρότερο των δέκα διαμέτρων, τότε πρέπει να λαμβάνεται όλο το ύψος του προβλήματος μέχρι την επιφάνεια. Σε περιπτώσεις ανοιγμάτων μεγάλου βάθους, όπου το άνοιγμα εντοπίζεται σε βάθος μεγαλύτερο των δέκα διαμέτρων, το πάνω όριο του μοντέλου μπορεί να θεωρηθεί σε ύψος πέντε διαμέτρων από το άνοιγμα.

Έχουν επίσης αναπτυχθεί δυνατότητες εισαγωγής φορτίων με μορφή βαρυτικών φορτίων. Όταν εφαρμόζεται αυτή η διαδικασία, πρέπει να λαμβάνεται όλο το ύψος πάνω από το άνοιγμα. Σε βάθη μεγαλύτερα των δέκα διαμέτρων, για εξοικονόμηση διαστάσεων του μοντέλου, δημιουργείται μοντέλο με ύψος πέντε διαμέτρων πάνω από

το άνοιγμα και σε αυτό τοποθετούνται φορτία βαρύτητας. Επιπλέον, στο πάνω όριο, εφαρμόζεται φορτίο ίσο με το βάρος των από εκεί και πάνω υπερκείμενων σχηματισμών.

Επίσης, υπάρχει η δυνατότητα χρήσης και μη βαρυτικών μοντέλων. Στα μοντέλα αυτά, τοποθετείται η προς μελέτη σήραγγα σε τέτοιο σημείο ώστε η οροφή, το δάπεδο και οι παρειές να απέχουν από τα όρια του μοντέλου τουλάχιστον πέντε διαμέτρους για να μην υπάρχει επίδραση συνόρου. Στα μοντέλα αυτά δίδεται απ' ευθείας η τιμή της κατακόρυφης τάσης που εφαρμόζεται στην οροφή της σήραγγας καθώς και της οριζόντιας. Οι τιμές αυτές είναι σταθερές σε όλο το μοντέλο. Εξαιτίας αυτού, τα μοντέλα αυτά χρησιμοποιούνται για σήραγγες που βρίσκονται σε μεγάλα βάθη και η διαφορά της τάσης της οροφής και του δαπέδου σχετικά με τις γεωστατικές είναι αμελητέα.

Αφού ορισθεί η γεωμετρία και οι συνοριακές συνθήκες του αρχικού μοντέλου, εισάγονται τα καταστατικά μοντέλα συμπεριφοράς των υλικών. Στα σύγχρονα λογισμικά υπάρχουν έτοιμα μοντέλα υλικών. Η επιλογή του καταλληλότερου καταστατικού μοντέλου εξαρτάται από τις διαθέσιμες παραμέτρους που υπάρχουν (εργαστηριακές δοκιμές, επί τόπου δοκιμές κλπ), από το βαθμό επιθυμητής ακρίβειας και το υπολογιστικό κόστος. Υπάρχουν αρκετά καταστατικά μοντέλα εφαρμοσμένα στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, μερικά από αυτά είναι αρκετά περίπλοκα με πολλές παραμέτρους εισαγωγής. Αυτά σπάνια εφαρμόζονται, γιατί ο καθορισμός των παραμέτρων τους πολλές φορές δεν είναι δυνατός (Oaetti et. al, 1998).

Στην πράξη τα καταστατικά μοντέλα που εφαρμόζονται είναι:

- Το γραμμικό ελαστικό
- Μη γραμμικό ελαστικό
- Το ελαστοπλαστικό μοντέλο με εφαρμογή κατάλληλων συναρτήσεων διαρροής (Mohr - Coulomb, Hoek - Brown, κ.α.) και συσχετισμένο ή ασυσχέτιστο κανόνα ροής.
- Το ελαστοπλαστικό μοντέλο με εφαρμογή κατάλληλων συναρτήσεων διαρροής (Mohr - Coulomb, Hoek - Brown, κ.α.) και συσχετισμένο ή ασυσχέτιστο κανόνα ροής και εφαρμογή κανόνων κράτυνσης - χαλάρωσης.
- Τα ελαστικά - βισκοπλαστικά μοντέλα.

Το κάθε μοντέλο παρουσιάζει τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα του. Η επιλογή του προς χρήση μοντέλου, εξαρτάται κυρίως από τα διαθέσιμα στοιχεία του προβλήματος και από την επιθυμητή ακρίβεια. Τα πιο συνηθισμένα καταστατικά μοντέλα είναι τα ελαστικά και τα ελαστοπλαστικά με συναρτήσεις διαρροής κατά Drucker - Prager και Mohr - Coulomb, για τα γεωυλικά.

Στα προβλήματα γεωμηχανικής, οι παράμετροι που συνήθως υπολογίζονται με εργαστηριακές δοκιμές είναι η ανεμπόδιση θλίψη, ο έμμεσος εφελκυσμός, η δοκιμή διάτμησης, και η τριαξονική θλίψη. Με αυτές τις δοκιμές υπολογίζονται το μέτρο ελαστικότητας του υλικού (E), ο λόγος Poisson (ν), η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ) και η συνοχή του υλικού (c). Με τις δύο πρώτες παραμέτρους περιγράφεται η συμπεριφορά του υλικού στην ελαστική περιοχή. Με τις δύο τελευταίες υπολογίζεται τότε το υλικό θα

ξεφύγει από την ελαστική περιοχή και θα εισέλθει στην πλαστική, με τη βοήθεια των συναρτήσεων διαρροής. Στη συνάρτηση διαρροής κατά Mohr – Coulomb οι παράμετροι αυτοί καθορίζουν το κριτήριο, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.

Εκτός από τις συναρτήσεις διαρροής, στα προβλήματα σηράγγων εφαρμόζονται και κανόνες κράτυνσης - χαλάρωσης του υλικού. Αυτοί βρίσκουν μεγαλύτερη εφαρμογή σε προβλήματα εδαφών ή πολύ χαλαρών πετρωμάτων. Οι κανόνες που χρησιμοποιούνται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι τρεις, η κινηματική κράτυνση - χαλάρωση, η ισοτροπική κράτυνση - χαλάρωση και ο συνδυασμός τους.

Τα καταστατικά μοντέλα που αναφέρθηκαν παραπάνω, παρουσιάζονται ανεξάρτητα από την παράμετρο του χρόνου. Υπάρχουν, όμως, και καταστατικά μοντέλα που μπορούν να περιλάβουν συναρτήσεις ερπυσμού, διόγκωσης, θερμικής συμπεριφοράς, καθώς και φαινόμενα πίεσης πόρων (Oaetti et. al, 1998).

1.8.1 Προσομοίωση της φάσης εκσκαφής

Από τη στιγμή που θα ορισθούν τα γεωμετρικά όρια των μοντέλων, εφαρμοστούν οι συνοριακές συνθήκες και εισαχθούν τα κατάλληλα καταστατικά μοντέλα υλικών, το μοντέλο που παριστά το μέσο (πέτρωμα, έδαφος), είναι σχεδόν έτοιμο. Για να ολοκληρωθεί, απαιτείται η επίλυση του, πριν την εισαγωγή του ανοίγματος, ώστε να υπολογιστούν οι αρχικές τάσεις και παραμορφώσεις που διέπουν το μέσο πριν τη διατάραξή τους από τη δημιουργία του ανοίγματος. Οι τιμές των τάσεων και των παραμορφώσεων που υπολογίστηκαν στο στάδιο αυτό, εισάγονται στο επόμενο στάδιο που προσομοιώνει την εκσκαφή του ανοίγματος.

Το στάδιο προσομοίωσης της εκσκαφής υπογείου ανοίγματος μπορεί να πραγματοποιηθεί με τρεις μεθόδους.

- Την μέθοδο της σταδιακής μείωσης της εσωτερικής πίεσης
- Την μέθοδο σταδιακής μείωσης του μέτρου ελαστικότητας του υλικού στο σημείο της εκσκαφής
- Την μέθοδο της απενεργοποίησης της ακαμψίας του μέσου στο σημείο της εκσκαφής.

Σύμφωνα με την πρώτη μέθοδο, το μοντέλο έχει σχεδιαστεί με το άνοιγμα να υπάρχει. Στα όρια του ανοίγματος τοποθετείται κατανεμημένη πίεση ίση με αυτή του γεωστατικού πεδίου. Η πίεση αυτή σταδιακά μειώνεται από την αρχική τιμή, μέχρι το μηδέν. Κατά τη διαδικασία της μείωσης λαμβάνονται οι τιμές μετατόπισης των τοιχωμάτων του ανοίγματος. Με τη χρήση των τιμών αυτών κατασκευάζεται το διάγραμμα σύγκλισης αποτόνωσης του ανοίγματος. Η διαδικασία αυτή δίνει αρκετά καλά αποτελέσματα και ταυτόχρονα μπορεί να ορίσει το σημείο εφαρμογής της υποστήριξης (Oaetti et. al, 1998).

Στη δεύτερη μέθοδο, η διαδικασία μοντελοποίησης πραγματοποιείται θεωρώντας ότι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού που περικλείεται από τα όρια του ανοίγματος

σταδιακά μειώνεται. Με τον τρόπο αυτό αναπαριστάται η σταδιακή μείωση των εσωτερικών πιέσεων και η δημιουργία του ανοίγματος. Η μέθοδος αυτή είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για την προσομοίωση τμηματικής εκσκαφής του ανοίγματος. Στην πραγματικότητα, σχηματίζεται και διακριτοποιείται η γεωμετρία των διαφόρων τμημάτων του ανοίγματος και ανάλογα με τα στάδια εκσκαφής, μειώνεται στο κάθε τμήμα σταδιακά το μέτρο ελαστικότητας του υλικού. Έτσι, πραγματοποιείται η προσομοίωση της διαδικασίας εκσκαφής του πετρώματος.

Η τελευταία μέθοδος μοιάζει αρκετά με την προηγούμενη, κι έτσι και σε αυτή σχηματίζεται κάρναβος πεπερασμένων στοιχείων που αναπαριστά το άνοιγμα ή τα γεωμετρικά μέρη του ανοίγματος όταν η εκσκαφή πραγματοποιείται κατά στάδια. Στην περίπτωση αυτή, δεν μειώνεται το μέτρο ελαστικότητας του κάθε στοιχείου, αλλά απενεργοποιείται η ακαμψία του. Η διαδικασία αυτή, βασίζεται στην λογική ότι κατά την εκσκαφή του υλικού η ακαμψία του μειώνεται σημαντικά. Με την απενεργοποίηση αυτή, ενώ τα στοιχεία υπάρχουν, δεν λαμβάνουν μέρος στον συνολικό πίνακα ακαμψίας του μοντέλου, άρα δεν λαμβάνουν μέρος και στην επίλυση του. Ουσιαστικά, κατά την απενεργοποίησή τους τα στοιχεία είναι σαν να μην υπάρχουν.

Οι διαδικασίες μοντελοποίησης που αναφέρθηκαν παραπάνω εκτός από τις δύο διαστάσεις μπορούν να εφαρμοστούν και στις τρεις. Η χρήση μοντέλων σε τρεις διαστάσεις πραγματοποιείται, όταν μοντέλα δύο διαστάσεων δεν είναι σε θέση να περιγράψουν σωστά το υπό μελέτη πρόβλημα. Τέτοιες περιπτώσεις παρουσιάζονται σε διασταυρώσεις σηράγγων, περιοχές πολύπλοκης γεωλογίας κλπ. Η μοντελοποίηση σε τρεις διαστάσεις επιτρέπει την ανάλυση πολύπλοκων προβλημάτων, αλλά χρειάζεται ιδιαίτερη εξειδίκευση για τη δημιουργία των μοντέλων και είναι αρκετά ακριβή σε υπολογιστικό χρόνο και μνήμη. Η τριδιάστατη ανάλυση προβλημάτων συνίσταται μόνο σε περιπτώσεις όπου οι δύο διαστάσεις δεν είναι σε θέση να αποδώσουν σωστά το πρόβλημα ή δεν εμφανίζουν την επιθυμητή ακρίβεια.

1.8.2 Προσομοίωση της φάσης υποστήριξης

Στην περίπτωση της μοντελοποίησης υποστήριξης του ανοίγματος, οι μέθοδοι που εφαρμόζονται είναι οι εξής:

- Μοντελοποίηση υποστήριξης με τη μέθοδο των εσωτερικών πιέσεων
- Μοντελοποίηση υποστήριξης με τη μέθοδο του μέτρου ελαστικότητας και της ενεργοποίησης των στοιχείων
- Μοντελοποίηση της υποστήριξης με τη μέθοδο επαφής.

Η μέθοδος των πιέσεων ουσιαστικά είναι η ίδια με αυτή που περιγράφηκε στην περίπτωση της διάνοιξης. Το ερώτημα που προσπαθεί να απαντηθεί με τη χρήση αυτής της μεθόδου είναι, ποιά πίεση απαιτείται από την υποστήριξη, ώστε να μην παραμορφωθεί πλαστικά ή να παραμορφωθεί πολύ λίγο πλαστικά το πέτρωμα στην περιφέρεια του ανοίγματος. Από τη στιγμή που θα υπολογιστεί η εσωτερική πίεση, επιλέγεται η κατάλληλη υποστήριξη και οι ιδιότητες της, ώστε να δημιουργεί την πίεση

αυτή στο πέτρωμα. Με τη μέθοδο αυτή δεν πραγματοποιείται λεπτομερής μελέτη της αλληλεπίδρασης πετρώματος - υποστήριξης, απλά γίνεται υπολογισμός του μεγέθους υποστήριξης που απαιτείται, ώστε το ανοίγμα να μην καταρρεύσει. Η μέθοδος αυτή, εφαρμόζεται κατά τα πρώτα στάδια μελέτης του προβλήματος.

Η επόμενη μέθοδος, θεωρεί αρχικά τα στοιχεία που αποτελούν την υποστήριξη ως απενεργοποιημένα, δηλαδή σαν να μην υπάρχουν. Ανάλογα με τη χρονική στιγμή τοποθέτησης της υποστήριξης, ενεργοποιούνται τα στοιχεία αυτά, τα οποία είναι συνέχεια των στοιχείων που αποτελούν το πέτρωμα, απλά με τις ιδιότητες της υποστήριξης. Το μοντέλο δηλαδή που περιγράφει πέτρωμα - υποστήριξη θεωρείται συνεχές. Η διαδικασία αυτή δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα αλληλεπίδρασης υποστήριξης - πετρώματος, καθώς μπορεί να μοντελοποιήσει την σταδιακή σκλήρυνση του σκυροδέματος. Ωστόσο, δεν περιγράφει την σωστή επίδραση της υποστήριξης στο πέτρωμα. Αυτό συμβαίνει, διότι στην πράξη το πέτρωμα αποτελεί ξεχωριστό τμήμα από την υποστήριξη και σχεδόν πάντα κατά την εφαρμογή της υπάρχει κενό μεταξύ πετρώματος - υποστήριξης.

Για να μελετηθεί η πραγματική αλληλεπίδραση πετρώματος - υποστήριξης, εφαρμόζεται η τρίτη μέθοδος ανάλυσης. Σύμφωνα με αυτή η υποστήριξη αποτελεί διαφορετικό μέσο από αυτό του πετρώματος. Πέτρωμα και υποστήριξη θεωρούνται ως δύο ξεχωριστά σώματα τα οποία έρχονται σε επαφή. Η συμπεριφορά τους μελετάται με τη χρήση ανάλυση επαφής. Με τη μέθοδο αυτή αναλύονται φαινόμενα που έχουν παρατηρηθεί στην πράξη, όπως ολίσθηση του εδάφους ή του πετρώματος στη διεπιφάνεια υποστήριξης - πετρώματος. Η ολίσθηση αυτή εμφανίζεται λόγω της σημαντικά μικρότερης διατμητικής αντοχής του πετρώματος ή του εδάφους σε σχέση με την υποστήριξη. Τα φαινόμενα αυτά παίζουν σημαντικό ρόλο στην επιλογή της υποστήριξης και δεν μπορούν να μελετηθούν με ανάλυση που θεωρεί συνεχές μέσο πέτρωμα - υποστήριξη.

Διάφορες τεχνικές έχουν προταθεί από μελετητές για την μοντελοποίηση των φαινομένων επαφής μεταξύ υποστήριξης - πετρώματος. Ορισμένες θεωρούν σύνδεση των κόμβων της υποστήριξης με αυτούς του πετρώματος με τη χρήση ελατηρίων. Άλλοι θεωρούν την παρουσία ενός πολύ λεπτού στρώματος μεταξύ πετρώματος - υποστήριξης. Η πιο σύγχρονη μέθοδος μοντελοποίησης φαινομένων επαφής ορίζεται από την επιβολή κατάλληλων περιορισμών. Σε αυτή την τεχνική η κίνηση των σωμάτων εντοπίζεται και όταν παρουσιαστεί επαφή, εφαρμόζονται απευθείας περιορισμοί στην κίνηση με τη χρήση συνοριακών συνθηκών. Αυτές αποτελούνται από κινηματικούς περιορισμούς στους βαθμούς ελευθερίας των κόμβων, καθώς και δυνάμεις στους κόμβους (Youakim, et. al, 1999).

Για την μελέτη δημιουργίας υπογείου ανοίγματος, πρέπει να δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στο επιφερόμενο εντατικό πεδίο. Η μελέτη της μεταβολής των τάσεων στο πέτρωμα λόγω του ανοίγματος, μπορεί να πραγματοποιηθεί με αναλυτικές ή αριθμητικές λύσεις. Οι αναλυτικές λύσεις δίνουν πολύ καλά αποτελέσματα όταν μπορούν να εφαρμοστούν. Παρά ταύτα, η εφαρμογή τους σε δύσκολης γεωμετρίας και δύσκολης

γεωλογίας προβλήματα δεν είναι δυνατή. Σε τέτοιου είδους προβλήματα, η επίλυση πραγματοποιείται με αριθμητικές μεθόδους. Αρχικά, με τη μορφή διδιάστατων μοντέλων και σε δύσκολα προβλήματα τριδιάστατων. Με αυτές τις μεθόδους μπορούν επίσης να αναλυθούν τα στάδια εκσκαφής και τοποθέτησης της υποστήριξης, καθώς επίσης και ο συνδυασμός διαφόρων ειδών υποστήριξης.

Γενικά, μπορεί να λεχθεί ότι με το συνδυασμό εμπειρικών, αναλυτικών και αριθμητικών μεθόδων, η ανάλυση ευστάθειας υπογείων ανοιγμάτων προσεγγίζει σε μεγάλο βαθμό την πραγματικότητα, με αποτέλεσμα να είναι δυνατός ο σχεδιασμός και η εκτέλεση δύσκολων υπόγειων τεχνικών έργων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: Κατασκευή Και Επαλήθευση Προσομοιώματος

Αρχικά, πρέπει να γίνει ο έλεγχος των μοντέλων των πεπερασμένων στοιχείων ως προς το αναλυτικό μοντέλο. Ο έλεγχος αυτός διεξάγεται με βάση τις μετακινήσεις, οι οποίες παρουσιάζονται στην οροφή της σήραγγας σε συνάρτηση με την αποτόνωση. Οι παράμετροι οι οποίες εξετάστηκαν κατά την διαδικασία αυτή είναι το βάρος και η γωνία διασταλτικότητας.

2.1 Αναλυτικό ελαστοπλαστικό μοντέλο

Το αναλυτικό μοντέλο, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την ταυτοποίηση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από το πρόγραμμα των πεπερασμένων στοιχείων Sofistik, βασίστηκε στις παρακάτω παραδοχές:

- σήραγγα κυκλικής διατομής με ακτίνα R,
- συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (κατά τον άξονα της σήραγγας z),
- ισότροπη γεωστατική ένταση ($\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = P_o$) πριν τη διάνοιξη της σήραγγας,
- έδαφος ελαστικό-τελεια πλαστικό. Αστοχία κατά Mohr-Coulomb με παραμέτρους αντοχής c, φ,
- παραμόρφωση υπό σταθερό όγκο μετά την αστοχία.

Οι σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για να υπολογιστούν οι μετατοπίσεις στην οροφή της σήραγγας και να συγκριθούν με τα μοντέλα των πεπερασμένων στοιχείων, είναι οι 1.8 έως και 1.15 του κεφαλαίου 1 της ενότητας 1.5.

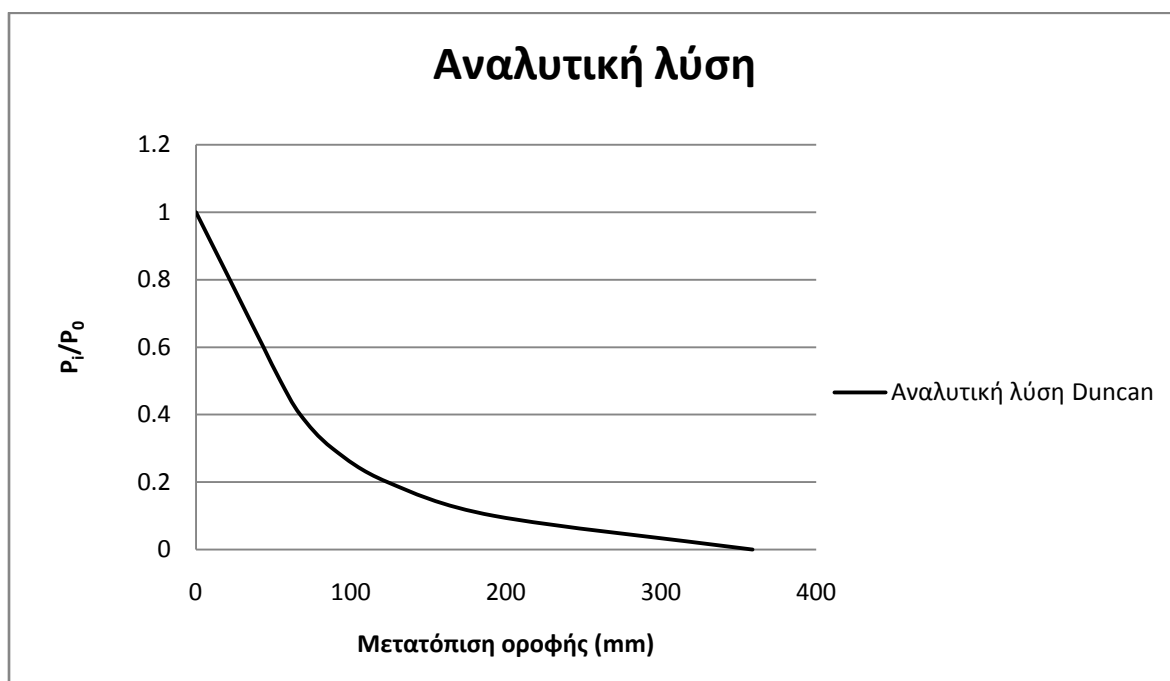
Τα γεωμετρικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του προσομοιώματος παρουσιάζονται ως ακολούθως.

Πίνακας 2.1: Χαρακτηριστικά προσομοιώματος.

σ_{ci} (MPa)	10
σ_t (MPa)	1
GSI	25
E_i (MPa)	3750
γ (kN/m ³)	26
ν	0.35
σ_{cm} (MPa)	1.45
E_{cm} (MPa)	400
C (kPa)	320
φ (°)	26

R (m)	6.2
H (m)	200

Από την εφαρμογή των τύπων με τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά του πετρώματος, προκύπτει το διάγραμμα 2.1 καθώς και ο αντίστοιχος πίνακας. Στη συνέχεια και καθ' όλη την διάρκεια της παρούσας εργασίας, το διάγραμμα αυτό θα αποτελεί οδηγό για τον έλεγχο των αποτελεσμάτων των αναλύσεων των πεπερασμένων στοιχείων.



Διάγραμμα 2.1: Αναλυτική λύση.

Πίνακας 2.2: Αποτελέσματα μετατοπίσεων στην οροφή της σήραγγας συναρτήσει της αποτόνωσης.

P_i/P_0	Μετατόπιση οροφής (mm)
1	0.0
0.9	10.9
0.8	21.8
0.7	32.6
0.6	43.5
0.5	54.4
0.4	67.2
0.3	87.9
0.2	123.4
0.1	192.1
0	358.8

Στο διάγραμμα αυτό παρατηρούμε, ότι το υλικό αρχικά παρουσιάζει μια ελαστική συμπεριφορά για αποτόνωση από 1 έως 0.4, ενώ στην συνέχεια συμπεριφέρεται πλαστικά μέχρι και την πλήρη εκσκαφή, δηλαδή μέχρι η αποτόνωση να πάρει την τιμή μηδέν.

2.2 Αριθμητικό βαρυτικό μοντέλο (FACS=0.01,FACD=FACL=FACP)

Στην διερεύνηση η οποία παρατίθεται κατωτέρω, εξετάστηκαν δυο είδη μοντέλων, τα βαρυτικά και τα αβαρή. Στην παρούσα ενότητα, αναλύονται τα βαρυτικά μοντέλα.

Χαρακτηριστικό των μοντέλων αυτών είναι, ότι στους υπολογισμούς λαμβάνεται υπ' όψιν το βάρος των υλικών. Αυτό σημαίνει ότι οι τάσεις στην οροφή και επομένως οι μετακινήσεις της σήραγγας δεν αναμένεται να είναι οι ίδιες με αυτές στο δάπεδο. Δεν συμβαίνει όμως το ίδιο με το αναλυτικό μοντέλο, το οποίο έχει τις ίδιες μετατοπίσεις στην οροφή και στο δάπεδο, λόγω του ότι το μοντέλο είναι αβαρές, το πεδίο υδροστατικό και η πίεση στην οροφή και στο δάπεδο ίση και αντίθετη. Επομένως, για να συγκριθούν τα δυο μοντέλα, θα πρέπει στην οροφή της σήραγγας να ασκείται η ίδια τάση. Η τάση η οποία υπολογίζει το πρόγραμμα στο βαρυτικό μοντέλο στην οροφή της σήραγγας είναι $200m \cdot 26 kN/m^3 = 5.2MPa$. Ίδια είναι και η τάση που ασκείται στην οροφή και στο αναλυτικό μοντέλο, και γι' αυτό τον λόγο αναμένεται οι μετατοπίσεις στην οροφή να είναι οι ίδιες.

Κατά την κατασκευή των μοντέλων, θα πρέπει επίσης ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως να είναι ίσος με την μονάδα ($k=1$) έτσι ώστε να μπορέσει να γίνει η σύγκριση με το αναλυτικό μοντέλο. Στο πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε (Sofistik), ο συντελεστής αυτός (μόνο στο βαρυτικό μοντέλο όχι στο αβαρές) μπορεί να πάρει τιμές από 0 έως 0.996. Σύμφωνα με αυτό, η τιμή του συντελεστή k δόθηκε ίση με 0.996 και όχι ίση με 1.

Το βαρυτικό μοντέλο αποτελείται από μια σήραγγα ακτίνας 6.2 m η οποία βρίσκεται στο κέντρο του. Αριστερά, δεξιά, πάνω και κάτω από το σύνορο της σήραγγας η απόσταση από το εξωτερικό όριο του μοντέλου είναι 50 m. Σε αυτή την απόσταση θεωρείται ότι δεν υπάρχει επίδραση συνόρου και εκσκαφής. Για να μπορέσουμε να αυξήσουμε την ταχύτητα των υπολογισμών, πάνω από την σήραγγα τοποθετήθηκε ένα ομοιόμορφα κατανεμημένο φορτίο το οποίο είναι ίσο με $(200m - 50m) \cdot 26kN/m^3 = 3.9MPa$. Έτσι λοιπόν συνολικά στην οροφή της σήραγγας ασκείται τάση ίση με: $50 \cdot 26kN/m^3 + 3.9MPa = 5.2MPa$.

Κατά την διαδικασία της αποτόνωσης στο πρόγραμμα (Sofistik) η συμπεριφορά του γεωυλικού ελέγχεται από τέσσερις συντελεστές FACS, FACD, FACL και FACP, όπου:

- FACS (Factor for group stiffnesses): συντελεστής, ο οποίος δίνει τη δυνατότητα μεταβολής της αρχικής ελαστικής ακαμψίας του γεωυλικού.

- **FACL** (Factor for loads from primary stress state): συντελεστής, ο οποίος δίνει τη δυνατότητα μεταβολής των φορτίων που αναλαμβάνει το γεωυλικό σε σχέση με την αρχική του εντατική κατάσταση.
- **FACP** (Factor for stresses from primary load case): συντελεστής, ο οποίος δίνει τη δυνατότητα μεταβολής των τάσεων που αναλαμβάνει το γεωυλικό σε σχέση με την αρχική του εντατική κατάσταση.
- **FACD** (Factor for dead load in positive y direction): συντελεστής, ο οποίος δίνει τη δυνατότητα μεταβολής του νεκρού φορτίου του γεωυλικού.

Στο μοντέλο έγινε μείωση του συντελεστή FACS που ελέγχει την ελαστική ακαμψία του γεωυλικού στην τιμή 0.01, σταθερή καθ' όλη την διάρκεια της αποτόνωσης. Αυτό στηρίζεται στο ότι κατά την εκσκαφή το υλικό χάνει την ακαμψία του. Οι υπόλοιποι συντελεστές μεταβάλλονται με τον ίδιο τρόπο (1-λ) όπως φαίνεται στον πίνακα 2.3.

Αξιοσημείωτο, δε, είναι το γεγονός ότι κατά την αποτόνωση το κάθε στάδιο αναφέρεται στο προηγούμενο. Σύμφωνα με αυτό, η αποτόνωση σε κάθε στάδιο θα πρέπει να γίνεται ως εξής: Παραδείγματος χάριν για να μεταβούμε από την αρχική κατάσταση $P_i/P_0=1$ στην $P_i/P_0=0.9$, θα πρέπει να διαιρέσουμε το 0.9 δια του 1 και το αποτέλεσμα θα είναι η αποτόνωση που θα χρησιμοποιήσουμε στο πρόγραμμα. Το ίδιο θα συμβεί αν θέλουμε να μεταβούμε από το $P_i/P_0=0.9$ στο $P_i/P_0=0.8$, οπότε θα πρέπει πάλι να διαιρέσουμε το 0.8 δια του 0.9 και το αποτέλεσμα να το βάλουμε στους συντελεστές αποτόνωσης του προγράμματος. Αυτό θα καταστεί περισσότερο κατανοητό με την βοήθεια του πίνακα 2.3.

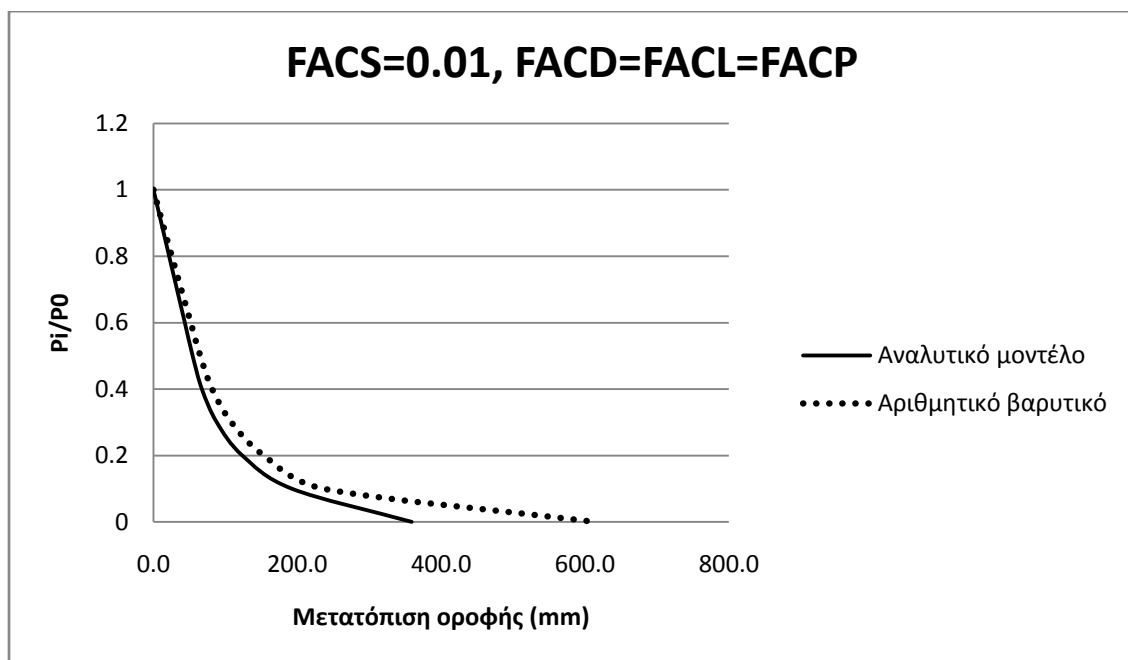
Πίνακας 2.3: Στάδια αποτόνωσης Sofistik.

P_i/P_0	FACS	FACL	FACP	FACD
1	1	1	1	1
0.9	0.01	0.9(=0.9/1)	0.9(=0.9/1)	0.9(=0.9/1)
0.8	0.01	0.889(=0.8/0.9)	0.889(=0.8/0.9)	0.889(=0.8/0.9)
0.7	0.01	0.875(=0.7/0.8)	0.875(=0.7/0.8)	0.875(=0.7/0.8)
0.6	0.01	0.857(=0.6/0.7)	0.857(=0.6/0.7)	0.857(=0.6/0.7)
0.5	0.01	0.833(=0.5/0.6)	0.833(=0.5/0.6)	0.833(=0.5/0.6)
0.4	0.01	0.8(=0.4/0.5)	0.8(=0.4/0.5)	0.8(=0.4/0.5)
0.3	0.01	0.75(=0.3/0.4)	0.75(=0.3/0.4)	0.75(=0.3/0.4)
0.2	0.01	0.667(=0.2/0.3)	0.667(=0.2/0.3)	0.667(=0.2/0.3)
0.1	0.01	0.5(=0.1/0.2)	0.5(=0.1/0.2)	0.5(=0.1/0.2)
0	-	-	-	-

Εφαρμόζοντας την μεθοδολογία αυτή, προκύπτει ο παρακάτω πίνακας 2.4, στον οποίο παρουσιάζονται οι μετατοπίσεις της οροφής του αναλυτικού με το βαρυτικό μοντέλο του προγράμματος Sofistik, καθώς επίσης και η απόκλιση τους. Η γραφική απεικόνιση του πίνακα 2.4, εμφανίζεται στο διάγραμμα 2.2

Πίνακας 2.4: Σύγκριση μετατοπίσεων οροφής αναλυτικού και μοντέλου με βάρος.

P_i/P_0	Μετατόπιση οροφής Sofistik (mm)	Μετατόπιση οροφής αναλυτικό μοντέλο (mm)	Απόκλιση %
1	0.0	0.0	0.0
0.9	12.5	10.9	-14.9
0.8	25.5	21.8	-17.2
0.7	38.6	32.6	-18.2
0.6	51.8	43.5	-19.0
0.5	65.0	54.4	-19.5
0.4	81.5	67.2	-21.2
0.3	108.2	87.9	-23.1
0.2	153.4	123.4	-24.3
0.1	235.8	192.1	-22.8
0	613.7	358.8	-71.0



Διάγραμμα 2.2: Σύγκριση αναλυτικού με βαρυντικό αριθμητικό μοντέλο.

Από τον ανωτέρω πίνακα καθώς και από το διάγραμμα παρατηρείται ότι η συσχέτιση των δυο λύσεων (αναλυτική και αριθμητική) δεν είναι ικανοποιητική.

2.3 Αριθμητικό αβαρές μοντέλο (FACS=0.0001,FACD=FACL=FACP)

Σε επόμενο στάδιο της διερεύνησης μεταβήκαμε στα μοντέλα χωρίς βάρος. Στα μοντέλα αυτά, τα βάρη απουσιάζει και αντικαθίσταται από την τάση η οποία ασκείται στο σύνορο της σήραγγας. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά είναι τα ίδια με το βαρυτικό μοντέλο χωρίς την προσθήκη του κατανεμημένου φορτίου. Στα εξωτερικά όρια του μοντέλου εφαρμόζεται μια τάση, η οποία είναι ίση με 5.2 MPa. Η τάση αυτή μετράται και μεταφέρεται η ίδια στην οροφή, στο δάπεδο καθώς και στις πλευρές τις σήραγγας. Σε αυτό το μοντέλο αναμένεται οι μετατοπίσεις της οροφής, του δαπέδου και των πλευρών, να είναι οι ίδιες καθώς και να επαληθεύουν εκείνες του αναλυτικού μοντέλου.

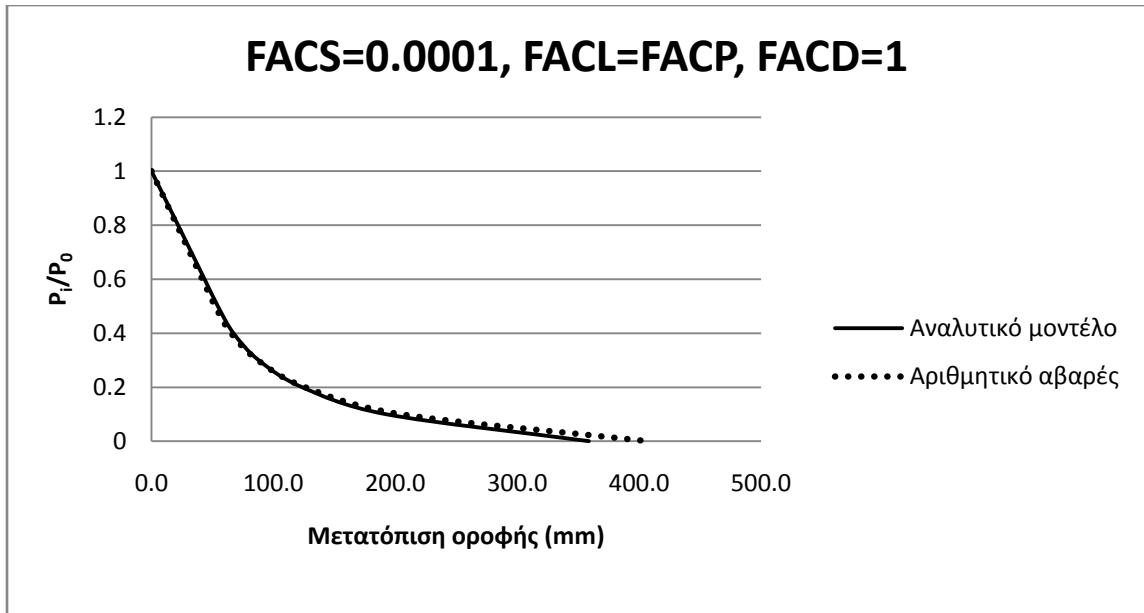
Κατά την κατασκευή των μοντέλων, θα πρέπει επίσης ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως να είναι ίσος με την μονάδα ($k=1$) για να μπορέσει να γίνει η σύγκριση με το αναλυτικό μοντέλο. Στο πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε (Sofistik), ο συντελεστής αυτός, στο αβαρές μοντέλο, μπορεί να πάρει οποιαδήποτε τιμή, σε αντίθεση με το βαρυτικό μοντέλο, όπου η τιμή του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως δεν μπορεί να πάρει μεγαλύτερη τιμή από την μονάδα.

Η μεθοδολογία αποτόνωσης που εφαρμόστηκε είναι η ίδια όπως και στην προηγούμενη ενότητα, δηλαδή σημαντική μείωση της τιμής του συντελεστή FACS που ελέγχει την ελαστική ακαμψία στην τιμή 0.0001 σε όλα τα στάδια. Οι συντελεστές FACL και FACP μειώνονται κατά 1-λ και η τιμή του συντελεστή FACD παίρνει μόνιμα την τιμή 1 (το βάρος σε αυτό το μοντέλο δεν παίζει ρόλο). Όλα τα ανωτέρω, παρουσιάζονται αναλυτικά στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 2.5: Στάδια αποτόνωσης Sofistik.

P_i/P_0	FACS	FACL	FACP	FACD
1	1	1	1	1
0.9	0.0001	0.9(=0.9/1)	0.9(=0.9/1)	1
0.8	0.0001	0.889(=0.8/0.9)	0.889(=0.8/0.9)	1
0.7	0.0001	0.875(=0.7/0.8)	0.875(=0.7/0.8)	1
0.6	0.0001	0.857(=0.6/0.7)	0.857(=0.6/0.7)	1
0.5	0.0001	0.833(=0.5/0.6)	0.833(=0.5/0.6)	1
0.4	0.0001	0.8(=0.4/0.5)	0.8(=0.4/0.5)	1
0.3	0.0001	0.75(=0.3/0.4)	0.75(=0.3/0.4)	1
0.2	0.0001	0.667(=0.2/0.3)	0.667(=0.2/0.3)	1
0.1	0.0001	0.5(=0.1/0.2)	0.5(=0.1/0.2)	1
0	-	-	-	-

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, προκύπτει το ακόλουθο διάγραμμα καθώς και ο αντίστοιχος πίνακας όπου γίνεται σύγκριση των μετατοπίσεων της οροφής που λαμβάνονται και από τις δυο λύσεις.



Διάγραμμα 2.3: Σύγκριση μετατοπίσεων οροφής αναλυτικού και αριθμητικού αβαρούς μοντέλου.

Πίνακας 2.6: Σύγκριση μετατοπίσεων οροφής αναλυτικού και αριθμητικού αβαρούς μοντέλου.

P_i/P_0	Μετατόπιση οροφής Sofistik (mm)	Μετατόπιση οροφής αναλυτικό μοντέλο (mm)	Απόκλιση %
1	0.0	0.0	0.0
0.9	10.4	10.9	4.4
0.8	20.8	21.8	4.4
0.7	31.3	32.6	4.1
0.6	41.7	43.5	4.2
0.5	52.2	54.4	4.1
0.4	65.3	67.2	2.9
0.3	87.1	87.9	0.9
0.2	125.9	123.4	-2.0
0.1	204.1	192.1	-6.3
0	407.2	358.8	-13.5

Το μοντέλο αυτό παρουσιάζει καλύτερη συσχέτιση συγκρινόμενο με το βαρυντικό αριθμητικό μοντέλο της προηγούμενης ενότητας.

2.4 Αναλυτικό ελαστοπλαστικό μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας

Επιπροσθέτως, ένα αναλυτικό μοντέλο, το οποίο χρησιμοποιήθηκε προκειμένου να γίνει σύγκριση με τα μοντέλα του προγράμματος των πεπερασμένων στοιχείων εισάγοντας σε αυτά και την παράμετρο της γωνίας διασταλτικότητας, περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις (και σε αυτό το μοντέλο ισχύουν οι παραδοχές που αναφέρθηκαν και στο αναλυτικό μοντέλο στην ενότητα 2.1) (Μ. Καββαδάς 2005).

Περίπτωση όπου γύρω από την σήραγγα δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη.

$$\frac{u_{Rel}}{R} = \lambda \left(\frac{P_0}{2G} \right) \quad (2.1)$$

A. Περίπτωση όπου γύρω από την σήραγγα αναπτύσσεται πλαστική ζώνη.

- Υπολογισμός μετατοπίσεων στην ελαστική ζώνη $r > r_p$.

a. Περίπτωση $k \neq 1 \rightarrow \varphi \neq 0$:

$$\frac{r_p}{R} = \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad (2.2)$$

$$\frac{u_p}{r_p} = \left(\frac{P_0}{2G} \right) \left(1 - \frac{2}{k+1} \right) \left[1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right] \quad (2.3)$$

b. Περίπτωση $k=1 \rightarrow \varphi=0$:

$$\frac{r_p}{R} = \exp \left[\frac{1}{2} (N_s \lambda - 1) \right] \quad (2.4)$$

$$\frac{u_p}{r_p} = \left(\frac{P_0}{2G} \right) \frac{1}{N_s} \quad (2.5)$$

- Υπολογισμός μετατοπίσεων στην πλαστική ζώνη $r < r_p$.

a. Περίπτωση $k \neq 1 \rightarrow \varphi \neq 0$:

$$\frac{r_p}{R} = \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad (2.6)$$

$$\frac{u_{R^\infty}}{u_{R^\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \left[\frac{r_p}{R} \right]^{k+k} \quad (2.7)$$

b. Περίπτωση $k=1 \rightarrow \varphi=0$:

$$\frac{r_p}{R} = \exp \left[\frac{1}{2} (N_s \lambda - 1) \right] \quad (2.8)$$

$$\frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \left[\frac{r_{p\infty}}{R} \right]^{K+1} \quad (2.9)$$

Για τον προσδιορισμό του βήματος προχώρησης συναρτήσει της αποτόνωσης επιλέχθηκε η μέθοδος Chern et al (1998) με την εξής εξίσωση:

$$x = 1.1 \cdot R \cdot \ln \left[\left(\frac{u_R}{u_{R\infty}} \right)^{-0.5882} - 1 \right] \quad (2.10)$$

Όπου:

$$k = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (2.11)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (2.12)$$

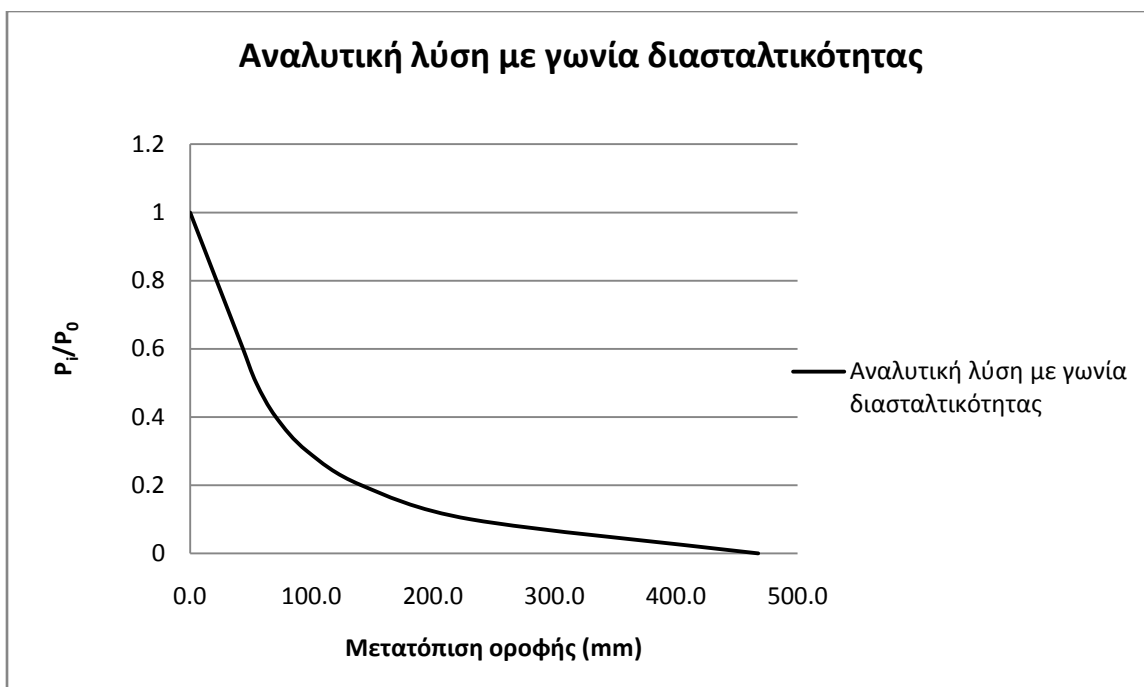
$$K = \frac{1 + \tan \delta}{1 - \tan \delta} \quad (2.13)$$

$$P_0 = \gamma \cdot H \quad (2.14)$$

$$\lambda = 1 - \frac{P}{P_0} \quad (2.15)$$

$$N_s = \frac{2P_0}{\sigma_{cm}} \quad (2.16)$$

Χρησιμοποιώντας τα γεωμετρικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του μοντέλου που περιγράφησαν στον πίνακα 2.1 με την χρήση των ανωτέρω σχέσεων καθώς και για γωνία διασταλτικότητας ίση με 13°, προκύπτει το κατωτέρω διάγραμμα καθώς και ο αντίστοιχος πίνακας.



Διάγραμμα 2.4: Αναλυτική λύση με γωνία διασταλτικότητας 13°.

Πίνακας 2.7: Αναλυτική λύση με γωνία διασταλτικότητας.

P_i/P_0	Μετατόπιση οροφής (mm)
1	0.0
0.9	10.9
0.8	21.8
0.7	32.6
0.6	43.5
0.5	54.4
0.4	70.6
0.3	96.2
0.2	140.9
0.1	231.0
0	467.6

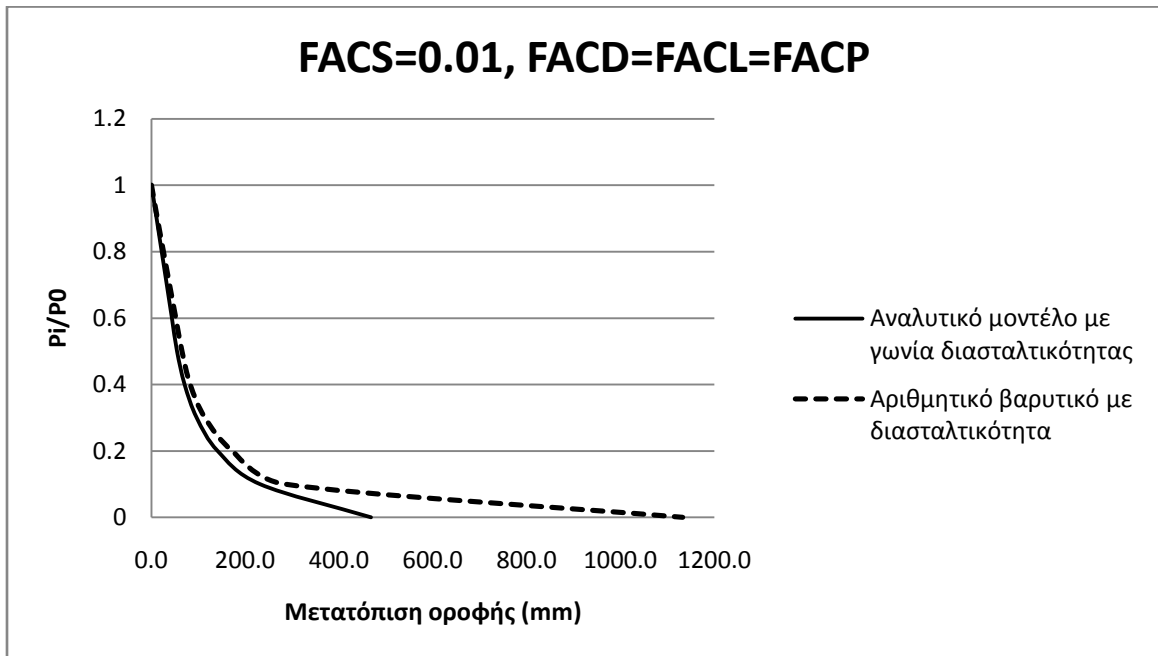
Στο διάγραμμα αυτό, παρατηρείται αρχικά μια ελαστική συμπεριφορά για αποτόνωση από 1 έως 0.4 και στη συνέχεια πλαστική μέχρι και την πλήρη εκσκαφή, δηλαδή μέχρι η αποτόνωση να πάρει την τιμή μηδέν. Στα επόμενα βήματα, το διάγραμμα αυτό θα αποτελέσει τον οδηγό για τον έλεγχο των αποτελεσμάτων των αναλύσεων των πεπερασμένων στοιχείων.

2.5 Διερεύνηση της γωνίας διασταλτικότητας

Χρησιμοποιήθηκαν τα ίδια προσομοιώματα, με προσθήκη του παράγοντα της γωνίας διασταλτικότητας. Σε αυτή την ενότητα, όμως, η σύγκριση γίνεται με την νέα αναλυτική λύση που περιγράφηκε στη ενότητα 2.4 και στην οποία είναι δυνατή η εισαγωγή της παραμέτρου της γωνίας διασταλτικότητας.

2.5.1 Αριθμητικό βαρυτικό μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας (FACS=0.01, FACD= FACL= FACP)

Τα αποτελέσματα του βαρυτικού μοντέλου με γωνία διασταλτικότητας παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα και πίνακα αναφορικά με την αναλυτική λύση.



Διάγραμμα 2.5: Σύγκριση του αριθμητικού μοντέλου με την αναλυτική λύση.

Πίνακας 2.8: Αναλυτική σύγκριση του αριθμητικού μοντέλου με την αναλυτική λύση.

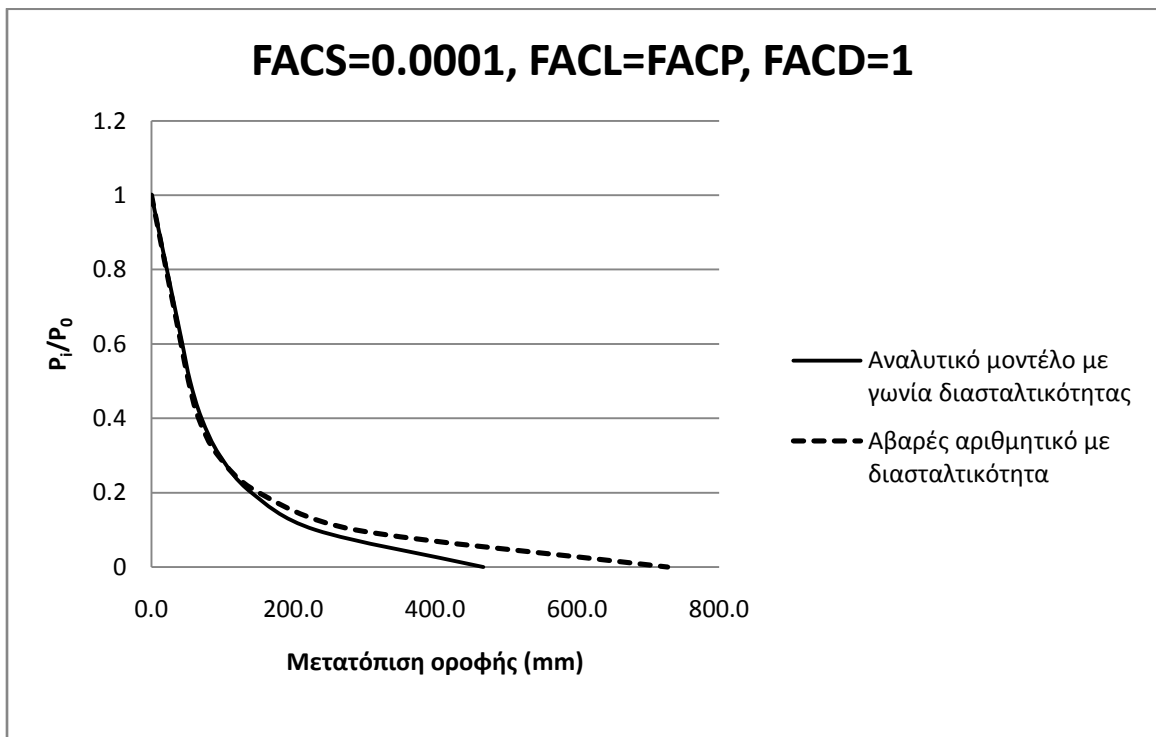
P_i/P_0	Μετατόπιση οροφής Sofistik (mm)	Μετατόπιση οροφής αναλυτικό μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας 13° (mm)	Απόκλιση %
1	0.0	0.0	0.0
0.9	12.5	10.9	-14.9
0.8	25.5	21.8	-17.2
0.7	38.6	32.6	-18.2
0.6	51.8	43.5	-19.0
0.5	65.0	54.4	-19.5
0.4	82.5	70.6	-16.9
0.3	113.9	96.2	-18.4

0.2	172.2	140.9	-22.2
0.1	283.8	231.0	-22.9
0	1132.0	467.6	-142.1

Από το διάγραμμα και τον πίνακα διαπιστώνουμε, ότι η απόκλιση κυμαίνεται στο -20% εκτός από το στάδιο της εκσκαφής που φτάνει το -142.1%.

2.5.2 Αριθμητικό αβαρές μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας (FACS=0.0001, FACD=1, FACL= FACP)

Το μοντέλο αυτό είναι αβαρές με γωνία διασταλτικότητας και η μεθοδολογία της αποτόνωσης είναι εκείνη που περιγράφηκε στην ενότητα 2.3. Η σύγκριση του μοντέλου με την αναλυτική λύση παρουσιάζεται ως ακολούθως.



Διάγραμμα 2.6: Σύγκριση αναλυτικής λύσης με γωνία διασταλτικότητας, με αριθμητικό αβαρές μοντέλο.

Πίνακας 2.9: Αναλυτική σύγκριση των πεπερασμένων στοιχείων και της αναλυτικής λύσης.

P_i/P_0	Μετατόπιση οροφής Sofistik (mm)	Μετατόπιση οροφής αναλυτικό μοντέλο με γωνία διασταλτικότητας 13° (mm)	Απόκλιση %
1	0.0	0.0	0.0

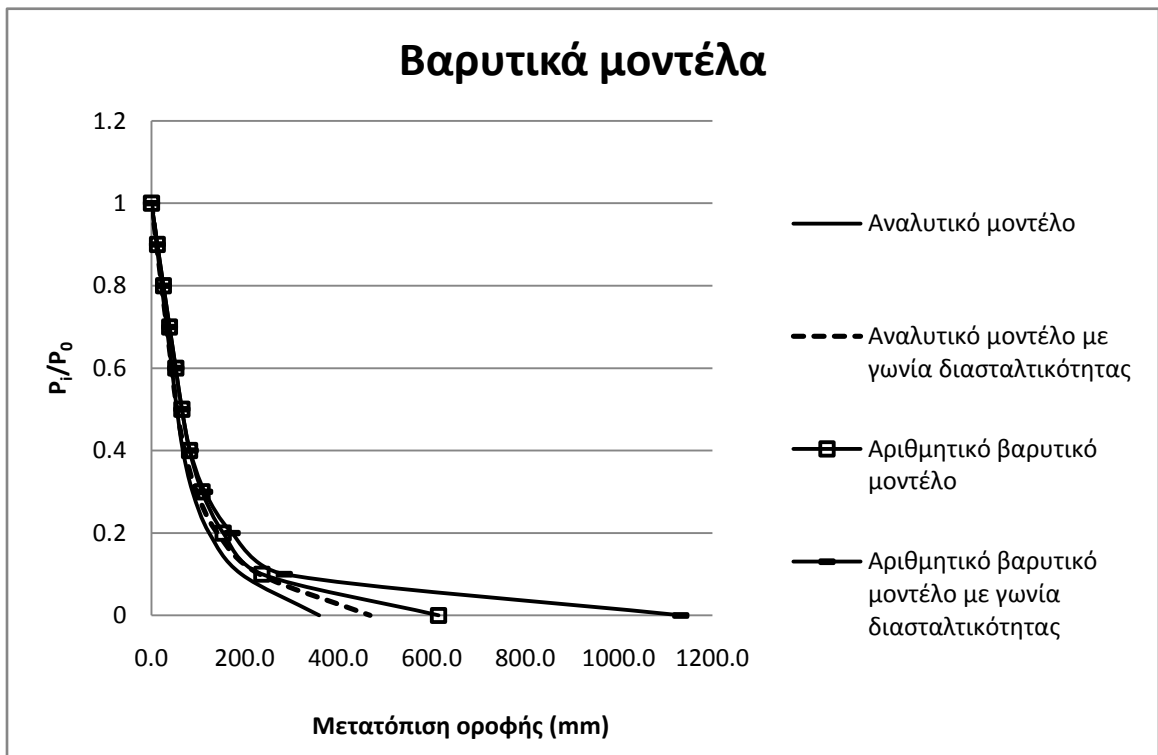
0.9	10.4	10.9	4.4
0.8	20.8	21.8	4.4
0.7	31.3	32.6	4.1
0.6	41.7	43.5	4.2
0.5	52.2	54.4	4.1
0.4	66.4	70.6	5.9
0.3	93.8	96.2	2.5
0.2	151.2	140.9	-7.3
0.1	287.2	231.0	-24.3
0	727.2	467.6	-55.5

Και σε αυτό το μοντέλο, για ακόμα μια φορά, παρατηρούμε ότι η απόκλιση των δύο λύσεων είναι πολύ μεγάλη.

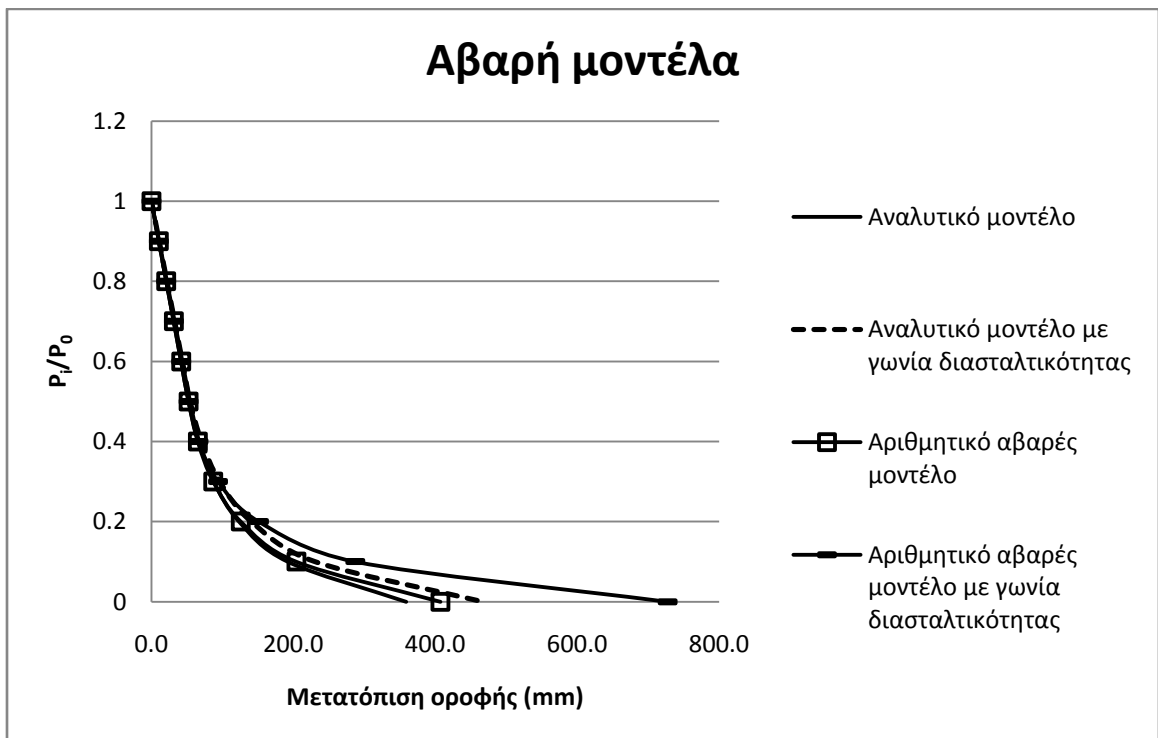
2.6 Συμπεράσματα

- Η μεθοδολογία της σημαντικής μείωσης της ελαστικής ακαμψίας (FACS) κατά τα στάδια της αποτόνωσης, στα μοντέλα χωρίς βάρος, φαίνεται να εμφανίζει καλύτερα αποτελέσματα από τα βαρυτικά μοντέλα.
- Με την εισαγωγή της γωνίας διασταλτικότητας, παρατηρείται αύξηση στις παραμορφώσεις οροφής, κυρίως στο πλαστικό κομμάτι της καμπύλης και όχι τόσο στο ελαστικό.
- Το μοντέλο που επιλέχθηκε ως καταλληλότερο και το οποίο θα χρησιμοποιηθεί σε παρακάτω κεφάλαια για την συνέχιση της παρούσας εργασίας είναι το αβαρές χωρίς γωνία διασταλτικότητας.

Κατωτέρω, παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα διαγράμματα των βαρυτικών μοντέλων καθώς και των αβαρών, συγκρινόμενα πάντα με τις δυο αναλυτικές λύσεις.



Διάγραμμα 2.7: Συγκενρωτικό διάγραμμα βαρυτικών μοντέλων.



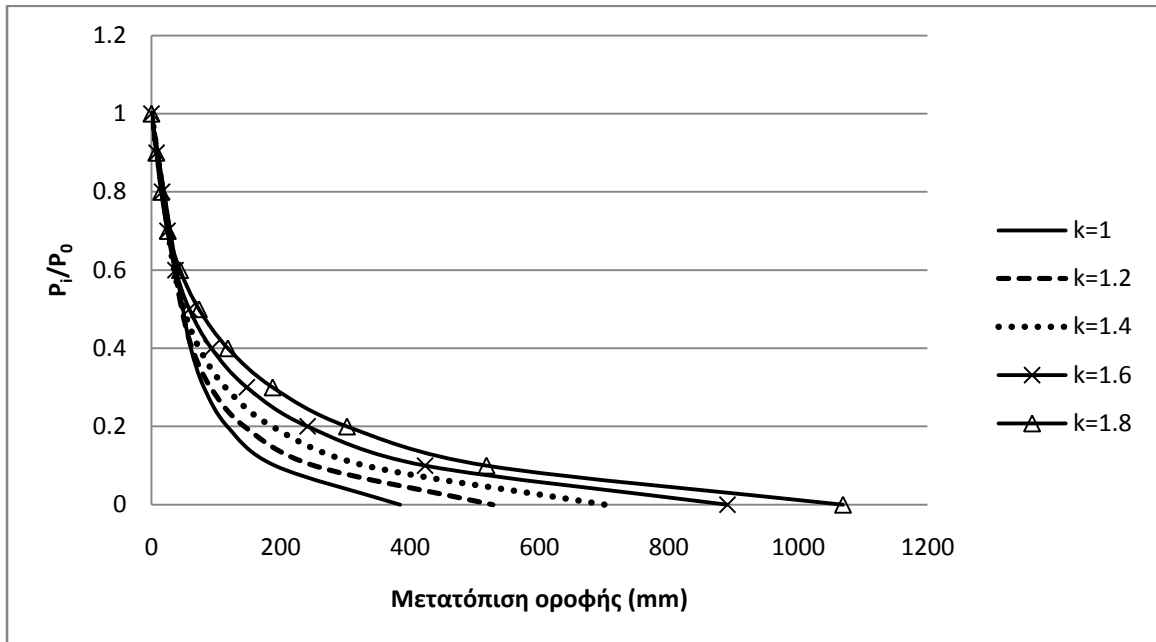
Διάγραμμα 2.8: Συγκενρωτικό διάγραμμα αβαρών μοντέλων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: Επίδραση γεωστατικών πιέσεων και γεωμετρίας διατομής στην καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης.

Στο κεφάλαιο αυτό, θα εξεταστεί η επίδραση των μεταβολών του συντελεστή γεωστατικών πιέσεων k και της γεωμετρίας του ανοίγματος με χρήση του αβαρούς αριθμητικού ελαστοπλαστικού μοντέλου ($FACS= 0.001$, $FACL= FACP$, $FACD=1$). Η παράμετρος k θα λάβει τις τιμές 1.8, 1.6, 1.4, 1.2, 1, 0.8, 0.6, 0.4, 0.2 και η γεωμετρία του ανοίγματος θα είναι κυκλική και πεταλοειδής ισοδύναμου εμβαδού. Ακόμα, θα γίνει προσθήκη της παραμέτρου της διόγκωσης και μέτρηση των μετατοπίσεων χωρίς υποστήριξη.

3.1 Κυκλική διατομή (διερεύνηση k)

Στην ενότητα αυτή διερευνάται η συμπεριφορά των μετατοπίσεων της κυκλικής σήραγγας σε σχέση με το συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως k . Ο συντελεστής παίρνει τιμές από 1.8 μέχρι 0.2 με βήμα -0.2. Τα αποτελέσματα των μετατοπίσεων παρουσιάζονται στα ακόλουθα διαγράμματα 3.1 και 3.2 καθώς και στους αντίστοιχους πίνακες.

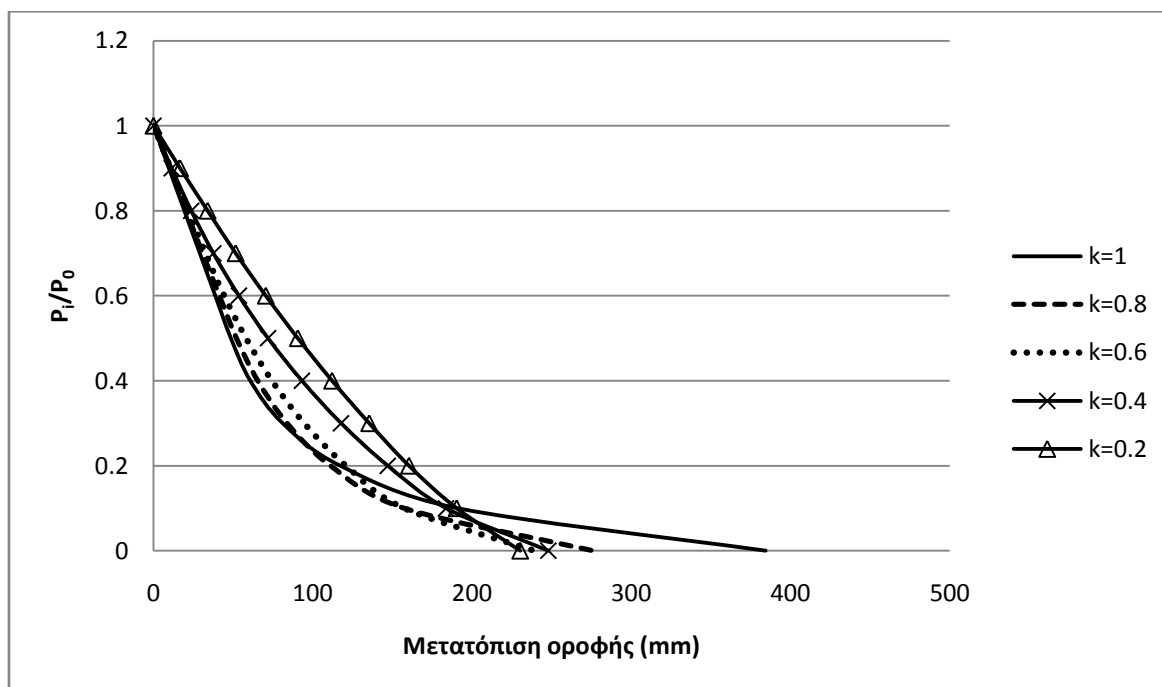


Διάγραμμα 3.1: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Πίνακας 3.1: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Μετατοπίσεις οροφής (mm)					
P_i/P_0	$k=1.8$	$k=1.6$	$k=1.4$	$k=1.2$	$k=1$
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	7.4	8.0	8.6	9.1	9.7
0.8	14.9	16.0	17.1	18.3	19.4

0.7	25.3	24.4	25.7	27.4	29.1
0.6	44.1	37.2	35.1	36.6	38.8
0.5	73.4	58.5	49.8	46.9	48.6
0.4	118.1	92.7	73.9	62.8	60.8
0.3	187.3	147.5	114.3	91.4	81.1
0.2	302.2	241.5	186.5	143.7	117.3
0.1	517.9	423.0	330.5	251.3	190.9
0	1069.0	890.6	701.4	528.0	384.4



Διάγραμμα 3.2: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

Πίνακας 3.2: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

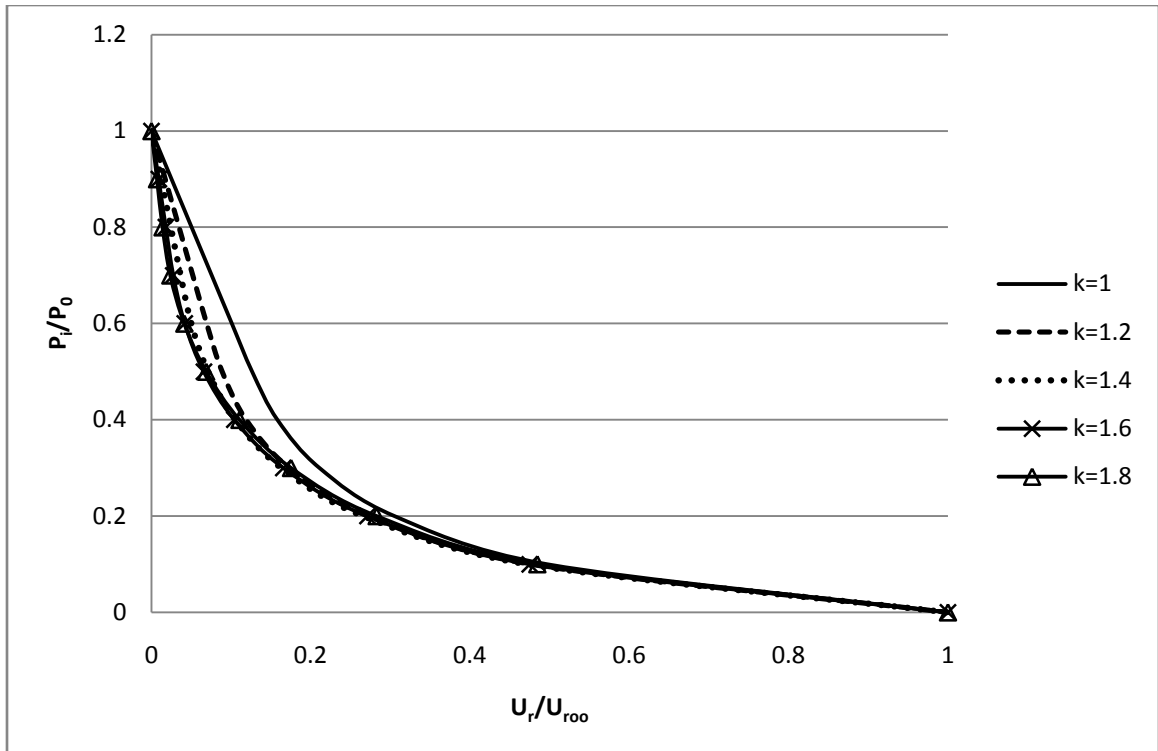
Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής διατομής (mm)					
P_i/P_0	$k=1$	$k=0.8$	$k=0.6$	$k=0.4$	$k=0.2$
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	9.7	10.3	10.8	11.4	16.7
0.8	19.4	20.5	21.7	23.7	34.0
0.7	29.1	30.8	32.6	37.6	51.6
0.6	38.8	41.4	44.4	53.6	70.5
0.5	48.6	52.1	58.1	71.9	90.6
0.4	60.8	65.5	74.4	93.2	112.1

0.3	81.1	83.9	94.6	117.8	135.4
0.2	117.3	111.1	120.8	147.1	160.4
0.1	190.9	157.3	157.3	183.7	190.3
0	384.4	275.9	238.9	247.9	230.2

Από τους πίνακες σε συνδυασμό με τις γραφικές απεικονίσεις διαπιστώνουμε, ότι μειώνοντας τον συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως κατά την αποτόνωση έχουμε βαθμιαία αύξηση των μετατοπίσεων της οροφής. Αυτό παρατηρείται μέχρι κάποιο συγκεκριμένο σημείο κάθε φορά. Από αυτό το σημείο της αποτόνωσης και έπειτα, η βραχόμαζα παρουσιάζει μια διαφορετική συμπεριφορά, πιθανώς λόγω της αποδιοργάνωσης της. Εν κατακλείδει, στο στάδιο της εκσκαφής παρατηρείται ότι οι μετατοπίσεις της οροφής είναι μεγαλύτερες για $k= 1.8$ και όσο μειώνεται ο συντελεστής k μειώνονται και οι μετατοπίσεις (σε αντίθεση με τα αρχικά στάδια της αποτόνωσης όπως αναφέρθηκε προηγουμένως). Παρατηρώντας προσεκτικότερα τα διαγράμματα, θα λέγαμε πως αυτή η συμπεριφορά εμφανίζεται όταν το υλικό περνά από την ελαστική στην πλαστική περιοχή.

Επιπροσθέτως, διαπιστώνουμε, ότι όσο ο αριθμός k μειώνεται τόσο περισσότερο αυξάνεται το εύρος μέσα στο οποίο κινείται η ελαστική περιοχή. Χαρακτηριστικά, το ελαστικό κομμάτι της καμπύλης $k= 1.8$ βρίσκεται στην περιοχή από $P_i/P_0 = 1$ έως 0.7 περίπου, ενώ της καμπύλης $k= 1.0$ βρίσκεται στην περιοχή από $P_i/P_0 = 1$ έως 0.4 περίπου.

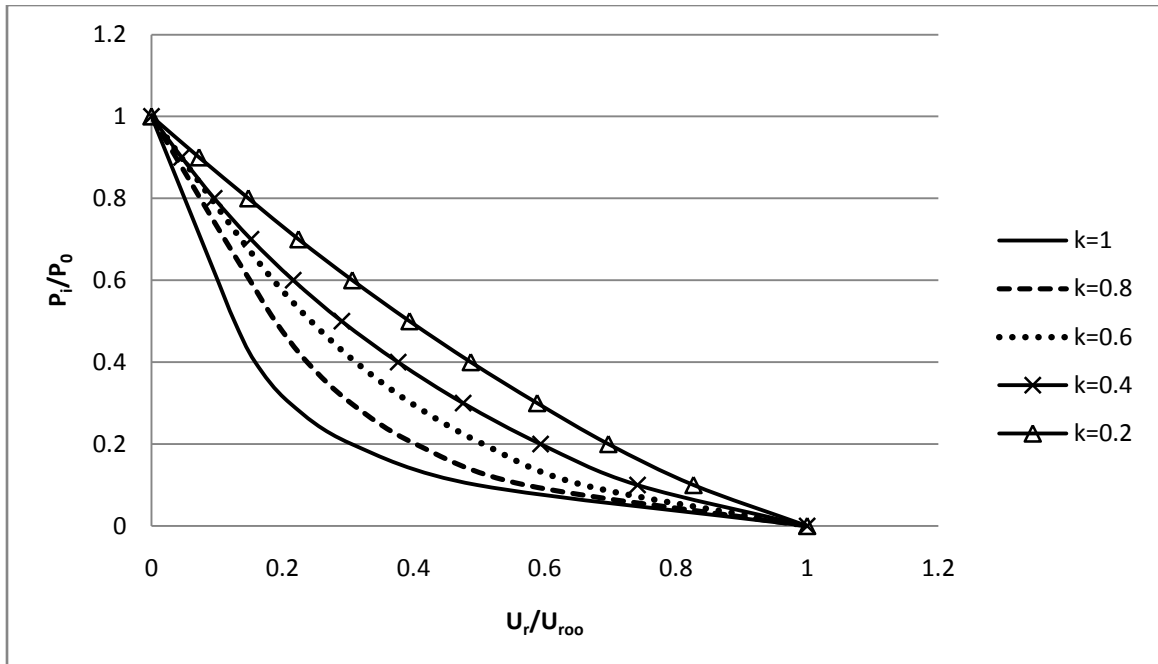
Παρακάτω παρουσιάζονται τα αδιαστατοποιημένα διαγράμματα των μετατοπίσεων οροφής $U_r/U_{r\infty}$ σε σχέση με τον βαθμό αποτόνωσης P_i/P_0 καθώς και οι πίνακες 3.3 και 3.4. Οι αδιαστατοποιημένες τιμές υπολογίζονται από το πηλίκο των μετατοπίσεων κάθε σταδίου αποτόνωσης (U_r) προς την αποτόνωση στο στάδιο της εκσκαφής, δηλαδή πολύ μακριά από το μέτωπο ($U_{r\infty}$).



Διάγραμμα 3.3: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Πίνακας 3.3: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

	$U_r/U_{r\infty}$				
P_r/P_0	$k=1.8$	$k=1.6$	$k=1.4$	$k=1.2$	$k=1$
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	0.007	0.009	0.012	0.017	0.026
0.8	0.014	0.018	0.024	0.035	0.051
0.7	0.024	0.027	0.037	0.052	0.076
0.6	0.041	0.042	0.050	0.069	0.102
0.5	0.069	0.066	0.071	0.089	0.128
0.4	0.110	0.104	0.105	0.119	0.160
0.3	0.175	0.166	0.163	0.173	0.214
0.2	0.283	0.271	0.266	0.272	0.308
0.1	0.484	0.475	0.471	0.476	0.501
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000



Διάγραμμα 3.4: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

Πίνακας 3.4: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής κυκλικής σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

	$U_r/U_{r\infty}$				
P_i/P_0	$k=1$	$k=0.8$	$k=0.6$	$k=0.4$	$k=0.2$
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.9	0.025	0.037	0.045	0.046	0.073
0.8	0.050	0.074	0.091	0.096	0.148
0.7	0.076	0.112	0.136	0.152	0.224
0.6	0.101	0.150	0.186	0.216	0.306
0.5	0.126	0.189	0.243	0.290	0.394
0.4	0.158	0.237	0.311	0.376	0.487
0.3	0.211	0.304	0.396	0.475	0.588
0.2	0.305	0.403	0.506	0.593	0.697
0.1	0.497	0.570	0.658	0.741	0.827
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

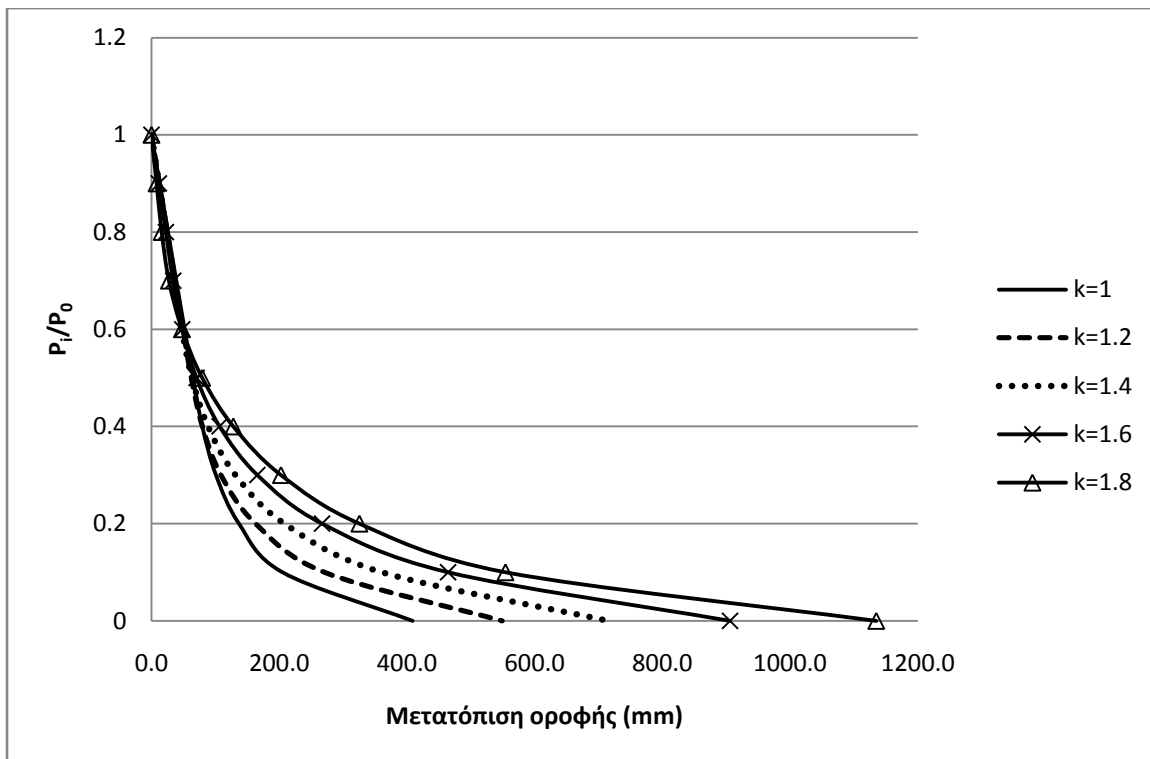
3.2 Πεταλοειδής διατομή (διερεύνηση k)

Κατά τον ίδιο τρόπο όπως και στην προηγούμενη ενότητα 4.1 θα γίνει η διερεύνηση της μεταβολής του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως k και πώς αυτός

επηρεάζει τις μετατοπίσεις όχι μόνο στην οροφή αλλά και στο δάπεδο της πεταλοειδούς διατομής.

3.2.1 Μετατοπίσεις οροφής πεταλοειδούς διατομής

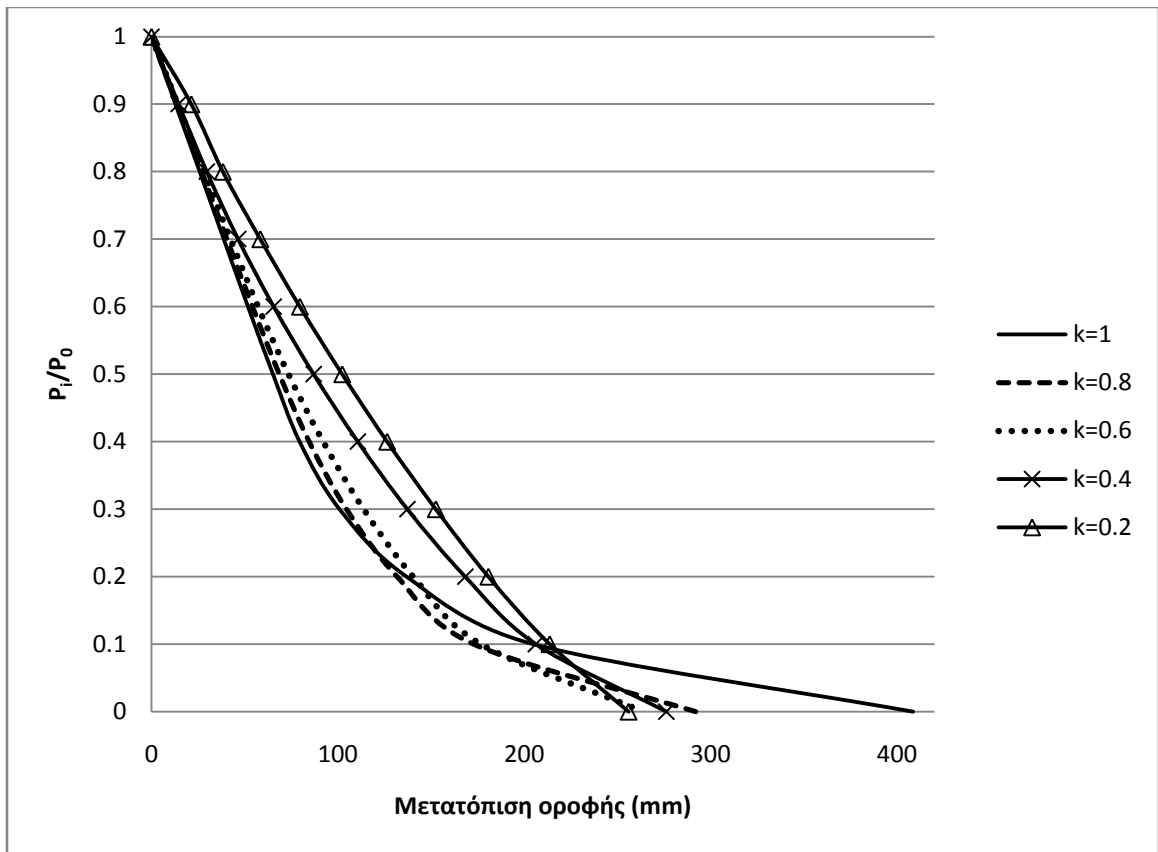
Στα ακόλουθα διαγράμματα καθώς και στους αντίστοιχους πίνακες παρουσιάζεται η εξέλιξη των μετατοπίσεων οροφής συναρτήσει της αποτόνωσης για διάφορες τιμές του συντελεστή k .



Διάγραμμα 3.5: Μετατοπίσεις οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Πίνακας 3.5: Μετατοπίσεις οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Μετατοπίσεις οροφής (mm)					
P_i/P_0	$k=1.8$	$k=1.6$	$k=1.4$	$k=1.2$	$k=1$
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	10.7	11.3	11.8	12.4	12.9
0.8	21.4	22.5	23.6	24.7	25.9
0.7	33.8	33.8	35.5	37.1	38.8
0.6	53.8	47.9	47.5	49.5	51.8
0.5	85.4	70.5	63.4	62.4	65.2
0.4	133.6	106.7	88.6	79.8	79.5
0.3	209.4	165.9	131.6	108.8	100.9
0.2	334.9	267.2	208.3	163.0	136.9
0.1	573.0	464.5	360.9	270.8	204.9
0	1102.0	906.1	715.7	549.2	408.6



Διάγραμμα 3.6: Μετατοπίσεις οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

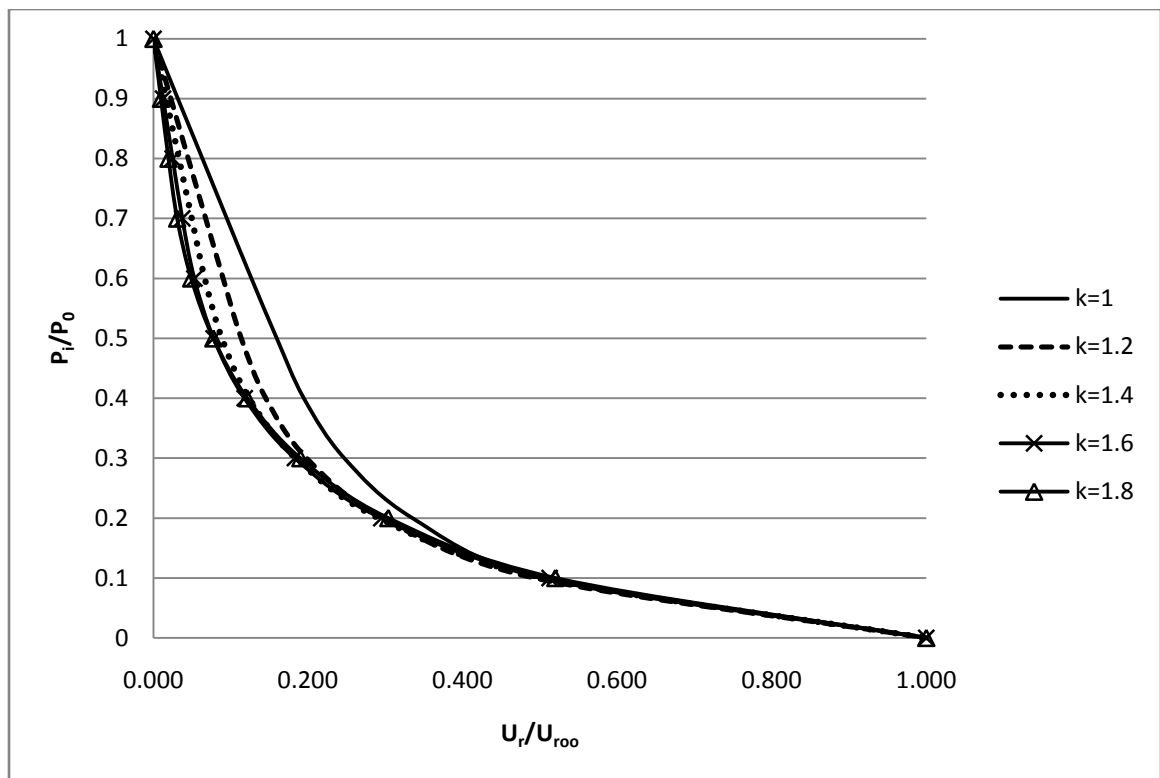
Πίνακας 3.6: Μετατοπίσεις οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

Μετατοπίσεις οροφής πεταλοειδούς διατομής (mm)					
P_i/P_0	k=1	k=0.8	k=0.6	k=0.4	k=0.2
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	12.9	13.5	14.1	14.6	21.4
0.8	25.9	27.0	28.1	29.7	38.3
0.7	38.8	40.5	42.4	46.5	58.4
0.6	51.8	54.2	57.2	65.6	79.6
0.5	65.2	68.6	73.5	87.0	102.3
0.4	79.5	84.6	92.1	110.7	126.4
0.3	100.9	104.6	113.8	137.3	152.5
0.2	136.9	131.8	140.4	168.3	180.7
0.1	204.9	172.9	176.7	206.2	213.6

0	408.6	292.0	264.0	276.2	255.9
---	-------	-------	-------	-------	-------

Στην διατομή αυτή, όπως και στην κυκλική, παρατηρούμε ότι μέχρι μια συγκεκριμένη τιμή της αποτόνωσης, εάν συγκρίνουμε κάθε φορά δύο καμπύλες με διαφορετικό k , μεγαλύτερες μετατοπίσεις στην οροφή παρουσιάζει εκείνη η οποία έχει μικρότερο συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως. Συνεχίζοντας την αποτόνωση, διαπιστώνουμε ότι η κατάσταση αυτή ανατρέπεται, ενώ στην συνέχεια μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρουσιάζει εκείνη η καμπύλη, με μεγαλύτερο συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως. Αυτό πιθανότατα να οφείλεται στην γρηγορότερη αποδιοργάνωση της βραχώμαζας (όταν ο συντελεστής είναι μεγαλύτερος), με αποτέλεσμα να εμποδίζεται η περαιτέρω μετατόπιση της οροφής λόγω αυτού.

Κατωτέρω παρουσιάζονται τα αδιαστατοποιημένα μεγέθη των μετατοπίσεων στα ακόλουθα διαγράμματα και στους αντίστοιχους πίνακες.

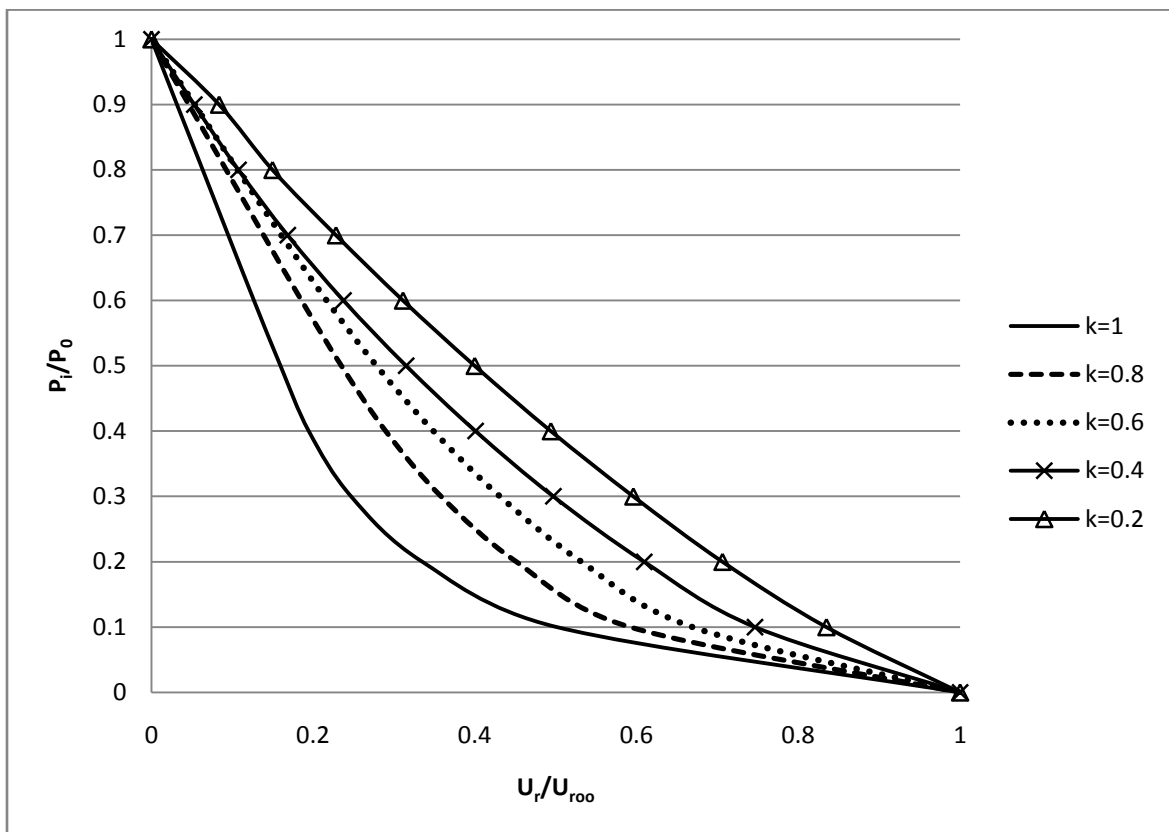


Διάγραμμα 3.7: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Πίνακας 3.7: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

	$U_r/U_{r\infty}$				
P_i/P_0	$k=1.8$	$k=1.6$	$k=1.4$	$k=1.2$	$k=1$
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

0.9	0.010	0.012	0.016	0.023	0.032
0.8	0.019	0.025	0.033	0.045	0.063
0.7	0.031	0.037	0.050	0.068	0.095
0.6	0.049	0.053	0.066	0.090	0.127
0.5	0.077	0.078	0.089	0.114	0.160
0.4	0.121	0.118	0.124	0.145	0.195
0.3	0.190	0.183	0.184	0.198	0.247
0.2	0.304	0.295	0.291	0.297	0.335
0.1	0.520	0.513	0.504	0.493	0.501
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000



Διάγραμμα 3.8: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

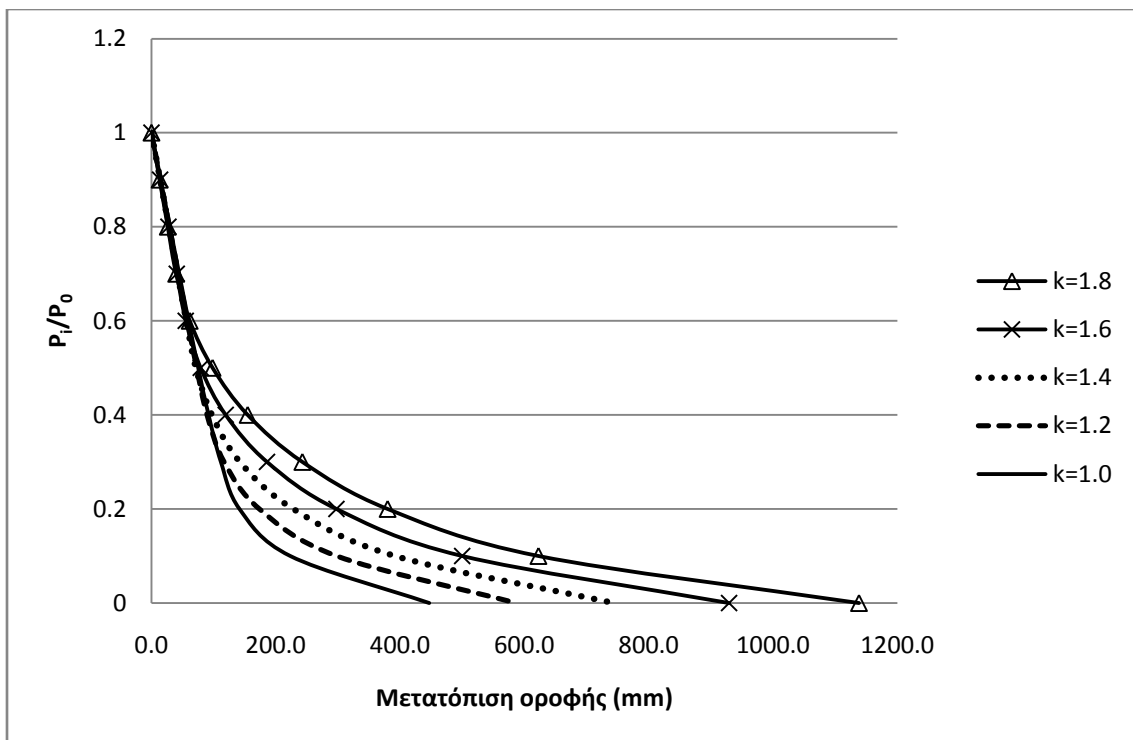
Πίνακας 3.8: Αδιαστατοποιημένες τιμές μετατοπίσεων οροφής πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

	$U_r/U_{r\infty}$				
P_i/P_0	$k=1$	$k=0.8$	$k=0.6$	$k=0.4$	$k=0.2$
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

0.9	0.032	0.046	0.053	0.053	0.084
0.8	0.063	0.092	0.106	0.108	0.150
0.7	0.095	0.139	0.161	0.168	0.228
0.6	0.127	0.186	0.217	0.238	0.311
0.5	0.160	0.235	0.278	0.315	0.400
0.4	0.195	0.290	0.349	0.401	0.494
0.3	0.247	0.358	0.431	0.497	0.596
0.2	0.335	0.451	0.532	0.609	0.706
0.1	0.501	0.592	0.669	0.747	0.835
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

3.2.2 Μετατοπίσεις δαπέδου πεταλοειδούς διατομής

Στα ακόλουθα διαγράμματα και στους αντίστοιχους πίνακες παρουσιάζεται η εξέλιξη των μετατοπίσεων δαπέδου (ανύψωση) της πεταλοειδούς διατομής σε συνάρτηση με την αποτόνωση για διάφορες τιμές του συντελεστή k (στα μοντέλα των κυκλικών διατομών οι μετατοπίσεις στην οροφή και στο δάπεδο είναι ίδιες για κάθε k).

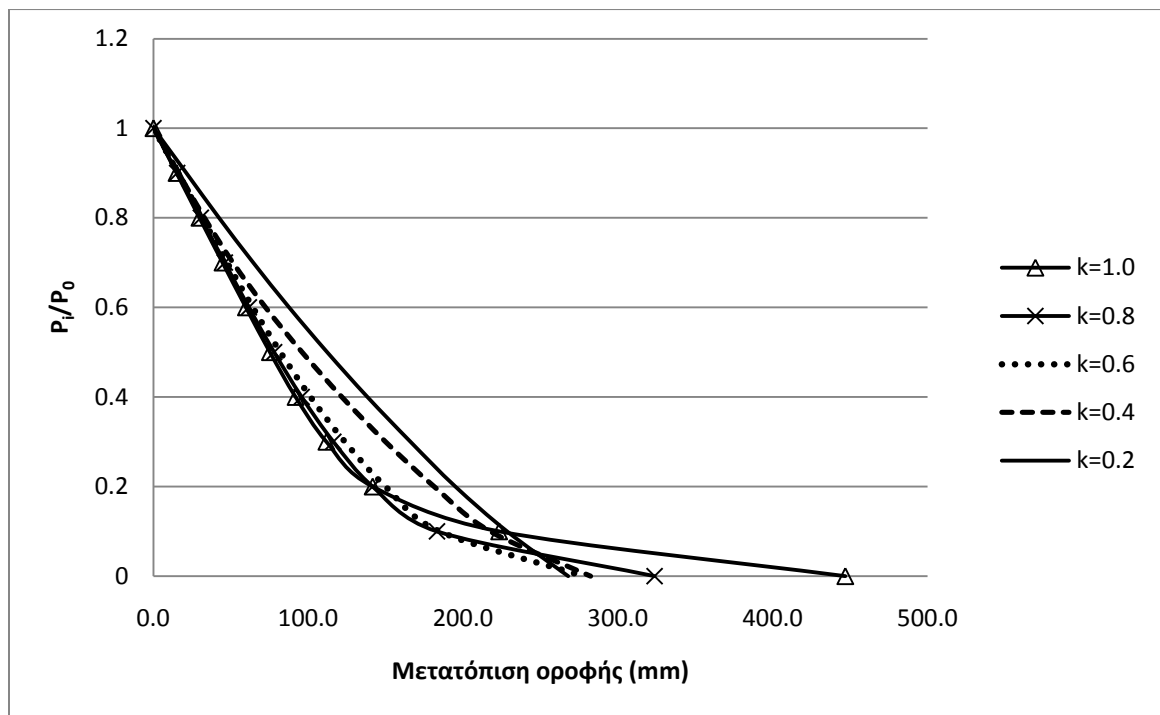


Διάγραμμα 3.9: Μετατοπίσεις δαπέδου πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Πίνακας 3.9: Μετατοπίσεις δαπέδου πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1.8 έως 1.

Μετατοπίσεις δαπέδου (mm)					
P_i/P_0	$k=1.8$	$k=1.6$	$k=1.4$	$k=1.2$	$k=1.0$

1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	13.1	13.6	14.0	14.4	14.9
0.8	26.2	27.1	28.0	28.9	29.7
0.7	39.7	40.7	42.0	43.3	44.6
0.6	61.5	55.2	56.1	57.8	59.7
0.5	98.3	79.0	71.4	72.7	75.2
0.4	154.7	119.3	97.2	89.4	91.8
0.3	242.7	185.8	142.3	116.8	111.7
0.2	379.8	297.5	228.1	173.6	141.6
0.1	622.4	499.8	391.9	297.9	223.3
0	1138.0	929.0	744.6	586.9	446.9



Διάγραμμα 3.10: Μετατοπίσεις δαπέδου πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

Πίνακας 3.10: Μετατοπίσεις δαπέδου πεταλοειδούς σήραγγας για k από 1 έως 0.2.

P_i/P_0	$k=1.0$	$k=0.8$	$k=0.6$	$k=0.4$	$k=0.2$
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	14.9	15.3	15.8	16.2	21.2
0.8	29.7	30.6	31.5	32.9	42.3
0.7	44.6	46.0	47.5	51.3	64.4

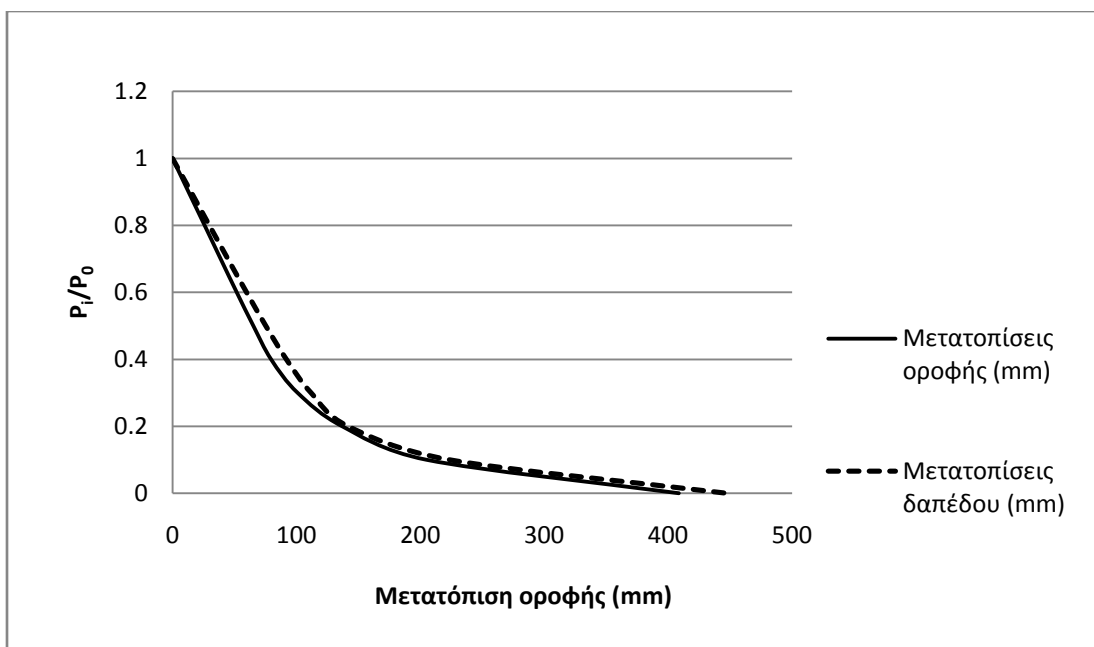
0.6	59.7	61.6	64.1	72.4	87.6
0.5	75.2	77.9	81.9	96.0	112.2
0.4	91.8	95.7	101.4	121.7	138.2
0.3	111.7	116.2	123.6	149.9	166.0
0.2	141.6	141.5	149.8	181.3	195.0
0.1	223.3	183.0	184.7	217.5	228.4
0	446.9	323.6	277.7	282.4	267.9

Από τα διαγράμματα σε συνδυασμό με τους πίνακες, παρατηρούμε όπως και προηγουμένως, ότι οι μετατοπίσεις του δαπέδου, καθώς μειώνεται ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως, αυξάνονται μέχρι ένα συγκεκριμένο σημείο. Η σύγκριση αυτή γίνεται με μια άλλη καμπύλη η οποία έχει συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως κατά 0.2 μικρότερο. Από ένα σημείο και μετά καθώς εξελίσσεται η αποτόνωση, η καμπύλη με μεγαλύτερο k αυξάνει τις μετατοπίσεις του δαπέδου και ξεπερνά τις μετατοπίσεις της καμπύλης με μικρότερο k .

Καταληκτικά, συμπεραίνουμε πως μειώνοντας τον συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως, η καμπύλη κάθε φορά παρουσιάζει ένα μεγαλύτερο τμήμα (σε σχέση με το προηγούμενο), το οποίο έχει ελαστικές ιδιότητες. Πιο συγκεκριμένα, η καμπύλη για $k=0.2$ στο διάγραμμα 3.10 η οποία παρουσιάζει σχεδόν πλήρη ελαστική συμπεριφορά.

3.2.3 Σύγκριση μετατοπίσεων δαπέδου και οροφής πεταλοειδούς διατομής

Στην παρούσα ενότητα, θα γίνει σύγκριση των μετατοπίσεων της οροφής και του δαπέδου της πεταλοειδούς διατομής για συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ίσο με 1. Η σύγκριση αυτή δεν χρειάζεται να γίνει και στην κυκλική διατομή, καθώς αυτή παρουσιάζει τις ίδιες μετατοπίσεις σε οροφή και δάπεδο. Από αυτό και μόνο συμπεραίνουμε πως καθοριστικός παράγοντας στην εξέλιξη των μετατοπίσεων αποτελεί το σχήμα της διατομής.



Διάγραμμα 3.11: Σύγκριση μετατοπίσεων οροφής και δαπέδου πεταλοειδούς διατομής $k=1$.

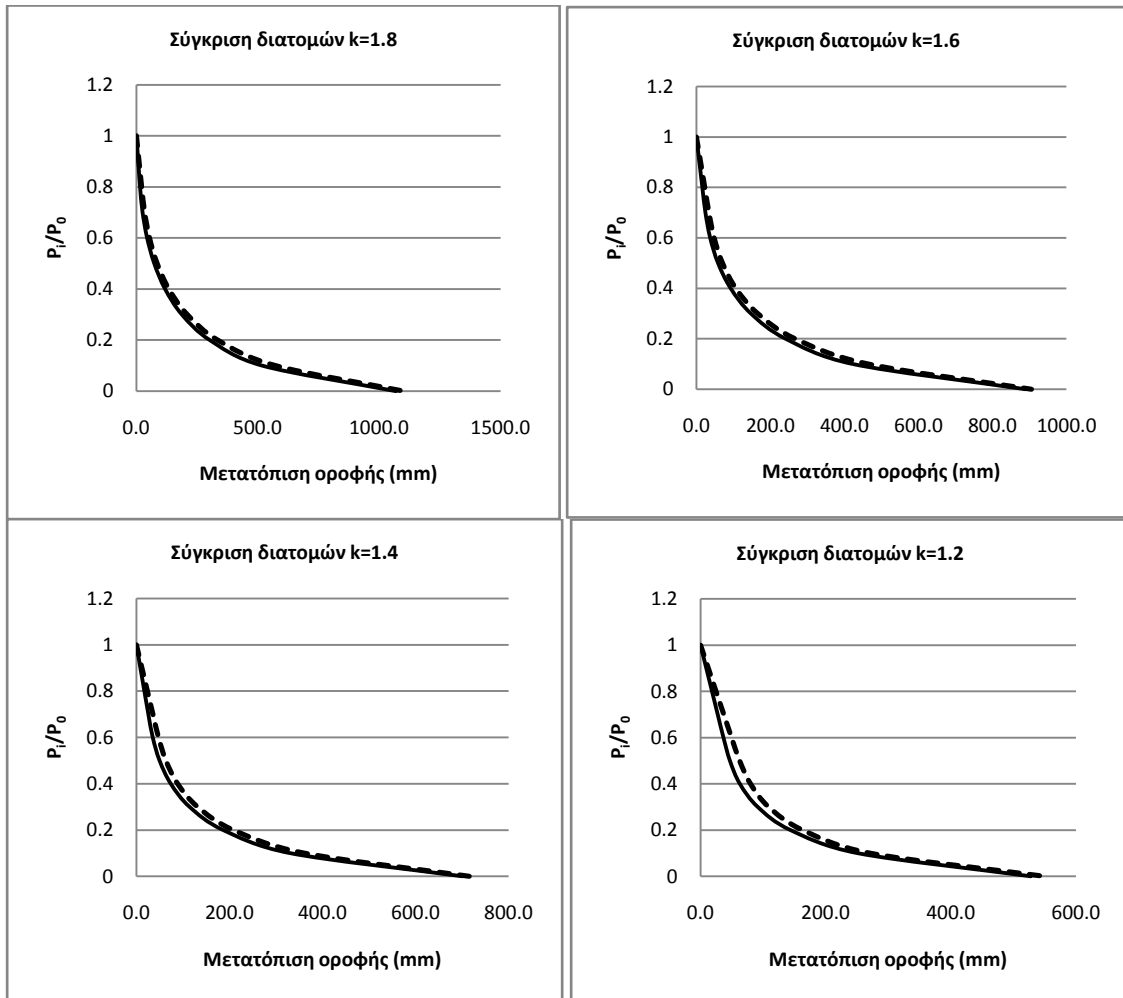
Πίνακας 3.11: Σύγκριση μετατοπίσεων οροφής και δαπέδου πεταλοειδούς διατομής $k=1$.

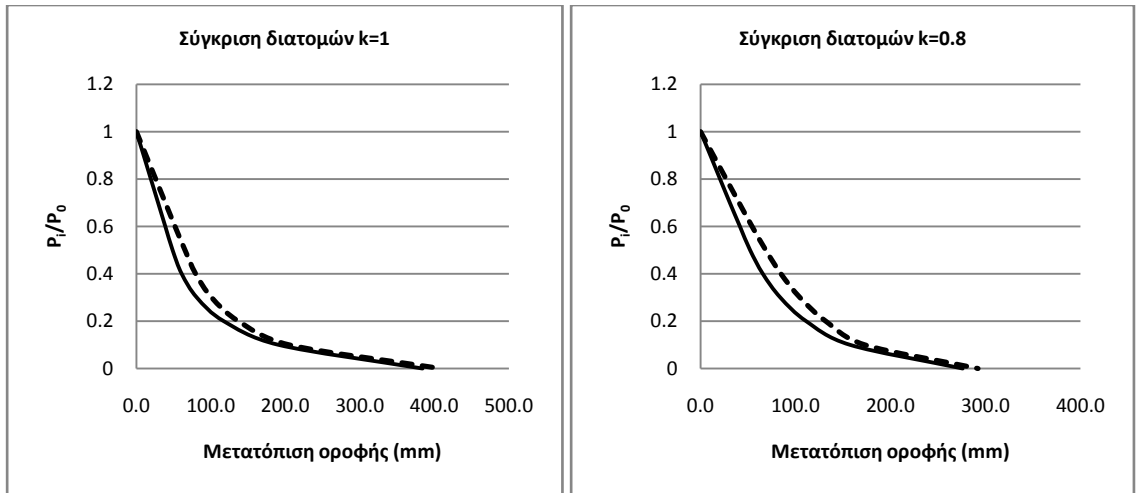
P_i/P_o	Μετατοπίσεις οροφής (mm)	Μετατοπίσεις δαπέδου (mm)	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.0
0.9	12.9	14.9	13.4
0.8	25.9	29.7	12.8
0.7	38.8	44.6	13.0
0.6	51.8	59.7	13.2
0.5	65.2	75.2	13.3
0.4	79.5	91.8	13.4
0.3	100.9	111.7	9.7
0.2	136.9	141.6	3.3
0.1	204.9	223.3	8.2
0	408.6	446.9	8.6

Από το διάγραμμα 3.11 και τον πίνακα βλέπουμε πως οι μετατοπίσεις στο δάπεδο είναι καθ' όλη την διάρκεια της αποτόνωσης μεγαλύτερες από αυτές της οροφής. Το ίδιο συμβαίνει για κάθε τιμή του k , με την διαφοροποίηση να κυμαίνεται στο στάδιο της εκσκαφής από 3% έως 9%.

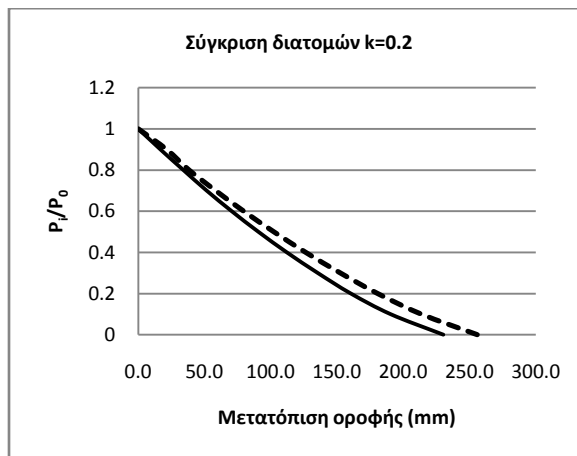
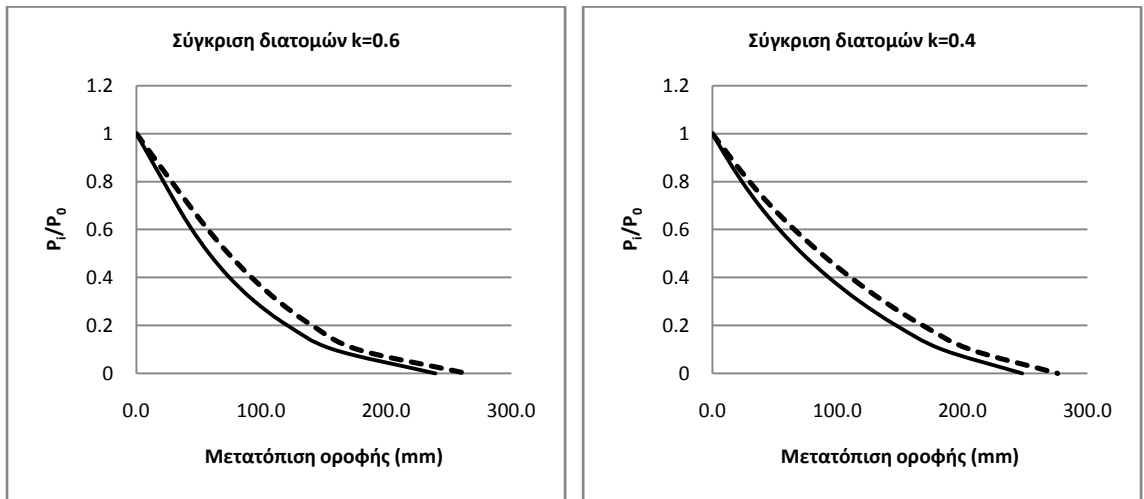
3.3 Σύγκριση πεταλοειδούς και κυκλικής διατομής

Στην ενότητα αυτή, θα γίνει σύγκριση των μετατοπίσεων της οροφής της πεταλοειδούς με την κυκλική διατομή. Οι τιμές των μετατοπίσεων για συντελεστές ουδέτερης ωθήσεως 1.8, 1.6, 1.4, 1.2, 1, 0.8, 0.6, 0.4, 0.2 παρατίθενται στα ακόλουθα διαγράμματα. Οι συνεχείς καμπύλες είναι οι κυκλικές διατομές, ενώ οι διακεκομμένες οι πεταλοειδείς.





Διάγραμμα 3.12: Σύγκριση κυκλικής και πεταλοειδούς διατομής $k=1.8$ έως $k=0.8$.



Διάγραμμα 3.13: Σύγκριση κυκλικής και πεταλοειδούς διατομής $k=0.6$, $k=0.4$ και $k=0.2$ (συνεχής γραμμή: κυκλική διατομή, διακεκομμένη γραμμή: πεταλοειδής διατομή).

Από τα διαγράμματα παρατηρείται, ότι οι μετατοπίσεις στην πεταλοειδή διατομή είναι μεγαλύτερες στο μεγαλύτερο τμήμα της αποτόνωσης για κάθε k . Μεγαλύτερες

αποκλίσεις παρουσιάζονται συνήθως για αποτόνωση από 0.9 έως 0.4. Το αποτέλεσμα αυτό, η εμφάνιση δηλαδή μεγαλύτερων μετατοπίσεων στην πεταλοειδή διατομή, είναι λογικό, γιατί η κυκλική διατομή παρουσιάζει καλύτερη κατανομή των τάσεων γύρω από το σύνορο, με αποτέλεσμα οι μετατοπίσεις σε αυτή να είναι μικρότερες.

Επιπλέον, αυτό που διαπιστώνουμε είναι πως για μεγάλες τιμές του k , οι δύο διατομές παρουσιάζουν μετατοπίσεις που είναι πιο κοντά μεταξύ τους κατά την φάση της εκσκαφής. Όσο το k μειώνεται τόσο η απόκλιση των δύο καμπυλών μεγαλώνει. Αυτό αποτυπώνεται στον ακόλουθο πίνακα (στην φάση της εκσκαφής).

Πίνακας 3.12: Διαφοροποίηση μετατοπίσεων οροφής της πεταλοειδούς από την κυκλική διατομή.

Διαφοροποίηση μετατοπίσεων οροφής πεταλοειδούς από κυκλική διατομή									
P_i/P_0	$k=1.8$	$k=1.6$	$k=1.4$	$k=1.2$	$k=1.0$	$k=0.8$	$k=0.6$	$k=0.4$	$k=0.2$
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	-43.8	-41.1	-37.7	-35.7	-32.9	-31.1	-30.6	-28.1	-28.1
0.8	-43.6	-40.6	-38.0	-35.0	-33.5	-31.7	-29.5	-25.3	-12.6
0.7	-33.6	-38.5	-38.1	-35.4	-33.3	-31.5	-30.1	-23.7	-13.2
0.6	-22.0	-28.8	-35.3	-35.2	-33.5	-30.9	-28.8	-22.4	-12.9
0.5	-16.3	-20.5	-27.3	-33.0	-34.2	-31.7	-26.5	-21.0	-12.9
0.4	-13.1	-15.1	-19.9	-27.1	-30.8	-29.2	-23.8	-18.8	-12.8
0.3	-11.8	-12.5	-15.1	-19.0	-24.4	-24.7	-20.3	-16.6	-12.6
0.2	-10.8	-10.6	-11.7	-13.4	-16.7	-18.6	-16.2	-14.4	-12.7
0.1	-10.6	-9.8	-9.2	-7.8	-7.3	-9.9	-12.3	-12.2	-12.2
0	-3.1	-1.7	-2.0	-4.0	-6.3	-5.9	-10.5	-11.4	-11.2

3.4 Αριθμητικά μοντέλα με διόγκωση

Η βραχόμαζα που μελετάται και έχει τα χαρακτηριστικά που αναφέρθηκαν στον πίνακα 2.2 του κεφαλαίου 2 είναι ένας αργιλικός σχιστόλιθος. Το πέτρωμα αυτό, έχει την δυνατότητα κατά την εκσκαφή να διογκώνεται με την παρουσία νερού και να ασκεί ακόμη μεγαλύτερες πιέσεις στην υποστήριξη, με αποτέλεσμα αυτή να αστοχεί.

Η διόγκωση του πετρώματος είναι χρονικά εξαρτημένη αύξηση του όγκου του, που εμπεριέχει φυσικοχημικές αντιδράσεις με το νερό. Επομένως, η διόγκωση παρουσιάζεται σε πετρώματα των οποίων τα ορυκτά ευνοούν αυτή την αντίδραση. Η διόγκωση της βραχόμαζας συμβαίνει είτε λόγω διόγκωσης του άρρηκτου πετρώματος είτε λόγω διόγκωσης του υλικού πλήρωσης των ασυνεχειών είτε από συνδυασμό των παραπάνω. Η παραμόρφωση διόγκωσης εξαρτάται επίσης από το ασκούμενο εντατικό πεδίο και από την αποτόνωσή του.

Ο ρυθμός και η διάρκεια ολοκλήρωσης της διόγκωσης κυμαίνεται σε ένα ευρύ πεδίο. Η ανύψωση της περιοχής του ανάστροφου τόξου μιας σήραγγας μπορεί παραδείγματος χάριν να έχει ρυθμό από μη δυνάμενο να γίνει αντιληπτός μέχρι και 1m

το μήνα ή και περισσότερο. Αντίστοιχα, η διάρκεια εξέλιξης της διόγκωσης μπορεί να διαρκέσει από μερικές μέρες μέχρι και περισσότερο από έναν αιώνα.

Σύμφωνα με τα ανωτέρω και με την χρήση του αβαρούς αριθμητικού μοντέλου, έγινε σε αυτό η προσθήκη της παραμέτρου της διόγκωσης. Ακολούθως, παρουσιάζεται ο τρόπος με τον οποίο το πρόγραμμα των πεπερασμένων στοιχείων Sofistik υπολογίζει της επιπρόσθετες παραμορφώσεις του χρονικά εξαρτημένου φαινομένου της διόγκωσης.

Για την προσομοίωση του χρονικά εξαρτημένου φαινομένου της διόγκωσης το SOFISTIK αρχικά υπολογίζει το μέγεθος των τελικών παραμορφώσεων λόγω διόγκωσης τη χρονική στιγμή $t = \infty$, μέσω του καταστατικού νόμου διόγκωσης του Grob (Heidkamp et al., 2004):

$$\varepsilon_{qi}^{\infty} = -k_q \begin{cases} 0 & , \quad \sigma_i \geq \sigma_{0i} \\ \log(\sigma_i / \sigma_{0i}) & , \quad \sigma_{0i} > \sigma_i > \sigma_c \\ \log(\sigma_c / \sigma_{0i}) & , \quad \sigma_i \leq \sigma_c \end{cases}$$

Όπου:

$\varepsilon_{qi}^{\infty}$: συνιστώσα παραμόρφωσης διόγκωσης τη χρονική στιγμή $t = \infty$

σ_i : συνιστώσα τάσης τη χρονική στιγμή $t = \infty$

σ_{0i} : συνιστώσα τάσης, αποφόρτιση χαμηλότερα της οποίας προκαλεί διόγκωση

σ_c : ελάχιστη θλιπτική τάση χαμηλότερα της οποίας δεν αναπτύσσεται διόγκωση

k_q : αδιάστατη παράμετρος που αποδίδει την κλίση της ευθείας σε διάγραμμα ε - $\log\sigma$

Το μέγεθος που θα προκύψει προστίθεται στις ήδη υπάρχουσες ελαστοπλαστικές παραμορφώσεις.

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{el}} + \varepsilon_{\text{pl}} + \varepsilon_{\text{q}}$$

Στη συνέχεια ο ρυθμός εξέλιξης του φαινομένου εκφράζεται μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$\dot{\varepsilon}_i = \frac{\dot{\sigma}_i}{\sigma_i} \varepsilon_{qi}^{\infty} + \frac{\dot{\sigma}_i}{\sigma_i} \varepsilon_{qi}^{\infty} \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_{0i}} \right)^{k_q}$$

Όπου:

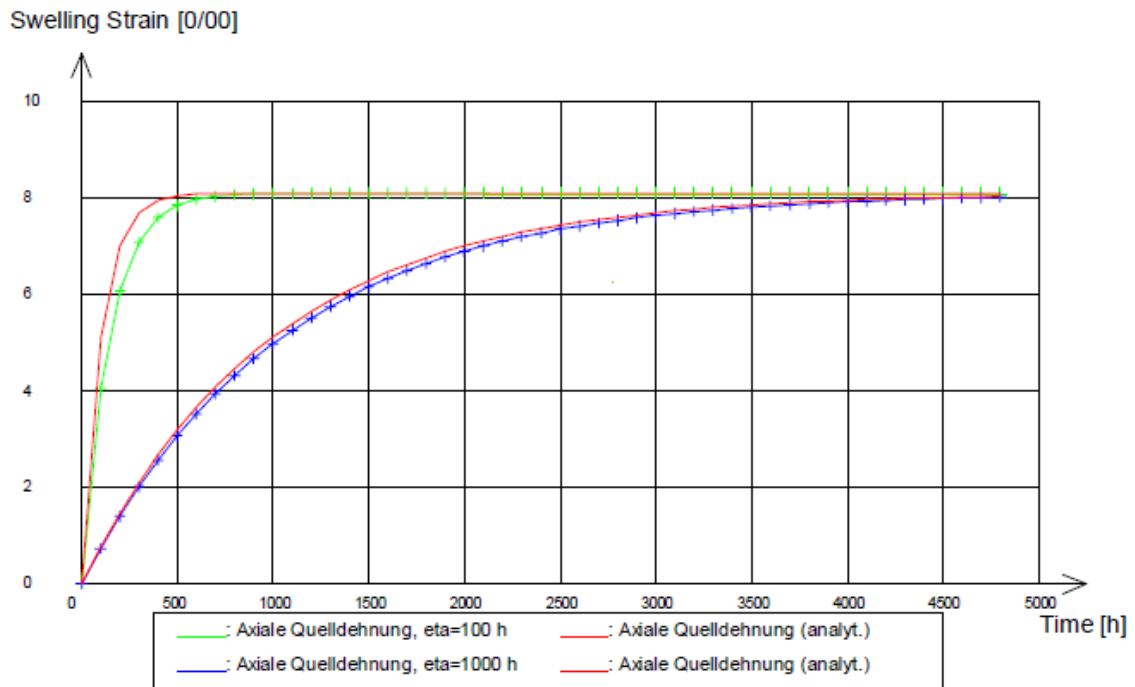
$$\phi(\sigma, \varepsilon_q) = \varepsilon_q(\sigma) - \varepsilon_q$$

ε_q : προϋπάρχουσες παραμορφώσεις διόγκωσης

η (*retardation time*): χρόνος εξέλιξης του φαινομένου

Οι παραμορφώσεις λόγω διόγκωσης συναρτήσει του χρόνου υπολογίζονται από την ακόλουθη σχέση.

$$e_q(t) = \varepsilon_q (1 - e^{-t/\eta})$$



Διάγραμμα 3.14: Εξέλιξη διόγκωσης για διαφορετικές τιμές η (Heidkamp et al., 2004).

Στις αναλύσεις τέθηκε σ_{oi} ίσο με το αρχικό εντατικό πεδίο P_0 ($=5.2$ MPa) και $\sigma_c = 10$ kPa ($\ll r_i$), ώστε η διόγκωση να ξεκινά ακριβώς από την στιγμή της διαταραχής του αρχικού εντατικού πεδίου και να εξελίσσεται σίγουρα ως την τελική τιμή της αποτόνωσής του στην ισορροπία του συστήματος. Το φαινόμενο εξετάστηκε για η ίσο με 30min και dt ίσο με 5min, 10min, 30min, 8h, 12h, 18h, 24h και 48h. Επίσης έγινε διερεύνηση του η (30min, 8h, 24h) με σταθερό λόγο η/dt . Τέλος έγινε διερεύνηση της παραμέτρου k_q η οποία πήρε τιμές 1, 2, 3.3, 4, 5 όλα αυτά παρουσιάζονται ακολουθώντας.

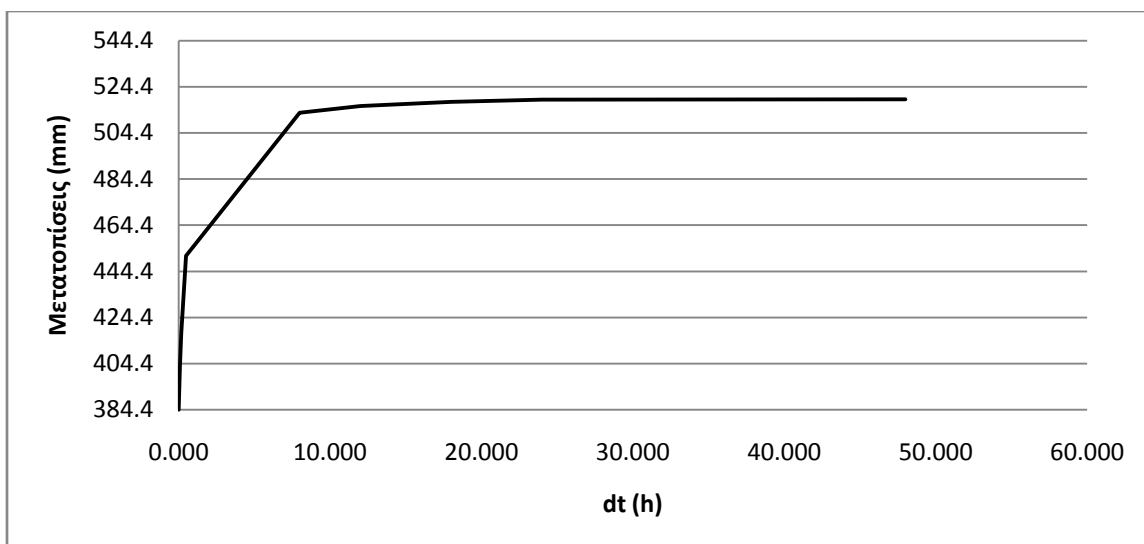
3.4.1 Διερεύνηση σε κυκλική διατομή του λόγου η/dt

Στην ενότητα αυτή χρησιμοποιήθηκε το αβαρές αριθμητικό μοντέλο των πεπερασμένων στοιχείων με συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ίσο με την μονάδα και προστέθηκε σε αυτό η παράμετρος της διόγκωσης. Ο χρόνος εξέλιξης του φαινομένου ορίστηκε ίσος με 30min ($\eta= 30\text{min}$). Ο χρόνος υπολογισμού του προγράμματος (dt) πήρε τιμές 5min, 10min, 30min, 8h, 12h, 18h, 24h και 48h. Τα αποτελέσματα των μετατοπίσεων της οροφής για κάθε μια από τις περιπτώσεις παρουσιάζονται ακολούθως ($k_q=3.3$).

Πίνακας 3.13: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής σήραγγας με διόγκωση για διάφορες τιμές του συντελεστή dt ($\eta= 30\text{min}$).

Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής διατομής (mm) $k=1$, $\eta= 30 \text{ min}$								
P_i/P_0	$dt= 5\text{min}$	$dt= 10\text{min}$	$dt= 30\text{min}$	$dt = 8\text{h}$	$dt = 12\text{h}$	$dt = 18\text{h}$	$dt = 24\text{h}$	$dt = 48\text{h}$
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	18.6	18.7	19.0	19.4	19.4	19.4	19.4	19.4
0.8	28.3	28.5	28.9	29.5	29.5	29.5	29.6	29.6
0.7	38.0	38.3	38.7	39.6	39.7	39.7	39.7	39.7
0.6	47.6	47.9	48.6	49.8	49.8	49.9	49.9	49.9
0.5	59.0	59.5	60.6	62.5	62.6	62.7	62.7	62.8
0.4	77.5	78.5	81.0	86.6	86.8	87.0	87.0	87.1
0.3	109.7	112.3	118.4	129.8	130.3	130.6	130.8	131.1
0.2	166.7	172.2	185.1	208.0	208.9	209.6	210.0	210.5
0.1	275.3	286.2	311.4	355.9	357.7	359.0	359.7	360.7
0	403.6	417.5	451.1	513.1	516.0	517.9	518.8	519.0

Από τον πίνακα 3.13 διαπιστώνουμε πώς καθώς αυξάνεται ο συντελεστής dt με σταθερό το η αυξάνονται οι παραμορφώσεις. Αυτό, όμως, παρατηρείται μέχρι μια συγκεκριμένη τιμή του dt . Πάνω από αυτή την τιμή, οι παραμορφώσεις παραμένουν σταθερές επομένως, αυτό σημαίνει ότι το φαινόμενο από εκείνη την χρονική στιγμή έχει εξελιχθεί πλήρως. Παρατηρώντας της τιμές του πίνακα κατά το στάδιο της εκσκαφής είναι φανερό πως κάποια στιγμή οι παραμορφώσεις παραμένουν σταθερές. Αυτό διαφαίνεται και στο ακόλουθο διάγραμμα.



Διάγραμμα 3.15: Μετατοπίσεις στο στάδιο της εκσκαφής κυκλικής σήραγγας με διόγκωση για διάφορες τιμές του συντελεστή dt .

Πίνακας 3.14: Μετατοπίσεις στο στάδιο της εκσκαφής κυκλικής σήραγγας με διόγκωση για διάφορες τιμές του συντελεστή dt .

dt (h)	Μετατοπίσεις (mm)
0.000	384.4
0.083	403.6
0.167	417.5
0.500	451.1
8.000	513.1
12.000	516.0
18.000	517.9
24.000	518.8
48.000	519.0

Από το διάγραμμα 3.14 και τον αντίστοιχο πίνακα μπορεί να επιβεβαιωθεί αυτό που αναφέραμε προηγουμένως, ότι δηλαδή κάποια στιγμή οι μετατοπίσεις της οροφής σταματούν να εξελίσσονται. Παρατηρώντας το διάγραμμα, πρακτικά μπορεί να εξαχθεί ότι από την 8^η ώρα και μετά έχουμε την ισορροπία του μοντέλου.

3.4.2 Διερεύνηση σε κυκλική διατομή του η με σταθερό η/dt

Χρησιμοποιώντας ακόμη μια φορά το αβαρές αριθμητικό μοντέλο με $k=1$, διερευνήθηκε η περίπτωση της διόγκωσης με σταθερό τον όρο η/dt . Έτσι, λοιπόν, επιλέχθηκε ο λόγος η/dt να έχει πάντα την τιμή $1/96$ και ο χρόνος εξέλιξης του φαινομένου να πάρει τιμές 30min, 8h και 24h. Για να μπορέσει ο λόγος αυτός να παραμείνει σταθερός θα πρέπει ο όρος dt να πάρει τις εξής τιμές: 48h, 768h και 2304h αντίστοιχα. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ακολούθως ($k_q=3.3$).

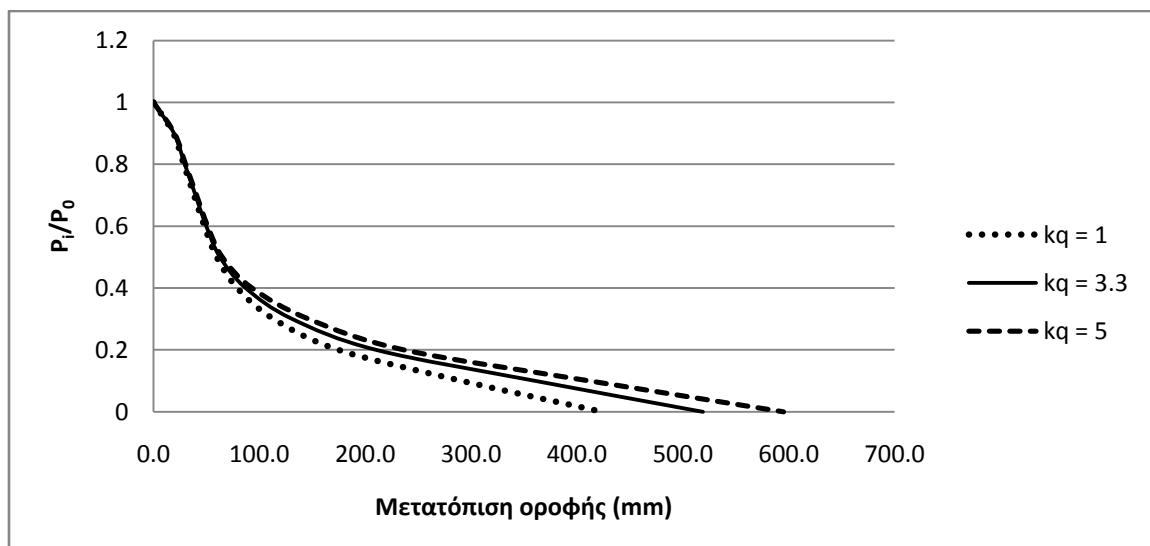
Πίνακας 3.15: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής διατομής με διόγκωση και σταθερό λόγο η/dt .

Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής διατομής (mm) $k=1$			
P_i/P_0	$\eta = 30\text{min}$	$\eta = 8\text{h}$	$\eta = 24\text{h}$
1	0.0	0.0	0.0
0.9	19.4	19.4	19.4
0.8	29.6	29.6	29.6
0.7	39.7	39.7	39.7
0.6	49.9	49.9	49.9
0.5	62.8	62.8	62.8
0.4	87.1	87.1	87.1
0.3	131.1	131.1	131.1
0.2	210.5	210.5	210.5
0.1	360.7	360.7	360.7
0	519.0	519.0	519.0

Από τον παραπάνω πίνακα παρατηρείται πως ο λόγος η/dt είναι εκείνος ο οποίος καθορίζει την εξέλιξη της διόγκωσης και όχι ο κάθε όρος χωριστά.

3.4.3 Διερεύνηση σε κυκλική διατομή της αδιάστατης παραμέτρου k_q

Στο αβαρές αριθμητικό μοντέλο λήφθηκε ως χρόνος εξέλιξης του φαινομένου τα 30min ($\eta= 30\text{min}$) και ως χρόνος υπολογισμού του προγράμματος 48h ($dt= 48\text{h}$). Ο αδιάστατος συντελεστής k_q ο οποίος υπολογίζεται εργαστηριακά πήρε τις εξής τιμές: 1, 2, 3.3, 4, 5. Τα αποτελέσματα των μετατοπίσεων της οροφής κυκλικής σήραγγας με διόγκωση και με μεταβαλλόμενο τον αριθμό k_q παρουσιάζονται ακολούθως.



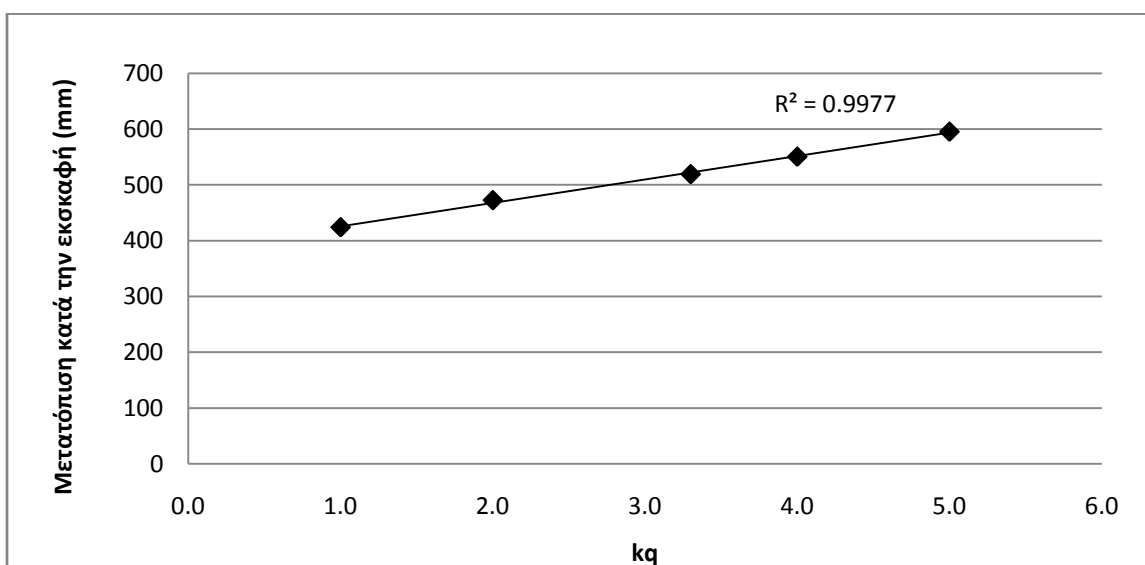
Διάγραμμα 3.16: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής σήραγγας με διόγκωση για διάφορες τιμές του k_q .

Πίνακας 3.16: Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής σήραγγας με διόγκωση για διάφορες τιμές του k_q .

Μετατοπίσεις οροφής κυκλικής διατομής (mm) $k=1$					
P_i/P_0	$k_q = 1$	$k_q = 2$	$k_q = 3.3$	$k_q = 4$	$k_q = 5$
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.9	18.8	19.1	19.4	19.6	19.9
0.8	28.6	29.1	29.6	29.9	30.3
0.7	38.3	38.9	39.7	40.2	40.7
0.6	48.1	48.9	49.9	50.4	51.2
0.5	59.7	61.1	62.8	63.7	65.0
0.4	79.0	82.1	87.1	89.5	93.1
0.3	113.5	120.9	131.1	137.1	146.5
0.2	174.8	190.3	210.5	221.3	236.8
0.1	291.2	321.4	360.7	381.7	411.8
0	423.9	472.4	519.0	550.3	595.1

Από τα παραπάνω, μπορεί να παρατηρηθεί πως όσο αυξάνεται η παράμετρος k_q οι μετατοπίσεις της οροφής αυξάνονται. Η τιμή αυτή του αδιάστατου συντελεστή k_q δίνεται από εργαστηριακές δοκιμές και συγκεκριμένα από το πείραμα αξονικής διόγκωσης. Η τιμή που θα χρησιμοποιηθεί στα ακόλουθα μοντέλα είναι η 3.3.

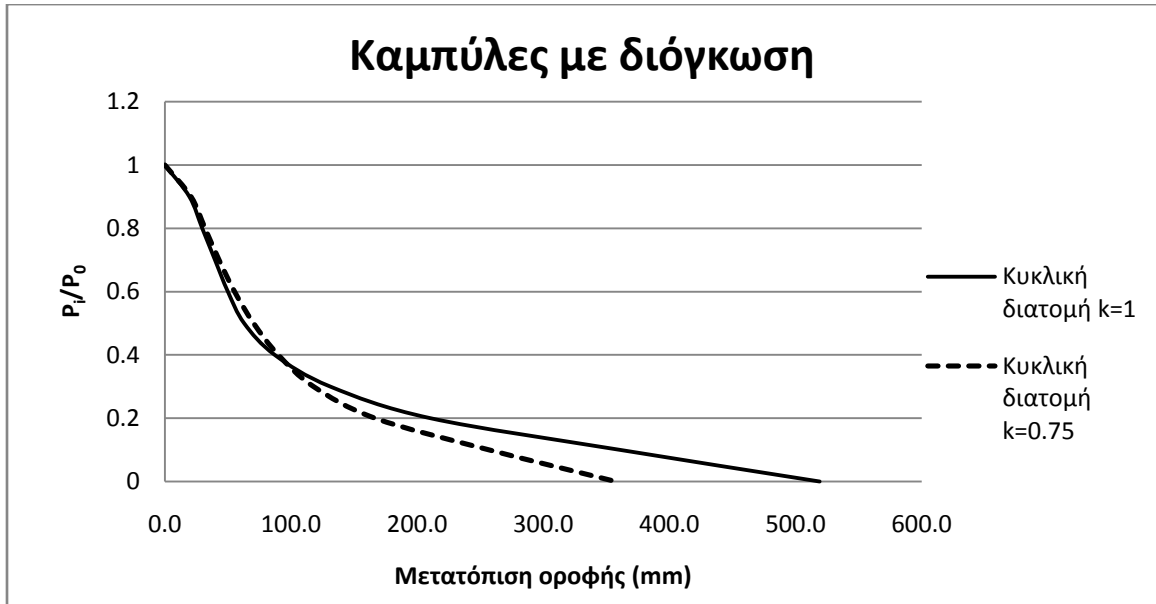
Ακόμα, είναι σημαντικό να αναφερθεί πως η σχέση μεταξύ της αύξησης του k_q και της μετατόπισης κατά την φάση της εκσκαφής είναι γραμμική και αυτό φαίνεται στο διάγραμμα 3.17.



Διάγραμμα 3.17: Σχέση k_q με την μετατόπιση κατά την πλήρη εκσκαφή.

3.4.4 Κυκλική διατομή με διόγκωση για $k=1$ και $k=0.75$

Χρησιμοποιώντας το αριθμητικό αβαρές μοντέλο με διόγκωση και με τις ακόλουθες παραμέτρους $k_q=3.3$, $\eta=30\text{min}$ και $dt=48\text{h}$ καταλήξαμε, αναφορικά με την κυκλική διατομή, στα ακόλουθα διαγράμματα και πίνακες τα οποία παρουσιάζουν τις μετατοπίσεις της οροφής σε σχέση με το βαθμό αποτόνωσης.



Διάγραμμα 3.18: Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση για συντελεστές ωθήσεως 1 και 0.75.

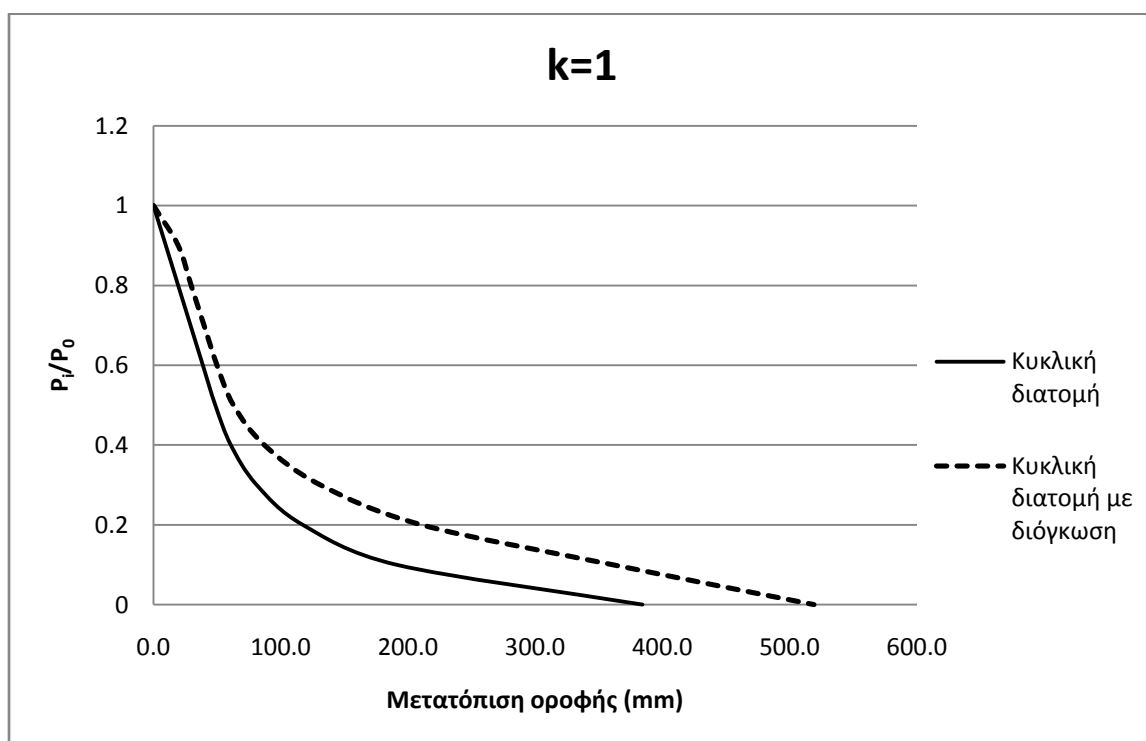
Πίνακας 3.17: Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση για συντελεστές ωθήσεως 1 και 0.75.

Κυκλικές διατομές με διόγκωση			
P_i/P_0	$k=1$	$k=0.75$	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.00
0.9	19.4	20.7	-6.70
0.8	29.6	31.8	-7.43
0.7	39.7	42.9	-8.06
0.6	49.9	55.2	-10.62
0.5	62.8	70.3	-11.94
0.4	87.1	89.9	-3.21
0.3	131.1	117.8	10.14
0.2	210.5	166.5	20.90
0.1	360.7	256.8	28.81
0	519.0	357.3	31.16

Από το διάγραμμα παρατηρείται (όπως και στα μοντέλα χωρίς διόγκωση), ότι οι μετατοπίσεις αυξάνονται με την μείωση του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως k από 1 σε 0.75. Αυτό συμβαίνει για τιμές της αποτόνωσης από 1 έως 0.4, για αποτόνωση μικρότερη και μέχρι την εκσκαφή οι μετατοπίσεις της κυκλικής διατομής για $k=1$ είναι μεγαλύτερες.

3.4.5 Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$

Κάνοντας χρήση του αβαρούς αριθμητικού μοντέλου, το οποίο κατασκευάστηκε, θα γίνει σύγκριση των μετατοπίσεων της οροφής με διόγκωση και χωρίς διόγκωση. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα καθώς και στον αντίστοιχο πίνακα.



Διάγραμμα 3.19: Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$.

Πίνακας 3.18: Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$.

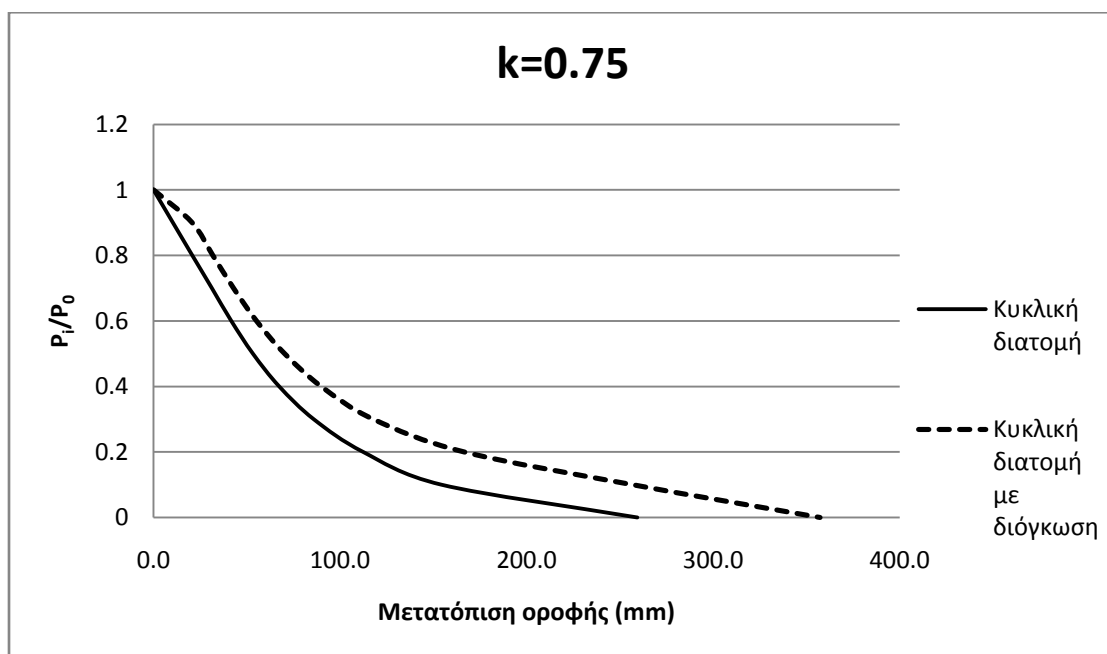
Μετατοπίσεις οροφής (mm) $k=1$			
P_i/P_0	Κυκλική διατομή	Κυκλική διατομή με διόγκωση	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.00
0.9	9.7	19.4	-99.79
0.8	19.4	29.6	-52.58
0.7	29.1	39.7	-36.43
0.6	38.8	49.9	-28.61

0.5	48.6	62.8	-29.22
0.4	60.8	87.1	-43.26
0.3	81.1	131.1	-61.65
0.2	117.3	210.5	-79.45
0.1	190.9	360.7	-88.95
0	384.4	519.0	-35.02

Από το διάγραμμα καθώς και τον πίνακα 3.17 παρατηρείται ότι οι μετατοπίσεις στο αριθμητικό μοντέλο με διόγκωση είναι σε όλες τις τιμές της αποτόνωσης μεγαλύτερες από το μοντέλο χωρίς διόγκωση. Η μεγαλύτερη διαφοροποίηση βρίσκεται στην τιμή της αποτόνωσης 0.9.

3.4.6 Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$

Με τον ίδιο τρόπο όπως και στην προηγούμενη ενότητα, θα γίνει η σύγκριση του αβαρούς αριθμητικού μοντέλου με διόγκωση και χωρίς για συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ίσο με 0.75. Ακολουθώντας, παρουσιάζεται το διάγραμμα 3.20 καθώς και ο αντίστοιχος πίνακας 3.19.



Διάγραμμα 3.20: Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$.

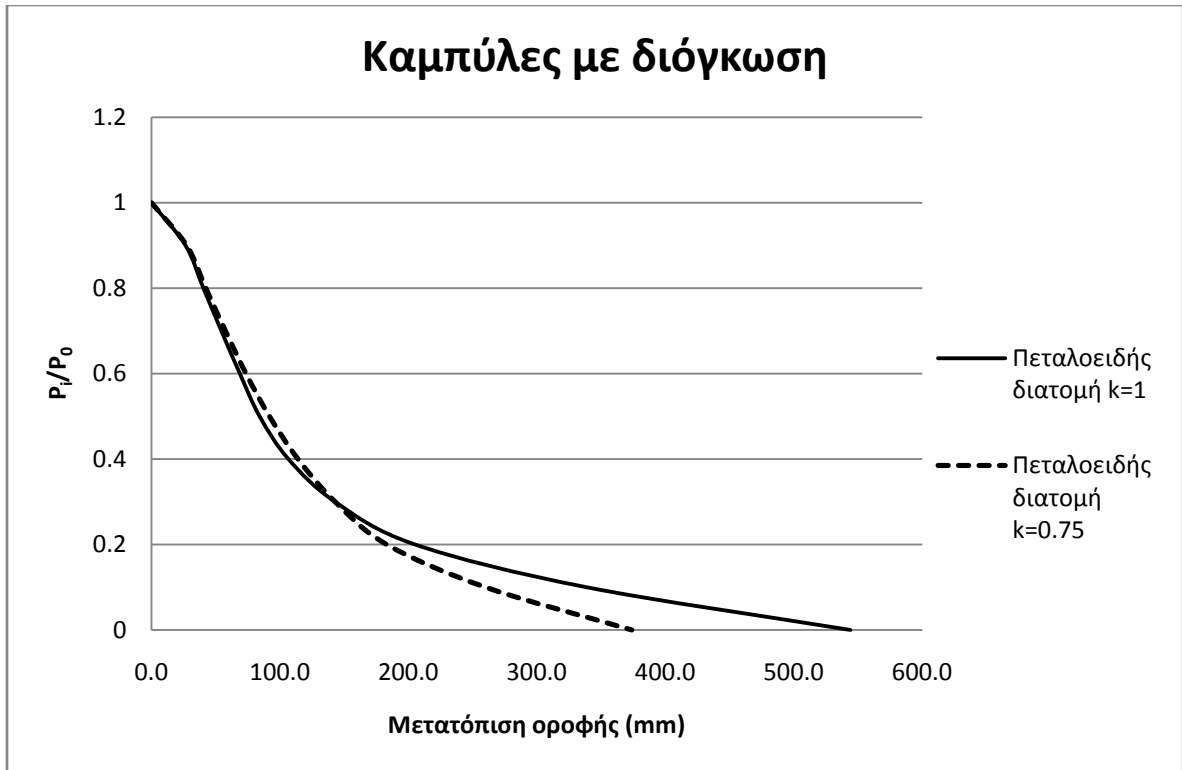
Πίνακας 3.19: Σύγκριση κυκλικής διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$.

Μετατοπίσεις οροφής (mm) $k=0.75$			
P_i/P_0	Κυκλική διατομή	Κυκλική διατομή με διόγκωση	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.00
0.9	10.4	20.7	-99.04
0.8	20.8	31.8	-52.88
0.7	31.3	42.9	-37.06
0.6	41.7	55.2	-32.37
0.5	53.3	70.3	-31.89
0.4	67.4	89.9	-33.38
0.3	85.9	117.8	-37.14
0.2	112.4	166.5	-48.13
0.1	154.4	256.8	-66.32
0	259.4	357.3	-37.74

Και σε αυτή την περίπτωση, όπως και προηγουμένως, το αριθμητικό μοντέλο με διόγκωση παρουσιάζει μεγαλύτερες μετατοπίσεις οροφής όπως είναι λογικό. Η διαφοροποίηση κυμαίνεται στα ίδια επίπεδα με εκείνη για $k=1$. Για αποτόνωση 0.9 παίρνει την μέγιστη κατ' απόλυτη τιμή.

3.4.7 Πεταλοειδής διατομή με διόγκωση για $k=1$ και $k=0.75$

Το αβαρές αριθμητικό μοντέλο με πεταλοειδή διατομή είναι εκείνο το οποίο χρησιμοποιήθηκε και προστέθηκε σε αυτό η παράμετρος της διόγκωσης ($k_q= 3.3$, $\eta= 30\text{min}$ και $dt= 48\text{h}$). Τα αποτελέσματα των μετατοπίσεων της οροφής πεταλοειδούς διατομής για συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως 1 και 0.75 παρουσιάζονται ως ακολούθως.



Διάγραμμα 3.21: Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση για συντελεστές ωθήσεως 1 και 0.75.

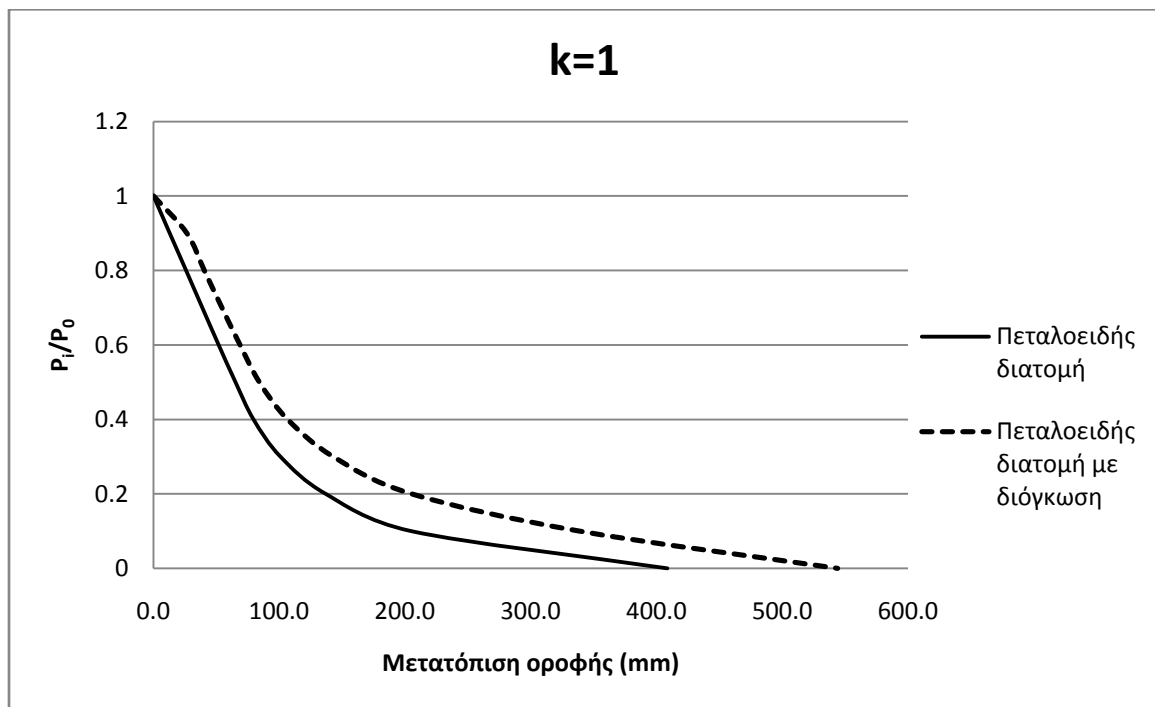
Πίνακας 3.20: Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση για συντελεστές ωθήσεως 1 και 0.75.

Πεταλοειδής διατομές με διόγκωση			
P_i/P_0	$k=1$	$k=0.75$	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.00
0.9	26.5	27.4	-3.40
0.8	40.4	42.3	-4.70
0.7	54.4	57.6	-5.88
0.6	68.8	73.6	-6.98
0.5	84.2	91.9	-9.14
0.4	106.6	114.1	-7.04
0.3	142.9	143.0	-0.07
0.2	205.2	183.2	10.72
0.1	338.7	260.1	23.21
0	544.0	374.0	31.25

Από τον πίνακα και από το διάγραμμα 3.21 παρατηρείται ότι για αποτόνωση από 0.9 έως και 0.3 οι μετατοπίσεις της οροφής για $k=1$ είναι μεγαλύτερες από εκείνες με συντελεστή $k=0.75$. Για μικρότερες τιμές της αποτόνωσης δηλαδή 0.2, 0.1 και 0 οι μετατοπίσεις της οροφής για $k=1$ γίνονται μικρότερες.

3.4.8 Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$

Κάνοντας χρήση του αβαρούς αριθμητικού μοντέλου, το οποίο κατασκευάστηκε, θα γίνει σύγκριση των μετατοπίσεων της οροφής με διόγκωση και χωρίς διόγκωση. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα καθώς και στον αντίστοιχο πίνακα.



Διάγραμμα 3.22: Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$.

Πίνακας 3.21: Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=1$.

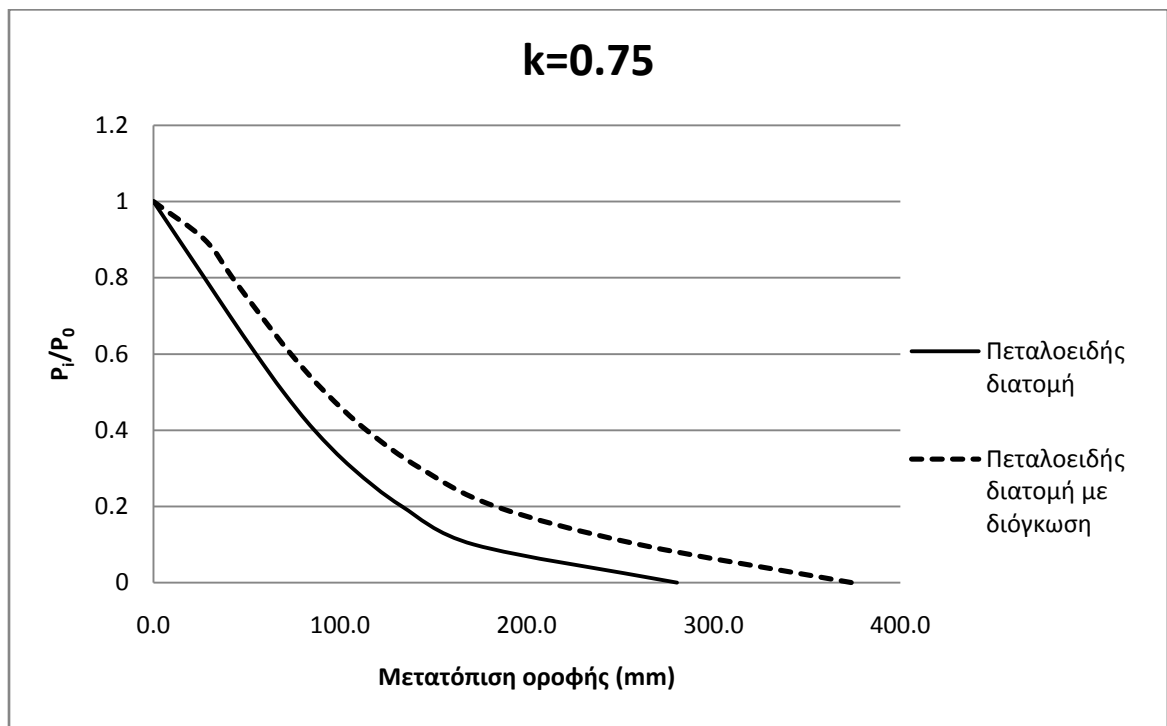
Μετατοπίσεις οροφής (mm) $k=1$			
P_i/P_0	Πεταλοειδής διατομή	Πεταλοειδής διατομή με διόγκωση	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.00
0.9	12.9	26.5	-105.43
0.8	25.9	40.4	-55.98

0.7	38.8	54.4	-40.21
0.6	51.8	68.8	-32.82
0.5	65.2	84.2	-29.14
0.4	79.5	106.6	-34.09
0.3	100.9	142.9	-41.63
0.2	136.9	205.2	-49.89
0.1	204.9	338.7	-65.30
0	408.6	544.0	-33.14

Από το ανωτέρω διάγραμμα και τον πίνακα παρατηρείται ότι το μοντέλο με διόγκωση παρουσιάζει μεγαλύτερες μετατοπίσεις καθ' όλη την διάρκεια της αποτόνωσης. Η διαφοροποίηση παίρνει πολύ μεγάλες τιμές για αποτόνωση 0.9 (105%).

3.4.9 Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$

Με τον ίδιο τρόπο όπως και στην προηγούμενη ενότητα, θα γίνει η σύγκριση του αβαρούς αριθμητικού μοντέλου με διόγκωση και χωρίς για συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ίσο με 0.75. Ακολουθώς, παρουσιάζεται το διάγραμμα με τις μετατοπίσεις της οροφής καθώς και ο αντίστοιχος πίνακας.



Διάγραμμα 3.23: Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$.

Πίνακας 3.22: Σύγκριση πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση και χωρίς για $k=0.75$.

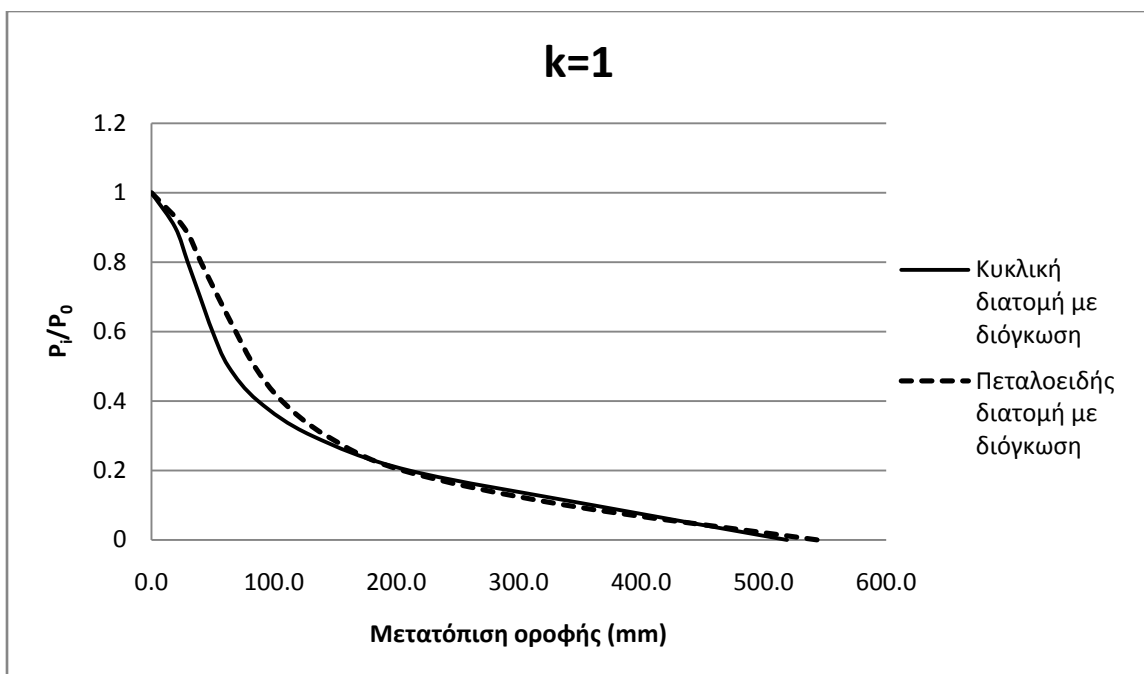
Μετατοπίσεις οροφής (mm) $k=0.75$			
P_i/P_0	Πεταλοειδής διατομή	Πεταλοειδής διατομή με διόγκωση	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.00
0.9	13.6	27.4	-101.47
0.8	27.3	42.3	-54.95
0.7	40.9	57.6	-40.83
0.6	54.9	73.6	-34.06
0.5	69.6	91.9	-32.04
0.4	86.2	114.1	-32.37
0.3	106.6	143.0	-34.15
0.2	133.1	183.2	-37.64
0.1	171.6	260.1	-51.57
0	280.4	374.0	-33.38

Όπως και στις προηγούμενες αντίστοιχες περιπτώσεις, έτσι και στην πεταλοειδή διατομή με διόγκωση, παρατηρούνται καθ' όλη την διάρκεια της αποτόνωσης μεγαλύτερες παραμορφώσεις από το μοντέλο χωρίς διόγκωση. Η διαφοροποίηση του μοντέλου χωρίς διόγκωση και με διόγκωση παίρνει τιμές από 101% για αποτόνωση 0.9 και μειώνεται στο 30% με 50% για τις υπόλοιπες τιμές της αποτόνωσης.

3.5 Σύγκριση πεταλοειδούς και κυκλικής διατομής με διόγκωση

Στην ενότητα αυτή θα γίνει η σύγκριση του αβαρούς αριθμητικού μοντέλου με διόγκωση σε κυκλική και σε πεταλοειδή διατομή (ισοδύναμων εμβαδών) για συντελεστές ουδέτερης ωθήσεως 1 και 0.75. Τα αποτελέσματα των συγκρίσεων παρουσιάζονται στα ακόλουθα διαγράμματα καθώς και στους αντίστοιχους πίνακες.

Όσον αφορά στην σύγκριση για $k=1$ έχουμε:



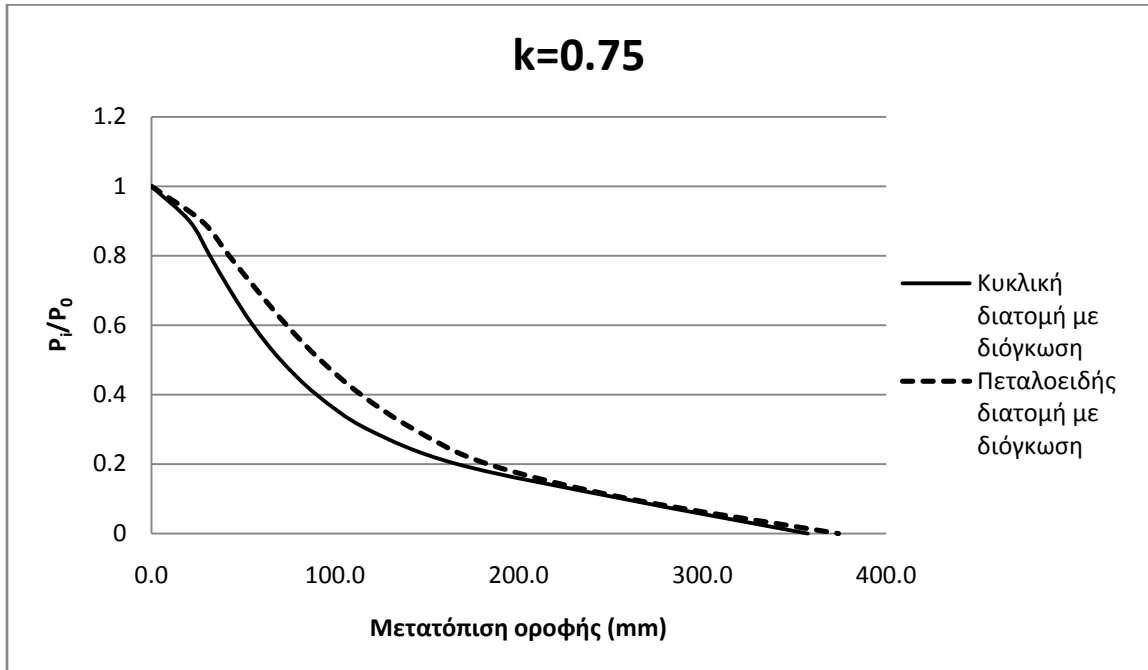
Διάγραμμα 3.24: Σύγκριση κυκλικής και πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση, k=1.

Πίνακας 3.23: Σύγκριση κυκλικής και πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση, k=1.

Μετατοπίσεις οροφής (mm) k=1				
P_i/P_0	Κυκλική διατομή με διόγκωση	Πεταλοειδής διατομή με διόγκωση	Διαφοροποίηση %	
1	0.0	0.0	0.00	
0.9	19.4	26.5	-36.60	
0.8	29.6	40.4	-36.49	
0.7	39.7	54.4	-37.03	
0.6	49.9	68.8	-37.88	
0.5	62.8	84.2	-34.08	
0.4	87.1	106.6	-22.39	
0.3	131.1	142.9	-9.00	
0.2	210.5	205.2	2.52	
0.1	360.7	338.7	6.10	
0	519.0	544.0	-4.82	

Από το διάγραμμα παρατηρούμε ότι η καμπύλη της πεταλοειδούς διατομής για αποτόνωση μέχρι 0.3 βρίσκεται λίγο πιο δεξιά από αυτή της κυκλικής διατομής. Αυτό σημαίνει, ότι η πεταλοειδής διατομή εμφανίζει μεγαλύτερες παραμορφώσεις στην οροφή της σήραγγας σε αυτή την περιοχή. Για τιμές της αποτόνωσης μέχρι και 0.1, η κυκλική διατομή παρουσιάζει μεγαλύτερες μετατοπίσεις της οροφής. Στην φάση, όμως, της εκσκαφής η πεταλοειδής διατομή έχει και πάλι τις μεγαλύτερες συγκλίσεις στην οροφή.

Όσον αφορά την σύγκριση για $k=0.75$ έχουμε:



Διάγραμμα 3.25: Σύγκριση κυκλικής και πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση, $k=0.75$.

Πίνακας 3.24: Σύγκριση κυκλικής και πεταλοειδούς διατομής με διόγκωση, $k=0.75$.

Μετατοπίσεις οροφής (mm) $k=0.75$			
P_i/P_0	Κυκλική διατομή με διόγκωση	Πεταλοειδής διατομή με διόγκωση	Διαφοροποίηση %
1	0.0	0.0	0.00
0.9	20.7	27.4	-32.37
0.8	31.8	42.3	-33.02
0.7	42.9	57.6	-34.27
0.6	55.2	73.6	-33.33
0.5	70.3	91.9	-30.73
0.4	89.9	114.1	-26.92
0.3	117.8	143.0	-21.39
0.2	166.5	183.2	-10.03
0.1	256.8	260.1	-1.29
0	357.3	374.0	-4.67

Σε αυτή την περίπτωση οι μετατοπίσεις της οροφής της πεταλοειδούς διατομής είναι μεγαλύτερες καθ' όλη την διάρκεια της αποτόνωσης όπως παρουσιάζεται και στο διάγραμμα 3.23.

3.6 Συμπεράσματα

- Ανεξαρτήτως διατομής παρατηρείται ότι όσο μειώνεται το k , μέχρι ένα βαθμό αποτόνωσης σε κάθε περίπτωση διαφορετικό, παρουσιάζονται μεγαλύτερες μετατοπίσεις στην οροφή. Από το βαθμό αυτό της αποτόνωσης και μέχρι την εκσκαφή η κατάσταση αντιστρέφεται.
- Ακόμα, όσο μειώνεται ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως τόσο περισσότερο αυξάνεται στην καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης το ελαστικό της τμήμα.
- Οι μετατοπίσεις δαπέδου της πεταλοειδούς διατομής είναι για κάθε τιμή του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως μεγαλύτερες από εκείνες της οροφής. Αυτό οφείλεται στο σχήμα της διατομής και τις κατανομές των τάσεων γύρω από αυτή. Συγκεκριμένα, κατά την φάση εκσκαφής, οι μετατοπίσεις του δαπέδου παρουσιάζονται αυξημένες από 3% έως 11% (πίνακας 3.25).
- Στην σύγκριση των μετατοπίσεων οροφής πεταλοειδούς και κυκλικής διατομής παρατηρείται ότι η πεταλοειδής διατομή παρουσιάζει μεγαλύτερες μετατοπίσεις. Η ποσοστιαία αύξηση, κατά την φάση της εκσκαφής, κυμαίνεται από 2% έως 11%. Επίσης φαίνεται, ότι όσο ο συντελεστής k αυξάνεται τόσο η διαφοροποίηση στις μετατοπίσεις των δυο διατομών μειώνεται (πίνακας 3.26).
- Στην διόγκωση παρατηρήθηκε, ότι οι παράμετροι οι οποίες επηρεάζουν την εξέλιξη του φαινομένου είναι ο λόγος η/dt και ο αδιάστατος συντελεστής k_q . Ο λόγος η/dt θα πρέπει να είναι από 1/50 και μικρότερος για να μπορέσει το φαινόμενο να εξελιχθεί. Ο συντελεστής k_q υπολογίζεται πειραματικά και όσο μεγαλύτερος είναι τόσο μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρουσιάζονται.
- Στην σύγκριση των μετατοπίσεων της οροφής της κυκλικής με την πεταλοειδή διατομή με διόγκωση στο στάδιο της εκσκαφής παρατηρείται πως η πεταλοειδής διατομή παρουσιάζει μεγαλύτερες μετατοπίσεις κατά 4.5% από την κυκλική.
- Συγκρίνοντας τις δυο διατομές, πεταλοειδή και κυκλική, μπορεί κανείς να καταλάβει πως η κυκλική διατομή είναι μια καλύτερη διατομή η οποία παρουσιάζει μικρότερες μετατοπίσεις στην οροφή σε κάθε περίπτωση. Επίσης, η κυκλική διατομή παρουσιάζει τις ίδιες μετατοπίσεις στην οροφή και στο πάτωμα, που σε σύγκριση με εκείνες της πεταλοειδούς είναι κατά πολύ μικρότερες.

Πίνακας 3.25: Μετατοπίσεις οροφής και δαπέδου πεταλοειδούς διατομής κατά την φάση εκσκαφής.

Πεταλοειδής Διατομή			
	Μετατοπίσεις οροφής (mm)	Μετατοπίσεις δαπέδου (mm)	Ποσοστιαία αύξηση %
k=1.8	1102	1138	3
k=1.6	906.1	929	3
k=1.4	715.7	744.6	4
k=1.2	549.2	586.9	7
k=1.0	408.6	446.9	9
k=0.8	292	323.6	11
k=0.6	264	277.7	5

k=0.4	276.2	282.4	2
k=0.2	255.9	267.9	5

Πίνακας 3.26: Σύγκριση μετατοπίσεων οροφής κυκλικής και πεταλοειδούς διατομής κατά την φάση εκσκαφής.

Μετατοπίσεις οροφής			
	Κυκλική διατομή	Πεταλοειδής διατομή	Ποσοστιαία αύξηση %
k=1.8	1069	1102	3
k=1.6	891	906	2
k=1.4	701	716	2
k=1.2	528	549	4
k=1	384	409	6
k=0.8	276	292	6
k=0.6	239	264	11
k=0.4	248	276	11
k=0.2	230	256	11

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: Διερεύνηση απαιτούμενης υποστήριξης

Στο παρόν κεφάλαιο, επιχειρείται ο προσδιορισμός των απαιτούμενων μέτρων υποστήριξης για την βραχομάζα, η συμπεριφορά της οποίας μελετήθηκε στα προηγούμενα κεφάλαια μέσω της καμπύλης σύγκλισης αποτόνωσης. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιούνται δύο μέθοδοι οι οποίες είναι:

- Αναλυτικά (μέθοδος ακαμψιών)
- Υπολογιστικά (πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sofistik)

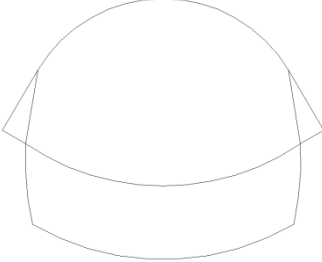
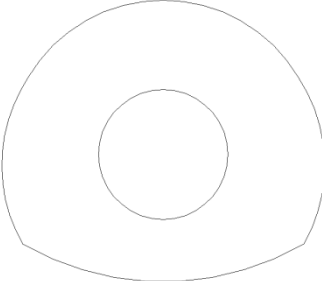
Για την αποφυγή της χρήσης υπερβολικά βαριάς υποστήριξης πραγματοποιήθηκε διερεύνηση του σχήματος της διατομής. Οι γεωμετρίες των δύο φάσεων εκσκαφής που εξετάστηκαν παρουσιάζονται στον πίνακα 4.1. Όσον αφορά στα εμβαδά της τελικής διατομής οι γεωμετρίες Γ1 έως Γ3 έχουν 154 m^2 και οι κυκλικές 184 m^2 .

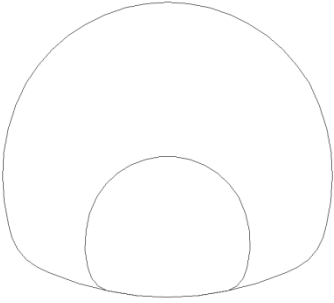
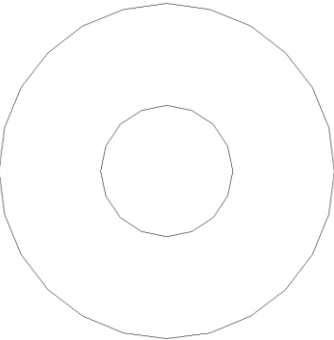
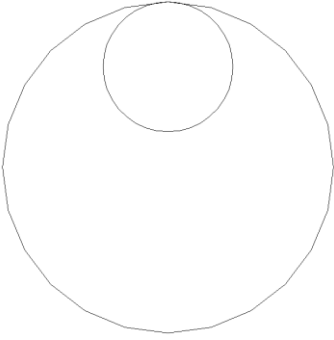
Για τη διερεύνηση των μέτρων υποστήριξης σε συνδυασμό με την γεωμετρία εκσκαφής και την παράμετρο της διόγκωσης, όπως αυτή εξετάστηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο, χρησιμοποιήθηκαν 12 διαφορετικές διατομές προσωρινής υποστήριξης. Οι εν λόγω κατηγορίες υποστήριξης παρουσιάζονται στον πίνακα 4.2. Για τον υπολογισμό των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, πραγματοποιήθηκε έλεγχος στις διατομές του πίνακα 4.1. Η διαδικασία περιέλαβε δύο βήματα:

A. Αρχικός προσδιορισμός απαιτούμενης υποστήριξης με χρήση της μεθόδου των ακαμψιών για κυκλική ισεμβαδική με την πεταλοειδή σήραγγα.

B. Έλεγχος και κατάλληλες τροποποιήσεις με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Πίνακας 4.1: Διατομές προς διερεύνηση.

Γ1 2 φάσεις εκσκαφής A φάση (άνω ημιδιατομή) B φάση (κάτω ημιδιατομή)	
Γ2 2 φάσεις εκσκαφής A φάση (κυκλική διατομή) B φάση (διεύρυνση κυκλικής διατομής)	

<p>Γ3</p> <p>2 φάσεις εκσκαφής A φάση (εσωτερική πεταλοειδής διατομή) B φάση (διεύρυνση πεταλοειδούς διατομής)</p>	
<p>Γ4</p> <p>2 φάσεις εκσκαφής A φάση (εσωτερική κυκλική διατομή) B φάση (διεύρυνση εσωτερικής κυκλικής διατομής)</p>	
<p>Γ5</p> <p>2 φάσεις εκσκαφής A φάση (εσωτερική κυκλική διατομή) B φάση (διεύρυνση εσωτερικής κυκλικής διατομής)</p>	

Πίνακας 4.2: Μέτρα προσωρινής υποστήριξης που διερευνήθηκαν.

	Δοκοί προπορείας	Αγκύρια	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Πλαίσια
Υ1	-	9m, Φ25 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	35cm (C35/45 EC 2)	HEB 200 (S360)
Υ2	Φ114.3/t=6.3mm (S360)	9m, Φ25 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	35cm (C35/45 EC 2)	HEB 200 (S360)

Y3	Φ114.3/t=6.3mm (S360)	9m, Φ25 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	50cm (C35/45 EC 2)	HEB 200 (S360)
Y4	-	-	15cm (C35/45 EC 2)	HEB 100 (S360)
Y5	-	9m, Φ25 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	50cm (C35/45 EC 2)	HEB 200 (S360)
Y6	-	-	20cm (C35/45 EC 2)	HEB 100 (S360)
Y7	-	-	20cm (C32/40 BS EN 206- 1:2000)	-
Y8	-	9m, Φ25 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	40cm (C32/40 BS EN 206- 1:2000)	HEB 160 (S360)
Y9	-	9m, Φ25 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	45cm (C32/40 BS EN 206- 1:2000)	HEB 160 (S360)
Y10	-	-	40cm (C35/45 EC 2)	HEB 180 (S360)
Y11	-	9m, Φ28 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	60cm (C35/45 EC 2)	HEB 200 (S360)
Y12	-	-	25cm (C32/40 BS EN 206- 1:2000)	-
Y13	-	9m, Φ30 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	60cm (C32/40 BS EN 206- 1:2000)	HEB 160 (S360)
Y14	-	9m, Φ30 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	60cm (C32/40 BS EN 206- 1:2000)	HEB 180 (S360)
Y15	Φ114.3/t=6.3mm (S360)	9m, Φ30 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	60cm (C35/45 EC 2)	HEB 200 (S360)
Y16	Φ114.3/t=6.3mm (S360)	9m, Φ30 (S500) σε κάναβο 1.5m x 1m	70cm (C35/45 EC 2)	HEB 200 (S360)

4.1 Υπολογισμός πίεσης υποστήριξης αναλυτικά

Στην ενότητα αυτή πραγματοποιείται αρχική εκτίμηση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης βάσει ισεμβαδικής κυκλικής σήραγγας διαμέτρου 14m (D= 14m). Τα μέτρα υποστήριξης που υπολογίζονται με την μέθοδο αυτή, θα χρησιμοποιηθούν στο

πρόγραμμα των πεπερασμένων στοιχείων για την διατομή Γ1. Εάν τα αποτελέσματα δεν είναι τα επιθυμητά, τότε θα προταθούν νέα.

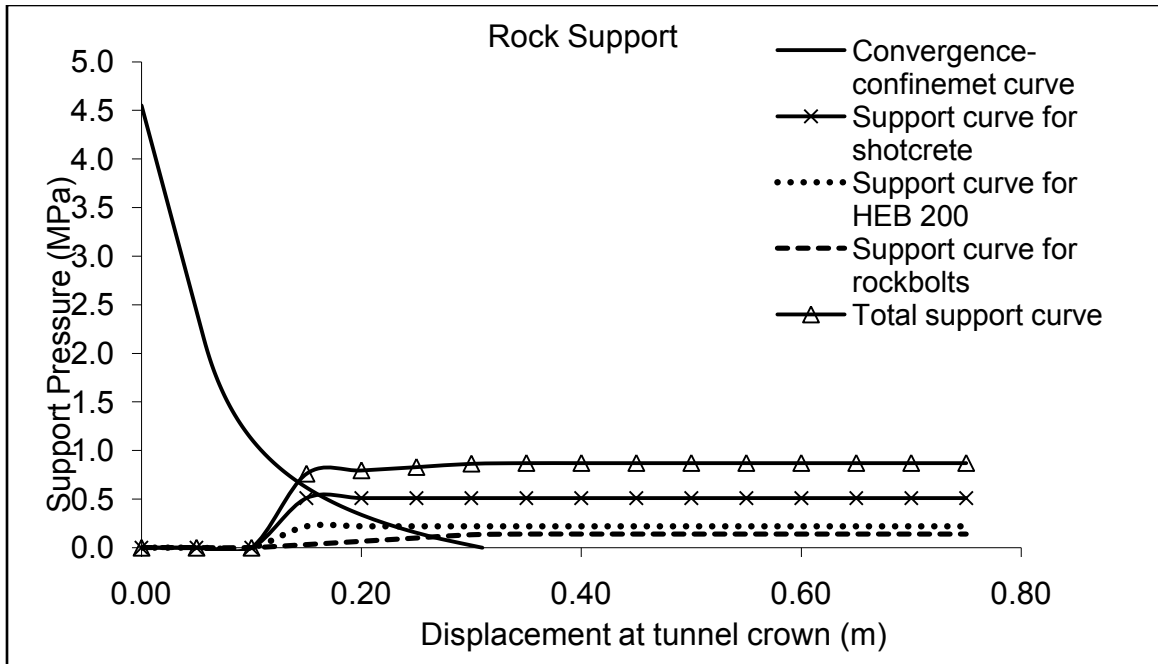
Λαμβάνοντας ως δεδομένη την αρχή της επαλληλίας για τους διάφορους τύπους υποστήριξης, είναι δυνατή η πρόβλεψη της συμπεριφοράς της συνδυασμένης δράσης τους. Μια εικόνα της αλληλεπίδρασης βραχόμαζας και συστήματος υποστήριξης αποκτάται, όταν οι αντίστοιχες καμπύλες σχεδιασθούν στο διάγραμμα της Καμπύλης σύγκλισης αποτόνωσης. Στην περίπτωση που η καμπύλη υποστήριξης τέμνει την καμπύλη της βραχόμαζας συνεπάγεται ότι από το σημείο αυτό και μετά η υποστήριξη λειτουργεί παρέχοντας μια πίεση στη βραχομάζα. Η ανυπαρξία του σημείου τομής των καμπυλών υποδηλώνει ανεπάρκεια των μέτρων υποστήριξης. Με την εφαρμογή των σχέσεων 1.16 έως και 1.21 της ενότητας 1.7 του κεφαλαίου 1 έγινε η επιλογή των παρακάτω μέτρων προσωρινής υποστήριξης του Πίνακα 4.3.

Πίνακας 4.3: Μέτρα υποστήριξης που προκύπτουν από την μέθοδο των ακαμψιών (κυκλική σήραγγα διαμέτρου 14m).

- Βήμα προχώρησης 1m
- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 35cm
- Αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ25
- Πλαίσια HEB 200 από χάλυβα S 360

Τα μέτρα υποστήριξης τα οποία υπολογίστηκαν με την μέθοδο αυτή, είναι ένας χονδρικός υπολογισμός για μια ισεμβαδική κυκλική σήραγγα, με μοναδικό σκοπό να σχηματιστεί μια εικόνα για τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης τα οποία θα χρειαστεί η πεταλοειδής διατομή.

Η καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης σε συνδυασμό με την πίεση που δίνουν το κάθε μέτρο υποστήριξης χωριστά καθώς επίσης και στο σύνολό τους παρουσιάζονται στο διάγραμμα 4.1.



Διάγραμμα 4.1: Πίεση υποστήριξης προσωρινών μέτρων του Πίνακα 4.3.

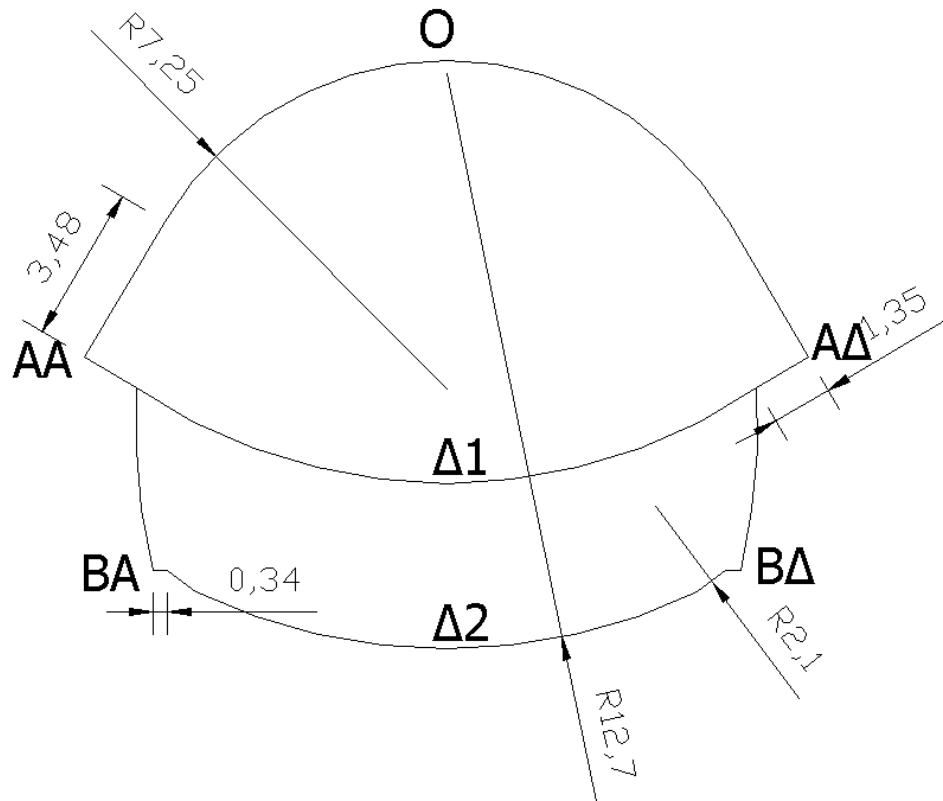
Από το διάγραμμα παρατηρείται ότι η συνολική πίεση της υποστήριξης είναι ικανή να παραλάβει τα φορτία και να μην αστοχήσει. Επίσης διαπιστώνουμε πως η πίεση που δίνει το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι μεγαλύτερη συγκριτικά με την πίεση του πλαισίου και των αγκυρών χωριστά.

4.2 Υπολογισμός πίεσης υποστήριξης αριθμητικών μοντέλων

Στην ενότητα αυτή, θα γίνει προσδιορισμός των απαιτούμενων μέτρων υποστήριξης των διατομών που παρουσιάζονται στον πίνακα 4.1 με την βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik. Οι κατηγορίες υποστήριξης που εξετάστηκαν παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στον πίνακα 4.2.

4.2.1 Διατομή Γ1 με υποστήριξη Υ1, Υ2 και Υ3

Στην πεταλοειδή διατομή, η οποία παρουσιάζεται στο σχήμα 4.2, η εκσκαφή θα πραγματοποιηθεί σε δύο φάσεις, την Α φάση (Top heading) και Β φάση (Bench). Η εκσκαφή σε όλο το μέτωπο της διατομής, μπορεί να εξετασθεί θεωρητικά ωστόσο, η κατασκευή θα ήταν ανέφικτη λόγω των διαστάσεων της σήραγγας καθώς και των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών του πετρώματος. Το πρόβλημα το οποίο παρουσιάζεται στην ολομέτωπη εκσκαφή, είναι η ευστάθεια του μετώπου και κατ' επέκταση όλης της σήραγγας. Για τον λόγο αυτό, εξετάζεται μόνον η εκσκαφή σε δύο φάσεις.



Σχήμα 4.2: Πεταλοειδής διατομή.

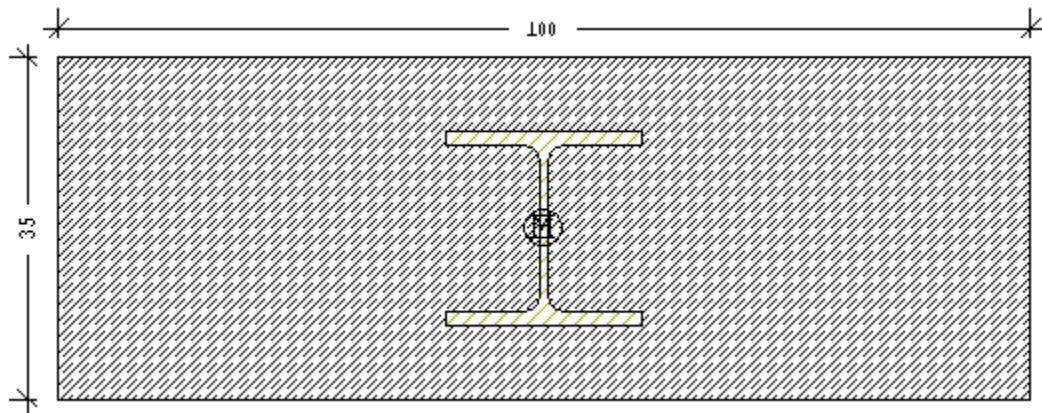
Το έδαφος που περιβάλλει την σήραγγα, προσομοιώνεται με διδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία και η επένδυση της σήραγγας προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού (ελαστικά στοιχεία). Η ανάλυση γίνεται με την παρακολούθηση των διαδοχικών σταδίων εκσκαφής και υποστήριξης της σήραγγας τα οποία είναι:

- Αρχική κατάσταση του εδάφους (δηλαδή πριν την διάνοιξη της σήραγγας). Υπολογίζονται οι γεωστατικές τάσεις.
- Χαλάρωση της άνω ημιδιατομής $P_i/P_0 = 0.325$ (FACS= 0.0001, FACP= FACL= 0.325, FACD= 1).
- Χαλάρωση της άνω ημιδιατομής $P_i/P_0 = 0.218$ (FACS=0.0001, FACP=FACL= $0.218/0.325 = 0.6707$, FACD= 1) και υποστήριξη Α φάσης (FACS= 0.25, FACL= FACP=FACD= 1).
- Χαλάρωση της άνω ημιδιατομής $P_i/P_0 = 0.186$ (FACS=0.0001, FACP=FACL= $0.186/0.218 = 0.8532$, FACD= 1) και υποστήριξη Α φάσης (FACS= 0.5, FACL= FACP=FACD= 1).
- Εκσκαφή και πλήρης υποστήριξη

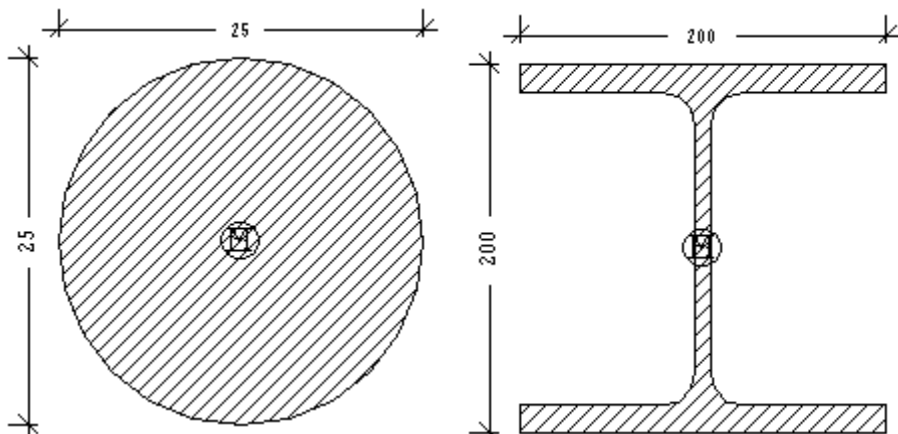
Η διαδικασία αυτή ακολουθείται στο top heading και στο bench με βήμα προχώρησης 1m (top heading) και 2m (bench) αντίστοιχα.

Με την χρήση του προγράμματος των πεπερασμένων στοιχείων Sofistik, καθώς και των μέτρων υποστήριξης Υ1, θα ελεγχθεί αν τελικά τα μέτρα αυτά επαρκούν ή όχι. Τα μέτρα υποστήριξης, όπως αναφέρθηκαν και στην ενότητα 4.1 είναι:

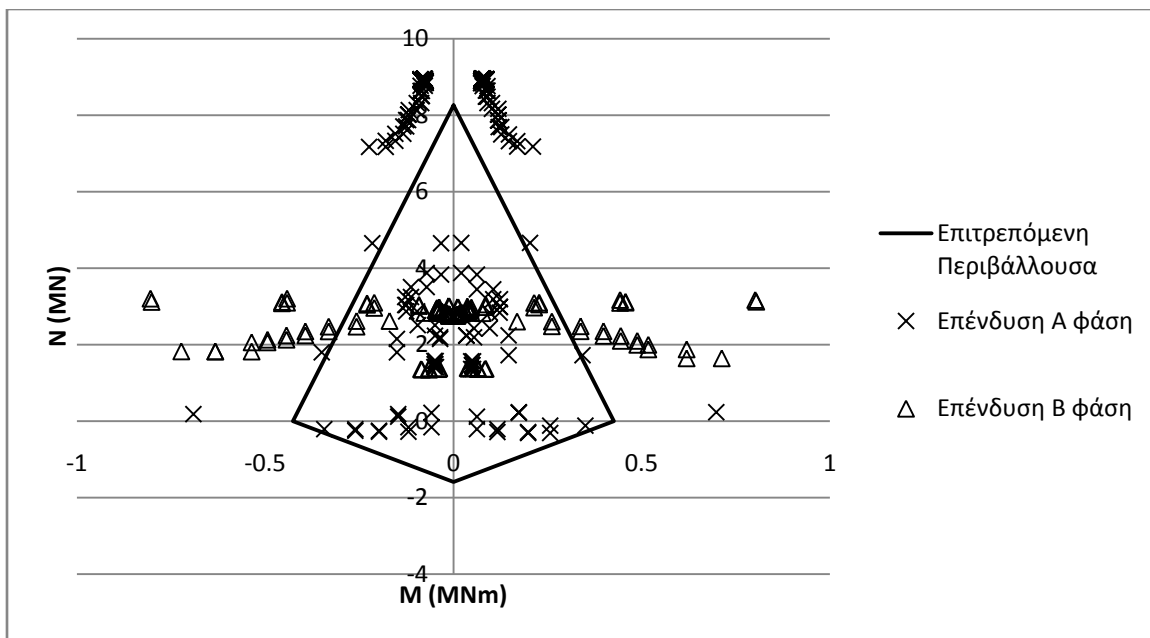
- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 35cm (σχήμα 4.3)
- Αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ25 (τα αγκύρια στο elephantfoot τοποθετήθηκαν σε απόσταση μικρότερη από 1m)
- Πλαίσια HEB 200 από χάλυβα S 360 (σχήμα 4.4).



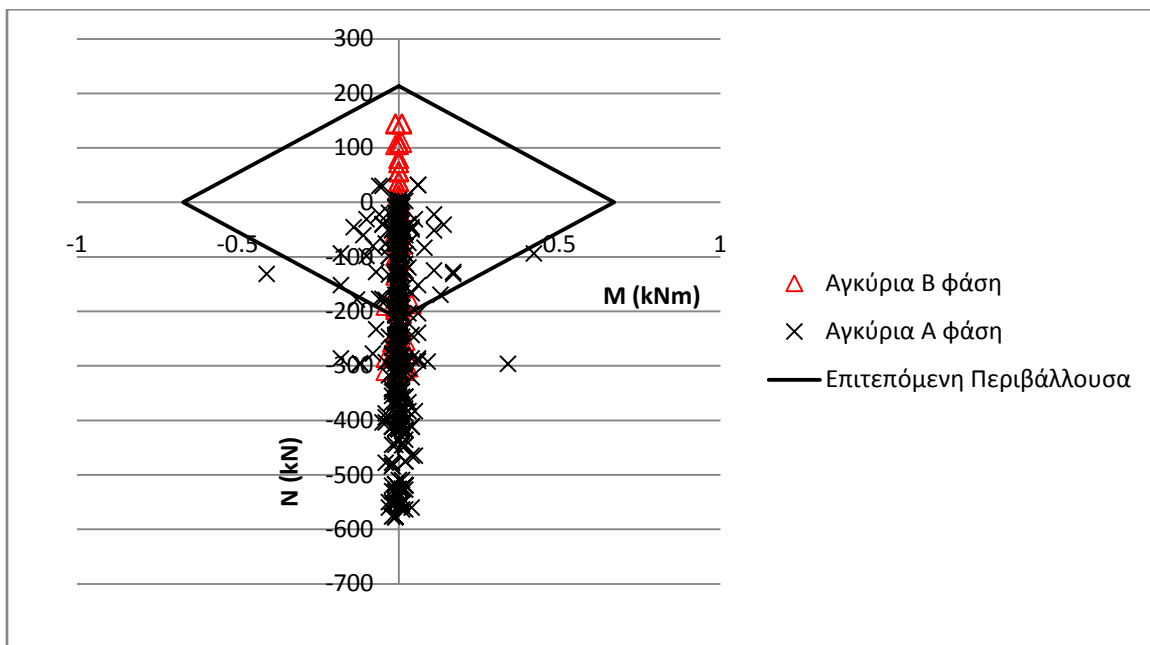
Σχήμα 4.3: Διατομή προσωρινής επένδυσης A και B φάση (HEB 200 και σκυρόδεμα 35cm).



Σχήμα 4.4: Διατομή αγκυρίων και HEB 200 (mm).



Διάγραμμα 4.2: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στη σύμμεικτη διατομή ΗΕΒ 200 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 35cm (κατηγορία Υ1, πίνακας 4.2).



Διάγραμμα 4.3: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης (κατηγορία Υ1, πίνακας 4.2).

Από τα διαγράμματα 4.2 και 4.3, καθίσταται σαφές ότι η υποστήριξη αστοχεί. Αυτό σημαίνει πως τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης θα πρέπει να αυξηθούν. Επιπροσθέτως, έπειτα από λεπτομερή εξέταση των δοκών που αστοχούν, βρέθηκε ότι υπόκεινται περισσότερο σε θλίψη αυτοί οι οποίοι βρίσκονται στην οροφή της διατομής (αναφερόμενος στην σύμμεικτη διατομή ΗΕΒ 200 και σκυρόδεμα). Σύμφωνα με τα

ανωτέρω, σε επόμενο βήμα, θα προστεθούν στο ήδη υπάρχον μοντέλο δοκοί προπορείας.

Οι δοκοί προπορείας προσομοιώνονται με μια λωρίδα πάχους 1m πάνω από την σήραγγα, η οποία έχει βελτιωμένα χαρακτηριστικά σε σχέση με την αρχική κατάσταση της βραχομάζας. Τα αυξημένα αυτά χαρακτηριστικά οφείλονται στην παρουσία των δοκών καθώς και του τσιμεντενέματος το οποίο χρησιμοποιείται. Η μεθοδολογία η οποία ακολουθήθηκε για την αύξηση των γεωτεχνικών παραμέτρων της λωρίδας αυτής, προτάθηκε από τον E. Hoek το 1999.

Οι δοκοί οι οποίοι χρησιμοποιήθηκαν έχουν διάμετρο $\Phi 114.3\text{mm}$ και πάχος $t=6.3\text{mm}$. Τα νέα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά της λωρίδας αυτής (c , E , σ_{cm}) υπολογίζονται με βάση το ποσοστό συμμετοχής τους στην βελτιωμένη περιοχή και είναι:

Πίνακας 4.4: Βελτιωμένα γεωτεχνικά χαρακτηριστικά λόγω δοκών προπορείας.

	Εμβαδόν (m^2)	Ποσοστά	σ_c (MPa)	E (GPa)
Βραχομάζα	15.41855	0.970941998	1.45	0.4
Δοκοί	0.04941	0.003111463	240	210
Ένεμα	0.4120308	0.025946539	30	20
Συνολικό	15.8799908	1	2.933013	1.560715

$$\phi = 26^\circ \rightarrow K = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = 2.561068$$

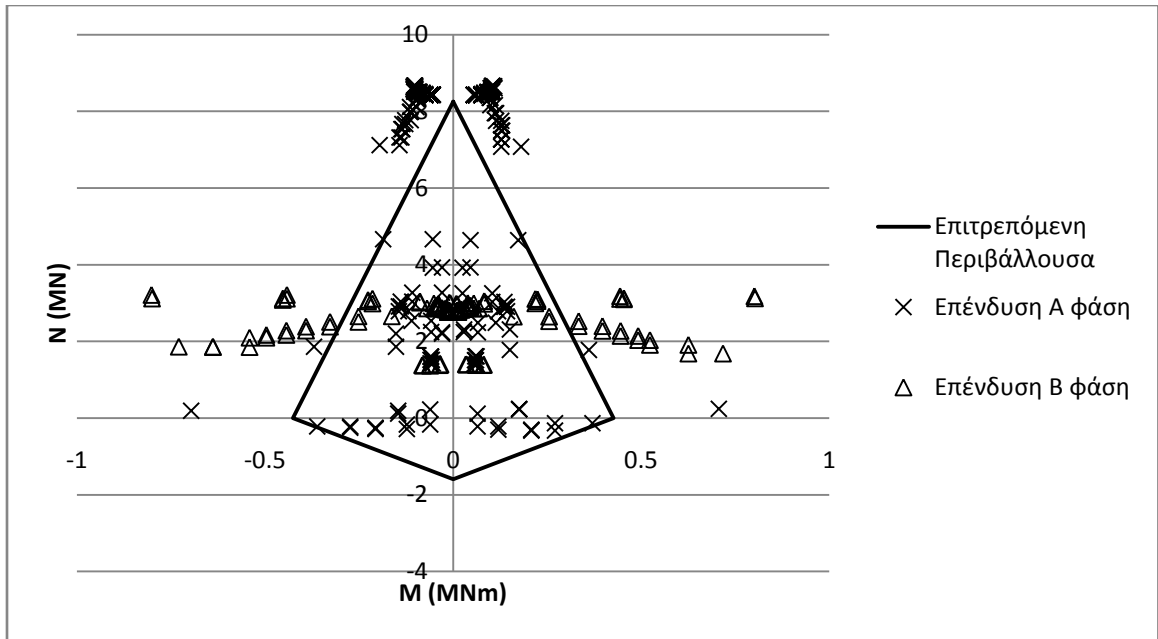
$$\sigma_{cm} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K} \leftrightarrow c = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{K}}$$

$$c = \frac{2.933}{2\sqrt{2.5610}} = 1.173\text{MPa}$$

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, τα μηχανικά χαρακτηριστικά της ζώνης με τις δοκούς προπορείας λαμβάνονται ως:

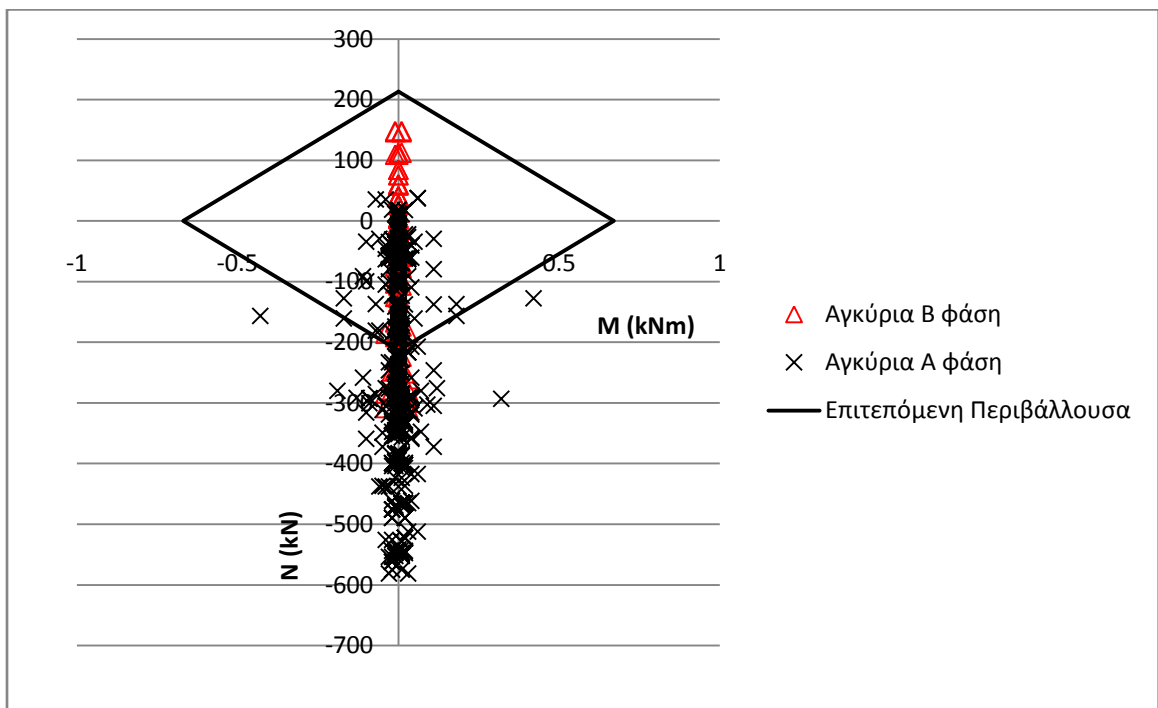
- $\sigma_{cm} = 2.93\text{MPa}$
- $E = 1.56\text{GPa}$
- $\phi = 26^\circ$
- $C = 1.173\text{MPa}$

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων με την προσθήκη δοκών προπορείας παρουσιάζονται ως ακολούθως (κατηγορία υποστήριξης Y2, πίνακας 4.2):



Διάγραμμα 4.4: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στη σύμμικτη διατομή ΗΕΒ 200 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 35cm (κατηγορία Υ2, πίνακας 4.2).

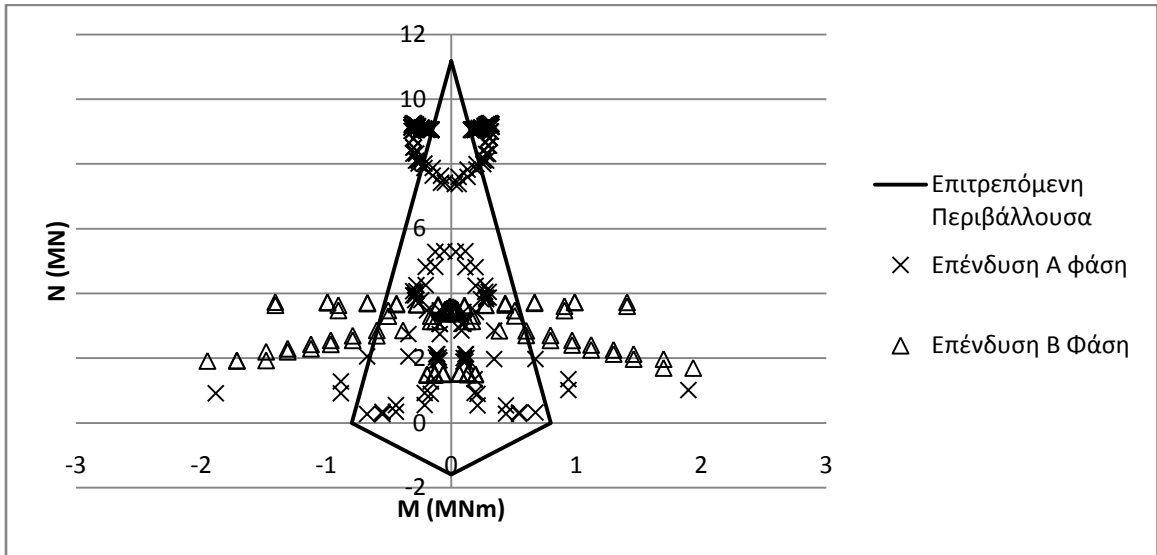
Από το διάγραμμα 4.4 σε σύγκριση με το 4.2 μπορεί να παρατηρηθεί πως με την προσθήκη των δοκών προπορείας μειώθηκαν οι τιμές των αξονικών δυνάμεων στις δοκούς που βρίσκονται στην οροφή όχι όμως σε επιτρεπτά επίπεδα για να θεωρηθούν τα μέτρα υποστήριξης ικανοποιητικά.



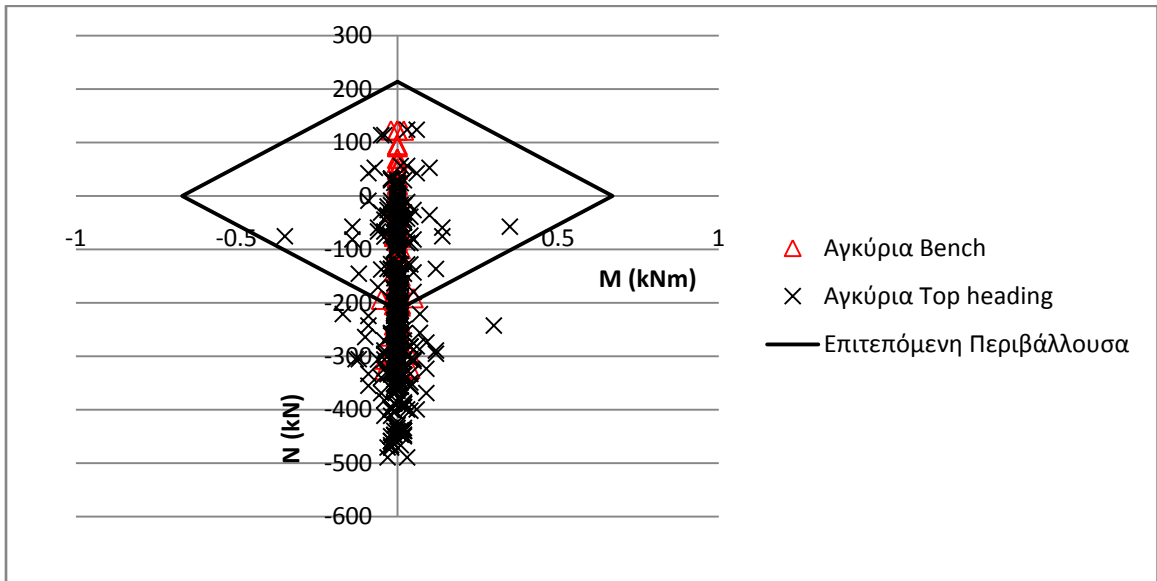
Διάγραμμα 4.5: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης.

Όσον αφορά στα αγκύρια, δεν παρατηρείται κάποια βελτίωση της κατάστασής τους, λόγω του ότι αυτά που υπόκεινται στον εφελκυσμό, βρίσκονται στις παρειές και όχι στην οροφή, όπου βελτιώθηκε εν μέρει η κατάσταση με τις δοκούς προτοπρείας.

Συμπερασματικά, όπως προκύπτει από τα διαγράμματα 4.4, 4.5, και σε αυτή την περίπτωση τα μέτρα υποστήριξης δεν επαρκούν. Έτσι λοιπόν θα αυξηθεί το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος από 35cm σε 50cm. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα ακόλουθα διαγράμματα (κατηγορία υποστήριξης Υ3, πίνακας 4.2).



Διάγραμμα 4.6: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στη σύμμεικτη διατομή ΗΕΒ 200 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 50cm (κατηγορία Υ3, πίνακας 4.2).



Διάγραμμα 4.7: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης.

Από το διάγραμμα 4.6 παρατηρείται, ότι όσο αυξάνονται τα μέτρα υποστήριξης (πάχος σκυροδέματος εν προκειμένω), η σύμμεικτη διατομή (σκυρόδεμα και πλαίσιο) που βρίσκεται στην οροφή της σήραγγας δεν αστοχεί και αναλαμβάνει μεγαλύτερες δυνάμεις. Οι δοκοί οι οποίοι βρίσκονται στις παρειές, φορτίζονται με μεγάλες ροπές και τελικά αστοχούν λόγω κάμψης. Όσον αφορά στα αγκύρια, παρατηρείται γενικά μια μικρή μείωση των αξονικών δυνάμεων σε σχέση με την προηγούμενη περίπτωση, όμως και εδώ τα μέτρα υποστήριξης δεν επαρκούν.

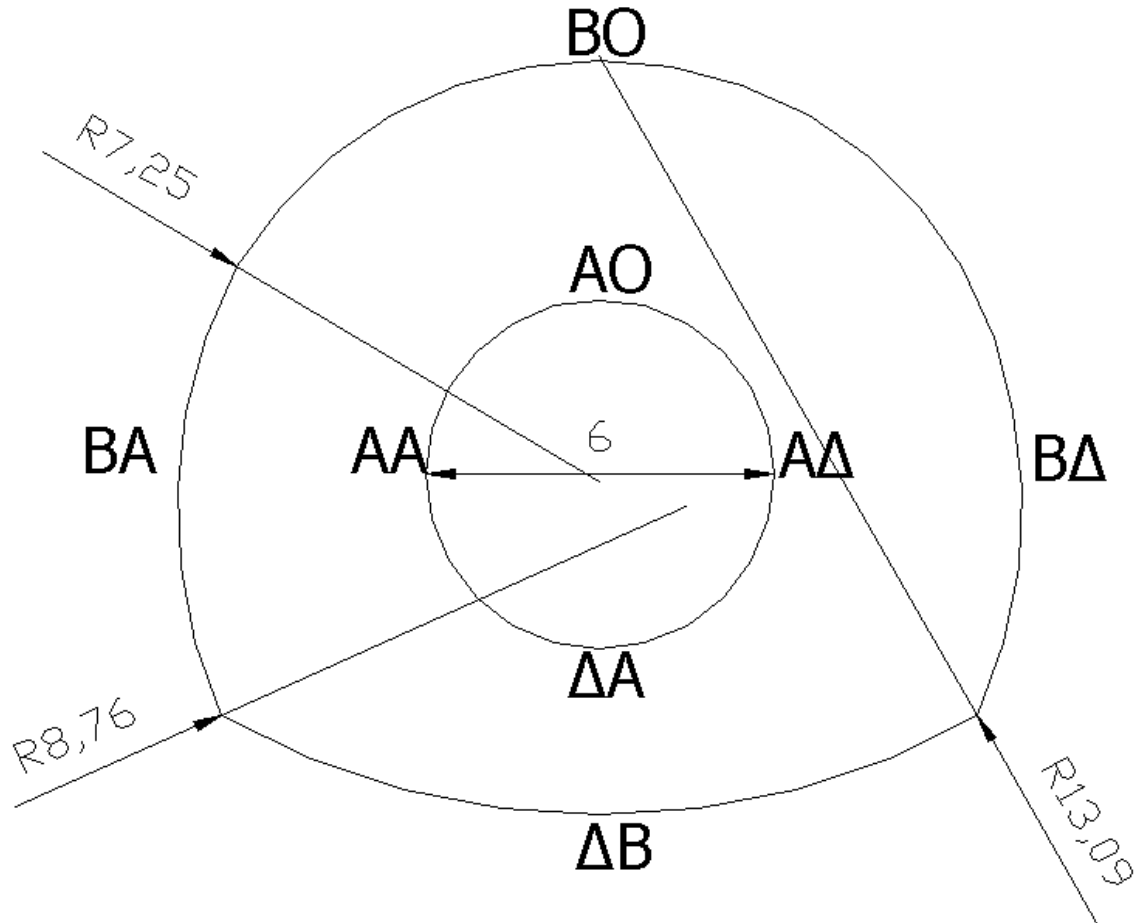
Από δοκιμές που έγιναν με πιο ισχυρά μέτρα υποστήριξης (κατηγορία υποστήριξης Y15, Y16), καταλήγουμε στο ότι τα αγκύρια τα οποία βρίσκονται στις παρειές αστοχούν λόγω εφελκυσμού, ενώ τα πλαίσια μαζί με το σκυρόδεμα αστοχούν σε κάμψη (στην περιοχή του elephantfoot). Οι μετατοπίσεις και οι δυνάμεις που παρουσιάζονται στην οροφή, στο δάπεδο, και στις παρειές της Α και Β φάσης (βλέπε σχήμα 4.2) παρουσιάζονται στον πίνακα 4.5.

Πίνακας 4.5: Μετατοπίσεις και δυνάμεις στην διατομή Γ1 (50 cm εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και HEB200).

A φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
O	3.2	132.9	4441	-18	-37
AA=AD	-42.3	100.2	1090	766	331
DA	3.3	-161.9	5281	26	73
B φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
O	5.8	139.4	9052	-12	162
AA=AD	78.2	22.3	2058	962	343
BA=BD	103.6	-120.3	3729	-1574	-987
DB	6.1	-198.9	3388	0.8	-28

4.2.2 Διατομή Γ2 με υποστήριξη Y4 και Y5

Σε αυτή την ενότητα θα διερευνηθεί η διατομή Γ2, όπου η εκσκαφή γίνεται σε δύο φάσεις. Στην Α φάση, εκσκάπτεται η κυκλική εσωτερική σήραγγα διαμέτρου 6m και επενδύεται προσωρινά. Στην συνέχεια με νέο μέτωπο τον δακτύλιο ο οποίος δημιουργήθηκε γίνεται η εκσκαφή και η επένδυση της Β φάσης. Η πεταλοειδής διατομή Γ1 διαμορφώθηκε κατάλληλα στην περιοχή του ελεφαντοπόδαρου, ώστε να μειωθούν οι ροπές κάμψης και έτσι προέκυψε η διατομή Γ2 (σχήμα 4.5).



Σχήμα 4.5: Διατομή Γ2.

Τα διαδοχικά στάδια εκσκαφής και υποστήριξης είναι:

- Αρχική κατάσταση του εδάφους (δηλαδή πριν την διάνοιξη της σήραγγας). Υπολογίζονται οι γεωστατικές τάσεις.
- Χαλάρωση της κυκλικής διατομής $P_i/P_0 = 0.3$ ($FACS = 0.0001$, $FACP = FACL = 0.3$, $FACD = 1$).
- Χαλάρωση της κυκλικής διατομής $P_i/P_0 = 0.2$ ($FACS = 0.0001$, $FACP = FACL = 0.2/0.3 = 0.6667$, $FACD = 1$) και υποστήριξη Α φάσης ($FACS = 0.25$, $FACL = FACP = FACD = 1$).
- Χαλάρωση κυκλικής διατομής $P_i/P_0 = 0.175$ ($FACS = 0.0001$, $FACP = FACL = 0.175/0.2 = 0.8750$, $FACD = 1$) και υποστήριξη Α φάσης ($FACS = 0.5$, $FACL = FACP = FACD = 1$).
- Εκσκαφή και πλήρης υποστήριξη

Η διαδικασία αυτή, ακολουθείται στην Α και Β φάση με βήμα προχώρησης 1m. Τα μέτρα υποστήριξης τα οποία εφαρμόστηκαν σε αυτή την διατομή είναι (κατηγορία υποστήριξης Υ4 και Υ5, πίνακας 4.2):

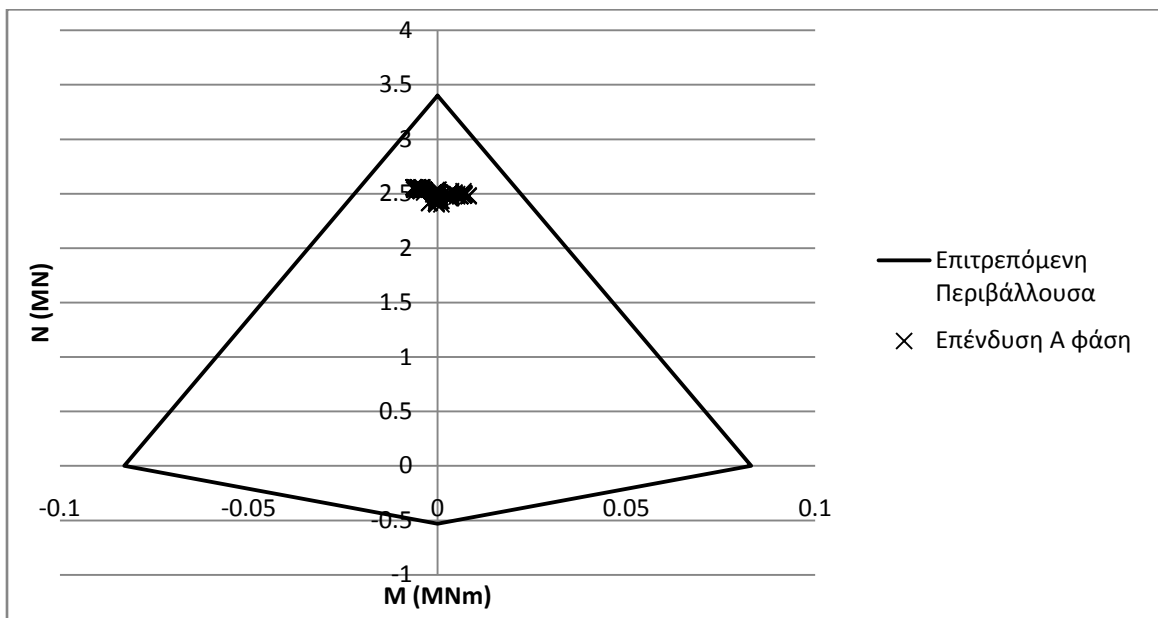
A φάση (Κυκλική διατομή)

- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 15cm
- Πλαίσια HEB 100 από χάλυβα S 360

B φάση (τελική εκσκαφή)

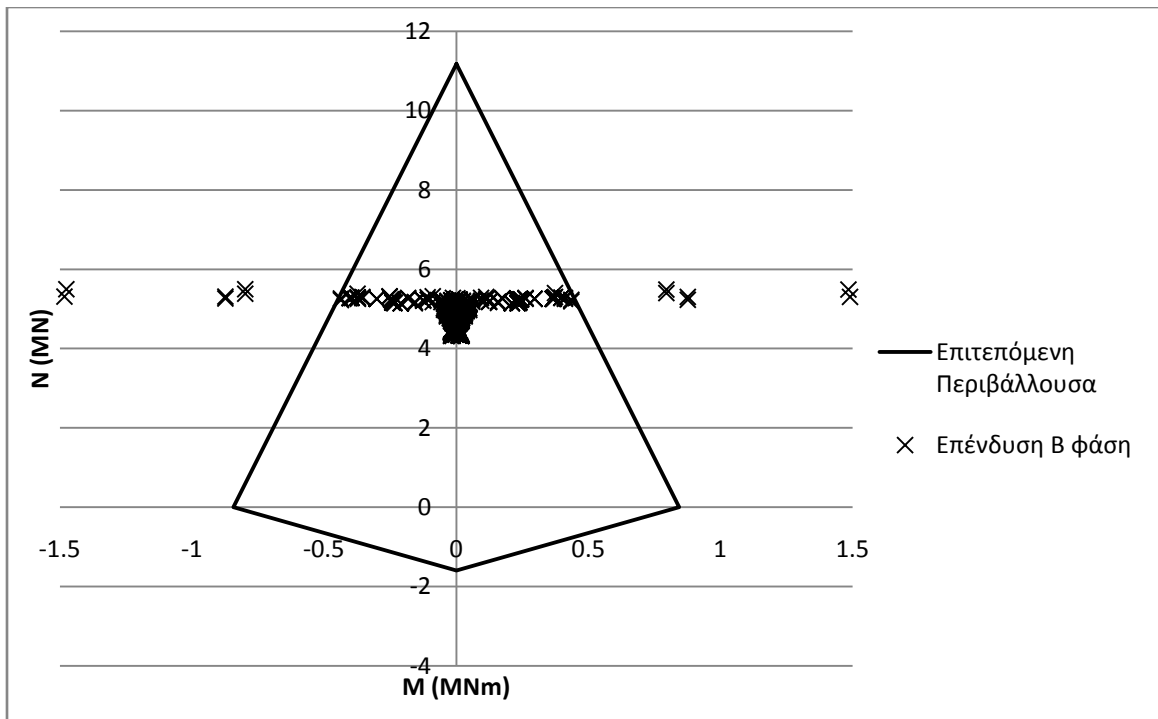
- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 50cm
- Αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής
- Πλαίσια HEB 200 από χάλυβα S 360

Με την εφαρμογή των ανωτέρω μέτρων υποστήριξης προκύπτουν τα ακόλουθα διαγράμματα 4.8, 4.9 και 4.10.



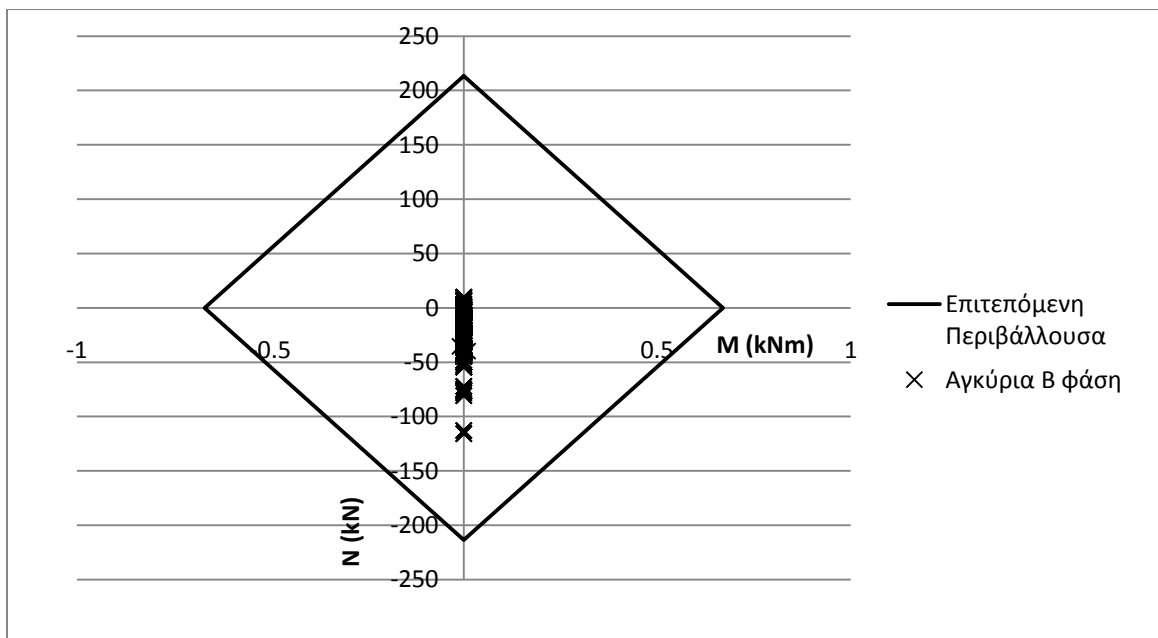
Διάγραμμα 4.8: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στην σύμμεικτη διατομή HEB 100 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 15cm (κατηγορία Y4, πίνακας 4.2).

Από το διάγραμμα 4.8 παρατηρούμε τον τρόπο με τον οποίο κατά την Α φάση εκσκαφής δεν υπάρχει αστοχία των προσωρινών μέτρων υποστήριξης. Αξιοσημείωτο, δε, είναι πως στην κυκλική διατομή δεν εμφανίζονται σημαντικές καμπτικές ροπές, οι δυνάμεις που δέχονται τα στοιχεία είναι περισσότερο αξονικές.



Διάγραμμα 4.9: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στην σύμμεικτη διατομή ΗΕΒ 200 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 50cm (κατηγορία Υ5, πίνακας 4.2).

Από το διάγραμμα 4.9 καθώς και από λεπτομερή εξέταση της σύμμεικτης διατομής (σκυρόδεμα και πλαίσια), προκύπτει ότι οι περιοχές που αστοχούν είναι εκείνες οι οποίες βρίσκονται στην σύνδεση του δαπέδου με τις παρειές, δηλαδή εκεί που αλλάζει απότομα η γεωμετρία της διατομής. Στο επόμενο διάγραμμα παρουσιάζονται οι δυνάμεις οι οποίες εμφανίζονται στα αγκύρια.



Διάγραμμα 4.10: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης στα αγκύρια (Φ25).

Στο διάγραμμα 4.10 παρατηρείται πως οι ροπές κάμψεις που δέχονται τα ακύρια είναι ανύπαρκτες ενώ τα αξονικά φορτία κινούνται μέσα σε επιτρεπτά όρια.

Με αυτή την μέθοδο εκσκαφής γίνεται μια εκτόνωση των αρχικών τάσεων του πετρώματος κατά την Α φάση εκσκαφής, ενώ στην συνέχεια λόγω αυτής της αποτόνωσης είναι δυνατόν να διατηρηθεί ένα μικρό βήμα προχώρησης (1m στην προκειμένη περίπτωση) και η απαίτηση σε υποστήριξη να είναι μικρότερη. Οι μετατοπίσεις καθώς και οι δυνάμεις οι οποίες παρουσιάζονται σε συγκεκριμένα σημεία της διατομής (βλέπε σχήμα 4.5) εμφανίζονται στον πίνακα 4.6.

Πίνακας 4.6: Μετατοπίσεις και δυνάμεις στην διατομή Γ2.

A φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΑΟ=ΔΑ	0	66	2329	2	0
ΑΑ=ΑΔ	60	1	2484	0	4
B φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΒΟ	0 (0)	128 (164) ¹	4268	7	-16
ΒΑ=ΒΔ	142 (151)	0 (6)	5171	-33	13
ΔΒ	0 (0)	-142 (-184)	5161	3	-209

4.2.3 Διατομή Γ3 με υποστήριξη Υ6 και Υ1

Συνεχίζοντας την διερεύνηση των σχημάτων καθώς και την κατανομή των τάσεων γύρω από αυτά έγινε η μετάβαση από την διατομή Γ2 στην Γ3. Στην νέα γεωμετρία πραγματοποιήθηκε αλλαγή της εσωτερικής κυκλικής σήραγγας σε πεταλοειδή μεγαλύτερου εμβαδού από 28m² σε 37.5m². Το δάπεδο της εσωτερικής πεταλοειδούς διατομής είναι κοινό με εκείνο της τελικής διατομής. Επιπροσθέτως, έγιναν αλλαγές στην τελική διατομή (σε σχέση με την Γ2) με εξομάλυνση των απότομων γεωμετρικών αλλαγών στην σύνδεση μεταξύ δαπέδου και παρειών (σχήμα 4.6).

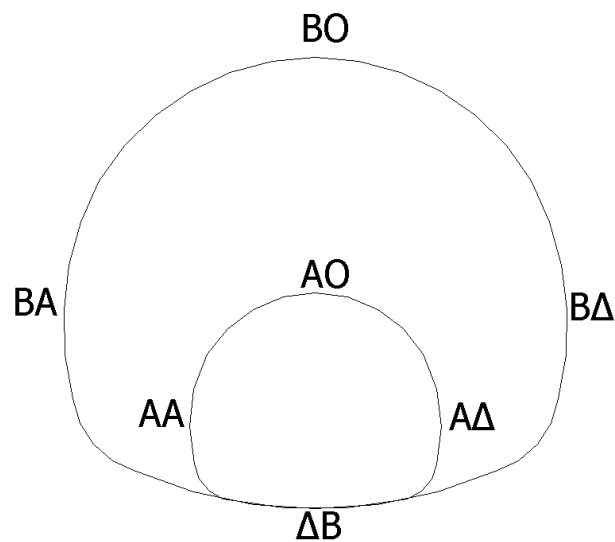
Η εκσκαφή πραγματοποιείται σε δύο στάδια, στην Α φάση γίνεται η εκσκαφή της εσωτερικής πεταλοειδούς διατομής. Στην Β φάση ξεκινώντας πάλι από την αρχή, με μέτωπο αυτή την φορά την τελική περίμετρο της εκσκαφής χωρίς το τμήμα της εσωτερικής διατομής το οποίο εκσκάφτηκε, γίνεται η διεύρυνση και η τελική διατομή. Τα διαδοχικά στάδια εκσκαφής και υποστήριξης είναι:

- Αρχική κατάσταση του εδάφους (δηλαδή πριν την διάνοιξη της σήραγγας). Υπολογίζονται οι γεωστατικές τάσεις.

¹ Οι τιμές σε παρένθεση είναι οι ολικές μετατοπίσεις.

- Χαλάρωση της εσωτερικής πεταλοειδούς διατομής $P_i/P_0=0.6$ (FACS= 0.0001, FACP= FACL= 0.6, FACD= 1).
- Χαλάρωση της εσωτερικής πεταλοειδούς διατομής $P_i/P_0=0.19$ (FACS=0.0001, FACP=FACL= $0.19/0.6=0.3166$, FACD= 1) και υποστήριξη Α φάσης (FACS= 0.25, FACL= FACP=FACD= 1).
- Χαλάρωση εσωτερικής πεταλοειδούς διατομής $P_i/P_0=0.15$ (FACS=0.0001, FACP=FACL= $0.15/0.19=0.7895$, FACD= 1) και υποστήριξη Α φάσης (FACS= 0.5, FACL= FACP=FACD= 1).
- Εκσκαφή και πλήρης υποστήριξη

Η διαδικασία αυτή ακολουθείται στην Α και Β φάση με βήμα προχώρησης 1m.



Σχήμα 4.6: Διατομή Γ3.

Τα μέτρα υποστήριξης τα οποία εφαρμόστηκαν σε αυτή την διατομή είναι τα εξής (κατηγορία υποστήριξης Υ6 και Υ1, πίνακας 5.2):

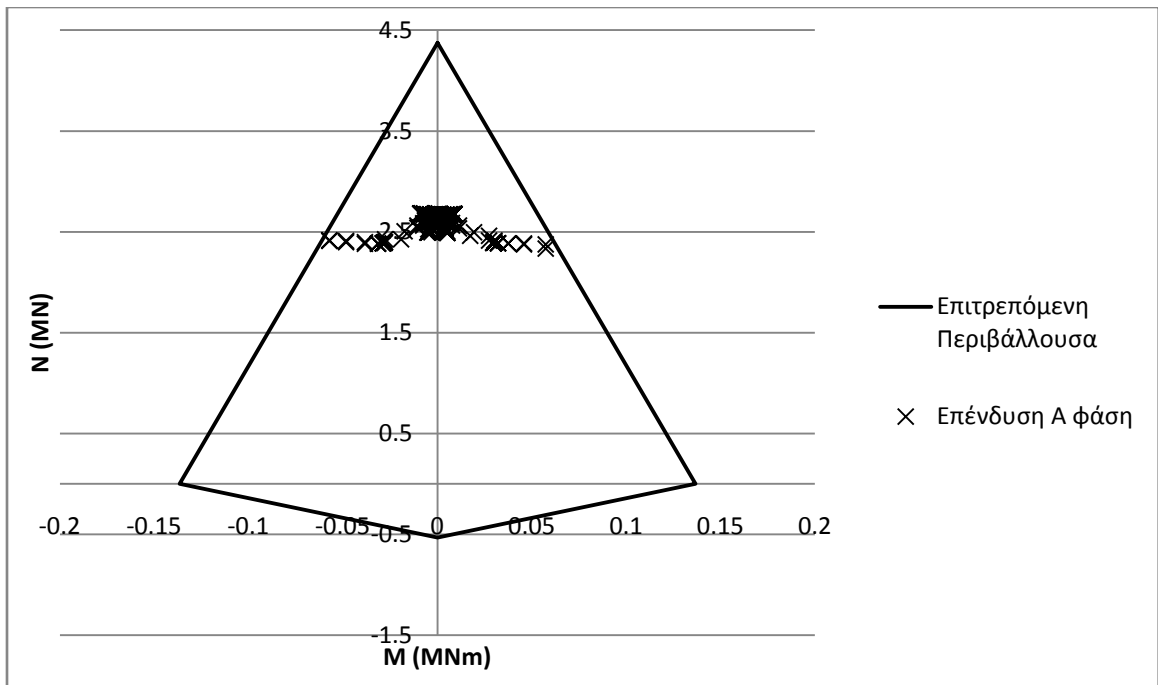
Α φάση (Εσωτερική πεταλοειδής διατομή)

- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 20cm
- Πλαίσια HEB 100 από χάλυβα S 360

Β φάση (τελική εκσκαφή)

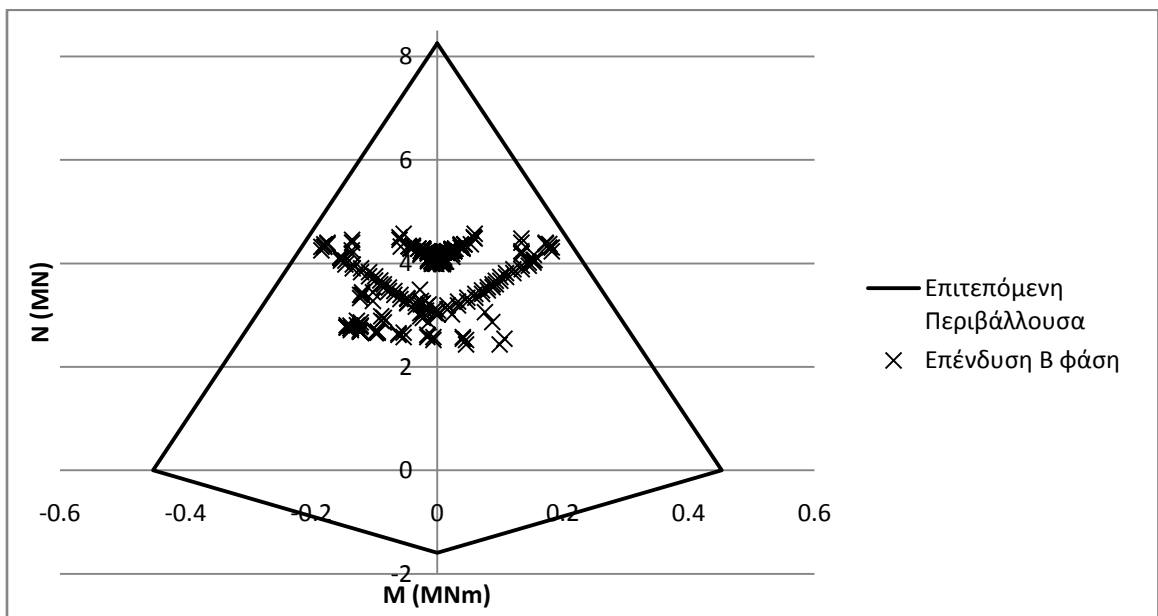
- Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 35cm
- Αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ25
- Πλαίσια HEB 200 από χάλυβα S 360

Με την εφαρμογή των ανωτέρω μέτρων υποστήριξης προκύπτουν τα ακόλουθα διαγράμματα.



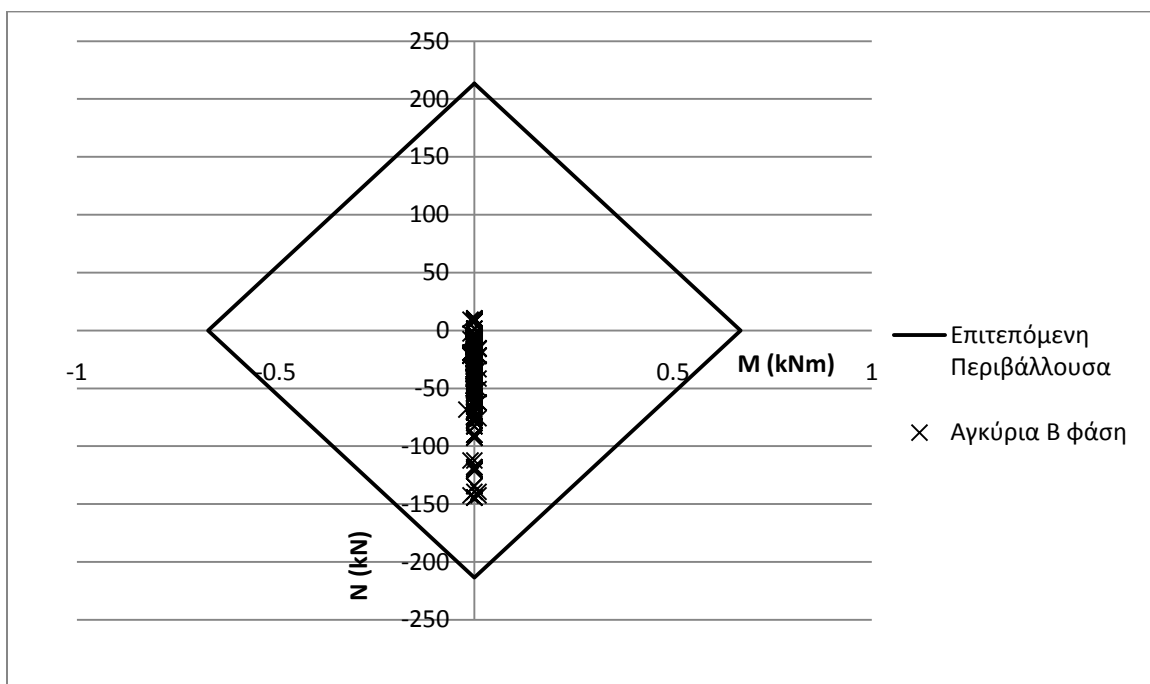
Διάγραμμα 4.11: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεις στην σύμμεικτη διατομή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσιο (κατηγορία Υ6, πίνακας 4.2).

Από το διάγραμμα 4.11 σε συνδυασμό με λεπτομερή εξέταση των μέτρων υποστήριξης της κατηγορίας Υ6 της εσωτερικής πεταλοειδούς διατομής, προκύπτει πως οι μεγάλες τιμές των ροπών κάμψης βρίσκονται στις περιοχές σύνδεσης των παρειών με το δάπεδο (αλλαγή διατομής). Στην περίπτωση αυτή, μπορεί να θεωρηθεί η συγκεκριμένη υποστήριξη κατά την Α φάση εκσκαφής αποδεκτή.



Διάγραμμα 4.12: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεις στην σύμμεικτη διατομή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσιο (κατηγορία Υ1, πίνακας 4.2).

Από το διάγραμμα 4.12 μπορεί να παρατηρηθεί πως τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης στην Β φάση εκσκαφής είναι ικανά να παραλάβουν τις δυνάμεις και να μην αστοχήσουν. Ένα πλεονέκτημα της συγκεκριμένης διατομής είναι ότι η Α φάση έχει κοινό δάπεδο με την Β φάση, επομένως δεν θα χρειαστεί να ξανακατασκευαστεί. Στο διάγραμμα 4.13 προβάλλονται οι αξονικές δυνάμεις καθώς και οι ροπές κάμψης οι οποίες ασκούνται στα αγκύρια της διατομής.



Διάγραμμα 4.13: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης στις δοκούς των αγκυρίων.

Από το διάγραμμα 4.13 παρατηρείται πως οι δυνάμεις οι οποίες δέχονται τα αγκύρια είναι αξονικές και κυμαίνονται μέσα σε επιτρεπτά όρια.

Στην Β φάση εκσκαφής παρατηρείται μια καλύτερη κατανομή των τάσεων σε σχέση με την διατομή Γ2. Αυτό οφείλεται στην εξομάλυνση των απότομων αλλαγών της γεωμετρίας της διατομής καθώς και της μεγαλύτερης αποτόνωσης, η οποία προκαλείται από την εκσκαφή της εσωτερικής πεταλοειδούς διατομής. Η εκσκαφή της Α φάσης έχει μεγαλύτερο εμβαδό από την αντίστοιχη κυκλική της Γ2. Οι μετατοπίσεις καθώς και οι δυνάμεις οι οποίες παρουσιάζονται σε συγκεκριμένα σημεία της διατομής (βλέπε σχήμα 4.6) αποτυπώνονται στον πίνακα 4.7.

Πίνακας 4.7: Μετατοπίσεις και δυνάμεις στην διατομή Γ3.

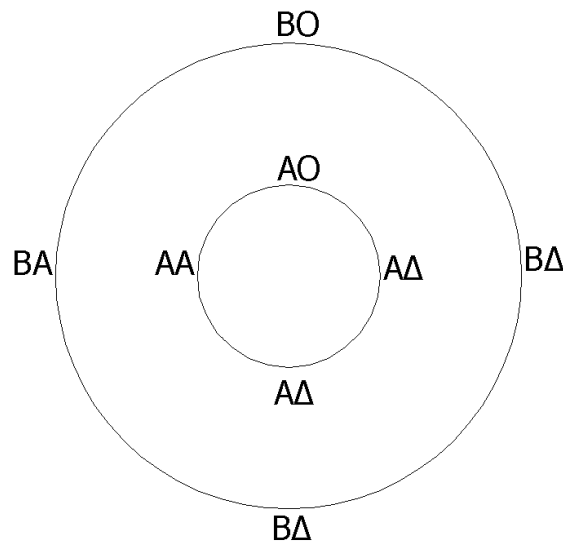
Α φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΑΟ	0	83	2501	-2	5
ΑΑ=ΑΔ	74	7	2619	13	3
ΔΒ	0	-96	2765	14	183

B φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
BO	0 (0)	136 (173)	3985	7	-9
BA=BΔ	163 (175)	3 (17)	4326	31	46
ΔB	1 (-1)	-93 (-189)	3440	-28	120

4.2.4 Διατομή Γ4 με υποστήριξη Υ7 και Υ8

Καθώς στις προηγούμενες ενότητες διερευνήθηκε η συμπεριφορά της πεταλοειδούς διατομής ως τελική εκσκαφή, σε αυτή την ενότητα θα γίνει διερεύνηση της κυκλικής διατομής. Αυτή η νέα διατομή δεν είναι ισεμβαδική με την πεταλοειδή αλλά είναι μια διατομή η οποία μπορεί να εξυπηρετήσει τις ανάγκες του αυτοκινητοδρόμου που θα κατασκευαστεί. Έτσι, λοιπόν, η διάμετρος της νέας σήραγγας είναι 15.3m, ώστε να περικλείει το προδιαγεγραμμένο περιτύπωμα.

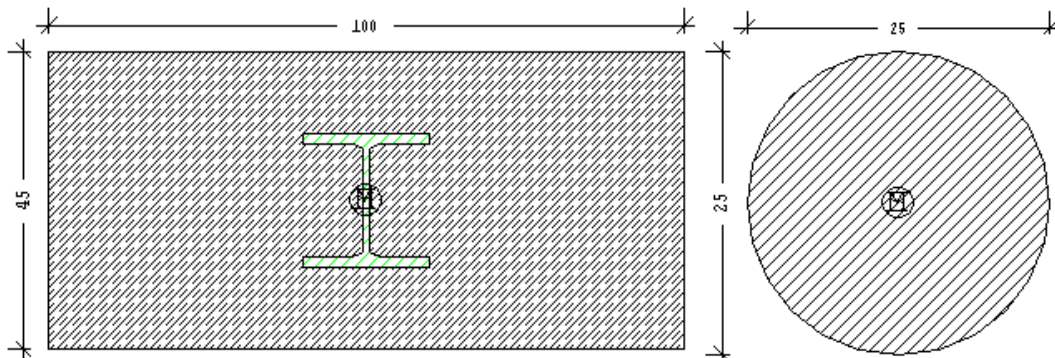
Η εκσκαφή της σήραγγας θα γίνει σε δύο φάσεις, σκοπός μας είναι να γίνει χρήση των πλεονεκτημάτων της κυκλικής διατομής (ομοιόμορφη κατανομή τάσεων γύρω από το άνοιγμα και περιορισμός των καμπτικών ροπών στην επένδυση). Στην πρώτη φάση, θα γίνει εκσκαφή και υποστήριξη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μιας μικρότερης διαμέτρου σήραγγας 6m (ομόκεντρη με την τελική σήραγγα). Στην δεύτερη φάση, θα γίνει διεύρυνση της αρχικής σήραγγας, με μέτωπο εκσκαφής τον δακτύλιο ο οποίος έχει δημιουργηθεί, φτάνοντας στην τελική διάμετρο 15.3m. Η τελική σήραγγα θα υποστηριχθεί προσωρινά με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πλαίσια και αγκύρια. Και στις δυο φάσεις εκσκαφής το βήμα προχώρησης είναι 1m. Η διατομή της νέας σήραγγας παρουσιάζεται στο σχήμα 4.7.



Σχήμα 4.7: Κυκλική διατομή σήραγγας.

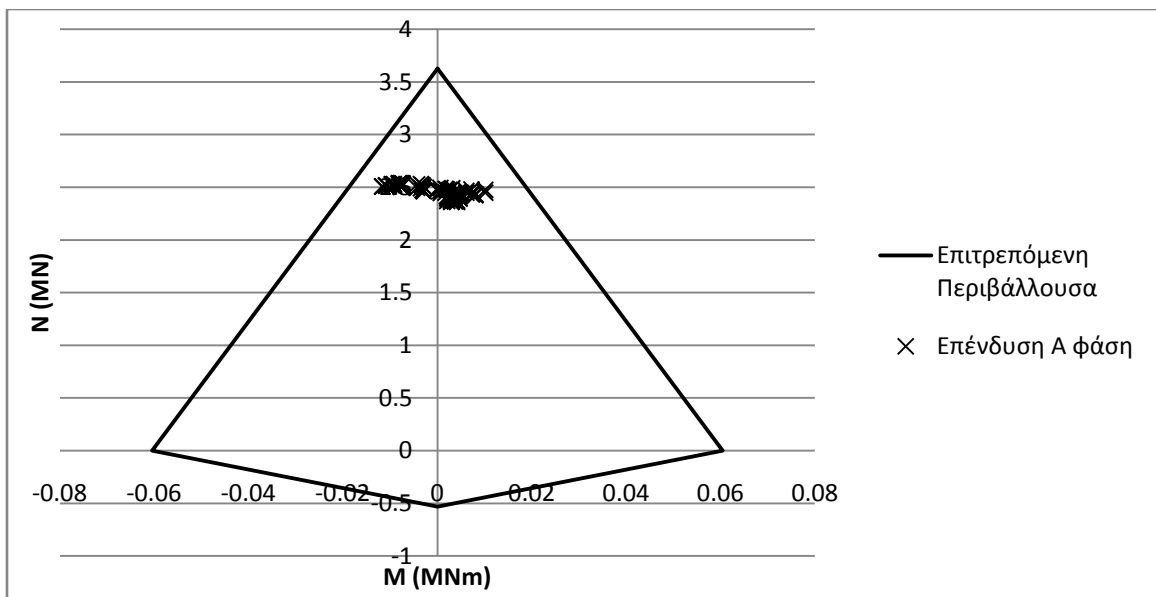
Η εσωτερική σήραγγα η οποία παρουσιάζεται στο σχήμα 4.7 θα επενδυθεί προσωρινά με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C32/40 πάχους 20cm (κατηγορία Y7, πίνακας 4.2). Στην επόμενη φάση της εκσκαφής η νέα διευρυμένη σήραγγα υποστηρίζεται από (κατηγορία Y8, πίνακας 4.2):

- εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C32/40 πάχους 40cm,
- πλαίσια HEB 160 από χάλυβα S 360
- αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ25.



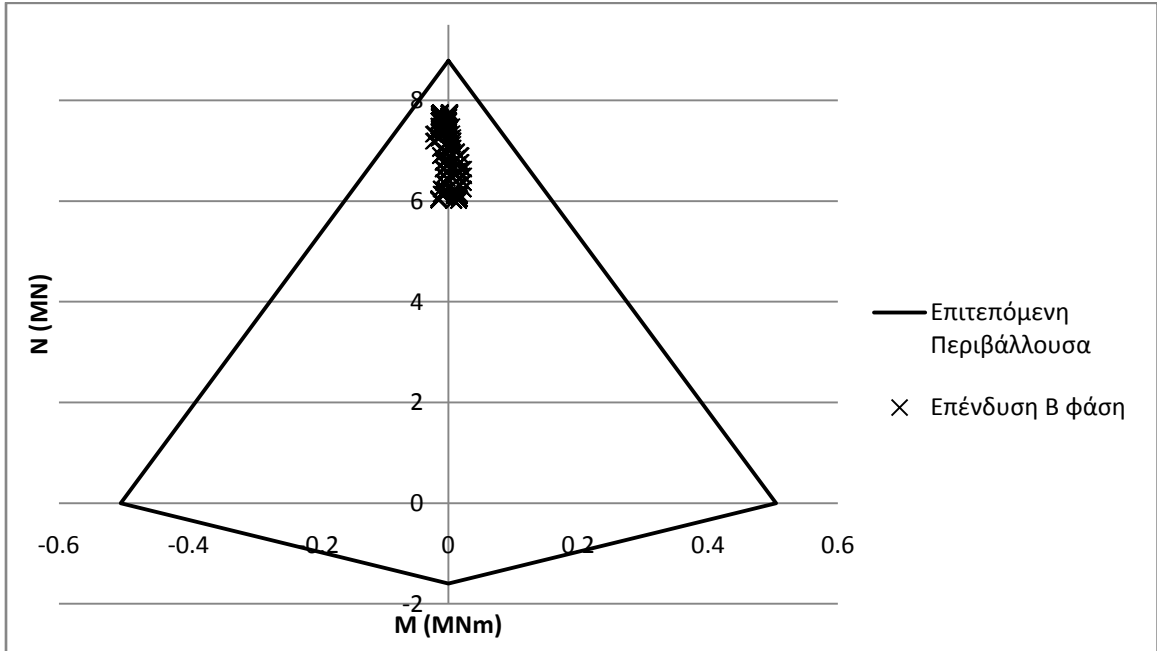
Σχήμα 4.8: Οπλισμός Β φάσης HEB 200 με 45cm εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια Φ25.

Με την χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Sofistik και την εφαρμογή των ανωτέρω μέτρων υποστήριξης (με βήμα προχώρησης 1m), προκύπτουν τα διαγράμματα 4.14, 4.15 και 4.16 από τα οποία μπορούμε να διαπιστώσουμε αν τα συγκεκριμένα μέτρα υποστήριξης αστοχούν ή όχι.

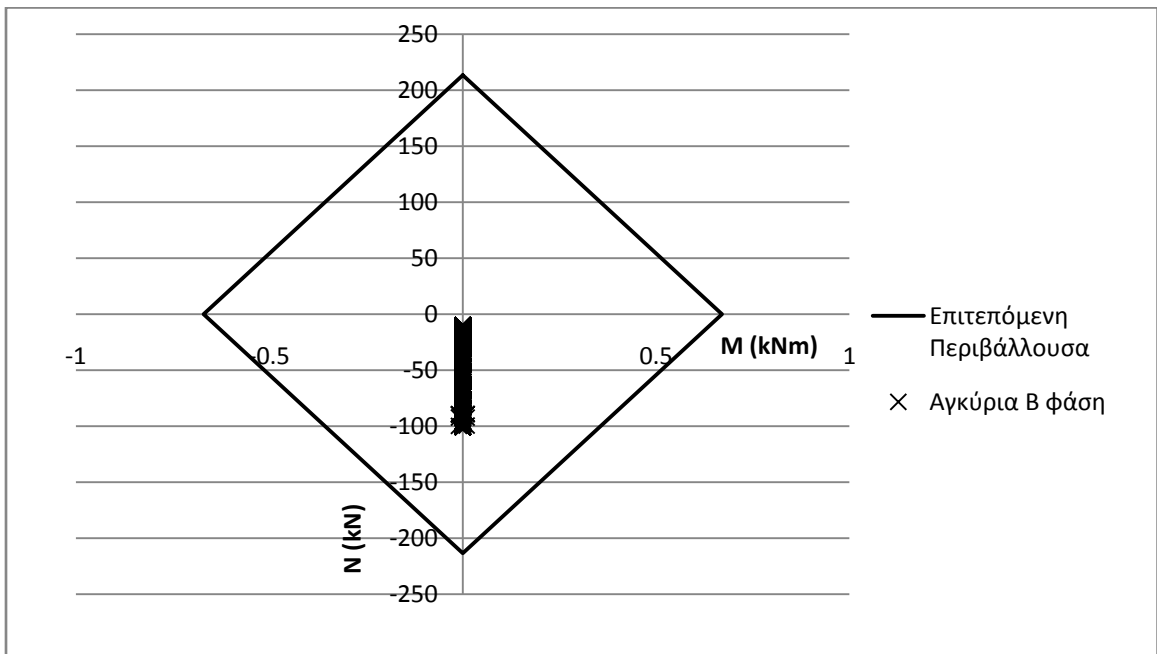


Διάγραμμα 4.14: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα Α φάση εκσκαφής (κατηγορία Y7, πίνακας 4.2).

Από το διάγραμμα 4.14 είναι φανερό πως η υποστήριξη στην Α φάση της εκσκαφής είναι ικανή να αναλάβει τα φορτία και να μην αστοχήσει. Επιπλέον, στην κυκλική διατομή (σε σχέση με την πεταλοειδή) τα στοιχεία της υποστήριξης δέχονται περισσότερο αξονικές δυνάμεις και λιγότερο καμπτικές.



Διάγραμμα 4.15: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στην σύμμεκτη διατομή ΗΕΒ 160 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 40cm (κατηγορία Υ8, πίνακας 4.2).



Διάγραμμα 4.16: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης.

Από τα ανωτέρω διαγράμματα 4.14, 4.15 και 4.16 διαπιστώνουμε πως τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης δεν αστοχούν και είναι ικανά να παραλάβουν τα φορτία. Οι μετατοπίσεις και οι δυνάμεις που δέχονται το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της κατηγορίας Y7 καθώς και η σύμμεικτη διατομής της Y8, σε συγκεκριμένα σημεία τα οποία φαίνονται στο σχήμα 4.7, παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 4.8: Δυνάμεις και μετατοπίσεις στην διατομή Γ4.

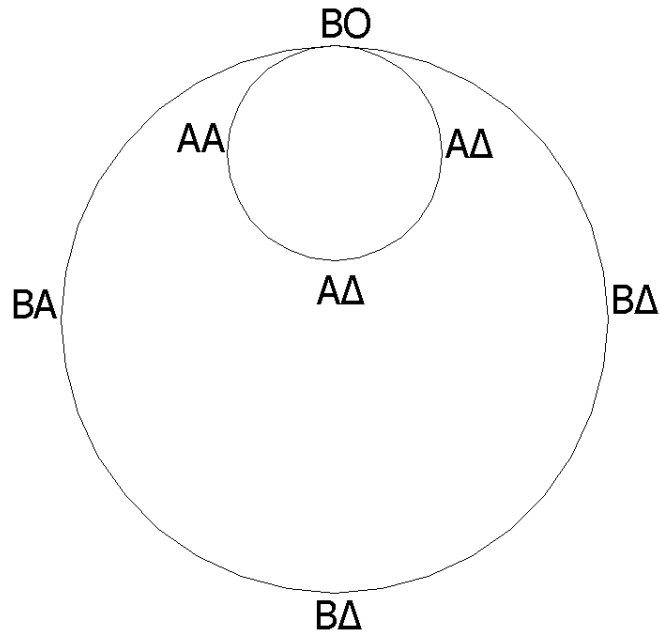
A φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΑΟ=ΔΑ	0	66	2366	-2	-3
ΑΑ=ΑΔ	58	-2	2517	3	10
B φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΒΟ=ΔΒ	0 (0)	109 (142)	6012	21	-16
ΒΑ=ΒΔ	104 (113)	-1 (-1)	7742	20	-2

Παρατηρούμε ότι από την εκσκαφή της Α φάσης προκαλείται αποτόνωση των τάσεων στην περιοχή της εκσκαφής της Β φάσης. Επιπροσθέτως η αποτόνωση αυτή είναι ομοιόμορφη λόγω του κυκλικού σχήματος (Α και Β φάση είναι ομόκεντροι κύκλοι). Έτσι, διατηρώντας το βήμα σταθερό στο 1m στην Β φάση της εκσκαφής, η πίεση υποστήριξης που πρέπει να προσφερθεί είναι μικρότερη από εκείνη που θα χρειαζόταν για ολομέτωπη εκσκαφή.

Ακόμη μπορούμε να πούμε πως περνώντας από την πεταλοειδή διατομή στην κυκλική έχουμε σημαντική μείωση των καμπτικών ροπών που ασκούνται πάνω στην προσωρινή υποστήριξη. Αυτό προκύπτει από το ότι στην κυκλική διατομή δεν έχουμε απότομες αλλαγές στην γεωμετρία άρα δεν υπάρχουν συγκεντρώσεις τάσεων σε σημεία.

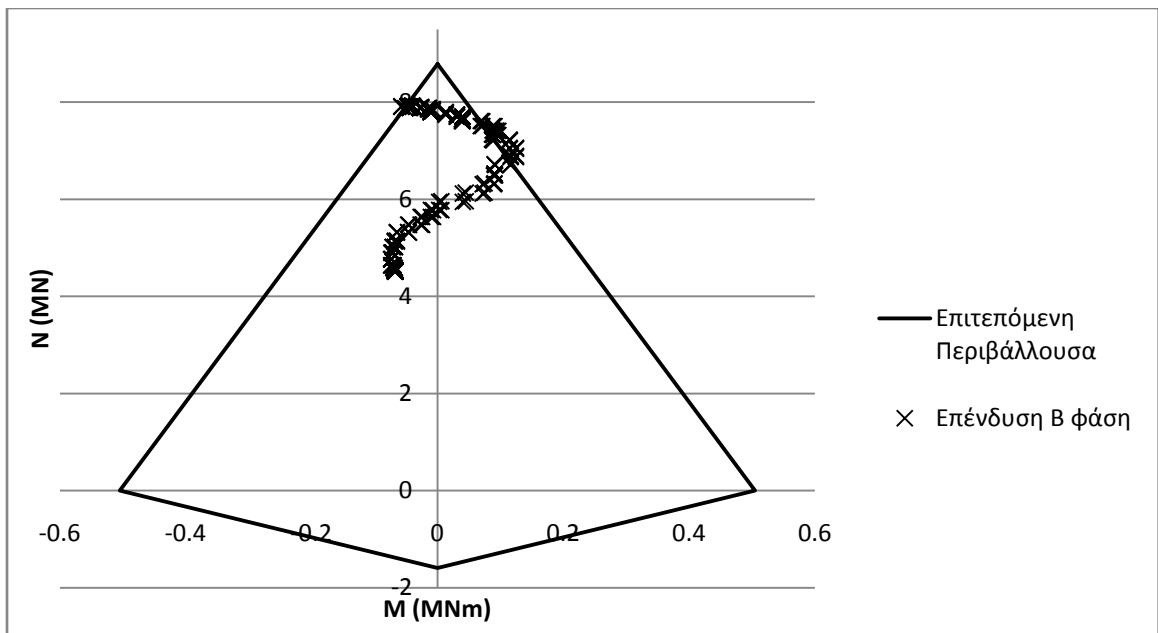
4.2.5 Διατομή Γ5 με υποστήριξη Y8 και Y9

Σε επόμενο βήμα της διερεύνησης πραγματοποιήθηκε μελέτη της γεωμετρίας Γ5 (σχήμα 4.9). Η διατομή αυτή είναι παρόμοια με την Γ4, ενώ η εκσκαφή και σε αυτή την περίπτωση γίνεται σε δύο φάσεις. Στην Α φάση πραγματοποιείται η εκσκαφή της εσωτερικής κυκλικής σήραγγας, διαμέτρου 6 m, ενώ στην Β φάση γίνεται η τελική εκσκαφή η οποία καταλήγει στην επιθυμητή διατομή. Η εσωτερική κυκλική διατομή εφάπτεται με την τελική στην οροφή.



Σχήμα 4.9: Διατομή Γ5.

Η διαδικασία της αποτόνωσης καθώς και της υποστήριξης είναι η ίδια η οποία ακολουθήθηκε και στην Γ4. Ακόμα, θα χρησιμοποιηθούν τα ίδια μέτρα προσωρινής υποστήριξης (κατηγορία Υ7, Υ8) και θα γίνει έλεγχος αστοχίας των δοκών. Για την Α φάση εκσκαφής δεν αναμένονται διαφοροποιήσεις από την διατομή Γ4, και για το λόγο αυτό γίνεται έλεγχος της υποστήριξης μόνο στην Β φάση εκσκαφής. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στα διαγράμματα 4.17, 4.18, 4.19.

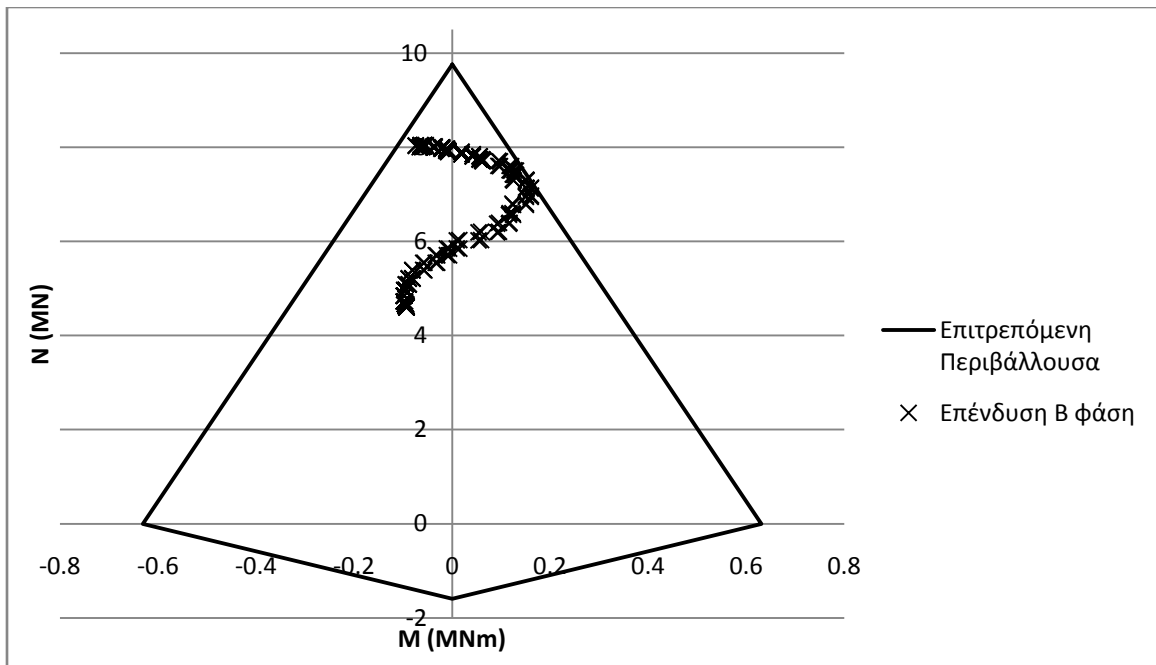


Διάγραμμα 4.17: Αξονικές δυνάμεις και ροπές της σύμμεικτης διατομής (HEB 160 και σκυρόδεμα πάχους 40 cm, κατηγορία Υ8) της Β φάσης εκσκαφής.

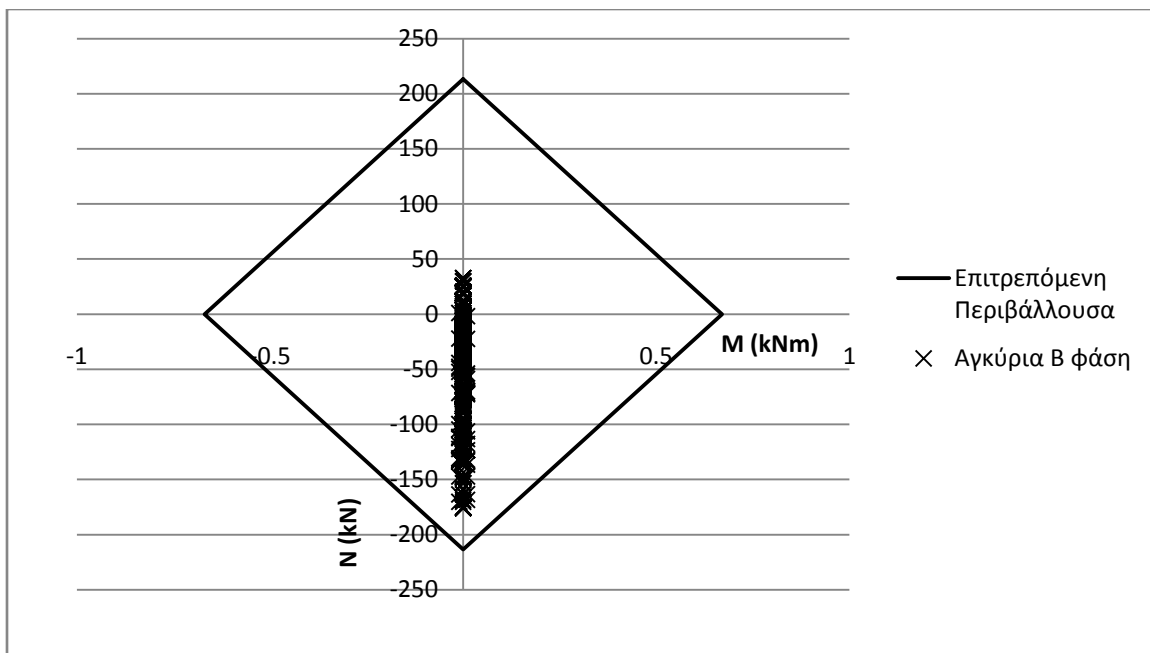
Από το διάγραμμα 4.17 διακρίνουμε πως η σύμμεικτη διατομή της προσωρινής υποστήριξης αστοχεί. Στην προηγούμενη γεωμετρία Γ4, τα ίδια μέτρα υποστήριξης είναι ικανά να παραλάβουν τα φορτία. Αυτό συμβαίνει, λόγω του ότι η Α φάση της εκσκαφής δημιουργεί μια πιο ομοιόμορφη αποτόνωση των τάσεων στην περίμετρο της τελικής διατομής (ομόκεντροι κύκλοι). Με αυτή την ομοιομορφία της αποτόνωσης επιτυγχάνεται μια μείωση των ροπών κάμψης, οι οποίες εμφανίζονται αυξημένες στην διατομή Γ5. Σύμφωνα με τα ανωτέρω, θα πρέπει να αυξηθούν τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης για να μην επέλθει αστοχία. Τα νέα μέτρα υποστήριξης στην Α φάση εκσκαφής παραμένουν τα ίδια (κατηγορία Υ7), στην Β φάση είναι τα ακόλουθα (κατηγορία Υ9):

- εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C32/40 πάχους 45cm,
- πλαίσια HEB 160 από χάλυβα S 360
- αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ25.

Τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης στην Β φάση εκσκαφής παρουσιάζονται παρακάτω.



Διάγραμμα 4.18: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στις δοκούς της σύμμεικτης διατομής της Β φάσης εκσκαφής (HEB 160 και σκυρόδεμα πάχους 45cm, κατηγορία Υ9).



Διάγραμμα 4.19: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης.

Κατόπιν λεπτομερούς εξέτασης των δοκών της σύμμεικτης διατομής όπου οι αξονικές δυνάμεις και οι ροπές κάμψης φαίνονται στο διάγραμμα 4.18, παρατηρείται ότι η αύξηση των ροπών πραγματοποιείται στο εύρος γωνιών από 45° έως 90° και συμμετρικά από την άλλη πλευρά 90° έως 135°. Όσον αφορά στις αξονικές δυνάμεις παρουσιάζονται μειωμένες σε σχέση με την διατομή Γ4 στην οροφή.

Οι αξονικές δυνάμεις των αγκυρίων αυξήθηκαν σε σχέση με εκείνες της διατομής Γ4 και αυτό παρατηρείται περισσότερο στα αγκύρια τα οποία βρίσκονται στις 45° με 50° (και συμμετρικά στις 130° με 135°). Οι μετατοπίσεις και οι δυνάμεις που δέχεται η σύμμεικτη διατομή (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια, κατηγορία Υ9) σε συγκεκριμένα σημεία τα οποία φαίνονται στο σχήμα 4.9 παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας 4.9: Δυνάμεις και μετατοπίσεις στην διατομή Γ5.

A φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΒΟ=ΔΑ	0	66	2351	-7	-3
ΑΑ=ΑΔ	60	-1	2510	3	7
B φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΒΟ	0 (0)	104 (167)	4604	0	93
ΒΑ=ΒΔ	104 (114)	7 (-3)	8048	29	64

ΔB	0 (0)	-115 (-137)	6880	52	-22
-----------	-------	-------------	------	----	-----

4.2.6. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα επιλεγέντων διατομών

Οι διατομές που επιλέγονται τελικά, περιλαμβάνονται στον Πίνακα 4.10. Οι γεωμετρίες αυτές είναι εκείνες οι οποίες δεν αστόχησαν. Παρατηρώντας τα αποτελέσματα είναι εμφανές ότι οι κυκλικές σήραγγες έχουν ένα πλεονέκτημα όσο αναφορά την υποστήριξη. Δηλαδή δεν απαιτούν τόσο ισχυρή υποστήριξη όσο οι πεταλοειδείς διατομές λόγω του ότι η κατανομή των τάσεων γύρω από το άνοιγμα είναι πιο ομοιόμορφη και οι ροπές κάμψης απουσιάζουν.

Πίνακας 4.10: Επιλεγείσες διατομές υποστήριξης

Διατομή	Α Φάση		Β Φάση	
	Υποστήριξη	U_{max} (mm)	Υποστήριξη	U_{max} (mm)
Γ3	Υ6	96 (δάπεδο)	Υ1	163 (παρειές)
Γ4	Υ7	66 (οροφή, δάπεδο)	Υ8	109 (οροφή, δάπεδο)
Γ5	Υ7	66 (οροφή, δάπεδο)	Υ9	115 (Δάπεδο)

Από τον πίνακα 4.10 παρατηρείται επίσης πως οι μέγιστες μετατοπίσεις εμφανίζονται στο δάπεδο της Α φάσης εκσκαφής της πεταλοειδούς διατομής Γ3 καθώς και στις παρειές κατά την Β φάση εκσκαφής. Επιπροσθέτως μεταξύ των διατομών Γ4 και Γ5 (κυκλικές και οι δύο), κατά την Β φάση εκσκαφής μεγαλύτερη μετατόπιση παρουσιάζει η διατομή Γ5 με 115mm στο δάπεδο έναντι 109mm στην Γ4. Σε επόμενο βήμα διερευνάται η επίδραση της παραμέτρου της διόγκωσης.

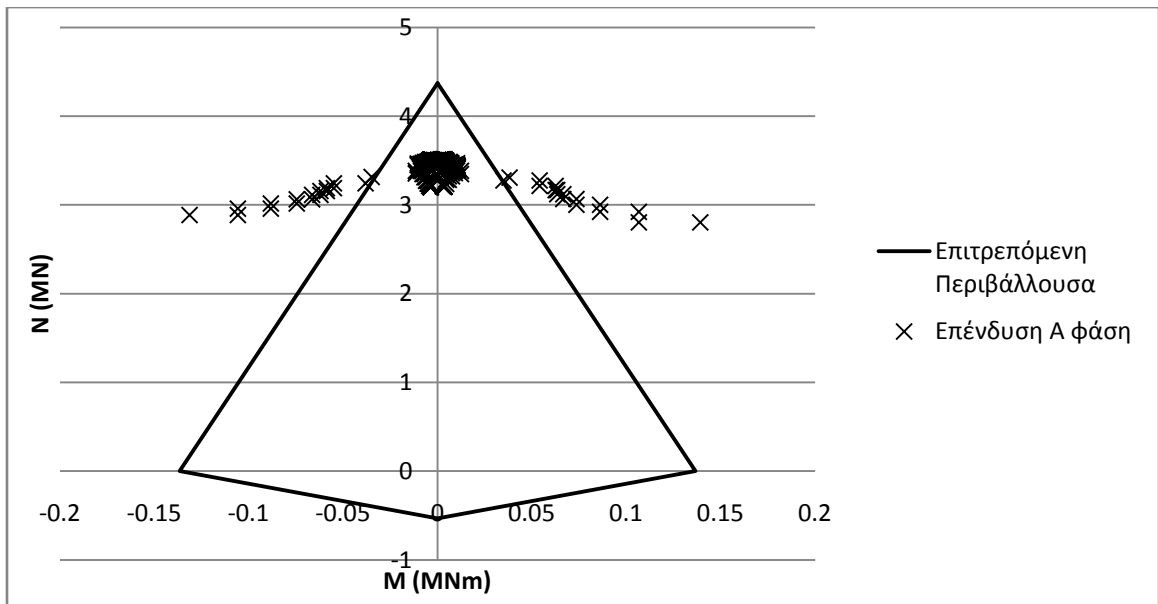
4.3 Υπολογισμός επάρκειας υποστήριξης κατά την διόγκωση του πετρώματος

Στην ενότητα αυτή θα γίνει έλεγχος της λειτουργίας των διατομών που επιλέγησαν υπό την επιπλέον φόρτιση λόγω της διόγκωσης του πετρώματος. Σε όλα τα μοντέλα θεωρούμε ότι η διόγκωση αρχίζει αμέσως μετά την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης και εξελίσσεται πλήρως. Χρησιμοποιώντας το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Sofistik σε συνδυασμό με την προσθήκη της παραμέτρου της διόγκωσης όπως αυτή αναλύθηκε στην παράγραφο 3.4 του κεφαλαίου 3, προκύπτουν τα ακόλουθα.

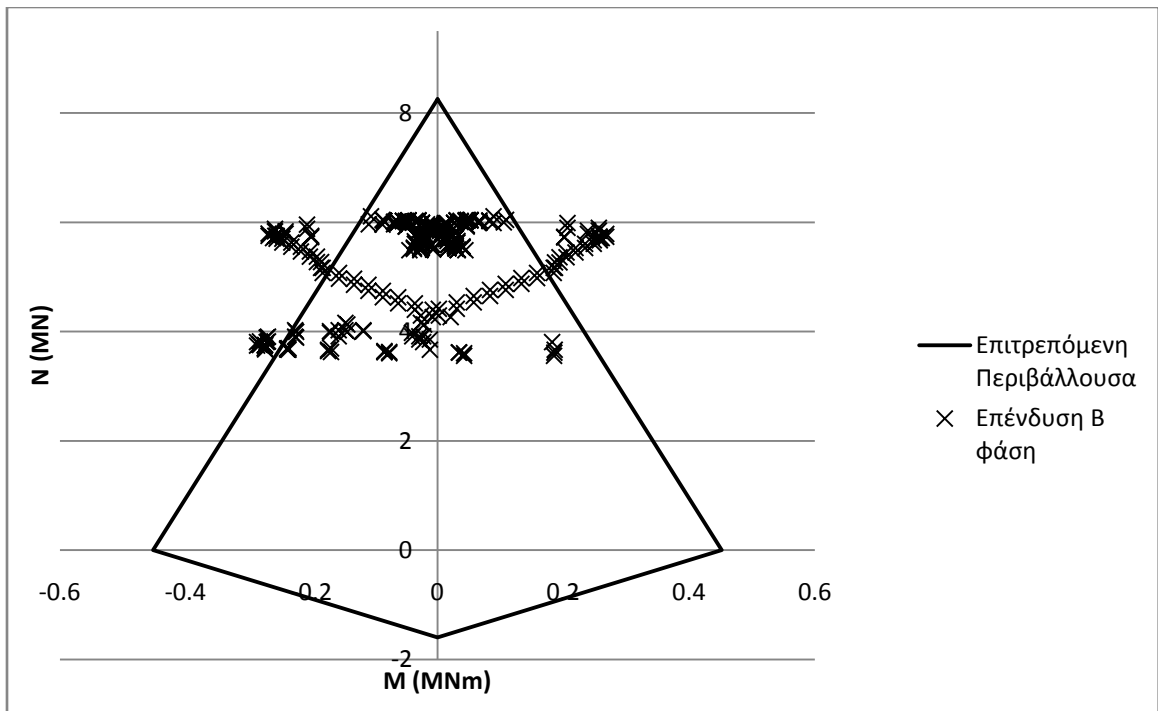
4.3.1 Διατομή Γ3 με διόγκωση και υποστήριξη κατηγορίας Υ6, Υ1 και Υ10 και Υ11

Σύμφωνα με τον Πίνακα 4.10, η απαιτούμενη προσωρινή υποστήριξη που υπολογίστηκε για την διατομή Γ3 ήταν η Υ6 για την Α φάση εκσκαφής και η Υ1 για την Β φάση εκσκαφής. Εν προκειμένω, θα ελεγχθεί αν η υποστήριξη αυτή είναι ικανή να

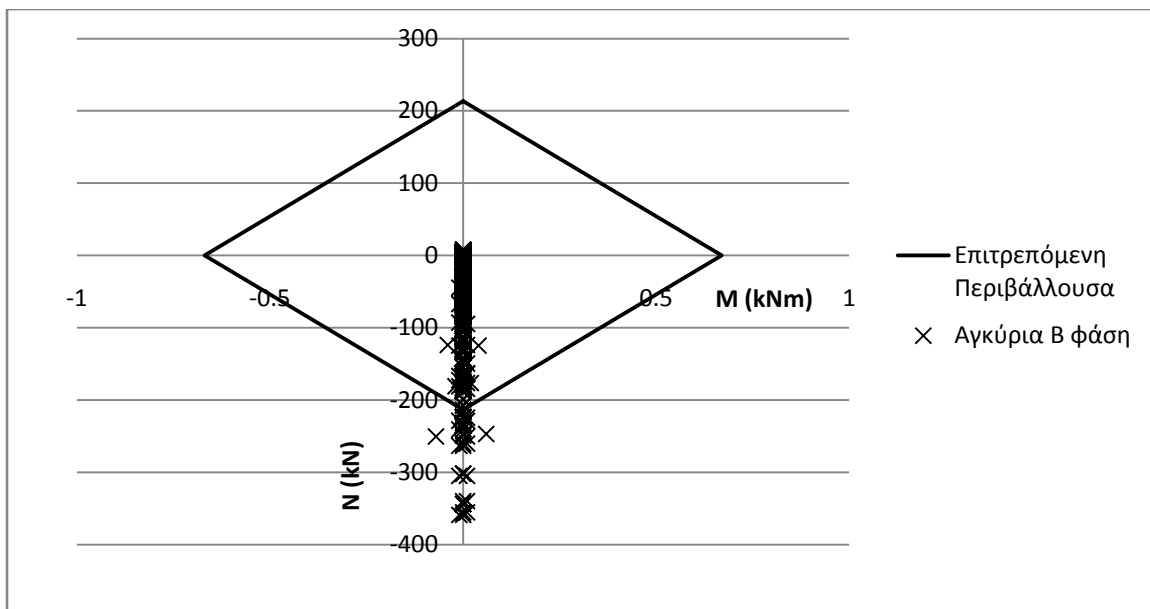
παραλάβει τα επιπλέον φορτία τα οποία προκαλούνται λόγω της διόγκωσης. Ακολουθούν τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης που προέκυψαν από τον εν λόγω έλεγχο. Στην περίπτωση αστοχίας, απαιτείται επαναπροσδιορισμός.



Διάγραμμα 4.20: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης στην σύμμεκτη διατομή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια (κατηγορίας Y6, A φάση εκσκαφής) με την εισαγωγή της παραμέτρου της διόγκωσης.



Διάγραμμα 4.21: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης στην σύμμεκτη διατομή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια (κατηγορίας Y1, B φάση εκσκαφής) με την εισαγωγή της παραμέτρου της διόγκωσης.



Διάγραμμα 4.22: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεις στα αγκύρια της Β φάσης εκσκαφής υπό την επίδραση της διόγκωσης.

Από τα διαγράμματα 4.20 έως 4.22 παρατηρούμε αστοχία των προσωρινών μέτρων υποστήριξης λόγω διόγκωσης. Χαρακτηριστική είναι η αύξηση των αξονικών φορτίων αλλά και των ροπών κάμψεως όπου και προκαλείται η αστοχία. Σε επόμενο βήμα θα γίνει αύξηση των μέτρων υποστήριξης και έλεγχός τους. Τα νέα μέτρα υποστήριξης είναι τα εξής (κατηγορίες Υ10, Υ11, πίνακας 4.2):

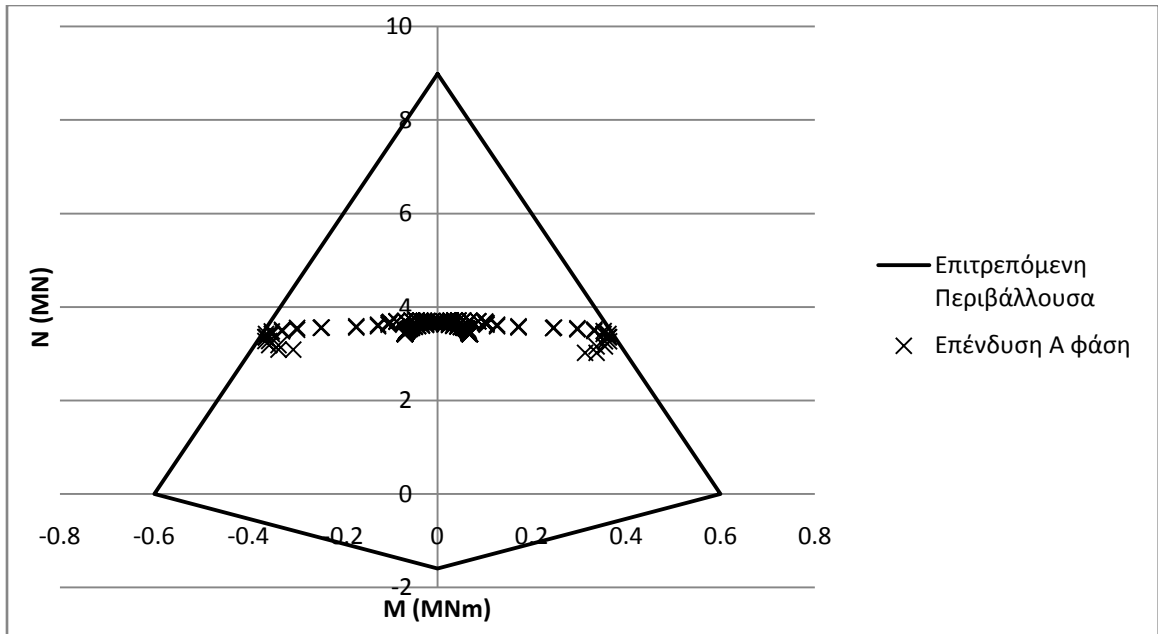
A φάση εκσκαφής

- 40 cm εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 35/45
- πλαίσια HEB 180 από χάλυβα S 360

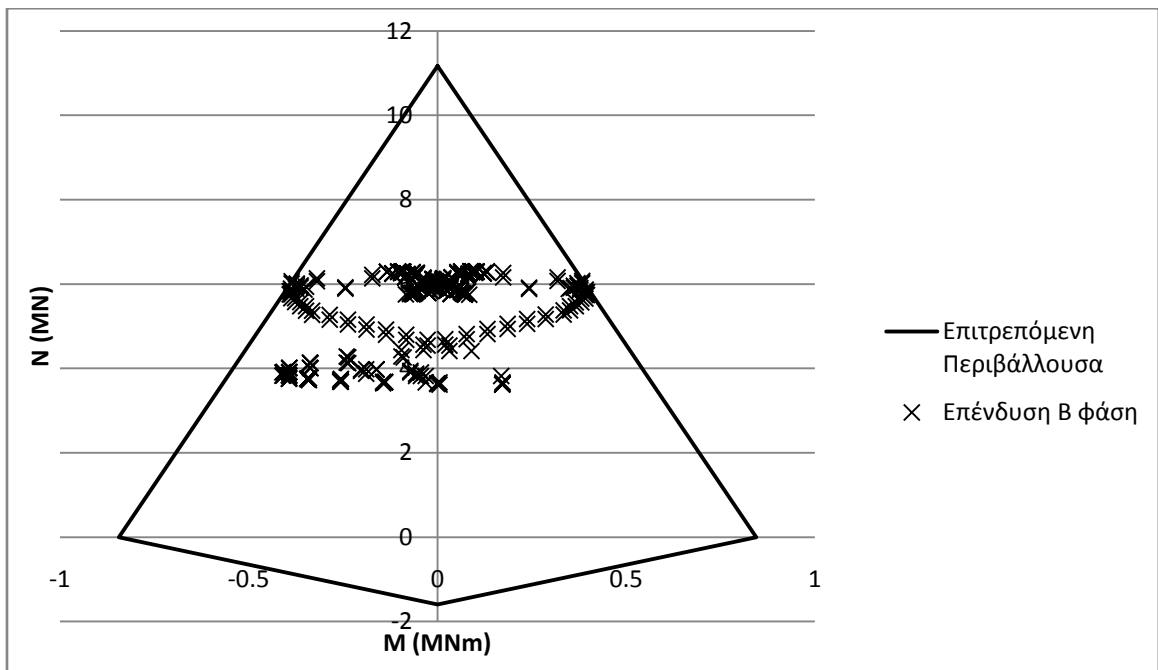
B φάση εκσκαφής

- 60 cm εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 35/45
- πλαίσια HEB 200 από χάλυβα S 360
- αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ28.

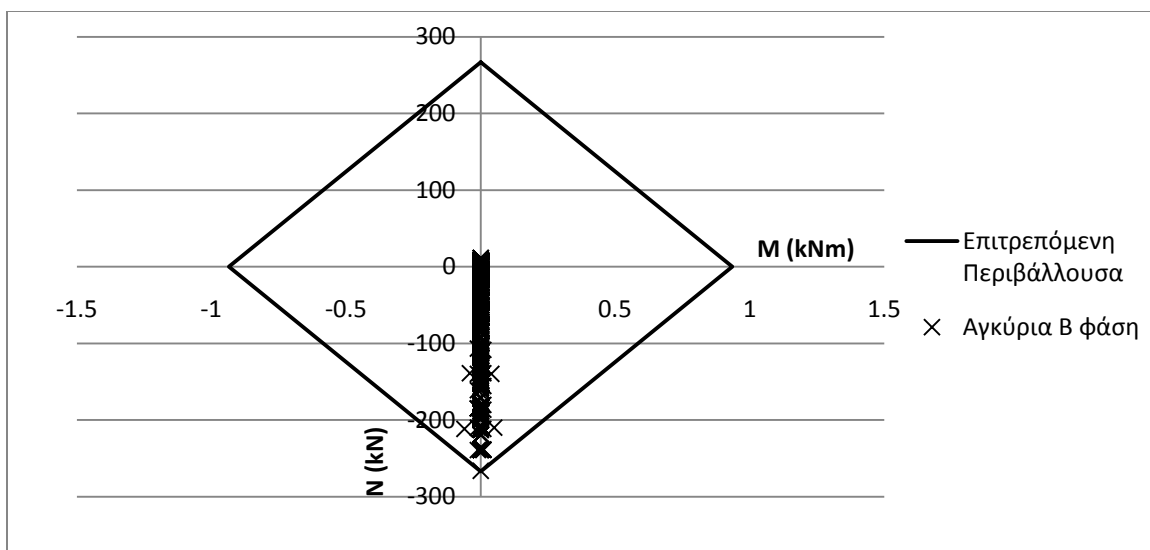
Με την εισαγωγή της παραμέτρου της διόγκωσης παρατηρείται μια πολύ μεγάλη αύξηση των αναγκών προσωρινής υποστήριξης. Αυτό κυρίως οφείλεται, στην σημαντική αύξηση των ροπών κάμψεως στις περιοχές αλλαγής της γεωμετρίας. Τα νέα διαγράμματα αλληλεπίδρασης για τα επαυξημένα μέτρα υποστήριξης, υπό την προϋπόθεση ότι το φαινόμενο της διόγκωσης εξελίσσεται πλήρως, παρουσιάζονται ως ακολούθως.



Διάγραμμα 4.23: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης στην σύμμεικτη διατομή (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια, κατηγορίας Y10) της Α φάσης εκσκαφής.



Διάγραμμα 4.24: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης στην σύμμεικτη διατομή (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια, κατηγορίας Y11) της Β φάσης εκσκαφής.



Διάγραμμα 4.25: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψης στα αγκύρια της Β φάσης εκσκαφής.

Από τα διαγράμματα 4.23 έως 4.25 είναι εμφανές, ότι η προσωρινή υποστήριξη είναι ικανή να παραλάβει τα φορτία που δημιουργούνται από την παράμετρο της διόγκωσης. Στον επόμενο πίνακα 4.11 παρουσιάζονται οι τιμές των φορτίων σε συγκεκριμένα σημεία της διατομής (βλέπε σχήμα 4.6).

Πίνακας 4.11: Δυνάμεις και μετατοπίσεις στην διατομή Γ3 με την εισαγωγή της παραμέτρου της διόγκωσης.

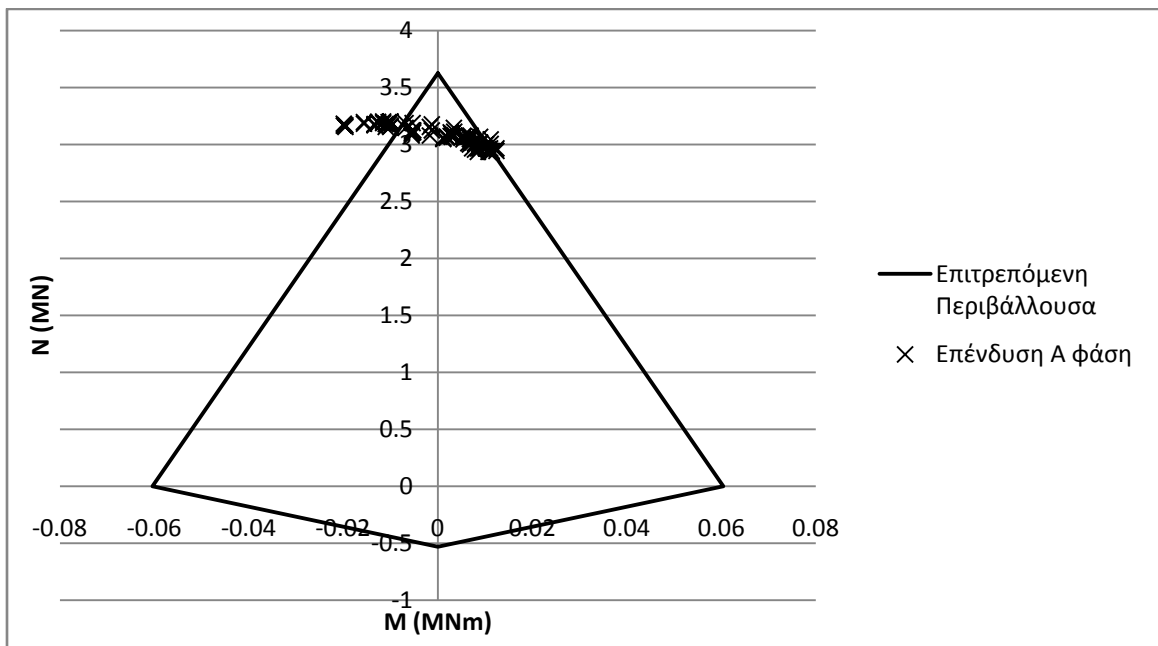
Α φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΑΟ	0	84	3423	2	-69
ΑΑ=ΑΔ	69	8	3699	77	68
ΔΒ	0	-98	2504	19	759
Β φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΒΟ	0 (0)	142 (178)	5746	32	-84
ΒΑ=ΒΔ	162 (171)	5 (18)	6232	56	55
ΔΒ	1 (-1)	-88 (-186)	3980	44	162

Στην Α φάση εκσκαφής παρατηρείται μια αύξηση των αξονικών δυνάμεων στην σύμμεικτη διατομή (σε σχέση με το μοντέλο χωρίς διόγκωση) στην οροφή και στις παρειές της τάξης του 37% με 40%, ενώ οι ροπές δεν αυξάνονται σημαντικά. Στο δάπεδο παρατηρείται μείωση της αξονικής τάσης από την μία, αλλά και μια μεγάλη αύξηση της ροπής κάμψης από 183kNm σε 759kNm.

Στην Β φάση εκσκαφής οι αξονικές δυνάμεις στην οροφή και στις παρειές αυξάνονται κατά 44% (σύμμεικτη διατομή), ενώ στο δάπεδο η αύξηση αυτή είναι μικρότερη και φτάνει την τιμή του 16%. Όσον αφορά στις ροπές κάμψης παρατηρείται μεγαλύτερη αύξηση στην οροφή και μικρότερη στις παρειές και στο δάπεδο.

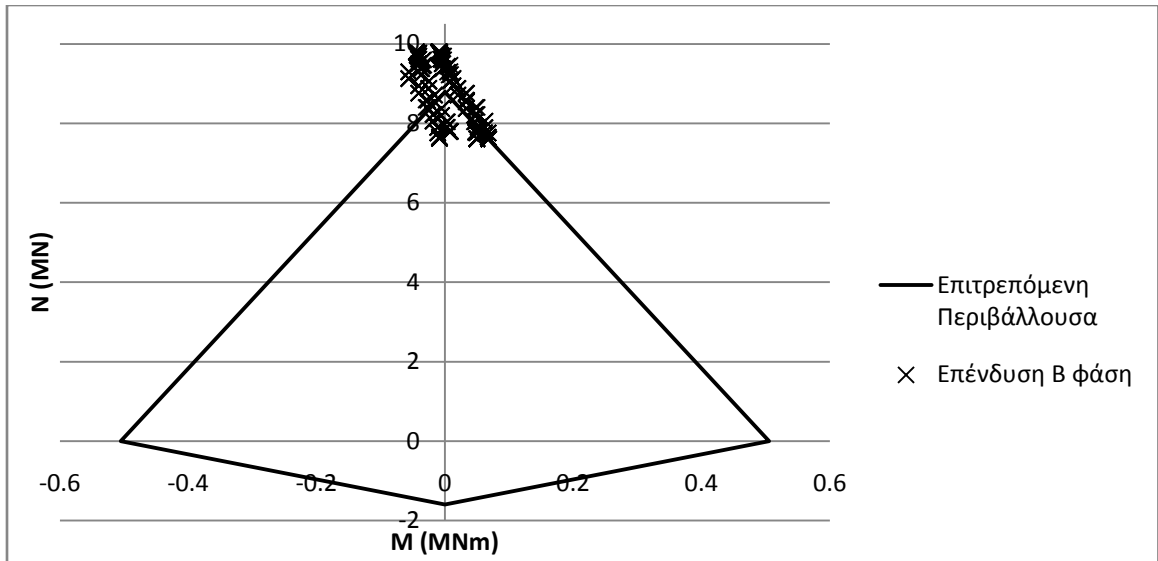
4.3.2 Διατομή Γ4 με διόγκωση και υποστήριξη κατηγορίας Υ7, Υ8, Υ12 και Υ13

Ομοίως με την προηγούμενη ενότητα, θα ελεγχθούν αν τα προσωρινά μέτρα υποστήριξης είναι ικανά να παραλάβουν τα επιπλέον φορτία λόγω διόγκωσης (κατηγορία υποστήριξης Υ7, Υ8). Επιπροσθέτως, θα γίνει προσπάθεια υποστήριξης της σήραγγας υπό τις νέες συνθήκες εάν αυτό χρειαστεί.



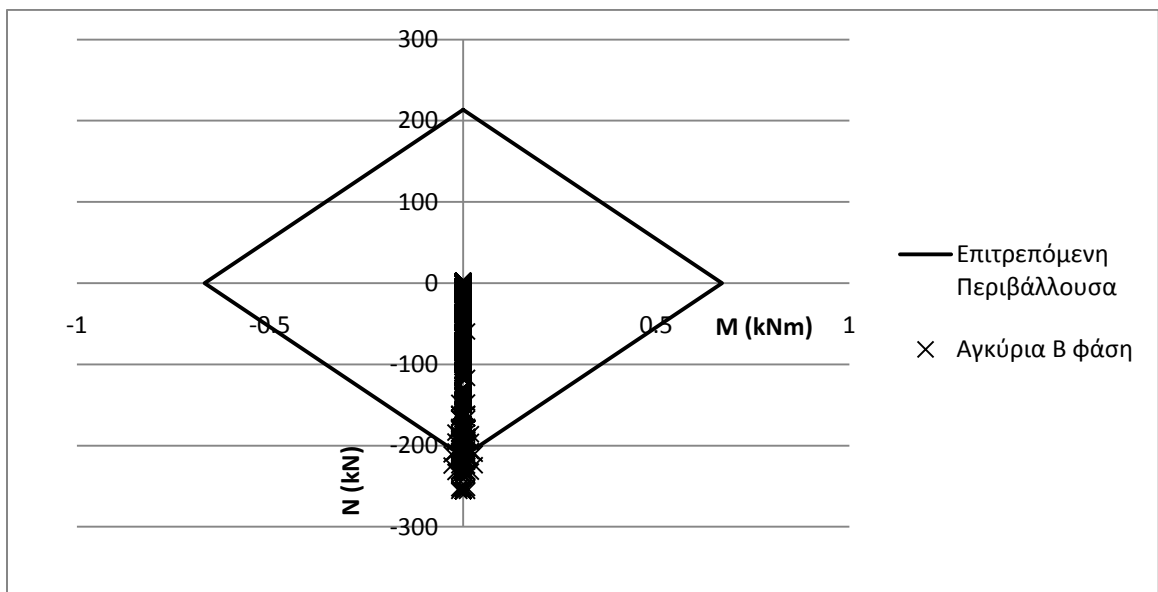
Διάγραμμα 4.26: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (κατηγορία Υ7) κατά την Α φάσης εκσκαφής με διόγκωση.

Από το διάγραμμα 4.26 παρατηρείται πως η επένδυση στην Α φάση εκσκαφής αστοχεί. Τα επιπλέον φορτία τα οποία δημιουργήθηκαν από το φαινόμενο της διόγκωσης, έχουν ως αποτέλεσμα η επένδυση να πρέπει να ενισχυθεί. Τα αξονικά φορτία της επένδυσης αυξήθηκαν από 2.25 έως 2.5MPa σε 2.75 έως 3.25MPa καθώς και οι ροπές κάμψης.



Διάγραμμα 4.27: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στην σύμμεικτη διατομή σκυρόδεμα και πλαίσιο (κατηγορία υποστήριξης Υ8) κατά την Β φάσης με διόγκωση.

Στην Β φάση εκσκαφής τα αξονικά φορτία αυξάνονται από 6 έως 8MPa σε 7.5 έως 9.8MPa με αποτέλεσμα η προσωρινή επένδυση να αστοχεί.



Διάγραμμα 4.28: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης.

Όσον αφορά στα αγκύρια αστοχούν σε εφελκυσμό. Οι μέγιστες τιμές των αξονικών φορτίων των αγκυριών αυξήθηκαν από -100MPa σε -260MPa. Για να μπορέσει να αντέξει η προσωρινή επένδυση τα πρόσθετα φορτία, θα γίνει αύξηση των μέτρων υποστήριξης (κατηγορία Υ12, Υ13). Συγκεκριμένα έχουμε:

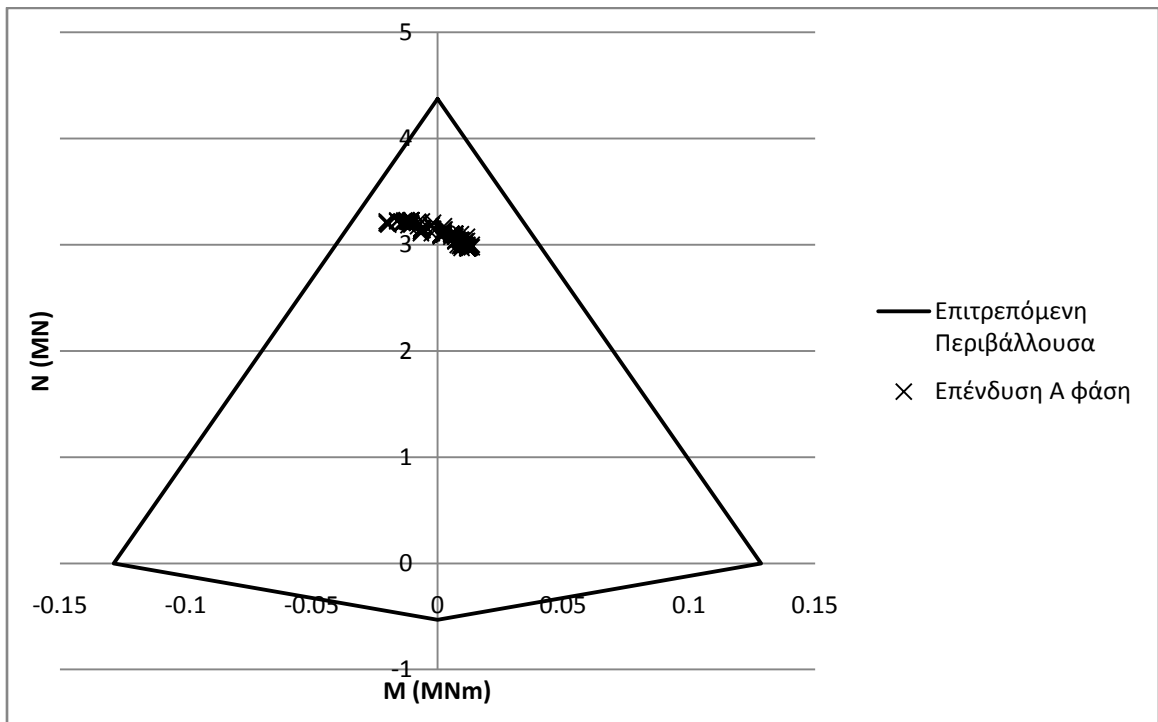
Α φάση εκσκαφής

- εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C32/40 πάχους 25cm,

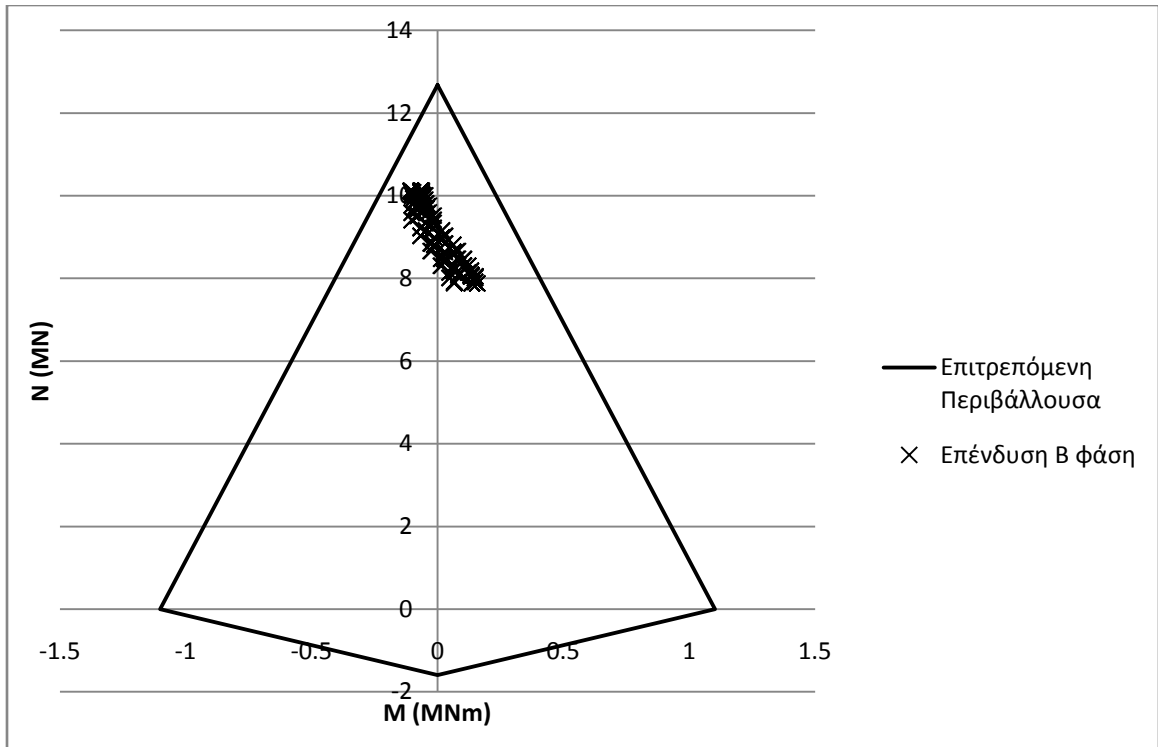
B φάση εκσκαφής

- εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C32/40 πάχους 60cm,
- πλαίσια HEB 160 από χάλυβα S 360,
- αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ30.

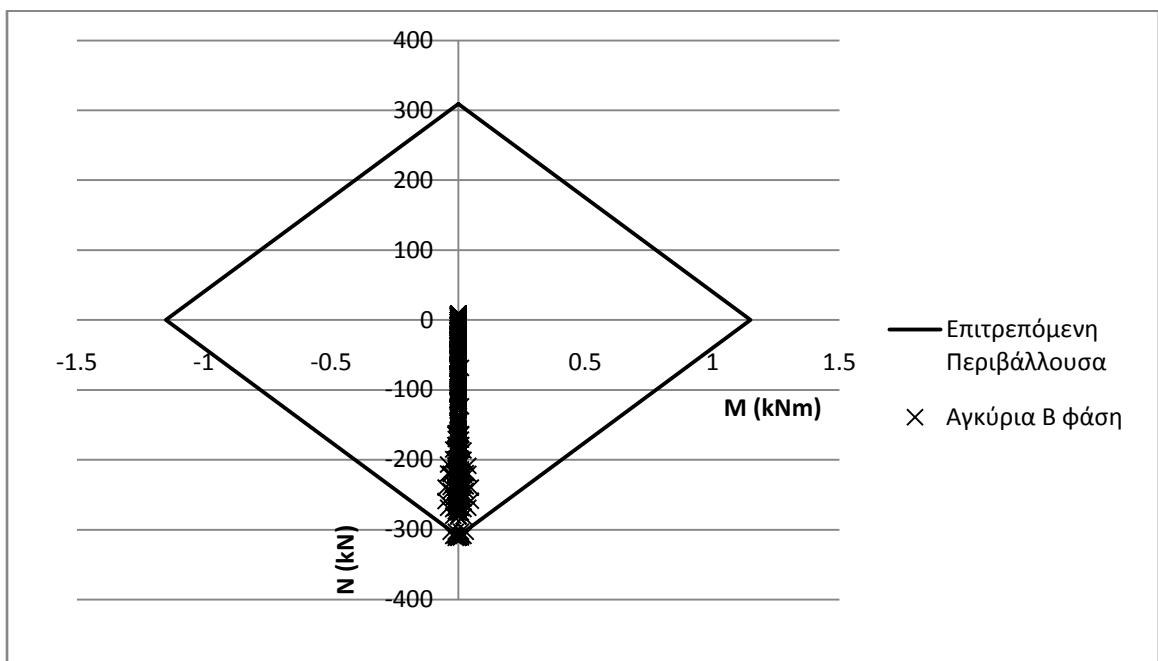
Και στις δύο φάσεις εκσκαφής τα βήμα προχώρησης είναι 1m. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται ως ακολούθως.



Διάγραμμα 4.29: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (κατηγορία υποστήριξης Υ12) κατά την Α φάσης με διόγκωση.



Διάγραμμα 4.30: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στην σύμμεικτη διατομή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια (κατηγορίας υποστήριξης Υ13) κατά την Β φάσης εκσκαφής με διόγκωση.



Διάγραμμα 4.31: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης.

Από τα διαγράμματα 4.29 έως 4.31 μπορεί να παρατηρηθεί πως η προσωρινή επένδυση δύναται να ανταπεξέλθει στις νέες συνθήκες οι οποίες δημιουργούνται λόγω της αύξησης των παραμορφώσεων και κατ' επέκταση των τάσεων στα στοιχεία υποστήριξης. Στον πίνακα 4.12, παρουσιάζονται τα νέα φορτία για το μοντέλο με διόγκωση της διατομής Γ4 σε συγκεκριμένα σημεία (βλέπε σχήμα 4.7).

Πίνακας 5.12: Αξονικά φορτία, ροπές κάμψης και μετατοπίσεις στην διατομή Γ4 με διόγκωση.

A φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΑΟ=ΔΑ	0	68	2976	-4	-28
ΑΑ=ΑΔ	58	-1	3373	10	27
B φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΒΟ=ΔΒ	0 (0)	70 (143)	7877	64	-158
ΒΑ=ΒΔ	64 (103)	1 (-1)	10110	59	64

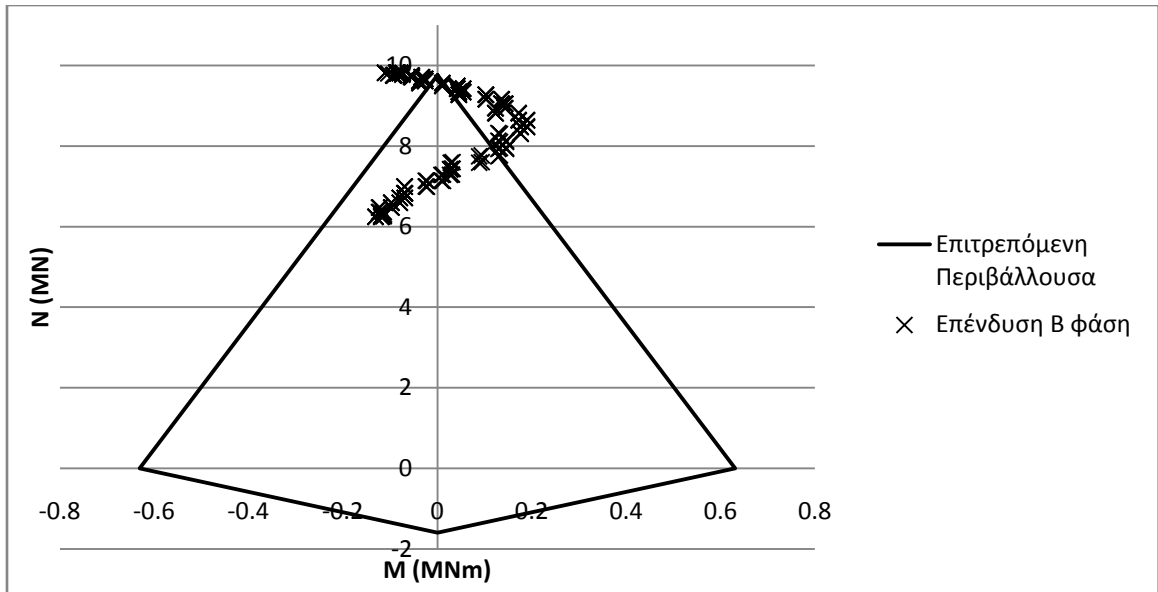
Από τον πίνακα 4.12 σε συνδυασμό με τον 4.8, διαπιστώνουμε πως κατά την Α φάση εκσκαφής αυξήθηκαν οι κατακόρυφες μετατοπίσεις της οροφής και του δαπέδου κατά 2mm. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση του αξονικού φορτίου από 2366 kN σε 2976 kN δηλαδή 26%. Όσον αφορά στις παρειές και εκεί έχουμε αύξηση των αξονικών φορτίων κατά 34%. Οι μεταβολές στις ροπές κάμψεως είναι μικρές.

Στην Β φάση εκσκαφής παρατηρείται αύξηση των αξονικών δυνάμεων στην οροφή στο δάπεδο και στις παρειές κατά 31%. Επιπροσθέτως παρατηρείται αύξηση των ροπών κάμψεως στην οροφή και στο δάπεδο από 16kNm σε 158kNm.

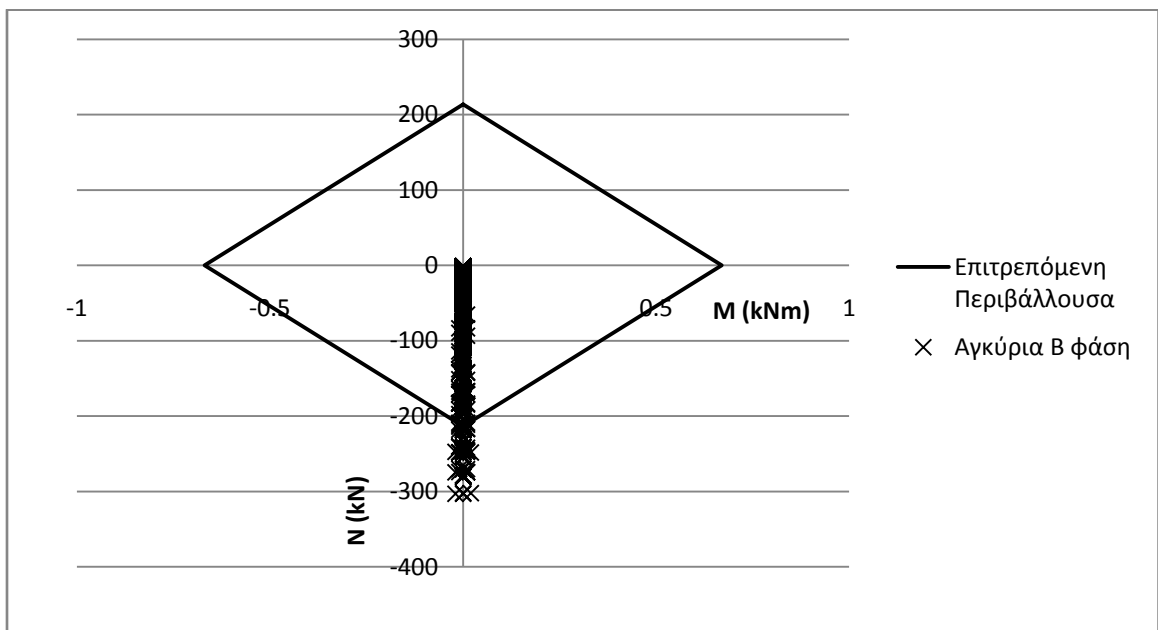
4.3.3 Διατομή Γ5 με διόγκωση και υποστήριξη κατηγορίας Υ9 και Υ14

Συνεχίζοντας την διερεύνηση της παραμέτρου της διόγκωσης και τα επιπλέον φορτία τα οποία δημιουργεί στην προσωρινή υποστήριξη φτάσαμε στην διατομή Γ5. Στην διατομή αυτή, όπως και σε όλες τις προηγούμενες, θα γίνει προσθήκη της παραμέτρου της διόγκωσης, καταγραφή των νέων φορτίων που παρουσιάζονται σε πίνακα και τέλος πρόταση νέων μέτρων υποστήριξης (εφόσον τα προηγούμενα μέτρα υποστήριξης αστοχούν).

Στην Α φάση εκσκαφής δεν θα γίνει έλεγχος κατά την διόγκωση ούτε θα προταθούν νέα μέτρα, διότι είναι τα ίδια με την Α φάση της διατομής Γ4 (κατηγορία, Υ12). Ως εκ τούτου, μπορούμε να ασχοληθούμε απ' ευθείας με την τελική φάση εκσκαφής την Β. Τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης παρουσιάζονται ως ακολούθως.



Διάγραμμα 4.32: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεις στην Β φάση εκσκαφής υπό την προσθήκη της παραμέτρου της διόγκωσης (σύμμεικτη διατομή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια, κατηγορίας Υ9).



Διάγραμμα 4.33: Αξονικές δυνάμεις και ροπές κάμψεις στα αγκύρια της Β φάση εκσκαφής υπό την προσθήκη της παραμέτρου της διόγκωσης.

Από τα διαγράμματα 4.32, 4.33 μπορεί να παρατηρηθεί πως οι δυνάμεις αυξάνονται στην προσωρινή υποστήριξη και αστοχούν. Ειδικότερα, παρατηρείται μεγαλύτερη αύξηση στα αξονικά φορτία και λιγότερο στις ροπές κάμψης.

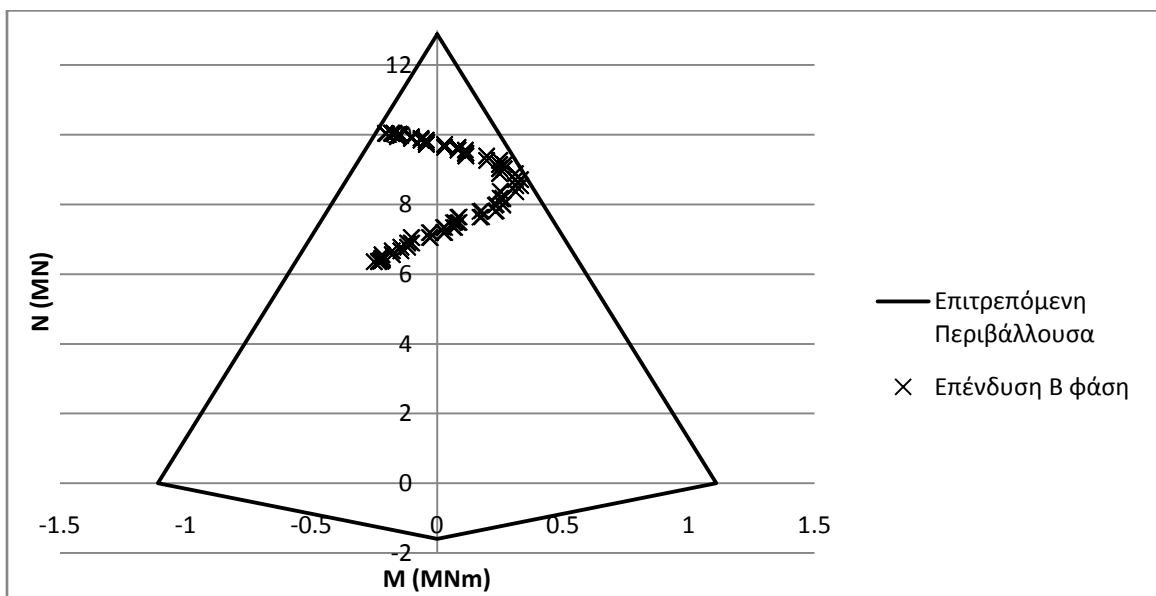
Στο επόμενο βήμα, θα γίνει πρόταση νέων μέτρων υποστήριξης τα οποία θα μπορούν να αναλάβουν τα νέα επαυξημένα φορτία, αυτά είναι (κατηγορία Y12 και Y14, πίνακας 4.2):

A φάση εκσκαφής

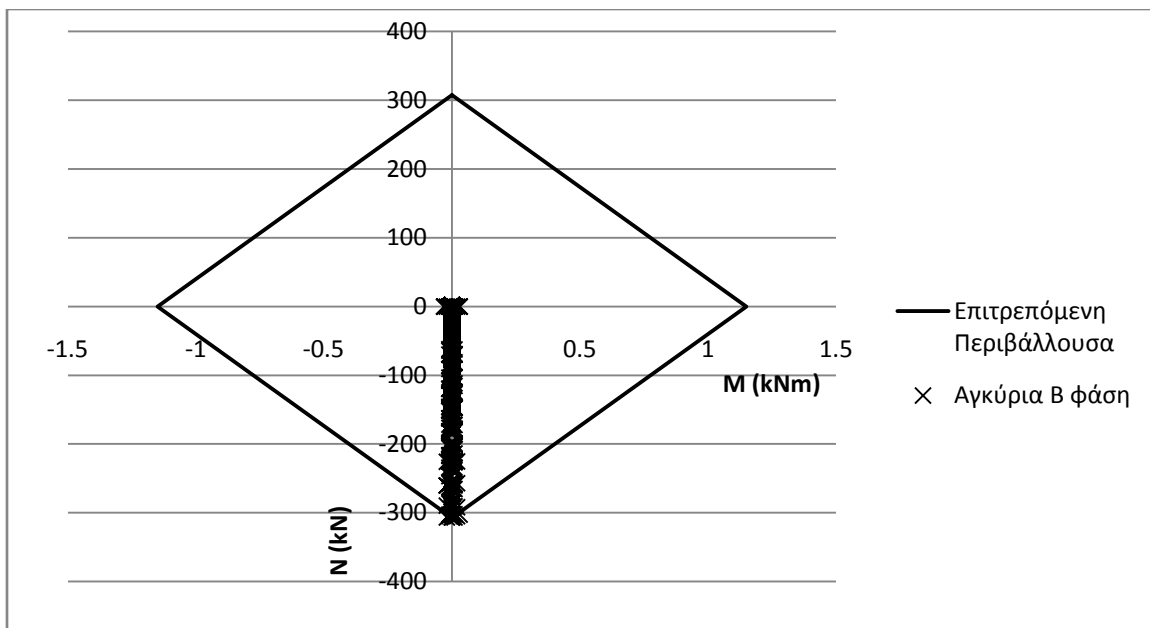
- εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C32/40 πάχους 25cm,

B φάση εκσκαφής

- εκτοξευόμενο σκυρόδεμα C32/40 πάχους 60cm,
- πλαίσια HEB 180 από χάλυβα S 360,
- αγκύρια μήκους 9m σε κάνναβο 1.5x1 από χάλυβα S 500 διατομής Φ30.



Διάγραμμα 4.34: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στην σύμμεικτη διατομή εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια (κατηγορία υποστήριξης Y14) κατά την Β φάσης με διόγκωση.



Διάγραμμα 4.35: Αξονικές δυνάμεις και ροπές στα αγκύρια της προσωρινής υποστήριξης με διόγκωση.

Από τα διαγράμματα 4.34, 4.35 καταλήγουμε στο ότι τα νέα προσωρινά μέτρα υποστήριξης είναι ικανά να παραλάβουν τις επιπλέον δυνάμεις οι οποίες δημιουργούνται λόγω της προσθήκης της παραμέτρου της διόγκωσης. Τα νέα φορτία σε συγκεκριμένα σημεία (στην σύμμεικτη διατομή, κατηγορίας Υ14) τα οποία παρουσιάζονται στο σχήμα 4.9 διατυπώνονται στον παρακάτω πίνακα 4.13.

Πίνακας 4.13: Αξονικά φορτία, ροπές κάμψης και μετατοπίσεις στην διατομή Γ5 με διόγκωση.

Β φάση εκσκαφής					
	Οριζόντιες μετατοπίσεις (mm)	Κατακόρυφες μετατοπίσεις (mm)	N (kN)	V (kN)	M (kNm)
ΒΟ	0	104 (168)	6355	-49	250
ΒΑ=ΒΔ	100 (108)	-7 (-2)	10050	103	172
ΔΒ	0	118 (-139)	8520	127	-134

Από τον πίνακα 4.13 σε σύγκριση με τον πίνακα 4.9 (χωρίς διόγκωση) παρατηρείται μια αύξηση των αξονικών δυνάμεων στις δοκούς της οροφής (σύμμεικτη διατομή, κατηγορίας Υ9) της τάξης του 38%. Στις παρειές η αύξηση αυτή φτάνει το 25% και στο δάπεδο 24%. Γενικά η αύξηση των ροπών κάμψεως βρίσκεται σε χαμηλά επίπεδα (μπορεί σαν ποσοστό να είναι μεγάλο σε σχέση με το μοντέλο χωρίς διόγκωση, ωστόσο, κατ' απόλυτη τιμή δεν παρατηρούνται σημαντικές μεταβολές).

4.3.4 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα διατομών υπό την επίδραση της διόγκωσης

Στον ακόλουθο πίνακα 4.14 παρουσιάζονται οι διατομές στις οποίες έγινε εισαγωγή της παραμέτρου της διόγκωσης. Στον πίνακα παρατηρούμε τις μέγιστες μετατοπίσεις σε κάθε διατομή στην Α και Β φάση εκσκαφής.

Πίνακας 4.14: Διατομές υποστήριξης με διόγκωση.

Διατομή	Α Φάση		Β Φάση	
	Υποστήριξη	U_{max} (mm)	Υποστήριξη	U_{max} (mm)
Γ3	Υ10	98 (δάπεδο)	Υ11	162 (παρειές)
Γ4	Υ12	68 (οροφή, δάπεδο)	Υ13	70 (οροφή, δάπεδο)
Γ5	Υ12	68 (οροφή, δάπεδο)	Υ14	118 (Δάπεδο)

4.4 Συμπεράσματα

- Στην πεταλοειδή διατομή η σύμμεικτη υποστήριξη (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσιο) που βρίσκεται στην οροφή φορτίζεται περισσότερο από αξονικά φορτία και λιγότερο από ροπές κάμψης σε αντίθεση με τις παρειές (για $k=0.75$).
- Με την μέθοδο της προσομοίωσης των δοκών προπορείας σε 2 διαστάσεις, η οποία εφαρμόστηκε στην παρούσα εργασία, επιτυγχάνουμε την μείωση των αξονικών δυνάμεων στην σύμμεικτη διατομή (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια) της οροφής.
- Τα αγκύρια τα οποία βρίσκονται στις παρειές της πεταλοειδούς διατομής φορτίζονται κατά 5 έως 6 φορές περισσότερο από αυτά τα οποία βρίσκονται στην οροφή.
- Η αστοχία η οποία παρατηρείται στην διατομή Γ1, παρουσιάζεται κατά την εκσκαφή της Β φάσης (Bench) όπου η σύμμεικτη διατομή (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσιο) που βρίσκεται στις παρειές καταπονείται σε κάμψη.
- Γενικά παρατηρείται ότι, όσο εξομαλύνονται οι απότομες αλλαγές γεωμετρίας και πηγαίνουμε προς το κυκλικό σχήμα, οι ροπές κάμψης ελαττώνονται.
- Στις κυκλικές διατομές, οι ροπές κάμψης είναι περιορισμένες και για το λόγο αυτό η υποστήριξη μπορεί να γίνει με λιγότερα μέτρα από μια αντίστοιχη πεταλοειδούς σχήματος. Επίσης, έχει παρατηρηθεί πως τα αγκύρια στις κυκλικές διατομές και γενικά στις καμπύλες επιφάνειες δέχονται πολύ μικρές καμπτικές ροπές. Γενικά τα αγκύρια δεν μπορούν να παραλάβουν κάμψη λόγω της μεγάλης διαφοράς εμβαδού διατομής και μήκους. Επίσης είναι γενικά αποδεκτό ότι τα αγκύρια τα οποία έχουν τοποθετηθεί σωστά προς την καταλληλότερη κατεύθυνση δεν πρέπει να καταπονούνται σε κάμψη, αυτό λοιπόν είναι ένα είδος ελέγχου για το αν έχουν τοποθετηθεί σωστά ή όχι.

- Η μέθοδος της εκσκαφής σε δύο φάσεις, όπου η Α φάση περιλαμβάνει μια εσωτερική σήραγγα “οδηγός” και η Β φάση ουσιαστικά διεύρυνση, προκύπτει ότι παρουσιάζει μια σημαντική μείωση της αρχικής εντατικής κατάστασης και κατ’ επέκταση σημαντικά πλεονεκτήματα στην προσωρινή επένδυση.
- Η εσωτερική σήραγγα “οδηγός” δρα ως βλήτρο και μειώνει σημαντικά την απώλεια όγκου. Επίσης ο έλεγχος του μετώπου είναι πιο εύκολος εξ’ αιτίας των μικρότερων διαστάσεων (σε αντίθεση με την ολομέτωπη εκσκαφή).
- Όσον αφορά στις διατομές Γ4 και Γ5, όπου γεωμετρικά και οι δύο φάσεις εκσκαφής έχουν τις ίδιες διαμέτρους (διαφέρουν όμως ως προς την θέση της εσωτερικής κυκλικής διατομής), θα περίμενε κανείς τα μέτρα υποστήριξης στην τελική φάση εκσκαφής να είναι τα ίδια. Αυτό, όμως, δεν προκύπτει από τα αποτελέσματα και οφείλεται στην πιο ομοιόμορφη αποτόνωση των τάσεων η οποία προκαλείται στην διατομή Γ4 (ομόκεντροι κύκλοι), και η οποία δημιουργεί ένα ομοιόμορφο τασικό πεδίο το οποίο θα φορτίσει την επένδυση. Η ομοιομορφία αυτή έχει ως αποτέλεσμα οι ροπές κάμψης οι οποίες εμφανίζονται να είναι πολύ μικρότερες σε σχέση την διατομή Γ5.
- Κατά την εισαγωγή της παραμέτρου της διόγκωσης, σε όλες τις διατομές που έγινε, η υποστήριξη η οποία είχε προταθεί αρχικά τελικά αστόχησε. Αυτό σημαίνει, ότι οποιαδήποτε πετρώματα έχουν την δυνατότητα να διογκωθούν, θα πρέπει κατά την μελέτη υποστήριξης να λαμβάνεται υπ’ όψιν η παράμετρος αυτή, η οποία αυξάνει σημαντικά τα φορτία (Η αύξηση των φορτίων παρατηρείται γραφικά στα διαγράμματα 4.36 έως 4.38).
- Στις διατομές οι οποίες παρουσιάζουν απότομες μεταβολές της γεωμετρίας, η αύξηση των μέτρων υποστήριξης κατά την διόγκωση σε σχέση με τις κυκλικές διατομές είναι σημαντικά μεγαλύτερη. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι κατά την διόγκωση οι ροπές κάμψης σε αυτά τα σημεία αυξάνονται σημαντικά, σε αντίθεση με τις κυκλικές διατομές όπου οι ροπές κάμψης είναι γενικά περιορισμένες.

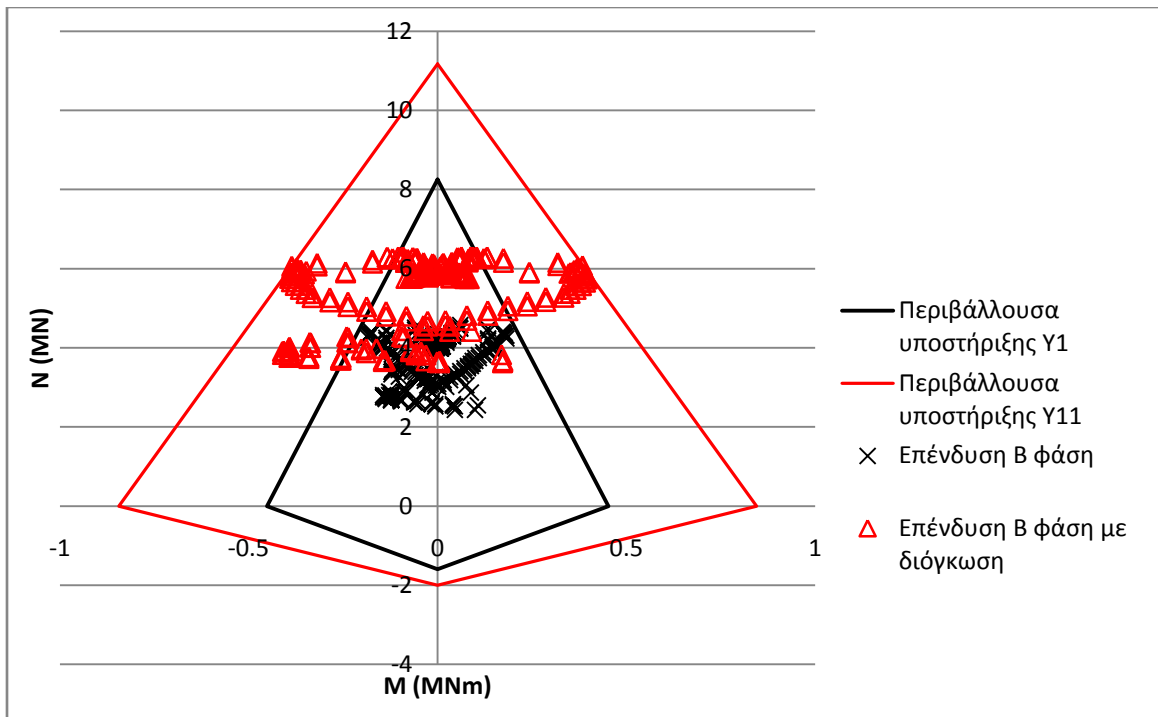
Στον κατωτέρω πίνακα 4.15 παρουσιάζεται αναλυτικά οι μεταβολές των αξονικών δυνάμεων καθώς και τον ροπών κάμψεως υπό την επίδραση της παραμέτρου της διόγκωσης.

Πίνακας 4.15: Μεταβολές αξονικών φορτίων και καμπτικών ροπών.

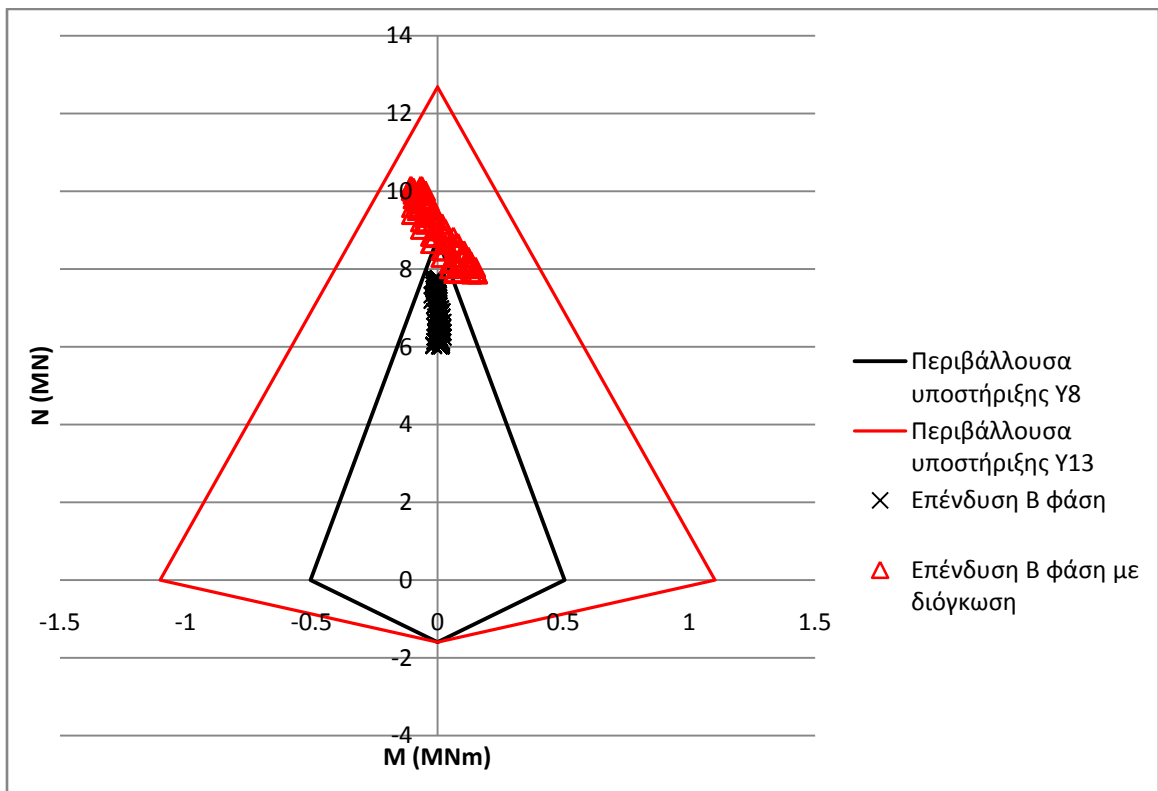
Διατομή Γ3						
Αξονικά φορτία (kN)			Ροπές κάμψης (kNm)			
	Χωρίς διόγκωση	Με διόγκωση	Ποσοστιαία μεταβολή %	Χωρίς διόγκωση	Με διόγκωση	Ποσοστιαία μεταβολή %
Α φάση εκσκαφής			Α φάση εκσκαφής			
ΑΟ	2501	3423	37	5	-69	-1480
ΑΑ=ΑΔ	2619	3699	41	3	68	2167
ΔΒ	2765	2504	-9	183	759	315
Β φάση εκσκαφής			Β φάση εκσκαφής			

ΒΟ	3985	5746	44	-9	-84	833
ΒΑ=ΒΔ	4326	6232	44	46	55	20
ΔΒ	3440	3980	16	120	162	35
Διατομή Γ4						
	Αξονικά φορτία (kN)			Ροπές κάμψης (kNm)		
	Χωρίς διόγκωση	Με διόγκωση	Ποσοστιαία αύξηση %	Χωρίς διόγκωση	Με διόγκωση	Διαφορά
	Α φάση εκσκαφής			Α φάση εκσκαφής		
ΑΟ=ΔΑ	2366	2976	26	-3	-28	833
ΑΑ=ΑΔ	2517	3373	34	10	27	170
	Β φάση εκσκαφής			Β φάση εκσκαφής		
ΒΟ=ΔΒ	6012	7877	31	-16	-158	888
ΒΑ=ΒΔ	7742	10110	31	-2	64	-3300
Διατομή Γ5						
	Αξονικά φορτία (kN)			Ροπές κάμψης (kNm)		
	Χωρίς διόγκωση	Με διόγκωση	Ποσοστιαία αύξηση %	Χωρίς διόγκωση	Με διόγκωση	Διαφορά
	Α φάση εκσκαφής			Α φάση εκσκαφής		
ΑΟ=ΔΑ	2366	2976	26	-3	-28	833
ΑΑ=ΑΔ	2517	3373	34	10	27	170
	Β φάση εκσκαφής			Β φάση εκσκαφής		
ΒΟ	4604	6355	38	93	250	169
ΒΑ=ΒΔ	8048	10050	25	64	172	169
ΔΒ	6880	8520	24	-22	-134	509

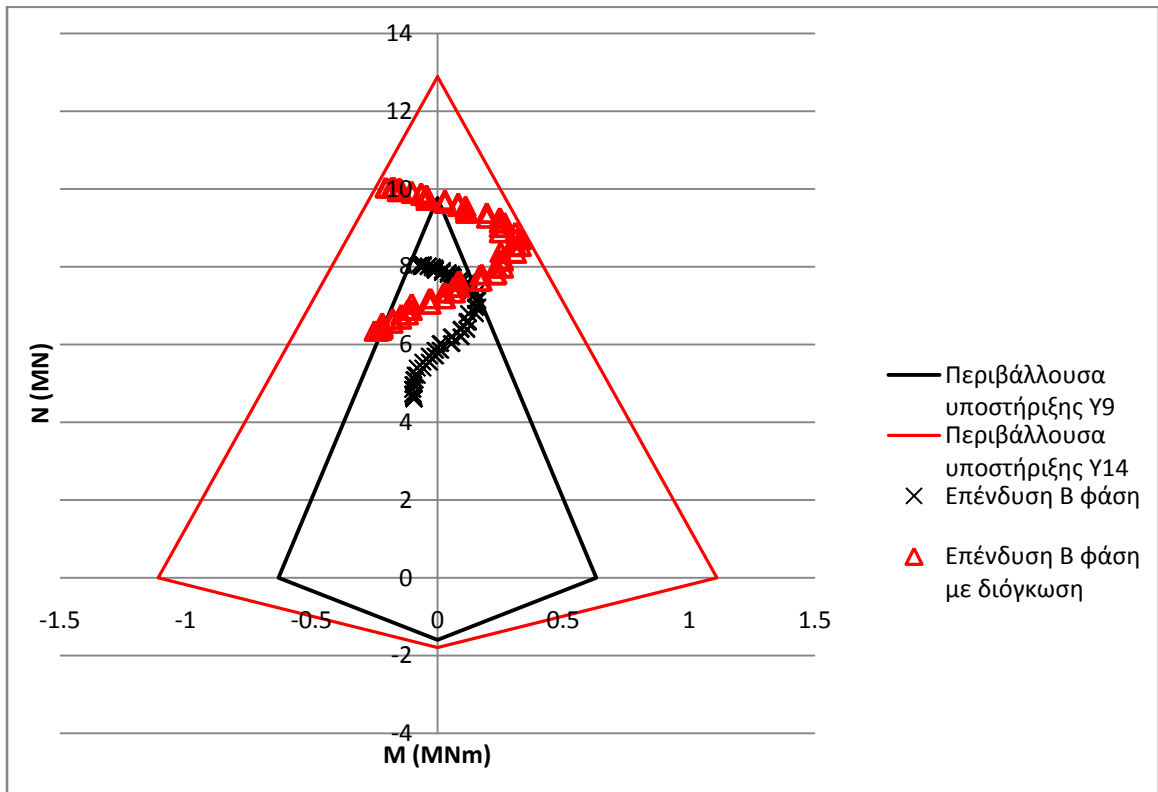
Στα διαγράμματα που ακολουθούν, παρουσιάζονται γραφικά τα φορτία της σύμμεικτης διατομής (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσιο), με διόγκωση και χωρίς διόγκωση για την Β φάση εκσκαφής των διατομών Γ3, Γ4 και Γ5.



Διάγραμμα 4.36: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων και ροπών κάμψεως με διόγκωση και χωρίς διόγκωση για την διατομή Γ3.



Διάγραμμα 4.37: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων και ροπών κάμψεως με διόγκωση και χωρίς διόγκωση για την διατομή Γ4.



Διάγραμμα 4.38: Σύγκριση αξονικών δυνάμεων και ροπών κάμψεως με διόγκωση και χωρίς διόγκωση για την διατομή Γ5.

Στα διαγράμματα 4.36 έως 4.38 μπορεί να παρατηρηθεί η αύξηση των ροπών κάμψεως αλλά και των αξονικών δυνάμεων στη σύμμεικτη διατομή, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαίσια, κατά την Β φάση εκσκαφής υπό την επίδραση της διόγκωσης.

Κεφάλαιο 5: Γενικά συμπεράσματα

Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν έγινε μια προσπάθεια διερεύνησης της επίδρασης της γεωμετρίας, του εντατικού πεδίου και της διόγκωσης του πετρώματος στην απόκριση σήραγγας. Τα συμπεράσματα αυτής της διερεύνησης συνοψίζονται σε αυτό το κεφάλαιο.

Τα μοντέλα που κατασκευάστηκαν για την διερεύνηση των ανωτέρω παραμέτρων είναι δύο ειδών: τα αβαρή και τα βαρυτικά. Η μεθοδολογία της σημαντικής μείωσης της ελαστικής ακαμψίας (FACS) κατά τα στάδια της αποτόνωσης, στα αβαρή μοντέλα, έδωσε την καλύτερη προσέγγιση συγκρινόμενη με αναλυτικές λύσεις. Για να είναι εφικτή η σύγκριση αυτή, η διατομή του αριθμητικού μοντέλου κατασκευάστηκε κυκλική σε υδροστατικό πεδίο.

Το μοντέλο που τελικά επιλέχθηκε για την εξέλιξη της παρούσας εργασίας είναι το αβαρές με την μεθοδολογία αποτόνωσης που αναφέρθηκε ανωτέρω. Η επιλογή αυτή έγινε αφενός λόγω της καλύτερης συσχέτισης με την αναλυτική λύση αφετέρου δε λόγω του μεγάλου βάθους που βρίσκεται η προς μελέτη διατομή.

Στο τρίτο κεφάλαιο από την διερεύνηση του εντατικού πεδίου προέκυψαν οι καμπύλες σύγκλισης αποτόνωσης. Οι καμπύλες αυτές, συγκρινόμενες ανά δυο παρουσιάζουν ένα σημείο τομής. Αριστερά από το σημείο τομής, μεγαλύτερες μετατοπίσεις εμφανίζονται σε εκείνη με τον μικρότερο συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως. Αντιθέτως, δεξιά από το σημείο τομής η κατάσταση αντιστρέφεται (αυτή η συμπεριφορά παρατηρείται στην κυκλική αλλά και στην πεταλοειδή διατομή). Επιπροσθέτως, παρατηρήθηκε ότι όσο μειώνεται ο συντελεστής ουδέτερης ωθήσεως τόσο περισσότερο αυξάνεται στην καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης το ελαστικό της τμήμα.

Συνεχίζοντας την διερεύνηση στο ίδιο κεφάλαιο παρατηρήθηκε, κατά την φάση εκσκαφής, η πεταλοειδής διατομή να παρουσιάζει μεγαλύτερες μετατοπίσεις οροφής σε σχέση με την αντίστοιχη κυκλική διατομή (ισεμβαδική). Η διαφορά αυτή κυμαίνεται σε ποσοστό από 2% έως 11%. Το ίδιο συμβαίνει και με την εισαγωγή της παραμέτρου της διόγκωσης.

Οι μετατοπίσεις του δαπέδου της πεταλοειδούς διατομής, κατά την φάση της εκσκαφής, σε σχέση με εκείνες της οροφής παρουσιάζονται αυξημένες από 3% έως 11% για οποιαδήποτε τιμή του συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως k . Δεν συμβαίνει, όμως, το ίδιο και στην κυκλική διατομή η οποία έχει τις ίδιες μετατοπίσεις οροφής και δαπέδου (αβαρές μοντέλο).

Στο τέταρτο κεφάλαιο επιχειρείται ο προσδιορισμός των απαιτούμενων μέτρων υποστήριξης για την βραχομάζα. Οι διατομές που μελετήθηκαν είναι δύο ειδών: οι κυκλικές και οι πεταλοειδείς με συντελεστή ουδέτερης ωθήσεως ίσο με 0.75. Μια γενική παρατήρηση αναφορικά με το κεφάλαιο αυτό είναι πως οι κυκλικές διατομές φορτίζονται πολύ λιγότερο από καμπτικές ροπές σε σχέση με τις πεταλοειδείς. Αυτό είναι ένα μεγάλο πλεονέκτημα των κυκλικών διατομών και δημιουργείται από την ευαισθησία της προσωρινής υποστήριξης στις ροπές κάμψης. Γενικά παρατηρείται ότι, όσο

εξομαλύνονται οι απότομες αλλαγές γεωμετρίας και πηγαίνουμε προς το κυκλικό σχήμα, οι ροπές κάμψης ελαττώνονται.

Ακόμη ένας σημαντικός παράγοντας που επιδρά στα μέτρα υποστήριξης είναι η μέθοδος εκσκαφής. Στην συγκεκριμένη εργασία, εφαρμόστηκαν δύο διαφορετικές μέθοδοι. Η πρώτη, εφαρμόστηκε στην πεταλοειδή διατομή Γ1 με Α φάση εκσκαφής την άνω ημιδιατομή και Β φάση εκσκαφής την κάτω ημιδιατομή. Το πρόβλημα στην περίπτωση αυτή είναι ότι κατά την Β φάση εκσκαφής, ενώ η Α φάση έχει ισορροπήσει, αναπτύσσονται μεγάλες ροπές κάμψης στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και στο πλαίσιο, τα οποία βρίσκονται στις παρειές της διατομής με αποτέλεσμα να αστοχούν.

Η δεύτερη μέθοδος εκσκαφής εφαρμόστηκε σε όλες τις υπόλοιπες διατομές και περιλαμβάνει δυο φάσεις. Κατά την Α φάση, γίνεται εκσκαφή μιας εσωτερικής σήραγγας προπορείας η οποία επενδύεται προσωρινά. Με τον τρόπο αυτό, λόγω των μετατοπίσεων που δημιουργούνται στο σύνορό της, αρχίζει η ενεργοποίηση του φαινομένου του θόλου, με αποτέλεσμα να έχουμε αποτόνωση των τάσεων στο όριο της τελικής εκσκαφής. Αυτή η “ενεργοποίηση” της βραχομάζας, έχει ως αποτέλεσμα την δυνατότητα μείωσης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, σε σχέση με μια αντίστοιχη ολομέτωπη εκσκαφή. Επιπλέον, η εσωτερική σήραγγα “οδηγός” δρα ως βλήτρο και μειώνει σημαντικά την απώλεια όγκου, ενώ ο έλεγχος του μετώπου γίνεται ευκολότερος εξαιτίας των μικρότερων διαστάσεών του (σε αντίθεση με την ολομέτωπη εκσκαφή).

Ένας ακόμη παράγοντας που συμβάλει στα μέτρα προσωρινής υποστήριξης (αναφερόμενοι στην δεύτερη μέθοδο εκσκαφής) είναι η ομοιομορφία της αποτόνωσης. Αυτό παρατηρήθηκε από την ανάλυση των διατομών Γ4 και Γ5. Οι δυο διατομές έχουν τα ίδια εμβαδά εκσκαφής κατά την Α και Β φάση. Η διαφορά τους έγκειται στο σημείο τοποθέτησης της εσωτερικής κυκλικής διατομής ως προς την τελική κυκλική διατομή. Στην Γ4 οι δυο φάσεις εκσκαφής είναι δυο ομόκεντροι κύκλοι, ενώ στην Γ5 οι κύκλοι αυτοί εφάπτονται στην οροφή. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, η Β φάση της Γ5 να απαιτεί ισχυρότερα μέτρα υποστήριξης από την αντίστοιχη της Γ4.

Η ανομοιόμορφη αυτή αποτόνωση, έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των ροπών κάμψεως της προσωρινής επένδυσης στην περιοχή της οροφής σε τόξο 45° έως 135° . Η μέση αύξηση των τιμών μεταβάλλεται από 20kNm σε 140kNm. Οι αξονικές δυνάμεις σε αντίθεση με της ροπές κάμψης έχουν μειωθεί στην οροφή κατά 20% έως 30%.

Επιπροσθέτως, στο κεφάλαιο αυτό γίνεται έλεγχος της λειτουργίας των διατομών που επελέγησαν υπό την επιπλέον φόρτιση λόγω της διόγκωσης του πετρώματος. Κατά την εισαγωγή της παραμέτρου αυτής, η υποστήριξη που είχε προταθεί αρχικά, τελικά αστόχησε. Συνεπώς, η παράμετρος αυτή θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στη μελέτη υποστήριξης, κάθε φορά που πρόκειται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη της σήραγγας πετρώματα με δυνατότητα διόγκωσης, καθώς η επίδρασή της στα επιβαλλόμενα φορτία είναι σημαντική.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- A. Boresi, R. Schmidt, O. Sidebottom. (1993). *Advanced Mechanics of Materials*. J. Wiley.
- B. Brady & E. Brown. (1994). *Rock Mechanics for Underground Mining*. Chapman & Hall.
- C. Gonzalez - Nicieza, A.E. Alvarez - Vigil, A. Menendez - Diaz, C. Gonzalez - Palacio. (2008). Influence of the depth and shape of a tunnel in the application of the convergence - confinement method. *Tunnelling and Underground Space Technology* (σσ. 25-37). Elsevier.
- C. Kropic & H. Mang. (1996). Computational Mechanics of the Excavation of Tunnels. *Engineering Computations, Vol.19, No 7* , σσ. 46-69.
- Duncan Fama, M.E. (1993). Numerical modelling of yield zones in weak rocks. *Comprehensive rock engineering* (σσ. 49-75). Oxford: Pergamon.
- E. Hoek. (1999). *A discussion on acceptability criteria for temporary support and final lining of large span transportation tunnels in poor rocks*. ERGOSE Athens.
- E. Hoek. (November 20-22, 1998). Tunnel support in weak rock. *Symposium of Sedimentary Rock Engineering*. Taipei, Taiwan.
- E. Hoek, C. Carranza-Torres, M. Diederichs, B. Corkum. (2008). Intergration of geotechnical and structural design in tunneling. *56th Annual Geotechnical Engineering Conference*. Minneapolis.
- E. Hoek, P. Kaiser, W. Bawden. (1995). *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Rotterdam: A. Balkema.
- E.Hoek & E.Brown . (1997). *Underground Excavation in Rock, Institution of Mining and Metallurgy, E & FN Spon*. Chapman & Hall.
- G. Oaettl, R. Stark, G. Hofstetter. (1998). A Comparison of Elastic - Plastic Soil Models for 2D FE analysis of tunneling. *Computer and Geotechnics, Vol. 23* , σσ. 19-38.
- H. Heidkamp, C. Katz. (2004). The swelling phenomenon of soils - Proposal of an efficient continuum modelling approach. *EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium, Schubert (ed.)* , 1-6.
- ISRM. (1994). Comments and recommendations on design and analysis procedures for structures in argillaceous swelling rock. *International journal of Rock Mechanics, Mining Science & Geomechanics, Abstr. Vol 31, No 5* , 535-546.
- K.Kovari, Ch. Amstad, G. Anagnostou. (1988). Design/Construction Methods - Tunneling in Swelling Rocks, Key Questions in Rock Mechanics, Cundall et al. (eds). Rotterdam: Balkema.

- R.E. Goodman. (1989). *Intorduction to Rock Mechanics*. J. Wiley.
- Rocksience Inc. (2000-2004). *Rock support intraction and deformation analysis for tunnels in weak rock. Tutorial manual*.
- S. Youakim, S. El-Metewally, W. Chen. (2000). Nonlinear analysis of tunnels in clayey/sandy soil with concrete lining. *Engineering Structures*, Vol. 22 , σσ. 707-722.
- ΑΙ Σοφιανός. (2010). *Τεχνικές Διάνοιξης Σηράγγων*. Αθήνα.
- ΑΙ Σοφιανός, ΠΠ Νομικός. *Προχωρημένη μηχανική των πετρωμάτων, ΔΠΜΣ*. Σημειώσεις ΕΜΠ.
- ΑΙ. Σοφιανός. (2010). *Υποστήριξη Υπογείων Έργων*. Αθήνα.
- Αρ. Ν. Μπαρούνης. (1958-1959). *Σήραγγες*. Αθήνα .
- Γ. Εξαδάκτυλος, Μ. Σταυροπούλου. (2006). *Κατασκευή και μηχανική των σηράγγων και των υπογείων έργων*. Χανιά.
- Ι. Βλαχογιάννης. (2008). *Διάνοιξη σηράγγων σε διογκούμενους σχηματισμούς*, Διπλωματική εργασία.
- Μ. Καββαδάς. (2005). *Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων*. ΕΜΠ.