
ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ

ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

Μ. ΚΑΒΒΑΔΑ

Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων

Μ. Καββαδάς, ScD

Αναπληρωτής Καθηγητής ΕΜΠ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ε. Μ. Πολυτεχνείο

Το παρόν σύγγραμμα διατίθεται δωρεάν από την ηλεκτρονική ιστο-σελίδα :

<http://users.ntua.gr/kavvadas/>

Η ηλεκτρονική διεύθυνση του συγγραφέα είναι :

kavvadas@central.ntua.gr

Έκδοση Ε. Μ. Πολυτεχνείου - Μάρτιος 2012

ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

1. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ	1-11
1.1 Περιγραφή της βραχώμαζας	1-11
1.1.1 Μηχανική αντοχή του πετρώματος	1-11
1.1.2 Δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας (RQD)	1-12
1.1.3 Ασυνέχειες και τα χαρακτηριστικά τους	1-13
1.1.4 Επιρροή του υπόγειου νερού	1-13
1.2 Συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας	1-14
1.2.1 Σύστημα RMR (Bieniawski)	1-14
1.2.2 Σύστημα GSI	1-16
1.2.3 Σύστημα Q (NGI)	1-19
2. ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ. Error! Bookmark not defined.	
2.1 Γενικά	Error! Bookmark not defined.
2.2 Αρχική εντατική κατάσταση	Error! Bookmark not defined.
2.3 Παράμετροι παραμορφωσιμότητας	Error! Bookmark not defined.
2.4 Παράμετροι αντοχής	Error! Bookmark not defined.
2.5 Μακροχρόνια συμπεριφορά της βραχώμαζας	Error! Bookmark not defined.
3. ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ ΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ	
ΓΥΡΩ ΑΠΟ ΚΥΚΛΙΚΗ ΣΗΡΑΓΓΑ	Error! Bookmark not defined.
3.1 Παραδοχές	Error! Bookmark not defined.
3.2 Επίλυση στην πλαστική περιοχή ($R < r < r_p$)	Error! Bookmark not defined.
3.2.1 Περίπτωση $\varphi \neq 0$ (δηλαδή $N_\varphi \neq 1$):	Error! Bookmark not defined.
3.2.2 Περίπτωση $\varphi = 0$ (δηλαδή $N_\varphi = 1$):	Error! Bookmark not defined.
3.3 Επίλυση στην ελαστική περιοχή ($r > r_p$)	Error! Bookmark not defined.
3.4 Προσδιορισμός της σταθεράς c_2	Error! Bookmark not defined.
3.5 Υπολογισμός των εδαφικών μετακινήσεων	Error! Bookmark not defined.
3.5.1 Μετακίνηση στην ελαστική περιοχή	Error! Bookmark not defined.
3.5.2 Μετακίνηση στην πλαστική περιοχή	Error! Bookmark not defined.
Error! No table of contents entries found.	
5. ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΜΕ ΤΗ "ΜΕΘΟΔΟ NATM". Error! Bookmark not defined.	
5.1 Γενικά	Error! Bookmark not defined.
5.2 Χαρακτηριστικά της μεθόδου NATM	Error! Bookmark not defined.
5.3 Φάσεις εκσκαφής	Error! Bookmark not defined.
5.4 Μέτρα άμεσης υποστήριξης	Error! Bookmark not defined.
5.4.1 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete)	Error! Bookmark not defined.
5.4.2 Αγκύρια βράχου	Error! Bookmark not defined.
5.4.3 Χαλύβδινες νευρώσεις	Error! Bookmark not defined.
5.4.4 Σχεδιασμός των μέτρων άμεσης υποστήριξης Error! Bookmark not defined.	
5.5 Παρακολούθηση της συμπεριφοράς σηράγγων Error! Bookmark not defined.	
5.5.1 Γενικά	Error! Bookmark not defined.
5.5.2 Μετρήσεις των μετακινήσεων	Error! Bookmark not defined.

- 5.5.3 Μετρήσεις των πιέσεων..... **Error! Bookmark not defined.**
- 5.5.4 Μετρήσεις δυνάμεων..... **Error! Bookmark not defined.**
- 5.5.5 Μετρήσεις παροχών..... **Error! Bookmark not defined.**
6. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΚΑΙ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ **Error! Bookmark not defined.**
- 6.1 Γενικά..... **Error! Bookmark not defined.**
- 6.2 Μέθοδοι διδιάστατης ανάλυσης **Error! Bookmark not defined.**
- 6.2.1 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων **Error! Bookmark not defined.**
- 6.2.2 Ανάλυση με τη μέθοδο Rabcewicz **Error! Bookmark not defined.**
- 6.2.3 Απλοποιημένη ελαστοπλαστική ανάλυση ... **Error! Bookmark not defined.**
- 6.3 Έλεγχος ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής..... **Error! Bookmark not defined.**
- 6.3.1 Περιγραφή της μεθόδου ανάλυσης..... **Error! Bookmark not defined.**
- 6.3.2 Εκτίμηση της κατακόρυφης πίεσης σ_v **Error! Bookmark not defined.**
- 6.4 Έλεγχος ευστάθειας των στομιών της σήραγγας **Error! Bookmark not defined.**
7. ΥΠΟΧΩΡΗΣΕΙΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΩΝ 7-1
8. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ **Error! Bookmark not defined.**
- 8.1 Γενικά..... **Error! Bookmark not defined.**
- 8.2 Μακροχρόνια συμπεριφορά της βραχώμαζας ... **Error! Bookmark not defined.**
- 8.3 Φορτία γαιών στην τελική επένδυση σηράγγων. **Error! Bookmark not defined.**
- 8.3.1 Γενικά **Error! Bookmark not defined.**
- 8.3.2 Εμπειρικές μέθοδοι **Error! Bookmark not defined.**
- 8.3.3 Αναλυτικές μέθοδοι **Error! Bookmark not defined.**
- 8.3.4 Αριθμητικές μέθοδοι **Error! Bookmark not defined.**
- 8.4 Συμπεριφορά της τελικής επένδυσης υπό σεισμικές δράσεις **Error! Bookmark not defined.**
- 8.4.1 Γενικά **Error! Bookmark not defined.**
- 8.4.2 Αρχές σχεδιασμού έναντι σεισμικών δράσεων **Error! Bookmark not defined.**
- 8.4.3 Σχεδιασμός έναντι σεισμικών δράσεων..... **Error! Bookmark not defined.**

Πρόλογος

Οι σημειώσεις αυτές συνοψίζουν τις αρχές και μεθόδους σχεδιασμού υπογείων έργων ενδιαφέροντος Πολιτικού Μηχανικού. Ειδικότερα, αφορούν το σχεδιασμό της διάνοιξης, άμεσης υποστήριξης και τελικής επένδυσης οδικών, σιδηροδρομικών και υδραυλικών σηράγγων καθώς και υπογείων θαλάμων. Τα αντικείμενα αυτά έχουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον στην Ελλάδα λόγω της κατασκευής σύγχρονων οδικών και σιδηροδρομικών δικτύων και υπογείων δικτύων αστικών μεταφορών (Μετρό).

Οι σημειώσεις απευθύνονται κυρίως στους φοιτητές των εξής μεταπτυχιακών μαθημάτων του Ε.Μ.Πολυτεχνείου:

1. "Σχεδιασμός Υπογείων Έργων" του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών με τίτλο "Δομοστατικός Σχεδιασμός και Ανάλυση των Κατασκευών".
2. "Υπολογιστικές Μέθοδοι Ανάλυσης Υπογείων Έργων" του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών με τίτλο "Σχεδιασμός και Κατασκευή Υπογείων Έργων".

*Μ. Καββαδάς
Μάρτιος 2005*

ΕΝΔΕΙΚΤΙΚΗ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Hoek E, Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1994) “*Support of Underground Excavations in Hard Rock*”, Balkema.
2. Hoek E and T.T. Brown (1980) “*Underground excavations in rock*”, Published for the Institution of Mining and Metallurgy by Chapman and Hall.
3. ICE Design and practice Guide (1996) “*Sprayed concrete linings (NATM) for tunnels in soft ground*”, Thomas Telford Publishing, The Institution of Civil Engineers, London.
4. Franciss F.O. (1994) “*Weak Rock Tunnelling*”, Balkema
5. Sinha R.S. (Editor) (1989) “*Underground Structures - Design and Instrumentation*”, Elsevier
6. Jaeger J.C. and Cook N.G.W. (1976) “*Fundamentals of Rock Mechanics*”, Chapman and Hall.
7. Stagg K.G. and Zienkiewicz O.C. (1978) “*Rock Mechanics in Engineering Practice*”, J. Wiley.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΑΙ ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

1.1 Περιγραφή της βραχόμαζας

Η βραχόμαζα σπανίως είναι συνεχής, ομογενής και ισότροπη. Συνήθως είναι ρηγματωμένη, διασχίζεται από ποικίλα συστήματα ασυνεχειών, παρουσιάζει μεταβλητό (από θέση σε θέση) βαθμό αποσάθρωσης και εξαλλοίωσης και έχει ανισότροπη συμπεριφορά. Συνεπώς, η εκτίμηση αντιπροσωπευτικών τιμών των μηχανικών ιδιοτήτων της βραχόμαζας δεν γίνεται με άμεσο τρόπο (π.χ. με εργαστηριακές ή επιτόπου δοκιμές) αλλά έμμεσα, δηλαδή μέσω της περιγραφής και ταξινόμησης της βραχόμαζας σε κατηγορίες και στη συνέχεια γίνεται εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων κάθε κατηγορίας με εμπειρικές σχέσεις. Για την περιγραφή και ταξινόμηση της βραχόμαζας συνήθως χρησιμοποιούνται οι εξής παράμετροι:

1. Η μηχανική αντοχή του πετρώματος που δομεί τη βραχόμαζα
2. Ο δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας (RQD)
3. Οι ασυνέχειες και τα χαρακτηριστικά τους
4. Η παρουσία υπόγειου νερού

1.1.1 Μηχανική αντοχή του πετρώματος

Η μηχανική αντοχή του πετρώματος από το οποίο δομείται η βραχόμαζα εκφράζεται μέσω της αντοχής (σ_{ci}) που προκύπτει κατά τη δοκιμή μοναξονικής θλίψης (uniaxial compression strength) σε κυλινδρικά δοκίμια του "συμπαγούς" πετρώματος. Συχνά, τα αποτελέσματα των δοκιμών επηρεάζονται από την παρουσία εντός των δοκιμίων επιφανειών μικρής αντοχής σε δυσμενή διεύθυνση, όπως επιφανειών στρώσης, διακλάσεων ή άλλων ασυνεχειών, με συνέπεια οι μετρούμενες τιμές της αντοχής να μην είναι αντιπροσωπευτικές της αντοχής του "συμπαγούς" πετρώματος.

Με βάση την αντοχή (σ_{ci}), τα πετρώματα μπορούν να καταταγούν στις εξής κατηγορίες:

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΗΝ ΑΝΤΟΧΗ (κατά ISRM, 1981)

Αντοχή σ_{ci} (MPa)	Κατηγορία πετρώματος	Περιγραφή
> 250	Εξαιρετικά ισχυρό	Δεν θραύεται με γεωλογικό σφυρί
100-250	Πολύ ισχυρό	Θραύεται μετά από αρκετούς κτύπους με γεωλογικό σφυρί
50-100	Ισχυρό	Θραύεται με περισσότερους από ένα κτύπους με γεωλογικό σφυρί
25-50	Μετρίως ισχυρό	Δεν χαράσσεται με μαχαίρι
5-25	Ασθενές	Δύσκολα χαράσσεται με μαχαίρι
1-5	Πολύ ασθενές	Χαράσσεται εύκολα με μαχαίρι. Δεν χαράσσεται με το νύχι
0.25-1	Εξαιρετικά ασθενές	Χαράσσεται με το νύχι

Η μηχανική αντοχή του "συμπαγούς" πετρώματος εξαρτάται από το είδος του πετρώματος και το βαθμό αποσάθρωσης. Με βάση το βαθμό αποσάθρωσης, τα πετρώματα μπορούν να καταταγούν στις εξής κατηγορίες:

ΚΑΤΗΓΟΡΙΕΣ ΠΕΤΡΩΜΑΤΩΝ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟ ΒΑΘΜΟ ΑΠΟΣΑΘΡΩΣΗΣ
(κατά την British Geological Society, 1970))

Κατηγορία πετρώματος	Περιγραφή
Υγιές (F)	Χωρίς ίχνη αποσάθρωσης
Ελάχιστα αποσαθρωμένο (F.W)	Η αποσάθρωση περιορίζεται στις επιφάνειες των ασυνεχειών
Ολίγον αποσαθρωμένο (S.W)	Έντονη αποσάθρωση στις επιφάνειες των ασυνεχειών και ελαφρά αποσάθρωση στη μάζα του υλικού
Μετρίως αποσαθρωμένο (M.W)	Εκτεταμένη αποσάθρωση στη μάζα του υλικού, χωρίς το υλικό να παρουσιάζει ευθρυπτότητα
Έντονα αποσαθρωμένο (H.W)	Εκτεταμένη αποσάθρωση στη μάζα του υλικού, με τοπική ευθρυπτότητα του υλικού
Πλήρως αποσαθρωμένο (C.W)	Πλήρης αποσάθρωση και μεγάλη ευθρυπτότητα του υλικού, με διατήρηση της υφής και της δομής
Έδαφος (R.S)	Η υφή και δομή του υλικού έχει καταστραφεί και το υλικό μπορεί να χαρακτηριστεί ως έδαφος (υπολειμματικός σχηματισμός)

1.1.2 Δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας (RQD)

Ο δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας (Rock Quality Designation - RQD) αποτελεί ποσοτική εκτίμηση του κερματισμού της βραχόμαζας με βάση τους πυρήνες γεωτρήσεων. Ο δείκτης RQD ορίζεται ως το ποσοστό (επί τοις εκατό) των τεμαχίων μήκους άνω των 100mm σε κάποιο μήκος της γεώτρησης, δηλαδή:

$$RQD = \frac{\sum (\text{μήκους τεμαχίων μήκους} > 10 \text{ cm})}{\text{Ολικό μήκος του πυρήνα}} \times 100\%$$

Ο δείκτης RQD αποτελεί έναν από τους συνηθέστερα χρησιμοποιούμενους δείκτες περιγραφής της βραχόμαζας αν και παρουσιάζει τα εξής μειονεκτήματα:

1. Είναι πολύ ευαίσθητος σε μικρές μεταβολές του μήκους των πυρήνων. Για παράδειγμα ένας πυρήνας μήκους 101mm αυξάνει τον δείκτη RQD κατά 10% ενώ ένας πυρήνας μήκους 99mm δεν προκαλεί καμία αύξηση του δείκτη RQD.
2. Είναι πολύ ευαίσθητος στον τρόπο της δειγματοληψίας (είδος και διάμετρος του δειγματολήπτη) αλλά και σε "λεπτομέρειες" της γεώτρησης, όπως η ταχύτητα περιστροφής, η πίεση στην κοπτική κεφαλή, το είδος της κοπτικής κεφαλής κλπ. Όλοι οι παραπάνω παράγοντες επηρεάζουν το βαθμό της πυρηνοληψίας και μπορούν να προκαλέσουν δευτερογενή κερματισμό του επιτόπου πετρώματος.
3. Εξαρτάται από το σχετικό προσανατολισμό της γεώτρησης ως προς τις ασυνέχειες της βραχόμαζας. Για παράδειγμα, ο δείκτης RQD μιας γεώτρησης με άξονα παράλληλο προς τις ασυνέχειες δίνει πολύ υψηλότερο δείκτη RQD απ' ό,τι μια γεώτρηση κάθετα στις ασυνέχειες.

1.1.3 Ασυνέχειες και τα χαρακτηριστικά τους

Οι ασυνέχειες (discontinuities) της βραχόμαζας μπορεί να οφείλονται σε:

1. Ρήγματα (faults)
2. Διακλάσεις (joints)
3. Επιφάνειες στρώσης (bedding planes)
4. Επιφάνειες σχιστότητας (foliation)

Ο αριθμός των ασυνεχειών της βραχόμαζας καθορίζεται από:

1. Τον αριθμό των συστημάτων (οικογενειών) ασυνεχειών (number of joint sets). Κάθε σύστημα ασυνεχειών αποτελείται από παράλληλες ασυνέχειες του ίδιου τύπου. Για παράδειγμα οι επιφάνειες στρώσης αποτελούν ένα σύστημα ασυνεχειών.
2. Την απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών ενός συστήματος (joint spacing). Η απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται ως εξής:

Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών (m)	Χαρακτηρισμός της απόστασης μεταξύ των ασυνεχειών
> 2 m	Μεγάλη
0.6 - 2 m	Αρκετά μεγάλη
0.2 - 0.6 m	Μέση
0.06 - 0.2 m	Μικρή
< 0.06 m	Πολύ μικρή

Η κατάσταση των ασυνεχειών της βραχόμαζας καθορίζεται από:

1. Την τραχύτητα (roughness). Αναλόγως του βαθμού τραχύτητας, οι ασυνέχειες χαρακτηρίζονται ως: πολύ τραχείες, ελαφρώς τραχείες, πρακτικώς λείες, ολισθηρές (slickensided).
2. Το βαθμό εξαλλοίωσης (alteration) των επιφανειών των ασυνεχειών που χαρακτηρίζεται από τη σχετική ολίσθηση που απαιτείται να συμβεί κατά μήκος της ασυνέχειας ώστε να αποκατασταθεί η επαφή των εκατέρωθεν βραχωδών τεμαχίων:
 - (α) Μηδενική ολίσθηση (δηλαδή υφίσταται επαφή)
 - (β) Ολίσθηση έως 100 mm
 - (γ) Ολίσθηση άνω των 100mmΕναλλακτικά, ο βαθμός εξαλλοίωσης χαρακτηρίζεται από το πάχος του υλικού πλήρωσης των ασυνεχειών (συνήθως προϊόν της εξαλλοίωσης του πετρώματος): πάχος 0, πάχος έως 1mm, πάχος 1-5mm, πάχος άνω των 5mm.

1.1.4 Επιρροή του υπόγειου νερού

Η παρουσία υπόγειου νερού επηρεάζει δυσμενώς τα μηχανικά χαρακτηριστικά της βραχόμαζας, ιδίως σε βραχόμαζες μικρής αντοχής με σημαντική εξαλλοίωση κατά μήκος των ασυνεχειών (προς αργιλικό υλικό) και σημαντική αποσάθρωση του πετρώματος. Στις περιπτώσεις αυτές, η παρουσία υπόγειου νερού προκαλεί διόγκωση των αργιλικών ορυκτών, υποβάθμιση της συνοχής και της δομής της βραχόμαζας και μείωση της γωνίας διατμητικής αντοχής. Σε βραχόμαζες χωρίς αξιόλογη αποσάθρωση και με υγιείς ασυνέχειες (χωρίς υλικό πλήρωσης), η δυσμενής επιρροή του υπόγειου νερού είναι μικρή έως αμελητέα, με εξαίρεση τις περιπτώσεις βραχόμαζας με μεγάλη διαπερατότητα και μεγάλο υδραυλικό φορτίο οπότε μπορεί να δημιουργηθούν προβλήματα αστάθειας λόγω των μεγάλων υδατικών παροχών και των μεγάλων δυνάμεων διηθήσεως.

1.2 Συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας

Η ταξινόμηση της βραχώμαζας σε κατηγορίες είναι απαραίτητη τόσο κατά το σχεδιασμό όσο και κατά την επακόλουθη κατασκευή των υπογείων έργων. Τυπικά, ο σχεδιασμός των υπογείων έργων μεγάλου μήκους (σήραγγες) γίνεται για περισσότερες της μιας¹ κατηγορίες βραχώμαζας (που αντιστοιχούν σε κάποιες τυπικές διατομές σχεδιασμού), με διαφορετικά μηχανικά χαρακτηριστικά. Κατά τη φάση της κατασκευής, η ταξινόμηση της επιτόπου βραχώμαζας σε κατηγορίες είναι απαραίτητη στην απόφαση περί της εφαρμοστέας τυπικής διατομής της μελέτης του έργου.

Τα πλέον διαδεδομένα συστήματα ταξινόμησης της βραχώμαζας είναι:

1. Το σύστημα RMR (Bieniawski)
2. Το σύστημα Q (NGI)

Προσφάτως έχει προταθεί από τον Hoek (1995) ένα νέο σύστημα κατάταξης (GSI) το οποίο είναι συμβατό με το σύστημα RMR και βελτιώνει αρκετά από τα μειονεκτήματά του. Στα επόμενα συνοψίζονται τα κύρια χαρακτηριστικά των συστημάτων RMR, GSI και Q.

1.2.1 Σύστημα RMR (Bieniawski)

Το σύστημα RMR (Rock Mass Rating) προτάθηκε από τον Bieniawski το 1976, έλαβε την τελική του μορφή το 1979 (Bieniawski, 1979) και παρουσιάσθηκε (χωρίς ουσιαστικές τροποποιήσεις) εκ νέου το 1989 (Bieniawski, 1989). Κατά το σύστημα αυτό, η ταξινόμηση της βραχώμαζας γίνεται με έξι (6) παραμέτρους εκάστη των οποίων λαμβάνει μια τιμή. Το άθροισμα των τιμών των έξι παραμέτρων αποτελεί την τιμή του δείκτη RMR. Οι έξι παράμετροι και οι τιμές τους είναι:

1. Αντοχή του "συμπαγούς" πετρώματος σε μοναξονική θλίψη (σ_{ci})

Αντοχή σ_{ci} (MPa)	Δείκτης R1
> 250	15
100 - 250	12 - 15
50 - 100	7 - 12
25 - 50	4 - 7
5 - 25	2 - 4
1 - 5	1 - 2
< 1	0

2. Δείκτης κερματισμού της βραχώμαζας (RQD)

RQD (%)	Δείκτης R2
> 90	20
75 - 90	17 - 20
50 - 75	13 - 17
25 - 50	8 - 13
< 25	3

¹ τυπικά: 3-5

3. Απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών

Απόσταση (m)	Δείκτης R3
> 2	20
0.6 - 2	15 - 20
0.2 - 0.6	10 - 15
0.06 - 0.2	8 - 10
< 0.06	5

4. Κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών

Κατάσταση επιφανειών ασυνεχειών	Δείκτης R4
Πολύ τραχείες, χωρίς εξαλλοίωση	30
Ελαφρώς τραχείες, ελαφρά εξαλλοιωμένες, υλικό πλήρωσης < 1mm	25
Ελαφρώς τραχείες, πολύ εξαλλοιωμένες, υλικό πλήρωσης < 1mm	20
Λείες ή γυαλιστερές (slickensided), υλικό πλήρωσης 1-5mm	10
Υλικό πλήρωσης πάχους άνω των 5mm	0

5. Παρουσία υπόγειου νερού

Παρουσία υπόγειου νερού	Δείκτης R5
Καθόλου νερό	15
Παρουσία υγρασίας	10
Υγρές επιφάνειες	7
Στάγδην	4
Με ροή	0

6. Προσανατολισμός των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου

Προσανατολισμός ασυνεχειών	Δείκτης R6
Πολύ ευμενής	0
Ευμενής	-2
Αδιάφορος	-5
Δυσμενής	-10
Πολύ δυσμενής	-12

Ο δείκτης RMR υπολογίζεται ως το άθροισμα των δεικτών R1 έως R6. Με βάση την τιμή του δείκτη RMR, η βραχόμαζα κατατάσσεται στις εξής κατηγορίες:

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

Ο δείκτης RMR αναπτύχθηκε με βάση την εμπειρία από στοές ορυχείων όπου συνήθως η βραχόμαζα είναι καλής ποιότητας (RMR > 40). Για βραχόμαζες πτωχής ποιότητας (RMR < 40) η μέθοδος δεν είναι πρόσφορη επειδή δεν διαθέτει επαρκές εύρος τιμών, όπως φαίνεται στον ακόλουθο πίνακα:

Εύρος πιθανών τιμών του δείκτη RMR για πτωχής ποιότητας βραχώμαζες		
Παράμετρος	Τιμές	Πιθανές τιμές του δείκτη
Αντοχή	< 5 MPa	0, 1, 2
RQD	< 25%	3
Απόσταση ασυνεχειών	< 15 cm	5, 8, 9
Κατάσταση ασυνεχειών	Με υλικό πλήρωσης	0, 10
Παρουσία νερού	Υγρές - Στάγδην	4, 7
Προσανατολισμός ασυνεχειών	Αδιάφορος	-5

Από τον ανωτέρω πίνακα προκύπτει ότι οι πιθανές τιμές του RMR είναι 7-26, δηλαδή 20 τιμές. Επιπλέον, στη διαμόρφωση της τιμής του δείκτη RMR έχει τεράστια σημασία η κατάσταση των επιφανειών των ασυνεχειών με πιθανό εύρος τιμών 0 ή 10 εάν το πάχος του υλικού πληρώσεως είναι περισσότερο από 5mm ή λιγότερο από 5mm. Τούτο σημαίνει ότι η τιμή του RMR αλλάζει κατά 10 μονάδες (ποσοστό 50% της συνολικής τιμής) εάν το πάχος του υλικού πληρώσεως μεταβληθεί από 4.9mm σε 5.1mm. Είναι προφανές ότι η επιρροή αυτή είναι υπερβολική και μάλιστα δεδομένου ότι η εκτίμηση του πάχους του υλικού πληρώσεως των ασυνεχειών έχει σημαντική αβεβαιότητα.

Κατά τη χρήση του δείκτη RMR για την εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας συνιστάται ο υπολογισμός του RMR να γίνεται με άθροιση μόνον των πέντε πρώτων παραμέτρων, δηλαδή χωρίς συμμετοχή της επιρροής του προσανατολισμού των ασυνεχειών σε σχέση με τη φορά διάνοιξης του έργου, δεδομένου ότι η επιρροή αυτή λαμβάνεται υπόψη κατά το σχεδιασμό της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης του έργου με διαφορετικό τρόπο.

1.2.2 Σύστημα GSI

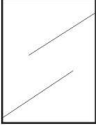
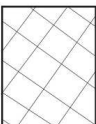




Το σύστημα GSI (Geological Strength Index) αρχικώς προτάθηκε από τον Hoek (1995), και με βελτιώσεις από τους Hoek, Marinos & Benissi το 1998 και το 2000, και δίνει ιδιαίτερη έμφαση σε σχετικώς πτωχής ποιότητας βραχώμαζες με RMR < 40 αλλά με λειτουργία αλληλεμπλοκής μεταξύ των βραχωδών τεμαχίων. Τέτοιου τύπου βραχώμαζες δομούν ένα σημαντικό ποσοστό του Ελληνικού χώρου και συνεπώς έχουν μεγάλη σημασία στο σχεδιασμό υπογείων έργων.

Το σύστημα GSI σχεδιάσθηκε ώστε εν γένει να είναι συμβατό με το σύστημα RMR για βραχώμαζες με RMR > 40, δηλαδή οι τιμές του δείκτη GSI είναι περίπου ίσες με τις αντίστοιχες τιμές του δείκτη RMR. Για βραχώμαζες με RMR < 40, το σύστημα GSI πλεονεκτεί επειδή παρέχει καλύτερη διακριτοποίηση, χωρίς απότομες μεταβολές της τιμής του δείκτη, ενώ ταυτοχρόνως παραμένει συμβατό με το σύστημα RMR.

Το σύστημα GSI βασίζεται στη συναξιολόγηση δυο παραμέτρων:

- (α) Της δομής της βραχώμαζας, που χαρακτηρίζει το βαθμό αλληλεμπλοκής των βραχωδών τεμαχίων.
- (β) Της κατάστασης των επιφανειών των ασυνεχειών που χαρακτηρίζει το μέγεθος της διατμητικής αντοχής τους.

Η συναξιολόγηση των παραμέτρων και οι αντίστοιχες τιμές του δείκτη GSI φαίνονται στο Σχήμα 1. Το σύστημα GSI εφαρμόζεται σε βραχώμαζες με αλληλεμπλοκή μεταξύ των βραχωδών τεμαχίων, δηλαδή σε βραχώμαζες με μικρό ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (τυπικά λιγότερο από 20% του συνολικού όγκου της βραχώμαζας).

<p>ΓΕΩΛΟΓΙΚΟΣ ΔΕΙΚΤΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΡΗΓΜΑΤΩΜΕΝΟΥΣ ΒΡΑΧΟΥΣ (Hoek and Marinos, 2000) Βασίζόμενοι στην εμφάνιση της βραχόμαζας (περιγραφή δομής και κατάσταση επιφάνειας ασυνεχειών) εκτιμήστε τη μέση τιμή του GSI, χωρίς υποχρεωτικά μεγάλη ακρίβεια. Το να επιλέξετε ένα εύρος τιμών από 33 ως 37 είναι πιο ρεαλιστικό από το να δηλώσετε ότι GSI=35. <u>Σημειώνεται ότι ο Πίνακας δεν εφαρμόζεται σε κινηματικά ελεγχόμενες αστάθειες.</u> Στην περίπτωση που οι ασθενείς επίπεδες επιφάνειες έχουν μη ευνοϊκό προσανατολισμό σε σχέση με το πρηνές εκσκαφής, τότε αυτές καθορίζουν την συμπεριφορά της βραχόμαζας. Η διατμητική αντοχή επιφανειών σε βράχους που υπόκεινται σε εξασθένηση λόγω διακύμανσης της περιεκτικότητας σε υγρασία, είναι περαιτέρω μειωμένη όταν υπάρχει νερό. Όταν, οι βραχόμαζες ανήκουν στις μέτριες έως πτωχές κατηγορίες και υπάρχει νερό τότε μετακινούμαστε προς τα δεξιά. Η υδροστατική πίεση λαμβάνεται υπόψη με την ανάλυση ενεργών τάσεων.</p>	<p>ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΑΣΥΝΕΧΕΙΑΣ</p> <p>ΠΟΛΥ ΚΑΛΗ Πολύ τραχείες, μη αποσαθρωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΚΑΛΗ Τραχείες, ελαφρά αποσαθρωμένες και οξειδωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΜΕΤΡΙΑ Λείες, μετρίως αποσαθρωμένες και εξαλλοιωμένες επιφάνειες</p>	<p>ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης, πολύ αποσαθρωμένες με συμπαγή επιφλοιώματα ή υλικό πλήρωσης με γωνιώδη θραύσματα</p>	<p>ΠΟΛΥ ΠΤΩΧΗ Επιφάνειες ολίσθησης πολύ αποσαθρωμένες με μαλακό αργιλικό υλικό πλήρωσης</p>
<p>ΔΟΜΗ</p>	<p>ΜΕΙΟΥΜΕΝΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ →</p>				
 <p>INTACT OR MASSIVE - Άρρηκτα βραχώδη τεμάχια ή άστρωτος βράχος με λίγες ασυνέχειες σε μεγάλη απόσταση</p>	<p>90</p>			<p>N/A</p>	<p>N/A</p>
 <p>BLOCKY - Αδιατάρακτη βραχόμαζα με πολύ καλό αλληλοκλείδωμα που αποτελείται από κυβικά τεμάχια οριζόμενα από τρεις ορθογώνια τεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών</p>	<p>80</p>	<p>70</p>	<p>60</p>		
 <p>VERY BLOCKY- Μερικώς διαταραγμένη βραχόμαζα με πολύπλευρα γωνιώδη τεμάχια (blocks) που σχηματίζονται από τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών</p>	<p>70</p>	<p>60</p>	<p>50</p>		
 <p>BLOCKY/DISTURBED/SEAMY Πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχια που σχηματίζονται από πολλές αλληλοτεμνόμενες οικογένειες ασυνεχειών. Εμμονή στρώσης ή σχιστότητας</p>	<p>60</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	
 <p>DISINTEGRATED - Ισχυρά κερματισμένη βραχόμαζα με πτωχό αλληλοκλείδωμα και με ταυτόχρονη παρουσία γωνιωδών και αποστρωγυλωμένων τεμαχίων</p>	<p>50</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	
 <p>LAMINATED/SHEARED - Φυλλώδης ή σχιστοποιημένη και τεκτονικώς διατμημένη ασθενής βραχόμαζα. Η σχιστότητα επικρατεί έναντι οποιασδήποτε άλλης οικογένειας ασυνεχειών εμποδίζοντας την δημιουργία γωνιωδών τεμαχίων</p>	<p>40</p>	<p>30</p>	<p>20</p>	<p>10</p>	
	<p>N/A</p>	<p>N/A</p>			

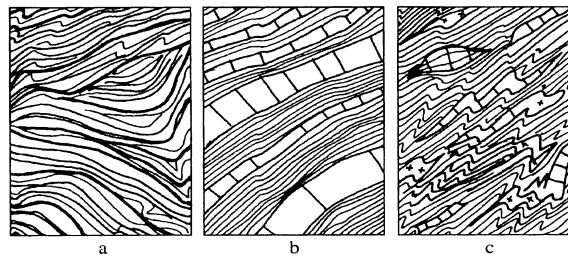
Σχήμα 1: Ταξινόμηση της βραχόμαζας κατά το σύστημα GSI.

Το σύστημα GSI εφαρμόζεται σε βραχόμαζες με αλληλεμπλοκή μεταξύ των βραχωδών τεμαχίων, δηλαδή σε βραχόμαζες με μικρό ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (τυπικά λιγότερο από 20% του συνολικού όγκου της βραχόμαζας).

Extension of the GSI index for non-competent rock-masses

Non-competence means lack of interlocking between rock pieces due to the presence of an appreciable fraction of soil material (> 20% by volume)

		Plasticity index of the soil-fraction				
		Non-plastic	20%	40%	60%	80%
Rock-fraction (%)	Soil-fraction (%)	Friction angle of the soil-fraction				
		27.5°	25°	22.5°	20°	17.5°
above 80%	below 20%	<i>Rock-mass is competent – use standard GSI values</i>				
80%	20%					
60%	40%					
40%	60%					
20%	80%					
below 20%	above 80%	<i>Engineering soil - Use a soil mechanics description</i>				
<p>In strongly anisotropic rock-masses, the shear strength parameters obtained from the GSI values correspond to failure planes normal to the layers. For failure planes in a direction forming an angle θ with respect to the layer, use:</p> $\varphi = \varphi_s + (\varphi_n - \varphi_s) \sqrt{\frac{\theta}{90}} \quad c = c_s + (c_n - c_s) \sqrt{\frac{\theta}{90}}$ <p>(c_n, φ_n) = shear strength parameters along the direction normal to the layer (c_s, φ_s) = shear strength parameters of the soil-fraction along the layer</p>						



a. Έντονα διατμημένα, b. Στρωσιγενής με εναλλαγές (φλύσσης)
c. Χαοτική δομή λόγω έντονου τεκτονισμού (after Marinou, 1999)

Σχήμα 2: Τροποποίηση του συστήματος GSI για βραχώμαζες χωρίς αλληλεμπλοκή κόκκων. Εφαρμόζεται σε βραχώμαζες με μεγάλο ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (τυπικά περισσότερο από 20% του συνολικού όγκου της βραχώμαζας).

Σε βραχόμαζες με αξιόλογο ποσοστό συμμετοχής εδαφικού υλικού (π.χ. βραχόμαζες με σημαντικό βαθμό εξαλλοίωσης), όπου η αλληλεμπλοκή μεταξύ των βραχωδών τεμαχών είναι περιορισμένη έως ανύπαρκτη, μπορεί να χρησιμοποιείται η τροποποίηση της ταξινόμησης του συστήματος GSI που φαίνεται στο Σχήμα 2.

1.2.3 Σύστημα Q (NGI)

Το σύστημα Q αναπτύχθηκε στο Νορβηγικό Γεωτεχνικό Ινστιτούτο (NGI) από τους Barton, Lien and Lunde το 1974 με σκοπό τον εμπειρικό σχεδιασμό των μέτρων άμυνας υποστήριξης σπηραγγών που διανοίγονται με τη "μέθοδο NATM" (βλέπε Κεφάλαιο 5). Η μέθοδος βασίζεται στον υπολογισμό του δείκτη Q από τη σχέση:

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

όπου:

RQD = δείκτης κερματισμού της βραχόμαζας

J_n = δείκτης του αριθμού των συστημάτων των ασυνεχειών

J_r = βαθμός τραχύτητας των επιφανειών των ασυνεχειών

J_a = βαθμός εξαλλοίωσης των επιφανειών των ασυνεχειών

J_w = συντελεστής επιρροής του υπόγειου νερού

SRF = συντελεστής απομείωσης λόγω υψηλών τάσεων (Stress Reduction Factor).

Στην παραπάνω σχέση, ο πρώτος λόγος (RQD/J_n) εκφράζει το μέσο μέγεθος των τεμαχών που συνιστούν τη βραχόμαζα. Ο δεύτερος λόγος (J_r / J_a) εκφράζει τα χαρακτηριστικά διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών της βραχόμαζας. Τέλος, ο τρίτος λόγος (J_w / SRF) εκφράζει τις τάσεις που επικρατούν στη βραχόμαζα. Οι τιμές των παραπάνω παραμέτρων συνοψίζονται στα επόμενα.

1. Συντελεστής RQD.

Χρησιμοποιείται η τιμή του δείκτη RQD. Εάν $RQD < 10\%$, χρησιμοποιείται η συμβατική τιμή 10.

2. Συντελεστής J_n

Οικογένειες ασυνεχειών	Τιμή του J_n
Συμπαγές πέτρωμα ή λίγες ασυνέχειες	0.5 - 1.0
Μια οικογένεια	2
Μια οικογένεια και μερικές τυχαίες ασυνέχειες	3
Δυο οικογένειες	4
Δυο οικογένειες και μερικές τυχαίες ασυνέχειες	6
Τρεις οικογένειες	9
Τρεις οικογένειες και μερικές τυχαίες ασυνέχειες	12
Τέσσερις ή περισσότερες οικογένειες	15
Θρυμματισμένο πέτρωμα	20

Σε περιοχές διασταύρωσης σπηραγγών, η τιμή του J_n τριπλασιάζεται. Σε περιοχές στομιών, η τιμή του J_n διπλασιάζεται.

3. Συντελεστής J_r

- (α) Περίπτωση βραχόμαζας με ασυνέχειες χωρίς υλικό πλήρωσης ή με υλικό πλήρωσης μικρού πάχους (ώστε να αποκαθίσταται επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τεμαχίων για σχετική ολίσθηση μικρότερη των 10cm).

Κατάσταση επιφάνειας των ασυνεχειών	Τιμή του J_r
Ασυνεχείς διακλάσεις	4
Τραχείες και ακανόνιστες, κυματώδεις	3
Ομαλές, κυματώδεις	2
Ολισθηρές (slickensided), κυματώδεις	1.5
Τραχείες ή ακανόνιστες, επίπεδες	1.5
Ομαλές επίπεδες	1.0
Ολισθηρές επίπεδες	0.5

- (β) Περίπτωση βραχόμαζας χωρίς επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τοιχωμάτων του πετρώματος ακόμη και μετά σημαντική σχετική ολίσθηση κατά μήκος της ασυνέχειας.

Κατάσταση επιφάνειας των ασυνεχειών	Τιμή του J_r
Με υλικό πλήρωσης από αργιλικό υλικό σε επαρκές πάχος ώστε να παρεμποδίζεται η επαφή των τοιχωμάτων του πετρώματος	1.0
Με υλικό πλήρωσης από αμμώδες ή χαλικώδες υλικό σε επαρκές πάχος ώστε να παρεμποδίζεται η επαφή των τοιχωμάτων του πετρώματος	1.0

Στην περίπτωση που η μέση απόσταση μεταξύ των ασυνεχειών υπερβαίνει τα τρία μέτρα, η τιμή του J_r αυξάνεται κατά 1.

4. Συντελεστής J_a

- (α) Περίπτωση βραχόμαζας με επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τοιχωμάτων του πετρώματος.

Κατάσταση εξαλλοίωσης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών	Τιμή του J_a
Υγιή και πλήρως "επουλωμένα" τοιχώματα	0.75
Οξειδωμένα τοιχώματα χωρίς αποσάθρωση	1.0
Ελαφρώς αποσαθρωμένα τοιχώματα με αμμώδες (όχι αργιλικό) υλικό πλήρωσης	2.0
Αμμώδες ή ιλυώδες υλικό πλήρωσης	3.0
Υλικό πλήρωσης από αργιλικά ορυκτά πάχους έως 2mm	4.0

- (β) Περίπτωση βραχόμαζας με υλικό πλήρωσης μικρού πάχους (ώστε να αποκαθίσταται επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τεμαχίων για σχετική ολίσθηση μικρότερη των 10cm).

Κατάσταση εξαλλοίωσης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών	Τιμή του J_a
Υλικό πλήρωσης από αμμώδη συστατικά	4.0
Υλικό πλήρωσης από σιφρή άργιλο πάχους έως 5mm	6.0
Υλικό πλήρωσης από μαλακή άργιλο πάχους έως 5mm	8.0
Υλικό πλήρωσης από διογκούμενη άργιλο πάχους έως 5mm. Η τιμή του J_a εξαρτάται από το ποσοστό της διογκούμενης αργίλου	8 - 12

- (γ) Περίπτωση βραχώμαζας χωρίς επαφή των εκατέρωθεν της ασυνέχειας τοιχωμάτων του πετρώματος ακόμη και μετά σχετική ολίσθηση κατά μήκος της ασυνέχειας.

Κατάσταση εξαλλοίωσης των τοιχωμάτων των ασυνεχειών	Τιμή του J_a
Ζώνες από θρυμματισμένο ιλυο-αμμώδες υλικό	5
Παχιές ζώνες από αργιλικό υλικό (στιφρή άργιλος, μαλακή άργιλος ή διογκούμενη άργιλος)	6-24

5. Συντελεστής J_w

Παρουσία Υπογείων Υδάτων	Τιμή του J_w
Στεγνή εκσκαφή ή μικρή τοπική εισροή νερού έως 5 lt/min	1.0
Μέτρια εισροή νερού με μερική απόπλυση του υλικού πλήρωσης	0.66
Μεγάλη εισροή νερού σε καλό πέτρωμα με ρωγμές χωρίς υλικό πλήρωσης	0.50
Μεγάλη εισροή νερού με σημαντική απόπλυση του υλικού πλήρωσης	0.33
Πολύ μεγάλη εισροή νερού βαθμιαίως μειούμενη με την πάροδο του χρόνου	0.2-0.1
Πολύ μεγάλη εισροή νερού χωρίς μείωση με την πάροδο του χρόνου	0.05-0.1

6. Συντελεστής SRF

- (α) Διέλευση από ζώνες ρηγμάτων. Διέλευση από ασθενείς ζώνες που είναι δυνατόν να προκαλέσουν χαλάρωση της βραχώμαζας.

Περίπτωση	Τιμή του SRF
Άφθονες ασθενείς ζώνες με αργιλικό ή αποσαθρωμένο πέτρωμα, πολύ χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (για οποιοδήποτε βάθος)	10
Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας < 50m)	5
Μεμονωμένες ασθενείς ζώνες ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας > 50m)	2.5
Άφθονες ζώνες διάτμησης σε σκληρό πέτρωμα, χωρίς αργιλικό υλικό, χαλαρό περιβάλλον πέτρωμα (για οποιοδήποτε βάθος)	7.5
Μεμονωμένες ζώνες διάτμησης ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας < 50m)	5
Μεμονωμένες ζώνες διάτμησης ως ανωτέρω (βάθος σήραγγας > 50m)	2.5
Χαλαρές ανοιχτές ασυνέχειες, έντονα διακλασμένη μάζα (για οποιοδήποτε βάθος)	5

- (β) Περίπτωση πετρώματος ικανής αντοχής υπό σχετικώς υψηλές τιμές γεωστατικών τάσεων

Περίπτωση	σ_c/σ_1	σ_θ/σ_1	Τιμή του SRF
Χαμηλές τάσεις, κοντά στην επιφάνεια, ανοιχτές ασυνέχειες	> 200	> 13	2.5
Μέσες τάσεις	200-10	13-0.66	1.0
Υψηλές τάσεις, πολύ "σφιχτή δομή"	10-5	0.66-0.33	0.5-2.0
Μέτρια "εκτίναξη" σκληρού πετρώματος, μετά 1 ώρα	5-2.5	0.33-0.16	5-10
Έντονη "έκρηξη" και δυναμικές παραμορφώσεις σκληρού πετρώματος	< 2.5	< 0.16	10-20

- (γ) Συνθλίβον πέτρωμα, έντονες πλαστικές παραμορφώσεις λόγω πολύ υψηλών τάσεων.

Περίπτωση	Τιμή του SRF
Μέτρια πίεση εξαιτίας της συμπίεσης	5 - 10
Μεγάλη πίεση εξαιτίας της συμπίεσης	10 - 20

(δ) Διογκούμενο πέτρωμα, λόγω χημικής ενεργότητας με προσρόφηση νερού.

Περίπτωση	Τιμή του SRF
Μέτρια πίεση εξαιτίας της διόγκωσης	5 - 10
Μεγάλη πίεση εξαιτίας της διόγκωσης	10 - 15

Με βάση το δείκτη ποιότητας κατά το σύστημα Q, η βραχώμαζα μπορεί να καταταγεί στις ακόλουθες κατηγορίες:

ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΠΟΙΟΤΗΤΑΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ ΚΑΤΑ ΤΟ Q-SYSTEM

Q	Κλάση	Χαρακτηρισμός
>400	Q-Ia	εξαιρετικά καλή
100-400	Q-Ib	πάρα πολύ καλή
40-100	Q-II	πολύ καλή
10-40	Q-IIIa	καλή
4-10	Q-IIIb	μέτρια
1-4	Q-IVa	πτωχή
0.1-1	Q-IVb	πολύ πτωχή
0.01-0.1	Q-Va	πάρα πολύ πτωχή
<0.01	Q-Vb	εξαιρετικά πτωχή

Βιβλιογραφία

- ISRM Suggested Methods (1981) *"Rock characterisation, testing and monitoring"*, E.T. Brown (Editor), Pergamon Press, Oxford.
- Hoek E., Kaiser P.K. and Bawden W.F. (1995) *"Support of Underground Excavations in Hard Rock"*, Balkema Publishers.
- Hoek E., Marinos P. and Benissi M. 1998. *"Applicability of the Geological Strength Index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses - The case of the Athens Schist formation"*. Bulletin of the Engineering Geology and the Environment. Vol 57, 151-160.
- Bieniawski Z.T. (1979) *"The geomechanics classification in rock engineering applications"*, Proc. 4th Congress Int. Soc. of Rock Mechanics, Montreux, Vol 2, pp 41-48.
- Bieniawski Z.T. (1989) *"Engineering Rock Mass Classifications"*, John Wiley, New York.
- Barton N.R., Lien R. and Lunde J. (1974) *"Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support"*, Rock Mechanics, Vol 6, No 4, pp 189-239.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΗΣ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ

2.1 Γενικά

Η εκτίμηση των μηχανικών παραμέτρων αντοχής και παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας είναι ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα κατά το σχεδιασμό της διάνοιξης και υποστήριξης υπογείων έργων. Η κυριότερη δυσχέρεια στην επίλυση του προβλήματος είναι ότι οι εργαστηριακές δοκιμές γίνονται σε δείγματα αραγούς βράχου (χωρίς ασυνέχειες) και συνεπώς δεν είναι αντιπροσωπευτικές της μηχανικής συμπεριφοράς της βραχόμαζας (που περιλαμβάνει και ασυνέχειες). Σημειώνεται ότι για την εκτέλεση των εργαστηριακών δοκιμών συνήθως επιλέγονται τα υγιέστερα δείγματα βράχου (επειδή σ' αυτά είναι ευχερέστερη η μόρφωση δοκιμίων), πράγμα που επιτείνει τη μη-αντιπροσωπευτικότητα των αποτελεσμάτων των εργαστηριακών δοκιμών. Τέλος, ακόμη και οι επιτόπου δοκιμές γίνονται σε περιορισμένου όγκου δείγματα και συνεπώς δεν είναι αντιπροσωπευτικές των επιτόπου συνθηκών και δεν παρέχουν αντιπροσωπευτικές τιμές των μηχανικών παραμέτρων της βραχόμαζας. Ως εκ τούτου οι μηχανικές παράμετροι της βραχόμαζας συνήθως εκτιμώνται με έμμεσο τρόπο επί τη βάσει εμπειρικών συσχετίσεων με δείκτες ποιότητας της βραχόμαζας που προκύπτουν από τις μεθόδους ταξινόμησης της βραχόμαζας.

2.2 Αρχική εντατική κατάσταση

Η εντατική κατάσταση της βραχόμαζας πριν από την κατασκευή υπογείων έργων συνήθως είναι η γεωστατική, δηλαδή περιγράφεται από κατακόρυφες και οριζόντιες κύριες ενεργές τάσεις (σ'_v και σ'_h αντιστοίχως) με τιμές:

$$\sigma'_v = \gamma h - u_o, \quad \sigma'_h = K_o \sigma'_v$$

όπου: h = το βάθος από την επιφάνεια του εδάφους

γ = το ειδικό βάρος της βραχόμαζας

u_o = η υδατική πίεση πόρων

K_o = ο συντελεστής οριζόντιας πίεσης

Το ειδικό βάρος της βραχόμαζας κυμαίνεται μεταξύ 23-26 kN/m³. Στην περίπτωση υδροστατικής πίεσης πόρων: $u_o = \gamma_w d$ όπου (γ_w) είναι το ειδικό βάρος του νερού (10 kN/m³) και (d) είναι το πιεζομετρικό ύψος. Τέλος, ο συντελεστής (K_o) συνήθως κυμαίνεται μεταξύ 0.4-1.0 χωρίς να αποκλείονται και μικρότερες ή μεγαλύτερες τιμές. Ειδικότερα, σε υγιείς βραχόμαζες χωρίς επιρροή από τεκτονικές πιέσεις: $K_o = 0.6-1.0$. Σε αποσαθρωμένες βραχόμαζες: $K_o = 0.4-0.7$. Στην περίπτωση όπου η βραχόμαζα επηρεάζεται από τεκτονικές πιέσεις ο συντελεστής K_o μπορεί να υπερβαίνει σημαντικά τη μονάδα (έχουν μετρηθεί τιμές έως και 4 στην περίπτωση έντονου θλιπτικού τεκτονικού καθεστώτος) αλλά και να έχει πολύ μικρές τιμές ($K_o = 0-0.3$ στην περίπτωση έντονου εφελκυστικού τεκτονικού καθεστώτος). Η διεθνής εμπειρία δείχνει ότι σε μεγάλα βάθη (άνω των 400-500 μέτρων) η γεωστατική εντατική κατάσταση είναι πρακτικώς ισότροπη ($K_o = 1$), ενώ αντίθετα, σε μικρά βάθη (100-400m) συνήθως μετρώνται τιμές του K_o αρκετά μεγαλύτερες από τη μονάδα. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι τιμές του K_o που υπερβαίνουν τη μονάδα έχουν μετρηθεί σε χώρες που τελούν υπό έντονο θλιπτικό τεκτονικό καθεστώς (Νότιος Αφρική, Σκανδιναβικές

χώρες, Καναδάς) και δεν είναι βέβαιο ότι μπορούν να εφαρμοσθούν στην Ελλάδα (όπου οι τεκτονικές τάσεις στον παρόντα γεωλογικό χρόνο είναι εφελκυστικές). Σημειώνεται ότι η αξιόπιστη μέτρηση του συντελεστή (K_o) είναι δυσχερής και τα αποτελέσματα δεν είναι εύκολα ερμηνεύσιμα. Οι μέθοδοι που συνήθως χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση του K_o είναι:

1. Η δοκιμή πρεσσιομέτρου ή ντιλατομέτρου.
2. Η μέθοδος της υδραυλικής θραύσης.
3. Η μέθοδος της δειγματοληπτικής αποτόνωσης των τάσεων (overcoring).

Σε αρκετές περιπτώσεις, η αρχική εντατική κατάσταση της βραχώμαζας δεν είναι γεωστατική όπως:

1. Κοντά στην επιφάνεια εδαφικών πρανών. Στην περίπτωση αυτή οι κύριες τάσεις δεν είναι κατά τον κατακόρυφο και οριζόντιο άξονα λόγω των διατμητικών τάσεων που οφείλονται στην κλίση της επιφάνειας του εδάφους.
2. Σε μεγάλα βάθη, εφόσον το καθεστώς των τεκτονικών τάσεων δεν ακολουθεί την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση.
3. Σε έντονα ανισότροπους σχηματισμούς (π.χ. σχηματισμούς με έντονη στρωσιγένεια) εφόσον οι κύριες διευθύνσεις της ανισοτροπίας δεν συμπίπτουν με την κατακόρυφη ή την οριζόντια.

2.3 Παράμετροι παραμορφωσιμότητας

Το μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας μπορεί να εκτιμηθεί από την εμπειρική σχέση:

$$E = \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} \cdot \text{alog}\left(\frac{RMR-10}{40}\right) \quad (1)$$

όπου σ_{ci} (σε MPa) είναι η μοναξονική αντοχή του πετρώματος (χωρίς ασυνέχειες), RMR είναι ο δείκτης Bieniawski (Rock Mass Rating) ή ο δείκτης GSI (Geological Strength Index) και το μέτρο ελαστικότητας προκύπτει σε GPa. Η σχέση αυτή προτάθηκε προσφάτως από τον Hoek (1997) και αποτελεί τροποποίηση της εμπειρικής σχέσης των Serafim and Pereira (1983).

Ο λόγος του Poisson μπορεί να εκτιμηθεί κατά προσέγγιση από τον ακόλουθο πίνακα:

Τύπος βραχώμαζας	Λόγος Poisson
Τεμαχώδης με καλή αλληλεμπλοκή των κόκκων χωρίς διαταραχή	0.20-0.25
Τεμαχώδης ελαφρώς διαταραγμένη	0.30-0.35
Διαταραγμένη, πτυχωμένη με γωνιώδη τεμάχη	0.35-0.40
Πολύ διαταραγμένη με γωνιώδη και στρογγυλεμένα τεμάχη	0.30-0.35
Τελείως εξαλλοιωμένη βραχώμαζα	0.25-0.30

2.4 Παράμετροι αντοχής

Η ρηγματωμένη βραχώμαζα συνήθως έχει καμπύλη περιβάλλουσα των κύκλων Mohr στην κατάσταση αστοχίας και συνεπώς η συμπεριφορά της δεν μπορεί να προσομοιωθεί ικανοποιητικά μέσω του κριτηρίου αστοχίας Mohr-Coulomb (το οποίο διαθέτει ευθύγραμμη περιβάλλουσα αστοχίας). Για το λόγο αυτό οι βραχώμαζες

συνήθως προσομοιάζονται μέσω του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown το οποίο έχει καμπύλη περιβάλλουσα αστοχίας. Το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown περιγράφεται από τη σχέση:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^\alpha \quad (2)$$

όπου: σ_1, σ_3 = μέγιστη και ελάχιστη κύρια ενεργός τάση στην κατάσταση αστοχίας
 σ_{ci} = μοναξονική θλιπτική αντοχή του πετρώματος (χωρίς ασυνέχειες)
 m_b, s, α = σταθερές που χαρακτηρίζουν την ποιότητα της βραχόμαζας

Η μοναξονική θλιπτική αντοχή (σ_{ci}) του πετρώματος μπορεί να εκτιμηθεί από εργαστηριακές δοκιμές σε δοκίμια χωρίς ασυνέχειες δεδομένου ότι η επιρροή των ασυνεχειών της βραχόμαζας λαμβάνεται υπόψη μέσω άλλων παραμέτρων του κριτηρίου Hoek-Brown. Σε περίπτωση έλλειψης εργαστηριακών δοκιμών, προκαταρκτικές εκτιμήσεις της αντοχής του πετρώματος (σ_{ci}) μπορούν να γίνουν με βάση τους Πίνακες 1 και 2.

Οι σταθερές (m_b, s, α) εκφράζουν το βαθμό κερματισμού και αποσάθρωσης της βραχόμαζας και μπορούν να υπολογισθούν από τις εξής σχέσεις:

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{RMR - 100}{28}\right) \quad (3\alpha)$$

Για $RMR > 25$: $s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right), \quad \alpha = 0.50 \quad (3\beta)$

Για $RMR < 25$: $s = 0, \quad \alpha = 0.65 - \frac{RMR}{200} \quad (3\gamma)$

Ο συντελεστής (m_i) εξαρτάται από το είδος του πετρώματος και τυπικές τιμές του δίνονται στον Πίνακα 3. Στις ανωτέρω σχέσεις, ο δείκτης RMR μπορεί να αντικατασταθεί από το δείκτη GSI (ιδίως για βραχόμαζες με $RMR < 40$ όπου η χρήση του δείκτη RMR δεν είναι αξιόπιστη).

Με βάση το κριτήριο αστοχίας Hoek-Brown (σχέση 2) μπορεί να εκτιμηθεί η αντοχή της βραχόμαζας σε μοναξονική θλίψη ($\sigma_c = \sigma_1$ και $\sigma_3 = 0$) από τη σχέση:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} s^\alpha \quad (4)$$

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτουν οι τιμές που φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

RMR ή GSI	σ_c / σ_{ci}
80	0.329
70	0.189
60	0.108
50	0.062
40	0.036
30	0.020
20	-
10	-

Οι τιμές που προκύπτουν από την ανωτέρω σχέση είναι γενικώς μικρότερες από τις μέσες αντοχές της βραχόμαζας σε μοναξονική θλίψη. Τούτο οφείλεται στην έντονη καμπυλότητα του κριτηρίου Hoek-Brown σε πολύ μικρές τάσεις. Για το λόγο αυτό, ο Hoek (1999) έχει προτείνει την ακόλουθη εμπειρική σχέση:

$$\sigma_{cm} = 0.019\sigma_{ci} \exp\left(\frac{GSI}{20}\right) \quad (4\alpha)$$

Για παράδειγμα, η ανωτέρω σχέση δίνει $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = 0.085$ για $GSI = 30$, ενώ η σχέση (4) δίνει: $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = 0.02$. Πρόσφατη βελτίωση της ανωτέρω σχέσης από τον υπογράφοντα αποτελεί η :

$$\sigma_{cm} = 0.02\sigma_{ci} \exp\left(\frac{GSI}{25.5}\right) \quad (4\beta)$$

Η τελευταία σχέση δίνει $\sigma_{cm} / \sigma_{ci} = 0.065$ για $GSI = 30$.

Αντιστοίχως, από τη σχέση (2) μπορεί να εκτιμηθεί και η αντοχή της βραχόμαζας σε μοναξονικό εφελκυσμό ($\sigma_t = -\sigma_3$ και $\sigma_l = 0$):

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{ci}}{2} \left[\sqrt{m_b^2 + 4s} - m_b \right] \quad (5)$$

Η μή-μηδενική τιμή της εφελκυστικής αντοχής της βραχόμαζας οφείλεται στην αλληλεμπλοκή των κόκκων λόγω διασταλτικότητας (η οποία δημιουργεί μια φαινόμενη συνοχή σε βραχόμαζες με $RMR > 25$).

Αρκετά προγράμματα μή-γραμμικής ανάλυσης της συμπεριφοράς της βραχόμαζας γύρω από υπόγειες εκσκαφές δεν περιλαμβάνουν το κριτήριο Hoek-Brown αλλά το κριτήριο Mohr-Coulomb. Στις περιπτώσεις αυτές είναι χρήσιμη η συσχέτιση μεταξύ των δυο κριτηρίων, δηλαδή ο υπολογισμός των παραμέτρων αντοχής (c, φ) του κριτηρίου Mohr-Coulomb που αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες τιμές των παραμέτρων του κριτηρίου Hoek-Brown. Είναι προφανές ότι λόγω της διαφορετικής μορφής της περιβάλλουσας αστοχίας (καμπύλη περιβάλλουσα στο κριτήριο Hoek-Brown και ευθύγραμμη στο κριτήριο Mohr-Coulomb) η αντιστοιχία μεταξύ των δυο κριτηρίων αναφέρεται σε συγκεκριμένη περιοχή τάσεων όπου η καμπύλη περιβάλλουσα του κριτηρίου Hoek-Brown προσεγγίζεται με μια ευθεία. Η μέθοδος υπολογισμού των ισοδύναμων παραμέτρων (c, φ) από τις παραμέτρους του κριτηρίου Hoek-Brown περιγράφεται παρακάτω (για δεδομένη τιμή της ελάχιστης κύριας τάσης σ_3):

1. Από τη σχέση:

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

υπολογίζεται η τάση (σ_1).

2. Από τη σχέση:

$$k = \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = 1 + \alpha m_b \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^{\alpha-1}$$

υπολογίζεται η ποσότητα $k = (\partial \sigma_1 / \partial \sigma_3)$.

3. Από τις σχέσεις:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{1+k} \quad \text{και} \quad \tau_a = (\sigma_a - \sigma_3) \sqrt{k} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) \sqrt{k}}{1+k}$$

υπολογίζονται η ορθή τάση (σ_a) και η διατμητική τάση (τ_a) στο επίπεδο αστοχίας.

4. Η ισοδύναμη γωνία τριβής (φ) και συνοχή (c) υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$\tan \varphi = \frac{1}{\tau_a} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \sigma_a \right) \quad \text{ή} \quad \sin \varphi = \frac{k-1}{k+1}$$

$$c = \tau_a - \sigma_a \tan \varphi$$

5. Τέλος, η γωνία (α) που σχηματίζει το επίπεδο αστοχίας με το επίπεδο επί του οποίου ασκείται η τάση (σ_1) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\tan \alpha = \frac{\tau_a}{\sigma_a - \sigma_3} = \sqrt{k}$$

2.5 Μακροχρόνια συμπεριφορά της βραχόμαζας

Με την πάροδο του χρόνου, η βραχόμαζα που περιβάλλει ένα υπόγειο έργο υπόκειται σε ερπυστικές παραμορφώσεις με συνέπεια:

1. Την αύξηση των παραμορφώσεων της βραχόμαζας (π.χ. σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας) εφόσον οι παραμορφώσεις δεν παρεμποδίζονται από έργα υποστήριξης.
2. Την αύξηση της φόρτισης των έργων υποστήριξης στις περιπτώσεις όπου οι παραμορφώσεις της βραχόμαζας παρεμποδίζονται (π.χ. στην περίπτωση σιδηράγγων μετά την κατασκευή της τελικής επένδυσης).

Ο βαθμός ερπυσμού της βραχόμαζας ποικίλει μεταξύ πρακτικώς μηδέν (για βραχόμαζες με μεγάλες τιμές του δείκτη RMR) και αρκετά υψηλών τιμών (για βραχόμαζες με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά και εδαφικούς σχηματισμούς). Τυπικά, ο βαθμός ερπυσμού μπορεί να περιγραφεί μέσω του ερπυστικού συντελεστή (k) ο οποίος εκφράζει τον ρυθμό της ερπυστικής παραμόρφωσης της βραχόμαζας υπό μοναξονική θλίψη. Μια σχετικώς υψηλή τιμή του ερπυστικού συντελεστή (που αφορά κυρίως σφιχτές-σκληρές αργίλους) είναι $k = 0.10$, δηλαδή η αύξηση της παραμόρφωσης ανά λογαριθμικό κύκλο του χρόνου είναι ίση με το 10% της ελαστικής (αρχικής) παραμόρφωσης. Έτσι, για παράδειγμα, εάν η αρχική (ελαστική) παραμόρφωση είναι 2%, η παραμόρφωση θα γίνει 2.2% σε ένα έτος, 2.4% εντός δέκα ετών και 2.6% εντός εκατό ετών. Στην περίπτωση παρεμπόδισης ανάπτυξης της ανωτέρω παραμόρφωσης, είναι προφανές ότι θα αυξηθεί η φόρτιση στην επένδυση της σήραγγας.

Το παραπάνω μοντέλο ερπυσμού της βραχόμαζας μπορεί να περιγραφεί από τη σχέση:

$$\varepsilon^t = k\varepsilon^e \log(t/t_0) \Rightarrow \varepsilon \equiv \varepsilon^e + \varepsilon^t = \varepsilon^e [1 + k \log(t/t_0)]$$

όπου k είναι ο ερπυστικός συντελεστής, ε^t είναι η ερπυστική παραμόρφωση τη χρονική στιγμή (t), ε^e είναι η αρχική (ελαστική) παραμόρφωση, ε είναι η συνολική παραμόρφωση και (t_0) είναι ο χρόνος έναρξης των ερπυστικών παραμορφώσεων.

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι εάν ε_1 και ε_2 είναι οι παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στις χρονικές στιγμές t_1 και t_2 όπου $t_2 = 10xt_1$, τότε: $\varepsilon_2 - \varepsilon_1 = k\varepsilon^e$, δηλαδή η αύξηση της παραμόρφωσης ανά λογαριθμικό κύκλο χρόνου είναι ένα ποσοστό (k) της ελαστικής παραμόρφωσης.

Εναλλακτικά, η ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων μπορεί να προσομοιωθεί μέσω απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας σε σχέση με τη βραχυχρόνια τιμή του (βλέπε σχέση 1). Στην περίπτωση αυτή, εάν $E_0 \equiv \sigma/\varepsilon^e$ είναι η βραχυχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας (τη χρονική στιγμή t_0) και $E \equiv \sigma/\varepsilon$ είναι η μειωμένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας τη χρονική στιγμή (t), τότε:

$$E = E_o \frac{1}{1 + k \log(t/t_o)}$$

Ειδικότερα, η τιμή του μέτρου ελαστικότητας μετά από n -χρονικούς κύκλους ($t = 10^n \cdot t_o$), θεωρώντας ότι $t_o = 1.2$ μήνες ($n = 1$ για 1 έτος, $n = 2$ για 10 έτη και $n = 3$ για 100 έτη) θα είναι:

$$E = E_o \frac{1}{1 + nk}$$

Τυπικές τιμές εφαρμογής της ανωτέρω σχέσης φαίνονται στο ακόλουθο πίνακα:

ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ E/E_o

Ερπυστικός συντελεστής k	Χρονική περίοδος		
	1 έτος	10 έτη	100 έτη
0.02	0.980	0.961	0.943
0.05	0.952	0.909	0.870
0.10	0.909	0.833	0.769
0.15	0.870	0.769	0.690

Από τον ανωτέρω πίνακα φαίνεται ότι η απομείωση του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας λόγω ερπυσμού μπορεί να φθάσει και το 30% στην περίπτωση εδαφών με έντονα ερπυστική συμπεριφορά.

Βιβλιογραφία

Hoek E. (1999) "Support for very weak rock associated with faults and shear zones" Proc. Intern. Symp. on Rock Support and Reinforcement Practice in Mining, Kalgoorlie, Australia, March 1999.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΚΑΤΑΝΟΜΕΣ ΤΑΣΕΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΩΝ

ΓΥΡΩ ΑΠΟ ΚΥΚΛΙΚΗ ΣΗΡΑΓΓΑ.

ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ - ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ

Στο κεφάλαιο αυτό αναλύεται η κατανομή των τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από σήραγγα κυκλικής διατομής σε ελαστοπλαστικό έδαφος και παράγονται οι καμπύλες σύγκλισης – αποτόνωσης ($p - u$). Οι καμπύλες αυτές είναι χρήσιμες στην ανάλυση των μέτρων υποστήριξης σηράγγων, όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4.

3.1 Παραδοχές

- Σήραγγα κυκλικής διατομής με ακτίνα R
- Συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (κατά τον άξονα της σήραγγας z), δηλαδή ανάλυση αρκετά πίσω από το μέτωπο εκσκαφής (όπου οι συνθήκες είναι έντονα τρι-διάστατες).
- Ισότροπη γεωστατική ένταση ($\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = p_o$) πριν τη διάνοιξη της σήραγγας

Παρατήρηση : Λόγω της επίπεδης παραμόρφωσης ($\partial/\partial z = 0$), της κυκλικής σήραγγας και της ισότροπης γεωστατικής τάσης ($\partial/\partial \theta = 0$) το αξονο-συμμετρικό (περί τον άξονα z) πρόβλημα γίνεται μονοδιάστατο, με μεταβολές μόνον κατά την ακτίνα (r)

- Έδαφος ελαστικό-απολύτως πλαστικό.

Ελαστικές ιδιότητες βραχώμαζας :

$$G, \nu, \text{ οπότε το μέτρο ελαστικότητας είναι : } E = 2G(1 + \nu).$$

Αστοχία της βραχώμαζας :

Κατά το κριτήριο Mohr-Coulomb με παραμέτρους αντοχής c, φ (συνοχή και γωνία τριβής) :

$$\sigma_1 = \sigma_3 k + \sigma_{cm} \quad (1\alpha)$$

$$\text{όπου : } k \equiv \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \geq 1 \quad \text{και} \quad \sigma_{cm} = 2c\sqrt{k} \quad (1\beta)$$

Παρατήρηση : σ_{cm} = μοναξονική αντοχή της βραχώμαζας (αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη. Μπορεί να υπολογισθεί και από τον εμπειρικό τύπο :

$$\sigma_{ci}, GSI \Rightarrow \sigma_{cm} = \frac{\sigma_{ci}}{50} \exp \left(\frac{GSI}{25.5} \right)$$

όπου : σ_{ci} = μοναξονική αντοχή αρραγούς βράχου και GSI = δείκτη ποιότητας

- Ορισμός του συντελεστή υπερφόρτισης : $N_s = \frac{2p_o}{\sigma_{cm}}$
- Παραμόρφωση με διαστολικότητα (δ) στην ζώνη πλαστικοποίησης, όπου :

$$\tan \delta = \frac{\varepsilon_{vol}}{\varepsilon_{shear}} = \frac{\varepsilon_r + \varepsilon_\theta}{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta} \geq 0$$

ή ισοδύναμα :

$$\text{Συντελεστής διαστολικότητας : } K \equiv \frac{1 + \tan \delta}{1 - \tan \delta} = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_\theta} = \frac{\varepsilon_{shear} + \varepsilon_{vol}}{\varepsilon_{shear} - \varepsilon_{vol}} \geq 1$$

όπου : $\varepsilon_{vol} = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta$ και $\varepsilon_{shear} = \varepsilon_r - \varepsilon_\theta$ και $\varepsilon_r = \frac{du}{dr}$, $\varepsilon_\theta = \frac{u}{r}$

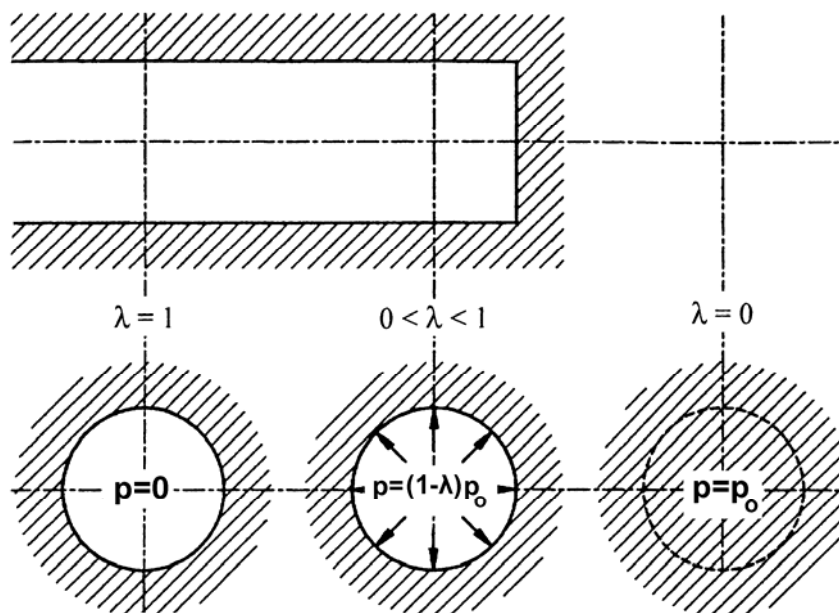
u = ακτινική μετακίνηση (θετική προς το εσωτερικό της σήραγγας)

Σημείωση :

Ισό-ογκη παραμόρφωση της βραχόμαζας : $\varepsilon_{vol} = 0 \Rightarrow K = 1 \Rightarrow \delta = 0$

Στην περίπτωση διαστολικότητας (αύξηση του όγκου της βραχόμαζας κατά την παραμόρφωση) : $\varepsilon_{vol} < 0$ και $\varepsilon_{shear} < 0 \Rightarrow \delta > 0 \Rightarrow K > 1$

- Μέθοδος προσομοίωσης της εκσκαφής της σήραγγας : Η αρχική εσωτερική πίεση (p_o) μειώνεται βαθμιαία σε (p) και τελικώς μηδενίζεται.



Απομείωση της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p) σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της σήραγγας.

- Ορισμός του συντελεστή αποτόνωσης : $\lambda = 1 - \frac{p}{p_o} \Rightarrow p = p_o (1 - \lambda)$

Παρατήρηση :

Αρχική κατάσταση : $\lambda = 0$

Τελική κατάσταση : $\lambda = 1$

Συνεπώς, η βαθμιαία μείωση της εσωτερικής πίεσης (p) από την αρχική τιμή (p_o) μέχρι μηδενισμού αντιστοιχεί σε βαθμιαία αύξηση του συντελεστή αποτόνωσης από την αρχική τιμή ($\lambda=0$) σε $\lambda=1$.

Παρατήρηση : Όπως θα αποδειχθεί παρακάτω, με την βαθμιαία αύξηση του συντελεστή αποτόνωσης (λ) η αρχικώς ελαστική συμπεριφορά της βραχόμαζας (αφού οι αρχικές τάσεις είναι ισότροπες : $\sigma_{vo} = \sigma_{ho} = p_o$) κάποια στιγμή γίνεται πλαστική κοντά στο τοίχωμα της σήραγγας. Ο συντελεστής αποτόνωσης που αντιστοιχεί στην έναρξη της πλαστικοποίησης (δηλαδή πλαστική συμπεριφορά στο τοίχωμα της σήραγγας) ονομάζεται «κρίσιμος» και δίνεται από τη σχέση :

$$\lambda_{cr} = 1 - \left(\frac{2}{1+k} \right) \left(\frac{N_s - 1}{N_s} \right)$$

Εάν $N_s \leq 1$, τότε $\lambda_{cr} \geq 1$, δηλαδή δεν υπάρχει πλαστικοποίηση γύρω από τη σήραγγα (το έδαφος συμπεριφέρεται ελαστικά μέχρι πλήρους αποτόνωσης : $\lambda=1$). Εάν όμως $N_s > 1$, τότε υπάρχει κάποια τιμή του $\lambda = \lambda_{cr} < 1$ πέραν της οποίας η βραχόμαζα συμπεριφέρεται πλαστικά (μια περιοχή κοντά στο τοίχωμα της σήραγγας – βλέπε παρακάτω).

Συνεπώς :

- (1) Η βραχόμαζα παραμένει ελαστική εάν $N_s \leq 1$, ή εάν $N_s > 1$ αλλά $\lambda < \lambda_{cr}$.
- (2) Η βραχόμαζα περιλαμβάνει πλαστική ζώνη εάν $N_s > 1$ και $\lambda > \lambda_{cr}$.
- (3) Στην περίπτωση όπου $N_s > 1$ και $\lambda = \lambda_{cr}$, η πλαστική ζώνη περιορίζεται ακριβώς στο τοίχωμα της σήραγγας.

3.2 Ανάλυση στην περίπτωση όπου δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα

Δηλαδή :

εάν $\lambda_{cr} \geq 1$ ($\Leftrightarrow N_s \leq 1$, δηλ. ελαστική βραχόμαζα)

ή εάν $\lambda_{cr} < 1$ ($\Leftrightarrow N_s > 1$, δηλ. ελαστοπλαστική βραχόμαζα) και $\lambda \leq \lambda_{cr}$

Σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων στην ελαστική περιοχή (επίπεδη παραμόρφωση και κυλινδρικές συντεταγμένες) :

$$\varepsilon_r = \frac{1}{\Lambda} \{ \dot{\sigma}_r - K_o \dot{\sigma}_\theta \} \quad \varepsilon_\theta = \frac{1}{\Lambda} \{ \dot{\sigma}_\theta - K_o \dot{\sigma}_r \} \quad (2)$$

όπου:

$$K_o \equiv \frac{\nu}{1-\nu}, \quad \Lambda \equiv \frac{E}{(1+\nu)(1-\nu)} \quad \text{και} \quad \dot{\sigma}_r = \sigma_r - p_o \quad \text{και} \quad \dot{\sigma}_\theta = \sigma_\theta - p_o$$

Επιλύοντας τις σχέσεις (2) ως προς τις τάσεις προκύπτει:

$$\dot{\sigma}_r = D[\varepsilon_r + K_o \varepsilon_\theta] \quad \dot{\sigma}_\theta = D[\varepsilon_\theta + K_o \varepsilon_r] \quad (3a)$$

$$\text{όπου: } D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} = \frac{2G(1-\nu)}{(1-2\nu)} \text{ και } K_o = \frac{\nu}{1-\nu} \Rightarrow 2G = D(1-K_o) \quad (3\beta)$$

- Εξίσωση ισορροπίας σε κυλινδρικές συντεταγμένες (κατά τον άξονα r):

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \Rightarrow \frac{d\dot{\sigma}_r}{dr} + \frac{\dot{\sigma}_r - \dot{\sigma}_\theta}{r} = 0 \quad (4)$$

Σημείωση: Λόγω συμμετρίας οι υπόλοιπες εξισώσεις ισορροπίας ικανοποιούνται αυτομάτως.

- Σχέσεις παραμορφώσεων-μετακινήσεων:

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad \varepsilon_z = 0 \quad (5)$$

όπου (u) είναι η ακτινική μετακίνηση (θετική προς το εσωτερικό της σήραγγας).

Αντικατάσταση των σχέσεων (5) στην (3α) και του αποτελέσματος στην διαφορική εξίσωση (4) δίνει :

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{u}{r^2} = 0 \Rightarrow u = c_1 r + \frac{c_2}{r}$$

Συνοριακή συνθήκη : $r = \infty \Rightarrow u = 0 \Rightarrow c_1 = 0$

$$\text{Άρα : } u = \frac{c_2}{r}$$

$$\text{Παρατήρηση: } \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} = \frac{c_2}{r^2} \quad \varepsilon_r = \frac{du}{dr} = -\frac{c_2}{r^2} \quad \varepsilon_z = 0$$

Άρα: $\varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z = -\frac{c_2}{r^2} + \frac{c_2}{r^2} + 0 = 0$ συνεπώς στην ελαστική περιοχή η παραμόρφωση γίνεται χωρίς μεταβολή όγκου.

Υπολογισμός του συντελεστή c_2 :

- Στο τοίχωμα της σήραγγας : $(r = R) \Rightarrow \sigma_r = p = (1-\lambda)p_o$

- Από τη σχέση: $u = \frac{c_2}{r} \Rightarrow \varepsilon_r = \frac{du}{dr} = -\frac{c_2}{r^2}$ και $\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} = \frac{c_2}{r^2}$

$$\text{οπότε : } \sigma_r = p_o - c_2 D(1-K_o) \frac{1}{r^2} = p_o - c_2 \frac{2G}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = p_o + c_2 D(1-K_o) \frac{1}{r^2} = p_o + c_2 \frac{2G}{r^2}$$

$$\text{Άρα : } c_2 = \frac{\lambda p_o R^2}{D(1-K_o)} \Rightarrow c_2 = \lambda \frac{p_o R^2}{2G}$$

$$\text{οπότε : μετακίνηση (u) στην θέση (r) : } \frac{u}{R} = \lambda \left(\frac{p_o}{2G} \right) \left(\frac{R}{r} \right)$$

Μετακίνηση στο τοίχωμα της σήραγγας ($r=R$) : $\frac{u_R}{R} = \lambda \left(\frac{p_o}{2G} \right)$

Μετακίνηση στο τοίχωμα της σήραγγας ($r=R$) για $\lambda = 1$ (πλήρη αποτόνωση) :

$$\frac{u_{R\infty}}{R} = \frac{p_o}{2G} \Rightarrow \frac{u_R}{u_{R\infty}} = \lambda$$

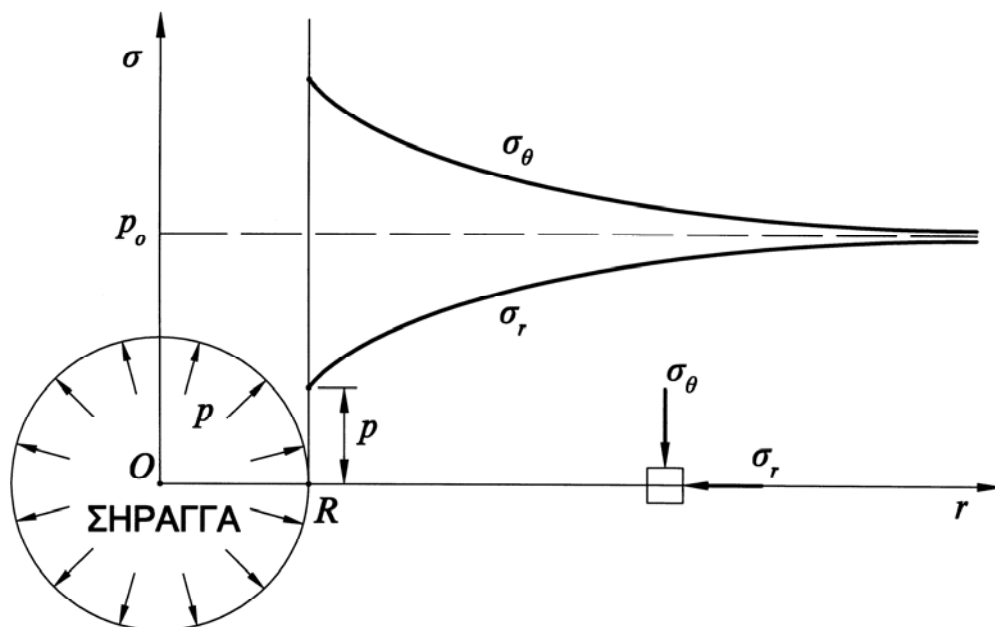
δηλαδή ο συντελεστής αποτόνωσης (λ) ισούται με τον λόγο της μετακίνησης στο τοίχωμα (u_R) προς την τελική μετακίνηση στο τοίχωμα ($u_{R\infty}$, για $\lambda=1$)

Τάσεις στην θέση (r) γύρω από τη σήραγγα :

$$\sigma_r = p_o \left[1 - \lambda \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \quad \sigma_\theta = p_o \left[1 + \lambda \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right]$$

Σημείωση : Στο τοίχωμα της σήραγγας ($r = R$) :

$$\sigma_r = p = p_o(1 - \lambda) \quad \sigma_\theta = p_o(1 + \lambda)$$



Σχήμα 1: Κατανομή τάσεων γύρω από κυκλική οπή. Παραδοχή γραμμικώς ελαστικού εδάφους.

3.3 Ανάλυση στην περίπτωση όπου αναπτύσσεται πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα

Δηλαδή : εάν $\lambda_{cr} < 1$ ($\Leftrightarrow N_s > 1$) και $\lambda > \lambda_{cr}$, οπότε :

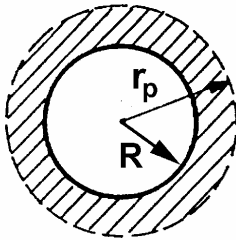
r_p = ακτίνα της πλαστικής ζώνης γύρω από τη σήραγγα ($r_p > R$)

Ελαστο-πλαστική συμπεριφορά στην περιοχή : $R \leq r \leq r_p$

Ελαστική συμπεριφορά στην περιοχή : $r > r_p$

3.3.1 Επίλυση στην πλαστική ζώνη, δηλαδή για $R < r < r_p$

Στην περιοχή αυτή ικανοποιείται η εξίσωση ισορροπίας (προφανώς) και το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.



$$\text{Εξίσωση ισορροπίας : } \frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0$$

$$\text{Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb : } \sigma_\theta = k\sigma_r + \sigma_{cm}$$

$$\text{Απαλειφή του } \sigma_\theta \text{ δίνει : } \frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{1}{r}(k-1)\sigma_r - \frac{1}{r}\sigma_{cm} = 0$$

Επίλυση της ανωτέρω διαφορικής εξίσωσης :

(α) Περίπτωση : $k \neq 1 \Rightarrow \varphi \neq 0$:

$$\text{Με συνοριακή συνθήκη: } \sigma_r(r=R) = p = (1-\lambda)p_o$$

$$\sigma_r = \left[(1-\lambda)p_o + \left(\frac{\sigma_{cm}}{k-1} \right) \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{k-1} - \left(\frac{\sigma_{cm}}{k-1} \right)$$

$$\text{δηλαδή : } \frac{\sigma_r}{p_o} = \left[(1-\lambda) + \frac{2}{(k-1)N_s} \right] \left(\frac{r}{R} \right)^{k-1} - \frac{2}{(k-1)N_s}$$

$$\sigma_\theta = k\sigma_r + \sigma_{cm} \Rightarrow \frac{\sigma_\theta}{p_o} = k \frac{\sigma_r}{p_o} + \frac{2}{N_s}$$

(β) Περίπτωση : $k = 1 \Rightarrow \varphi = 0$:

$$\text{Με συνοριακή συνθήκη: } \sigma_r(r=R) = p = (1-\lambda)p_o$$

$$\sigma_r = (1-\lambda)p_o + \sigma_{cm} \ln\left(\frac{r}{R}\right), \quad \sigma_\theta = \sigma_r + \sigma_{cm}$$

Για υπολογισμό των μετακινήσεων βλέπε κατωτέρω.

3.3.2 Επίλυση στην ελαστική ζώνη, δηλαδή για $r > r_p$

Όπως στην περίπτωση όπου δεν υπάρχει πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα, από την διαφορική εξίσωση ισορροπίας και τις ελαστικές σχέσεις τάσεων – παραμορφώσεων προκύπτει :

$$u = \frac{c_2}{r} \Rightarrow \varepsilon_r = -\frac{c_2}{r^2}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{c_2}{r^2}$$

$$\text{ΟΠΟΤΕ : } \sigma_r = p_o - c_2 \frac{2G}{r^2}, \quad \sigma_\theta = p_o + c_2 \frac{2G}{r^2}$$

Λόγω συνέχειας, εξίσωση των τιμών των σ_r και σ_θ στο όριο μεταξύ ελαστικής και πλαστικής ζώνης¹ ($r = r_p$) δίνει τις τιμές του συντελεστή c_2 και της ακτίνας της πλαστικής ζώνης r_p , όπως φαίνεται κατωτέρω :

¹ δηλαδή εξίσωση των τιμών που προκύπτουν από τις ελαστικές σχέσεις και τις ελαστο-πλαστικές σχέσεις

(α) Περίπτωση $k \neq 1 \Rightarrow \varphi \neq 0$:

$$\frac{\sigma_r}{p_o} = \left[(1-\lambda) + \frac{2}{(k-1)N_s} \right] \left(\frac{r_p}{R} \right)^{k-1} - \frac{2}{(k-1)N_s} = 1 - \left(\frac{2G}{p_o} \right) \frac{c_2}{r_p^2}$$

$$\frac{\sigma_\theta}{p_o} = k \frac{\sigma_r}{p_o} + \frac{2}{N_s} = 1 + \left(\frac{2G}{p_o} \right) \frac{c_2}{r_p^2}$$

Επίλυση του συστήματος των ανωτέρω ως προς c_2 και r_p δίνει :

$$\frac{r_p}{R} = \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad \text{και} \quad \frac{c_2}{r_p^2} = \left(\frac{p_o}{2G} \right) \left(\frac{k-1}{k+1} \right) \left[1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right]$$

ή :

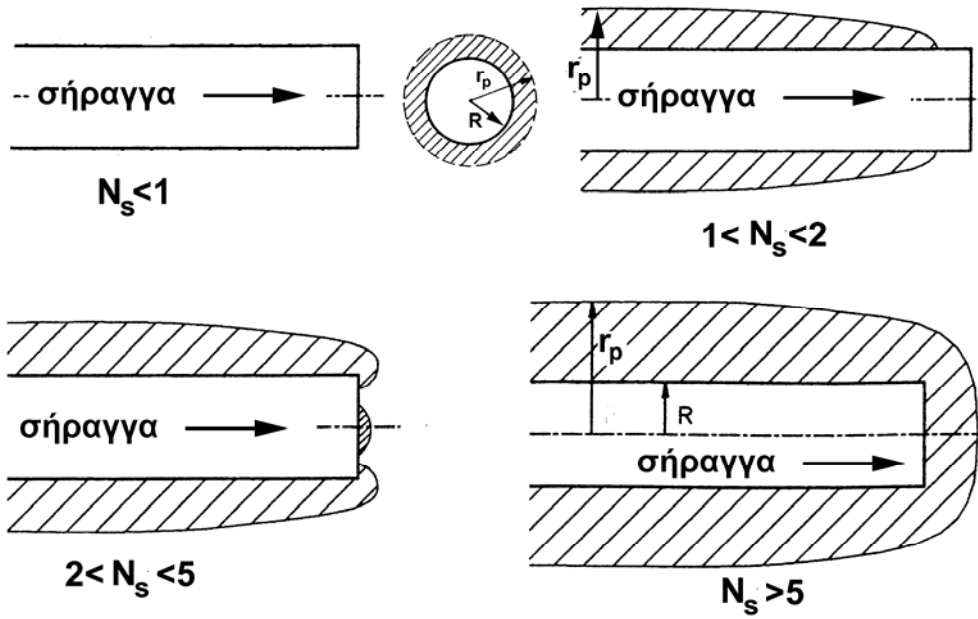
$$\frac{c_2}{R^2} = \left(\frac{p_o}{2G} \right) \left(\frac{k-1}{k+1} \right) \left[1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right] \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda)N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{2}{k-1}}$$

Παρατήρηση 1 : Η «κρίσιμη» τιμή του συντελεστή αποτόνωσης $\lambda = \lambda_{cr}$ αντιστοιχεί στην κατάσταση όπου η πλαστική ζώνη περιορίζεται ακριβώς στο τοίχωμα της σήραγγας, δηλαδή εάν: $r_p = R$. Συνεπώς, από την παραπάνω σχέση που δίνει το r_p , προκύπτει :

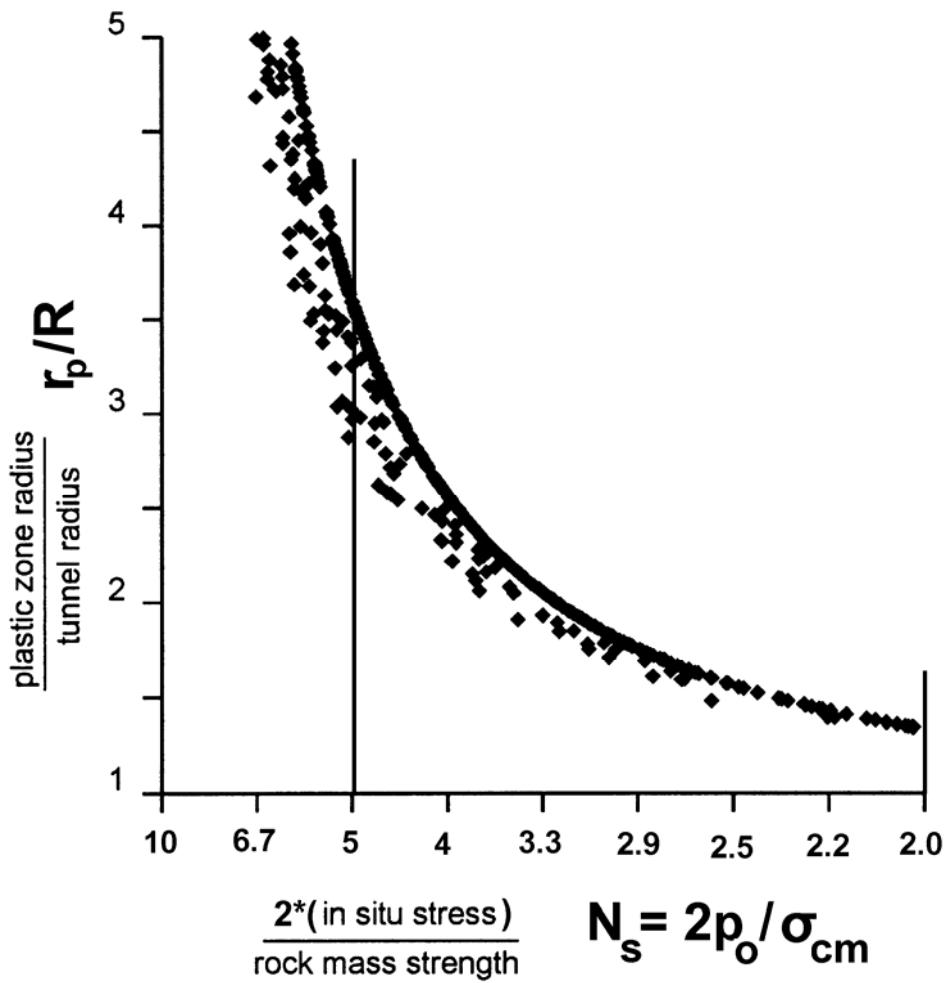
$$\frac{r_p}{R} = \left[\left(\frac{2}{k+1} \right) \frac{N_s + \frac{2}{k-1}}{(1-\lambda_{cr})N_s + \frac{2}{k-1}} \right]^{\frac{1}{k-1}} = 1 \Rightarrow \lambda_{cr} = 1 - \left(\frac{2}{1+k} \right) \left(\frac{N_s - 1}{N_s} \right)$$

- Εάν $N_s < 1$ τότε $\lambda_{cr} > 1$, δηλαδή γύρω από τη σήραγγα δεν αναπτύσσεται πλαστική ζώνη (ακόμη και στην πλήρη αποτόνωση $\lambda=1$).
- Εάν $N_s = 1$ τότε $\lambda_{cr} = 1$, δηλαδή γύρω από τη σήραγγα αναπτύσσεται πλαστική ζώνη μόνον στην πλήρη αποτόνωση ($\lambda=1$).
- Εάν $N_s > 1$ τότε $\lambda_{cr} < 1$, δηλαδή γύρω από τη σήραγγα αναπτύσσεται πλαστική ζώνη όταν ο συντελεστής αποτόνωσης υπερβεί την τιμή λ_{cr} (δηλαδή για $\lambda > \lambda_{cr}$).

Παράδειγμα : Εάν $N_s = 10$ και $\varphi=30^\circ$ (δηλ. $k=3$) τότε $\lambda_{cr} = 0.55$, δηλαδή γύρω από τη σήραγγα αναπτύσσεται πλαστική ζώνη όταν $\lambda > 0.55$.



Ανάπτυξη πλαστικής ζώνης γύρω από σήραγμα



Ακτίνα πλαστικής ζώνης για διάφορες τιμές των N_s και «φ» στην πλήρη αποτόνωση ($\lambda=1$)

Παρατήρηση 2 : Για $\lambda = 1$, η ακτίνα της πλαστικής ζώνης ($r_{p\infty}$) είναι :

$$\frac{r_{p\infty}}{R} = \left[\frac{(k-1)N_s + 2}{k+1} \right]^{\frac{1}{k-1}}$$

Παράδειγμα : Εάν $N_s = 10$ και $\varphi = 30^\circ$ (δηλ. $k=3$) τότε $r_{p\infty} = 2.345 R$. Εάν $\lambda < \lambda_{cr} = 0.55$ τότε $r_{p\infty} = R$ (δεν υπάρχει πλαστική ζώνη).

Η ακτινική μετακίνηση στην ελαστική ζώνη είναι:

$$u = \frac{c_2}{r} = \frac{r_p^2}{r} \left(\frac{p_o}{2G} \right) \left(\frac{k-1}{k+1} \right) \left[1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right]$$

Η μετακίνηση (u_p) στο όριο της πλαστικής ζώνης ($r=r_p$) είναι :

$$u_p \equiv u(r=r_p), \text{ οπότε : } u_p = r_p \left(\frac{p_o}{2G} \right) \left(\frac{k-1}{k+1} \right) \left[1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right]$$

$$\text{και : } \sigma_r = p_o - c_2 \frac{2G}{r^2}, \quad \sigma_\theta = p_o + c_2 \frac{2G}{r^2}$$

Άρα:

$$\frac{\sigma_r}{p_o} = 1 - \frac{c_2}{R^2} \frac{1}{(p_o/2G)} \left(\frac{R}{r} \right)^2, \quad \frac{\sigma_\theta}{p_o} = 1 + \frac{c_2}{R^2} \frac{1}{(p_o/2G)} \left(\frac{R}{r} \right)^2$$

(β) Περίπτωση : $k = 1 \Rightarrow \varphi = 0$:

$$\sigma_r = (1-\lambda)p_o + \sigma_{cm} \ln\left(\frac{r}{R}\right) = p_o - c_2 \frac{2G}{r^2}$$

$$\sigma_\theta = \sigma_r + \sigma_{cm} = p_o + c_2 \frac{2G}{r^2}$$

οπότε :

$$\frac{r_p}{R} = \exp\left[\frac{1}{2}(N_s \lambda - 1)\right] \quad \text{και} \quad \frac{c_2}{r_p^2} = \left(\frac{p_o}{2G}\right) \frac{1}{N_s}$$

Παρατήρηση : Για $\lambda = 1$, η ακτίνα ($r_{p\infty}$) είναι : $\frac{r_{p\infty}}{R} = \exp\left[\frac{1}{2}(N_s - 1)\right]$

Η ακτινική μετακίνηση στην ελαστική ζώνη είναι: $u = \frac{c_2}{r} = \frac{r_p^2}{r} \left(\frac{p_o}{2G} \right) \frac{1}{N_s}$

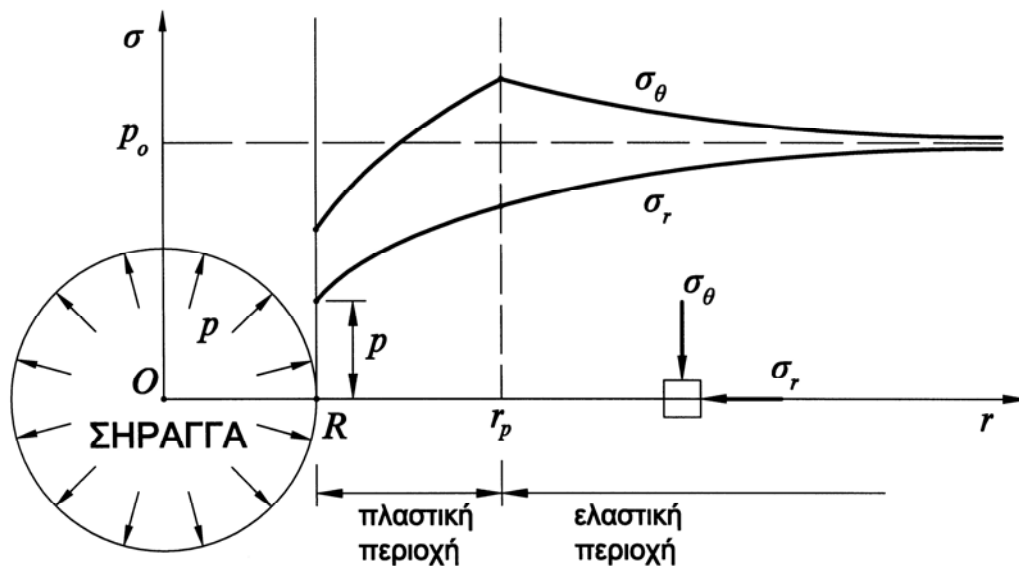
Η μετακίνηση (u_p) στο όριο της πλαστικής ζώνης ($r=r_p$) είναι :

$$u_p \equiv u(r = r_p), \text{ οπότε : } u_p = r_p \left(\frac{p_o}{2G} \right) \frac{1}{N_s}$$

Συνεπώς, οι τάσεις στην ελαστική ζώνη είναι:

$$\sigma_r = p_o - c_2 \frac{2G}{r^2} = p_o \left[1 - \frac{1}{N_s} \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_\theta = p_o + c_2 \frac{2G}{r^2} = p_o \left[1 + \frac{1}{N_s} \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 \right]$$



Σχήμα 2: Κατανομή τάσεων γύρω από κυκλική οπή. Παραδοχή ελαστικού-απολύτως πλαστικού εδάφους.

3.3.3 Υπολογισμός των μετακινήσεων στην πλαστική ζώνη ($r < r_p$) :

Ορισμός διαστολικότητας στην πλαστική ζώνη : $\tan \delta = \frac{\varepsilon_r + \varepsilon_\theta}{\varepsilon_r - \varepsilon_\theta} \geq 0$

οπότε : $K \equiv \frac{1 + \tan \delta}{1 - \tan \delta} = -\frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_\theta} \geq 1$

Αλλά : $\varepsilon_r = \frac{du}{dr}$, $\varepsilon_\theta = \frac{u}{r}$

Οπότε: $\varepsilon_\theta K + \varepsilon_r = 0 \Rightarrow \frac{u}{r} K + \frac{du}{dr} = 0 \Rightarrow u = \alpha \frac{1}{r^K}$

Συνοριακή συνθήκη: $r = r_p \Rightarrow u = u_p \Rightarrow u = u_p \left(\frac{r_p}{r} \right)^K$

Αλλά το u_p έχει υπολογισθεί από την ελαστική ζώνη. Συνεπώς :

(α) Περίπτωση $k \neq 1 \Rightarrow \varphi \neq 0$:

$$u = u_p \left(\frac{r_p}{r} \right)^K \Rightarrow \frac{u_R}{R} = \frac{u_p}{R} \left(\frac{r_p}{R} \right)^K$$

$$\text{όπου: } u_p = r_p \left(\frac{p_o}{2G} \right) \left(\frac{k-1}{k+1} \right) \left[1 + \frac{2}{(k-1)N_s} \right] \Rightarrow \frac{u_p}{R} = \left(\frac{r_p}{R} \right) \left(\frac{p_o}{2G} \right) \frac{(k-1)N_s + 2}{(k+1)N_s}$$

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

Για πλήρη αποτόνωση ($\lambda = 1$) :

$$\frac{r_{p\infty}}{R} = \left[\frac{(k-1)N_s + 2}{k+1} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad \text{και} \quad \frac{u_{p\infty}}{R} = \frac{r_{p\infty}}{R} \left(\frac{p_o}{2G} \right) \frac{(k-1)N_s + 2}{(k+1)N_s}$$

Προσδιορισμός της σύγκλισης ($u_{R\infty}$) του τοιχώματος της σήραγγας για πλήρη αποτόνωση (δηλ. $\lambda=1$) :

$$\frac{u_{R\infty}}{R} = \frac{u_{p\infty}}{R} \left(\frac{r_{p\infty}}{R} \right)^K \Rightarrow \frac{u_{R\infty}}{R} = \frac{1}{N_s} \left(\frac{p_o}{2G} \right) \left[\frac{(k-1)N_s + 2}{k+1} \right]^{\frac{K+k}{k-1}}$$

Παρατήρηση :

Επειδή στην ελαστική περίπτωση η τελική (για $\lambda=1$) σύγκλιση του τοιχώματος της

σήραγγας ($u_{R\infty,e}$) είναι : $\frac{u_{R\infty,e}}{R} = \left(\frac{p_o}{2G} \right)$ προκύπτει ότι :

$$\frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \left[\frac{(k-1)N_s + 2}{k+1} \right]^{\frac{K+k}{k-1}} \quad \text{ή} \quad \frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \left[\frac{r_{p\infty}}{R} \right]^{K+k}$$

(β) Περίπτωση $k = 1 \Rightarrow \varphi = 0$:

$$u = u_p \left(\frac{r_p}{r} \right)^K \Rightarrow \frac{u_R}{R} = \frac{u_p}{R} \left(\frac{r_p}{R} \right)^K$$

$$\text{όπου: } u_p = r_p \left(\frac{p_o}{2G} \right) \frac{1}{N_s}$$

$$\text{και : } r_p = R \exp\left[\frac{1}{2}(N_s \lambda - 1)\right] \text{ και } r_{p\infty} = R \exp\left[\frac{1}{2}(N_s - 1)\right]$$

Προσδιορισμός της τελικής (για $\lambda=1$) σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας ($u_{R\infty}$):

$$\frac{u_{R\infty}}{R} = \frac{u_{p\infty}}{R} \left(\frac{r_{p\infty}}{R}\right)^K \Rightarrow \frac{u_{R\infty}}{R} = \frac{1}{N_s} \left(\frac{p_o}{2G}\right) \exp\left[\frac{1}{2}(N_s - 1)(K + 1)\right]$$

$$\text{δηλαδή : } \frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \exp\left[\frac{1}{2}(N_s - 1)(K + 1)\right] \quad \text{ή} \quad \frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \left[\frac{r_{p\infty}}{R}\right]^{K+1}$$

3.3.4 Προσδιορισμός της συνάρτησης : $\frac{u_R}{u_{R\infty}}$

όπου: u_R = σύγκλιση του τοιχώματος για κάποιο λ

$u_{R\infty}$ = σύγκλιση του τοιχώματος για $\lambda=1$

A. Εάν δεν υπάρχει πλαστική ζώνη :

$$\left. \begin{aligned} u_R &= \lambda R \left(\frac{p_o}{2G}\right) \\ u_{R\infty} &= R \left(\frac{p_o}{2G}\right) \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{u_R}{u_{R\infty}} = \lambda$$

B. Εάν υπάρχει πλαστική ζώνη :

$$\begin{aligned} u_R &= u_p \left(\frac{r_p}{R}\right)^K \\ u_{R\infty} &= u_{p\infty} \left(\frac{r_{p\infty}}{R}\right)^K \end{aligned}$$

$$\text{Αλλά: } \frac{u_p}{u_{p\infty}} = \frac{r_p}{r_{p\infty}}$$

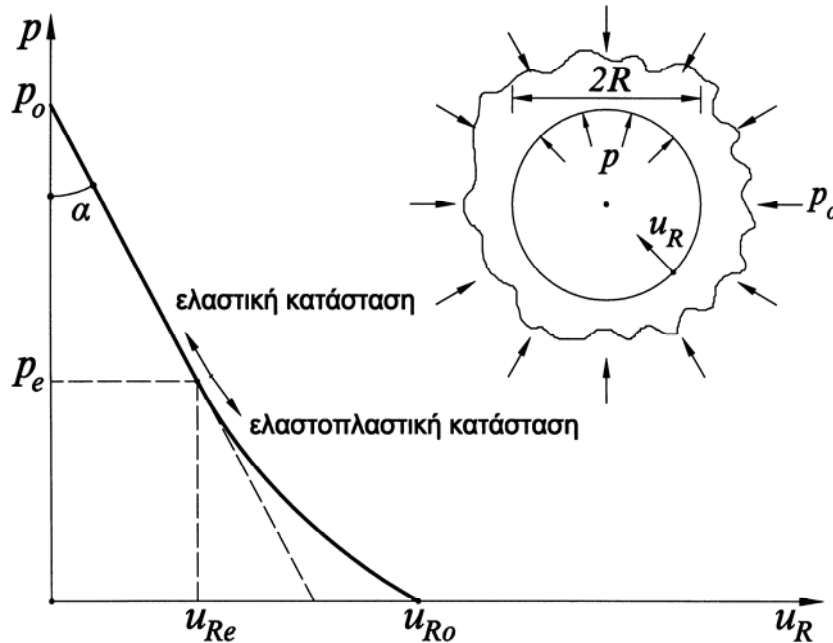
$$\text{Οπότε : } \frac{u_R}{u_{R\infty}} = \left(\frac{r_p}{r_{p\infty}}\right)^{K+1}$$

και συνεπώς:

(α) Περίπτωση : $k \neq 1 \Rightarrow \varphi \neq 0$:

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

(β) Περίπτωση : $k = 1 \Rightarrow \varphi = 0$:



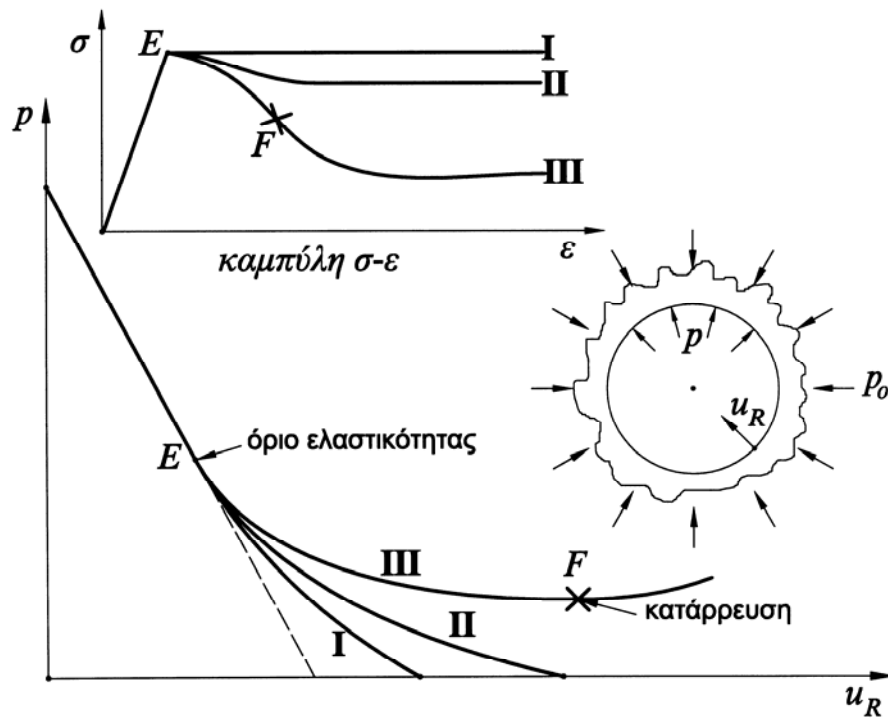
Σχήμα 3: Σχηματική καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης κυκλικής σήραγγας (ακτίνα R).

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

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

Η καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης του Σχήματος 3 αντιστοιχεί σε βραχόμαζα με συμπεριφορά ελαστική-απολύτως πλαστική. Στην περίπτωση βραχόμαζας με συμπεριφορά τύπου χαλάρωσης, η καμπύλη σύγκλισης αποτόνωσης φαίνεται στο Σχήμα 4. Σε περιπτώσεις έντονης χαλάρωσης, προκαλείται κατάρρευση της οροφής της σήραγγας όταν η εσωτερική πίεση μειωθεί πέραν κάποιας τιμής.

Η ανωτέρω εκτίμηση των μετακινήσεων του τοιχώματος της σήραγγας στην ελαστική και την πλαστική περιοχή επιτρέπει τον προσδιορισμό της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης της βραχόμαζας. Η καμπύλη αυτή χρησιμοποιείται στο σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης της σήραγγας όπως περιγράφεται στο επόμενο Κεφάλαιο.



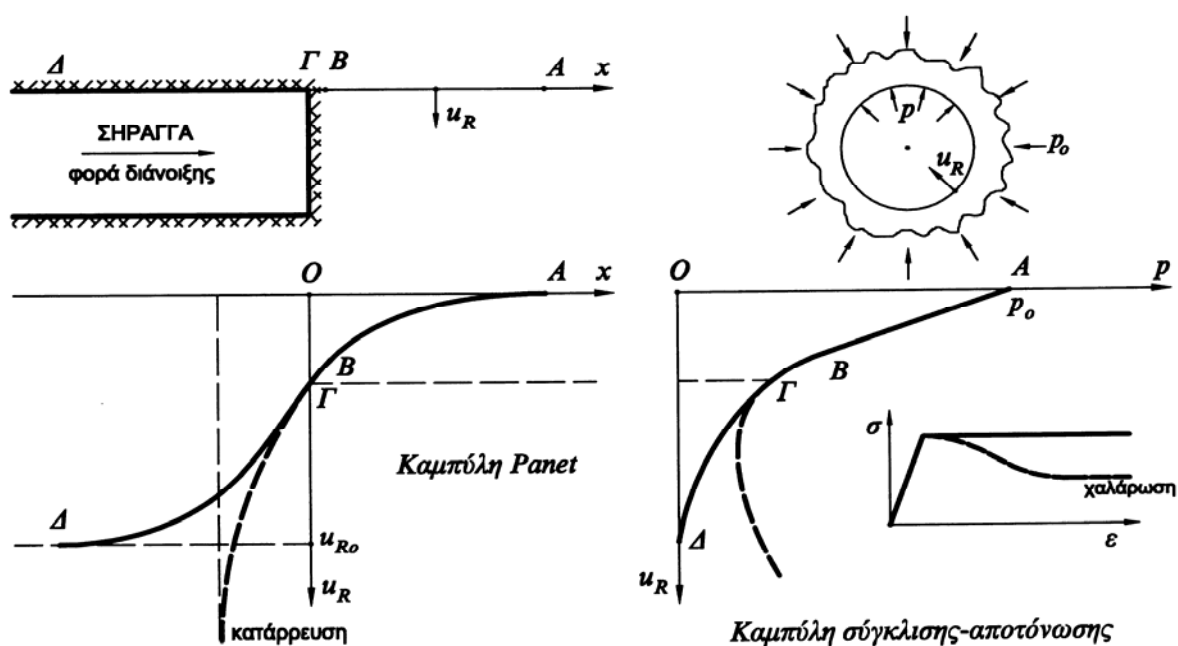
Σχήμα 4: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης για διάφορους τύπους συμπεριφοράς τάσεων-παραμορφώσεων της βραχόμαζας. Στην περίπτωση έντονης χαλάρωσης προκαλείται κατάρρευση της οροφής της σήραγγας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4. ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΚΑΙ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΜΕ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΣΥΓΚΛΙΣΗΣ-ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ

4.1 Μέθοδος ανάλυσης

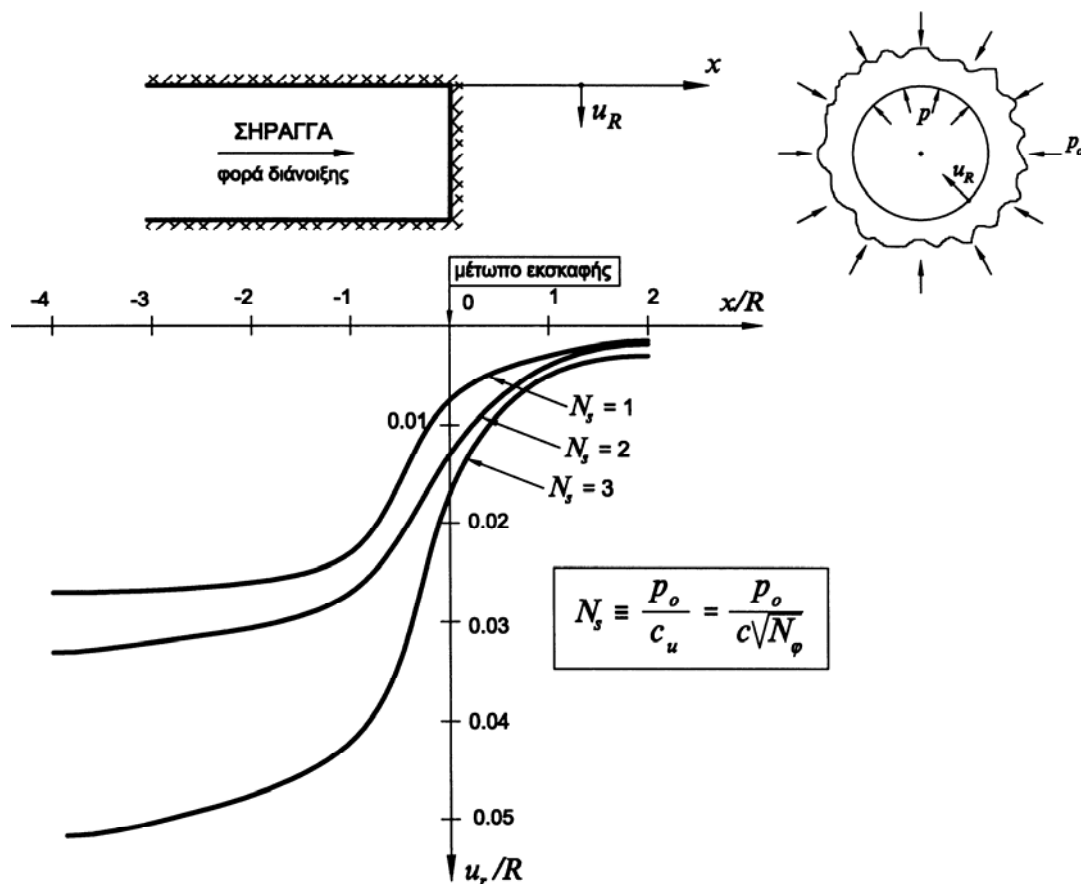
Κατά τη διάνοιξη σηράγγων οι μετακινήσεις του εδάφους αρχίζουν σε θέσεις αρκετά εμπρός από το μέτωπο διάνοιξης, δηλαδή πριν το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας φθάσει σε κάποια συγκεκριμένη θέση. Το Σχήμα 1 παρουσιάζει μια τέτοια καμπύλη (ΑΒΓΔ) εξέλιξης της σύγκλισης για ανυποστήρικτη σήραग्ga, σε διάγραμμα $x - u_R$ όπου (u_R) είναι η σύγκλιση της οροφής της σήραγγας και (x) είναι η απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής. Από το σχήμα φαίνεται ότι ένα σημαντικό ποσοστό της συνολικής σύγκλισης (u_{R0}), της τάξεως του 30-35% της συνολικής σύγκλισης, συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο της σήραγγας. Στο ίδιο σχήμα φαίνεται και η αντίστοιχη καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης. 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.



Σχήμα 1: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε ανυποστήρικτη σήραग्ga.

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. Στα επόμενα εκτιμάται η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας συναρτήσει της απόστασης (x) από το μέτωπο εκσκαφής.

Η σύγκλιση $u_R(x)$ του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση ($x < 0$) πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής (που βρίσκεται στη θέση $x = 0$) υπολογίζεται μέσω τριδιάστατων (ή αξονοσυμμετρικών) αριθμητικών αναλύσεων της περιοχής του μετώπου εκσκαφής της σήραγγας. Από τις αναλύσεις αυτές υπολογίζεται η μετακίνηση του τοιχώματος (u_R) συναρτήσει της αξονικής απόστασης (x) από το μέτωπο, δηλαδή προκύπτει μια σχέση της μορφής : $u_R = f(x)$. Στα επόμενα, παρουσιάζονται δύο τέτοιες προσεγγιστικές σχέσεις που προτάθηκαν από τον Panet (1995) και από τον Chern (1999).



Σχήμα 2: Τυπικές μορφές καμπύλων Panet κατά μήκος του άξονα της σήραγγας, για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης (N_s).

1. Μέθοδος Panet :

(α) Εάν δεν υπάρχει πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα :

Προσέγγιση αποτελεσμάτων αξονοσυμμετρικών αριθμητικών αναλύσεων στην περιοχή του μετώπου σηράγγων σε ελαστικό έδαφος δίνει (Panet, 1995):

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

όπου:

R = η ακτίνα της σήραγγας

$u_R(x)$ = σύγκλιση του τοιχώματος ανυποστήρικτης σήραγγας σε απόσταση ($x < 0$) πίσω από το μέτωπο της εκσκαφής, που βρίσκεται στη θέση $x = 0$

$u_{R\infty}$ = η τελική σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας σε μεγάλη απόσταση ($x = -\infty$) πίσω από το μέτωπο εκσκαφής. Για ελαστοπλαστική βραχόμαζα και ισότροπες γεωστατικές τάσεις ($\sigma_v = \sigma_h = p_o$) η τελική σύγκλιση μπορεί να υπολογισθεί με τις σχέσεις που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 3 για μηδενική εσωτερική πίεση ($p=0$). Η σύγκλιση αυτή μπορεί να υπολογισθεί και με αριθμητικές μεθόδους ανάλυσης της συμπεριφοράς της βραχόμαζας κατά τη διάνοιξη της σήραγγας (π.χ. την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων), για μηδενική τιμή της εσωτερικής πίεσης.

Αποτέλεσμα μονοδιάστατων αναλύσεων σε ελαστική βραχόμαζα : $\frac{u_R}{u_{R\infty}} = \lambda$.

Συνεπώς :

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

δηλαδή :

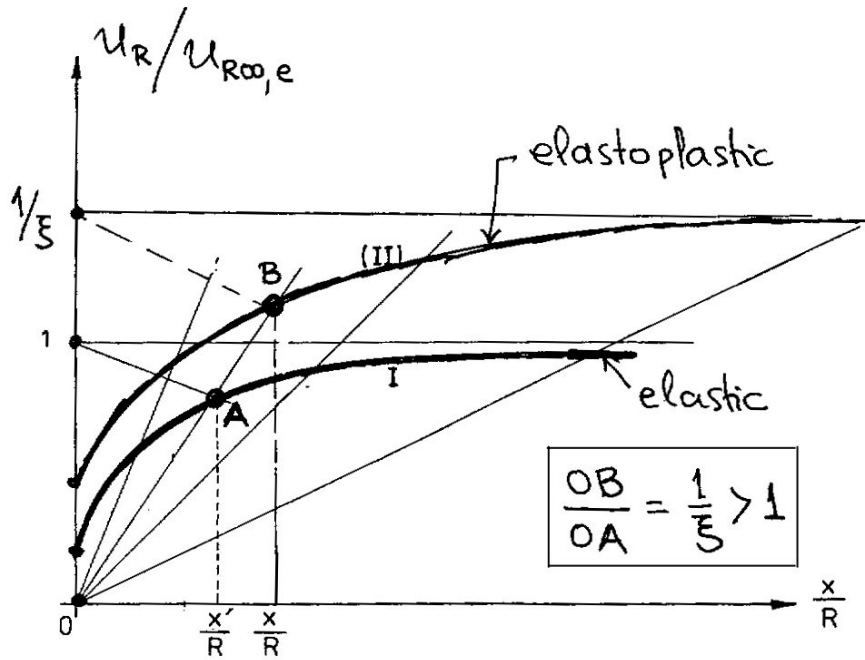
$$u_R(x) = \lambda u_{R\infty,e} = \lambda \left(\frac{p_o}{2G} \right) R = \left\{ 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right)} \right]^2 \right\} \left(\frac{p_o}{2G} \right) R$$

Προσοχή : Η ανωτέρω σχέση ισχύει μόνον για $x < 0$, δηλαδή μόνον εντός της σήραγγας.

(β) Εάν υπάρχει πλαστική ζώνη γύρω από τη σήραγγα :

Θεωρείται ότι η ελαστοπλαστική καμπύλη μετακινήσεων είναι ομοιόθετη της ελαστικής ως προς την αρχή των αξόνων με λόγω ομοιοθεσίας (βλέπε σχήμα):

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



Υπολογισμός του ξ (από τις μονοδιάστατες αναλύσεις του Κεφαλαίου 3) :

$$(i) \text{ Εάν } \varphi \neq 0 : \frac{1}{\xi} = \frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \left[\frac{(k-1)N_s + 2}{k+1} \right]^{k-1}$$

$$(ii) \text{ Εάν } \varphi = 0 : \frac{1}{\xi} = \frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} = \frac{1}{N_s} \exp \left[\frac{1}{2} (N_s - 1)(K + 1) \right]$$

Από την ομοιοθεσία προκύπτει ότι (ελαστοπλαστική καμπύλη) :

$$\frac{x'}{R} = \xi \left(\frac{x}{R} \right) \text{ και } \frac{OB}{OA} = \frac{u_R(x)}{u_{R,e}(x')} = \frac{1}{\xi} \Rightarrow u_R = u_R(x) = \frac{1}{\xi} u_{R,e}(x')$$

Αλλά από την ελαστική καμπύλη :

$$u_{R,e}(x') = \left\{ 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x'}{R} \right)} \right]^2 \right\} \left(\frac{p_o}{2G} \right) R = \left\{ 1 - 0.75 \left[\frac{1}{1 - \frac{4}{3} \left(\frac{x}{R} \right) \xi} \right]^2 \right\} \left(\frac{p_o}{2G} \right) R$$

Άρα :

$$u_R = u_R(x) = \frac{1}{\xi} u_{R,e}(x') = \frac{u_{R\infty}}{u_{R\infty,e}} u_{R,e}(x') = u_{R\infty} \frac{u_{R,e}(x')}{u_{R\infty,e}} = u_{R\infty} \frac{u_{R,e}(x')}{\left(\frac{p_o}{2G} \right) R} \Rightarrow$$

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

Ομως :

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

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

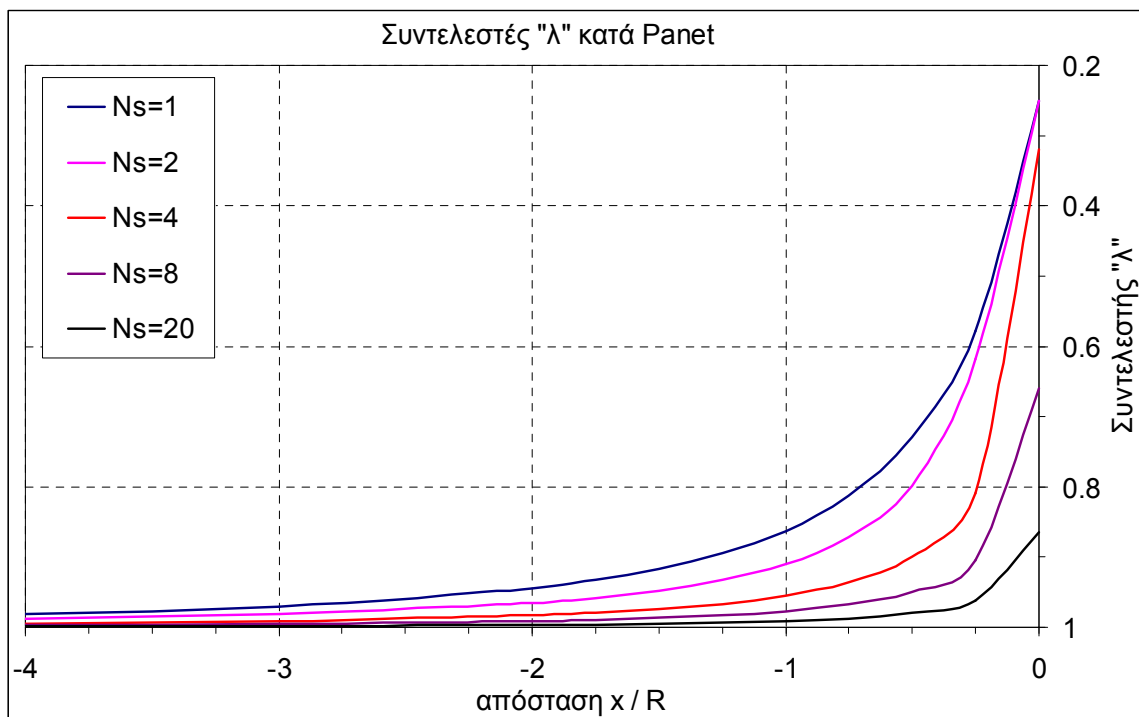
$$(ii) \text{ Εάν } \varphi = 0 : \frac{u_R}{u_{R\infty}} = \exp \left\{ -\frac{1}{2} (1-\lambda) N_s (K+1) \right\}$$

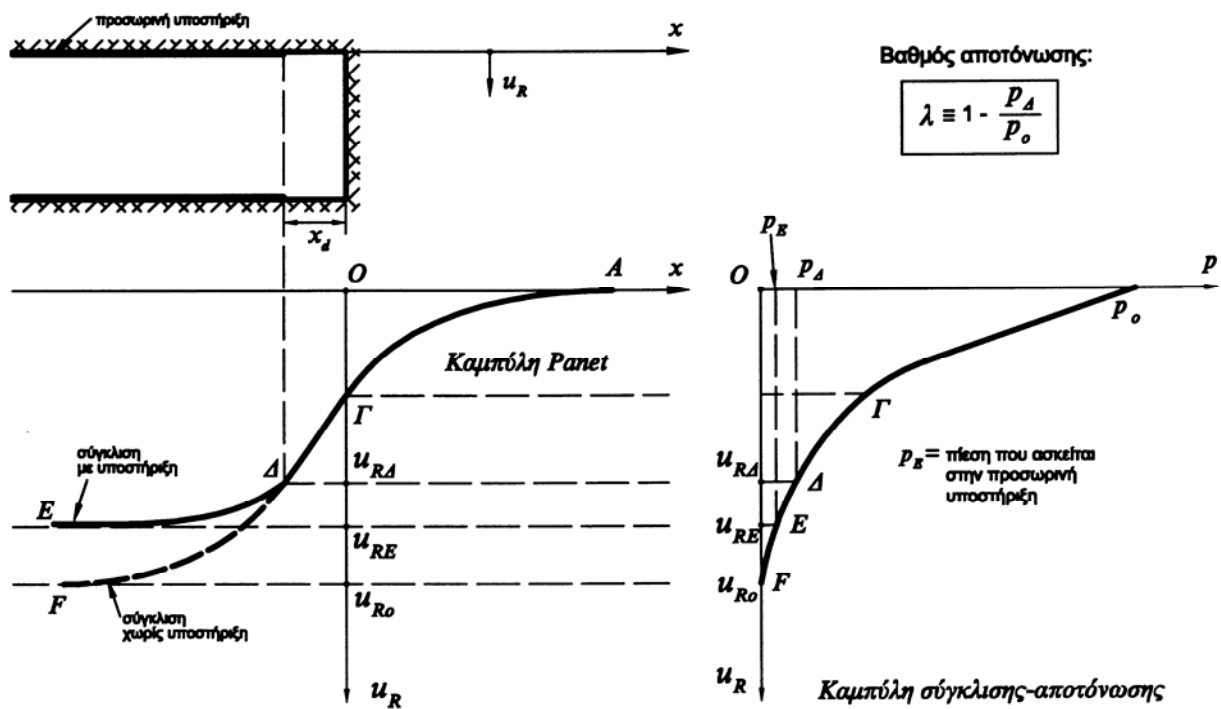
$$\Rightarrow \lambda = 1 - \frac{2}{(K+1)N_s} \left[-\ln \left(\frac{u_R}{u_{R\infty}} \right) \right]$$

Συνδυάζοντας την κατάλληλη εκ των ανωτέρω με την σχέση Panet :

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

προκύπτει η ζητούμενη σχέση : $\lambda = f(x/R, N_s, k, K)$, η οποία φαίνεται στη επόμενη γραφική απεικόνιση για $k=3$ ($\varphi=30^\circ$), και $K=1.11$ ($\delta=3^\circ$) :





Σχήμα 3: Καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης και καμπύλες Panet σε σήραγγα υποστηριζόμενη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Τυπικές καμπύλες σύγκλισης του τοιχώματος σε διάφορες θέσεις πίσω από το μέτωπο εκσκαφής φαίνονται στο Σχήμα 2.

Το Σχήμα 3 παρουσιάζει τις αντίστοιχες καμπύλες σε διατομή σήραγγας που υποστηρίζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Η καμπύλη $x-u_R$ ακολουθεί τη διαδρομή ΑΓΔΕ και η τελική σύγκλιση (u_{RE}) είναι μικρότερη από την αντίστοιχη σύγκλιση της ανυποστήρικτης διατομής (u_{RO}). Αντιστοίχως, στην τελική κατάσταση ισορροπίας (κατάσταση Ε) ασκείται πίεση (p_E) στην προσωρινή υποστήριξη. Εάν (Δ) είναι η κατάσταση κατά τη στιγμή της τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης (σε απόσταση x_d πίσω από το μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας), τότε στο σημείο Δ αντιστοιχεί μια τιμή της σύγκλισης (u_{RD}) και μια ισοδύναμη εσωτερική πίεση (p_A). Ο βαθμός αποτόνωσης (deconfinement ratio) των εδαφικών τάσεων κατά την τοποθέτηση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης ορίζεται από τη σχέση:

$$\lambda \equiv 1 - \frac{p_A}{p_o}$$

όπου (p_o) είναι η αρχική γεωστατική πίεση και (p_A) είναι η ισοδύναμη εσωτερική πίεση που αντιστοιχεί στη θέση τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης. Είναι προφανές ότι ο βαθμός αποτόνωσης των τάσεων είναι μικρότερος από τη μονάδα.

Το Σχήμα 4 παρουσιάζει τη συσχέτιση μεταξύ του βαθμού αποτόνωσης (λ) και της θέσης τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης (καμπύλες Panet). Στην περίπτωση όπου ο συντελεστής υπερφόρτισης (overload factor) $N_s \equiv p_o/c_u \leq 1$, η βραχώμαζα γύρω από τη σήραγγα παραμένει στην ελαστική περιοχή¹, ακόμη και για πλήρη αποτόνωση της εσωτερικής πίεσης ($p = 0 \Rightarrow \lambda = 1$). Στην τελευταία αυτή περίπτωση, ο βαθμός αποτόνωσης των τάσεων στο μέτωπο της εκσκαφής ($x = 0$)

¹ Τούτο αποδείχθηκε στο Κεφάλαιο περί κατανομής των τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από κυκλική οπή

είναι $\lambda = 0.27$, δηλαδή $p/p_o = 0.73$. Γενικότερα, από τις καμπύλες Panet προκύπτουν οι εξής τιμές του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων για διάφορες αποστάσεις πίσω από το μέτωπο εκσκαφής:

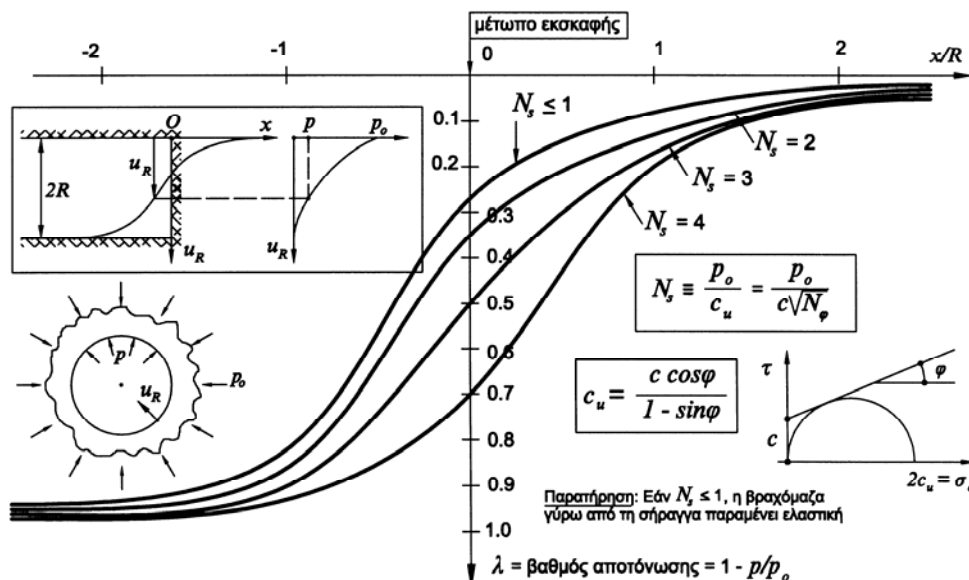
Απόσταση (x) από το μέτωπο της εκσκαφής*	Συντελεστής αποτόνωσης (λ) για			
	$N_s \leq 1$	$N_s = 2$	$N_s = 3$	$N_s = 4$
0	0.27	0.39	0.52	0.67
R/2	0.69	0.80	0.84	0.89
R	0.82	0.86	0.88	0.92
2R	0.90	0.92	0.93	0.94

* R = ακτίνα της σήραγγας

Κατά συνέπεια, σε απόσταση περίπου ίση με τη διάμετρο της σήραγγας ($x = 2R$), έχει επέλθει σχεδόν πλήρης αποτόνωση των εσωτερικών τάσεων.

Με την αύξηση του συντελεστή υπερφόρτισης (N_s) αυξάνουν οι γεωστατικές τάσεις (p_o) σε σχέση με την αντοχή της βραχώμαζας ($\sigma_c = 2c_u$), η πλαστική περιοχή γύρω από τη σήραγγα διευρύνεται και αυξάνουν οι συγκλίσεις της οροφής.

Η συσχέτιση μεταξύ της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p), ή του βαθμού αποτόνωσης $\lambda \equiv 1 - p/p_o$, και της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας (u_R) περιγράφεται από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης (convergence-confinement curve). Ο τρόπος υπολογισμού της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης περιγράφηκε στο Κεφάλαιο που αφορά τις κατανομές των τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από κυκλική σήραγγα. Η μορφή της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης μιας ανυποστήρικτης σήραγγας φαίνεται στο Σχήμα 5 (καμπύλη ADEF).



Σχήμα 4: Τυπικές μορφές των καμπύλων Panet σε ανυποστήρικτη σήραγγα για διάφορες τιμές του συντελεστή υπερφόρτισης N_s .

2. Μέθοδος Chern :

Προσέγγιση των αποτελεσμάτων αξονο-συμμετρικών αριθμητικών αναλύσεων διάνοιξης ανυποστήρικτης σήραγγας στην περιοχή του μετώπου εκσκαφής από τον Chern (ανεξαρτητως του N_s) :

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

Προσοχή : Ισχύει για κάθε τιμή του (x), δηλαδή τόσο εντός της σήραγγας (x<0) όσο και εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής (x>0). Όμως :

(α) Εάν δεν υπάρχει πλαστική ζώνη : $\frac{u_R}{u_{R\infty}} = \lambda$

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

(β) Εάν υπάρχει πλαστική ζώνη :

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

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

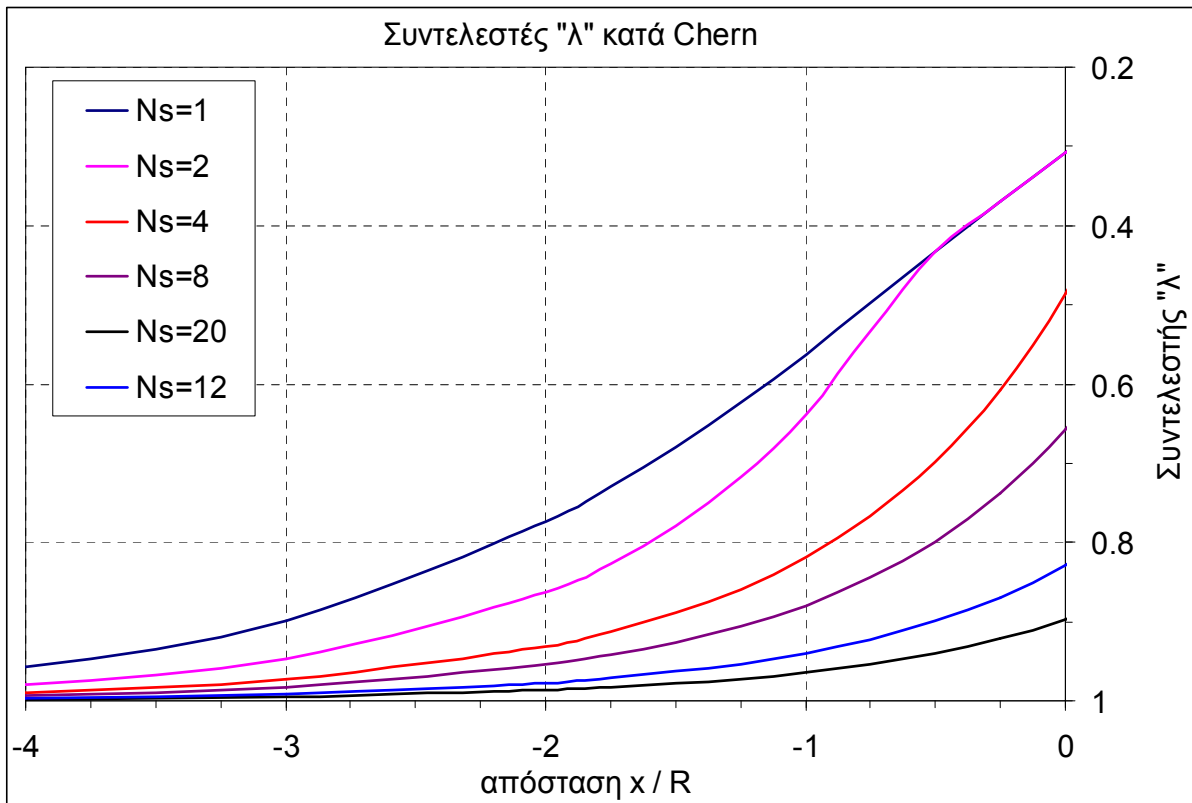
$$(ii) \text{ Εάν } \varphi = 0 : \frac{u_R}{u_{R\infty}} = \exp \left\{ -\frac{1}{2} (1-\lambda)N_s (K+1) \right\}$$

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

Συνδυάζοντας την κατάλληλη εκ των ανωτέρω με την σχέση Chern :

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

προκύπτει η ζητούμενη σχέση : $\lambda = f(x/R, N_s, k, K)$, η οποία φαίνεται στη επόμενη γραφική απεικόνιση για $k=3$ ($\varphi=30^\circ$), και $K=1.11$ ($\delta=3^\circ$) :



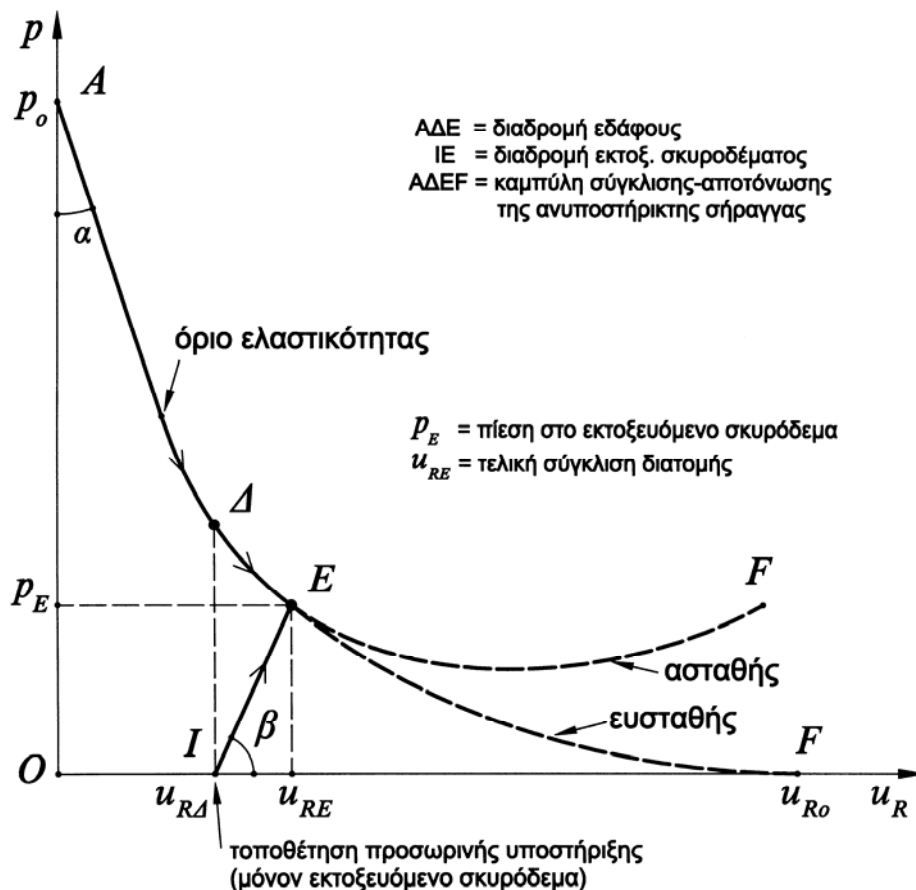
3. Αξιοποίηση των καμπύλων Panet ή Chern :

Ο συνδυασμός των καμπύλων Panet ή Chern και της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης της ανυποστήρικτης διατομής επιτρέπει την εκτίμηση της σύγκλισης του τοιχώματος σε κάθε θέση (x) του άξονα της σήραγγας. Η μέθοδος είναι η εξής:

1. Υπολογίζεται ο συντελεστής υπερφόρτισης (N_s).
2. Από τη συγκεκριμένη καμπύλη Panet (Σχήμα 4) και τη συγκεκριμένη τιμή (x) υπολογίζεται ο βαθμός αποτόνωσης (λ) και στη συνέχεια η ισοδύναμη εσωτερική πίεση $p = p_o (1-\lambda)$.
3. Υπολογίζεται η καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης με βάση τις ελαστικές παραμέτρους (E, ν) και τις παραμέτρους αντοχής (c, ϕ) του εδάφους. Η μέθοδος περιγράφεται στο Κεφάλαιο "Κατανομές τάσεων και παραμορφώσεων γύρω από κυκλική σήραγγα".
4. Από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης και για την τιμή της πίεσης (p) που υπολογίστηκε παραπάνω, υπολογίζεται η σύγκλιση της διατομής (u_R).

Ο βαθμός αποτόνωσης (λ), δηλαδή η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική της τιμή (p_o) σε μια μικρότερη τιμή (p) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την προσομοίωση της χρονικής υστέρησης στην τοποθέτηση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης σηράγγων. Πράγματι, μέσω των καμπύλων Panet / Chern, μπορεί να υπολογισθεί η εσωτερική πίεση (p) που αντιστοιχεί σε συγκεκριμένη απόσταση (x) τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης ως προς το μέτωπο διάνοιξης της σήραγγας. Στη συνέχεια, η προσομοίωση της διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας γίνεται σε δυο φάσεις ως εξής:

- (1) Η εσωτερική πίεση μειώνεται από (p_o) σε (p). Η σύγκλιση της διατομής που προκύπτει αντιστοιχεί στη μετακίνηση του τοιχώματος πριν από την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης.



Σχήμα 5: Καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

(2) Τοποθετούνται τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ) και στη συνέχεια η εσωτερική πίεση μειώνεται από (p) στο μηδέν. Αυτή η μείωση της εσωτερικής πίεσης προκαλεί κάποια περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος και φόρτιση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης.

Είναι προφανές ότι όσο αργότερα τοποθετηθούν τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης τόσο μικρότερο φορτίο θα αναλάβουν και τόσο μεγαλύτερη θα είναι η συνολική σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας.

Αρκετά προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση της διάνοιξης και προσωρινής υποστήριξης σηράγγων σε δυο διαστάσεις (δηλαδή στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας) δεν επιτρέπουν την απομείωση των εσωτερικών τάσεων κατά το βαθμό αποτόνωσης (λ): $p = p_0 (1 - \lambda)$.

Στις περιπτώσεις αυτές μπορεί να χρησιμοποιηθεί εναλλακτικά η μέθοδος της ισοδύναμης χαλάρωσης της βραχώμαζας στο εσωτερικό της σήραγγας (ground loosening method). Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην αρχή ότι η μείωση του μέτρου ελαστικότητας από την αρχική τιμή (E_0) σε μια μικρότερη τιμή (E) σε μια περιοχή της βραχώμαζας (συγκεκριμένα: στην περιοχή όπου προβλέπεται να εκσκαφεί η σήραγγα) προκαλεί σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας με τον ίδιο τρόπο που θα προκαλούσε η μείωση της εσωτερικής πίεσης από την αρχική τιμή (p_0) σε μια μικρότερη τιμή (p). Αποδεικνύεται εύκολα ότι:

(α) Η σύγκλιση του τοιχώματος εντός ελαστικού δίσκου ακτίνας (R) λόγω ισότροπης πίεσης (p) είναι:

$$u_R = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)R}{E} p$$

(β) Η μετακίνηση του τοιχώματος μιας κυκλικής οπής ακτίνας (R) εντός ελαστικού χώρου λόγω ισότροπης πίεσης στο εσωτερικό της οπής είναι:

$$u_R = \frac{(1+\nu)R}{E} p$$

Στη συνέχεια θεωρείται ότι η απομείωση του μέτρου ελαστικότητας στην περιοχή της "οπής" από (E_o) σε (E) προκαλεί μείωση της πίεσης στο τοίχωμα της οπής από (p_o) σε (p). Είναι προφανές ότι η σύγκλιση του τοιχώματος της οπής υπολογιζόμενη είτε μέσω του δίσκου είτε μέσω του χώρου που περιβάλλει την οπή θα πρέπει να είναι η ίδια. Συνεπώς:

(α) Σύγκλιση του τοιχώματος του δίσκου:

$$u_{R1} = - \left[\frac{(1+\nu)(1-2\nu)R}{E_o} p_o - \frac{(1+\nu)(1-2\nu)R}{E} p \right]$$

(β) Σύγκλιση του χώρου που περιβάλλει την οπή:

$$u_{R2} = \frac{(1+\nu)R}{E_o} p_o - \frac{(1+\nu)R}{E_o} p$$

Εξίσωση των δυο συγκλίσεων δίνει:

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

Τυπικές περιπτώσεις εφαρμογής της τελευταίας σχέσης φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα ($\lambda = 1 - p/p_o$):

ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΙΣΟΔΥΝΑΜΟΥ (ΜΕΙΩΜΕΝΟΥ) ΜΕΤΡΟΥ ΕΛΑΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ ΠΟΥ ΑΝΤΙΣΤΟΙΧΕΙ ΣΕ ΔΙΑΦΟΡΕΣ ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΗ ΑΠΟΤΟΝΩΣΗΣ

λ	p/p_o	Τιμές του E/E_o για		
		$\nu = 0.25$	$\nu = 0.30$	$\nu = 0.35$
0.20	0.80	0.571	0.533	0.480
0.30	0.70	0.438	0.400	0.350
0.40	0.60	0.333	0.300	0.257
0.50	0.50	0.250	0.222	0.187
0.60	0.40	0.182	0.160	0.133
0.70	0.30	0.125	0.109	0.090
0.80	0.20	0.077	0.067	0.054
0.90	0.10	0.036	0.031	0.025

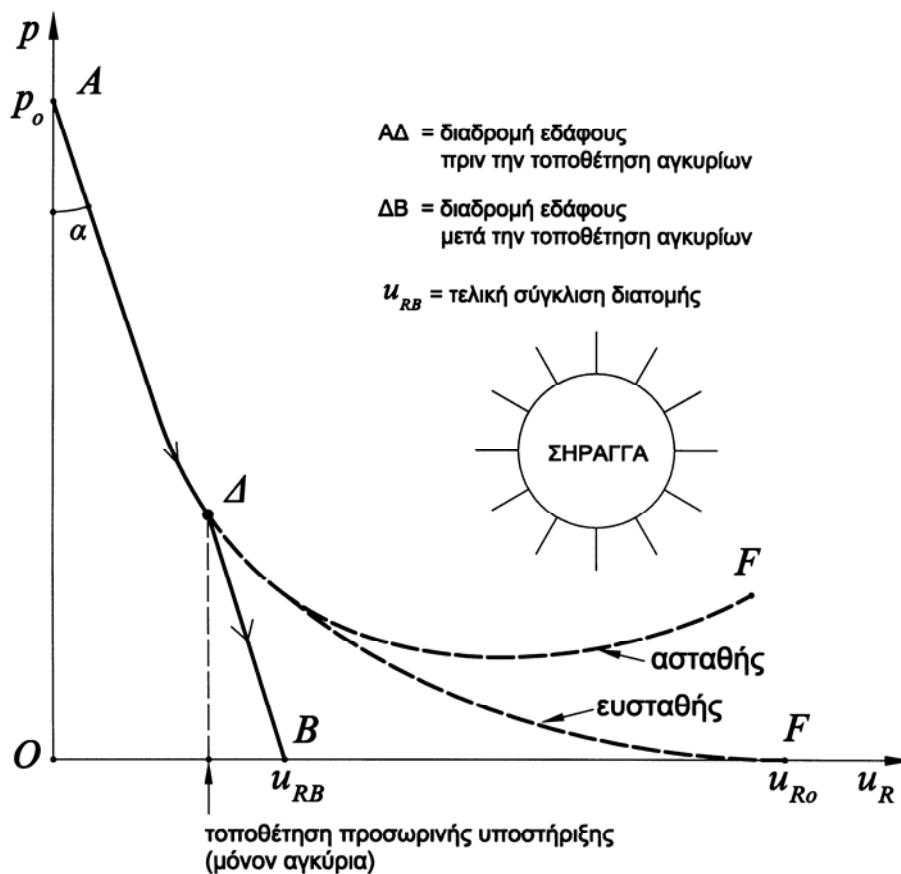
Ο ανωτέρω πίνακας δίνει την αντιστοιχία του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων (λ) και του συντελεστή χαλάρωσης (E/E_o) στο εσωτερικό της σήραγγας και συνεπώς μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του συντελεστή χαλάρωσης που ισοδυναμεί με κάποια τιμή του συντελεστή αποτόνωσης.

4.2 Επιρροή της προσωρινής υποστήριξης

Η καμπύλη ΑΓΔF του Σχήματος 3 και η καμπύλη ΑΔΕF του Σχήματος 5 δείχνουν τη συμπεριφορά της βραχόμαζας γύρω από ανυποστήρικτη σήραγγα. Συνήθως, σε κάποια (μικρή) απόσταση πίσω από το μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας τοποθετούνται τα μέτρα προσωρινής υποστήριξης (εκτοξευόμενο

σκυρόδεμα, χαλύβδινα πλαίσια, αγκύρια κλπ). Σκοπός της τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης είναι ο περιορισμός της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας, η αποφυγή κατάρρευσης της οροφής (στην περίπτωση συμπεριφοράς τύπου χαλάρωσης - βλέπε Σχήμα 1) καθώς και η αποφυγή αποσφηνώσεων βραχυδών τεμαχίων. Με την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης σε απόσταση x_d από το μέτωπο της εκσκαφής (σημείο Δ στο Σχήμα 3) η καμπύλη σύγκλισης ακολουθεί τη διαδρομή ΔΕ αντί της διαδρομής ΔF που αντιστοιχεί στην ανυποστήρικτη διατομή, με συνέπεια τη μείωση της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας.

Η επιρροή της τοποθέτησης προσωρινής υποστήριξης από στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος φαίνεται στο Σχήμα 5. Κατά την τοποθέτηση της προσωρινής υποστήριξης (σημείο Δ) έχει ήδη συμβεί σύγκλιση του τοιχώματος ίση με (u_{RD}) . Αμέσως μετά την τοποθέτηση, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι αφόρτιστο (επειδή τοποθετείται σε μια διατομή που ισορροπεί). Με την περαιτέρω προώθηση του μετώπου της σήραγγας, η διατομή τείνει να συγκλίνει περαιτέρω λόγω μείωσης της ισοδύναμης εσωτερικής πίεσης (p). Στην περαιτέρω σύγκλιση της διατομής ανθίσταται ο δακτύλιος από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα αναλαμβάνοντας φορτία. Η ανάληψη φορτίων από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα προκαλεί συμπίεση του δακτυλίου και κάποια (μικρή) αύξηση της σύγκλισης της διατομής. Στο Σχήμα 5, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ακολουθεί τη διαδρομή ΙΕ, ενώ το έδαφος ακολουθεί τη διαδρομή ΔΕ. Η κατάσταση ισορροπίας επιτυγχάνεται στο σημείο Ε όπου η πίεση επί του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ισούται με p_E . Η κλίση της ευθείας ΙΕ υπολογίζεται



Σχήμα 6: Καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από αγκύρια.

παρακάτω:

Η περιφερειακή τάση (σ_θ) εντός δακτυλίου από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους (t) και μέσης ακτίνας (R) είναι:

$$\sigma_\theta = p \frac{R}{t}$$

όπου (p) είναι η πίεση που η βραχόμαζα ασκεί στο δακτύλιο. Η αντίστοιχη ακτινική πίεση (σ_r) κυμαίνεται κατά το πάχος του δακτυλίου μεταξύ μηδέν και (p) με μέση τιμή:

$$\sigma_r = p/2$$

Λόγω επίπεδης παραμόρφωσης:

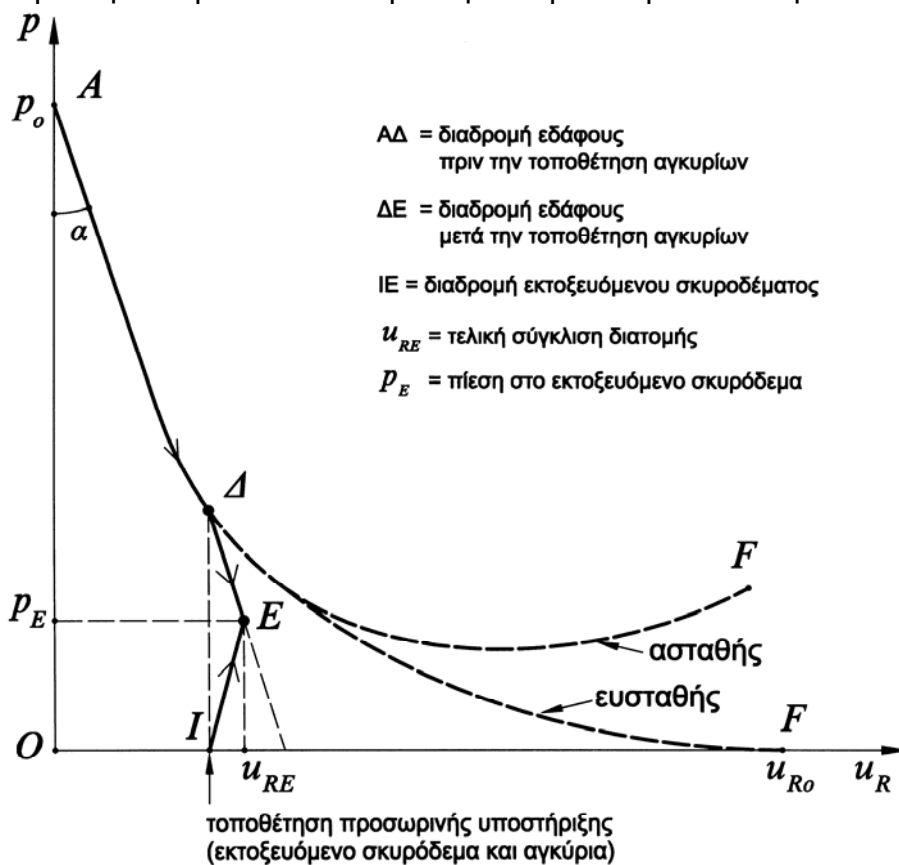
$$\frac{u_R}{R} = \varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E} [(1-\nu)\sigma_\theta - \nu\sigma_r]$$

όπου (E , ν) είναι οι ελαστικές σταθερές του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Συνδυασμός των ανωτέρω σχέσεων δίνει:

$$\tan \beta = K = \frac{p}{u_R} = \frac{E}{R(1+\nu) \left[(1-\nu)\frac{R}{t} - \frac{1}{2}\nu \right]}$$

Η γωνία (β) φαίνεται στο Σχήμα 5.

Το Σχήμα 6 παρουσιάζει την εξέλιξη της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης στην περίπτωση προσωρινής υποστήριξης με αγκύρια. Η καμπύλη ΑΔF αποτελεί τη διαδρομή του εδάφους που περιβάλλει τη σήραγγα χωρίς μέτρα υποστήριξης. Στο σημείο Δ τοποθετούνται τα αγκύρια τα οποία ενισχύουν τη βραχόμαζα και μειώνουν την ενδοσιμότητά της. Έτσι, η περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας δεν ακολουθεί την καμπύλη ΔF αλλά την καμπύλη ΔB η οποία προκαλεί μικρότερη



Σχήμα 7: Καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σε σήραγγα με προσωρινή υποστήριξη από αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

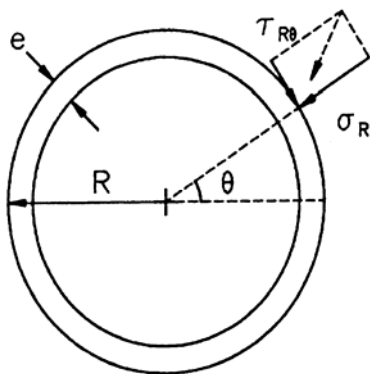
μετακίνηση του τοιχώματος (u_{RB}) απ' ότι στην περίπτωση της ανυποστήρικτης διατομής (u_{RO}).

Το Σχήμα 7 παρουσιάζει την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης στην περίπτωση προσωρινής υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια. Η τελική κατάσταση αντιστοιχεί στο σημείο E και η πίεση στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ισούται με p_E .

4.3 Υπολογισμός της έντασης της επένδυσης σήραγγας

4.3.1 Υπολογισμός των εντατικών μεγεθών

Η μέθοδος σύγκλισης-αποτόνωσης καταλήγει στον υπολογισμό της πίεσης που ασκεί η βραχόμαζα στην επένδυση της σήραγγας συναρτήσει της σύγκλισης του τοιχώματος. Η σύγκλιση αυτή οφείλεται αφενός στην χρονική υστέρηση της εφαρμογής των μέτρων υποστήριξης (προώθηση του μετώπου εκσκαφής πριν την εφαρμογή των μέτρων υποστήριξης) και αφετέρου στην ενδοσιμότητα των μέτρων υποστήριξης της σήραγγας. Η αλληλεπίδραση μεταξύ της βραχόμαζας και των μέτρων υποστήριξης μέσω της απαίτησης ενιαίας παραμόρφωσης των δύο, αποτελεί την ουσία του τρόπου λειτουργίας των μέτρων υποστήριξης.



Στο εδάφιο αυτό υπολογίζεται η ένταση (αξονική δύναμη και καμπτική ροπή) του εκτοξευόμενου σκυροδέματος της προσωρινής υποστήριξης σήραγγας συναρτήσει των πιέσεων της περιβάλλουσας βραχόμαζας.

Εστω κυλινδρικό κέλυφος (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα επένδυσης της σήραγγας) ακτίνας (R), πάχους (e) και ελαστικών σταθερών (E, ν), στο οποίο ασκείται εξωτερική ακτινική πίεση (σ_R). Η επαπτομενική τάση ($\tau_{R\theta}$), η ακτινική μετακίνηση (u) και η επαπτομενική μετακίνηση (v) συνδέονται μέσω των σχέσεων:

$$\sigma_R = K_{sn} \left(\frac{u}{R} + \frac{1}{R} \frac{\partial v}{\partial \theta} \right) + K_{sf} \left(\frac{1}{R} \frac{\partial^4 u}{\partial \theta^4} + \frac{2}{R} \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} + \frac{u}{R} \right)$$

$$\tau_{R\theta} = -K_{sn} \left(\frac{1}{R} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{1}{R} \frac{\partial^2 v}{\partial \theta^2} \right)$$

όπου: $K_{sn} = \frac{E[R^2 - (R-e)^2]}{(1+\nu)[(1-2\nu)R^2 + (R-e)^2]}$ είναι η αξονική αντίσταση (ατένεια) του

κελύφους και: $K_{sf} = \frac{E}{12(1-\nu)} \frac{e^3}{R^3}$ είναι η καμπτική αντίσταση (δυσκαμψία) του κελύφους.

Στην περίπτωση αξονικής συμμετρίας (περί τον άξονα της σήραγγας) ισχύει:

$v = 0, \frac{\partial u}{\partial \theta} = 0$, οπότε:

$$\sigma_R = (K_{sn} + K_{sf}) \frac{u}{R} \quad \tau_{R\theta} = 0$$

Η τελευταία σχέση δίνει την συνδυασμένη δυσ-παραμορφωσιμότητα (ατένεια και δυσκαμψία) της επένδυσης της σήραγγας, δηλαδή την απόκριση (σύγκλιση) της επένδυσης κατά την εφαρμογή πίεσης (σ_R) εκ της βραχόμαζας.

Οι ανωτέρω διαφορικές εξισώσεις μπορούν να επιλυθούν για διάφορες κατανομές των εξωτερικών πιέσεων της μορφής:

$$\sigma_R = \frac{1}{2}[(p_v + p_h) + (p_v - p_h)\cos 2\theta]$$

$$\tau_{R\theta} = r \sin 2\theta$$

όπου για $\theta = 0$ (κατακόρυφη διεύθυνση): $\sigma_R = p_v$, $\tau_{R\theta} = 0$

για $\theta = 45^\circ$: $\sigma_R = \frac{1}{2}(p_v + p_h)$, $\tau_{R\theta} = r$

και για $\theta = 90^\circ$ (οριζόντια διεύθυνση): $\sigma_R = p_h$, $\tau_{R\theta} = 0$. Οι κατανομές τάσεων αυτής της μορφής αντιστοιχούν σε ανισότροπες γεωστατικές τάσεις p_v και p_h στην κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση, αντιστοίχως, οπότε: $r = \frac{1}{2}(p_v - p_h)$.

Επίλυση των διαφορικών εξισώσεων για την ανωτέρω κατανομή των εξωτερικών τάσεων, δίνει τις εξής μετακινήσεις του κελύφους:

$$\frac{u}{R} = \left(\frac{1}{K_{sn} + K_{sf}} \right) p + \frac{1}{9K_{sf}} \left[q - \frac{1}{2}r \right] \cos 2\theta$$

$$\frac{v}{R} = \frac{1}{4K_{sn}} r \sin 2\theta - \frac{1}{18K_{sf}} \left[q - \frac{1}{2}r \right] \sin 2\theta$$

όπου: $p = \frac{1}{2}(p_v + p_h)$ και $q = \frac{1}{2}(p_v - p_h)$. Στην περίπτωση όπου p_v και p_h είναι οι ανισότροπες γεωστατικές τάσεις στην κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση, αντιστοίχως ισχύει επιπλέον: $r=q$.

Αντιστοίχως, για την καμπτική ροπή (M) και την αξονική δύναμη στο κέλυφος ισχύουν οι διαφορικές εξισώσεις:

$$\frac{N}{R} + \frac{1}{R^2} \frac{d^2 M}{d\theta^2} = \sigma_R$$

$$\frac{1}{R^2} \frac{dM}{d\theta} - \frac{1}{R} \frac{dN}{d\theta} = \tau_{\theta R}$$

Για τις ανωτέρω κατανομές των (σ_R) και ($\tau_{R\theta}$), οι τελευταίες διαφορικές εξισώσεις επιλύονται και δίνουν τις ακόλουθες κατανομές της αξονικής δύναμης και καμπτικής ροπής στο κέλυφος:

$$N = pR + \frac{1}{3}(2r - q)R \cos 2\theta$$

$$M = \frac{1}{6}(r - 2q)R^2 \cos 2\theta$$

4.3.2 Υπολογισμός της ατένειας και δυσκαμψίας της επένδυσης

Στο Κεφάλαιο αυτό υπολογίζονται τα χαρακτηριστικά ατένειας (K_{sn}) και δυσκαμψίας (K_{sf}) διάφορων τύπων υποστήριξης σήραγγων.

4.3.2.1 Επένδυση με κέλυφος σταθερού πάχους

Στην περίπτωση σήραγγας ακτίνας (R) με επένδυση από εκτοξευόμενο ή έγχυτο σκυρόδεμα πάχους (e) και ελαστικών σταθερών (E , ν), η αξονική αντίσταση

(ατένεια) του κελύφους είναι: $K_{sn} = \frac{E[R^2 - (R - e)^2]}{(1 + \nu)[(1 - 2\nu)R^2 + (R - e)^2]}$, ενώ η καμπτική αντίσταση (δυσκαμψία) του κελύφους είναι: $K_{sf} = \frac{E}{12(1 - \nu)} \frac{e^3}{R^3}$.

4.3.2.2 Επένδυση με στοιχεία μεταβλητού πάχους

Οι ανωτέρω τιμές της ατένειας (K_{sn}) και δυσκαμψίας (K_{sf}) ισχύουν για κελύφη σταθερού πάχους (e). Σε αρκετές περιπτώσεις (π.χ. κελύφη από προκατασκευασμένα στοιχεία, κελύφη μειωμένης ατένειας για διογκώσιμα εδάφη) το πάχος του κελύφους δεν είναι σταθερό αλλά περιλαμβάνει και τμήματα μειωμένου πάχους. Στα επόμενα υπολογίζεται η ατένεια και δυσκαμψία τέτοιων κελυφών. Έστω, ότι το κέλυφος ακτίνας (R) αποτελείται από (n) τμήματα πάχους (e) και ισάριθμα τμήματα πάχους (αe), όπου $\alpha < 1$. Ο λόγος των μηκών των τμημάτων σταθερού και μειωμένου πάχους είναι (ξ). Συνεπώς, τα τμήματα πάχους (e) και (αe) θα έχουν μήκη, αντιστοίχως:

$$l_1 = \frac{2\pi R \xi}{(1 + \xi)n} \quad l_2 = \frac{2\pi R}{(1 + \xi)n}$$

Εάν (E_1, E_2) είναι τα μέτρα ελαστικότητας των δυο τμημάτων μήκους l_1 και l_2 αντιστοίχως, τότε το ισοδύναμο μέσο μέτρο ελαστικότητας ενός κελύφους με ενιαίο πάχος (e) θα είναι:

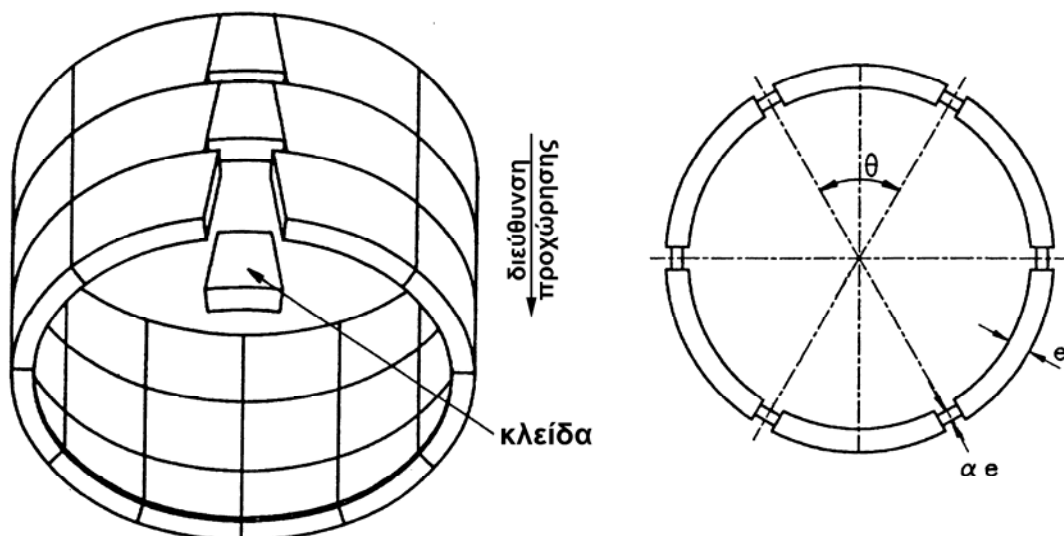
$$E = \frac{\alpha E_1 E_2 (l_1 + l_2)}{E_1 l_2 + \alpha l_1 E_2}$$

και η μέση ατένεια του ισοδύναμου κελύφους:

$$K_{sn} = \frac{E}{(1 - \nu^2)} \left(\frac{e}{R} \right)$$

Η ισοδύναμη μέση ροπή αδρανείας του κελύφους υπολογίζεται από τη σχέση:

$$I = \left[\alpha^3 + \left(\frac{4}{n} \right)^2 \right] \frac{e^3}{12} \quad (\text{για } n > 4)$$



Σχήμα 8: Επένδυση σήραγγας με προκατασκευασμένα στοιχεία

οπότε, η μέση δυσκαμψία του ισοδύναμου κελύφους είναι:

$$K_{sf} = \frac{E}{(1-\nu^2)} \frac{I}{R^3}$$

4.3.2.3 Υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια

Στην περίπτωση υποστήριξης της σήραγγας με χαλύβδινα πλαίσια σε καλή επαφή με τη βραχώμαζα, η ατένεια και δυσκαμψία των στοιχείων αυτών υπολογίζονται από τις σχέσεις:

$$K_{sn} = \frac{E_\alpha A}{LR} \quad K_{sf} = \frac{E_\alpha I}{LR^3}$$

όπου:

L = απόσταση μεταξύ των πλαισίων (κατά μήκος του άξονα της σήραγγας)

R = ακτίνα της σήραγγας

E_α = μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα

A = εμβαδόν διατομής του πλαισίου

I = ροπή αδρανείας της διατομής του πλαισίου

Στην περίπτωση όπου η επαφή μεταξύ των πλαισίων και του εδάφους γίνεται με παρεμβήσματα (τάκους), τότε το (K_{sf}) παραμένει αμετάβλητο και:

$$\frac{1}{K_{sn}} = \frac{LR}{E_\alpha A} + \frac{LR^3}{E_\alpha I} \left[\frac{\theta(\theta + \sin \theta \cos \theta)}{2 \sin^2 \theta} - 1 \right] + \frac{2L\theta t_o}{E_o w_o^2}$$

όπου:

2θ = η επίκεντρος γωνία μεταξύ των τάκων, δηλαδή $\theta = \pi/n$, όπου (n) είναι ο αριθμός των τάκων

E_o = το μέτρο ελαστικότητας του υλικού των τάκων

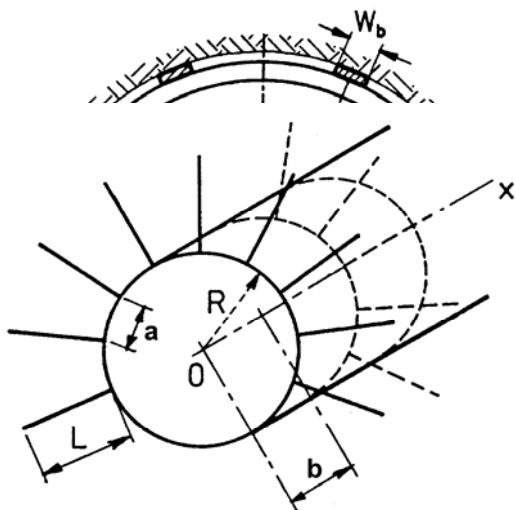
w_o = το μήκος του τάκου κατά την διατομή της σήραγγας

t_o = το πάχος του τάκου κατά την ακτίνα της σήραγγας

4.3.2.4 Υποστήριξη με αγκύρια και βλήτρα

Στην περίπτωση υποστήριξης της διατομής της σήραγγας με αγκύρια ή βλήτρα, η δυσκαμψία του συστήματος της υποστήριξης είναι μηδέν και η ατένεια (K_{sn}) υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\frac{1}{K_{sn}} = \frac{ab}{R} \left(\frac{4L}{\pi d^2 E_b} + Q \right)$$



όπου: (a , b) είναι οι διαστάσεις του κανάβου των αγκυρίων, (R) είναι η ακτίνα της σήραγγας, (d) είναι η διάμετρος των αγκυρίων, (E_b) είναι το μέτρο ελαστικότητας των αγκυρίων, (L) είναι το συνολικό μήκος των αγκυρίων για αγκύρια διαστελλόμενης κεφαλής και το ήμισυ του μήκους για αγκύρια συνεχούς πάκτωσης, ενώ $Q = 0.03 - 0.05$ m/MN που δίνει μια αυξημένη ενδοσιμότητα των παθητικών αγκυρίων λόγω χαλαρότητας (απαιτείται κάποια αρχική παραμόρφωση για να αρχίσουν να αναλαμβάνουν φορτία).

Στην περίπτωση υποστήριξης της διατομής της σήραγγας με περισσότερα του ενός συστήματα (π.χ. αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα) οι δυσκαμψίες και ατένειες αθροίζονται.

Ο ακόλουθος Πίνακας παρουσιάζει ενδεικτικές τιμές της ατένειας (K_{sn}) και δυσκαμψίας (K_{sf}) για διάφορα είδη προσωρινής υποστήριξης κυκλικής σήραγγας διαμέτρου 10 μέτρων.

Είδος υποστήριξης	K_{sn} (MPa)	K_{sf} (MPa)
Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 10cm	210	0.004
Έγχυτο σκυρόδεμα πάχους 40cm	2500	1.35
Δακτύλιος από έξι προκατασκευασμένα στοιχεία μπετόν πάχους 30cm	2800	0.50
Χαλύβδινα πλαίσια HEB140 ανά 1m, σε καλή επαφή με το βράχο	190	0.0025
Αγκύρια διαστελλόμενου άκρου μήκους 4m, d = 18mm, σε κάνναβο 1m x 1m	22.5	0

Βιβλιογραφία

Panet M. (1995) "*Le calcul des tunnels par la methode convergence-confinement*", Presses de l' Ecole Nationale des Ponts et Chaussees.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

ΔΙΑΝΟΙΞΗ ΣΗΡΑΓΓΩΝ ΜΕ ΤΗ "ΜΕΘΟΔΟ NATM"

5.1 Γενικά

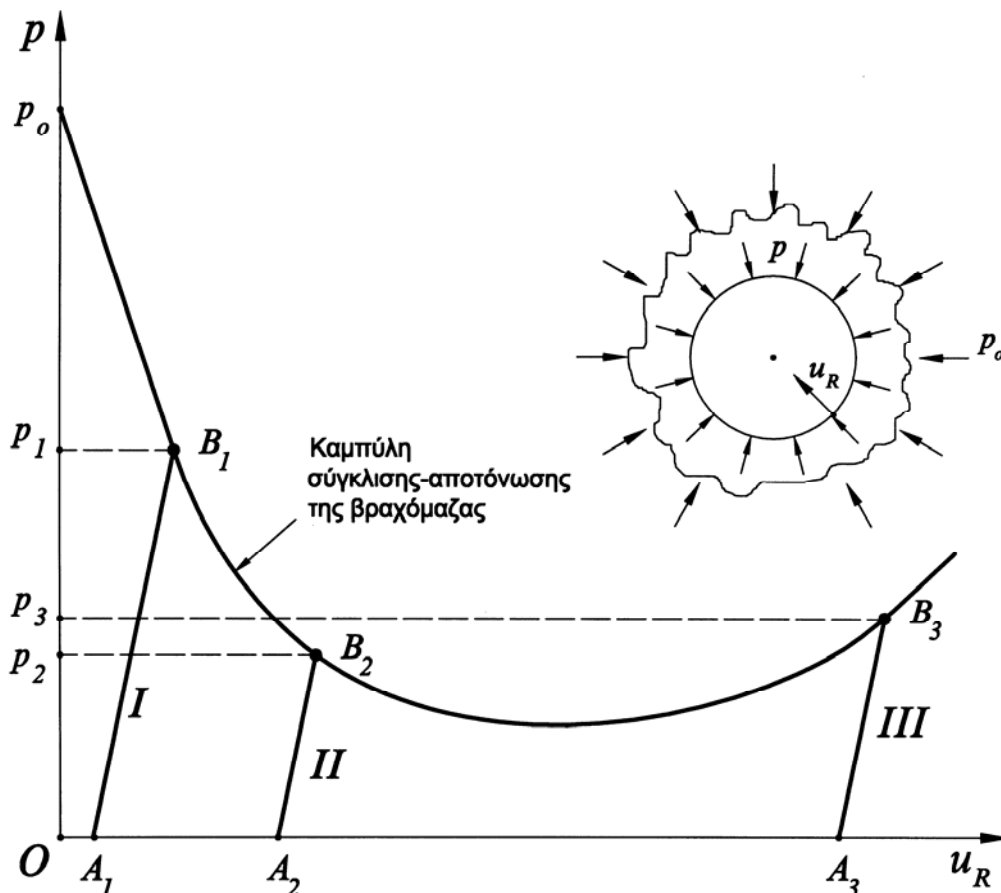
Η λεγόμενη "Νέα Αυστριακή Μέθοδος Διάνοιξης Σηράγγων" (New Austrian Tunnelling Method - NATM) ουσιαστικώς δεν αποτελεί μια "μέθοδο" αλλά περιλαμβάνει ένα σύνολο τεχνικών διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων οι οποίες εφαρμόστηκαν συστηματικά κατά τη διάνοιξη σηράγγων στις Αυστριακές Άλπεις στις αρχές της δεκαετίας του 1960. Οι τεχνικές αυτές είχαν εφαρμοσθεί και πριν το 1960 τόσο στην Αυστρία όσο και σε άλλα μέρη του κόσμου αλλά η συστηματοποίηση και ονομασία¹ τους (NATM) έγινε από Αυστριακούς Μηχανικούς (Rabcewicz, Mueller, Brunner και Pacher) περί το 1960. Έτσι, αν και η "Μέθοδος NATM" όταν προτάθηκε δεν ήταν ούτε "Νέα" ούτε "Αυστριακή" (αφού είχε εφαρμοσθεί και στο παρελθόν σε άλλες χώρες) αλλά ούτε και "Μέθοδος" (αφού ουσιαστικά αποτελείται από ένα σύνολο τεχνικών οι οποίες μάλιστα αλλάζουν με την πρόοδο της τεχνολογίας), διατήρησε διεθνώς μέχρι σήμερα το όνομά της.

Αν και δεν υπάρχει γενικώς αποδεκτός ορισμός της "Μεθόδου NATM", ο όρος συνήθως χρησιμοποιείται για να περιγράψει τη διάνοιξη σηράγγων με εκτεθειμένο το μέτωπο εκσκαφής (δηλαδή χωρίς την εφαρμογή πίεσης με μηχανικά μέσα) και υποστήριξη του τοιχώματος της σήραγγας με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (απλό ή οπλισμένο) ή/και αγκύρια βράχου. Σύμφωνα με τα ανωτέρω, οι εναλλακτικοί τρόποι διάνοιξης σηράγγων που δεν υπάγονται στη μέθοδο NATM είναι:

1. Διάνοιξη με μηχανήματα ολομέτωπης κοπής (TBM), επειδή κατά τη μέθοδο αυτή η κοπτική κεφαλή του μηχανήματος ασκεί πίεση επί του μετώπου εκσκαφής.
2. Διάνοιξη με προστατευτική ασπίδα (shield) επειδή η άμεση υποστήριξη του τοιχώματος της σήραγγας γίνεται μέσω της ασπίδας και όχι με εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος ή αγκυρίων.
3. Οποιαδήποτε άλλη μέθοδος διάνοιξης κατά την οποία η άμεση υποστήριξη του τοιχώματος της σήραγγας γίνεται χωρίς εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ή αγκύρια, όπως π.χ. με έγχυτο σκυρόδεμα, προκατασκευασμένα στοιχεία από σκυρόδεμα, μέταλλο ή άλλο υλικό.

Η συνήθης εφαρμογή της μεθόδου NATM είναι η διάνοιξη της διατομής της σήραγγας σε μια ή περισσότερες φάσεις και η άμεση υποστήριξη του τοιχώματος με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (απλό, ινοπλισμένο, οπλισμένο με χαλύβδινο πλέγμα ή ενισχυμένο με χαλύβδινες νευρώσεις από ράβδους ή διατομές I) και αγκύρια (παθητικά ή προεντεταμένα). Σημειώνεται ότι η υποστήριξη του τοιχώματος της σήραγγας μόνον με αγκύρια χωρίς εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υπάγεται επίσης στην κατηγορία της μεθόδου NATM. Τέλος, κατά τη μέθοδο NATM η ως άνω άμεση υποστήριξη συνήθως ακολουθείται σε μεταγενέστερο χρόνο από την κατασκευή της "τελικής επένδυσης" της σήραγγας η οποία θεωρείται ως φέρον στοιχείο (σε ορισμένες περιπτώσεις δεν κατασκευάζεται τελική επένδυση αλλά η άμεση υποστήριξη σχεδιάζεται ώστε να αναλάβει το σύνολο των φορτίων της περιβάλλουσας βραχώμαζας).

¹ Η ονομασία "New Austrian Tunnelling Method - NATM" εμφανίστηκε για πρώτη φορά το 1964 σε μια σειρά τριών άρθρων του L. von Rabcewicz στο περιοδικό Water Power. Στα άρθρα αυτά αναφέρεται η κατασκευή μιας σήραγγας στη Βενεζουέλα κατά την περίοδο 1957-58 όπου εφαρμόστηκε υποστήριξη του τοιχώματος με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια.



Σχήμα 1: Επιρροή του χρόνου τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης στην πίεση της βραχώμαζας επί της υποστήριξης της σήραγγας.

I: πολύ νωρίς. Η πίεση στην άμεση υποστήριξη (p_1) είναι πολύ μεγάλη.

II: κανονικός χρόνος κατασκευής της άμεσης υποστήριξης. Η πίεση (p_2) έχει μειωθεί σημαντικά.

III: πολύ αργά. Η πίεση (p_3) έχει αυξηθεί λόγω αποδιοργάνωσης (χαλάρωσης της βραχώμαζας, με συνέπεια τον κίνδυνο κατάρρευσης).

5.2 Χαρακτηριστικά της μεθόδου NATM

Η βασική αρχή της μεθόδου NATM είναι ότι η διάνοιξη της σήραγγας και η κατασκευή της άμεσης υποστήριξης γίνονται κατά τρόπο ώστε να ενεργοποιηθεί η αντοχή της περιβάλλουσας βραχώμαζας (μέσω της ελεγχόμενης σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας) σε ικανό βαθμό ώστε να μειωθούν αρκετά οι πιέσεις επί της άμεσης υποστήριξης αλλά όχι τόσο ώστε να προκληθεί αποδιοργάνωση της βραχώμαζας με συνέπεια την αύξηση των πιέσεων στην άμεση υποστήριξη και τελικώς την κατάρρευση της διατομής της σήραγγας (βλέπε Σχήμα 1). Δεδομένου ότι ένα σημαντικό ποσοστό της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας συμβαίνει εμπρός από το μέτωπο εκσκαφής (δηλαδή πριν η εκσκαφή φθάσει στη συγκεκριμένη θέση) και επιπλέον ότι η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας αυξάνει με ταχείς ρυθμούς στην περιοχή του μετώπου εκσκαφής², προκύπτει ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η αντοχή της βραχώμαζας έχει ενεργοποιηθεί επαρκώς³ πολύ κοντά στο

² βλέπε σχετικές καμπύλες $x-u_R$ στο Κεφάλαιο 4

³ και συνεπώς οι εδαφικές πιέσεις έχουν μειωθεί σημαντικά

μέτωπο της εκσκαφής και συνεπώς η άμεση υποστήριξη θα πρέπει να κατασκευασθεί κατά το δυνατόν πλησιέστερα στο μέτωπο εκσκαφής.

Η παραπάνω αρχή της μεθόδου NATM εξειδικεύεται ως εξής:

1. Η εκσκαφή της διατομής της σήραγγας συνήθως γίνεται σε περισσότερες της μιας φάσεις. Τυπικές περιπτώσεις φαίνονται στα Σχήματα 2, 3 και 4. Με τον τρόπο αυτό μειώνεται η επιφάνεια του μετώπου της εκσκαφής κάθε φάσης και συνεπώς μειώνεται η συνολική σύγκλιση του τοιχώματος (σε σχέση με την εκσκαφή της διατομής σε μια φάση) και βελτιώνεται η ευστάθεια της διατομής αποφεύγοντας την αποδιοργάνωση της περιβάλλουσας βραχώμαζας.
2. Κατασκευή της άμεσης υποστήριξης της διατομής σε μικρή απόσταση από το μέτωπο της εκσκαφής ώστε να περιορισθεί η περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας και να αποφευχθεί η αποδιοργάνωση της δομής της βραχώμαζας. Τούτο επιτυγχάνεται με την προώθηση της κάθε φάσης εκσκαφής σε μικρά βήματα της τάξεως των 1-2 μέτρων αναλόγως της ποιότητας της βραχώμαζας. Το μήκος του βήματος εκσκαφής μειώνεται όσο πτωχότερη είναι η ποιότητα της βραχώμαζας (επειδή στις περιπτώσεις αυτές η αποδιοργάνωση της δομής της βραχώμαζας είναι ταχύτερη).
3. Η άμεση υποστήριξη της διατομής θα πρέπει να αναλάβει φορτία κατά το δυνατόν ταχύτερα ώστε να περιορισθεί η περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας και συνεπώς η αποδιοργάνωση της δομής της βραχώμαζας. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πλεονεκτεί ως προς την άποψη αυτή επειδή βρίσκεται σε απόλυτη επαφή με την περιβάλλουσα βραχώμαζα (και συνεπώς η παραμικρή σύγκλιση του τοιχώματος προκαλεί τη φόρτισή του) και επιπλέον έχει μικρό χρόνο πήξεως (μερικές ώρες). Η χρήση αγκυρίων βράχου σε κανονικό κλίμα οπλίζει την περιβάλλουσα βραχώμαζα και συντελεί στην καλύτερη ανάπτυξη της λειτουργίας τόξου στη βραχώμαζα. Πράγματι, η τάση της βραχώμαζας να παραμορφωθεί διαμητικά προκαλεί (μέσω της διασταλτικότητας) την ανάπτυξη εφελκυσμού στα αγκύρια και συνεπώς θλίψης στη βραχώμαζα. Η θλίψη της βραχώμαζας αυξάνει την αντοχή της και μειώνει την παραμορφωσιμότητά της λόγω εγκιβωτισμού (λειτουργία ανάλογη με αυτή του σπειροειδούς οπλισμού στα υποστηλώματα).
4. Ολοκλήρωση του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο σύνολο της διατομής (δηλαδή και στο δάπεδο). Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται ένας κλειστός δακτύλιος με πολύ μικρή παραμορφωσιμότητα ώστε να περιορίζονται οι περαιτέρω συγκλίσεις του τοιχώματος. Η δημιουργία κλειστού δακτυλίου με την ταχεία σκυροδέτηση του δαπέδου (early invert closure) συντελεί τα μέγιστα στη μείωση της σύγκλισης του τοιχώματος της σήραγγας και στην ευστάθεια της διατομής. Σημειώνεται ότι στην περίπτωση βραχώμαζας με καλά μηχανικά χαρακτηριστικά συχνά δεν είναι απαραίτητο να ολοκληρώνεται ο δακτύλιος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, δηλαδή δεν επενδύεται με σκυρόδεμα το δάπεδο της σήραγγας.
5. Στην περίπτωση διάνοιξης σηράγγων σε βραχώμαζα με πολύ πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά ή σε εδαφικούς σχηματισμούς, είναι συνήθης η εμφάνιση φαινομένων αστάθειας του μετώπου της εκσκαφής (face instability). Τα φαινόμενα αυτά προκαλούν αύξηση της σύγκλισης και αποδιοργάνωση της δομής της βραχώμαζας με πιθανή κατάληξη την κατάρρευση της σήραγγας. Σε τέτοιες περιπτώσεις μπορούν να ληφθούν μέτρα βελτίωσης της ευστάθειας του μετώπου, όπως αύξηση του αριθμού των φάσεων εκσκαφής (ώστε να μειωθούν οι διαστάσεις του μετώπου), διαμόρφωση του μετώπου με κλίση ως προς την κατακόρυφο (δηλαδή αφήνοντας έναν εδαφικό τάκο στον πόδα του μετώπου),

ενίσχυση του μετώπου με αγκύρια, ενίσχυση της οροφής με ράβδους (spiles) ή δοκούς προπορείας (forepoling), κατασκευή τσιμεντενέσεων, επένδυση του μετώπου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ.

6. Η πυκνότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης προσαρμόζεται στις επιτόπου συνθήκες. Ειδικότερα, η μέθοδος NATM βασίζεται σε μετρήσεις της συμπεριφοράς του τμήματος της σήραγγας που έχει ήδη διανοιχθεί (όπως μετρήσεις της σύγκλισης του τοιχώματος, της πίεσης της βραχώμαζας στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, της θλιπτικής τάσης στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ). Με τον τρόπο αυτό, οποιαδήποτε απόκλιση από την προηγούμενη συμπεριφορά θα πρέπει να αξιολογείται και να ερμηνεύεται, στη συνέχεια δε να αντιμετωπίζεται με κατάλληλη προσαρμογή των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

Ως εκ της φύσεως της μεθόδου, ο σχεδιασμός της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας θα πρέπει να είναι ευπροσάρμοστος στις επιτόπου συνθήκες. Για το σκοπό αυτό ο σχεδιασμός γίνεται ως εξής:

1. Με βάση τα αποτελέσματα των γεωτεχνικών ερευνών η βραχώμαζα που αναμένεται να συναντηθεί κατά μήκος της σήραγγας κατατάσσεται σε 3-5 κατηγορίες (με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά). Οι κατηγορίες αυτές συνήθως βασίζονται στα γνωστά συστήματα κατατάξεως (RMR, GSI, Q).
2. Μορφώνονται 3-5 τυπικές διατομές διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας οι οποίες διαφέρουν ως προς το είδος των μέτρων υποστήριξης (π.χ. εάν διαθέτουν ενίσχυση με χαλύβδινα πλαίσια) και την πυκνότητά τους (π.χ. διάσταση του κανάβου των αγκυρίων ή πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος). Οι τυπικές διατομές μπορεί να διαφέρουν και ως προς τον αριθμό των φάσεων εκσκαφής. Κατά τη μόρφωση των διατομών λαμβάνεται υπόψη ότι θα πρέπει να είναι κατασκευαστικά δυνατή η αλλαγή της διατομής της σήραγγας από τον ένα τύπο στον άλλο με σχετική ευχέρεια.
3. Διατυπώνεται ένα σύνολο κριτηρίων με βάση τα οποία θα είναι δυνατή η επιλογή της εφαρμοστέας τυπικής διατομής κατά την κατασκευή της σήραγγας. Τα κριτήρια αυτά συνήθως βασίζονται σε ένα συνδυασμό παραγόντων όπως η ποιότητα της βραχώμαζας, το πάχος των υπερκειμένων γαιών, ο προσανατολισμός των ασυνεχειών της βραχώμαζας, τα αποτελέσματα των μετρήσεων συμπεριφοράς του έργου σε προηγούμενες διατομές ή σε προηγούμενη φάση εκσκαφής στη συγκεκριμένη θέση κλπ.

Στις περισσότερες περιπτώσεις η άμεση υποστήριξη της σήραγγας ακολουθείται από την κατασκευή της τελικής επένδυσης η οποία αναλαμβάνει μέρος (ή το σύνολο) των φορτίων της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Η τελική επένδυση συνήθως κατασκευάζεται μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης του συνόλου του μήκους της σήραγγας αλλά οπωσδήποτε αφού η σήραγγα ισορροπήσει με την άμεση υποστήριξη, δηλαδή αφού πρακτικώς μηδενισθούν οι ρυθμοί εξέλιξης των μετακινήσεων, εντάσεων κλπ. Η τελική επένδυση συνήθως σχεδιάζεται για να αναλάβει τα εξής φορτία:

1. Το φορτίο που αναλαμβάνεται από τα αγκύρια στην περίπτωση προσωρινών αγκυρίων ή στην περίπτωση βραχώμαζας με έντονα ερπυστική συμπεριφορά.
2. Μέρος του φορτίου που αναλαμβάνεται από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ώστε το απομένον φορτίο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος να ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας μόνιμου έργου (δεδομένου ότι κατά την άμεση υποστήριξη της σήραγγας το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να λειτουργεί με μειωμένο συντελεστή ασφαλείας προσωρινού έργου).

3. Τυχόν αυξημένα μακροχρόνια φορτία της βραχόμαζας λόγω ερπυσμού.
4. Τυχόν υδατικές πιέσεις λόγω πλημμελούς αποστράγγισης ή απρόβλεπτης απόφραξης του συστήματος αποστράγγισης.
5. Τυχόν φορτία από μελλοντικές κατασκευές που φορτίζουν τη σήραγγα.
6. Τυχόν σεισμική επιφόρτιση της σήραγγας.

Τα κυριότερα πλεονεκτήματα της μεθόδου NATM σε σχέση με τις εναλλακτικές μεθόδους (διάνοιξη με TBM ή ασπίδα) είναι τα εξής:

1. Προσαρμόζεται εύκολα σε μεταβαλλόμενες γεωτεχνικές συνθήκες.
2. Προσαρμόζεται εύκολα σε μεταβολές της γεωμετρίας της διατομής και στη διάνοιξη μή-κυκλικών διατομών.
3. Περιλαμβάνει μηχανικό εξοπλισμό σχετικώς μικρού κόστους και συνεπώς πλεονεκτεί οικονομικά σε σήραγγες μικρού μήκους.
4. Επιτρέπει ευκολότερη στεγάνωση της σήραγγας με συνθετική μεμβράνη (η οποία συνήθως τοποθετείται μεταξύ της άμεσης και της τελικής επένδυσης).

5.3 Φάσεις εκσκαφής

Η εκσκαφή σήραγγων με τη μέθοδο NATM συνήθως γίνεται σε περισσότερες της μιας φάσεις. Τα κυριότερα συστήματα εκσκαφής είναι:

1. Εκσκαφή μετώπου-βαθμίδας (top heading and bench).

Η εκσκαφή της σήραγγας γίνεται από πάνω προς τα κάτω. Η πρώτη φάση εκσκαφής (top heading) μπορεί να εκσκαφεί και σε περισσότερες υποφάσεις κατά το πλάτος της σήραγγας. Στην περίπτωση αυτή η πρώτη φάση ουσιαστικά αποτελεί σήραγγα-πυλώνα που χρησιμεύει και για τη διερεύνηση των συνθηκών που αναμένεται να συναντηθούν κατά τη διάνοιξη της σήραγγας.

2. Εκσκαφή με πλευρικές στοές (side-wall drifts).

Η μέθοδος εφαρμόζεται σε σήραγγες μεγάλου εύρους σε βραχόμαζες με σχετικώς πτωχά χαρακτηριστικά ή στις περιπτώσεις όπου είναι κρίσιμος ο περιορισμός της σύγκλισης του τοιχώματος (π.χ. σε αστικές περιοχές). Περιλαμβάνει την υποδιαίρεση της διατομής κατά το πλάτος και διάνοιξη πρώτα της μιας πλευράς και στη συνέχεια της άλλης πλευράς. Σε ιδιαίτερες δύσκολες συνθήκες η μέθοδος μπορεί να περιλάβει δυο πλευρικές στοές και ενδιάμεσο πυλώνα (twin side-wall drifts with central pillar). Στην περίπτωση αυτή πρώτα διανοίγονται οι πλευρικές στοές και στο τέλος διανοίγεται ο κεντρικός πυλώνας.

5.4 Μέτρα άμεσης υποστήριξης

5.4.1 Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete)

Ο όρος χρησιμοποιείται για σκυροδέματα που συνίστανται από τσιμέντο, νερό και λεπτόκοκκα αδρανή (συνήθως έως 10 mm) τα οποία εφαρμόζονται με εκτόξευση (με τη βοήθεια πεπιεσμένου αέρα). Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα παρασκευάζεται είτε ως ξηρό μίγμα (dry mix) με προσθήκη νερού στο στόμιο εκτοξεύσεως είτε ως υγρό μίγμα (wet mix) όπου η ανάμιξη με νερό γίνεται στον αναδευτήρα κατά την παρασκευή του μίγματος. Το υγρό μίγμα χρησιμοποιείται συχνότερα στις περιπτώσεις κατανάλωσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε μεγάλες ποσότητες. Κατά την παρασκευή εκτοξευόμενου σκυροδέματος η αναλογία ανάμιξης είναι η εξής (για την παραγωγή ενός κυβικού μέτρου βάρους 2250-2350 kg):

- Τσιμέντο: 400-450 kg

- Αδρανή (διάσταση κόκκου έως 10mm): 1600-1700 kg
- Παιπάλη πυριτίου (micro-silica): 30-50 kg
- Επιταχυντής πήξεως: 10-15 kg
- Νερό: 200-250 kg

Η παιπάλη πυριτίου είναι μια λεπτόκοκκη ποζουλάνη η οποία αντιδρά με το υδροξείδιο του ασβεστίου ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) που παράγεται κατά την ενυδάτωση του τσιμεντού και συντελεί στην αύξηση της αντοχής του σκυροδέματος και τη μείωση της διαπερατότητάς του. Επιπλέον με την προσθήκη της ποζουλάνης επιτυγχάνεται μείωση της αναπήδησης (rebound) κατά την εκτόξευση, βελτίωση της πρόσφυσης στη βραχώμαζα και δυνατότητα αύξησης του πάχους της στρώσης του νωπού σκυροδέματος (λόγω αύξησης του ιξώδους και της πρόσφυσης) έως και σε 200mm.

Η αντοχή και η πλαστιμότητα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μπορούν να αυξηθούν με την προσθήκη μεταλλικών ινών (steel fibres) οι οποίες δρουν ως οπλισμός. Η προσθήκη μεταλλικών ινών ως οπλισμού του εκτοξευόμενου σκυροδέματος τείνει να αντικαταστήσει την όπλιση με μεταλλικά πλέγματα (wire mesh reinforcement). Η συνήθης αναλογία μεταλλικών ινών είναι 40-60 kg ανά κυβικό μέτρο σκυροδέματος. Η προσθήκη μεταλλικών ινών πλεονεκτεί ως προς τη χρήση μεταλλικού πλέγματος και για τους εξής λόγους:

1. Δεν προκαλεί αυξημένη αναπήδηση (rebound) του σκυροδέματος όπως το μεταλλικό πλέγμα.
2. Δεν υπόκειται σε ηλεκτρολυτική διάβρωση (corrosion) επειδή οι ίνες δεν είναι συνεχείς όπως το μεταλλικό πλέγμα.
3. Η χρήση των ινών είναι ταχύτερη και κατασκευαστικά ευκολότερη απ' ότι η χρήση μεταλλικού πλέγματος ιδίως στην περίπτωση που η επιφάνεια της βραχώμαζας είναι αρκετά ανώμαλη.

5.4.2 Αγκύρια βράχου

Τα αγκύρια βράχου διακρίνονται σε δυο κατηγορίες:

- (α) Προεντεταμένα αγκύρια, (tensioned cables) που αποτελούνται από χαλύβδινους τένοντες (strands) και βασίζονται στην ενεργητική φόρτιση της βραχώμαζας λόγω της προέντασης.
- (β) Παθητικά αγκύρια (rock-bolts) των οποίων η λειτουργία βασίζεται στη φόρτισή τους λόγω της παραμόρφωσης της βραχώμαζας.

Τα παθητικά αγκύρια διακρίνονται σε αγκύρια συνεχούς πρόσφυσης (fully bonded) και πρόσφυσης άκρου (end anchored).

Τα αγκύρια πρόσφυσης άκρου είναι συνήθως τύπου διαστελόμενης κεφαλής.

Στα αγκύρια συνεχούς πρόσφυσης ανήκουν οι εξής τύποι:

- (α) Οι ηλώσεις βράχου (grouted nails) που αποτελούνται από μια χαλύβδινη ράβδο (τυπικά ράβδο οπλισμού St1V διαμέτρου 20-25mm) η οποία τοποθετείται εντός οπής στη βραχώμαζα (διάμετρου 38-50mm) που πληρούται με ένεμα (τσιμεντένεμα ή ένεμα συνθετικής ρητίνης). Οι ηλώσεις αυτές είναι συνήθως προσωρινές (δηλαδή έχουν περιορισμένη διάρκεια ζωής) μπορούν όμως να λειτουργήσουν και ως μόνιμες με κατάλληλη προστασία από τη διάβρωση (double corrosion protection).
- (β) Οι ηλώσεις χωρίς ενεμάτωση τύπου Swellex (που παράγονται από την εταιρεία Atlas-Corpcο) ή τύπου Split-Set (που παράγονται από την εταιρεία Ingersoll-Rand). Οι ηλώσεις αυτές αποτελούνται από κοίλη μεταλλική διατομή και αποκτούν συνεχή πρόσφυση με τη βραχώμαζα με εισπίεση νερού στο εσωτερικό της διατομής που προκαλεί τη διόγκωσή της. Λόγω έλλειψης προστασίας από τη

διάβρωση αλλά και λόγω της λεπτότοιχης διατομής τα αγκύρια αυτά έχουν μικρή διάρκεια ζωής. Το κύριο πλεονέκτημά τους είναι ότι αναλαμβάνουν φορτία πολύ γρήγορα επειδή δεν απαιτούν την πήξη του ενέματος για την επίτευξη πρόσφυσης με την περιβάλλουσα βραχόμαζα.

5.4.3 Χαλύβδινες νευρώσεις

Οι χαλύβδινες νευρώσεις λειτουργούν κυρίως ως οπλισμός του εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την αύξηση της δυσκαμψίας και της πλαστιμότητάς του αλλά και για τη βελτίωση της δυνατότητας ανάληψης φορτίων. Οι χαλύβδινες νευρώσεις τοποθετούνται κατά τη διατομή της σήραγγας και είναι των εξής τύπων:

1. Τυποποιημένες διατομές, συνήθως πλατύπελμες HEB100-160.
2. Δικτυωτά πλαίσια (lattice girders) που αποτελούνται από ράβδους οπλισμού και συνδετήρες με τη μορφή χωροδικτυώματος.
3. Συστοιχίες χαλύβδινων ράβδων οπλισμού (π.χ. 4-6 ράβδοι Φ28 σε παράλληλη διάταξη συνδεδεμένες με εγκάρσιους συνδετήρες σε αποστάσεις της τάξεως του μέτρου).

5.4.4 Σχεδιασμός των μέτρων άμεσης υποστήριξης

Ο σχεδιασμός των μέτρων άμεσης υποστήριξης μπορεί να γίνει με αναλυτικές μεθόδους από τις οποίες υπολογίζονται τα φορτία στην άμεση υποστήριξη της σήραγγας και στη συνέχεια ελέγχεται η επάρκεια των μέτρων υποστήριξης για την ανάληψη των φορτίων αυτών. Έχουν αναπτυχθεί και εμπειρικές μέθοδοι εκτίμησης των απαιτούμενων μέτρων άμεσης υποστήριξης. Μια τέτοια μέθοδος είναι η μέθοδος NGI (βλέπε Σχήμα 5) που βασίζεται στο σύστημα Q.

5.5 Παρακολούθηση της συμπεριφοράς σηράγγων

5.5.1 Γενικά

Η επιτυχής διάνοιξη και προσωρινή υποστήριξη σηράγγων με τη μέθοδο NATM βασίζεται σε σημαντικό βαθμό στη συστηματική παρακολούθηση της συμπεριφοράς της σήραγγας και στη συνεχή προσαρμογή των χαρακτηριστικών της διάνοιξης και υποστήριξης με βάση τα αποτελέσματα της παρακολούθησης (π.χ. τροποποίηση του βήματος εκσκαφής και της διαδικασίας τοποθέτησης των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, πύκνωση ή αραίωση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης, τροποποίηση του πάχους του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τροποποίηση του μήκους των αγκυρίων, προσθήκη αγκυρίων σε χαρακτηριστικές θέσεις κλπ). Η παρακολούθηση της συμπεριφοράς της σήραγγας γίνεται μέσω συστηματικών μετρήσεων και κατάλληλης αξιολόγησής των.

Κατά τη διάνοιξη και υποστήριξη σηράγγων συνήθως μετρούνται τα εξής:

1. Μετακινήσεις: του τοιχώματος της σήραγγας, της βραχόμαζας που περιβάλλει τη σήραγγα και της επιφάνειας του εδάφους.
2. Πιέσεις: της βραχόμαζας στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, υδατικές πιέσεις στο έδαφος που περιβάλλει τη σήραγγα.
3. Δυνάμεις: εφελκυσμός στα αγκύρια, θλίψη/κάμψη στα χαλύβδινα πλαίσια.
4. Παροχή διηθήσεων υπογείων υδάτων.

Στα επόμενα περιγράφονται συνοπτικά οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τις ανωτέρω μετρήσεις. Σημειώνεται ότι το είδος των

μετρήσεων, οι θέσεις τοποθέτησης των οργάνων μέτρησης, η συχνότητα των μετρήσεων, οι τρόπος της αξιολόγησής τους, τα αποδεκτά όρια των μετρήσεων και, τέλος, οι ενέργειες που θα πρέπει να αναλαμβάνονται σε περίπτωση που οι μετρήσεις υπερβούν τα αποδεκτά όρια θα πρέπει να αποτελούν αντικείμενο ειδικής μελέτης. Δεν είναι σπάνια η περίπτωση που οι μετρήσεις γίνονται μεν αλλά δεν αξιολογούνται ή δεν είναι γνωστά τα μέγιστα αποδεκτά όρια ή, τέλος, δεν έχουν αποφασισθεί οι ενέργειες σε περίπτωση υπέρβασης των αποδεκτών ορίων.

5.5.2 Μετρήσεις των μετακινήσεων

5.5.2.1 Μετακινήσεις του τοιχώματος της σήραγγας

1. Τοπογραφική αποτύπωση της μετακίνησης σε τρεις άξονες (3-D convergency). Αμέσως μετά την εκσκαφή της σήραγγας τοποθετούνται στο τοίχωμα (με κατάλληλα βλήτρα) οπτικοί ανακλαστήρες (reflex targets). Οι συντεταγμένες στο χώρο των ανακλαστήρων μετρούνται σε τακτά διαστήματα με τοπογραφικό όργανο (total station). Με τον τρόπο αυτό μπορεί να παρακολουθείται η χρονική εξέλιξη της μετακίνησης ενός σημείου του τοιχώματος της σήραγγας ή η σχετική απόσταση μεταξύ δυο σημείων του τοιχώματος. Η ακρίβεια των μετρήσεων εξαρτάται από την απόσταση σκόπευσης, την ακρίβεια του οργάνου αλλά και άλλους παράγοντες όπως η θερμοκρασία του αέρα και η παρουσία καυσαερίων στη σήραγγα. Η συνήθης ακρίβεια τέτοιων μετρήσεων είναι 2-4mm.
2. Χωροσταθμική υψομετρική αποτύπωση (levelling). Με τοπογραφικό όργανο (χωροβάτη) μετράται το υψόμετρο στόχων που τοποθετούνται στο δάπεδο και τις παρειές της σήραγγας. Η συνήθης ακρίβεια των μετρήσεων αυτών είναι 1-2mm.
3. Μέτρηση της απόστασης μεταξύ δυο σημείων στο τοίχωμα της σήραγγας με μεταλλική μετροταινία (tape extensometer). Η ακρίβεια των μετρήσεων είναι της τάξεως του 0.5mm.

5.5.2.2 Μετακινήσεις της βραχόμαζας

1. Εκτασιόμετρα ράβδου τοποθετούμενα εντός γεωτρήσεων (multi-point rod extensometers). Εντός γεώτρησης τοποθετούνται μεταλλικές ράβδοι των οποίων το ένα άκρο πακτώνεται εντός της γεώτρησης (με κάποιο σύστημα αγκύρωσης) και το άλλο άκρο προεξέχει ελαφρώς από το στόμιο της γεώτρησης. Στην ίδια γεώτρηση μπορούν να τοποθετηθούν περισσότερες της μιας ράβδοι που πακτώνονται σε διάφορα βάθη. Με το όργανο αυτό μετράται η σχετική μετακίνηση του σημείου πακτώσεως της ράβδου ως προς το στόμιο της γεώτρησης (δηλαδή ως προς το τοίχωμα της σήραγγας, εφόσον οι γεωτρήσεις γίνονται από το εσωτερικό της σήραγγας).
2. Μαγνητικά εκτασιόμετρα τοποθετούμενα εντός γεωτρήσεων (magnetic probe extensometers). Εντός γεώτρησης τοποθετείται πλαστικός σωλήνας ο οποίος φέρει μεταλλικούς δακτυλίους σε τακτά διαστήματα (π.χ. ανά 0.50m). Ο σωλήνας πακτώνεται εντός της γεωτρήσεως με τσιμεντένεμα. Κατά τη μέτρηση, εισάγεται στο σωλήνα μια βολίδα η οποία με μαγνητική μέθοδο μετρά την απόσταση μεταξύ των δακτυλίων. Η σχετική μετακίνηση των δακτυλίων δίνει την παραμόρφωση της βραχόμαζας αφού οι δακτύλιοι παρακολουθούν τη μετακίνηση της βραχόμαζας.
3. Ολισθαίνοντα εκτασιόμετρα (sliding micrometer). Εντός γεώτρησης τοποθετείται ειδικός πλαστικός σωλήνας ο οποίος σε τακτά διαστήματα φέρει μεταλλικούς δακτυλίους κατάλληλου σχήματος (measuring marks). Ο σωλήνας πακτώνεται

εντός της γεώτρησης με τσιμεντένεμα. Κατά τη μέτρηση εισάγεται στο σωλήνα μεταλλικό στέλεχος που ολισθαίνει κατά μήκος του σωλήνα και σταματά (κλειδώνει) στις θέσεις των μεταλλικών δακτυλίων. Με τον τρόπο αυτό μετράται η σχετική απόσταση μεταξύ των δακτυλίων με μεγάλη ακρίβεια (της τάξεως του 0.01mm). Η σχετική μετακίνηση των δακτυλίων δίνει την παραμόρφωση της βραχόμαζας αφού οι δακτύλιοι παρακολουθούν τη μετακίνηση της βραχόμαζας.

4. Αποκλισιόμετρα (inclinometers). Εντός γεώτρησης τοποθετείται (και πακτώνεται με τσιμεντένεμα) ειδικός πλαστικός σωλήνας. Κατά τη μέτρηση εισάγεται εντός του σωλήνα ειδική βολίδα η οποία εφαρμόζει ακριβώς και ολισθαίνει κατά μήκος του σωλήνα. Η βολίδα διαθέτει ένα ηλεκτρονικό σύστημα (ηλεκτρονικό εκκρεμές) με το οποίο καταγράφεται η απόκλιση από την κατακόρυφο της βολίδας σε κάθε θέση. Με ολοκλήρωση των αποκλίσεων μπορεί να υπολογισθεί η μετακίνηση του σωλήνα σε διεύθυνση εγκάρσια προς τον άξονά του. Τα αποκλισιόμετρα συνήθως τοποθετούνται από την επιφάνεια του εδάφους σε κατακόρυφη διεύθυνση και μετρώνται οι οριζόντιες αποκλίσεις του σωλήνα με την πάροδο του χρόνου.

5.5.2.3 Μετακινήσεις (βυθίσεις) της επιφάνειας του εδάφους

Οι βυθίσεις (καθιζήσεις) της επιφάνειας του εδάφους λόγω της κατασκευής υπογείων έργων μπορούν να μετρηθούν με τα εξής όργανα:

1. Με χωροσταθμική υψομετρική αποτύπωση (levelling) με χρήση χωροβάτη.
2. Με οριζοντίως διατεταγμένα αποκλισιόμετρα (electro-levels). Με τα όργανα αυτά μετράται η απόκλιση από την οριζόντια διεύθυνση σε διάφορα σημεία μιας πρακτικώς οριζόντιας γραμμής (π.χ. κατά μήκος του δαπέδου ενός κτιρίου). Με ολοκλήρωση των αποκλίσεων μπορεί να υπολογισθούν οι βυθίσεις των σημείων της αρχικώς οριζόντιας γραμμής.
3. Με όργανα μέτρησης του ανοίγματος ρωγμών (crack meters). Τέτοια όργανα τοποθετούνται π.χ. στη μεσοτοιχία γειτονικών κτιρίων με σκοπό να μετρηθεί η σχετική απομάκρυνσή τους.

5.5.3 Μετρήσεις των πιέσεων

1. Οι εδαφικές πιέσεις στην επένδυση της σήραγγας μπορούν να μετρηθούν με κύτταρα πιέσεως (pressure cells) που τοποθετούνται στη διεπιφάνεια κατά την κατασκευή της επένδυσης.
2. Οι υδατικές πιέσεις στο έδαφος γύρω από μια σήραγγα μπορούν να μετρηθούν με πιεζόμετρα. Τα πιεζόμετρα είναι διαφόρων τύπων: υδραυλικά (stand-pipe), ηλεκτρικά (vibrating wire, strain gauge) ή πνευματικά (pneumatic).

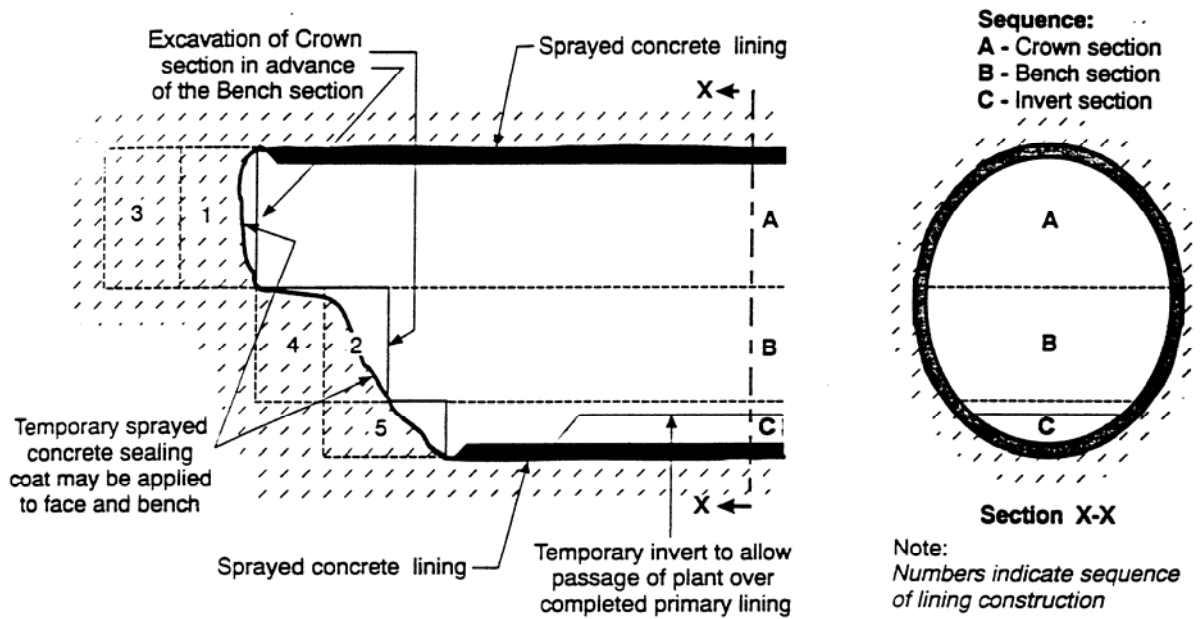
5.5.4 Μετρήσεις δυνάμεων

1. Φορτία εφελκόμενων ή θλιβόμενων στοιχείων (π.χ. αγκύρια, χαλύβδινα πλαίσια κλπ) μπορούν να μετρηθούν με την τοποθέτηση ηλεκτρομηκυσιομέτρων (strain gauges) ή μετρητών φορτίου (load cells) κατά την κατασκευή των φορτιζόμενων στοιχείων. Στην περίπτωση που είναι επιθυμητή η μέτρηση του φορτίου σε ένα φορτιζόμενο στοιχείο στο οποίο δεν έχει τοποθετηθεί εκ των προτέρων σύστημα μέτρησης, η συνηθέστερη μέθοδος είναι η μέθοδος της αποφόρτισης με δειγματοληψία (overcoring). Κατά τη μέθοδο αυτή ανοίγεται μια μικρή οπή στο φορτιζόμενο στοιχείο, τοποθετείται ένα σύστημα τριών ηλεκτρομηκυσιομέτρων τα οποία στη συνέχεια πακτώνονται εντός της οπής με εποξειδική ρητίνη. Στη

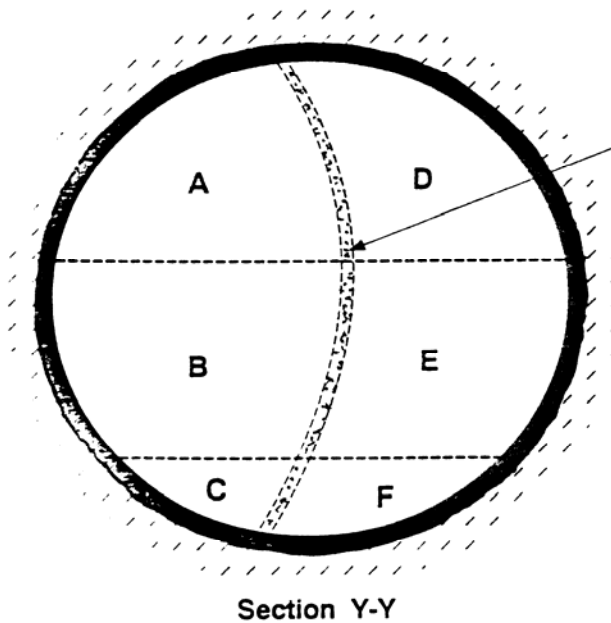
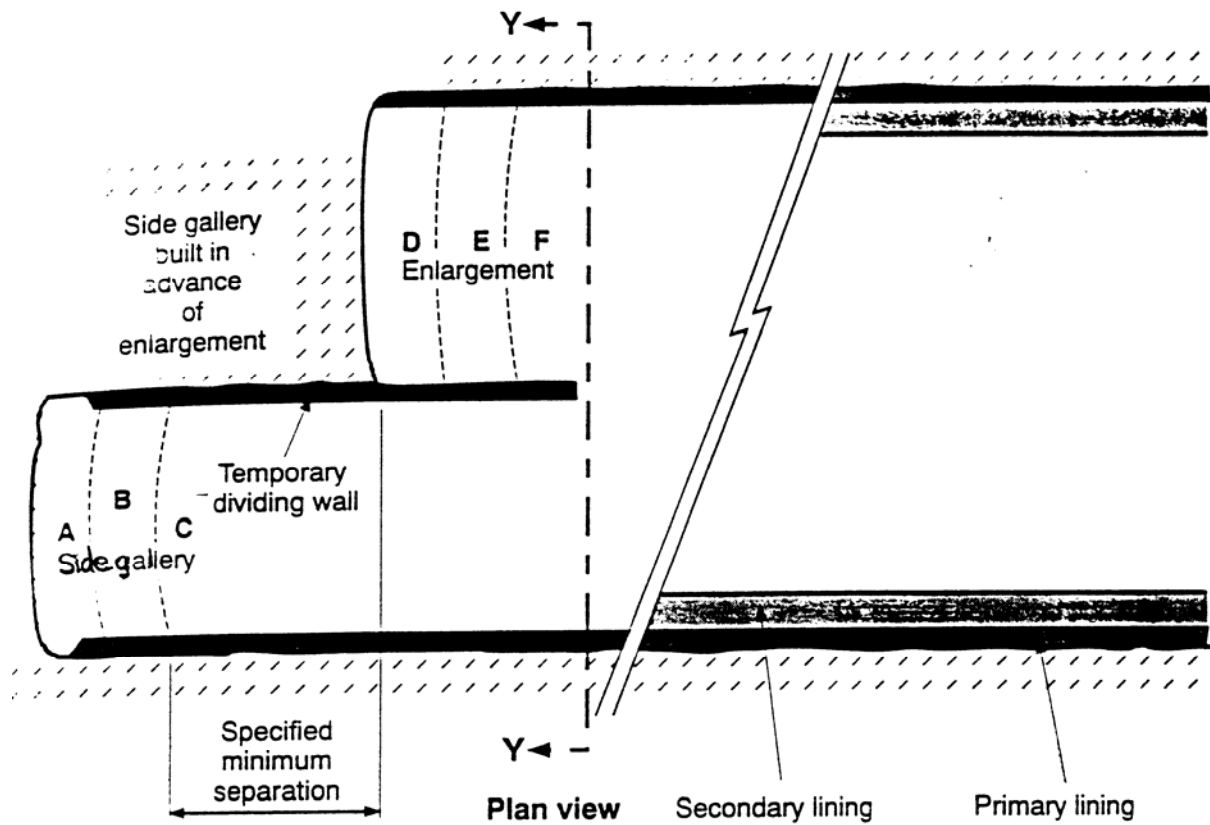
συνέχεια αφαιρείται ένα αρκετά μεγάλο τμήμα του φορτιζόμενου στοιχείου που περιλαμβάνει και τα ηλεκτρομηκυσιόμετρα. Κατά την αφαίρεση (overcoring) το στοιχείο αποφορτίζεται και τα ηλεκτρομηκυσιόμετρα φορτίζονται με φορτίο ίσο και αντίθετο με το φορτίο του στοιχείου πριν αφαιρεθεί.

5.5.5 Μετρήσεις παροχών

Η μέτρηση υδατικών παροχών εντός της σήραγγας γίνεται με παροχόμετρα ή με σύστημα ελεγχόμενης υπερχείλισης.



Σχήμα 2: Διάνοιξη σήραγγας σε τρεις φάσεις καθ' ύψος (top heading-bench-invert)



Side gallery:

A - Crown section Side gallery
 B - Bench section Side gallery
 C - Invert section Side gallery

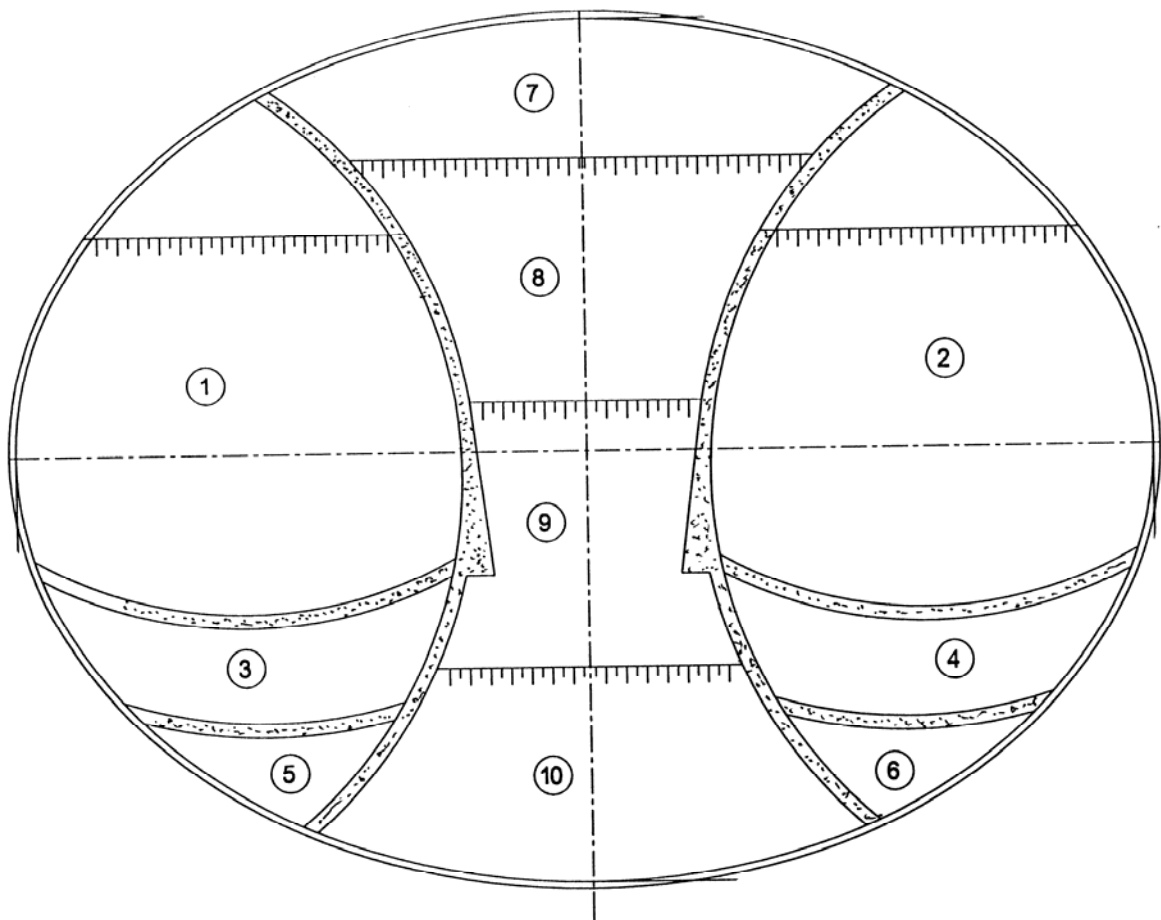
Enlargement:

D - Crown section Enlargement
 E - Bench section Enlargement
 F - Invert section Enlargement

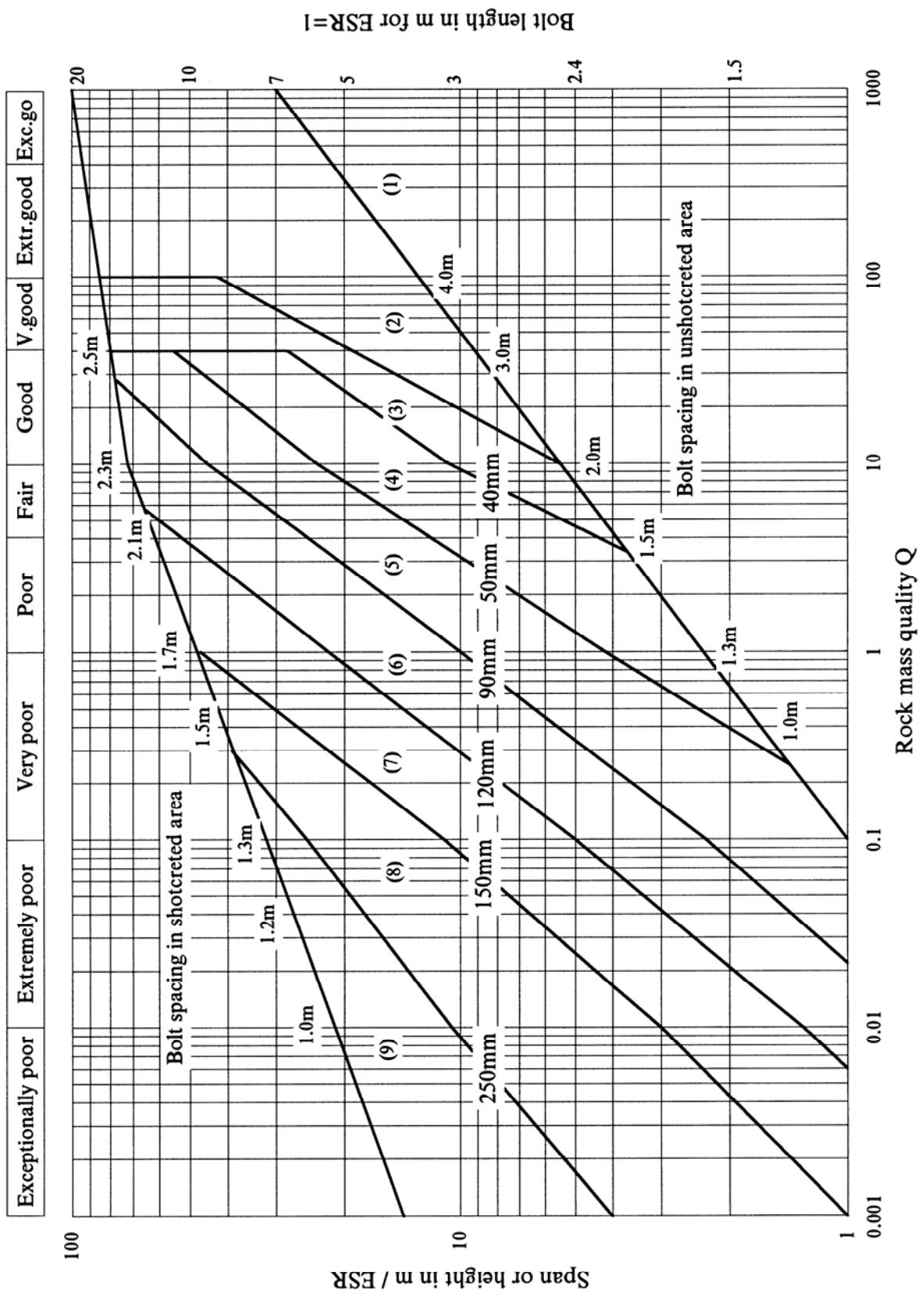
Note :

The temporary wall is normally removed after the full ring (section A-F) has been completed

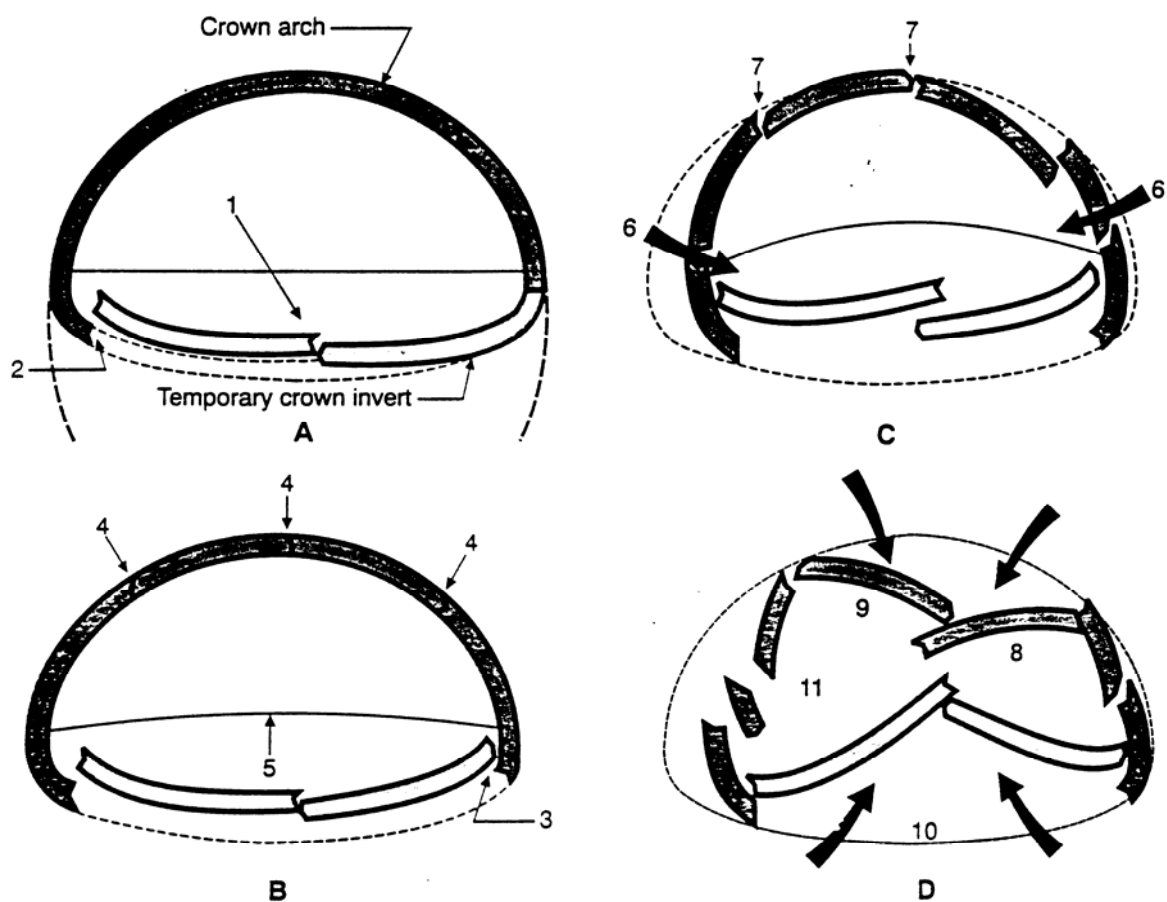
Σχήμα 3: Διάνοιξη σήραγγας σε έξι φάσεις (δύο κατά πλάτος και τρεις καθ' ύψος)



Σχήμα 4: Διάνοιξη σήραγγας με δυο πλευρικές στοές και κεντρικό πυλώνα



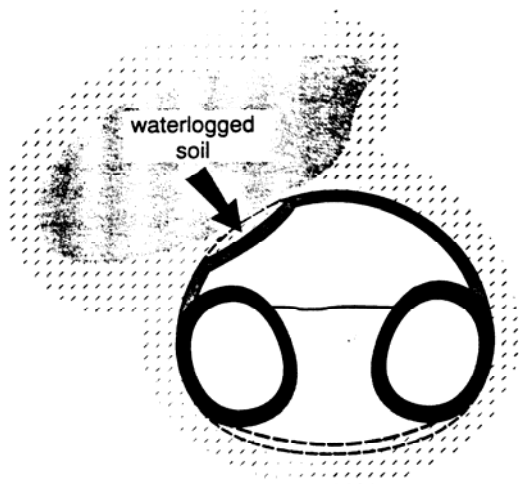
Σχήμα 5: Εκτίμηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης κατά το σύστημα Q (NGI)



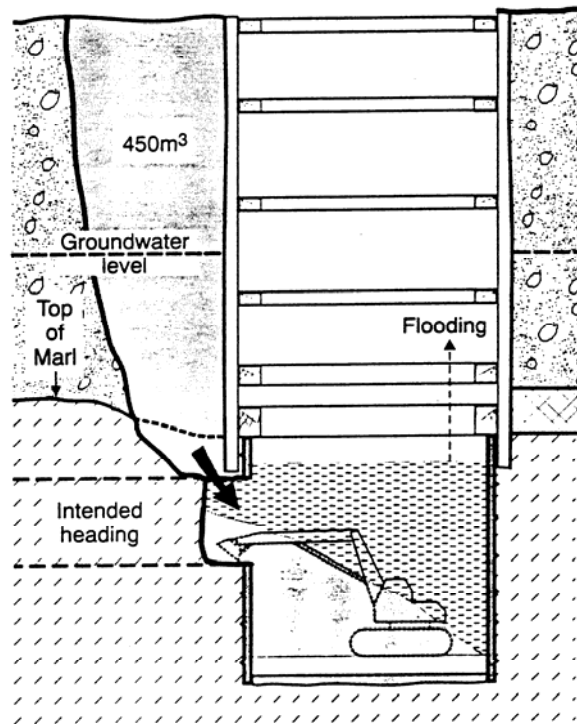
- | | |
|--|--|
| <p>A. 1. Overstressing of the temporary inverted arch to the crown section.
 2. Shear failure of the temporary invert to the crown section west.
 3. Shear failure of the temporary invert to the crown section east.
 4. Shear and bending cracks in the crown lining.
 5. Heaving of the crown invert</p> | <p>C. 6. Horizontal movement of the crown footings.
 7. Opening of cracks in crown arch.</p> <p>D. 8. Collapse of the eastern sidewall.
 9. Collapse of the western sidewall.
 10. Arching up of the tunnel invert.
 11. Fragmented elements of the crown.</p> |
|--|--|

Incident at Landrucken tunnel, Germany
(after John, Wogan & Heissel. 1987)

Σχήμα 6: Τύποι αστοχίας σηράγγων

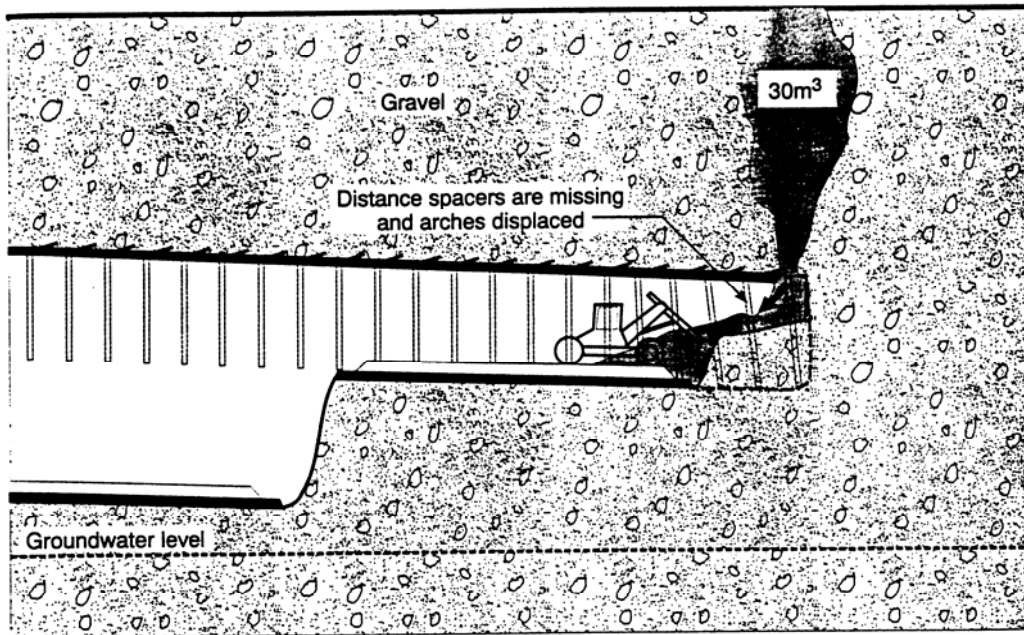


Incident at Krieburg tunnel, Germany.
(after Leichnetz & Schlitt, 1987)

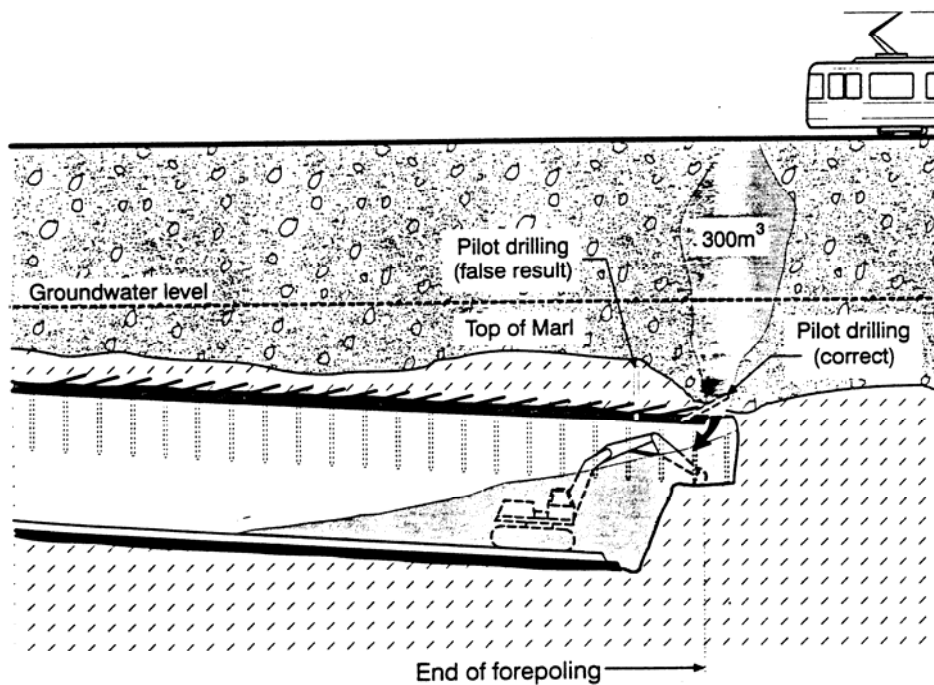


Incident at Munich, Germany
(after Weber, 1987)

Σχήμα 7: Τύποι αστοχίας σηράγγων

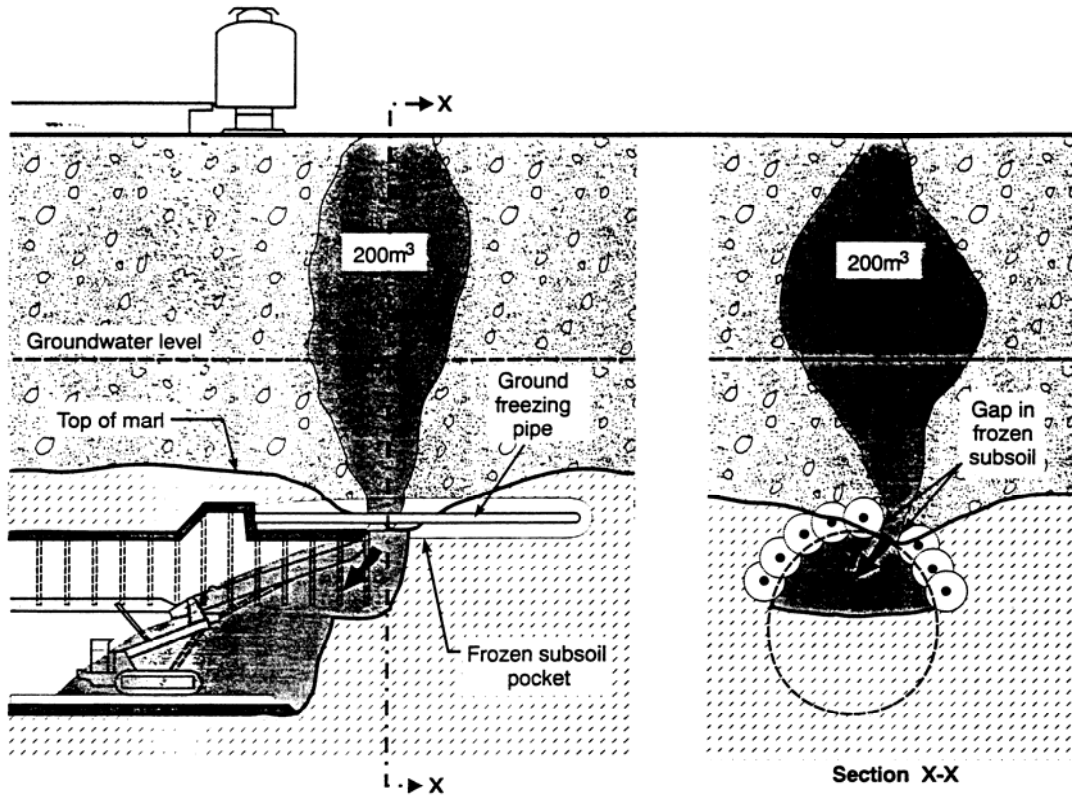


Incident at Munich, Germany
(after Weber, 1987)

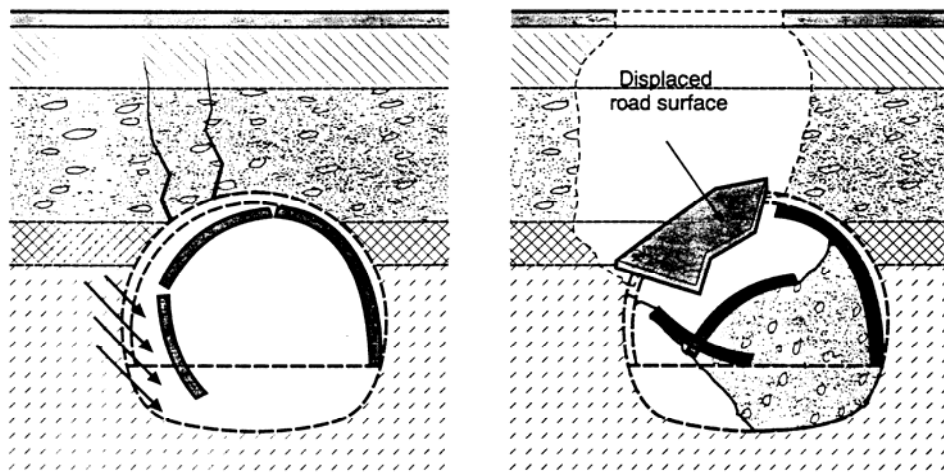


Incident at Munich, Germany.
(after Weber, 1987)

Σχήμα 8: Τύποι αστοχίας σηράγγων

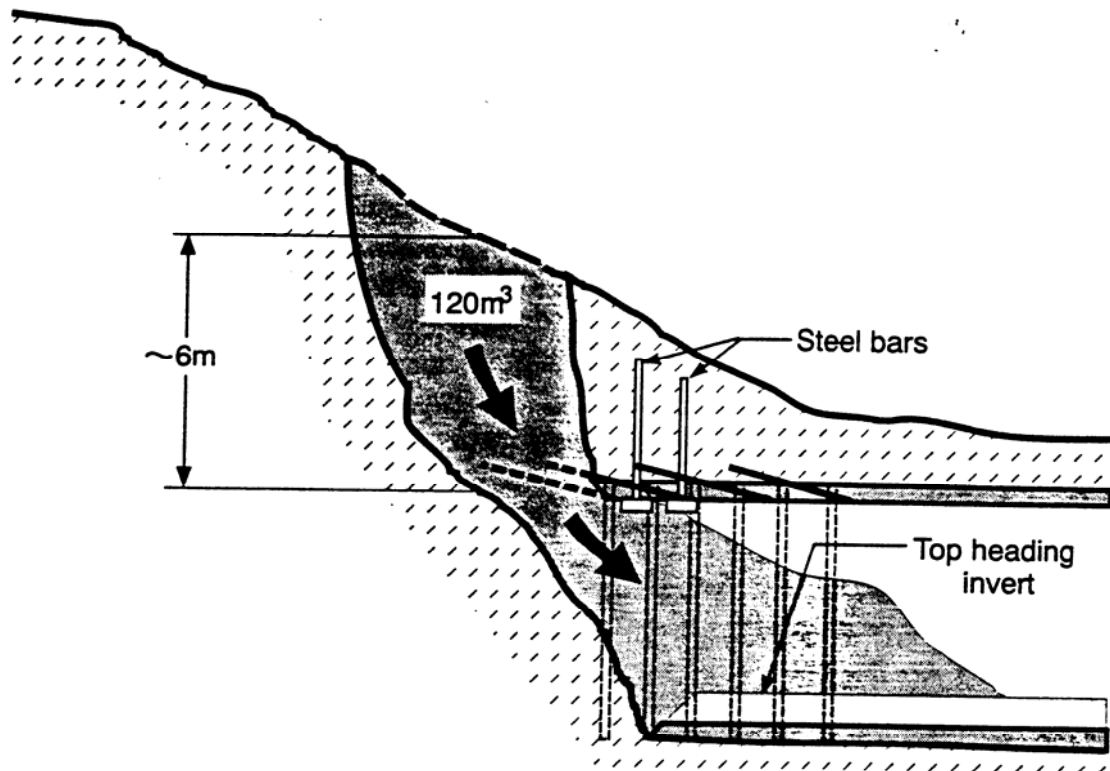


Incident at Munich, Germany.
(after Weber, 1987)



**Collapse due to excavation being too far in advance
of the ring closure Subway tunnel in Germany (after Muller, 1978)**

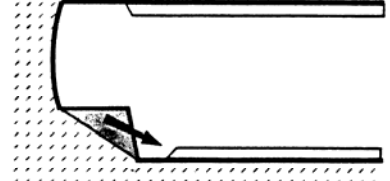
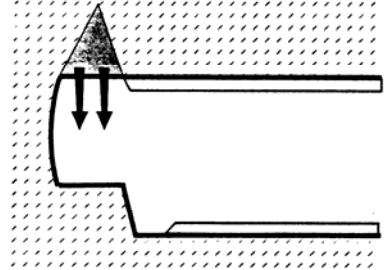
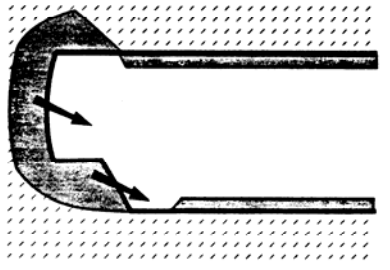
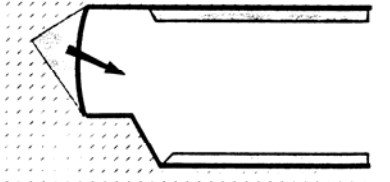
Σχήμα 9: Τύποι αστοχίας σηράγγων



Collapse of tunnel portal (Germany, location unknown)
(after Leichnetz, 1990)

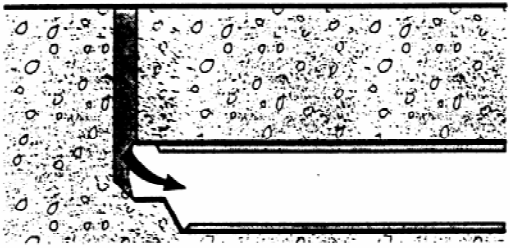
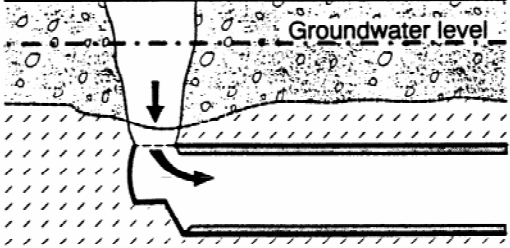
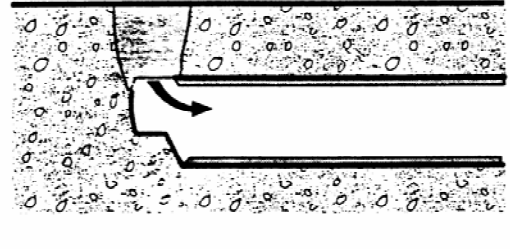
Σχήμα 10: Τύποι αστοχίας σηράγγων

..... Failure mechanisms: Ground collapse in heading

Number	Type of failure	Illustration of failure
(i)	<p>Heading in ground too weak for method May be due to discrete zones of weakness (discontinuities) including "greasy backs"</p> <p>Bench failures may be transverse or longitudinal</p>	<p>(a) Bench failures</p> 
		<p>(b) Crown failures</p> 
		<p>(c) Full face failures</p> 
		<p>(d) Local face failures</p> 

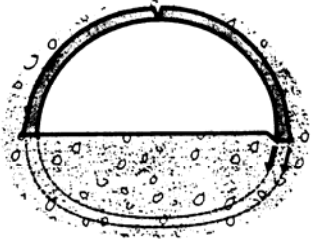
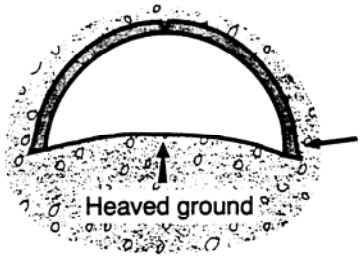
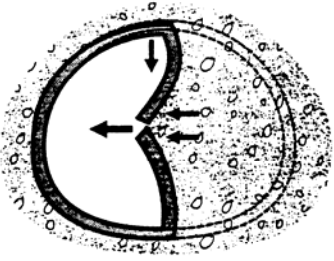
Σχήμα 11: Τύποι αστοχίας σηράγγων

Failure mechanisms: Ground collapse in heading

Number	Type of failure	Illustration of failure
(ii)	<p>Weakness in crown Due to vertical fissures, pipes and man made features (wells, etc.)</p>	
(iii)	<p>Insufficient cover to overlying permeable water bearing strata</p>	
(iv)	<p>Insufficient cover to surface</p>	

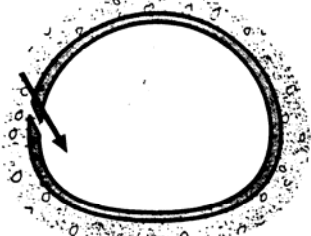
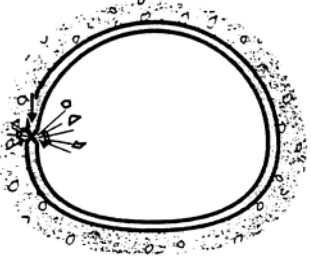
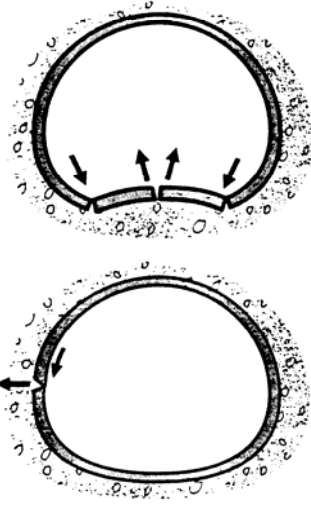
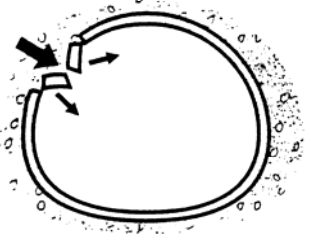
Σχήμα 12: Τύποι αστοχίας σηράγγων

Failure mechanisms: Failure of lining before ring closure

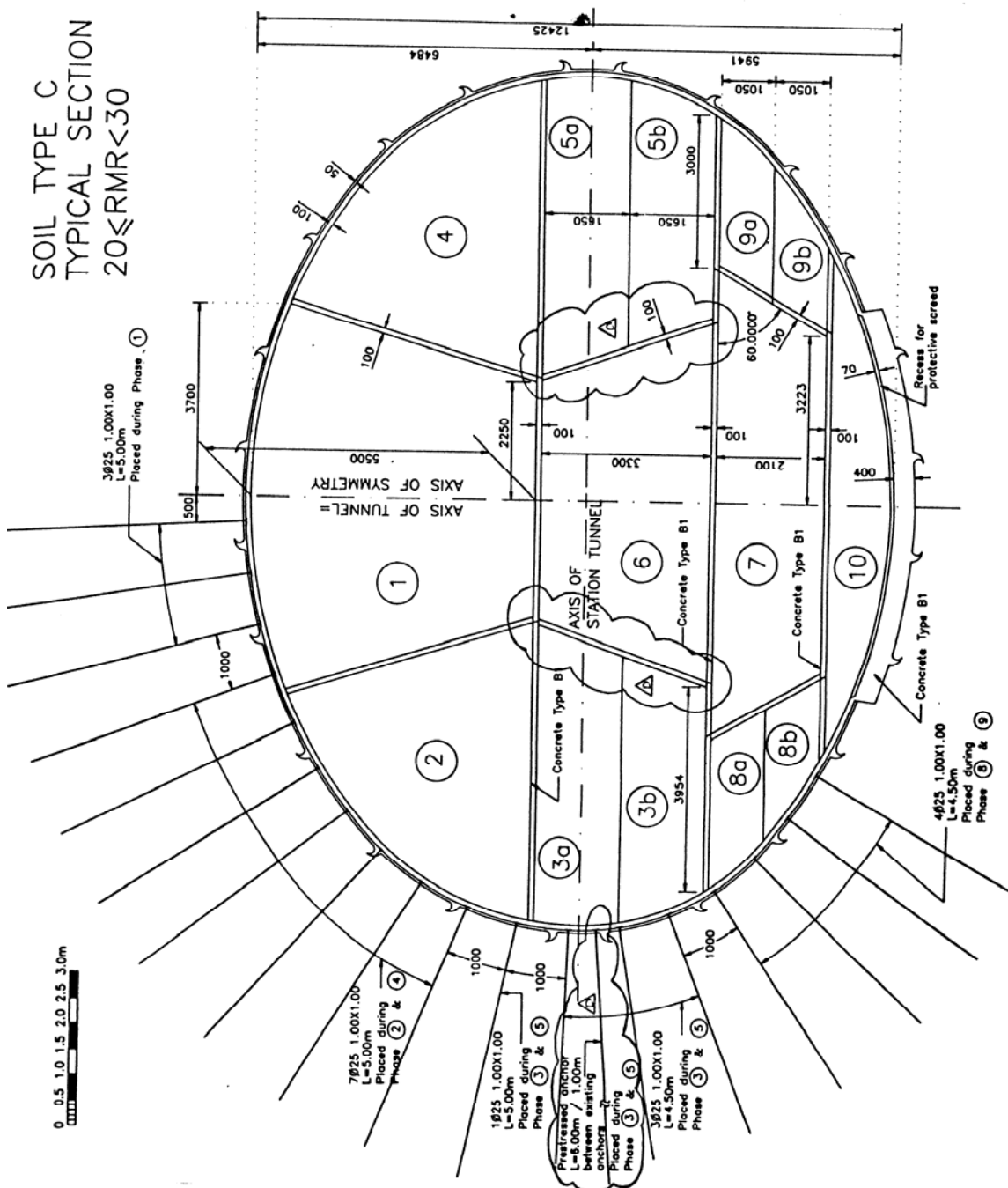
Number	Type of failure	Illustration of failure
(i)	Bearing failure of arch footings (Typically enlarged footings "Elephant's feet")	 <p>The diagram shows a cross-section of a tunnel with a semi-circular arch. The arch is supported by two large, wide, rectangular footings. The ground around the footings is stippled, and the footings themselves are shown to be significantly wider than the arch's base, illustrating the concept of 'elephant's feet' where the load is spread over a larger area of ground.</p>
(ii)	Failure due to horizontal movement of arch footing	 <p>The diagram shows a cross-section of a tunnel with a semi-circular arch. The arch is supported by a footing. An upward arrow labeled 'Heaved ground' indicates the ground has risen under the footing. A horizontal arrow points to the right from the footing, indicating lateral movement. The arch is shown with a slight gap at its base, indicating failure.</p>
(iii)	Failure of side gallery wall	 <p>The diagram shows a cross-section of a tunnel with a side gallery. The side gallery wall is shown with a vertical crack and is being pushed inward by the surrounding ground, as indicated by horizontal arrows pointing towards the wall. A vertical arrow points downwards from the top of the gallery, indicating a potential failure mode.</p>

Σχήμα 13: Τύποι αστοχίας σηράγγων

Failure mechanisms: Failure of lining before or after ring closure

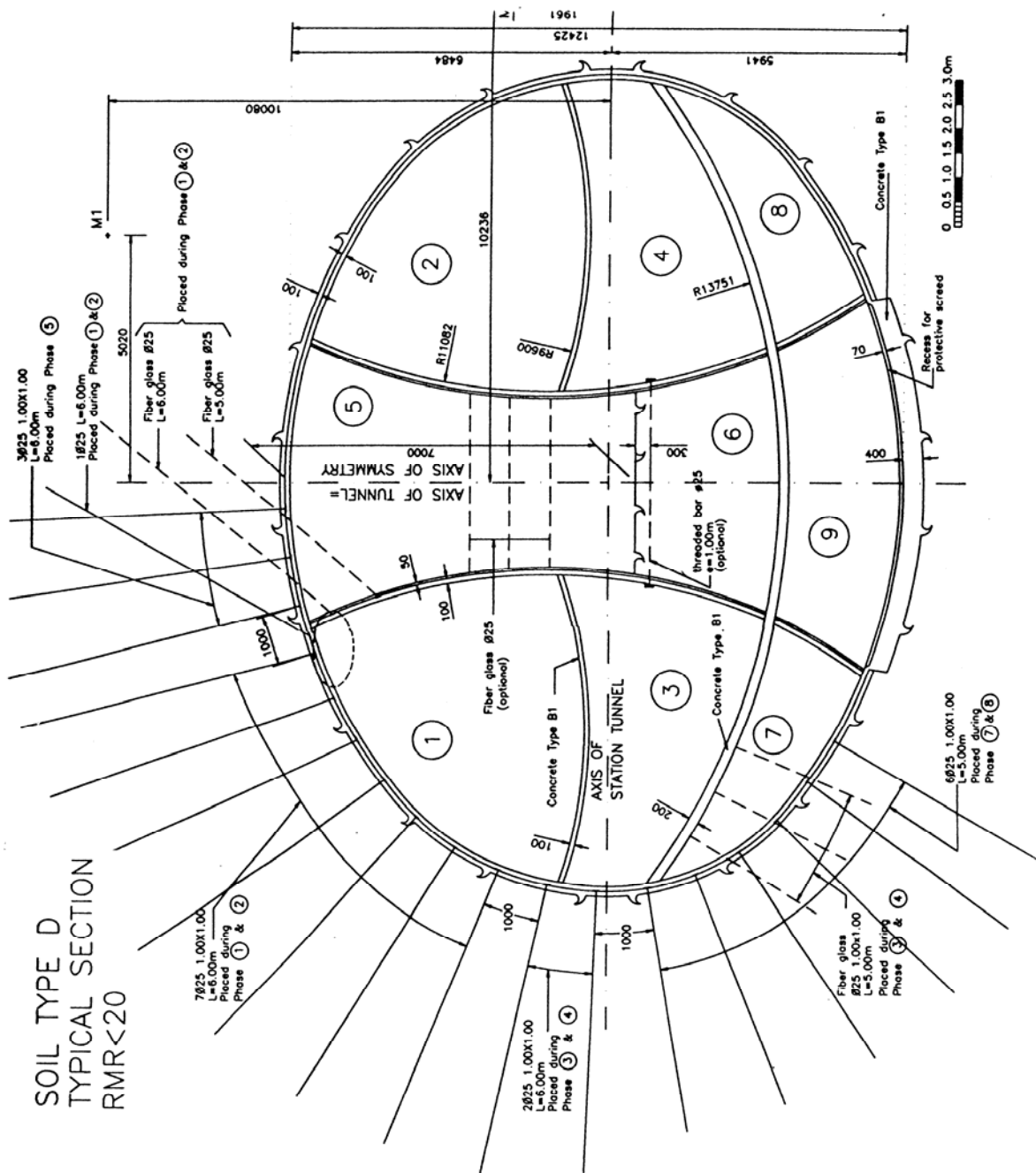
Number	Type of failure	Illustration of failure (after ring closure)
(i)	Shear failure	
(ii)	Compression failure	
(iii)	Combined bending and thrust	
(iv)	Punching failure	

Σχήμα 14: Τύποι αστοχίας σηράγγων

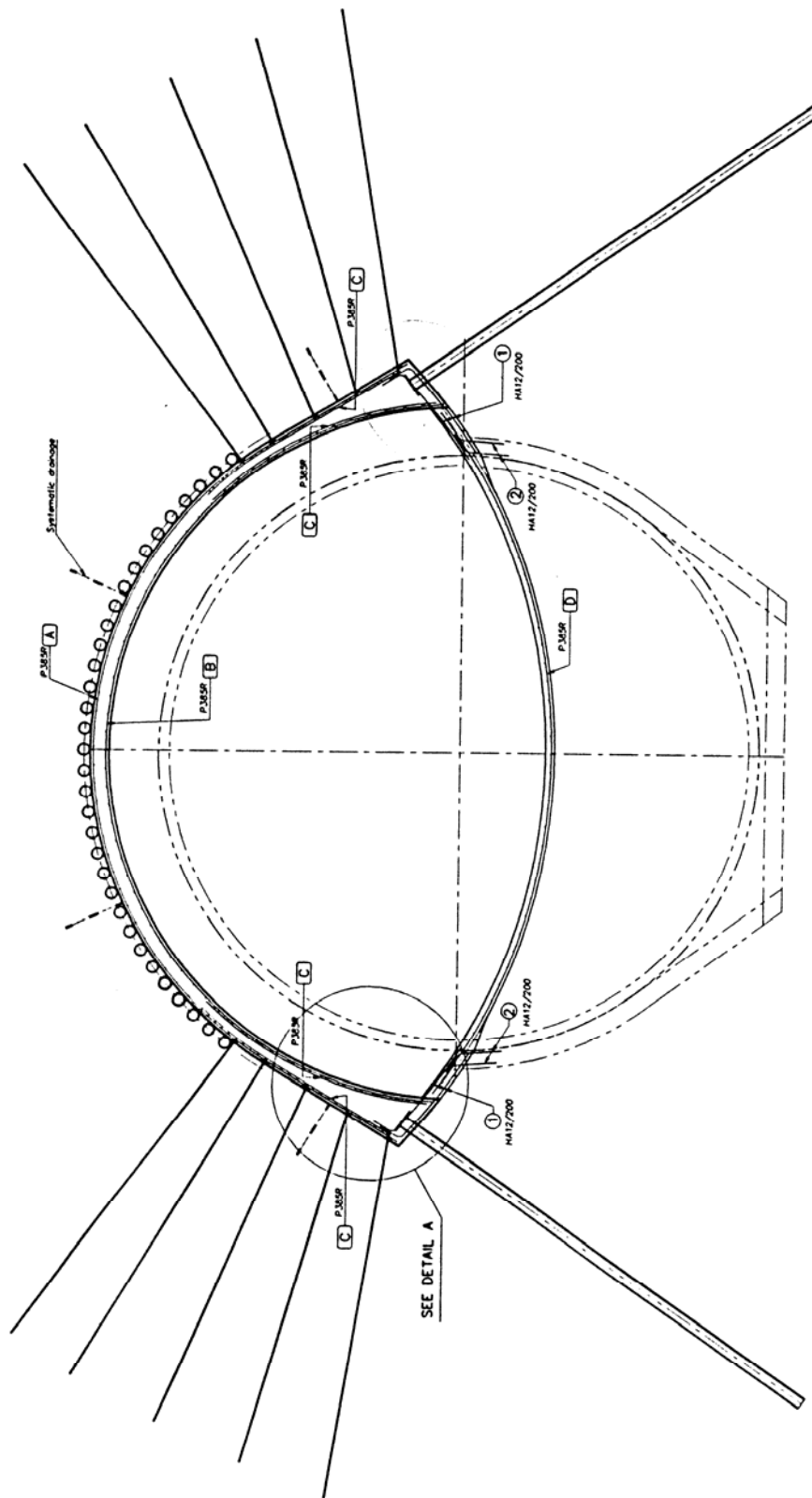


Σχήμα 15: Τυπική υποστήριξη σήραγγας με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

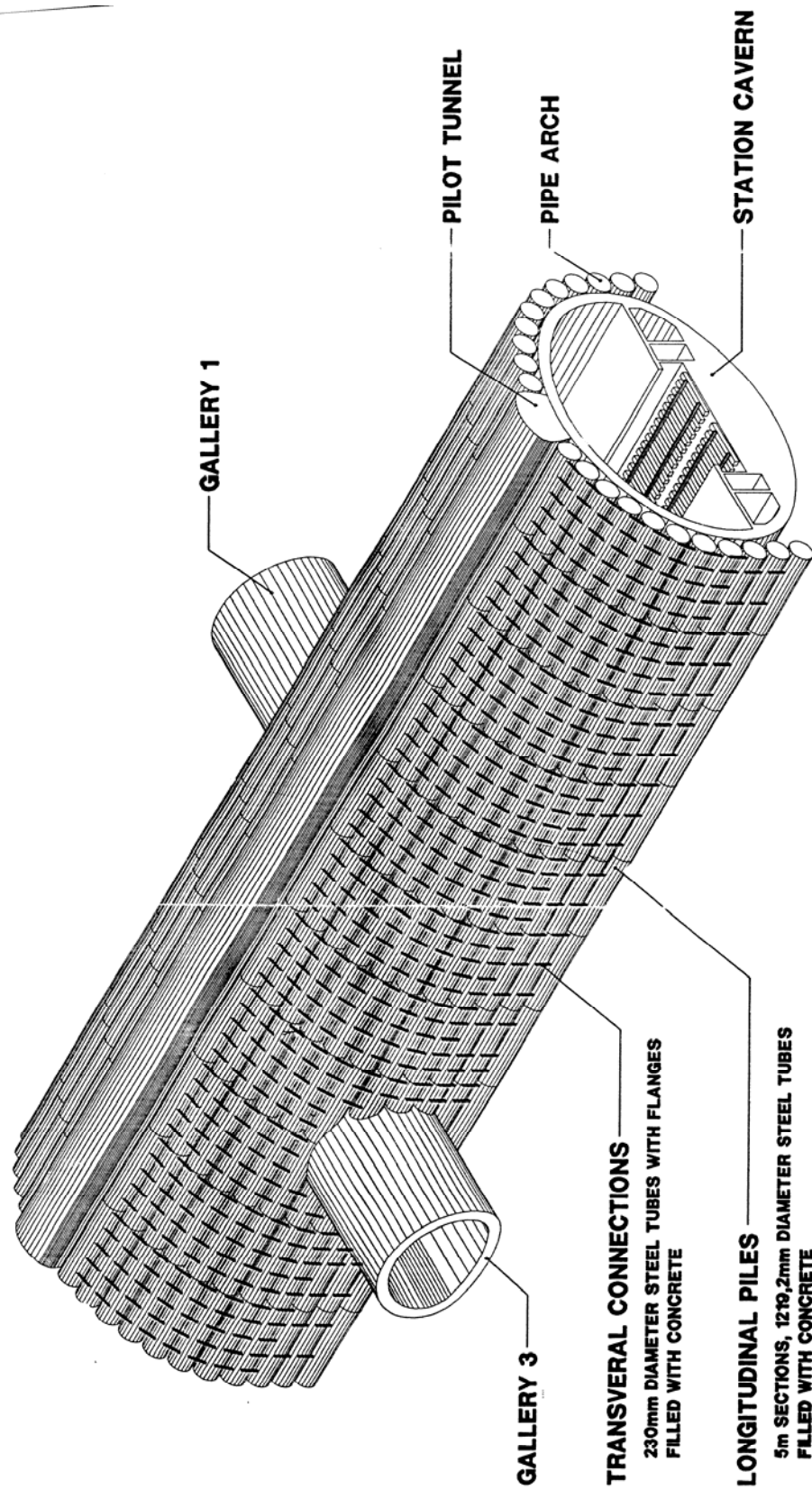
SOIL TYPE D
TYPICAL SECTION
RMR<20



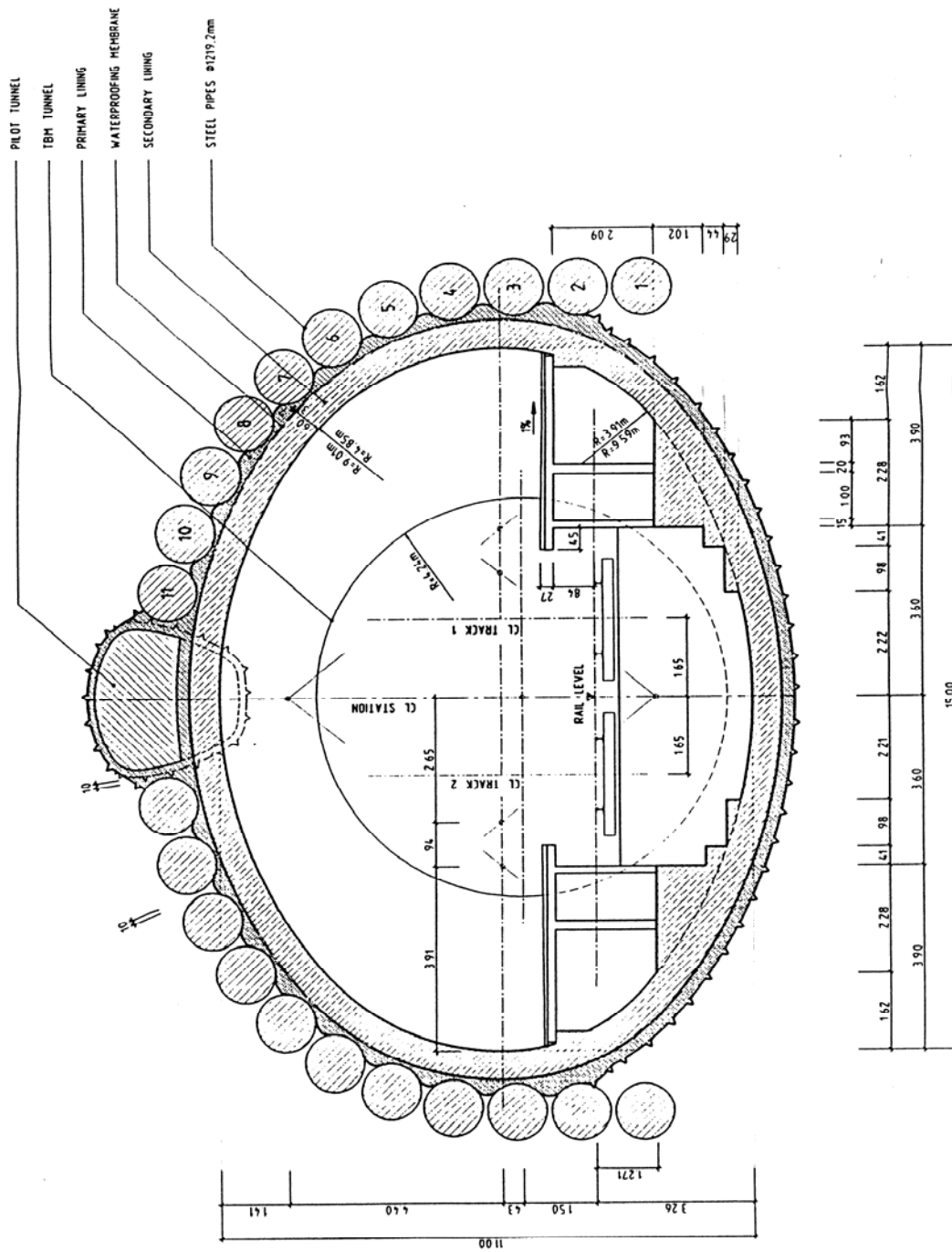
Σχήμα 16: Τυπική υποστήριξη σήραγγας με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα



Σχήμα 17: Υποστήριξη διατομής σήραγγας με δοκούς προτορείας και μικροπασσάλους στις βάσεις του τόξου



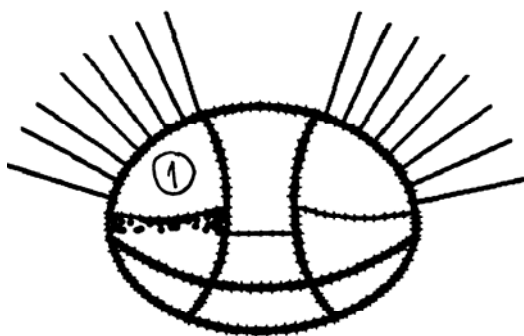
Σχήμα 18: Εκκαφή σταθμού στο Μοναστηράκι με προστασία διαμήκων σωλήνων πληρωμένων με σκυρόδεμα



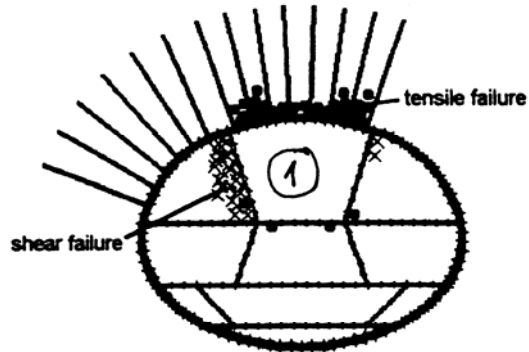
Σχήμα 19: Τυπική διατομή εκσκαφής σταθμού στο Μοναστηράκι με προστασία διαμήκων σωλήνων πληρωμένων με σκυρόδεμα

COMPARISON OF METHODS:

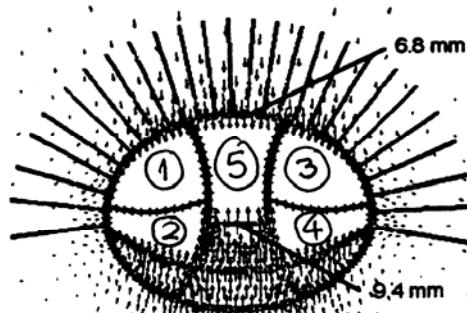
1. TWO-SIDE-WALLS + CENTRAL PILLAR,
2. MULTI-PHASE HEADING-BENCH-INVERT



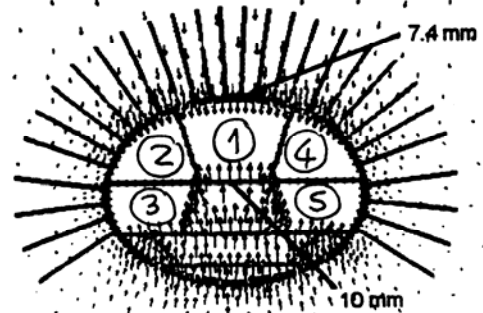
Stage 1 excavation: yield zones



Stage 1 excavation: yield zones



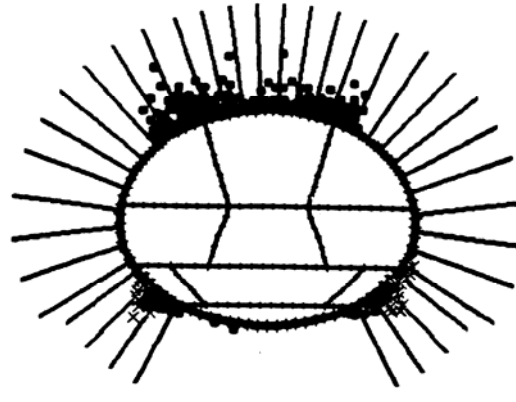
Stage 5 excavation: displacements



Stage 5 excavation: displacements



Completed excavation: yield points



Completed excavation: yield points

Σχήμα 20: Σύγκριση διάνοιξης σταθμού του Μετρό Αθηνών με την μέθοδο των διπλών πλευρικών στοών και την μέθοδο μετώπου-βαθμίδος

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ ΚΑΙ ΑΜΕΣΗΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

6.1 Γενικά

Η ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης μιας σήραγγας έχει τους εξής σκοπούς:

1. Να ελέγξει ότι η διατομή της σήραγγας σε κάθε φάση εκσκαφής είναι ευσταθής, δηλαδή ότι το μέτωπο της εκσκαφής είναι ευσταθές και ότι τα μέτρα άμεσης υποστήριξης μπορούν να αναλάβουν με επαρκή ασφάλεια τα φορτία της βραχόμαζας.
2. Να ελέγξει ότι οι συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας, της περιβάλλουσας βραχόμαζας και (εφόσον απαιτείται) της επιφάνειας του εδάφους είναι εντός των αποδεκτών ορίων. Τα όρια αυτά καθορίζονται από τις ανοχές των δομημάτων που επηρεάζονται από την κατασκευή της σήραγγας και από την απαίτηση να αποφευχθεί η υπερβολική χαλάρωση της περιβάλλουσας βραχόμαζας αλλά και ταυτοχρόνως να ενεργοποιηθεί η αντοχή της βραχόμαζας σε ικανοποιητικό βαθμό.
3. Να προσδιορίσει τη διαδικασία εκσκαφής (αριθμός και διαστάσεις των φάσεων εκσκαφής και μέγιστο βήμα προχώρησης) και το σύστημα άμεσης υποστήριξης (είδος και πυκνότητα μέτρων υποστήριξης, πρόγραμμα τοποθέτησης κλπ) τα οποία συνδυάζουν ικανοποιητική ασφάλεια με το ελάχιστο δυνατό κόστος.

Κατά τη διάνοιξη σήραγγων με τη μέθοδο NATM, η διαδικασία εκσκαφής και άμεσης υποστήριξης έχει σκοπό να επιτρέψει την ελεγχόμενη σύγκλιση της βραχόμαζας προς το εσωτερικό της σήραγγας ώστε να αναπτυχθεί φαινόμενο θόλου, δηλαδή θλιπτική ένταση (σ_θ) της βραχόμαζας κατά την περιφέρεια της σήραγγας, και με τον τρόπο αυτό να μειωθεί η πίεση στην άμεση υποστήριξη, δεδομένου ότι η πίεση της βραχόμαζας στην άμεση υποστήριξη της σήραγγας δεν είναι μονοσήμαντα ορισμένη αλλά εξαρτάται από τον τρόπο εκσκαφής και υποστήριξης. Τυπικά, όσο πιο γρήγορα τοποθετείται η άμεση υποστήριξη και όσο πιο ανένδοτη είναι, τόσο μεγαλύτερα φορτία αναλαμβάνει. Αντιθέτως, όσο περισσότερο ενδόσιμη είναι η άμεση υποστήριξη και όσο αργότερα τοποθετείται τόσο μικρότερα φορτία αναλαμβάνει υπό την προϋπόθεση ότι η καθυστέρηση στην τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης δεν θα προκαλέσει υπερβολική χαλάρωση και αποδιοργάνωση της βραχόμαζας (οπότε θα αυξηθούν σημαντικά τα φορτία της άμεσης υποστήριξης).

Σύμφωνα με τα ανωτέρω, η ανάλυση της άμεσης υποστήριξης δεν μπορεί να γίνει με κάποια συμβατικά φορτία επειδή τα φορτία αυτά δεν εξαρτώνται μόνον από τα χαρακτηριστικά της βραχόμαζας αλλά και από τον τρόπο διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Συνεπώς, οι διάφορες μέθοδοι εκτίμησης των φορτίων της βραχόμαζας στην επένδυση σήραγγων (μέθοδος Bieniawski, Terzaghi, Protodyakonov, NGI κλπ) δίνουν πολύ διαφορετικά αποτελέσματα, επειδή βασίζονται σε παραδοχές περί του τρόπου διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας οι οποίες διαφέρουν από μέθοδο σε μέθοδο. Τέλος, σημειώνεται ότι οι περισσότερες από τις μεθόδους αυτές¹ έχουν αναπτυχθεί πριν από την εκτεταμένη εφαρμογή των

¹ με εξαίρεση τη μέθοδο NGI

σύγχρονων μεθόδων διάνοιξης και υποστήριξης σηράγγων και συνεπώς οι παραδοχές τους διαφέρουν σημαντικά από τις σύγχρονες συνθήκες διάνοιξης σηράγγων. Κατά συνέπεια, μια αξιόπιστη ανάλυση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων θα πρέπει να προσομοιώνει την πλήρη ακολουθία των φάσεων διάνοιξης και υποστήριξης, δηλαδή την αλληλεπίδραση μεταξύ των μέτρων υποστήριξης και της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Ειδικότερα, θα πρέπει να προσομοιώνονται τα εξής:

1. Η σύγκλιση της βραχώμαζας πριν από την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Η σύγκλιση αυτή συμβαίνει αφενός μεν πριν το μέτωπο εκσκαφής φθάσει στη συγκεκριμένη θέση αφετέρου δε στο διάστημα που μεσολαβεί μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης των μέτρων άμεσης υποστήριξης². Κατά τη διδιάστατη ανάλυση σηράγγων (δηλαδή την ανάλυση σε επίπεδο κάθετα στον άξονα της σήραγγας) τα ανωτέρω μπορούν να προσομοιωθούν είτε μέσω του συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων (λ) που προσδιορίζεται από τις καμπύλες Panet είτε μέσω μιας ισοδύναμης απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας όπως περιγράφεται στο Κεφάλαιο 4.
2. Η βαθμιαία ενεργοποίηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης, όπως π.χ. η βαθμιαία αύξηση του μέτρου ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, η βαθμιαία αύξηση της συνάφειας των αγκυρίων πλήρους πάκτωσης με τσιμεντένεμα, η τυχόν ατελής επαφή των χαλύβδινων πλαισίων με τη βραχώμαζα κλπ.

6.2 Μέθοδοι διδιάστατης ανάλυσης

6.2.1 Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων

Η συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη μέθοδος ανάλυσης της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης σηράγγων είναι η διδιάστατη ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας. Κατά τη μέθοδο αυτή προσομοιώνονται τα διαδοχικά στάδια (φάσεις) εκσκαφής και υποστήριξης της σήραγγας καθώς και η χρονική υστέρηση στην τοποθέτηση των μέτρων υποστήριξης μετά την εκσκαφή κάποιας φάσης. Η βραχώμαζα αλλά και τα στοιχεία της άμεσης υποστήριξης (αγκύρια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ) προσομοιώνονται ως ελαστοπλαστικά υλικά με κάποια ελαστικά χαρακτηριστικά και ένα κριτήριο αστοχίας που καθορίζει το πέρας της ελαστικής τους συμπεριφοράς. Από την ανάλυση υπολογίζονται:

1. Οι παραμορφώσεις του τοιχώματος της σήραγγας.
2. Η έκταση της πλαστικής ζώνης (δηλαδή της ζώνης στην οποία ικανοποιείται το κριτήριο αστοχίας) στη βραχώμαζα που περιβάλλει τη σήραγγα.
3. Η ένταση των μέτρων άμεσης υποστήριξης (δυνάμεις στα αγκύρια, δυνάμεις και ροπές στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κλπ)

Σημειώνεται ότι λόγω της προσωρινής λειτουργίας των μέτρων άμεσης υποστήριξης είναι αποδεκτή η ανάπτυξη περιορισμένης έκτασης πλαστικών ζωνών στην περιβάλλουσα βραχώμαζα καθώς και η αστοχία (δηλαδή η λειτουργία στο φορτίο διαρροής) ορισμένων αγκυρίων. Αντίθετα, κατά κανόνα επιδιώκεται η ύπαρξη του περιθωρίου ασφαλείας (συντελεστή ασφαλείας) που απαιτείται για προσωρινά έργα στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τα χαλύβδινα πλαίσια της άμεσης υποστήριξης. Η λογική της αποδοχής περιορισμένης έκτασης πλαστικών ζωνών στη βραχώμαζα και αστοχίας ορισμένων αγκυρίων είναι ότι στην περίπτωση αυτή υπάρχει η δυνατότητα

² δεδομένου ότι η άμεση υποστήριξη τοποθετείται σε κάποια απόσταση από το μέτωπο εκσκαφής

αναδιανομής των φορτίων σε παρακείμενες περιοχές της βραχώμαζας και σε γειτονικά αγκύρια, ενώ αντίθετα ο δακτύλιος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και τα χαλύβδινα πλαίσια δεν διαθέτουν ανάλογη δυνατότητα αναδιανομής της έντασης σε περίπτωση ανάπτυξης πλαστικής άρθρωσης.

Για την ανάλυση σηράγγων με πεπερασμένα στοιχεία διατίθενται ποικίλα προγράμματα ηλεκτρονικού υπολογιστή όπως τα γενικής χρήσεως προγράμματα ABAQUS, SOFISTIK αλλά και ειδικά προγράμματα σηράγγων όπως τα TUNNEL, CESAR, PHASES. Σε όλα τα προγράμματα αυτά η διάνοιξη και υποστήριξη κάθε τμήματος της διατομής της σήραγγας γίνεται σε δυο (τουλάχιστον) φάσεις:

1. Κατά την πρώτη φάση, χαλαρώνεται η περιοχή που πρόκειται να εκσκαφεί σε βαθμό ώστε να προκληθεί σύγκλιση του τοιχώματος ίση με τη σύγκλιση που συμβαίνει μέχρι την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης. Ο βαθμός χαλάρωσης υπολογίζεται μέσω των καμπύλων Panet σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στο Κεφάλαιο 4. Στο τέλος της φάσης αυτής, τοποθετούνται τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία αρχικώς είναι αφόρτιστα.
2. Κατά τη δεύτερη φάση, ολοκληρώνεται η εκσκαφή του συγκεκριμένου τμήματος της διατομής με τοποθετημένα τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τα οποία βαθμιαίως αναλαμβάνουν φορτίο περιορίζοντας την περαιτέρω σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας. Η φάση αυτή μπορεί να αποτελείται από περισσότερες της μιας υποφάσεις εάν τα μέτρα άμεσης υποστήριξης τοποθετούνται τμηματικά.

6.2.2 Ανάλυση με τη μέθοδο Rabcewicz

6.2.2.1 Γενικά

Η μέθοδος Rabcewicz βασίζεται στο άρθρο των L. Rabcewicz and J. Golser με τίτλο "*Principles of dimensioning the supporting system for the New Austrian Tunnelling Method*" που δημοσιεύθηκε στο περιοδικό Water Power το Μάρτιο 1973. Κατά τη μέθοδο αυτή ελέγχεται η επάρκεια του συστήματος άμεσης υποστήριξης μιας σήραγγας, δηλαδή υπολογίζεται ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας του συστήματος άμεσης υποστήριξης.

Η μέθοδος Rabcewicz βασίζεται στις εξής παραδοχές:

1. Η διατομή της σήραγγας είναι κυκλική με ακτίνα R . Η παραδοχή αυτή δεν περιορίζει σημαντικά το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου επειδή τα αποτελέσματα των υπολογισμών δεν είναι πολύ ευαίσθητα στην τιμή της ακτίνας R . Συνεπώς στις μη-κυκλικές σήραγγες μπορεί να χρησιμοποιηθεί μια μέση ακτίνα καμπυλότητας του ανώτερου τμήματος της σήραγγας (αφού ο έλεγχος επάρκειας γίνεται στην περιοχή της στέψης της σήραγγας).
2. Οι αρχικές τάσεις είναι ισότροπες, δηλαδή $\sigma_v = \sigma_h = p_o$. Η παραδοχή αυτή είναι αρκετά σημαντική και περιορίζει κάπως το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου. Παρά ταύτα, η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιείται με τη συντηρητική θεώρηση $p_o = \max(\sigma_v, \sigma_h)$ ή θεωρώντας $p_o = (\sigma_v + \sigma_h)/2$.

Η εφαρμογή της μεθόδου Rabcewicz περιλαμβάνει τα εξής στάδια υπολογισμών:

1. Υπολογίζεται η φέρουσα ικανότητα (p_u) των στοιχείων άμεσης υποστήριξης, δηλαδή η οριακή πίεση που μπορούν να αναλάβουν το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, τα χαλύβδινα πλαίσια και τα αγκύρια.
2. Από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης της ανυποστήρικτης διατομής, τον συντελεστή αποτόνωσης των τάσεων που αντιστοιχεί στην εφαρμογή των μέτρων

άμεσης υποστήριξης (που υπολογίζεται από τις καμπύλες Panet) και την ακαμψία του δακτυλίου από εκτοξευόμενο σκυροδέμα/χαλύβδινα πλαίσια, υπολογίζεται η τελική κατάσταση ισορροπίας του συστήματος βραχόμαζα-υποστήριξη, δηλαδή η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας και η αντίστοιχη πίεση (p_l) της βραχόμαζας στην επένδυση της σήραγγας.

3. Υπολογίζεται ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας της άμεσης υποστήριξης από τη σχέση:

$$FS = \frac{p_u}{p_l}$$

Στα επόμενα περιγράφεται η μέθοδος υπολογισμού των (p_u) και (p_l).

6.2.2.2 Υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας της άμεσης υποστήριξης

Η φέρουσα ικανότητα (p_u) της άμεσης υποστήριξης υπολογίζεται ως το άθροισμα των αντοχών του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (S), των αγκυρίων (A) και των χαλυβδίνων πλαισίων (R) από τη σχέση:

$$p_u = p_u^S + p_u^A + p_u^R$$

όπου:

$$p_u^S = \frac{d \cdot \tau^S}{\left(\frac{b}{2}\right) \sin \alpha^S}$$

είναι η φέρουσα ικανότητα του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους (d) και διατμητικής αντοχής: $\tau^S = 0.20 f_c$, όπου (f_c) είναι η θλιπτική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Τα μεγέθη (b) και (α^S) φαίνονται στο Σχήμα 1, ενώ ($L + 0.50 m$) είναι το μήκος των αγκυρίων στην περιοχή της στέψης της σήραγγας, (l) είναι η απόσταση μεταξύ των αγκυρίων κατά τη διατομή της σήραγγας, (R) είναι η μέση ακτίνα καμπυλότητας στην περιοχή της στέψης της σήραγγας και:

$$\alpha^S = \alpha^R = 45 - \varphi/2, \quad b = 2R \cos \alpha^S$$

Η φέρουσα ικανότητα του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος προσδιορίζεται μέσω της οριακής διατμητικής αντοχής στο σημείο A (Σχήμα 1), θεωρώντας ως πιθανή επιφάνεια αστοχίας της βραχόμαζας την επιφάνεια (AKBC). Επιπλέον:

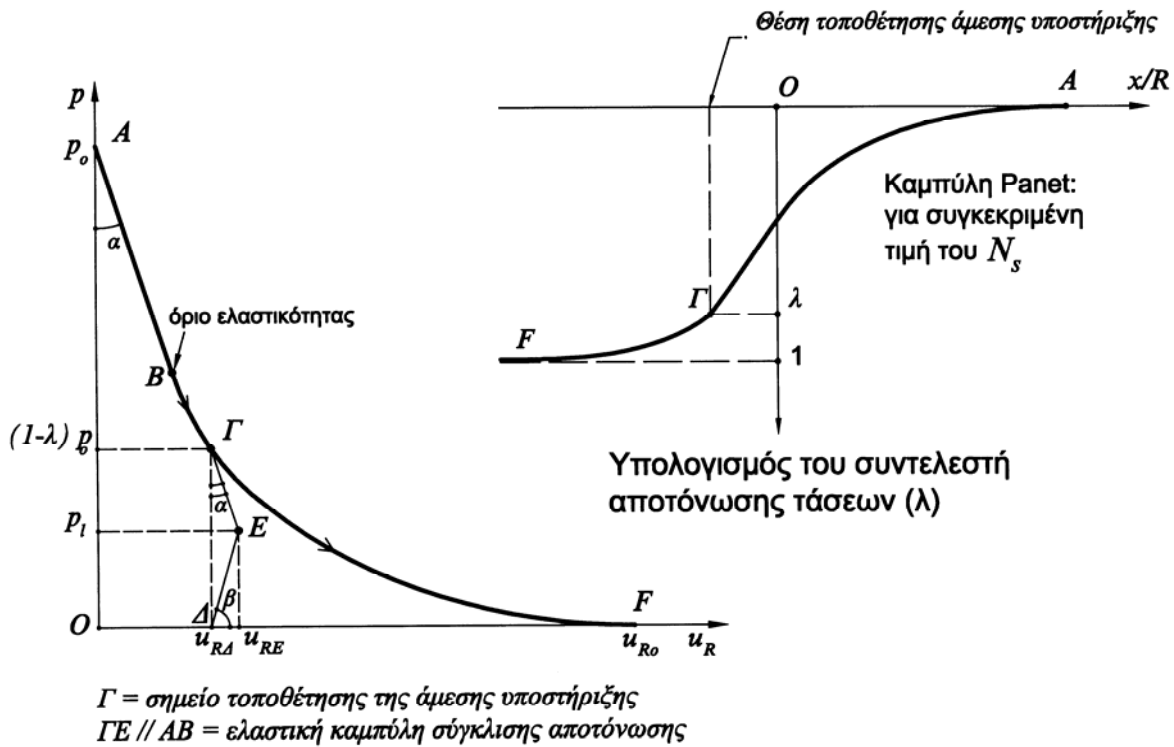
$$p_u^A = \frac{f^A \cdot \beta_s}{l \times t}$$

είναι η φέρουσα ικανότητα του κανάβου των αγκυρίων με εμβαδόν διατομής $f^A = \pi D^2/4$ (D = διάμετρος ράβδου του αγκυρίου), β_s = όριο διαρροής του χάλυβα των αγκυρίων και ($l \times t$) είναι οι διαστάσεις του κανάβου των αγκυρίων. Η ως άνω φέρουσα ικανότητα του κανάβου των αγκυρίων προσδιορίστηκε ως η μέση πίεση που αντιστοιχεί στο φορτίο διαρροής των αγκυρίων.

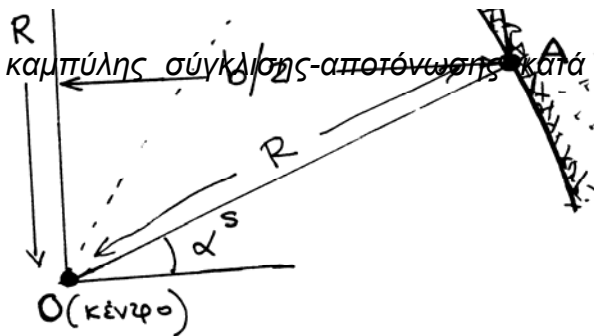
Τέλος:

$$p_u^R = \frac{(f^R/L^R) \cdot \tau^R}{\left(\frac{b}{2}\right) \sin \alpha^S}$$

είναι η φέρουσα ικανότητα των χαλύβδινων πλαισίων εμβαδού διατομής (f^R), τοποθετημένων σε αποστάσεις (L^R) και:



Σχήμα 2: Χρήση της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης κατά την εφαρμογή της μεθόδου Rabcewicz



Σχήμα 1: Μέθοδος Rabcewicz

$$\tau^R = \tau^S \left(\frac{E_R}{E_S} \right)$$

είναι η διατμητική τάση στα χαλύβδινα πλαίσια³ κατά τη διατμητική αστοχία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην περιοχή του σημείου A. Στην τελευταία σχέση, (E_R) είναι το μέτρο ελαστικότητας των χαλύβδινων πλαισίων και (E_S) είναι το μέτρο ελαστικότητας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.

6.2.2.3 Υπολογισμός της πίεσης της βραχόμαζας στην επένδυση

Η πίεση της βραχόμαζας στην άμεση επένδυση σηράγγων υπολογίζεται μέσω της καμπύλης σύγκλισης-αποτόνωσης και των καμπύλων Panet. Ειδικότερα, ακολουθείται η εξής διαδικασία που φαίνεται και στο Σχήμα 2:

1. Υπολογίζεται ο συντελεστής υπερφόρτισης (overload factor) N_s :

³ υπολογιζόμενη μέσω της συμβατότητας των παραμορφώσεων μεταξύ των πλαισίων και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος

$$N_s = \frac{p_o}{c\sqrt{N_\phi}}, \quad N_\phi = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

όπου (p_o) είναι η μέση αρχική γεωστατική πίεση: $p_o = (\sigma_v + \sigma_h)/2$ και (c, ϕ) είναι οι παράμετροι αστοχίας της βραχόμαζας κατά Mohr-Coulomb. Σε περίπτωση ισχύος του κριτηρίου αστοχίας Hoek-Brown, οι αντίστοιχες παράμετροι (c, ϕ) μπορούν να υπολογισθούν σύμφωνα με όσα αναφέρονται στο Κεφάλαιο 2 για τιμή της ελάχιστης κύριας τάσης $\sigma_3 = p_o/2$ (δηλαδή θεωρώντας ότι ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων είναι περίπου ίσος⁴ με 0.50).

2. Για τη συγκεκριμένη θέση (x) τοποθέτησης της άμεσης υποστήριξης και την ως άνω υπολογισθείσα τιμή του (N_s), υπολογίζεται από τις καμπύλες Panet ο συντελεστής αποτόνωσης των τάσεων (λ). Η μέθοδος υπολογισμού του (λ) αναφέρεται στο Κεφάλαιο 4.
3. Με βάση τα μηχανικά χαρακτηριστικά παραμορφωσιμότητας και αντοχής της βραχόμαζας υπολογίζεται η καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν στα Κεφάλαια 3 και 4. Η μορφή της καμπύλης φαίνεται στο Σχήμα 2 (καμπύλη ABGF). Το αρχικό τμήμα της καμπύλης (AB) αντιστοιχεί στην ελαστική συμπεριφορά της βραχόμαζας και έχει κλίση:

$$\tan \alpha = \frac{(1+\nu)R}{E}$$

όπου: R = μέση ακτίνα καμπυλότητας της σήραγγας
 E, ν = ελαστικές σταθερές της βραχόμαζας

4. Από την καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης και για την ισοδύναμη εσωτερική πίεση $p_r = (1-\lambda)p_o$ υπολογίζεται η θέση του σημείου Γ επί της καμπύλης που αντιστοιχεί στο σημείο τοποθέτησης της άμεσης υποστήριξης.
5. Η ευθεία ΔΕ αντιστοιχεί στην απόκριση (δηλαδή τη σχέση σύγκλισης ως προς φόρτιση) του δακτυλίου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και έχει κλίση (βλέπε Κεφάλαιο 4):

$$\tan \beta = \frac{E_s}{R(1+\nu_s) \left[(1-\nu_s) \left(\frac{R}{d} \right) - \left(\frac{\nu_s}{2} \right) \right]}$$

όπου (E_s, ν_s) είναι οι ελαστικές σταθερές του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και (d) είναι το πάχος του.

6. Η ευθεία ΓΕ είναι παράλληλη με την AB και αντιστοιχεί στην ελαστική καμπύλη σύγκλισης-αποτόνωσης της βραχόμαζας, δεδομένου ότι μετά την τοποθέτηση της άμεσης υποστήριξης η αντοχή της βραχόμαζας αυξάνει λόγω εγκιβωτισμού και συνεπώς η περαιτέρω συμπεριφορά της είναι ελαστική. Έτσι, το σημείο Ε αντιστοιχεί στην κατάσταση τελικής ισορροπίας της υποστηριζόμενης διατομής και η πίεση της βραχόμαζας στην επένδυση της σήραγγας είναι:

$$p_l = \left[\frac{(1-\lambda) \tan \alpha \cdot \tan \beta}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta} \right] p_o$$

ενώ η αντίστοιχη σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας είναι:

$$u_{RE} = u_{RA} + \frac{p_l}{\tan \beta}$$

όπου (u_{RA}) είναι η σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας κατά την τοποθέτηση των μέτρων άμεσης υποστήριξης.

⁴ η παραδοχή αυτή δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων επειδή αφορά μόνον την εκτίμηση των παραμέτρων αντοχής

6.2.3 Απλοποιημένη ελαστοπλαστική ανάλυση

6.2.3.1 Γενικά

Η μέθοδος αυτή βασίζεται στην απλοποίηση της λειτουργίας των μέτρων άμεσης υποστήριξης της σήραγγας μέσω της αντικατάστασής τους από μια ισοδύναμη αύξηση της διατμητικής αντοχής της βραχόμαζας. Στη συνέχεια αναλύεται⁵ η διάνοιξη της σήραγγας (στην ως άνω ενισχυμένη βραχόμαζα) χωρίς πλέον μέτρα άμεσης υποστήριξης⁶ και υπολογίζονται οι τάσεις γύρω από τη σήραγγα. Οι τάσεις αυτές χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο της επάρκειας της άμεσης υποστήριξης. Η μέθοδος είναι ελαφρώς συντηρητική επειδή κατά τον έλεγχο επάρκειας των αγκυρίων θεωρείται ότι το σύνολο των φορτίων της βραχόμαζας αναλαμβάνεται μόνον από τα αγκύρια (δηλαδή σε ορισμένους ελέγχους αμελείται η υποβοηθητική λειτουργία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των χαλύβδινων πλαισίων). Σημειώνεται ότι το εκτοξευόμενο σκυροδέμα και τα χαλύβδινα πλαίσια δεν αμελούνται πλήρως αφού η λειτουργία τους λαμβάνεται υπόψη κατά τον υπολογισμό της αύξησης της διατμητικής αντοχής της βραχόμαζας. Τέλος, εάν η ανάλυση της διάνοιξης της σήραγγας γίνει μέσω των καμπύλων σύγκλισης-αποτόνωσης, εξ ανάγκης γίνεται η παραδοχή ισότροπων αρχικών γεωστατικών τάσεων ($\sigma_v = \sigma_h = p_o$) που περιορίζει κάπως το πεδίο εφαρμογής της μεθόδου. Παρά ταύτα η μέθοδος μπορεί να χρησιμοποιείται με τη συντηρητική θεώρηση $p_o = \max(\sigma_v, \sigma_h)$ ή θεωρώντας ότι $p_o = (\sigma_v + \sigma_h)/2$. Στα επόμενα περιγράφεται ο τρόπος εφαρμογής της απλοποιημένης ελαστοπλαστικής ανάλυσης.

6.2.3.2 Αύξηση της διατμητικής αντοχής της βραχόμαζας

Η βραχόμαζα που περιβάλλει τη σήραγγα ασκεί πίεση στην άμεση υποστήριξη της διατομής οπότε και η άμεση υποστήριξη ασκεί μια ίση και αντίθετη πίεση στη βραχόμαζα. Η πίεση αυτή προκαλεί εγκιβωτισμό της βραχόμαζας και συνεπώς αυξάνει την αντοχή της (λειτουργία σ_3). Στα επόμενα, υπολογίζεται η ισοδύναμη αύξηση της συνοχής (Δc) της βραχόμαζας που αντιστοιχεί στην παραπάνω πίεση σ_3 . Θεωρείται ότι η βραχόμαζα ακολουθεί το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb με παραμέτρους (c, φ).

(α) Αντοχή (σ_1) της βραχόμαζας με την παρουσία της πίεσης (σ_3):

$$\sigma_1 = \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad \text{όπου} \quad N_\varphi = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

(β) Αντοχή της βραχόμαζας χωρίς την παρουσία της πίεσης (σ_3) αλλά με αυξημένη συνοχή⁷:

$$\sigma_1 = 2(c + \Delta c)\sqrt{N_\varphi}$$

Εξίσωση των ανωτέρω αντοχών δίνει:

$$\Delta c = \frac{1}{2} \sigma_3 \sqrt{N_\varphi}$$

Σημειώνεται ότι η μέγιστη δυνατή τιμή της πίεσης (σ_3) είναι ίση με τη φέρουσα ικανότητα των μέτρων άμεσης υποστήριξης, δηλαδή:

⁵ μέσω των καμπύλων σύγκλισης-αποτόνωσης ή μέσω πεπερασμένων στοιχείων

⁶ αφού τα μέτρα άμεσης υποστήριξης έχουν ληφθεί υπόψη στην ενισχυμένη βραχόμαζα

⁷ θεωρείται ότι η γωνία τριβής παραμένει σταθερή

$$\sigma_3 = p_u = p_u^S + p_u^A + p_u^R$$

που υπολογίσθηκε στο προηγούμενο εδάφιο (μέθοδος Rabcewicz).

6.2.3.3 Ανάλυση της διάνοιξης της σήραγγας

Μετά τον υπολογισμό της αυξημένης αντοχής της βραχόμαζας, αναλύεται η διάνοιξη της σήραγγας στην ενισχυμένη βραχόμαζα (χωρίς πλέον την τοποθέτηση μέτρων άμεσης υποστήριξης αφού αυτά έχουν ληφθεί υπόψη στην αυξημένη αντοχή της βραχόμαζας). Ειδικότερα διανοίγεται (σε μια φάση) μια οπή με τις διαστάσεις της σήραγγας σε υλικό με τις ελαστικές σταθερές (E, ν) της βραχόμαζας⁸ και χαρακτηριστικά αστοχίας ($c+\Delta c, \varphi$), όπου (c, φ) είναι τα χαρακτηριστικά αστοχίας της βραχόμαζας και (Δc) η αύξηση της αντοχής λόγω της άμεσης υποστήριξης της σήραγγας. Η διαδικασία αυτή δεν εισάγει σημαντικό σφάλμα για τους εξής λόγους:

1. Είναι γεγονός ότι η αντοχή της βραχόμαζας είναι αυξημένη μόνον σε μια περιορισμένη ζώνη κοντά στο τοίχωμα της σήραγγας και όχι σε όλη την έκταση της βραχόμαζας. Όμως, συνήθως, η περιοχή της βραχόμαζας που αστοχεί περιορίζεται κοντά στο τοίχωμα της σήραγγας ενώ η υπόλοιπη βραχόμαζα παραμένει ελαστική. Κατά συνέπεια, η παραδοχή αυξημένης αντοχής και μακριά από το τοίχωμα της σήραγγας δεν προκαλεί σφάλμα αφού ούτως ή άλλως η περιοχή αυτή δεν αστοχεί.
2. Η εξ' αρχής θεώρηση αυξημένης αντοχής της βραχόμαζας δεν είναι απολύτως ορθή αφού η άμεση υποστήριξη τοποθετείται αφού ήδη έχουν συμβεί κάποιες παραμορφώσεις της βραχόμαζας (και πιθανώς έχουν αναπτυχθεί και κάποιες πλαστικές παραμορφώσεις). Όμως, συνήθως η έκταση της πλαστικοποίησης είναι περιορισμένη και συνεπώς μπορεί πρακτικώς να αμεληθεί. Σε περίπτωση που απαιτείται λεπτομερέστερη θεώρηση, μπορεί να γίνει διάνοιξη της οπής σε δυο φάσεις:
 - (α) Χαλάρωση κατά τον συντελεστή αποτόνωσης με χαρακτηριστικά βραχόμαζας (c, φ), δηλαδή χωρίς βελτίωση.
 - (β) Ολοκλήρωση της διάνοιξης (δηλαδή μηδενισμός της εσωτερικής πίεσης της οπής) με βελτιωμένα χαρακτηριστικά της βραχόμαζας ($c+\Delta c, \varphi$) λόγω της παρουσίας της άμεσης υποστήριξης.

Η ανάλυση της διάνοιξης της σήραγγας μπορεί να γίνει με δυο τρόπους:

1. Με πεπερασμένα στοιχεία. Η μέθοδος αυτή είναι ακριβέστερη και επιτρέπει τη θεώρηση ανισότροπης γεωστατικής τάσης ($\sigma_v \neq \sigma_h$).
2. Με τις καμπύλες σύγκλισης-αποτόνωσης. Η μέθοδος αυτή υποθέτει κυκλική σήραγγα και ισότροπες γεωστατικές τάσεις ($\sigma_v = \sigma_h = p_o$).

Από την ανάλυση προκύπτει η κατανομή των κύριων τάσεων $\sigma_1 = \sigma_\theta$ και $\sigma_3 = \sigma_r$ γύρω από τη σήραγγα και ειδικότερα στη ζώνη από $r = R$ έως $r = R + L$, όπου (R) είναι η ακτίνα της σήραγγας και (L) είναι το μήκος των αγκυρίων. Από τις κατανομές αυτές υπολογίζονται οι μέσες τάσεις ($\bar{\sigma}_1$ και $\bar{\sigma}_3$) κατά μήκος των αγκυρίων (δηλαδή στο μήκος L).

⁸ η παρουσία των αγκυρίων προκαλεί μια μικρή μείωση της παραμορφωσιμότητας η οποία συνήθως αμελείται

6.2.3.4 Έλεγχος επάρκειας της άμεσης υποστήριξης

Οι ως άνω μέσες τιμές των κύριων τάσεων ($\bar{\sigma}_1$ και $\bar{\sigma}_3$) χρησιμοποιούνται στον έλεγχο της επάρκειας της άμεσης υποστήριξης ως εξής:

1. Εκτίμηση του διαθέσιμου συντελεστή ασφαλείας (Σχήμα 3α).

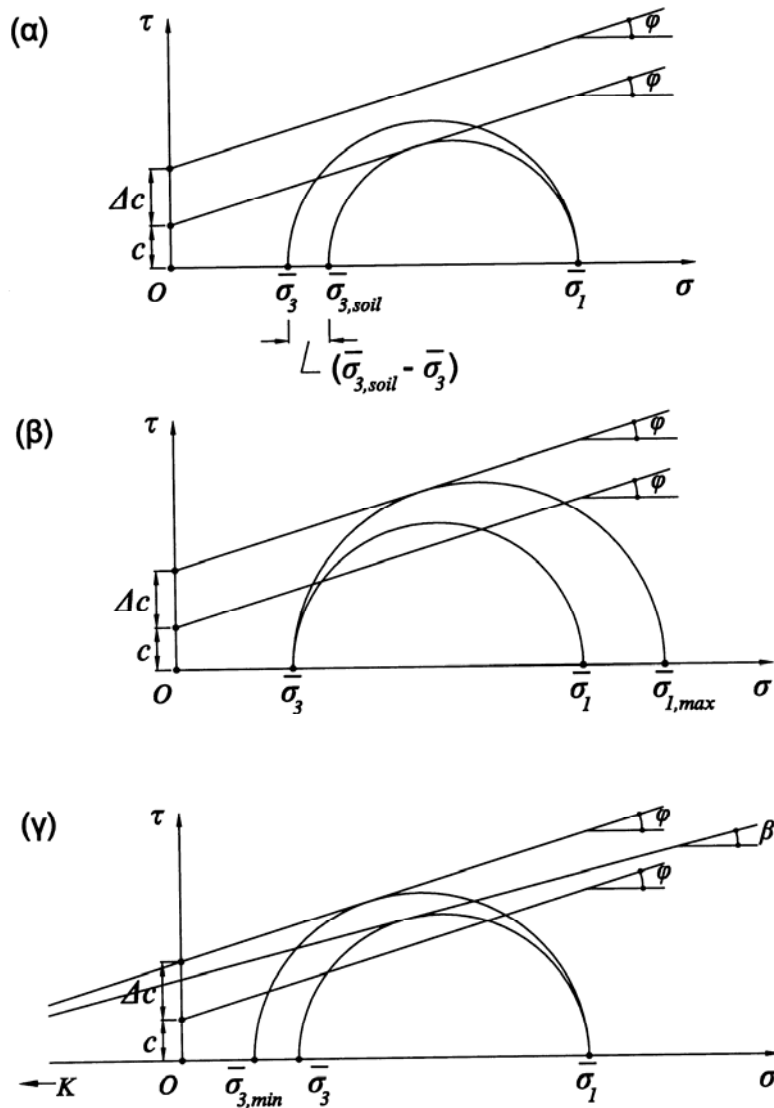
Οι τάσεις ($\bar{\sigma}_1$ και $\bar{\sigma}_3$) δεν προκαλούν την αστοχία της βελτιωμένης βραχόμαζας που διαθέτει αυξημένη συνοχή ($c+\Delta c$) όμως εν γένει θα προκαλούσαν την αστοχία της μη-βελτιωμένης βραχόμαζας με συνοχή (c). Ειδικότερα, θεωρώντας σταθερή την τάση ($\bar{\sigma}_1$), η τάση ($\bar{\sigma}_{3,soil}$) που θα προκαλούσε την αστοχία της μη-βελτιωμένης βραχόμαζας είναι:

$$\bar{\sigma}_{3,soil} = \frac{\bar{\sigma}_1 - 2c\sqrt{N_\phi}}{N_\phi} \geq \bar{\sigma}_3$$

Συνεπώς, η άμεση υποστήριξη αναλαμβάνει πίεση ($\bar{\sigma}_{3,soil} - \bar{\sigma}_3$), ενώ η φέρουσα ικανότητά της είναι (p_u). Άρα ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας της άμεσης υποστήριξης είναι:

$$FS_1 = \frac{p_u}{\bar{\sigma}_{3,soil} - \bar{\sigma}_3}$$

όπου: $p_u = p_u^S + p_u^A + p_u^R$ (βλέπε προηγούμενο εδάφιο).



Σχήμα 3: Έλεγχος επάρκειας της άμεσης υποστήριξης

2. Έλεγχος επάρκειας του μήκους των αγκυρίων (Σχήμα 3β).

Θεωρώντας σταθερή την ελάχιστη κύρια τάση ($\bar{\sigma}_3$), υπολογίζεται η μέγιστη κύρια τάση ($\bar{\sigma}_{1,max}$) που θα προκαλούσε αστοχία της βελτιωμένης βραχόμαζας:

$$\bar{\sigma}_{1,max} = \bar{\sigma}_3 N_\phi + 2(c + \Delta c)\sqrt{N_\phi} \geq \bar{\sigma}_1$$

Η τάση αυτή είναι η μέγιστη τιμή της περιφερειακής τάσης (σ_θ) που μπορεί να αναλάβει η βελτιωμένη βραχόμαζα. Το ελάχιστο μήκος αγκυρίων από το οποίο θα μπορούσε να αναληφθεί η τάση αυτή είναι (L_{min}):

$$\bar{\sigma}_{1,max} \cdot L_{min} = \bar{\sigma}_1 \cdot L = \text{μέση θλιπτική δύναμη στη ζώνη μήκους } (L)$$

Άρα:

$$L_{min} = \bar{\sigma}_1 \cdot L / \bar{\sigma}_{1,max}$$

οπότε ο διαθέσιμος συντελεστής ασφαλείας του μήκους των αγκυρίων είναι:

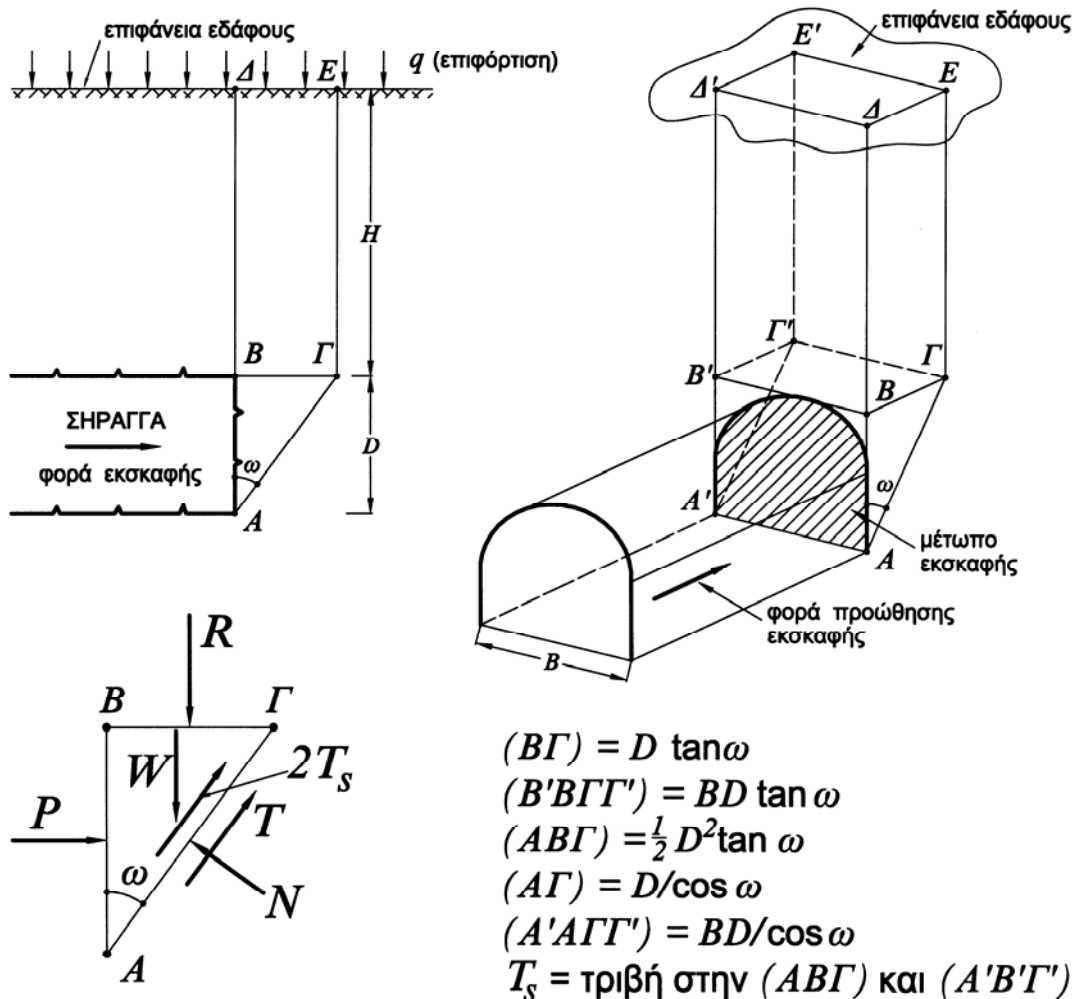
$$FS_2 = \frac{L}{L_{min}} = \frac{\bar{\sigma}_{1,max}}{\bar{\sigma}_1}$$

3. Έλεγχος επάρκειας έναντι γενικευμένης αστοχίας (Σχήμα 3γ).
 Θεωρώντας σταθερή τη μέγιστη κύρια τάση ($\bar{\sigma}_1$), υπολογίζεται η ελάχιστη κύρια τάση ($\bar{\sigma}_{3,\min}$) που θα προκαλούσε αστοχία της βελτιωμένης βραχώμαζας:

$$\bar{\sigma}_{3,\min} = \frac{\bar{\sigma}_1 - 2(c + \Delta c)\sqrt{N_\phi}}{N_\phi} < \bar{\sigma}_3$$

Από το σημείο τομής (Κ) της περιβάλλουσας αστοχίας της βελτιωμένης βραχώμαζας άγεται εφαπτομένη στο κύκλο ($\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_3$) που σχηματίζει γωνία (β) ως προς τον οριζόντιο άξονα. Δεδομένου ότι $\beta \leq \phi$, ο συντελεστής ασφάλειας της άμεσης υποστήριξης έναντι αστοχίας μπορεί να εκφρασθεί ως:

$$FS_3 = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} = \frac{2 \tan \phi \sqrt{\left(\bar{\sigma}_1 + \frac{c + \Delta c}{\tan \phi}\right) \left(\bar{\sigma}_3 + \frac{c + \Delta c}{\tan \phi}\right)}}{(\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)}$$



Σχήμα 4: Ανάλυση ευστάθειας του μετώπου σήραγγας

6.3 Έλεγχος ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής

6.3.1 Περιγραφή της μεθόδου ανάλυσης

Κατά τη διδιάστατη ανάλυση της διάνοιξης σήραγγων (στο επίπεδο της διατομής) εξετάζεται η ευστάθεια της οροφής αλλά δεν εξετάζεται η ευστάθεια του μετώπου, επειδή αφορά την τρίτη διάσταση, δηλαδή τη διεύθυνση του άξονα της σήραγγας. Στο εδάφιο αυτό παρουσιάζεται μια απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης της ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής μιας σήραγγας η οποία βασίζεται στη στερεοστατική ισορροπία ενός πρίσματος στο μέτωπο της σήραγγας (Σχήμα 4). Η μέθοδος προτάθηκε αρχικώς από τον Horn (1961) και στη συνέχεια χρησιμοποιήθηκε από τους Anagnostou and Kovari (1991-1996).

Στο Σχήμα 4 φαίνονται οι δυνάμεις που ασκούνται στο πρίσμα (ΑΒΓΑ'Β'Γ') και είναι:

1. Το βάρος του πρίσματος:

$$W = \gamma B (AB\Gamma) = \frac{1}{2} \gamma D^2 B \tan w$$

2. Η τυχόν ασκούμενη δύναμη (P) στο μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας. Κατά την εκσκαφή με τη μέθοδο NATM, η δύναμη αυτή είναι μηδέν. Κατά τη μηχανική εκσκαφή σήραγγων, η δύναμη αυτή ισούται με την ώθηση του μηχανήματος επί του μετώπου εκσκαφής.
3. Η κατακόρυφη δύναμη (R):

$$R = \sigma_v (B'B\Gamma\Gamma') = \sigma_v B D \tan w$$

όπου (σ_v) είναι η κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια (Β'ΒΓΓ'). Η πίεση αυτή υπολογίζεται από τη θεωρία σιλό κατά Terzaghi θεωρώντας ότι το πρίσμα (ΒΓΒ'Γ'ΔΕΔ'Ε') λειτουργεί ως σιλό. Ο υπολογισμός της (σ_v) περιγράφεται στην επόμενη παράγραφο.

4. Η δύναμη τριβής (T_s) που ασκείται στην παράπλευρη επιφάνεια (ΑΒΓ) του πρίσματος:

$$T_s = (AB\Gamma) \frac{\tau_f}{F} = \frac{1}{2} (D^2 \tan w) \frac{\tau_f}{F}$$

όπου (τ_f) είναι η οριακή διατμητική τάση στην επιφάνεια (ΑΒΓ):

$$\tau_f = c + k \sigma_{vo} \tan \varphi, \quad \sigma_{vo} = \gamma \left(H + \frac{1}{3} D \right)$$

σ_{vo} = η κατακόρυφη γεωστατική πίεση

k = ο συντελεστής οριζόντιας ώθησης ($k = 0.50-1.00$)

γ = ειδικό βάρος του εδάφους

(c, φ) = οι παράμετροι αντοχής του εδάφους

F = ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής

5. Η ορθή δύναμη (N) στη βάση του πρίσματος.

6. Η διατμητική δύναμη (T) στη βάση του πρίσματος που δίνεται από τη σχέση:

$$T = \frac{1}{F} [c (A'ΑΓΓ') + N \tan \varphi]$$

όπου ($A'ΑΓΓ'$) = $BD/\cos w$ και (F) είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής.

Οι δυνάμεις αυτές ισορροπούν και συνεπώς:

$$N = (R + W) \sin w + P \cos w$$

$$T + 2T_s = (R + W) \cos w - P \sin w$$

Οι ανωτέρω σχέσεις επιλύονται ως προς (F) και δίνουν:

$$F = \frac{N \tan \varphi + c (A' \text{ΑΓΓ}') + 2\tau_f (AB\Gamma)}{(R + W) \cos w - P \sin w}$$

όπου: $N = (R + W) \sin w + P \cos w$. Η τελευταία σχέση δίνει το συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής της σήραγγας συναρτήσει της γωνίας (w) του πρίσματος, η οποία όμως δεν έχει προσδιορισθεί. Η τιμή του (w) είναι εκείνη που δίνει τον ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας (F). Η ελάχιστη αυτή τιμή του (F) είναι ο πραγματικός συντελεστής ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου της εκσκαφής.

Σημειώνεται ότι στους ανωτέρω υπολογισμούς δεν έχει ληφθεί υπόψη η επιρροή τυχόν υδατικών πιέσεων πόρων και υδατικών δυνάμεων διηθήσεως προς το εσωτερικό της εκσκαφής. Οι παράγοντες αυτοί δρουν αποσταθεροποιητικά και μειώνουν το συντελεστή ασφαλείας έναντι αστοχίας του μετώπου εκσκαφής.

6.3.2 Εκτίμηση της κατακόρυφης πίεσης σ_v

Στο παρόν εδάφιο εκτιμάται η κατακόρυφη πίεση (σ_v) στην άνω επιφάνεια (ΒΓΓ'Β') του ωθούντος πρίσματος (βλέπε Σχήμα 4) με θεώρηση λειτουργίας τύπου σιλό στις παράπλευρες επιφάνειες του πρίσματος (ΒΓΓ'Β'ΔΕΕ'Δ'). Το πρίσμα αυτό έχει διαστάσεις κατόψεως (B) επί ($D \tan w$) και ύψος (H). Η ισορροπία μιας λωρίδας ύψους (dz) του πρίσματος αυτού δίνει: $dW = A d\sigma_v + \Pi \tau dz$, όπου:

$dW = \gamma BD \tan w \cdot dz$ είναι το βάρος της λωρίδας, $A = BD \tan w$ είναι το εμβαδόν της κατόψεως, $\Pi = 2(B + D \tan w)$ είναι η περίμετρος της λωρίδας και $\tau = c + K \sigma_v \tan \varphi$ είναι η διατμητική τάση στην παράπλευρη επιφάνεια της λωρίδας. Κατά Terzaghi, ο συντελεστής K μπορεί να θεωρηθεί περίπου ίσος με τη μονάδα.

Η τελευταία σχέση δίνει τη διαφορική εξίσωση:

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + \Lambda \sigma_v = M$$

όπου:

$$\Lambda = 2K \left(\frac{B + D \tan w}{BD \tan w} \right) \tan \varphi, \quad M = \gamma - 2c \left(\frac{B + D \tan w}{BD \tan w} \right)$$

Η εξίσωση αυτή επιλύεται με τη συνοριακή συνθήκη $\sigma_v(z=0) = q$ και δίνει:

$$\sigma_v = \left(q - \frac{M}{\Lambda} \right) e^{-\Lambda z} + \frac{M}{\Lambda}$$

Στη συνέχεια θεωρείται ότι η λειτουργία τύπου σιλό εκτείνεται έως ύψος $H_{max} = 2.5B$ πάνω από τη στέψη της σήραγγας, δηλαδή ότι η πίεση (σ_v) ισούται με τη γεωστατική σε αποστάσεις μεγαλύτερες του H_{max} από τη στέψη της σήραγγας. Με την ανωτέρω παραδοχή, η κατακόρυφη πίεση στην επιφάνεια ΒΓΓ'Β' του πρίσματος είναι:

(α) Για $H \leq 2.5B$

$$\sigma_v = \left(q - \frac{M}{\Lambda} \right) e^{-\Lambda H} + \frac{M}{\Lambda}$$

(β) Για $H > 2.5B = H_{max}$

$$\sigma_v = \left[q + \gamma (H - H_{max}) - \frac{M}{\Lambda} \right] e^{-\Lambda H_{max}} + \frac{M}{\Lambda}$$

όπου q = επιφόρτιση στην επιφάνεια του εδάφους

γ = ειδικό βάρος του εδάφους

6.4 Έλεγχος ευστάθειας των στομιών της σήραγγας

Η ευστάθεια των στομιών μιας σήραγγας αποτελεί ιδιαίτερη περίπτωση μελέτης για τους εξής λόγους:

1. Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας δεν είναι δυνατή η πλήρης ανάπτυξη φαινομένου θόλου λόγω του μικρού πάχους των υπερκειμένων γαιών αλλά και της γειννίασης με το πρανές προσβολής του μετώπου της σήραγγας.
2. Λόγω γειννίασης με την επιφάνεια του εδάφους η βραχόμαζα είναι συνήθως αποσαθρωμένη και εξαλλοιωμένη.
3. Λόγω της κλίσης του φυσικού ή τεχνητού πρανούς του εδάφους, οι αρχικές συνθήκες δεν είναι γεωστατικές, δηλαδή υπάρχουν σημαντικές αρχικές διατμητικές τάσεις.
4. Συχνά ο συντελεστής ασφαλείας έναντι διατμητικής αστοχίας του φυσικού πρανούς πριν από τη διάνοιξη της σήραγγας είναι ανεπαρκής (δηλαδή ελαφρά μεγαλύτερος της μονάδας). Κατά τη διάνοιξη της σήραγγας, ο συντελεστής ασφαλείας μειώνεται ακόμη περισσότερο λόγω της διατάραξης της βραχόμαζας και ενίοτε γίνεται μικρότερος της μονάδας με συνέπεια την αστοχία του στομίου της σήραγγας.

Για τους ανωτέρω λόγους κατά τη διαμόρφωση του στομίου της σήραγγας συνήθως εφαρμόζονται τα εξής:

1. Το πρανές γύρω από το μέτωπο προσβολής του στομίου σταθεροποιείται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκυρώσεις (συνήθως παθητικές) ικανού μήκους (6-8 μέτρα).
2. Η περιοχή της στέψης του μετώπου προσβολής ενισχύεται με δοκούς προπορείας (forepoling) για τη βελτίωση των συνθηκών ευστάθειας του μετώπου εκσκαφής.
3. Η άμεση υποστήριξη της σήραγγας περιλαμβάνει και χαλύβδινα πλαίσια για την ενίσχυση της ακαμψίας της. Τα χαλύβδινα πλαίσια συχνά επεκτείνονται σε κάποιο μήκος και εκτός του στομίου της σήραγγας (προπλαίσια) με σκοπό την ενίσχυση της ακαμψίας αλλά και την προστασία του στομίου από τοπικές καταπτώσεις βράχων.
4. Η άμεση υποστήριξη σχεδιάζεται ώστε να αναλάβει τα πλήρη γεωστατικά φορτία των υπερκειμένων γαιών χωρίς απομείωση των πιέσεων της βραχόμαζας λόγω φαινομένου θόλου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΥΠΟΧΩΡΗΣΕΙΣ ΤΗΣ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΤΟΥ ΕΔΑΦΟΥΣ ΛΟΓΩ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΚΣΚΑΦΩΝ

Η εκτίμηση του μεγέθους της υποχώρησης της επιφάνειας του εδάφους αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα προβλήματα της κατασκευής υπογείων έργων σε αστικές περιοχές λόγω των πιθανών βλαβών στις υπερκείμενες κατασκευές και στα δίκτυα κοινής ωφέλειας.

Οι υποχωρήσεις της επιφάνειας του εδάφους λόγω της κατασκευής υπογείων εκσκαφών εξαρτώνται από:

1. Το είδος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους
2. Το βάθος του υπογείου έργου από την επιφάνεια του εδάφους
3. Το μέγεθος της εκσκαφής
4. Τον τρόπο εκσκαφής, δηλαδή τον αριθμό και τις διαστάσεις των φάσεων εκσκαφής, τη χρήση TBM ή NATM κλπ.
5. Το είδος, την πυκνότητα και τον τρόπο εφαρμογής των μέτρων άμεσης υποστήριξης (π.χ. την απόσταση κατασκευής της άμεσης υποστήριξης από το μέτωπο εκσκαφής)
6. Τον τρόπο υποστήριξης του μετώπου εκσκαφής, π.χ. με δοκούς προπορείας (forepoling), με αγκύρια βράχου κατά τον άξονα της σήραγγας κλπ.
7. Τη λήψη άλλων μέτρων βελτίωσης του εδάφους, όπως την κατασκευή πιλοτικής σήραγγας, τσιμεντενέσεων κλπ.

Από τους ανωτέρω παράγοντες, οι πρώτοι τρεις μπορούν να αναλυθούν ποσοτικά μέσω εμπειρικών ή ημι-αναλυτικών σχέσεων. Οι υπόλοιποι τέσσερις παράγοντες εξαρτώνται από τη συγκεκριμένη περίπτωση κατασκευής και συνεπώς δεν μπορούν να εκτιμηθούν εκ των προτέρων. Πάντως, με τη λήψη κατάλληλων μέτρων βελτίωσης του εδάφους και την εφαρμογή κατάλληλων μεθόδων κατασκευής είναι δυνατόν οι υποχωρήσεις της επιφάνειας του εδάφους να περιορισθούν σημαντικά, ακόμη και σε πρακτικώς μηδενικές τιμές.

Στα επόμενα παρουσιάζονται ορισμένες εμπειρικές σχέσεις που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την εκτίμηση των υποχωρήσεων της επιφάνειας του εδάφους σε συνθήκες συνθήκες κατασκευής σηράγγων.

Η κατανομή της υποχώρησης (s) της επιφάνειας του εδάφους κατά τη διατομή της σήραγγας¹ μπορεί να περιγραφεί μέσω μιας καμπύλης τύπου Gauss (settlement trough), όπως φαίνεται στο Σχήμα 1:

$$s = s_{\max} \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (1)$$

όπου:

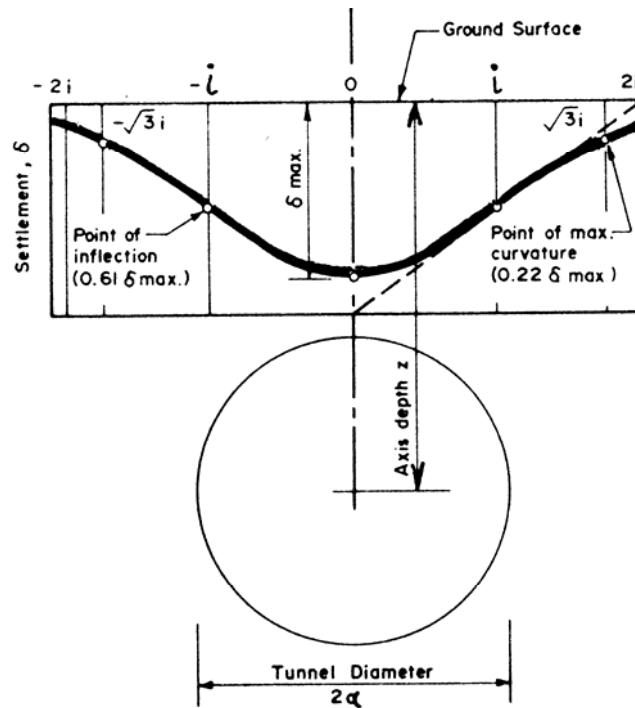
x = η οριζόντια απόσταση από τον άξονα της σήραγγας

s_{\max} = η μέγιστη υποχώρηση που συμβαίνει στον άξονα της σήραγγας ($x = 0$)

i = η οριζόντια απόσταση από τον άξονα της σήραγγας όπου η καμπύλη της

υποχώρησης παρουσιάζει τη μέγιστη κλίση $\left(\frac{d^2s}{dx^2} = 0\right)$.

¹ δηλαδή κάθετα στον άξονα της σήραγγας



Σχήμα 1: Καμπύλη υποχώρησης της επιφάνειας του εδάφους

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι η κλίση της καμπύλης υποχώρησης σε κάποια θέση (x) είναι:

$$\frac{ds}{dx} = \frac{x s}{i^2} \quad (2)$$

Η μέγιστη κλίση της καμπύλης συμβαίνει για $x = i$ και είναι:

$$\left(\frac{ds}{dx}\right)_{\max} = 0.61 \frac{s_{\max}}{i} \quad \text{για } x = i \quad (3)$$

Το ολικό εύρος της καμπύλης υποχώρησης είναι περίπου $6i$, αφού $s/s_{\max} = 0.01$ για $x = \pm 3i$.

Το εμβαδόν (δηλαδή ο όγκος ανά μονάδα μήκους της σήραγγας) της καμπύλης υποχώρησης είναι:

$$V_s = \int_{-\infty}^{+\infty} s dx = \sqrt{2\pi} i s_{\max} \quad (4)$$

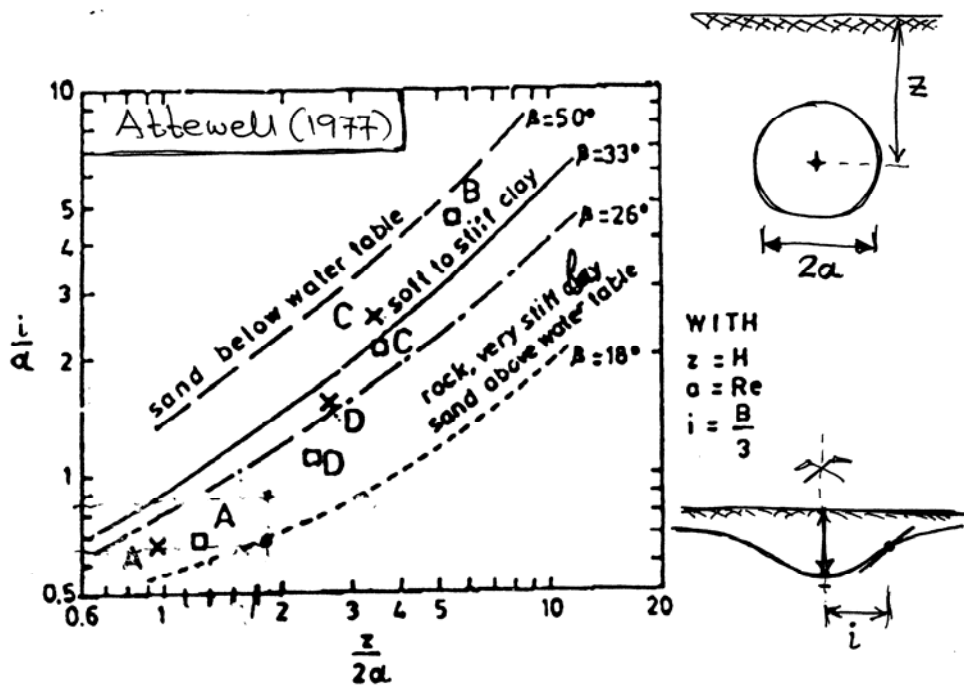
Τέλος, ορίζεται ο συντελεστής εδαφικής απώλειας (ground loss factor) ως ο λόγος του (V_s) προς το εμβαδόν της διατομής της σήραγγας (V_o). Για κυκλική σήραγγα ακτίνας (α) προκύπτει:

$$\left(\frac{V_s}{V_o}\right) = 0.80 \left(\frac{i}{\alpha}\right) \left(\frac{s_{\max}}{\alpha}\right) \quad (5)$$

Το εύρος της καμπύλης της υποχώρησης καθορίζεται από το μέγεθος (i) και εξαρτάται (εκτός από το είδος του εδάφους) από το βάθος (z) του άξονα της σήραγγας κάτω από την επιφάνεια του εδάφους. Από τις εργασίες των Peck et al (1969) και του Attewell (1977) μπορούν να διατυπωθούν οι εξής εμπειρικές σχέσεις για κυκλική σήραγγα ακτίνας (α) (βλέπε Σχήμα 2):

(α) Σε μαλακές έως σφιχτές αργίλους:

$$\left(\frac{i}{\alpha}\right) = \left(\frac{z}{2\alpha}\right)^{0.8} \quad (6a)$$



Σχήμα 2: Καμπύλες Attewell (1977)

(β) Σε σκληρές αργίλους, μαλακούς βράχους και μη-συνεκτικά εδάφη (άμμους) πάνω από τη στάθμη του υπόγειου ορίζοντα:

$$\left(\frac{i}{\alpha}\right) = 0.6 \left(\frac{z}{2a}\right)^{0.5} \quad (6\beta)$$

Ο συντελεστής εδαφικής απώλειας (V_s / V_o) εξαρτάται κυρίως από τον συντελεστή υπερφόρτισης (overload factor):

$$N_s = \frac{\sigma_v - p_\alpha}{(\sigma_c/2)} \quad (7)$$

όπου: σ_v = κατακόρυφη αρχική γεωστατική τάση στον άξονα της σήραγγας

p_α = η πίεση που ασκείται στο μέτωπο της εκσκαφής π.χ. στην περίπτωση εκσκαφής με TBM

σ_c = η αντοχή της βραχώμαζας/εδάφους σε μοναξονική θλίψη. Στην περίπτωση αστοχίας κατά Mohr-Coulomb:

$$\sigma_c = 2c \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (8)$$

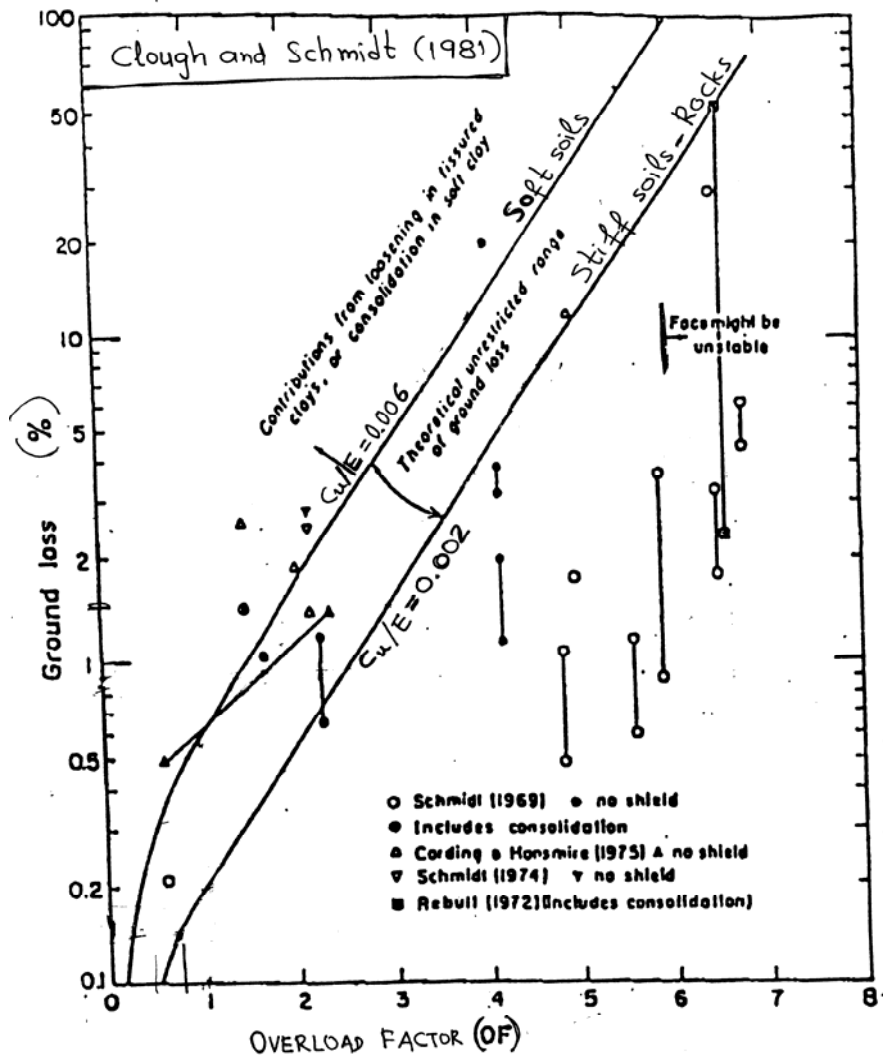
Από την εργασία των Clough and Schmidt (1981) μπορεί να διατυπωθούν οι εξής εμπειρικές σχέσεις για την εκτίμηση του συντελεστή εδαφικής απώλειας (βλέπε Σχήμα 3):

(α) Για προσεκτική κατασκευή του έργου:

$$\left(\frac{V_s}{V_o}\right) = 0.002 \exp(N_s - 1) \quad (9\alpha)$$

(β) Για συνήθη επιμέλεια κατασκευής του έργου:

$$\left(\frac{V_s}{V_o}\right) = 0.004 \exp(N_s - 1) \quad (9\beta)$$



Σχήμα 3: Εκτίμηση του συντελεστή εδαφικής απώλειας

Σημειώνεται ότι για τιμές του $N_s < 1$, η βραχώμαζα γύρω από τη σήραγγα παραμένει στην ελαστική περιοχή ενώ για τιμές του $N_s > 6$ συνήθως παρουσιάζονται προβλήματα λόγω αστάθειας (κατάρρευσης) του μετώπου εκσκαφής.

Παράδειγμα εφαρμογής:

Διάνοιξη σήραγγας ακτίνας $\alpha = 5\text{m}$, σε βάθος $z = 20\text{m}$, σε μαλακό βράχο με ειδικό βάρος $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, γωνία τριβής $\varphi = 30^\circ$ και συνοχή $c = 200 \text{ kPa}$.

Από τη σχέση (8): $\sigma_c = 693 \text{ kPa}$,

$\sigma_v = \gamma z = 24 \times 20 = 480 \text{ kPa}$

Από τη σχέση (7): $N_s = 1.39$

Από τη σχέση (9α): $V_s/V_o = 0.0029$

Από τη σχέση (6β): $i/\alpha = 0.8485$

Από τη σχέση (5): $s_{max}/\alpha = 0.0043$

δηλαδή $s_{max} = 2.14 \text{ cm}$ και $i = 4.24 \text{ m}$. Η μέγιστη κλίση της καμπύλης της υποχώρησης συμβαίνει σε απόσταση $i = 4.24 \text{ m}$ από τον άξονα και ισούται με $(ds/dx)_{max} = 0.0031 = 1/325$.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΗΣ ΤΕΛΙΚΗΣ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ ΣΗΡΑΓΓΩΝ

8.1 Γενικά

Η άμεση υποστήριξη της σήραγγας συνήθως ακολουθείται από την κατασκευή της τελικής επένδυσης η οποία αναλαμβάνει μέρος (ή το σύνολο) των φορτίων της περιβάλλουσας βραχώμαζας. Η τελική επένδυση συνήθως κατασκευάζεται μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης και άμεσης υποστήριξης του συνόλου του μήκους της σήραγγας αλλά οπωσδήποτε αφού η σήραγγα ισορροπήσει με την άμεση υποστήριξη, δηλαδή αφού πρακτικώς μηδενισθούν οι ρυθμοί εξέλιξης των μετακινήσεων, εντάσεων κλπ.

Η τελική επένδυση σηράγγων συνήθως σχεδιάζεται για να αναλάβει τα εξής φορτία:

1. Το φορτίο που αρχικώς αναλαμβάνεται από τα αγκύρια, στην περίπτωση προσωρινών αγκυρίων ή στην περίπτωση βραχόμαζας με έντονα ερπυστική συμπεριφορά.
2. Μέρος του φορτίου που αναλαμβάνεται από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα ώστε το απομένον φορτίο του εκτοξευόμενου σκυροδέματος να ικανοποιεί τις απαιτήσεις ασφαλείας μονίμου έργου (δεδομένου ότι κατά την άμεση υποστήριξη της σήραγγας το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να λειτουργεί με μειωμένο συντελεστή ασφαλείας προσωρινού έργου).
3. Τυχόν αυξημένα φορτία της βραχώμαζας λόγω ερπυσμού. Με την πάροδο του χρόνου, η βραχώμαζα που περιβάλλει ένα υπόγειο έργο υπόκειται σε ερπυστικές παραμορφώσεις με αποτέλεσμα την αύξηση των φορτίων στην τελική επένδυση.
4. Τυχόν υδατικές πιέσεις λόγω πλημμέλους αποστράγγισης ή απρόβλεπτης απόφραξης του συστήματος αποστράγγισης.
5. Τυχόν φορτία από μελλοντικές κατασκευές που φορτίζουν τη σήραγγα.
6. Τυχόν σεισμική επιφόρτιση της σήραγγας.

8.2 Μακροχρόνια συμπεριφορά της βραχώμαζας

Με την πάροδο του χρόνου, η βραχώμαζα που περιβάλλει ένα υπόγειο έργο υπόκειται σε ερπυστικές παραμορφώσεις με συνέπεια:

1. Την αύξηση των παραμορφώσεων της βραχώμαζας (π.χ. σύγκλιση του τοιχώματος της σήραγγας) εφόσον οι παραμορφώσεις δεν παρεμποδίζονται από έργα υποστήριξης.
2. Την αύξηση της φόρτισης των έργων υποστήριξης στις περιπτώσεις όπου οι παραμορφώσεις της βραχώμαζας παρεμποδίζονται (π.χ. στην περίπτωση σηράγγων μετά την κατασκευή της τελικής επένδυσης).

Ο βαθμός ερπυσμού της βραχώμαζας ποικίλει μεταξύ πρακτικώς μηδέν (για βραχώμαζες με μεγάλες τιμές του δείκτη RMR) και αρκετά υψηλών τιμών (για βραχώμαζες με πτωχά μηχανικά χαρακτηριστικά και εδαφικούς σχηματισμούς). Τυπικά, ο βαθμός ερπυσμού μπορεί να περιγραφεί μέσω του ερπυστικού συντελεστή (k) ο οποίος εκφράζει τον ρυθμό της ερπυστικής παραμόρφωσης της βραχώμαζας υπό μοναξονική θλίψη. Μια σχετικώς υψηλή τιμή του ερπυστικού συντελεστή (που

αφορά κυρίως στιφρές-σκληρές αργίλους) είναι $k = 0.10$, δηλαδή η αύξηση της παραμόρφωσης ανά λογαριθμικό κύκλο του χρόνου είναι ίση με το 10% της ελαστικής (αρχικής) παραμόρφωσης. Έτσι, για παράδειγμα, εάν η αρχική (ελαστική) παραμόρφωση είναι 2%, η παραμόρφωση θα γίνει 2.2% σε ένα έτος, 2.4% εντός δέκα ετών και 2.6% εντός εκατό ετών. Στην περίπτωση παρεμπόδισης ανάπτυξης της ανωτέρω παραμόρφωσης, είναι προφανές ότι θα αυξηθεί η φόρτιση στην επένδυση της σήραγγας.

Το παραπάνω μοντέλο ερπυσμού της βραχόμαζας μπορεί να περιγραφεί από τη σχέση:

$$\varepsilon^t = k\varepsilon^e \log(t/t_0) \Rightarrow \varepsilon \equiv \varepsilon^e + \varepsilon^t = \varepsilon^e [1 + k \log(t/t_0)]$$

όπου k είναι ο ερπυστικός συντελεστής, ε^t είναι η ερπυστική παραμόρφωση τη χρονική στιγμή (t), ε^e είναι η αρχική (ελαστική) παραμόρφωση, ε είναι η συνολική παραμόρφωση και (t_0) είναι ο χρόνος έναρξης των ερπυστικών παραμορφώσεων.

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι εάν ε_1 και ε_2 είναι οι παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στις χρονικές στιγμές t_1 και t_2 όπου $t_2 = 10xt_1$, τότε: $\varepsilon_2 - \varepsilon_1 = k\varepsilon^e$, δηλαδή η αύξηση της παραμόρφωσης ανά λογαριθμικό κύκλο χρόνου είναι ένα ποσοστό (k) της ελαστικής παραμόρφωσης.

Εναλλακτικά, η ανάπτυξη ερπυστικών παραμορφώσεων μπορεί να προσομοιωθεί μέσω απομείωσης του μέτρου ελαστικότητας της βραχόμαζας σε σχέση με τη βραχυχρόνια τιμή του (βλέπε σχέση 1). Στην περίπτωση αυτή, εάν $E_0 \equiv \sigma/\varepsilon^e$ είναι η βραχυχρόνια τιμή του μέτρου ελαστικότητας (τη χρονική στιγμή t_0) και $E \equiv \sigma/\varepsilon$ είναι η μειωμένη τιμή του μέτρου ελαστικότητας τη χρονική στιγμή (t), τότε:

$$E = E_0 \frac{1}{1 + k \log(t/t_0)}$$

Ειδικότερα, η τιμή του μέτρου ελαστικότητας μετά από n -χρονικούς κύκλους ($t = 10^n \cdot t_0$), θεωρώντας ότι $t_0 = 1.2$ μήνες ($n = 1$ για 1 έτος, $n = 2$ για 10 έτη και $n = 3$ για 100 έτη) θα είναι:

$$E = E_0 \frac{1}{1 + nk}$$

Τυπικές τιμές εφαρμογής της ανωτέρω σχέσης φαίνονται στο ακόλουθο πίνακα:

ΤΙΜΕΣ ΤΟΥ E/E_0

Ερπυστικός συντελεστής k	Χρονική περίοδος		
	1 έτος	10 έτη	100 έτη
0.02	0.980	0.961	0.943
0.05	0.952	0.909	0.870
0.10	0.909	0.833	0.769
0.15	0.870	0.769	0.690

Από τον ανωτέρω πίνακα φαίνεται ότι η απομείωση του ισοδύναμου μέτρου ελαστικότητας λόγω ερπυσμού μπορεί να φθάσει και το 30% στην περίπτωση εδαφών με έντονα ερπυστική συμπεριφορά.

8.3 Φορτία γαιών στην τελική επένδυση σηράγγων

8.3.1 Γενικά

Για την εκτίμηση των φορτίων που ασκούνται στην τελική επένδυση σηράγγων εφαρμόζονται οι εξής κατηγορίες μεθόδων:

1. Εμπειρικές μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές δίνουν το φορτίο (κατακόρυφο και οριζόντιο) που ασκείται στην επένδυση σηράγγων μέσω εμπειρικών τύπων που περιλαμβάνουν ως κύριες παραμέτρους την ποιότητα της βραχώμαζας και τις διαστάσεις της σήραγγας. Κάθε μία από τις εμπειρικές μεθόδους βασίζεται σε κάποιες παραδοχές, κυρίως σε σχέση με το βάθος της σήραγγας, την ενδοσιμότητα της επένδυσης και την ενεργοποίηση της περιβάλλουσας βραχώμαζας στην ανάληψη φορτίων. Κατά συνέπεια, τα φορτία που δίνουν οι μέθοδοι αυτές διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους.

2. Αναλυτικές μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται στην εκτίμηση των διαστάσεων μιας εδαφικής μάζας πάνω από τη στέψη της σήραγγας η οποία φορτίζει την επένδυση.

3. Αριθμητικές μέθοδοι

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

(α) Τις *απλοποιημένες*, στις οποίες η βραχώμαζα που περιβάλλει την επένδυση της σήραγγας λαμβάνεται υπόψη μέσω μονοδιάστατων ελατηρίων τύπου Winkler τα οποία συνδέονται με την επένδυση της σήραγγας και ενεργοποιούνται κατά την παραμόρφωση της επένδυσης.

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

Σημειώνεται ότι οι ανωτέρω μέθοδοι αφορούν την εκτίμηση των φορτίων που ασκούνται στην τελική επένδυση των σηράγγων. Τα φορτία που ασκούνται στην προσωρινή υποστήριξη εξαρτώνται κυρίως από τον τρόπο διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας και συνήθως εκτιμώνται με αριθμητικές μεθόδους (κυρίως με πεπερασμένα στοιχεία) οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση της βραχώμαζας με τα στοιχεία της προσωρινής υποστήριξης της σήραγγας.

8.3.2 Εμπειρικές μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές δίνουν το φορτίο (κατακόρυφο και οριζόντιο) που ασκείται στην επένδυση σηράγγων μέσω εμπειρικών τύπων που περιλαμβάνουν ως κύριες παραμέτρους την ποιότητα της βραχώμαζας και τις διαστάσεις της σήραγγας. Κάθε μία από τις εμπειρικές μεθόδους βασίζεται σε κάποιες παραδοχές, κυρίως σε σχέση με το βάθος της σήραγγας, την ενδοσιμότητα της επένδυσης και την ενεργοποίηση της περιβάλλουσας βραχώμαζας στην ανάληψη φορτίων. Κατά συνέπεια, τα φορτία που δίνουν οι μέθοδοι αυτές διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους.

8.3.2.1 Μέθοδος μέσω του δείκτη RMR

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

- Κατακόρυφη πίεση στη στέψη της σήραγγας:

$$p_v = \gamma H_t \quad \text{όπου} \quad H_t = \left(\frac{100 - RMR}{100} \right) B$$

και: B = εύρος της σήραγγας
 γ = ειδικό βάρος της βραχόμαζας
 RMR = δείκτης ποιότητας της βραχόμαζας (κατά Bieniawski)

- Οριζόντια πίεση στις παρειές της σήραγγας: $p_h = \lambda p_v$
 όπου ο συντελεστής λ μπορεί να εκτιμηθεί όπως στη μέθοδο NGI (βλέπε κατωτέρω).

Οι ανωτέρω σχέσεις υπολογισμού των πιέσεων στην επένδυση της σήραγγας βασίζονται σε παρατηρήσεις της συμπεριφοράς σηράγγων εύρους 5-10 μέτρων, που διανοίχθηκαν με τη μέθοδο NATM σε βραχόμαζες με τιμές του δείκτη RMR > 50 και βάθη έως 100 μέτρων από την επιφάνεια του εδάφους. Στις περιπτώσεις αυτές, τα φορτία επί της τελικής επένδυσης της σήραγγας είναι γενικώς μικρά επειδή κατά τη διάνοιξη της σήραγγας ενεργοποιείται η αντοχή της περιβάλλουσας βραχόμαζας και επιπλέον η αντοχή αυτή δεν μειώνεται σημαντικά με την πάροδο του χρόνου λόγω του μικρού βαθμού ερπυσμού της βραχόμαζας με RMR > 50.

8.3.2.2 Μέθοδος NGI (μέσω του δείκτη Q)

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

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

όπου: RQD = Rock Quality Designation (Δείκτης Ποιότητας Βραχόμαζας)

J_n = συντελεστής αριθμού ασυνεχειών

J_r = συντελεστής τραχύτητας ασυνεχειών

J_a = συντελεστής εξαλλοίωσης ασυνεχειών

J_w = συντελεστής παρουσίας νερού

SRF = συντελεστής τασικού πεδίου (Stress Relief Factor)

- Κατακόρυφη πίεση στην οροφή της σήραγγας (σε kg/cm²): $p_v = \left(\frac{2}{3J_r} \right) J_n^{1/2} Q^{-1/3}$
- Οριζόντια πίεση στις παρειές: $p_h = \lambda p_v$

όπου:

Q	λ
Q > 10	0.58
0.1 < Q < 10	0.74
Q < 10	1.0

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

$Q < 0.05$ προκύπτουν υπερβολικά μεγάλες τιμές της πίεσης στην επένδυση της σήραγγας.

8.3.2.3 Μέθοδος Terzaghi

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

$$p_v = \gamma H_p$$

όπου οι τιμές του φορτίζοντος ύψους γαιών (H_p) δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

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

b = εύρος της σήραγγας, h = ύψος της σήραγγας

Η μέθοδος αναπτύχθηκε για σήραγγες όπου μπορεί να αναπτυχθεί πλήρως το φαινόμενο θόλου πάνω από τη στέψη της σήραγγας, δηλαδή για σήραγγες με πάχη υπερκειμένων $D > 1.5 (b+h)$. Η μέθοδος Terzaghi προτάθηκε στη δεκαετία του 1940 για σήραγγες εύρους έως 5 μέτρων και προσωρινή υποστήριξη με ξυλοδοκούς ή χαλύβδινα πλαίσια, δηλαδή πριν από την εφαρμογή των σύγχρονων μεθόδων υποστήριξης σήραγγων με αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

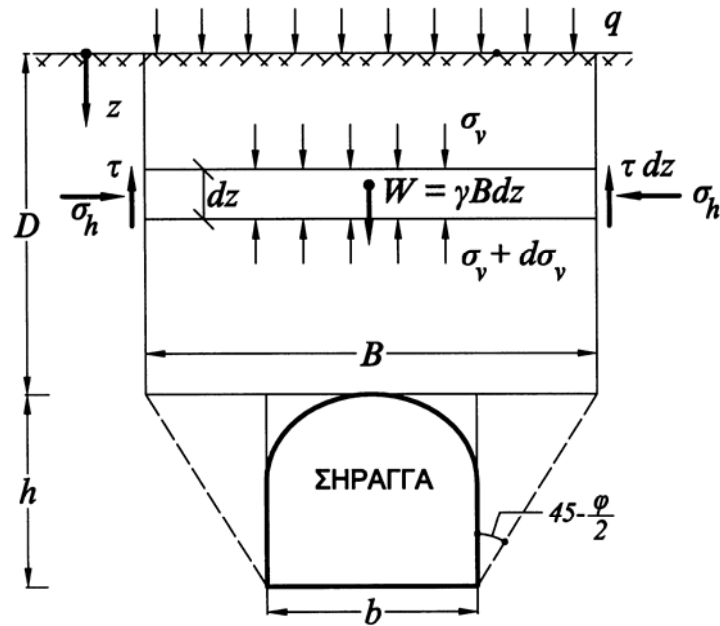
8.3.3 Αναλυτικές μέθοδοι

Οι μέθοδοι αυτές βασίζονται στην εκτίμηση των διαστάσεων μιας εδαφικής μάζας πάνω από τη στέψη της σήραγγας η οποία φορτίζει την επένδυση.

8.3.3.1 Μέθοδος Terzaghi

8.3.3.1.1 Σήραγγες σε μικρά βάθη ($D < 2.5 B$)

Στην περίπτωση αυτή, η επιρροή της χαλάρωσης των υπερκειμένων γαιών φθάνει έως την επιφάνεια του εδάφους και συνεπώς δεν αναπτύσσεται πλήρως εδαφικό τόξο πάνω από τη στέψη της σήραγγας.



Σχήμα 1: Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη μέθοδο Terzaghi.

Ισορροπία εδαφικού στοιχείου πάχους dz (Σχήμα 1): $\gamma B dz = B d\sigma_v + 2\tau dz$

όπου: $\tau = c + \sigma_h \tan \varphi$ $\sigma_h = K \sigma_v$ $B = b + 2h \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$

Από τις ανωτέρω σχέσεις προκύπτει: $\frac{d\sigma_v}{dz} + \left(\frac{2K}{B} \tan \varphi\right) \sigma_v = \left(\frac{\gamma B - 2c}{B}\right)$

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

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

όπου $\Lambda = \frac{2K}{B} \tan \varphi$. Για το συντελεστή (K) ο Terzaghi συνέστησε τιμές περίπου ίσες με τη μονάδα ($K=1$). Οι τιμές της τάσης (σ_v) που προκύπτουν από την εφαρμογή της ανωτέρω σχέσης είναι μικρότερες από τις κατακόρυφες γεωστατικές τάσεις ($\sigma_v = q + \gamma z$).

Από την ανωτέρω σχέση προκύπτει ότι η πίεση στην οροφή της σήραγγας είναι (για $z=D$):

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

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

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

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

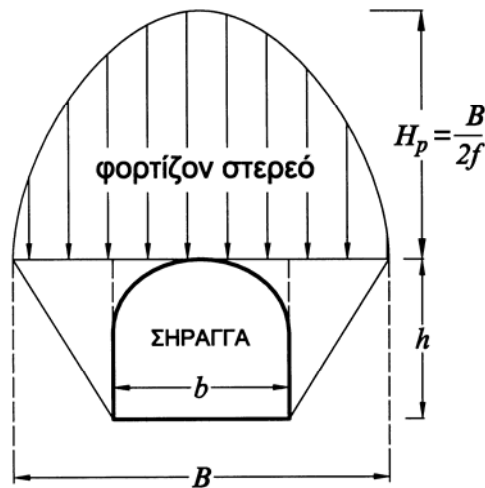
8.3.3.1.2 Σήραγγες σε μεγάλα βάθη ($D > 2.5 B$)

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

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

Η οριζόντια πίεση στην παρειά της σήραγγας μπορεί να εκτιμηθεί με τον ίδιο τρόπο όπως και για σήραγγες σε μικρά βάθη.

8.3.3.2 Μέθοδος Protodyakonov (Ρωσική μέθοδος)



Σχήμα 2: Εκτίμηση φορτίων στην επένδυση σήραγγας κατά τη μέθοδο Protodyakonov

Η μέθοδος αυτή θεωρεί ότι η εδαφική μάζα που φορτίζει τη στέψη της σήραγγας είναι παραβολική και έχει μέγιστο ύψος (πάνω από τη στέψη της σήραγγας) ίσο με:

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

όπου:

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

f = εμπειρικός συντελεστής που λαμβάνει τις εξής τιμές:

- Συνεκτικά εδαφικά υλικά: $f = \frac{c}{\sigma_c} + \tan \varphi$, όπου

σ_c = αντοχή του εδάφους σε ανεμπόδιστη θλίψη

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

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

- Τυπικές τιμές του συντελεστή (f) δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

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

* ο συντελεστής f υπολογίζεται από τη σχέση: $f = \tan\varphi + c/\sigma_c$

Λόγω της παραδοχής πλήρους ανάπτυξης φαινομένου θόλου, η μέθοδος Protodyakonov ισχύει για πάχος υπερκειμένων πάνω από τη στέψη της σήραγγας (D) της τάξεως του $H_p \div 2H_p$. Για μεγαλύτερα πάχη υπερκειμένων η μέθοδος πιθανώς δίνει τιμές μικρότερες από τις πραγματικές.

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

$$p_{v,\max} = \gamma H_p$$

και τιμές εκατέρωθεν του μέσου (σε απόσταση x) ίσες με:

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

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

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

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

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

Πίεση	Συντελεστής τροποποίησης
p_v	1.50
p_h	0.2 ÷ 1.2

Η μέθοδος Protodyakonov αναπτύχθηκε για σήραγγες σε μικρά σχετικώς βάθη (για τις σήραγγες του Μετρό της Μόσχας) και βραχώμαζες σχετικώς καλής ποιότητας ($RMR > 40$). Η εφαρμογή της μεθόδου σε άλλες περιπτώσεις (ιδιαιτέρως για σήραγγες σε μεγαλύτερα βάθη) δίνει υπερβολικά μικρές τιμές της πίεσης στην επένδυση της σήραγγας.

8.3.4 Αριθμητικές μέθοδοι

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

- (α) Τις *απλοποιημένες*, στις οποίες η βραχώμαζα που περιβάλλει την επένδυση της σήραγγας λαμβάνεται υπόψη μέσω μονοδιάστατων ελατηρίων τύπου Winkler τα οποία συνδέονται με την επένδυση της σήραγγας και ενεργοποιούνται κατά την παραμόρφωση της επένδυσης.
- (β) Τις *σύνθετες*, στις οποίες η βραχώμαζα που περιβάλλει την επένδυση της σήραγγας λαμβάνεται υπόψη μέσω διδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων με ελαστοπλαστική συμπεριφορά.

8.3.4.1 Μέθοδος ελατηρίων Winkler

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

$$k_r = \frac{E}{(1+\nu)R} \quad , \quad k_\theta = (0.3-0.5)k_r$$

όπου: E = μέτρο ελαστικότητας της βραχώμαζας για μακροχρόνια φόρτιση

ν = λόγος Poisson της βραχώμαζας

R = ακτίνα καμπυλότητας της επένδυσης

Σημειώνεται ότι η ύπαρξη του εφαπτομενικού ελατηρίου προϋποθέτει καλή συνάφεια μεταξύ της προσωρινής και της τελικής επένδυσης της σήραγγας. Στην περίπτωση που μεταξύ των δύο επενδύσεων παρεμβάλλεται στεγανωτική μεμβράνη, δεν εξασφαλίζεται καλή συνάφεια και προτείνεται να αγνοηθεί το εφαπτομενικό ελατήριο.

Η επένδυση της σήραγγας φορτίζεται με κάποια από τις εμπειρικές φορτίσεις (τυπικά με τα φορτία της εμπειρικής μεθόδου Terzaghi ή RMR), οπότε με την παραμόρφωση της επένδυσης ενεργοποιούνται τα ελατήρια Winkler στις παρειές της σήραγγας και (συνήθως) προσασυζάνουν τις οριζόντιες πιέσεις μειώνοντας με τον τρόπο αυτό την καμπτική επιπόνηση της επένδυσης.

8.3.4.2 Μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων

Κατά τη μέθοδο αυτή, προσομοιώνεται η πλήρης αλληλουχία των φάσεων διάνοιξης και υποστήριξης της σήραγγας οπότε λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση μεταξύ της βραχώμαζας και της επένδυσης και προκύπτουν τα "πραγματικά" φορτία που η βραχώμαζα ασκεί στην επένδυση της σήραγγας. Ειδικότερα, το έδαφος που περιβάλλει τη σήραγγα προσομοιάζεται με διδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία και η επένδυση της σήραγγας προσομοιάζεται με στοιχεία δοκού. Στη συνέχεια η ανάλυση γίνεται με την παρακολούθηση των διαδοχικών σταδίων εκσκαφής και υποστήριξης της σήραγγας τα οποία είναι:

1. Αρχική κατάσταση του εδάφους (δηλαδή πριν τη διάνοιξη της σήραγγας). Υπολογίζονται οι τάσεις λόγω βαρύτητας (γεωστατικές τάσεις).

2. Εκσκαφή και προσωρινή υποστήριξη της σήραγγας. Το στάδιο αυτό περιλαμβάνει τα εξής βήματα για κάθε μια από τις τμηματικές εκσκαφές-υποστηρίξεις της διατομής της σήραγγας.
- (α) Χαλάρωση του εδάφους στην περιοχή που πρόκειται να γίνει η εκσκαφή. Η χαλάρωση αυτή προσομοιάζει τις παραμορφώσεις του εδάφους εμπρός από το μέτωπο της σήραγγας, δηλαδή την σύγκλιση του εδάφους στην περιοχή της διατομής που δεν έχει εκσκαφεί ακόμη (λόγω μερικής αποτόνωσης των γεωστατικών τάσεων) και μέχρι την κατασκευή της προσωρινής υποστήριξης της διατομής (αγκύρια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα). Η προσομοίωση της χαλάρωσης γίνεται με κατάλληλη μείωση των εσωτερικών τάσεων στην περιοχή που πρόκειται να εκσκαφεί. Λόγω της μερικής απομείωσης των τάσεων (deconfinement) προκαλείται σύγκλιση του τοιχώματος της διατομής της σήραγγας (βύθιση της στέψης και ανύψωση του δαπέδου).
 - (β) Τοποθέτηση των μέτρων προσωρινής υποστήριξης της διατομής (αγκυρίων, εκτοξευόμενου σκυροδέματος, χαλύβδινων πλαισίων κλπ). Τα στοιχεία αυτά αρχικώς είναι αφόρτιστα και θα αναλάβουν φορτία στο επόμενο βήμα (βλέπε παρακάτω).
 - (γ) Ολοκλήρωση της εκσκαφής της συγκεκριμένης περιοχής της διατομής της σήραγγας. Το βήμα αυτό προσομοιώνεται με πλήρη αφαίρεση του εδαφικού υλικού στη συγκεκριμένη περιοχή της σήραγγας. Με τον τρόπο αυτό προκαλούνται περαιτέρω συγκλίσεις του τοιχώματος της σήραγγας και ανάληψη φορτίων από την προσωρινή υποστήριξη της διατομής.

Τα ανωτέρω βήματα επαναλαμβάνονται για κάθε φάση εκσκαφής τμήματος της διατομής της σήραγγας. Η τελική κατάσταση αντιστοιχεί στο τέλος της εκσκαφής της σήραγγας, οπότε τα φορτία λόγω της εκσκαφής αναλαμβάνονται από:

- (α) Το έδαφος γύρω από τη σήραγγα μέσω του λεγομένου “φαινομένου θόλου”, δηλαδή τη δημιουργία ενός εδαφικού τόξου στο άνω μέρος της διατομής της σήραγγας το οποίο μεταφέρει μέρος των φορτίων του υπερκείμενου εδάφους στους εκατέρωθεν της σήραγγας πόδες του τόξου.
 - (β) Τα αγκύρια της προσωρινής επένδυσης.
 - (γ) Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και τον τυχόν οπλισμό της προσωρινής υποστήριξης.
3. Κατασκευή της τελικής επένδυσης της σήραγγας. Η τελική επένδυση της σήραγγας συνήθως κατασκευάζεται μετά την αποκατάσταση της ισορροπίας της διατομής και την ολοκλήρωση πρακτικώς των συγκλίσεων του τοιχώματος, δηλαδή όταν τα φορτία των υπερκειμένων γαιών αναλαμβάνονται πλήρως από την προσωρινή υποστήριξη. Κατά συνέπεια, η τελική επένδυση είναι αρχικώς αφόρτιστη. Με την πάροδο του χρόνου, η τελική επένδυση θα αρχίσει βαθμιαία να αναλαμβάνει φορτία ως εξής:
- (α) Λόγω μείωσης των φορτίων που αρχικώς αναλαμβάνονται από τα αγκύρια. Το φορτίο των αγκυρίων μειώνεται και τελικώς μηδενίζεται λόγω της χαλάρωσης του εδάφους γύρω από τα αγκύρια. Ο ρυθμός της χαλάρωσης εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά ερπυσμού της βραχώμαζας.
 - (β) Λόγω μερικής απομείωσης της ακαμψίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος της προσωρινής υποστήριξης κυρίως μέσω ερπυσμού. Ο βαθμός απομείωσης της ακαμψίας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος εξαρτάται από τα μηχανικά του χαρακτηριστικά και την εντατική κατάσταση στην οποία αρχικώς βρίσκεται (όσον υψηλότερες είναι οι αρχικές τάσεις του εκτοξευόμενου σκυροδέματος τόσο μεγαλύτερη είναι η μείωση της ακαμψίας του με την πάροδο του χρόνου

και τόσο μεγαλύτερη η μεταφορά φορτίων στην τελική επένδυση). Εκτός τούτου, η ένταση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος της προσωρινής υποστήριξης θα πρέπει να απομειωθεί και υπολογιστικά, δεδομένου ότι στην τελική επένδυση το περιθώριο ασφάλειας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο απ' ό,τι στην προσωρινή υποστήριξη (λόγω διαφοράς του επιθυμητού βαθμού ασφαλείας μεταξύ προσωρινών και μόνιμων στοιχείων υποστήριξης). Κατά συνέπεια, θα πρέπει μέρος των φορτίων της προσωρινής υποστήριξης που αναλαμβάνονται από το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα να μεταφερθούν στην τελική επένδυση.

- (γ) Λόγω χαλάρωσης/ερπυσμού του εδάφους που περιβάλλει τη σήραγγα. Συγκεκριμένα, με την πάροδο του χρόνου, το έδαφος που περιβάλλει τη σήραγγα υφίσταται ερπυστικές παραμορφώσεις με συνέπεια τη βαθμιαία απομείωση του "φαινομένου θόλου", δηλαδή τη μεταφορά μέρους των φορτίων τα οποία αρχικώς αναλαμβάνοντο από τον εδαφικό θόλο (γύρω από τη σήραγγα) στην τελική επένδυση. Το μέγεθος των ερπυστικών παραμορφώσεων εξαρτάται από το είδος του εδάφους που περιβάλλει τη σήραγγα. Σε βραχώμαζες καλής ποιότητας, ο ερπυσμός μπορεί να είναι αμελητέος, ενώ σε βραχώμαζες με πτωχά χαρακτηριστικά, η συνεισφορά του ερπυσμού στην φόρτιση της τελικής επένδυσης της σήραγγας μπορεί να είναι σημαντική.
- (δ) Λόγω υδατικών πιέσεων που πιθανόν να ασκηθούν στην τελική επένδυση της σήραγγας.

8.4 Συμπεριφορά της τελικής επένδυσης υπό σεισμικές δράσεις

8.4.1 Γενικά

Τα υπόγεια έργα γενικώς θεωρούνται ασφαλέστερα απ' ό,τι οι επιφανειακές κατασκευές έναντι σεισμικών δράσεων με εξαίρεση σήραγγες που διασχίζουν ενεργά ρήγματα και τις περιπτώσεις όπου το περιβάλλον έδαφος χάνει σημαντικό μέρος της αντοχής του κατά τη σεισμική διέγερση (π.χ. λόγω ρευστοποίησης).

Γενικώς, οι σεισμικές δράσεις στα υπόγεια έργα εκδηλώνονται ως εξής:

1. Δράσεις σε θέσεις ενεργών τεκτονικών ρηγμάτων. Η σεισμική κίνηση εντοπίζεται ως διατμητική παραμόρφωση σε μία μικρού εύρους εδαφική ζώνη (πάχους από μερικά εκατοστά έως μερικά μέτρα). Γενικώς, τα υπόγεια έργα δεν είναι δυνατόν να περιορίσουν την ανάπτυξη των ανωτέρω διατμητικών παραμορφώσεων. Ετσι, ο συνήθης τρόπος αντιμετώπισής τους είναι είτε με παράκαμψη των ενεργών ρηγμάτων μέσω αλλαγής της χάραξης (πράγμα που δεν είναι πάντοτε εύκολο σε σήραγγες μεγάλου μήκους) είτε με κατασκευή κατάλληλων αρμών που να επιτρέπουν τις αναμενόμενες σεισμικές μετακινήσεις χωρίς σημαντικές βλάβες στην επένδυση της σήραγγας.
2. Επιβαλλόμενες παραμορφώσεις στην επένδυση λόγω της διάδοσης σεισμικών κυμάτων στο περιβάλλον έδαφος. Διατμητικά σεισμικά κύματα με δόνηση εκτός του επιπέδου της διατομής της σήραγγας δημιουργούν αξονική και καμπτική ένταση στην επένδυση της σήραγγας θεωρούμενης ως δοκού κατά τον διαμήκη άξονά της. Αντίθετα, διατμητικά κύματα με δόνηση στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας προκαλούν παραμόρφωση της διατομής και καμπτική επιπόνηση της επένδυσης στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας.

Το μέγεθος της επιπόνησης της επένδυσης σηράγγων λόγω της διάδοσης σεισμικών κυμάτων εξαρτάται από τη σχέση της διαμέτρου της σήραγγας προς το μήκος του σεισμικού κύματος. Στις συνήθεις περιπτώσεις, το τυπικό άνοιγμα της σήραγγας (10-15 μέτρα) είναι πολύ μικρότερο από τα χαρακτηριστικά μήκη κύματος των σεισμικών κινήσεων (100-500 μέτρα) και συνεπώς οι διαφορικές μετακινήσεις των εκατέρωθεν παρειών της σήραγγας είναι μικρές οπότε και η αναπτυσσόμενη πρόσθετη ένταση της επένδυσης είναι επίσης μικρή. Εξαιρέση στον ανωτέρω κανόνα αποτελούν:

1. Σήραγγες σε πολύ μαλακά εδάφη όπου τα χαρακτηριστικά μήκη των σεισμικών κυμάτων είναι αρκετά μικρότερα (30-100 μέτρα) και συνεπώς συγκρίσιμα με το άνοιγμα της σήραγγας.
2. Σήραγγες που διασχίζουν διεπιφάνειες μεταξύ εδαφικών σχηματισμών με σημαντική διαφορά μέτρων ελαστικότητας. Στις περιοχές αυτές παρατηρείται μεγέθυνση και εντοπισμός των σεισμικών παραμορφώσεων (μέσω ανακλάσεων των σεισμικών κυμάτων) με αποτέλεσμα την αυξημένη επιπόνηση της επένδυσης της σήραγγας.
3. Σήραγγες που διασχίζουν σεισμικώς ενεργά¹ ρήγματα υπό αρκετά οξεία γωνία, οπότε το μήκος της σήραγγας στο οποίο υφίσταται αλληλεπίδραση με το ρήγμα είναι μεγάλο και επιπλέον δεν είναι πολύ αποδοτική η κατασκευή εγκάρσιων αρμών στην επένδυση της σήραγγας. Στις περιπτώσεις αυτές, εάν δεν είναι δυνατόν να αποφευχθεί η διασταύρωση της σήραγγας με το ρήγμα (μέσω αλλαγής της χάραξης) μπορεί να προβλεφθεί κάποια διεύρυνση της διατομής της σήραγγας ώστε εάν συμβούν μόνιμες παραμορφώσεις λόγω ενεργοποίησης του ρήγματος και βλάβη της επένδυσης, η λειτουργία της σήραγγας να μπορεί να αποκατασταθεί μετά την επισκευή της επένδυσης.

8.4.2 Αρχές σχεδιασμού έναντι σεισμικών δράσεων

Κατά το σχεδιασμό υπογείων έργων έναντι σεισμικών δράσεων, συνήθως θεωρείται ότι το έδαφος που περιβάλλει το έργο είναι πολύ "άκαμπτο" σε σχέση με την επένδυση της σήραγγας και συνεπώς οι παραμορφώσεις του λόγω της διέλευσης σεισμικών κυμάτων επιβάλλονται αυτούσιες στο έργο χωρίς αξιόλογη τροποποίηση μέσω αλληλεπίδρασης με το περιβάλλον έδαφος. Εξαιρέση στον κανόνα αυτόν αποτελούν σήραγγες σε πολύ μαλακούς σχηματισμούς καθώς και περιπτώσεις όπου το έδαφος χάνει σημαντικό ποσοστό της αντοχής του (π.χ. λόγω ρευστοποίησης). Με εξαίρεση τις ανωτέρω περιπτώσεις οι οποίες είναι αρκετά ασυνήθεις, κατά το σεισμικό σχεδιασμό των υπογείων έργων η αλληλεπίδραση μεταξύ σήραγγας και περιβάλλοντος εδάφους μπορεί να αμεληθεί και το έργο να σχεδιασθεί ώστε να δύναται να αναλάβει το σύνολο της σεισμικής παραμόρφωσης του περιβάλλοντος εδάφους. Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, η παραμόρφωση της επένδυσης της σήραγγας κατά τη διέλευση σεισμικών κυμάτων είναι δυο τύπων:

1. Αξονική και καμπτική παραμόρφωση κατά τον διαμήκη άξονα της σήραγγας (δηλαδή κάμψη με διάνυσμα της καμπτικής ροπής κάθετο ως προς τον άξονα της σήραγγας) λόγω της διάδοσης κυρίως διατμητικών (S) κυμάτων με δόνηση εκτός του επιπέδου της διατομής της σήραγγας.
2. Καμπτική παραμόρφωση εντός της διατομής της σήραγγας (δηλαδή κάμψη με διάνυσμα της καμπτικής ροπής παράλληλο προς τον άξονα της σήραγγας) λόγω της διάδοσης κυρίως διατμητικών (S) κυμάτων με δόνηση εντός του επιπέδου της διατομής της σήραγγας.

¹ ή συμπαθητικώς ενεργοποίησιμα

Ανεξαρτήτως του τύπου της επιβαλλόμενης παραμόρφωσης, ο σχεδιασμός της επένδυσης της σήραγγας θα πρέπει να γίνει μέσω της πρόβλεψης επαρκούς πλαστιμότητας ώστε να απορροφηθούν οι επιβαλλόμενες σεισμικές παραμορφώσεις (κινηματική φόρτιση) χωρίς απώλεια της ικανότητας της επένδυσης να φέρει τα στατικά επιβαλλόμενα φορτία εκ του περιβάλλοντος εδάφους, δεδομένου ότι είναι πρακτικώς αδύνατος ο σχεδιασμός της επένδυσης ώστε να φέρει τα αδρανειακά σεισμικά φορτία του περιβάλλοντος εδάφους (αδρανειακή φόρτιση).

Η εμπειρία έχει δείξει ότι, στις περισσότερες περιπτώσεις, η διαστασιολόγηση των υπογείων έργων με βάση τις στατικές φορτίσεις και τις κατασκευαστικές απαιτήσεις (π.χ. διαμόρφωση εγκαρσίων αρμών ανά 10-15 μέτρα μήκους) είναι επαρκής για την ανάληψη των σεισμικών δράσεων. Κατά συνέπεια, ο σχεδιασμός των υπογείων έργων συνήθως γίνεται έναντι των στατικών δράσεων και στη συνέχεια ελέγχεται έναντι των σεισμικών δράσεων.

8.4.3 Σχεδιασμός έναντι σεισμικών δράσεων

Στο εδάφιο αυτό περιγράφεται μια μέθοδος σχεδιασμού υπογείων έργων έναντι σεισμικών δράσεων που αναπτύχθηκε για το Μετρό του Σαν Φραντσίσκο (Καλιφόρνια) και περιγράφεται από τον T.R. Kuesel: *"Earthquake Design Criteria for Subways"*, *Journal of the Structural Division, ASCE, Vol 95, No ST6, June 1969, pages 1213-1231.*

Ο σχεδιασμός γίνεται σε δυο στάδια:

1. Σχεδιασμός έναντι παραμορφώσεων κατά τον άξονα της σήραγγας.
2. Σχεδιασμός έναντι παραμορφώσεων στο επίπεδο της διατομής της σήραγγας.

Στα επόμενα συνοψίζονται τα παραπάνω δυο στάδια του σχεδιασμού έναντι σεισμικών δράσεων.

8.4.3.1 Καταπόνηση κατά τον άξονα της σήραγγας

Η καταπόνηση αυτή οφείλεται σε παραμόρφωση του άξονα της σήραγγας (και συνεπώς ανάπτυξη καμπτικής επιπόνησης στην επένδυση θεωρούμενης ως δοκού με άξονα που ταυτίζεται με τον άξονα της σήραγγας) κυρίως λόγω της διάδοσης διατμητικών (S) κυμάτων με δόνηση εκτός του επιπέδου της διατομής της σήραγγας.

Εάν η διεύθυνση διάδοσης του διατμητικού σεισμικού κύματος σχηματίζει γωνία (ψ) ως προς τον άξονα της σήραγγας τότε οι μετακινήσεις του εδάφους είναι (βλέπε Σχήμα 3):

(α) Μετακίνηση κατά τον άξονα της σήραγγας:

$$u_x = A \sin \psi \sin \left(2\pi \frac{x}{\lambda} \cos \psi - \omega t \right)$$

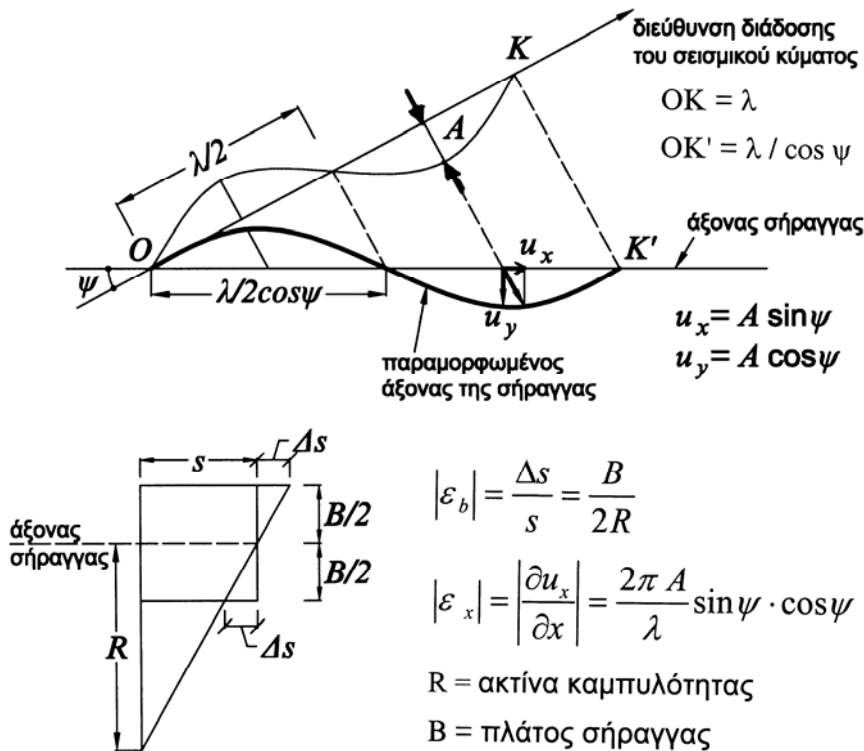
(β) Μετακίνηση καθέτως προς τον άξονα της σήραγγας:

$$u_y = A \cos \psi \sin \left(2\pi \frac{x}{\lambda} \cos \psi - \omega t \right)$$

όπου:

A = πλάτος της σεισμικής κίνησης κάθετα προς τον άξονα διάδοσης του διατμητικού κύματος

λ = μήκος του διατμητικού κύματος κατά τη διεύθυνση της διάδοσης



Σχήμα 3: Σεισμική καταπόνηση της επένδυσης κατά τον άξονα της σήραγγας

$A \sin \psi$ = πλάτος της σεισμικής κίνησης κατά τη διεύθυνση του άξονα της σήραγγας

$A \cos \psi$ = πλάτος της σεισμικής κίνησης καθέτως προς τον άξονα της σήραγγας

$\lambda / \cos \psi$ = μήκος του διαμηθικού κύματος κατά τον άξονα της σήραγγας

$\omega = 2\pi f$ = η κυκλική συχνότητα του κύματος (f = συχνότητα)

x = η διεύθυνση του άξονα της σήραγγας

y = η διεύθυνση καθέτως προς τον άξονα της σήραγγας

Η αξονική παραμόρφωση του εδάφους (και συνεπώς της επένδυσης) λόγω της σεισμικής μετακίνησης κατά τη διεύθυνση του άξονα της σήραγγας είναι:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{2\pi A}{\lambda} \sin \psi \cos \psi \cos \left(2\pi \frac{x}{\lambda} \cos \psi - \omega t \right)$$

με πλάτος:

$$|\varepsilon_x| = \frac{2\pi A}{\lambda} \sin \psi \cos \psi$$

Λόγω της σεισμικής μετακίνησης καθέτως προς τον άξονα της σήραγγας, ο άξονας της σήραγγας παραμορφώνεται (ημιτονοειδώς) με καμπυλότητα:

$$\frac{1}{R} = \frac{\partial^2 u_y}{\partial x^2} = -\frac{4\pi^2 \cos^2 \psi}{\lambda^2} u_y$$

Λόγω της καμπύλωσης του άξονα, η επένδυση της σήραγγας κάμπτεται (ως επιμήκης δοκός με άξονα που ταυτίζεται με τον άξονα της σήραγγας) και συνεπώς στις εκατέρωθεν παρειές της σήραγγας πλάτους (B) αναπτύσσονται οι εξής θλιπτικές και εφελκυστικές παραμορφώσεις:

$$\varepsilon_b = \pm \frac{B}{2} \left(\frac{1}{R} \right)$$

με πλάτος:

$$|\varepsilon_b| = \frac{B}{2} \left| \frac{1}{R} \right| = \frac{B}{2} \left(\frac{4\pi^2 \cos^2 \psi}{\lambda^2} \right) (A \cos \psi) = \frac{2\pi^2 AB \cos^3 \psi}{\lambda^2}$$

Συνεπώς, η μέγιστη αξονική παραμόρφωση της επένδυσης της σήραγγας είναι:

$$\varepsilon = |\varepsilon_x| + |\varepsilon_b| = \left(\frac{2\pi A}{\lambda} \right) \left(\sin \psi + \frac{\pi B}{\lambda} \cos^2 \psi \right) \cos \psi$$

Στην τελευταία σχέση φαίνεται ότι μέγιστες παραμορφώσεις προκαλούνται από μικρά μήκη κύματος. Θεωρώντας ότι το ελάχιστο μήκος κύματος που επηρεάζει τη συμπεριφορά της σήραγγας² είναι περίπου ίσο με έξι (6) φορές το πλάτος της (B), δηλαδή: $\lambda / \cos \psi = 6B$, προκύπτει:

$$\varepsilon = \left(\frac{2\pi A}{\lambda} \right) \left(\sin \psi + \frac{\pi}{6} \cos \psi \right) \cos \psi$$

Η ανωτέρω συνάρτηση γίνεται μέγιστη για τιμή της γωνίας $\psi = 32^\circ$, οπότε η μέγιστη τιμή της αξονικής παραμόρφωσης της επένδυσης της σήραγγας είναι:

$$\varepsilon_{\max} = 5.2 \frac{A}{\lambda}$$

και συμβαίνει για σεισμικό κύμα με διεύθυνση διάδοσης που σχηματίζει γωνία $\psi = 32^\circ$ ως προς τον άξονα της σήραγγας.

Το πλάτος (A) της σεισμικής κίνησης μπορεί να εκτιμηθεί μέσω των καμπύλων που προτάθηκαν από τον Kuesel (1969) και φαίνονται στο Σχήμα 4. Οι καμπύλες αυτές συσχετίζουν το πλάτος (A) της σεισμικής κίνησης με:

1. Το μήκος (λ) του σεισμικού κύματος
2. Τη μέγιστη σεισμική επιτάχυνση εκφρασμένη ως προς την επιτάχυνση της βαρύτητας, δηλαδή:

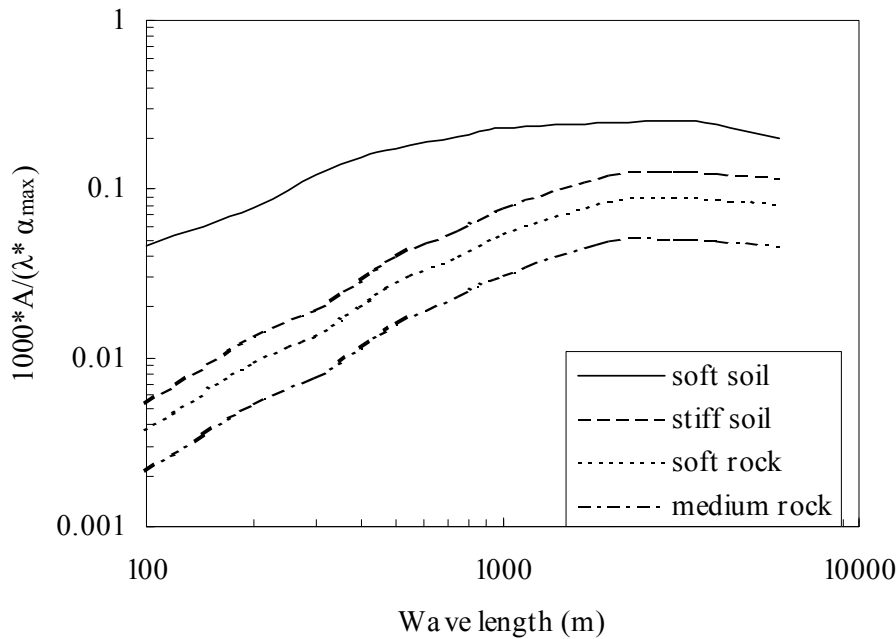
$$\alpha_{\max} = a_{\max} / g$$

Οι καμπύλες του Σχήματος 4 αναφέρονται σε διάφορες κατηγορίες εδαφών (μαλακά εδάφη, σφιχρά εδάφη, μαλακούς βράχους και βράχους μέσου μέτρου ελαστικότητας). Σημειώνεται ότι οι καμπύλες που προτάθηκαν από τον Kuesel (1969) αναφέρονται μόνον σε μαλακά και σφιχρά εδάφη. Οι υπόλοιπες δυο καμπύλες αποτελούν επέκταση των καμπύλων του Kuesel με αναλογική μείωση του πλάτους της σεισμικής κίνησης.

Η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση μπορεί να αναφέρεται είτε στην οριζόντια είτε στην κατακόρυφη συνιστώσα. Η οριζόντια συνιστώσα συνήθως προκύπτει από ειδικές μελέτες ή καθορίζεται από τους ισχύοντες κανονισμούς αναλόγως της σεισμικότητας της θέσης του έργου και του τύπου των εδαφικών σχηματισμών. Η κατακόρυφη συνιστώσα συχνά θεωρείται ίση με τα 2/3 της τιμής της οριζόντιας συνιστώσας.

Από το Σχήμα 4 προκύπτει ότι η μέγιστη αξονική παραμόρφωση της επένδυσης της σήραγγας ($\varepsilon_{\max} = 5.2 A/\lambda$) αυξάνει με την αύξηση του μήκους του σεισμικού κύματος. Κατά συνέπεια, η μέγιστη παραμόρφωση υπολογίζεται για το μέγιστο αναμενόμενο μήκος του σεισμικού κύματος. Το μήκος του σεισμικού κύματος μπορεί να εκτιμηθεί από τη σχέση: $\lambda = V/f$, όπου (V) είναι η ταχύτητα διάδοσης και (f) είναι η συχνότητα

² για μικρότερα μήκη κύματος η σήραγγα συμπεριφέρεται πρακτικώς ως στερεό σώμα



Σχήμα 4: Εκτίμηση του πλάτους (A) της σεισμικής δόνησης συναρτήσει του μήκους κύματος (λ) και της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης (α_{max}) (Kuesel, 1969).

του κύματος. Στην περίπτωση σεισμικών κραδασμών³ μπορεί να επιλεγεί η ελάχιστη συχνότητα η οποία δίνει αξιόλογη συμμετοχή στο φάσμα του σεισμικού κραδασμού.

Μετά την εκτίμηση της μέγιστης αξονικής παραμόρφωσης της σήραγγας, το ελάχιστο απαιτούμενο εύρος των αρμών μεταξύ των στοιχείων της τελικής επένδυσης είναι:

$\delta = \varepsilon_{max} \cdot L$, όπου (L) είναι το μήκος των στοιχείων της τελικής επένδυσης.

Κατ' εξαίρεση, οι αρμοί μπορούν να αποφευχθούν, εάν η μέγιστη αξονική παραμόρφωση (ε_{max}) είναι αρκετά μικρή ώστε να μπορεί να αναληφθεί από το υλικό της επένδυσης της σήραγγας με ελαστική παραμόρφωση (π.χ. $\varepsilon_{max} < 10^{-4}$).

Παράδειγμα εφαρμογής:

- Ταχύτητα διατμητικού κύματος μετρηθείσα σε δοκιμή cross-hole: $V_o = 600$ m/sec
- Σεισμικός κραδασμός με ελάχιστη συχνότητα (που έχει αξιόλογη συμμετοχή στο φάσμα): $f = 0.5$ Hz, και μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_{max} = 0.24$ g.
- Απομείωση της ταχύτητας του σεισμικού κύματος περίπου στο 50-75% του (V_o) λόγω διαφοράς του μεγέθους της προκαλούμενης διατμητικής παραμόρφωσης:

$$V = 0.67 \cdot 600 = 400 \text{ m/sec}$$

- Μέγιστη τιμή του μήκους κύματος:

$$\lambda = V / f = 400 / 0.5 = 800 \text{ m}$$

- Από τις καμπύλες Kuesel για σφιχτό έδαφος προκύπτει:

$$\frac{1000A}{\lambda \alpha_{max}} = 0.09 \Rightarrow \frac{A}{\lambda} = 0.09 \frac{\alpha_{max}}{1000} = \frac{0.09 \times 0.24}{1000} = 2.2 \times 10^{-5}$$

δηλαδή το πλάτος του σεισμικού κύματος είναι:

$$A = 2.2 \times 10^{-5} \times 80000 = 1.76 \text{ cm}$$

³ που περιέχουν ένα ευρύ φάσμα μηκών κύματος και συνεπώς συχνοτήτων

- Άρα: $\varepsilon_{max} = 5.2 \times 2.2 \times 10^{-5} = 1.1 \times 10^{-4}$
- Σε περίπτωση αρμών ανά 12 m, το ελάχιστο εύρος του αρμού είναι:

$$\delta = \varepsilon_{max} \cdot L = 1.1 \times 10^{-4} \times 12000 = 1.4 \text{ mm}$$

8.4.3.2 Καταπόνηση στο επίπεδο της διατομής

Η καταπόνηση της σήραγγας στο επίπεδο της διατομής οφείλεται στην καθ' ύψος ενίσχυση των κατακορύφως διαδιδόμενων διατμητικών κυμάτων (SV) και συνεπώς στην ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων στο έδαφος που περιβάλλει τη σήραγγα. Κατά τον Kuesel (1969) η μέση διατμητική παραμόρφωση (γ) του εδάφους είναι:

$$\gamma = 2.30 \left(\frac{H}{V^2} \right) \alpha_{max}$$

όπου:

- H (σε μέτρα) είναι το ύψος των εδαφικών υλικών που υπέρκεινται του βραχώδους υποβάθρου και προκαλούν ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού (η σήραγγα θεωρείται ότι βρίσκεται εντός των εδαφικών υλικών).
- V (σε m/sec) είναι η ταχύτητα διάδοσης των σεισμικών κυμάτων στους εδαφικούς σχηματισμούς.

Η μέση οριζόντια μετακίνηση (u) σε βάθος (d) από την επιφάνεια του εδάφους δίνεται από τη σχέση:

$$u = \gamma (H - d)$$

οπότε η τελική επένδυση της σήραγγας θα πρέπει να σχεδιασθεί ώστε να αναλάβει τις διαφορικές μετακινήσεις που προκύπτουν από την ανωτέρω σχέση.

