

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧ. ΜΕΤΑΛΛΕΙΩΝ – ΜΕΤΑΛΛΟΥΡΓΩΝ
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ
ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
«ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΥΠΟΓΕΙΩΝ ΕΡΓΩΝ»



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY OF ATHENS
SCHOOL OF MINING & METALLURGICAL ENG.
SCHOOL OF CIVIL ENGINEERING
POSTGRADUATE COURSE
“DESIGN AND CONSTRUCTION OF
UNDERGROUND WORKS”

Μεταπτυχιακή Εργασία

Παναγιώτη Αθ. Κουνή
Πολιτικός Μηχανικός ΕΜΠ

Σχεδιασμός των Μέτρων Υποστήριξης Συγκοινωνιακών Σηράγγων

Επιβλέπων Καθηγητής:

Α. Ι. Σοφιανός

Αθήνα, Φεβρουάριος 2015

Postgraduate Course Thesis by

Panagiotis Ath. Kounis
Civil Engineer NTUA

Design of the Support Measures for Transportational Tunnels

Supervised by Professor:

A. I. Sofianos

Athens, February 2015

Στη Βίκυ

Θα ήθελα να εκφράσω τις θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα καθηγητή κ. Α. Ι. Σοφιανό για την επιστημονική καθοδήγηση, την υποστήριξη και τη συνεχή βοήθεια που μου προσέφερε κατά την εκπόνηση της εργασίας αυτής.

Η ολοκλήρωση της μεταπτυχιακής εργασίας συγχρηματοδοτήθηκε μέσω του Έργου «Υποτροφίες ΙΚΥ» από πόρους του ΕΠ «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση», του Ευρωπαϊκού Κοινωνικού Ταμείου (ΕΚΤ) του ΕΣΠΑ, 2007-2013.



Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης

Περιεχόμενα

Κατάλογος σχημάτων	V
Κατάλογος πινάκων	IX
Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή – Σκοπός της εργασίας	1
Κεφάλαιο 2. Σχεδιασμός δομικών έργων με βάση τους Ευρωκώδικες	3
2.1. EN 1990: Ευρωκώδικας 0 - Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών.	3
2.1.1. Παραδοχές.....	3
2.1.2. Διαχωρισμός μεταξύ Αρχών και Κανόνων Εφαρμογής.....	3
2.1.3. Απαιτήσεις	4
2.1.3.1. Βασικές απαιτήσεις	4
2.1.3.2. Διαχείριση αξιοπιστίας.....	5
2.1.3.3. Διάρκεια ζωής σχεδιασμού	6
2.1.3.4. Αντοχή.....	6
2.1.3.5. Διαχείριση ποιότητας	7
2.1.4 Αρχές σχεδιασμού οριακών καταστάσεων	7
2.1.4.1. Γενικά.....	7
2.1.4.2. Καταστάσεις σχεδιασμού	7
2.1.4.3. Οριακές καταστάσεις αστοχίας	8
2.1.4.4. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας	8
2.1.4.5. Σχεδιασμός οριακών καταστάσεων	9
2.2 EN 1992: Ευρωκώδικας 2 - Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα	10
2.2.1. Βάσεις του σχεδιασμού	10
2.2.1.1. Βασικές απαιτήσεις	10
2.2.1.2. Δράσεις και περιβαλλοντικές επιρροές	10
2.2.1.3. Επιμέρους συντελεστές για τα υλικά	10
2.2.2. Σκυρόδεμα	11
2.2.2.1. Αντοχή.....	11
2.2.2.2. Ελαστική παραμόρφωση.....	13
2.2.2.3. Σχέση έντασης - παραμόρφωσης για τη μη-γραμμική ανάλυση.	15
2.2.2.4. Θλιπτική και εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού	15
2.2.2.5. Σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων για τον σχεδιασμό διατομών	16
2.3. EN 1993: Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα.....	18
2.3.1. Βασικές αρχές σχεδιασμού	18
2.3.1.1. Βασικές απαιτήσεις	18
2.3.1.2. Χρόνος ζωής σχεδιασμού, ανθεκτικότητα και στιβαρότητα.....	18
2.3.2. Δομικός Χάλυβας.....	19

2.3.2.1. Ιδιότητες του υλικού.....	19
2.3.2.2. Απαιτήσεις ολκιμότητας.....	19
2.3.2.3. Αντοχή σε κρούση.....	21
2.3.2.4. Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού.....	21
2.3.3. Στατική ανάλυση.....	21
2.3.3.1. Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας του φορέα.....	21
2.3.3.2. Μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη τις μη γραμμικότητες του υλικού.....	22
2.3.3.3. Κατάταξη των διατομών.....	23
2.3.3.4. Απαιτήσεις διατομών για πλαστική στατική ανάλυση.....	24
2.3.4. Οριακές καταστάσεις αστοχίας.....	29
2.3.4.1. Αντοχή διατομών.....	29
2.3.4.2. Αντοχή των μελών σε λυγισμό.....	30
Κεφάλαιο 3. Το σύστημα RMR (Bieniawski).....	33
3.1. Εμπειρική ταξινόμηση της μάζας του πετρώματος.....	33
3.1.1. Προσδιορισμός παραμέτρων του RMR από διαγράμματα.....	36
3.1.2. Η χρήση της παραμέτρου RQD δεν προτείνεται.....	37
3.1.3. Εκτίμηση της παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας για αναλυτικά μοντέλα.....	37
3.2. Σχεδιασμός των μέτρων υποστήριξης σύμφωνα με την ταξινόμηση RMR.....	40
3.2.1. Φορτίο σχεδιασμού.....	40
3.2.2. Χρόνος αυτοϋποστήριξης.....	40
3.2.3. Αγκύρια.....	41
3.2.3.1. Απόσταση αγκυρίων.....	41
3.2.3.2. Μήκος αγκυρίων.....	42
3.2.3.3. Φέρουσα ικανότητα αγκυρίων.....	42
3.2.4. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	43
3.2.4.1. Φέρουσα ικανότητα εκτοξευόμενου σκυροδέματος.....	43
3.2.4.2. Διαγράμματα υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	45
3.2.4.3. Μη-κυκλικές διατομές.....	46
3.2.5. Χαλύβδινα πλαίσια.....	46
3.3. Επιλογή του σχήματος της σήραγγας και μόνιμη επένδυση.....	48
3.3.1. Μόνιμη επένδυση.....	49
Κεφάλαιο 4. Υποστήριξη σηράγγων με χαλύβδινα πλαίσια.....	51
4.1. Τύποι πλαισίων.....	52
4.1.1. Βαριά πλαίσια από μορφοχάλυβα.....	52
4.1.1.1. Πρότυπες διατομές.....	52
4.1.1.2. Δικτύωματα.....	54

4.1.1.3. Αρθρωτά πλαίσια	54
4.1.2. Ελαφρά πλαίσια.....	55
4.1.2.1. Ολισθαίνοντα πλαίσια.....	55
4.1.2.2. Ελαφρές διατομές	57
4.1.2.3. Πτυχωτά φύλλα	57
4.1.2.4. Δικτυωτά πλαίσια	58
4.2. Στοιχεία ολοκλήρωσης των πλαισίων	62
4.2.1. Κάλυψη και προπασσάλωση.....	62
4.2.2. Στοιχεία έδρασης των πλαισίων.....	65
4.2.3. Διαμήκεις σύνδεσμοι των πλαισίων.....	66
4.2.4. Σφήνωμα στο πέτρωμα	67
4.3. Διαστασιολόγηση πλαισίων	68
4.3.1. Βαρυτική φόρτιση.....	68
4.3.1.1. Αριθμητικές αναλύσεις.....	68
4.3.1.2. Πίνακες και διαγράμματα	69
4.3.2. Φόρτιση αποτόνωσης.....	71
4.3.2.1. Αριθμητική επίλυση.....	71
4.3.2.2. Αναλυτική επίλυση	71
Κεφάλαιο 5. Υποστήριξη σηράγγων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	73
5.1. Δράσεις του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.....	73
5.2. Διαδικασίες μίξης	74
5.2.1. Ξηρή μίξη	74
5.2.2. Υγρή μίξη.....	76
5.3. Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με πυριτική παιπάλη	76
5.4. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σπλισμένο με πλέγμα.....	79
5.5. Εφαρμογές του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.....	80
5.6. Σχεδιασμός της υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.....	81
Κεφάλαιο 6. Υποστήριξη σηράγγων με αγκύρια	83
6.1. Εφελκούμενοι φορείς.....	84
6.1.1. Ήλοι σημειακής επαφής.....	84
6.1.1.1. Τεχνικά χαρακτηριστικά	84
6.1.1.2. Ροπή στρέψης και τάνυση.....	85
6.1.1.3. Ενδοτικότητα ήλωσης.....	85
6.1.2. Ήλοι πλήρους πάκτωσης	86
6.1.2.1. Ήλοι πακτωμένοι με τσιμεντένεμα (Σχήμα 6.1.4.)	86
6.1.2.2. Ήλοι πακτωμένοι με ρητινικό ένεμα	87

6.1.2.3. Ήλοι τριβής	88
6.1.2.4. Καλώδια	88
6.1.2.5. Ήλοι από υαλονήματα	89
6.1.2.6. Πλάκες στήριξης	89
6.1.3. Τοποθέτηση και έλεγχοι	89
6.1.3.1. Τοποθέτηση	89
6.1.3.2. Έλεγχοι	90
Κεφάλαιο 7. Συγκοινωνιακές σήραγγες στην Ελλάδα	91
7.1. Αυτοκινητόδρομος Πάτρα-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Εύζωνοι	91
7.1.1. Σήραγγα Πλατάνου	91
7.1.2. Σήραγγες Κακιάς Σκάλας	94
7.2. Σιδηροδρομικός άξονας Πάτρα-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Ειδομένη, Προμαχώνας	96
7.2.1. Τυπική διατομή μονής κατεύθυνσης	98
7.2.2. Τυπική διατομή διπλής κατεύθυνσης	99
Κεφάλαιο 8. Στατική ανάλυση της υποστήριξης	101
8.1. Ελαστική ανάλυση	101
8.1.1. Διατομή 1: Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ (B=10.50m)	103
8.1.2. Διατομή 2: Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ (B=12.50m)	107
8.1.3. Διατομή 3: Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ (B=13.50m)	109
8.1.4. Διατομή 4: Σήραγγα Κακιάς Σκάλας 87.57% (B=15.50m)	111
8.1.5. Διατομή 5: Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (B=17.7m)	113
8.1.6. Παρατηρήσεις	115
8.2. Μη-γραμμική ανάλυση	116
8.2.1. Στοιχεία της μη-γραμμικής ανάλυσης	116
8.2.1.1. Μη γραμμικότητα υλικού	116
8.2.1.2. Στατική ανάλυση 2ας τάξης	117
8.2.1.3. Αλληλεπίδραση υποστήριξης – βραχόμαζας	118
8.2.2. Περιγραφή του φορέα	119
8.2.3. Φέρουσα ικανότητα της υποστήριξης	120
Κεφάλαιο 9. Διαγράμματα σχεδιασμού	125
9.1. Διαγράμματα σχεδιασμού με χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	125
9.2. Διαγράμματα σχεδιασμού με αγκύρια, χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	127
9.3. Πεδίο εφαρμογής των διαγραμμάτων σχεδιασμού	129
Κεφάλαιο 10. Συμπεράσματα – Παρατηρήσεις	131
Βιβλιογραφικές αναφορές	135

Κατάλογος σχημάτων

Σχήμα 2.2.1. Σχηματική παράσταση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων για την ανάλυση των κατασκευών κατά Ευρωκώδικα 2 (Η χρήση του 0.4fcm για τον ορισμό του Ecm είναι προσεγγιστική).....	15
Σχήμα 2.2.2. Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα για σκυρόδεμα υπό θλίψη κατά Ευρωκώδικα 2	16
Σχήμα 2.2.3 Δι-γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων κατά Ευρωκώδικα 2.....	17
Σχήμα 2.2.4. Ορθογωνική κατανομή τάσεων κατά Ευρωκώδικα 2.....	17
Σχήμα 2.3.1. Διγραμμική σχέση τάσης παραμόρφωσης.....	23
Σχήμα 2.3.2. Καμπύλες λυγισμού.....	31
Σχήμα 3.1.1. Διαγράμματα για τη βαθμονόμησης των παραμέτρων RMR κατά Bieniawski (2011) ...	36
Σχήμα 3.1.2. Διάγραμμα D για τη συνδυασμένη βαθμονόμηση των παραμέτρων πυκνότητας των ασυνεχειών: RQD συν απόσταση ασυνεχειών κατά Bieniawski (2011)	37
Σχήμα 3.1.3.α. Μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας έναντι του RMR κατά Palmström & Singh (2001).....	38
Σχήμα 3.1.3.β. Γραφική αναπαράσταση της εξίσωσης των Lawson & Bieniawski (2013) για τον προσδιορισμό του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχόμαζας, για RMR>56. Τα πειραματικά δεδομένα ορίζονται στο Σχήμα 3.1.3.α.	39
Σχήμα 3.2.2. Ύψος υποστηριζόμενης βραχόμαζας έναντι ανοίγματος κατά Lawson & Bieniawski (2013)	40
Σχήμα 3.2.1. Φορτίο βραχόμαζας έναντι ανοίγματος κατά Lawson & Bieniawski (2013).....	40
Σχήμα 3.2.3. Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του χρόνου αυτοϋποστήριξης ως συνάρτηση του δείκτη RMR κατά Lawson & Bieniawski (2013).....	41
Σχήμα 3.2.4. Απόσταση αγκυρίων έναντι RMR κατά Lawson & Bieniawski (2013)	42
Σχήμα 3.2.5. Διάγραμμα μήκους αγκυρίων κατά Lawson & Bieniawski (2013)	42
Σχήμα 3.2.6. Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας αγκυρίων έναντι RMR κατά Lawson & Bieniawski (2013)	43
Σχήμα 3.2.7. Καμπύλη αλληλεπίδρασης για σκυρόδεμα 32 MPa κατά Ευρωκώδικα 2	44
Σχήμα 3.2.8. Αντοχή σχεδιασμού εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Lawson & Bieniawski (2013)	45
Σχήμα 3.2.10. Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για διάφορα πλάτη σήραγγας κατά Lawson & Bieniawski (2013)	45
Σχήμα 3.2.9. Διάγραμμα σχεδιασμού εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Lawson & Bieniawski (2013)	45
Σχήμα 3.2.12. Υποστήριξη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μεταξύ των πλαισίων κατά Lawson & Bieniawski (2013)	47
Σχήμα 3.2.11. Υποστήριξη πλαισίου έναντι γωνίας σφήνωσης κατά Lawson & Bieniawski (2013)	47
Σχήμα 4.1.1. Πλαίσια από απλές διατομές μορφοχάλυβα	53
Σχήμα 4.1.2. Πλαίσια από ζεύγη διατομών μορφοχάλυβα.....	53
Σχήμα 4.1.3. Δικτυώματα μορφοχάλυβα	54
Σχήμα 4.1.4. Αρθρωτά πλαίσια συνδυασμένα με υδραυλικά εμπηγνυόμενα φύλλα (τύπος Bernold)	54
Σχήμα 4.1.5. Υποχωρούσες και άκαμπτες συνδέσεις δοκών διατομής TH.....	56
Σχήμα 4.1.6. Λεπτομέρειες τοποθέτησης ολισθαίνοντος πλαισίου επενδεδυμένου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, σε περίπτωση άμεσης έδρασης με αγκύριο στο κέντρο της δοκού (δοκός μεγάλης ροπής αδράνειας).....	57
Σχήμα 4.1.7. Δικτυωτά πλαίσια τριών και τεσσάρων διαμήκων ράβδων.....	58
Σχήμα 4.1.8. Σύνδεση δικτυωτού πλαισίου (Romtech™)	59

Σχήμα 4.2.1. Τύποι πασσαλοσανίδων πάχους 3 έως 5mm και ύψους 32 έως 40mm.....	62
Σχήμα 4.2.2. Πασσαλοσανίδα.....	62
Σχήμα 4.2.3. Πλάκες επένδυσης με δύο ή τέσσερις φλάντζες.....	63
Σχήμα 4.2.4. Διαμήκης και εγκάρσια σύνδεση πλακών επένδυσης με δύο φλάντζες	63
Σχήμα 4.2.5. Τύποι συναρμολόγησης πλακών (DSI)	64
Σχήμα 4.2.6. Σταθερά έδρανα	65
Σχήμα 4.2.8. Συνδέσμοι για ολισθαίνοντα πλαίσια	66
Σχήμα 4.2.7. Συνδέσμοι για βαριά πλαίσια.....	66
Σχήμα 4.2.9. Μείωση της μέγιστης τάσης στο πλαίσιο με την πύκνωση της σφήνωσης (Proctor and White, 1968).....	67
Σχήμα 4.3.1. Αριστερά: Διάφορες μορφές σηράγγων. Δεξιά: Επίδραση του ανοίγματος των ποδιών πεταλοειδούς σήραγγας στη φέρουσα ικανότητά τους (Mitri & Khan, 1991).....	68
Σχήμα 4.3.2. Φέρουσα ικανότητα πλαισίων για διάφορες κατανομές, τύπους πλαισίων και διαμέτρους σήραγγας (Mitri & Hassani, 1990).....	69
Σχήμα 4.3.3. Σχεδιασμός πλαισίων από απλές δοκούς μορφοχάλυβα. Αριστερά AFTES (1978), Δεξιά Whittaker & Frith (1991)	70
Σχήμα 5.1.1. Μεταφορά φορτίων με διατμητικές δυνάμεις.....	73
Σχήμα 5.2.1. Απλοποιημένο σχεδιάγραμμα ενός συστήματος ξηρής μίξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Mahar et al (1975)	75
Σχήμα 5.2.2. Τυπική μηχανή υγρής μίξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Mahar et al (1975). 75	
Σχήμα 5.3.1. Χαλύβδινες ίνες σπλισμού που είναι διαθέσιμες στην αγορά της Β. Αμερικής κατά Wood et al (1993) (Διαστάσεις σε mm).....	77
Σχήμα 5.3.2. Ίνες ‘Dramix’ που χρησιμοποιήθηκαν σε δοκιμές κάμψης πλακών από τον Kompen (1989). Οι ίνες κολλούνται μεταξύ τους σε δεσμίδες με μία υδατοδιαλυτή κόλλα για να διευκολύνουν το χειρισμό και την ομοιόμορφη κατανομή των ινών στο σκυρόδεμα.....	78
Σχήμα 5.3.3. Καμπύλες φορτίου - παραμόρφωσης για πλάκες άοπλου και ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δοκιμάστηκαν σε κάμψη κατά Kompen (1989)	79
Σχήμα 5.4.1. Συγκολλημένο πλέγμα, σφιχτά εφαρμοσμένο στην επιφάνεια του βράχου, προσφέρει άριστη όπλιση για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	80
Σχήμα 6.1.1. Ήλος με εγκοπή και σφήνα.....	84
Σχήμα 6.1.2. Ήλος με διευρυνόμενο κέλυφος.....	84
Σχήμα 6.1.3. Μήκυνση του αγκυρίου κατά τη δοκιμή εξόλκευσης	85
Σχήμα 6.1.4. Ραβδοχάλυβας πακτωμένος με ένεμα	86
Σχήμα 6.1.5. Διαδικασία τοποθέτησης ηλώσεων ρητίνης	87
Σχήμα 6.1.7. Ήλος τριβής Swellex®	88
Σχήμα 6.1.6. Ήλος τριβής Split Set®	88
Σχήμα 6.1.8. Συρματόσχοινο ήλωσης πετρωμάτων	88
Σχήμα 6.1.9. Πλάκες στήριξης ήλων	89
Σχήμα 6.1.11. Τάνυση ήλων με υδραυλικό εντατήρα	89
Σχήμα 6.1.10. Χειρωνακτική τάνυση ήλων.....	89
Σχήμα 6.1.13. Τοποθέτηση ήλου Swellex®	90
Σχήμα 6.1.12. Τοποθέτηση ήλου Split Set®	90
Σχήμα 7.1.2. Αυτοκινητόδρομος Α8 Πάτρα-Αθήνα	91
Σχήμα 7.1.1. Αυτοκινητόδρομος Α1 Πειραιάς-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Εύζωνοι.....	91
Σχήμα 7.1.3. Δορυφορική εικόνα όπου σε κόκκινο πλαίσιο περικλείεται η περιοχή μελέτης. Υποδεικνύονται (1) η δυτική και (2) η ανατολική είσοδος της σήραγγας, (3) το χωριό «Πλάτανος» και (4) το υψηλότερο σημείο της περιοχής μελέτης (426m). Οι πράσινες γραμμές παρουσιάζουν την υπό κατασκευή σήραγγα.	92

Σχήμα 7.1.4. Τελική επένδυση σήραγγας τυπικής διατομής με ανάστροφο τόξο.....	93
Σχήμα 7.1.5. Τελική επένδυση σήραγγας τυπικής διατομής χωρίς ανάστροφο τόξο	93
Σχήμα 7.1.6. Σήραγγες Κακιάς Σκάλας.....	94
Σχήμα 7.1.7. Τελική επένδυση σήραγγας Κακιάς Σκάλας	95
Σχήμα 7.2.1. Περιτύπωμα σε καμπύλη εντός σηράγγων	96
Σχήμα 7.2.2. Τυπική διατομή μονής κατεύθυνσης.....	98
Σχήμα 7.2.3. Λεπτομέρεια αντιστήριξης και εσωτερικής επένδυσης	98
Σχήμα 7.2.4. Τυπική διατομή διπλής κατεύθυνσης	99
Σχήμα 7.2.5. Λεπτομέρεια Β	99
Σχήμα 7.2.6. Γεωμετρική χάραξη τυπικής διατομής	100
Σχήμα 8.1.1. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Γεωμετρία εκσκαφής σήραγγας	103
Σχήμα 8.1.2. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Στατικός φορέας με μοναδιαία φορτία (Συντελεστής ωθήσεων $K=0.50$)	103
Σχήμα 8.1.3. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Τριδιάστατη απεικόνιση φορέα	104
Σχήμα 8.1.4. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Ροπές κάμψης της υποστήριξης σε kNm για μοναδιαία φόρτιση	104
Σχήμα 8.1.5. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης σε kN για μοναδιαία φόρτιση	105
Σχήμα 8.1.6. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης σε kN για μοναδιαία φόρτιση	105
Σχήμα 8.1.7. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Μετατοπίσεις κόμβων σε mm για μοναδιαία φόρτιση (HEB 120)	106
Σχήμα 8.1.8. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Παραμορφωμένος φορέας (μεγέθυνση μετακινήσεων x100) και κατανομή της τάσης von Misses στο φορέα της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση (HEB 120).....	106
Σχήμα 8.1.9. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Γεωμετρία εκσκαφής σήραγγας.....	107
Σχήμα 8.1.10. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	107
Σχήμα 8.1.11. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	108
Σχήμα 8.1.12. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	108
Σχήμα 8.1.13. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Γεωμετρία εκσκαφής διπλής διατομής σήραγγας ΕΡΓΟΣΕ...	109
Σχήμα 8.1.14. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση.....	109
Σχήμα 8.1.16. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	110
Σχήμα 8.1.15. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	110
Σχήμα 8.1.18. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%): Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	111
Σχήμα 8.1.17. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%):Γεωμετρία εκσκαφής σήραγγας	111
Σχήμα 8.1.19. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%): Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	112
Σχήμα 8.1.20. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%): Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	112
Σχήμα 8.1.21. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Γεωμετρία εκσκαφής σήραγγας.....	113
Σχήμα 8.1.22. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση ...	113
Σχήμα 8.1.23. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	114

Σχήμα 8.1.24. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση	114
Σχήμα 8.2.1. Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης (σ - ϵ) Χάλυβα S355	116
Σχήμα 8.2.2. Διαγράμματα τάσης – παραμόρφωσης σκυροδέματος C30/37	117
Σχήμα 8.2.3. Αλληλεπίδραση του φορέα της υποστήριξης και της βραχόμαζας με τη χρήση ελατηρίων Winkler	118
Σχήμα 8.2.4. Διατομή του φορέα της υποστήριξης με χαλύβδινο πλαίσιο HEB 120 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 15cm	119
Σχήμα 8.2.5. Διατομή 4: Μέγιστη θλιπτική τάση του σκυροδέματος στο φορέα της υποστήριξης (MPa)	120
Σχήμα 8.2.6. Διατομή 4: Παραμορφωμένος φορέας και κατανομή της μέγιστης τάσης von Misses του χάλυβα	121
Σχήμα 8.2.7. Διατομή 4: Μετακινήσεις του φορέα της υποστήριξης (mm).....	121
Σχήμα 8.2.7. Διατομή 4: Αξονική δύναμη των ελατηρίων (kN).....	122
Σχήμα 8.2.8. Διατομή 4: Εγκάρσια δύναμη των ελατηρίων (kN)	122
Σχήμα 8.2.9. Διατομή 4: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας διατομών υποστήριξης – απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης σύμφωνα με το σύστημα RMR	123
Σχήμα 8.2.10. Διατομή 4: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας διατομών υποστήριξης με αγκύρια – απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης σύμφωνα με το σύστημα RMR.....	124
Σχήμα 9.1.1. Αποτελέσματα στατικών αναλύσεων.....	126
Σχήμα 9.1.2. Διάγραμμα σχεδιασμού της υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα συγκοινωνιακών σηράγγων με πεταλοειδές σχήμα και καμπύλα τοιχώματα.....	126
Σχήμα 9.2.1. Αποτελέσματα στατικών αναλύσεων	128
Σχήμα 9.2.2. Διάγραμμα σχεδιασμού της υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια συγκοινωνιακών σηράγγων με πεταλοειδές σχήμα και καμπύλα τοιχώματα	128
Σχήμα 9.3.1. Γεωμετρία υποστήριξης σιδηροδρομικής σήραγγας Αιγίου.....	129
Σχήμα 9.3.2. Γεωμετρία οδικών σηράγγων Τεμπών.....	130
Σχήμα 10.1. Διάγραμμα ροής σχεδιασμού συγκοινωνιακών σηράγγων	132

Κατάλογος πινάκων

Πίνακας 2.1.1. Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού κατά Ευρωκώδικα 0	6
Πίνακας 2.2.1. Επιμέρους συντελεστές ασφάλειας υλικών για οριακές καταστάσεις αστοχίας κατά Ευρωκώδικα 2	11
Πίνακας 2.2.2. Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος κατά Ευρωκώδικα 2... ..	14
Πίνακας 2.3.1. Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες.....	19
Πίνακας 2.3.1. (συνέχεια) Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για κοιλοδοκούς	20
Πίνακας 2.3.2. (φύλλο 1 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα.....	26
Πίνακας 2.3.2. (φύλλο 2 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα.....	27
Πίνακας 2.3.2 (φύλλο 3 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα.....	28
Πίνακας 2.3.3. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού	31
Πίνακας 2.3.4. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή	32
Πίνακας 3.1.1. Σύστημα Ταξινόμηση Βραχόμαζας κατά Bieniawski (1989).....	34
Πίνακας 3.1.2. Οδηγίες για την εκσκαφή και υποστήριξη σήραγγας ανοίγματος 10m σε βράχο σε συμφωνία με το σύστημα RMR (κατά Bieniawski 1989)	35
Πίνακας 4.1.1. Πεδίο εφαρμογής δικτυωτών πλαισίων (AFTES 1999)	60
Πίνακας 5.3.1. Τυπικά μείγματα ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος με πυριτική παιπάλη κατά Wood (1992).....	77
Πίνακας 8.2.1. Ιδιότητες Χάλυβα S355.....	116
Πίνακας 8.2.2. Ιδιότητες Σκυροδέματος C30/37	117
Πίνακας 8.2.3. Στατικές ιδιότητες της υποστήριξης.....	119
Πίνακας 9.1.1. Διατομές υποστήριξης.....	125
Πίνακας 9.2.1. Μέτρα υποστήριξης.....	127

Κεφάλαιο 1. Εισαγωγή – Σκοπός της εργασίας

Οι αυξανόμενες συγκοινωνιακές ανάγκες στην Ελλάδα, αλλά και διεθνώς, έχουν καταστήσει απαραίτητη τη χάραξη νέων οδικών και σιδηροδρομικών αξόνων και τον εκσυγχρονισμό των ήδη υπαρχόντων. Η ανάγκη αυτή έχει ωθήσει την ανάπτυξη των τεχνικών κατασκευής σηράγγων, καθώς η κατασκευή των σηράγγων γίνεται πια σε όλο και δυσκολότερες ως προς την εκσκαφή και υποστήριξη βραχόμαζες.

Η αποκτηθείσα εμπειρία από την κατασκευή σηράγγων έχει αξιοποιηθεί για τη δημιουργία εμπειρικών ή ημι-εμπειρικών μεθόδων για την εκτίμηση του φορτίου που καλείται να αναλάβει η υποστήριξη καθώς επίσης και των μέτρων άμεσης υποστήριξης που απαιτούνται. Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούνται για μία αρχική εκτίμηση της πίεσης στην υποστήριξη και των μέτρων υποστήριξης που θα εφαρμοστούν.

Στην κατεύθυνση αυτή, θα γίνει χρήση της ταξινόμησης RMR σε συνδυασμό με την εκτέλεση στατικών αναλύσεων για τη συσχέτιση της ποιότητας της βραχόμαζας και της γεωμετρίας του ανοίγματος με τα απαιτούμενα μέτρα υποστήριξης. Τελικός σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η εξαγωγή διαγραμμάτων σχεδιασμού που θα μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μία αρχική εκτίμηση των μέτρων υποστήριξης που απαιτούνται για την κατασκευή συγκοινωνιακών σηράγγων πεταλοειδούς διατομής. Οι αρχές και οι μέθοδοι που ακολουθήθηκαν αναπτύσσονται στα ακόλουθα Κεφάλαια.

Στο Κεφάλαιο 2 παρουσιάζονται οι Ευρωκώδικες σύμφωνα με τους οποίους εκπονήθηκε η παρούσα εργασία:

- EN 1990: Ευρωκώδικας 0 - Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών
- EN 1992: Ευρωκώδικας 2 - Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα
- EN 1993: Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα

Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται αναφορά στην Γεωμηχανική Ταξινόμηση της Βραχόμαζας RMR, η οποία θα χρησιμοποιηθεί για την εκτίμηση του φορτίου που ασκείται στην υποστήριξη από τη βραχόμαζα. Η ταξινόμηση αυτή βασίζεται σε χαρακτηριστικά της βραχόμαζας που μπορούν εύκολα να προσδιορισθούν είτε από δειγματοληπτικές γεωτρήσεις είτε στο μέτωπο εκσκαφής της σήραγγας. Η ταξινόμηση RMR παρουσιάστηκε για πρώτη φορά το 1976, αλλά έχει αναθεωρηθεί (1989) και τελειοποιηθεί με την εξέταση περισσότερων δεδομένων.

Στα Κεφάλαια 4 έως 6 παρουσιάζονται τα μέτρα υποστήριξης που χρησιμοποιούνται συνήθως στην κατασκευή σηράγγων: χαλύβδινα πλαίσια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια. Η χρήση χαλύβδινων πλαισίων τείνει να αντικατασταθεί από τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος και αγκυρίων, καθώς έχει αναπτυχθεί το ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια με μεγαλύτερη αντοχή σε θραύση και συνάφεια, ενώ η εφαρμογή των δύο αυτών μέτρων υποστήριξης έχει γίνει ευκολότερη και ταχύτερη. Εντούτοις τα χαλύβδινα πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε περιπτώσεις διάνοιξης σε πτωχές βραχόμαζες ή σε έντονο τασικό πεδίο που οφείλεται σε μεγάλο υπερκείμενο, λόγω της μεγάλης δυσκαμψίας τους και της πλαστιμότητας που προσφέρουν.

Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται οι συγκοινωνιακές σήραγγες, τα τεχνικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά τους που θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια για την εκτέλεση των στατικών αναλύσεων και την εξαγωγή των διαγραμμάτων σχεδιασμού. Επιλέχθηκαν οδικές σήραγγες που ανήκουν στον αυτοκινητόδρομο ΠΑΘΕ: η σήραγγα Πλατάνου και οι σήραγγες της Κακιάς Σκάλας. Χρησιμοποιήθηκαν, επίσης, δύο τυπικές διατομές σιδηροδρομικών σηράγγων του άξονα Πάτρα-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Ειδομένη-Προμαχώνας: μία τυπική διατομή μονής κατεύθυνσης και μία διπλής κατεύθυνσης.

Στο Κεφάλαιο 8 αναπτύσσεται η μεθοδολογία εκτέλεσης των στατικών αναλύσεων. Σε κάθε διατομή σήραγγας θα πραγματοποιηθούν ελαστικές και μη-γραμμικές αναλύσεις. Οι μη-γραμμικές αναλύσεις αποτελούν ακριβέστερη μέθοδο ανάλυσης, καθώς λαμβάνουν υπόψη τη μη-γραμμικότητα των υλικών (χάλυβα και σκυροδέματος), τα εντατικά μεγέθη 2ας τάξης και την αλληλεπίδραση υποστήριξης - βραχόμαζας.

Στη συνέχεια, στο Κεφάλαιο 9 σχεδιάζονται τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων σε διαγράμματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αρχική εκτίμηση των μέτρων υποστήριξης που απαιτούνται για δεδομένη ποιότητα βραχόμαζας και άνοιγμα εκσκαφής. Τα διαγράμματα αυτά προορίζονται για το σχεδιασμό σηράγγων με πεταλοειδή διατομή που διαμορφώνονται με ακτίνες καμπυλότητας που διαφέρουν λίγο μεταξύ τους, δηλαδή διατομή παρόμοια με αυτή των σηράγγων που χρησιμοποιούνται στις στατικές αναλύσεις.

Τέλος, στο Κεφάλαιο 10 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα μεταπτυχιακή εργασία.

Κεφάλαιο 2. Σχεδιασμός δομικών έργων με βάση τους Ευρωκώδικες

Ο σχεδιασμός των δομικών έργων πρέπει να ακολουθεί ρητούς κανόνες ώστε να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα και η σωστή λειτουργία τους. Στην Ελλάδα, όπως και στην υπόλοιπη Ευρωπαϊκή Ένωση, οι κανονισμοί που έχουν θεσπιστεί για το σχεδιασμό των κατασκευών ονομάζονται Ευρωκώδικες (EN) και αναπτύχθηκαν από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN). Η εφαρμογή τους είναι υποχρεωτική στο σχεδιασμό έργων πολιτικού μηχανικού.

2.1. EN 1990: Ευρωκώδικας 0 - Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών.

Ο EN 1990 καθιερώνει αρχές και απαιτήσεις για την ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα των κατασκευών, περιγράφει τη βάση για το σχεδιασμό και την επαλήθευσή τους και προσφέρει κατευθυντήριες γραμμές για σχετικές πτυχές της αξιοπιστίας των κατασκευών.

Ο EN 1990 προορίζεται να χρησιμοποιηθεί σε συνδυασμό με τους EN 1991 έως EN 1999 για τον δομικό σχεδιασμό κτιρίων και έργων πολιτικού μηχανικού, συμπεριλαμβανομένων γεωτεχνικών πτυχών, σχεδιασμού έναντι πυρκαγιάς, καταστάσεων που αφορούν σεισμούς, εκτέλεση και προσωρινές κατασκευές.

Σημείωση: Για το σχεδιασμό ειδικών τεχνικών έργων (π.χ. πυρηνικές εγκαταστάσεις, φράγματα κτλ.), άλλες διατάξεις πέραν αυτών στους EN 1990 έως EN 1999 πιθανώς να είναι απαραίτητες.

Ο EN 1990 είναι εφαρμόσιμος για το σχεδιασμό κατασκευών στις οποίες εμπλέκονται άλλα υλικά ή άλλες δράσεις εκτός του πεδίου των EN 1990 έως EN 1999.

Ο EN 1990 είναι εφαρμόσιμος για τη δομική εκτίμηση υφιστάμενων κατασκευών, στην ανάπτυξη του σχεδιασμού των επισκευών και τροποποιήσεων ή στην αξιολόγηση της αλλαγής χρήσης.

Σημείωση: Επιπρόσθετες ή τροποποιημένες διατάξεις μπορεί να είναι αναγκαίες όπου χρειάζεται.

2.1.1. Παραδοχές

Ο σχεδιασμός που χρησιμοποιεί της Αρχές και τους Κανόνες Εφαρμογής θεωρείται πως πληροί τις απαιτήσεις υπό την προϋπόθεση να ικανοποιούνται οι παραδοχές που δίνονται στους EN 1990 έως EN 1999.

Οι γενικές παραδοχές του EN 1990 είναι:

- η επιλογή του στατικού συστήματος και ο σχεδιασμός της κατασκευής εκτελείται από κατάλληλα εκπαιδευμένο και πεπειραμένο προσωπικό.
- η εκτέλεση πραγματοποιείται από προσωπικό που έχει τις κατάλληλες ικανότητες και εμπειρία.
- επαρκής επίβλεψη και έλεγχος ποιότητας παρέχονται κατά την εκτέλεση των εργασιών, δηλαδή σε σχεδιαστικά γραφεία, εργοστάσια, εργοτάξια και επί τόπου.
- τα κατασκευαστικά υλικά και προϊόντα χρησιμοποιούνται όπως καθορίζεται στον EN 1990 ή στους EN 1991 έως EN 1999 ή σε σχετικά πρότυπα εκτέλεσης εργασιών, ή συστάσεις του υλικού ή προδιαγραφές του προϊόντος.
- η κατασκευή θα συντηρείται επαρκώς.
- η κατασκευή θα χρησιμοποιηθεί σύμφωνα με τις παραδοχές σχεδιασμού.

Σημείωση: Μπορεί να υπάρξουν περιπτώσεις που οι παραπάνω παραδοχές πρέπει να συμπληρωθούν.

2.1.2. Διαχωρισμός μεταξύ Αρχών και Κανόνων Εφαρμογής

Ανάλογα με τον χαρακτήρα των ξεχωριστών ρητρών, γίνεται διαχωρισμός μεταξύ Αρχών και Κανόνων Εφαρμογής στον EN 1990.

Οι Αρχές περιλαμβάνουν:

- γενικές δηλώσεις και ορισμούς για τους οποίους δεν υπάρχουν εναλλακτικοί, καθώς και

- απαιτήσεις και αναλυτικά μοντέλα για τα οποία δεν επιτρέπεται αντικατάσταση εκτός και εάν καθορίζεται ξεχωριστά.

Οι Κανόνες Εφαρμογής είναι γενικώς αναγνωρισμένοι κανόνες οι οποίοι συμμορφώνονται με τις Αρχές και ικανοποιούν τις απαιτήσεις τους.

Είναι επιτρεπτό να χρησιμοποιούνται εναλλακτικοί κανόνες σχεδιασμού διαφορετικοί από τους Κανόνες Εφαρμογής που δίνονται στον EN 1990 για έργα, με την προϋπόθεση ότι αποδεικνύεται ότι οι εναλλακτικοί κανόνες είναι σε συμφωνία με τις σχετικές Αρχές και είναι τουλάχιστον ισοδύναμοι όσον αφορά τη δομική ασφάλεια, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα που θα αναμενόταν όταν χρησιμοποιούνται οι Ευρωκώδικες.

Σημείωση: Αν ένας εναλλακτικός κανόνας σχεδιασμού αντικαταστήσει έναν κανόνα εφαρμογής, ο προκύπτων σχεδιασμός δεν μπορεί να αξιωθεί πως είναι σε πλήρη συμφωνία με τον EN 1990 παρόλο που ο σχεδιασμός θα παραμείνει σε συμφωνία με τις Αρχές του EN 1990.

2.1.3. Απαιτήσεις

2.1.3.1. Βασικές απαιτήσεις

Μία κατασκευή θα σχεδιάζεται και θα εκτελείται με τέτοιο τρόπο που, κατά τη διάρκεια της προοριζόμενης ζωής, με κατάλληλο βαθμό αξιοπιστίας και με οικονομικό τρόπο, θα:

- φέρει όλες τις δράσεις και τις επιρροές που είναι πιθανό να συμβούν κατά την εκτέλεση και χρήση, και
- παραμένει ικανή για χρήση για την οποία απαιτείται.

Μία κατασκευή θα σχεδιάζεται ώστε να έχει επαρκή:

- δομική αντοχή
- λειτουργικότητα, και
- ανθεκτικότητα.

Στην περίπτωση πυρκαγιάς, η δομική αντοχή θα είναι αρκετή για το απαιτούμενο χρονικό διάστημα.

Μία κατασκευή θα σχεδιάζεται και θα εκτελείται με τέτοιο τρόπο ώστε να μην καταστραφεί σε ενδεχόμενα όπως:

- έκρηξη
- πρόσκρουση, και
- τις επιπτώσεις ανθρωπίνων λαθών,

σε βαθμό δυσανάλογο στην αρχική αιτία.

Σημείωση: Τα ενδεχόμενα που θα ληφθούν υπόψη είναι αυτά που θα συμφωνηθούν για κάθε ξεχωριστό έργο με τον πελάτη και την αρμόδια αρχή.

Αποτροπή ή περιορισμός πιθανής ζημιάς με κατάλληλη επιλογή ενός ή περισσότερων των ακόλουθων:

- αποφυγή, εξάλειψη ή μείωση των κινδύνων στους οποίους δύναται η κατασκευή να υποβληθεί,
- επιλογή δομικής μορφής που έχει μικρή ευαισθησία στους θεωρούμενες κινδύνους,
- επιλογή δομικού συστήματος και σχεδιασμού που μπορεί να επιζήσει επαρκώς την τυχαία αφαίρεση ενός μέλους ή περιορισμένου κομματιού της κατασκευής, ή το ενδεχόμενο αποδεκτής τοπικής ζημιάς,
- αποφυγή όσο το δυνατόν δομικών συστημάτων που μπορούν να καταρρεύσουν χωρίς προειδοποίηση,
- δέσιμο των δομικών μελών μεταξύ τους.

Οι βασικές απαιτήσεις πληρούνται με:

- επιλογή κατάλληλων υλικών,
- κατάλληλο σχεδιασμό και λεπτομέρειες, και
- καθορισμό διαδικασιών ελέγχου για το σχεδιασμό, την παραγωγή, την εκτέλεση και τη χρήση σχετικά με το συγκεκριμένο έργο.

Οι διατάξεις στο κεφάλαιο αυτό θα πρέπει να ερμηνεύονται με το σκεπτικό ότι ασκείται η απαιτούμενη επιδεξιότητα και φροντίδα κατάλληλες για τις περιστάσεις, βασιζόμενοι σε σχετική γνώση και καλή πρακτική όσο είναι γενικά διαθέσιμη στο χρόνο που εκτελείται ο σχεδιασμός της κατασκευής.

2.1.3.2. Διαχείριση αξιοπιστίας

Η αξιοπιστία που απαιτείται για τις κατασκευές εντός του σκοπού του EN 1990 επιτυγχάνεται:

(α) με το σχεδιασμό σε συμφωνία με τους EN 1990 έως EN 1999 και

(β) με

- κατάλληλη εκτέλεση και
- μέτρα διαχείρισης της ποιότητας.

Διαφορετικά επίπεδα αξιοπιστίας μπορούν να χρησιμοποιηθούν, μεταξύ άλλων:

- για τη δομική αντοχή
- τη λειτουργικότητα

Η επιλογή των επιπέδων αξιοπιστίας για μία συγκεκριμένη κατασκευή οφείλει να λαμβάνει υπόψη τους σχετικούς παράγοντες, οι οποίοι περιλαμβάνουν:

- την πιθανή αιτία και/ή τον τρόπο επίτευξης μία οριακής κατάστασης,
- τις πιθανές επιπτώσεις της αστοχίας σε όρους κινδύνου για τη ζωή, τραυματισμού, δυνητικές οικονομικές απώλειες,
- την αποστροφή του κοινού σε αστοχία
- το κόστος και τις διαδικασίες που είναι απαραίτητα για τη μείωση του κινδύνου αστοχίας.

Τα επίπεδα αξιοπιστίας που συνάδουν σε μία συγκεκριμένη κατασκευή μπορούν να καθοριστούν με έναν ή και τους δύο ακόλουθους τρόπους:

- με τη κατάταξη της κατασκευής ως σύνολο,
- με την κατάταξη των μελών της.

Τα επίπεδα αξιοπιστίας σχετικά με τη δομική αντοχή και λειτουργικότητα μπορούν να επιτευχθούν με κατάλληλους συνδυασμούς :

(α) προληπτικών και προστατευτικών μέτρων (π.χ. εγκατάσταση στηθαίων ασφαλείας, ενεργά ή παθητικά προστατευτικά μέτρα έναντι πυρκαγιάς, προστασία έναντι κινδύνων διάβρωσης όπως βάψιμο ή καθοδική προστασία),

(β) μέτρα σχετικά με υπολογισμούς σχεδιασμού:

- αντιπροσωπευτικές τιμές των δράσεων,
- επιλογή μερικών συντελεστών,

(γ) μέτρα σχετικά με τη διαχείριση ποιότητας

(δ) μέτρα που στοχεύουν στη μείωση των σφαλμάτων στο σχεδιασμό και την εκτέλεση της κατασκευής και χονδρών ανθρωπίνων λαθών,

(ε) άλλα μέτρα που σχετίζονται στα ακόλουθα σχεδιαστικά ζητήματα:

- τις βασικές απαιτήσεις,
- το βαθμό ευρωστίας (δομική ακεραιότητα),
- ανθεκτικότητα, συμπεριλαμβανομένης της επιλογής της διάρκειας ζωής σχεδιασμού
- την έκταση και την ποιότητα των προκαταρκτικών ερευνών του εδάφους και πιθανών περιβαλλοντικών επιρροών,

– την ακρίβεια των μηχανικών μοντέλων που χρησιμοποιούνται,
 – τη μελέτη,
 (στ) επαρκή εκτέλεση, π.χ. σε συμφωνία με τα πρότυπα εκτέλεσης που αναφέρονται στους EN 1991 έως EN 1999.

(ζ) επαρκή επιθεώρηση και συντήρηση σύμφωνα με τις διαδικασίες που καθορίζονται στην τεκμηρίωση του έργου.

Τα μέτρα για την αποφυγή πιθανών αιτιών αστοχίας και/ή μείωση των συνεπειών τους μπορούν, σε κατάλληλες περιστάσεις, να εναλλάσσονται σε περιορισμένο βαθμό δεδομένου ότι τα απαιτούμενα επίπεδα αξιοπιστίας τηρούνται.

2.1.3.3. Διάρκεια ζωής σχεδιασμού

Η διάρκεια ζωής σχεδιασμού θα πρέπει να καθορίζεται.

Κατηγορία Διάρκειας Ζωής Σχεδιασμού	Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού (χρόνια)	Παραδείγματα
1	10	Προσωρινές Κατασκευές*
2	25	Δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αντικατασταθούν π.χ. εφέδρανα
3	25	Αγροτικές και παρεμφερείς κατασκευές
4	50	Κτήρια και παρεμφερή
5	100	Μνημειακά κτήρια, γέφυρες και άλλα τεχνικά έργα
*Οι φορείς και τα δομικά στοιχεία τα οποία μπορούν να αποσυναρμολογηθούν εν όψει επαναχρησιμοποίησής τους δεν θα πρέπει να θεωρούνται προσωρινά		

Πίνακας 2.1.1. Ενδεικτική διάρκεια ζωής σχεδιασμού κατά Ευρωκώδικα 0

2.1.3.4. Αντοχή

Η κατασκευή θα σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε η διάβρωση κατά τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού να μην βλάπτει την επίδοση της κατασκευής κάτω από την προσδοκώμενη, λαμβάνοντας υπόψη το περιβάλλον και τον αναμενόμενο επίπεδο συντήρησης.

Προκειμένου να επιτευχθεί μία επαρκώς ανθεκτική κατασκευή, τα ακόλουθα πρέπει να ληφθούν υπόψη:

- η προοριζόμενη ή προβλεπόμενη χρήση της κατασκευής,
- τα απαιτούμενα κριτήρια σχεδιασμού,
- οι αναμενόμενες περιβαλλοντικές συνθήκες,
- η σύσταση, οι ιδιότητες και η επίδοση των υλικών και των προϊόντων,
- οι ιδιότητες του εδάφους,
- η επιλογή του στατικού συστήματος,
- το σχήμα των μελών και οι κατασκευαστικές λεπτομέρειες,
- η ποιότητα της εργασίας και το επίπεδο ελέγχου,
- τα συγκεκριμένα μέτρα προστασίας,
- η προοριζόμενη συντήρηση κατά τη διάρκεια της ζωής σχεδιασμού.

Σημείωση: Ο σχετικός EN 1992 έως EN 1999 καθορίζουν κατάλληλα μέτρα για τη μείωση της διάβρωσης.

Οι περιβαλλοντικές συνθήκες θα αναγνωρίζονται στη φάση σχεδιασμού ώστε η σημασία τους να αξιολογηθεί σε σχέση με την ανθεκτικότητα και επαρκείς διατάξεις να μπορούν να γίνουν για την προστασία των υλικών που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή.

Ο βαθμός οποιασδήποτε διάβρωσης μπορεί να εκτιμηθεί με βάση υπολογισμούς, πειραματική διερεύνηση, εμπειρία από προηγούμενες κατασκευές ή συνδυασμό αυτών των εκτιμήσεων.

2.1.3.5. Διαχείριση ποιότητας

Προκειμένου να παρασχεθεί μία κατασκευή η οποία ανταποκρίνεται στις απαιτήσεις και στις παραδοχές που γίνονται στο σχεδιασμό, κατάλληλα μέτρα διαχείρισης ποιότητας πρέπει να εφαρμοστούν. Τα μέτρα αυτά περιλαμβάνουν:

- ορισμό των απαιτήσεων αξιοπιστίας,
- οργανωτικά μέτρα,
- ελέγχους στο στάδιο του σχεδιασμού, της κατασκευής και της συντήρησης.

Σημείωση: Ο EN ISO 9001:2000 είναι μία αποδεκτή βάση για μέτρα διαχείρισης ποιότητας, όπου είναι σχετικό.

2.1.4 Αρχές σχεδιασμού οριακών καταστάσεων

2.1.4.1. Γενικά

Θα γίνει διαχωρισμός μεταξύ οριακών καταστάσεων αστοχίας και οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.

Σημείωση: Σε μερικές περιπτώσεις, πρόσθετη επαλήθευση μπορεί να απαιτείται, για παράδειγμα για την εξασφάλιση της ασφάλειας της κυκλοφορίας.

Επαλήθευση μία εκ των δύο αυτών κατηγοριών οριακών καταστάσεων μπορεί να παραληφθεί δεδομένου ότι είναι διαθέσιμες επαρκείς πληροφορίες που να αποδεικνύουν ότι ικανοποιείται από την άλλη.

Οι οριακές καταστάσεις θα σχετίζονται με καταστάσεις σχεδιασμού, βλέπε 2.1.4.2.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού πρέπει να κατηγοριοποιηθούν ως μόνιμες, παροδικές ή τυχηματικές, βλέπε 2.1.4.2.

Η επιβεβαίωση των οριακών καταστάσεων που αφορούν αποτελέσματα εξαρτώμενα από το χρόνο (π.χ. κόπωση) θα πρέπει να σχετίζονται με τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της κατασκευής.

Σημείωση: Τα περισσότερα χρονικά εξαρτώμενα αποτελέσματα είναι συσσωρευτικά.

2.1.4.2. Καταστάσεις σχεδιασμού

Οι σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού θα επιλεγούν λαμβάνοντας υπόψη τις συνθήκες κάτω από τις οποίες καλείται η κατασκευή να εκπληρώσει τη λειτουργία της.

Οι καταστάσεις σχεδιασμού θα κατηγοριοποιηθούν ως ακολούθως:

- μόνιμες καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται στις συνθήκες κανονικής χρήσης,
- παροδικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε προσωρινές συνθήκες εφαρμοζόμενες στην κατασκευή, π.χ. κατά την κατασκευή ή την επισκευή.
- τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε εξαιρετικές συνθήκες εφαρμοζόμενες στην κατασκευή, π.χ. πυρκαγιά, έκρηξη, πρόσκρουση ή τα αποτελέσματα τοπικής αστοχίας,
- σεισμικές καταστάσεις σχεδιασμού, οι οποίες αναφέρονται σε συνθήκες που εφαρμόζονται στην κατασκευή όταν υπόκεινται σε σεισμικά γεγονότα.

Σημείωση: Πληροφορίες για συγκεκριμένες καταστάσεις σχεδιασμού εντός της κάθε μία από τις κατηγορίες αυτές δίνονται στους EN 1991 έως EN 1999.

Οι επιλεγμένες καταστάσεις σχεδιασμού πρέπει να είναι επαρκώς αυστηρές και ποικίλες ώστε να περιβάλλει όλες τις συνθήκες που μπορούν λογικώς να προβλεφθούν να συμβούν κατά την κατασκευή και τη χρήση της κατασκευής.

2.1.4.3. Οριακές καταστάσεις αστοχίας

Οι καταστάσεις που αφορούν:

- την ασφάλεια των ανθρώπων, και/ή
- την ασφάλεια της κατασκευής

θα χαρακτηρίζονται ως οριακές καταστάσεις αστοχίας.

Σε μερικές περιπτώσεις, οι οριακές καταστάσεις που αφορούν την προστασία των περιεχομένων πρέπει να χαρακτηριστούν ως οριακές καταστάσεις αστοχίας.

Σημείωση: Οι καταστάσεις είναι αυτές που έχουν συμφωνηθεί για το συγκεκριμένο έργο με τον πελάτη και την αρμόδια αρχή.

Καταστάσεις προγενέστερες της δομικής αστοχίας, οι οποίες, για απλοποίηση, θεωρούνται στη θέση της ίδιας της αστοχίας, μπορεί να αντιμετωπισθούν ως οριακές καταστάσεις αστοχίας.

Οι ακόλουθες καταστάσεις αστοχίας θα επαληθευτούν όπου είναι σχετικές:

- απώλεια ισορροπίας της κατασκευής ή οποιουδήποτε μέρους της, το οποίο θεωρείται ως άκαμπτο σώμα,
- αστοχία από υπερβολική παραμόρφωση, μετασχηματισμός της κατασκευής ή οποιουδήποτε μέρους της σε μηχανισμό, διάρρηξη, απώλεια της σταθερότητας της κατασκευής ή οποιουδήποτε μέρους της, συμπεριλαμβανομένων των στηρίξεων και των θεμελιώσεων,
- αστοχία που οφείλεται σε κόπωση ή άλλες χρονικά εξαρτώμενες επιδράσεις.

Σημείωση: Διαφορετικοί συνδυασμοί μερικών συντελεστών σχετίζονται με τις διάφορες οριακές καταστάσεις. Αστοχία που οφείλεται σε υπερβολικές παραμορφώσεις είναι δομική αστοχία που οφείλεται σε μηχανική αστάθεια.

2.1.4.4. Οριακές καταστάσεις λειτουργικότητας

Οριακές καταστάσεις που αφορούν:

- τη λειτουργία της κατασκευής ή των δομικών μελών υπό συνηθισμένη χρήση,
- την άνεση των ανθρώπων,
- την εμφάνιση των κατασκευαστικών έργων,

θα χαρακτηρίζονται ως οριακές καταστάσεις αστοχίας.

Σημείωση 1: Στο γενικό πλαίσιο της λειτουργικότητας, ο όρος «εμφάνιση» αφορά κριτήρια όπως μεγάλη απόκλιση και εκτενή ρωγμάτωση, παρά την αισθητική.

Σημείωση 2: Συνήθως οι απαιτήσεις λειτουργικότητας συμφωνούνται για κάθε ξεχωριστό έργο.

Ένας διαχωρισμός θα γίνει μεταξύ των αναστρέψιμων και των μη-αναστρέψιμων οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας.

Η επαλήθευση οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας θα πρέπει να βασίζονται σε κριτήρια που αφορούν τις ακόλουθες πτυχές:

(α) παραμορφώσεις που επηρεάζουν

- την εμφάνιση,
- την άνεση των χρηστών,
- τη λειτουργία της κατασκευής (συμπεριλαμβανομένης της λειτουργίας μηχανών ή υπηρεσιών)

ή που προκαλούν ζημιές σε τελειώματα ή μη-δομικά στοιχεία,

(β) δονήσεις

- που προκαλούν δυσφορία στους ανθρώπους, ή
 - που περιορίζουν τη λειτουργική αποτελεσματικότητα της κατασκευής,
- (γ) ζημιές που είναι πιθανόν να επηρεάσουν δυσμενώς
- την εμφάνιση,
 - την ανθεκτικότητα,
 - τη λειτουργία της κατασκευής.

Σημείωση: Πρόσθετες διατάξεις που αφορούν τα κριτήρια λειτουργικότητας δίνονται στο σχετικό EN 1992 έως EN 1999.

2.1.4.5. Σχεδιασμός οριακών καταστάσεων

Ο σχεδιασμός για οριακές καταστάσεις βασίζεται στη χρήση δομικών μοντέλων και φορτίσεων για σχετικές οριακές καταστάσεις.

Θα επαληθευτεί ότι καμία οριακή κατάσταση δεν υπερβαίνεται όταν σχετικές τιμές για

- δράσεις,
- ιδιότητες υλικών,
- ιδιότητες προϊόντων και
- γεωμετρικά δεδομένα

χρησιμοποιούνται στα μοντέλα αυτά.

Οι επαληθεύσεις θα πραγματοποιούνται για όλες τις σχετικές καταστάσεις σχεδιασμού και περιπτώσεις φορτίσεων.

Οι απαιτήσεις του κεφαλαίου αυτού θα επιτευχθούν με τη μέθοδο των μερικών συντελεστών.

Ως εναλλακτική, μπορεί να γίνει σχεδιασμός που να βασίζεται απευθείας σε στοχαστικές μεθόδους.

Σημείωση: Η αρμόδια αρχή μπορεί να δώσει συγκεκριμένες συνθήκες χρήσης.

Οι επιλεγμένες καταστάσεις σχεδιασμού θα ληφθούν υπόψη και θα προσδιοριστούν οι κρίσιμες περιπτώσεις φορτίσεων.

Για μία συγκεκριμένη επαλήθευση οι περιπτώσεις φορτίσεων θα πρέπει να επιλεγούν, προσδιορίζοντας συμβατές περιπτώσεις φορτίσεων, συνδυασμούς παραμορφώσεων και ατελειών που θα πρέπει να ληφθούν υπόψη ταυτοχρόνως με σταθερές μεταβλητές δράσεις και μόνιμες δράσεις.

Πιθανές αποκλίσεις από τις υποθετικές διευθύνσεις και θέσεις των δράσεων θα ληφθούν υπόψη.

Τα στατικά μοντέλα και οι φορτίσεις μπορούν να είναι είτε φυσικά είτε μαθηματικά μοντέλα.

2.2 EN 1992: Ευρωκώδικας 2 - Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα

Ο Ευρωκώδικας 2 ισχύει για το σχεδιασμό των κτιρίων και των έργων Πολιτικού Μηχανικού που κατασκευάζονται από άοπλο, οπλισμένο και προεντεταμένο σκυρόδεμα. Είναι συμβατός με τις αρχές και τις απαιτήσεις ασφαλείας και λειτουργικότητας των κατασκευών, τις βάσεις του σχεδιασμού και ελέγχου τους που περιλαμβάνονται στο Πρότυπο EN 1990: Βάσεις του σχεδιασμού των κατασκευών.

Ο Ευρωκώδικας 2 καλύπτει μόνο τις απαιτήσεις αντοχής, λειτουργικότητας, ανθεκτικότητας σε διάρκεια και πυρασφάλειας των κατασκευών από σκυρόδεμα. Δεν καλύπτονται άλλες απαιτήσεις, π.χ. αναφορικά με τη θερμομόνωση ή ηχομόνωση.

2.2.1. Βάσεις του σχεδιασμού

2.2.1.1. Βασικές απαιτήσεις

Ο σχεδιασμός των κατασκευών από σκυρόδεμα πρέπει να είναι εναρμονισμένος με τους γενικούς κανόνες που δίνονται στο EN 1990.

Πρέπει επίσης να εφαρμόζονται οι συμπληρωματικές διατάξεις που δίνονται στην ενότητα αυτή για τις κατασκευές από σκυρόδεμα.

Οι βασικές απαιτήσεις του Κεφαλαίου 2 του EN 1990 κρίνεται ότι ικανοποιούνται για κατασκευές από σκυρόδεμα όταν εφαρμόζονται ταυτοχρόνως τα κάτωθι:

- σχεδιασμός οριακής κατάστασης σε συνδυασμό με τη μέθοδο του μερικού συντελεστή ασφαλείας σύμφωνα με το EN 1990
- δράσεις σύμφωνα με το EN 1991,
- συνδυασμός δράσεων σύμφωνα με το EN 1990 και
- αντοχή, ανθεκτικότητα σε διάρκεια και λειτουργικότητα σύμφωνα με το παρόν πρότυπο.

Σημείωση: Απαιτήσεις που αφορούν αντοχή σε φωτιά (βλ. EN 1990 Ενότητα 5 και EN 1992-1-2) είναι δυνατόν να υπαγορευθούν μεγαλύτερες διαστάσεις δομικών στοιχείων σε σχέση με αυτές που απαιτούνται για την αντοχή της κατασκευής υπό κανονικές συνθήκες θερμοκρασίας.

2.2.1.2. Δράσεις και περιβαλλοντικές επιρροές

Οι δράσεις που θα χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό δύνανται να λαμβάνονται από τα σχετικά μέρη του EN 1991.

Σημείωση: Τα σχετικά μέρη του EN 1991 προς χρήση κατά τον σχεδιασμό περιλαμβάνουν:

- EN 1991-1.1 Πυκνότητες, ίδιο βάρος και επιβαλλόμενα φορτία
- EN 1991-1.2 Δράσεις πυρός
- EN 1991-1.3 Φορτία χιονιού
- EN 1991-1.4 Ανεμοπίεση
- EN 1991-1.5 Θερμοκρασιακές δράσεις
- EN 1991-1.6 Δράσεις κατά την εκτέλεση
- EN 1991-1.7 Τυχηματικές δράσεις που οφείλονται σε κρούση ή εκρήξεις
- EN 1991-2 Φορτία κυκλοφορίας γεφυρών
- EN 1991-3 Δράσεις προκαλούμενες από γερανούς και λοιπά μηχανήματα
- EN 1991-4 Δράσεις σε σιλό και δεξαμενές

2.2.1.3. Επιμέρους συντελεστές για τα υλικά

Για την οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει να χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικών γ_c και γ_s .

Σημείωση: Οι τιμές γ_c και γ_s προς χρήση σε κάθε χώρα δύνανται να ληφθούν από το αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Οι προτεινόμενες τιμές για μόνιμες, παροδικές και τυχηματικές καταστάσεις σχεδιασμού, δίνονται στον Πίνακα 2.2.1. Οι τιμές αυτές δεν ισχύουν για περιπτώσεις σχεδιασμού έναντι φωτιάς για τις οποίες απαιτείται να γίνεται αναφορά στο EN 1992-1-2.

Για τον έλεγχο έναντι κόπωσης, οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για μόνιμες καταστάσεις σχεδιασμού που δίνονται στον Πίνακα 2.2.1., συστήνονται για τις τιμές των $\gamma_{c,fat}$ και $\gamma_{s,fat}$.

Καταστάσεις σχεδιασμού	γ_c για σκυρόδεμα	γ_s για χάλυβα όπλισης	γ_s για χάλυβα προέντασης
Μόνιμες & Παροδικές	1.5	1.15	1.15
Τυχηματικές	1.2	1.0	1.0

Πίνακας 2.2.1. Επιμέρους συντελεστές ασφαλείας υλικών για οριακές καταστάσεις αστοχίας κατά Ευρωκώδικα 2

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας υλικών για τον έλεγχο έναντι οριακών καταστάσεων λειτουργικότητας πρέπει να λαμβάνονται όπως αυτές που δίνονται στις επί μέρους διατάξεις του παρόντος Ευρωκώδικα.

Σημείωση: Οι τιμές των γ_c και γ_s στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας προς χρήση σε κάθε χώρα δύνανται να βρεθούν στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή για καταστάσεις που δεν καλύπτονται από επιμέρους διατάξεις του παρόντος Ευρωκώδικα είναι 1.0.

Είναι δυνατόν να χρησιμοποιούνται μικρότερες τιμές γ_c και γ_s εφόσον δικαιολογούνται από μέτρα που μειώνουν την αβεβαιότητα της υπολογισθείσας αντοχής.

2.2.2. Σκυρόδεμα

Οι διατάξεις που ακολουθούν παρέχουν αρχές και κανόνες για το σκυρόδεμα κανονικής και υψηλής αντοχής.

2.2.2.1. Αντοχή

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος υποδηλώνεται με τις Κατηγορίες Σκυροδέματος οι οποίες αντιστοιχίζονται στη χαρακτηριστική (5%) κυλινδρική αντοχή f_{ck} , ή την κυβική αντοχή $f_{ck,cube}$, σύμφωνα με τον EN 206-1.

Οι Κατηγορίες Σκυροδέματος Στον κανονισμό αυτόν βασίζονται στη χαρακτηριστική κυλινδρική αντοχή f_{ck} προσδιοριζόμενη στις 28 ημέρες με μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή την τιμή C_{max} .

Σημείωση: Η τιμή C_{max} προς χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι C90/105.

Οι χαρακτηριστικές αντοχές f_{ck} και τα αντίστοιχα μηχανικά χαρακτηριστικά που απαιτούνται κατά το σχεδιασμό δίνονται στον Πίνακα 2.2.2.

Σε συγκεκριμένες περιπτώσεις (π.χ. προένταση) μπορεί να είναι αναγκαίο να αποτιμάται η αντοχή σε σύνθλιψη του σκυροδέματος πριν ή μετά τις 28 ημέρες, επί τη βάση πειραμάτων επί δοκιμίων τα οποία αποθηκεύονται υπό συνθήκες αυτών που προδιαγράφονται στο EN 12390.

Εάν η αντοχή του σκυροδέματος προσδιορίζεται σε ηλικία $t > 28$ ημερών, οι τιμές a_{cc} και a_{ct} που ορίζονται στο κεφάλαιο 2.2.6 πρέπει να μειωθούν με ένα συντελεστή k_t .

Σημείωση: Η τιμή του k_t για χρήση σε κάθε χώρα παρατίθεται στο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 0.85.

Είναι δυνατό να απαιτείται ο ορισμός της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος $f_{ck}(t)$, σε χρόνο t για διαφορετικά στάδια (π.χ. ξεκαλούπωμα, μεταφορά προέντασης):

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(MPa) \text{ για } 3 < t < 28 \text{ ημέρες}$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ για } t \geq 28 \text{ ημέρες}$$

Ακριβέστερες τιμές πρέπει να βασίζονται σε δοκιμές, ειδικά για περιπτώσεις όπου $t \leq 3$ ημέρες.

Η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία t εξαρτάται από το είδος του τσιμέντου, τη θερμοκρασία και τις συνθήκες συντήρησης. Για μέση θερμοκρασία 20°C και συντήρηση σύμφωνα με το EN 12390 η θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε διαφορετική ηλικία $f_{cm}(t)$ μπορεί να εκτιμηθεί με βάση τις σχέσεις (2.1) και (2.2).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (2.2.1) \quad \text{με} \quad \beta_{cc}(t) = e^{\left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\}} \quad (2.2.2)$$

όπου:

$f_{cm}(t)$ η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία t ημερών

f_{cm} η μέση θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος σε ηλικία 28 ημερών σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.2

$\beta_{cc}(t)$ συντελεστής που εξαρτάται από την ηλικία t του σκυροδέματος

t ηλικία του σκυροδέματος σε ημέρες

S συντελεστής ο οποίος εξαρτάται από τον τύπο του σκυροδέματος
 =0.20 για τσιμέντο αντοχής Κατηγορίας CEM 42.5 R, CEM 53.5 N και CEM 53.5 R (Κατηγορία R)
 =0.35 για τσιμέντο αντοχής Κατηγορίας CEM 32.5 R, CEM 42.5 N (Κατηγορία N)
 =0.38 για τσιμέντο αντοχής Κατηγορίας CEM 32.5 N (Κατηγορία S)

Στις περιπτώσεις όπου το σκυρόδεμα δεν είναι συμβατό με την προδιαγραφή που αφορά στη θλιπτική αντοχή 28 ημερών, δεν είναι κατάλληλη η χρήση των εκφράσεων (2.2.1) και (2.2.2).

Η διάταξη αυτή δεν πρέπει να χρησιμοποιείται αναδρομικώς για να δικαιολογήσει μια μη συμμόρφωση με τη συμβατική αντοχή μέσω μιας εκ των υστέρων αύξησης της αντοχής.

Η ανάπτυξη της εφελκυστικής αντοχής με το χρόνο εξαρτάται σημαντικά από τις συνθήκες συντήρησης και ξήρανσης καθώς και από τις διαστάσεις των δομικών στοιχείων. Ως μια πρώτη προσέγγιση μπορεί να υποτεθεί πως η εφελκυστική αντοχή $f_{ctm}(t)$ είναι ίση προς:

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha f_{ctm}$$

όπου:

$\beta_{cc}(t)$ προκύπτει από την έκφραση (2.2.2) και

$\alpha=1$ για $t < 28$, $\alpha=2/3$ για $t \geq 28$

Οι τιμές της f_{ctm} δίνονται στον Πίνακα 2.2.2.

Σημείωση: Όπου η ανάπτυξη εφελκυστικής αντοχής με τον χρόνο είναι σημαντική, προτείνεται να πραγματοποιούνται δοκιμές συνεκτιμώντας της συνθήκες έκθεσης και τις διαστάσεις του δομικού μέλους.

2.2.2.2. Ελαστική παραμόρφωση

Οι ελαστικές παραμορφώσεις του σκυροδέματος εξαρτώνται σημαντικά από τη σύστασή του, ειδικά από άποψη αδρανών. Οι τιμές που δίνονται στο Πρότυπο αυτό πρέπει να θεωρούνται ως ενδεικτικές για γενικές εφαρμογές. Σε περιπτώσεις όπου η κατασκευή είναι πιθανό να είναι ευαίσθητη σε αποκλίσεις από τις γενικές αυτές τιμές θα πρέπει να εκτιμώνται κατά περίπτωση.

Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος επηρεάζεται από τα μέτρα ελαστικότητας των συστατικών του. Προσεγγιστικές τιμές για το μέτρο Ελαστικότητας E_{cm} (επιβατική τιμή ανάμεσα σε $\sigma_c = 0$ και $0.4f_{cm}$), για σκυροδέματα με χαλαζιακά αδρανή, δίνονται στον Πίνακα 2.2.2. Για ασβεστολιθικά και ψαμμιτικά αδρανή η τιμή πρέπει να απομειώνεται κατά 10% έως 30% αντίστοιχα. Για βασαλτικά αδρανή, η τιμή πρέπει να μειώνεται κατά 20%.

Η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας με το χρόνο μπορεί να εκτιμάται από τη σχέση:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t)/f_{cm})^{0.3} E_{cm} \quad (2.2.3.)$$

όπου $E_{cm}(t)$ και $f_{cm}(t)$ είναι οι τιμές που αντιστοιχούν σε ηλικία t ημερών και E_{cm} και f_{cm} είναι οι τιμές που προσδιορίζονται σε ηλικία 28 ημερών. Η σχέση μεταξύ των $f_{cm}(t)$ και f_{cm} ακολουθεί την έκφραση (2.2.1).

Ο λόγος Poisson μπορεί να λαμβάνεται ίσος προς 0.2 για μη-ρηγματωμένο σκυρόδεμα και 0 για ρηγματωμένο.

Ο γραμμικός συντελεστής θερμικής διαστολής μπορεί να λαμβάνεται ίσος προς $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$, εκτός και εάν είναι διαθέσιμες περισσότερο ακριβείς πληροφορίες.

όπου στον Πίνακα 2.2.2.:

f_{ck}	Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κυλίνδρου σκυροδέματος στις 28 ημέρες
$f_{ck,cube}$	Χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή κύβου σκυροδέματος στις 28 ημέρες
f_{cm}	Μέση θλιπτική αντοχή κυλίνδρου σκυροδέματος
f_{ctm}	Μέση τιμή αντοχής σκυροδέματος σε καθαρό εφελκυσμό
$f_{ctk,0.05}$	Χαρακτηριστική του κάτω 5% της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος
$f_{ctk,0.95}$	Χαρακτηριστική του κάτω 95% της εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος
E_{cm}	Επιβατικό μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος
ε_{c1}	Θλιπτική παραμόρφωση στο σκυρόδεμα στη μέγιστη τάση f_c (Βλέπε Σχήμα 2.2.1)
ε_{cu1}	Θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας στο σκυρόδεμα (Βλέπε Σχήμα 2.2.1)
ε_{c2}	Θλιπτική παραμόρφωση στο σκυρόδεμα στη μέγιστη τάση f_c (Βλέπε Σχήμα 2.2.2)
ε_{cu2}	Θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας στο σκυρόδεμα (Βλέπε Σχήμα 2.2.2)
ε_{c3}	Θλιπτική παραμόρφωση στο σκυρόδεμα στη μέγιστη τάση f_c (Βλέπε Σχήμα 2.2.3)
ε_{cu3}	Θλιπτική παραμόρφωση αστοχίας στο σκυρόδεμα (Βλέπε Σχήμα 2.2.3)

Αντοχή														Αναλυτική σχέση / Εξήγηση	
f _{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
f _{ck,cube} (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f _{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$
f _{ctm} (MPa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0	$f_{ctm} = 0.30f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2.12\ln(1 + (f_{cm}/10)) > C50/60$
f _{ctk,0.05} (MPa)	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.1	3.2	3.4	3.5	$f_{ctk;0.05} = 0.7f_{ctm}$ 5% οριακό ποσοστό (fractile)
f _{ctk,0.95} (MPa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6	$f_{ctk;0.95} = 1.3f_{ctm}$ 95% οριακό ποσοστό (fractile)
E _{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0.3}$ (f _{cm} σε MPa)
ε _{c1} (‰)	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.25	2.3	2.4	2.45	2.5	2.6	2.7	2.8	2.8	βλέπε σχήμα 2.2.1. $\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = 0.7f_{cm}^{0.31} < 2.8$
ε _{cu1} (‰)	3.5									3.2	3.0	2.8	2.8	2.8	βλέπε σχήμα 2.2.1. για $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ $\varepsilon_{cu1} (\text{‰}) = 2.8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε _{c2} (‰)	2.0									2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	βλέπε σχήμα 2.2.2. για $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ $\varepsilon_{cu2} (\text{‰}) = 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53}$
ε _{cu1} (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	βλέπε σχήμα 2.2.2. για $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ $\varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2									1.75	1.6	1.45	1.4	1.4	για $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ $n = 1.4 + 23.4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε _{c3} (‰)	1.75									1.8	1.9	2.0	2.2	2.3	βλέπε σχήμα 2.2.3. για $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ $\varepsilon_{c3} (\text{‰}) = 1.75 + 0.55[(f_{ck} - 50)/40]$
ε _{cu3} (‰)	3.5									3.1	2.9	2.7	2.6	2.6	βλέπε σχήμα 2.2.3. για $f_{ck} \geq 50\text{MPa}$ $\varepsilon_{cu3} (\text{‰}) = 2.6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Πίνακας 2.2.2. Χαρακτηριστικά αντοχής και παραμόρφωσης σκυροδέματος κατά Ευρωκώδικα 2

2.2.2.3. Σχέση έντασης - παραμόρφωσης για τη μη-γραμμική ανάλυση.

Η σχέση ανάμεσα στην σ_c και την ε_c που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.2.1. (θλιπτική τάση και ειδική βράχυνση εμφανίζονται σε απόλυτες τιμές) για βραχυχρόνια μοναξονική φόρτιση περιγράφεται από την έκφραση (2.2.4):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta} \quad (2.2.4)$$

όπου:

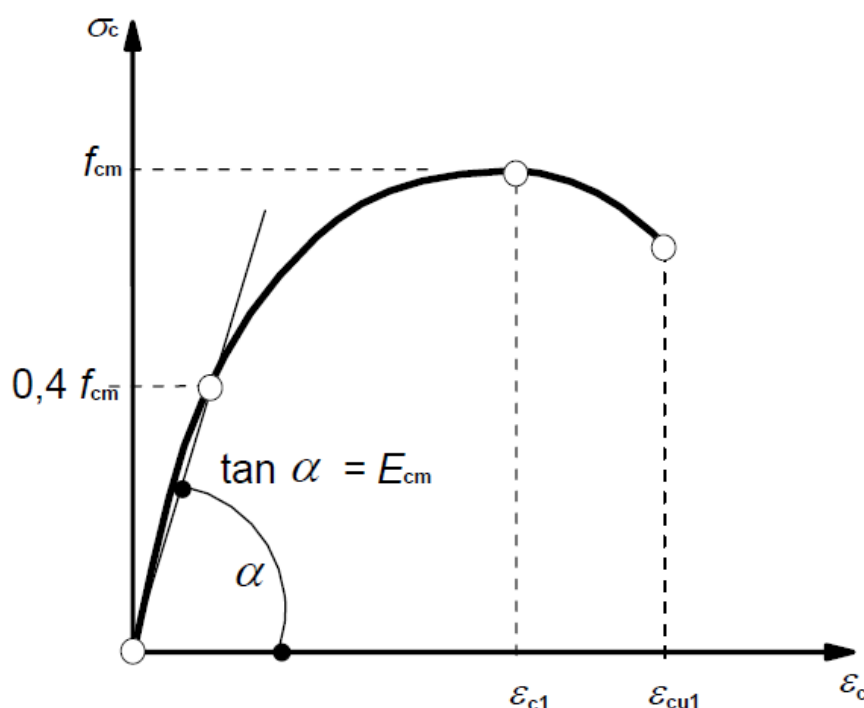
$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

ε_{c1} είναι η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στην κορυφή της τάσης σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.2.

$$k = 1.05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{cm} \text{ σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.2.})$$

Η έκφραση (2.2.4) ισχύει για $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$ όπου ε_{cu1} είναι η ονομαστική παραμόρφωση αστοχίας.

Είναι δυνατό να εφαρμοστούν και άλλες εξιδανικευμένες σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων, εφόσον αντιπροσωπεύουν επαρκώς τη συμπεριφορά του υπό εξέταση σκυροδέματος.



Σχήμα 2.2.1. Σχηματική παράσταση της σχέσης τάσεων-παραμορφώσεων για την ανάλυση των κατασκευών κατά Ευρωκώδικα 2 (Η χρήση του $0,4f_{cm}$ για τον ορισμό του E_{cm} είναι προσεγγιστική)

2.2.2.4. Θλιπτική και εφελκυστική αντοχή σχεδιασμού

Η τιμή της θλιπτικής αντοχής σχεδιασμού ορίζεται ως:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (2.2.5)$$

όπου:

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα και

α_{cc} είναι συντελεστής που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στην θλιπτική αντοχή και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο.

Σημείωση: Η τιμή του α_{cc} προς χρήση σε μια χώρα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 0,8 και 1,0 και παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 1.

Η τιμή της εφελκυστικής αντοχής σχεδιασμού f_{ctd} , ορίζεται ως:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (2.2.6)$$

όπου:

γ_c είναι ο μερικός συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα και

α_{ct} είναι συντελεστής που συνεκτιμά μακροχρόνιες επιδράσεις στην αντοχή σε εφελκυσμό και δυσμενείς επιρροές που προκύπτουν από τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο.

Σημείωση: Η τιμή του α_{ct} προς χρήση σε μια χώρα παρατίθεται στο αντίστοιχο Εθνικό Προσάρτημα. Η συνιστώμενη τιμή είναι 1.

2.2.2.5. Σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων για τον σχεδιασμό διατομών

Για τον σχεδιασμό διατομών μπορεί να χρησιμοποιείται η ακόλουθη σχέση τάσεων-παραμορφώσεων, βλ. Σχήμα 3.3 (η θλιπτική παραμόρφωση εμφανίζεται θετική):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{για } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

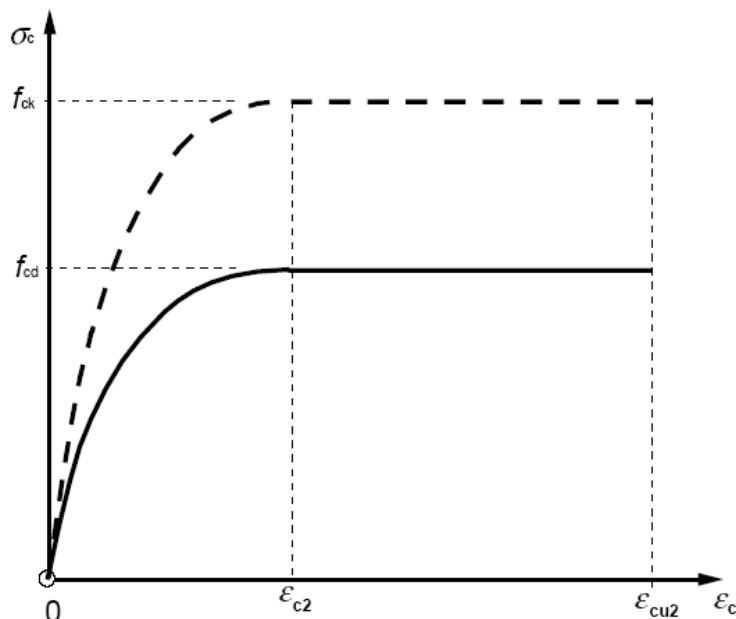
$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{για } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

όπου:

n είναι ο εκθέτης σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.2.

ε_{c2} είναι η παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή σύμφωνα με τον Πίνακα 3.1

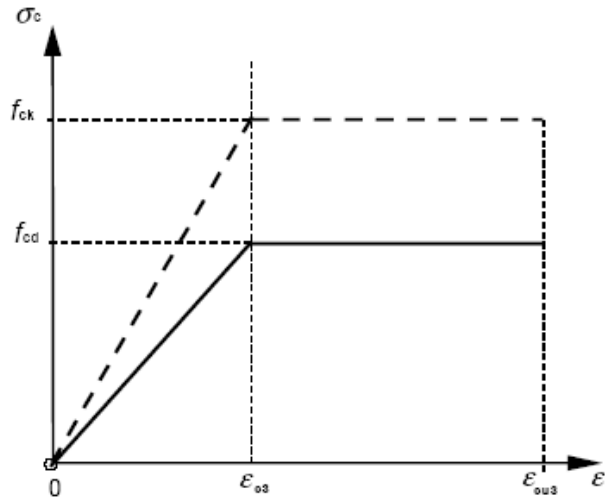
ε_{cu2} είναι η παραμόρφωση αστοχίας σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2.2.



Σχήμα 2.2.2. Παραβολικό-ορθογωνικό διάγραμμα για σκυρόδεμα υπό θλίψη κατά Ευρωκώδικα 2

Άλλες απλοποιημένες σχέσεις τάσεων-παραμορφώσεων είναι δυνατό να χρησιμοποιηθούν εφόσον είναι ισοδύναμες ή και περισσότερο συντηρητικές αυτής που ορίστηκε στο παραπάνω, για

παράδειγμα η δι-γραμμική σχέση σύμφωνα με το Σχήμα 2.2.3. (η θλιπτική τάση και η παραμόρφωση βράχυνσης εμφανίζονται ως απόλυτες τιμές) όπου οι τιμές ϵ_{cs} και ϵ_{cu3} ορίζονται όπως στον Πίνακα 2.2.2.

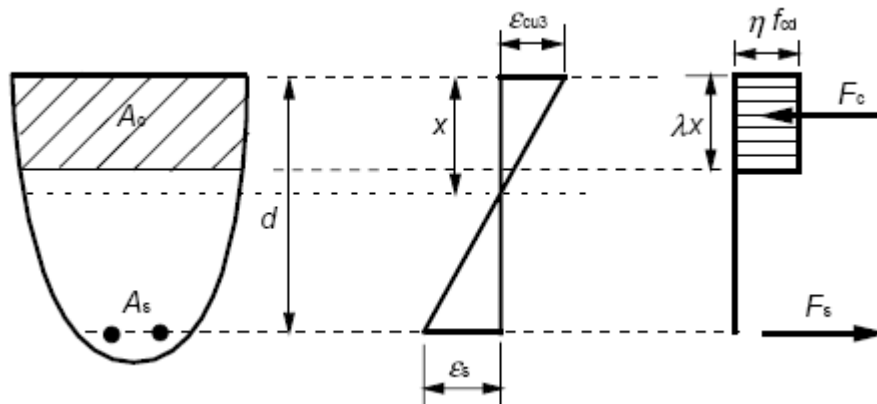


Σχήμα 2.2.3 Δι-γραμμική σχέση τάσεων-παραμορφώσεων κατά Ευρωκώδικα 2

Είναι δυνατό να θεωρηθεί ορθογώνια κατανομή τάσεων (όπως δίνεται στο Σχήμα 2.2.4.). Ο συντελεστής λ , ο οποίος ορίζει το ενεργό (effective) ύψος της θλιβόμενης ζώνης και ο συντελεστής η , ο οποίος ορίζει τη δρώσα αντοχή προκύπτουν ως:

$\lambda = 0,8$	για $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	(2.2.7.)
$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$	για $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	(2.2.8.)
και		
$\eta = 1,0$	για $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$	(2.2.9.)
$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200$	για $50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}$	(2.2.10.)

Σημείωση: Εάν το πλάτος της θλιβόμενης ζώνης μειώνεται προς το μέρος της θλιβόμενης ίνας, τότε η τιμή ηf_{cd} πρέπει να απομειώνεται κατά 10%.



Σχήμα 2.2.4. Ορθογώνια κατανομή τάσεων κατά Ευρωκώδικα 2

2.3. EN 1993: Ευρωκώδικας 3 - Σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα

Ο Ευρωκώδικας 3 εφαρμόζεται στο σχεδιασμό κτιρίων και έργων αρμοδιότητας πολιτικού μηχανικού από χάλυβα. Ασχολείται με τις αρχές και τις απαιτήσεις για ασφάλεια και λειτουργικότητα των κατασκευών, τις βασικές αρχές του σχεδιασμού και των ελέγχων επάρκειάς τους που δίνονται στην EN 1990 - Βασικές αρχές σχεδιασμού των κατασκευών.

Ο Ευρωκώδικας 3 ασχολείται μόνο με απαιτήσεις για αντοχή, λειτουργικότητα, ανθεκτικότητα και πυρασφάλεια των κατασκευών από χάλυβα. Άλλες απαιτήσεις, που αφορούν π.χ. θερμικές ή ηχητικές μονώσεις δεν καλύπτονται.

Ο Ευρωκώδικας 3 προορίζεται να χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με:

- EN 1990 "Βασικές αρχές σχεδιασμού των κατασκευών"
- EN 1991 "Δράσεις στις κατασκευές"
- ENs, ETAGs και ETAs για προϊόντα κατασκευών σχετικά με έργα από χάλυβα
- EN 1090 "Εκτέλεση κατασκευών από χάλυβα – Τεχνικές προδιαγραφές"
- EN 1992 με EN 1999 όταν αναφέρονται σε κατασκευές από χάλυβα ή τμήματα από χάλυβα

2.3.1. Βασικές αρχές σχεδιασμού

2.3.1.1. Βασικές απαιτήσεις

Ο σχεδιασμός κατασκευών από χάλυβα πρέπει να είναι σε συμφωνία με τους γενικούς κανόνες που δίνονται στο EN 1990.

Πρέπει επίσης να εφαρμόζονται οι συμπληρωματικές προβλέψεις για κατασκευές από χάλυβα που δίνονται σε αυτό το μέρος.

Πρέπει να ικανοποιούνται οι βασικές απαιτήσεις του EN 1990 Μέρος 2, όπου ο σχεδιασμός οριακής κατάστασης αστοχίας χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας και με τους συνδυασμούς φορτίσεων που δίνονται στο EN 1990 μαζί με τις δράσεις που δίνονται στο EN 1991.

Πρέπει να εφαρμόζονται οι κανόνες για αντοχές, λειτουργικότητα και ανθεκτικότητα που δίνονται στα διάφορα Μέρη του EN 1993.

2.3.1.2. Χρόνος ζωής σχεδιασμού, ανθεκτικότητα και στιβαρότητα

Ανάλογα με τον τύπο της δράσης που επηρεάζει την ανθεκτικότητα και το χρόνο ζωής σχεδιασμού (βλέπε EN 1990) οι κατασκευές από χάλυβα πρέπει να

- σχεδιάζονται έναντι διάβρωσης μέσω
 - κατάλληλης επιφανειακής προστασίας (βλέπε EN ISO 12944)
 - χρήσης αντιδιαβρωτικού χάλυβα
 - χρήσης ανοξειδώτου χάλυβα (βλέπε EN 1993-1-4)
- σχεδιάζονται για επαρκή αντοχή σε κόπωση (βλέπε EN 1993-1-9)
- σχεδιάζονται έναντι φθοράς στο χρόνο
- σχεδιάζονται για τυχηματικές δράσεις (βλέπε EN 1991-1-7)
- επιθεωρούνται και συντηρούνται.

2.3.2. Δομικός Χάλυβας

2.3.2.1. Ιδιότητες του υλικού

Οι ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής αντοχής f_u για δομικό χάλυβα πρέπει να λαμβάνονται

- α) είτε υιοθετώντας τις τιμές $f_y = R_{eh}$ και $f_u = R_m$ απευθείας από το πρότυπο του προϊόντος
β) ή χρησιμοποιώντας την απλοποίηση που δίνεται στον Πίνακα 2.3.1.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Πίνακας 2.3.1. Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για εν θερμώ ελατούς χάλυβες

2.3.2.2. Απαιτήσεις ολκιμότητας

Για τους χάλυβες απαιτείται μία ελάχιστη ολκιμότητα η οποία θα πρέπει να εκφράζεται υπό μορφή ορίων για:

- το λόγο f_u / f_y της προδιαγεγραμμένης ελάχιστης οριακής αντοχής σε εφελκυσμό f_u ως προς την προδιαγεγραμμένη ελάχιστη αντοχή διαρροής f_y

- την επιμήκυνση στην αστοχία με δοκίμιο μήκους $5,65 \sqrt{A_0}$ (όπου A_0 είναι η αρχική επιφάνεια της διατομής)
- την οριακή παραμόρφωση ε_u , όπου η ε_u αντιστοιχεί στην οριακή αντοχή f_u .

Σημείωση: Τα όρια του λόγου f_u / f_y , η επιμήκυνση στην αστοχία και η οριακή παραμόρφωση ε_u μπορούν να καθορίζονται στο Εθνικό Προσάρτημα. Συνιστώνται οι παρακάτω τιμές:

$$f_u / f_y \geq 1,15$$

επιμήκυνση στην αστοχία όχι μικρότερη από 15%

$$\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y, \text{ όπου } \varepsilon_y \text{ είναι η παραμόρφωση διαρροής } (\varepsilon_y = f_y / E).$$

Για χάλυβα ο οποίος ανήκει σε μία από τις ποιότητες που περιλαμβάνονται στον Πίνακα 2.3.1. θα πρέπει να γίνεται δεκτό ότι ικανοποιούνται οι παραπάνω απαιτήσεις.

Πρότυπο και ποιότητα χάλυβα	Ονομαστικό πάχος του στοιχείου t [mm]			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 65 mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Πίνακας 2.3.1. (συνέχεια) Ονομαστικές τιμές της αντοχής διαρροής f_y και της οριακής εφελκυστικής αντοχής f_u για κοιλοδοκούς

2.3.2.3. Αντοχή σε κρούση

Το υλικό πρέπει να έχει ικανοποιητική αντοχή σε κρούση ώστε να αποφεύγεται ψαθυρή θραύση εφελκόμενων στοιχείων στη χαμηλότερη θερμοκρασία λειτουργίας που αναμένεται να παρουσιασθεί μέσα στην προβλεπόμενη διάρκεια ζωής της κατασκευής.

Σημείωση Α: Η χαμηλότερη θερμοκρασία λειτουργίας που πρέπει να ληφθεί υπόψη στο σχεδιασμό μπορεί να δίνεται στο Εθνικό Προσάρτημα.

Δεν χρειάζεται να γίνει επιπλέον έλεγχος για ψαθυρή θραύση εάν οι προϋποθέσεις που δίνονται στο EN 1993-1-10 ικανοποιούνται για τη χαμηλότερη θερμοκρασία.

Για θλιβόμενα μέλη κτιρίων θα πρέπει να επιλέγεται μία κατάλληλη ελάχιστη αντοχή σε κρούση.

Σημείωση Β: Το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει πληροφορία στην επιλογή των ιδιοτήτων αντοχής σε κρούση για θλιβόμενα μέλη. Προτείνεται η χρήση του Πίνακα 2.1 του EN 1993-1-10 για $\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$.

Για την επιλογή χαλύβων για μέλη εν θερμώ γαλβανισμένα βλέπε EN 1064.

2.3.2.4. Τιμές σχεδιασμού για τους συντελεστές του υλικού

Οι συντελεστές υλικού που υιοθετούνται στους υπολογισμούς για δομικούς χάλυβες οι οποίοι καλύπτονται από αυτό το Μέρος του Ευρωκώδικα πρέπει να λαμβάνονται ως εξής:

- μέτρο ελαστικότητας $E = 210\,000\text{ N/mm}^2$
- μέτρο διάτμησης $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \approx 81\,000\text{ N/mm}^2$
- λόγος Poisson στην ελαστική περιοχή $\nu = 0.3$
- συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής $\alpha = 12 \times 10^{-6}\text{ ανά}^\circ\text{C}$ (για $T \leq 100^\circ\text{C}$)

Σημείωση: Για τον υπολογισμό των αποτελεσμάτων ανομοιόμορφων θερμοκρασιών σε σύμμικτες κατασκευές χάλυβα-σκυροδέματος σύμφωνα με το EN 1994, ο συντελεστής γραμμικής θερμικής διαστολής λαμβάνεται ως $\alpha = 10 \times 10^{-6}\text{ ανά}^\circ\text{C}$.

2.3.3. Στατική ανάλυση

2.3.3.1. Επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας του φορέα

Τα εντατικά μεγέθη μπορούν γενικά να υπολογισθούν χρησιμοποιώντας είτε:

- ανάλυση πρώτης τάξης, χρησιμοποιώντας την αρχική γεωμετρία του φορέα ή
- ανάλυση δεύτερης τάξης, λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση της παραμόρφωσης του φορέα.

Οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας (επιδράσεις δεύτερης τάξης) θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη εάν αυξάνουν σημαντικά τις επιρροές των δράσεων ή εάν τροποποιούν σημαντικά τη συμπεριφορά του φορέα.

Ανάλυση πρώτης τάξης μπορεί να χρησιμοποιείται, εάν η αύξηση των σχετικών εντατικών μεγεθών ή οποιαδήποτε άλλη αλλαγή της συμπεριφοράς του φορέα οφειλόμενη σε παραμορφώσεις, μπορεί να αγνοηθεί. Αυτός ο όρος μπορεί να θεωρηθεί ότι εκπληρώνεται, εάν ικανοποιούνται τα παρακάτω κριτήρια:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{για ελαστική ανάλυση} \tag{2.3.1}$$

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{για πλαστική ανάλυση}$$

όπου α_{cr}	είναι ο παράγοντας με τον οποίο θα πρέπει να αυξηθεί η φόρτιση σχεδιασμού ώστε να προκληθεί καθολική ελαστική αστάθεια
F_{Ed}	είναι το φορτίο σχεδιασμού του φορέα
F_{cr}	είναι το ελαστικό οριακό φορτίο λυγισμού για καθολική αστάθεια που βασίζεται στις αρχικές ελαστικές δυσκαμψίες

Σημείωση: Ένα μεγαλύτερο όριο του α_{cr} για πλαστική ανάλυση δίνεται στην εξίσωση (2.3.1) επειδή η συμπεριφορά του φορέα μπορεί να επηρεάζεται σημαντικά από μη γραμμικές ιδιότητες του υλικού στην οριακή κατάσταση αστοχίας (π.χ. όπου ένα πλαίσιο σχηματίζει πλαστικές αρθρώσεις με ανακατανομές ροπών, ή όπου συμβαίνουν σημαντικές μη γραμμικές παραμορφώσεις σε θέσεις ημιακάμπτων συνδέσεων). Όπου υποστηρίζεται από πιο ακριβείς προσεγγίσεις, το Εθνικό Προσάρτημα μπορεί να δίνει χαμηλότερο όριο του α_{cr} για κάποιους τύπους πλαισίων.

2.3.3.2. Μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη τις μη γραμμικότητες του υλικού

Τα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογίζονται χρησιμοποιώντας είτε

- α) ελαστική στατική ανάλυση
- β) πλαστική στατική ανάλυση.

Σημείωση: Για ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία (FEM) βλέπε EN 1993-1-5.

Ελαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται σε όλες τις περιπτώσεις.

Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου η κατασκευή έχει ικανοποιητική δυνατότητα στροφής στην πραγματική θέση της πλαστικής άρθρωσης, είτε αυτή είναι στα μέλη είτε στους κόμβους. Όπου μια πλαστική άρθρωση συμβαίνει σε μέλος, οι διατομές του μέλους πρέπει να είναι διπλής συμμετρίας ή απλής συμμετρίας με επίπεδο συμμετρίας στο ίδιο επίπεδο με αυτό της στροφής της πλαστικής άρθρωσης και πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις που ορίζονται στο 2.3.3.4. Όπου η πλαστική άρθρωση συμβαίνει σε κόμβο, ο κόμβος είτε πρέπει να έχει ικανοποιητική αντοχή ώστε να εξασφαλίζει ότι η άρθρωση παραμένει στο μέλος, είτε πρέπει να μπορεί να έχει πλαστική αντοχή για μια ικανοποιητική στροφή, βλέπε EN 1993-1-8.

Ως μια απλοποιητική μέθοδος για περιορισμένη πλαστική ανακατανομή των ροπών σε συνεχείς δοκούς όπου μετά από ελαστική ανάλυση μερικές ροπές αιχμής ξεπερνούν την πλαστική καμπτική αντοχή το πολύ κατά 15%, το υπερβάλλον από αυτές τις ροπές αιχμής τμήμα μπορεί να ανακατανεμηθεί σε οποιοδήποτε μέλος, υπό την προϋπόθεση ότι:

- α) τα εντατικά μεγέθη στο πλαίσιο παραμένουν σε ισορροπία με τα εφαρμοζόμενα φορτία,
- β) όλα τα μέλη στα οποία οι ροπές έχουν ελαττωθεί έχουν διατομές κατηγορίας 1 ή 2 (βλέπε 2.3.3.3.), και
- γ) ο στρεπτοκαμπτικός λυγισμός των μελών παρεμποδίζεται

2.3.3.2.1. Ελαστική στατική ανάλυση

Η ελαστική στατική ανάλυση πρέπει να βασίζεται στην παραδοχή ότι η συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης του υλικού είναι γραμμική, όποιο και να είναι το επίπεδο τάσης.

Τα εντατικά μεγέθη μπορούν να υπολογίζονται σύμφωνα με την ελαστική στατική ανάλυση ακόμα και εάν η αντοχή μιας διατομής βασίζεται στην πλαστική αντοχή της, βλέπε 2.3.4.1.

Ελαστική στατική ανάλυση μπορεί επίσης να χρησιμοποιείται για διατομές των οποίων οι αντοχές περιορίζονται από τοπικό λυγισμό.

2.3.3.2.1. Πλαστική στατική ανάλυση

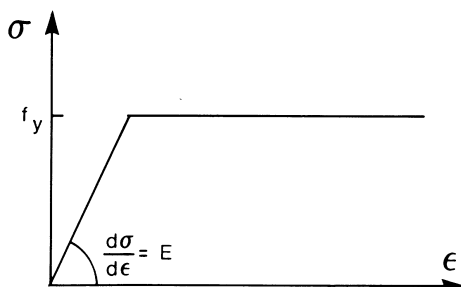
Η πλαστική στατική ανάλυση λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις της μη γραμμικότητας του υλικού στον υπολογισμό των αποτελεσμάτων των δράσεων του δομικού συστήματος. Η συμπεριφορά πρέπει να προσομοιώνεται με μία από τις παρακάτω μεθόδους:

- με ελαστική – πλαστική ανάλυση με πλαστικοποιημένες διατομές και /ή κόμβους όπως πλαστικές αρθρώσεις,
- με μη γραμμική πλαστική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη τη μερική πλαστικοποίηση μελών στις πλαστικές ζώνες,
- με πλαστική ανάλυση αγνοώντας την ελαστική συμπεριφορά μεταξύ αρθρώσεων, και θεωρώντας άκαμπτα τα μέλη της κατασκευής μεταξύ γειτονικών πλαστικών αρθρώσεων.

Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται όπου τα μέλη έχουν ικανοποιητική δυνατότητα στροφής έτσι ώστε να επιτρέπουν τις απαιτούμενες ανακατανομές των καμπτικών ροπών.

Πλαστική στατική ανάλυση μπορεί να χρησιμοποιείται μόνο όπου είναι εξασφαλισμένη η ευστάθεια των μελών στις πλαστικές αρθρώσεις.

Η διγραμμική σχέση τάσης – παραμόρφωσης που παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.3.1. μπορεί να χρησιμοποιείται για τις ποιότητες του δομικού χάλυβα που ορίζονται στο Κεφάλαιο 2.3.2. Εναλλακτικά, μπορεί να υιοθετείται μία πιο ακριβής σχέση, βλέπε EN 1993-1-5.



Σχήμα 2.3.1. Διγραμμική σχέση τάσης παραμόρφωσης

Πλαστική ανάλυση μπορεί να εφαρμόζεται εάν οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας (π.χ. επιδράσεις δεύτερης τάξης) δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη. Σε αυτήν την περίπτωση οι κόμβοι ταξινομούνται μόνο με βάση την αντοχή, βλέπε EN 1993-1-8.

Οι επιδράσεις της παραμορφωμένης γεωμετρίας της κατασκευής και η ευστάθεια του πλαισίου πρέπει να επιβεβαιώνονται σύμφωνα με τις αρχές του 2.3.3.

Σημείωση: Η μέγιστη αντοχή ενός πλαισίου με σημαντικά παραμορφωμένη γεωμετρία μπορεί να αντιστοιχεί σε στάθμη φόρτισης προ του σχηματισμού όλων των πλαστικών αρθρώσεων του μηχανισμού κατάρρευσης πρώτης τάξης.

2.3.3.3. Κατάταξη των διατομών

Τέσσερις κατηγορίες διατομών καθορίζονται ως εξής:

- Διατομές κατηγορίας 1 είναι εκείνες που μπορούν να σχηματίσουν πλαστική άρθρωση με την απαιτούμενη από την πλαστική ανάλυση δυνατότητα στροφής χωρίς μείωση της αντοχής τους.
- Διατομές κατηγορίας 2 είναι εκείνες που μπορούν να αναπτύξουν την πλαστική ροπή αντοχής τους, αλλά έχουν περιορισμένη δυνατότητα στροφής λόγω τοπικού λυγισμού.
- Διατομές κατηγορίας 3 είναι εκείνες στις οποίες η τάση στην ακραία θλιβόμενη ίνα του χαλύβδινου μέλους, υποθέτοντας ελαστική κατανομή των τάσεων, μπορεί να φθάσει την αντοχή

διαρροής, αλλά τοπικός λυγισμός είναι πιθανόν να εμποδίσει την ανάπτυξη της πλαστικής ροπής αντοχής.

- Διατομές κατηγορίας 4 είναι εκείνες στις οποίες τοπικός λυγισμός θα συμβεί πριν την ανάπτυξη της τάσης διαρροής σε ένα ή περισσότερα μέρη της διατομής.

Σε διατομές κατηγορίας 4, προκειμένου να ληφθούν υπόψη οι μειώσεις στην αντοχή λόγω των επιδράσεων του τοπικού λυγισμού, χρησιμοποιούνται τα ενεργά πλάτη.

Η κατάταξη μιας διατομής εξαρτάται από τη σχέση πλάτους προς πάχος των τμημάτων της που υπόκεινται σε θλίψη.

Τα θλιβόμενα τμήματα περιλαμβάνουν κάθε τμήμα μιας διατομής το οποίο θλίβεται εξ ολοκλήρου ή εν μέρει για τον υπό θεώρηση συνδυασμό φορτίων.

Τα διάφορα θλιβόμενα τμήματα σε μια διατομή (όπως ο κορμός ή το πέλμα) μπορούν, γενικά, να ανήκουν σε διαφορετικές κατηγορίες.

Μια διατομή κατατάσσεται σύμφωνα με την υψηλότερη κατηγορία (λιγότερο ευμενής) των θλιβόμενων τμημάτων της.

Εναλλακτικά, η κατάταξη μιας διατομής μπορεί να ορισθεί λαμβάνοντας υπόψη τόσο την κατηγορία των πελμάτων όσο και την κατηγορία του κορμού.

Τα όρια για τα θλιβόμενα τμήματα κατηγορίας 1, 2, και 3 θα πρέπει να λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.3.2. Ένα τμήμα της διατομής που δεν ικανοποιεί τα όρια της κατηγορίας 3 πρέπει να κατατάσσεται στην κατηγορία 4.

Εκτός από την ακόλουθη περίπτωση οι διατομές κατηγορίας 4 μπορούν να αντιμετωπίζονται ως διατομές κατηγορίας 3 εάν ο λόγος πλάτους προς πάχος είναι μικρότερος από το όριο για διατομές

κατηγορίας 3 του Πίνακα 2.3.2. όταν το ε πολλαπλασιάζεται με $\sqrt{\frac{f_y / \gamma_{M0}}{\sigma_{com,Ed}}}$, όπου $\sigma_{com,Ed}$ είναι η

μέγιστη θλιπτική τάση σχεδιασμού του τμήματος η οποία έχει ληφθεί από ανάλυση πρώτης τάξης ή, όπου είναι απαραίτητο, από ανάλυση δεύτερης τάξης.

Εντούτοις, όταν ελέγχεται η αντοχή σε λυγισμό ενός μέλους χρησιμοποιώντας το Κεφάλαιο 2.3.4.2, τα όρια για κατηγορία 3 θα πρέπει πάντα να λαμβάνονται από τον Πίνακα 2.3.2.

Διατομές με κορμό κατηγορίας 3 και πέλματα κατηγορίας 1 ή 2 μπορεί να ταξινομούνται ως διατομές κατηγορίας 2 με ενεργό κορμό.

Όπου ο κορμός θεωρείται ότι αναλαμβάνει μόνο διατμητικές δυνάμεις και υποτίθεται ότι δεν συνεισφέρει στην αντοχή της διατομής σε κάμψη και ορθή δύναμη, η διατομή μπορεί να σχεδιάζεται ως κατηγορίας 2, 3 ή 4 ανάλογα με την κατηγορία των πελμάτων μόνον.

Σημείωση: Για λυγισμό κορμού εξαιτίας δυνάμεων που εισάγονται από τα πέλματα βλέπε EN 1993-1-5.

2.3.3.4. Απαιτήσεις διατομών για πλαστική στατική ανάλυση

Στις θέσεις πλαστικής άρθρωσης, η διατομή του μέλους που περιέχει την πλαστική άρθρωση θα πρέπει να έχει μία ικανότητα στροφής όχι μικρότερη από την απαιτούμενη στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

Σε ένα μέλος σταθερής διατομής επαρκής ικανότητα στροφής μπορεί να θεωρείται σε μια πλαστική άρθρωση εάν ικανοποιούνται και οι δύο παρακάτω απαιτήσεις:

- α) το μέλος έχει διατομές κατηγορίας 1 στη θέση της πλαστικής άρθρωσης

β) όπου μια εγκάρσια δύναμη που υπερβαίνει το 10% της αντοχής σε διάτμηση της διατομής, εφαρμόζεται στον κορμό στη θέση της πλαστικής άρθρωσης, ενισχύσεις κορμού θα πρέπει να προβλέπονται σε μία απόσταση κατά μήκος του μέλους $h/2$ από τη θέση της πλαστικής άρθρωσης, όπου h είναι το ύψος της διατομής σε αυτή τη θέση.

Πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω επιπρόσθετα κριτήρια, όπου η διατομή του μέλους μεταβάλλεται κατά μήκος:

α) Στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, το πάχος εκατέρωθεν του κορμού δεν πρέπει να μειώνεται σε απόσταση τουλάχιστον $2d$ κατά μήκος του μέλους εκατέρωθεν της θέσης της πλαστικής άρθρωσης, όπου d είναι το καθαρό ύψος του κορμού στη θέση της πλαστικής άρθρωσης.

β) Στις θέσεις των πλαστικών αρθρώσεων, το θλιβόμενο πέλμα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 σε απόσταση κατά μήκος του μέλους εκατέρωθεν της πλαστικής άρθρωσης, όχι μικρότερη από τη μεγαλύτερη από:

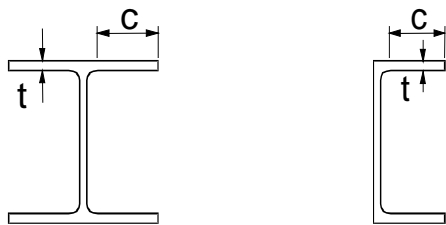
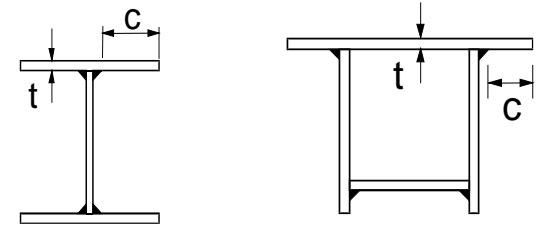
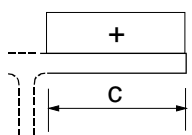
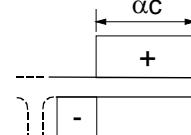
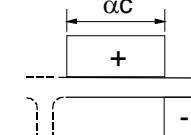
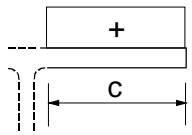
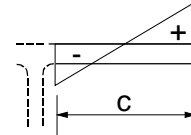
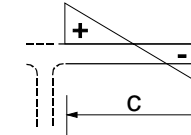
- $2d$, όπου d είναι όπως ορίστηκε στο α)
- την απόσταση από το γειτονικό σημείο στο οποίο η ροπή στο μέλος έχει μειωθεί στο 0,8 της πλαστικής ροπής αντοχής στο υπό θεώρηση σημείο.

γ) Σε άλλα σημεία του μέλους το θλιβόμενο πέλμα πρέπει να είναι κατηγορίας 1 ή 2 και ο κορμός πρέπει να είναι κατηγορίας 1, 2 ή 3.

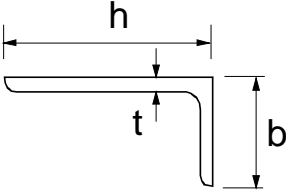
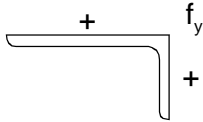
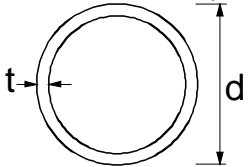
Εσωτερικά θλιβόμενα τμήματα						
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	όταν $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ όταν $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	όταν $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ όταν $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ εφαρμόζεται όπου η θλιπτική τάση $\sigma < f_y$ είτε η εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_y > f_y/E$

Πίνακας 2.3.2. (φύλλο 1 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Προεξέχοντα πέλματα						
 <p>Ελατές διατομές</p>			 <p>Συγκολλητές διατομές</p>			
Κατηγορία	Τμήμα που υπόκειται σε θλίψη	Τμήμα που υπόκειται σε κάμψη και θλίψη				
		Άκρο σε θλίψη		Άκρο σε εφελκυσμό		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Κατανομή τάσεων στα τμήματα (θλίψη θετική)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ Για k_σ βλέπε EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Πίνακας 2.3.2. (φύλλο 2 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

Γωνιακά						
Αναφορά επίσης στα “Προεξέχοντα πέλατα” (βλέπε φύλο 2 από 3)				Δεν ισχύει για γωνιακά σε συνεχή επαφή με άλλα στοιχεία		
Διατομή σε θλίψη						
Κατανομή τάσεων στη διατομή (θλίψη θετική)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
Σωληνωτές διατομές						
						
Κατηγορία	Διατομή σε κάμψη και/ή θλίψη					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$					
ΣΗΜΕΙΩΣΗ Για $d/t > 90\varepsilon^2$ βλέπε EN 1993-1-6.						
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Πίνακας 2.3.2 (φύλλο 3 από 3): Μέγιστοι λόγοι πλάτους προς πάχος για θλιβόμενα τμήματα

2.3.4. Οριακές καταστάσεις αστοχίας

2.3.4.1. Αντοχή διατομών

Η τιμή σχεδιασμού για τα αποτελέσματα μιας δράσης σε κάθε διατομή δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντίστοιχη αντοχή σχεδιασμού, και εάν πολλά αποτελέσματα δράσεων ασκούνται ταυτόχρονα, το συνδυασμένο αποτέλεσμα δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή για το συγκεκριμένο συνδυασμό.

Επιδράσεις λόγω διατμητικής υστέρησης και επιδράσεις λόγω τοπικού λυγισμού πρέπει να λαμβάνονται υπόψη με ένα ενεργό πλάτος σύμφωνα με το EN 1993-1-5. Οι επιδράσεις διατμητικού λυγισμού πρέπει επίσης να λαμβάνονται υπόψη σύμφωνα με το EN 1993-1-5.

Οι τιμές σχεδιασμού για την αντοχή πρέπει να εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών.

Ελαστικός έλεγχος σύμφωνα με την ελαστική αντοχή μπορεί να εκτελείται για όλες τις κατηγορίες διατομών υπό την προϋπόθεση ότι για τον έλεγχο των διατομών κατηγορίας 4 χρησιμοποιούνται οι ενεργές ιδιότητες των διατομών.

Για τον ελαστικό έλεγχο μπορεί να χρησιμοποιείται το παρακάτω κριτήριο διαρροής (ν , Misses), για ένα κρίσιμο σημείο της διατομής, εκτός εάν εφαρμόζεται άλλος τύπος αλληλεπίδρασης.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.3.2)$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής κατά μήκος τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

$\sigma_{z,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής εγκάρσιας τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

τ_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διατμητικής τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

Σημείωση: Ο έλεγχος σύμφωνα με την (2.3.2) μπορεί να είναι συντηρητικός καθώς αποκλείει μερική πλαστική κατανομή τάσεων, η οποία επιτρέπεται σε ελαστικό σχεδιασμό. Έτσι πρέπει να εκτελείται μόνο όπου η αλληλεπίδραση με βάση τις αντοχές N_{Rd} , M_{Rd} , V_{Rd} δεν μπορεί να εκτελεσθεί.

Η πλαστική αντοχή των διατομών θα πρέπει να υπολογίζεται βρίσκοντας μια κατανομή τάσεων που να είναι σε ισορροπία με τα εντατικά μεγέθη χωρίς να υπάρχει υπέρβαση της τάσης διαρροής. Αυτή η κατανομή τάσεων θα πρέπει να είναι συμβατή με τις αντίστοιχες πλαστικές παραμορφώσεις.

Ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$, αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (2.3.3)$$

όπου N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής που εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών και περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

Όπου όλα τα θλιβόμενα τμήματα μιας διατομής είναι κατηγορίας 2, η διατομή μπορεί να λαμβάνεται ως ικανή να αναπτύξει την πλήρη πλαστική αντοχή της σε κάμψη.

Όπου όλα τα θλιβόμενα τμήματα μιας διατομής είναι κατηγορίας 3, η αντοχή της πρέπει να βασίζεται σε μια ελαστική κατανομή των παραμορφώσεων στη διατομή. Οι θλιπτικές τάσεις πρέπει να περιορίζονται στην τάση διαρροής στις ακραίες ίνες.

Σημείωση: Οι ακραίες ίνες μπορούν να θεωρούνται στο μέσο επίπεδο των πελμάτων για ελέγχους στην οριακή κατάσταση αστοχίας. Για κόπωση βλέπε EN 1993-1-9.

Όπου συμβαίνει διαρροή πρώτα στην εφελκούμενη πλευρά της διατομής, τα πλαστικά αποθέματα της εφελκούμενης ζώνης μπορούν να χρησιμοποιούνται στον καθορισμό αντοχής μιας διατομής κατηγορίας 3, λαμβάνοντας υπόψη μερική πλαστικοποίηση.

2.3.4.2. Αντοχή των μελών σε λυγισμό

Ένα θλιβόμενο μέλος πρέπει να ελέγχεται έναντι λυγισμού ως εξής:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.3.4)$$

όπου N_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής δύναμης

$N_{b,Rd}$ είναι η αντοχή του θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό.

Για μέλη με μη συμμετρικές διατομές κατηγορίας 4 πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την πρόσθετη ροπή ΔM_{Ed} λόγω της εκκεντρότητας του κεντροβαρικού άξονα της ενεργού διατομής.

Η αντοχή ενός θλιβόμενου μέλους σε λυγισμό πρέπει να λαμβάνεται ως:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3} \quad (2.3.5)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4} \quad (2.3.6)$$

όπου χ είναι ο μειωτικός συντελεστής για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού.

Σημείωση: Για τον καθορισμό της αντοχής σε λυγισμό μελών με μεταβλητές διατομές κατά το μήκος τους ή για μη ομοιόμορφη κατανομή της θλιπτικής δύναμης, μπορεί να εκτελείται ανάλυση δεύτερης τάξης.

Στον καθορισμό των A και A_{eff} , δεν χρειάζεται να λαμβάνονται υπόψη οπές για κοιλίες στα άκρα υποστυλώματος.

2.3.4.2.1. Καμπύλες λυγισμού

Σε μέλη υπό αξονική θλίψη, η τιμή του χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ πρέπει να καθορίζεται από την αντίστοιχη καμπύλη λυγισμού σύμφωνα με τη σχέση:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{αλλά } \chi \leq 1,0 \quad (2.3.7)$$

$$\text{όπου } \Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 1, 2 και 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} \quad \text{για διατομές κατηγορίας 4}$$

α είναι ένας συντελεστής ατελειών

N_{cr} είναι το ελαστικό κρίσιμο φορτίο για την αντίστοιχη μορφή λυγισμού βασισμένο στις ιδιότητες της πλήρους διατομής.

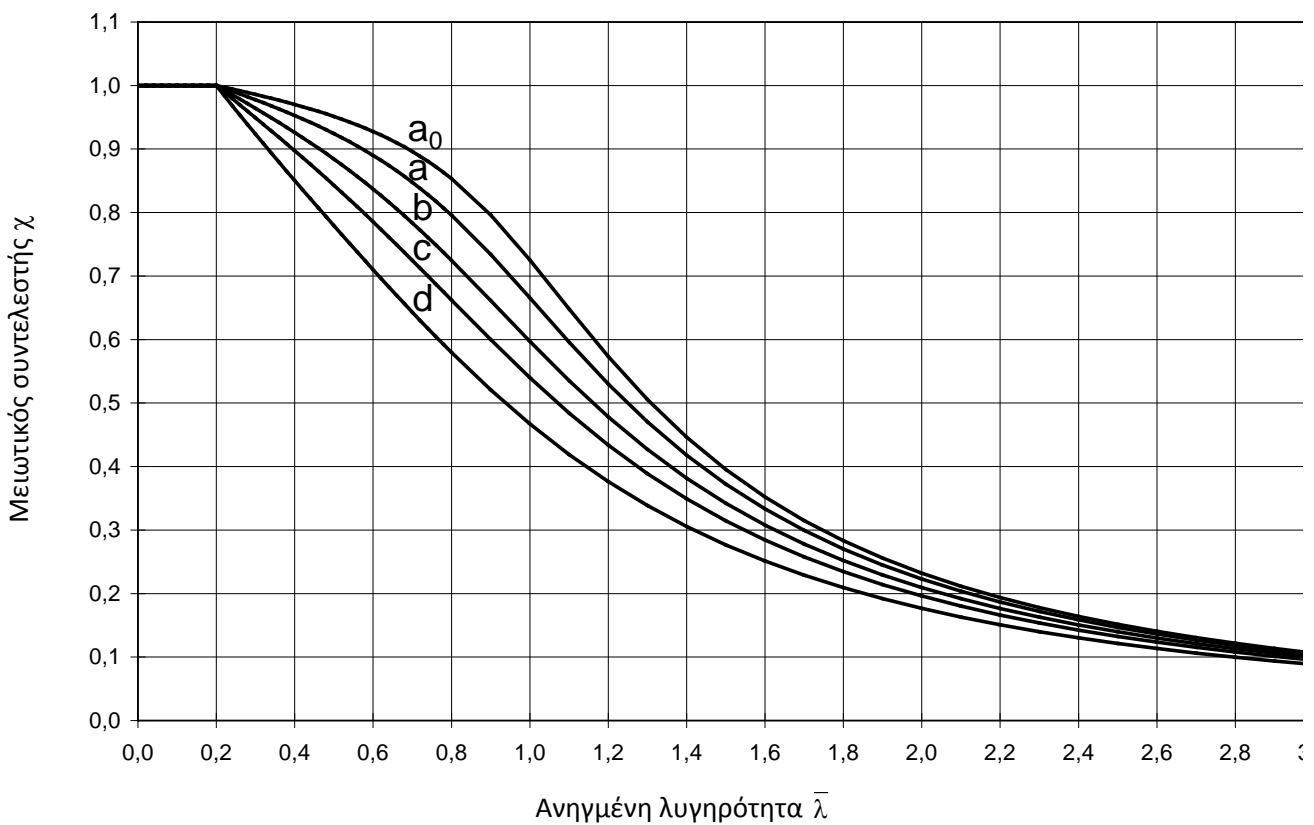
Ο συντελεστής ατελειών α που αντιστοιχεί σε κάθε καμπύλη λυγισμού πρέπει να λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.3.3. και Πίνακα 2.3.4.

Καμπύλη λυγισμού	a_0	a	b	c	d
Συντελεστής ατελειών α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

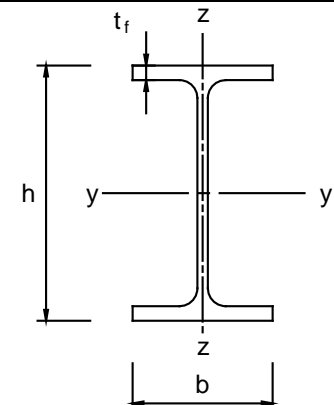
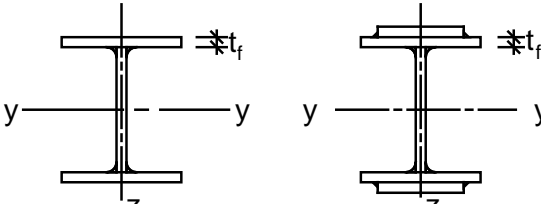
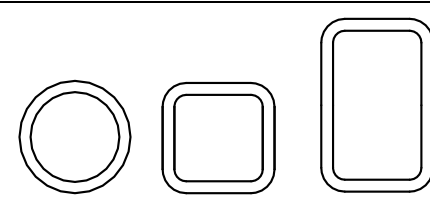
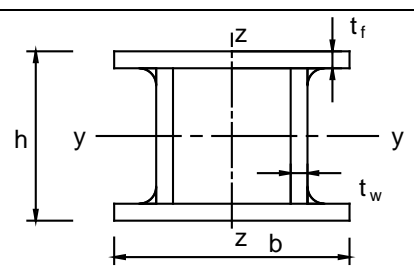
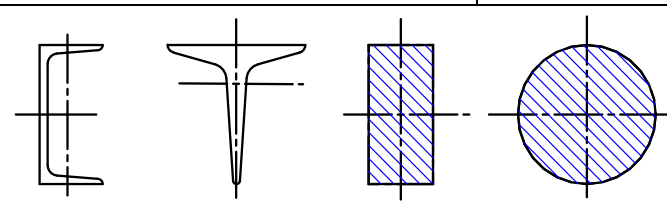
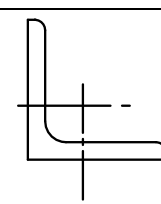
Πίνακας 2.3.3. Συντελεστές ατελειών για καμπύλες λυγισμού

Τιμές του μειωτικού συντελεστή χ για την κατάλληλη ανηγμένη λυγηρότητα $\bar{\lambda}$ μπορεί να λαμβάνονται από το Σχήμα 2.3.2.

Για λυγηρότητα $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ή για $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ οι επιδράσεις του λυγισμού μπορούν να αγνοούνται και να εφαρμόζονται μόνο έλεγχοι διατομών.



Σχήμα 2.3.2. Καμπύλες λυγισμού

Διατομή	Όρια	Λυγισμός περί τον άξονα	Καμπύλη λυγισμού		
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460	
Ελατές διατομές 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	$y-y$ $z-z$	a b	a_0 a_0
			$y-y$ $z-z$	b c	a a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c	a a
			$y-y$ $z-z$	d d	c c
Συγκολλητές I-διατομές 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	b c	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	$y-y$ $z-z$	c d	c d	
Κοίλες Διατομές 	Εν θερμώ έλαση	Κάθε	a	a_0	
	Ψυχρή έλαση	Κάθε	c	c	
Συγκολλητές κιβωτιοειδείς 	Γενικά (εκτός των κατωτέρω)	Κάθε	b	b	
	Μεγάλα πάχη ραφής: $\alpha > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	Κάθε	c	c	
U-, T- και συμπαγείς 		Κάθε	c	c	
L-διατομές 		Κάθε	b	b	

Πίνακας 2.3.4. Επιλογή καμπύλης λυγισμού για δεδομένη διατομή

Κεφάλαιο 3. Το σύστημα RMR (Bieniawski)

Το 1976 ο Bieniawski δημοσίευσε τη Γεωμηχανική Ταξινόμηση της Βραχώμαζας (Geomechanics Classification of the Rock Mass Rating – RMR system). Με την πάροδο των χρόνων, το σύστημα αυτό έχει επιτυχώς τελειοποιήθηκε καθώς περισσότερα δεδομένα έχουν εξεταστεί και ο Bieniawski έχει κάνει σημαντικές αλλαγές στην ταξινόμηση που αντιστοιχίζονται σε διαφορετικές παραμέτρους. Τα παρακάτω βασίζονται στην έκδοση του 1989 της ταξινόμησης (Bieniawski 1989). Και αυτή η έκδοση και η έκδοση του 1976 έχουν να κάνουν με την εκτίμηση της αντοχής βραχώμαζας.

3.1. Εμπειρική ταξινόμηση της μάζας του πετρώματος

Κατά το σύστημα αυτό, η ταξινόμηση της βραχώμαζας βασίζεται σε 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 είναι:

1. Αντοχή του πετρώματος
2. Ποιότητα του πετρώματος (RQD)
3. Απόσταση ασυνεχειών
4. Κατάσταση ασυνεχειών
5. Υπόγειο νερό
6. Προσανατολισμός των ασυνεχειών

Κατά την εφαρμογή του συστήματος ταξινόμησης, η βραχώμαζα χωρίζεται σε ένα πλήθος δομικών περιοχών και η κάθε περιοχή ταξινομείται ξεχωριστά. Τα όρια των δομικών περιοχών συμπίπτουν συνήθως με κύρια δομικά χαρακτηριστικά όπως είναι τα ρήγματα ή αλλαγή στον τύπο βραχώμαζας. Σε μερικές περιπτώσεις, σημαντικές αλλαγές στην απόσταση των ασυνεχειών ή στα χαρακτηριστικά τους, εντός του ίδιου τύπου βραχώμαζας, μπορεί να καταστήσουν αναγκαίο το διαχωρισμό της βραχώμαζας σε ένα πλήθος μικρών δομικών περιοχών.

Το σύστημα ταξινόμησης της βραχώμαζας (RMR) παρουσιάζεται στον Πίνακα 3.1.1., δίνοντας την βαθμονόμηση κάθε μίας από τις έξι παραμέτρους που παρατίθενται παραπάνω. Οι βαθμονομήσεις αυτές αθροίζονται για να δώσουν την τιμή του RMR.

Α. Παράμετροι ταξινόμησης και βαθμονόμηση τους									
ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΣ			ΠΕΔΙΟ ΤΙΜΩΝ						
1	Αντοχή υλικού του πετρώματος (MPa)	Σημειακή Φόρτιση	>10	4-10	2-4	1-2	-		
		Μονοαξονική αντοχή	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Βαθμοί	15	12	7	4	2	1	0	
2	Ποιότητα πετρώματος RQD	90-100%	75-90%	50-75%	25-50%	<25%			
	Βαθμοί	20	17	13	8	3			
3	Απόσταση ασυνεχειών (m)	>2	0.6-2	0.2-0.6	0.6-0.2	<0.06			
	Βαθμοί	20	15	10	8	5			
4	Κατάσταση ασυνεχειών (βλέπε Ε.)	Πολύ τραχείες δίχως διαχωρισμό δίχως αποσάθρωση τοιχωμάτων	Ελαφρά τραχύς διαχωρισμός <1mm. Ελαφρά αποσαθρωμένα τοιχώματα	Ελαφρά τραχύς διαχωρισμός <1mm. Πολύ αποσαθρωμένα τοιχώματα	Ολισθαίνουσες επιφάνειες ή υλικό πλήρωσης <5mm ή διαχωρισμός 1-5mm	Μαλακό υλικό πλήρωσης >5mm ή διαχωρισμός >5mm			
	Βαθμοί	30	25	20	10	0			
5	Υπόγειο νερό	Εισροή ανά 10m μήκους (lit/min)	καθόλου	<10	10-25	25-125	>125		
		Λόγος πίεσης νερού προς σtαx	0	0.0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	>0.5		
	Γενικές συνθήκες	ξηρό	ύφυγρο	υγρό	στάγδην	ροή			
	Βαθμοί	15	10	7	4	0			
Β. Προσαρμογή με βάση τον προσανατολισμό των ασυνεχειών (βλέπε ΣΤ.)									
Διεύθυνση και κλίση διακλάσεων		Πολύ ευνοϊκή	Ευνοϊκή	Μέτρια	Δυσμενής	Πολύ Δυσμενής			
Βαθμός	Σήραγγες	0	-2	-5	-10	-12			
	Θεμελιώσεις	0	-2	-7	-15	-25			
	Πρανή	0	-5	-25	-50	-60			
Γ. Ταξινόμηση βραχώμαζας και βαθμολογία της									
Κατηγορία		I	II	III	IV	V			
Χαρακτηρισμός		Πολύ καλή	Καλή	Μέτρια	Πτωχή	Πολύ πτωχή			
Βαθμολογία		100←81	80←61	60←41	40←21	<20			
Δ. Τεχνική σημασία ταξινόμησης									
Κατηγορία		I	II	III	IV	V			
Μέσος χρόνος διατηρήσεως διατομής		10 χρόνια για 15m άνοιγμα	6 μήνες για 8m άνοιγμα	1 εβδομάδα για 5m άνοιγμα	10 ώρες για 2.5m άνοιγμα	30min για 1m άνοιγμα			
Συνοχή βραχώμαζας (kPa)		>400	300-400	200-300	100-200	<100			
Γωνία τριβής βραχώμαζας		>45°	35°-45°	25°-35°	15°-25°	<15°			
Ε. Οδηγίες για την ταξινόμηση της κατάστασης των ασυνεχειών									
Μήκος ασυνέχειας (εμμονή)		<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m			
Βαθμός		6	4	2	1	0			
Διαχωρισμός (άνοιγμα)		Καθόλου	<0.1mm	0.1-1.0mm	1-5mm	>5mm			
Βαθμός		6	5	4	1	0			
Τραχύτητα		Πολύ τραχεία	Τραχεία	Ελαφρώς τραχεία	Λεία	Ολισθηρή			
Βαθμός		6	5	3	1	0			
Υλικό πλήρωσης		Καθόλου	Σκληρό <5mm	Σκληρό >5mm	Μαλακό <5mm	Μαλακό >5mm			
Βαθμός		6	4	2	2	0			
Εξαλλοίωση		Καθόλου	Ελαφρυά	Μέτρια	Υψηλή	Πλήρης			
Βαθμός		6	5	3	1	0			
ΣΤ. Σημασία του προσανατολισμού ασυνεχειών σε σήραγγα**									
Διεύθυνση κάθετη στον άξονα της σήραγγας					Διεύθυνση παράλληλη με τον άξονα της σήραγγας				
Προχώρηση σύμφωνα με την κλίση		Προχώρηση αντίθετα με την κλίση							
Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°	Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°	Κλίση 45°-90°	Κλίση 20°-45°				
Πολύ ευνοϊκή	Ευνοϊκή	Μέτρια	Δυσμενής	Πολύ δυσμενής	Μέτρια				
Κλίση 0°-20°	Δυσμενής ανεξάρτητα από τη διεύθυνση								

*Μερικές συνθήκες είναι αμοιβαίως αποκλειώμενες. Για παράδειγμα, αν υπάρχει υλικό πλήρωσης, η τραχύτητα των ασυνεχειών υπερκαλύπτεται από την επιρροή του υλικού πλήρωσης. Σε αυτή την περίπτωση συνιστάται η χρήση του Α.4 απευθείας.

**Τροποποιημένο κατά Whickham et al (1972)

Πίνακας 3.1.1. Σύστημα Ταξινόμηση Βραχώμαζας κατά Bieniawski (1989)

Ο Bieniawski (1989) δημοσίευσε μία συλλογή από οδηγίες για την επιλογή της υποστήριξης σε σήραγγες σε βράχο για τις οποίες έχει προσδιοριστεί ο δείκτης RMR. Αυτές οι οδηγίες παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1.2. Ας σημειωθεί ότι οι οδηγίες αυτές έχουν δημοσιευθεί για σήραγγα διαμέτρου 10m πεταλοειδούς διατομής, διανοιγμένη με τη χρήση της μεθόδου διάτρησης και ανατίναξης, σε βραχώμαζα που υπόκειται σε κατακόρυφη τάση <25MPa (ισοδύναμη με βάθος από την επιφάνεια <900m).

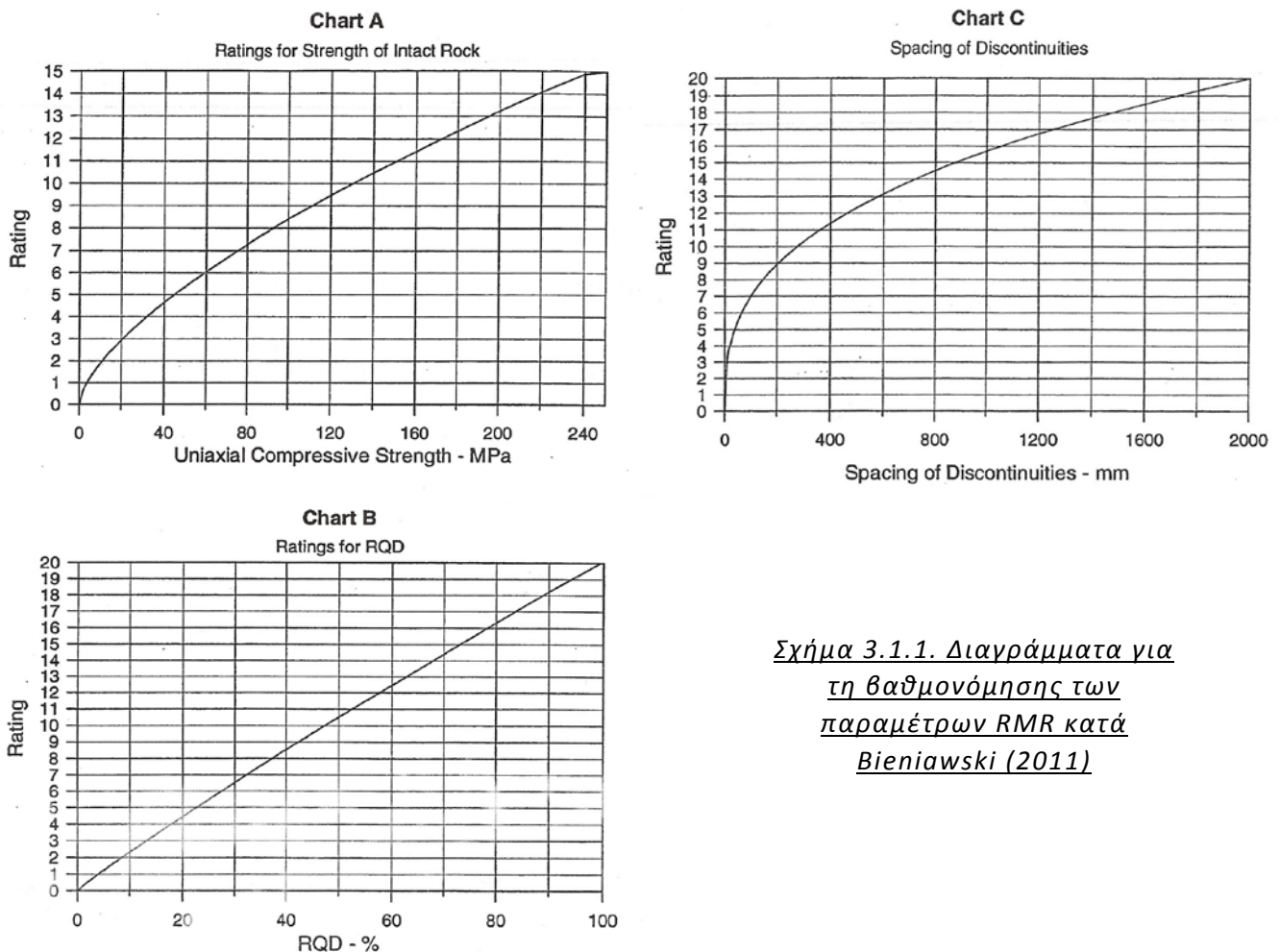
Κατηγορία βραχώμαζας	Εκσκαφή	Αγκύρια βράχου (διαμέτρου 20mm, πλήρως ενεματωμένα)	Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα	Χαλύβδινα πλαίσια
I - Πολύ καλή RMR: 81-100	Ολομέτωπη, 3m προχώρηση.	Γενικά δε χρειάζεται υποστήριξη εκτός από σποραδικές αγκυρώσεις		
II - Καλή RMR:61-80	Ολομέτωπη, 1-1.5m προχώρηση. Ολοκλήρωση της υποστήριξης 20m από το μέτωπο.	Τοπικά, στο θόλο μήκους 3m, σε απόσταση 2.5m με περιστασιακή χρήση πλέγματος.	50mm στο θόλο όπου χρειάζεται.	Καθόλου
III - Μέτρια RMR:41-60	Σε δύο φάσεις (top heading & bench), προχώρηση 1.5-3m στην Α' φάση. Εφαρμογή της υποστήριξης μετά από κάθε ανατίναξη. Ολοκλήρωση της υποστήριξης 10m από το μέτωπο.	Συστηματική αγκύρωση μήκους 4m, σε απόσταση 1.5-2m στο θόλο και στα τοιχώματα με πλέγμα στο θόλο.	50-100mm στο θόλο και 30mm στις πλευρές.	Καθόλου
IV - Πτωχή RMR:21-40	Σε δύο φάσεις (top heading & bench), προχώρηση 1.0-1.5m στην Α' φάση. Εφαρμογή της υποστήριξης ταυτόχρονα με την εκσκαφή 10m από το μέτωπο.	Συστηματική αγκύρωση μήκους 4-5m, σε απόσταση 1.0-1.5m στο θόλο και στα τοιχώματα με πλέγμα.	100-150mm στο θόλο και 100mm στις πλευρές.	Ελαφριά έως μέτρια πλαίσια σε απόσταση 1.5m όπου χρειάζεται.
V - Πολύ πτωχή RMR:<20	Πολλαπλά μέτωπα με προχώρηση 0.5-1.5m στην Α' φάση. Εφαρμογή της υποστήριξης ταυτόχρονα με την εκσκαφή. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα να εφαρμόζεται όσο το δυνατόν συντομότερα μετά την ανατίναξη.	Συστηματική αγκύρωση μήκους 5-6m, σε απόσταση 1.0-1.5m στο θόλο και στα τοιχώματα με πλέγμα. Αγκύρωση ανάστροφου τόξου.	150-200mm στο θόλο, 150mm στις πλευρές και 50mm στο μέτωπο.	Μέτρια έως βαριά πλαίσια σε απόσταση 0.75m με χαλύβδινα ελάσματα και δοκούς προπορείας (forepoling) αν απαιτείται. Κλείσιμο ανάστροφου τόξου.

Πίνακας 3.1.2.Οδηγίες για την εκσκαφή και υποστήριξη σήραγγας ανοίγματος 10m σε βράχο σε συμφωνία με το σύστημα RMR (κατά Bieniawski 1989)

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο Πίνακας 3.1.2. δεν έχει αναθεωρηθεί ουσιαστικά από το 1973. Σε πολλές μεταλλευτικές εφαρμογές και έργα πολιτικού μηχανικού, ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να αντικαταστήσει το πλέγμα και το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

3.1.1. Προσδιορισμός παραμέτρων του RMR από διαγράμματα

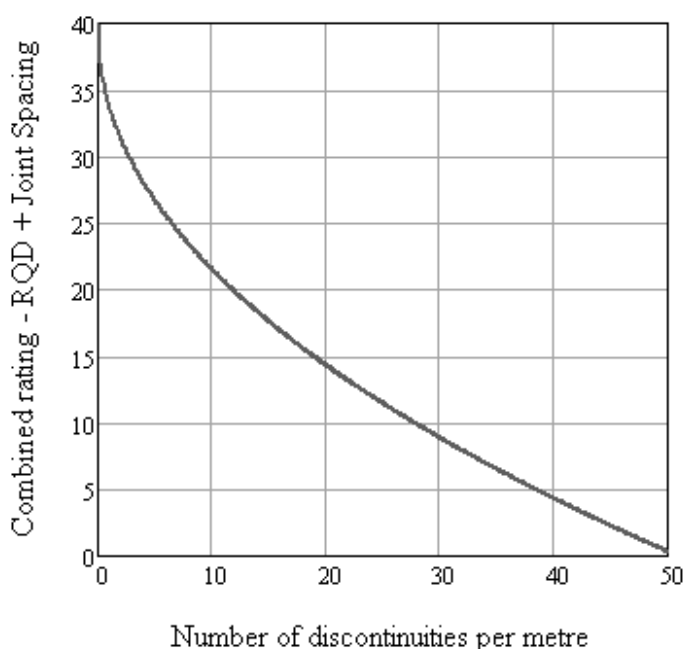
Στη βιβλιογραφία είναι εμφανείς ορισμένες παρανοήσεις (Bieniawski 2011) όσον αφορά τον προσδιορισμό των παραμέτρων του RMR. Παραδοσιακά, καθορίζονταν όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.1.1. Εντούτοις, κάποιοι χρήστες δεν γνωρίζουν ότι οι βαθμονομήσεις στον πίνακα αυτό ήταν οι μέσες τιμές για το εύρος που παρουσιάζεται, και όχι οι ελάχιστες τιμές. Για βελτιωμένη ακρίβεια, είναι καλύτερη η χρήση των προτεινόμενων γραφημάτων, τα οποία παρουσιάζουν συνεχείς τιμές για τις βαθμονομήσεις, όπως απεικονίζεται στα Σχήματα Α, Β και C. Ένα σημαντικό στοιχείο εδώ είναι ότι οι ελάχιστες τιμές όλων των παραμέτρων είναι μηδέν, ώστε, στη χειρότερη, το RMR μπορεί να είναι μηδέν και όχι RMR=8, όπως κατέληξαν κάποιοι χρήστες από τον Πίνακα 3.1.1.



Σχήμα 3.1.1. Διαγράμματα για τη βαθμονόμησης των παραμέτρων RMR κατά Bieniawski (2011)

3.1.2. Η χρήση της παραμέτρου RQD δεν προτείνεται

Η παράμετρος αυτή συμπεριλήφθη αρχικά μεταξύ των έξι παραμέτρων του RMR επειδή όλες οι περιπτώσεις που συλλέχθηκαν το 1972 περιελάμβαναν το RQD. Με τα χρόνια έγινε προφανές ότι το RQD είναι δύσκολο να προσδιορισθεί στο μέτωπο της σήραγγας, καθώς είναι προσανατολισμένο στο χαρακτηρισμό γεωτρήσεων, και συνδυάζεται συνεπώς με την παράμετρο «απόσταση ασυνεχειών» (απόσταση «διακλάσεων») – και ονομάζεται «συχνότητα διακλάσεων» ως το ανάστροφο της «πυκνότητας διακλάσεων» - όπως απεικονίζεται στο διάγραμμα D. Καμία από τις προσεγγίσεις αυτές δεν άλλαξε τη βασική συσχέτιση των τιμών βαθμονόμησης με τις παραμέτρους αυτές.



Σχήμα 3.1.2. Διάγραμμα D για τη συνδυασμένη βαθμονόμηση των παραμέτρων πυκνότητας των ασυνεχειών: RQD συν απόσταση ασυνεχειών κατά Bieniawski (2011)

3.1.3. Εκτίμηση της παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας για αναλυτικά μοντέλα

Ακολουθώντας την επικαιροποιημένη διαδικασία προσδιορισμού του RMR που παρουσιάστηκε προηγουμένως, πρέπει να αναφερθεί μία πρακτική πτυχή του προσδιορισμού του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας, που είναι απαραίτητο για αριθμητικές αναλύσεις. Πρώτα απ' όλα πρέπει να σημειωθεί πως υπάρχει μεγάλη διαφορά μεταξύ του «προσδιορισμού» και της «εκτίμησης» της παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας: ο προσδιορισμός είναι σίγουρα επιθυμητός, ενώ η εκτίμηση γίνεται απουσίας αξιόπιστων επί τόπου στοιχείων για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό.

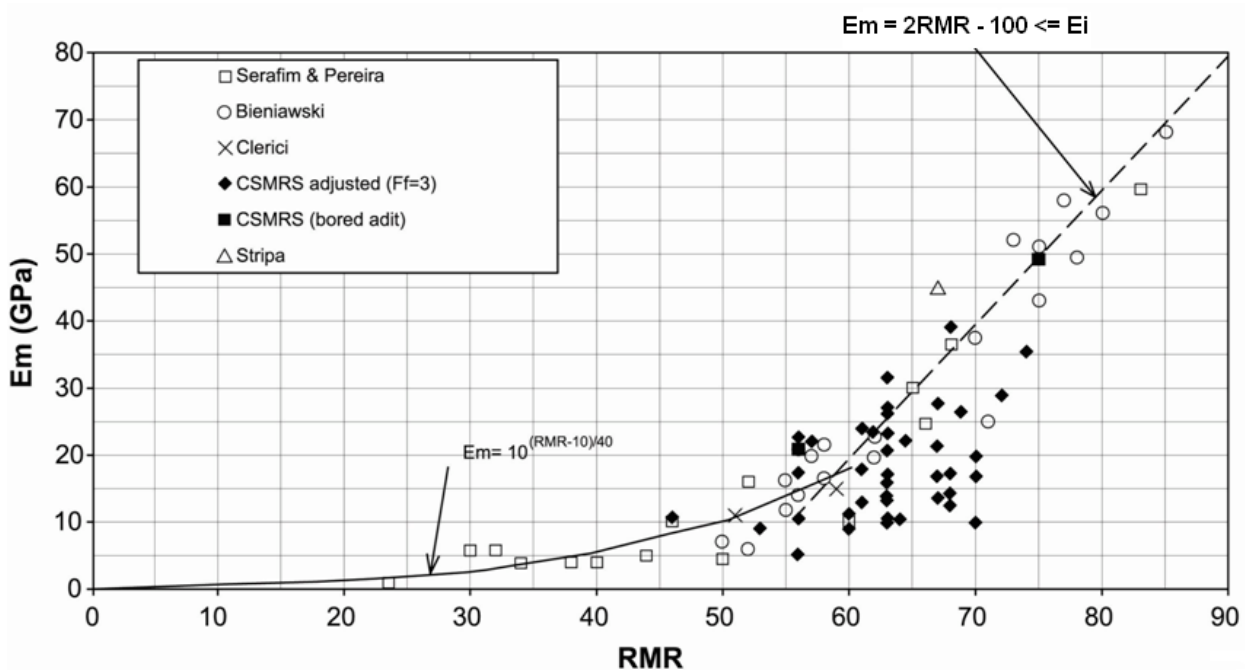
Το επί τόπου μέτρο παραμορφωσιμότητας χρειάζεται για το σχεδιασμό σηράγγων για τον προσδιορισμό των παραμορφώσεων και των μετακινήσεων σε μία σήραγγα κάτω από το φορτίο των υπερκειμένων και των επαγόμενων τάσεων. Αυτός ο τύπος δεδομένων εισαγωγής λαμβάνεται καλύτερα με επί τόπου δοκιμές όπως δοκιμές φόρτισης πλάκας ή με επίπεδο γρύλο, αλλά αυτές είναι πολύ ακριβές και χρονοβόρες, και επομένως χρησιμοποιούνται σπάνια σήμερα. Έτσι, το σύστημα ταξινόμησης της βραχώμαζας RMR ήταν το πρώτο που χρησιμοποιήθηκε για αυτό το σκοπό (Bieniawski 1978), προτείνοντας μία άμεση συσχέτιση μεταξύ της ποιότητας της βραχώμαζας και του μέτρου παραμορφωσιμότητας στο πεδίο E_m , όπως απεικονίζεται στο σχήμα 3.1.3. Αυτό είναι προτιμότερο από τη χρήση ενός λόγου του εργαστηριακά προσδιοριζόμενου μέτρου ελαστικότητας προς το μέτρο στο πεδίο, επειδή το τελευταίο προσθέτει μία ακόμα μεταβλητή και αβεβαιότητα που είναι εγγενής στις εργαστηριακές δοκιμές. Στην πράξη, αξιόπιστα στοιχεία για το μέτρο ελαστικότητας του άρρηκτου βράχου είναι σπάνια διαθέσιμα, και σε μερικές χώρες είναι δύσκολο να βρεθούν εργαστήρια που τηρούν τις συστάσεις της ISRM. Από την άλλη, η άμεση συσχέτιση του RMR

και του μέτρου παραμορφωσιμότητας βασίστηκε σε πλήθος επί τόπου δοκιμών μεγάλης κλίμακας, με προσεκτική παρακολούθηση και ανάλυση, και τα δεδομένα που συλλέχθηκαν δημιούργησαν τη βάση για περαιτέρω έρευνα.

Συνεπώς, οι Serafim & Pereira (1983) επέκτειναν την εγκυρότητα της αρχικής σχέσης για βραχώμαζας χαμηλότερης ποιότητας.

Σήμερα, είναι ατυχές ότι ακούμε πως γίνεται συζήτηση για το ότι ποιοτικές εκτιμήσεις είναι προτιμότερες καθώς είναι ευκολότερες και φθηνότερες στη χρήση, καθώς είναι σαφώς ένα βήμα προς τα πίσω που προσθέτει κι άλλο εμπειρισμό σε μία ήδη εμπειρική προσέγγιση. Παρ' όλα αυτά, κάποιοι μηχανικοί δέχονται τέτοιου είδους αιτιολόγηση.

Οι Lawson & Bieniawski (2013) προτείνουν μία προσέγγιση η οποία προτάθηκε από τους Palmström & Singh (2001), με **διαφορετικές σχέσεις για δύο εύρη του RMR**, που απεικονίζεται στο Σχήμα 3.1.3.α, ως την καλύτερη προσαρμογή σε πειραματικά δεδομένα και αντιπροσωπεύουν μία ρεαλιστική πρακτική προσέγγιση, αντί να βασίζονται σε ατελείωτες συσχετίσεις που υπάρχουν στη βιβλιογραφία.



Σχήμα 3.1.3.α. Μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας έναντι του RMR κατά Palmström & Singh (2001)

Στη διερεύνηση αυτή οι Lawson & Bieniawski (2013) προτείνουν μία βελτιωμένη σχέση για εύρος του RMR μεγαλύτερο από 56. Αυτό αντικατοπτρίζει την ιδέα ότι, σε υψηλό RMR, στις παραμορφώσεις θα είναι κυρίαρχο το μέτρο του άρρηκτου βράχου, ενώ σε χαμηλότερο RMR η αποσάθρωση και το υλικό πλήρωσης των ασυνεχειών θα ελέγχει σε μεγάλο βαθμό την παραμόρφωση. Η προσέγγιση αυτή έχει το πλεονέκτημα ότι οι τιμές του μέτρου ΔEN υπερεκτιμούνται σε υψηλές τιμές ούτε υποεκτιμούνται σε χαμηλές. Αυτό είναι ρεαλιστικότερο από το να βασιζόμαστε σε μια σιγμοειδή εξίσωση. Η σχέση για εύρος του RMR κάτω από 56, παραμένει όπως αναπτύχθηκε από του Serafim & Pereira (1983):

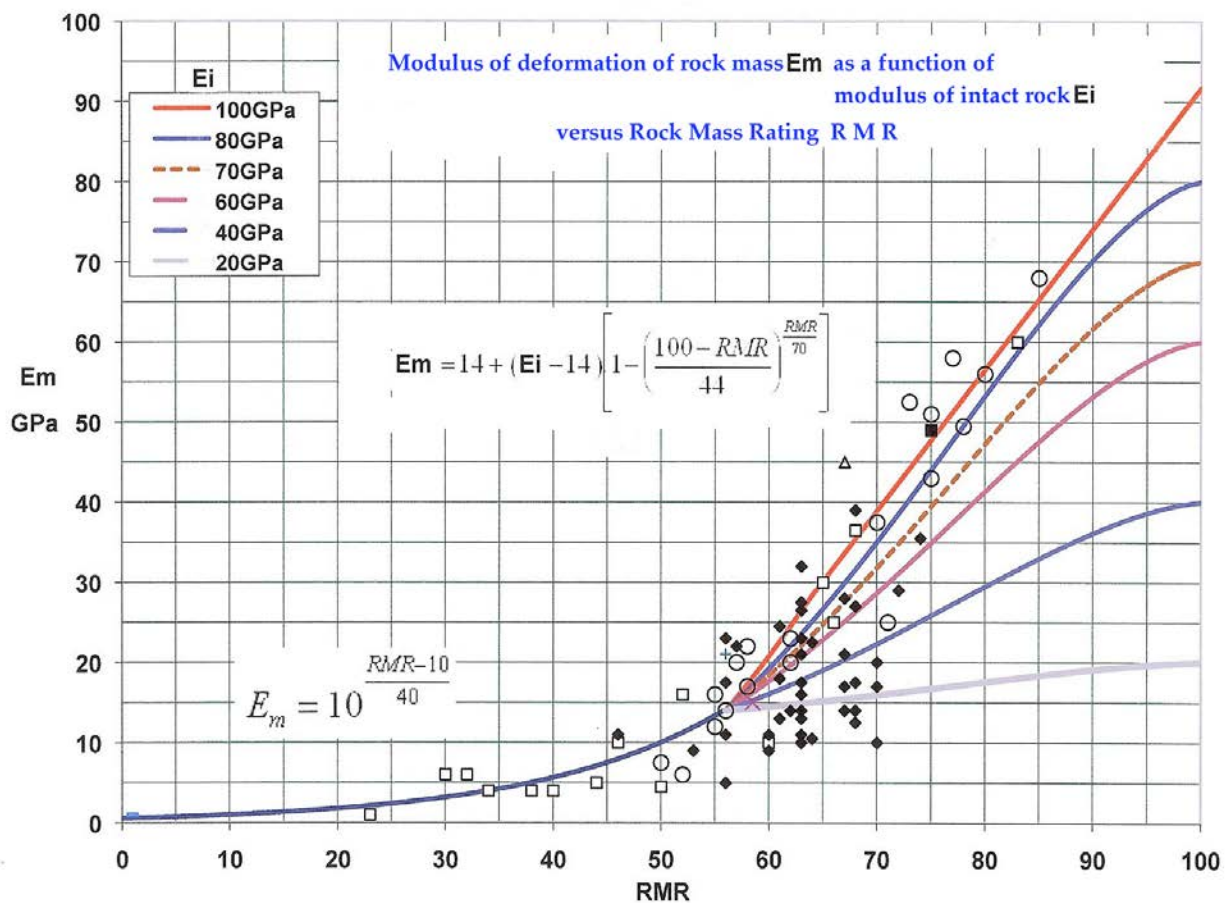
$$E_m = 10 \frac{RMR-10}{40}^4 \quad \text{για } RMR \leq 56 \quad (3.1.1.)$$

Η νέα σχέση που αναπτύχθηκε από τους Lawson & Bieniawski (2013) για το υψηλότερο εύρος είναι:

$$E_m = 14 + (E_i - 14) \left[1 - \left(\frac{100 - RMR}{44} \right)^{\frac{RMR}{70}} \right] \quad \text{για } RMR > 56 \quad (3.1.2.)$$

Η εξίσωση (3.1.2.) παρουσιάζεται γραφικά στο Σχήμα 3.1.3.β.

Μία σημαντική σημείωση: ένα πλήθος σιγμοειδών εξισώσεων έχουν προταθεί που δίνουν το μέτρο παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας ως συνάρτηση του μέτρου του άρρηκτου βράχου και μίας ταξινόμησης της βραχώμαζας. Οι εξισώσεις αυτές μπορεί να δίνουν μία καλή εκτίμηση του μέτρου όταν δοθούν τα σωστά δεδομένα εισόδου, αλλά είναι δύσκολο να ληφθούν αξιόπιστες τιμές αντοχής και μέτρου παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου από εργαστηριακές δοκιμές σε δείγματα από πολύ αποσαθρωμένες βραχώμαζες. Εξαιτίας του περιορισμού αυτού κάτι που γίνεται συχνά στην πράξη είναι να βασίζονται οι τιμές του μέτρου παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου σε αποτελέσματα δοκιμών που πραγματοποιήθηκαν σε καλά δείγματα άρρηκτου βράχου από περιοχές με ικανή βραχώμαζα, χρησιμοποιώντας είτε εργαστηριακές μετρήσεις του μέτρου του άρρηκτου βράχου ή έναν υποτιθέμενο λόγο μεταξύ της αντοχής και του μέτρου παραμορφωσιμότητας του άρρηκτου βράχου για το συγκεκριμένο τύπο βράχου. Αυτό αγνοεί την πιθανότητα το υλικό σε ζώνες με πτωχή βραχώμαζα να είναι πολύ αποσαθρωμένο και αγνοεί την πιθανότητα ότι ακόμα και χωρίς αποσάθρωση μία ζώνη με πτωχή βραχώμαζα μπορεί να αντιπροσωπεύει βραχώμαζα, η οποία απλώς έχει χαμηλότερη αντοχή του άρρηκτου βράχου.



Σχήμα 3.1.3.β. Γραφική αναπαράσταση της εξίσωσης των Lawson & Bieniawski (2013) για τον προσδιορισμό του μέτρου παραμορφωσιμότητας της βραχώμαζας, για $RMR > 56$. Τα πειραματικά δεδομένα ορίζονται στο Σχήμα 3.1.3.α.

3.2. Σχεδιασμός των μέτρων υποστήριξης σύμφωνα με την ταξινόμηση RMR

3.2.1. Φορτίο σχεδιασμού

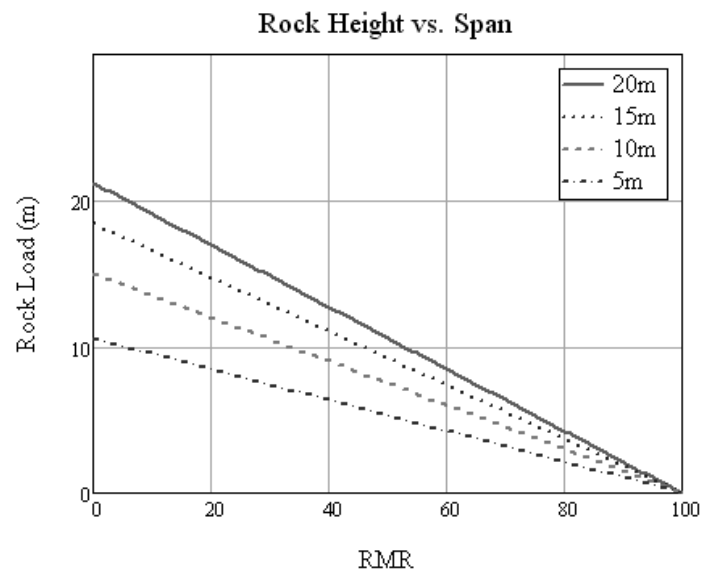
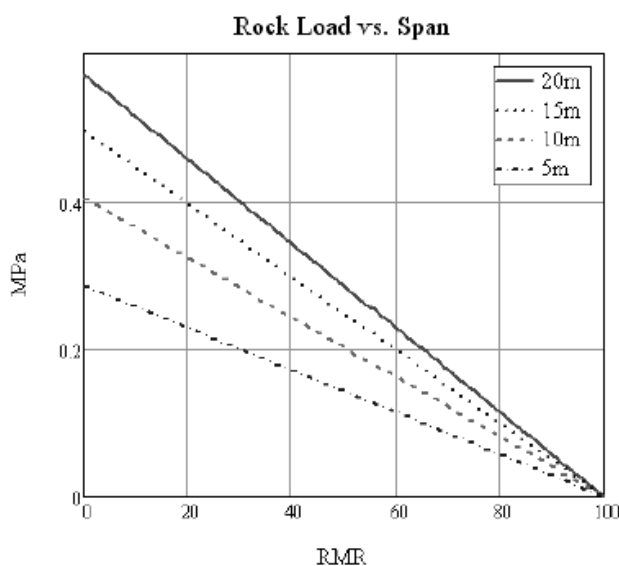
Οι Lawson και Bieniawski (2013) προτείνουν την παρακάτω σχέση για βραχώμαζες που δε βρίσκονται σε έντονο τασικό πεδίο και δεν υπάρχουν προβλήματα σύνθλιψης.

$$\rho_r = \frac{100 - RMR}{100} \cdot 10m \cdot \left(\frac{B}{10m} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \rho_r \cdot \gamma_r \quad (3.2.1.)$$

όπου

ρ_r : η πυκνότητα της βραχώμαζας

γ_r : μερικός συντελεστής ασφάλειας



Σχήμα 3.2.1. Φορτίο βραχώμαζας έναντι ανοίγματος κατά Lawson & Bieniawski (2013)

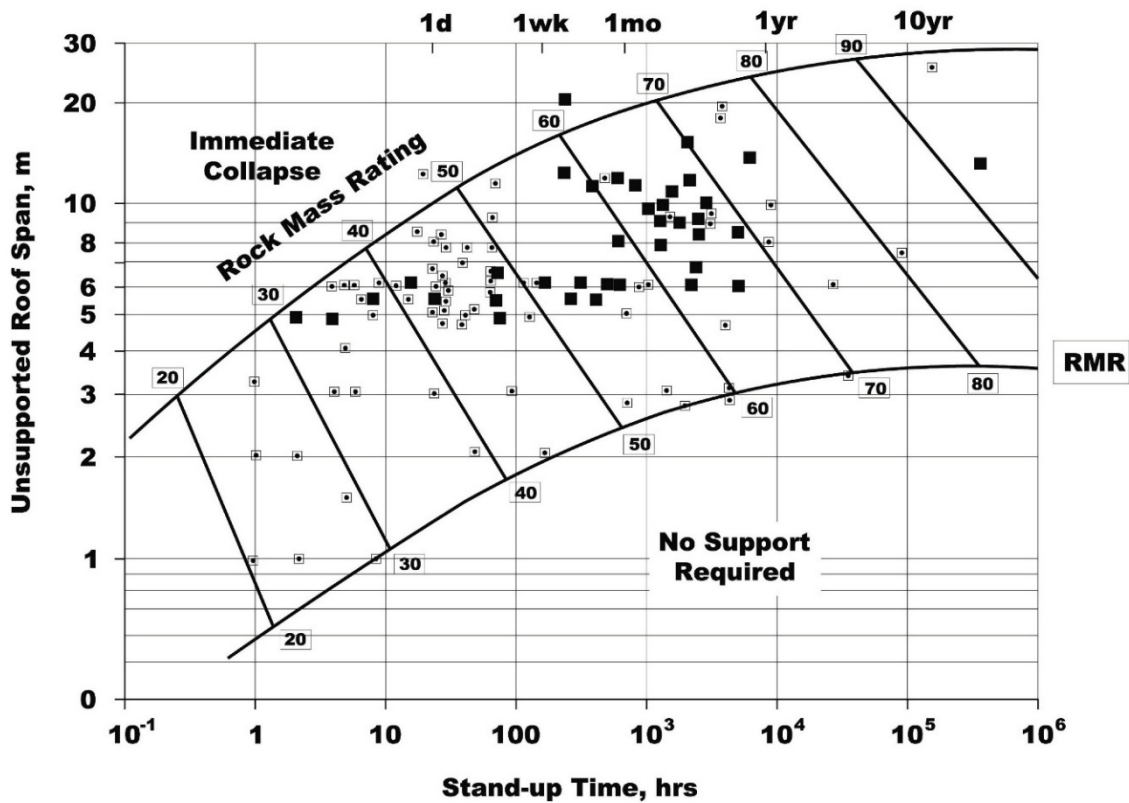
Σχήμα 3.2.2. Ύψος υποστηριζόμενης βραχώμαζας έναντι ανοίγματος κατά Lawson & Bieniawski (2013)

Για $\gamma_r = 1.5$ και $\rho_r = 27kN/m^3$ έχουμε τα παρακάτω αποτελέσματα:

Η συσχέτιση δίνει ένα γραμμικά αυξανόμενο φορτίο βραχώμαζας με τη μείωση του RMR με μέγιστη τιμή ίση με το άνοιγμα εκσκαφής για σήραγγα 10 μέτρων. Για διαφορετικά ανοίγματα έχει εφαρμοστεί ένας συντελεστής μετασχηματισμού ώστε το μέγιστο φορτίο να εξαρτάται από την τετραγωνική ρίζα του ανοίγματος. Αυτό συμπεριελήφθη για να αντισταθμίσει το πάχος οποιασδήποτε χαλαρωμένης ζώνης γύρω από τη σήραγγα που δεν είναι ανάλογο του ανοίγματος. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι το φορτίο αυτό είναι για βαρυντικά φορτία όπου δεν υπάρχει έντονο τασικό πεδίο στη βραχώμαζα.

3.2.2. Χρόνος αυτοϋποστήριξης

Ανάλογα με την ποιότητα της βραχώμαζας και το άνοιγμα της σήραγγας, σε μερικές περιπτώσεις μία σήραγγα μπορεί να μη χρειάζεται υποστήριξη όπως είναι εμφανές από το Σχήμα 3.2.3. Αυτό αντικατοπτρίζεται στα διαγράμματα που ακολουθούν για την επιλογή αγκυρίων, εκτοξευόμενου σκυροδέματος και χαλύβδινων πλαισίων.



- καταγεγραμμένες περιπτώσεις καταπτώσεων οροφής σε μεταλλεία
- καταπτώσεις οροφής σε σήραγγες

Σχήμα 3.2.3. Διάγραμμα για τον προσδιορισμό του χρόνου αυτοϋποστήριξης ως συνάρτηση του δείκτη RMR κατά Lawson & Bieniawski (2013)

3.2.3. Αγκύρια

3.2.3.1. Απόσταση αγκυρίων

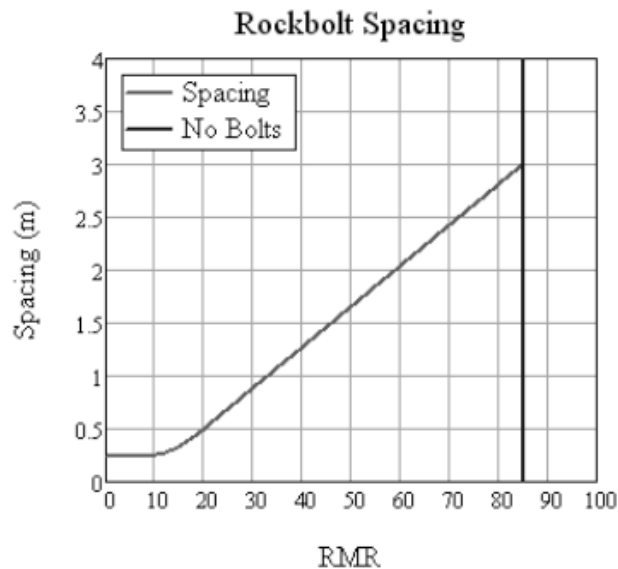
Η απόσταση των αγκυρίων λαμβάνεται ως συνάρτηση του RMR μόνο. Η απόσταση πρέπει να αντικατοπτρίζει τη συχνότητα των διακλάσεων και η ανάγκη για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα να προσφέρει επαρκή υποστήριξη ανάμεσα στα αγκύρια στο άκρο της κλίμακας με τον καλύτερο βράχο όπου το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δε μπορεί ρεαλιστικά να θεωρηθεί ότι ενεργεί από μόνο του ως αψίδα. Σποραδική αγκύρωση θεωρείται ότι απαιτείται για RMR πάνω από 85.

Απόσταση αγκυρίων:

$$S_b = 0.5m + 2.5m \cdot \frac{RMR - 20}{65} \quad \text{αν } 20 < RMR \leq 85 \quad (3.2.2.\alpha)$$

$$S_b = 0.25m + \frac{(RMR - 10)^{1.5}}{140} m \quad \text{αν } 10 < RMR \leq 20 \quad (3.2.2.\beta)$$

$$S_b = 0.25m \quad \text{αν } RMR \leq 10 \quad (3.2.2.\gamma)$$



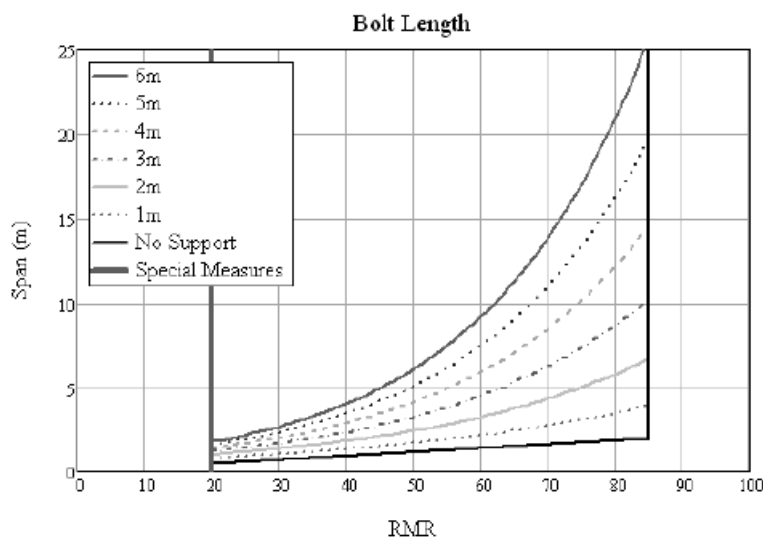
Σχήμα 3.2.4. Απόσταση αγκυρίων έναντι RMR κατά Lawson & Bieniawski (2013)

3.2.3.2. Μήκος αγκυρίων

Το μήκος των αγκυρίων πρέπει να μεταβάλλεται με το άνοιγμα και το RMR. Με βάση εμπειρικές συσχετίσεις και τα αποτελέσματα αριθμητικών μοντέλων, λαμβάνεται η ακόλουθη σχέση:

$$B = \frac{(L_b + 2.5)^{\frac{RMR+25}{52}}}{3.6} \quad (3.2.3)$$

όπου B το πλάτος του ανοίγματος σε μέτρα και L_b είναι το ενεματωμένο μήκος των αγκυρίων σε μέτρα.



Σχήμα 3.2.5. Διάγραμμα μήκους αγκυρίων κατά Lawson & Bieniawski (2013)

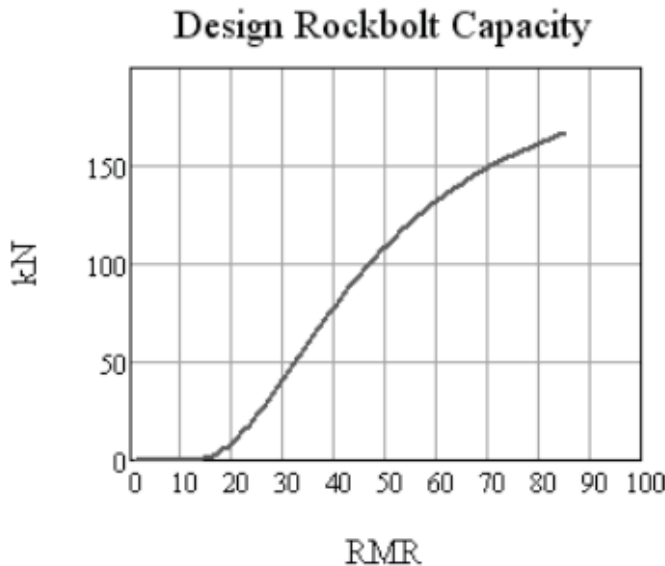
3.2.3.3. Φέρουσα ικανότητα αγκυρίων

Η φέρουσα ικανότητα του σχεδίου αγκυρώσεων θεωρείται ότι δίνεται από την φέρουσα ικανότητα κάθε αγκυρίου διαιρεμένης με την επιφάνεια που υποστηρίζει. Η φέρουσα ικανότητα των αγκυρίων μειώνεται όσο μειώνεται το RMR εξαιτίας της δυσκολίας να αποκτηθεί αποτελεσματική συνάφεια και της μειωμένης αποτελεσματικότητας των αγκυρίων να κινητοποιήσουν την αφιδωτή λειτουργία στη βραχώμαζα. Η σχέση που αναπτύχθηκε για αυτό παρουσιάζεται παρακάτω. Το

διάγραμμα δείχνει τη φέρουσα ικανότητα για ένα τυπικό αγκύριο 25mm με μέγιστη αντοχή 25 τόνους.

Φέρουσα ικανότητα αγκυρίων:

$$F_{bd} = \frac{F_b}{\gamma_b} \cdot \left(\frac{RMR}{85} \right)^{40} \quad (3.2.4)$$



Σχήμα 3.2.6. Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας αγκυρίων έναντι RMR κατά Lawson & Bieniawski (2013)

$$F_b = 250 \text{ kN}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

όπου F_b η μέγιστη εφελκυστική αντοχή του αγκυρίου και γ_b μερικός συντελεστής ασφάλειας.

3.2.4. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

3.2.4.1. Φέρουσα ικανότητα εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η φέρουσα ικανότητα σχεδιασμού της υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα βασίζεται στη παραδοχή ότι το σκυρόδεμα δρα απλώς ως αψίδα σε θλίψη. Η βασική σχέση για αυτόν τον τύπο υποστήριξης είναι:

$$\text{Πίεση Υποστήριξης} = \text{Πάχος} \times \text{Αντοχή Σχεδιασμού} / \text{Ακτίνα}$$

Παρόλα αυτά, έχει γίνει μετατροπή για να αντικατοπτρίζει την πραγματικότητα τόσο της πραγματικής λειτουργίας του σκυροδέματος όσο και της διαδικασίας κατασκευής. Μερική διαφορετικοί τύποι υποστήριξης εξετάζονται παρακάτω:

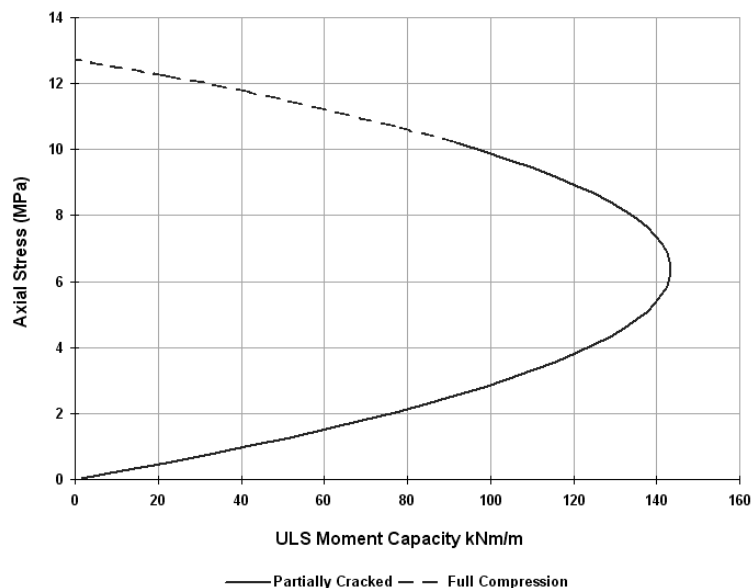
Όπου η βραχώμαζα είναι καλή, $RMR > 60$, χρειάζεται μόνο μία λεπτή στρώση. Η εφαρμογή μίας λεπτής στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος σε μία ανώμαλη επιφάνεια σε τεμαχισμένο βράχο έχει ως αποτέλεσμα μία στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος που είναι η ίδια ανώμαλη, και η υπόθεση ότι συμπεριφέρεται από μόνη της ως αψίδα δεν είναι ρεαλιστική. Στην πραγματικότητα η κύρια λειτουργία θα είναι το κλείδωμα των γειτονικών τεμαχών του βράχου ώστε να αποφευχθούν οι καταπτώσεις και να βοηθηθεί ο χαλαρωμένος βράχος στην διαταραγμένη από την έκρηξη ζώνη να υποστηρίξει το βάρος του και οποιουδήποτε φορτίου εκτός της ζώνης αυτής.

Για βραχώμαζα μέτριας ποιότητας, RMR από 35 έως 60, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να θεωρηθεί πιο εύλογα να λειτουργεί ως αψίδα. Αν μεγάλα τμήματα της σήραγγας διανοίγονται σε βράχο αυτής της ποιότητας το σχήμα της σήραγγας πιθανώς θα είναι πεταλοειδής με καμπύλα τοιχώματα, και σίγουρα στο κάτω όριο της κλίμακας αυτής (RMR κοντά στο 35) το σκυρόδεμα θα έχει

καλύψει πολλές από τις ανωμαλίες στην επιφάνεια και το εσωτερικό σχήμα θα είναι καμπύλο με κάποια επανεισερχόμενα τμήματα.

Για τιμές του RMR κάτω από 35 η εκσκαφή θα χρειαστεί πολλαπλά μέτωπα εκτός κι αν η σήραγγα είναι πολύ μικρή. Αυτό γίνεται για να διατηρηθεί το μέγεθος του μετώπου και συνεπώς το μέγεθος πιθανών καταρρεύσεων του μετώπου σε διαχειρίσιμο μέγεθος. Αναλύσεις του συστήματος υποστήριξης με αριθμητικές ή άλλες μεθόδους καταλήγουν στο ότι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υπόκειται αυξανόμενα σε καμπτικές και διατμητικές δυνάμεις εκτός από απλή αξονική θλίψη.

Διαγράμματα Ροπής / Αξονικής Δύναμης (Διαγράμματα M-N) που σχεδιάστηκαν για να ταιριάζουν σε εθνικούς κανονισμούς χρησιμοποιούνται ευρέως στο σχεδιασμό συστημάτων επένδυσης παγκοσμίως. Αν οι τιμές του αξονικού φορτίου στο άξονα Y διαιρεθούν με το πάχος του μέλους το αποτέλεσμα είναι μία καμπύλη Ροπής / Αξονικής τάσης. Η καμπύλη που παρουσιάζεται παρακάτω είναι για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κυλινδρικής αντοχής 32MPa με πάχος 300mm.



Σχήμα 3.2.7. Καμπύλη αλληλεπίδρασης για σκυρόδεμα 32 MPa κατά Ευρωκώδικα 2

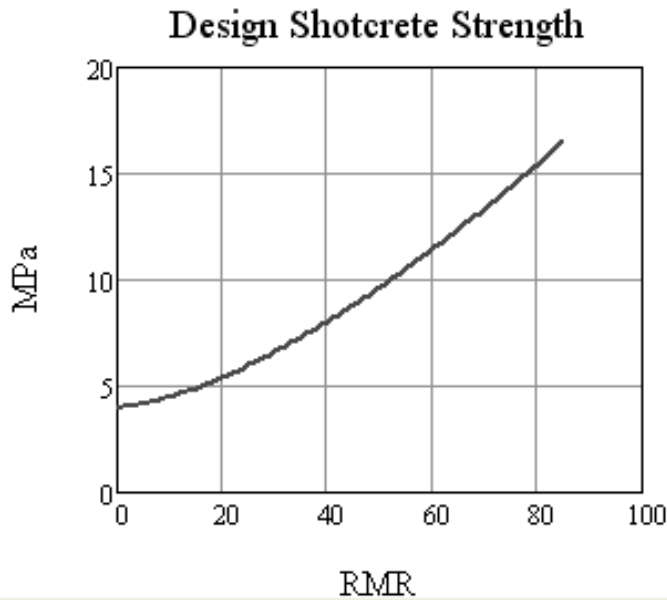
Ένα αξιοσημείωτο χαρακτηριστικό της καμπύλης αυτής είναι η μέγιστη ροπή αντοχής σχεδιασμού που συμβαίνει όταν η μέση αξονική τάση είναι περίπου ίση με το 1/5 της κυλινδρικής αντοχής. Αυτό συμβαίνει ανεξαρτήτως από το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (ή πρότυπου σχεδιασμού, δεδομένου ότι ακολουθεί αρχές οριακής κατάστασης) που χρησιμοποιείται και το επίπεδο αυτό τάσης χρησιμοποιείται συχνά ως στοχευόμενη τιμή στο σχεδιασμό συστημάτων επένδυσης σε μαλακό έδαφος. Αν το πάχος αλλάξει, η κλίμακα του άξονα X θα αλλάξει αλλά η κλίμακα του άξονα Y και το σχήμα της καμπύλης θα παραμείνουν τα ίδια.

Η ιδιότητα αυτή έχει χρησιμοποιηθεί για να αναπτυχθεί μία σχέση για την αντοχή σχεδιασμού του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, η οποία αντικατοπτρίζει την πραγματική συμπεριφορά του εκτοξευόμενου σκυροδέματος γύρω από μία εκσκαφή και τις απαιτήσεις που έχουν τεθεί. Το παρακάτω διάγραμμα δείχνει την αντοχή σχεδιασμού για εκτοξευόμενο σκυρόδεμα 30MPa.

Αντοχή σχεδιασμού:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot \left[0.2 + 0.8 \cdot \left(\frac{RMR}{100} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad (3.2.5)$$

όπου f_{ck} είναι η κυλινδρική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και γ_c μερικός συντελεστής ασφάλειας.



Σχήμα 3.2.8. Αντοχή σχεδιασμού εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Lawson & Bieniawski (2013)

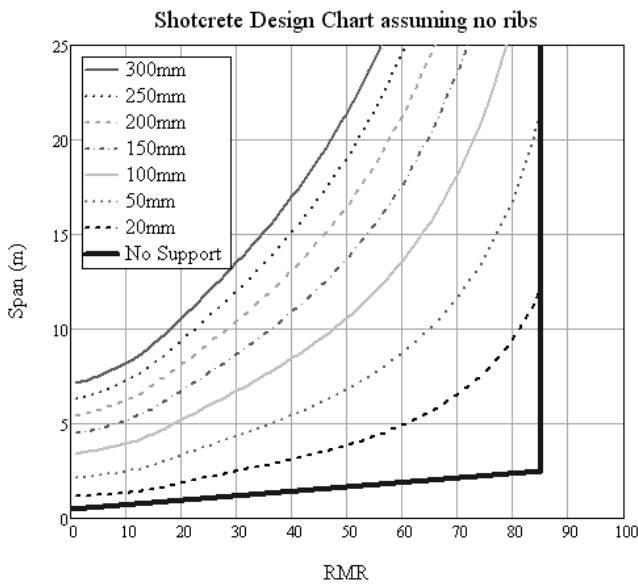
$$f_{ck} = 30MPa$$

$$\gamma_c = 1.5$$

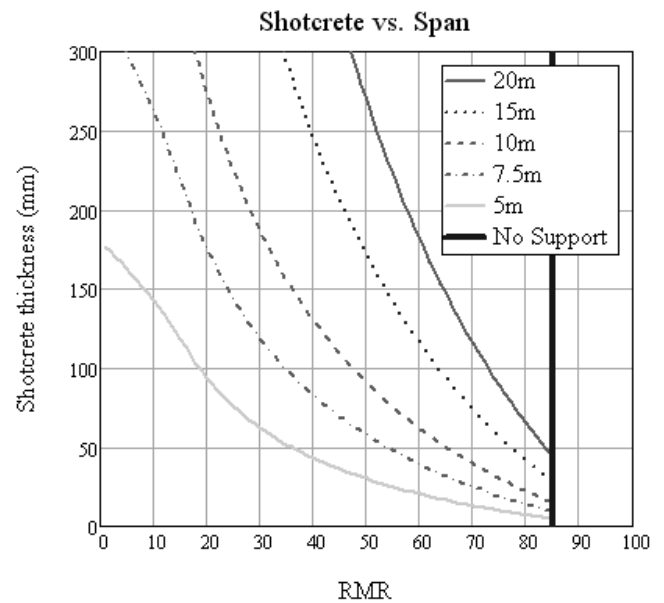
3.2.4.2. Διαγράμματα υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Με βάση τις παραπάνω σχέσεις για την αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και των αγκυριών μπορεί να εξαχθεί ένα διάγραμμα που να συσχετίζει το άνοιγμα και το RMR για δεδομένο πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Η αντοχή των αγκυριών και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μπορούν να προστεθούν.

Οι ανωμαλίες στις καμπύλες σε RMR περίπου 50 με 20 αντικατοπτρίζουν την αδυναμία των αγκυριών να προσφέρουν σημαντική υποστήριξη. Η μεσαία επιλογή στην έκφραση για την απόσταση των αγκυριών στην εξίσωση 3.2.2.β, για RMR μεταξύ 10 και 20, χρησιμοποιείται ως μετάβαση για να δώσει μία ευλόγως ομαλή καμπύλη στο παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 3.2.9. Διάγραμμα σχεδιασμού εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Lawson & Bieniawski (2013)



Σχήμα 3.2.10. Πάχος εκτοξευόμενου σκυροδέματος για διάφορα πλάτη σήραγγας κατά Lawson & Bieniawski (2013)

3.2.4.3. Μη-κυκλικές διατομές

Τα διαγράμματα στα Σχήματα 3.2.9. και 3.2.10. είναι για περιπτώσεις που το σχήμα της σήραγγας πάνω από το επίπεδο του άξονα είναι σταθερής ακτίνας, ώστε Άνοιγμα = 2 Χ Ακτίνα. Σε κάποιες περιπτώσεις, συνήθως σε καλό βράχο, χρησιμοποιούνται πλατύτερα προφίλ με μία σχετικά πλατιά αψίδα στη στέψη και μικρότερη ακτίνα καμπυλότητας στις πλευρές. Αυτό είναι σύνηθες σε συγκοινωνιακές σήραγγες και σε μερικά μεγάλα υπόγεια ανοίγματα. Για τα σχήματα αυτά τα διαγράμματα δε μπορούν να χρησιμοποιηθούν απευθείας. Η υποστήριξη για αυτές τις περιπτώσεις μπορεί να υπολογιστεί βασιζοντας το φορτίο της βραχώμαζας στο άνοιγμα και στο RMR, αλλά υπολογίζοντας τη συνεισφορά του εκτοξευόμενου σκυροδέματος διαιρώντας την αντοχή του με τη μεγαλύτερη ακτίνα που χρησιμοποιείται στη στέψη. Εναλλακτικά, τα διαγράμματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν αλλά το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος να πολλαπλασιαστεί με επαυξητικό συντελεστή ίσο με (ακτίνα στη στέψη)/(μισό του ανοίγματος).

3.2.5. Χαλύβδινα πλαίσια

Τα χαλύβδινα πλαίσια χρησιμοποιούνται λιγότερο από ότι χρησιμοποιούνταν κάποτε εξαιτίας της πρόοδου της τεχνολογίας εκτοξευόμενου σκυροδέματος συμπεριλαμβανομένης της ανάπτυξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος υγρής μίξης, τηλεχειριζόμενων ρομπότ για την εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, και χαλύβδινων και πλαστικών ινών. Οι πρόοδοι αυτές έχουν κάνει την εκτόξευση σκυροδέματος ασφαλέστερη και λιγότερο χρονοβόρα με το πρόσθετο πλεονέκτημα ότι η άμεση υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα καλής ποιότητας μπορεί να ικανοποιήσει απαιτήσεις για τη διάρκεια ζωής σχεδιασμού της μόνιμης υποστήριξης τις οποίες τα παραδοσιακά πλαίσια και οι πασσαλοσανίδες δεν μπορούν.

Υπάρχουν ακόμα περιπτώσεις που τα χαλύβδινα πλαίσια είναι το σύστημα υποστήριξης που επιλέγεται. Οι περιπτώσεις αυτές περιλαμβάνουν πολύ υγρές εκσκαφές, που το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι αναποτελεσματικό, περιπτώσεις εκσκαφής με TBM που η εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι αποδιοργανωτική και καταστάσεις συνθλιβόντων εδαφών που η πλαστιμότητα είναι ιδιαίτερης σημασίας και μπορεί να είναι απαραίτητες ολισθαίνοντες συνδέσεις για να διευκολύνουν υψηλές συγκλίσεις.

Ο σχεδιασμός των χαλύβδινων πλαισίων γίνεται υποθέτοντας ότι τα πλαίσια παρεμποδίζονται σε διακριτά διαστήματα. Αστοχία μπορεί να συμβεί υπό το συνδυασμό αξονικής θλίψης και κάμψης. Εξισώσεις για την αντοχή παρεμποδιζόμενων πλαισίων (Lowson 2012) είναι οι παρακάτω:

$$\text{Ελαστικό όριο: } P_{el} = \frac{4 \cdot A_s \cdot I_s \cdot \sigma_y}{S_r \cdot r_i \left[4 \cdot I_s + A_s \cdot X \cdot r_i (1 - \cos(\theta)) \right]} \quad (3.2.6)$$

$$\text{Πλαστικό όριο: } P_{pl} = \frac{2 \cdot S_{pl} \cdot A_s \cdot \sigma_y}{S_r \cdot r_i \left[2 \cdot S_{pl} + A_s \cdot r_i (1 - \cos(\theta)) \right]} \quad (3.2.7)$$

Οι όροι A_s , I_s , S_{pl} και X είναι το εμβαδόν διατομής, ροπή αδράνειας, πλαστική ροπή αντίστασης και το βάθος της διατομής αντίστοιχα, ενώ το S_r είναι η απόσταση των πλαισίων. Αν η γωνία σφήνωσης θ είναι μικρή, σύνηθες για πλαίσια που τα κενά γεμίζονται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, οι δύο σχέσεις δίνουν περίπου το ίδιο αποτέλεσμα ως μέγιστη αντοχή, η οποία είναι:

$$P = A_s \cdot \sigma_y / r - \text{η πλαστική αντοχή κυκλικού δακτυλίου.}$$

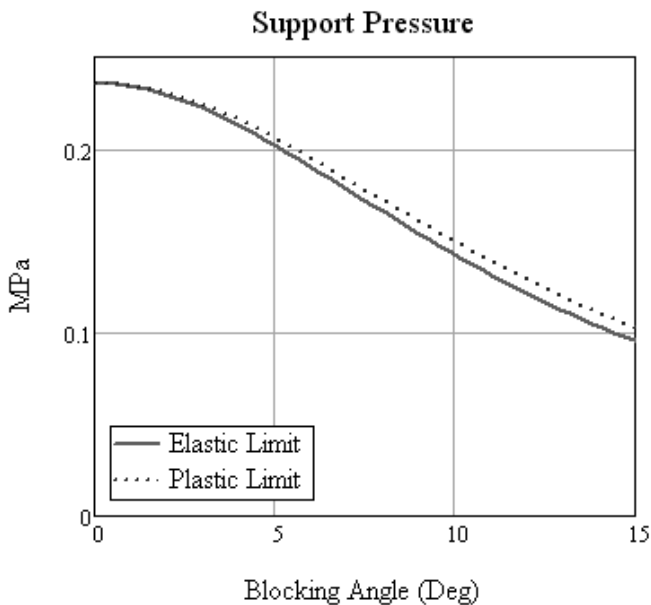
Η επίδραση της γωνίας σφήνωσης είναι η μείωση της αντοχής, όπως φαίνεται παρακάτω για ένα τυπικό χαλύβδινο πλαίσιο που αποτελείται από διατομή UC 152 x 152 x 37kg/m με τάση διαρροής 250 MPa σε απόσταση του κέντρου των πλαισίων 1m σε σήραγγα διαμέτρου 10m.

Η αύξηση της γωνίας σφήνωσης από το μηδέν σε 15 μοίρες απομειώνει την αντοχή κατά 60% περίπου. Η απομείωση αυτή είναι ανεξάρτητη της τάσης διαρροής και είναι μεγαλύτερη για ελαφρύτερα πλαίσια και διατομές TH και μικρότερη για βαρύτερες διατομές.

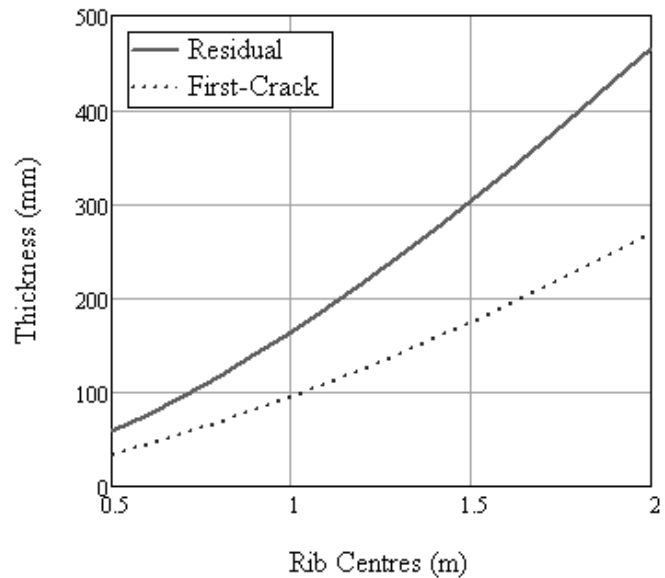
Η υποστήριξη από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι ακόμα απαραίτητη για την υποστήριξη του εδάφους μεταξύ των πλαισίων. Στις περισσότερες περιπτώσεις το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μπορεί να σχεδιασθεί με βάση την ανάληψη ονομαστικού φορτίου από το βράχο ίσο με την απόσταση των πλαισίων, με το υπολειπόμενο φορτίο να στηρίζεται απευθείας στα πλαίσια, εκτεινόμενο μεταξύ τους σαν μία σειρά αψίδων. Ο σχεδιασμός του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μπορεί έπειτα να γίνει με τη θεώρηση του σκυροδέματος να αναλαμβάνει το φορτίο ως μία απλά εδραζόμενη δοκός που εκτείνεται μεταξύ των πλαισίων. Έτσι, το απαιτούμενο πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος είναι:

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot S_r^3 \cdot \rho_r \cdot \gamma_r \cdot \gamma_f}{4 \cdot f_{flex}}} \quad (3.2.8)$$

όπου S_r είναι η απόσταση των πλαισίων, ρ_r είναι η πυκνότητα του βράχου, γ_r και γ_f είναι μερικοί συντελεστές ασφάλειας για το φορτίο και την καμπτική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, και f_{flex} είναι η καμπτική εφελκυστική αντοχή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Σχήμα 3.2.11. Υποστήριξη πλαισίου έναντι γωνίας σφήνωσης κατά Lowson & Bieniawski (2013)



Σχήμα 3.2.12. Υποστήριξη με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μεταξύ των πλαισίων κατά Lowson & Bieniawski (2013)

Για τυπική καμπτική αντοχή 5MPa μέγιστη και με συντελεστή απομένουσας αντοχής 1/3, που δίνει μία απομένουσα καμπτική αντοχή 1.65MPa το απαιτούμενο πάχος για τυπικές αποστάσεις των πλαισίων παρουσιάζονται παραπάνω. Η κάμψη είναι κρίσιμη για όλο το εύρος που παρουσιάζεται, ενώ η διάτμηση είναι κρίσιμη μόνο σε μικρότερη απόσταση πλαισίων.

Όπου είναι δυνατή η παρακολούθηση της υποστήριξης και η διενέργεια εργασιών αποκατάστασης, εάν είναι απαραίτητο, το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μπορεί να καθοριστεί με βάση τη μικρότερη, μη-ρωγματωμένη τιμή (διακεκομμένη γραμμή). Αν ρωγματωθεί

μπορεί να προστεθεί κι άλλο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Αν η επιδιόρθωση δεν είναι δυνατή μπορεί να χρησιμοποιηθεί η υπόθεση ρωγματωμένης συμπεριφοράς που επιτρέπει τη ξήρανση, θερμοκρασιακές ή άλλες επιδράσεις που μπορούν να προκαλέσουν ρωγμάτωση με ή χωρίς φορτίο. Σε πολύ πτωχό έδαφος με μικρή ή καθόλου διατμητική αντοχή το έδαφος δε θα λειτουργήσει θολωτά μεταξύ των πλαισίων και ένα σύστημα υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και πλαισίων θα πρέπει να θεωρηθεί ότι λειτουργεί σύμμικτα ως αψίδα.

3.3. Επιλογή του σχήματος της σήραγγας και μόνιμη επένδυση

Το σχήμα και το μέγεθος της διατομής μίας σήραγγας είναι αναμφισβήτητα τα σημαντικότερα πράγματα που πρέπει να επιλέξει ο σχεδιαστής. Το μέγεθος της τελειωμένης εσωτερικής διατομής καθορίζεται γενικώς από λειτουργικές απαιτήσεις, για παράδειγμα οι συγκοινωνιακές σήραγγες θα πρέπει συνήθως να είναι περιγεγραμμένες σε ένα περίπου ορθογωνικό σχήμα για τη διέλευση οχημάτων, ενώ οι υδροηλεκτρικές και υδρευτικές σήραγγες πρέπει να έχουν ένα ελάχιστο εμβαδόν διατομής για τη ροή του νερού. Το σχήμα της εκσκαφής έχει επιπλοκές για την κατασκευή καθώς, εκτός από την εξαίρεση της διάνοιξης με TBM, το δάπεδο της σήραγγας θα πρέπει ιδανικά να είναι επίπεδο για την κυκλοφορία κατά την κατασκευή. Το σχήμα της εκσκαφής έχει επίσης σημαντικές επιπτώσεις στο σχεδιασμό τόσο της προσωρινής όσο και της μόνιμης επένδυσης καθώς είναι ο κυριότερος παράγοντας για το πώς θα λειτουργήσουν ως κατασκευές.

Κατ' αρχήν το πιο δομικά αποδοτικό σχήμα για σήραγγα είναι το κυκλικό, αφού σημαίνει ότι η επένδυση μπορεί να αντιστέκεται εξωτερικά φορτία από το έδαφος ή από υπόγειο νερό ενεργώντας ως κύλινδρος υπό θλίψη. Είτε η επένδυση είναι φτιαγμένη από χάλυβα είτε από σκυρόδεμα το κυκλικό σχήμα ελαχιστοποιεί το κόστος των υλικών και στην περίπτωση του σκυροδέματος η απουσία καμπτικών επιπλοκών σημαίνει ότι ο σπλισμός συχνά δεν είναι απαραίτητος. Παρόλα αυτά, οι κυκλικές διατομές είναι συχνά δύσκολες στην κατασκευή σε σύγκριση με σχήματα D με επίπεδη βάση εξαιτίας των ειδικών καλουπιών που χρειάζονται για την κατασκευή και εξαιτίας του ότι η επίπεδη βάση σχηματίζει ευκολότερα δρόμο για την κυκλοφορία οχημάτων κατά την κατασκευή.

Το βέλτιστο σχήμα για μία σήραγγα είναι πολύπλοκη συνάρτηση της πραγματικότητας της κατασκευής, των φορτίων που θα εφαρμοστούν στην άμεση και μόνιμη υποστήριξη και των αναγκών που έχει η τελειωμένη διατομή. Από αυτά, η δυσκολία και το κόστος της διαδικασίας εκσκαφής και της προσωρινής και μόνιμης υποστήριξης εξαρτώνται από το έδαφος και το τασικό πεδίο και συχνά από το καθεστώς υδατικών πιέσεων. Για κατασκευαστικούς σκοπούς και για την αποτελεσματικότητα του κόστους της άμεσης υποστήριξης παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3.1. ιδανικά σχήματα σήραγγων.

Έδαφος	Σχήμα	Σχόλια
RMR>50	Σχήμα D με κατακόρυφες ή κεκλιμένες παρειές και επίπεδη βάση	Ευκολία στην κατασκευή
RMR 30 έως 50	Πεταλοειδής με καμπύλα τοιχώματα	Μείωση του κόστους υποστήριξης των παρειών
RMR 20 έως 30	Πεταλοειδής με καμπύλα τοιχώματα και καμπύλη βάση	Μία καμπύλη βάση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι πιο οικονομική από αγκύρωση της βάσης ή/και δομική βάση από ΩΣ
RMR 10 έως 20	Σχήμα που συντίθεται από 3 ή περισσότερες καμπύλες	Συνήθως ο θόλος, οι παρειές και η βάση αποτελούνται από 3 ακτίνες καμπυλότητας ή 5 ακτίνες καμπυλότητας
RMR<10	Κυκλικό	

Πίνακας 3.3.1. Ιδανικό σχήμα σήραγγας έναντι εδαφικών συνθηκών

3.3.1. Μόνιμη επένδυση

Η δευτερεύουσα επένδυση, αν χρειάζεται, θα πρέπει συχνά να σχεδιαστεί ώστε να φέρει δομικά φορτία. Αυτά μπορεί να περιλαμβάνουν φορτία από τη βραχόμαζα αλλά συνήθως το καθοριστικότερο φορτίο για τη δευτερεύουσα επένδυση είναι η υδροστατική πίεση. Όταν μία επενδυμένη υπόγεια κατασκευή κατασκευάζεται κάτω από τον υπάρχοντα υδροφόρο ορίζοντα η κατασκευή είτε θα πρέπει να σχεδιαστεί ως μόνιμο στραγγιστήριο ή το σύστημα επένδυσης θα πρέπει να σχεδιαστεί να είναι υδατοστεγές και να φέρει την εξωτερική υδατική πίεση.

Η μόνιμη αποστράγγιση του υπερκείμενου εδάφους μπορεί να είναι αποδεκτή σε κάποιες περιπτώσεις, όπως υδροηλεκτρικές σήραγγες σε καλό βράχο, και μπορεί να επιτευχθεί με οπές αποστράγγισης ή σύστημα αποστραγγιστικών σωληνώσεων. Εντούτοις, όπου ο βράχος είναι πτωχός και μπορεί να συμβεί διάβρωση και χαλάρωση δε μπορεί να γίνει αυτό μακροπρόθεσμα. Κατά τα άλλα, περιβαλλοντικοί περιορισμοί, το κόστος μόνιμης άντλησης ή λειτουργικές απαιτήσεις μπορεί να σημαίνουν ότι η επένδυση πρέπει να είναι υδατοστεγής.

Το ευκολότερο σχήμα να σχεδιασθεί για υδατική πίεση είναι κυκλικό, επειδή μπορεί να σχεδιασθεί ως κατασκευή υπό θλίψη και μόνο το ελάχιστο πάχος πρέπει να επιλεγεί, το οποίο είναι εύκολο να γίνει με τη χρήση καθιερωμένων κατασκευαστικών κανονισμών.

Το επόμενο πιο αποδοτικό σχήμα είναι να είναι συνεχώς καμπύλο. Με κατάλληλη επιλογή πάχους και ακτινών μπορεί να σχεδιασθεί ως κατασκευή υπό θλίψη, με μικρό ή καθόλου εφελκυσμό και στις δύο επιφάνειες. Όπου προκύπτει εφελκυσμός στην ανάλυση και ο σπλισμός είναι απαραίτητος είναι συχνά δυνατή η μείωση της ποσότητας που απαιτείται για την ικανοποίηση του κατασκευαστικού κανονισμού με τη χρήση μη-γραμμικού μοντέλου για το ωπλισμένο σκυρόδεμα. Αυτό οφείλεται στο ότι η αιτία για τη χρήση ωπλισμού είναι ότι το σκυρόδεμα θα ρωγματωθεί σε εφελκυσμό, και όπου ρωγματωθεί εξαιτίας κάμψης θα γίνει πολύ πιο εύκαμπτο άπαξ και ρωγματωθεί. Η συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης του ωπλισμένου σκυροδέματος μπορεί να θεωρηθεί ως ελαστική – ψαθυρή – σκληρυνόμενη – πλαστική (elastic – brittle – strain-hardening – plastic) και το τέμνον μέτρο ελαστικότητας του ρωγματωμένου σκυροδέματος μπορεί να ληφθεί ως το μισό ή λιγότερο της αρωγμάτωσης τιμής, ακόμα κι αν επιτρέπεται ο μακροχρόνιος ερπυσμός. Κάποια πακέτα αριθμητικών αναλύσεων υποστηρίζουν πια μη-γραμμικά καταστατικά μοντέλα για το ωπλισμένο σκυρόδεμα και αναμφίβολα περισσότερα θα τα υποστηρίζουν στο μέλλον. Μπορεί να γίνει οικονομικός σχεδιασμός με τη χρήση τέτοιων μοντέλων και διαπιστώνεται συχνά ότι μπορεί να διαμορφωθεί ένα αποδεκτό σχήμα που χρησιμοποιεί λίγο παραπάνω από τον ελάχιστο ωπλισμό των κανονισμών για να διανέμει και ελέγξει τη ρωγμάτωση.

Όπου η σήραγγα είναι πεταλοειδής με ευθείες παρειές η πιο οικονομική λύση μπορεί να είναι πεταλοειδής μόνιμη επένδυση καθώς ελαχιστοποιεί της απαιτήσεις σκυροδέματος. Παρόλα αυτά, οι απαιτήσεις αυτές πρέπει να είναι αναλογικά σχεδιάσιμες και οι αναλογίες αυτές πρέπει να έχουν επιλεγεί σωστά στο στάδιο του σχεδιασμού. Αυτό είναι ένα ιδιαίτερο ζήτημα σε υδροηλεκτρικές σήραγγες όπου τα σχέδια στη φάση της διερεύνησης της σκοπιμότητας δείχνουν απλά μία επένδυση σχήματος D παντού, με χρήση ωπλισμένου σκυροδέματος σε ζώνες με πτωχότερο βράχο. Όπου οι δομικές επενδύσεις έχουν αιχμηρές γωνίες πρέπει πάντα να ελεγχθούν οι αναλογίες της επένδυσης για αντοχή σε διάτμηση, καθώς αυτή θα διέπει συχνά το σχεδιασμό. Η διάτμηση πρέπει να ελεγχθεί σε ικανό βάθος μακριά από οποιαδήποτε γωνία ή από την άκρη οποιουδήποτε επίπεδου μέρους σε γωνία, και καλή στοχευόμενη μέση διατμητική τάση χρησιμοποιώντας φορτία οριακών καταστάσεων αστοχίας (Ultimate Limit States) με συντελεστές είναι 0.5MPa για σχεδιασμό χωρίς ωπλισμό διάτμησης και 1.2 με 1.5MPa για ένα σχέδιο συνδέσμων εύκολων στην εγκατάσταση.

Ο σχεδιασμός θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη το ενδεχόμενο να ασκηθεί φορτίο βραχόμαζας στην επένδυση και για λόγους σχεδιασμού και αναλογίας η επένδυση θα πρέπει να σχεδιασθεί να φέρει

ομοιόμορφο φορτίο ίσο με το φορτίο βραχόμαζας από την Σχέση 3.2.1. εκτός κι αν η βραχόμαζα είναι σε έντονο τασικό πεδίο εξαιτίας πτωχού εδάφους ή υψηλών υπερκειμένων ή και των δύο.

Σε πολλά έργα το έδαφος διαφοροποιείται κατά μήκος της σήραγγας και συνήθως δεν είναι οικονομικό ή πρακτικό να αλλάζει το σχήμα της εκσκαφής στο ιδανικό σχήμα για μία συγκεκριμένη κατηγορία βραχόμαζας. Αυτό σημαίνει ότι η αλλαγή του σχήματος θα είχε ως συνέπεια την επιλογή ότι η σήραγγα είναι σε μία συγκεκριμένη κατηγορία βραχόμαζας. Το σχήμα (ή σχήματα) που επιλέγονται, ειδικά για υδροηλεκτρικές σήραγγες όπου απλά σχήματα D είναι προτιμητέα, είναι συνήθως συμβιβασμός για την παροχή οικονομικής λύσης. Η φύση του συμβιβασμού αυτού, σε όρους κόστους και επίσης σε όρους δομικού σχεδιασμού, πρέπει να κατανοηθεί.

Κεφάλαιο 4. Υποστήριξη σηράγγων με χαλύβδινα πλαίσια

Τα χαλύβδινα πλαίσια αποτελούνται γενικά από τα στοιχεία που είναι σχετικά δύσκαμπτα για το μέγεθός τους, ενώ οι συνδέσεις μεταξύ των στοιχείων είναι άλλοτε λίγο και άλλοτε πολύ δύσκαμπτες σύμφωνα με το σκοπό και τη λειτουργία της υποστήριξης. Χρησιμοποιούμενα από μόνα τους, αποτελούν γενικά μια ασυνεχή υποστήριξη που αποτελείται από δακτυλίους οι οποίοι απέχουν μεταξύ τους ώστε να λειτουργούν ανεξάρτητα. Επίσης, σε σύγκριση με άλλα τέτοια συστήματα στήριξης, όπως οι ηλώσεις και η επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, διακρίνονται από τη σχετική ανεξαρτησία τους από το περιβάλλον πέτρωμα που αντιστηρίζουν. Τα πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνα ή σε συνδυασμό με άλλα μέτρα όπως μεταλλικά φύλλα, ήλους, επένδυση από σκυρόδεμα, δομικό πλέγμα, κλπ.

Οι μορφές των μερών που τα αποτελούν, προσαρμόζονται στο περίγραμμα του ανοίγματος όσο το δυνατόν περισσότερο. Κατά συνέπεια, όπου το περίγραμμα είναι καμπύλο τα μέρη διαμορφώνονται για να ταιριάζουν με την ακριβή μορφή του περιγράμματος. Ο όρος πλαίσιο χαρακτηρίζει οποιαδήποτε δύσκαμπτη, ασυνεχή κατά μήκος του υπογείου ανοίγματος, κατασκευή υποστήριξης που τοποθετείται στο τοίχμά του για την υποστήριξή του. Αυτός ο ορισμός αποκλείει, ειδικότερα, όλα τα συστήματα υποστήριξης που βασίζονται σε μεταλλικές επιφάνειες, τα οποία αποτυγχάνουν να ικανοποιήσουν το κριτήριο της ασυνέχειας. Τα πλαίσια μπορούν να καλύψουν είτε μέρος είτε ολόκληρο το περίγραμμα μιας σήραγγας. Στην πρώτη περίπτωση, η θεμελίωσή τους θα πρέπει να δύναται να διανέμει τα φορτία των άκρων τους, στη βραχόμαζα, χωρίς υπερβολική παραμόρφωση.

Τα πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να εκτελέσουν διαφορετικές λειτουργίες, για τις οποίες απαιτούνται διαφορετικά χαρακτηριστικά. Είναι επομένως σημαντικό, πριν από την επιλογή του τύπου του πλαισίου, να καθοριστεί επακριβώς η λειτουργία του. Για ένα νέο υπόγειο έργο διακρίνονται δύο περιπτώσεις:

i) Μόνος σκοπός είναι η προστασία από καταπτώσεις μεμονωμένων τεμαχίων πετρώματος, χωρίς προσπάθεια αποτροπής της σύγκλισης της διατομής. Αυτή η περίπτωση προκύπτει γενικά για βραχόμαζα που, ενώ είναι κερματισμένη, οι γεωτεχνικές της ιδιότητες την καθιστούν επαρκή για τη συγκράτηση των παραμορφώσεων σε μικρές τιμές. Τα πλαίσια στην περίπτωση αυτή "προστατεύουν". Αποσκοπούν στην προστασία των εργαζομένων κατά την κατασκευή του έργου, και διαδραματίζουν ένα δευτερεύοντα ρόλο στην υποστήριξη της περιβάλλουσας βραχόμαζας. Σε αυτήν την περίπτωση, χρησιμοποιούνται μόνα τους ή τοπικά σε συνδυασμό με φύλλα.

ii) Σκοπός είναι και η καθυστέρηση της παραμόρφωσης και της σύγκλισης των τοιχωμάτων πριν από την τοποθέτηση της οριστικής επένδυσης. Τα πλαίσια τότε "υποστηρίζουν" επειδή, στην πραγματικότητα, αναλαμβάνουν έναν μέρος της πίεσης σταθεροποίησης. Σε αυτή την περίπτωση τα τόξα διακρίνονται σε βαριά, με δύσκαμπτες συνδέσεις που αντέχουν ένα μεγάλο φορτίο και περιορίζουν τις παραμορφώσεις της διατομής, και σε ελαφρά που επιτρέπουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις αλλά αναλαμβάνουν μικρά φορτία.

Για ένα παλιό υπόγειο έργο που απαιτείται να στερεωθεί ή να αποκατασταθεί, τα πλαίσια γενικά πρέπει να είναι σε θέση να διατηρήσουν απαραμόρφωτο το σχήμα της διατομής αναλαμβάνοντας από κοινού με τον υπάρχοντα φορέα, το σύνολο της πίεσης σταθεροποίησης. Πρέπει επίσης να ικανοποιούν απαιτήσεις μεγέθους, ώστε να αφήνονται χώροι διέλευσης που να επιτρέπουν την κανονική λειτουργία. Τα πλαίσια αυτά "ενισχύουν".

Οποιαδήποτε και αν είναι η λειτουργία τους, τα πλαίσια επιλέγονται ώστε να είναι συμβατά με τις συνθήκες διάνοιξης και τους περιορισμούς στο μέγεθος, λόγω μεταφοράς και τοποθέτησης. Τα χαλύβδινα πλαίσια εκτόπισαν την ξύλινη υποστήριξη επειδή η εκμηχάνιση συνοδεύτηκε, αφενός από την ανάγκη για τύπους υποστήριξης ικανούς να αφήνουν μεγάλα ανοίγματα διέλευσης του

εξοπλισμού, αφετέρου δε από διαδικασίες τοποθέτησης πιο συστηματικές, που επιτρέπουν στην πρόοδο της υποστήριξης να συμβαδίζει με τη διάνοιξη. Εάν, εντούτοις, λόγω της φύσης της εργασίας, οι μέθοδοι διάνοιξης που επιλέγονται είναι καθαρώς χειρωνακτικές, το ξύλο μπορεί εύλογα να προτιμηθεί λόγω της ευκολίας τοποθέτησής του χωρίς μηχανήματα και της μεγάλης ευελιξίας προσαρμογής του στο πέτρωμα.

4.1. Τύποι πλαισίων

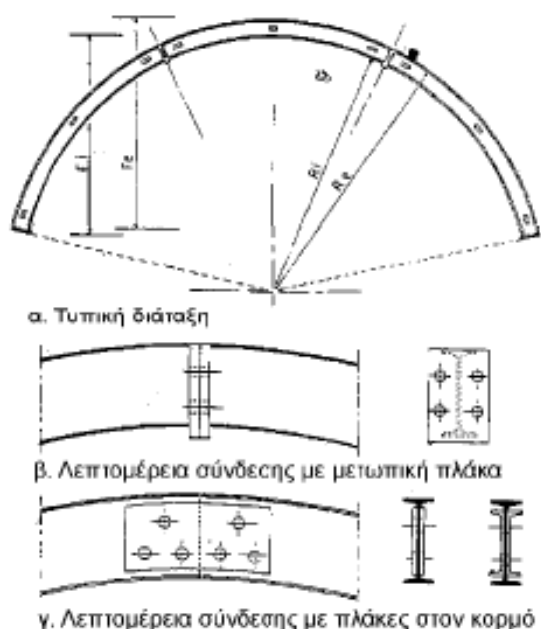
Τα περισσότερα από τα πλαίσια μπορούν να χρησιμοποιηθούν για προστασία, υποστήριξη, ή ενίσχυση σύμφωνα με τον τύπο της βραχόμαζας και το μέγεθος του ανοίγματος. Παρακάτω παρέχονται μόνο γενικές οδηγίες, καθώς τεχνικές και οικονομικές εκτιμήσεις επιδρούν στην επιλογή του τύπου πλαισίου που ταιριάζει σε κάθε ιδιαίτερη περίπτωση.

4.1.1. Βαριά πλαίσια από μορφοχάλυβα

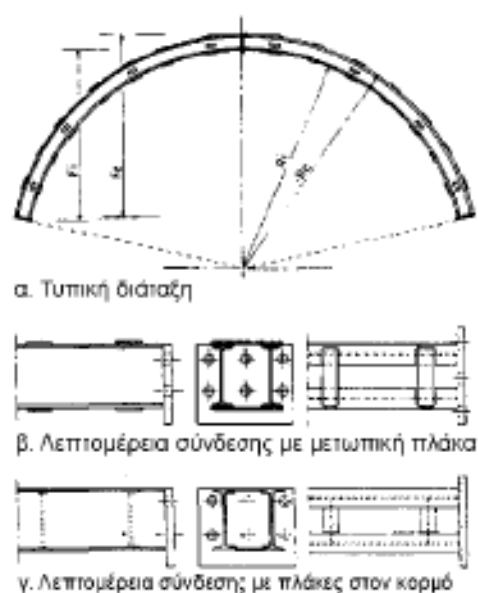
Αυτά χρησιμοποιούνται γενικά για υποστήριξη ή ενίσχυση. Λόγω της μεγάλης ροπής αδράνειάς τους, μπορούν, στις περισσότερες περιπτώσεις, εάν στηρίζονται και τακάρονται σωστά, να καθυστερούν και να περιορίζουν τις παραμορφώσεις της περιβάλλουσας γεωμάζας. Λόγω της μεγάλης αντίστασής τους στην παραμόρφωση, μερικές διατομές υπόκεινται στον κίνδυνο ξαφνικής αστοχίας εάν η πίεση λόγω παρεμπόδισης της παραμόρφωσης της βραχόμαζας υπερβαίνει την αντοχή του πλαισίου. Αυτό μπορεί να εμφανιστεί ειδικότερα σε βαθιά μεγάλα υπόγεια έργα. Με αυτήν την επιφύλαξη, μπορούν να χρησιμοποιηθούν όπου απαιτείται η διατήρηση του σχήματος της διατομής ή όπου η έκταση της ζώνης διαρροής της βραχόμαζας γύρω από τη σήραγγα πρέπει αυστηρά να είναι περιορισμένη (π.χ. αστικές αβαθείς σήραγγες). Εφόσον είναι απαραίτητη η πλήρης ή μερική κάλυψη της περιβάλλουσας βραχόμαζας, μπορούν να τοποθετηθούν, πίσω από το μέτωπο ή ως προπασσάλωση, πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα, που δύνανται να είναι διάτρητα και να εφάπτονται μεταξύ τους. Τα πλαίσια συντίθενται από πρότυπες δοκούς μορφοχάλυβα διατομής απλής ή σε ζεύγος, από δικτυώματα μορφοχάλυβα, και από αρθρωτές δοκούς.

4.1.1.1. Πρότυπες διατομές

Οι απλές διατομές μορφοχάλυβα, που χρησιμοποιούνται γενικά είναι πρότυπες διατομές, IPE, HEA ή HEB. Συνήθως διαμορφώνονται (Σχήμα 4.1.1.α) ώστε να ταιριάζουν στο θεωρητικό περίγραμμα του θόλου. Κάθε πλαίσιο αποτελείται από δύο έως δέκα επιμέρους στοιχεία, σύμφωνα με το μέγεθος της σήραγγας. Το μήκος των στοιχείων καθορίζεται από το μέγιστο ελεύθερο χώρο διέλευσης κατά τη μεταφορά στη σήραγγα, και το μέγιστο βάρος από τις δυνατότητες του εξοπλισμού χειρισμού και τοποθέτησης. Στην περίπτωση υπόγειων διανοίξεων που η εκσκαφή πραγματοποιείται σε δύο φάσεις, τοποθετείται πρώτα το τμήμα του πλαισίου στο θόλο, το οποίο υποστηρίζεται προσωρινά με ήλους που τοποθετούνται σε κάθε πλευρά του πλαισίου. Τα υπόλοιπα στοιχεία του πλαισίου τοποθετούνται με την προχώρηση της βαθμίδας. Τα στοιχεία του πλαισίου συναρμολογούνται με την κοχλίωση πλακών που είτε είναι συγκολλημένες στα μέτωπα στις άκρες κάθε στοιχείου (Σχήμα 4.1.1.β) είτε συνδέουν τους κορμούς(4.1.1.γ). Για λόγους ευκολίας στον χειρισμό και στην εργασία, το ύψος των χρησιμοποιούμενων διατομών σπάνια υπερβαίνει τα 220mm.



Σχήμα 4.1.1. Πλαίσια από απλές διατομές μορφοχάλυβα

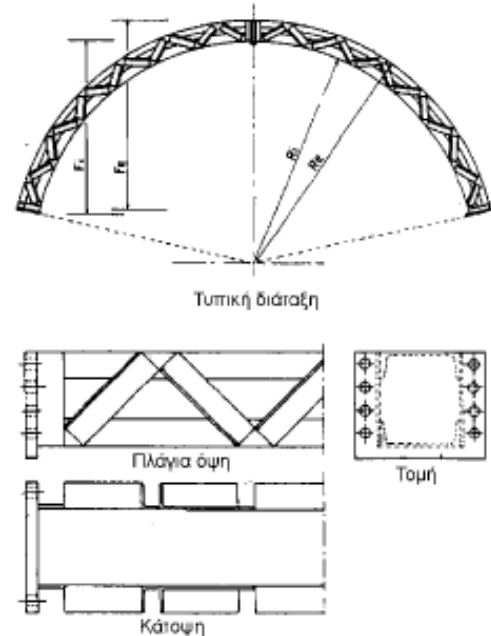


Σχήμα 4.1.2. Πλαίσια από ζεύγη διατομών μορφοχάλυβα

Όταν επιδιώκεται να αυξηθεί η ροπή αδρανείας των πλαισίων με περιορισμό του ύψους της διατομής τους, μπορούν να χρησιμοποιηθούν ζεύγη διατομών μορφοχάλυβα (Σχήμα 4.1.2.α). Γενικά κατασκευάζονται από δύο διατομές ΙΡΕ τοποθετημένες σε κοντινή απόσταση μεταξύ τους (10 έως 20 cm) που συνδέονται χρησιμοποιώντας είτε λωρίδες (Σχήμα 4.1.2.β) συγκολλημένες στα άνω και κάτω πέλματα είτε ίδιας διατομής δοκούς (Σχήμα 4.1.2.γ) συγκολλημένες εγκάρσιως για να διαμορφώσουν αντηρίδες. Το διάστημα μεταξύ των λωρίδων ή των δοκών εξαρτάται από τις δυνάμεις που αναλαμβάνονται. Είναι γενικά της τάξης του 0.50 έως 1 m. Οι διατομές μπορούν επίσης να τοποθετηθούν δίπλα-δίπλα και να συγκολληθούν στα πέλματα ώστε να διαμορφώσουν κιβωτιοειδή δοκό. Τις δύο διατομές μπορούν επίσης να συνδέσουν πλάκες αντί λωρίδων. Ο διαχωρισμός του πλαισίου σε επιμέρους στοιχεία και οι μέθοδοι τοποθέτησής τους είναι παρόμοιες με εκείνες για τις απλές διατομές. Εφόσον χρησιμοποιούνται υδραυλικά υποστηρίγματα για την τοποθέτηση του πλαισίου, τότε απαιτείται χρήση ειδικού εδράνου στήριξης του επί του υποστηρίγματος που θα κεντράρει με ακρίβεια τη δύναμη για να αποφευχθεί η στρέβλωσή του. Ζεύγη διατομών έχουν το πλεονέκτημα της καλής εγκάρσιας δυσκαμψίας, που τις καθιστά ικανότερες σε λυγισμό και στα αποτελέσματα των ανατινάξεων.

4.1.1.2. Δικτυώματα

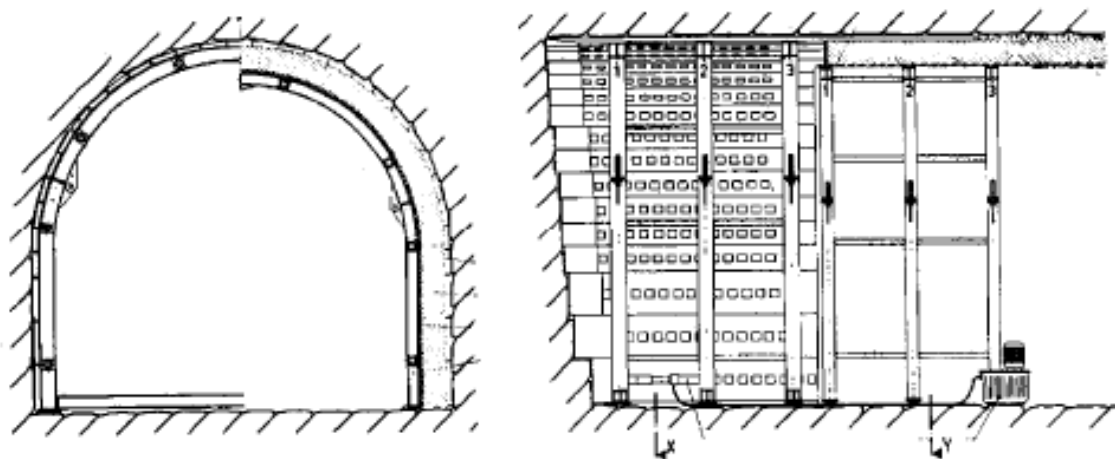
Με τη δημιουργία δικτυώματος από μορφοχάλυβα, μπορούν να κατασκευασθούν πλαίσια με υψηλή ροπή αδρανείας χωρίς σημαντική αύξηση του βάρους. Υπάρχουν πολλοί τύποι δικτυωμάτων που κατασκευάζονται από πρότυπες διατομές. Ένας από τους πιο συνήθεις αποτελείται από δύο δοκούς U καμπυλωμένες στο σχήμα του θόλου και συνδεδεμένες με διαγώνια γωνιακά ελάσματα (Σχήμα 4.1.3.). Κάθε πλαίσιο αποτελείται από επιμέρους τόξα τα οποία συνδέονται μεταξύ τους με την κοχλίωση πλακών που είναι συγκολλημένες μετωπικά στα άκρα τους. Τα δικτυώματα είναι ακριβά λόγω της ιδιαίτερης επεξεργασίας που απαιτούν και χρησιμοποιούνται κατά προτίμηση σε υπόγειες διανοίξεις που έχουν μεγάλα ανοίγματα.



Σχήμα 4.1.3. Δικτυώματα μορφοχάλυβα

4.1.1.3. Αρθρωτά πλαίσια

Όταν η οργάνωση της διάνοιξης προβλέπει ότι η τοποθέτηση της οριστικής επένδυσης θα ακολουθεί σε σταθερή απόσταση το μέτωπο, και ότι τα πλαίσια δύνανται να αφαιρούνται και να ανακτώνται πριν από τη σκυροδέτηση, η χρησιμοποίηση μικρού αριθμού πλαισίων που θα ελαχιστοποιούν το χρόνο και το κόστος της τοποθέτησης και της αφαίρεσής τους είναι οικονομικά συμφέρουσα. Αυτός είναι ο σκοπός των αρθρωτών πλαισίων (Σχήμα 4.1.4.), τα οποία έχουν γενικά δύο ή τρεις αρθρώσεις για να διευκολύνουν τη μεταφορά τους κάτω από τα άλλα πλαίσια που είναι τοποθετημένα πλησίον του μετώπου. Μόλις τοποθετηθούν, οι αρθρώσεις κλειδώνουν ώστε να εξασφαλιστεί η δυσκαμψία. Στην περίπτωση σηράγγων με μεγάλα ανοίγματα, η διαδικασία «αφαίρεσης μεταφοράς και τοποθέτησης» μπορεί να εκμηχανιστεί με τη χρήση γερανογέφυρας και γρύλων στα πόδια για το σφήνωμα των εδράνων. Εάν η ποιότητα του εδάφους το απαιτεί, τα πλαίσια μπορούν να συνδυαστούν με την έμπηξη μεταλλικών φύλλων, που στηρίζονται στα πλαίσια και καρφώνονται με υδραυλικούς γρύλους στην περίμετρο του μετώπου.



Σχήμα 4.1.4. Αρθρωτά πλαίσια συνδυασμένα με υδραυλικά εμπηγνυόμενα φύλλα (τύπος Bernold)

4.1.2. Ελαφρά πλαίσια

Αυτά τα πλαίσια έχουν περιορισμένη φέρουσα ικανότητα και είναι ιδιαίτερα παραμορφώσιμα. Είναι πολύ ευκολότερα στον χειρισμό από τα βαριά πλαίσια και μπορούν να χρησιμοποιηθούν είτε για προστασία μόνο είτε για υποστήριξη της βραχομάζας. Όπως στην περίπτωση των βαριών πλαισίων, το πέτρωμα μπορεί να καλυφτεί με ξύλινες σανίδες, ή πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα, ή δομικό πλέγμα. Τα ελαφρά μεταλλικά πλαίσια μπορούν επίσης να συνδυαστούν με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με το οποίο είναι πλήρως συμβατά ακριβώς λόγω της ευκαμψίας τους. Οι τύποι ελαφρών μεταλλικών πλαισίων περιλαμβάνουν ολισθαίνοντα πλαίσια, ελαφρές διατομές, πλαίσια από πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα, και δικτυωτά πλαίσια.

4.1.2.1. Ολισθαίνοντα πλαίσια

Στην περίπτωση των ολισθαίνοντων πλαισίων, η παραμορφωσιμότητα εξαρτάται από τον τρόπο που συνδέονται τα στοιχεία του πλαισίου (Σχήμα 4.1.5.), ο οποίος επιτρέπει την ελεγχόμενη ολίσθηση των μεταλλικών στοιχείων μεταξύ τους. Στους πιο κοινούς τύπους, τα στοιχεία τοποθετούνται με μια επικάλυψη περίπου 40cm και στερεώνονται με σφιγκτήρες. Η αντίσταση στην ολίσθηση εξαρτάται από την πίεση των σφιγκτήρων. Όταν οι ορθές δυνάμεις στο πλαίσιο είναι μεγαλύτερες από αυτήν την αντίστασή, συμβαίνει ολίσθηση, η οποία επιτρέπει μικρή υποχώρηση της βραχομάζας που συνοδεύεται από μείωση της φόρτισης του πλαισίου. Εάν η συμπεριφορά της βραχομάζας δεν είναι συνθλίβουσα, σταθεροποίηση μπορεί να πραγματοποιηθεί γρήγορα. Αντίθετα, αν τα χαρακτηριστικά της βραχομάζας (καταστατικός νόμος και γεωστατικές πιέσεις) είναι τέτοια που η μέγιστη πίεση την οποία μπορεί να ασκήσει το πλαίσιο δεν είναι αρκετή για να εξασφαλιστεί η σταθερότητα, η μετακίνηση θα συνεχιστεί με μία σειρά ολισθήσεων. Το εύρος και η συχνότητα αυτών των μετακινήσεων εξαρτώνται από τα χαρακτηριστικά του πλαισίου και της βραχομάζας. Σε αυτήν την περίπτωση, η σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας απλώς επιβραδύνεται. Ο τύπος και η απόσταση των πλαισίων επιλέγονται έτσι ώστε η μετακίνηση να επιβραδύνεται αρκετά και η σύγκλιση να μην υπερβαίνει τις μέγιστες αποδεκτές τιμές στο χρονικό διάστημα μεταξύ της εκσκαφής και της τοποθέτησης της μόνιμης επένδυσης. Η διατομή που χρησιμοποιείται συχνότερα είναι το ανοιγμένο U. Έχει μεγαλύτερη εγκάρσια ροπή αδρανείας, για ένα δεδομένο βάρος, από τις πρότυπες διατομές H και παρόμοια ροπή αδρανείας για την κύρια κάμψη. Υπάρχουν διάφοροι τύποι, σε βάρη από 10 έως 50kg/m. Τα ολισθαίνοντα πλαίσια χρησιμοποιούνται ευρέως τόσο για προστασία όσο και για υποστήριξη.

Το ολισθαίνον πλαίσιο ως προστασία τοποθετείται σε διανοίξεις σε σχετικά συμπαγή βραχομάζα όπου η σταθερότητα των τοιχωμάτων εξασφαλίζεται είτε φυσικά είτε από μια μικρή πίεση υποστήριξης, που εν πάση περιπτώσει είναι μικρότερη από τη φέρουσα ικανότητα των πλαισίων. Σε αυτήν την περίπτωση, ο βασικός ρόλος του πλαισίου είναι να προστατεύσει από επιφανειακή αστοχία του πετρώματος. Γενικά, πλαίσια που έχουν μικρό ως μέσο βάρος (10 έως 30 kg/m) συνδυάζονται με συρματόπλεγμα ή δομικό πλέγμα που τοποθετείται στο τοίχωμα. Τα πλαίσια αποτελούνται από επιμέρους στοιχεία (2, 3, ή 5 για πεταλοειδείς διατομές, 4 έως 6 για κλειστές κυκλικές διατομές). Τα πόδια των πεταλοειδών πλαισίων μπορούν να πακτώνονται στο έδαφος ή να εδράζονται σε πέδιλα.

Το ολισθαίνον πλαίσιο ως υποστήριξη τοποθετείται για να επιβραδύνει την παραμόρφωση της βραχομάζας και τη σύγκλιση των τοιχωμάτων της σήραγγας. Μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε μόνο του είτε από κοινού με συρματόπλεγμα, συγκολλημένο δομικό πλέγμα, μεταλλικά φύλλα, ή ξύλινες σανίδες. Το βάρος των πλαισίων (20 έως 50 kg/m) πρέπει να προσαρμόζεται στο μέγεθος της σήραγγας και τις συνθήκες της βραχομάζας. Αυτός ο τύπος υποστήριξης είναι καταλληλότερος για σήραγγες που έχουν μικρή ή μεσαία διατομή. Το ολισθαίνον πλαίσιο χρησιμοποιείται επίσης σε

συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και ηλώσεις. Αυτός ο σύμμεικτος φορέας, εξασφαλίζει με τη βραχομάζα την προσωρινή ή ακόμα και τη μόνιμη σταθερότητα της εκσκαφής.

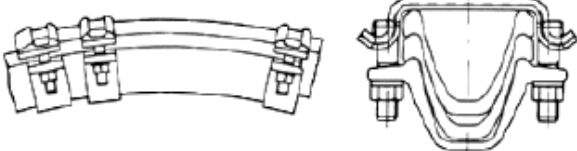
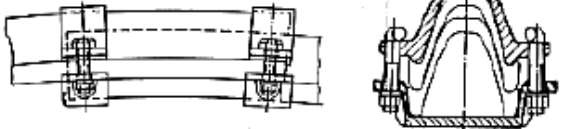
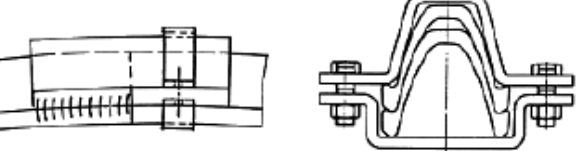

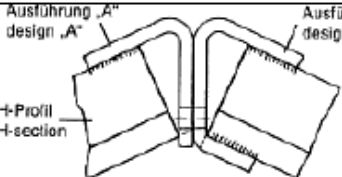
Η μορφή τους επιτρέπει την καλή κάλυψη από ψεκαζόμενο σκυρόδεμα, υπό τον όρο ότι το αυλάκι του πλαισίου βλέπει προς το εσωτερικό του ανοίγματος ((Σχήμα 4.1.6.). Αυτό απαιτεί την κάμψη των δοκών με το κοίλο μέρος να είναι προς το εσωράχιο, δηλ. καμπυλώνονται σε διεύθυνση αντίθετη από τη συνηθισμένη. Η ενεργή πίεση του πετρώματος κατανέμεται στο σκυρόδεμα, το οποίο τη μεταβιβάζει στη συνέχεια στα πλαίσια. Αυτή η δράση βελτιώνεται με την τοποθέτηση ήλων που τοποθετούνται μέσα από τις αψίδες. Η αδράνεια του πλαισίου, και επομένως το βάρος του, επιλέγεται πρώτιστα σύμφωνα με την πυκνότητα των ηλώσεων στα πλαίσια ή μεταξύ τους και της απόστασης μεταξύ των πλαισίων, που συμπίπτει γενικά με το βήμα εκσκαφής. Μια πρώτη εκτίμηση του τύπου του ολισθαίνοντος πλαισίου που θα επενδυθεί με σκυρόδεμα, δίνεται από τη σχέση:

$$M[kg/m] = 6 + 1.8 \cdot D[m]$$

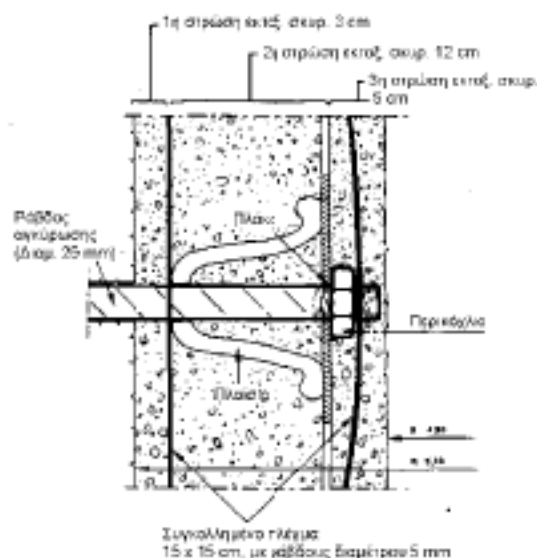
M: η μάζα του πλαισίου

D: η διάμετρος της σήραγγας.

Ολισθαίνοντα ή ελαφρά πλαίσια, μόνα τους ή σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, αλλά δίχως ηλώσεις, δεν χρησιμοποιούνται για τη διάνοιξη υπόγειων έργων που έχουν άνοιγμα που υπερβαίνει τα 6 έως 8 m. Η συνεργασία του τόξου με τη βραχομάζα επιτυγχάνεται με αγκύρια που μπορεί είτε να είναι ζεύγη, εκατέρωθεν αυτού, που κοχλιώνονται σε πλάκα που στηρίζεται στο εσωράχιο του είτε να διαπερνούν τον κορμό του πλαισίου μέσα από οβάλ διάτρημα. Αυτή η τελευταία διάταξη (Σχήμα 4.1.6.) ισχύει μόνο για σχετικά βαριά πλαίσια (> 29 kg/m) και είναι δύσκολη στην εφαρμογή λόγω της ακρίβειας που απαιτείται στην κατασκευή.

	<p>Υποχωρούσα σύνδεση για κανονικά καμπυλωμένες δοκούς διατομής TH</p>
	<p>Υποχωρούσα σύνδεση για ανάστροφα καμπυλωμένες δοκούς διατομής TH</p>
	<p>Άκαμπτη σύνδεση για ανάστροφα καμπυλωμένες δοκούς διατομής TH, συγκολλημένων σε τμήμα της διατομής</p>
	<p>Άκαμπτη σύνδεση με κοχλίωση των συγκολλημένων στις δοκούς μετωπικών πλακών.</p>
	<p>Άκαμπτες γωνιακές συνδέσεις.</p>

Σχήμα 4.1.5. Υποχωρούσες και άκαμπτες συνδέσεις δοκών διατομής TH



Σχήμα 4.1.6. Λεπτομέρειες τοποθέτησης ολισθαίνοντος πλαισίου επενδεδυμένου με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, σε περίπτωση άμεσης έδρασης με αγκύριο στο κέντρο της δοκού (δοκός μεγάλης ροπής αδράνειας)

Η υπερεκκαφή είναι ιδιαίτερα επιβλαβής σε αυτόν τον τύπο υποστήριξης, τόσο οικονομικά όσον και από την άποψη της μετάδοσης των δυνάμεων μεταξύ των διάφορων στοιχείων της. Επομένως πρέπει να γίνεται προσπάθεια ώστε να μειώνεται η υπερεκκαφή με ανάλογη προσαρμογή της μεθόδου εκκαφής. Είναι επιθυμητό, η μέγιστη απόσταση μεταξύ των πλαισίων και του εδάφους να μην υπερβαίνει τα 20 έως 25cm, και εν πάση περιπτώσει, δεν πρέπει να χρησιμοποιείται εάν αυτή η απόσταση υπερβαίνει τα 30 έως 40cm. Η υποστήριξη του πλαισίου στο πόδι δεν απαιτεί ειδικές προφυλάξεις, στο μέτρο που ο ρόλος των πλαισίων είναι να διανέμουν τις δυνάμεις υποστήριξης του πετρώματος μεταξύ των αγκυρίων. Η επικάλυψη με σκυρόδεμα των πλαισίων ή των στοιχείων τους καθορίζεται από κανονισμό σκυροδέματος και κανονισμό εκτοξευόμενου σκυροδέματος (π.χ. ΕFNARC). Αυτή η επικάλυψη πρέπει να είναι πάχους τουλάχιστον 2 cm. Επίσης, πρέπει να καταβάλλεται προσπάθεια, ώστε με λοξό ψεκασμό σε κατάλληλες κατευθύνσεις, να μην αφήνεται κανένα κενό πίσω από τα πλαίσια.

4.1.2.2. Ελαφρές διατομές

Πλαίσια από απλά πρότυπα ελάσματα, όπως από ελαφρές διατομές ή από ράγες, μολονότι δεν περιλαμβάνουν διατάξεις περιορισμού της αντίδρασης, μπορούν να ταξινομηθούν ως ελαφρά λόγω της σχετικά χαμηλής ροπής αδρανείας τους. Αυτή είναι η περίπτωση κάποιων διατομών, όπως οι U από 10 έως 20 kg/m και οι ανακυκλωμένες ράγες. Διαμορφώνονται, αποτελούμενες από ένα στοιχείο για σήραγγες μικρής διατομής (<15m²) ή από περισσότερα στοιχεία, που συνδέονται στον κορμό, για σήραγγες μέσης διατομής (15 έως 35 m²). Σπάνια χρησιμοποιούνται από μόνες τους για σήραγγες που έχουν μεγάλη διατομή.

4.1.2.3. Πτυχωτά φύλλα

Τα στοιχεία των πλαισίων που είναι κατασκευασμένα από πτυχωμένα εν ψυχρώ φύλλα είναι ελαφριά (5 έως 10 kg/m) και λεπτά (2 έως 4 mm). Είναι παρόμοια με αυτά που χαρακτηρίζονται ως σανίδωμα, όμως, καμπυλώνονται στην ακτίνα εκκαφής, και τοποθετούνται και κοχλιώνονται μεταξύ τους κατά μήκος της περιφέρειας. Τοποθετούνται είτε ως ανεξάρτητοι δακτύλιοι, οπότε η απόστασή τους εξαρτάται από τη σταθερότητα της βραχομάζας είτε σε κοντινή απόσταση ή εφαιπτόμενοι, εάν η βραχομάζα είναι κερματισμένη. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν μόνο τους απλά για να

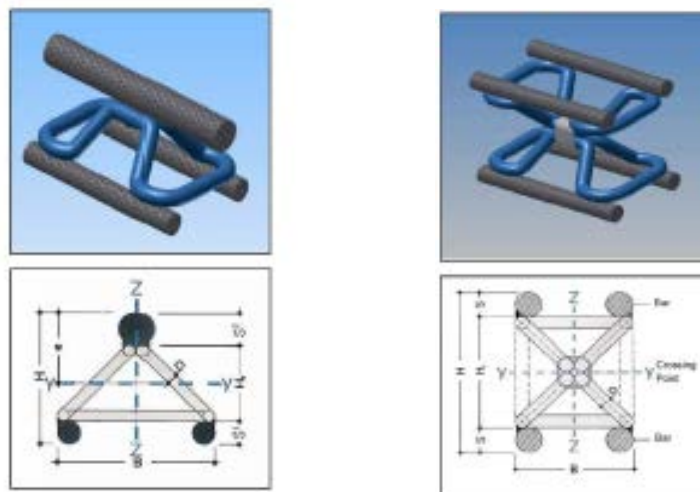
προστατεύσουν από αποφλοιώσεις ή μεμονωμένες πτώσεις τεμαχών, αλλά μπορούν να συμβάλουν και στην υποστήριξη όταν το κενό μεταξύ αυτών και της βραχομάζας γεμίζει με έγχυτο σκυρόδεμα ή λιθορριπή. Πλαίσια από φύλλα είναι κατάλληλα για σήραγγες που έχουν μέσο μέγεθος διατομής (15 έως 35 m²). Για μικρές διατομές που η ακτίνα του θόλου δεν ξεπερνά το 1.50m, η διαμόρφωση του φύλλου είναι δύσκολη.

4.1.2.4. Δικτυωτά πλαίσια

Στα δικτυωτά πλαίσια (δικτυώματα ράβδων), ο όρος "δικτυωτό" αναφέρεται σε μεταλλικό φορέα αποτελούμενο από ράβδους. Τα πλαίσια αυτά μπορούν να θεωρηθούν ως πλαίσια σκυροδέματος επειδή δεν χρησιμοποιούνται ποτέ μόνα τους αλλά για να ενισχύσουν το σκυρόδεμα. Λειτουργούν ως οπλισμός νεύρωσης, στην οποία οι 3 ή 4 διαμήκεις ράβδοι, που τον αποτελούν, κάμπτονται στο σχήμα της εκσκαφής. Η διατομή αυτών των στοιχείων είναι γενικά τριγωνική ή τετραγωνική (Σχήμα 4.1.7.), 10 έως 30 cm σε κάθε πλευρά. Το δικτύωμα δημιουργείται με τις διαμήκεις ράβδους να συνδέονται μεταξύ τους, δια συγκόλλησης, με λεπτότερες ράβδους διαμέτρου 10-12mm. Τα στοιχεία προετοιμάζονται στο εργοστάσιο και συνδέονται επί τόπου με κοχλίες στις πλάκες που είναι συγκολλημένες στα άκρα τους (Σχήμα 4.1.8.). Μετά από την τοποθέτηση των πλαισίων, ψεκάζεται το σκυρόδεμα για να τα εγκιβωτίσει. Αυτός ο τύπος πλαισίου μπορεί να χρησιμοποιηθεί είτε για την υποστήριξη, συνήθως, σχετικά ευσταθούς βραχομάζας είτε για να ενισχύσει υπάρχοντα έργα. Ταιριάζει καλά σε έργα μέσης ή μεγάλης διατομής (μεγαλύτερης από 40m²). Στις μεγάλες διατομές είναι γενικά απαραίτητη η στερέωση των πλαισίων με ήλους. Η επένδυση με σκυρόδεμα της επιφάνειας μεταξύ των πλαισίων οπλίζεται είτε με δομικό πλέγμα είτε με χαλύβδινες ίνες. Πλαίσια με δικτυωτό οπλισμό είναι σχετικά φθηνά και απαιτούν συνήθη υλικά εύκολα διαθέσιμα στις περισσότερες περιοχές. Όμως, έχουν συχνά το μειονέκτημα απαιτήσεων επένδυσης σκυροδέματος μεγαλύτερου πάχους και επομένως μεγαλύτερης εκσκαφής. Το σκυρόδεμα ενισχυμένο με δικτυωτά πλαίσια έχει τα παρακάτω πλεονεκτήματα (AFTES, 1999):

- 1) Επιτρέπει το καλύτερο έλεγχο του προφίλ της εκσκαφής.
- 2) Επιτρέπει καλύτερο έλεγχο του πάχους του σκυροδέματος που τοποθετείται στο έργο.
- 3) Εξασφαλίζει σωστή τοποθέτηση των πλεγμάτων πριν τη τοποθέτηση του σκυροδέματος.
- 4) Προσδίδει στην επένδυση από σκυρόδεμα μεγαλύτερη ικανότητα υποστήριξης.
- 5) Μετατρέπει το κελύφος του σκυροδέματος σε πιο όλκιμο (το σκυρόδεμα από μόνο του είναι εύθραυστο ακόμα και με ίνες)

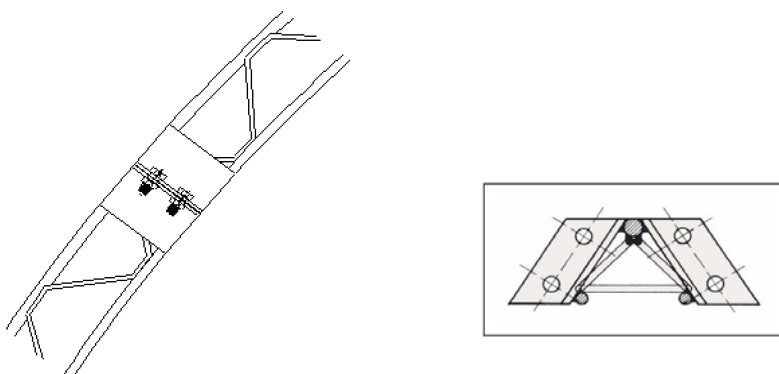
Τα δικτυωτά πλαίσια εμφανίζονται επομένως κυρίως ως στοιχεία οπλισμού του κελύφους του σκυροδέματος παρά ως ίδιοι φορείς.



Σχήμα 4.1.7. Δικτυωτά πλαίσια τριών και τεσσάρων διαμήκων ράβδων

Το είδος της υποστήριξης, που τοποθετείται κατά τη διάρκεια κατασκευής μιας σήραγγας, εξαρτάται πρώτιστα από τις γεωλογικές συνθήκες που επικρατούν και τον τρόπο κατασκευής που ακολουθείται. Η AFTES (1999), με βάση τα κριτήρια αυτά έχει καταρτίσει οδηγίες για τη σωστή επιλογή μέτρων υποστήριξης. Όπως ήδη αναφέρθηκε, τα δικτυωτά πλαίσια χρησιμοποιούνται στο έργο πάντα σε συνδυασμό με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και συνεπώς οι συνθήκες εφαρμογής τους εξαρτώνται από τις συνθήκες εφαρμογής του σκυροδέματος. Στον πίνακα 4.1.1. η εφαρμογή των δικτυωτών πλαισίων συσχετίζεται με τις γεωτεχνικές, υδρογεωλογικές και κατασκευαστικές συνθήκες, χαρακτηρίζοντας την ως κατάλληλη (σύμβολο ●), εφαρμόσιμη (σύμβολο ο), μη απαιτούμενη υπό φυσιολογικές συνθήκες (σύμβολο x) και μη κατάλληλη (σύμβολο X).

Από το παραπάνω πεδίο εφαρμογής θα πρέπει να αποκλείσουμε τις περιπτώσεις εδαφών μικρής σταθερότητας ή χωρίς συνοχή και με παρουσία σημαντικών ποσοτήτων νερού. Επίσης τα δικτυωτά πλαίσια χρησιμοποιούνται για την υποστήριξη σηράγγων όπου οι συγκλίσεις είναι μικρές, της τάξης του 1/100 της διαμέτρου. Στη περίπτωση μεγάλων συγκλίσεων σε μεγάλα βάθη ή μέσα σε εδάφη που διογκώνονται εύκολα, η ικανότητα ενός δακτυλίου από σκυρόδεμα ενισχυμένου από δικτυωτό πλαίσιο μπορεί να είναι ανεπαρκής.



Σχήμα 4.1.8. Σύνδεση δικτυωτού πλαισίου (Romtech™)

ΚΡΙΤΗΡΙΑ		ΠΕΔΙΟ ΕΦΑΡΜΟΓΗΣ									
1. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΤΙΚΑ ΜΕ ΤΟ ΕΔΑΦΟΣ											
ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ		ΒΡΑΧΟΣ					ΕΔΑΦΟΣ				
		R1	R2a	R2b	R3a	R3b	R4	R5a	R5b	R6a	R6b
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		x b1	x b1	x b1	x b1	o	•	•	o	X	X
ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ	Αριθμ. Οικογενειών	N1	N2	N2-N4		N5					
	Προσανατολισμός		Or2/Or3	Οποιοσδήποτε							
	Απόσταση		S1-S3	S1-S3	S3-S5						
	Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.	x	x	•	o c1	o c1					
ΑΛΛΟΙΩΣΗ/ΔΙΟΓΚΩΣΗ		Απόσχιση			Διάλυση		Διόγκωση				
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		•			•		• ή X a1				
ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΑ	Γεωμάζα	Βράχος (R1-R4)				Έδαφος (R5-R6)					
	Φορτίο	H1			H2/H3		H1-H3				
	Διαπερατότητα	K1-K3		K4	K1/K2		K3/K4	K1/K2		K3/K4	
	Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.			X g1			X g1			X g1	
ΠΡΩΤΟΓΕΝΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΟ ΠΕΔΙΟ		C<D	CN1	CN2	CN3	C<1.5D	σ ₀ (μέτρο)		σ ₀ <10MPa		
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		•	•	•	•	•	•		•		
2. ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΤΙΚΑ ΜΕ ΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ (έργο)											
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ		D<2.5m			2.5m<D<10.00m		D>10.00m				
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		X			•		•				
ΜΕΘΟΔΟΣ ΔΙΑΝΟΙΞΗΣ		Ολομέτωπη			Σε δύο τμήματα		Σε ενδιάμεσα				
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		• h1			o h1		•				
ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΚΣΚΑΦΗΣ		Με εκρηκτικά			Μηχανική εκσκαφή						
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		o n1			o						
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΜΟΣ ΥΠΟΣΤΗΡΙΞΗΣ		Προσωρινή υποστήριξη			Μόνιμη υποστήριξη		Ενίσχυση υπάρχοντος έργου				
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		o			• m1		•				
3. ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΙΚΑ ΚΡΙΤΗΡΙΑ											
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝ		Ευαισθησία του τοπίου από καθιζήσεις									
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		o f1									

Πίνακας 4.1.1. Πεδίο εφαρμογής δικτυωτών πλασιών (AFES 1999)

ΥΠΟΜΝΗΜΑ ΠΙΝΑΚΑ

- a1: Σε διογκούμενα πετρώματα (π.χ. ανυδρίτης), η ικανότητα του δακτυλίου από σκυρόδεμα ακόμη και ενισχυμένου με δικτυωτά πλαίσια μπορεί να είναι ανεπαρκής.
- b1: Συνήθως μία υποστήριξη με κοχλίες και/ή σκυρόδεμα αρκεί.
- c1: Ενδεχομένως με δοκίδες προπορείας.
- f1: Προσαρμοσμένο στα μέτρα που η προσθήκη δικτυωτών πλαισίων, στην υποστήριξη με σκυρόδεμα, να αυξάνει αρκετά την ακαμψία σε βραχυπρόθεσμο σημείο και περιορίζει επομένως τη σύγκλιση.
- g1: Το σκυρόδεμα δεν μπορεί να προσαρμοσθεί σε τόπους με υψηλή συγκέντρωση ύδατος.
- h1: Προσαρμοσμένο, επειδή το τόξο δεν σπάζει τη συνέχεια του κελύφους του σκυροδέματος, το οποίο επιτρέπει μία διαμήκη λειτουργία ιδιαιτέρως σπάνια κατά τη διάρκεια της εκσκαφής σε δύο τμήματα (άνω και κάτω τμήμα). Σε τμήματα που πρόκειται να καθαρευθούν μπορεί να χρησιμοποιηθούν πλαίσια τύπου ΤΗ για να διευκολυνθεί η καθαίρεση.
- m1: Στην περίπτωση που η συγκέντρωση του νερού δε δημιουργεί επισφαλείς συνθήκες.
- n1: Στην περίπτωση που το επιτρέπει η διατομή.

ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟΤΗΤΑ

- κατάλληλη
- ο εφαρμόσιμο
- x μη απαιτούμενο υπό φυσιολογικές συνθήκες
- X μη κατάλληλη

ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΠΕΤΡΩΜΑΤΟΣ			
R1	Πέτρωμα πολύ υψηλής αντοχής	$R_c > 200 \text{MPa}$	
R2 a	Πέτρωμα υψηλής αντοχής	$120 \text{MPa} < R_c < 200 \text{MPa}$	
R2 b		$60 \text{MPa} < R_c < 120 \text{MPa}$	
R3 a	Πέτρωμα μέτρια αντοχής	$40 \text{MPa} < R_c < 60 \text{MPa}$	
R3 b		$20 \text{MPa} < R_c < 40 \text{MPa}$	
R4	Πέτρωμα χαμηλής αντοχής	$6 \text{MPa} < R_c < 20 \text{MPa}$	
R5 a	Πέτρωμα πολύ χαμηλής αντοχής και εδάφη συνεκτικά και στερεοποιημένα	$0.5 \text{MPa} < R_c < 6 \text{MPa}$	
R5 b		$R_c < 0.5 \text{MPa}$	
R6 a	Πλαστικά εδάφη ή εδάφη πτωχά στερεοποιημένα		
R6 b			
ΑΣΥΝΕΧΕΙΕΣ			
ΑΡΙΘΜΟΣ ΟΙΚΟΓΕΝΕΙΩΝ		ΠΡΟΣΑΝΑΤΟΛΙΣΜΟΣ	
N1	Λίγες ασυνέχειες τυχαίου προσανατολισμού	Or 1	Σχεδόν οριζόντιες ασυνέχειες
N2	Μία οικογένεια ασυνεχειών	Or 2	$\delta = 0-30^\circ$ και κλίση $20-90^\circ$
N3	Δύο οικογένειες ασυνεχειών	Or 3	$\delta = 30-65^\circ$ και κλίση $20-90^\circ$
N4	Τρεις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών	Or 4	$\delta = 65-90^\circ$ και κλίση $20-90^\circ$
N5	Πλήθος ασυνεχειών χωρίς σαφή προσανατολισμό	δ: γωνία μεταξύ διανύσματος κλίσης και άξονα σήραγγας	
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ			
S1	Πολύ μεγάλη απόσταση	$S > 200 \text{cm}$	$RQD > 90\%$
S2	Μεγάλη απόσταση	$60 \text{cm} < S < 200 \text{cm}$	$75\% < RQD < 90\%$
S3	Μεσαία απόσταση	$20 \text{cm} < S < 60 \text{cm}$	$50\% < RQD < 75\%$
S4	Μικρή απόσταση	$6 \text{cm} < S < 20 \text{cm}$	$25\% < RQD < 50\%$
S5	Πολύ μικρή απόσταση	$S < 6 \text{cm}$	$RQD < 25\%$
ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ			
ΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ		ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ	
K1	$k < 10^{-8} \text{m/s}$	H1	$h < 10 \text{m}$ Μικρό
K2	$10^{-6} > k > 10^{-8} \text{m/s}$	H2	$10 \text{m} < h < 100 \text{m}$ Μέτριο
K3	$10^{-4} > k > 10^{-6} \text{m/s}$	H3	$h > 100 \text{m}$ Μεγάλο
K4	$k > 10^{-4} \text{m/s}$		
ΠΡΩΤΟΓΕΝΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΟ ΠΕΔΙΟ			
CN1		CN2	
$\sigma_c / \sigma_0 > 4$		$2 < \sigma_c / \sigma_0 < 4$	
		CN3	
		$\sigma_c / \sigma_0 < 2$	

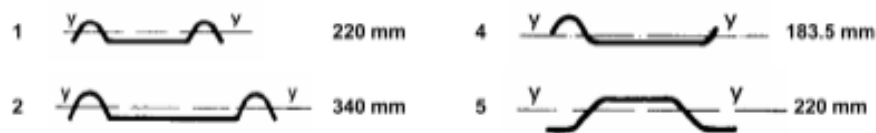
4.2. Στοιχεία ολοκλήρωσης των πλαισίων

Το ίδιο το πλαίσιο είναι ένα μέρος της υποστήριξης, που για να είναι αποτελεσματική, πρέπει να περιλαμβάνει και άλλα στοιχεία που θα εξασφαλίζουν την απαραίτητη αμοιβαία διάδραση μεταξύ των παραμορφώσεων του πλαισίου και εκείνων του εδάφους και θα διανέμουν τις δυνάμεις επαφής κατά τέτοιο τρόπο ώστε το μέγεθος των παραμορφώσεων να παραμένει συμβατό με τις ανοχές στη διατομή της σήραγγας. Αυτά τα πρόσθετα στοιχεία είναι, η κάλυψη, η προπασσάλωση, η στερέωση και σφήνωση, η διαμήκης σύνδεση και η έδραση των πλαισίων, καθώς και άλλες ειδικές διατάξεις για ειδικές συνθήκες χρησιμοποίησης των πλαισίων.

4.2.1. Κάλυψη και προπασσάλωση

Η κάλυψη (σανίδωμα) εξασφαλίζει τη συνέχεια της υποστήριξης των τοιχωμάτων της σήραγγας μεταξύ των πλαισίων, αποτρέποντας τις παραμορφώσεις στην επιφάνεια μεταξύ των πλαισίων. Είναι απαραίτητη μόνο στην περίπτωση που οι μηχανικές ιδιότητες του περιβάλλοντος πετρώματος είναι πάρα πολύ πτωχές για να επιτύχει το ίδιο τη μεταφορά των φορτίων, χωρίς υπερβολική παραμόρφωση, με στήριξή του άμεσα στα πλαίσια. Επίσης, μπορεί να είναι απαραίτητη για να αποτρέψει ζημιά στην εκτεθειμένη επιφάνεια του πετρώματος ή τη διάβρωση από ρέον ύδωρ.

Η προπασσάλωση με πασσαλοσανίδες (Σχήμα 4.2.1. και Σχήμα 4.2.2.) είναι μια μορφή κάλυψης εμπρός από τα πλαίσια στο περίγραμμα της εκσκαφής που διεισδύει στο πέτρωμα μπροστά από το μέτωπο εκσκαφής έτσι ώστε το τοίχωμα του θόλου της σήραγγας να υποστηρίζεται αποτελεσματικά ενώ σκάβεται. Η προπασσάλωση χρησιμοποιείται προφανώς μόνο σε πολύ φτωχό πέτρωμα στο οποίο η ευστάθεια δεν μπορεί να εξασφαλιστεί πέρα από μια απόσταση ίση με το διάστημα των πλαισίων ακόμη και για σύντομο χρόνο (λίγες ώρες).



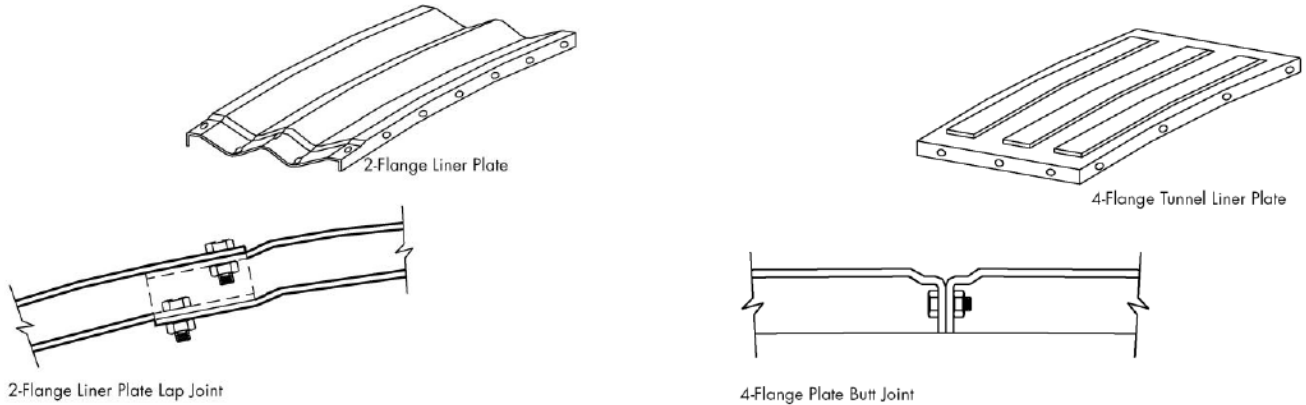
Σχήμα 4.2.1. Τύποι πασσαλοσανίδων πάχους 3 έως 5mm και ύψους 32 έως 40mm

Ο πιο κοινός τύπος κάλυψης αποτελείται από πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα (π.χ. Σχήμα 4.2.1.), που μπορεί να είναι διάτρητα, τα οποία τοποθετούνται κατά μήκος της σήραγγας και στηρίζονται στο εξωράχιο των πλαισίων. Μπορούν να εφάπτονται, επικαλύπτονται, ή να αφήνουν κενό ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του πετρώματος. Το πάχος των φύλλων είναι γενικά μεταξύ 2 και 4 mm, ενώ το βάθος των πτυχών, είναι γενικά μεταξύ 1 και 5 cm. Τα φύλλα μπορούν να έχουν πλάτος από 20 έως 30 cm και μήκος από 1.30 έως 3 m. Μερικοί τύποι φύλλων έχουν εξοχές που χρησιμοποιούνται για τη σύνδεσή τους με τα πλαίσια. Υπάρχουν συμπαγή και διάτρητα φύλλα, με τα τελευταία να χρησιμοποιούνται σε συνεκτικά πετρώματα που περιέχουν λίγο νερό. Μεταξύ των φύλλων πρέπει να υπάρχει μια διαμήκης επικάλυψη τουλάχιστον 0.40 m. Στην πράξη, τα φύλλα αυτού του τύπου είναι κατάλληλα σε όλους τους τύπους πετρωμάτων και τα χαρακτηριστικά τους μπορούν μάλλον εύκολα να προσαρμοστούν στις πραγματικές ανάγκες υποστήριξης, με την επιλογή μορφής, υπερκάλυψης, και βάρους μεταξύ 5 και 40 kg/m². Η άμεση έμπηξη των φύλλων είναι συχνά δύσκολη εξαιτίας του κινδύνου λυγισμού, εάν η απαιτούμενη δύναμη είναι μεγάλη. Σε αυτήν την περίπτωση, τα φύλλα δύνανται να τοποθετηθούν κάτω από την προστασία μεταλλικών δοκών προπασσάλωσης.

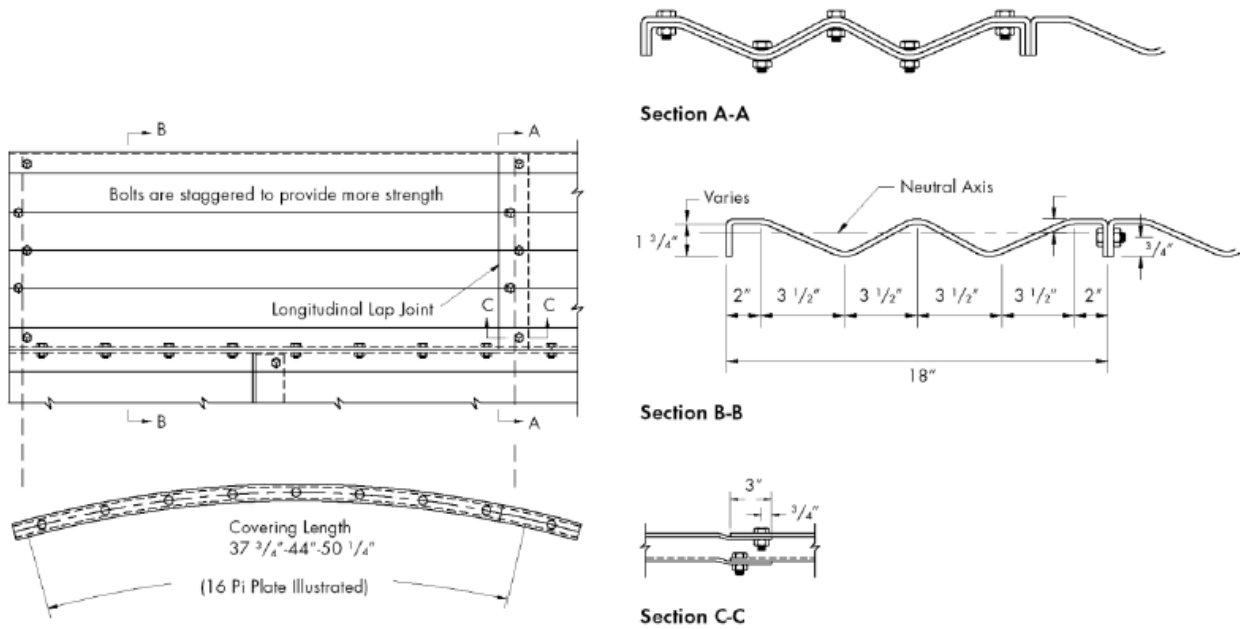


Σχήμα 4.2.2. Πασσαλοσανίδα

Όταν η κάλυψη δεν χρειάζεται να είναι κλειστή αλλά τα φορτία που υποστηρίζονται είναι μεγάλα, γίνεται χρήση δοκών μορφοχάλυβα που τοποθετούνται με διάκενα στο εξωράχιο των αψίδων. Γενικά είναι διατομές U πλάτους 150 έως 300 mm. Αυτός ο τύπος επικάλυψης είναι κατάλληλος για σχετικά συνεκτική και ισχυρή γεωμάζα, όπως η μάργα ή ο μαλακός βράχος.



Σχήμα 4.2.3. Πλάκες επένδυσης με δύο ή τέσσερις φλάντζες



Σχήμα 4.2.4. Διαμήκης και εγκάρσια σύνδεση πλακών επένδυσης με δύο φλάντζες

Όταν, σε αντίθεση με την προηγούμενη περίπτωση, η κάλυψη πρέπει να κλείνει τέλεια, και ακόμα περισσότερο εάν πρέπει να παρέχει έναν βαθμό στεγάνωσης έναντι εισροών νερού από το έδαφος, μια καλή λύση είναι η χρησιμοποίηση φατνωμάτων (Σχήμα 4.2.3. και Σχήμα 4.2.4.) από μεταλλικά φύλλα με νεύρα, καμπυλωμένα στο σχήμα της εκσκαφής με τα άκρα σε δύο ή τέσσερις πλευρές γυρισμένα πάνω για να διαμορφώσουν μπορντούρες, στις οποίες τα φατνώματα συνδέονται με κοχλίωση. Αυτά είναι πραγματικά ελαφρά στοιχεία που μπορεί να τοποθετηθούν με ακρίβεια και γρήγορα. Τα φατνώματα έχουν πλάτος από 40 έως 60cm (κατεύθυνση παράλληλη στον άξονα της σήραγγας) και μήκος 1.00 έως 1.50m. Τα φύλλα μπορεί να έχουν πάχος από 2 έως 10 mm, ώστε η μάζα του χάλυβα να κυμαίνεται από 15 ως σχεδόν 100 kg ανά m². Η χρήση αυτού του τύπου επικάλυψης υποθέτει ακρίβεια στην κοπή της εκσκαφής, καθώς δεν υπάρχει δυνατότητα προσαρμογής στις ανωμαλίες του τοιχώματος. Εάν το έδαφος είναι πολύ πτωχό, τα φατνώματα

πρέπει να τοποθετούνται κάτω από την προστασία δοκών προπασάλωσης που εμπήγνουνται κατά την πρόοδο της εκσκαφής. Τα φατνώματα αυτού του τύπου μπορούν να χρησιμοποιηθούν από μόνα τους (Σχήμα 4.2.5.α), δηλ. χωρίς πλαίσια, ειδικά εάν η διατομή της σήραγγας είναι κυκλική και οι ενεργές πιέσεις δεν είναι μεγάλες. Εφόσον χρησιμοποιούνται πλαίσια, μπορούν να τοποθετηθούν είτε εκτός των πλαισίων (Σχήμα 4.2.5.β) είτε μεταξύ διαδοχικών πλαισίων (Σχήμα 4.2.5.γ). Στην πρώτη περίπτωση, τα πλαίσια τοποθετούνται στους κεντρικούς άξονες των δακτυλίων και τα φατνώματα στηρίζονται σε ξύλινες σφήνες στα πλαίσια. Στη δεύτερη περίπτωση, οι κοχλίες σύνδεσης περνούν μέσα από διατρήματα στον κορμό των δοκών των πλαισίων, που γενικά είναι διατομής I.



Σχήμα 4.2.5. Τύποι συναρμολόγησης πλακών (DSI)

Τα ελαφριά πτυχωμένα μεταλλικά φύλλα μπορούν επίσης να θεωρηθούν ως κάλυψη, ειδικά όταν χρησιμοποιούνται όχι μόνο τους αλλά από κοινού με εσωτερικά πλαίσια που ενισχύουν τη δυσκαμψία τους. Αυτή η χρήση μπορεί να υποδειχθεί ειδικά όταν οι ενεργές γεωστατικές πιέσεις δεν είναι μεγάλες αλλά επιδιώκεται αποτελεσματική προστασία από εισροές νερού. Οι πτυχές των φύλλων του πλαισίου λειτουργούν ως κανάλια αποστράγγισης που μεταβιβάζουν το νερό απορροής στις υδρορροές κατά μήκος των πλευρών. Εάν οι συναρμογές μεταξύ των στοιχείων είναι επιμελημένες και περιλαμβάνουν επικάλυψη, οι εισροές νερού στη σήραγγα μπορούν να παραμείνουν πολύ μικρές, ακόμα κι αν η παροχή είναι υψηλή. Είναι επίσης δυνατό να

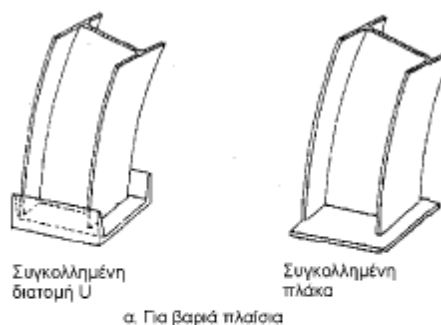
χρησιμοποιηθούν με τον ίδιο τρόπο συνήθη πτυχωμένα φύλλα. Εάν υπάρχει σημαντική ενεργός γεωστατική πίεση, είναι συχνά απαραίτητη η ολοκλήρωση των διατάξεων με διαμήκεις δοκούς που υποστηρίζουν τα φύλλα και μεταφέρουν τα φορτία στα πλαίσια.

Όταν η αντοχή της γεωμάζας για ένα κύκλο προχώρησης καθιστά απαραίτητη την τοποθέτηση δοκίδων προπορείας και όταν η επικάλυψη είναι μεταλλική, μπορούν να χρησιμοποιηθούν διαμήκεις μεταλλικές δοκίδες που υποστηρίζονται στα πλαίσια και εμπηγνύονται ατομικά στο μέτωπο από υδραυλικούς ή χειρωνακτικούς γρύλους. Αυτές οι δοκίδες διαμορφώνουν ένα είδος ασπίδας κάτω από την οποία μπορεί να εγκατασταθεί η υποστήριξη και η κάλυψη. Η κάλυψη μπορεί να αποτελείται είτε από συναρμοσμένα μεταλλικά φατνώματα είτε από μια αρχική επένδυση έγχυτου σκυροδέματος. Στην πιο κοινή εφαρμογή αυτής της τελευταίας μεθόδου, η αρχική επένδυση χύνεται στο εσωτερικό διάτρητων μεταλλικών φύλλων που χρησιμεύουν ως καλούπι και ως σπλισμός (διαδικασία Bernold). Οι διαστάσεις των δοκίδων ποικίλλουν με το μέγεθος της σήραγγας και τα χαρακτηριστικά του εδάφους. Έχουν γενικά ελεύθερο μήκος περίπου τρεις φορές το βήμα εκσκαφής. Τότε, υπάρχουν γενικά τρία πλαίσια υποστήριξης των δοκίδων, τα οποία αφαιρούνται και αντικαθίστανται με το βήμα της προχώρησης.

Για την αντιμετώπιση των καθιζήσεων του εδάφους, που αρχίζει ακόμη και μπροστά από το μέτωπο, είναι δυνατό, σε διατρήματα μετώπου να τοποθετηθούν διαμήκεις μεταλλικοί σωλήνες (δοκοί) στο υπό κατασκευή εξωράχιο της στέψης, οι οποίοι θα στηρίζονται στα πλαίσια καθώς η εργασία θα προχωρεί. Τα χαρακτηριστικά και η απόσταση των δοκών προπορείας εξαρτώνται από τη φύση του εδάφους. Παραδείγματα υπάρχουν με σωλήνες διαμέτρου 20cm, σε μεταξύ τους αποστάσεις 50cm, μέσα σε διατρήματα μήκους 30 έως 50m. Είναι μια αξιόπιστη αλλά χρονοβόρα και ακριβή διαδικασία, που χρησιμοποιείται για τη διάνοιξη ιδιαίτερα ασταθών ζωνών ευαίσθητων στην αποτόνωση, κάτω από κτήρια σε πτωχής ποιότητας γεωμάζα.

4.2.2. Στοιχεία έδρασης των πλαισίων

Η μορφή των σταθερών εδράνων εξαρτάται από τον τύπο του πλαισίου και από την φέρουσα ικανότητα του εδάφους κάτω από το δάπεδο. Στην περίπτωση των βαριών μεταλλικών τόξων, το έδρανο είναι δοκός, ξύλινη ή από σκυρόδεμα, που τοποθετείται κατά μήκος της σήραγγας. Στο κατώτατο σημείο του πλαισίου είναι συγκολλημένη επίπεδη πλάκα ή τεμάχιο μορφοχάλυβα U (Σχήμα 4.2.6.α). Στην περίπτωση ελαφρών ή ολισθαίνοντων πλαισίων, ειδικά μεταλλικά στοιχεία είναι συνδεδεμένα στα κάτω άκρα τους για να διαμορφώσουν ένα πέλμα που να εδράζεται άμεσα στο έδαφος, ή σε ξύλινες σφήνες ή δοκούς (Σχήμα 4.2.6.β). Σε ψηλές κατασκευές, όταν η εκσκαφή πραγματοποιείται σε διάφορα στάδια, κατασκευάζεται συχνά στο δάπεδο της πρώτης φάσης εκσκαφής μία προσωρινή διεύρυνση έξω από το περίγραμμα της σήραγγας, για να εξασφαλίσει τη σταθερότητα του άνω τμήματος του πλαισίου κατά την εκσκαφή της επόμενης φάσης. Τέλος, όταν τα πλαίσια εκτίθενται σε μεγάλες οριζόντιες πιέσεις ή όταν το έδαφος διογκώνεται, μπορεί να απαιτείται η τοποθέτηση αντηρίδων που ενώνουν τα δύο εκατέρωθεν πόδια του πλαισίου.



Σχήμα 4.2.6. Σταθερά έδρανα

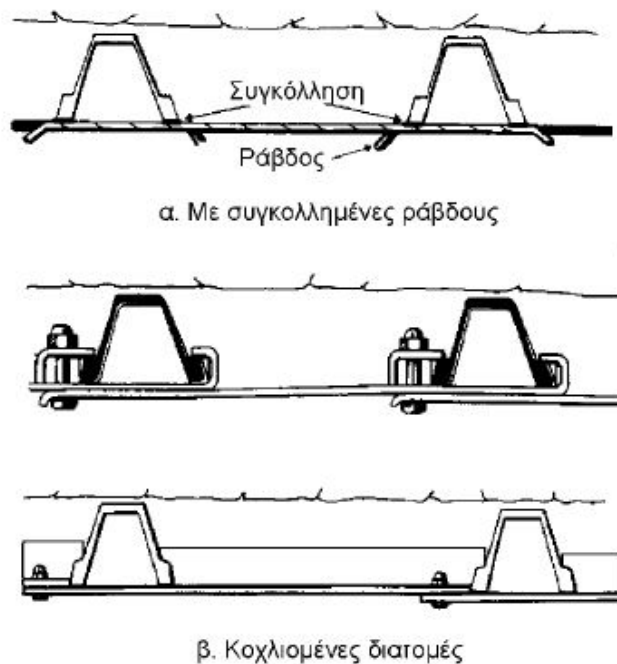
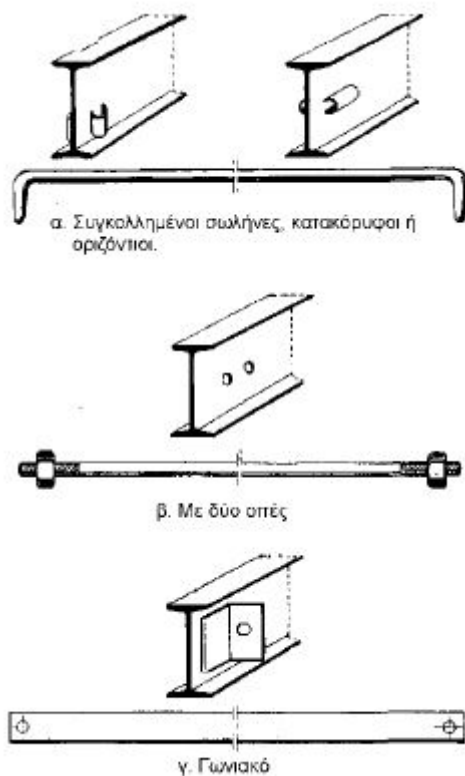
Όταν απαιτείται ο περιορισμός της αποτόνωσης του περιβάλλοντος πετρώματος, τα έδρανα δύνανται να είναι μηχανικά ή υδραυλικά εκτεινόμενα, οπότε χαρακτηρίζονται ως ενεργά. Σε σήραγγες μεγάλης διατομής, τα πλαίσια μπορεί να αποτελούνται από αρκετά στοιχεία, μεταξύ των οποίων τοποθετούνται γρύλοι για να διανέμουν τις δυνάμεις και τις παραμορφώσεις σε ολόκληρο το μήκος τους. Τα ενεργά πλαίσια αντικαθίστανται γενικά στο συντομότερο δυνατό χρονικό διάστημα, είτε από προσεκτικά σφηνωμένα σταθερά πλαίσια είτε από την ίδια την τελική επένδυση. Διάκριση γίνεται μεταξύ: υδραυλικών γρύλων που τοποθετούνται κάτω από το πόδι του πλαισίου και υδραυλικά ή χειρωνακτικά εκτεινόμενων ορθοστατών. Οι πρώτοι χρησιμοποιούνται ειδικότερα για πλαίσια με μεγάλα ανοίγματα, και οι ικανότητες αυτών των γρύλων μπορούν να φθάσουν τα 500 έως 1000 kN, που γενικά αντιστοιχούν σε μια ομοιόμορφη πίεση περιορισμού τουλάχιστον 0.1 MPa στο θόλο. Οι δεύτεροι έχουν ενσωματωμένο το γρύλο στον ορθοστάτη υποστήριξης του τόξου. Αυτοί χρησιμοποιούνται εκτενώς σε σήραγγες που έχουν μικρή διατομή, και η ονομαστική τους δύναμη είναι γενικά μεταξύ 200 και 700 kN.

4.2.3. Διαμήκεις σύνδεσμοι των πλαισίων

Ο κύριος σκοπός τους είναι η εξασφάλιση της διαμήκου διασύνδεσης και δυσκαμψίας των πλαισίων και η αποτροπή του λυγισμού τους. Μπορεί να είναι:

- στρογγυλές ράβδους με καμπυλωμένα άκρα (Σχήμα 4.2.7.α) ώστε να εισέρχονται στους οριζόντιους ή κάθετους σωλήνες που είναι συγκολλημένοι στον κορμό των αψίδων.
- στρογγυλές ράβδους που εισέρχονται σε διατρήματα στον κορμό των αψίδων και συσφίγγονται σε αυτές με κοχλίες (Σχήμα 4.2.7.β).
- λωρίδες ή πρότυπες διατομές (γωνίες ή U) που κοχλιώνονται ή συγκολλούνται (Σχήμα 4.2.7.γ) στον κορμό ή το εσωράχιο των αψίδων.

Η σύνδεση ολισθαίνοντων πλαισίων φαίνεται στο Σχήμα 4.2.8.

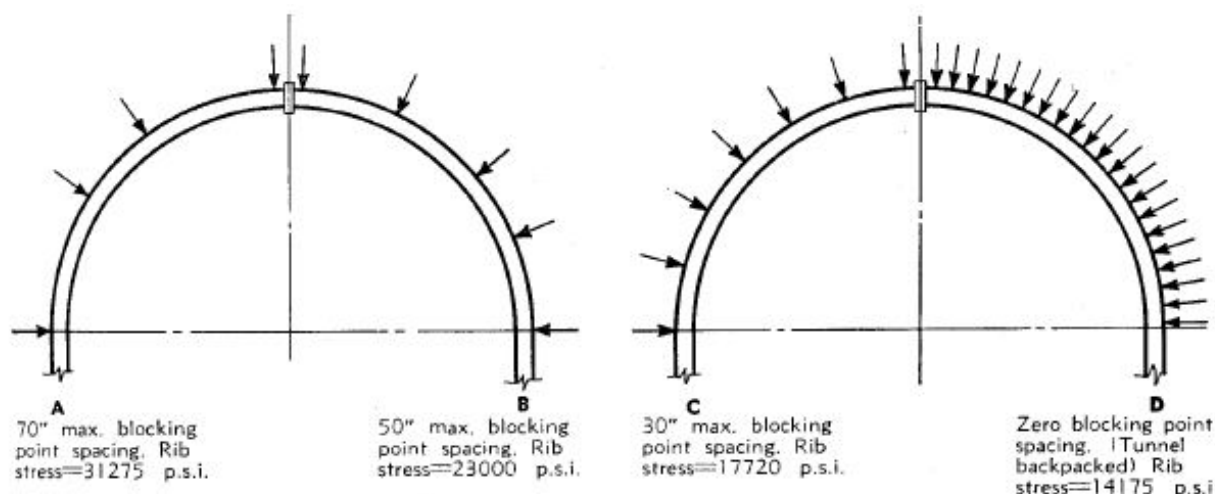


Σχήμα 4.2.7. Συνδέσμοι για βαριά πλαίσια

Σχήμα 4.2.8. Συνδέσμοι για ολισθαίνοντα πλαίσια

4.2.4. Σφήνωμα στο πέτρωμα

Για τη μέγιστη αξιοποίηση της αντοχής των τόξων, τα σημεία της επαφής με το έδαφος πρέπει να είναι επαρκώς κοντά μεταξύ τους και στιβαρά. Στις περισσότερες περιπτώσεις, οι ξύλινες ή μεταλλικές σφήνες τοποθετούνται στο εξωράχιο του πλαισίου και το πάχος τους εξαρτάται από την υπερεκκαφή. Οι σφήνες μπορούν να είναι κομμάτια ξύλου ή φύλλα χάλυβα. Η πλήρης σφήνωση επιτυγχάνεται και με τον εγκιβωτισμό στο σκυρόδεμα. Προσοχή πρέπει να λαμβάνεται ώστε το πλαίσιο να φορτίζεται όσο το δυνατόν πιο ομοιόμορφα (Σχήμα 4.2.9.), τόσο για να εξασφαλιστεί η συμμετρία του, όσον και για να αποτραπεί η υπερφόρτιση της στέψης προτού σφηνωθούν τα πλευρά (στις $\pm 45^\circ$). Σημασία έχει και η θέση των σφηνώσεων (Khan et al., 1996), ώστε να επιτυγχάνονται στα τόξα οι μικρότερες δυνατές ροπές.



Σχήμα 4.2.9. Μείωση της μέγιστης τάσης στο πλαίσιο με την πύκνωση της σφήνωσης (Proctor and White, 1968)

Όταν η υποστήριξη του πετρώματος περιλαμβάνει κάλυψη με πλάκες, το σφήνωμα δεν αφορά μόνον τα πλαίσια αλλά και την επιφάνεια των πλακών. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί, από ξύλινους τάκους, ή από ξηρή λιθοδομή ή από έγχυτο σκυρόδεμα αντλούμενο πίσω από τις πλάκες. Η τελευταία προσέγγιση είναι προτιμητέα όταν υπάρχει μεγάλη υπερεκκαφή, αρκεί η μεταφορά και τοποθέτηση του σκυροδέματος κοντά στο μέτωπο να είναι πρακτικά εφικτή. Είναι επίσης δυνατή η χρήση πλαστικών σάκων χωρητικότητας λίγων λίτρων, γεμισμένων εκ των προτέρων με υλικά εκκακής.

Τα πλαίσια μπορούν επίσης να σφηνωθούν στο πέτρωμα με πλαστικά περιβλήματα, που τοποθετούνται κατά μήκος των εξωραχίων τους, και που γεμίζουν με κονίαμα έως ότου πιέσουν το πέτρωμα. Η ταχύτητα πήξης του κονιάματος ρυθμίζεται έτσι, ώστε αυτό γρήγορα να αναλαμβάνει τα φορτία που αναπτύσσονται από το περιβάλλον πέτρωμα. Η πίεση γόμωσης ρυθμίζεται, σύμφωνα με την απαραίτητη πίεση υποστήριξης, μεταξύ 0.1 και 0.5 MPa. Αυτή η μάλλον ακριβή διαδικασία έχει το πλεονέκτημα καλής επαφής, χωρίς τον κίνδυνο εισχώρησης της υποστήριξης στο πέτρωμα, και ταιριάζει ιδιαίτερα στα εδάφη και στις μάργες, όταν απαιτείται ο περιορισμός των καθιζήσεων στην επιφάνεια.

4.3. Διαστασιολόγηση πλαισίων

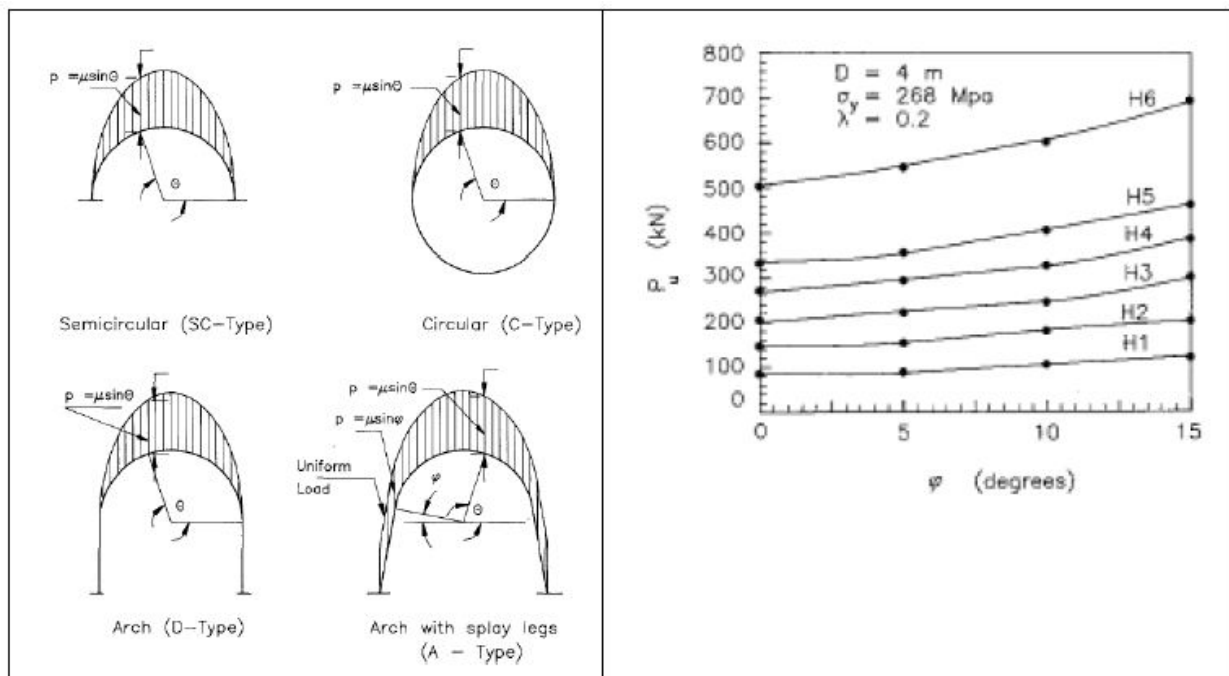
Η στατική ανάλυση της αρχικής υποστήριξης δεν διαφέρει ουσιαστικά από της τελικής επένδυσης, και συχνά δε διακρίνεται από αυτή. Ο ακριβής υπολογισμός της φόρτισής της απαιτεί τη θεώρηση τόσο της τριδιάστατης κατάστασης ως αποτέλεσμα της παρουσίας του μετώπου, όσον και της επιρροής του χρόνου στη συμπεριφορά του εδάφους. Στην πράξη, συχνά τα πλαίσια σχεδιάζονται εμπειρικά βασιζόμενα σε έργα που εκτελέσθηκαν υπό παρόμοιους όρους.

4.3.1. Βαρυτική φόρτιση

Η φόρτιση αυτή οφείλεται στο βάρος της χαλαρωμένης βραχομάζας πάνω από τη σήραγγα, το οποίο συγκρατούν τα πλαίσια.

4.3.1.1. Αριθμητικές αναλύσεις

Οι επιλύσεις αυτές πραγματοποιούνται συνήθως με τη προσομοίωση των πλαισίων ως γραμμικών φορέων φορτιζομένων στην οροφή και κατά περίπτωση στα πλευρά από βαρυτικά φορτία που δίνονται π.χ. από προτεινόμενες ταξινομήσεις. Στο Σχήμα 4.3.1., αριστερά, φαίνονται φορείς στους οποίους πραγματοποιήθηκαν διδιάστατες αριθμητικές επιλύσεις. Στο διάγραμμα δεξιά φαίνεται ότι το άνοιγμα των ποδιών (γωνία φ) της πεταλοειδούς σήραγγας αυξάνει τη φέρουσα ικανότητα των πλαισίων.

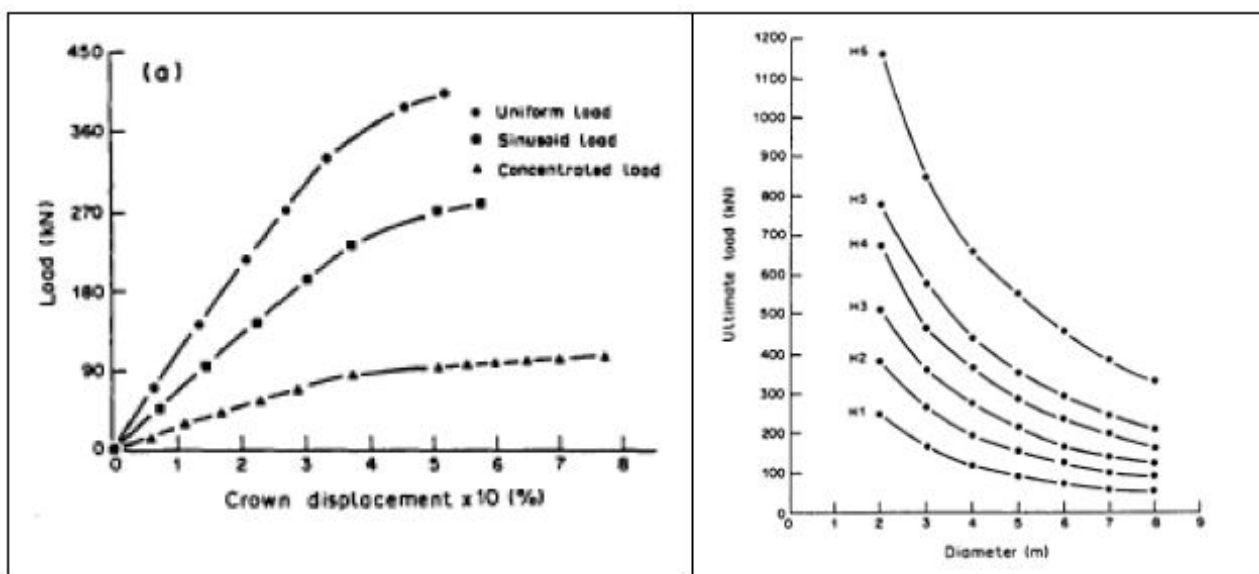


Σχήμα 4.3.1. Αριστερά: Διάφορες μορφές σηράγγων. Δεξιά: Επίδραση του ανοίγματος των ποδιών πεταλοειδούς σήραγγας στη φέρουσα ικανότητά τους (Mitri & Khan, 1991)

Στο Σχήμα 4.3.2. αριστερά φαίνεται η επίδραση της κατανομής της φόρτισης, ομοιόμορφη – ημιτονοειδής - σημειακή, στην ημικυκλική διατομή (Σχήμα 4.3.1., αριστερά) της σήραγγας. Η ημιτονοειδής που είναι συνήθως η πιο αντιπροσωπευτική, δίνει φόρτιση του πλαισίου ενδιάμεσως της ομοιόμορφης που είναι τολμηρή και της σημειακής που είναι ιδιαίτερα συντηρητική.

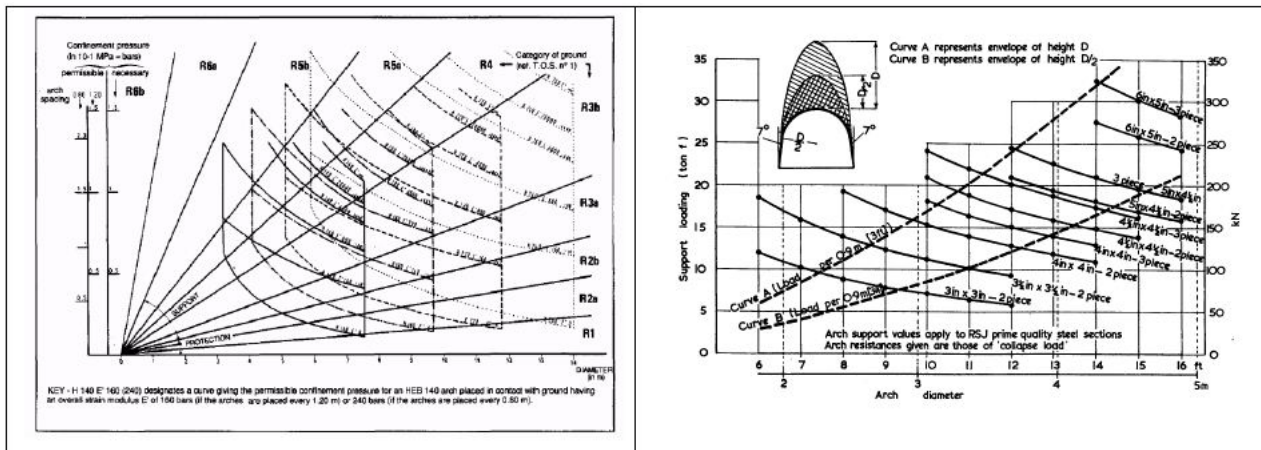
4.3.1.2. Πίνακες και διαγράμματα

Με βάση τις επιλύσεις των διατομών σηράγγων που φαίνονται στο Σχήμα 4.3.1., αριστερά, συντάχθηκαν πίνακες ικανότητας των πλαισίων για διάφορες πρότυπες διατομές και διαμέτρους σήραγγας. Στο Σχήμα 4.3.2. δεξιά η φέρουσα ικανότητα των πλαισίων, για ημικυκλική σήραγγα και ημιτονοειδή κατανομή, για διάφορες διατομές πλαισίων από την ελαφρύτερη H1 (~HEB 75, μη πρότυπο) έως τη βαρύτερη H6 (~HEM 120), σχεδιάζεται ως συνάρτηση της διαμέτρου. Τέτοια έτοιμα διαγράμματα για διάφορες πρότυπες διατομές δύνανται να χρησιμοποιηθούν στο σχεδιασμό ως καμπύλες προσφερόμενης (C) υποστήριξης. Στο ίδιο διάγραμμα δύνανται να σχεδιαστούν οι καμπύλες απαιτούμενης (D) στήριξης, για φορτίσεις που δύνανται να δίνονται από ταξινομήσεις τύπου Terzaghi (Proctor & White, 1968).



Σχήμα 4.3.2. Φέρουσα ικανότητα πλαισίων για διάφορες κατανομές, τύπους πλαισίων και διαμέτρους σήραγγας (Mitri & Hassani, 1990)

Διαγράμματα με καμπύλες προσφερόμενης και απαιτούμενης υποστήριξης, φαίνονται στο Σχήμα 4.3.3. Αυτά δύνανται να χρησιμοποιηθούν για την προκαταρκτική εκτίμηση υποστήριξης που αποτελείται από πρότυπες δοκούς τοποθετημένες κατά τη διάνοιξη κοντά στο μέτωπο, και που είναι καλά σφηνωμένες και μεταξύ τους δεμένες. Στο αριστερό διάγραμμα προσδιορίζονται το μέγιστο επιτρεπτό φορτίο πλαισίου ανά τετραγωνικό μέτρο οριζόντιας προβολής του θόλου, για δεδομένα τη διάμετρο της σήραγγας και το γενικό μέτρο παραμορφωσιμότητας της περιβάλλουσας βραχομάζας. Στο δεξιά διάγραμμα για δύο δεδομένες φορτίσεις της γεωμάζας δίνονται, ως συναρτήσεις της διαμέτρου, οι δύο καμπύλες (A, B) απαιτούμενης (Demand) αντίστασης και οι καμπύλες προσφερόμενης (Capacity) αντίστασης από πλαίσια πρότυπων διατομών. Η σύγκριση της απαιτούμενης (D) πίεσης και της προσφερόμενης (C) πίεσης μπορεί να καθοδηγήσει στην επιλογή του τύπου των πλαισίων και της απόστασης μεταξύ τους. Αντίστοιχα διαγράμματα, βασισμένα σε ταξινομήσεις της βραχομάζας, όπως η RMR ή η Q, δύνανται να συνταχτούν και με ημι-εμπειρικό τρόπο, να δίνουν την απαραίτητη πίεση στήριξης σύμφωνα με την κατηγορία εδάφους και τη διάμετρο της σήραγγας.



Σχήμα 4.3.3. Σχεδιασμός πλαισίων από απλές δοκούς μορφοχάλυβα. Αριστερά AFTES (1978), Δεξιά Whittaker & Frith (1991)

Ειδικότερα, τα διαγράμματα της AFTES προετοιμάστηκαν με βάση τις ακόλουθες παραδοχές:

1. Διατομή της σήραγγας. Κυκλική ή πεταλοειδής με καμπύλα τοιχώματα, και με το πλάτος και το ύψος να μην διαφέρουν περισσότερο από 20 %.
2. Απόσταση πλαισίων. 1.20 ή 0.80 μ σύμφωνα με τις χρησιμοποιούμενες βαθμολογήσεις.
3. Ενεργός οριζόντια πίεση. Το σφήνωμα των πλαισίων, ειδικά στις 45°, είναι αρκετά επιμελημένο, έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ενεργός οριζόντια πίεση ίση με το μισό του κατακόρυφου φορτίου φορτίο ($K = 0.5$).
4. Μέγιστη επιτρεπόμενη τάση του χάλυβα. Για να επιτραπούν ατέλειες τοποθέτησης, η μέγιστη τάση του χάλυβα περιορίστηκε σε 120 MPa για τον κοινό μαλακό χάλυβα St37 (S235) και 160 MPa για τα ολισθαίνοντα πλαίσια κατασκευασμένα από St52 (S355) ή αντίστοιχο χάλυβα.
5. Κάλυψη. Η ενδεχόμενη κάλυψη περιλαμβάνει στοιχεία που είναι δύσκαμπτα μόνο κατά μήκος της σήραγγας (μεταλλικές ή ξύλινες σανίδες) έτσι ώστε όλη η πίεση περιορισμού να αναλαμβάνεται από τα πλαίσια.
6. Όριο καμπυλότητας. Η ελάχιστη ακτίνα καμπυλότητας των δοκών ελήφθη ίση με 11.5 φορές το ύψος της διατομής της δοκού. Επομένως, η ελάχιστη διάμετρος σήραγγας στην οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν πλαίσια ύψους διατομής h , είναι $23h$.
7. Όριο λυγισμού. Πρακτικά, συνθήκες εξασφάλισης έναντι λυγισμού εξασφαλίζονται με τον καθορισμό μιας μέγιστης διαμέτρου σήραγγας για δεδομένη ακτίνα αδρανείας r της διατομής της δοκού. Αυτή η διάμετρος καθορίζεται $200r$.
8. Περίπτωση ρηγής σήραγγας. Όταν το ύψος υπερκειμένων είναι μικρό, η αρχική γεωστατική πίεση, που είναι σε αυτήν την περίπτωση γενικά το βάρος του εδάφους επάνω από τη σήραγγα, οποιοσδήποτε και αν είναι ο τύπος του εδάφους, είναι ένα άνω όριο στο φορτίο που φέρεται από την υποστήριξη. Η επιλογή του πλαισίου επομένως πρέπει να επιτρέπει την ανάληψη αυτής της μέγιστης τιμής.

Κατά την χρήση των διαγραμμάτων, προσδιορίζεται κατ' αρχήν η απαιτούμενη πίεση, η τιμή της οποίας είναι ίση με τη τεταγμένη ενός σημείου που βρίσκεται στη ζώνη που αντιστοιχεί στην κατηγορία εδάφους και που έχει ως τετημένη τη διάμετρο της σήραγγας. Για αυτήν την ίδια τετημένη, αντιστοιχούν πλαίσια των οποίων οι καμπύλες δίνουν, για τιμή του μέτρου E' παραμορφωσιμότητας του εδάφους όχι μεγαλύτερη από το μέτρο του περιβάλλοντος εδάφους, μια αποδεκτή πίεση που είναι τουλάχιστον ίση με την απαιτούμενη πίεση. Κατά την προκαταρκτική μελέτη, αυτά τα ημι-εμπειρικά διαγράμματα αποτελούν χρήσιμο μέσο επιλογής του τύπου χαλύβδινου πλαισίου για μια σήραγγα γνωστών διαστάσεων σε μία βραχομάζα που έχει ένα γνωστό μέτρο παραμορφωσιμότητας που είναι συγκρίσιμο με μια από τις κατηγορίες της ταξινόμησης.

4.3.2. Φόρτιση αποτόνωσης

Η φόρτιση αυτή οφείλεται στην αντίσταση του πλαισίου στη σύγκλιση της σήραγγας λόγω της αποτόνωσης της γεωμάζας που προκαλεί η εκσκαφή της.

4.3.2.1. Αριθμητική επίλυση

Η επίλυση απαιτεί τη χρήση αριθμητικών προσομοιώσεων με κατάλληλους κώδικες.

4.3.2.2. Αναλυτική επίλυση

Για κυκλικές σήραγγες σε υδροστατικό εντατικό πεδίο υπάρχουν αναλυτικές σχέσεις που συνδέουν τη μηχανική απόκριση των πλαισίων με την αναλαμβανόμενη αποτόνωση της γεωμάζας. Ειδικότερα, σε αξιsymμετρικές συνθήκες, τα πλαίσια καταπονούνται σε κεντρική θλίψη, και η παραμορφωσιμότητα και αντοχή τους προκύπτουν άμεσα ως γραμμικές συναρτήσεις της τάσης διαρροής του χάλυβα, του εμβαδού της διατομής, και της ακτίνας της σήραγγας.

Κεφάλαιο 5. Υποστήριξη σηράγγων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Η άμεση επένδυση από σκυρόδεμα επιτυγχάνεται με την εκτόξευση του επάνω στα τοιχώματα των υπόγειων εκσκαφών. Το σκυρόδεμα που έχει τοποθετηθεί με αυτόν τον τρόπο ονομάζεται εκτοξευόμενο ή ψεκασμένο σκυρόδεμα.

Ο όρος shotcrete (εκτοξευόμενο σκυρόδεμα) δόθηκε για πρώτη φορά το 1930 από την Αμερικάνικη Ένωση Σιδηροδρόμων. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα κατά την ACI 506R-85 “Οδηγός Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος”, ονομάζεται το σκυρόδεμα (ή κονίαμα) που μεταφέρεται μέσα σε σωλήνες και εκτοξεύεται υπό την πίεση αέρα με μεγάλη ταχύτητα επάνω σε μία επιφάνεια. Η αποτελεσματικότητα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην αποφυγή της χαλάρωσης του πετρώματος έχει πιστοποιηθεί σε πληθώρα γεωλογικών συνθηκών, ενδείκνυται δε σε χαλαρό πέτρωμα και σε μη ομοιόμορφες διατομές εκσκαφής.

5.1. Δράσεις του εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Το σκυρόδεμα που εκτοξεύεται από το ακροφύσιο σε μία τραχεία επιφάνεια πετρώματος, αρχικά γεμίζει τα κενά, όπως ρωγμές, σχισμές ή διακλάσεις, συνδέοντας τα χαλαρά ή μερικώς στηριζόμενα θραύσματα και παρεμποδίζει την περαιτέρω αποδιοργάνωση. Η συγκόλληση εξαρτάται από τη πλέξη των σωματιδίων του σκυροδέματος στην τραχεία επιφάνεια του πετρώματος. Αρχικά σχηματίζεται ένα λεπτό στρώμα τσιμεντοκονίας με κόκκους άμμου μικρότερους από 0.2mm. Αυτό το λεπτόκοκκο υλικό εισχωρεί στους πόρους και στις ρωγμές και προσφέρει μία βάση για την εκτόξευση και συμπύκνωση του υπόλοιπου πάχους. Κατά τη δημιουργία του αρχικού στρώματος τα χονδρόκοκκα αδρανή αναπηδούν και πέφτουν στο δάπεδο. Η πρόσφυση είναι προφανώς καλύτερη σε πρόσφατα θραυσμένο, καθαρισμένο, τραχύ πέτρωμα, παρά σε λεία επιφάνεια πλαστικού ή μετάλλου. Διαβρωμένα, θραυόμενα, εύθρυπτα, λεπιωτά, λασπώδη ή αργιλικά πετρώματα έχουν φτωχή πρόσφυση. Ο καθαρισμός της επιφάνειας του πετρώματος μπορεί να γίνει με ψεκασμό μείγματος νερού και πεπιεσμένου αέρα από το ακροφύσιο του εκτοξευτήρα.

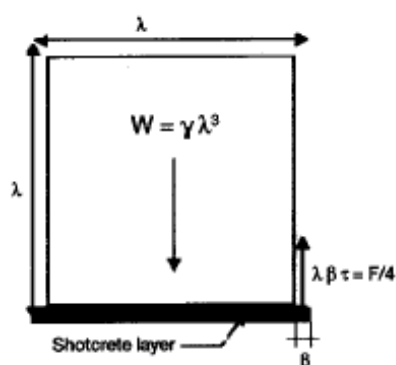
Ζημιά στο σκυρόδεμα μπορεί να προκληθεί από τη διήθηση νερού, που γι' αυτό θα πρέπει να αποφευχθεί, όπως π.χ. με τη διάτρηση οπών και τοποθέτηση σωλήνων συνδεδεμένων με το σύστημα στράγγισης. Η εκτόξευση σκυροδέματος γίνεται συχνά αμέσως μετά τη δημιουργία της νέας επιφάνειας. Για την εξασφάλιση της γρήγορης πήξης χρησιμοποιούνται επιταχυντικά πρόσθετα στο μείγμα. Η απώλεια που προκαλείται στην τελική αντοχή αντισταθμίζεται από την αυξημένη ασφάλεια και αποτελεσματικότητα.

Οι βασικές δράσεις του εκτοξευόμενου σκυροδέματος ως επένδυση είναι:

α. Στατική ενίσχυση: (1) η παρεμπόδιση ή ελαχιστοποίηση της χαλάρωσης του πετρώματος με την ισχυροποίηση της μάζας της οποίας γεμίζονται τα κενά, (2) με τη μεταφορά του φορτίου του πετρώματος σε γειτονικό ευσταθές πέτρωμα με δυνάμεις διάτμησης ή συγκόλλησης και (3) με λειτουργία μεμβρανικού φορέα.

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

γ. Προστασία από πήξη-τήξη του νερού: Ο έλεγχος του κύκλου δημιουργίας νερού-πάγου, με την ανακατεύθυνση, τη στράγγιση ή το σταμάτημα της ροής.



Σχήμα 5.1.1. Μεταφορά φορτίων με διατμητικές δυνάμεις

Το Σχήμα 5.1.1. δείχνει τη στατική λειτουργία μεταφοράς φορτίου (α.2). Το βάρος του ασταθούς όγκου W μεταφέρεται σε γειτονικό σταθερό πέτρωμα εφόσον η δύναμη πρόσφυσης F , που ασκείται σε μία ζώνη πλάτους β , είναι επαρκής. Επομένως θα πρέπει:

$$\gamma \cdot \lambda^3 = W = F = 4 \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \tau \Rightarrow \lambda = \sqrt{\frac{4 \cdot \beta \cdot \tau}{\gamma}} \quad (5.1.1.)$$

Αν π.χ. ζητείται ο μέγιστος όγκος κυβικού τεμάχου ακμής λ (Σχήμα 5.1.1.) που μπορεί να στηριχτεί σε σταθερά γειτονικά τεμάχη, για πλάτος φορτιζόμενης πρόσφυσης $\beta=30\text{mm}$, αντοχή σε πρόσφυση $\tau=1\text{MPa}$, φαινόμενο βάρος τεμάχου 27kN/m^3 , τότε:

$$\lambda = \sqrt{\frac{4 \cdot \beta \cdot \tau}{\gamma}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.03 \cdot 10^3}{27}} = 2.11\text{m} \quad (5.1.2.)$$

Ιδιαίτερη χρήση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος γίνεται:

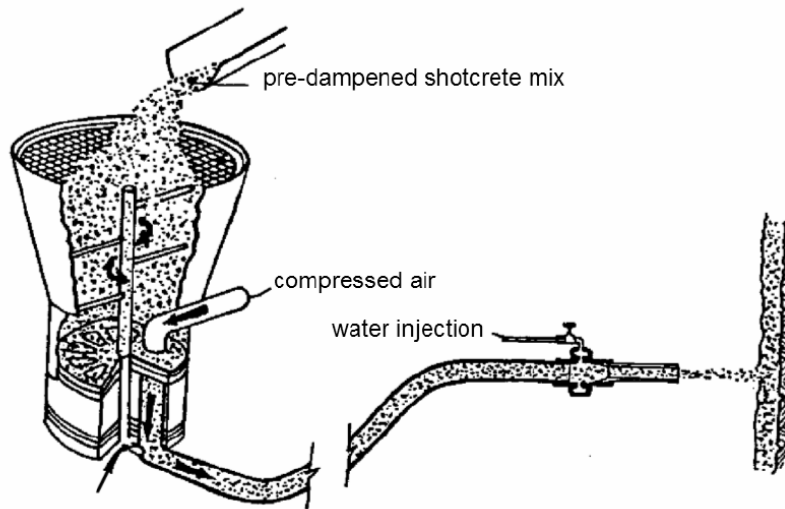
- α. Κατά τη διάνοιξη σηράγγων με τις σύγχρονες συμβατικές μεθόδους, όπως οι NATM, SCL, NTM, Σουηδική πρακτική, δομικά ολοκληρωμένο με ήλους και μεταλλικά τόξα.
- β. Κατά τις τοπικές επιδιορθώσεις και αποκαταστάσεις κατακρημνίσεων.
- γ. Σαν μόνιμη επένδυση σηράγγων μονού ή διπλού κελύφους, που ανταποκρίνεται σε αυστηρές απαιτήσεις ασφάλειας για την διέλευση του κοινού, όπως π.χ. στην κατασκευή του μετρό της Washington.

5.2. Διαδικασίες μίξης

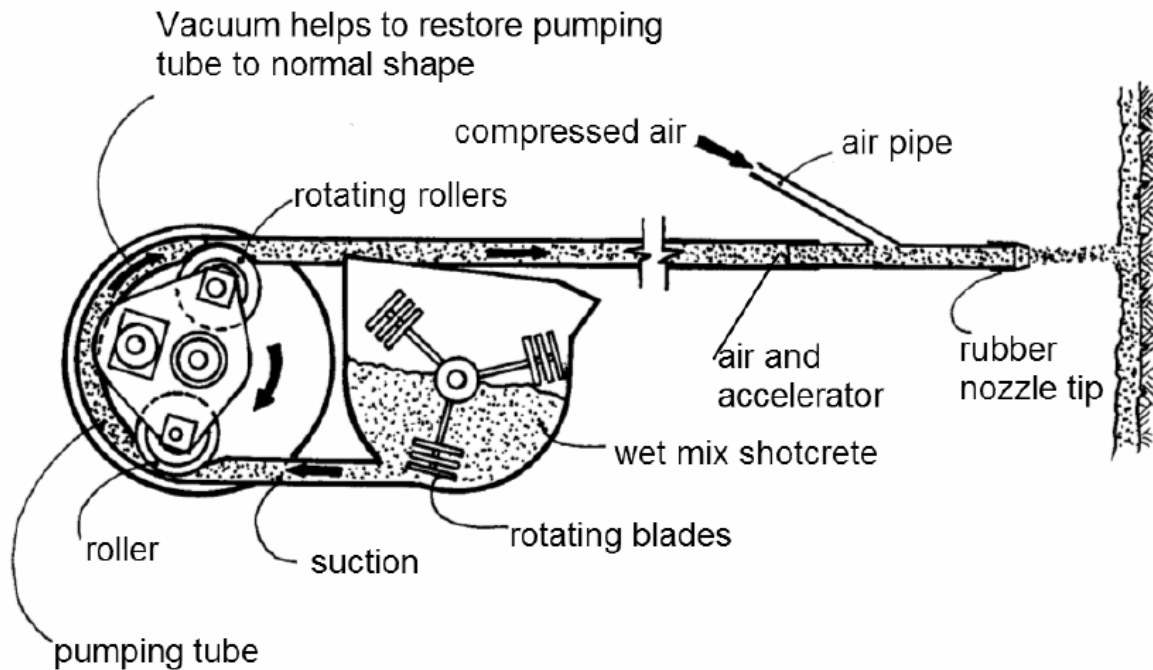
Η εφαρμογή του εκτοξευόμενου σκυροδέματος πραγματοποιείται με την τεχνική του ξηρού ή υγρού μίγματος. Επειδή και οι δύο διαδικασίες είναι σύμφωνες με τις συνήθεις απαιτήσεις ποιότητας εκτοξευόμενου σκυροδέματος, η επιλογή της μεθόδου πραγματοποιείται με κριτήρια κατασκευαστικά και οικονομικά. Ο κατάλληλος εξοπλισμός και η ορθή τεχνική εκτόξευσης έχουν πολύ μεγάλη σημασία στην εξασφάλιση της επιτόπου ποιότητας.

5.2.1. Ξηρή μίξη

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.2.1., τα ξηρά συστατικά του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, τα οποία μπορεί να είναι ελαφρώς βρεγμένα για τη μείωση της σκόνης, τροφοδοτούνται σε μία χοάνη με διαρκή ανακίνηση. Εισάγεται πεπιεσμένος αέρας διαμέσου ενός περιστρεφόμενου κυλίνδρου ή λεκάνη τροφοδοσίας για την μεταφορά των υλικών σε ένα συνεχές ρεύμα διαμέσου του σωλήνα διανομής. Προστίθεται νερό στο μείγμα στο ακροφύσιο. Το γκανάιτ (gunite), ένα ιδιόκτητο όνομα για κονίαμα ξηρού ψεκάσμου το οποίο χρησιμοποιούταν στις αρχές του 1900, δεν χρησιμοποιείται πλέον υπέρ του πιο γενικού όρου εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (shotcrete).



Σχήμα 5.2.1. Απλοποιημένο σχεδιάγραμμα ενός συστήματος ξηρής μίξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Mahar et al (1975)



Σχήμα 5.2.2. Τυπική μηχανή υγρής μίξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος κατά Mahar et al (1975)

5.2.2. Υγρή μίξη

Στην περίπτωση αυτή τα συστατικά και το νερό αναμειγνύονται πριν την παράδοση (συνήθως σε αναμίκτη τοποθετημένο σε φορτηγό) σε μονάδα άντλησης θετικής μετατόπισης, η οποία διανέμει υδραυλικά το μείγμα στο ακροφύσιο όπου προστίθεται αέρας για την ρίψη του υλικού στην επιφάνεια του βράχου.

Το τελικό προϊόν της διαδικασίας είτε ξηρού είτε υγρού σκυροδέματος είναι παρόμοιο. Το σύστημα ξηρής μίξης τείνει να είναι πιο ευρέως χρησιμοποιούμενο σε μεταλλεία, εξαιτίας της απρόσιτου για μεγάλα φορτηγά μίξης και επειδή χρησιμοποιεί γενικά μικρότερο εξοπλισμό. Ο εξοπλισμός αυτός μπορεί να μετακινηθεί σχετικά εύκολα στο περιβάλλον υπόγειου μεταλλείου. Το σύστημα υγρής μίξης είναι ιδανικό για εφαρμογές υψηλής παραγωγής σε μεταλλεία και τεχνικά έργα, όπου διανοίγονται βαθιά φρέατα ή επιμήκεις σήραγγες και η προσβασιμότητα επιτρέπει στον εξοπλισμό εφαρμογής και στα φορτηγά μεταφοράς να λειτουργούν σε μία λίγο έως πολύ συνεχή βάση. Οι αποφάσεις για τη χρήση εκτοξευόμενου σκυροδέματος ξηρής ή υγρής μίξης λαμβάνονται συνήθως σε κάθε έργο ξεχωριστά.

5.3. Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με πυριτική παιπάλη

Από τις πολλές εξελίξεις στην τεχνολογία του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, οι δύο σημαντικότερες είναι η χρήση πυριτικής παιπάλης, που χρησιμοποιείται ως τσιμεντοειδές πρόσμικτο, και η χρήση ινών οπλισμού από χάλυβα ή πολυπροπυλένιο.

Η πυριτική παιπάλη είναι υποπροϊόν της μεταλλουργικής βιομηχανίας σιδήρου-πυριτίου και είναι μία ιδιαίτερος λεπτή ποζολάνη. Οι ποζολάνες είναι τσιμεντοειδή υλικά τα οποία αντιδρούν με το υδροξείδιο του ασβεστίου που παράγεται κατά την ενυδάτωση του τσιμέντου. Η πυριτική παιπάλη, όταν προστίθεται σε ποσοστό 8 έως 13% κατά βάρος του τσιμέντου, επιτρέπει στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα να επιτύχει θλιπτική αντοχή που είναι διπλάσια ή τριπλάσια της αντοχής απλών μειγμάτων εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Το αποτέλεσμα είναι ένα εξαιρετικά ισχυρό, αδιαπέρατο και ανθεκτικό εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Άλλα πλεονεκτήματα είναι η μειωμένη αναπήδηση, βελτιωμένη εφελκυστική αντοχή, βελτιωμένη συνάφεια με τη βραχώμαζα και η δυνατότητα να εφαρμόζονται στρώσεις πάχους έως και 200mm με ένα πέρασμα εξαιτίας της κολλώδους συμπεριφοράς του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Εντούτοις, όταν χρησιμοποιείται εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υγρής μίξης, η κολλώδης αυτή συμπεριφορά μειώνει την εργασιμότητα του υλικού και χρειάζονται υπερπλαστικοποιητές για να αποκατασταθεί η εργασιμότητα.

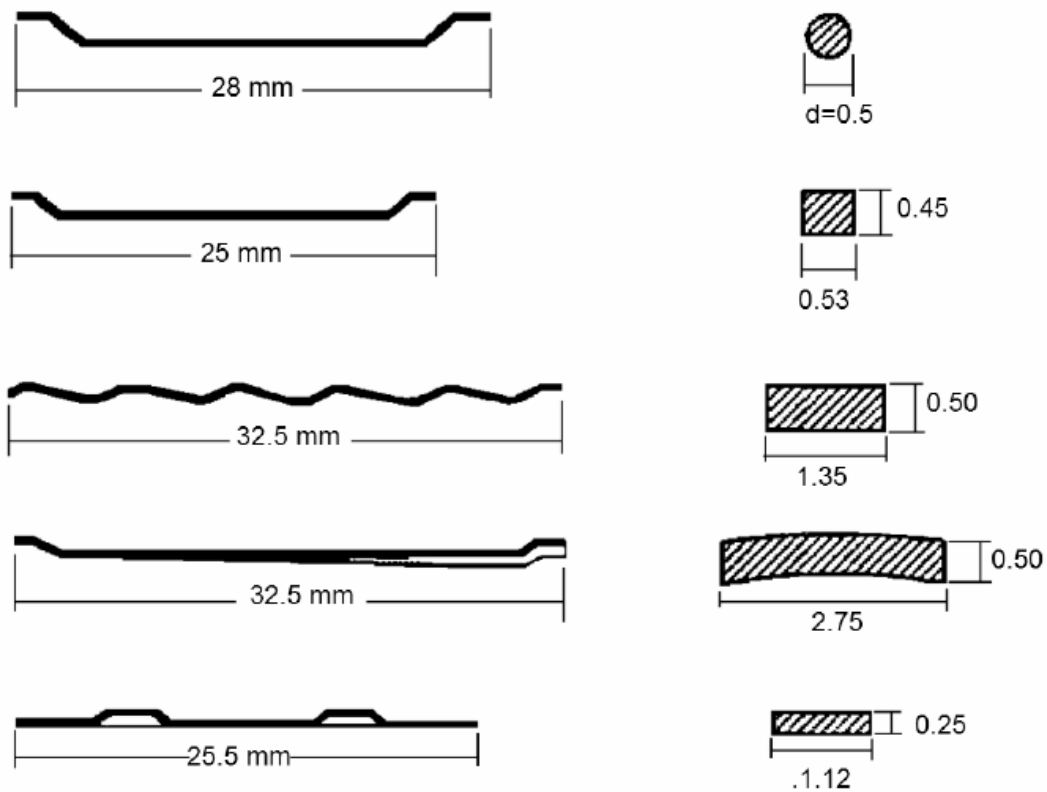
Το ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα εισήχθη τη δεκαετία του 1970 και έχει έκτοτε αποκτήσει παγκόσμια αποδοχή ως υποκατάστατο για το παραδοσιακό εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με πλέγμα. Ο κύριος ρόλος που έχει ο οπλισμός στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είναι να μεταδώσει πλαστικότητα σε ένα κατά τα άλλα ψαθυρό υλικό. Όπως σημειώθηκε προηγουμένως, η υποστήριξη καλείται να αναλάβει σημαντικά φορτία μόνο όταν η βραχώμαζα που περιβάλλει την εκσκαφή παραμορφώνεται. Αυτό σημαίνει ότι σημαντικές μη-ελαστικές παραμορφώσεις ανομοιόμορφα κατανεμημένες μπορεί να υπερφορτώσουν το σύστημα υποστήριξης και να το οδηγήσουν στην αστοχία, εκτός κι αν το σύστημα διαθέτει επαρκή πλαστικότητα ώστε να ακολουθήσει τις παραμορφώσεις αυτές.

Τυπικά μίγματα ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος με πυριτική παιπάλη συνοψίζονται στον Πίνακα 5.3.1. Τα μείγματα αυτά μπορούν να χρησιμοποιηθούν ως αφητηρία στην επιλογή ενός προγράμματος εκτοξευόμενου σκυροδέματος, αλλά μπορεί να είναι απαραίτητη η βοήθεια ειδικών για την τελειοποίηση του μείγματος ώστε να ταιριάζει στις συγκεκριμένες απαιτήσεις του έργου.

Components	Dry mix		Wet mix	
	kg/m ³	% dry materials	kg/m ³	% wet materials
Cement	420	19.0	420	18.1
Silica fume additive	50	2.2	40	1.7
Blended aggregate	1,670	75.5	1,600	68.9
Steel fibres	60	2.7	60	2.6
Accelerator	13	0.6	13	0.6
Superplasticizer	-	-	6 litres	0.3
Water reducer	-	-	2 litres	0.1
Air entraining admixture	-	-	if required	
Water	controlled at nozzle		180	7.7
Total	2,213	100	2,321	100

Πίνακας 5.3.1. Τυπικά μείγματα ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος με πυριτική παιπάλη κατά Wood (1992)

Στο Σχήμα 5.3.1. παρουσιάζονται οι τύποι χαλύβδινων ινών σπλισμού που είναι διαθέσιμοι. Εκτός από τη χρήση τους στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, οι ίνες αυτές χρησιμοποιούνται ευρέως σε πλάκες ορόφων κτιρίων από σκυρόδεμα, σε αεροδιαδρόμους και σε παρόμοιες εφαρμογές σκυροδέματος.

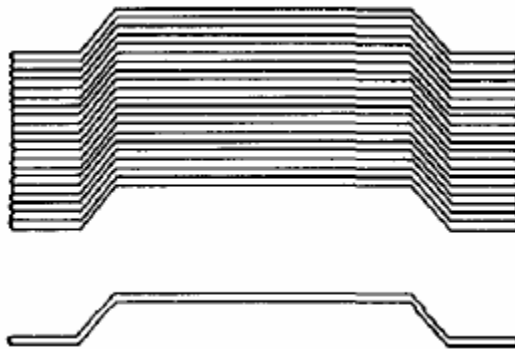


Σχήμα 5.3.1. Χαλύβδινες ίνες σπλισμού που είναι διαθέσιμες στην αγορά της Β. Αμερικής κατά Wood et al (1993) (Διαστάσεις σε mm)

Οι Wood et al (1993) αναφέρουν τα αποτελέσματα από μία εκτεταμένη συγκριτική μελέτη στην οποία χρησιμοποιήθηκαν όλες οι ίνες που παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3.1. για να σπλίσουν δείγματα εκτοξευόμενου σκυροδέματος τα οποία έπειτα υποβλήθηκαν σε ένα εύρος δοκιμών. Ετοιμάστηκαν δείγματα απλού και ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος με πυριτική παιπάλη με ρίψη σε κατακόρυφους πίνακες, χρησιμοποιώντας υγρή και ξηρή μείξη. Όλα τα ινοπλισμένα δείγματα περιείχαν την ίδια δόση 60kg/m^3 ινών (βλέπε Πίνακα 5.3.1.). Όλα τα δείγματα διατηρήθηκαν σε ελεγχόμενες συνθήκες σχετικής υγρασίας και δοκιμάστηκαν επτά ημέρες μετά τη ρίψη.

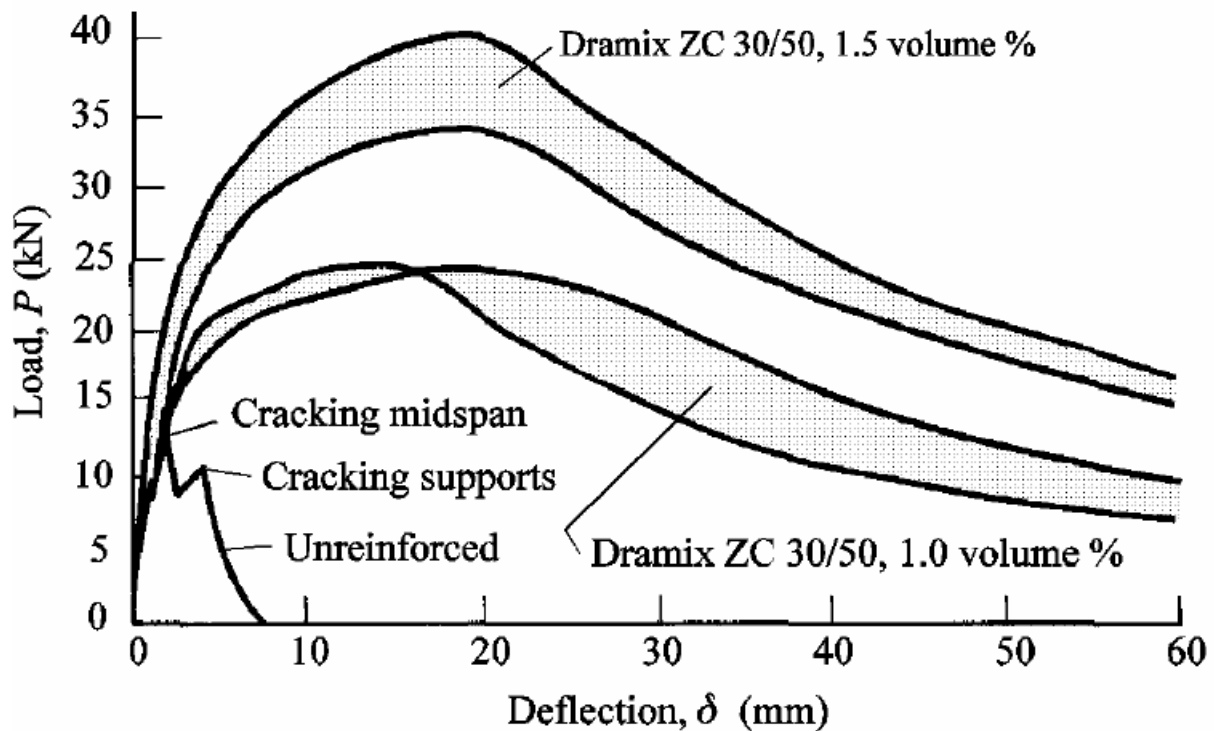
Οι δοκιμές αυτές υποδεικνύουν ότι η προσθήκη χαλύβδινων ινών σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με πυριτική παιπάλη βελτιώνει έως και 20% τόσο την θλιπτική όσο και την εφελκυστική αντοχή του σκληρυμένου σκυροδέματος. Σε όλες τις δοκιμές σε δείγματα ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος παρατηρήθηκε επίσης μία σημαντική αύξηση στην πλαστιμότητα, σε σύγκριση με τα απλά δείγματα. Ενώ διαφορετικές ίνες έδωσαν διαφορετικό βαθμό βελτίωσης, όλες οι ίνες που δοκιμάστηκαν βρέθηκαν να ξεπερνούν τα επίπεδα επίδοσης που καθορίζονται συνήθως στην Β. Αμερική (δηλαδή θλιπτική αντοχή 7 ημερών 30MPa για ξηρή μείξη, 25MPa για υγρή μίξη και εφελκυστική αντοχή 7 ημερών 4MPa).

Ο Kompen (1989) εκτέλεσε δοκιμές κάμψης σε πλάκες άοπλου και οπλισμένου με χαλύβδινες ίνες 'Dramix' (Κατασκευαζόμενες από τη N.V. Bekaert S.A., B-8550 Zvevegem, Belgium) εκτοξευόμενου σκυροδέματος, οι οποίες φαίνονται στο Σχήμα 5.3.2. Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα είχε μονοαξονική θλιπτική αντοχή 50MPa, η οποία καθορίστηκε από δοκιμές σε κυβικά δοκίμια. Τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3.3. Η μέγιστη αντοχή των πλακών αυτών αυξήθηκε κατά 85% και 185% για 1.0 και 1.5% κατά όγκο ινών αντίστοιχα. Η πλαστιμότητα των ινοπλισμένων πλακών αυξήθηκε κατά 20 και 30 φορές για 1.0 και 1.5% κατά όγκο ινών αντίστοιχα.



Σχήμα 5.3.2. Ίνες 'Dramix' που χρησιμοποιήθηκαν σε δοκιμές κάμψης πλακών από τον Kompen (1989). Οι ίνες κολλιούνται μεταξύ τους σε δεσμίδες με μία υδατοδιαλυτή κόλλα για να διευκολύνουν το χειρισμό και την ομοιόμορφη κατανομή των ινών στο σκυρόδεμα

Τα τελευταία χρόνια υπάρχει μία τάση προς τη χρήση ινών εκτός από χάλυβα για την όπλιση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Οι Morgan et al (1989) έχουν αναφέρει τη συγκριτική επίδοση οπλισμένου σκυροδέματος με ίνες πολυπροπυλενίου και χάλυβα και ο Parworth (2002) αναφέρει ένα πλήθος μη-μεταλλικών ινών που έχουν χρησιμοποιηθεί επιτυχώς για την όπλιση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος.



Σχήμα 5.3.3. Καμπύλες φορτίου - παραμόρφωσης για πλάκες άοπλου και ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος που δοκιμάστηκαν σε κάμψη κατά Komren (1989)

5.4. Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα οπλισμένο με πλέγμα

Ενώ το ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει γίνει ευρέως αποδεκτό τόσο σε τεχνικά όσο και σε μεταλλευτικά έργα, το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα με πλέγμα χρησιμοποιείται ευρέως ακόμα και είναι προτιμότερο σε μερικές εφαρμογές. Σε χαλαρές βραχώμαζες, πολύ πτωχής ποιότητας, όπου η πρόσφυση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στην επιφάνεια του βράχου είναι μειωμένη, το πλέγμα προσφέρει ένα σημαντικό βαθμό όπλισης, ακόμα και χωρίς εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Έτσι, κατά την σταθεροποίηση πρανών σε πολύ πτωχές βραχώμαζες ή κατά την κατασκευή διαφραγμάτων για υπόγειους χώρους, είναι συχνή η χρήση συγκολλημένου πλέγματος για τη σταθεροποίηση της επιφάνειας ή για να προσφέρει όπλιση. Σε τέτοιες περιπτώσεις, εφαρμόζεται αργότερα απλό εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για να προσφέρει πρόσθετη υποστήριξη και για να προστατεύσει το πλέγμα έναντι διάβρωσης.

Ο Kristen (1992, 1993) έκανε εκτενείς εργαστηριακές δοκιμές κάμψης σε πλάκες εκτοξευόμενου σκυροδέματος οπλισμένες είτε με πλέγμα είτε με ίνες. Οι καμπύλες φορτίου – παραμόρφωσης που πήρε ήταν παρόμοιες με αυτές που αναφέρει ο Komren, οι οποίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3.1. Βρήκε πως η φέρουσα ικανότητα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος οπλισμένου είτε με πλέγμα είτε με ίνες δε διέφερε σημαντικά, αλλά τα δείγματα οπλισμένα με πλέγμα υπερτερούσαν σε κάμψη τόσο με σημειακά φορτία όσο και με ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία. Κατέληξε στο ότι αυτό οφειλόταν στην ευνοϊκότερη θέση του πλέγματος στις πλάκες που κάμφθηκαν.

Ο Kristen συμπέρανε επίσης ότι ο ποιοτικός έλεγχος, ο οποίος είναι απαραίτητος για την επίτευξη σταθερής δοσολογίας και ομοιόμορφης κατανομής των ινών στο σκυρόδεμα, είναι πιο εύκολος σε τεχνικές παρά σε μεταλλευτικές εφαρμογές. Αυτό αντικατοπτρίζει τα πολλά μέτωπα εργασίας και τις δυσκολίες πρόσβασης που είναι συνήθη προβλήματα σε πολλά μεταλλεία. Κάτω από αυτές τις συνθήκες, πιο αξιόπιστος οπλισμός θα επιτευχθεί με πλέγμα παρά με ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Παρόλα αυτά, σε μεγάλα μεταλλεία, στα οποία πολλά από τα «μόνιμα» ανοίγματα είναι

παρόμοια με αυτά σε μεγάλα τεχνικά έργα, δε θα υπάρχουν τα προβλήματα αυτά στον ποιοτικό έλεγχο.

Πλέγμα - σήτα, το οποίο χρησιμοποιείται σε πολλά υπόγεια μεταλλεία για την υποστήριξη χαλαρών βράχων, δεν είναι συνήθως κατάλληλο για την όπλιση εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Αυτό οφείλεται στο ότι αναστέλλεται η διείσδυση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος από τους στριμμένους κόμβους. Αυτό επιτρέπει τη δημιουργία κενών πίσω από το πλέγμα και αυτά μπορεί να επιτρέψουν την είσοδο νερού και να προκαλέσει διάβρωση του πλέγματος.

Από την άλλη, το συγκολλημένο πλέγμα, που είναι σφιχτά καρφωμένο πάνω στο βράχο όπως φαίνεται στο σχήμα 5.4.1., είναι γενικά ιδανικό για εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Τυπικά το συγκολλημένο πλέγμα θα πρέπει να αποτελείται από ράβδους πάχους 4mm συγκολλημένες σε κάρναβο 100mm x 100mm. Ο τύπος αυτού του πλέγματος είναι αρκετά δυνατός για τις περισσότερες υπόγειες εφαρμογές και τα φύλλα είναι αρκετά ελαφριά για να τα χειριστεί ένας άνθρωπος.



Σχήμα 5.4.1. Συγκολλημένο πλέγμα, σφιχτά εφαρμοσμένο στην επιφάνεια του βράχου, προσφέρει άριστη όπλιση για το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

5.5. Εφαρμογές του εκτοξευόμενου σκυροδέματος

Η ποιότητα του τελικού προϊόντος είναι στενά συνδεδεμένη με τις διαδικασίες εφαρμογής που χρησιμοποιούνται. Οι διαδικασίες αυτές περιλαμβάνουν: προετοιμασία της επιφάνειας, τεχνική ψέκασης, φωτισμός, εξαερισμός, επικοινωνία και εκπαίδευση προσωπικού.

Το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δε θα πρέπει να εφαρμόζεται απευθείας σε ξηρή, σκονισμένη ή παγωμένη επιφάνεια βράχου. Η περιοχή εργασίας ψεκάζεται συνήθως με μείγμα αέρα και νερού για την απομάκρυνση χαλαρών βράχων και σκόνης από την επιφάνεια που πρόκειται να ψεκαστεί. Ο υγρός βράχος αποτελεί καλή επιφάνεια πάνω στην οποία θα προσκολληθεί το αρχικό στρώμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Ο χειριστής του ακροφυσίου ξεκινά συνήθως χαμηλά στον τοίχο και μετακινεί το ακροφύσιο σε μικρούς κύκλους προχωρώντας προς το πίσω μέρος ή την οροφή. Πρέπει να δοθεί προσοχή στην αποφυγή εφαρμογής καινούργιων υλικών πάνω από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα που έχει αναπηδήσει ή έχει περισσέψει. Είναι απαραίτητο η παροχή αέρα να είναι

συνεχής και να έχει επαρκή δυνατότητα για να εξασφαλίσει την σταθερή παροχή εκτοξευόμενου σκυροδέματος με μεγάλη ταχύτητα στην επιφάνεια του βράχου. Η απόσταση ψεκασμού είναι ιδανικώς μεταξύ 1 και 1.5 μέτρων. Το κράτημα του ακροφυσίου πιο μακριά από την επιφάνεια του βράχου θα έχει ως αποτέλεσμα σε χαμηλότερη ταχύτητα ροής των υλικών το οποίο οδηγεί σε χαμηλή συμπίεση και σε μεγαλύτερο ποσοστό αναπήδησης.

5.6. Σχεδιασμός της υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Ο σχεδιασμός της υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα για υπόγειες εκσκαφές είναι μία πολύ ανακριβής διαδικασία. Παρόλα αυτά, μία παρατήρηση, που γίνεται συχνά από μηχανικούς με μακροχρόνια εμπειρία χρήσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος υπογείως, είναι ότι αποδίδει καλύτερα από το αναμενόμενο. Υπάρχουν πολλά παραδείγματα (λίγα από τα οποία είναι καταγεγραμμένα) όπου το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα έχει χρησιμοποιηθεί ως τελευταίο μέσο απελπισίας σε μία προσπάθεια να σταθεροποιηθεί η βραχώμαζα που αστοχεί γύρω από μία σήραγγα και, προς έκπληξη όλων, έχει δουλέψει. Η πολύπλοκη αλληλεπίδραση μεταξύ της βραχώμαζας που αστοχεί γύρω από μία υπόγεια εκσκαφή και της στρώσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος μεταβλητού πάχους με ιδιότητες που αλλάζουν καθώς σκληραίνει, αψηφά τις περισσότερες προσπάθειες για θεωρητική ανάλυση. Μόνο τα πρόσφατα χρόνια, με την ανάπτυξη ισχυρών αριθμητικών εργαλείων, έχει καταστεί δυνατό προβλεφθούν ρεαλιστικές αναλύσεις, οι οποίες διερευνούν τη πιθανή συμπεριφορά αλληλεπίδρασης υποστήριξης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Μία ξεκάθαρη κατανόηση της συμπεριφοράς του εκτοξευόμενου σκυροδέματος θα χρειαστεί πολλά χρόνια εμπειρίας στη χρήση και την ερμηνεία των αποτελεσμάτων από αυτά τα προγράμματα. Είναι επίσης σημαντικό να αναγνωριστεί ότι το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα σπάνια χρησιμοποιείται μόνο του και η χρήση του σε συνδυασμό με αγκύρια βράχου, καλώδια βράχου, δικτυωτά πλαίσια ή χαλύβδινα πλαίσια περιπλέκει περαιτέρω το πρόβλημα της ανάλυσης της συνεισφοράς του στην υποστήριξη.

Η τωρινή μεθοδολογία σχεδιασμού της υποστήριξης με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα βασίζεται κυρίως σε εμπειρικές μεθόδους και προηγούμενη εμπειρία. Οι Wickham et al (1972) συσχέτισαν το πάχος της επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στη δική τους ταξινόμηση “Rock Structure Rating” (RSR). Ο Bieniawski (1989) έδωσε συστάσεις για το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος (σε συνδυασμό με αγκύρια ή χαλύβδινα πλαίσια) για διαφορετικά RMR (Rock Mass Rating) για άνοιγμα 10 μέτρων. Οι Grimstad και Barton (1993) έχουν δημοσιεύσει μία επικαιροποιημένη συσχέτιση διαφορετικών συστημάτων υποστήριξης, συμπεριλαμβανομένου του εκτοξευόμενου σκυροδέματος και του ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος, προς το δείκτη Q (Tunnelling Quality Index). Ο Vandewelle (1993) συγκέντρωσε διάφορες εμπειρικές μεθόδους από διάφορες πηγές και τις συμπεριέλαβε στη μονογραφία του.

Κεφάλαιο 6. Υποστήριξη σηράγγων με αγκύρια

Την εσωτερική στήριξη του πετρώματος επιτυγχάνουμε με γραμμικούς συνήθως μεταλλικούς (αλλά και μη μεταλλικούς) φορείς τους οποίους τοποθετούμε μέσα στο πέτρωμα και των οποίων η λειτουργία είναι δυνατόν να είναι παθητική ή και ενεργητική. Διακρίνονται σε δύο βασικές κατηγορίες, ήτοι σε στήριξη μετά την εκσκαφή και σε προενίσχυσης. Η πρώτη περιλαμβάνει συνήθως τα αγκύρια σημειακής πάκτωσης, τα βλήτρα συνεχούς πάκτωσης και του ήλους τριβής. Οι φορείς αυτοί στηρίζουν το πέτρωμα στην περιφέρεια του ήδη σκαμμένου υπογείου ανοίγματος και μετά την τοποθέτησή τους βρίσκονται σε επίπεδο κάθετο στον άξονα διάνοιξης του υπόγειου ανοίγματος. Αντίθετα, η δεύτερη κατηγορία περιλαμβάνει τα αγκύρια μετώπου και τις δοκίδες προπορείας. Τα συρματόσχοινα ανήκουν και στις δύο κατηγορίες. Η κατάταξη των παραπάνω φορέων δεν είναι απόλυτη και εξαρτάται από την εκάστοτε εφαρμογή. Οι δοκίδες προπορείας αναλαμβάνουν φορτία κυρίως σε κάμψη και διάτμηση, σε αντίθεση με όλους τους άλλους φορείς που αναλαμβάνουν εφελκυστικά φορτία ή/και διατμητικά.

Η προενίσχυση όπως και η ενεργητική στήριξη τοποθετούνται όταν είτε είναι αδύνατο να προσφέρουμε την απαραίτητη υποστήριξη αρκετά γρήγορα είτε θέλουμε να μειώσουμε τις μετακινήσεις στο ελάχιστο. Εφόσον υπάρχει προσπέλαση μπορούμε να προενισχύσουμε την βραχόμαζα πριν αρχίσουμε την εκσκαφή. Σε άλλες περιπτώσεις χρησιμοποιούμε οπλισμό πέραν του άμεσα αναγκαίου ο οποίος θα αναλάβει φορτίο σε μελλοντικό στάδιο. Στα μεταλλεία η προενίσχυση επιτυγχάνεται συνήθως με ράβδους ή καλώδια πλήρους συνάφειας τα οποία δεν προεντείνονται, δηλαδή λειτουργούν παθητικά. Η προενίσχυση αυτή επιτρέπει την ελεγχόμενη παραμόρφωση του πετρώματος και την ενεργοποίηση της αντοχής του, εμποδίζει δε τη διόγκωση και χαλάρωση του πετρώματος. Η αποτελεσματικότητα αυτού του οπλισμού εξαρτάται από την συνάφεια μεταξύ του χάλυβα και του κονιάματος, και μεταξύ του κονιάματος και του βράχου. Η μεγαλύτερη χρήση της προενίσχυσης γίνεται κατά την εξόρυξη με τη μέθοδο της κοπής και γόμωσης. Οι τένοντες που χρησιμοποιούνται για τη στερέωση της οροφής είναι κατασκευασμένοι από σύρματα χάλυβα υψηλής αντοχής, ράβδους οπλισμού ή καλώδια. Οι τένοντες γενικά τοποθετούνται κάθετα στην επιφάνεια εκσκαφής, εφόσον όμως στοχεύουν στη σταθεροποίηση μίας κεκλιμένης ασυνέχειας θα πρέπει να τοποθετούνται με μία κλίση 20° ως 40° προς αυτή.

Στις πρώτες εφαρμογές δεν επιτυχανόταν η πλήρης φέρουσα ικανότητα του τένοντα, λόγω αστοχίας του συστήματος τένοντα και κονιάματος που είχε σαν συνέπεια τη μειωμένη μεταφορά δύναμης από την παραμορφούμενη βραχόμαζα στον τένοντα. Το πρόβλημα λύθηκε με την προσκόλληση αγκυρίων σε διάφορα σημεία κατά μήκος του τένοντα. Η δράση του αγκυρίου μετατρέπει το μηχανισμό μεταφοράς δύναμης από τον τένοντα στο κονίαμα, από μηχανισμό συνάφειας σε μηχανισμό αξονικής θλίψης του κονιάματος πλησίον του αγκυρίου. Για τους τένοντες με βοηθητικά αγκύρια, η κατάσταση της επιφάνειάς τους δεν επιδρά στη φέρουσα ικανότητά τους και η συμπεριφορά τους είναι σημαντικά βελτιωμένη.

Ιστορικά, οι πρώτες ηλώσεις εφαρμόστηκαν το 19^ο αιώνα, αλλά η εκτεταμένη εφαρμογή τους άρχισε 50 χρόνια αργότερα. Σήμερα χρησιμοποιούνται κατά κόρον κατά την κατασκευή των υπογείων έργων. Τα βασικά πλεονεκτήματά τους συνίστανται στο ότι:

- Είναι ευέλικτοι και προσαρμόζονται σε κάθε γεωμετρία
- Είναι συνήθως εύκολοι στην τοποθέτηση
- Είναι σχετικά φθηνοί
- Έχουν δυνατότητα πλήρως εκμηχανισμένης εγκατάστασης
- Επιτρέπουν την έγκαιρη τοποθέτηση
- Δίνουν τη δυνατότητα αυξομείωσης της πυκνότητάς τους
- Συνδυάζονται με άλλα μέτρα

6.1. Εφελκούμενοι φορείς

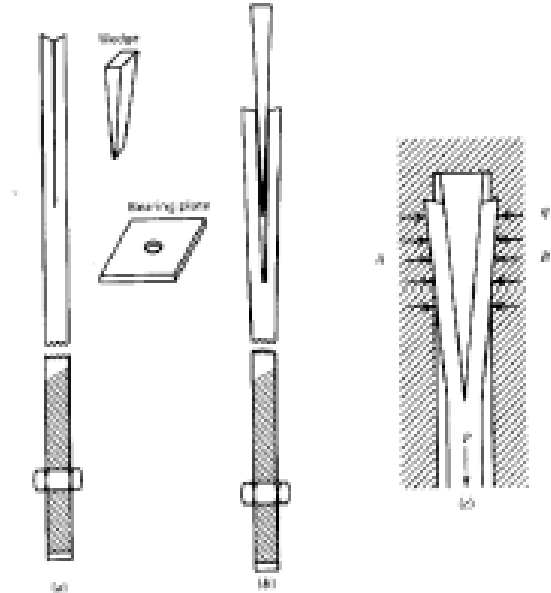
Το υλικό του στελέχους των φορέων της εσωτερικής υποστήριξης είναι συνήθως ραβδοχάλυβας ή συρματόσχοινο. Η πάκτωσή τους μέσα στο πέτρωμα επιτυγχάνεται είτε σημειακά είτε ολόσωμα. Στην πρώτη περίπτωση η πάκτωση είναι είτε μηχανική είτε με κάποιο ένεμα. Στη δεύτερη περίπτωση η ολόσωμη πάκτωση επιτυγχάνεται με κάποιο ένεμα.

6.1.1. Ήλοι σημειακής επαφής

6.1.1.1. Τεχνικά χαρακτηριστικά

Διακρίνονται σε δύο κατηγορίες, ήτοι σε ήλους με εγκοπή και σφήνα και σε ήλους με διερυνόμενο κέλυφος.

Ήλος με *εγκοπή και σφήνα* φαίνεται στο Σχήμα 6.1.1. Ο ήλος κατασκευάζεται από ελάσιμο χάλυβα, και το στέλεχός του έχει διάμετρο 22-30mm και μήκος 0.5 έως 2.5m. Το ένα άκρο του ήλου έχει εγκοπή μήκους 150 mm και πάχους 2-3mm. Μία σφήνα είναι τοποθετημένη στο άκρο της εγκοπής, έτσι ώστε πιεζόμενη να διευρύνει την εγκοπή. Το διάτρημα έχει συνήθως βάθος 4mm μεγαλύτερο από το μήκος του ήλου και ο ήλος εμπήγνυται με κρουστική σφύρα. Μετά την έμπηξη, συσφίγγονται τα περικόχλια στην πλάκα συγκράτησης.



Σχήμα 6.1.1. Ήλος με εγκοπή και σφήνα

Η δύναμη P που δύναται να αναλάβει ο ήλος είναι:

$$P = F_t \cdot q \cdot (\sin \alpha + \mu \cdot \cos \alpha) \quad (6.1.1)$$

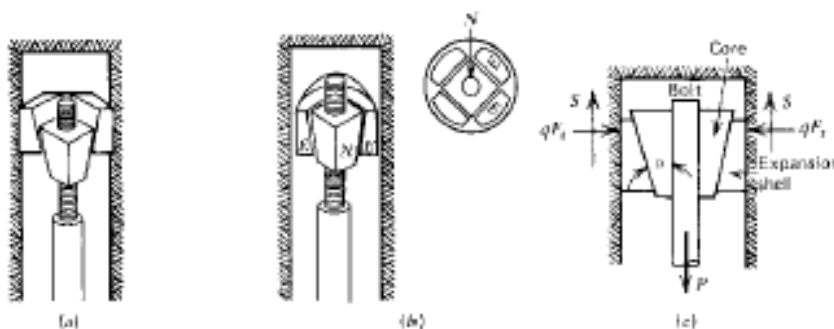
$$\mu = \kappa \cdot q$$

όπου F_t η επιφάνεια πάκτωσης, q η φέρουσα ικανότητα του πετρώματος, 2α η γωνία της σφήνας, μ ο συντελεστής τριβής χάλυβα και πετρώματος, $\kappa=0.014/\text{MPa}$ συντελεστής.

Ήλος με διερυνόμενο κέλυφος φαίνεται στο Σχήμα 6.1.2. Αποτελείται από στέλεχος 17-22mm στο άκρο του οποίου υπάρχει σπείρωμα στο οποίο είναι βιδωμένο κωνικό στοιχείο N. Γύρω από το στοιχείο αυτό υπάρχουν κελύφη E (4 στο σχήμα) που μετακινούνται κάθετα στον άξονα του ήλου, καθώς το στοιχείο N μετακινείται αξονικά με τη βοήθεια συστήματος σύσφιξης (π.χ. ροπόκλειδο). Η αντίσταση P σε εξόλκευση υπολογίζεται από την αντίσταση τριβής του κελύφους.

$$P = n \cdot \mu \cdot q \cdot F_t \quad (6.1.2)$$

όπου μ ο συντελεστής τριβής μεταξύ πετρώματος και κελύφους, q η φέρουσα ικανότητα του πέτρωματος.



Σχήμα 6.1.2. Ήλος με διερυνόμενο κέλυφος

6.1.1.2. Ροπή στρέψης και τάνυση

Η τάνυση του ήλου, διαμέτρου d επιτυγχάνεται με τη σύσφιγξη του περικοχλίου πάνω στην πλάκα έδρασης. Με την περιστροφή του περικοχλίου, λόγω της κλίσης i του σπειρώματος ο ήλος τανύεται, αναπτύσσεται δε τριβή, λόγω γωνίας τριβής φ , μεταξύ περικοχλίου και πλάκας, και περικοχλίου και σπειρώματος. Η ροπή που απαιτείται για τη σύσφιγξη θα πρέπει αφενός να ξεπεράσει τις τριβές που αναπτύσσονται από το περικόχλιο στο σπείρωμα και στην πλάκα έδρασης και αφετέρου να τανύσει τον ήλο. Για μοναδιαία στροφή του περικοχλίου, τα έργα που παράγονται είναι:

$$W_M = M_T \cdot 1; W_{el} = N \cdot \frac{d}{2} \cdot \tan i; W_{ft} = N \cdot \frac{d}{2} \cdot \tan \varphi; W_{fp} = N \cdot \frac{d}{2} \cdot \tan \varphi$$

όπου $W_M, W_{el}, W_{ft}, W_{fp}$ τα έργα λόγω της ροπής στρέψης, λόγω της ελαστικής τάνυσης του αγκυρίου, λόγω τριβής του περικοχλίου στο σπείρωμα και λόγω τριβής του περικοχλίου στην πλάκα, αντίστοιχα. Από την εξίσωση εξωτερικών και εσωτερικών έργων:

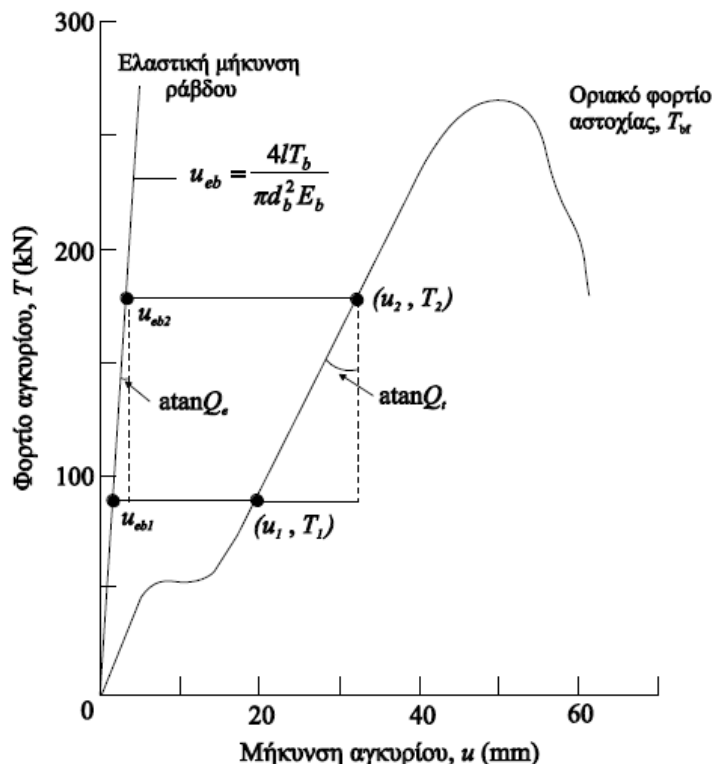
$$W_M = W_{el} + W_{ft} + W_{fp}$$

προκύπτει η απαιτούμενη ροπή στρέψης:

$$M_T = \frac{N \cdot d}{2} (\tan i + 2 \tan \varphi) \quad (6.1.3)$$

6.1.1.3. Ενδοτικότητα ήλωσης

Μετά την αγκύρωση του ήλου, η μετατόπιση της κεφαλής του παρακολουθεί τη μετατόπιση του πετρώματος. Ως εκ τούτου προκαλείται τόσο μήκυνση του στελέχους του ήλου, όσο και παραμόρφωση των επιμέρους στοιχείων του συστήματος, όπως αγκύρωση, σπείρωμα, πλάκα κλπ. Μπορούμε να θεωρήσουμε επομένως ότι η μήκυνση του ήλου είναι το άθροισμα της μήκυνσης του στελέχους και της παραμόρφωσης των επιμέρους στοιχείων του. Η ολική ενδοτικότητα Q_t του ήλου μπορεί να θεωρηθεί επομένως ως το άθροισμα της ενδοτικότητας Q_e του στελέχους και της ενδοτικότητας Q_r των επιμέρους στοιχείων του.



Σχήμα 6.1.3. Μήκυνση του αγκυρίου κατά τη δοκιμή εξόλκευσης

Την ενδοτικότητα του ήλου μπορούμε να παρατηρήσουμε στο διάγραμμα φόρτισης – μήκυνσης της δοκιμής εξόλκευσης, όπως στο Σχήμα 6.1.3. Τα μεγέθη Q ορίζονται με βάση το παραπάνω διάγραμμα από τις σχέσεις:

$$Q_r = \frac{(u_2 - u_{eb2}) - (u_1 - u_{eb1})}{T_2 - T_1} = Q_t - Q_e$$

$$Q_e = \frac{du_{eb}}{dT} = \frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} \quad (6.1.4)$$

Η πίεση υποστήριξης p_{sb} συστήματος ήλων στα τοιχώματα σήραγγας σε κάρναβο $s_c \times s_l$ που αναλαμβάνουν φορτίο T_b , και η μέγιστη πίεση υποστήριξης p_{sbmax} που μπορεί να προσφέρει η ίδια συστηματική ήλωση μέγιστης δυνατότητας ανάληψης φορτίου T_{bf} , δίνονται από τις σχέσεις:

$$p_{sb} = \frac{T_b}{s_c \cdot s_l}; p_{sbmax} = \frac{T_{bf}}{s_c \cdot s_l}$$

Σε κυκλικό άνοιγμα ακτίνας R , η πίεση της υποστήριξης που προσφέρουν οι ήλοι συνδέεται με το κλείσιμο δ_i του ανοίγματος με τη σχέση:

$$\frac{d\left(\frac{\delta_i}{R}\right)}{dp_{sb}} = \frac{1}{k_b} = \frac{s_c \cdot s_l}{R} \cdot Q_t = \frac{s_c \cdot s_l}{R} \cdot \left(\frac{4 \cdot l}{\pi \cdot d_b^2 \cdot E_b} + Q_r \right) \quad (6.1.5)$$

όπου $1/k_b$ η ενδοτικότητα του συστήματος των ήλων.

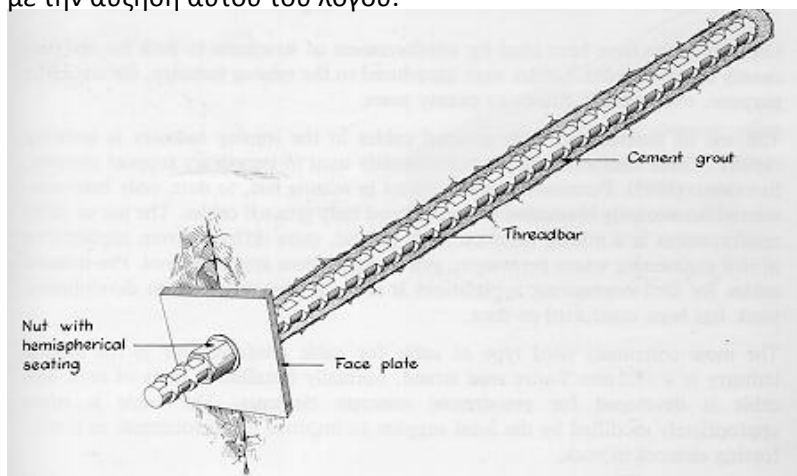
6.1.2. Ήλοι πλήρους πάκτωσης

Οι ήλοι αυτοί συγκολλούνται με ο περιβάλλον πέτρωμα σε ολόκληρο το μήκος τους με τη βοήθεια τσιμεντένεμας ή ρητινικού ενέματος.

6.1.2.1. Ήλοι πακτωμένοι με τσιμεντένεμα (Σχήμα 6.1.4.)

Το τσιμεντένεμα, που συνίσταται από τσιμέντο, λεπτή άμμο και νερό, τοποθετείται στο μισό του μήκους του διατρήματος. Για διατρήματα στην οροφή, προκειμένου να μη ρέει το ένεμα προς τα έξω, τοποθετείται στην είσοδό τους τάπα. Επίσης, τοποθετείται λεπτή σωλήνα που φθάνει μέχρι το βάθος του διατρήματος, για την απαγωγή του αέρα. Εν συνεχεία εισέρχεται χάλυβας οπλισμού με ραβδώσεις. Μετά την πήξη του το τσιμεντένεμα συγκρατεί το βλήτρο στη θέση του.

Σε ρωγματωμένο πέτρωμα το νερό του ενέματος χάνεται εύκολα. Γι' αυτό χρησιμοποιούνται διάτρητοι σωλήνες που γεμίζονται με ένεμα πριν την τοποθέτησή τους στο διάτρημα. Με την είσοδο της ράβδου το ένεμα εξέρχεται από τις οπές και γεμίζει το διάτρημα. Ο λόγος νερού προς τσιμέντο κυμαίνεται από κάτω από 0.3 έως και μεγαλύτερος του 0.5. Η αντοχή του τσιμεντένεματος μειώνεται με την αύξηση αυτού του λόγου.

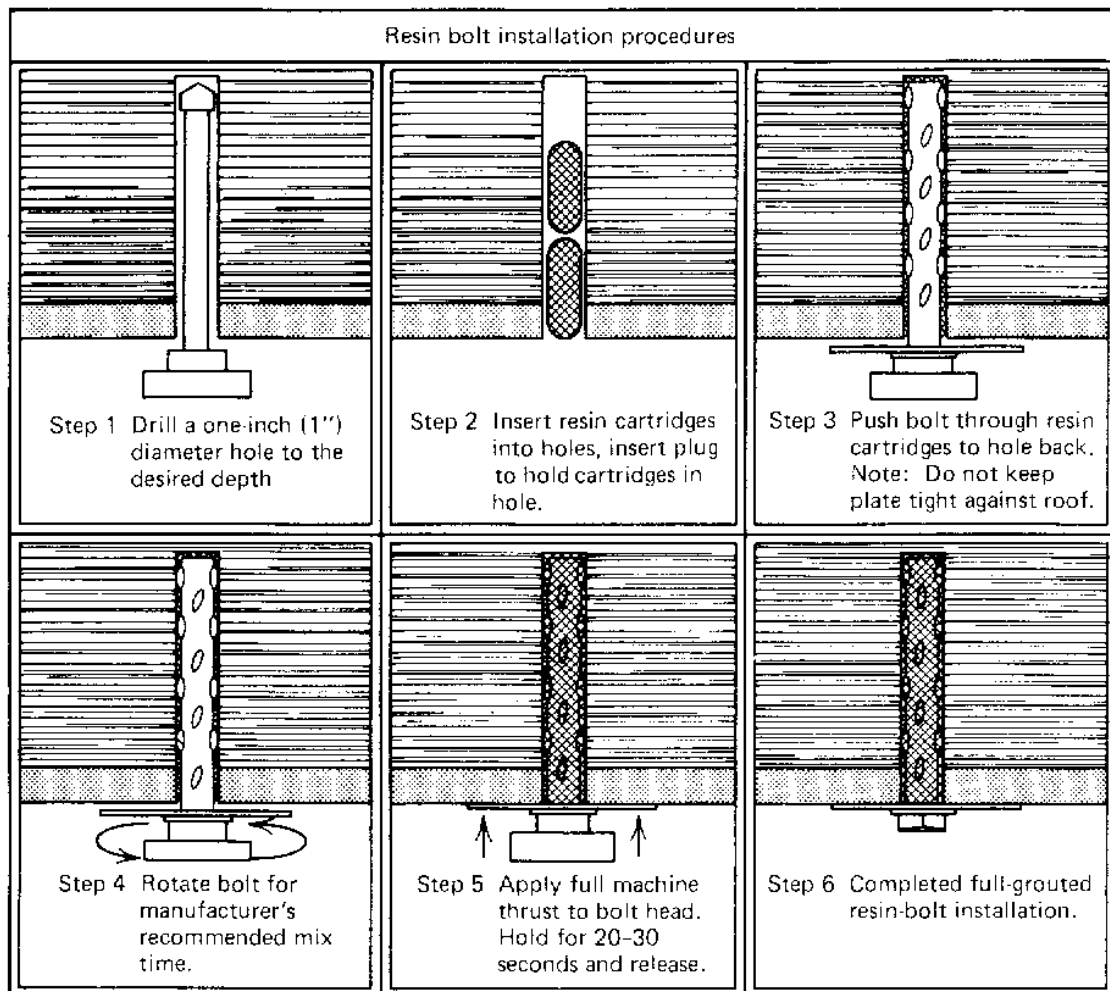


Σχήμα 6.1.4. Ραβδοχάλυβας πακτωμένος με ένεμα

6.1.2.2. Ήλοι πακτωμένοι με ρητινικό ένεμα

Οι ήλοι που πακτώνονται με τσιμεντένεμα έχουν το μειονέκτημα ότι απαιτούν μεγάλο χρονικό διάστημα μέχρι να μπορέσουν να αναλάβουν φορτία. Γι' αυτό αναπτύχθηκαν ρητίνες που πήζουν και αποκτούν αντοχή μέσα σε λίγα λεπτά. Τα συστατικά της ρητίνης διαφέρουν για τους διάφορους κατασκευαστές. Διαφορετικές αναλογίες των συστατικών έχουν σαν αποτέλεσμα διαφορετικές αντοχές, χρόνους πήξης, αντίστασης στο περιβάλλον, κλπ. Βασικά συστατικά ενός τυπικού ρητινικού ενέματος είναι: Πολυεστερική ρητίνη 28.5%, Φίλλερ (κονιορτοποιημένος ασβεστόλιθος) 66%, Επιταχυντής 0.5% και καταλύτης.

Προκειμένου να μην έρθουν σε επαφή τα τρία πρώτα συστατικά με τον καταλύτη, συσκευάζονται ξεχωριστά. Συνήθως είναι πακεταρισμένα σε φυσιγγία με τη μία συσκευασία μέσα στην άλλη. Τα φυσιγγία έχουν μήκος μεταξύ 30 έως 120cm και διάμετρο 2.5 έως 3.5cm. Η μέγιστη δυνατότητα πάκτωσης επιτυγχάνεται σε λιγότερο από 5 λεπτά και μετά την πλήρη ωρίμανσή της η ρητίνη έχει τις ακόλουθες φυσικές ιδιότητες: Μονοαξονική θλιπτική αντοχή 112MPa, Εφελκυστική αντοχή 63MPa, Διατμητική αντοχή 52.5MPa. Η δύναμη την οποία μπορεί να αναλάβει η πάκτωση εξαρτάται από τον τύπο του πετρώματος και από το μήκος πάκτωσης. Η διαδικασία τοποθέτησης των ήλων φαίνεται στο Σχήμα 6.1.5. Διανοίγεται το διάτρημα, τοποθετούνται τα φυσιγγία ρητίνης, εισέρχεται ο ήλος, περιστρέφεται ο ήλος προκειμένου να αναμιχθούν τα συστατικά και εφαρμογή ώσης με κατάλληλο μηχάνημα για 20-30 δευτερόλεπτα.



Σχήμα 6.1.5. Διαδικασία τοποθέτησης ηλώσεων ρητίνης

Η φέρουσα ικανότητα R_{max} ρητινικού ήλου υπολογίζεται ως εξής:

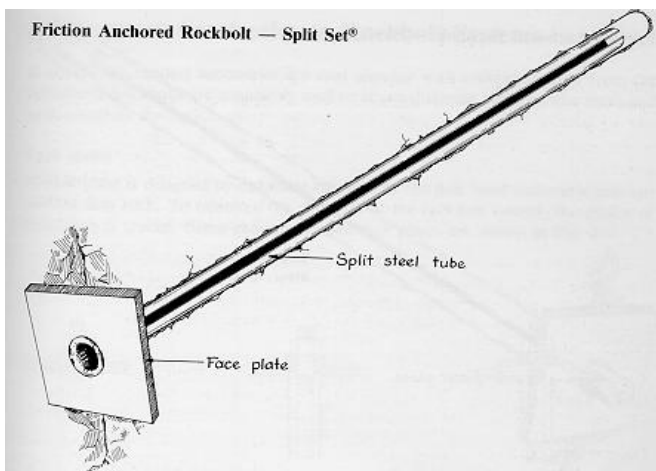
$$R_{max} = \sigma_a \cdot F = \tau \cdot U \cdot l \quad (6.1.6)$$

$$F = \frac{\pi}{4} \cdot d^2, U = \pi \cdot d, \tau = 0.25 \frac{\sigma_a \cdot d}{l}$$

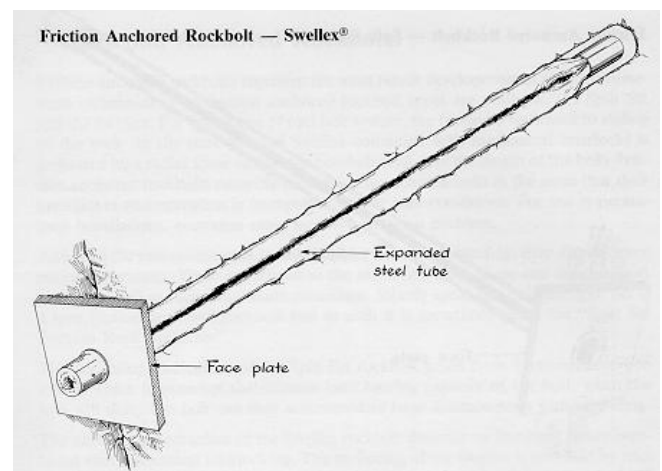
όπου σ_a η τάση διαρροής του χάλυβα του ήλου, F το εμβαδόν της διατομής του ήλου, d η διάμετρος του ήλου, τ η συνάφεια μεταξύ ρητίνης και ήλου, U η περιφέρεια του ήλου, l το μήκος του ήλου.

6.1.2.3. Ήλοι τριβής

Οι ήλοι τριβής διακρίνονται σε ήλους με διαμήκη σχισμή και σε διογκούμενους ήλους. Στην αγορά οι πρώτοι ονομάζονται SPLIT SET® (Σχήμα 6.1.6.) και οι δεύτεροι SWELLEX® (Σχήμα 6.1.7.).



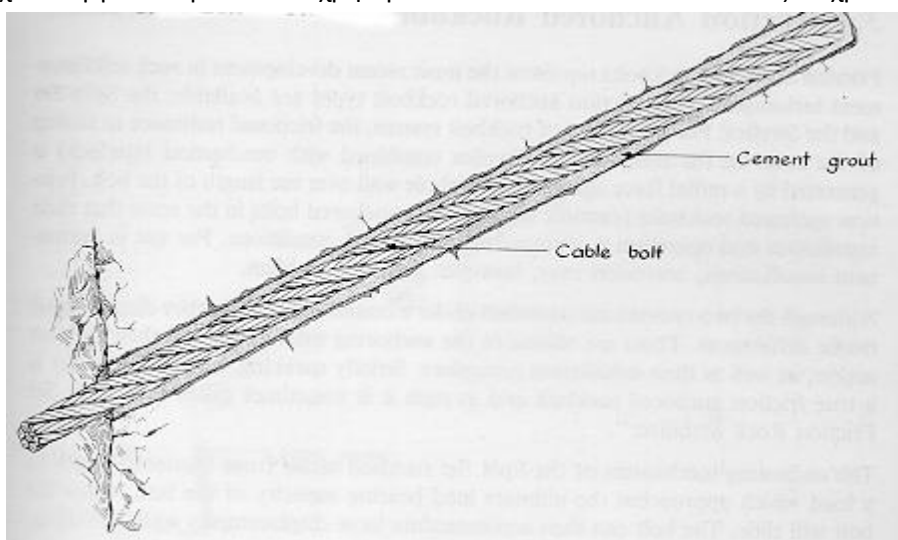
Σχήμα 6.1.6. Ήλος τριβής Split Set®



Σχήμα 6.1.7. Ήλος τριβής Swellex®

6.1.2.4. Καλώδια

Καλώδια σε τσιμεντένεμα (Σχήμα 6.1.8.) χρησιμοποιούνται διεθνώς τα τελευταία 20 έως 30 χρόνια στα τεχνικά έργα. Στα μεταλλεία χρησιμοποιούνται τα τελευταία 15 έως 20 χρόνια.



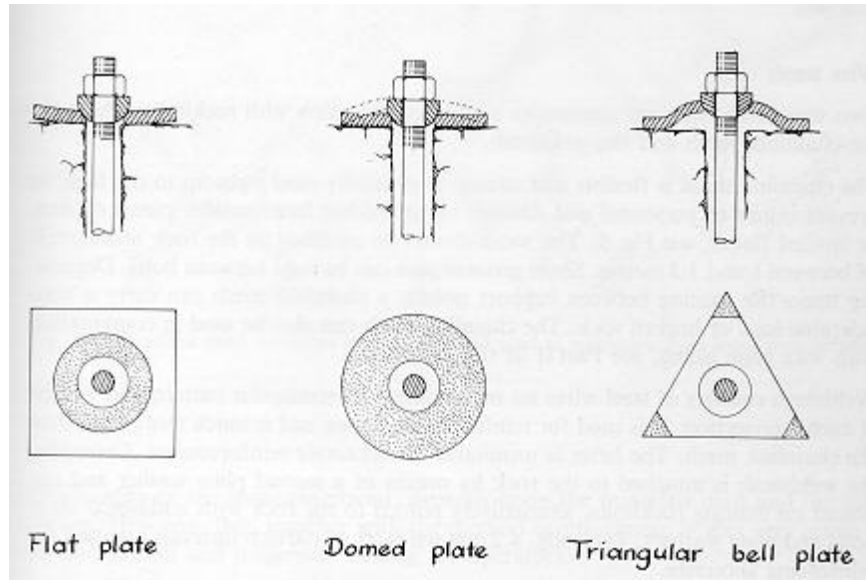
Σχήμα 6.1.8. Συρματόσχοινο ήλωσης πετρωμάτων

6.1.2.5. Ήλοι από υαλονήματα

Παλαιότερα χρησιμοποιούνταν ξύλινα καρφιά σε θέσεις που θα απαιτείτο μηχανική όρυξη του πετρώματος. Σήμερα χρησιμοποιούνται καρφιά από ίνες γυαλιού που έχουν εξαιρετικές μηχανικές ιδιότητες, ενώ επιτρέπουν την εύκολη κοπή τους.

6.1.2.6. Πλάκες στήριξης

Οι πλάκες που τοποθετούνται στην κεφαλή των αγκυρίων (Σχήμα 6.1.9.) μεταβιβάζουν φορτίο από τον ήλο στο πέτρωμα και σταθεροποιούν το πέτρωμα γύρω από τον ήλο.



Σχήμα 6.1.9. Πλάκες στήριξης ήλων

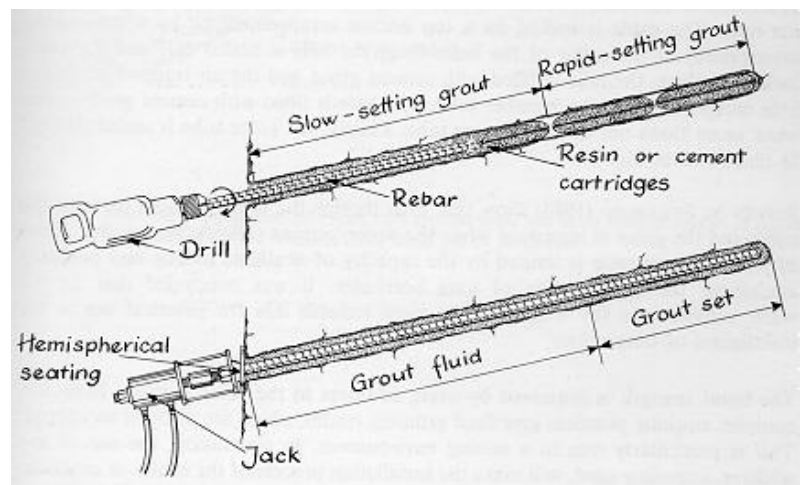
6.1.3. Τοποθέτηση και έλεγχοι

6.1.3.1. Τοποθέτηση

Η σύσφιξη των περικοχλίων των ήλων μπορεί να γίνει είτε με ροπόκλειδο (Σχήμα 6.1.10.) είτε με υδραυλικό εντατήρα (Σχήμα 6.1.11.) Στη σύγχρονη πρακτική, τα διατρητικά φορεία έχουν διατάξεις με τις οποίες η σύσφιξη πραγματοποιείται αυτόματα μετά την τοποθέτηση του ήλου μέσα στο διάτρημα.



Σχήμα 6.1.10. Χειρωνακτική τάνυση ήλων



Σχήμα 6.1.11. Τάνυση ήλων με υδραυλικό εντατήρα



Σχήμα 6.1.12. Τοποθέτηση ήλου Split Set®



Σχήμα 6.1.13. Τοποθέτηση ήλου Swellex®

6.1.3.2. Έλεγχοι

Οι έλεγχοι που εφαρμόζονται είναι:

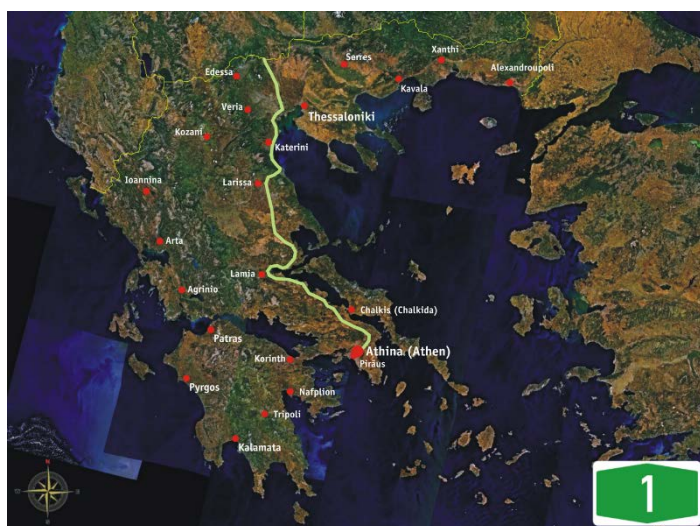
- Εξόλκευσης κατά την οποία καταγράφεται η εφαρμοζόμενη δύναμη και η μετατόπιση
- Ροπής με ροπόκλειδο
- Κελιού φορτίου
- Υπερδιάτρησης
- Έμμεσες μη καταστροφικές δοκιμές
- Ηλεκτρονικές μη καταστροφικές δοκιμές

Κεφάλαιο 7. Συγκοινωνιακές σήραγγες στην Ελλάδα

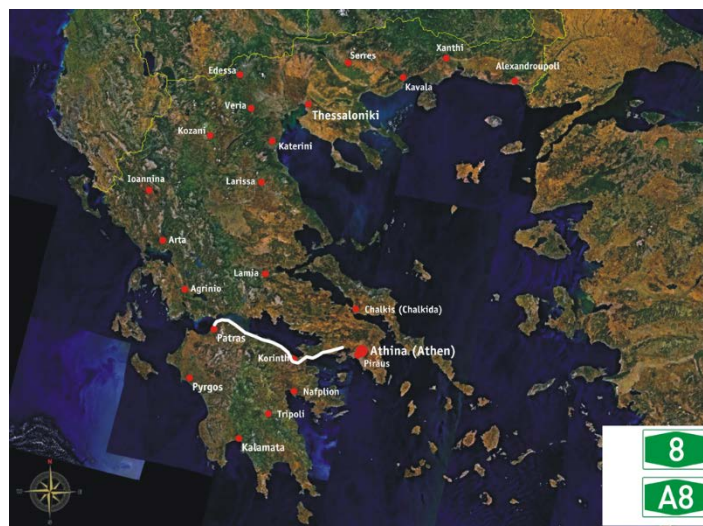
Οι αυξανόμενες συγκοινωνιακές ανάγκες στη χώρα μας έχουν καταστήσει απαραίτητη τη χάραξη νέων οδικών και σιδηροδρομικών αξόνων και τον εκσυγχρονισμό των υφιστάμενων υποδομών. Το γεγονός αυτό, σε συνδυασμό με την ιδιαίτερη μορφολογία της Ελλάδας, έχει οδηγήσει στην κατασκευή πολυάριθμων σηράγγων για την εξυπηρέτηση των συγκοινωνιακών αναγκών. Οι δύο κύριοι άξονες που έχουν αναπτυχθεί είναι ο οδικός άξονας Πάτρα-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Εύζωνοι που αποτελείται από τον αυτοκινητόδρομο Α1 που διασχίζει την ηπειρωτική Ελλάδα και τον Α8 που διασχίζει την βόρεια Πελοπόννησο και ο σιδηροδρομικός άξονας Πάτρα-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Ειδομένη-Προμαχώνας με αντίστοιχη χάραξη.

7.1. Αυτοκινητόδρομος Πάτρα-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Εύζωνοι

Όπως αναφέρθηκε, ο αυτοκινητόδρομος ΠΑΘΕ διασχίζει την ηπειρωτική Ελλάδα με άξονα Β-Ν και το βόρειο τμήμα της Πελοποννήσου. Σε πολλά τμήματα ήταν αναγκαία η κατασκευή σηράγγων για την ασφαλή και ταχεία κυκλοφορία των οχημάτων.



Σχήμα 7.1.1. Αυτοκινητόδρομος Α1
Πειραιάς-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Εύζωνοι



Σχήμα 7.1.2. Αυτοκινητόδρομος Α8
Πάτρα-Αθήνα

7.1.1. Σήραγγα Πλατάνου

Πρόκειται για δίδυμη οδική σήραγγα που κατασκευάστηκε στον Πλάτανο Αχαΐας. Πρόκειται για σήραγγα που αποτελεί μέρος του έργου του νέου αυτοκινητοδρόμου «Ελευσίνα – Κόρινθος – Πάτρα– Πύργος – Τσακώνα» και εντάσσεται στο τμήμα «Κόρινθος – Πάτρα», ενώ η ακριβής θέση της φαίνεται στο Σχήμα 7.1.3. Ο άξονας της σήραγγας είναι Α-Δ, το μήκος του νότιου κλάδου είναι 1676.49 μέτρα και του βόρειου 1565.09 μέτρα. Η σήραγγα έχει δύο λωρίδες κυκλοφορίας με βασικά χαρακτηριστικά (όπως φαίνονται και στα Σχήματα 7.1.4. και 7.1.5.):

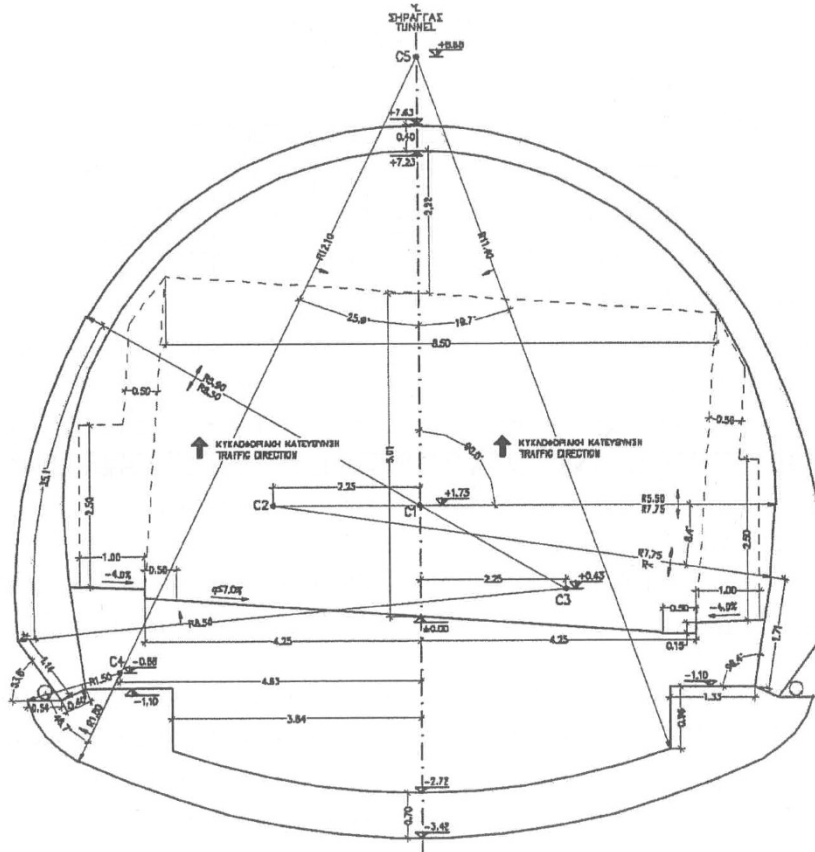
- το πλάτος του οδοστρώματος είναι 8.50m, αποτελούμενο από δύο κύριες λωρίδες κυκλοφορίας, κάθε μία πλάτους 3.75m και δεξιά και αριστερή λωρίδα ασφάλειας (στην άκρη της λωρίδας κυκλοφορίας πλάτους 0.50m),
- το ελεύθερο κατακόρυφο ύψος πάνω από τις λωρίδες κυκλοφορίας (ύψος της περιοχής κυκλοφορίας) ισούται με 5.0m,
- το ελεύθερο κατακόρυφο ύψος πάνω από τα πεζοδρόμια είναι 2.50m,
- το πλάτος των πεζοδρομίων είναι 1.0m.



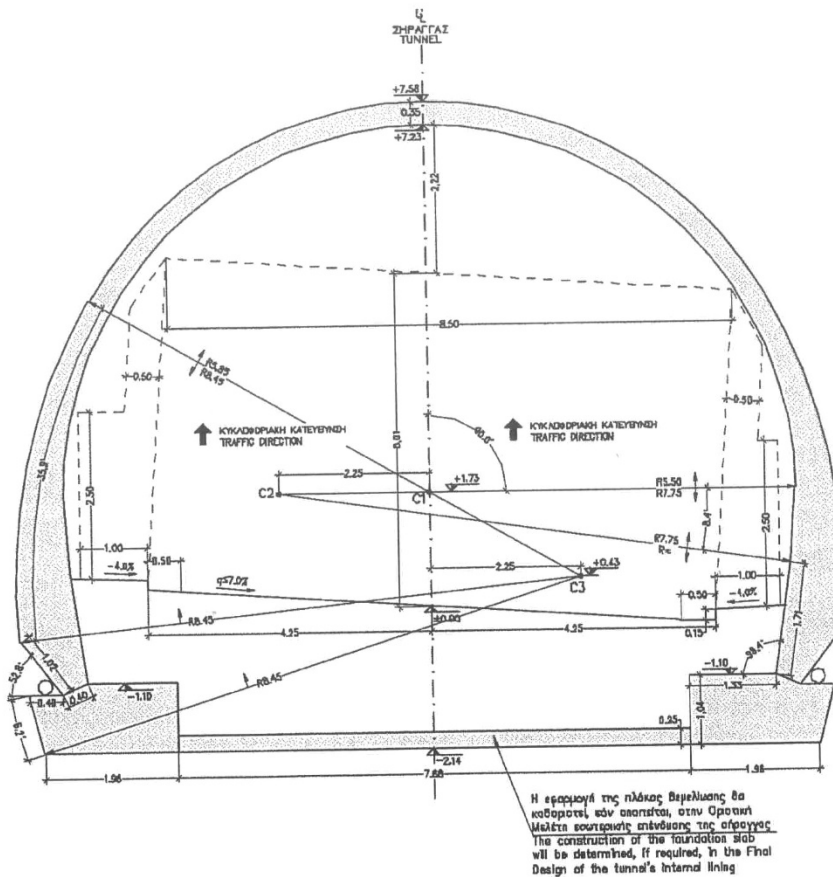
Σχήμα 7.1.3. Δορυφορική εικόνα όπου σε κόκκινο πλαίσιο περικλείεται η περιοχή μελέτης. Υποδεικνύονται (1) η δυτική και (2) η ανατολική είσοδος της σήραγγας, (3) το χωριό «Πλάτανος» και (4) το υψηλότερο σημείο της περιοχής μελέτης (426m). Οι πράσινες γραμμές παρουσιάζουν την υπό κατασκευή σήραγγα.

Λαμβάνοντας υπόψη τη προαναφερθείσα διατομή καθορίστηκε η γεωμετρία για την εσωτερική επένδυση της εξορυγμένης διατομής όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 7.1.4. και 7.1.5. Με βάση το σχεδιασμό αυτό:

- Καθορίστηκαν δύο (2) τυπικές διατομές για την εσωτερική επένδυση, η μία εδράζεται σε ξεχωριστές δοκούς θεμελίωσης (διατομή με ανοιχτή βάση, χωρίς ανάστροφο τόξο) και μία την οποία ο θόλος εδράζεται διαμέσου ανάστροφης πλάκας θεμελίωσης (διατομή με κλειστή βάση, με ανάστροφο τόξο).
- Ο θόλος καθορίζεται από εσωτερική καμπυλωμένη γεωμετρία, αποτελούμενη από δύο ξεχωριστά τόξα, με ακτίνα 5.5m στο θόλο (180°) και 7.75m στα τοιχώματα (8.4°), συν ένα ευθύγραμμο κομμάτι 1.71m μέχρι τα πέλατα.
- Ένα τελικό καμπύλο ανάστροφο τόξο προβλέπεται στην κλειστή διατομή, αποτελούμενο από ένα τόξο με ακτίνα 11.40m (39.4°).
- Μία ευθύγραμμη πλάκα έδρασης, για τη σύνδεση των πελμάτων, προβλέπεται στην ανοικτή διατομή. Η αναγκαιότητα για την κατασκευή της θα καθοριστεί στο τελικό στάδιο σχεδιασμού της τελικής επένδυσης.
- Το πάχος του θόλου εκτιμάται 40cm και 35cm στη κλειστή και στην ανοικτή διατομή αντίστοιχα και το καμπύλο ανάστροφο τόξο εκτιμάται με πάχος 70cm.



Σχήμα 7.1.4. Τελική επένδυση σήραγγας τυπικής διατομής με ανάστροφο τόξο



Σχήμα 7.1.5. Τελική επένδυση σήραγγας τυπικής διατομής χωρίς ανάστροφο τόξο

7.1.2. Σήραγγες Κακιάς Σκάλας

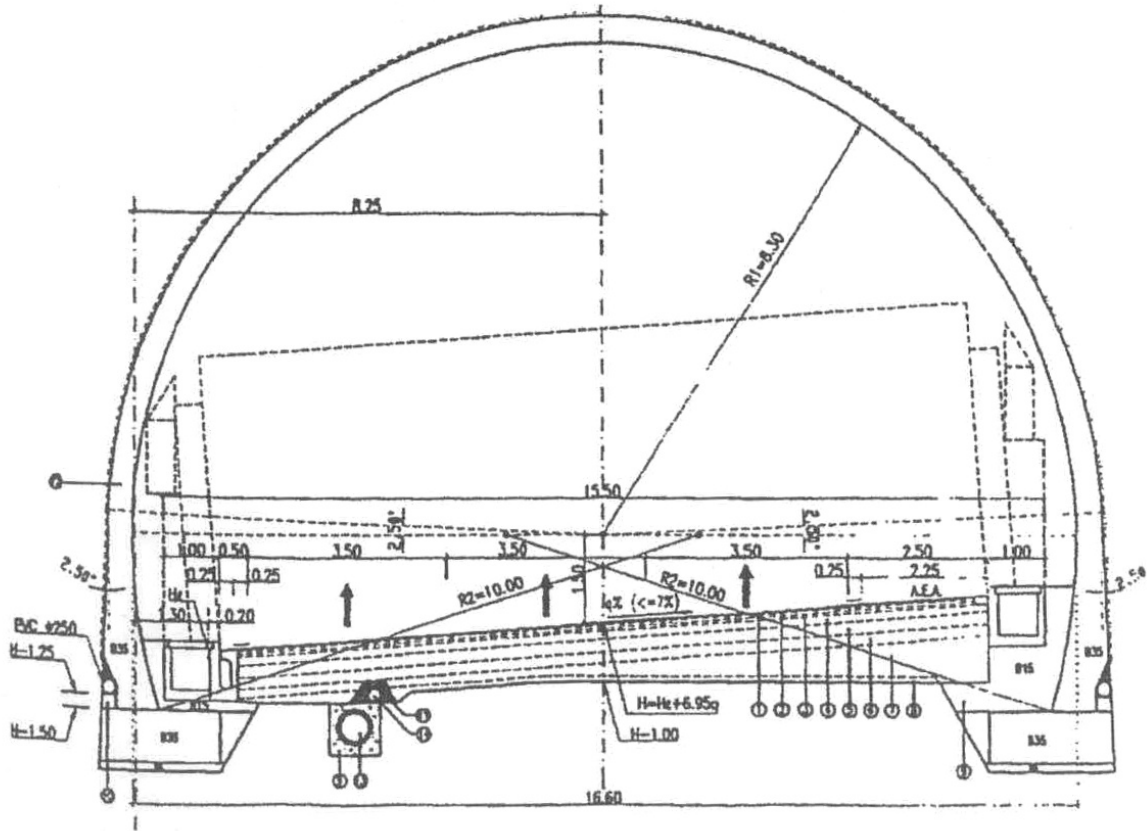
Αντικείμενο του έργου ήταν η αναβάθμιση και η διαπλάτυνση (τρεις λωρίδες κυκλοφορίας και λωρίδα εκτάκτου ανάγκης ανά κατεύθυνση με διαχωριστικό στηθαίο) της υφιστάμενης Νέας Εθνικής Οδού (Ν.Ε.Ο.) στην Κακιά Σκάλα Μεγάρων μεταξύ των Χιλιομετρικών Θέσεων 47+000 και 54+000. Η κατασκευή των συνόδων έργων των παραπάνω περιλαμβάνουν ανισόπεδους κόμβους, παραλλαγές και αποκαταστάσεις της Παλαιάς Εθνικής Οδού (Π.Ε.Ο.), παράπλευρες και κάθετες οδούς κλπ.

Μετά την οριστικοποίηση της χάραξης των Οδικών Έργων για τη σεισμική θωράκιση του συνόλου της εργολαβίας, το αντικείμενο των υπόγειων Οδικών Έργων περιλαμβάνει πέντε κύριες σήραγγες διατεταγμένες σε δύο δίδυμες ΑΣ1α-ΑΣ1δ, ΑΣ2α-ΑΣ2δ και μία μονή ΑΣ3δ, στις οποίες εντάσσονται εννέα στοές διαφυγής. Η διάνοιξη των υπόψη σηράγγων είχε και αρκετές ιδιαιτερότητες σε σχέση με τη διάνοιξη άλλων οδικών σηράγγων που έχουν κατασκευασθεί στον Ελλαδικό χώρο μέχρι την στιγμή εκείνη, αφενός λόγω της μεγάλης διατομής τους (τρεις κλάδοι και Λ.Ε.Α.) και σε ορισμένες θέσεις επιπλέον διεύρυνση για πιθανή μετακίνηση αυτών κατά τη διάρκεια σεισμού (λόγω της διασταύρωσής τους με ενεργά ρήγματα) και αφετέρου λόγω της γειννιάσης / αλληλεμπλοκής του έργου με την υπάρχουσα Ν.Ε.Ο.Α.Κ.

Τα εμβαδά των διατομών είναι ιδιαίτερα μεγάλα, κυμαινόμενα (για γραμμή εκσκαφής Β) από 188m² έως 238m² αναλόγως την κατηγορία τυπικής διατομής με συνολικό ύψος εκσκαφής κυμαινόμενο από 15m έως 13.60m και μέγιστο πλάτος κυμαινόμενο από 20.30m έως 18.90m.



Σχήμα 7.1.6. Σήραγγες Κακιάς Σκάλας



Σχήμα 7.1.7. Τελική επένδυση σήραγγας Κακιάς Σκάλας

7.2. Σιδηροδρομικός άξονας Πάτρα-Αθήνα-Θεσσαλονίκη-Ειδομένη, Προμαχώνας

Όπως αναφέρθηκε, ο άξονας αυτός διασχίζει την ηπειρωτική Ελλάδα και την βόρεια Πελοπόννησο. Τα τελευταία χρόνια γίνονται αρκετά έργα για τον εκσυγχρονισμό και την αναβάθμιση του δικτύου, στα οποία έργα περιλαμβάνεται η κατασκευή σηράγγων. Για τους σκοπούς της εργασίας θα αναφερθούν δύο τυπικές διατομές σηράγγων με ταχύτητα σχεδιασμού $160 < V_e < 200 \text{ km/h}$, μία τυπική διατομή μονής κατεύθυνσης και μία τυπική διατομή διπλής κατεύθυνσης.



Σχήμα 7.2.1. Περιτύπωμα σε καμπύλη εντός σηράγγων

Το Περιτύπωμα του συρμού βασίζεται στο Περιτύπωμα Κυκλοφορίας του ΟΣΕ, Σ.Ε.Κ. ΔΜΚ 3200.

Το Περιτύπωμα Ηλεκτροκίνησης βασίζεται εν γένει στο DS 800 02 σχήμα 4 και 19 και εν μέρει στις προτάσεις του τμήματος ηλεκτροκίνησης της ΕΡΓΟΣΕ σε ότι αφορά το κατασκευαστικό ύψος της αλυσοειδούς (1,10m) και την απόσταση μόνωσης (0,32m).

Το Τελικό ύψος του περιτυπώματος θα προκύπτει λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική κατά μήκος κλίση (ζ) και το ύψος του αγωγού επαφής (α) που αντιστοιχεί είτε σε σταθερή επιδομή είτε σε σκυρογραμμή.

Εφαρμογή: Ισχύει για όλες τις νέες γραμμές και γραμμές υψηλών ταχυτήτων ($V_e > 160$ Km/hr).

1) Αύξηση για $r \leq 250$ μ., βλ. DS 800 01.

2) Ύψος αγωγού επαφής 5300 (ως προς το θεωρητικό ύψος της κεφαλής σιδηροτροχιάς)+425=5725.

3) Χώρος για αποβάθρες και ενδεχομένως για τμήματα των σηματοτεχνικών εξωτερικών εγκαταστάσεων.

4) Χώρος για εγκαταστάσεις εφ' όσον αυτές απαιτούνται για την υπηρεσιακή λειτουργία.

5) Συνολικό ύψος περιτυπώματος 6900mm:

α) ύψος αγωγού επαφής (5200 σταθερή επιδομή).....	5300mm
β) ανύψωση κονσόλας	20mm
γ) ανοχή αγωγού επαφής	30mm
δ) κατασκευαστικό ύψος αλυσοειδούς	1100mm
ε) απόσταση μόνωσης σε περιοχή ρύπανσης	320mm
στ) (κατά μήκος κλίση x 1.5)	20mm
ζ) (μέγιστη υπερύψωση x 2/3) 110mm.....	110mm
	<hr/>
	6900mm

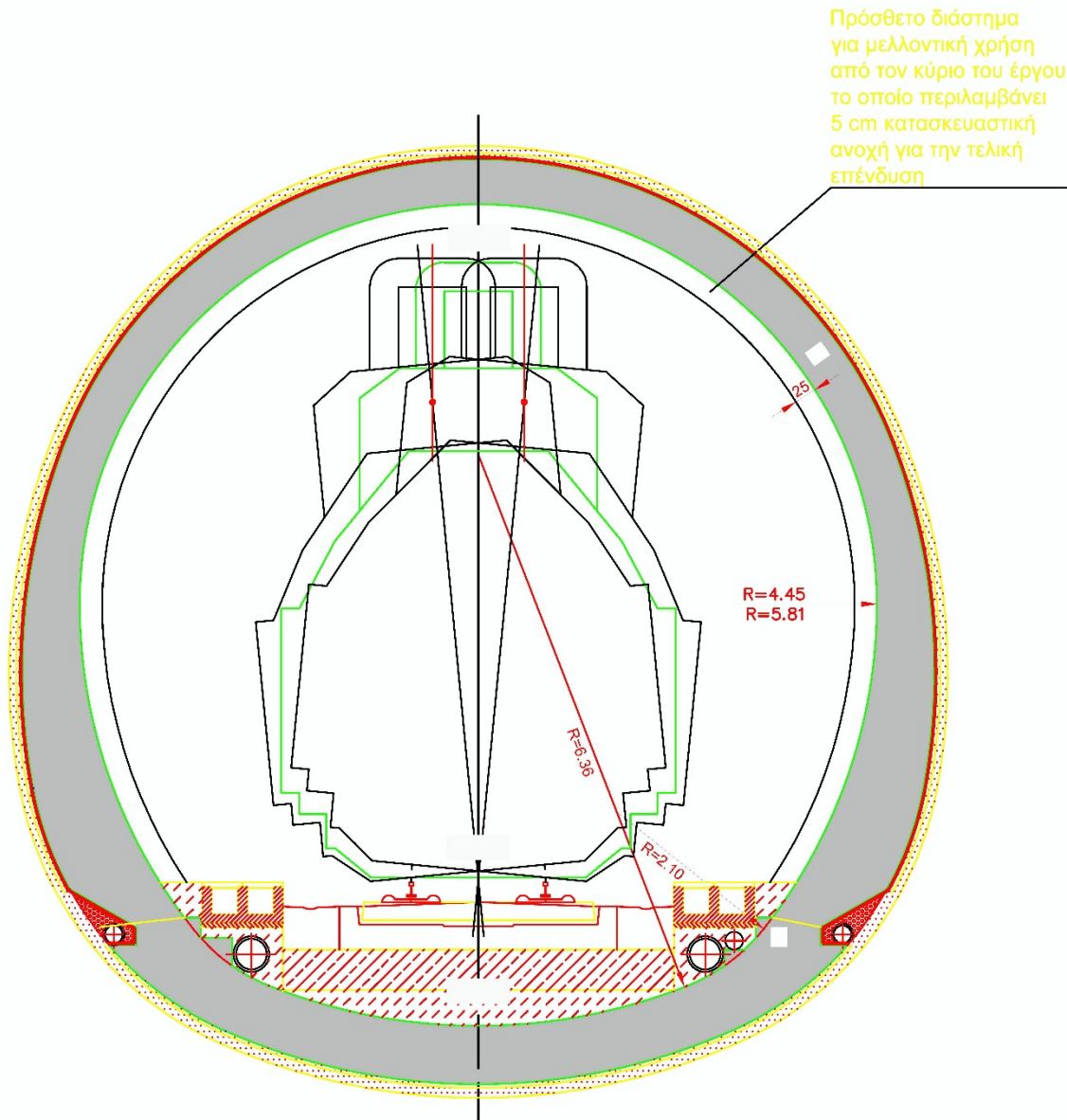
6) $1400\text{mm} = 2 \times (350 + 30 + 320)$.

Το σχήμα της διατομής είναι ενδεικτικό. Η διαμόρφωση των διατομών σηράγγων θα προκύπτει από τον μελετητή λαμβάνοντας υπόψη όλες τις παραπάνω σταθερές και μεταβλητές παραμέτρους καθώς επίσης και την ποιότητα της βραχώμαζας. Σε κάθε περίπτωση η τελική διαμόρφωση θα επιβεβαιώνεται και από τις Υπηρεσίες Ηλεκτροκίνησης και Η/Μ εγκαταστάσεων.

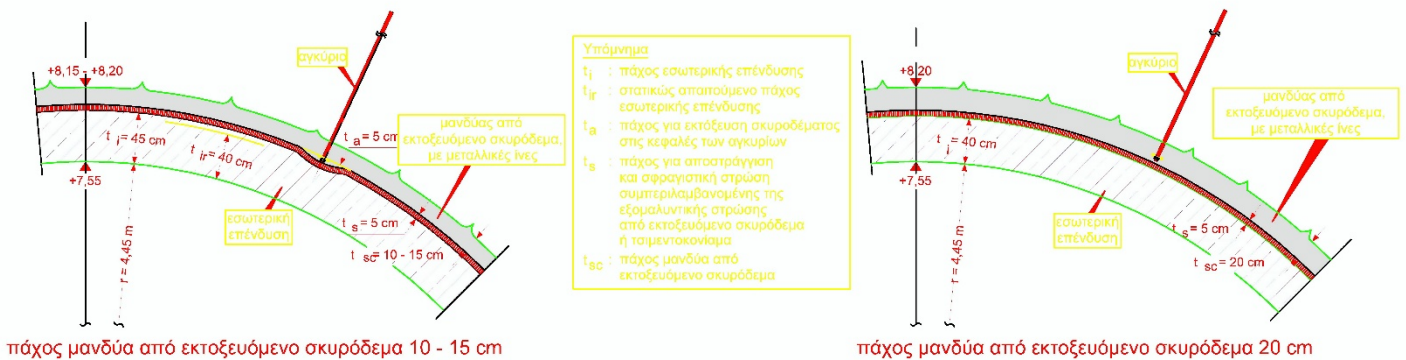
Η Χρήση του διαδρόμου προσωπικού κατά τη διάρκεια λειτουργίας των συρμών επιβάλλει μείωση της ταχύτητας στα 160 Km/hr. Το αντίθετο θα απαιτούσε αύξηση της επισφαλούς περιοχής στα 3.0m.

7.2.1. Τυπική διατομή μονής κατεύθυνσης

Η διατομή αυτή χρησιμοποιείται για κλάδους μονής κυκλοφορίας των συρμών είτε λειτουργίας μονής γραμμής ή σε τμήματα δίδυμων σηράγγων με αντίθετη κατεύθυνση κίνησης των συρμών.



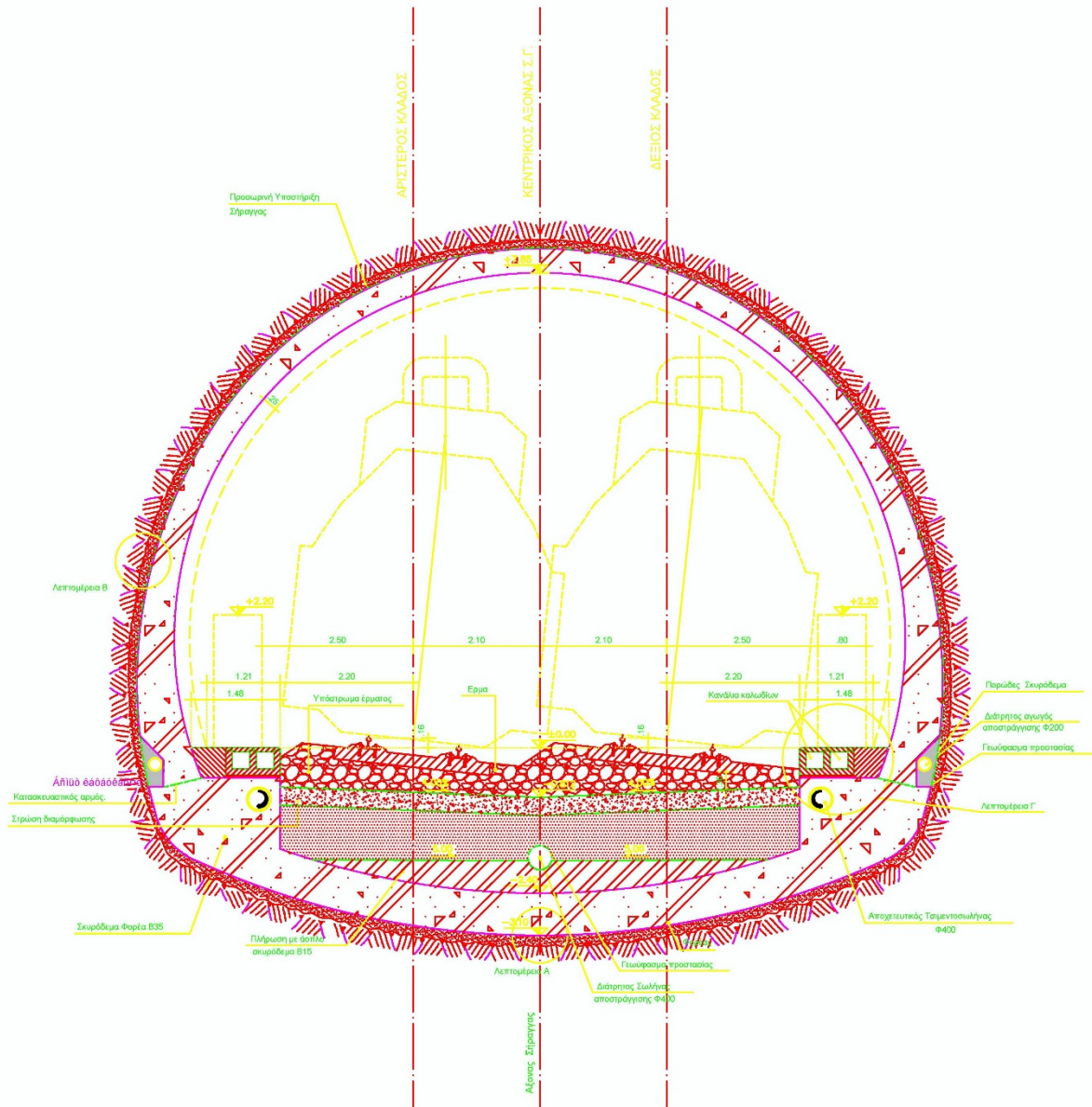
Σχήμα 7.2.2. Τυπική διατομή μονής κατεύθυνσης



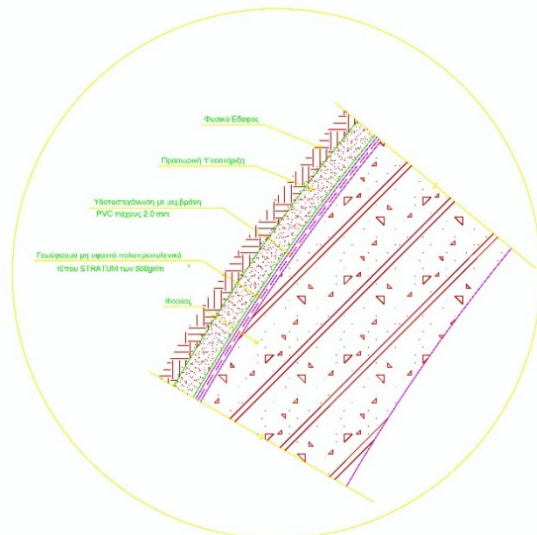
Σχήμα 7.2.3. Λεπτομέρεια αντιστηρίξης και εσωτερικής επένδυσης

7.2.2. Τυπική διατομή διπλής κατεύθυνσης

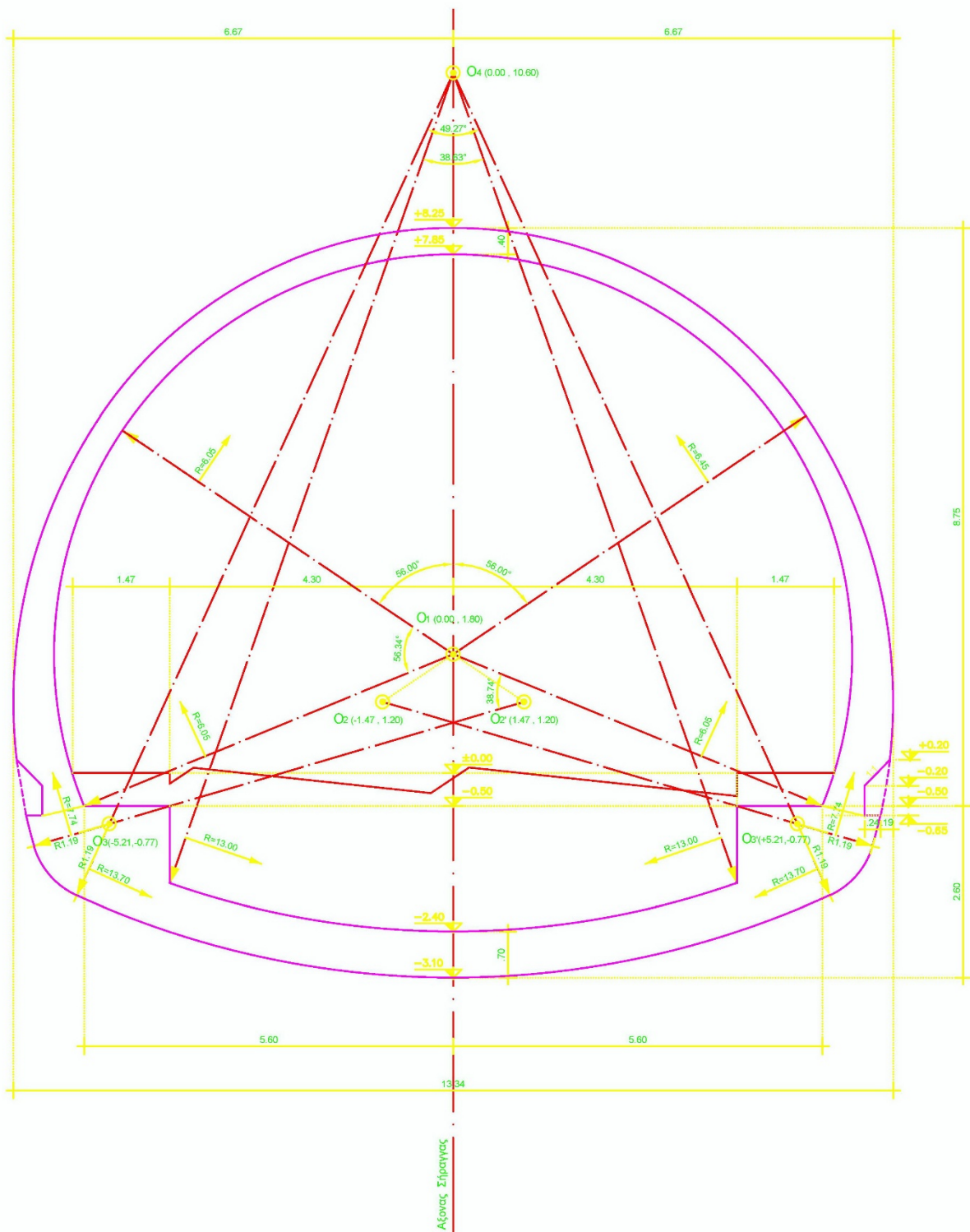
Η διατομή αυτή χρησιμοποιείται για κλάδους διπλής κυκλοφορίας των συρμών εντός της ίδιας σήραγγας.



Σχήμα 7.2.4. Τυπική διατομή διπλής κατεύθυνσης



Σχήμα 7.2.5. Λεπτομέρεια Β



Σχήμα 7.2.6. Γεωμετρική χάραξη τυπικής διατομής

Κεφάλαιο 8. Στατική ανάλυση της υποστήριξης

Η στατική ανάλυση πραγματοποιήθηκε με το λογισμικό ανάλυσης με πεπερασμένα στοιχεία της εταιρίας Sofistik AG: “FEA & CAD Software for Civil and Structural Engineering”. Το λογισμικό αυτό προσφέρει τη δυνατότητα σχεδίασης σε περιβάλλον CAD και γραφική απεικόνιση του φορέα και των αποτελεσμάτων. Σε όλες τις αναλύσεις ο φορέας προσομοιώθηκε με γραμμικά πεπερασμένα στοιχεία δοκού, ενώ όπου λήφθηκε υπόψη η αλληλεπίδραση με το έδαφος χρησιμοποιήθηκαν ελατήρια Winkler.

8.1. Ελαστική ανάλυση

Αποτελεί την απλούστερη μορφή στατικής ανάλυσης και εκτελέστηκαν κυρίως για την εξαγωγή της γενικής μορφής των διαγραμμάτων εντατικών μεγεθών (ροπές κάμψης, αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις) του φορέα. Οι διατομές παρατίθενται σε αύξουσα σειρά ανοίγματος. Τα κατακόρυφα φορτία από τη βραχόμαζα υπολογίζονται με τη μέθοδο RMR όπως παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 3 και τα οριζόντια λαμβάνονται με συντελεστή ουδετέρων ωθήσεων $K=0.50$, ενώ για τους υπολογισμούς δε λήφθηκε υπόψη το ίδιο βάρος της υποστήριξης.

Οι έλεγχοι που πραγματοποιούνται είναι οι παρακάτω:

- Υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια:

Έλεγχος τάσης von Misses της χαλύβδινης διατομής σύμφωνα με τη σχέση 2.3.2. του Κεφαλαίου 2.3.:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)\left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) + 3\left(\frac{\tau_{Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right)^2 \leq 1 \quad (2.3.2.)$$

όπου $\sigma_{x,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής κατά μήκος τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

$\sigma_{z,Ed}$ είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής εγκάρσιας τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

τ_{Ed} είναι η τιμή σχεδιασμού της τοπικής διατμητικής τάσης στο υπό θεώρηση σημείο

Ο έλεγχος σύμφωνα με την (2.3.2) μπορεί να είναι συντηρητικός καθώς αποκλείει μερική πλαστική κατανομή τάσεων, η οποία επιτρέπεται σε ελαστικό σχεδιασμό.

Ως μία συντηρητική προσέγγιση για όλες τις κατηγορίες διατομών, μπορεί να χρησιμοποιείται μία γραμμική άθροιση των βαθμών αξιοποίησης για κάθε συνισταμένη τάση. Για διατομές κατηγορίας 1, 2 ή 3 που υπόκεινται στο συνδυασμό των N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ and $M_{z,Ed}$, αυτή η μέθοδος μπορεί να εφαρμοσθεί χρησιμοποιώντας το παρακάτω κριτήριο:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (2.3.3.)$$

όπου N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ και $M_{z,Rd}$ είναι οι τιμές σχεδιασμού της αντοχής που εξαρτώνται από την κατάταξη των διατομών και περιλαμβάνουν κάθε μείωση που μπορεί να προκαλείται από την επιρροή της διάτμησης.

- Υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια και με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα:
Έλεγχος τάσης της χαλύβδινης διατομής σύμφωνα με την προηγούμενη σχέση και της θλιπτικής τάσης του σκυροδέματος σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\sigma_{c,Ed} \leq \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (8.1.1)$$

$$\text{με } \sigma_{c,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_{el}}$$

$$\text{και } W_{el} = W_{el,s} + W_{el,c}$$

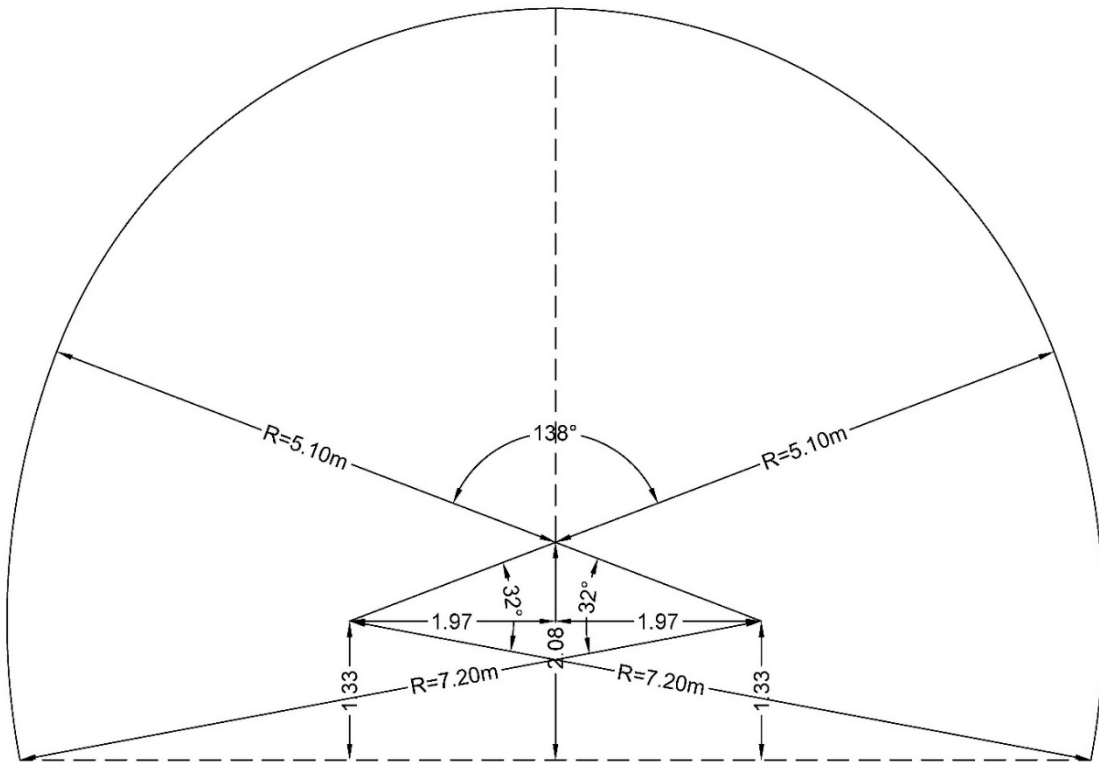
$$\text{με } W_{el,s} = \frac{I_s}{\frac{h_s}{2}}, \quad W_{el,c} = \frac{I_c}{\frac{h_c}{2}}$$

όπου:

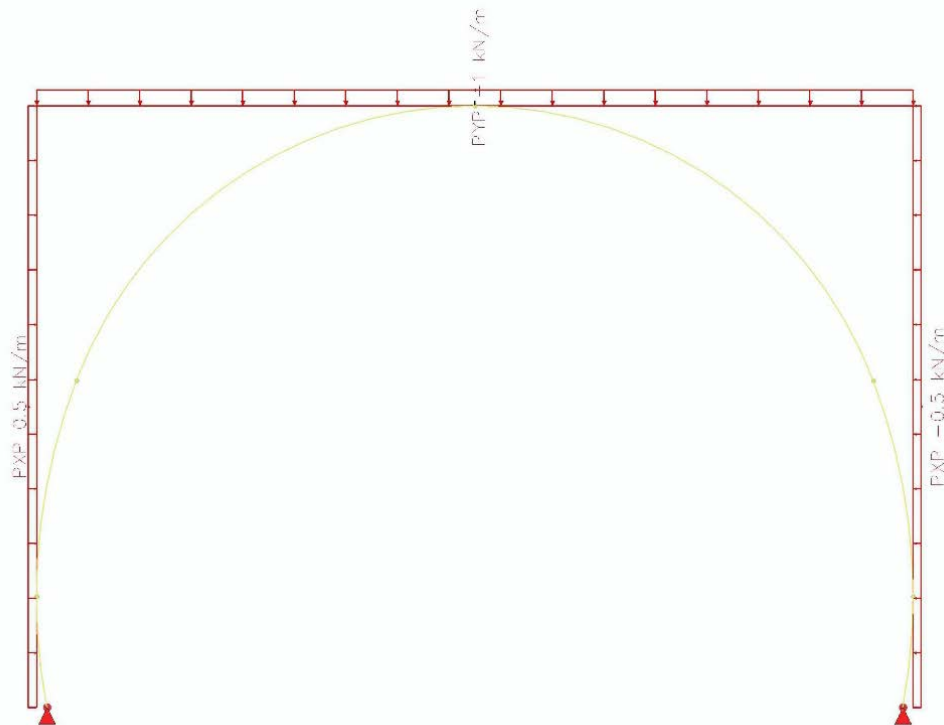
- $\sigma_{c,Ed}$ η θλιπτική τάση του σκυροδέματος
- f_{ck} η χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος
- γ_c ο συντελεστής ασφάλειας για την αντοχή του σκυροδέματος
- N_{Ed} η αξονική δύναμη που καταπονεί τη διατομή
- M_{Ed} η καμπτική ροπή που καταπονεί τη διατομή
- W_{el} η ελαστική ροπή αντίστασης περί τον άξονα κάμψης
- $W_{el,s}$ η ελαστική ροπή αντίστασης της χαλύβδινης διατομής περί τον άξονα κάμψης
- $W_{el,c}$ η ελαστική ροπή αντίστασης της διατομής σκυροδέματος περί τον άξονα κάμψης
- I_s η ροπή αδράνειας της χαλύβδινης διατομής περί τον άξονα κάμψης
- I_c η ροπή αδράνειας της διατομής σκυροδέματος περί τον άξονα κάμψης
- h_s το ύψος της χαλύβδινης διατομής εγκάρσια στον άξονα κάμψης
- h_c το ύψος της διατομής σκυροδέματος εγκάρσια στον άξονα κάμψης

8.1.1. Διατομή 1: Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ (B=10.50m)

Η διατομή αυτή έχει μέγιστο πλάτος εκσκαφής 10.50m και μέγιστο ύψος εκσκαφής 10.60m, όπως παρουσιάστηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Η έδραση του φορέα γίνεται σε αμετακίνητες απλές στηρίξεις για να προσομοιωθεί η έδραση που επιτυγχάνεται κατασκευαστικά με δοκούς ή πλάκες έδρασης.



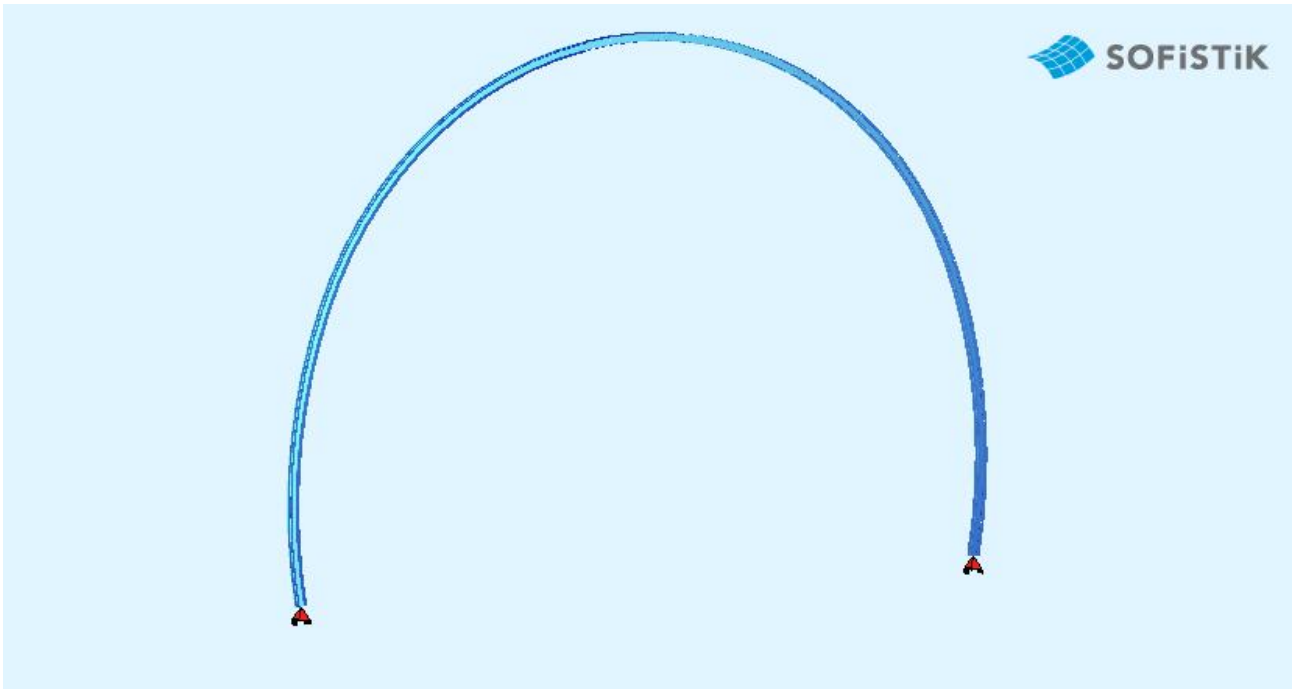
Σχήμα 8.1.1. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Γεωμετρία εκσκαφής σήραγγας



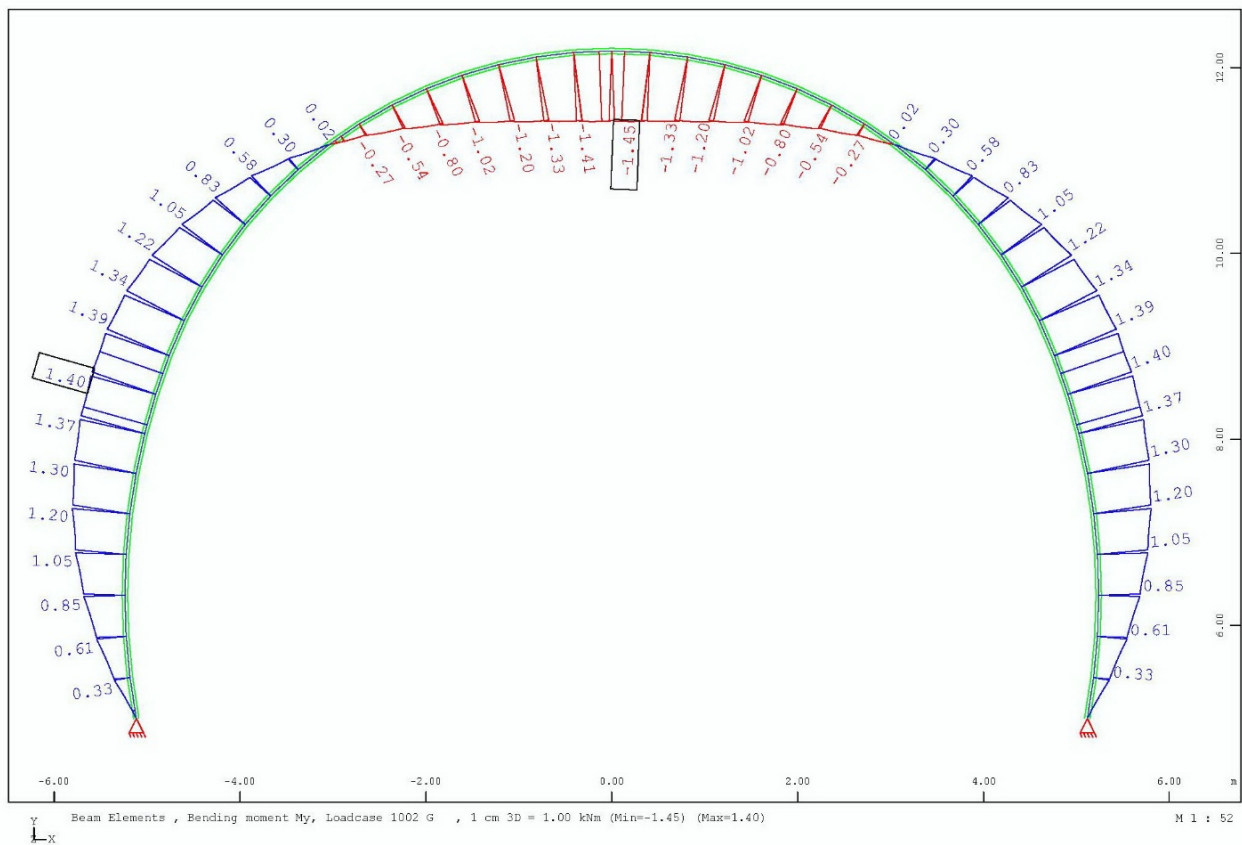
Σχήμα ε

ελεστής

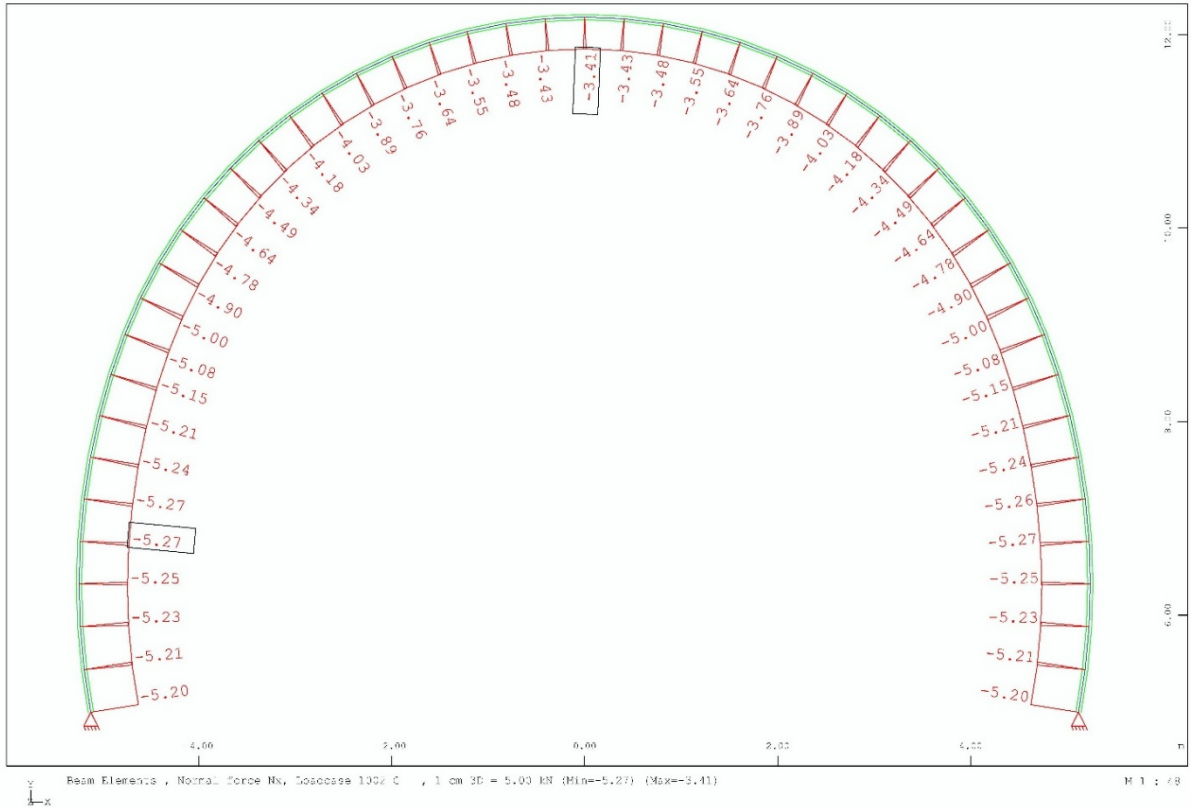
ωθήσεων $K=0.50$



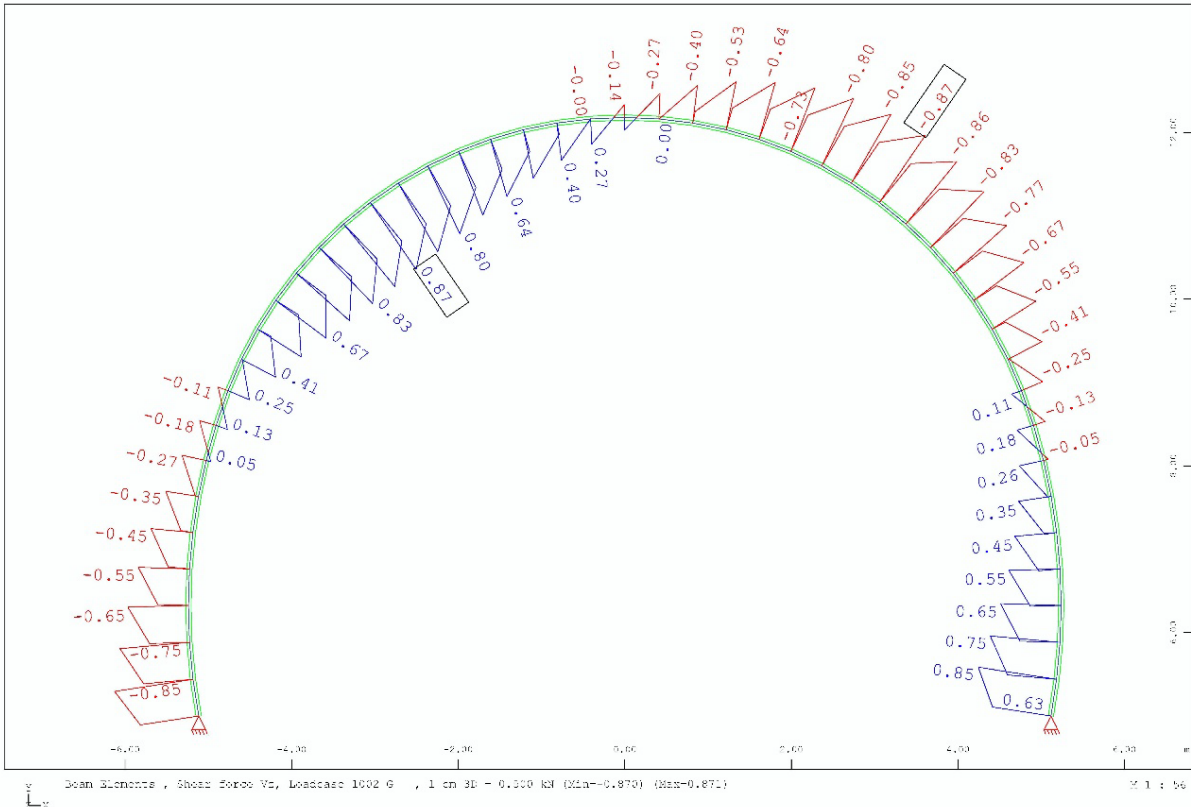
Σχήμα 8.1.3. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Τριδιάστατη απεικόνιση φορέα



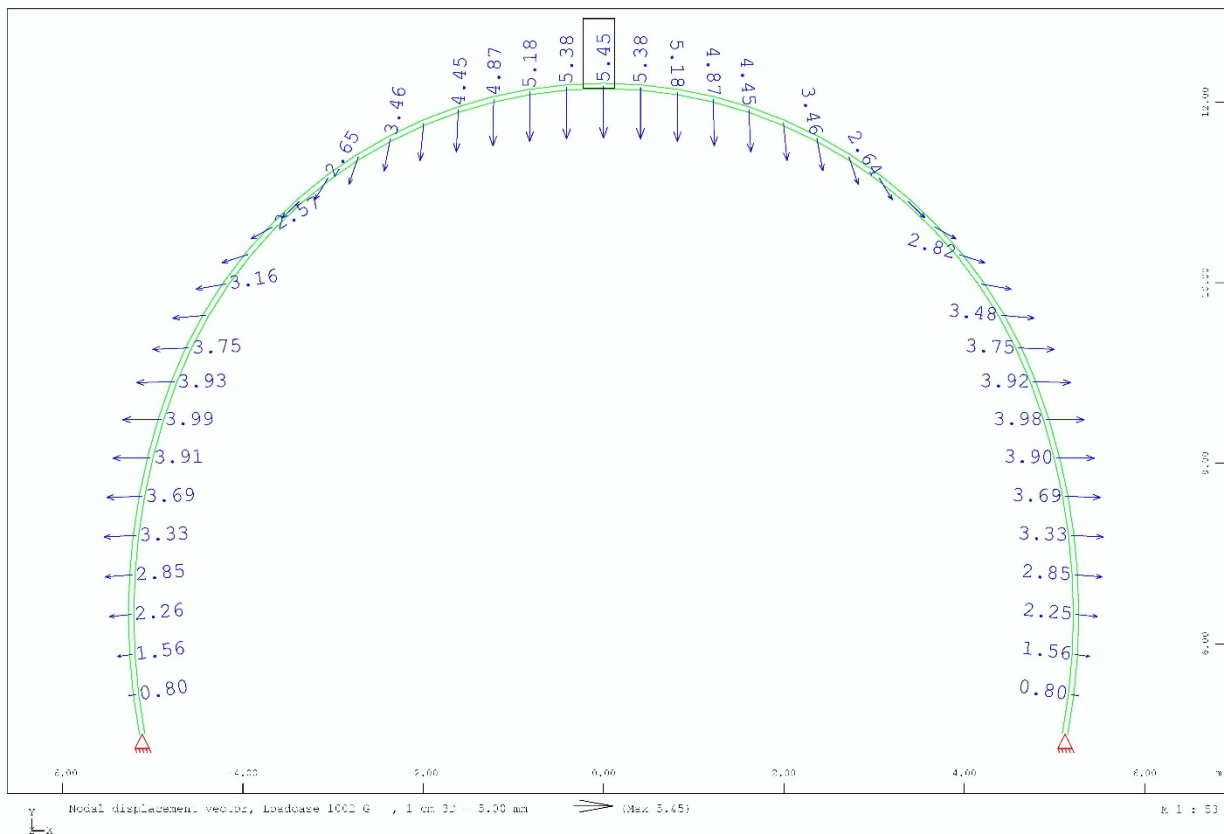
Σχήμα 8.1.4. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Ροπές κάμψης της υποστήριξης σε kNm για μοναδιαία φόρτιση



Σχήμα 8.1.5. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης σε kN για μοναδιαία φόρτιση



Σχήμα 8.1.6. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης σε kN για μοναδιαία φόρτιση



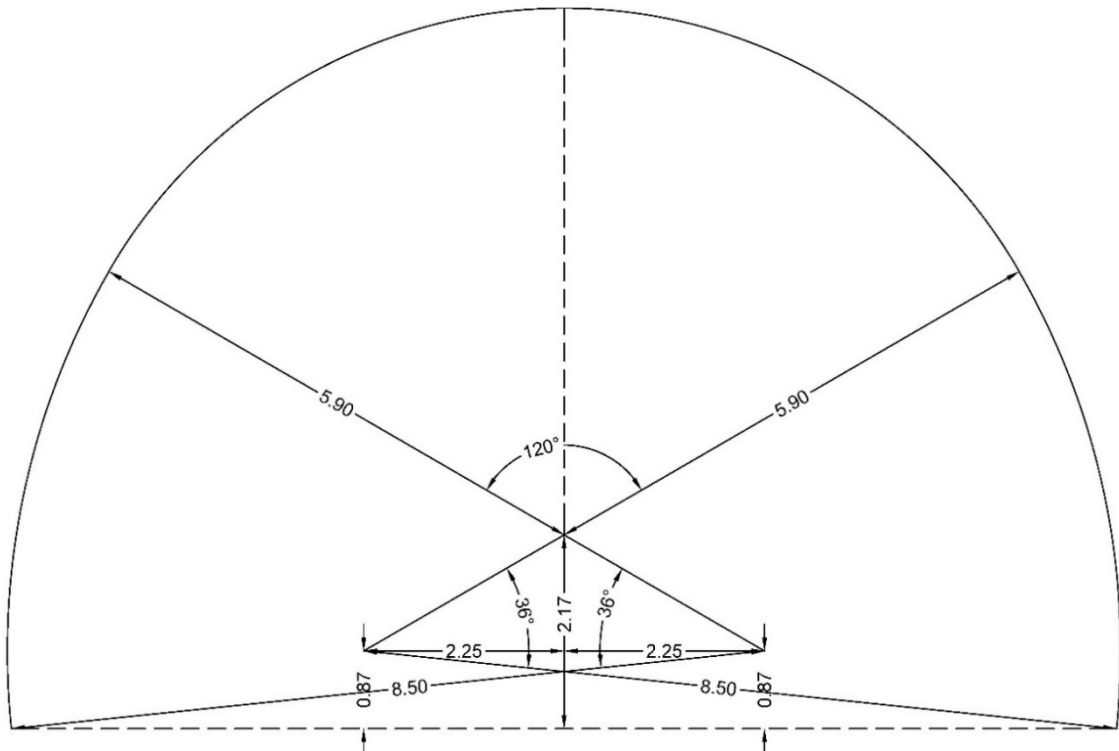
Σχήμα 8.1.7. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Μετατοπίσεις κόμβων σε mm για μοναδιαία φόρτιση (HEB 120)



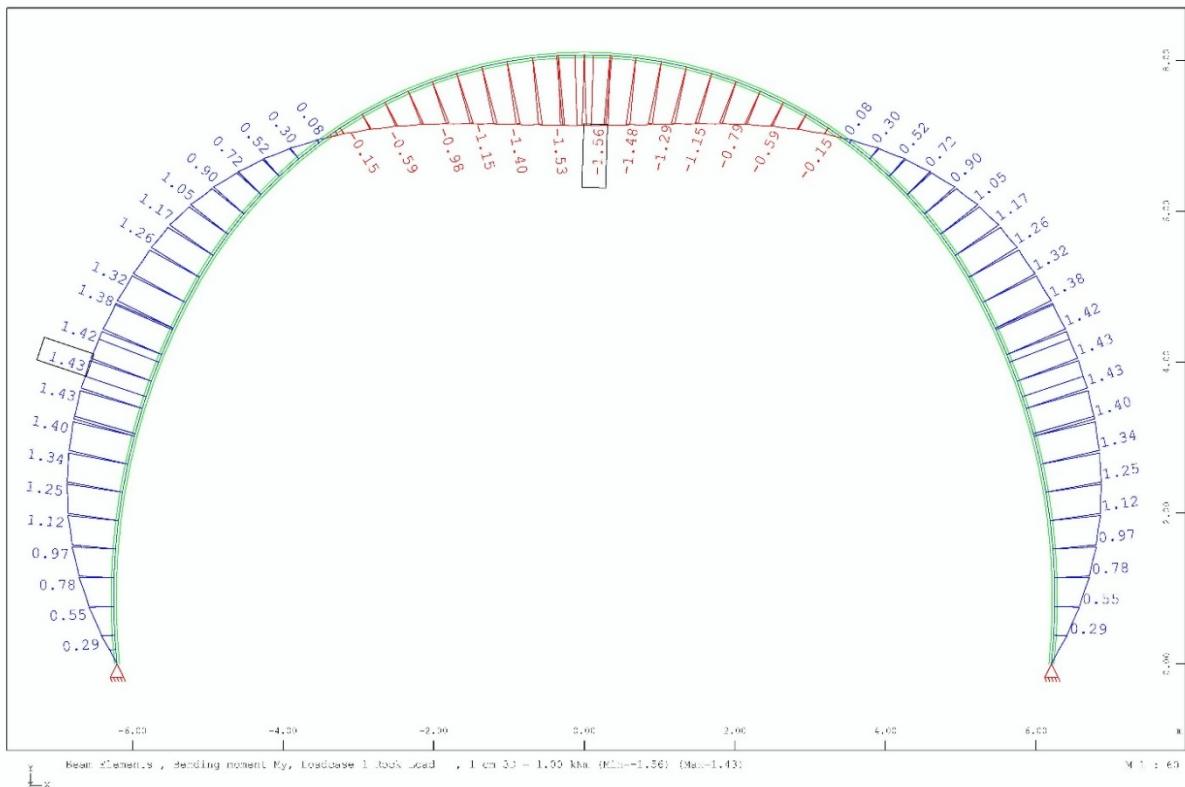
Σχήμα 8.1.8. Μονή Διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Παραμορφωμένος φορέας (μεγέθυνση μετακινήσεων x100) και κατανομή της τάσης von Mises στο φορέα της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση (HEB 120)

8.1.2. Διατομή 2: Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ (B=12.50m)

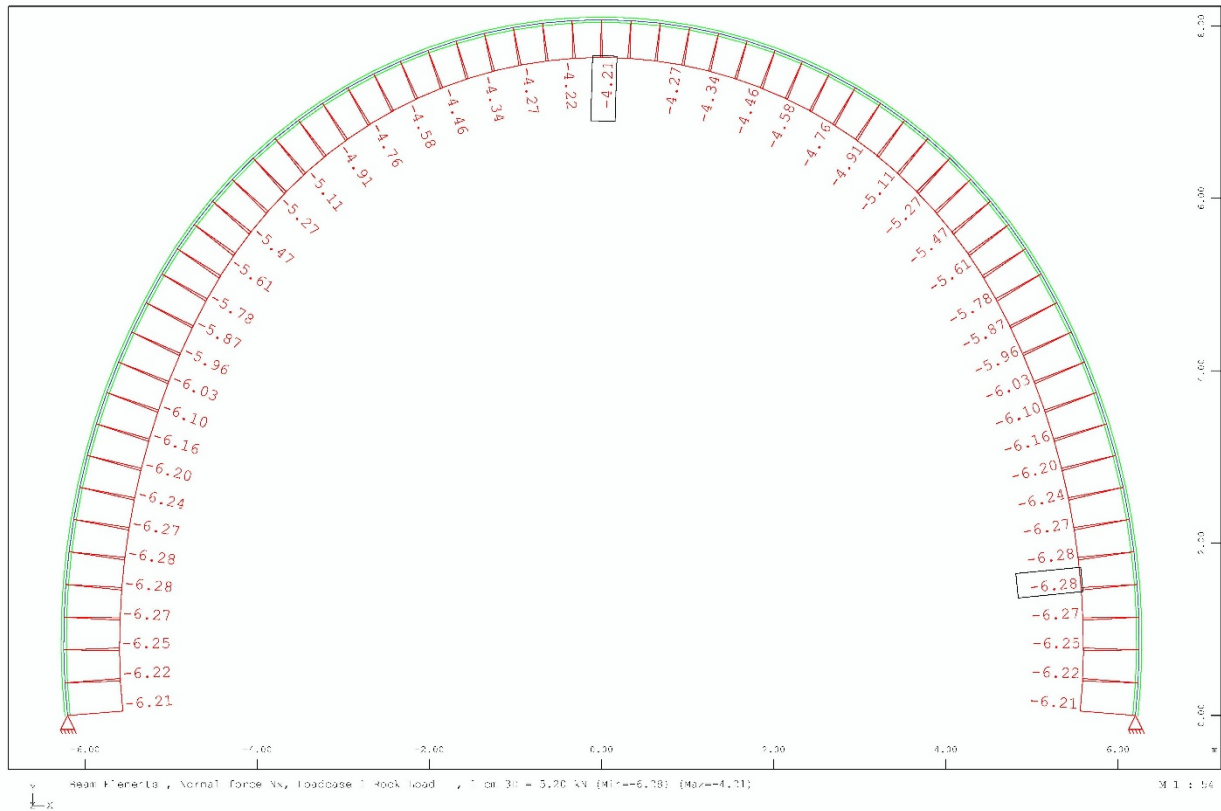
Η διατομή της εκκαφής έχει μέγιστο πλάτος 12.5m και μέγιστο ύψος 11.20m.



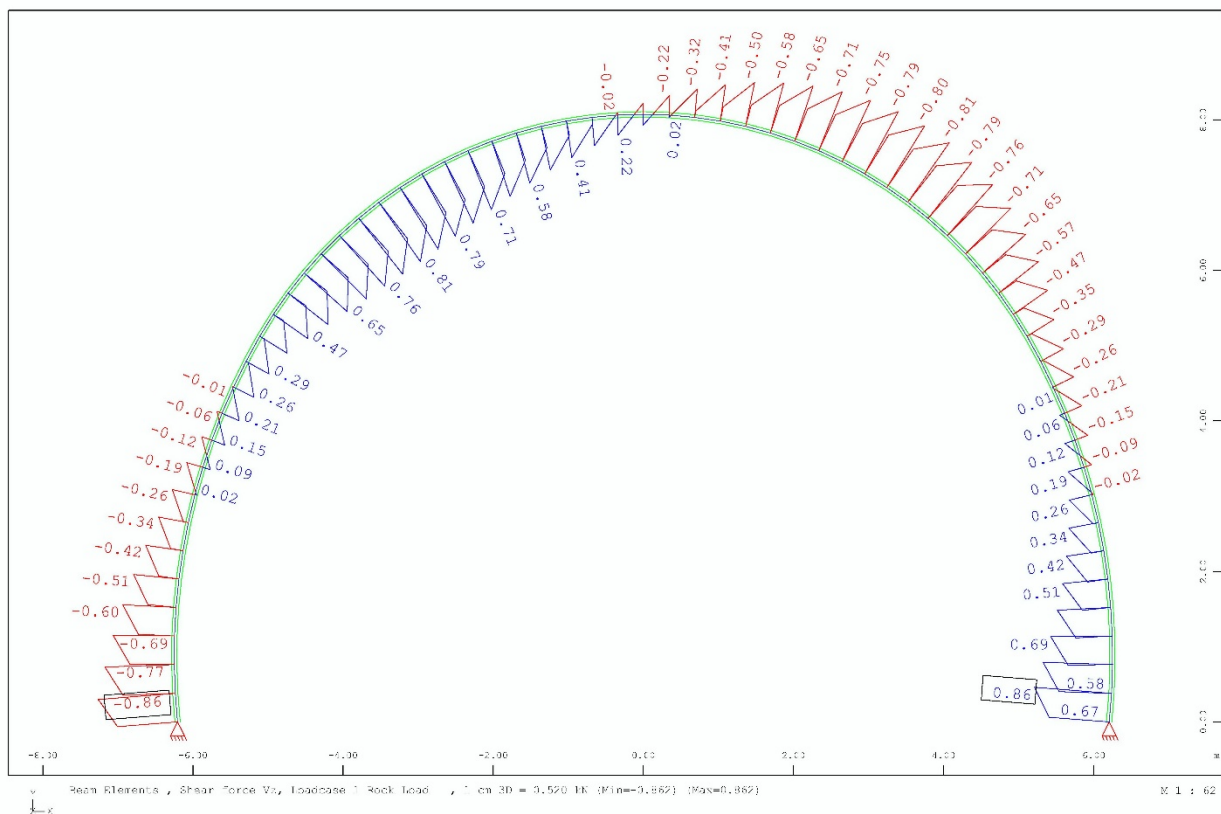
Σχήμα 8.1.9. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Γεωμετρία εκκαφής σήραγγας



Σχήμα 8.1.10. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



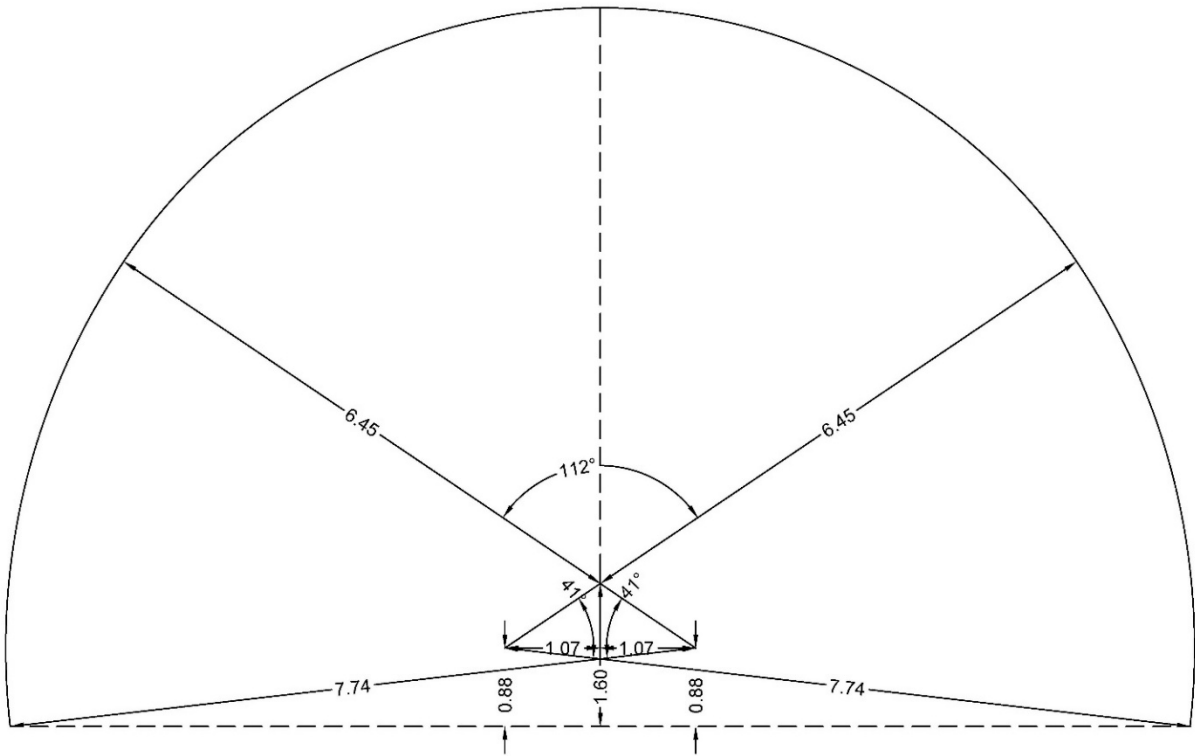
Σχήμα 8.1.11. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



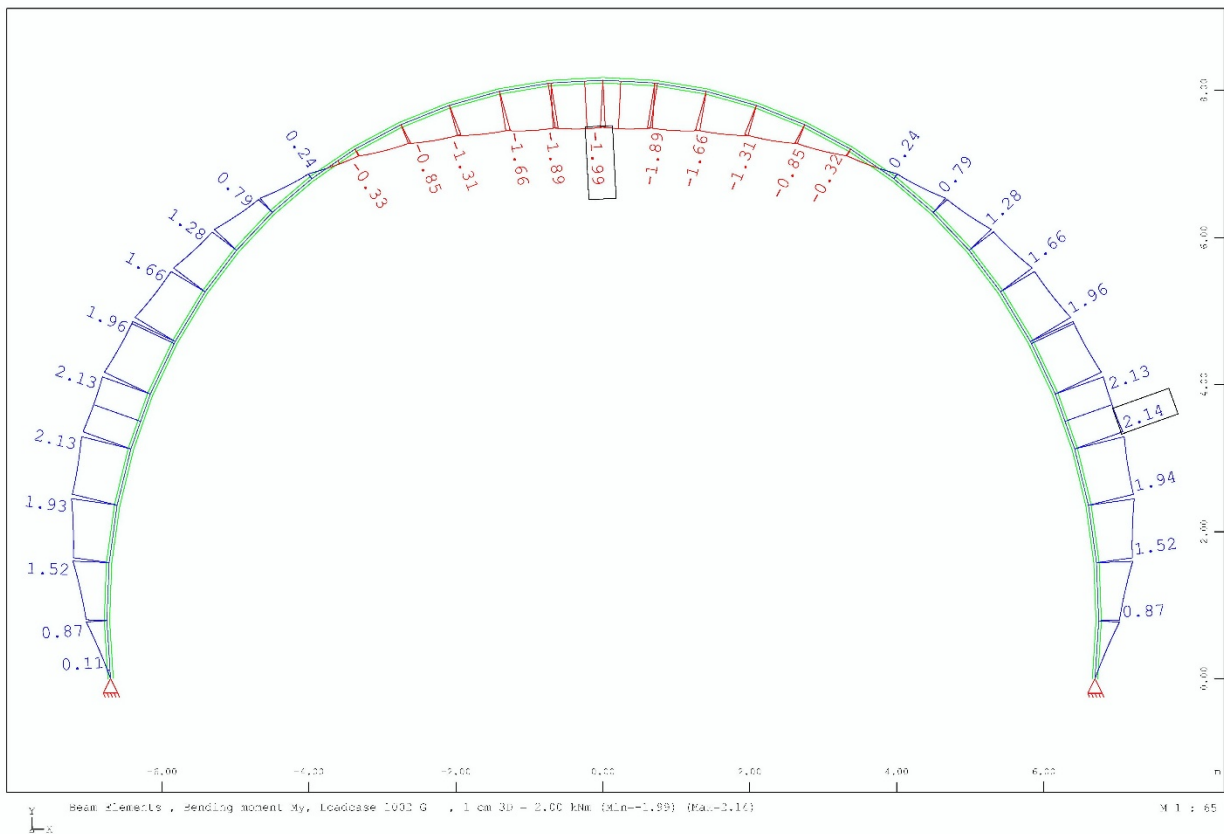
Σχήμα 8.1.12. Σήραγγα Πλατάνου ΠΑΘΕ: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση

8.1.3. Διατομή 3: Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ (B=13.50m)

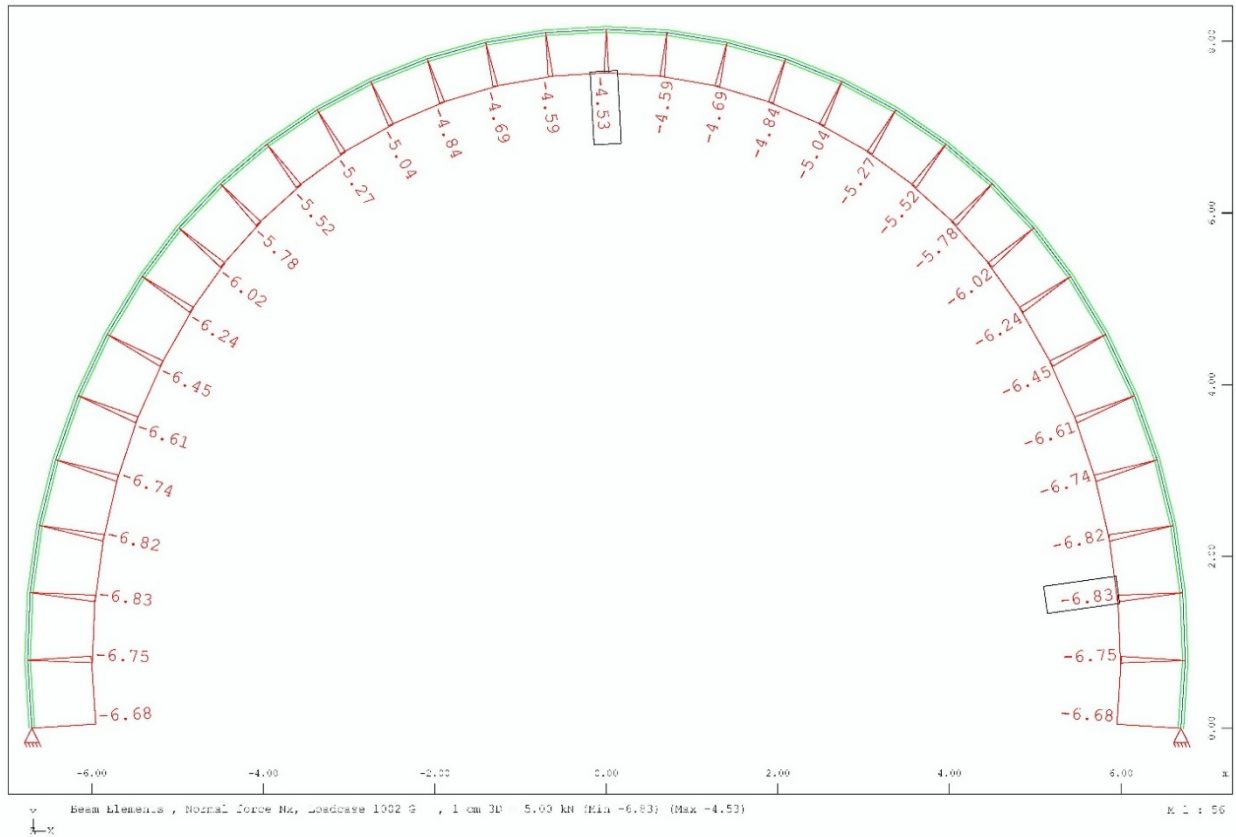
Η διατομή της εκκαφής έχει μέγιστο πλάτος 13.50m και μέγιστο ύψος 11.30m.



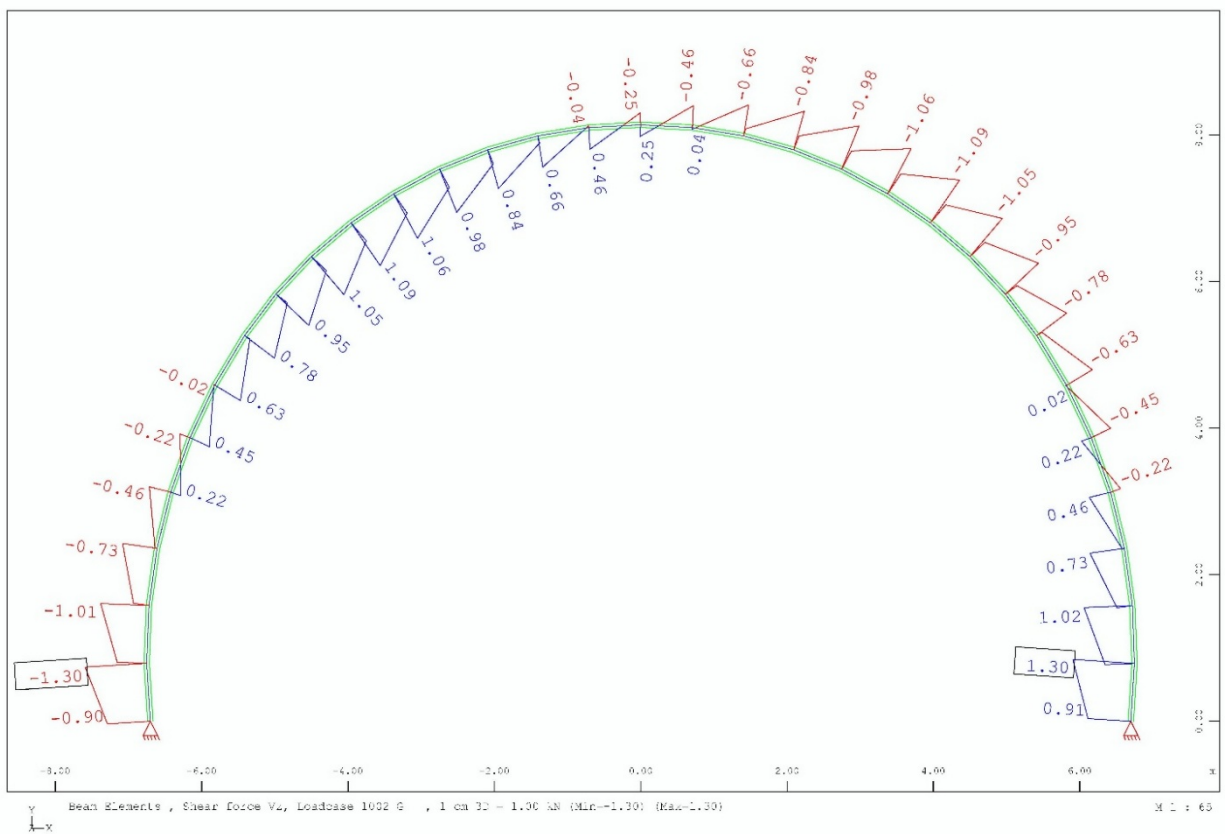
Σχήμα 8.1.13. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Γεωμετρία εκκαφής διπλής διατομής σήραγγας ΕΡΓΟΣΕ



Σχήμα 8.1.14. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



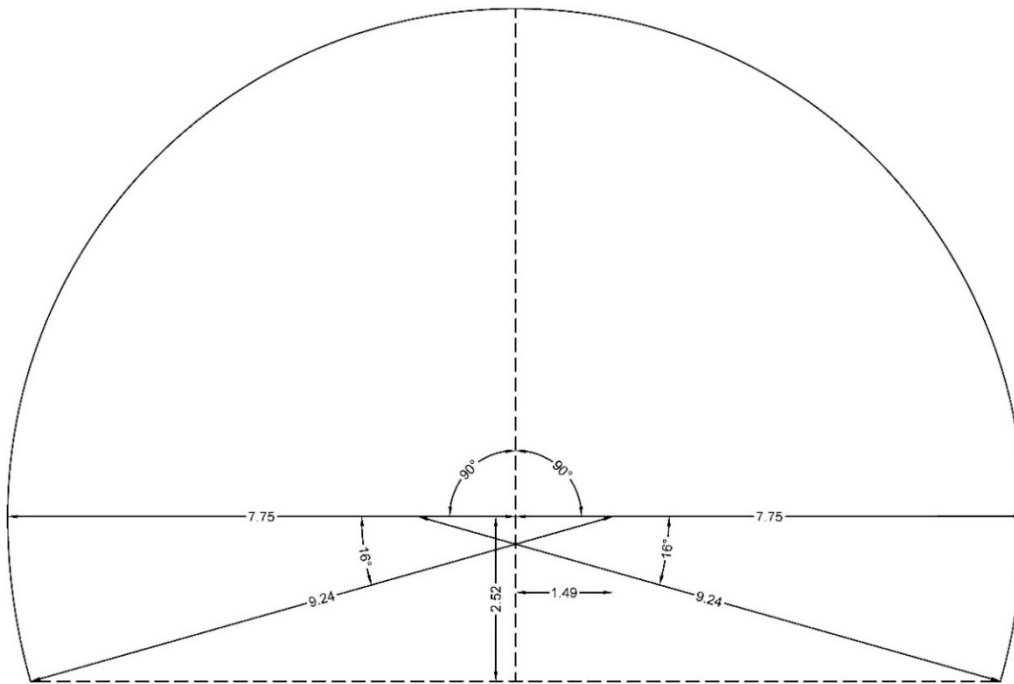
Σχήμα 8.1.15. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



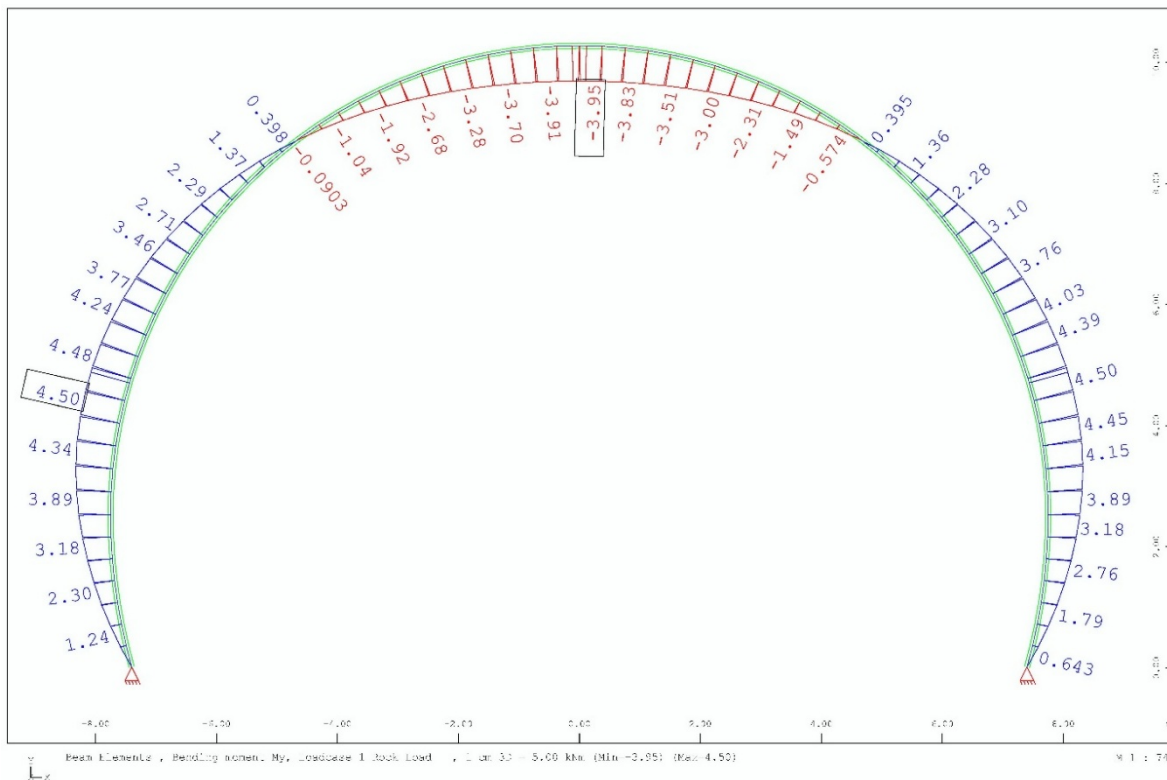
Σχήμα 8.1.16. Διπλή διατομή ΕΡΓΟΣΕ: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση

8.1.4. Διατομή 4: Σήραγγα Κακιάς Σκάλας 87.57% (B=15.50m)

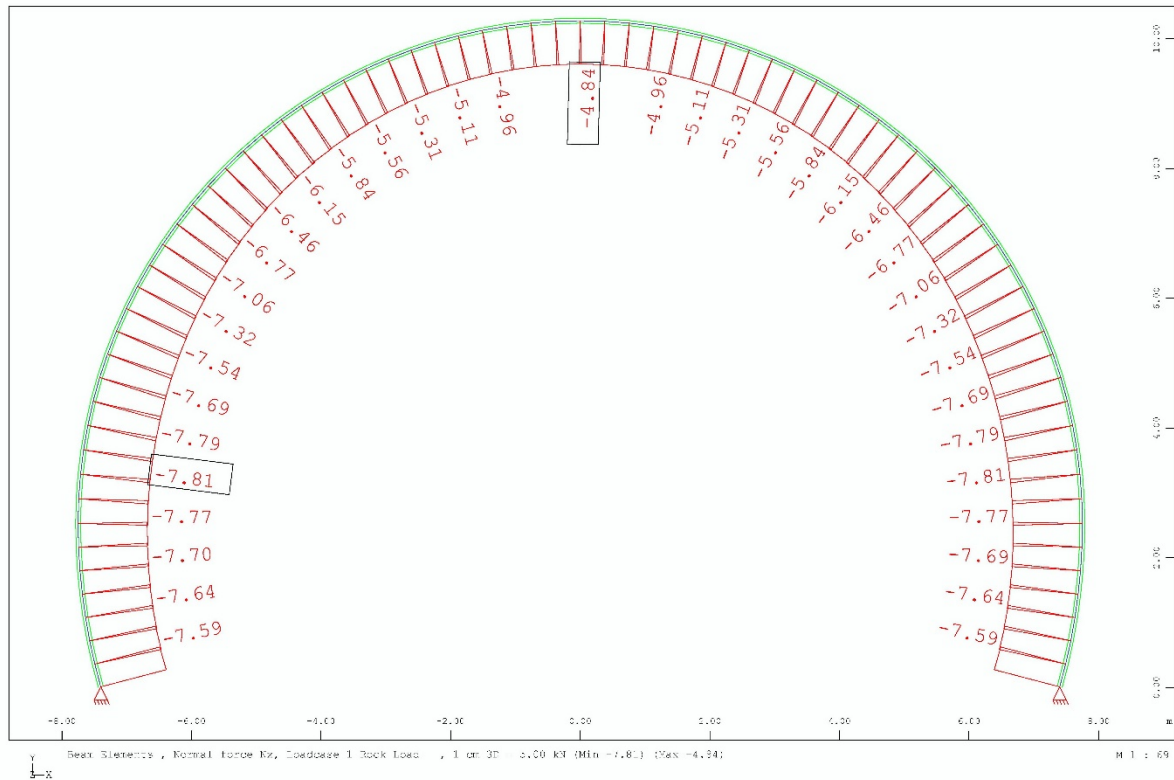
Χρησιμοποιήθηκε η διατομή εκσκαφής της σήραγγας της Κακιάς Σκάλας υπό κλίμακα 87.57% για να ληφθεί μέγιστο άνοιγμα 15.50 μέτρων. Η επιλογή αυτή έγινε για πρακτικούς λόγους, ώστε να χρησιμοποιηθεί ένα εύρος ανοιγμάτων με παρόμοια γεωμετρία. Το τόξο της υποστήριξης έχει μέγιστο πλάτος 15.5m και μέγιστο ύψος 10.25m.



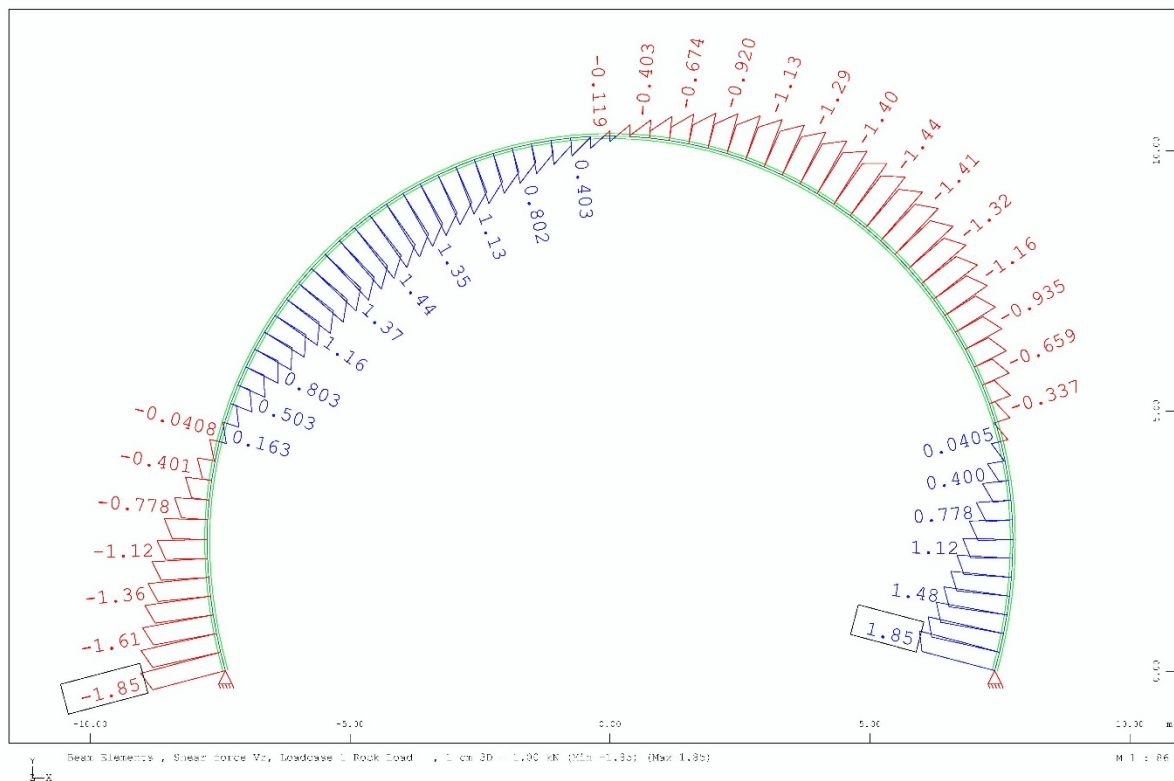
Σχήμα 8.1.17. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%):Γεωμετρία εκσκαφής σήραγγας



Σχήμα 8.1.18. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%): Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



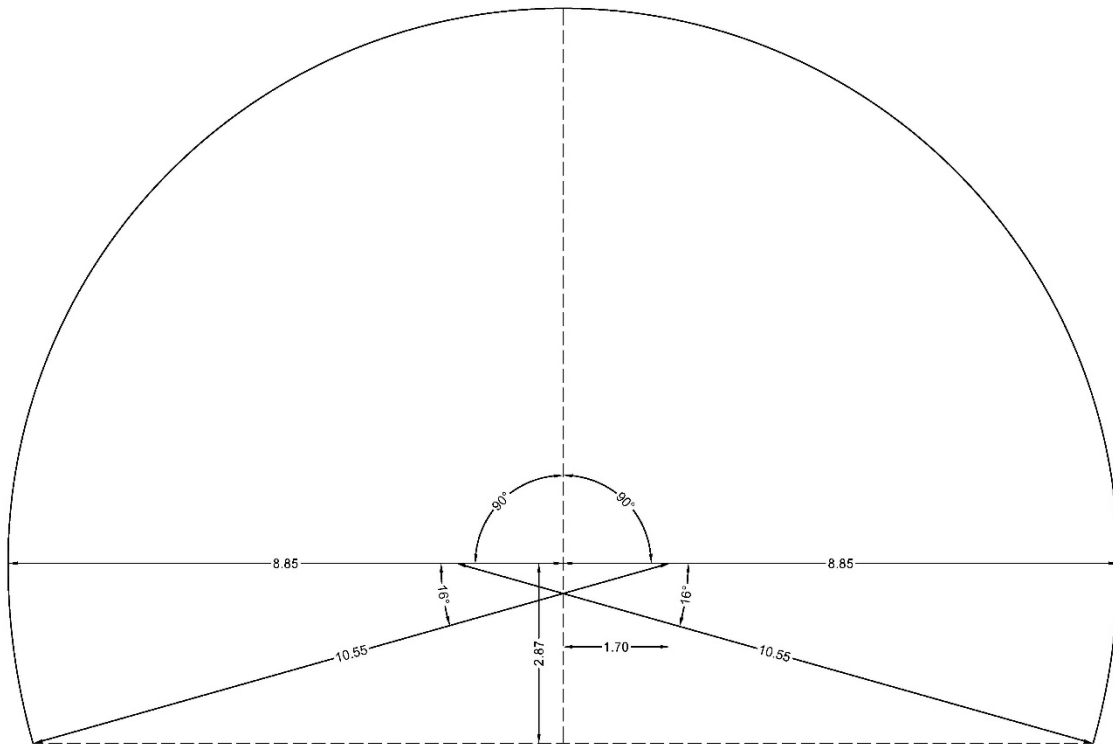
Σχήμα 8.1.19. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%): Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



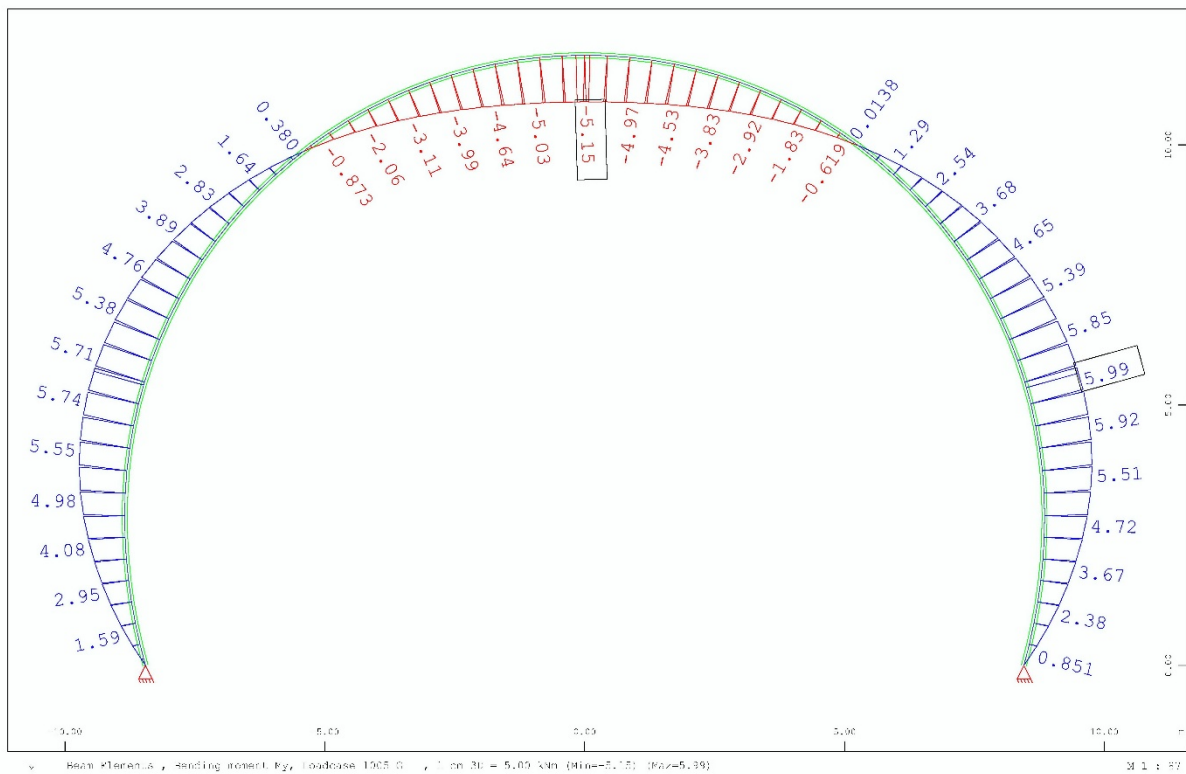
Σχήμα 8.1.20. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (87.57%): Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση

8.1.5. Διατομή 5: Σήραγγα Κακιάς Σκάλας (B=17.7m)

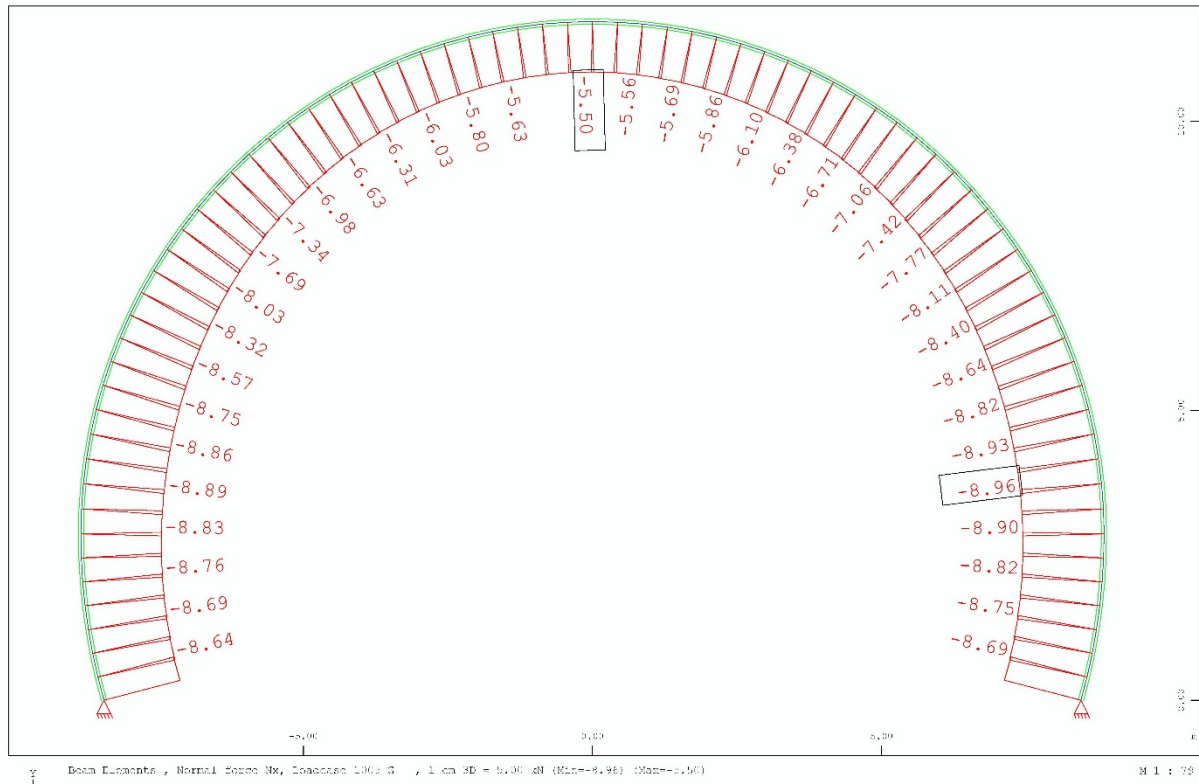
Το περιτύπωμα της εκσκαφής αποτελείται από τρία τόξα κύκλου, με ακτίνα καμπυλότητας 8.85m στο θόλο και 10.55m στα τοιχώματα. Το μέγιστο άνοιγμα είναι 17.7m και το μέγιστο ύψος 11.70m.



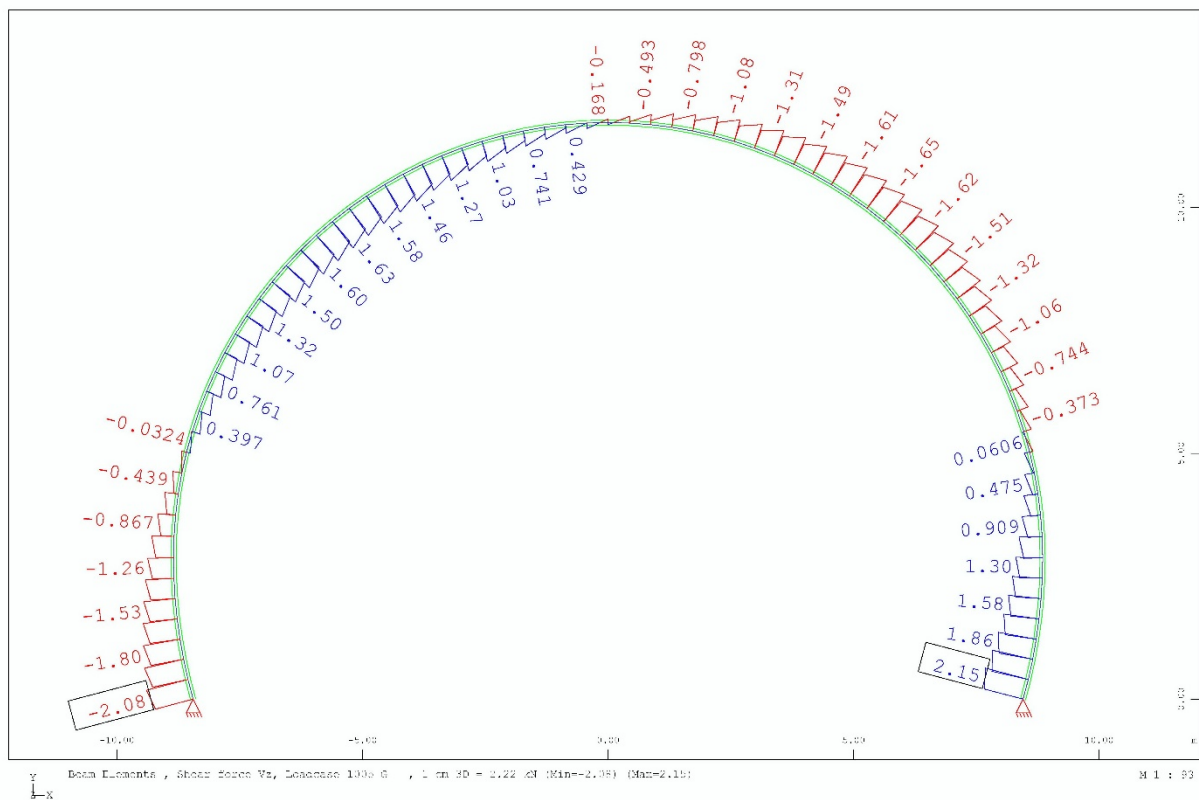
Σχήμα 8.1.21. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Γεωμετρία εκσκαφής σήραγγας



Σχήμα 8.1.22. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Ροπές κάμψης της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



Σχήμα 8.1.23. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Αξονικές δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση



Σχήμα 8.1.24. Σήραγγα Κακιάς Σκάλας: Τέμνουσες δυνάμεις της υποστήριξης για μοναδιαία φόρτιση

8.1.6. Παρατηρήσεις

Είναι προφανές πως τα εντατικά μεγέθη (ροπές κάμψης, αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις), οι παραμορφώσεις και η μέγιστη τάση του υλικού αυξάνονται με την αύξηση του πλάτους του ανοίγματος. Χρησιμοποιώντας τα παραπάνω διαγράμματα είναι δυνατός ο υπολογισμός του μέγιστου φορτίου που μπορεί να αναλάβει ο κάθε τύπος υποστήριξης σύμφωνα με τις σχέσεις 2.3.3. ή 8.1.1. κάνοντας γραμμική συσχέτιση των εντατικών μεγεθών με το φορτίο που ασκείται από τη βραχόμαζα. Οι παραμορφώσεις είναι επίσης γραμμικά ανάλογες του φορτίου από τη βραχόμαζα.

Παρατηρούμε πως ο φορέας καταπονείται κυρίως αξονικά, το οποίο είναι ιδιαίτερα επιθυμητό για την καλύτερη στατική λειτουργία του πλαισίου, ενώ οι ροπές κάμψης και οι τέμνουσες δυνάμεις καταπονούν λιγότερο το φορέα.

Παρατηρούμε, ακόμα, πως τα διαγράμματα ροπών κάμψης μηδενίζονται σε γωνία $30^\circ - 40^\circ$ από την κορυφή του θόλου. Το δεδομένο αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί στην επιλογή των σημείων αποκατάστασης της συνέχειας των χαλύβδινων πλαισίων. Για απλοποίηση και οικονομικότητα των συνδέσεων είναι σκόπιμο να γίνονται αυτές σε σημεία με μικρές ροπές κάμψης. Με τον τρόπο αυτό, οι συνδέσεις καταπονούνται κυρίως με αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις, οι οποίες μπορούν εύκολα να αναληφθούν από απλές συνδέσεις αποκατάστασης της συνέχειας.

Πρέπει να τονιστεί στο σημείο αυτό, όμως, πως η ελαστική ανάλυση, εκτός του ότι δε λαμβάνει υπόψη τη μη-γραμμικότητα των υλικών, έχει γίνει χωρίς να συμπεριληφθεί στο μοντέλο η επιρροή της περιβάλλουσας βραχόμαζας. Το λογισμικό που χρησιμοποιήθηκε δεν παρέχει τη δυνατότητα ταυτόχρονης επίλυσης ελαστικών και μη-γραμμικών στοιχείων. Έτσι, η βραχόμαζα που προσομοιώνεται με μη-γραμμικά ελατήρια Winkler (μηδενική εφελκυστική αντοχή) δεν είναι δυνατό να περιληφθεί στο μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε. Για το λόγο αυτό, κρίνεται απαραίτητη η εκτέλεση μη-γραμμικών αναλύσεων οι οποίες θα λαμβάνουν υπόψη όλα τα μη-γραμμικά στοιχεία του φορέα και των υλικών.

8.2. Μη-γραμμική ανάλυση

Για την πληρέστερη και ουσιαστικότερη ανάλυση του φορέα της υποστήριξης εκτελέστηκαν μη-γραμμικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών χρησιμοποιήθηκαν για την εξαγωγή των διαγραμμάτων σχεδιασμού της υποστήριξης τα οποία θεωρούν το φορτίο σχεδιασμού σύμφωνα με τους Lowson & Bieniawski (2013), όπως αναφέρθηκε στο Κεφάλαιο 3.

$$\rho_r = \frac{100 - RMR}{100} \cdot 10m \cdot \left(\frac{B}{10m} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \rho_r \cdot \gamma_r \quad (3.2.1.)$$

8.2.1. Στοιχεία της μη-γραμμικής ανάλυσης

Για τη μη γραμμική ανάλυση λήφθηκαν υπόψη:

- το ίδιο βάρος της υποστήριξης
- η μη-γραμμικότητα των υλικών
- τα εντατικά μεγέθη 2ας τάξης
- η αλληλεπίδραση υποστήριξης – βραχομάζας

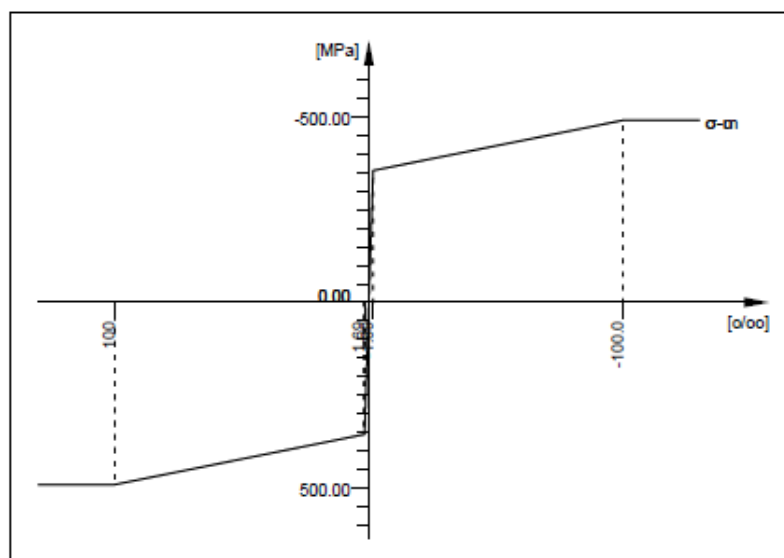
8.2.1.1. Μη γραμμικότητα υλικού

Λήφθηκε υπόψη η μη-γραμμικότητα των υλικών για τη στατική ανάλυση του φορέα της υποστήριξης. Για τη διαμόρφωση του φορέα της υποστήριξης χρησιμοποιήθηκαν πρότυπες ελατές διατομές τύπου HEB από Χάλυβα ποιότητας S355 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα μεταβλητού πάχους ποιότητας C30/37.

No. 1 S 355 (EN 10025-2)

Young's modulus	E	210000	[N/mm2]	Safetyfactor		1.10	[-]
Poisson ratio	μ	0.30	[-]	Yield stress	fy	355.00	[MPa]
Shear modulus	G	80769	[N/mm2]	Compressive yield	fyc	355.00	[MPa]
Compression modulus	K	175000	[N/mm2]	Tensile strength	ft	490.00	[MPa]
Weight	γ	78.5	[kN/m3]	Compressive strength	fc	490.00	[MPa]
Density	ρ	7850.00	[kg/m3]	Ultimate strain		100.00	[o/oo]
Elongation coefficient	α	1.20E-05	[1/K]	relative bond coeff.		0.00	[-]
max. thickness		16.00	[mm]	EN 1992 bond coeff.	k1	0.00	[-]
				Hardening modulus	Eh	0.00	[MPa]
				Proportional limit	fp	355.00	[MPa]
				Dynamic allowance	σ-dyn	0.00	[MPa]

Πίνακας 8.2.1. Ιδιότητες Χάλυβα S355

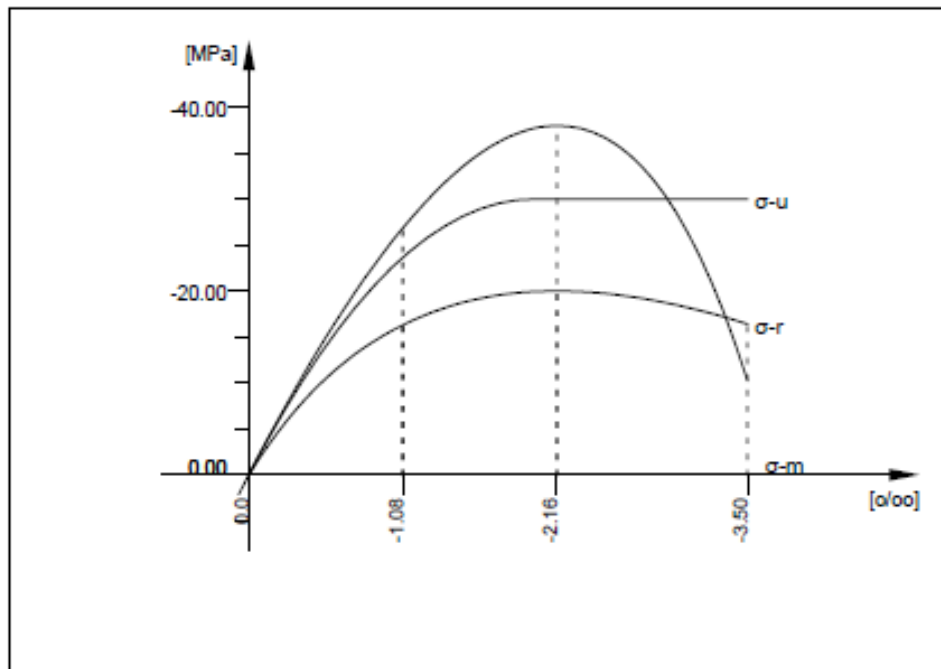


Σχήμα 8.2.1. Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης (σ-ε) Χάλυβα S355

No. 2 C 30/37 N (EN 1992)

Young's modulus	E	30000	[N/mm ²]	Safetyfactor		1.50	[-]
Poisson ratio	μ	0.20	[-]	Strength	f _c	30.00	[MPa]
Shear modulus	G	12500	[N/mm ²]	Nominal strength	f _{ck}	30.00	[MPa]
Compression modulus	K	16667	[N/mm ²]	Tensile strength	f _{ctm}	0.00	[MPa]
Weight	γ	25.0	[kN/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,05}	0.00	[MPa]
Density	ρ	2350.00	[kg/m ³]	Tensile strength	f _{ctk,95}	3.77	[MPa]
Elongation coefficient	α	1.00E-05	[1/K]	Bond strength	f _{bd}	0.00	[MPa]
				Service strength	f _{cm}	38.00	[MPa]
				Fatigue strength	f _{cd,fat}	17.60	[MPa]

Πίνακας 8.2.2. Ιδιότητες Σκυροδέματος C30/37



Σχήμα 8.2.2. Διαγράμματα τάσης – παραμόρφωσης σκυροδέματος C30/37

- (1): Διάγραμμα στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (ΟΚΛ)
- (2): Διάγραμμα στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ΟΚΑ)
- (3): Διάγραμμα για τους υπολογισμούς

8.2.1.2. Στατική ανάλυση 2ας τάξης

Η στατική ανάλυση 2ας τάξης υπολογίζει τα εντατικά μεγέθη στον παραμορφωμένο φορέα. Η στατική ανάλυση 2ας τάξης κρίθηκε απαραίτητη καθώς ο συνυπολογισμός των εντατικών μεγεθών στον παραμορφωμένο φορέα έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των εντατικών μεγεθών από 10% έως 20% περίπου.

8.2.1.3. Αλληλεπίδραση υποστήριξης – βραχόμαζας

Για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης της υποστήριξης με την περιβάλλουσα βραχόμαζα χρησιμοποιήθηκαν μη γραμμικά ελατήρια (Winkler) με αξονική αλλά και εγκάρσια δυστένεια. Η δυστένεια των ελατηρίων λήφθηκε (Καββαδάς 2012):

$$\text{κατά την ακτινική διεύθυνση: } k_r = \frac{E}{(1+\nu)R}$$

$$\text{κατά την εφαπτομενική διεύθυνση: } k_\theta = 0.3 \cdot k_r$$

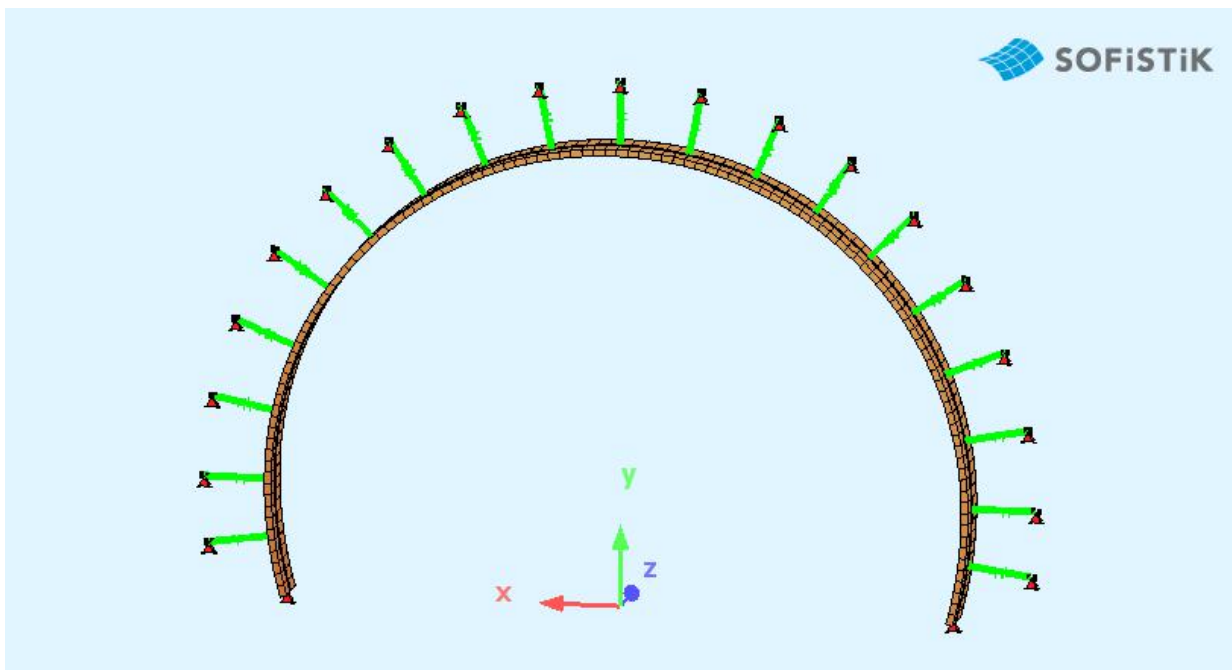
όπου:

E = το μέτρο ελαστικότητας της βραχόμαζας

ν = ο λόγος Poisson της βραχόμαζας

R = η ακτίνα καμπυλότητας της επένδυσης

Σε όλες τις περιπτώσεις λήφθηκε $E = 100\text{MPa}$, $\nu = 0.35$ και ακτίνα καμπυλότητας ίση με το μισό του μέγιστου πλάτους του ανοίγματος.

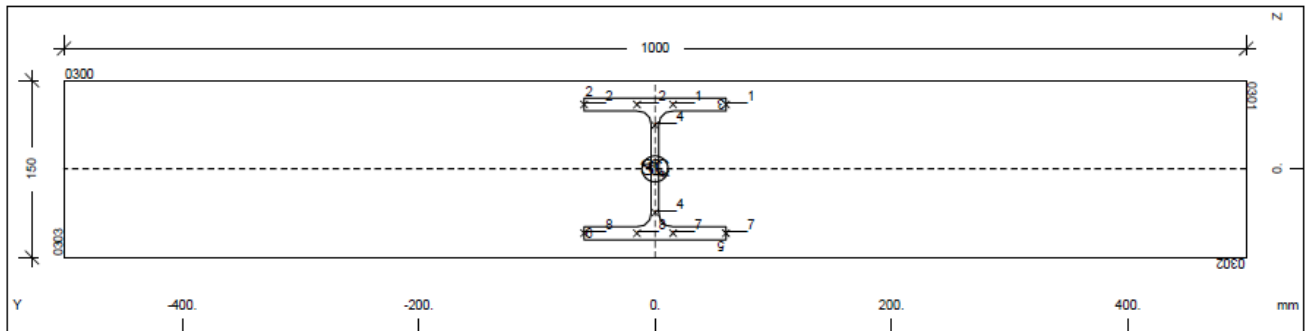


Σχήμα 8.2.3. Αλληλεπίδραση του φορέα της υποστήριξης και της βραχόμαζας με τη χρήση ελατηρίων Winkler

8.2.2. Περιγραφή του φορέα

Ο φορέας προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού χαλύβδινης ή σύμμικτης διατομής. Η στήριξη στη βάση του πλαισίου γίνεται με απλές (αρθρωτές) στηρίξεις. Η δυστένεια των ελατηρίων είναι ανάλογη της επιφάνειας στην οποία αντιστοιχούν και η καμπύλη απόστασή τους λήφθηκε από 1m έως 1.8m για να προσομοιωθεί καλή σφήνωση της υποστήριξης με τη βραχώμαζα (Σχήμα 8.2.3.). Η σφήνωση επιτυγχάνεται κατασκευαστικά με την εφαρμογή μίας στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πριν την τοποθέτηση του χαλύβδινου πλαισίου. Παρακάτω παρουσιάζεται η διατομή του φορέα της υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια HEB 120 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 15cm. Με τον ίδιο τρόπο διαμορφώθηκαν και οι υπόλοιπες διατομές του φορέα της υποστήριξης.

Cross section No. 2 - ShC 15cm - HEB120



Σχήμα 8.2.4. Διατομή του φορέα της υποστήριξης με χαλύβδινο πλαίσιο HEB 120 και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα πάχους 15cm

Static properties of cross section

No.	Mat	A[m ²]	A _y [m ²]	I _y [m ⁴]	y _c [mm]	y _{sc} [mm]	E[N/mm ²]	g[kN/m]
	MRf	I _t [m ⁴]	A _z [m ²]	I _z [m ⁴]	z _c [mm]	z _{sc} [mm]	G[N/mm ²]	
			A _{yz} [m ²]	I _{yz} [m ⁴]				
2	2	1.7040E-01	1.379E-01	3.331E-04	0.0	0.0	30000	3.93
		1.141E-03	1.227E-01	1.252E-02	0.0	0.0	12500	(BEAM)
				3.160E-22				
= ShC 15cm - HEB120								
= Composit with materials: 2 1								
No.	section number			y _{sc} ,z _{sc}	shear centre			
Mat	material number			E	Young's modulus			
A	sectional area			g	weight per length			
A _y ,A _z ,A _{yz}	transverse shear deformation area			MRf	reinforcement material number			
I _y ,I _z ,I _{yz}	bending moment of inertia			I _t	torsional moment of inertia			
y _c ,z _c	centre of gravity			G	Shear modulus			

Πίνακας 8.2.3. Στατικές ιδιότητες της υποστήριξης

8.2.3. Φέρουσα ικανότητα της υποστήριξης

Πραγματοποιήθηκαν δύο έλεγχοι για να καθοριστεί η φέρουσα ικανότητα του φορέα της υποστήριξης:

- Έλεγχος των τάσεων που αναπτύσσονται στη διατομή:

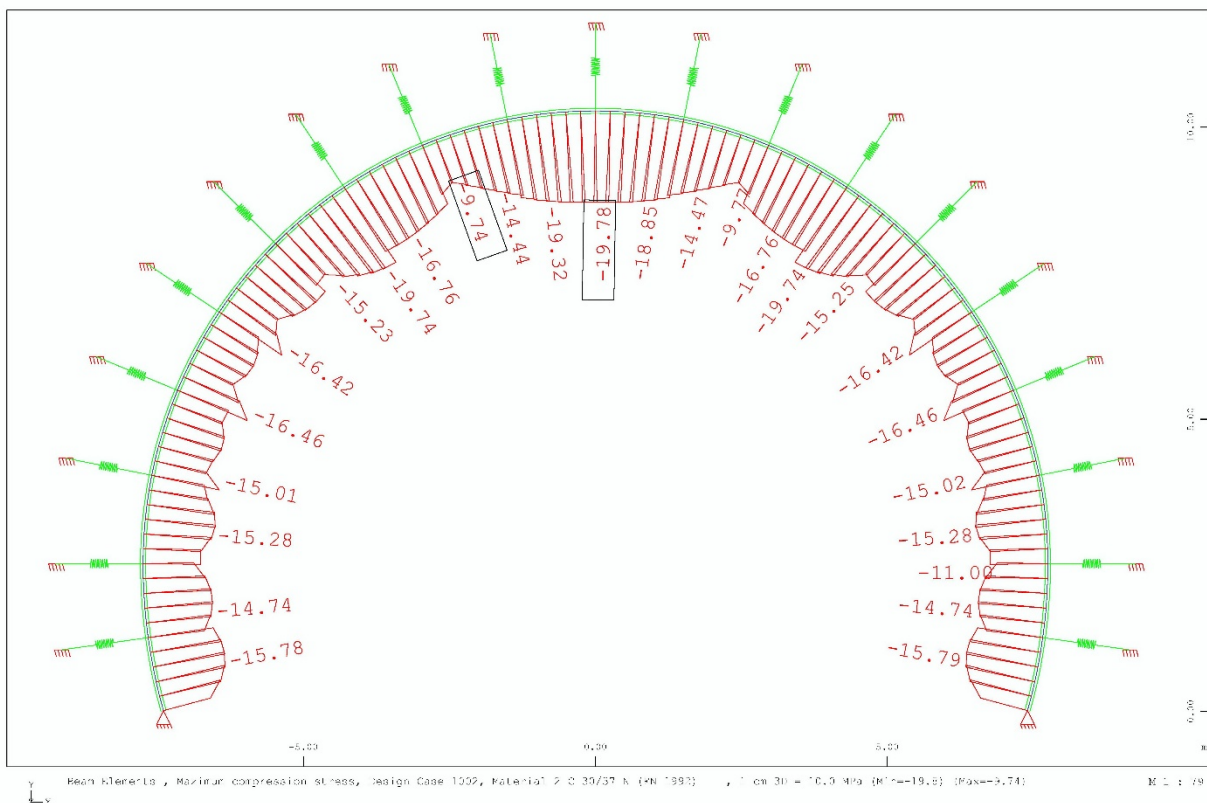
Πραγματοποιείται έλεγχος στο φορέα ώστε καθοριστεί το μέγιστο φορτίο που μπορεί να αναλάβει χωρίς να ξεπεραστεί η μέγιστη επιτρεπόμενη τάση στο χάλυβα και το σκυρόδεμα. Στους φορείς που αποτελούνται από χαλύβδινα πλαίσια μόνο γίνεται έλεγχος της τάσης von Misses (Σχέση 2.3.2.) και στους συμμίκτους φορείς κρίσιμος είναι ο έλεγχος της μέγιστης θλιπτικής τάσης του σκυροδέματος, η οποία λαμβάνεται από τη Σχέση 8.1.1.

$$\text{Υπενθυμίζεται: } f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{355\text{MPa}}{1.10} = 323\text{MPa} \text{ και } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30\text{MPa}}{1.50} = 20\text{MPa}$$

- Έλεγχος των συγκλίσεων:

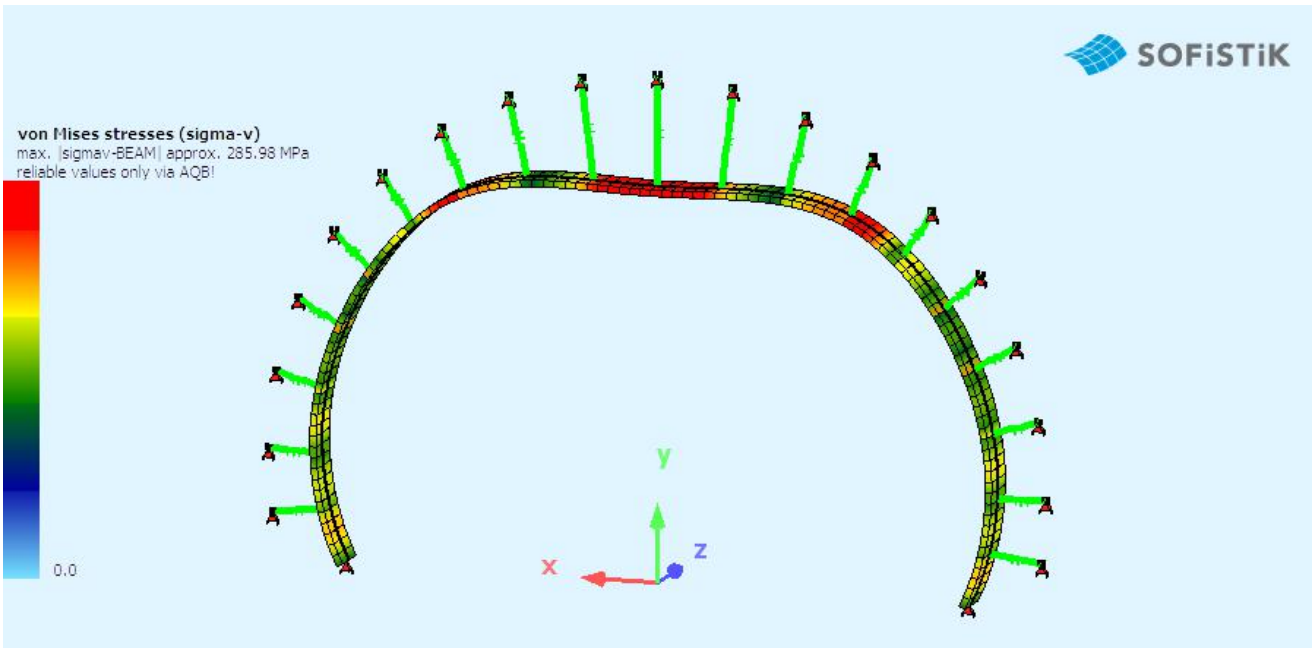
Πραγματοποιείται έλεγχος ώστε η μέγιστη μετακίνηση του φορέα της υποστήριξης να μην ξεπερνά το 1% του μισού ανοίγματος. Για παράδειγμα, στη Διατομή 4: Σήραγγα Κακιάς Σκάλας 87.57% (B=15.5m) η μέγιστη επιτρεπόμενη σύγκλιση είναι 77.5mm.

Σε όλες τις περιπτώσεις κρίσιμος ήταν ο έλεγχος των τάσεων στη στέψη του θόλου, ενώ οι μετακινήσεις ήταν εντός των επιτρεπτών ορίων, ιδιαίτερα στους πιο δύσκαμπτους φορείς. Οπότε, η αναμενόμενη μορφή αστοχίας είναι συνδυασμός καμπτικής και θλιπτικής αστοχίας στη στέψη του θόλου της σήραγγας. Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά διαγράμματα κατανομής της μέγιστης θλιπτικής τάσης του φορέα, των μετακινήσεων και των δυνάμεων των ελατηρίων για τη Διατομή 4: Σήραγγα Κακιάς Σκάλας 87.57% (B=15.5m).

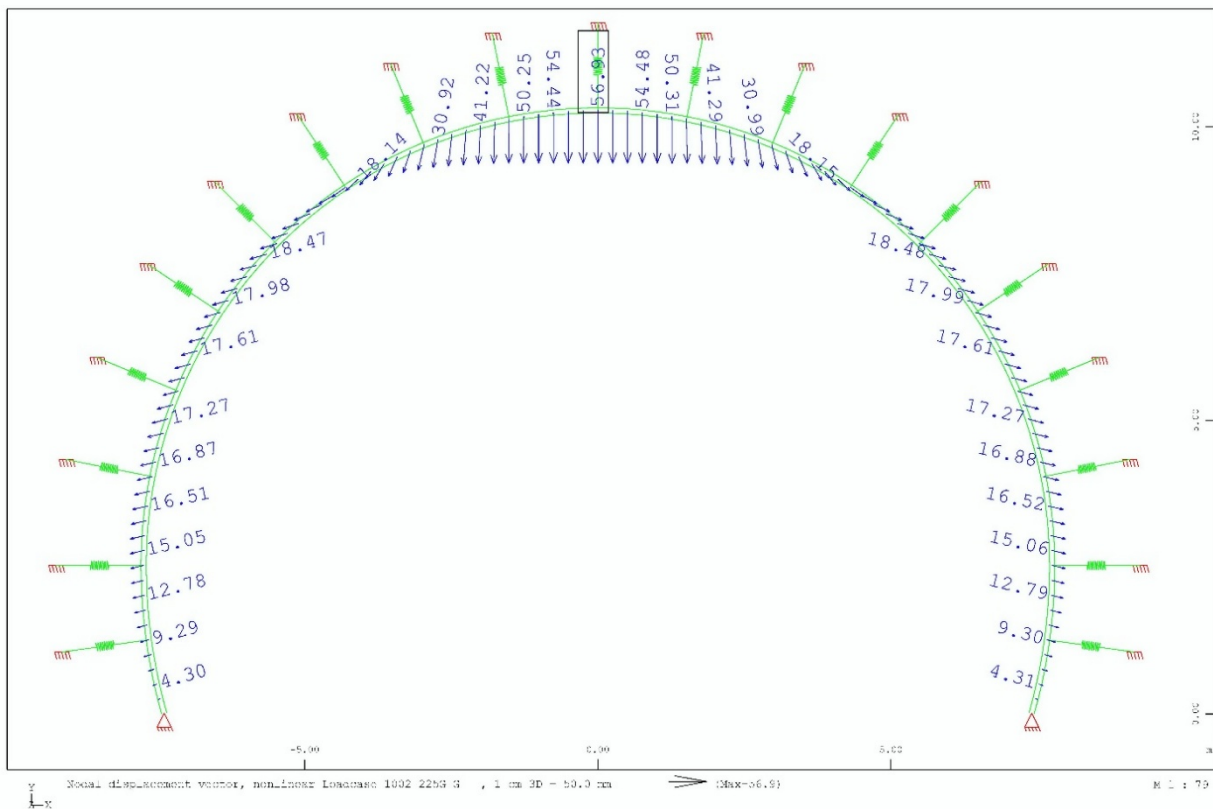


Σχήμα 8.2.5. Διατομή 4: Μέγιστη θλιπτική τάση του σκυροδέματος στο φορέα της υποστήριξης (MPa)

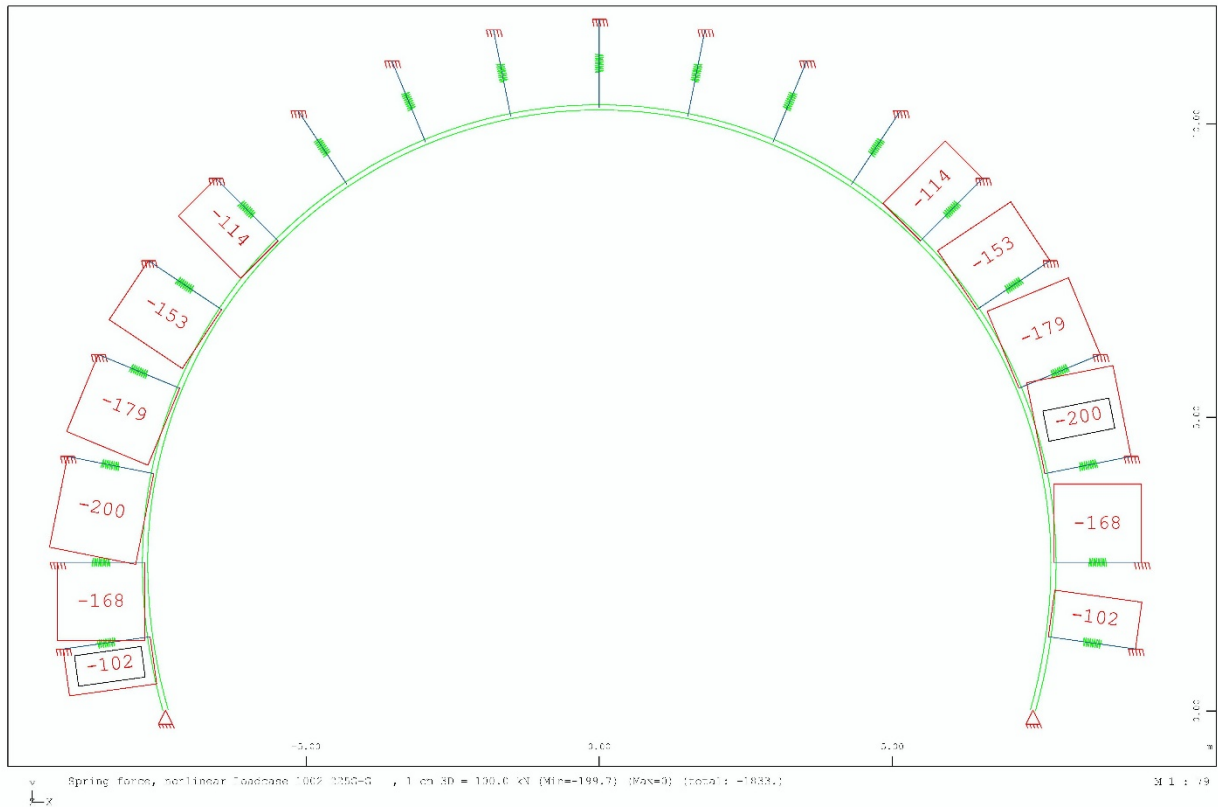
Παρακάτω παρουσιάζονται ενδεικτικά αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων για τη Διατομή 4: Σήραγγα Κακιάς Σκάλας 87.57% (B=15.50m). Αντίστοιχα αποτελέσματα εξήχθησαν από τις στατικές αναλύσεις στους υπόλοιπους φορείς.



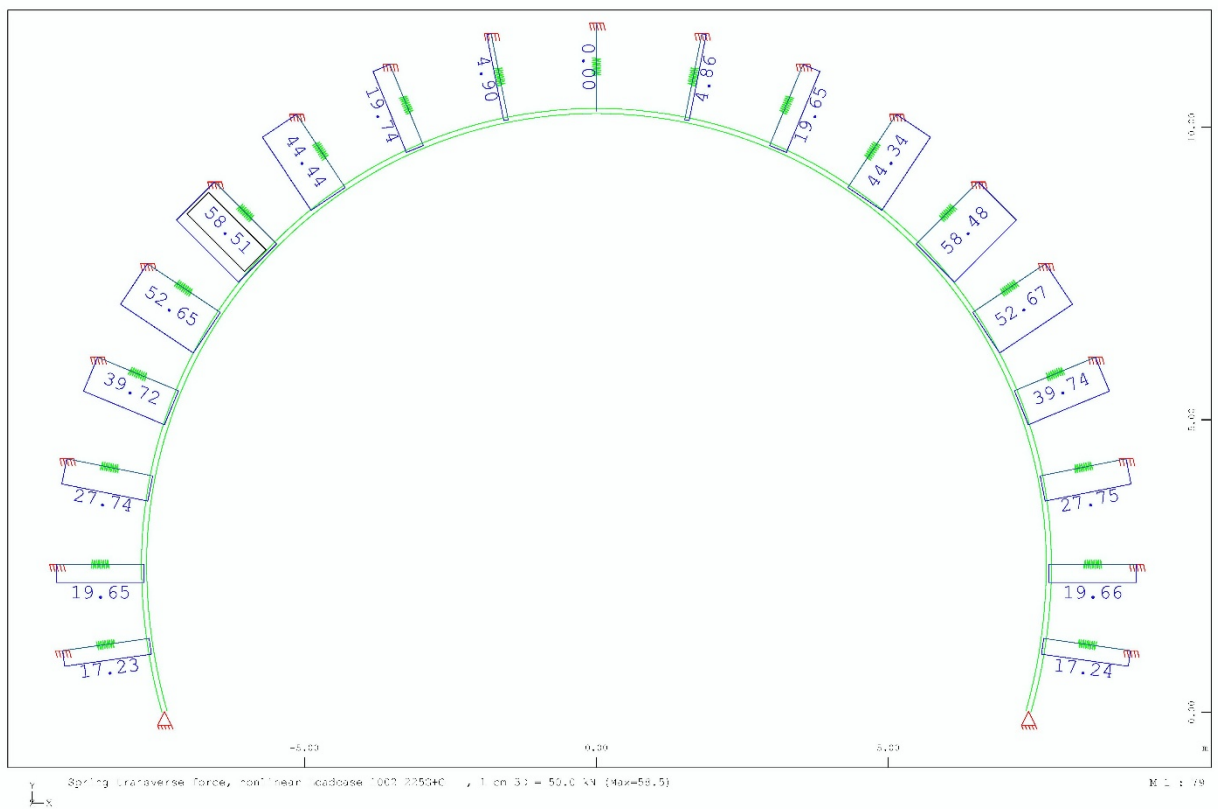
Σχήμα 8.2.6. Διατομή 4: Παραμορφωμένος φορέας και κατανομή της μέγιστης τάσης von Mises του χάλυβα



Σχήμα 8.2.7. Διατομή 4: Μετακινήσεις του φορέα της υποστήριξης (mm)



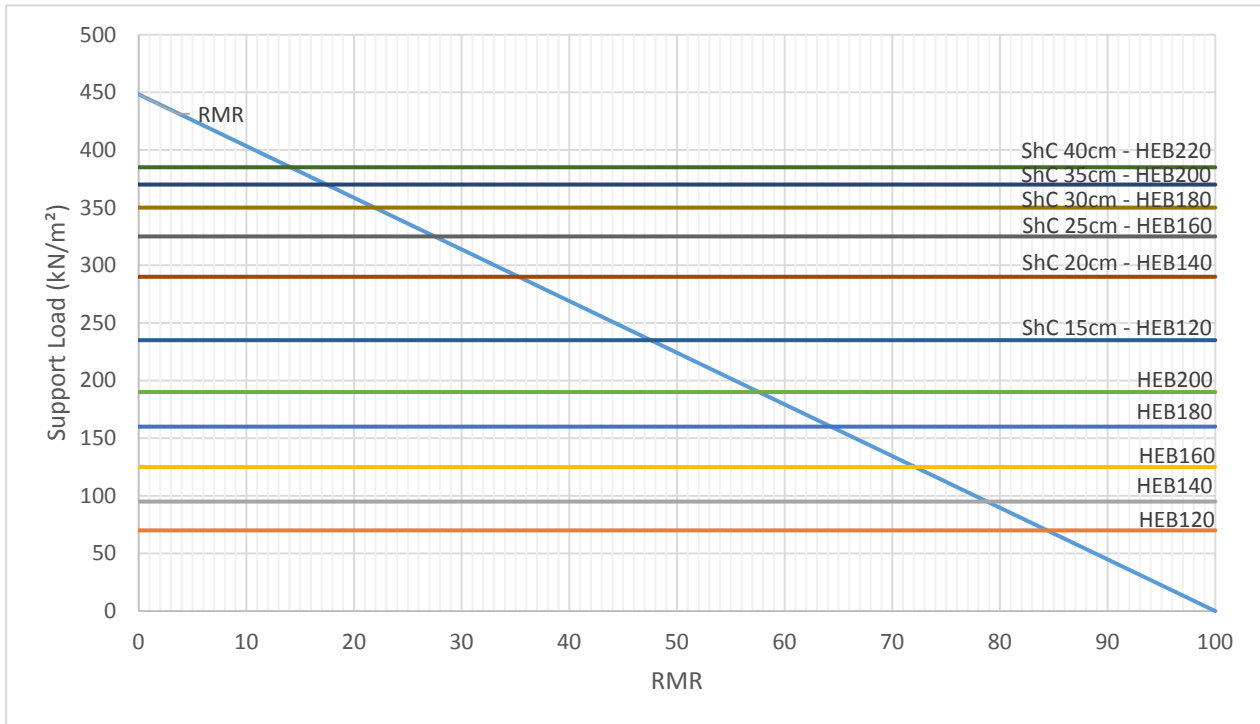
Σχήμα 8.2.7. Διατομή 4: Αξονική δύναμη των ελατηρίων (kN)



Σχήμα 8.2.8. Διατομή 4: Εγκάρσια δύναμη των ελατηρίων (kN)

Παρατηρούμε πως στη στέψη της σήραγγας τα ελατήρια δεν αναλαμβάνουν καθόλου αξονική και μικρή εγκάρσια δύναμη. Το αποτέλεσμα αυτό συνάδει με τη μορφή των παραμορφώσεων που αναμένονται, δηλαδή βύθιση στο θόλο και μετακίνηση προς τα έξω στα τοιχώματα της σήραγγας.

Με τα δεδομένα που εξήχθησαν καθορίζεται το πεδίο εφαρμογής του κάθε τύπου υποστήριξης ανάλογα με την ποιότητα της βραχώμαζας, σύμφωνα με το σύστημα RMR. Τα χαρακτηριστικά του κάθε τύπου υποστήριξης παρουσιάζονται στο επόμενο Κεφάλαιο, στους Πίνακες 9.1.1. και 9.2.1.

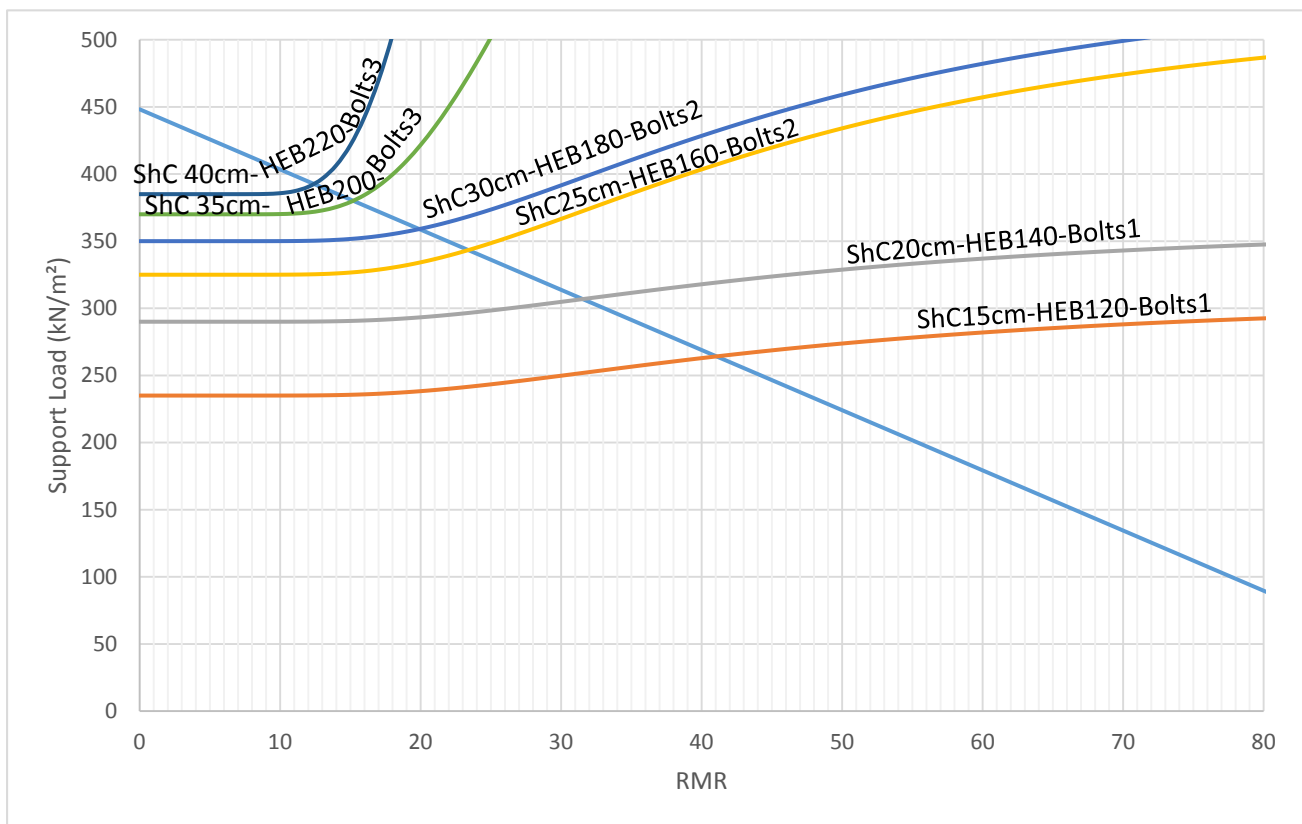


Σχήμα 8.2.9. Διατομή 4: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας διατομών υποστήριξης – απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης σύμφωνα με το σύστημα RMR

Οι οριζόντιες γραμμές στο Σχήμα 8.2.9. αναπαριστούν τη φέρουσα ικανότητα του κάθε τύπου υποστήριξης (ανεξάρτητη της ποιότητας της βραχώμαζας RMR), ενώ η κεκλιμένη γραμμή RMR αναπαριστά την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης σύμφωνα με τη σχέση 3.2.1.

Στο Σχήμα 8.2.10. οι καμπύλες που αναπαριστούν τη φέρουσα ικανότητα του κάθε τύπου υποστήριξης προκύπτουν ως το άθροισμα της φέρουσας ικανότητας των χαλύβδινων πλαισίων και του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που προέκυψε από τις στατικές αναλύσεις και της φέρουσας ικανότητας των αγκυρίων σύμφωνα με τη σχέση 3.2.4.

$$F_{bd} = \frac{F_b}{\gamma_b} \cdot \left(\frac{RMR}{85} \right)^{\frac{40}{RMR}} \quad (3.2.4)$$



Σχήμα 8.2.10. Διατομή 4: Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας διατομών υποστήριξης με αγκύρια – απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης σύμφωνα με το σύστημα RMR

Κεφάλαιο 9. Διαγράμματα σχεδιασμού

Με χρήση των αποτελεσμάτων των μη-γραμμικών αναλύσεων που αναπτύχθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο καθορίστηκε το φορτίο σχεδιασμού για κάθε διατομή εκσκαφής σήραγγας και κάθε φορέα υποστήριξης. Τα αποτελέσματα αυτά παρουσιάζονται γραφικά σε διαγράμματα που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για το σχεδιασμό της υποστήριξης.

Οι συνδυασμοί μέτρων υποστήριξης που μπορούν να χρησιμοποιηθούν είναι πολλοί, εντούτοις, γίνεται επιλογή κάποιων συνδυασμών σύμφωνα με μελέτες σηράγγων που έχουν κατασκευασθεί στο παρελθόν.

9.1. Διαγράμματα σχεδιασμού με χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Οι διατομές της υποστήριξης που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 9.1.1.

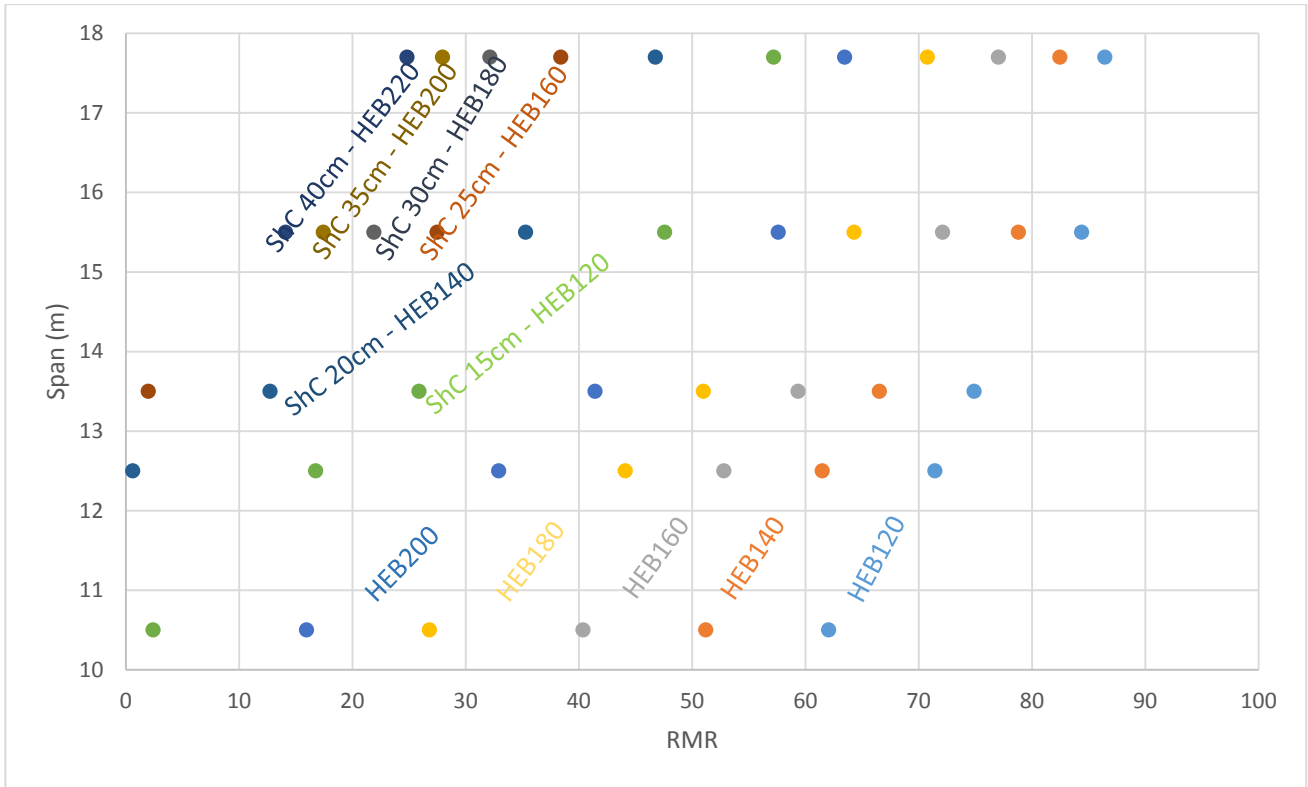
Διατομή	Χαλύβδινο Πλαίσιο	Πάχος Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος (cm)
HEB120	HEB120	-
HEB140	HEB140	-
HEB160	HEB160	-
HEB180	HEB180	-
HEB200	HEB200	-
ShC 15cm – HEB120	HEB120	15
ShC 20cm – HEB140	HEB140	20
ShC 25cm – HEB160	HEB160	25
ShC 30cm – HEB180	HEB180	30
ShC 35cm – HEB200	HEB200	35
ShC 40cm – HEB220	HEB220	40

Πίνακας 9.1.1. Διατομές υποστήριξης

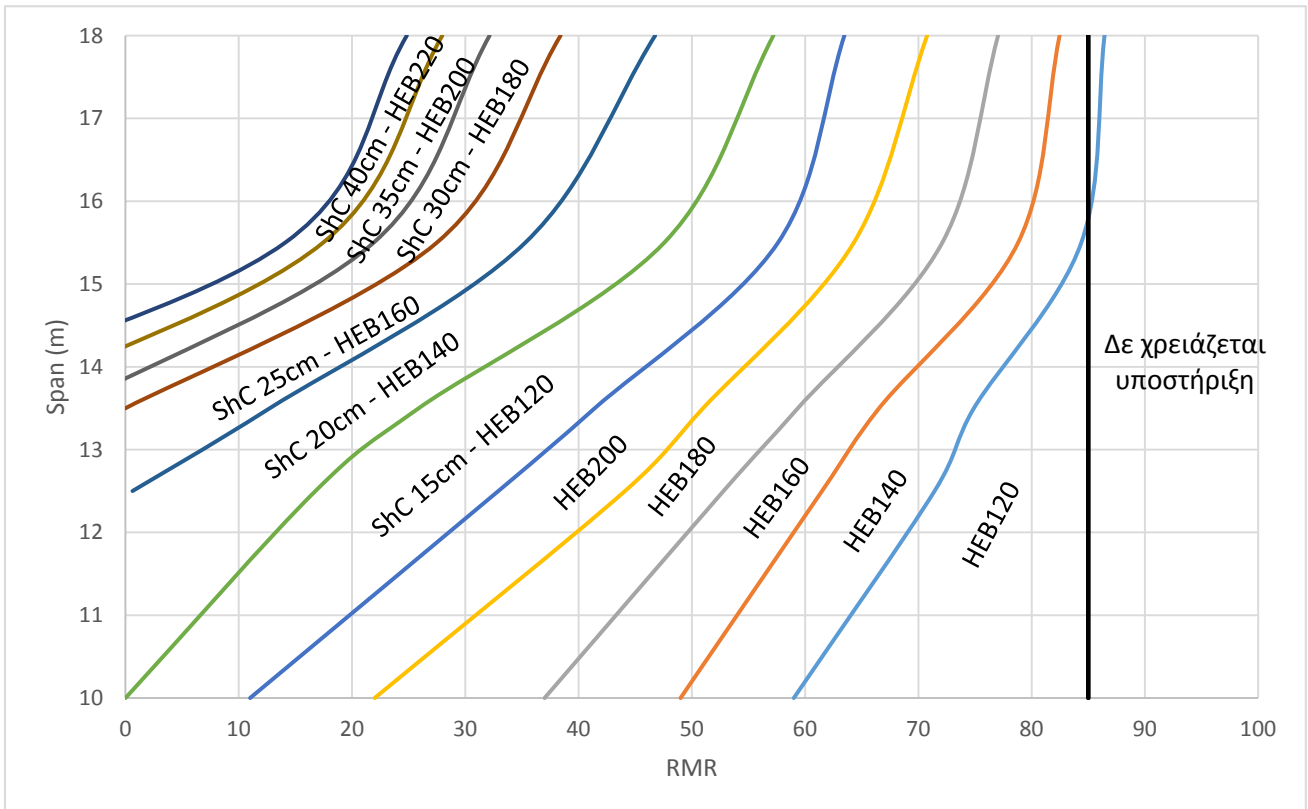
Στο Σχήμα 9.1.1. παρουσιάζονται τα σημεία τομής των καμπυλών του Σχήματος 8.2.9. από τα οποία θα εξαχθούν τα διαγράμματα σχεδιασμού της υποστήριξης σηράγγων με χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα (Σχήμα 9.1.2.). Παρατηρούμε πως από τα αποτελέσματα για κάθε συνδυασμό μέτρων υποστήριξης μπορούν να δημιουργηθούν καμπύλες που να καθορίζουν το πεδίο εφαρμογής του κάθε τύπου υποστήριξης.

Είναι φανερό πως οι καμπύλες αυτές προσεγγίζουν καλύτερα την πραγματική ικανότητα του κάθε συνδυασμού μέτρων υποστήριξης όσο μεγαλύτερος είναι ο αριθμός των στατικών αναλύσεων που εκτελούνται. Στην παρούσα εργασία που χρησιμοποιήθηκαν διατομές εκσκαφής από 10 έως 18 μέτρα, οι καμπύλες που αφορούν τα πιο «ελαφριά» μέτρα υποστήριξης διαμορφώνονται με μεγαλύτερο αριθμό δεδομένων, ενώ αυτές που αφορούν πιο «βαριά» μέτρα υποστήριξης υστερούν σε πλήθος δεδομένων.

Στο Σχήμα 9.1.2. παρατηρούμε πως τα διαγράμματα αυτά καλύπτουν περιπτώσεις συνήθους πλάτους ανοίγματος εκσκαφής (10-18m) και ποιότητας βραχώμαζας (RMR=25-85). Για μεγάλα ανοίγματα (>15m) σε πολύ πτωχή βραχώμαζα (RMR<25) τα συνηθισμένα μέτρα υποστήριξης δεν επαρκούν, οπότε θα πρέπει να ληφθούν ειδικά μέτρα.



Σχήμα 9.1.1. Αποτελέσματα στατικών αναλύσεων



Σχήμα 9.1.2. Διάγραμμα σχεδιασμού της υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα συγκοινωνιακών σηράγγων με πεταλοειδές σχήμα και καμπύλα τοιχώματα

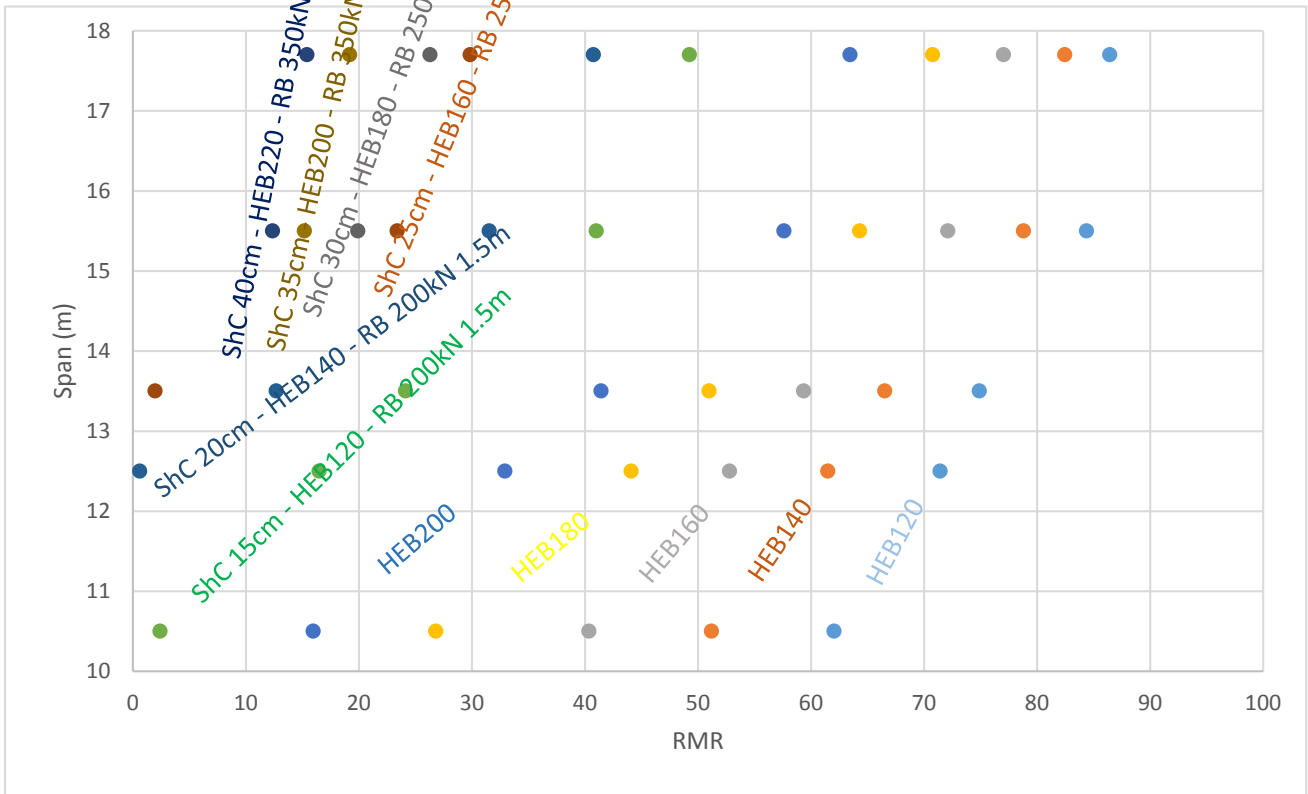
9.2. Διαγράμματα σχεδιασμού με αγκύρια, χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Στις περισσότερες περιπτώσεις, η υποστήριξη με χαλύβδινα πλαίσια και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα συνδυάζεται με την εφαρμογή αγκυρίων. Η επιλογή του κανάβου των αγκυρίων και του μήκους τους μπορεί να γίνει σύμφωνα με το Κεφάλαιο 3.2.3., ενώ η φέρουσα ικανότητά τους υπολογίζεται από τη Σχέση 3.2.4. Για τους σκοπούς της παρούσας εργασίας λήφθηκαν ενδεικτικές αντοχές αγκυρίων και κάναβοι εφαρμογής.

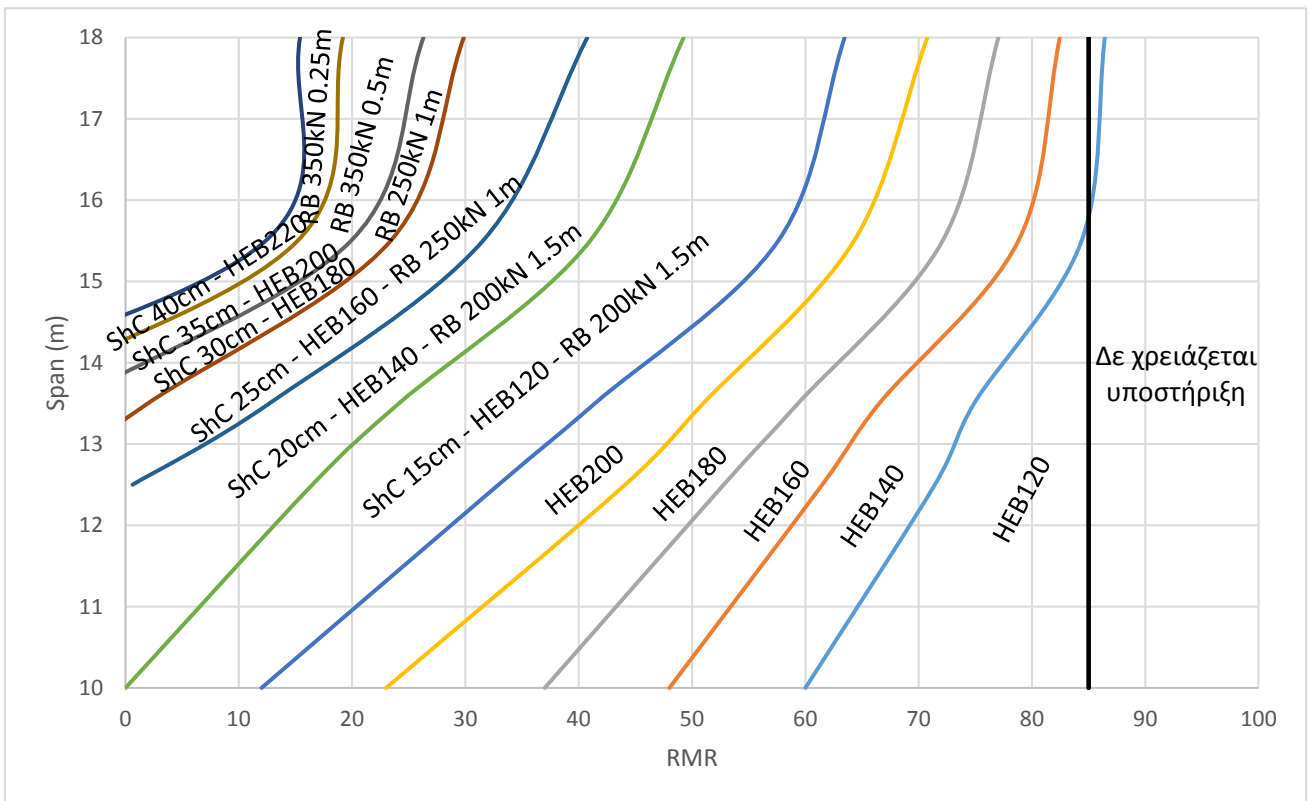
Διατομή	Χαλύβδινο Πλαίσιο	Πάχος Εκτοξευόμενου Σκυροδέματος (cm)	Αντοχή αγκυρίων (kN)	Κάναβος αγκυρίων (m)
HEB120	HEB120	-	-	-
HEB140	HEB140	-	-	-
HEB160	HEB160	-	-	-
HEB180	HEB180	-	-	-
HEB200	HEB200	-	-	-
ShC 15cm - HEB120 - Bolts 200kN 1.5x1.5m	HEB120	15	200	1.5x1.5
ShC 20cm - HEB140 - Bolts 200kN 1.5x1.5m	HEB140	20	200	1.5x1.5
ShC 25cm - HEB160 - Bolts 250kN 1x1m	HEB160	25	250	1x1
ShC 30cm - HEB180 - Bolts 250kN 1x1m	HEB180	30	250	1x1
ShC 35cm - HEB200 - Bolts 350kN 0.5x0.5m	HEB200	35	350 (Self drilling)	0.5x0.5
ShC 40cm - HEB220 - Bolts 350kN 0.25x0.25m	HEB220	40	350 (Self drilling)	0.25x0.25

Πίνακας 9.2.1. Μέτρα υποστήριξης

Στα Σχήματα 9.2.1. παρουσιάζονται τα σημεία τομής των καμπυλών του Σχήματος 8.2.10. και στο Σχήμα 9.2.2. τα αντίστοιχα διαγράμματα σχεδιασμού. Είναι εμφανής η βελτιωμένη φέρουσα ικανότητα της υποστήριξης με τη χρήση αγκυρίων. Τα μέτρα υποστήριξης καλύπτουν, στην περίπτωση αυτή, ανοίγματα με πλάτος μεγαλύτερο των 15 μέτρων και ποιότητα βραχώμαζας έως και RMR=15. Είναι προφανές πως η κατασκευή σηράγγων με μεγάλο άνοιγμα σε πολύ πτωχές βραχώμαζες είναι ιδιαίτερα αντικοινομική, όσον αφορά τα μέτρα υποστήριξης, και για το λόγο αυτό θα ήταν σκόπιμη η αναζήτηση εναλλακτικής λύσης, όπως για παράδειγμα βελτίωση του εδάφους, αλλαγή χάραξης, μείωση του ανοίγματος, διαμόρφωση κυκλικής διατομής κ.α.



Σχήμα 9.2.1. Αποτελέσματα στατικών αναλύσεων



Σχήμα 9.2.2. Διάγραμμα σχεδιασμού της υποστήριξης με χαλύβδινα πλαίσια, εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και αγκύρια συγκοινωνιακών σηράγγων με πεταλοειδές σχήμα και καμπύλα τοιχώματα

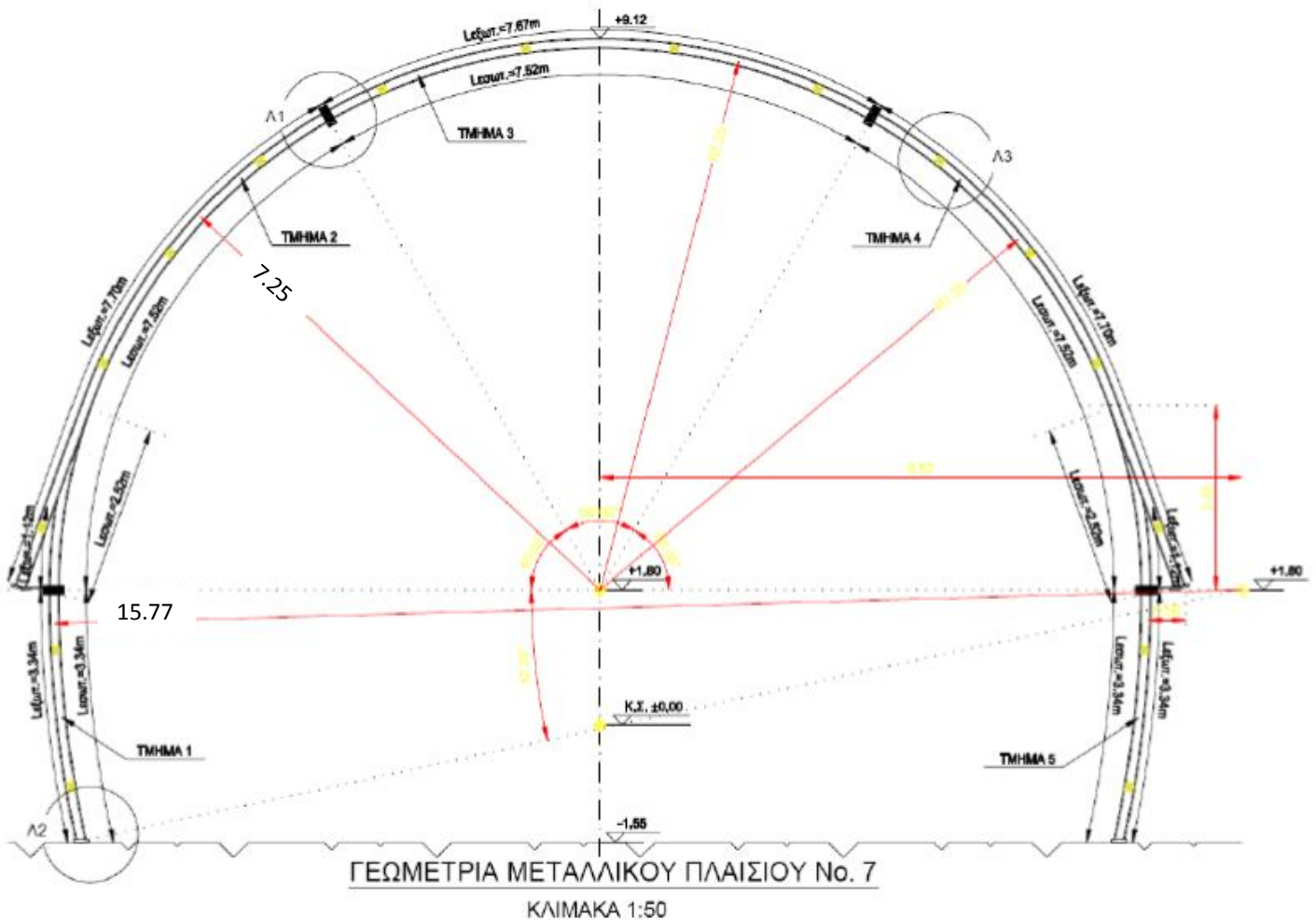
9.3. Πεδίο εφαρμογής των διαγραμμάτων σχεδιασμού

Πρέπει να επισημανθεί πως οι διατομές σιράγγων που χρησιμοποιήθηκαν έχουν κάποια ειδικά χαρακτηριστικά:

- Το περιτύπωμα της εκσκαφής συνίσταται από δύο ακτίνες καμπυλότητας (μία για το θόλο και μία για τα τοιχώματα).
- Οι ακτίνες καμπυλότητας που χρησιμοποιούνται σε μία διατομή δε διαφέρουν μεταξύ τους πάνω από 40%.

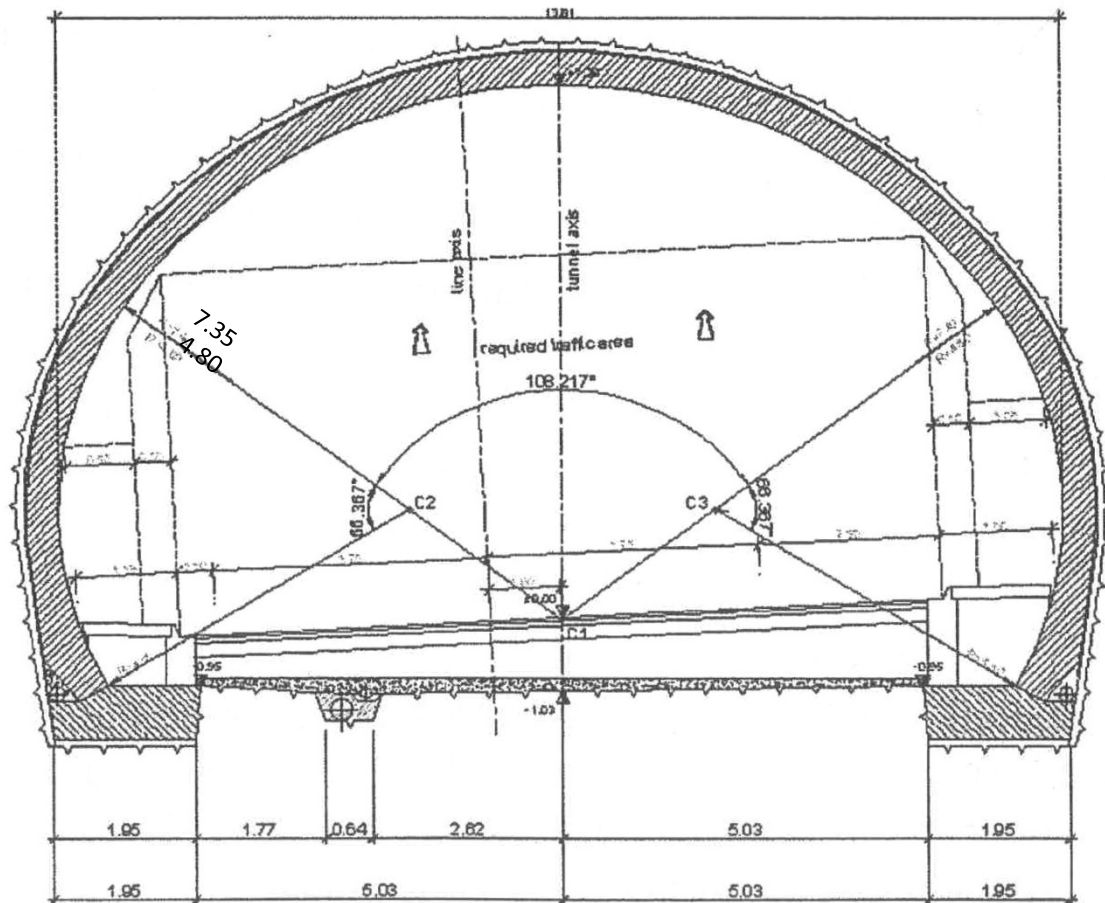
Πολλές φορές, όμως, για λόγους οικονομίας επιδιώκεται μείωση του εμβαδού της εκσκαφής. Για το λόγο αυτό χρησιμοποιούνται διατομές εκσκαφής με ακτίνες καμπυλότητας που διαφέρουν κατά πολύ μεταξύ τους. Έτσι, διαμορφώνονται διατομές με μεγαλύτερο ύψος (σε σχέση με το πλάτος) ή αντίστροφα με μεγαλύτερο πλάτος (σε σχέση με το ύψος) ώστε να ανταποκρίνεται η σήραγγα στις λειτουργικές ανάγκες για τις οποίες έχει σχεδιασθεί.

Για παράδειγμα, μία σήραγγα που σχεδιάζεται για να λειτουργήσει ως σιδηροδρομική σήραγγα μονής κατεύθυνσης χρειάζεται μεγαλύτερο ύψος σε σχέση με το πλάτος εξαιτίας του μεγάλου ύψους των σιδηροδρομικών συρμών και επίσης για να εγκατασταθεί ο απαραίτητος ηλεκτρομηχανολογικός εξοπλισμός για την ηλεκτροκίνηση των συρμών, τη σηματοδότηση κτλ. Έτσι, τα τοιχώματα της σήραγγας διαμορφώνονται με μεγαλύτερη ακτίνα καμπυλότητας σε σχέση με το θόλο ώστε να διαμορφωθεί η διατομή με το απαραίτητο ύψος. Στο Σχήμα 9.3.1. παρουσιάζεται η γεωμετρία της υποστήριξης της σιδηροδρομικής σήραγγας του Αιγίου, η οποία έχει διαμορφωθεί με χρήση ακτίνων καμπυλότητας που διαφέρουν μεταξύ τους πάνω από 100%.



Σχήμα 9.3.1. Γεωμετρία υποστήριξης σιδηροδρομικής σήραγγας Αιγίου

Αντίθετα, οδικές σήραγγες που σχεδιάζονται να εξυπηρετούν δύο ή τρεις λωρίδες κυκλοφορίας και λωρίδα έκτακτης ανάγκης έχουν μεγαλύτερη απαίτηση σε ωφέλιμο πλάτος σήραγγας. Έτσι, η διαμόρφωση του περιτυπώματος της σήραγγας γίνεται με μικρότερη ακτίνα καμπυλότητας στα τοιχώματα και μεγαλύτερη στο θόλο. Στο Σχήμα 9.3.2. παρουσιάζεται η γεωμετρία της διατομής των οδικών σηράγγων των Τεμπών (T1, T2 και T3). Παρατηρούμε πως τα τοιχώματα έχουν διαμορφωθεί με ακτίνα καμπυλότητας μικρότερη κατά 50% από το θόλο.



Σχήμα 9.3.2. Γεωμετρία οδικών σηράγγων Τεμπών

Η στατική λειτουργία σηράγγων με σχεδόν κυκλική διατομή είναι ευμενέστερη σε σχέση με σήραγγες που συντίθενται από ακτίνες καμπυλότητας που διαφέρουν κατά πολύ μεταξύ τους. Επομένως, η φέρουσα ικανότητα της υποστήριξης των σηράγγων που αποτελούνται από ακτίνες καμπυλότητας που διαφέρουν λίγο μεταξύ τους είναι σημαντικά βελτιωμένη σε σύγκριση με αυτές που αποτελούνται από ακτίνες καμπυλότητας που διαφέρουν κατά πολύ μεταξύ τους. Για το λόγο αυτό, εξάλλου, οι Lowson & Bieniawski (2013) προτείνουν τη διαμόρφωση κυκλικής διατομής σε πολύ πτωχές βραχώμαζες, όπως αναφέρεται στον Πίνακα 3.3.1. Σε συνθήκες που το επιτρέπουν, όμως, δηλαδή σε βραχώμαζα επαρκώς καλής ποιότητας, είναι δυνατή η διαμόρφωση της γεωμετρίας των σηράγγων με τρόπο που να εξυπηρετεί πρωτίστως τις λειτουργικές ανάγκες της και όχι τη στατική λειτουργία της υποστήριξης, αφού τα φορτία που καλείται να αναλάβει θα είναι σημαντικά μειωμένα σε σχέση με μία βραχώμαζα κακής ποιότητας.

Κεφάλαιο 10. Συμπεράσματα – Παρατηρήσεις

Καταρχάς, είναι φανερό πως κάθε μελέτη της ικανότητας και του πεδίου εφαρμογής των άμεσων μέτρων υποστήριξης σηράγγων θα πρέπει να ακολουθεί καθορισμένους κανόνες και αρχές. Στην παρούσα εργασία οι μέθοδοι ανάλυσης και σχεδιασμού έχουν βασιστεί στους Ευρωκώδικες, ενώ ο υπολογισμός του φορτίου από τη βραχώμαζα και τα τεχνικά χαρακτηριστικά των μέτρων υποστήριξης έχουν ληφθεί από τη σχετική βιβλιογραφία.

Στόχος τέτοιων μελετών πρέπει να είναι η ασφαλής κατασκευή και λειτουργία του εκάστοτε έργου, αλλά και η οικονομικότητα της κατασκευής. Για το λόγο αυτό, επαφίεται στην κρίση του μηχανικού η επιλογή των μέτρων υποστήριξης που θα χρησιμοποιηθούν, ώστε ο κατάλληλος συνδυασμός μέτρων να έχει ως αποτέλεσμα τη λειτουργικότητα, την ασφάλεια και την οικονομικότητα του έργου.

Στην κρίση του μηχανικού είναι επίσης και οι μέθοδοι ανάλυσης που θα επιλεγούν. Στην προκειμένη περίπτωση, έγινε φανερό πως απλές ελαστικές αναλύσεις πρώτης τάξης ήταν ανεπαρκής για την εξαγωγή ρεαλιστικών αποτελεσμάτων. Η χρήση μη-γραμμικής συμπεριφοράς για τα υλικά και ο συνυπολογισμός των εντατικών μεγεθών δευτέρας τάξης κρίθηκαν απαραίτητα, καθώς στα έργα που μελετήθηκαν, δηλαδή συγκοινωνιακές σήραγγες, γίνονται αποδεκτές μόνιμες παραμορφώσεις που δε θα ήταν αποδεκτές σε άλλα έργα, όπως για παράδειγμα σε κτήρια. Έτσι, τα εντατικά μεγέθη υπολογίσθηκαν στον παραμορφωμένο φορέα.

Επιπλέον, ο φορέας εξαντλεί την αντοχή των υλικών κάτω από τα μόνιμα φορτία, έχοντας λάβει υπόψη, βέβαια, τους απαραίτητους συντελεστές ασφάλειας τόσο για τα φορτία όσο και για την αντοχή των υλικών. Η παραδοχή αυτή έρχεται σε αντίθεση με τον τρόπο σχεδιασμού συνήθων επιφανειακών έργων όπου οι κατασκευές διαθέτουν συνήθως μεγάλη υπεραντοχή που επαρκεί για καταστάσεις παροδικών ή σεισμικών φορτίσεων. Στο σχεδιασμό σηράγγων, από την άλλη, η μόνιμη φόρτιση από τη βραχώμαζα είναι το μόνο φορτίο που καλείται να αναλάβει η άμεση υποστήριξη, το οποίο μπορεί να εκτιμηθεί με γνωστές μεθόδους, και με βάση αυτήν γίνεται ο σχεδιασμός της κατασκευής. Τυχηματικά φορτία (πρόσκρουση οχήματος, έκρηξη, πυρκαγιά) δεν είναι αντικείμενο της παρούσας εργασίας.

Οι στατικές αναλύσεις που εκτελέσθηκαν στα πλαίσια της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας και η γενικότερη διερεύνηση του τρόπου διαμόρφωσης της γεωμετρίας της εκσκαφής και της επιλογής των μέτρων υποστήριξης συγκοινωνιακών σηράγγων κατέδειξαν το σημαντικό ρόλο που διαδραματίζουν οι αποφάσεις που θα ληφθούν στο στάδιο αρχικής μελέτης μίας σήραγγας. Όπως έγινε αντιληπτό στο προηγούμενο κεφάλαιο, η επιλογή της γεωμετρίας της εκσκαφής επηρεάζει σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα που θα έχουν τα μέτρα υποστήριξης (χαλύβδινα πλαίσια ή/και εκτοξευόμενο σκυρόδεμα).

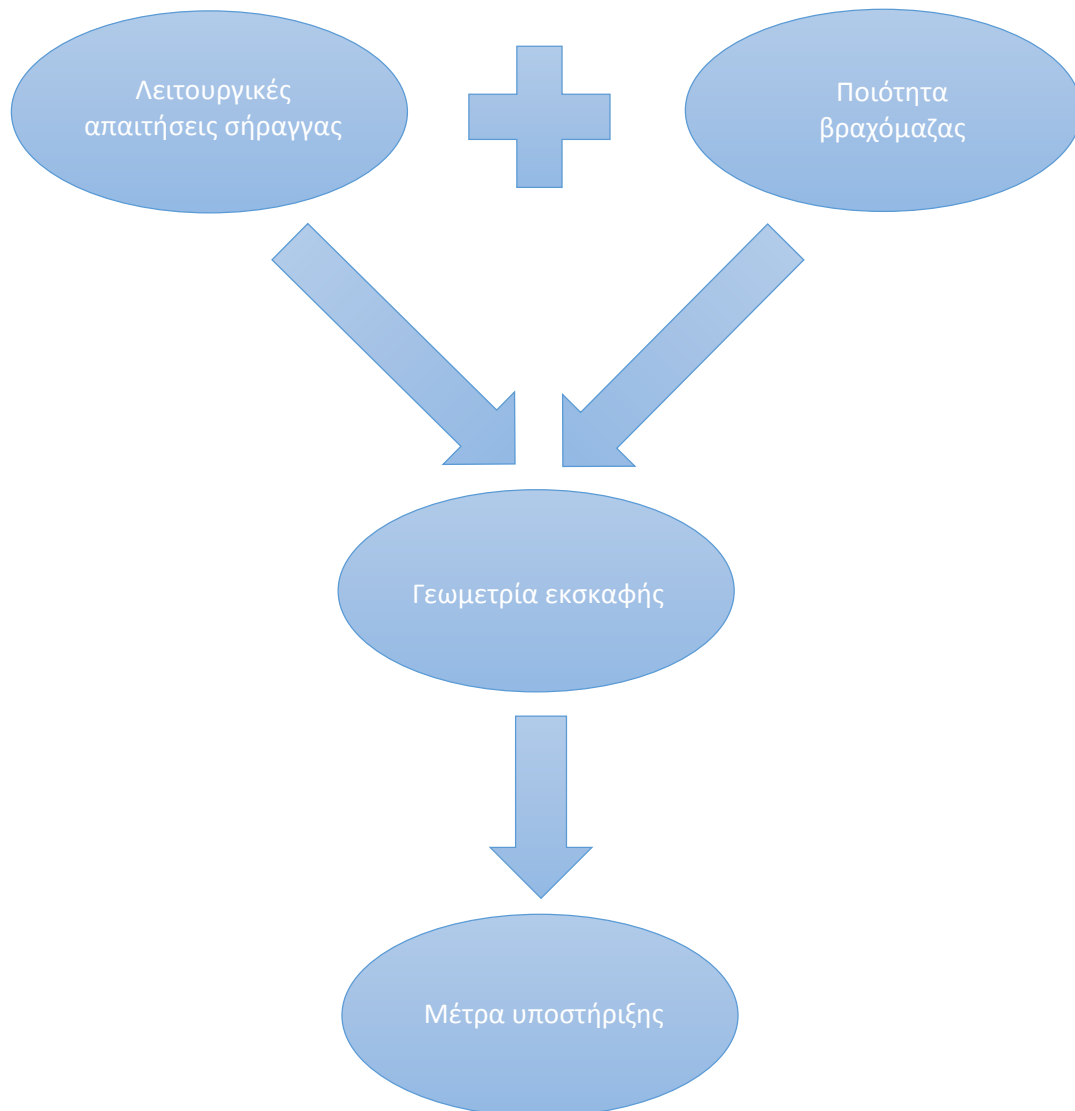
Επομένως, η γεωμετρία που θα επιλεγεί θα πρέπει καταρχάς να ικανοποιεί τη γεωμετρία που επιβάλλουν οι λειτουργικές ανάγκες της σήραγγας, εντούτοις, η τελική διαμόρφωσή της θα πρέπει να στοχεύει στην οικονομικότητα της κατασκευής, η οποία επιτυγχάνεται με ελαχιστοποίηση του εμβαδού της εκσκαφής και των μέτρων υποστήριξης.

Συγκεκριμένα:

- Σε σήραγγες που διανοίγονται σε **βραχώμαζα καλής ποιότητας** υπάρχει μεγαλύτερη ελευθερία στη διαμόρφωση της γεωμετρίας της εκσκαφής, οπότε ο θόλος και τα τοιχώματα μπορούν να αποτελούνται από τόξα κύκλου με ακτίνες καμπυλότητας που διαφέρουν κατά πολύ μεταξύ τους και το δάπεδο να είναι επίπεδο κι έτσι να επιτευχθεί το ελάχιστο δυνατό εμβαδό εκσκαφής. Στην περίπτωση αυτή, δηλαδή, καθοριστικός οικονομικός παράγοντας είναι η ελαχιστοποίηση του εμβαδού της εκσκαφής, καθώς η εκσκαφή είναι ούτως η άλλως ακριβή σε ισχυρές βραχώμαζες (εκσκαφή συνήθως με εκρηκτικά).

- Σε σήραγγες που διανοίγονται σε **βραχώμαζα πτωχής ποιότητας** η διαμόρφωση της γεωμετρίας της εκσκαφής θα πρέπει να στοχεύει στην βελτιστοποίηση της στατικής λειτουργίας της υποστήριξης. Με άλλα λόγια, ο σχεδιασμός θα πρέπει να στοχεύει στη διαμόρφωση της εκσκαφής με τρόπο που να πλησιάζει την κυκλική διατομή (χρήση παραπλήσιων ακτινών καμπυλότητας για το θόλο και τα τοιχώματα, διαμόρφωση ανάστροφου τόξου). Στην περίπτωση αυτή, καθοριστικός οικονομικός παράγοντας είναι η ελαχιστοποίηση των απαιτούμενων μέτρων υποστήριξης και η διασφάλιση επαρκούς αντοχής τους έναντι αστοχίας με την επιλογή της βέλτιστης μορφής της διατομής.

Η παραπάνω διαδικασία παρουσιάζεται γραφικά στο διάγραμμα ροής του Σχήματος 10.1.



Σχήμα 10.1. Διάγραμμα ροής σχεδιασμού συγκοινωνιακών σηράγγων

Επιπρόσθετα συμπεράσματα που εξήχθησαν από την παρούσα εργασία είναι η ιδιαίτερη σημασία που έχουν:

- Η καλή επαφή των χαλύβδινων πλαισίων και της βραχόμαζας, η οποία επιτυγχάνεται εύκολα με την εφαρμογή μίας στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος πριν την τοποθέτηση των πλαισίων.
- Η ακλόνητη έδραση των πλαισίων στη βάση τους με χρήση χαλύβδινων πλακών ή δοκών από σκυρόδεμα ή χάλυβα. Σε πολύ πτωχές βραχόμαζες είναι συνήθης η εφαρμογή μεθόδων για την εξυγίανση της περιοχής έδρασης (κατασκευή μικροπασσάλων κ.α.).
- Η πλαστιμότητα που προσφέρει η εφαρμογή χαλύβδινων πλαισίων ή/και η χρήση ινοπλισμένου εκτοξευόμενου σκυροδέματος για την άμεση υποστήριξη, σε σχέση με την ψαθυρότητα που χαρακτηρίζει το άοπλο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Για την ολοκληρωμένη ανάλυση του συστήματος βραχόμαζα - υποστήριξη είναι σκόπιμη η εκτέλεση αναλύσεων σε μοντέλα που περιλαμβάνουν και τη βραχόμαζα με χρήση επιφανειακών (plane-strain analysis) ή ακόμα και τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων (3D analysis). Η πρακτική αυτή είναι συνήθης στο σχεδιασμό των μέτρων υποστήριξης και υπάρχει στην αγορά πλήθος λογισμικών για το σκοπό αυτό. Στην παρούσα εργασία, όμως, δόθηκε έμφαση στη στατική λειτουργία των μέτρων υποστήριξης και όχι στη συμπεριφορά της βραχόμαζας γύρω από την εκσκαφή. Με τον τρόπο αυτό, φαινόμενα όπως η πλαστικοποίηση της βραχόμαζας, ο ερπυσμός και η χαλάρωση λήφθηκαν υπόψη με την απλοποιητική θεώρηση φόρτισης της υποστήριξης με κατακόρυφο και οριζόντιο φορτίο από τη βραχόμαζα.

Βιβλιογραφικές αναφορές

- Βάγιας, Ι., Ερμόπουλος, Ι., Ιωαννίδης, Γ., (2008), *Σχεδιασμός Δομικών Έργων από Χάλυβα*. Εκδόσεις «Κλειδάριθμος»
- Καββαδάς, Μ. (2012), *Σημειώσεις Σχεδιασμού Υπογείων Έργων*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Καπώνη, Ε., (2011), *Τεχνικογεωλογικές Συνθήκες κατά τη Διάνοιξη της Σήραγγας Πλατάνου του Νέου Αυτοκινητοδρόμου Κορίνθου-Πατρών. Μηχανική Συμπεριφορά των Εκσκαπτώμενων Μαργολίθων και Προβλήματα κατά την Α΄ Φάση Διάνοιξης*. Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Πανεπιστήμιο Πατρών
- Μαρίνος, Π.Γ. (2013), *Υπό Κατασκευή Σήραγγες στην Ελλάδα*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
- Σοφιανός, Α.Ι. (2010), *Μέτρα Υποστήριξης Σηράγγων*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- EN 1990: Ευρωκώδικας 0 – Βάσεις σχεδιασμού φερουσών κατασκευών.
- EN 1992: Ευρωκώδικας 2 – Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από σκυρόδεμα.
- EN 1993: Ευρωκώδικας 3 – Σχεδιασμός φερουσών κατασκευών από χάλυβα.
- American Concrete Institute, (1985). ACI 506R-85, "Guide to Shotcrete"
- Bieniawski, Z.T. (1976). Rock mass classification in rock engineering. *Exploration for rock engineering, proc. of the symp.*, (ed. Z.T. Bieniawski) **1**, 97-106. Cape Town: Balkema.
- Bieniawski, Z. T. 1978. Determining rock mass deformability: Experience from case histories. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, v. 15, 237-247.
- Bieniawski, Z.T. (1989). *Engineering rock mass classifications*. New York: Wiley.
- Bieniawski, Z.T. (1990). *Tunnel design by rock mass classifications*. TECHNICAL REPORT GL-79-19
- Bieniawski, Z.T. (2011). Misconceptions in the applications of rock mass classifications and their corrections. www.geocontrol.es, link to: *Bieniawski's window*.
- Grimstad, E. and Barton, N. 1993. Updating the Q-System for NMT. *Proc. int. symp. on sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support*, Fagernes, (eds Kompen, Opsahl and Berg). Oslo: Norwegian Concrete Assn.
- Hoek, E. (2007). *Rock mass classification*. Practical Rock Engineering.
- Hoek, E. (2007). *Shotcrete support*. Practical Rock Engineering.
- Kompen, R. (1989). Wet process steel fibre reinforced shotcrete for rock support and fire protection, Norwegian practice and experience. In *Proc. underground city conf.*, Munich, (ed. D. Morfeldt), 228-237.
- Kirsten, H.A.D. (1992). Comparative efficiency and ultimate strength of mesh- and fibre-reinforced shotcrete as determined from full-scale bending tests. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall.* Nov., 303-322.
- Kirsten, H.A.D. (1993). Equivalence of mesh- and fibre-reinforced shotcrete at large deflections. *Can. Geotech. J.* 30, 418-440.
- Lowson, A.R. (2012). The support capacity of steel sets. *Tunnelling Journal*, May, 18-20.
- Lowson, A.R., Bieniawski, Z.T. (2013). *Critical Assessment of RMR based Tunnel Design Practices: a Practical Engineer's Approach*. RAPID EXCAVATION & TUNNELING CONFERENCE, Washington, DC
- Mahar, J.W., Parker, H.W. and Wuellner, W.W. 1975. *Shotcrete practice in underground construction*. US Dept. Transportation Report FRA-OR&D 75-90. Springfield, VA: Nat. Tech. Info. Service.
- Mitri, H.S., Hassani, F.P. (1991), *Structural Characteristics of Coal Mine Steel Arch Supports*. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* VOL 27, No. 2, pp. 121-127.
- Mitri, H.S., Khan, U.N. (1990), *Design guidelines for steel arch supports in underground mining*. Mining Science and Technology, 13 37-44, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam
- Morgan, D. R., McAskill, N., Richardson, B. W., and Zellers, R. C. (1989). "A Comparative evaluation of plain, polypropylene fiber, steel fiber and wire mesh reinforced shotcretes," *Transportation*

- Research Record, No. 1226, Concrete and Concrete Construction, 78-87.* Washington, DC: Transportation Research Board, National Research, Council.
- Palmström, A. and Singh, R. 2001. The deformation modulus of rock masses. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v.16, 115-131.
- Papworth, F. 2002. Design guidelines for the use of fiber-reinforced shotcrete for ground support. *American Shotcrete Assn Shotcrete Magazine*, Spring.
- Proctor, R.V., White, T.L. (1977). *Rock Tunneling with Steel Supports*. Commercial Shearing, Youngstown, OH
- Serafim, J. L. and Pereira, J. P. 1983. Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. *Proc. Symp. on Engineering Geology*, Lisbon, v. I, 33-44.
- Unal, E. (1983). Design guidelines and roof control standards for coal mine roofs (Dissertation). University Park, PA: The Pennsylvania State University.
- Vandewalle, M. 1993. *Dramix: Tunnelling the world*. 3rd edn. Zwevegem, Belgium: N.V. Bekaert S.A.
- Wickham, G.E., Tiedemann, H.R. and Skinner, E.H. (1972). *Support determination based on geologic predictions. In Proc. North American rapid excav. Tunneling conf.*, Chicago, (eds K.S. Lane and L.A. Garfield), 43-64. New York: Soc. Min. Engrs, Am. Inst. Min. Metall. Petrolm Engrs.
- Wood, D.F. (1992). Specification and application of fibre reinforced shotcrete. In *Rock support in mining and underground construction, proc. int. symp. on rock support*, Sudbury, (eds P.K. Kaiser and D.R. McCreath), 149-156. Rotterdam: Balkema.
- Wood, D.F., Banthia, N. and Trottier, J-F. (1993). A comparative study of different steel fibres in shotcrete. In *Shotcrete for underground support VI*, Niagara Falls, 57-66. New York: Am. Soc. Civ. Engrs.