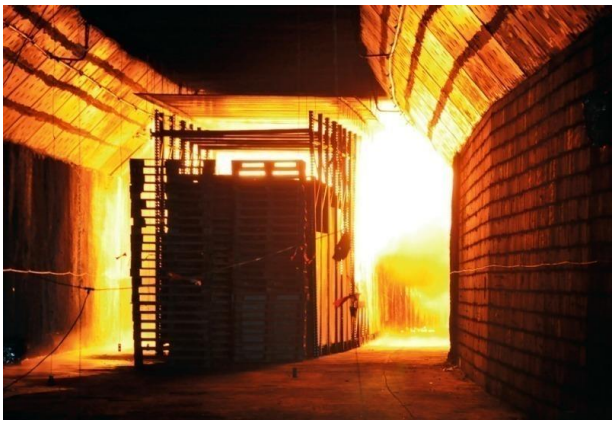
Μέτρα Στήριξης Σηράγγων

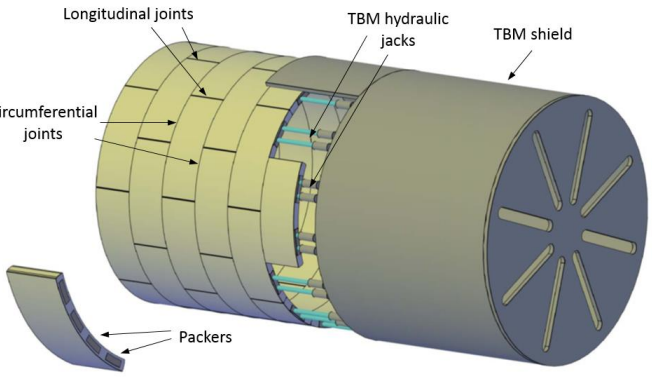
Αλέξανδρος Ι Σοφιανός











ΕΜΠ, Φεβρουάριος 2018

ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ Ι ΣΟΦΙΑΝΟΣ
Καθηγητής ΕΜΠ

Μέτρα Στήριξης Σηράγγων

Ε.Μ.Π

Μέτρα Στήριξης Σηράγγων

Συγγραφή

Αλέξανδρος Ι Σοφιανός

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο

Ηρώων Πολυτεχνείου 9, 15780 Ζωγράφου

Στα παιδιά μου

Φωτογραφίες εξωφύλλου: Μέτρα στήριξης και ο κίνδυνος από πυρκαγιά

Περιεχόμενα

Αλέξανδρος Ι Σοφιανός 1

ΕΜΠ, Φεβρουάριος 2018 1

Περιεχόμενα v

Πίνακας συντομεύσεων-ακρωνύμια xii

Πρόλογος xiii

. xiii

Εισαγωγή 1

Γενικά 1

Γνώση της περιβάλλουσας γεωμάζας 1

Αποτελέσματα της διάνοιξης 2

Κατηγοριοποίηση των μέτρων στήριξης 3

Βήματα σχεδιασμού 4

Διάταξη του βιβλίου 5

Κεφάλαιο 1 6

1. Αξιοπιστία των μέτρων στήριξης 6

1.1 Συντελεστής ασφαλείας 6

1.1.1 Προσδιορισμικός ορισμός του συντελεστή ασφαλείας 7

1.1.2 Ευαισθησία του συντελεστή ασφαλείας 7

1.1.3 Πιθανοτικός ορισμός του συντελεστή ασφαλείας 7

1.1.4 Βασικές έννοιες των πιθανοτήτων 9

1.2 Αναλυτικός υπολογισμός της κατανομής του συντελεστή ασφαλείας 10

1.2.1 Ανεξάρτητες μεταβλητές 10

1.2.2 Ομοιόμορφη συνάρτηση κατανομής 11

1.2.3 Τριγωνική κατανομή 14

1.3 Αριθμητικός υπολογισμός της κατανομής του συντελεστή ασφαλείας 16

1.3.1 Μέθοδος Monte Carlo 16

1.3.2 Μέθοδος εκτίμησης σημείων (PEM) 17

1.4 Ορισμός αστοχίας 17

1.5 Παράδειγμα εφαρμογής 18

1.5.1 Προσδιορισμικός υπολογισμός των μέτρων υποστήριξης 18

1.5.2 Πιθανοτικός προσδιορισμός των μέτρων υποστήριξης 19

Παραδείγματα εφαρμογής 24

Παράδειγμα 1. Συμβατικός συντελεστής ασφαλείας 24
Παράδειγμα 2. Πιθανοτικός συντελεστής ασφαλείας στην ανώτερη εξόρυξη 24
Παράδειγμα 3. Παρεκβολή σε ένα βαθύτερο επίπεδο 27

Βιβλιογραφία/Αναφορές 29

Κριτήριο αξιολόγησης 31
Κριτήριο αξιολόγησης 1 31
Κριτήριο αξιολόγησης 2 32
Κριτήριο αξιολόγησης 3 32
Κριτήριο αξιολόγησης 4 32

Κεφάλαιο 2 33

2. Ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα 33
2.1 Παλαιότερες και σύγχρονες εφαρμογές 33
2.2 Τύποι ινών 33
2.3 Μίγματα 35
2.4 Ιδιότητες 38
2.4.1 Χωρικές παράμετροι 38
2.4.2 Μηχανισμός αστοχίας 41
2.4.3 Ιδιότητες του νωπού σκυροδέματος 44
2.4.4 Ιδιότητες του σκληρυμένου σκυροδέματος 44
2.5 Ανάμιξη 44
2.5.1 Προσθήκη χαλύβδινων ινών 44
2.5.2 Τροφοδότες 47
2.6 Διαστασιολόγηση 52
2.6.1 Εμπειρικές μέθοδοι σχεδιασμού 52
2.6.2 Αναλυτικές μέθοδοι σχεδιασμού 57
2.6.3 Ημιεμπειρική μέθοδος 59
2.7 Στατικός φορέας επένδυσης 61
2.7.1 Επένδυση διπλού κελύφους 61
2.7.2 Επένδυση μονού κελύφους 62
2.8 *Πλεονεκτήματα - Μειονεκτήματα χρήσης των ινών* 64

Βιβλιογραφία/Αναφορές 66

Εργαστηριακές δοκιμές 68
Δοκιμή Α. 68
Δοκιμή Β. 69

Κεφάλαιο 3 70

3. Δυσθραυστότητα Ινοπλισμένου Σκυροδέματος 70
3.1 Δοκιμή πλάκας 70

3.1.1 Τετράγωνες πλάκες - EFNARC ... 71
3.1.2 Κυκλικές πλάκες - ASTM C 1550-03a ... 72
3.2 Πρισματικά δοκίμια - Δοκοί ... 73
3.2.1 JSCE SF4 (JSCE 1984) ... 74
3.2.2 ASTM C 1609/C 1609M - 05 ... 75
3.2.3 Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 14651:2005 + A1:2007 ... 76
3.2.4 Κυλινδρικά δοκίμια ... 84

Κριτήρια Αξιολόγησης ... 85
Κριτήριο αξιολόγησης 1 ... 85
Κριτήριο αξιολόγησης 2 ... 86
Απάντηση 86

Κεφάλαιο 4 ... 87

4. Μεταλλικά πλαίσια εγκιβωτισμένα στο σκυρόδεμα ... 87
4.1 Δικτυωτά πλαίσια ... 88
4.2 Νευρώσεις RRS ... 92
4.3 Ολόσωμες δοκοί, διατομής Η, εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα ... 95
4.3.1 Σύμβολα ... 95
4.3.2 Ιδιότητες υλικών ... 99
4.3.3 Γεωμετρικοί περιορισμοί ... 101
4.3.4 Παραμορφωσιμότητα ... 102
4.3.5 Αντοχή των διατομών ... 103
4.3.6 Διατμητική αντίσταση ... 105
4.3.7 Διατάξεις λεπτομερειών ... 106
4.3.8 Πλαίσια μη ενσωματωμένα στο σκυρόδεμα. ... 106

Βιβλιογραφία ... 108

Κριτήρια αξιολόγησης ... 109
Κριτήριο αξιολόγησης 1 ... 109
Απάντηση/Λύση ... 109
Κριτήριο αξιολόγησης 2. ... 116
Απάντηση/Λύση ... 116
Κριτήριο αξιολόγησης 3. ... 118
Απάντηση/Λύση ... 118
Κριτήριο αξιολόγησης 4. ... 118
Απάντηση/Λύση ... 118

Κεφάλαιο 5 ... 119

5. Σήραγγες σε σκληρά στρωσιγενή πετρώματα ... 119
5.1 Εντατική κατάσταση στις διεπιφάνειες ... 120

5.1.1 Υδροστατικό εντατικό πεδίο (K=1) 120

5.1.2 Ανισότροπο εντατικό πεδίο, με K<3. Διεπιφάνεια διερχόμενη από το κέντρο ανυποστήρικτου ανοίγματος 124

5.2 Απανταχού διεπιφάνειες 127

5.2.1 Ζώνες αστοχίας στην περιφέρεια της εκσκαφής 127

5.2.2 Πίεση αντιστήριξης για αποφυγή της ολίσθησης 128

Κριτήρια αξιολόγησης 133

Κριτήριο αξιολόγησης 1 133

Κριτήριο αξιολόγησης 2 133

Κριτήριο αξιολόγησης 3. 133

Κριτήριο αξιολόγησης 4. 133

Κριτήριο αξιολόγησης 5. 133

Εξάσκηση 135

Κεφάλαιο 6 136

6. Επίπεδες υπόγειες οροφές μετά τη ρωγμάτωση 136

6.1 Ορθογωνική οροφή 136

6.1.1 Αστοχία λόγω καμπτικής θλίψης 139

6.1.2 Αστοχία λόγω ελαστικής αστάθειας 140

6.1.3 Αστοχία λόγω ολίσθησης σε προϋπάρχουσες ασυνέχειες 140

6.1.4 Εφαρμογή 141

6.2 Τετραγωνική οροφή 142

Βιβλιογραφία/Αναφορές 144

Ασκήσεις εξάσκησης 145

Άσκηση 1 145

Άσκηση 2 145

Κεφάλαιο 7 146

7. Στήριξη μετώπου σήραγγας 146

7.1 Εισαγωγή 146

7.2 Μηχανισμός του Horn (1961) 147

7.2.1 Γεωμετρικά και στατικά στοιχεία 147

7.2.2 Δρώσες δυνάμεις στο τριγωνικό πρίσμα "P" 148

7.2.3 Απαιτούμενη δύναμη στήριξης μετώπου 154

7.3 Αναλύσεις συνεχούς μέσου 158

7.3.1 Απαιτούμενη στήριξη από αριθμητικές αναλύσεις για στραγγισμένες συνθήκες 158

7.3.2 Αναλύσεις για αστράγγιστες συνθήκες 160

7.4 Κατασκευαστικά μέτρα 161

7.4.1 Στήριξη στην επιφάνεια του μετώπου 161

7.4.2 Οπλισμός του πυρήνα με μεγάλου μήκους αγκύρια ... 162

Βιβλιογραφία/Αναφορές ... 167

Κριτήριο αξιολόγησης ... 168

Κριτήριο αξιολόγησης 1. ... 168

Κριτήριο αξιολόγησης 2. ... 169

Κριτήριο αξιολόγησης 3. ... 170

Κεφάλαιο 8 ... 171

8. Μόνιμη επένδυση από έγχυτο σκυρόδεμα ... 171

8.1 Διαστασιολόγηση ... 172

8.1.1 Άοπλη ή οπλισμένη επένδυση ... 173

8.1.2 Εσωτερικές δυνάμεις και διαστασιολόγηση ... 177

8.2 Έγχυση του σκυροδέματος (σύμφωνα με ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-01-00:2009) ... 179

8.2.1 Μέθοδος εκτέλεσης της σκυροδέτησης ... 179

8.2.2 Προετοιμασία για τη διάστρωση σκυροδέματος στο δάπεδο σήραγγας ... 179

8.2.3 Τοποθέτηση οπλισμών σκυροδέματος μόνιμης επένδυσης ... 180

8.2.4 Διάστρωση σκυροδέματος σε θεμέλια ... 181

8.2.5 Αρμοί ... 182

8.2.6 Μεταλλότυποι σηράγγων ... 184

8.2.7 Διάστρωση σκυροδέματος στις παρειές και στους θόλους επενδύσεων σηράγγων ... 189

8.2.8 Συμπύκνωση σκυροδέματος ... 190

8.3 Μετά την αφαίρεση του μεταλλότυπου ... 190

8.3.1 Επισκευές και συντήρηση ... 190

8.3.2 Ανοχές Μόνιμης επένδυσης ... 191

8.3.3 Επιμέτρηση εργασιών ... 192

Βιβλιογραφία/Αναφορές/Προδιαγραφές ... 194

Αναφορές ... 194

Προδιαγραφές ... 194

Κεφάλαιο 9 ... 195

9. Στεγάνωση ... 195

9.1 Προστατευτική αποστραγγιστική στρώση από γεωυφάσματα ... 195

9.1.1 Μέθοδος εκτέλεσης της εργασίας ... 196

9.1.2 Επιθυμητά χαρακτηριστικά γεωυφασμάτων ... 197

9.2 Στεγάνωση με συνθετικές μεμβράνες ... 198

9.2.1 Μέθοδος εκτέλεσης της εργασίας ... 199

9.3 Στεγάνωση σηράγγων με ψεκασμό ... 203

9.4 Επιμέτρηση της εργασίας ... 203

Βιβλιογραφία/Αναφορές ... 204

Προδιαγραφές **204**

Κεφάλαιο 10 ..... **205**

10. Μόνιμη επένδυση από προκατασκευασμένα στοιχεία **205**

10.1 Γενικά **205**

10.1.1 Υλικά κατασκευής **205**

10.1.2 Δομητική μελέτη **206**

10.2 Από την προκατασκευή στην εγκατάσταση (σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-03-00:2009) **206**

10.2.1 Κατασκευή προκατασκευασμένων στοιχείων **206**

10.2.2 Συντήρηση - Ξεκαλούπωμα - Αποθήκευση Προκατασκευασμένων Στοιχείων **211**

10.2.3 Συναρμολόγηση προκατασκευασμένων στοιχείων **213**

10.2.4 Στεγάνωση προκατασκευασμένων στοιχείων **222**

10.2.5 παρ. 6) Κριτήρια παραλαβής περατωμένων εργασιών (σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-03-00:2009, 223

- **Έλεγχος φακέλου εργαστηριακών δοκιμών. Σχετικά με τις απαιτήσεις** **223**

10.3 Προχώρηση του TBM **225**

10.3.1 Πίεση επαφής μεταξύ πέδιλου εμβόλου και στοιχείου **226**

10.3.2 Δυνάμεις διάρρηξης (splitting) μέσα στο τόξο **226**

10.4 Λειτουργία της σήραγγας **228**

10.4.1 Αδράνεια του δακτυλίου της επένδυσης **228**

10.4.2 Φορτία **230**

10.4.3 Έλεγχοι τυπικών φορτίων **230**

10.4.4 Έλεγχοι σε σεισμό και τυχηματικά φορτία **232**

10.4.5 Παράδειγμα όπλισης στοιχείου (Geodata, 2013) **233**

10.4.6 Παρακολούθηση **234**

Βιβλιογραφία/Αναφορές/Προδιαγραφές **235**

Αναφορές **235**

Προδιαγραφές-Κανονισμοί **235**

Κεφάλαιο 11 ..... **237**

11. Έλεγχος ποιότητας σκυροδέματος **237**

11.1 Πρώτες ύλες **237**

11.1.1 Τσιμέντο (cement) **237**

11.1.2 Αδρανή υλικά (aggregates) **237**

11.1.3 Πρόσθετα (additives) και Πρόσμικτα (admixtures) **238**

11.1.4 Νερό (water) **238**

11.2 Παραγωγή σκυροδέματος **238**

11.2.1 Σύνθεση σκυροδέματος **239**

11.2.2 Νωπό και σκληρυμένο σκυρόδεμα **239**

11.3 Κανονισμοί, Πρότυπα, Προδιαγραφές ελέγχου σκυροδέματος **240**

11.3.1 Έλεγχοι ... 240
11.3.2 Δειγματοληψίες σκυροδέματος ... 241
11.4 Τεχνολογία Σκυροδέματος ... 241
Κεφάλαιο 12 ... 263
12. Πυροπροστασία μόνιμης επένδυσης ... 263
12.1 Πυρκαγιά και έκρηξη σε σήραγγα ... 263
12.1.1 Πιθανότητα συμβάντος ... 264
12.1.2 Επιπτώσεις πυρκαγιών σε σήραγγες ... 264
12.2 Περιπτώσεις πυρκαγιάς σε σήραγγα ... 265
12.2.1 Οδικές σήραγγες ... 265
12.2.2 Σιδηροδρομικές σήραγγες ... 268
12.2.3 Καταγεγραμένες πυρκαγιές σε σήραγγες ... 269
12.3 Επιπτώσεις της πυρκαγιάς στην επένδυση της σήραγγας / μηχανισμοί αστοχίας ... 272
12.3.1 Αποφλοίωση σκυροδέματος – είδη ... 274
12.3.2 Ο χάλυβας του οπλισμού ... 279
12.4 Κανονισμοί που ισχύουν για την προστασία από την πυρκαγιά ... 282
12.4.1 Καμπύλες θερμοκρασίας – χρόνου ... 282
12.4.2 Κανονισμοί προστασίας σηράγγων από πυρκαγιά ... 285
12.5 Μέτρα προστασίας από την φωτιά ... 286
12.5.1 Είδη προστασίας ... 286
12.5.2 Ενεργητική προστασία ... 286
12.5.3 Παθητική προστασία ... 287
12.6 Το παρόν και το μέλλον ... 296
12.6.1 Ενεργητική προστασία ... 296
12.6.2 Παθητική πυροπροστασία ... 296
Βιβλιογραφία ... 297
Κεφάλαιο 13 ... 299
13. Παράρτημα ... 299
Ευρετήριο ... 301

Πίνακας συντομεύσεων-ακρωνύμια

ACI	American Concrete Institute
AFTES	Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain
AITES	Association International des Tunnels et de l'Espace Souterrain
ASTM	American Society for Testing and Materials
βλ.	βλέπε
BRE	Building Research Establishment
BSI	British Standards Institution
BTS	British Tunnelling Society
CIRIA	Construction Industry Research and Information Association
DBV	Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein
DIN	Deutsches Institut für Normung
ΕΕΕΕΓΜ	Ελληνική Επιστημονική Εταιρεία Εδαφομηχανικής και Γεωτεχνικής Μηχανικής
ΕΕΣΥΕ	Ελληνική Επιτροπή Σηράγγων και Υπογείων Έργων
EFNARC	European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for **C**oncrete
ΕΚΩΣ	Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος
ΕΛΟΤ	Ελληνικός Οργανισμός Τυποποίησης
EN	European Norm
ΕΤ Σ	Ελληνικό Τμήμα Σκυροδέματος
ΕΤΕΠ	Εθνικές Τεχνικές Προδιαγραφές
FIB	Fédération internationale du béton International Federation for Structural Concrete
H-B	Hoek-Brown
ICE	Institution of Civil Engineers
ISO	International Organization for Standardization
ISRM	International Society for Rock Mechanics
ITA	International Tunnelling Association
ΚΕΔΕ	Κεντρικό Εργαστήριο Δημοσίων Έργων
M-C	Mohr-Coulomb
NATM/NÖT	New Austrian Tunnelling Method /Neue Österreichische Bauweise
πρβ	παράβαλε
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages
ΤΕΕ	Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος

Πρόλογος

Το παρόν βιβλίο αποτελεί το δεύτερο τόμο του βιβλίου «Υποστήριξη Υπογείων Έργων» του συγγραφέα. Σκοπός του είναι να προσθέσει γνώσεις στα θέματα της υποστήριξης των υπογείων έργων σε μεταπτυχιακούς φοιτητές ή μηχανικούς που έχουν μέτρια εμπειρία στο θέμα. Στα υπόγεια έργα, σε αντίθεση με οποιαδήποτε άλλη μορφή κατασκευής, η γεωμάζα γύρω από τη σήραγγα αποτελεί αναπόσπαστο μέρος του φορέα τους και έχει κεντρικό ρόλο στην ευστάθειά τους. Η απαιτούμενη στήριξη προστίθεται στο φορέα της ίδιας της γεωμάζας προκειμένου να εξασφαλίσει την ευστάθεια του υπόγειου έργου. Ο τρόπος εκτίμησής της δεν μπορεί να μαθευτεί μόνο από βιβλία και πολλές ουσιαστικές αποφάσεις για την επιλογή της βασίζονται στην κρίση του μηχανικού και την εμπειρία. Συχνά δεν υπάρχει μονοσήμαντη απάντηση σε κάθε σχετική ερώτηση, αλλά αυτή εξαρτάται από τις συνήθειες και εμπειρίες του μηχανικού. Το βιβλίο επομένως παρέχει στον αναγνώστη βασικές γνώσεις, εκτίμησης της απαιτούμενης υποστήριξης και δυνατότητα συμβουλής του, όπου απαιτείται, από ειδικότερες αναφορές σε συγκεκριμένο θέμα, χωρίς να παραγνωρίζεται ότι για να γίνει κάποιος ειδικός, χρειάζονται μεταξύ άλλων και πολλά χρόνια εμπειρίας.

•

Εισαγωγή

Η συμπεριφορά των υπογείων ανοιγμάτων και των μέτρων στήριξής τους πρέπει να αντιμετωπίζεται μέσα από τις γενικές βασικές αρχές της επιστήμης της μηχανικής.

Γενικά

Η στήριξη των υπογείων έργων διαφέρει από τη στήριξη των κτιριακών ή άλλων δομημάτων ανωδομής. Στα κτιριακά έργα και στη γεφυροποιία ο φέρων οργανισμός έχει καθορισμένες και δοκιμασμένες ιδιότητες, κάτι που δεν ισχύει στα υπόγεια έργα. Ο επόμενος πίνακας απεικονίζει βασικές διαφορές των φορέων στήριξης στα έργα ανωδομής και στα υπόγεια έργα. Μολονότι και στα υπόγεια έργα χρησιμοποιούνται φορείς από σκυρόδεμα και χάλυβα, στα υπόγεια ο κύριος φέρων οργανισμός είναι το ίδιο το πέτρωμα, το οποίο έχει το διττό ρόλο του φέροντος και του φερόμενου. Η στήριξη επομένως έχει το δευτερεύοντα σκοπό της διαφύλαξης της ακεραιότητας του πετρώματος. Οικονομικοί λόγοι επιβάλουν η τελευταία να είναι όσον το δυνατόν λιγότερη. Κλειδί επομένως, στην επιλογή της, είναι η κατανόηση της δυνατότητας ανάληψης φορτίου από το ίδιο το πέτρωμα, ώστε να συμπληρωθεί η φέρουσα ικανότητά του από την απαραίτητη στήριξη.

Σύγκριση των φορέων σηράγγων και κτισμάτων ανωδομής

	Σήραγγες	Δομήματα πάνω από το έδαφος
Υλικά κατασκευής	Ο κύριος φορέας στήριξης είναι το περιβάλλον πέτρωμα, με όλες τις αβεβαιότητές του.	Οι ιδιότητές τους είναι δεδομένες και δύνανται ανά πάσα στιγμή να ελεγχθούν.
Φορτία	Εκτιμώνται είτε εμπειρικά είτε με τη βοήθεια προσομοιωμάτων, και ουσιαστικά είναι άγνωστα.	Είναι γενικά γνωστά
Υπερστατικότητα φορέων	Τα πέτρωμα είναι ένας μαζικός φορέας και ως εκ τούτου έχει μεγάλη υπερστατικότητα, δηλαδή ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεών του.	Οι δομικοί φορείς ακόμη και όταν δεν είναι γραμμικοί, έχουν σχετικά μικρή υπερστατικότητα και πλαστιμότητα, και επομένως περιορισμένη ικανότητα ανακατανομής των εσωτερικών δυνάμεων.
Ασφάλεια	Λόγω των αβεβαιοτήτων που ενυπάρχουν, είναι δύσκολη η εκτίμηση της απόστασης μεταξύ των φορτίων που μπορούν να αναληφθούν από αυτά που αναμένεται να δράσουν	Μπορεί να προσδιοριστεί με επαρκή ακρίβεια ως η απόσταση των φορτίων που μπορούν να αναληφθούν από τα φορτία που εκτιμάται ότι θα δράσουν.

Γνώση της περιβάλλουσας γεωμάζας

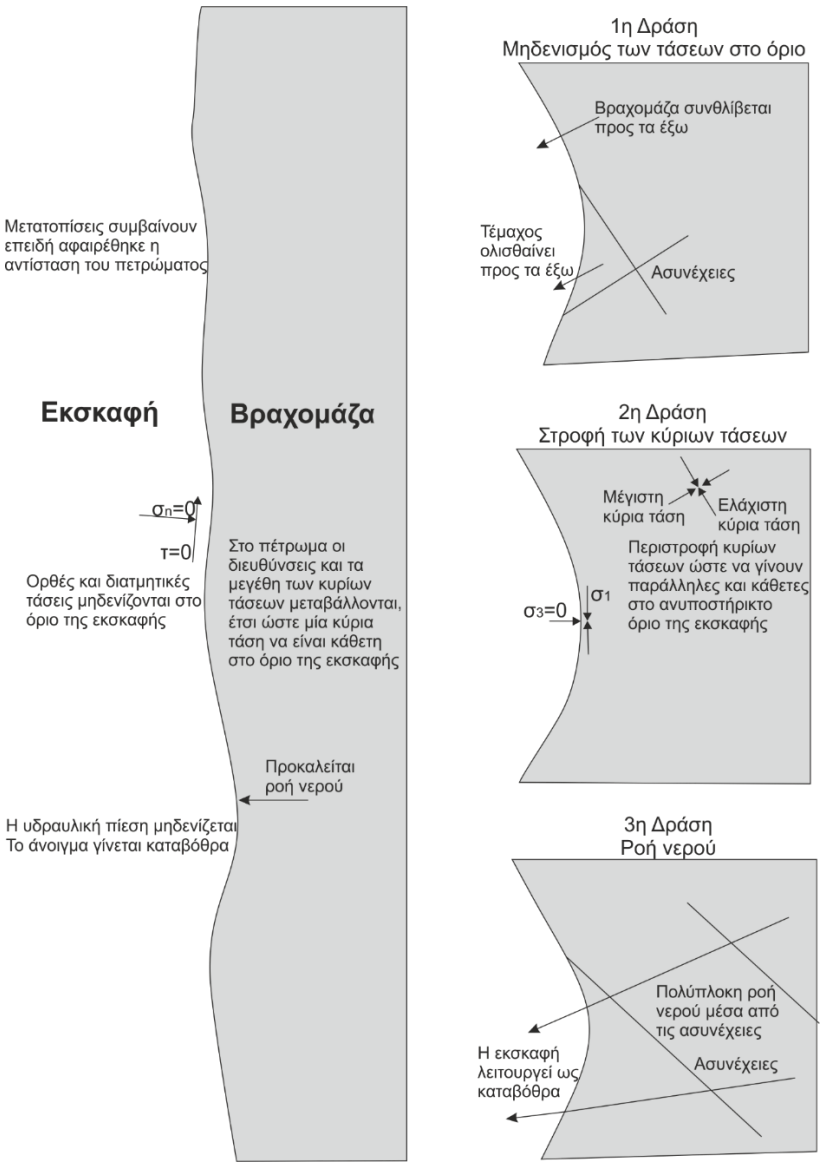
Όσους πυρήνες γεωτρήσεων και αν πάρουμε και δοκιμάσουμε στο εργαστήριο, τα δείγματα θα αφορούν μόνο ένα μικρό κλάσμα από τη συνολική γεωμάζα που θα επηρεαστεί από την κατασκευή της σήραγγας. Περιορισμένες και όχι σαφείς είναι και οι γνώσεις της δομής της γεωμάζας, δηλαδή της διαστρωμάτωσης, των διακλάσεων και των ρηγμάτων. Ως εκ τούτου, έγκειται στην κρίση του μηχανικού να καθορίσει τις συνθήκες του εδάφους και τις μηχανικές του ιδιότητες. Συχνά, θεωρείται ότι η γεωμάζα λειτουργεί ως συνεχές μέσο που επιτρέπει τριδιάστατη ανακατανομή των τάσεων γύρω από το υπόγειο άνοιγμα, αναλαμβάνοντας έτσι μέρος του φορτίου, ώστε το πλήρες υπερκείμενο να μην δρα ως φορτίο στον φορέα της σήραγγας. Αλλά πώς μπορεί να καθοριστεί το ποσοστό αυτό; Και πάλι, αυτό καταλήγει στην κρίση του μηχανικού. Εάν υπάρχει σήραγγα με άμεση επένδυση από εκτοξευμένο σκυρόδεμα, πώς μπορεί να εκτιμηθεί η ένταση της σχετικά την φέρουσα ικανότητά της; Εάν μετρηθεί η σύγκλιση των παρειών της, πώς ξέρουμε ότι τα μέτρα στήριξης της δεν βρίσκονται σε οριακή κατάσταση; Πότε είναι μια ρωγμή στην επένδυση σημαντική και η προειδοποίηση του

τι θα επακολουθήσει; Σε πολλές από αυτές τις ερωτήσεις η απάντηση δεν είναι μονοσήμαντη, αλλά εξαρτάται από την εκάστοτε περίπτωση.

Υπάρχει μια τάση στην σηραγγοποιία η γεωμάζα να ταξινομείται είτε ως μαλακή είτε σκληρή. Τα εδάφη και τα ασθενή πετρώματα εμπίπτουν γενικά στην κατηγορία «μαλακή γεωμάζα» (οι ασθενείς γεωμάζες περιλαμβάνουν την πτωχής ποιότητας κρητίδα, τους ασθενείς ιλυόλιθους και τους ασθενείς ή κατακερματισμένους ψαμμίτες. Η «σκληρή γεωμάζα» θα περιλαμβάνει γενικά όλες τις άλλες μορφές βράχου. Ωστόσο, είναι αντιληπτό ότι υπάρχει μετάβαση μεταξύ αυτών των δύο όρων, και η απαίτηση για υποστήριξη συχνά αντιμετωπίζει πιο περίπλοκες συνθήκες γεωμάζας, συχνά με μικτά συστατικά. Ο όρος γεωμάζα αφορά στο γεωυλικό που περιβάλλει μια σήραγγα και περιλαμβάνει το πέτρωμα και, τις τυχόν ενυπάρχουσες ασυνέχειες και ρήγματα. Εναλλακτικά, ο όρος «βραχομάζα» χρησιμοποιείται για τα περιβάλλοντα τη σήραγγα κερματισμένα ή μη πετρώματα.

Αποτελέσματα της διάνοιξης

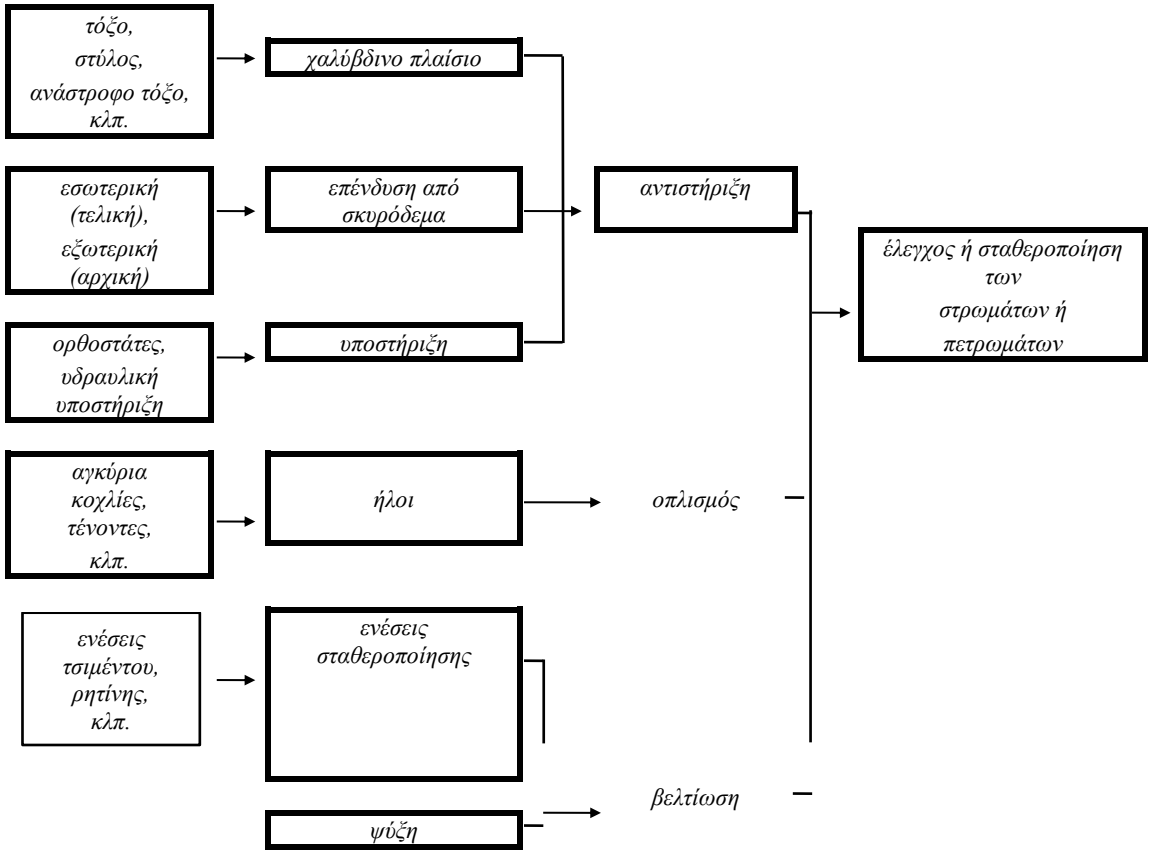
Η εκσκαφή της γεωμάζας για τη δημιουργία του υπογείου ανοίγματος, όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα, μηδενίζει τις τάσεις στις παρειές του, αλλάζει τη διεύθυνση του εντατικού πεδίου και το άνοιγμα λειτουργεί για τα υπόγεια νερά ως καταβόθρα. Οι μεταβολές αυτές υποβάλλουν το πέτρωμα σε δυσμενείς εντατικές καταστάσεις, τις οποίες τα μέτρα στήριξης καλούνται να αντιμετωπίσουν, προκειμένου να αποφευχθεί η αστοχία.



Επίδραση της εξόρυξης στο περιβάλλον του υπόγειου ανοίγματος

Κατηγοριοποίηση των μέτρων στήριξης

Μια σειρά από μέτρα σταθεροποίησης της γεωμάζας και η κατηγοριοποίησή τους φαίνεται στο επόμενο διάγραμμα.



Κατηγοριοποίηση των μέτρων σταθεροποίησης των πετρωμάτων.

Βήματα σχεδιασμού

Κατά τη μελέτη ακολουθούνται τα βήματα που φαίνονται στον επόμενο Πίνακα. Παρατηρούμε ότι η μελέτη ακολουθεί διακριτή πορεία σύμφωνα με τη δομή της βραχομάζας. Η αριστερή στήλη αφορά συμπεριφορά βραχομάζας η οποία οφείλεται στις μεμονωμένες ασυνέχειες, σε αντίθεση με την δεξιά στήλη, όπου η συμπεριφορά οφείλεται στην αντοχή της βραχομάζας.

Βήματα σχεδιασμού της υποστήριξης

<table>
<tr><td colspan="2">Συλλογή τεχνικών γεωλογικών στοιχείων από επιφανειακές εμφανίσεις και πυρήνες γεωτρήσεων</td></tr>
<tr><td colspan="2">Χαρακτηρισμός της βραχομάζας</td></tr>
<tr><td colspan="2">Ταξινόμηση της βραχομάζας και προσδιορισμός τύπων αστοχίας</td></tr>
<tr><td>Δομικά ελεγχόμενες αστοχίες λόγω βαρύτητας</td><td>Αστοχία λόγω υψηλής τάσης υποβοηθούμενης από τη βαρύτητα</td></tr>
<tr><td>Αποτίμηση των κινηματικά δυνατών τύπων αστοχίας</td><td>Προσδιορισμός του επιτόπου εντατικού πεδίου στο περιβάλλον πέτρωμα</td></tr>
<tr><td>Καθορισμός της διατμητικής αντοχής στις δυνατόν να αστοχήσουν επιφάνειες</td><td>Καθορισμός των ιδιοτήτων της βραχομάζας</td></tr>
<tr><td>Υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας ή της επικινδυνότητας των δυνατών αστοχιών</td><td>Υπολογισμός του μεγέθους των ζωνών υπερφόρτισης γύρω από την εκσκαφή</td></tr>
<tr><td>Προσδιορισμός των απαιτήσεων υποστήριξης</td><td>Μη γραμμική ανάλυση διάδρασης πετρώματος υποστήριξης για τον υπολογισμό της υποστήριξης</td></tr>
<tr><td colspan="2">Εκτίμηση της επίδρασης των ανατινάξεων και των εκτινάξεων στην υποστήριξη</td></tr>
<tr><td colspan="2">Μελέτη της υποστήριξης λαμβάνοντας υπόψη την ακολουθία των εκσκαφών, τη διαθεσιμότητα των υλικών, και την οικονομικότητα της μελέτης.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Τοποθέτηση της υποστήριξης με πλήρη ποιοτικό έλεγχο ώστε να εξασφαλίζονται το σωστό μήκος των αγκυρίων, η τάνυση και η ενεμάτωσή τους, και η αποτελεσματική εκτόξευση του σκυροδέματος της επένδυσης και η τοποθέτηση των χαλύβδινων πλαισίων όπου απαιτούνται.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Παρακολούθηση της συμπεριφοράς της εκσκαφής και της υποστήριξης ώστε να επιβεβαιώνεται η μελέτη και να δίνεται η δυνατότητα αλλαγών σε μελλοντικές μελέτες.</td></tr>
</table>

Διάταξη του βιβλίου

Το βιβλίο συνίσταται από δώδεκα κεφάλαια που περιέχουν τα παρακάτω:

Στο κεφάλαιο 1 αναπτύσσεται το θέμα της αβεβαιότητας στις παραμέτρους ανάλυσης, και της έννοιας του συντελεστή ασφαλείας και της αξιοπιστίας.

Στα κεφάλαια 2 έως 4 δίνονται τεχνολογικά στοιχεία για το εκτοξευμένο σκυρόδεμα οπλισμένο είτε με ίνες είτε με δομικά στοιχεία ενσωματωμένα σε αυτό, καθώς και μέθοδοι υπολογισμού της επέρκειάς του και δοκιμές ελέγχου της ικανότητάς του.

Στα κεφάλαια 5 και 6 αναπτύσσονται οι αναλυτικές μέθοδοι ελέγχου της ευστάθειας των παρειών και της οροφής των σηράγγων ή άλλων υπογείων διανοίξεων μέσα σε στρωσιγενή πετρώματα και υπολογίζονται τα απαιτούμενα άμεσα μέτρα υποστήριξης.

Στο κεφάλαιο 7 εξετάζεται η συμπεριφορά του πετρώματος στον ιδιαίτερα ευαίσθητο χώρο του μετώπου σήραγγας, λόγω υπερφόρτισης. Για την περίπτωση αυτή δίνονται μέθοδοι και διαγράμματα υπολογισμού της απαιτούμενης στήριξης, με ηλώσεις ή άλλα σύγχρονα μέτρα.

Τέλος, τα κεφάλαια 8 έως 12 αναφέρονται στην μόνιμη τελική επένδυση. Στα κεφάλαια 8 και 9 αναπτύσσεται η τεχνολογία κατασκευής της μόνιμης επένδυσης από έγχυτο σκυρόδεμα και ο τρόπος στεγάνωσής της.

Αντίστοιχα στο κεφάλαιο 10 αναπτύσσεται η τεχνολογία κατασκευής επένδυσης από προκατασκευασμένα στοιχεία. Ο έλεγχος της ποιότητάς του σκυροδέματος τη επένδυσης αναπτύσσεται στο κεφάλαιο 11. Τέλος στο κεφάλαιο 12 αναπτύσσεται η τεχνολογία προστασίας της επένδυσης σκυροδέματος από την πυρκαγιά.

Πρόσθετα στοιχεία, όπως πίνακες που αφορούν τις μονάδες μέτρησης και τις σχέσεις μεταξύ τους, θα βρει ο αναγνώστης στο συνοπτικό παράρτημα που παρατίθεται.

Σε κάθε κεφάλαιο του βιβλίου υπάρχουν εκτεταμένες αναφορές στη βιβλιογραφία, και προτάσεις εμβάθυνσης μέσω άλλων συγγραμμάτων.

Κεφάλαιο 1

Σύνοψη

Η φέρουσα ικανότητα (Capacity) των δομημάτων επιλέγεται κατά τη μελέτη έτσι ώστε να είναι σε θέση αυτά να αναλαμβάνουν την απαίτηση (Demand) των δράσεων. Δεδομένου ότι τόσον η ικανότητα όσον και η απαίτηση είναι μεταβλητές ποσότητες, εξετάζεται η διακινδύνευση αστοχίας των επιλεγμένων μέτρων υποστήριξης και οι μέθοδοι εκτίμησης της αξιοπιστίας τους.

Προαπαιτούμενη γνώση

Μαθήματα: Μηχανική των πετρωμάτων, Υποστήριξη Υπογείων Έργων, Τεχνική Γεωλογία. Χρήσιμη βιβλιογραφία: Hoek et al. (1995)

1. Αξιοπιστία των μέτρων στήριξης

Η διαστασιολόγηση των μέτρων υποστήριξης απαιτεί γενικά υπολογισμούς για την εκτίμηση της επάρκειάς τους. Οι υπολογισμοί αυτοί πραγματοποιούνται σε κατάλληλα προσομοιώματα. Προσομοίωμα της μηχανικής συμπεριφοράς ενός υπόγειου έργου είναι η εξιδανίκευση του, ώστε να επιδέχεται απλή λογική μαθηματική λύση δίχως να χάνει τα ουσιώδη στοιχεία του πρωτοτύπου.

Παραδοσιακά, οι μεν φορείς και τα δρώντα φορτία προσομοιώνονται με πλήρως ορισμένες, απλές γεωμετρικές ή αναλυτικές αναπαραστάσεις, ο δε χαρακτηρισμός του υλικού θεωρείται ότι είναι πλήρης, με τις εγγενείς ιδιότητες να λαμβάνονται σταθερές και μονοσήμαντα ορισμένες. Ωστόσο, ούτε οι γεωμετρικές συνθέσεις ούτε οι εγγενείς ιδιότητες του υλικού είναι πλήρως γνωστές. Μεταξύ αυτών είναι οι αβεβαιότητες σε σχέση με την έκταση στρωμάτων, αντοχή του πετρώματος, δομή, εξαλλοίωση, διήθηση, φυσικό εντατικό πεδίο, ορυκτολογική σύσταση, δυναμικές δράσεις, τοξικά και επικίνδυνα υλικά, θέρμη και ψύχος, πήξη και τήξη, χημικοί και περιβαλλοντικοί παράγοντες, εργασιμότητα, κλπ. Περαιτέρω, τα δομικά υλικά περιέχουν μικροκρυσταλλικές ατέλειες, από όπου εκκινούν ρωγμές ή επιτρέπουν τη διάδοσή τους. Σχεδόν όλες οι γεωμετρικές αναπαραστάσεις, δρώντα φορτία, ιδιότητες υλικών, και ατέλειες είναι τυχαίες, και όλα τα συστήματα δύνανται συχνά να υποβληθούν σε υπερφορτίσεις.

1.1 Συντελεστής ασφαλείας

Η αστοχία ενός συστήματος αξιολογείται από την αδυναμία του στην απαίτηση να επιτελέσει την προβλεπόμενη λειτουργία του επαρκώς για ένα χρονικό διάστημα και υπό συγκεκριμένες συνθήκες. Το αντίθετό του, το μέτρο επιτυχίας, ονομάζεται αξιοπιστία. Η αστοχία είναι ποιοτική, ενώ η αξιοπιστία μπορεί να ορίζεται ποσοτικά ως η πιθανότητα ενός συστήματος να μην αστοχεί. Σκοπός μιας μελέτης βασισμένης στην αξιοπιστία είναι η παραγωγή ενός τεχνικού συστήματος (έργου) του οποίου η αστοχία θα ήταν ένα γεγονός με πολύ μικρή πιθανότητα. Η αποδοχή ενός επιπέδου αξιοπιστίας πρέπει να εξετάζεται στο πλαίσιο του πιθανού κόστους, των κινδύνων και των συναφών κοινωνικών κερδών.

Παραδοσιακά στις υπόγειες εξορύξεις και κατασκευές σηράγγων, όπου οι εκτιμήσεις του κινδύνου αστοχίας βασίζονται στους επιτρεπόμενους συντελεστές ασφάλειας, αυτοί προέρχονται από προηγούμενες εμπειρίες για το υπό εξέταση σύστημα στο αναμενόμενο περιβάλλον του. Ο συντελεστής ασφάλειας fs ορίζεται συνήθως ως ο λόγος της ικανότητας C (capacity, πχ αντοχή) του αντικειμένου ως προς την απαίτηση D (demand, πχ φόρτιση), και η αστοχία θεωρείται ότι συμβαίνει όταν είναι μικρότερος από 1. Σε γενικές γραμμές, η απαίτηση είναι η συνισταμένη πολλών αβεβαιοτήτων του υπό εξέταση συστήματος, κυρίως γεωλογικών (Carter, 1992), και παρομοίως η ικανότητα εξαρτάται από τη μεταβλητότητα των μηχανικών παραμέτρων των υλικών και της γεωμετρικής μορφής των μέτρων στήριξης, σφάλματα δοκιμών, κατασκευαστικές διαδικασίες, ποιοτικό έλεγχο, συνθήκες περιβάλλοντος, κλπ. Επομένως, για την ευστοχία ενός (υπογείου) έργου η φέρουσα ικανότητα C, που εξαρτάται από την ποσότητα των μέτρων στήριξης, θα πρέπει να είναι επαρκώς μεγαλύτερη από την απαίτηση D. Το ερώτημα που τίθεται είναι, πόσο μεγαλύτερη, καθόσον μεγάλη ποσότητα μέτρων στήριξης έχει σα συνέπεια μεγάλο κόστος για την κατασκευή του έργου. Ο μηχανικός καλείται να επιλέξει τη βέλτιστη λύση, χρησιμοποιώντας διάφορες δόκιμες λογικές σχεδιασμού.

Η έννοια του συντελεστή ασφάλειας στη γεωτεχνική βρίσκει εφαρμογή τόσον στα επιφανειακά όσον και στα υπόγεια έργα. Στις μελέτες των επιφανειακών, κλασσικές εφαρμογές αποτελούν τα πρανή και οι θεμελιώσεις, στα δε υπόγεια οι στύλοι φυσικά υποστηριζόμενων εξορύξεων, η ανάρτηση με αγκύρια στρωσιγενών οροφών, η επάρκεια έναντι αποφλοίωσης των τοιχωμάτων υπόγειων διανοίξεων, κλπ. Για παράδειγμα, οι Brady & Brown (2006) υπολογίζουν συμβατικά το συντελεστή ασφαλείας στύλου φυσικής υποστήριξης υπόγειας εξόρυξης, με τη συσχέτιση της αντοχής του ως προς την αξονική τάση που δρα σε αυτόν. Οι Salamon & Munro (1967) έδωσαν, για τα ανθρακωρυχεία της N. Αφρικής, ιστογράμματα που απεικονίζουν τις συχνότητες ευστοχίας και αστοχίας στύλων ως συνάρτηση του συντελεστή ασφάλειας, και πρότειναν μια τιμή σχεδιασμού του συντελεστή ασφαλείας ίση με 1.6. Στις αρχές της δεκαετίας του 1970, ο Coates (1973), παρουσίασε την ερμηνεία των αποτελεσμάτων από τις μετρήσεις αξονικής τάσης σε στύλους ενός ορυχείου ουρανίου στη λίμνη Elliot του Καναδά. Εκεί βρέθηκαν σημαντικοί συντελεστές διακύμανσης για τις δρώσες τάσεις στο στύλο και για την αντοχή του στύλου (Coates, 1974). Με μια τέτοια σημαντική διακύμανση, προκύπτουν δυσκολίες στην εφαρμογή ενός προσδιορισμικού σχεδιασμού που βασίζεται σε ένα συντελεστή ασφαλείας μέσης αντοχής προς μέση τάση, και γι' αυτό προτάθηκε η εκπόνηση πιθανοτικού σχεδιασμού. Επίσης, οι Hedley & Grant (1972) εφάρμοσαν παρόμοιες πιθανοτικές αναλύσεις για τα ίδια ορυχεία, και οι Sheorey et al. (1987) για στύλους άνθρακα στην Ινδία.

Παρατηρήσεις όπως αυτές προκάλεσαν το ενδιαφέρον, για τη χρήση της ανάλυσης με βάση την αξιοπιστία στη μελέτη των κατασκευών μέσα σε πετρώματα, σε ερευνητές όπως οι Harr (1987), Pine (1992), Skipp (1994), James (1996), Hoek (2007). Μια εκτενής βιβλιογραφία της χρήσης πιθανοτικών μεθόδων στη γεωτεχνική ανάλυση δίνεται από τους Baecher & Christian (2003). Σύγχρονες αριθμητικές μέθοδοι (Griffiths et al., 2002; Deng et al., 2003), όπως πεπερασμένα στοιχεία και νευρωνικά δίκτυα συνδυαζόμενα με πιθανοτική ανάλυση, εξορθολογούν το σχεδιασμό. Η επεκτεινόμενη διαθεσιμότητα των υπολογιστικών εργαλείων και της υπολογιστικής ισχύος, επέτρεψε σιγά-σιγά την εφαρμογή των μεθόδων αυτών για το σχεδιασμό υπόγειων έργων με βάση την αξιοπιστία.

1.1.1 Προσδιορισμικός ορισμός του συντελεστή ασφαλείας

Η αποτροπή αστοχιών αντιμετωπίζεται μελετητικά συνήθως προσδιορισμικά, με βάση κανονισμούς, απαιτώντας μια επαρκή απόσταση μεταξύ της δυνατότητας ανάληψης των επικρατουσών δυνάμεων από των δυνάμενων να αναληφθούν. Σύμφωνα με τις συνήθως εφαρμοζόμενες μεθόδους σχεδιασμού, οι παράμετροι τόσον της ικανότητας όσον και της απαίτησης, καθορίζονται ως σαφείς αντιπροσωπευτικές τιμές, συχνά μέσες. Η ευστοχία του δομήματος θεωρείται ότι εξασφαλίζεται από ένα συντελεστή ασφαλείας, μεγαλύτερο της μονάδας, που ορίζεται ως ο λόγος μιας μέσης ή χαρακτηριστικής τιμής C_k της φέρουσας ικανότητας προς μια μέση ή χαρακτηριστική τιμή D_k της απαίτησης αντίστασης. Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας, που αναλαμβάνει τη μεταβλητότητα των παραμέτρων, τις αδυναμίες των μεθόδων ανάλυσης και τις αποκλίσεις κατά την κατασκευή, καθορίζεται μεγαλύτερος της μονάδας, από κανονισμούς ή οδηγίες με βάση την πρότερη εμπειρία. Η λογική αυτή εφαρμόζεται στον Ευρωκώδικα 7, όπου οι χαρακτηριστικές τιμές της ικανότητας και της απαίτησης παίρνουν σαφείς τιμές σχεδιασμού, C_d και D_d, αντίστοιχα, πολλαπλασιαζόμενες με κατάλληλους συντελεστές, και ζητείται να είναι $C_d < D_d$.

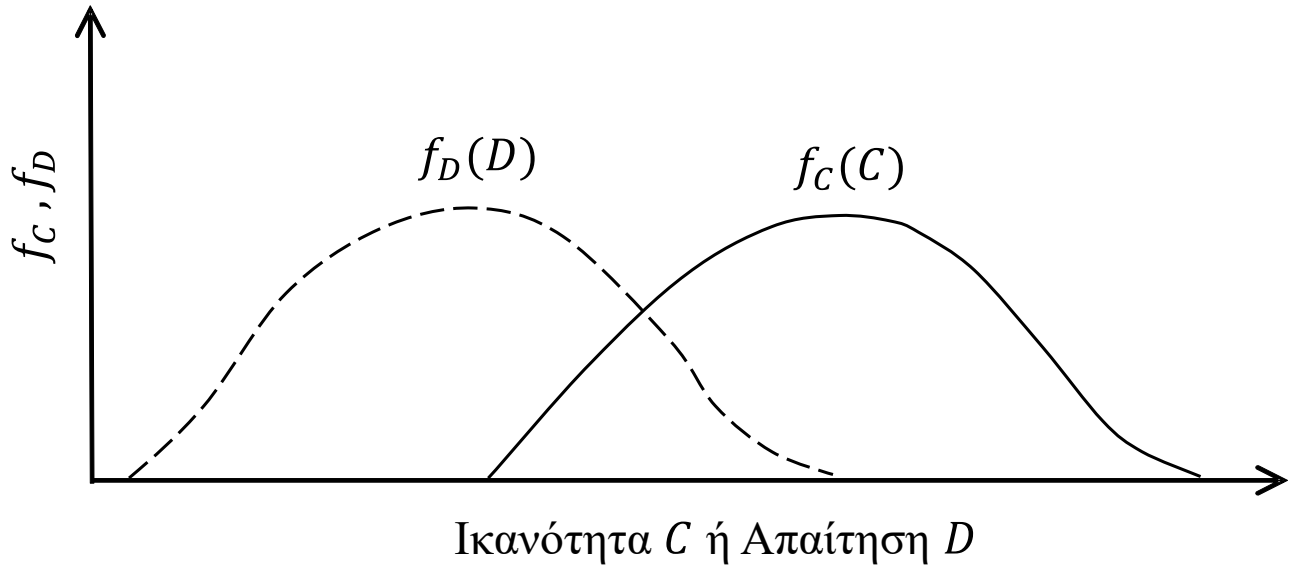
1.1.2 Ευαισθησία του συντελεστή ασφαλείας

Προηγουμένως οι παράμετροι σχεδιασμού θεωρήθηκαν ότι έχουν σαφείς τιμές. Επειδή, σύμφωνα με τις μετρήσεις, οι παράμετροι αυτές έχουν μεταβαλλόμενες τιμές, χρήσιμη είναι η εκτίμηση της ευαισθησίας του συντελεστή ασφαλείας σε κάθε μία από τις παραμέτρους σχεδιασμού. Ορίζεται επομένως ως ευαισθησία του συντελεστή ασφαλείας σε μία παράμετρο, η μερική παράγωγός του ως προς την παράμετρο αυτή.

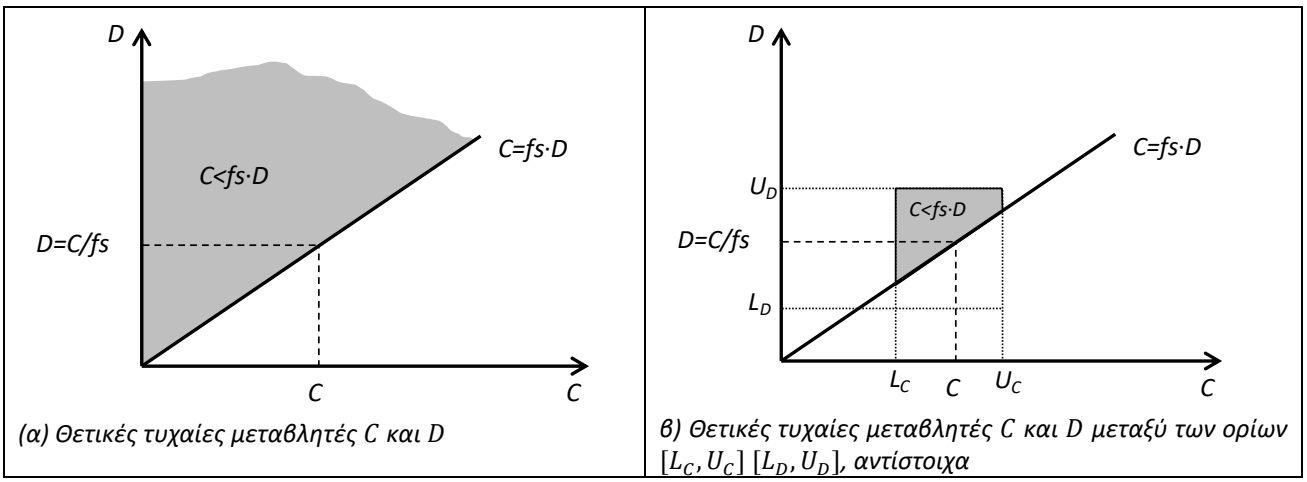
1.1.3 Πιθανοτικός ορισμός του συντελεστή ασφαλείας

Η εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας, αποτελεί παράγοντα για τη λήψη απόφασης αποδοχής ενός σχεδιασμού, και ο υπολογισμός της επιτυγχάνεται με στατιστικές μεθόδους. Η διερεύνηση της πιθανότητας αστοχίας μιας μελέτης δομήματος πραγματοποιείται συνήθως αριθμητικά, με μεθόδους Monte Carlo ή αντίστοιχες, οι οποίες δύνανται να εφαρμοστούν σε πληθώρα πολύπλοκων προβλημάτων. Αντίθετα, αναλυτικές μέθοδοι προσφέρονται για την εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας απλοποιημένων προβλημάτων, προσφέρουν όμως εποπτεία και δυνατότητα άμεσης παρέμβασης.

Η ικανότητα C (αντίσταση - αντοχή) και η απαίτηση D (δράση - φόρτιση) ενός συστήματος, θεωρούνται τυχαίες μεταβλητές συγκεκριμένων συναρτήσεων πυκνότητας (PDF) f_C και f_D, αντίστοιχα, όπως φαίνονται στο Σχήμα 1-1. Οι συναρτήσεις είτε επιλέγονται εκ των προτέρων είτε υπολογίζονται από διαθέσιμα στοιχεία. Η ανάλυση της αξιοπιστίας διαμορφώνεται είτε με τη μορφή του περιθωρίου ασφαλείας M, που ορίζεται ως η διαφορά μεταξύ ικανότητας και απαίτησης, ή με τη μορφή του συντελεστή ασφαλείας fs.



Σχήμα 1-1. *Συναρτήσεις πυκνότητας των τυχαίων μεταβλητών ικανότητας C και απαίτησης D.*



Σχήμα 1-2. *Επιφάνεια ολοκλήρωσης S_{fs} (γκρι περιοχή)*

Ο συντελεστής ασφαλείας fs ορίζεται ως ο λόγος των τυχαίων μεταβλητών, ικανότητας C προς απαίτηση D:

$$fs = \frac{C}{D} \tag{1-1}$$

Εξ ορισμού η fs είναι επίσης τυχαία μεταβλητή με συνάρτηση κατανομής (CDF) F_{fs}. Για $C > 0$ και $D > 0$, η F_{fs} ορίζεται ως:

$$F_{fs}(fs) = P\left(\frac{C}{D} < fs\right) = P\left(D > \frac{C}{fs}\right) \tag{1-2}$$

Αυτή υπολογίζεται από το ολοκλήρωμα της κοινής συνάρτησης πυκνότητας $f(C,D)$, των μεταβλητών C και D, στον χώρο S_{fs} (γραμμοσκιασμένη επιφάνεια στο Σχήμα 1-2α) στο επίπεδο *C-D*, έτσι ώστε $C/D \leq fs$.

$$F_{fs}(fs) = \iint_{S_{fs}} f(C,D)dDdC \tag{1-3}$$

Στις περισσότερες αυτών των αναλύσεων, οι τυχαίες μεταβλητές C και D υποτίθεται ότι έχουν άπειρη έκταση και συνήθως κατανέμονται κανονικά. Όμως, αρνητικές ή άπειρες εκτάσεις είναι παράλογες για τα περισσότερα προβλήματα γεωμηχανικής, και ως εκ τούτου είναι απαραίτητες περικοπές ώστε να διατηρηθούν οι τιμές των μεταβλητών σε πραγματικά όρια (Σχήμα 1-2β).

1.1.4 Βασικές έννοιες των πιθανοτήτων

Τυχαία μεταβλητή: Παράμετροι όπως η γωνία τριβής των ασυνεχειών, η μονοαξονική αντοχή του πετρώματος, η διεύθυνση των ασυνεχειών του πετρώματος, η ένταση του επιτόπου εντατικού πεδίου, δεν έχουν μία σταθερή τιμή, αλλά δύνανται να λαμβάνουν σειρά από πολλές τιμές. Δεν υπάρχει δυνατότητα πρόγνωσης ακριβούς μοναδικής τιμής της κάθε παραμέτρου σε κάθε σημείο. Επομένως, οι παράμετροι αυτές χαρακτηρίζονται ως τυχαίες μεταβλητές.
Κατανομή πιθανότητας: Η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) περιγράφει τη σχετική πιθανότητα να λαμβάνει συγκεκριμένη τιμή μία τυχαία μεταβλητή. Το εμβαδόν της επιφάνειας κάτω από τη συνάρτηση ισούται με ένα. Η αθροιστική κατανομή (CDF) δίνει την πιθανότητα να λαμβάνει μία μεταβλητή, τιμή μικρότερη ή ίση με την επιλεγμένη τιμή.

Μέση τιμή (mean) ή αναμενόμενη τιμή ή πρώτη ροπή:

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i \,;\; \mu = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f(x) \cdot dx \tag{1-4}$$

Διακύμανση ή διασπορά ή μεταβλητότητα (variance) ή δεύτερη ροπή ως προς τη μέση τιμή:

$$s^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})^2;\; \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x-\mu)^2 \cdot f(x) \cdot dx \tag{1-5}$$

Τυπική απόκλιση (standard deviation):

$$s = +\sqrt{s^2};\; \sigma = +\sqrt{\sigma^2} \tag{1-6}$$

Συντελεστής διακύμανσης ή διασποράς ή μεταβλητότητας (coefficient of variation):

$$COV = \frac{s}{\bar{x}}; V = \frac{\sigma}{\mu} \tag{1-7}$$

Κανονική κατανομή (normal distribution):

$$f_x(x) = \frac{\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]}{\sigma \cdot \sqrt{2\pi}}$$

$$-\infty < x < \infty \tag{1-8}$$

Άλλες κατανομές που χρησιμοποιούνται συχνά είναι η Βήτα, η Εκθετική, η Λογαριθμοκανονική και η Weibull.

1.2 Αναλυτικός υπολογισμός της κατανομής του συντελεστή ασφαλείας

Οι μεταβλητές C και D είναι συνήθως εξαρτημένες μεταξύ τους. Για παράδειγμα, σε ένα πρανές η μία συνιστώσα του βάρους λειτουργεί ως δράση (D) ολίσθησης, ενώ η άλλη ως αντίδραση (C) στην ολίσθηση λόγω αύξησης της αντοχής τριβής.

1.2.1 Ανεξάρτητες μεταβλητές

Υπάρχουν όμως πολλά προβλήματα της γεωτεχνικής, όπου η ικανότητα και η απαίτηση είναι ανεξάρτητες μεταβλητές, όπως πχ. στη μελέτη θεμελιώσεων, υπόγειων στύλων πετρώματος, κλπ., τα οποία ερεύνησαν μελετητές, όπως οι Coates (1981), Hoek et al (1995), Hoek (1998), Martin & Christiansson (2009). Εφόσον, οι *C* και *D* είναι ανεξάρτητες και οι κατανομές τους θεωρηθούν ως τμηματικά γραμμικές (Sofianos et al., 2013), πολυωνυμικές ή άλλες συναρτήσεις, τότε από την (1-3) προκύπτει:

$$F_{fs}(fs) = \iint_{S_{fs}} f_C(C) f_D(D) dD dC \tag{1-9}$$

Εφόσον το πεδίο των f_C και f_D είναι $[L_C\ , U_C]$ και $[L_D\ , U_D]$, αντίστοιχα, η F_{fs} υπολογίζεται από τους Nomikos & Sofianos, (2011), από την:

$$F_{fs}(fs) = \int_{L_C}^{\min\{U_C, U_D fs\}} \int_{\max\{L_D, \frac{C}{fs}\}}^{U_D} f_C(C) f_D(D) dD dC \tag{1-10}$$

Διαχωρίζοντας τα όρια ολοκλήρωσης, η εξίσωση (1-10) μπορεί να ξαναγραφτεί ως το άθροισμα των δύο διπλών ολοκληρωμάτων:

$$F_{fs}(fs) = \int_{L_C}^{\max\{L_C, L_D fs\}} f_C(C) \left[\int_{L_D}^{U_D} f_D(D)\, dD \right] dC + \int_{\max\{L_C, L_D fs\}}^{\min\{U_C, U_D fs\}} f_C(C) \left[\int_{C/fs}^{U_D} f_D(D)\, dD \right] dC \tag{1-11}$$

Στην εξίσωση (1-11) το ολοκλήρωμα $\int_{L_D}^{U_D} f_D(D)\, dD$ είναι η συνάρτηση κατανομής σε όλο το πεδίο της D και ισούται με 1, ενώ το ολοκλήρωμα $\int_{C/fs}^{U_D} f_D(D)\, dD$ μπορεί να γραφεί ως: $1 - F_D(C/fs)$. Επομένως, η (1-11) μπορεί να απλοποιηθεί:

$$F_{fs}(fs) = F_C(R_U) - \int_{R_L}^{R_U} f_C(C) \cdot F_D(C/fs)\, dC \tag{1-12}$$

Όπου, F_C και F_D είναι οι συναρτήσεις κατανομής των C και D αντίστοιχα, και

$$R_L = R_L(fs) = L_D \cdot \max\left\{\frac{L_C}{L_D}, fs\right\}, R_U = R_U(fs) = U_D \cdot min\left\{\frac{U_C}{U_D}, fs\right\} \tag{1-13}$$

Η ελάχιστη και μέγιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι

$$\min fs = \frac{L_C}{U_D};\ \max fs = \frac{U_C}{L_D}$$

(1-14)

και, αντίστοιχα. Μεταξύ αυτών διακρίνουμε τέσσερα τμήματα (a, b, c, d) για τον fs, σύμφωνα με τη σχετική του θέση ως προς τους λόγους L_C/L_D και U_C/U_D. Ο *Πίνακας 1-1* δίνει τα τμήματα του fs και τα αντίστοιχα ζεύγη των συναρτήσεων R_L, R_U.

Πίνακας 1-1. Σχετικές θέσεις του fs

fs	$\leq U_C/U_D$	$\geq U_C/U_D$	$R_L =$
$\leq L_C/L_D$	a	d	L_C
$\geq L_C/L_D$	c	b	$L_D \cdot fs$
$R_U =$	$U_D \cdot fs$	U_C	

Τα τμήματα παρατάσσονται ανά τρία σε 2 διατάξεις, σύμφωνα με τη σχέση των λόγων L_C/L_D και U_C/U_D. Όταν, $L_C/L_D > U_C/U_D$, ισχύει η πρώτη διάταξη (i) με σειρά των τμημάτων a<d<b, άλλως ισχύει η δεύτερη (ii) με σειρά των τμημάτων a<c<b. Ο υπολογισμός της (1-12) δύναται να πραγματοποιηθεί με αριθμητική ολοκλήρωση για οποιεσδήποτε κατανομές C και D.

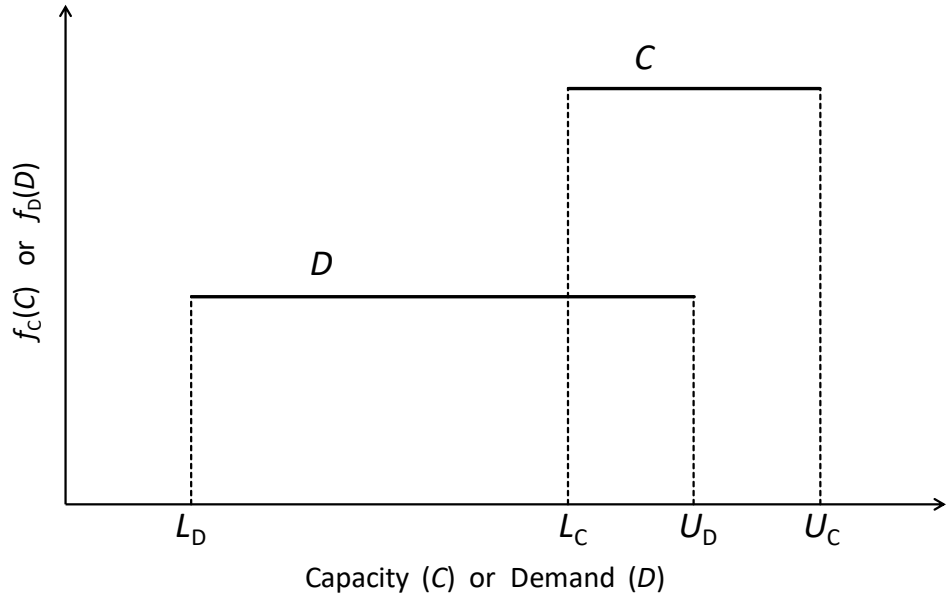
1.2.2 Ομοιόμορφη συνάρτηση κατανομής

Ας υποθέσουμε για απλότητα ότι οι f_C και f_D είναι (Nomikos & Sofianos,2011) συναρτήσεις πυκνότητας ομοιόμορφης κατανομής (μηδενικού βαθμού πολυωνυμικές συναρτήσεις ενός τμήματος), όπως φαίνεται στο Σχήμα 1-3. Αν η ομοιόμορφη κατανομή εκτείνεται στον άξονα των x από το L έως το U, τότε:

$$\text{f(x)} = \begin{cases} \dfrac{1}{U-L}, L \leq x \leq U \\ 0 \qquad \alpha\lambda\lambda o\acute{u} \end{cases}; \mu = \frac{1}{2} \cdot (L+U);\ \sigma^2 = \frac{1}{12} \cdot (U-L)^2$$

$$F(x) = \begin{cases} \int_{-\infty}^{\infty} f(t)dt = \int_L^x \frac{1}{U-L} dt = \frac{x-L}{U-L}, L \leq x \leq U \\ 0, \qquad x \leq L \\ 1, \qquad x \geq U \end{cases}$$

(1-15)

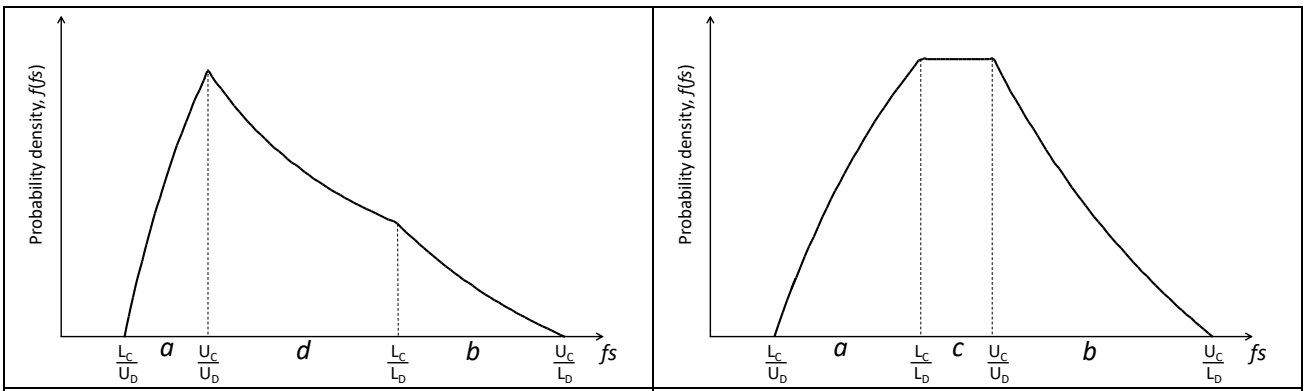


Σχήμα 1-3. Συναρτήσεις πυκνότητας για ομοιόμορφες τυχαίες μεταβλητές για την ικανότητα C και την απαίτηση D.

Ο Πίνακας 1-2 δίνει τις αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού της συνάρτησης πυκνότητας πιθανότητας f(fs), σύμφωνα με τη θέση της fs σε σχέση με τους λόγους L_C/L_D και U_C/U_D. Διακρίνονται τέσσερα τμήματα, που μπορεί να διατάσσονται στις δύο παραλλαγές, που φαίνονται στο Σχήμα 1-4, σύμφωνα με τη θέση των λόγων L_C/L_D και U_C/U_D.

Πίνακας 1-2 Συνάρτηση κατανομής και συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή ασφαλείας fs (Nomikos & Sofianos, 2011) σε όρους L και U..

Τμήμα του fs		$F(fs)$	$f(fs)$
a Αριστερά	$fs < min(L_C/L_D; U_C/U_D)$	$\frac{fs}{2}\cdot\frac{\left(U_D-\frac{L_C}{fs}\right)^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)}$	$\frac{1}{2}\cdot\frac{U_D^2-\left(\frac{L_C}{fs}\right)^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)}$
b Δεξιά	$fs > max(L_C/L_D; U_C/U_D)$	$1-\frac{fs}{2}\frac{\left(\frac{U_C}{fs}-L_D\right)^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)}$	$\frac{1}{2}\cdot\frac{\left(\frac{U_C}{fs}\right)^2-L_D^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)}$
c $V_D<V_C$	$L_C/L_D \le fs \le U_C/U_D$	$\frac{fs(U_D+L_D)-2L_C}{2(U_C-L_C)}$	$\frac{1}{2}\cdot\frac{U_D+L_D}{U_C-L_C}$
d $V_D>V_C$	$U_C/U_D \le fs \le L_C/L_D$	$\frac{U_D-\frac{U_C+L_C}{2fs}}{U_D-L_D}$	$\frac{1}{2fs^2}\cdot\frac{U_C+L_C}{U_D-L_D}$



(α) Διάταξη i: $L_C/L_D>U_C/U_D \Leftrightarrow V_D>V_C$ | *Διάταξη ii: $L_C/L_D<U_C/U_D \Leftrightarrow V_D<V_C$*

Σχήμα 1-4. Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας του συντελεστή ασφαλείας

Η μέση τιμή μ_{fs} και η διασπορά σ_{fs}^2,του συντελεστή ασφαλείας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\mu_{fs} = \int_{L_C/U_D}^{U_C/L_D} fs\cdot f(fs)\ dfs = \frac{(U_C+L_C)\ln(U_D/L_D)}{2(U_D-L_D)} \tag{1-16}$$

$$\sigma_{fs}^2 = \int_{L_C/U_D}^{U_C/L_D} fs^2\, f(fs)\ dfs - \mu_{fs}^2 = \frac{(U_C+L_C)^2-U_CL_C}{3U_DL_D} - \mu_{fs}^2 \tag{1-17}$$

όπου σ_{fs} η τυπική απόκλιση. Από τις σχέσεις (1-16) και (1-17) ο συντελεστής διασποράς V_{fs} υπολογίζεται ως

$$V_{fs} = \frac{\sigma_{fs}}{\mu_{fs}} = \sqrt{\frac{(U_C+L_C)^2-U_CL_C}{3U_DL_D\cdot\mu_{fs}^2}-1} \tag{1-18}$$

Εάν οι συντελεστές διασποράς των *C* και *D* είναι V_C και V_D αντίστοιχα, τα όρια των τυχαίων μεταβλητών και οι συναρτήσεις πυκνότητας, μπορούν να εκφρασθούν συναρτήσει των μέσων τιμών μ_C και μ_D και των συντελεστών διασποράς V_C και V_D, ως:

$$L_C = \mu_C \cdot \left(1 - \sqrt{3} \cdot V_C\right);\ U_C = \mu_C \cdot \left(1 + \sqrt{3} \cdot V_C\right)$$
$$L_D = \mu_D \cdot \left(1 - \sqrt{3} \cdot V_D\right);\ U_D = \mu_D \cdot \left(1 + \sqrt{3} \cdot V_D\right)$$
$$\frac{L_C}{L_D} = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 - \sqrt{3} \cdot V_C}{1 - \sqrt{3} \cdot V_D};\ \frac{U_C}{U_D} = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 + \sqrt{3} \cdot V_C}{1 + \sqrt{3} \cdot V_D}$$
$$\frac{L_C}{L_D} > \frac{U_C}{U_D} \Leftrightarrow V_D > V_C;\ \frac{L_C}{L_D} < \frac{U_C}{U_D} \Leftrightarrow V_D < V_C$$
$$min\left(\frac{L_C}{L_D}; \frac{U_C}{U_D}\right) = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot min\left(\frac{1 - \sqrt{3} \cdot V_C}{1 - \sqrt{3} \cdot V_D}; \frac{1 + \sqrt{3} \cdot V_C}{1 + \sqrt{3} \cdot V_D}\right)$$
$$\max\left(\frac{L_C}{L_D}; \frac{U_C}{U_D}\right) = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \max\left(\frac{1 - \sqrt{3} \cdot V_C}{1 - \sqrt{3} \cdot V_D}; \frac{1 + \sqrt{3} \cdot V_C}{1 + \sqrt{3} \cdot V_D}\right)$$
$$f_C(C) = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot \mu_C \cdot V_C}, \forall\ L_C \le C \le U_C\ ;\ \ f_D(D) = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot \mu_D \cdot V_D}, \forall\ L_D \le D \le U_D$$

(1-19)

Δεδομένου ότι στα γεωτεχνικά προβλήματα η διασπορά στις γεωτεχνικές παραμέτρους είναι μεγαλύτερη από τη διασπορά στις παραμέτρους των μέτρων υποστήριξης, δηλαδή συνήθως $V_D > V_C$, η διάταξη i (Σχήμα 1-4) θα είναι η συνήθης. Η συνάρτηση κατανομής (Πίνακας 1-2) μπορεί να ξαναγραφεί στον επόμενο πίνακα (Πίνακας 1-3) σε όρους μέσων τιμών και συντελεστών διασποράς των μεταβλητών ικανότητας και απαίτησης. Αστοχία συμβαίνει όταν η απαίτηση υπερβεί την ικανότητα (ο συντελεστής ασφαλείας είναι μικρότερος της μονάδας), και η πιθανότητα αστοχίας υπολογίζεται από τη συνάρτηση κατανομής του συντελεστή ασφαλείας για *fs*=1.

Πίνακας 1-3 Συνάρτηση κατανομής του συντελεστή ασφαλείας fs σε όρους μ και V.

Τμήμα του fs		$F(fs)$	$f(fs)$
a Αριστερά	$< \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot min\left(\frac{1 - \sqrt{3}V_C}{1 - \sqrt{3}V_D}; \frac{1 + \sqrt{3}V_C}{1 + \sqrt{3}V_D}\right)$	$fs \cdot \frac{\left[\mu_D\left(1 + \sqrt{3}V_D\right) - \frac{\mu_C}{fs}\left(1 - \sqrt{3}V_C\right)\right]^2}{24\ \mu_C\ \mu_D\ V_C\ V_D}$	$\frac{\mu_D^2 \cdot \left(1 + \sqrt{3}V_D\right)^2 - \frac{\mu_C^2 \cdot \left(1 - \sqrt{3}V_C\right)^2}{fs^2}}{24\ \mu_C\ \mu_D\ V_C\ V_D}$
b Δεξιά	$> \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot max\left(\frac{1 - \sqrt{3}V_C}{1 - \sqrt{3}V_D}; \frac{1 + \sqrt{3}V_C}{1 + \sqrt{3}V_D}\right)$	$1 - fs\frac{\left[\frac{\mu_C}{fs}\left(1 + \sqrt{3}V_C\right) - \mu_D\left(1 - \sqrt{3}V_D\right)\right]^2}{24\ \mu_C\ \mu_D\ V_C\ V_D}$	$\frac{\left[\frac{\mu_C\left(1 + \sqrt{3}V_C\right)}{fs}\right]^2 - \left[\mu_D\left(1 - \sqrt{3}V_D\right)\right]^2}{24\ \mu_C\ \mu_D\ V_C\ V_D}$
c $V_D < V_C$	$\frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 - \sqrt{3}V_C}{1 - \sqrt{3}V_D} \le fs \le \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 + \sqrt{3}V_C}{1 + \sqrt{3}V_D}$	$\frac{1}{2} - \frac{\sqrt{3}\ (\mu_C - fs \cdot \mu_D)}{6\ \mu_C\ V_C}$	$\frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot V_C} \cdot \frac{\mu_D}{\mu_C}$
d $V_D > V_C$	$\frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 + \sqrt{3}V_C}{1 + \sqrt{3}V_D} \le fs \le \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 - \sqrt{3}V_C}{1 - \sqrt{3}V_D}$	$\frac{1}{2} - \frac{\sqrt{3}\left(\frac{\mu_C}{fs} - \mu_D\right)}{6\ \mu_D\ V_D}$	$\frac{1}{fs^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot V_D} \cdot \frac{\mu_C}{\mu_D}$

Η μέση τιμή του συντελεστή ασφαλείας και η διασπορά προκύπτουν με αντικατάσταση των L και U, από την (1-19) στις (1-16) και (1-17):

$$\mu_{fs} = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{\sqrt{3}}{6\ V_D} \ln\left(\frac{1 + \sqrt{3}\ V_D}{1 - \sqrt{3}\ V_D}\right)$$
$$\sigma_{fs}^2 = \frac{(U_C + L_C)^2 - U_C L_C}{3 U_D L_D} - \mu_{fs}^2 = \frac{\mu_C^2}{\mu_D^2} \cdot \frac{1 - V_C^2}{1 - 3 \cdot V_D^2} - \mu_{fs}^2$$

(1-20)

Οι ακραίες τιμές του *fs* μπορούν να υπολογισθούν συναρτήσει των μ_C/μ_D , V_C και V_D από τις σχέσεις:

$$\min fs = \frac{L_C}{U_D} = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 - \sqrt{3}\, V_C}{1 + \sqrt{3}\, V_D} \quad , \qquad \max fs = \frac{U_C}{L_D} = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 + \sqrt{3}\, V_C}{1 - \sqrt{3}\, V_D}$$

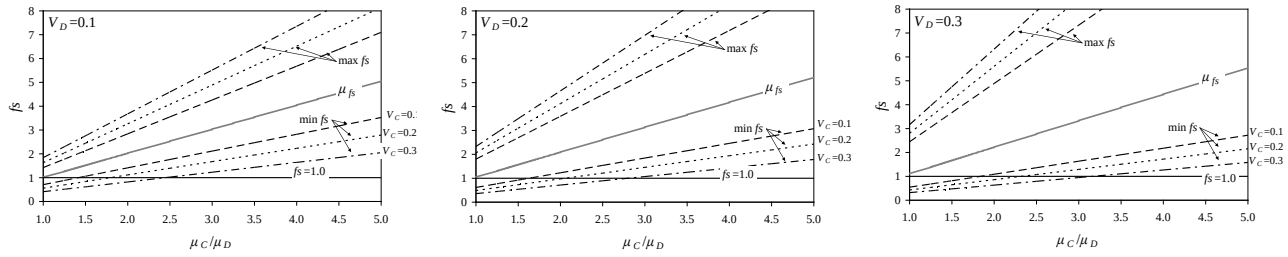
(1-21)

Ο συμβατικός συντελεστής ασφαλείας μπορεί να ορισθεί ως ο λόγος μ_C/μ_D. Ο ελάχιστος συμβατικός συντελεστής ασφαλείας, για να εξαλειφτεί σύμφωνα με την κατανομή η πιθανότητα αστοχίας, μπορεί να υπολογισθεί από την (1-21) για *minfs=1 (L_C=U_D)*, και λύνοντας ως προς $\mu_C/\ \mu_D$:

$$\frac{\mu_C}{\mu_D} = \frac{1 + \sqrt{3}V_D}{1 - \sqrt{3}V_C}$$

(1-22)

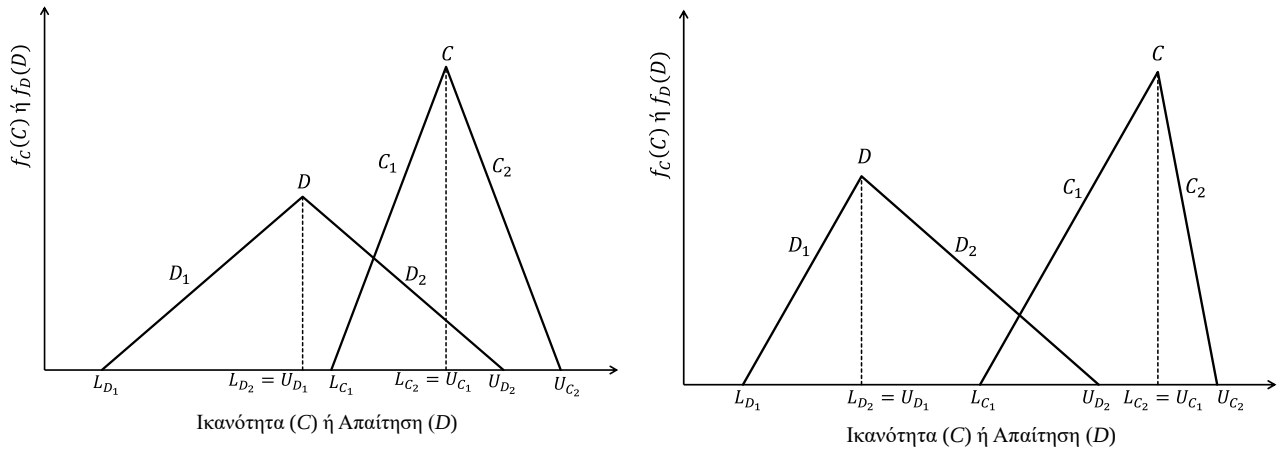
Στο Σχήμα 1-5 η μέση τιμή του συντελεστή ασφαλείας (1-20) και τα ακρότατά του (1-21) σχεδιάζονται ως συναρτήσεις του συμβατικού συντελεστή ασφαλείας μ_C/μ_D, για V_C=0.1, 0.2, 0.3 και V_D=0.1, 0.2, 0.3.



Σχήμα 1-5. Μέση, ελάχιστη και μέγιστη τιμή του συντελεστή ασφαλείας για διάφορες τιμές του συμβατικού συντελεστή ασφαλείας μ_C/μ_D , V_C=0.1, 0.2, 0.3 και V_D=0.1, 0.2, 0.3.

1.2.3 Τριγωνική κατανομή

Η τριγωνική κατανομή (Sofianos et al., 2013) είναι τμηματικά γραμμική κατανομή, που συνίσταται από δύο συναρτήσεις ράμπας (ramp functions) αντίθετης κλίσης, και μπορεί να είναι συμμετρική (Σχήμα 1-6α) ή ασύμμετρη (Σχήμα 1-6β).



(α) Συμμετρικές συναρτήσεις *(β) Ασύμμετρες συναρτήσεις*

Σχήμα 1-6. Τριγωνικές συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας για την ικανότητα και την απαίτηση.

Εάν τα πρώτα (αύξοντα) τμήματα των κατανομών συμβολίζονται με i = j = 1 και τα δεύτερα (φθίνοντα) με i = j = 2, αντίστοιχα, τότε η συνάρτηση κατανομής της *fs* μπορεί να υπολογιστεί ως:

$$F_{fs}(fs)=\begin{cases}0, & fs<\dfrac{L_{C1}}{U_{D2}}\\ \displaystyle\sum_{i=1}^{2}\sum_{j=1}^{2}F_{fs,ij}(fs), & \dfrac{L_{C1}}{U_{D2}}\le fs\le\dfrac{U_{C2}}{L_{D1}}\\ 1, & fs>\dfrac{U_{C2}}{L_{D1}}\end{cases}$$

(1-23)

$F_{fs,ij}(fs)$ είναι η πιθανότητα του συνδυασμού του i τμήματος της ικανότητας με το j τμήμα της απαίτησης. Υπολογίζεται από τις σχέσεις:

$$F_{fs,ij}(fs)=w_{Ci}w_{Dj}\begin{cases}0, & fs<\dfrac{L_{Ci}}{U_{Dj}}\\ M_{ij}-\dfrac{N_{ij}}{fs^2}, & \dfrac{L_{Ci}}{U_{Dj}}\le fs\le\dfrac{U_{Ci}}{L_{Dj}}\\ 1, & fs>\dfrac{U_{Ci}}{L_{Dj}}\end{cases}$$

(1-24)

$$w_{Ci=}\frac{(U_{Ci}-L_{Ci})}{(U_{C2}-L_{C1})};\ w_{Dj=}\frac{(U_{Dj}-L_{Dj})}{(U_{D2}-L_{D1})}$$

$$M_{ij}=h_{Ci}\frac{(R_{Uij}-L_{Ci})}{(U_{Ci}-L_{Ci})}+(1-h_{Ci})\frac{(R_{Uij}-L_{Ci})^2}{(U_{Ci}-L_{Ci})^2}$$

$$R_{Uij}=U_{Dj}\min\left\{\frac{U_{Ci}}{U_{Dj}},fs\right\};\ R_{Lij}=L_{Dj}\max\left\{\frac{L_{Ci}}{L_{Dj}},fs\right\}$$

$$N_{ij}=K_{4ij}Q_{4ij}+[K_{2ij}fs+K_{3ij}+K_{4ij}(L_{Dj}fs-L_{Ci})]Q_{3ij}+[K_{1ij}+K_{2ij}(L_{Dj}fs-L_{Ci})]\,fsQ_{2ij}$$

$$Q_{kij}=\frac{(R_{Uij}-L_{Dj}fs)^k-(R_{Lij}-L_{Dj}fs)^k}{k}\quad ;k=2,3,4$$

$$K_{1ij}=h_{Ci}\,h_{Dj}(U_{Dj}-L_{Dj})^{-1}(U_{Ci}-L_{Ci})^{-1}$$
$$K_{2ij}=2\,h_{Dj}(1-h_{Ci})(U_{Dj}-L_{Dj})^{-1}(U_{Ci}-L_{Ci})^{-2}$$
$$K_{3ij}=h_{Ci}(1-h_{Dj})(U_{Dj}-L_{Dj})^{-2}(U_{Ci}-L_{Ci})^{-1}$$
$$K_{4ij}=2(1-h_{Ci})(1-h_{Dj})(U_{Dj}-L_{Dj})^{-2}(U_{Ci}-L_{Ci})^{-2}$$
$h_{C1}=h_{D1}=0$, $h_{C2}=h_{D2}=2$

(1-25)

Η μέση τιμή μ_{fs} και η διασπορά σ_{fs}^2,του συντελεστή ασφαλείας δίνονται από τις σχέσεις:

$$\mu_{fs}=U_{C2}/L_{D1}-\int_{L_{C1}/U_{D2}}^{U_{C2}/L_{D1}}F_{fs}dfs$$

(1-26)

$$\sigma_{fs}^2 = (U_{C2}/L_{D1})^2 - 2\int_{L_{C1}/U_{D2}}^{U_{C2}/L_{D1}} fsF_{fs}dfs - \mu_{fs}^2 \quad (1\text{-}27)$$

που μπορούν να υπολογισθούν αριθμητικά. Η πιθανότητα αστοχίας $P(fs \leq 1)$ μπορεί να υπολογισθεί από την συνάρτηση κατανομής της fs θέτοντας $fs=1$.

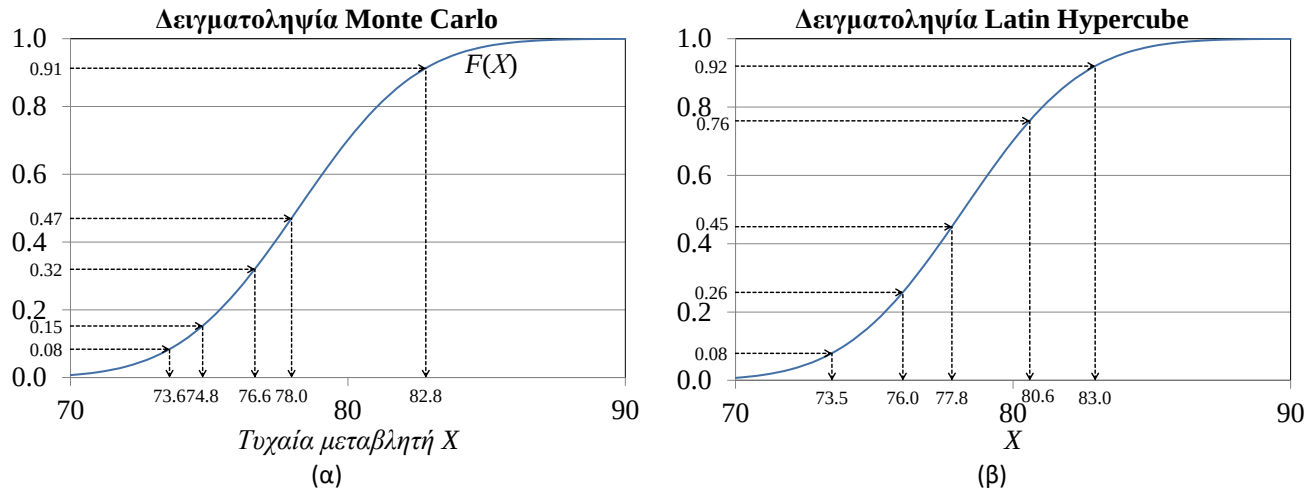
1.3 Αριθμητικός υπολογισμός της κατανομής του συντελεστή ασφαλείας

Ο υπολογισμός της κατανομής του συντελεστή ασφαλείας μπορεί να πραγματοποιηθεί αριθμητικά, θεωρώντας τις υπεισερχόμενες παραμέτρους ως τυχαίες μεταβλητές που ακολουθούν την κανονική κατανομή ή άλλες συνήθεις συνεχείς κατανομές.

1.3.1 Μέθοδος Monte Carlo

Η τεχνική που χρησιμοποιείται αναφέρεται γενικά ως *προσομοίωση* ή *μέθοδος Monte Carlo*. Το πρώτο βήμα της μεθόδου είναι η «τυχαία δειγματοληψία» τιμών από τις συναρτήσεις κατανομής των στοχαστικών παραμέτρων (Σχήμα 1-7α). Συνήθως χρησιμοποιείται η μέθοδος της αντιστροφής σύμφωνα με τη σχέση $X = F^{-1}(U)$, όπου X η τυχαία μεταβλητή με κατανομή F και U ομοιόμορφα κατανεμημένη τυχαία μεταβλητή στο διάστημα $[0, 1]$.

Το δεύτερο βήμα είναι η επαναλαμβανόμενη επίλυση της εξίσωσης υπολογισμού του συντελεστή ασφαλείας (ή ενός υπάρχοντος προσδιορισμικού μοντέλου), τόσες φορές όσο το πλήθος των τιμών της τυχαίας δειγματοληψίας του πρώτου βήματος. Το βήμα αυτό δεν παρουσιάζει γενικά δυσκολίες, πλην του υψηλού υπολογιστικού χρόνου που μπορεί να απαιτείται για την πολλαπλή επίλυση ενός αριθμητικού μοντέλου σε πολύπλοκα γεωτεχνικά προβλήματα.



Σχήμα 1-7. Επιλογή 5 τυχαίων αριθμών από τη συνάρτησης κατανομής F με δειγματοληψία (α) Monte Carlo και (β) Latin Hypercube

Η μέθοδος εφαρμόζεται γενικότερα εκεί που η αναλυτική επίλυση είναι αδύνατη ή προϋποθέτει την εισαγωγή απλουστεύσεων. Για το λόγο αυτό, τα αποτελέσματα της μπορεί να υπερτερούν των αντίστοιχων αποτελεσμάτων άλλων (αναλυτικών ή μαθηματικών) μεθόδων. Έχει το πλεονέκτημα της απλότητας για πρακτική εφαρμογή, αλλά δεν δίνει πληροφορίες για τη συνεισφορά των αβέβαιων παραμέτρων, που λαμβάνονται από άλλες μεθόδους.

Ο εμπειρικός κανόνας για τη μέθοδο Monte Carlo είναι ότι απαιτούνται $10/P_f$ δοκιμές για την εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας P_f με επαρκή ακρίβεια (Phoon, 2008). Εάν θεωρηθεί ότι η αποδεκτή πιθανότητα π.χ. να μην αστοχήσουν οι στύλοι ενός υπόγειου ανθρακωρυχείου, που βρίσκεται μακριά από κατοικημένες περιοχές, μέσα σε χρονικό διάστημα 5 ετών, είναι μεγαλύτερη από 0.99 (Salamon et al 1998), που υπονοεί αποδεκτή πιθανότητα αστοχίας $P_f < 0.01$, τότε μπορεί να απαιτείται η εκτέλεση ενός αριθμητικού

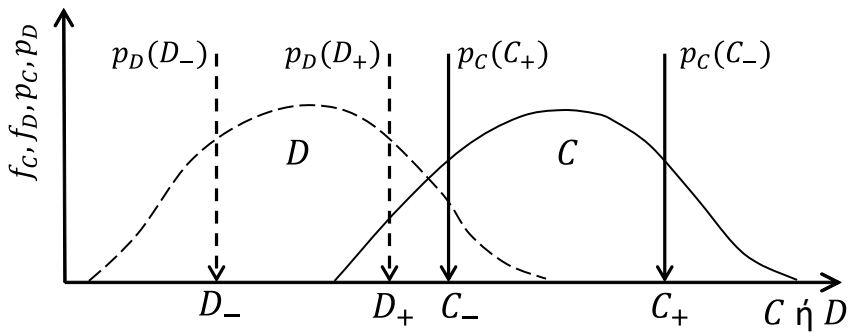
κώδικα π.χ. πεπερασμένων στοιχείων πάνω από χίλιες φορές, που είναι χρονοβόρο ακόμα και για προβλήματα μικρού μεγέθους. Αυτό είναι ίσως και το σημαντικότερο πρακτικό μειονέκτημα της μεθόδου.

Η υπολογιστική προσπάθεια μπορεί να μειωθεί σημαντικά με τη χρήση στατιστικών τεχνικών που είναι γνωστές ως τεχνικές ελάττωσης της διασποράς, όπως η δημοφιλής μέθοδος δειγματοληψίας (Σχήμα 1-7β) του λατινικού υπερκύβου (Latin Hypercube sampling, LHS). Με αυτή (McKay et al. 1979, Wyss and Jorgensen 1998) επιλέγονται n διαφορετικές τιμές της τυχαίας μεταβλητής X χωρίζοντας το εύρος της n μη επικαλυπτόμενα διαστήματα ίσης πιθανότητας $P = 1/n$ και επιλέγοντας μία τιμή από κάθε διάστημα.

1.3.2 Μέθοδος εκτίμησης σημείων (PEM)

Η μέθοδος PEM (Point Estimates Method) αναπτύχθηκε από τον Rosenblueth (1975) ως μία προσεγγιστική μέθοδος για την εκτίμηση των πρώτων ροπών μίας συνάρτησης τυχαίων μεταβλητών, όταν είναι γνωστές οι πρώτες ροπές των μεταβλητών της. Η μέθοδος χρησιμοποιείται για περισσότερο από τρεις δεκαετίες κατά την ανάλυση διακινδύνευσης σε γεωτεχνικά προβλήματα. Στην περίπτωση της (1-1), οι συνεχείς τυχαίες μεταβλητές C και D αντικαθίστανται από διακριτές τυχαίες μεταβλητές με συνάρτηση πυκνότητας p_C και p_D που έχουν τις ίδιες ροπές m-τάξης με τις f_C και f_D. Η σχέση (1-1) υπολογίζεται για όλους τους δυνατούς συνδυασμούς των τιμών των C και D πολλαπλασιάζοντας με την πιθανότητα του συνδυασμού. Αθροίζοντας προκύπτει η αναμενόμενη τιμή του fs. Η διαδικασία υπολογισμού δίνεται στο Σχήμα 1-8.

Η μέθοδος PEM είναι εύχρηστη και δεν απαιτεί ιδιαίτερες γνώσεις της θεωρίας των πιθανοτήτων. Για περιορισμένο αριθμό μεταβλητών παρέχει μία μέθοδο εκτίμησης της μέσης τιμής και της διασποράς του συντελεστή ασφαλείας με σαφώς λιγότερους υπολογισμούς από αυτούς που απαιτεί π.χ. μία ανάλυση Monte Carlo. Μπορεί να γενικευτεί για περισσότερες από δύο μεταβλητές, αυξάνοντας όμως ταυτόχρονα και τους απαιτούμενους υπολογισμούς. Διάφοροι ερευνητές παρουσίασαν τροποποιήσεις της PEM ώστε οι απαιτούμενοι υπολογισμοί να μειώνονται με σχετικά μικρή μείωση της ακρίβειας. Οι μέθοδοι αυτές περιγράφονται αναλυτικά από τους Baecher & Christian (2003).



$$fs_{++} = \frac{C_+}{D_+} \qquad fs_{+-} = \frac{C_+}{D_-}$$

$$fs_{-+} = \frac{C_-}{D_+} \qquad fs_{--} = \frac{C_-}{D_-}$$

$$E[fs] = P_{++}fs_{++} + P_{+-}fs_{+-} + P_{-+}fs_{-+} + P_{--}fs_{--}$$

$$Var[fs] = \left(P_{++}fs_{++}^2 + P_{+-}fs_{+-}^2 + P_{-+}fs_{-+}^2 + P_{--}fs_{--}^2\right) - (E[fs])^2$$

$$P_{++} = P_{--} = 0.25(1 + \rho_{CD}) \qquad P_{+-} = P_{-+} = 0.25(1 - \rho_{CD})$$

Σχήμα 1-8. Εφαρμογής της μεθόδου PEM για τον υπολογισμό του fs για τυχαίες μεταβλητές C και D με συστελεστή συσχέτισης ρ_{CD}.

Σήμερα, ορισμένοι κώδικες γεωτεχνικής ανάλυσης υπόγειων και επιφανειακών εκσκαφών, όπως π.χ. ο κώδικας Phase2 της Rocscience Inc. (2012), ενσωματώνουν εντολές για πιθανοτικές αναλύσεις με τη μέθοδο PEM.

1.4 Ορισμός αστοχίας

Η μεθοδολογία που παρουσιάστηκε εποπτικά με τη χρήση αριθμητικών προσομοιώσεων και απλών μαθηματικών σχέσεων δύναται να επεκταθεί σε ένα ευρύτερο πλαίσιο προβλημάτων. Στα προβλήματα οριακής ισορροπίας, η επίλυση δύναται σε πολλές περιπτώσεις να παίρνει την απλή μορφή που αναπτύχθηκε. Εν

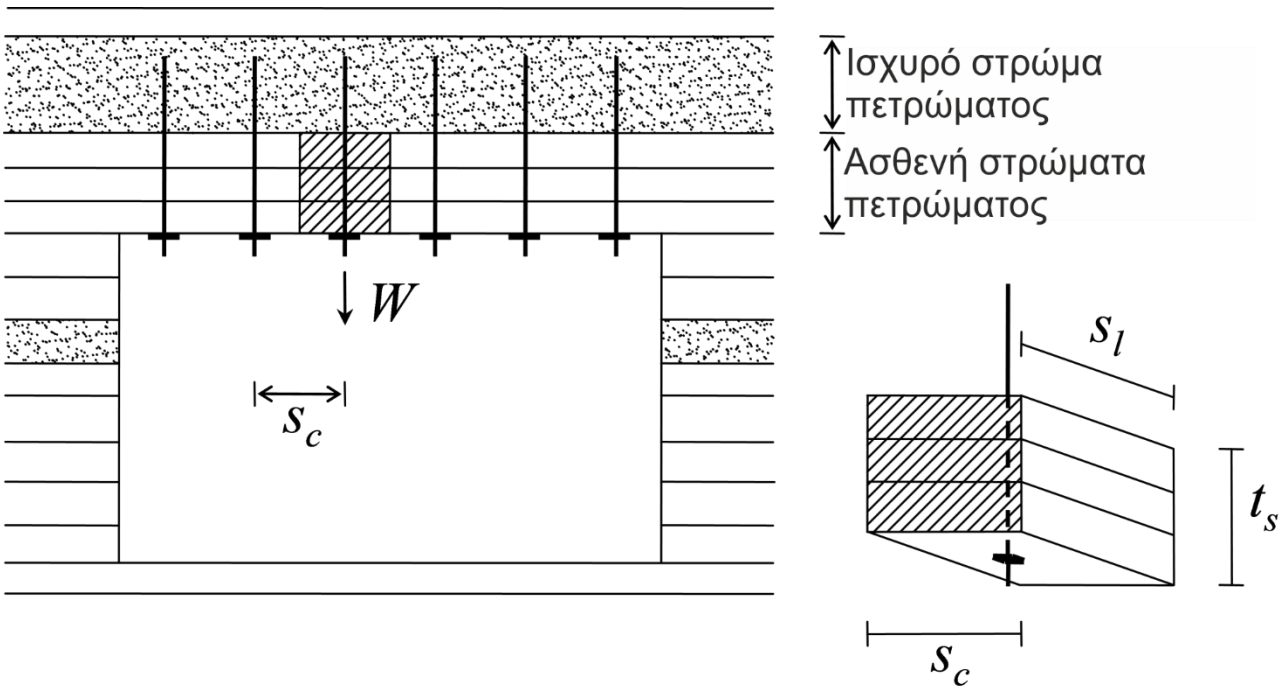
τούτοις, συχνά θα απαιτείται η αριθμητική προσομοίωση συνθετότερων προβλημάτων. Ειδικότερα, σε προβλήματα ελέγχου της αστοχίας δομημάτων που ελέγχονται από ανακατανομή των τάσεων και παραμορφώσεις, οι σύγχρονοι κώδικες και υπολογιστές επιτρέπουν ταχείες πολλαπλές αναλύσεις για ένα μεγάλο εύρος τιμών των παραμέτρων εισόδου. Όμως, το βασικό πρόβλημα σε αυτές τις περιπτώσεις είναι ότι η αστοχία δεν ορίζεται με σαφήνεια. Εφόσον αυτή οριστεί με κάποιο διάνυσμα οριακών αποδεκτών τιμών, πχ σύγκλισης, βάθους της ζώνης διαρροής και έντασης του σκυροδέματος της επένδυσης, η πιθανότητα υπέρβασής τους δύναται να εκτιμηθεί, αντίστοιχα ως πιθανότητα αστοχίας.

1.5 Παράδειγμα εφαρμογής

Έστω ότι πέτρωμα στρωσιγενούς οροφής έχει μοναδιαίο βάρος γ = 27 kN/m^3, και πάχος από 0.7 έως 1.3 m, με μέσο πάχος $\mu_{t_s} = 1.0$ m με τυπική απόκλιση $\sigma_{t_s} = 0.5$ m. Το στρώμα αναρτάται πλήρως από τα υπερκείμενα μέσω ηλώσεων (Σχήμα 1-9) διαστελλομένου άκρου διαμέτρου 17mm, τοποθετημένων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 1-9 σε τετραγωνικό κάναβο $s_C \times s_l = s^2 = 1.5$ m $\times$ 1.5 m. Από ικανό αριθμό δοκιμών εξόλκευσης προκύπτει ότι η φέρουσα ικανότητα C των ήλων έχει μέση τιμή μ_C = 78.5 kN, και τυπική απόκλιση σ_C= 3.7 kN. Τα δεδομένα του παραδείγματος συγκεντρώνονται στις σειρές 1 και 3 του επόμενου πίνακα.

Πίνακας 1-4 Δεδομένα παραδείγματος.

		$L_{\delta\varepsilon\delta}$	$U_{\delta\varepsilon\delta}$	μ	σ	V=σ/μ
1	t_s	0.7m	1.3m	1m	0.5m	0.500
2	$D=\gamma \cdot t_s \cdot s^2$	78.98	42.52	61.5kN	28.2kN	0.459
3	C	70kN	90kN	78.5kN	3.7kN	0.047



Σχήμα 1-9. Ανάρτηση στρώματος με αγκύρια

1.5.1 Προσδιορισμικός υπολογισμός των μέτρων υποστήριξης

1.5.1.1 Σαφείς παράμετροι σχεδιασμού

Θεωρώντας ότι το βάρος της πλάκας του πετρώματος που φορτίζει κάθε ήλο ισούται με το μέσο συνεισφέρον βάρος αυτής, το σαφές φορτίο (δράση) που (απαιτείται να) υποστηρίζεται από αυτόν και η τυπική απόκλιση του φορτίου δίνονται στη δεύτερη σειρά του παραπάνω πίνακα, και είναι:

$\mu_D = W = \gamma \cdot t_s \cdot s^2 = 27 \times 1.0 \times 1.5^2 = 61.5$ kN
$\sigma_D = \gamma \cdot \sigma_{ts} \cdot s^2 = 27 \times 0.5 \times 1.5^2 = 28.2$ kN

(1-28)

Θεωρώντας επίσης ότι η σαφής φέρουσα ικανότητα (αντίδραση) του ήλου ισούται με τη μέση τιμή αυτής:

$\mu_C = 78.5$ kN

(1-29)

Επομένως ο σαφής (προσδιορισμικός) συντελεστής ασφαλείας είναι:

$$FS = \frac{C}{D} = \frac{\mu_C}{\mu_D} = \frac{78.5}{61.5} = 1.3$$

(1-30)

Ένας τέτοιος συντελεστής ασφαλείας θα μπορούσε να είναι αποδεκτός.

1.5.1.2 Ευαισθησία της ευστοχίας της μελέτης στις παραμέτρους

Προηγουμένως οι παράμετροι σχεδιασμού θεωρήθηκαν ότι έχουν σαφείς τιμές. Όμως, σύμφωνα με τις μετρήσεις οι παράμετροι αυτές έχουν μεταβαλλόμενες τιμές. Είναι επομένως χρήσιμη η εκτίμηση της ευαισθησίας του συντελεστή ασφαλείας στις παραμέτρους σχεδιασμού.

Στο παράδειγμα δυνάμεθα να θεωρήσουμε ότι το πάχος της πλάκας («απαίτηση» ανάρτησης) και η φέρουσα «ικανότητα» του αγκυρίου έχουν τιμές που είναι μεταβλητές. Αν λοιπόν το πάχος κυμαίνεται, όπως δίνεται στον παραπάνω πίνακα, από L_{ts}=0.7 έως U_{ts}=1.3m και η φέρουσα ικανότητα του αγκυρίου από L_C=70 έως U_C=90 kN, τότε ο συντελεστής ασφαλείας, που είναι ο λόγος της ικανότητας C προς την απαίτηση D, κυμαίνεται (1-14) μεταξύ:

$$FS_{min} = \frac{L_{C\delta\varepsilon\delta}}{U_{D\delta\varepsilon\delta}} = \frac{70}{27 \times 1.3 \times 1.5^2} = 0.88;\ FS_{max} = \frac{U_C}{L_D} = \frac{90}{27 \times 0.7 \times 1.5^2} = 2.12$$

Η τιμή 0.88 είναι βέβαια μη αποδεκτή, και εφόσον εκτιμάται ότι σημαντικός αριθμός αγκυρίων υπερφορτίζονται, θα πρέπει η μέση τιμή του συντελεστή να αυξηθεί, με μείωση π.χ. του διαστήματος του κανάβου.

1.5.2 Πιθανοτικός προσδιορισμός των μέτρων υποστήριξης

1.5.2.1 Αναλυτικός υπολογισμός

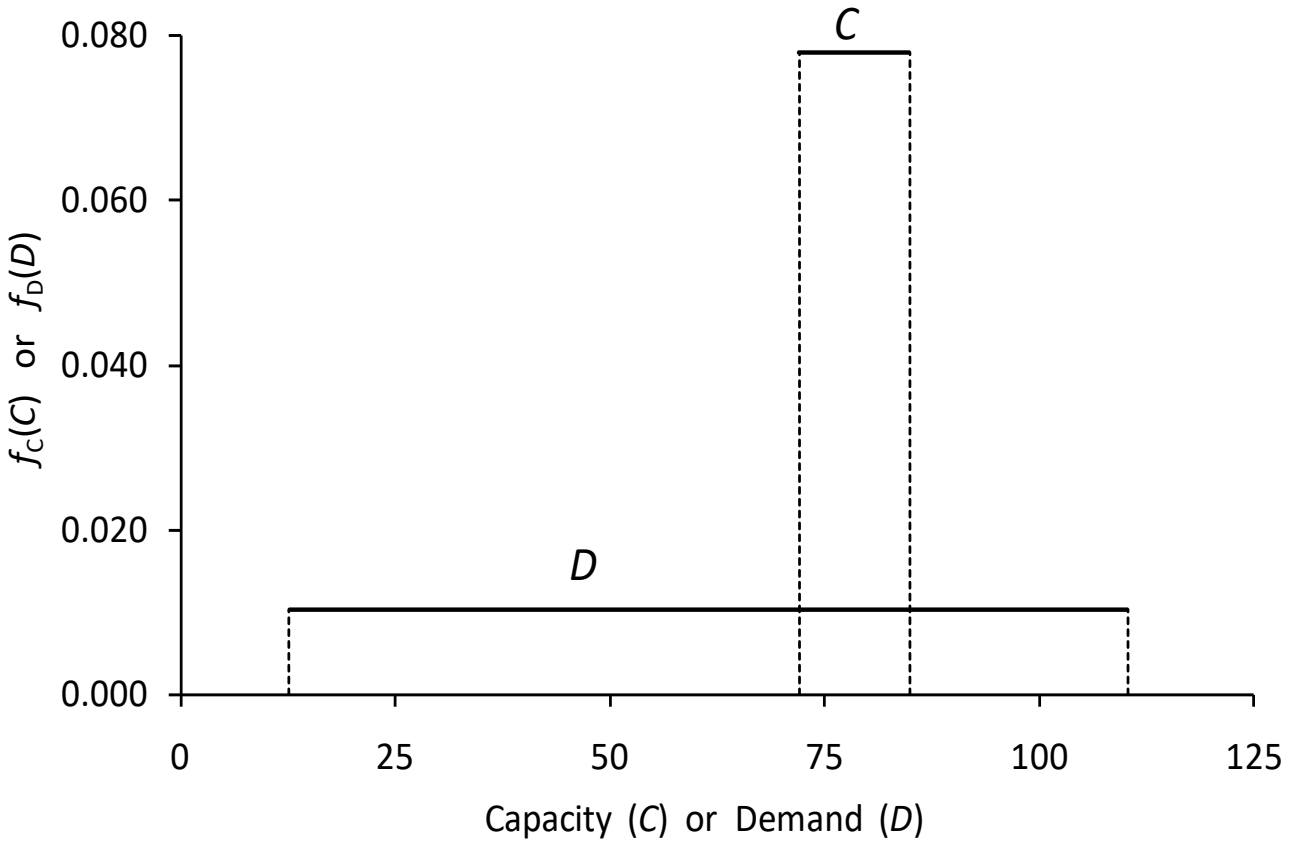
Θεωρείται ομοιόμορφη κατανομή των μεταβλητών της ικανότητας *C* και της απαίτησης *D*, με κάτω και άνω όρια L_C, U_C, L_D, U_D, αντίστοιχα. Για ομοιόμορφη κατανομή οι συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας f(x) και αθροιστικής κατανομής f(x) δίνονται από τις:

$f_C = 1/(U_C - L_C)$, και $f_D = 1/(U_D - L_D)$.

Οι αναλυτικές σχέσεις υπολογισμού της πιθανότητας αστοχίας δίνονται στην παράγραφο 1.2.2 Οι συναρτήσεις πυκνότητας f_C και f_D φαίνονται στο Σχήμα 1-10, όπως υπολογίζονται, για τις δεδομένες μέσες τιμές και τυπικές αποκλίσεις, από τις παρακάτω σχέσεις:

$$\mu_C = 78.5kN; \sigma_C = 3.7kN; V_C = \sigma_C/\mu_C = 0.047$$
$$U_C = \mu_C + \sigma_C \cdot \sqrt{3} = 78.5 + 3.7 \cdot \sqrt{3} = 84.91kN$$
$$L_C = \mu_C - \sigma_C \cdot \sqrt{3} = 78.5 - 3.7 \cdot \sqrt{3} = 72.09kN$$
$$f_C(C) = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot \mu_C \cdot V_C} = \frac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot 78.5 \cdot 0.047} = 0.078kN^{-1}, \forall\ L_C \le C \le U_C$$

$\mu_t = 1.0\,m \Longrightarrow \mu_D = 61.5kN; \sigma_t = 0.5m \Rightarrow \sigma_D = 28.2kN; V_D = \sigma_D/\mu_D = 0.459$
$U_D = \mu_D + \sigma_D \cdot \sqrt{3} = 61.5 + 28.2 \cdot \sqrt{3} = 110.34kN$
$L_D = \mu_D - \sigma_D \cdot \sqrt{3} = 61.5 - 28.2 \cdot \sqrt{3} = 12.66kN$
$f_D(D) = \dfrac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot \mu_D \cdot V_D} = \dfrac{1}{2 \cdot \sqrt{3} \cdot 61.5 \cdot 0.459} = 0.010kN^{-1}\,, \forall\, L_D \le D \le U_D$



Σχήμα 1-10 Συναρτήσεις πυκνότητας πιθανότητας για τυχαίες μεταβλητές C και D που ακολουθούν την ομοιόμορφη κατανομή.

Το εύρος του συντελεστή ασφαλείας fs βρίσκεται μεταξύ της ελαχίστης L_C/U_D και της μεγίστης U_C/L_D:

$$\min\{fs\} = \frac{L_C}{U_D} = \frac{72.09}{110.34} = 0.65;\ \max\{fs\} = \frac{U_C}{L_D} = \frac{84.91}{12.66} = 6.71$$

Η μέση τιμή και η διασπορά του *fs* υπολογίζονται από τις σχέσεις (1-20):

$$\mu_{fs} = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{\sqrt{3}}{6\,V_D} \ln\left(\frac{1+\sqrt{3}\,V_D}{1-\sqrt{3}\,V_D}\right) = \frac{78.5}{61.5} \cdot \frac{\sqrt{3}}{6 \cdot 0.459} ln\left(\frac{1+\sqrt{3}\,\cdot 0.459}{1-\sqrt{3}\,\cdot 0.459}\right) = 1.74$$
$$\sigma_{fs}^2 = \left(\frac{\mu_C}{\mu_D}\right)^2 \cdot \frac{1-V_C^2}{1-3 \cdot V_D^2} - \mu_{fs}^2 = \left(\frac{78.5}{61.5}\right)^2 \cdot \frac{1-0.047^2}{1-3 \cdot 0.459^2} - 1.74^2 = 1.39 \Rightarrow \sigma_{fs} = 1.18$$

Επειδή V_D=0.459>V_C=0.047, η διάταξη της συνάρτησης πυκνότητας του συντελεστή ασφαλείας είναι η i στο Σχήμα 1-4, με:

$$\frac{L_C}{L_D} = 5.69 > 0.77 = \frac{U_C}{U_D}$$

Για τη σχεδίαση στο Σχήμα των συναρτήσεων πυκνότητας πιθανότητας και κατανομής του *fs*, υπολογίζονται τα αντίστοιχα τμήματα a, d και b (Σχήμα 1-4α, Πίνακας 1-2):

Τμήμα a, για 0.65<fs<0.77.

$$F_{fs}(fs) = fs \cdot \frac{\left[\mu_D\left(1+\sqrt{3}V_D\right) - \frac{\mu_C}{fs}\left(1-\sqrt{3}V_C\right)\right]^2}{24\,\mu_C\,\mu_D\,V_C\,V_D} = \frac{fs}{2}\cdot\frac{\left(U_D - \frac{L_C}{fs}\right)^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)} = fs\cdot\left(2.20 - \frac{1.44}{fs}\right)^2$$

$$f(fs) = \frac{\mu_D^2\cdot\left(1+\sqrt{3}V_D\right)^2 - \frac{\mu_C^2\cdot\left(1-\sqrt{3}V_C\right)^2}{fs^2}}{24\,\mu_C\,\mu_D\,V_C\,V_D} = \frac{1}{2}\cdot\frac{U_D^2 - \left(\frac{L_C}{fs}\right)^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)} = 4.86 - \frac{2.08}{fs^2}$$

Τμήμα d, για $\frac{U_C}{U_D} = 0.77 \le fs \le 5.69 = \frac{L_C}{L_D}$

$$F_{fs}(fs) = \frac{1}{2} - \frac{\sqrt{3}\left(\frac{\mu_C}{fs} - \mu_D\right)}{6\,\mu_D\,V_D} = \frac{U_D - \frac{U_C+L_C}{2\cdot fs}}{U_D - L_D} = 1.13 - \frac{0.80}{fs}$$

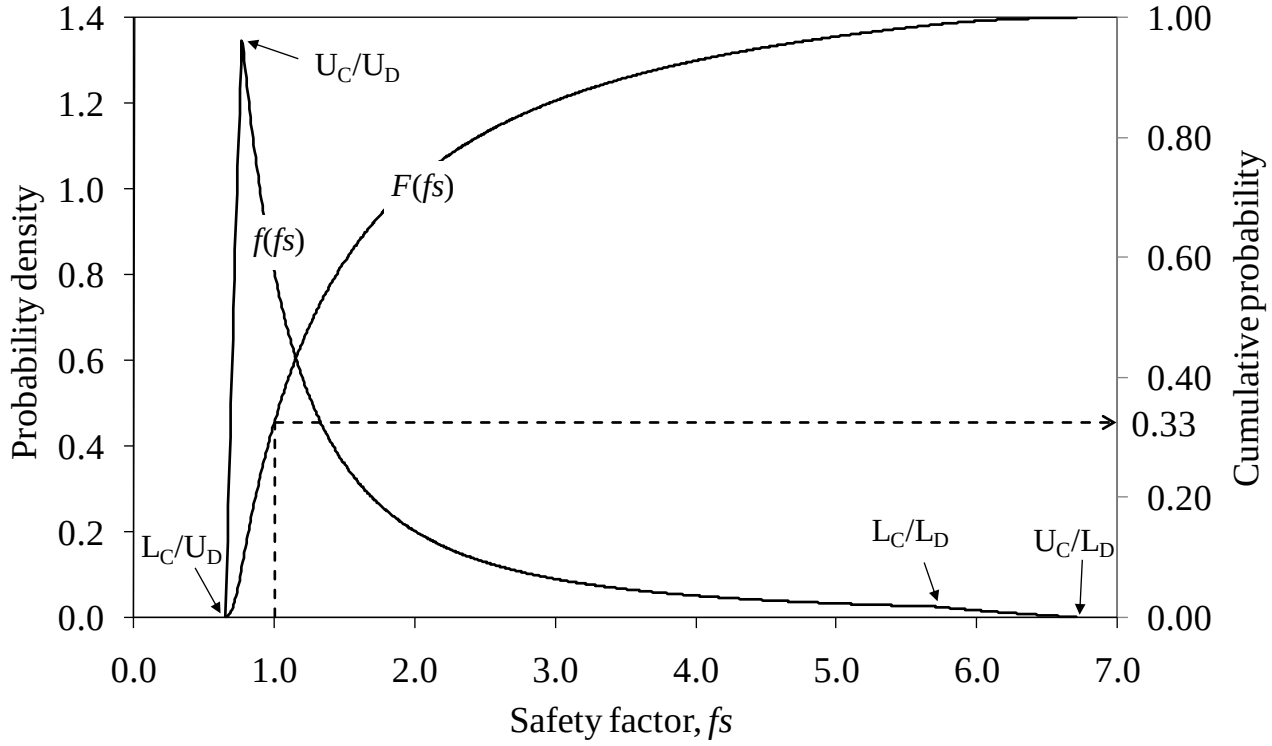
$$f(fs) = \frac{1}{fs^2}\cdot\frac{1}{2\cdot\sqrt{3}\cdot V_D}\cdot\frac{\mu_C}{\mu_D} = \frac{1}{2\cdot fs^2}\cdot\frac{U_C+L_C}{U_D-L_D} = \frac{1}{2\cdot fs^2}\cdot\frac{84.9+72.1}{110.3-12.7} = \frac{0.80}{fs^2}$$

Τμήμα b, για 5.69<fs<6.71.

$$F_{fs}(fs) = 1 - fs\frac{\left[\frac{\mu_C}{fs}\left(1+\sqrt{3}V_C\right) - \mu_D\left(1-\sqrt{3}V_D\right)\right]^2}{24\,\mu_C\,\mu_D\,V_C\,V_D} = 1 - \frac{fs}{2}\frac{\left(\frac{U_C}{fs} - L_D\right)^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)}$$

$$= 1 - fs\cdot\left(\frac{1.70}{fs} - 0.25\right)^2$$

$$f(fs) = \frac{\left[\frac{\mu_C\left(1+\sqrt{3}V_C\right)}{fs}\right]^2 - \left[\mu_D\left(1-\sqrt{3}V_D\right)\right]^2}{24\,\mu_C\,\mu_D\,V_C\,V_D} = \frac{1}{2}\cdot\frac{\left(\frac{U_C}{fs}\right)^2 - L_D^2}{(U_C-L_C)(U_D-L_D)} = \frac{2.88}{fs^2} - 0.064$$



Σχήμα 1-11. Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας και συνάρτηση κατανομής του συντελεστή ασφαλείας.

Η τιμή fs=1 ανήκει στο τμήμα d. Θέτοντας fs=1 στη συνάρτηση κατανομής του τμήματος, προκύπτε:

$$F_{fs}(1) = \frac{1}{2} - \frac{\sqrt{3}\,(\mu_C - \mu_D)}{6\,\mu_D\,V_D} = \frac{2U_D - U_C - L_C}{2(U_D - L_D)} = \frac{2 \times 110.34 - 84.91 - 72.09}{2(110.34 - 12.66)} = 0.33$$

Συνεπώς για μεγάλο αριθμό ηλώσεων 33 στους 100 ήλους θα αστοχούν. Αυτός ο σχεδιασμός πρέπει να απορριφθεί. Οι Hoek et al. (1995), χρησιμοποιώντας αποκομμένες κανονικές κατανομές υπολόγισαν μέση τιμή του συντελεστή ασφαλείας 1.41, τυπική απόκλιση 0.71 και πιθανότητα αστοχίας 30 %.

Προκειμένου να καθοριστεί εάν μία πιθανότητα αστοχίας είναι αποδεκτή στο σχεδιασμό, απαιτείται ο υπολογισμός των επιπτώσεων της αστοχίας ενός αγκυρίου σε ένα γειτονικό του. Στην περίπτωση αστοχίας ενός αγκυρίου τα τέσσερα γειτονικά αγκύρια θα κληθούν να φέρουν αυξημένο φορτίο κατά 25 %. Επομένως η απαίτηση γίνεται:

$$D = 1.25 \cdot \gamma \cdot t \cdot s^2$$

Εκτελώντας εκ νέου την προσομοίωση προκύπτει πιθανότητα αστοχίας του γειτονικού αγκυρίου ~50%. Υπάρχει δηλαδή το ενδεχόμενο αστοχίας τύπου «ντόμινο». Ο αρχικός αυτός σχεδιασμός δεν είναι αποδεκτός.

Για να αποφευχθεί η αστοχία πρέπει να μειωθεί η απαίτηση. Η απαιτούμενη απόσταση των ηλώσεων, ώστε πρακτικά να εξαλειφτεί η πιθανότητα αστοχίας, δηλαδή $L_C=U_D \Rightarrow \min(fs)=1$ (σχέση (1-21)), μπορεί να υπολογισθεί θέτοντας:

$$\min fs = \frac{L_C}{U_D} = \frac{\mu_C}{\mu_D} \cdot \frac{1 - \sqrt{3}\,V_C}{1 + \sqrt{3}\,V_D} = 1$$
$$\mu_D = \gamma \cdot s^2 \cdot \mu_t\ ;\ V_D = \sigma_D/\mu_D = \sigma_t/\mu_t\ ;\ V_C = \sigma_C/\mu_C$$

και λύνοντας ως προς *s*:

$$s^2 = \frac{\mu_C}{\gamma \cdot \mu_t} \cdot \frac{1 - \sqrt{3} \cdot \frac{\sigma_C}{\mu_C}}{1 + \sqrt{3} \cdot \frac{\sigma_t}{\mu_t}} = 1.43 \Longrightarrow s = 1.20 \text{ m}$$

1.5.2.2 Αριθμητικός υπολογισμός

Η αντίστοιχη προσομοίωση με αποκομμένες κανονικές κατανομές και απόσταση ήλων 1.25 m, έδωσε πιθανότητα αστοχίας 2.34%.

Παραδείγματα εφαρμογής

Παρακάτω εφαρμόζονται οι μέθοδοι σχεδιασμού με βάση την αξιοπιστία σε τρεις περιπτώσεις εκμετάλλευσης με τη μέθοδο των θαλάμων και στύλων. Αυτή η μέθοδος εξόρυξης εφαρμόζεται και για τη διάνοιξη υπόγειων τεχνικών έργων.

Παράδειγμα 1. Συμβατικός συντελεστής ασφαλείας

Στα υπόγεια έργα των οποίων η εξόρυξη πραγματοποιείται με τη μέθοδο των θαλάμων και στύλων, ο συντελεστής μεταβλητότητας των τάσεων και της αντοχής των στύλων είναι συχνά της τάξης του 20-25%. Για παράδειγμα, σε ένα από τα ορυχεία ουρανίου της λίμνης Elliot, ο Coates (1973) εκτίμησε το συντελεστή μεταβλητότητας των τάσεων στους στύλους ίσο με 26%, και τον αντίστοιχο της αντοχής τους σε 15-25%. Για τις τιμές αυτές, από την εξίσωση (1-22) προκύπτει ο οριακός συμβατικός συντελεστής ασφαλείας ίσος με:

$$lim\, \mu_C/\mu_D = 1.96 \div 2.56$$

Οι τιμές αυτές συγκρίνονται γενικά καλά με τα δεδομένα, που παρουσιάστηκαν από τους Madden et al. (1998), για τη συχνότητα της αστοχίας και τον αντίστοιχο συντελεστή ασφάλειας σχεδιασμού των 90 στύλων που αστόχησαν σε ανθρακωρυχεία της Νότιας Αφρικής. Εκεί, η πλειονότητα των στύλων που αστόχησαν είχαν συμβατικούς συντελεστές ασφάλειας μικρότερους από 2.0, εκτός από ορισμένες περιπτώσεις όπου η αστοχία οφείλονταν στην παρουσία δομικών ή γεωμετρικών χαρακτηριστικών του πετρώματος, όπως διακλάσεις, μαλακό δάπεδο, πολύ μικρό βάθος και αδύναμες οροφές.

Παράδειγμα 2. Πιθανοτικός συντελεστής ασφαλείας στην ανώτερη εξόρυξη

Σε μεταλλείο σκληρού πετρώματος, του οποίου η εκμετάλλευση πραγματοποιείται με τη μέθοδο θαλάμων και στύλων, ο Coates (1981) αναφέρει εκτιμώμενη αντοχή των στύλων (ικανότητα, C) με μέση τιμή και τυπική απόκλιση:

$$\mu_C = 138 \text{ MPa};\ \sigma_C = 21 \text{ MPa};\ \mathrm{V_C} = \frac{\sigma_C}{\mu_C} = 0.152$$

Η τάση στο στύλο (απαίτηση, D) εκτιμήθηκε ότι έχει μέση τιμή και τυπική απόκλιση:

$$\mu_D = 76MPa;\ \sigma_D = 21 \text{ MPa};\ \mathrm{V_D} = \frac{\sigma_D}{\mu_D} = 0.276$$

Χρησιμοποιώντας ανεξάρτητες κανονικές τυχαίες μεταβλητές ο Coates καθόρισε την πιθανότητα της αστοχίας σε $P_f = 0.017$, γεγονός που σημαίνει ότι περίπου ένας έως δύο στύλοι σε κάθε 100 θα αστοχούσαν.

Το ίδιο παράδειγμα χρησιμοποιείται εδώ, με την υπόθεση ότι η αντοχή του στύλου και η τάση στο στύλο είναι ομοιόμορφες τυχαίες μεταβλητές. Ο *Πίνακας 1-5* στην στήλη της ανώτερης εξόρυξης, συνοψίζει στις πρώτες έξι σειρές τα δεδομένα. Με βάση αυτά, υπολογίζονται, στις επόμενες τέσσερις σειρές, από τις εξισώσεις (1-16) τα όρια των τυχαίων μεταβλητών της ικανότητας και της απαίτησης. Στις επόμενες έξι σειρές υπολογίζονται, από τις εξισώσεις (1-17), (1-20), (1-21), το εύρος του συντελεστή ασφαλείας, η μέση τιμή και η μεταβλητότητά του. Καθώς,

$$\frac{L_C}{L_D} = 2.56 > 1.55 = \frac{U_C}{U_D};\ V_D = 0.276 > 0.152 = V_C,$$

ισχύει η πρώτη διάταξη (i), που δίνεται στην επόμενη σειρά του πίνακα. Προκειμένου να σχεδιαστούν οι συναρτήσεις κατανομής και πυκνότητας του fs, οι τιμές του υπολογίζονται στα σχετικά τμήματα a, d, b, της διάταξης.

- Το τμήμα a, ισχύει για $0.90 = \min fs \le fs < U_C/U_D = 1.55$

- Το τμήμα d ισχύει για $1.55 = U_C/U_D \le fs < L_C/L_D = 2.56$
- Τέλος, το τμήμα b, ισχύει για $2.56 = L_C/L_D \le fs \le maxfs = 4.4$

Τα τμήματα και οι σχέσεις για τις συναρτήσεις (βλ. Πίνακας 1-2) δίνονται στις επόμενες έξι σειρές. Στο Σχήμα 1-12 σχεδιάζονται με συνεχείς γραμμές οι συναρτήσεις κατανομής και πυκνότητας του συντελεστή ασφαλείας, όπως προκύπτουν από τις έξι αυτές σχέσεις.

Πίνακας 1-5. Συνοπτικά στοιχεία του παραδείγματος εφαρμογής

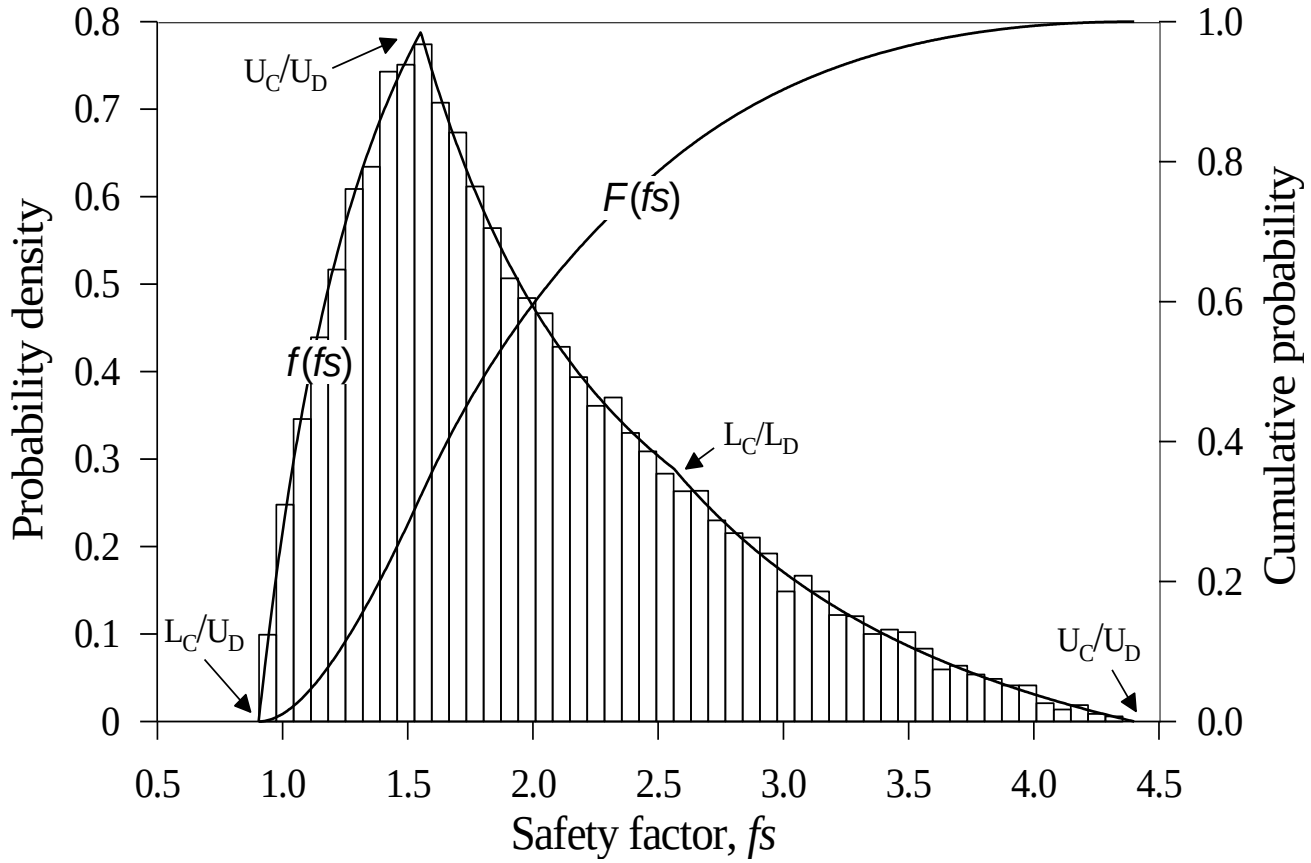
			Ανώτερη εξόρυξη	Βαθύτερη εξόρυξη
Δεδομένα		μ_C	138 MPa	113 MPa
		σ_C	21 MPa	17.18 MPa
		V_C	0.152	0.152
		μ_D	76 MPa	95 MPa
		σ_D	21 MPa	26.22 MPa
		V_D	0.276	0.276
Εξίσωση (1-16)		L_C	101.63 MPa	83.25 MPa
		U_C	174.37 MPa	142.75 MPa
		L_D	39.63 MPa	49.59 MPa
		U_D	112.37 MPa	140.41 MPa
Εξίσωση (1-21)		$min\{fs\}$	0.90	0.59
		$max\{fs\}$	4.40	2.88
(1-20)		μ_{fs}	1.98	1.29
(1-17)		σ^2	0.47	0.20
		σ	0.68	0.45
(1-20)	V_{fs}		0.34	0.34
$F(fs)$	Διάταξη		(i)	(i)
	a		$fs \cdot \left(1.09 - \frac{0.99}{fs}\right)^2$	$fs \cdot \left(1.35 - \frac{0.80}{fs}\right)^2$
	d		$1.55 - \frac{1.90}{fs}$	$1.55 - \frac{1.24}{fs}$
	b		$1 - fs\left(\frac{1.70}{fs} - 0.39\right)^2$	$1 - fs\left(\frac{1.37}{fs} - 0.48\right)^2$
$f(fs)$	a		$1.19 - \frac{0.98}{fs^2}$	$1.82 - \frac{0.64}{fs^2}$
	d		$1.90 \cdot fs^{-2}$	$1.24 \cdot fs^{-2}$
	b		$\frac{2.87}{fs^2} - 0.15$	$\frac{1.89}{fs^2} - 0.23$

Η πιθανότητα αστοχίας, δηλαδή του $fs \le 1$, υπολογίζεται στο τμήμα a, καθόσον 0.90<1.00<1.55, ότι είναι $F_{fs}(1) = 0.011$. Επομένως, για ένα μεγάλο αριθμό από στύλους, περίπου ένας στύλος, για κάθε 100, θα αστοχεί. Η τιμή αυτή είναι συγκρίσιμη με την πιθανότητα αστοχίας 0.017 που υπολογίστηκε από τον Coates για κανονικές τυχαίες μεταβλητές.

Ο οριακός συμβατικός συντελεστής ασφαλείας $lim\, \mu_C/\mu_D$, που πρακτικά αποκλείει οποιαδήποτε πιθανότητα αστοχίας, δύναται να υπολογιστεί ότι είναι 2, από την εξίσωση (1-22) για τους παραπάνω συντελεστές διασποράς.

Τα αποτελέσματα των αναλυτικών τύπων για τις συναρτήσεις κατανομής και πυκνότητας του συντελεστή ασφάλειας συγκρίνονται με αυτά αριθμητικής προσομοίωσης με τη τεχνική δειγματοληψίας Latin Hypercube. Για το σκοπό αυτό, ετοιμάστηκε, στο Matlab™, ένα σενάριο εφαρμογής της διαδικασίας προσομοίωσης, και χρησιμοποιήθηκε μια ενσωματωμένη συνάρτηση για την παραγωγή *n*=20000 δειγμάτων για τις μεταβλητές της ικανότητας και της απαίτησης. Οι n τιμές για κάθε τυχαία μεταβλητή κατανέμονται τυχαία σε κάθε διάστημα (0,1/*n*), (1/*n*,2/*n*), ..., (1-1/*n*,1), και μετατίθενται τυχαία. Στη συνέχεια,

πραγματοποιούνται *n*=20000 υπολογισμοί για την τυχαία μεταβλητή fs, η οποία είναι ο λόγος της ικανότητας προς την απαίτηση. Στο Σχήμα 1-12, το ιστόγραμμα των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης, συγκρίνεται με τα αποτελέσματα της συνεχούς αναλυτικής λύσης. Τα αποτελέσματα που παρατηρούνται είναι πρακτικά ταυτόσημα.



Σχήμα 1-12. Συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας PDF και συνάρτηση κατανομής CDF για το συντελεστή ασφαλείας στύλων πετρώματος, και σύγκριση με το ιστόγραμμα από αριθμητικά αποτελέσματα.

Παράδειγμα 3. Παρεκβολή σε ένα βαθύτερο επίπεδο

Μετά από επιτόπου παρατηρήσεις, εκτιμήθηκαν τα δεδομένα ικανότητας και απαίτησης σε επίπεδο εκμετάλλευσης βαθύτερο κατά 25%. Εκεί, είναι λογικό να υποτεθεί ότι η μέση τάση στύλου είναι αυξημένη κατά 25 % έτσι ώστε:

$$\mu_D = 1.25 \times 76 = 95MPa$$

Η μέση αντοχή των στύλων είναι μειωμένη, ενώ οι συντελεστές διακύμανσης είναι οι ίδιοι με της ανώτερης εξόρυξης. Ο
Πίνακας *1-5*, στην τελευταία στήλη, της βαθύτερης εξόρυξης, συνοψίζει στις πρώτες έξι σειρές τα δεδομένα. Με βάση αυτά, υπολογίζονται, στις επόμενες τέσσερις σειρές, από τις εξισώσεις (1-16) τα όρια των τυχαίων μεταβλητών της ικανότητας και της απαίτησης. Στις επόμενες έξι σειρές υπολογίζονται, από τις εξισώσεις (1-17), (1-20), (1-21), το εύρος του συντελεστή ασφαλείας, η μέση τιμή και η μεταβλητότητά του. Καθώς,

$$\frac{L_C}{L_D} = 1.68 > 1.02 = \frac{U_C}{U_D};\ V_D = 0.276 > 0.152 = V_C$$

ισχύει σύμφωνα με το Σχήμα 1-4 η πρώτη διάταξη (i), που δίνεται στην επόμενη σειρά του πίνακα. Προκειμένου να σχεδιαστούν οι συναρτήσεις κατανομής και πυκνότητας του fs, οι τιμές του υπολογίζονται στα σχετικά τμήματα a, d, b, της διάταξης.

- Το τμήμα a, ισχύει για $0.59 = \min fs \le fs < U_C/U_D = 1.02$
- Το τμήμα d ισχύει για$1.02 = U_C/U_D \le fs < L_C/L_D = 1.68$
- Τέλος, το τμήμα b, ισχύει για $1.68 = L_C/L_D \le fs \le 2.88\ = maxfs$

Τα τμήματα και οι σχέσεις για τις συναρτήσεις (βλ. Πίνακας 1-2) δίνονται στις επόμενες έξι σειρές. Στο Σχήμα 1-13 σχεδιάζονται οι συναρτήσεις κατανομής και πυκνότητας του συντελεστή ασφαλείας, όπως προκύπτουν από τις έξι αυτές σχέσεις.

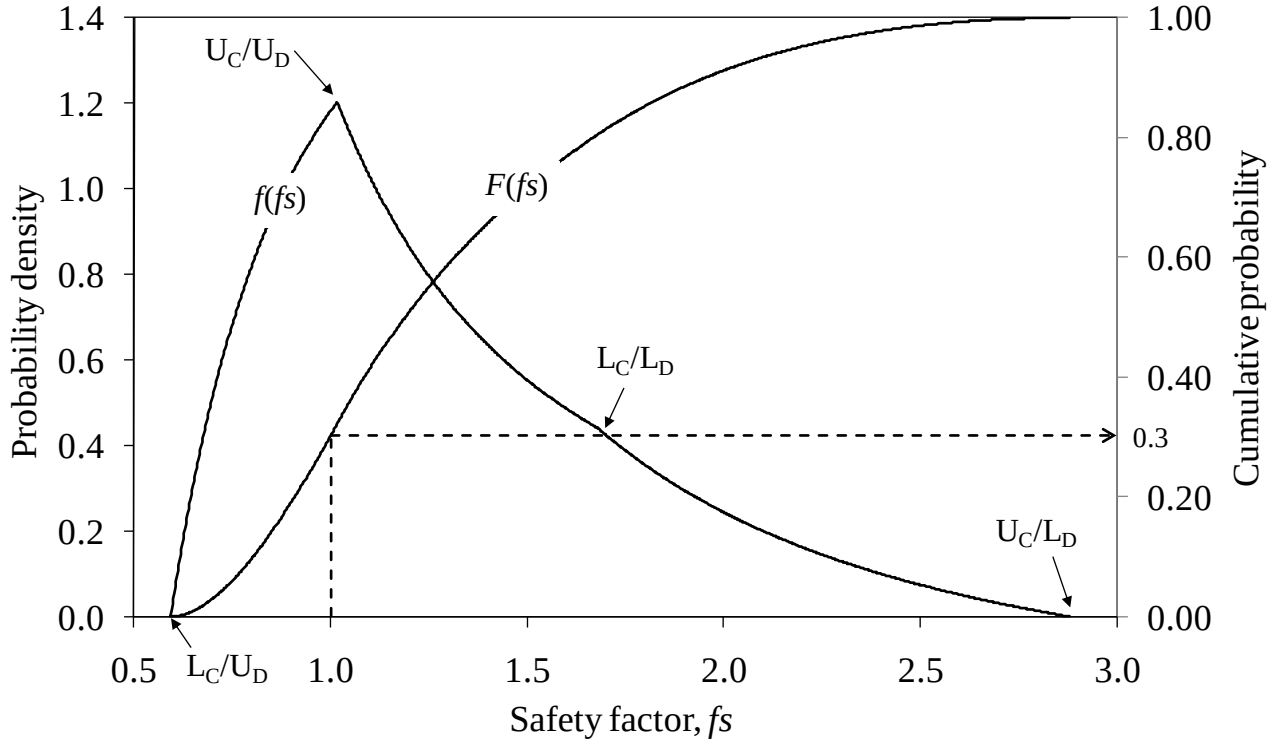
Η πιθανότητα αστοχίας, δηλαδή του $fs \le 1$, υπολογίζεται στο τμήμα a, καθόσον 0.59<1.00<1.02, ότι είναι $F_{fs}(1) = 0.3$ (Σχήμα 1-13). Επομένως, για ένα μεγάλο αριθμό από στύλους, περίπου 30 στύλοι, για κάθε 100, θα αστοχήσουν, και είναι δυνατή μία αστοχία τύπου ντόμινο. Αυτός ο σχεδιασμός θα πρέπει επομένως να απορριφθεί.

Για να επιτευχθεί μια πιθανότητα αστοχίας ίση με 1%, είτε η ικανότητα του στύλου πρέπει να αυξηθεί, μειώνοντας πχ. το ύψος του είτε η απαίτηση θα πρέπει να μειωθεί, αυξάνοντας πχ. το πλάτος του, ή και τα δύο. Τούτο σημαίνει ότι το όριο U_C/U_D, θα αυξηθεί. Άρα, fs=1 θα εξακολουθεί να βρίσκεται στο τμήμα a. Ο Πίνακας 1-3 δίνει τις σχέσεις για τον υπολογισμό της πιθανότητας αστοχίας. Ο συμβατικός συντελεστής ασφαλείας, δηλ. ο λόγος της μέσης ικανότητας προς την μέση απαίτηση, υποθέτοντας ότι οι συντελεστές διακύμανσης δεν αλλάζουν, μπορεί να υπολογιστεί με τον καθορισμό της πιθανότητας αστοχίας:

$$F_{fs}(1) = 0.01 = \frac{\left[\mu_D\left(1+\sqrt{3}V_D\right) - \mu_C\left(1-\sqrt{3}V_C\right)\right]^2}{24\ \mu_C\ \mu_D\ V_C\ V_D} = \frac{\left[\mu_D\left(1+\sqrt{3}\cdot 0.276\right) - \mu_C\left(1-\sqrt{3}\cdot 0.152\right)\right]^2}{24\ \mu_C\ \mu_D\ 0.152\cdot 0.276}$$

για, V_C=0.152 and V_D=0.276 στο τμήμα (a). Λύνοντας ως προς το λόγο μ_C/μ_D, προκύπτει:

$$\mu_C/\mu_D = 1.82.$$



Σχήμα 1-13. PDF και CDF για το συντελεστή ασφαλείας των στύλων πετρώματος, εφόσον ο τρέχων σχεδιασμός επεκταθεί σε 25 % βαθύτερο ορυχείο.

Βιβλιογραφία/Αναφορές

Baecher GB, Christian JT (2003). Reliability and statistics in geotechnical Engineering. Wiley, England.

Brady BHG, Brown ET (2006). Rock Mechanics for Underground Mining. 3rd ed. Dordrecht: Kluwer.

Carter TG (1992). Prediction and uncertainties in geological engineering and rock mass characterization assessments. In: Proceedings of the 4th International Rock Mechanics and Rock Engineering Conference, Torino, Paper 1.

Coates DF (1981). Rock mechanics principles. Monograph 874, CANMET;.

Coates DF (1974). Probability of pillar failure at Elliot Lake. In: Proceedings 3rd Congress ISRM Denver, Vol. 2, Part B, , pp. 990–996.

Coates DF (1973). Variance of pillar stresses at Elliot Lake. Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr; 10:627-640.

Deng J, Yue, ZQ, Thamb LG, Zhu HH (2003). Pillar design by combining finite element methods, neural networks and reliability: a case study of the Feng Huangshan copper mine, China. Int J Rock Mech Min Sci; 40(4):585-599.

Griffiths DV, Fenton GA, Lemons CB (2002). Probabilistic analysis of underground pillar stability. Int J Numer Anal Meth Geomech; 26:775–791.

Harr ME (1987). Reliability-based design in civil engineering. New York: McGraw-Hill.

Hedley DGF, Grant F (1972). Stope-and-pillar design for the Elliot Lake Uranium Mines. Bull Can Inst Min Metall; 65:37244.

Hoek E, Kaiser PK, Bawden WF (1995). Support of underground excavations in hard rock. Balkema.

Hoek E (2007). Practical Rock Engineering.

Hoek E (1998). Reliability of Hoek-Brown estimates of rock mass properties and their impact on design. Int J Rock Mech Min Sci; 35(1):63-68.

James M ed (1996). Risk management in civil, mechanical and structural engineering. Thomas Tellford.

Madden BJ, Canbulat I, York G (1998). Current South African coal pillar research. J S Afr Inst Min Metall; 98(1):7-10.

Martin CD, Christiansson R (2009). Estimating the potential for spalling around a deep nuclear waste repository. Int J Rock Mech Min Sci; 46(2):219-228.

McKay MD, Conover WJ, Beckman RJ (1979). A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code. Technometrics, 221:239-245.

Nomikos PP and Sofianos AI (2011). An analytical probability distribution for the factor of safety in underground rock mechanics. Int J Rock Mech Min Sci; 48(4):597-605

Nomikos PP and Sofianos AI (2014). "Reliability against translational slip of rock slopes designed according to Eurocode 7", Eurock, 26-28 May, Vigo, Spain, Rock Engineering and Rock Mechanics: Structures in and on Rock Masses – Alejano, Perucho, Olalla & Jiménez (Eds), pp. 1487-1492.

Phoon KK (2008). Numerical recipes for reliability analysis – a primer. In: KK Phoon (Ed), Reliability-based design in geotechnical engineering: computations and applications. Taylor & Francis, London, pp. 1-75.

Pine RJ (1992). Risk analysis design applications in mining geomechanics. Trans Inst Min Metall (Sect.A) 101, pp.149-158.

Rocscience Inc. (2012). Probabilistic Analysis in Phase2. Toronto, Canada.

Sofianos AI, Nomikos PP, Papandonopoulos G (2013). "Distribution of the factor of safety, in geotechnical engineering, for independent piecewise linear capacity and demand density functions", Computers & Geotechnics.

Salamon MDG, Munro AH (1967). A study of the strength of coal pillars. J S Afr Inst Min Metall; 68:55–67.

Salamon MDG, Ozbay MU, Madden BJ (1998). Life and design of bord-and-pillar workings affected by pillar scaling. J S Afr Inst Min Metall; 98:135-145.

Sheorey RP, Das MN, Barat D, Prasad RK, Singh B (1987). Coal pillar strength estimation from failed and stable cases. Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr; 24(6):347-355.

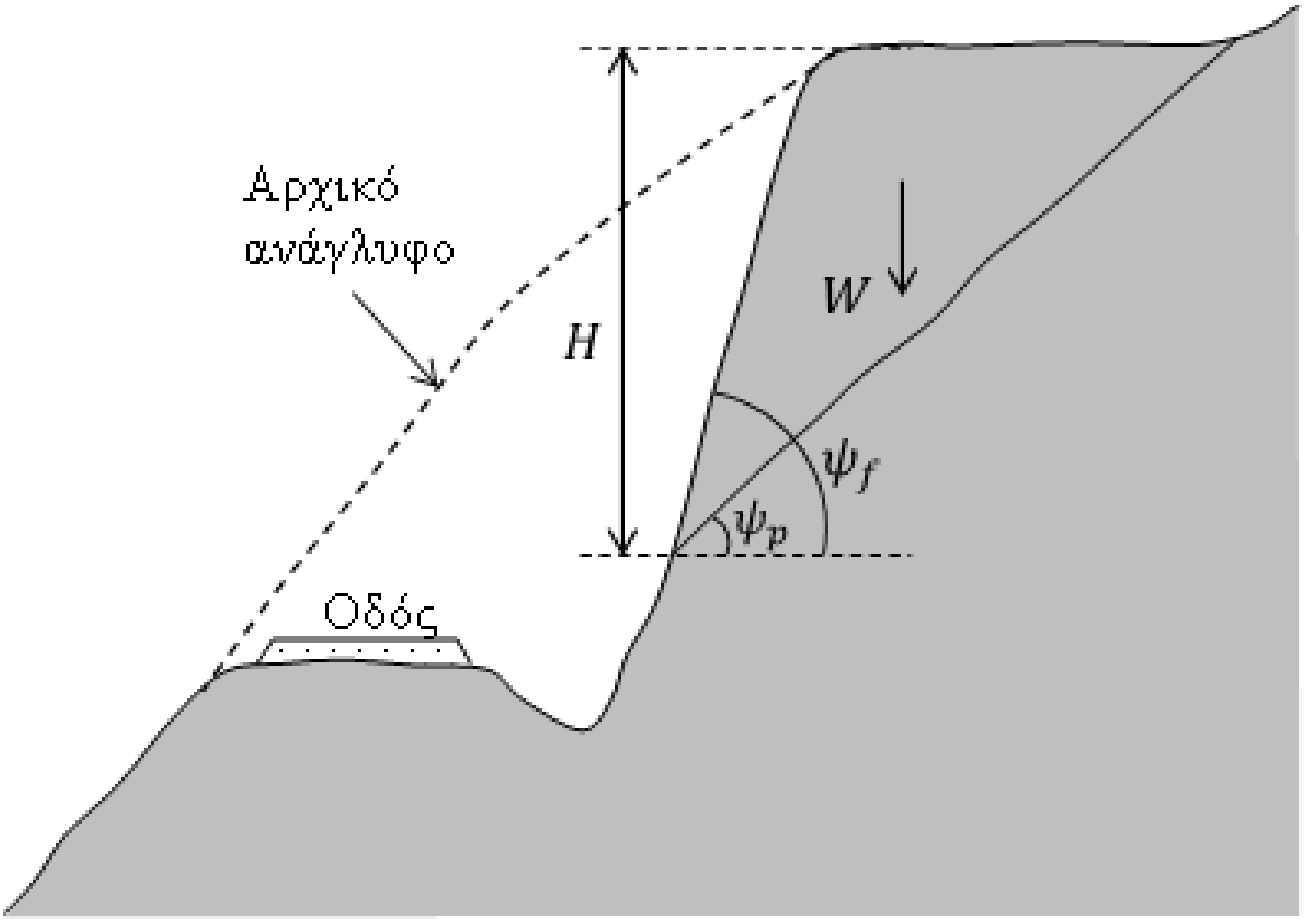
Skipp BO ed (1994). Risk and reliability in ground engineering. Thomas Tellford.

Wyss G, Jorgensen KA (1998). A user's guide to LHS: Sandia's latin hypercube sampling software, SAND98-0210.

Κριτήριο αξιολόγησης

Κριτήριο αξιολόγησης 1

Το πρανές ορύγματος οδοποιίας του σχήματος (Nomikos & Sofianos, 2014) διανοίγεται πάνω από τη στάθμη του υδροφόρου σε σκληρό πέτρωμα με διακλάσεις μηδενικής συνοχής παράλληλες και ομόρροπες με το πρανές. Η κλίση τους $\tan\psi_p$ και ο συντελεστής τριβής $\tan\varphi$ θεωρούνται κανονικά κατανεμημένες, με αποκοπή, τυχαίες μεταβλητές.



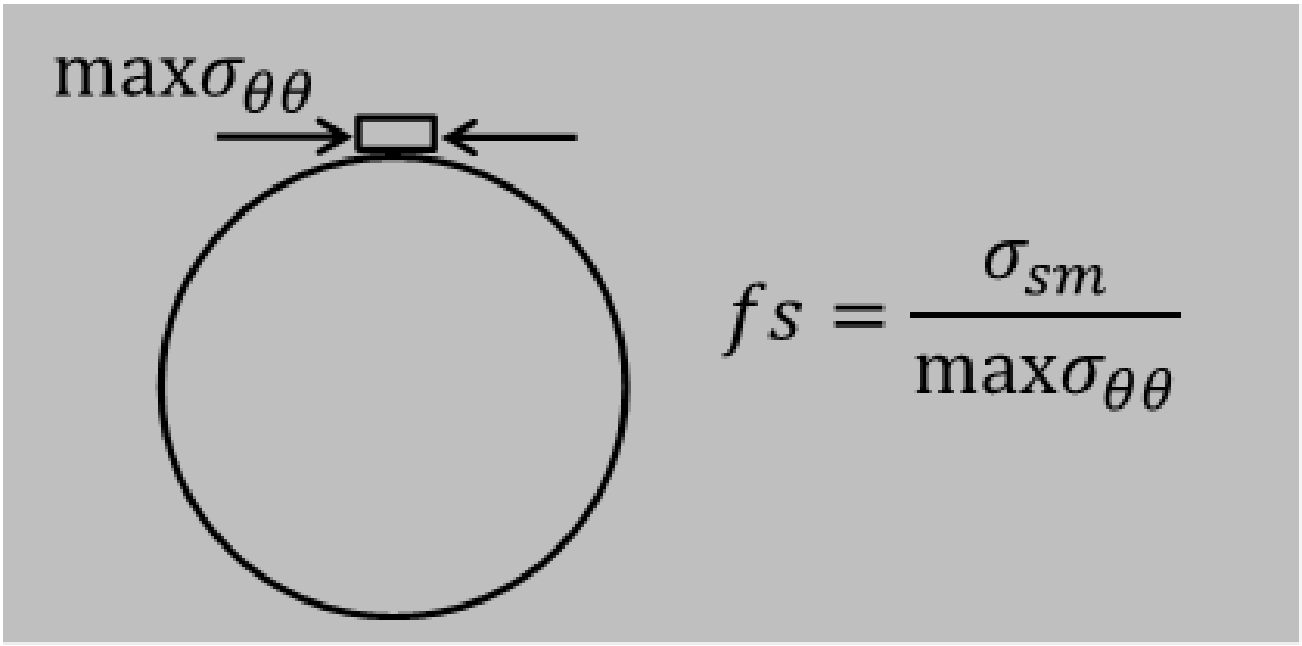
Δίνονται:

Παράμετρος	Μέση τιμή	Τυπική απόκλιση	Ελάχιστη τιμή	Μέγιστη τιμή
$\tan\psi_p$	$\tan 40^o$	$\tan 2^o$	$\tan 35^o$	$\tan 45^o$
$\tan\varphi$	$\tan 45^o$	$\tan 5^o$	$\tan 30^o$	$\tan 60^o$

Υπολογίστε την αξιοπιστία της ευστάθειας του πρανούς:
(α) με προσομοίωση Monte Carlo, θεωρώντας την κλίση των διακλάσεων και τον συντελεστή τριβής κανονικά κατανεμημένες τυχαίες μεταβλητές με αποκοπή.
(β) αντίστοιχα με την PEM.
(γ) αναλυτικά, θεωρώντας ομοιόμορφα κατανεμημένες τυχαίες μεταβλητές για την κλίση των διακλάσεων και τον συντελεστή τριβής.
(Απ.: (α) $\mu_{fs} = 1.19$, $p_f = 4.3\%$, *(β)* $\mu_{fs} = 1.19$, $p_f = 3.7\%$, *(γ)* $\mu_{fs} = 1.19$, $p_f = 3.6\%$*)*

Κριτήριο αξιολόγησης 2

Σήραγγα κυκλικής διατομής πρόκειται να διανοιχθεί σε γρανιτικό πέτρωμα υψηλής αντοχής. Το σοβαρότερο πρόβλημα που αναμένεται να ανακύψει θεωρείται η αποφλοίωση του τοιχώματος της σήραγγας. Από την αποκτηθείσα εμπειρία σε παρόμοια πετρώματα εκτιμήθηκε ότι η αντοχή αποφλοίωσης του πετρώματος σ_{sm} ακολουθεί συμμετρική τριγωνική κατανομή με ελάχιστη, μέση και μέγιστη τιμή: 123.75 MPa, 128.25 MPa και 132.75 MPa, αντίστοιχα. Η μέγιστη εφαπτομενική τάση $\max \sigma_{\theta\theta}$ στο τοίχωμα της σήραγγας εκτιμήθηκε ότι ακολουθεί επίσης τριγωνική κατανομή με ελάχιστη, μέση και μέγιστη τιμή: $94.5 + 0.027z[\mathrm{m}]$, $105 + 0.0335z[\mathrm{m}]$, και $115.5 + 0.04z[\mathrm{m}]$, αντίστοιχα.



Υπολογίστε τη μέση τιμή του συντελεστή ασφαλείας $fs = \sigma_{sm} / \max \sigma_{\theta\theta}$ και την πιθανότητα αποφλοίωσης σε βάθη z=350, 450, 550 και 650 m θεωρώντας ότι η αντοχή αποφλοίωσης του πετρώματος και η μέγιστη εφαπτομενική τάση στο τοίχωμα είναι ομοιόμορφα κατανεμημένες τυχαίες μεταβλητές.
(Απ.: για z=350, 450, 550 και 650 m, μ_{fs}=1.1, 1.07, 1.04, 1.01 και p_f=0.002, 0.08, 0.26, 0.43)

Κριτήριο αξιολόγησης 3

Υπολογίστε την αξιοπιστία υπόγειου αποθηκευτικού χώρου με θαλάμους και στύλους σε βάθος 50 m από την επιφάνεια. Δίνονται: ομοιόμορφη κατανομή των τυχαίων μεταβλητών της ορθής τάσης στο στύλο και της αντοχής του, μέση ορθή τάση που ασκείται στο στύλο 3.5 MPa, μέση αντοχή στύλου 10 MPa, συντελεστής μεταβλητότητας της μέσης αντοχής και της μέσης τάσης στο στύλο 15% και 25 %, αντίστοιχα. (Απ.: $p_f = 0$, $\mu_{fs} = 3.06$).

Κριτήριο αξιολόγησης 4

Με ποια αριθμητική μέθοδο υπολογίζεται και σε τι χρησιμεύει η εύρεση της κατανομής του συντελεστή ασφαλείας;
Απάντηση
Προσομοίωση MONTE CARLO, LATIN HYPERCUBE, Στοχεύει στην εκτίμηση της πιθανότητας αστοχίας

Κεφάλαιο 2

Σύνοψη
Η μίξη ινών στο εκτοξευμένο σκυρόδεμα επιτρέπει την αποφυγή τοποθέτησης πλέγματος για τον οπλισμό του. Δεδομένης της επικινδυνότητας των εργασιών και του χρόνου που απαιτείται για την τοποθέτηση και επικάλυψη του πλέγματος, το ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα πλεονεκτεί , έναντι του οπλισμένου με πλέγμα, τόσον από άποψη ασφάλειας όσον και χρόνου περαίωσης της εργασίας.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Οπλισμένο σκυρόδεμα, Μηχανική πετρωμάτων. Χρήσιμη βιβλιογραφία: Maidl *(1995).*

2. Ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα

2.1 Παλαιότερες και σύγχρονες εφαρμογές

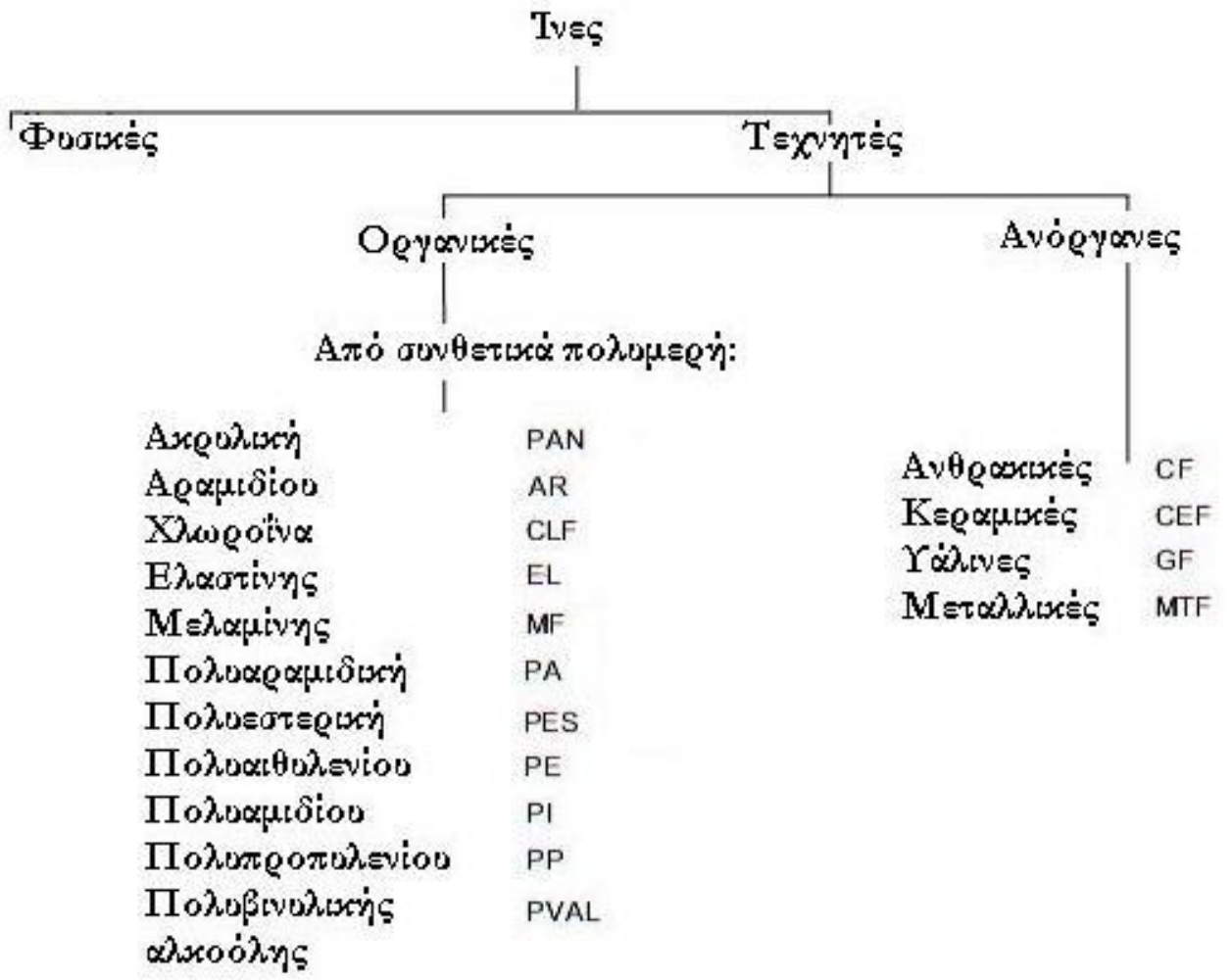
Ήδη από τους ιστορικούς χρόνους πραγματοποιήθηκαν προσπάθειες για τη βελτίωση των ψαθυρών δομικών υλικών με την προσθήκη ινών. Για παράδειγμα, τούβλα και σοβάδες οροφών ενισχύονταν με ίνες από άχυρο ή με μαλλί ζώων. Αυτές αποσκοπούσαν στη δημιουργία παραμένουσας φέρουσας ικανότητας στην περίπτωση δημιουργίας ρωγμών. Δεν είναι λοιπόν περίεργο που τη σημερινή εκτεταμένη χρήση του σκυροδέματος ακολουθεί η έντονη αναζήτηση μεθόδων βελτίωσης της ψαθυρής συμπεριφοράς του με τη βοήθεια ινών. Η αρχική χρήση του ινοπλισμένου σκυροδέματος πηγαίνει πίσω πάνω από 100 χρόνια. Η πρώτη ευρεσιτεχνία ινοπλισμένου σκυροδέματος καταχωρήθηκε το 1874 στην Καλιφόρνια από τον Berard. Η ιδέα ήταν να ενισχυθεί το σκυρόδεμα με την προσθήκη ακανόνιστου παλαιοσίδηρου. Στη συνέχεια καταχωρήθηκαν ευρεσιτεχνίες στις ΗΠΑ, Αγγλία, Γαλλία και Γερμανία. Εν τούτοις, η ευρεία εφαρμογή παρεμποδίστηκε, μέχρι και τη δεκαετία του 1960, από το υψηλό κόστος, τα ανεπαρκή εργαστήρια ελέγχου, και κυρίως από την ταχεία ανάπτυξη του οπλισμένου σκυροδέματος. Από τη δεκαετία του 1970 η έρευνα στον τομέα αυτό εντατικοποιείται, και το 1972 πραγματοποιείται η πρώτη εφαρμογή εκτοξευμένου ινοπλισμένου σκυροδέματος για τη σταθεροποίηση πρανούς στομίου σήραγγας, στο Idaho. Η πρώτη εφαρμογή αντλήσιμου σκυροδέματος οπλισμένου με χαλύβδινες ίνες, για την κατασκευή της μόνιμης επένδυσης σηράγγων, πραγματοποιήθηκε το 1987 σε τρία τμήματα του μετρό της Φρανκφούρτης. Η εφαρμογή του σκυροδέματος οπλισμένου με χαλύβδινες ίνες στη σηραγγοποιΐα πραγματοποιείται και με τις τέσσερις μεθόδους, δηλαδή με: εκτόξευση, έγχυση, προκατασκευή, εκβολή.

Εκτοξευμένο σκυρόδεμα οπλισμένο με χαλύβδινες ίνες χρησιμοποιείται κυρίως για την κατασκευή της άμεσης επένδυσης των σηράγγων. Το πλεονέκτημα της χρήσης χαλύβδινων ινών για τον οπλισμό του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, έναντι του δομικού πλέγματος, έγκειται στην αποφυγή των διαδικασιών που απαιτούνται για την τοποθέτηση του τελευταίου, που έχει σα συνέπεια τη μείωση του χρόνου και του κόστους τοποθέτησης. Εκτός αυτού, πλεονεκτεί της χρήσης δομικού πλέγματος καθόσον επιτρέπει την καλύτερη σύνδεση επάλληλων στρώσεων σκυροδέματος, αποφεύγει τη δημιουργία κενών που δημιουργούνται πίσω από τις ράβδους του δομικού πλέγματος, και ρωγμών που δημιουργούνται από τις ταλαντώσεις του δομικού πλέγματος. Η χρήση του δεν περιορίζεται στην κατασκευή της επένδυσης των σηράγγων, αλλά επεκτείνεται και στην επισκευή παλαιών επενδύσεων, καθώς και στην αποκατάσταση σύγχρονων σηράγγων των οποίων η ανθεκτικότητα κινδυνεύει από διάβρωση του οπλισμού λόγω μη επαρκούς επικάλυψης.

2.2 Τύποι ινών

Στο Σχήμα 2-1 δίνονται τα βασικότερα υλικά παρασκευής ινών, όπως ο χάλυβας, η ύαλος, ο άνθρακας, ο αμίαντος, καθώς και συνθετικά ή κεραμικά υλικά. Για τον οπλισμό του σκυροδέματος οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες ίνες είναι οι χαλύβδινες και οι πολυπροπυλενίου. Ο χάλυβας συνεργάζεται καλά με το σκυρόδεμα, λόγω των μηχανικών του ιδιοτήτων και της ανθεκτικότητάς του στα αλκαλικά. Είναι δυνατή η

διαμόρφωση των ινών, ώστε να έχουν για παράδειγμα άγκιστρα στα άκρα ή γραμμώσεις. Η εφελκυστική αντοχή των χαλύβδινων ινών κυμαίνεται από 400 έως 1500 MPa. Οι ίνες ανθρακούχου χάλυβα δύνανται να ξεπεράσουν τα 4000MPa με ψυχρή κατεργασία. Χρησιμοποιούνται διάφορες μορφές χαλύβδινων ινών, που καθορίζονται από τον τρόπο παραγωγής τους. Οι πιο συνήθεις ίνες παράγονται με συρματοποίηση ή φρεζάρισμα. Οι μεταλλικές ίνες, σύμφωνα με την ΕΤΕΠ, θα πρέπει να ικανοποιούν τις απαιτήσεις του προσαρτήματος Β του ΕΝ 14487-1.



Σχήμα 2-1. Τα βασικότερα είδη τεχνητών ινών (BISFA, 2009)

Οι ίνες από σύρμα παράγονται κυρίως με ολκή ακατέργαστου σύρματος μέσα από λεπτυνόμενα ανοίγματα έως ότου επιτευχθεί η απαιτούμενη διάμετρος. Το σύρμα στη συνέχεια οδηγείται δια μέσου δύο αντιστρόφως περιστρεφόμενων κυλίνδρων ώστε να διαμορφωθεί κατάλληλα. Το σύρμα διαμορφώνεται στη στερεή του κατάσταση (εν ψυχρώ) και η διαδικασία είναι κατάλληλη για όλα τα όλκιμα μέταλλα. Στα σύρματα είναι δυνατή η κατεργασία της επιφάνειας με μεθόδους όπως η γαλβάνιση. Η αντοχή τους είναι 800 έως 1000MPa.

Ίνες δύνανται να παραχθούν και ως ρινίσματα με το φρεζάρισμα τεμαχών χάλυβα από περιστρεφόμενο κοπτικό. Οι ίνες που παράγονται με αυτό τον τρόπο έχουν κοίλο (δρεπανοειδές) σχήμα, είναι συστρεμμένες, και έχουν την εξωτερική επιφάνεια λεία και την εσωτερική τραχεία. Η αντοχή τους είναι περίπου 700MPa. Οι παραγόμενες ίνες είναι ελαφρά ψαθυρές και πιο ακανόνιστες από τις ίνες από σύρματα. Ως αποτέλεσμα της θερμότητας που παράγεται κατά την κοπή, η επιφάνειά τους επιστρώνεται με ένα οξείδιο που προσδίδει στις ίνες ένα μικρό βαθμό αντιοξειδωτικής προστασίας.

Ίνες παράγονται και με την κοπή χαλύβδινων λεπτών φύλλων. Τα φύλλα κόβονται αρχικά σε λωρίδες και στη συνέχεια σε ίνες. Στις ίνες δύναται με πίεση να διαμορφωθεί τοπική πλάτυνση ή να διαμορφωθούν άγκιστρα. Η αντοχή των ινών που παράγονται είναι μεταξύ 400 και 1000 MPa. Ίνες μεταλλικές παράγονται επίσης με την εξαγωγή τους κατευθείαν από ένα λουτρό τηγμένου σιδήρου ή χάλυβα. Ένας δίσκος με εγκοπές

περιστρέφεται ακριβώς επάνω από το τηγμένο λουτρό. Το υλικό που αφαιρείται από εκεί πήζει και σταθεροποιείται αμέσως.

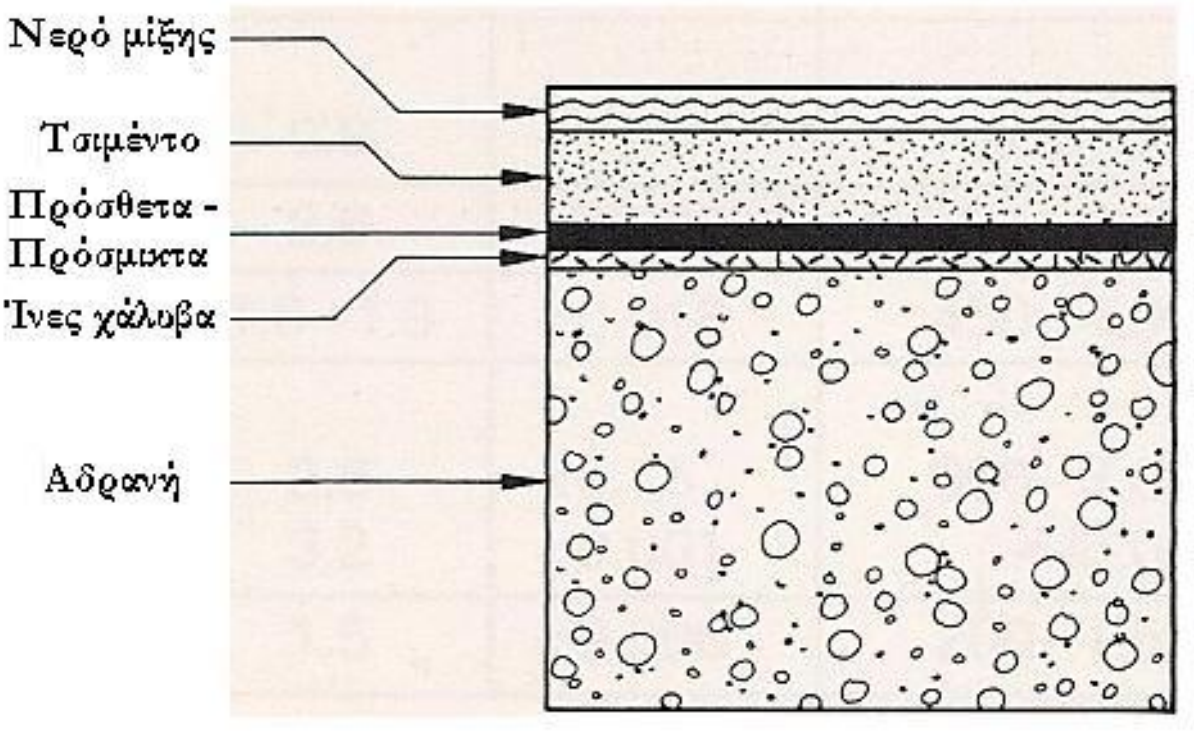
2.3 Μίγματα

Τα υλικά του μίγματος, εκτός των ινών, είναι όπως και του άοπλου εκτοξευμένου σκυροδέματος, ήτοι: τσιμέντο, νερό, αδρανή, πρόσμικτα, πρόσθετα. Όπως για κάθε είδους σκυρόδεμα, έτσι και για το ινοπλισμένο, οι αναλογίες των υλικών στη μίξη εξαρτώνται από τις απαιτήσεις της συγκεκριμένης εργασίας, ως προς την αντοχή, την εργασιμότητα κλπ. Γενικά, τα μίγματα ινοπλισμένου σκυροδέματος περιέχουν μεγαλύτερο ποσοστό τσιμέντου και υψηλότερα κλάσματα λεπτομερούς προς αδρομερούς υλικού, σε σχέση με τα κανονικά σκυροδέματα. Συχνά, για να μειωθεί η ποσότητα του τσιμέντου, μέχρι και 35% αυτού μπορεί να αντικατασταθεί από ιπτάμενη τέφρα. Επίσης, για να βελτιωθεί η εργασιμότητα των μιγμάτων με υψηλό ποσοστό ινών, προστίθενται ρευστοποιητές σε συνδυασμό με αερακτικά (Chanh, 2001).

Οι βασικές παράμετροι που ελέγχουν την αντοχή και την ποιότητα του σκυροδέματος είναι ο λόγος νερό προς τσιμέντο (w/c), η περιεκτικότητα σε αέρα και ο βαθμός συμπύκνωσης. Εντούτοις, στο σχεδιασμό του εκτοξευμένου σκυροδέματος υπεισέρχονται πρόσθετοι παράγοντες, οι κυριότεροι από τους οποίους επιδρούν στη διαβάθμιση των αδρανών και στην περιεκτικότητα σε τσιμέντο. Συνιστάται αύξηση κατά 10% του τσιμέντου σε σχέση με το άοπλο, καθόσον υπάρχει μεγαλύτερη επιφάνεια επαφής της τσιμεντόπαστας Η επιλογή του μίγματος δε θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη μόνο τις απαιτήσεις του έργου αλλά και τη διαθεσιμότητα των υλικών και ειδικότερα τον τύπο των αδρανών και τη μέθοδο μεταφοράς του σκυροδέματος, δηλαδή με άντληση ή με πιεσμένο αέρα.

Ο θεωρητικός σχεδιασμός, όπου τα λεπτόκοκκα και χονδρόκοκκα αδρανή αναμιγνύονται έτσι ώστε να προκύπτει μίγμα με τον ελάχιστο όγκο κενών, που θα πρέπει να γεμίσει με νερό και τσιμέντο, είναι γενικά αποδεκτός για μηχανές ξηρής μίξης. Ωστόσο, όταν γίνεται άντληση υγρών μιγμάτων απαιτούνται επιπλέον ποσότητες αδρανών πολύ λεπτής διαβάθμισης και τσιμέντου, έτσι ώστε να διευκολύνεται η ροή του μίγματος. Αυτό απαιτεί σημαντική εμπειρία και δοκιμές, καθόσον όταν η ποσότητα των αδρανών πολύ λεπτής διαβάθμισης είναι υπερβολική, υπάρχει κίνδυνος βουλώματος των σωλήνων, ιδιαίτερα όταν αυτοί είναι μεγάλου μήκους. Ο Maidl (1995) συνιστά, το 70% κατ' όγκο να είναι κονίαμα με κόκκους κάτω από 5mm. Το υπόλοιπο 30% να αποτελείται από κόκκους 5 έως 10 mm. Η αύξηση του λεπτότερου κλάσματος βελτιώνει την αντλησιμότητα.

Συνεπώς, το μίγμα του ινοπλισμένου σκυροδέματος όταν είναι νωπό πρέπει να έχει μία επιθυμητή ρευστότητα και όταν πήξει να αποκτά αυξημένη αντοχή. Οι ίνες χάλυβα μπορούν γενικά να αντιμετωπισθούν ως πρόσθετο αδρανές υλικό (Maidl, 1995). Το Σχήμα 2-2 δείχνει τις αναλογίες κατά βάρος ενός τυπικού μίγματος ινοπλισμένου σκυροδέματος για χρήση σε σήραγγες.



Σχήμα 2-2. Μίγμα ινοπλισμένου σκυροδέματος (Maidl, 1995)

Ο συνολικός όγκος των υλικών και των κενών αέρα σε 1m^3 νωπού σκυροδέματος είναι 1000 dm^3. Πρέπει επομένως (Maidl, 1995) να ισχύει η ακόλουθη εξίσωση:

$$1000 = \frac{z}{\rho_{oz}} + \frac{g}{\rho_g} + w + p + \frac{f}{\rho_{st}} \qquad (2\text{-}1)$$

Όπου:

z: Περιεκτικότητα σε τσιμέντο (kg/m^3)
ρ_{0z}: Ειδικό βάρος τσιμέντου (g/cm3). Αυτό μπορεί να υπολογισθεί ανάλογα με τον τύπο του τσιμέντου που χρησιμοποιείται (DIN 1164).
g: Όγκος αδρανών (kg/m3).
ρ_g: Ειδικό βάρος αδρανών (g/cm^3). Λαμβάνεται 2.6 kg/dm3 για τα ξηρά χαλίκια, την άμμο, τις κροκάλες, 2.7 kg/dm^3 για τον ασβεστόλιθο και το γνεύσιο και τέλος 2.9 kg/dm^3 για το βασάλτη, διαβάση, διορίτη.
w: Η περιεκτικότητα σε νερό (kg/dm^3).
p: Όγκος των κενών αέρα στο συμπυκνωμένο νωπό σκυρόδεμα. Τα κενά αέρα στο σωστά αναμιγμένο και σχεδόν πλήρως συμπυκνωμένο νωπό σκυρόδεμα, χωρίς πρόσμικτο αερακτικό, κυμαίνεται γενικά μεταξύ 1 και 2% κατ' όγκο. Για λόγους σχεδιασμού εκτιμάται ως 1.5% κατ' όγκο.
f: Περιεκτικότητα σε ίνες (kg/dm^3).
ρ_{st}: Ειδικό βάρος χάλυβα (kg/dm^3).

Η περιεκτικότητα σε ίνες αναφέρεται συνήθως σε kg/m^3, ανεξάρτητα του όγκου ή του βάρους του υλικού. Ο συσχετισμός τους είναι: ίνες 100kg/m^3≈4% κατά βάρος ≈ 1.25% κατ' όγκο, σκυροδέματος. Εκτόξευση πραγματοποιείται και για τις δύο μεθόδους μίξης. Ο Πίνακας 2-1 δίνει τις αντοχές και την αναπήδηση διαφόρων μιγμάτων που έχουν παρασκευαστεί με τις δύο μεθόδους.

Πίνακας 2-1. Χαρακτηριστικά διαφόρων μιγμάτων

Ξηρή μίξη						Υγρή μίξη				
	Άοπλο	Πυριτιακή παιπάλη				Άοπλο	Πυριτιακή παιπάλη			
Είδος ίνας	-	-	Γαντζωτά άκρα	Κυμα-τοειδείς	Κυμα-τοειδείς	-	-	Γαντζωτά άκρα	Κυμα-τοειδείς	Κυμα-τοειδείς
Ποσότητα ινών (kg/m^3)	0	0	60.0	60.0	75.0	0	0	60.0	60.0	75.0
Θλίψη, MPa										
7 μέρες	44.5	42.5	42.4	43.0	43.0	44.5	50.3	46.4	48.3	44.7 66.1
28 μέρες	49.6	51.9	55.9	60.0	58.0	55.8	65.7	65.0	66.6	
Κάμψη, MPa										
7 days	-	-	5.4	4.9	5.1	5.1	5.4	5.2	4.8	4.6
28 days	-	-	7.9	8.0	7.4	6.0	6.9	6.6	6.7	5.9
Δυσθραυστό-τητα 7 ημέρες										
I_5	-	-	4.4	2.7	4.1	-	-	4.8	3.4	3.4
I_{10}	-	-	6.2	3.6	6.7	-	-	7.2	5.2	5.2
Δυσθραυστό-τητα, 28 ημ.										
I_5	-	-	2.2	2.1	2.8	-	-	4.3	2.2	3.4
I_{10}	-	-	3.1	2.3	4.0	-	-	6.4	3.2	4.6
Αναπήδηση										
Παρειές	35.0	21.6	22.1	24.5	26.7	3.4	5.4	6.0	6.0	-
Στέψη	54.6	26.6	28.5	30.5	32.8	8.9	10.3	14.9	10.3	-

Στη σηραγγοποιία ο Maidl (1995) αναφέρει ότι η περιεκτικότητα σε ίνες είναι πάνω από 50kg/m3. Στην Ελλάδα, η ελάχιστη περιεκτικότητα χαλύβδινων ινών (ΕΛΟΤ ΤΠ , 1501-12-03-02-00:2009) καθορίζεται από την Μελέτη Σύνθεσης του Αναδόχου, τα αποτελέσματα ποιοτικού ελέγχου και τις οδηγίες του κατασκευαστή, αλλά σε κάθε περίπτωση είναι τουλάχιστον 30 kg/m^3. Η ΟΜΟΕ (2002, §8.16) συνιστά ίνες 40kg/m^3 εκτοξευθέντος σκυροδέματος, εναλλακτικά της χρήσης δομικού πλέγματος 1.5kg/m^2. Ο Πίνακας 2-2 δίνει τυπικά μίγματα από τον Ελληνικό και διεθνή χώρο.

Πίνακας 2-2. Τυπικά μίγματα

Υλικό	*Σκυρόδεμα C35*	*ΜΕΤΡΟ Αθήνας*	*Henager*	*Henager*
Τσιμέντο	450kg	I-45, 450kg	446-559	445
Μικροπυριτία	20kg			
Λεπτόκοκκα αδρανή	0-8mm	1173kg	1438-1679	697-880
Αδρανή με κόκκο 9.5mm		508kg		700-875
Ρευστοποιητικό	6-8kg	3.6kg		
Σταθεροποιητής	4.5-5kg	4.5kg		
Ίνες χαλύβδινες	30-75kg	40kg, ΕΤΑΛ ΑΕ (0.80x30)	35-157	39-150
N/T+M	0.45	0.45, 202kg	0.40-0.45	0.40-0.45
Κάθιση	10-15cm			
Ενεργοποιητής/επιταχυντής	4-6%	5% κ.β. τσιμέντου	Ποικίλει	Ποικίλει

2.4 Ιδιότητες

2.4.1 Χωρικές παράμετροι

2.4.1.1 Μήκος ινών

Το μήκος των ινών (Melby, 2001) δεν θα πρέπει να ξεπερνά το 50-60% (50% Sika, 2007; 2/3 Vandewalle, 1993) της διαμέτρου του σωλήνα άντλησης. Αυτό σημαίνει ότι για χειρωνακτικό ψεκασμό το μέγιστο μήκος ίνας είναι 25mm, ενώ για ρομπότ με σωλήνες άντλησης 65mm, υπάρχει δυνατότητα ψεκασμού με ίνες μήκους ως και 40mm. Επίσης, το μήκος των ινών θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το (Vandewalle, 2005) τριπλάσιο του μέγιστου κόκκου των αδρανών, και συνιστά για μέγιστο κόκκο αδρανών 10-12mm, μήκος ινών 30-35mm.



Σχήμα 2-3. Ίνες συνδέουν κόκκους

2.4.1.2 Λόγος μορφής

Η μορφή των ινών, και το υλικό κατασκευής τους, είναι οι κυριότεροι παράγοντες επιλογής της ίνας για την εκάστοτε εφαρμογή. Πρακτικά, οι ίνες παράγονται σε πολλές μορφές και μεγέθη, και μπορεί να είναι κυκλικής, πολυγωνικής ή ακόμη και ακανόνιστης διατομής. Για τις ίνες που δεν είναι κυκλικής διατομής, ορίζεται η *ισοδύναμη διάμετρος* d_e ως εκείνη που αντιστοιχεί σε κυκλική με το ίδιο εμβαδόν. Ίνες με μικρή ισοδύναμη διάμετρο έχουν σχετικά μικρή δυσκαμψία, κι έτσι έχουν μια συγκεκριμένη ικανότητα να προσαρμόζονται στο σχήμα και στο χώρο που καταλαμβάνουν ανάμεσα στους κόκκους των αδρανών. Στην περίπτωση χαλύβδινων ινών με ακανόνιστη μορφή, η ισοδύναμη διάμετρος (σε mm) δίδεται από τη σχέση (Maccaferri):

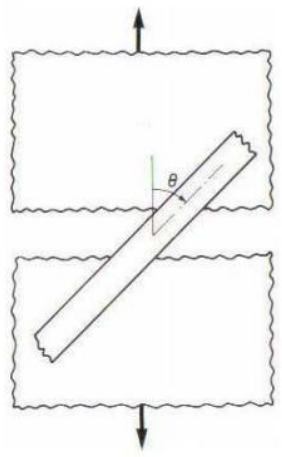
$$d_e = \sqrt{\frac{4}{\pi \cdot \rho}} \cdot \sqrt{\frac{m}{l_f}} = 12.74 \cdot \sqrt{\frac{m}{l_f}}; \rho = 0.00785 g/mm^3 \quad (2\text{-}2)$$

Όπου: m = η μάζα σε g της ίνας και l_f = το μέσο μήκος της ίνας (mm)

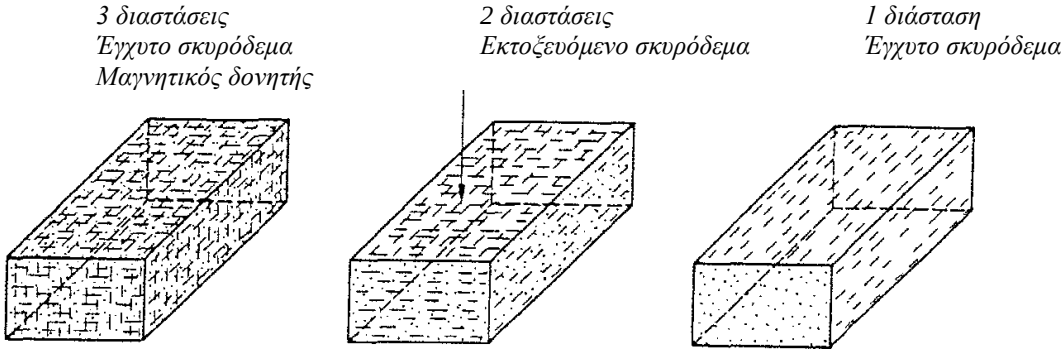
Ο λόγος μήκους προς διάμετρο της ίνας (l_f/d_e) ονομάζεται λόγος μορφής και εκφράζει την ευκαμψία της. Στην περίπτωση των συνθετικών ινών, αντί για τον λόγο μορφής η κατηγοριοποίηση γίνεται με την γραμμική μάζα 9 χιλιομέτρων ίνας, που ονομάζεται denier.

2.4.1.3 Προσανατολισμός ινών στο χώρο

Η κατανομή και ο προσανατολισμός των ινών στο μίγμα επηρεάζει σημαντικά της μηχανικές ιδιότητες του τελικού προϊόντος. Οι ίνες σε τριδιάστατη διασπορά μέσα στη μάζα του σκυροδέματος παρεμποδίζουν τη διεύρυνση και τη διάδοση των μικρορωγμών, επιτρέποντας ταυτόχρονα την παραλαβή εφελκυστικών τάσεων από επιφάνεια σε επιφάνεια της ρωγμής, δρώντας έτσι ως γέφυρες «συρραφής». Η μορφή των ρωγμών εξαρτάται από τη φύση του φορτίου (εφελκυσμός, θλίψη, διάτμηση) και από τη γεωμετρία του στοιχείου. Οι ρωγμές αναπτύσσονται κάθετα στην κατεύθυνση της εφελκυστικής τάσης. Όπως και στη χρήση οπλισμών χάλυβα, οι ίνες είναι βέλτιστα τοποθετημένες εάν προσανατολίζονται προς την κατεύθυνση της κύριας εφελκυστικής τάσης και διασταυρώνονται κάθετα με τη ρωγμή. Η μείωση της αποτελεσματικότητας της ίνας λόγω της λοξότητάς της (Σχήμα 2-4), ως προς τη ρωγμή, μπορεί να υπολογιστεί χρησιμοποιώντας (Maidl, 1995) συντελεστές προσανατολισμού (Πίνακας 2-3). Στο Σχήμα 2-5 παρατηρούμε χαρακτηριστικούς προσανατολισμούς των ινών.



Σχήμα 2-4. Τομή μιας ίνας μέσα σε μια ρωγμή με γωνία θ (Bentur & Mindness, 1990)



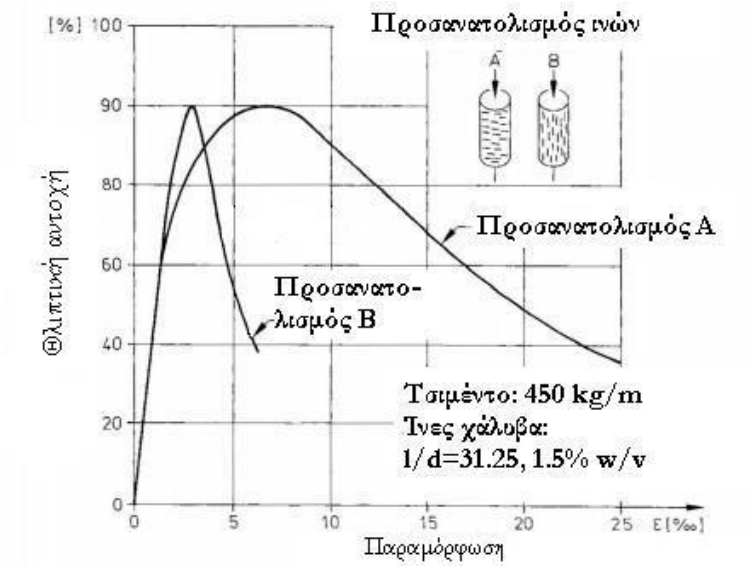
Σχήμα 2-5. Πιθανοί προσανατολισμοί ινών στο χώρο (Maidl, 1995)

Πίνακας 2-3. Συντελεστές προσανατολισμού ινών (Maidl, 1995)

Συντελεστής προσανατολισμού	Σχόλια, πηγή
$\eta_{\varphi 2D} = 0.444$	Το κέντρο της ίνας βρίσκεται σε απόσταση $L_f/2$ από ένα άκρο
$\eta_{\varphi 2D} = 0.375$	Krenchel, 1964
$\eta_{\varphi 2D} = 0.637$	Parimi, Rao, 1971
$\eta_{\varphi 2D} = 1 - \frac{2}{15}(1 - V_f)\left(\frac{6(n-1)}{n} + v_c\right)$	Schnütgen, 1975

όπου: V_f=ποσότητα ινών % κατ' όγκο, $n=E_{ίνα}/E_{μίγμα}$, v_c=λόγος Poisson

Στο εκτοξευόμενο με ίνες σκυρόδεμα, ο προσανατολισμός των ινών είναι συνήθως κάθετος στην κατεύθυνση ψεκασμού. Ποικίλες δοκιμές (Σχήμα 2-6) έχουν δείξει ότι πυρήνες που λαμβάνονται παράλληλα στην κατεύθυνση ψεκασμού (A) παρουσιάζουν καλύτερα αποτελέσματα στις δοκιμές θλίψης απ' ότι αν αποκόπτονται κάθετα (B) στην κατεύθυνση ψεκασμού. Άλλες δοκιμές (Keyter & Drescher, 2001) έχουν δείξει ότι η αντοχή των δοκιμίων σε μονοαξονική θλίψη του ευνοϊκού προσανατολισμού είναι 25% μεγαλύτερη σε σχέση με τον δυσμενή, και ότι διαθέτουν μεγαλύτερη πλαστικότητα. Έχει παρατηρηθεί επίσης, ότι στην αρχή της εκτόξευσης οι ίνες τείνουν να προσανατολίζονται ακριβώς παράλληλα με την επιφάνεια διάστρωσης, ενώ όσο αυξάνει το πάχος της επένδυσης ο προσανατολισμός γίνεται πιο τυχαίος.

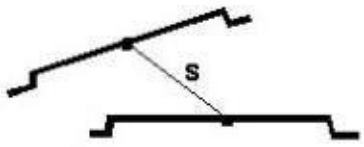


Σχήμα 2-6. Επιρροή του προσανατολισμού των ινών στη δυσθραυστότητα (Maidl, 1995)

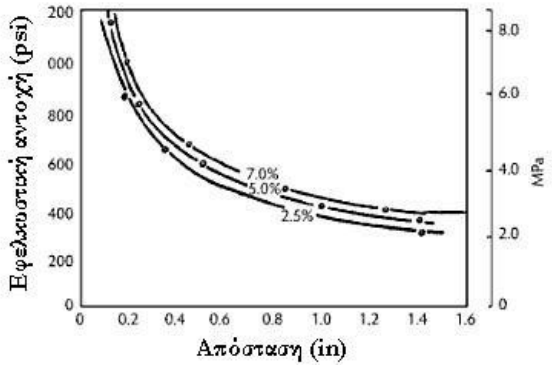
2.4.1.4 Ποσότητα και απόσταση ινών

Περιεκτικότητα σε ίνες χάλυβα μεγαλύτερη από 25 kg/m^3 είναι απαραίτητη για τη βελτίωση των ιδιοτήτων του σκληρυμένου σκυροδέματος. Η ποσότητα αυτή αντιστοιχεί σε περίπου 1% κατά βάρος, ή 0.33% κατ' όγκο. Αν και η αποτελεσματικότητα των ινών βελτιώνεται με την αύξηση της περιεκτικότητάς τους στο σκυρόδεμα, πέρα από ένα ανώτατο όριο περιεκτικότητας, η εργασιμότητα του μίγματος επηρεάζεται αρνητικά. Το τεχνικό όριο για την περιεκτικότητα των ινών, στις γενικές εφαρμογές, είναι μεταξύ 50 και 100 kg/m^3, ανάλογα με τη μέθοδο προσθήκης των ινών και τον τύπο τους (Maidl, 1995). Υπάρχει ωστόσο και μια ειδική διαδικασία που επιτρέπει τη χρήση υψηλών ποσοστών ινών, που βασίζεται στην αργή ροή των ινών σε ένα καλούπι και στη μετέπειτα διείσδυση της τσιμεντόπαστας. Το προκύπτον δομικό υλικό είναι γνωστό ως SIFCON (Slurry Infiltrated Fiber CONcrete). Ανάλογα με τον τύπο της ίνας, αυτή η διαδικασία μπορεί να χρησιμοποιηθεί και να επιτευχθεί περιεκτικότητα ινών ακόμη και πάνω από 20% κατ' όγκο. Αυτό το υλικό προορίζεται για ειδικές χρήσεις, όπως στρατιωτικές εφαρμογές, και είναι ιδιαίτερα δαπανηρό λόγω της υψηλής περιεκτικότητάς του σε ίνες (Maidl, 1995).

Η απόσταση των ινών στο χώρο, (s, spacing) ορίζεται ως το μήκος μεταξύ του μέσου δυο ινών, όπως αυτό φαίνεται στο Σχήμα 2-7α.



(α) Απόσταση (spacing) μεταξύ δύο ινών (Scancem Materials)



(β) Επιρροή της απόστασης των ινών στην εφελκυστική αντοχή (Romualdi, Batson, 1963)

Σχήμα 2-7. Απόσταση των ινών

Όσο μειώνεται η απόσταση, τόσο αυξάνει η αντοχή του σκυροδέματος. Το διάγραμμα στο Σχήμα 2-7β δείχνει τη σχέση μεταξύ απόστασης ινών και αντοχής σε εφελκυσμό, για διάφορες ποσοστιαίες προσθήκες ινών κατ' όγκο. Σύμφωνα με τη θεωρία του McKee (1969):

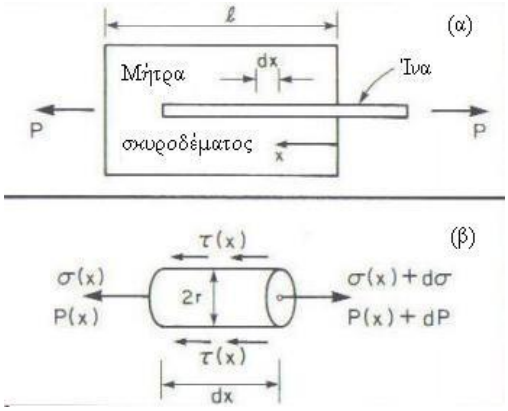
$$s = \sqrt[3]{\frac{\pi \cdot d_f^2 \cdot l_f}{4 \cdot v_f}} \leq 0.45 \cdot l_f \implies v_f \geq \frac{8.6}{\left(\frac{l_f}{d_f}\right)^2} \tag{2-3}$$

l_f και d_f το μήκος και η διάμετρος κάθε ίνας, και v_f η αναλογία τους στο σκυρόδεμα κατ' όγκο. Για παράδειγμα, αν l_f=30mm, d_f=0.60,=> l_f/d_f=50 =>s<13.5mm, v_f>0.34% κ.ό=> w_f>27kg/m^3.

2.4.2 Μηχανισμός αστοχίας

Η αστοχία των ινών στο ινοπλισμένο σκυρόδεμα μπορεί να προέλθει από δύο (Σχήμα 2-8) βασικές διαφορετικές αιτίες:

- Αστοχία λόγω εξόλκευσης των ινών (α)
- Αστοχία λόγω θραύσης των ινών (β)



Σχήμα 2-8. Προσομοίωση αντίδρασης ινών - σκυροδέματος, (Bentur & Mindness, 1990)

Η διαδικασία αστοχίας με εξόλκευση περιλαμβάνει τρεις φάσεις:

- Προοδευτική αποκόλληση των ινών με βραδεία επέκταση της ρωγμάτωσης.

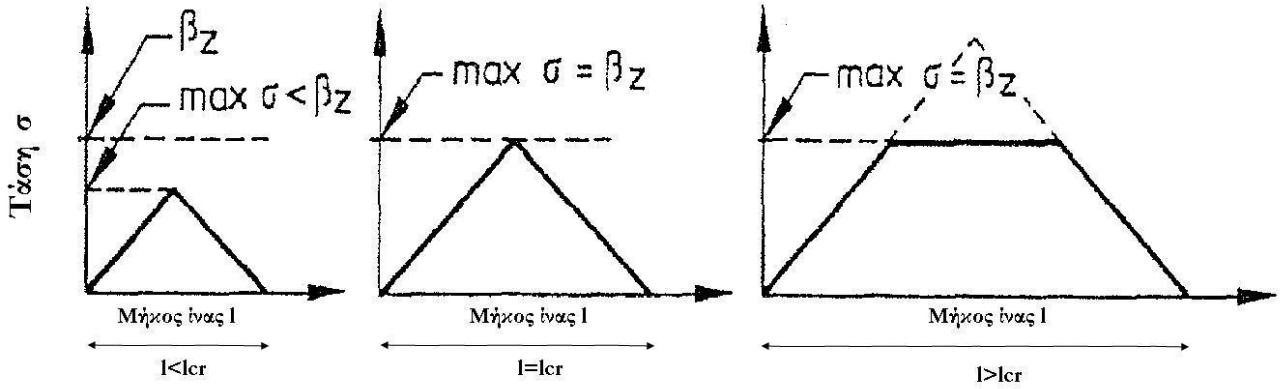
- Αποκόλληση των ινών και ταχεία επέκταση της ρωγμάτωσης.
- Ενεργοποίηση των ινών που δεν επιτρέπουν την ολίσθηση

Γενικά, ο τρόπος με τον οποίον ο μηχανισμός αστοχίας εκδηλώνεται εξαρτάται από τις εξής παραμέτρους:

- Λόγος μορφής
- Αγκύρωση
- Εφελκυστική αντοχή της ίνας
- Πρόσφυση ίνας - σκυροδέματος

Οι πρώτοι τρεις παράγοντες εξαρτώνται εξολοκλήρου από τα χαρακτηριστικά της ίνας. Ο βαθμός πρόσφυσης εξαρτάται και από την ποιότητα της επιφάνειας της ίνας και από την αντοχή της περιβάλλουσας μήτρας σκυροδέματος. Κατά συνέπεια, οι ίδιες ίνες μπορούν να παρουσιάσουν απολύτως διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας σε διαφορετικά σκυροδέματα (Maidl, 1995).

Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται ευθύγραμμες ίνες με μικρό μήκος, η αστοχία της αντοχής του ινοσκυροδέματος οφείλεται κυρίως στην εξόλκευση και όχι στη διαρροή των ινών. Αντί της αναμενόμενης αστοχίας ψαθυρής μορφής του κοινού σκυροδέματος, στο ινοπλισμένο σκυρόδεμα εμφανίζεται σταδιακή ενεργοποίηση των ινών, η οποία προσδίδει χαρακτηριστικά πλαστικής συμπεριφοράς. Επομένως, απαιτείται ο ορισμός του κρίσιμου μήκους ίνας,. Αυτό το μήκος είναι τέτοιο ώστε ο μέγιστη τάση που μπορεί να εξασφαλίσει η υπάρχουσα πρόσφυση, στο μισό μήκος της ίνας, να αντιστοιχεί στην εφελκυστική αντοχή της ίνας. Ίνες με υπερκρίσιμα μήκη ($l_f > l_{f,cr}$) αστοχούν αρχικά σε θραύση. Αντίθετα, όταν οι ίνες έχουν υποκρίσιμα μήκη ($l < l_{cr}$) ολισθαίνουν στη μήτρα του σκυροδέματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-9 (Maidl, 1995).



Σχήμα 2-9. Κρίσιμο μήκος ίνας (Maidl, 1995)

Σύμφωνα με τα παραπάνω, το κρίσιμο μήκος (l_{cr}) ίνας θα είναι:

$$l_{cr} = \frac{d \cdot \beta_z}{2 \cdot \tau_m},$$

(2-4)

Όπου: d = διάμετρος ίνας

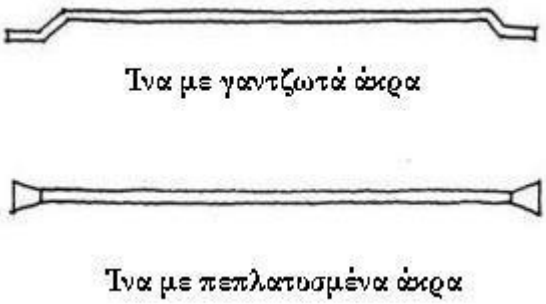
β_z = εφελκυστική αντοχή ίνας

τ_m = μέση τάση πρόσφυσης

Ωστόσο, με την εφαρμογή της παραπάνω σχέσης προκύπτει ότι για να επιτευχθεί εύλογη τάση αγκύρωσης, απαιτούνται ίνες με πολύ υψηλό λόγο μορφής. Αυτές είναι δύσχρηστες και είναι δυνατόν να αντικατασταθούν από ίνες κυματοειδούς μορφής ή με άγκιστρα στα άκρα.

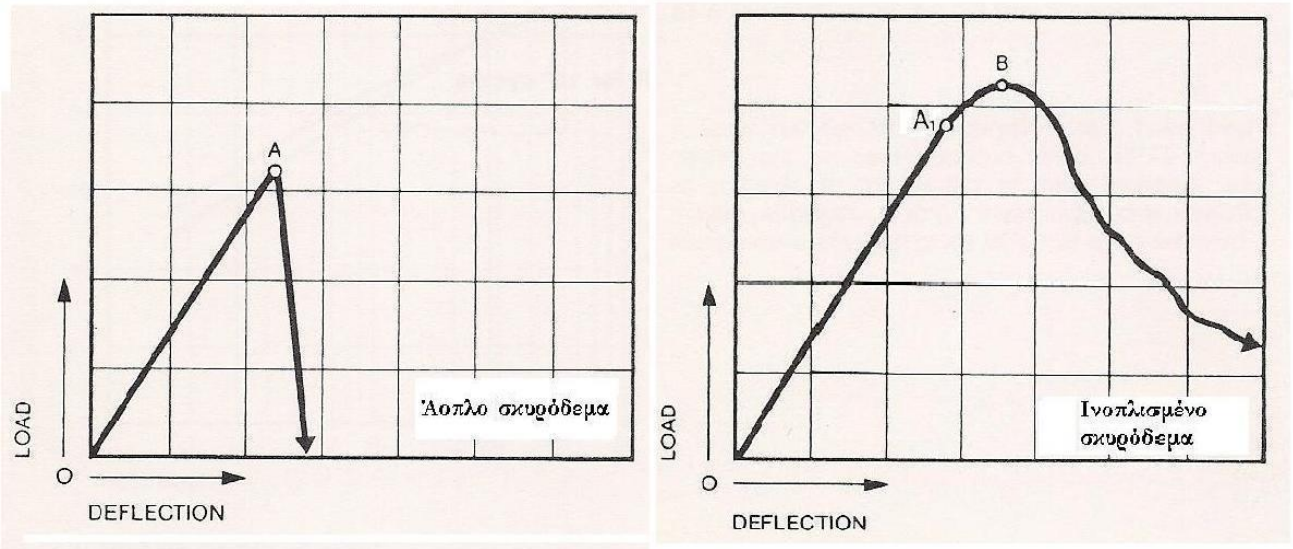
Οι τυποποιημένες ίνες χάλυβα με λόγο μορφής μεταξύ 50 και 100 έχουν γενικά υποκρίσιμο μήκος. Συνήθως η αστοχία οφείλεται σε εξόλκευση και όχι σε διαρροή του χάλυβα. Έτσι, οι ίνες δε χρησιμοποιούνται στο μέγιστό τους βαθμό, ως προς την αντοχή τους σε εφελκυσμό. Αιφνίδια αστοχία δεν παρατηρείται σε ινοπλισμένα σκυροδέματα, με κατάλληλες ίνες, και σε ποσοστά της τάξης του 0,7% κατ' όγκο. Αυτή η

πλαστική συμπεριφορά δίνει τη δυνατότητα μείωσης των συντελεστών ασφαλείας (Maidl, 1995). Στις χαλύβδινες ίνες επικρατούν αυτές με τα άγκιστρα στα άκρα αλλά και αυτές με τα διευρυμένα ή πλατυσμένα άκρα (Σχήμα 2-10).



Σχήμα 2-10. Κυρίαρχα προφίλ ινών

Για την καλύτερη κατανόηση του μηχανισμού αστοχίας των ινών, πρέπει να μελετηθεί η συμπεριφορά του ινοπλισμένου σκυροδέματος σε κάμψη, συγκριτικά με το άοπλο σκυρόδεμα. Τα αποτελέσματα μιας τέτοιας δοκιμής φαίνονται στο Σχήμα 2-11.



Σχήμα 2-11. Φόρτιση – βέλος, για άοπλο και ινοπλισμένο σκυρόδεμα (BHP, 1996)

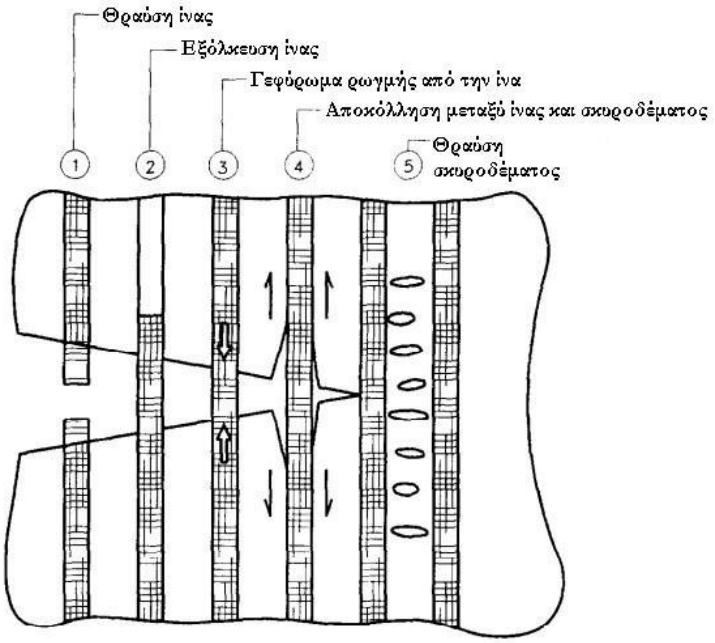
Στο ινοπλισμένο σκυρόδεμα (δεξιά) υπάρχουν τα εξής σημεία που πρέπει να τονισθούν:

- Το σημείο A_1 είναι λίγο υψηλότερα σε σχέση με το αντίστοιχο σημείο Α (όρια διαρροής). Έως το σημείο αυτό έχουμε το ελαστικό στάδιο, με πλήρη επαφή των ινών και περιβάλλοντος υλικού.
- Μέχρι το σημείο Β είναι η περιοχή που αρχίζουν να εκδηλώνονται οι μικρορωγμές, ενώ έχουμε τις πρώτες αποκολλήσεις ινών.
- Στο σημείο Β, εκεί που εκδηλώνεται δηλαδή η αστοχία, έχουμε το μέγιστο φορτίο ενώ είναι εμφανείς τώρα οι ρωγμές.
- Πέρα από το σημείο Β, έχουμε εξόλκευση ινών και οι ρωγμές σταδιακά επεκτείνονται. Μπορεί να ονομαστεί και στάδιο τριβής διότι η μετάδοση των τάσεων γίνεται με δυνάμεις τριβής (BHP, 1996).

Αν παρατηρήσουμε αντίστοιχα το άοπλο σκυρόδεμα (αριστερά), μέχρι το σημείο Α υπάρχει παρόμοια συμπεριφορά. Ωστόσο, εκεί έχουμε αστοχία και μετέπειτα το υλικό δεν μπορεί να παραλάβει περαιτέρω φορτία.

Το Σχήμα 2-12 παρουσιάζει τρόπους με τους οποίους οι ίνες περιορίζουν το άνοιγμα των ρωγμών. Ξεκινώντας από τα αριστερά, στην πρώτη έχουμε θραύση της χαλύβδινης ίνας. Στη δεύτερη η αστοχία οφείλεται σε εξόλκευσή της. Στην τρίτη έχουμε συγκράτηση της ρωγμής και η ίνα εφελκύεται. Στην τέταρτη

έχουμε αστοχία καθότι σπάει ο δεσμός μεταξύ ίνας και μήτρας του σκυροδέματος, ενώ στην πέμπτη έχουμε απλά θραύση της ίδιας της μήτρας του σκυροδέματος.



Σχήμα 2-12. Μηχανισμοί απορρόφησης ενέργειας ινών/σκυροδέματος (Fractures Mechanics, Anderson, 1991)

2.4.3 Ιδιότητες του νωπού σκυροδέματος

Είναι η εργασιμότητα και η ευκολία συμπύκνωσης. Η μέγιστη επιτρεπόμενη ποσότητα ινών μειώνεται με την αύξηση του μεγέθους των αδρανών του μίγματος και του λόγου μορφής. Για μέγιστο κόκκο αδρανών 8 και 16 mm, και λόγο μορφής 60, η μέγιστη επιτρεπόμενη ποσότητα ινών για αντλούμενο σκυρόδεμα είναι 95 και 65 kg/m^3, αντίστοιχα. Όσον αφορά τη συμπύκνωση του εκτοξευμένου σκυροδέματος, μικρή διαφορά, στην περιεκτικότητα σε αέρα, βρέθηκε μεταξύ άοπλου και ινοπλισμένου με 1% κατ' όγκο ίνες.

2.4.4 Ιδιότητες του σκληρυμένου σκυροδέματος

Είναι η παραμορφωσιμότητα, η ρωγμάτωση, η εφελκυστική αντοχή, η θλιπτική αντοχή, η διατμητική αντοχή, η δυσθραυστότητα, η αντίσταση σε κρούση, η θερμική αγωγιμότητα, η συρρίκνωση και ο ερπυσμός, η οξείδωση των ινών, η αντίσταση στη φθορά, και η απορρόφηση ηλεκτρομαγνητικών κυμάτων. Η παραμορφωσιμότητα πρακτικά δεν επηρεάζεται από την ύπαρξη των ινών. Η ύπαρξη των ινών βελτιώνει την κατανομή των ρωγμών. Παραμένουσα καμπτική εφελκυστική αντοχή εξακολουθεί να υφίσταται και μετά την επίτευξη της κορυφαίας τιμής, που γενικά είναι φθίνουσα με την παραμόρφωση. Η θλιπτική αντοχή στις πρώτες ώρες της σκλήρυνσης είναι σημαντικά μεγαλύτερη από αυτήν του άοπλου. Στη συνέχεια, η θλιπτική αντοχή έχει παρόμοια τιμή με αυτήν του άοπλου (μπορεί και να αυξηθεί μέχρι 30%). Η δυσθραυστότητα σε θλίψη είναι όμως πολύ μεγαλύτερη. Η μεγάλη συνεισφορά των ινών είναι στη δυσθραυστότητα σε καμπτικό εφελκυσμό.

2.5 Ανάμιξη

2.5.1 Προσθήκη χαλύβδινων ινών

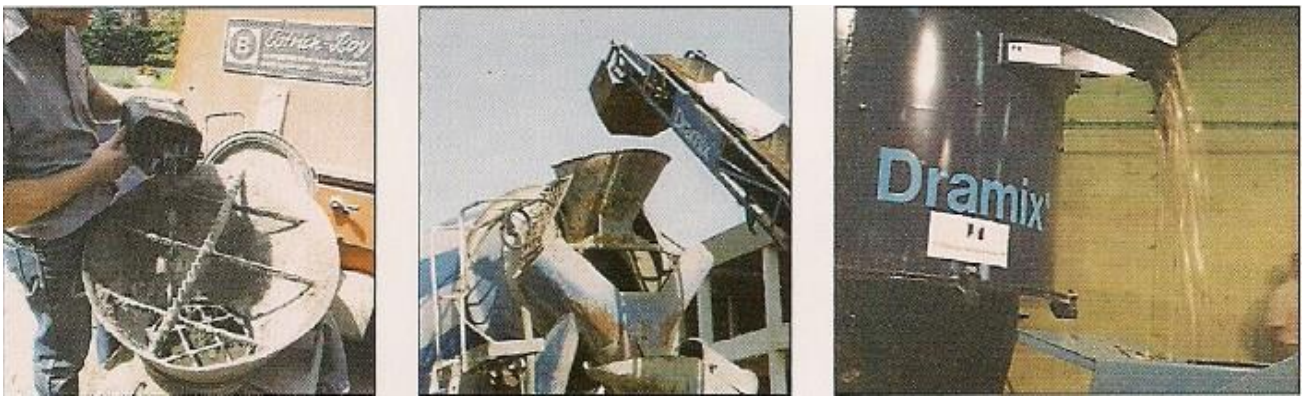
Η προσθήκη των ινών στις απαιτούμενες ποσότητες στο κονίαμα ή στο μίγμα του σκυροδέματος είναι μια σύνθετη διαδικασία, η οποία πρέπει ταυτόχρονα να εξασφαλίζει την απαραίτητη ομοιομορφία τους κατά τη διασπορά. Στις συμβατικές μεθόδους μίξης του σκυροδέματος, η προσθήκη των ινών τείνει να διαμορφώνει σβώλους, δηλαδή συσσωματώματα, τα οποία εμποδίζουν την ομοιόμορφη διανομή τους στη μάζα του υλικού. Αυτό παρατηρείται σχεδόν σε κάθε τύπο ίνας ανεξάρτητα από το χρησιμοποιούμενο τσιμέντο. Έτσι

προκύπτουν καταστάσεις στις οποίες η περιεκτικότητα σε ίνες και ο βαθμός διασποράς τους στο σκυρόδεμα δεν χαρακτηρίζονται από ομοιομορφία. Η ομοιόμορφη διανομή των ινών στο σκυρόδεμα εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, αλλά κυρίως από το λόγο μορφής τους l/d, την αναλογία όγκου τους, το μέγεθος των κόκκων των αδρανών, την περιεκτικότητα τους, και τη χρησιμοποιούμενη μέθοδο ανάμιξης.

Το μήκος των ινών ασκεί μεγάλη επιρροή. Εμπειρικά προσδιορίζεται ότι για λόγους καλής αγκύρωσης των ινών, πρέπει το μήκος τους να είναι τουλάχιστον τρεις φορές μεγαλύτερο από το μέγιστο κόκκο των αδρανών. Συνεπώς, το αυξημένο μήκος ινών εξασφαλίζει άριστη αγκύρωση στο σκυρόδεμα, ταυτόχρονα όμως εμποδίζει τη σωστή μίξη τους με το μίγμα σκυροδέματος στον αναμίκτη (Κατσικογιάννη, 2004). Οι βασικές τεχνολογικές επιλογές που είναι διαθέσιμες για την παραγωγή σκυροδέματος με ίνες χάλυβα, είναι οι εξής:

- Ταυτόχρονη προσθήκη των ινών μαζί με τα λοιπά ξηρά συστατικά του μίγματος σκυροδέματος στον αναμίκτη (άμμο, γαρμπίλι, χαλίκι, τσιμέντο).
- Προσθήκη των ινών στον αναμίκτη ή στη βαρέλα, όπου περιέχεται το ήδη έτοιμο μίγμα σκυροδέματος (άμμος, γαρμπίλι, χαλίκι, τσιμέντο, πρόσμικτα, πρόσθετα, νερό).
- Προσθήκη των ινών στο ακροφύσιο λίγο πριν την εκτόξευση.

Για παράδειγμα, τα ξηρά αδρανή (άμμος, χαλίκι, γαρμπίλι) αναμιγνύονται αρχικά και το απαραίτητο ποσό ινών προστίθεται κατόπιν. Το τσιμέντο και το νερό προστίθενται στη συνέχεια στο μίγμα, ή μόνο το τσιμέντο ακολουθούμενο από το νερό και τις πρόσθετες ουσίες (π.χ. ρευστοποιητές), και η μίξη συνεχίζεται έως ότου επιτευχθεί ένα ομοιόμορφο μίγμα. Συχνά, εντούτοις οι ίνες προστίθενται στα αδρανή, τα οποία έχουν αναμιχθεί ήδη με ένα μέρος του νερού και στο τέλος προστίθεται το τσιμέντο και το υπόλοιπο νερό. Όταν το μίγμα δεν περιέχει χονδρόκοκκα αδρανή, οι ίνες προστίθενται συνήθως στο τέλος (Maidl, 1995). Η προσθήκη των ινών στο μίγμα μπορεί να γίνει είτε χειρονακτικά είτε με μεταφορικές ταινίες, είτε με αυτόματο τροφοδότη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-13.



Σχήμα 2-13. Τροφοδοσία ινών στο σκυρόδεμα (Dramix, 2004)

Ο λόγος μορφής δεν επηρεάζει μόνο την αγκύρωση των ινών στο σκυρόδεμα, αλλά και τον τρόπο μίξης τους. Για διάφορους λόγους μορφής έχουν διαπιστωθεί τα εξής:

- Λόγος μορφής l/d<50: Σε αυτήν την περίπτωση η μάζα των ινών είναι χαλαρή και η παραγωγή ενός ομοιογενούς ινοπλισμένου σκυροδέματος προκύπτει με τη μίξη σε τυποποιημένους αναμικτήρες. Ωστόσο, η χρήση των κοντών ινών γίνεται ασύμφορη όταν το μήκος τους είναι ανεπαρκές για να αγκυρωθεί ικανοποιητικά στο σκυρόδεμα.
- Λόγος μορφής 80<l/d<120: Με την αύξηση του μήκους των ινών, παρατηρείται συσσωμάτωσή τους. Εντούτοις, οι "σβώλοι" των ινών που εμμένουν, διαχωρίζονται βαθμιαία κατά τη διάρκεια της μίξης. Η παραγωγή ενός ομοιογενούς μίγματος σκυροδέματος είναι δυνατή με τη βαθμιαία προσθήκη των ινών στο μίγμα κατά τη διάρκεια της ανάμιξης.
- Λόγος μορφής l/d>120: Η συσσώρευση των ινών είναι τόσο υψηλή, που είναι σχεδόν αδύνατο να παραχθεί ένα μίγμα σκυροδέματος με συμβατικούς αναμίκτες. Επομένως πρέπει να υιοθετηθούν άλλες τεχνολογικές μέθοδοι ανάμιξης σκυροδέματος και ινών, όπως εκείνες που βασίζονται στον ψεκασμό των ινών (Κατσικογιάννη, 2004).

Η αναζήτηση βέλτιστων μεθόδων προσθήκης ινών στο μίγμα σκυροδέματος έχει οδηγήσει σε νέες προτάσεις. Μία από αυτές συστήνει ότι η τροφοδότηση των ινών στον αναμίκτη πρέπει να γίνει χρησιμοποιώντας μια ειδική συσκευή η οποία φέρει περιστρεφόμενο τύμπανο πάνω από τον αναμίκτη έτσι ώστε να επιτυγχάνεται ομοιόμορφη διασκόρπιση των ινών. Καθώς το τύμπανο περιστρέφεται, οι ίνες που περιέχονται σε αυτό τροφοδοτούν τον αναμίκτη σταδιακά και ομοιόμορφα με την επίδραση φυγόκεντρης δύναμης.

Μια άλλη πρόταση συστήνει ταυτόχρονη παραγωγή και τροφοδοσία των ινών. Οι ίνες παράγονται από ημικατεργασμένο χαλύβδινο σύρμα. Με τη βοήθεια περιστρεφόμενων κυλίνδρων διαμορφώνεται η επιθυμητή διάμετρος του σύρματος και από ένα ρότορα που φέρει ξυράφια πραγματοποιείται η κοπή του. Οι ίνες συγκεντρώνονται σε ένα δοσομετρητή και με έναν ανυψωτήρα μεταφέρονται πάνω από τον αναμίκτη. Εκεί διαχωρίζονται από ένα περιστρεφόμενο τύμπανο και προστίθενται στο μίγμα σκυροδέματος. Σε αυτή την περίπτωση δεν απαιτείται να συσκευαστούν οι ίνες, να αποθηκευτούν ή να μεταφερθούν, μειώνοντας έτσι το κόστος και το χρόνο παραγωγής του ινοπλισμένου σκυροδέματος.

Ακόμα μια πολύ διαδομένη πρόταση για την ομοιόμορφη τροφοδότηση των ινών είναι η προσθήκη τους στο μίγμα σκυροδέματος μέσω ενός δονούμενου προπετάσματος. Οι ίνες αρχικά βρίσκονται μέσα σε τύμπανα και καθώς διέρχονται από το δονούμενο προπέτασμα, διαχωρίζονται. Εν συνεχεία μεταβαίνουν σε μεταφορική ταινία. Με εμφύσηση πιεσμένου αέρα οι ίνες εισέρχονται στον αναμίκτη, ο οποίος περιέχει το μίγμα σκυροδέματος. Αυτή η τεχνολογία (*Σχήμα 2-14*), σύμφωνα με τους σχεδιαστές, εξάλειψε τη συσσώρευση των ινών και είναι κατάλληλη για την ομοιόμορφη όπλιση του σκυροδέματος με ίνες (Κατσικογιάννη, 2004).

Τέλος, η μέθοδος προσθήκης των ινών στο μίγμα μέσω του ακροφυσίου προσφέρει το πλεονέκτημα ότι είναι δυνατόν να αυξηθεί το μήκος των ινών, που αλλιώς θα δημιουργούσε προβλήματα εργασιμότητας (Maidl, 1995).



Σχήμα 2-14. Ανάμιξη ινών και τροφοδοσία με μεταφορική ταινία (Tatnall, 2007)

2.5.2 Τροφοδότες

Υπάρχουν αυτοκινούμενα οχήματα που ενσωματώνουν όλες τις λειτουργίες (ανάμιξη και ψεκασμό), (Maidl, 1995). Για το ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα το ROBOMIX 7000 (Σχήμα 2-15α) της σουηδικής Vertex έχει τροφοδότη για τις ίνες και στο εμπρός μέρος μπούμα για εκτόξευση του σκυροδέματος.



(α) ROBOMIX 7000 AS (Maidl, 1995)



(β) Τροφοδότης ινών DINO 2000 (Fasertechnik)

Σχήμα 2-15. Τροφοδότες ινών

Οι τροφοδότες των ινών είναι συστήματα στα οποία εισάγονται οι ίνες σε μεγάλες ποσότητες από τους μέγα σάκους και αυτοί στη συνέχεια παρέχουν μια σταθερή τροφοδοσία. Ένας τέτοιος τροφοδότης τελευταίας τεχνολογίας πλήρως αυτοματοποιημένος, είναι ο DINO 2000 (Σχήμα 2-15β). Τα πλεονεκτήματά του είναι ότι παρεμποδίζει τη δημιουργία συσσωματωμένων ινών, είναι οικονομικός και φιλικός προς το περιβάλλον αφού οι συσκευασίες των ινών μπορούν να επαναχρησιμοποιηθούν, είναι ασφαλής για το προσωπικό, εξοικονομείται χρόνος, η πιθανότητα λάθους στην τροφοδοσία μειώνεται στο ελάχιστο, ενώ εγγυάται για την ποιότητα, διότι έχει πίνακα ελέγχου και δυνατότητα εκτύπωσης των στοιχείων λειτουργίας του, όπως η ποσότητα των ινών που προσθέτει. Τέλος, έχει μεγάλη ικανότητα τροφοδοσίας, που φτάνει τα 200 kg/min.

Η τροφοδότηση με ίνες πραγματοποιείται είτε στο εργοτάξιο είτε στο εργοστάσιο παραγωγής σκυροδέματος. Στο Σχήμα 2-16 φαίνεται μια τέτοια περίπτωση, με την τροφοδοσία των ινών να γίνεται μαζί με αυτή των αδρανών και το μίγμα να οδηγείται στον αναμίκτη.



Σχήμα 2-16. Τροφοδοσία ινών στο παρασκευαστήριο σκυροδέματος (ΤΕΡΝΑ)



Σχήμα 2-17. Εξωτερική και εσωτερική όψη τροφοδότη (ΤΕΡΝΑ)

Οι ίνες εισάγονται χειρωνακτικά στον τροφοδότη. Το «τύμπανο» στο Σχήμα 2-17 αποτρέπει τις ίνες από το σχηματισμό συσσωματωμάτων, και έτσι κατανέμονται ομοιόμορφα μαζί με τα αδρανή που διέρχονται στην μεταφορική ταινία.

Μικρότεροι και πιο ευέλικτοι τροφοδότες ινών, που μπορούν να μεταφέρονται με μεγάλη ευκολία και να δουλεύουν και στο εργοτάξιο, διαθέτουν σωλήνα που οδηγεί μέχρι την βαρέλα του σκυροδέματος κι έτσι δεν απαιτείται η χρήση μεταφορικής ταινίας για την ανύψωση των ινών. Τέτοιος τροφοδότης είναι ο DINO 60, ο οποίος φαίνεται στο Σχήμα 2-18α.



(α) Τροφοδότης ινών DINO 60 (Fasertechnik)



(β) Τροφοδότης ινών Ellite II

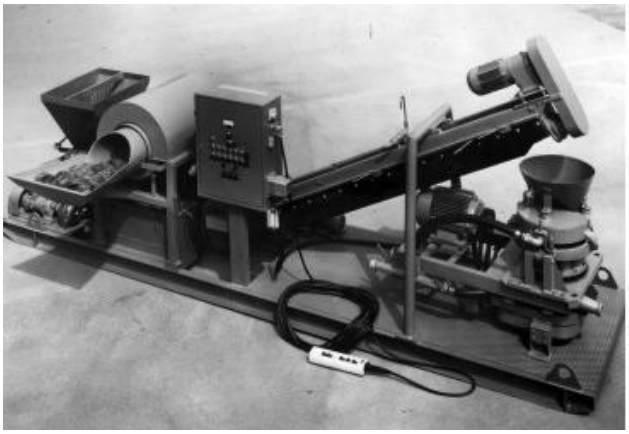
Σχήμα 2-18. Μικροί τροφοδότες ινών.

Ο συγκεκριμένος τροφοδότης μπορεί να εισάγει μέχρι και 50kg ινών/min. Σε αυτές όμως τις περιπτώσεις πρέπει να γίνεται σωστή ανάμιξη των ινών στη βαρέλα. Προτείνεται οπωσδήποτε ένα λεπτό ως χρόνος ανάμιξης για κάθε κυβικό μέτρο σκυροδέματος. Τροφοδότες, όπως ο Elite II (Σχήμα 2-18β), μπορούν ακόμη και να διοχετεύουν δύο διαφορετικά είδη ινών ταυτόχρονα, εξασφαλίζοντας παράλληλα πολύ καλή ακρίβεια. Αυτό επιτυγχάνεται επειδή είναι χωρισμένος σε δύο τμήματα τα οποία δουλεύουν ανεξάρτητα αλλά και ενιαία αν θέλει κανείς να τροφοδοτήσει ένα μόνο είδος ίνας. Ο συγκεκριμένος τροφοδότης είναι κατάλληλος για τροφοδοσία κομμένων συνθετικών ινών, και δουλεύει κατά βάρος. Επίσης, είναι πλήρως αυτοματοποιημένος και παρέχεται σε τρία διαφορετικά μοντέλα, ανάλογα με τις ανάγκες τροφοδοσίας.

Από όλα τα παραπάνω συμπεραίνουμε ότι η χειρωνακτική τροφοδοσία των ινών πρέπει να θεωρείται πρακτική του παρελθόντος διότι δεν εξασφαλίζει ομοιογένεια στην τροφοδοσία ενώ θέτει το προσωπικό σε κίνδυνο. Οι τροφοδότες πλέον είναι οικονομικότεροι, σταθεροί και αξιόπιστοι, αποτελώντας μονόδρομο για την εξασφάλιση ενός ποιοτικά ανώτερου σκυροδέματος.

Γενικά στο ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα συνηθίζεται η χρήση του υπάρχοντος εξοπλισμού με μερικές ή καθόλου τροποποιήσεις. Οι αλλαγές αυτές, όταν γίνονται, έχουν σκοπό να περιορίζουν το φράξιμο των σωληνώσεων. Έτσι για παράδειγμα αφαιρούνται οι σωληνώσεις με γωνία 90° ή αποφεύγεται η απότομη αλλαγή μεταξύ διαμέτρου σωλήνωσης και ακροφυσίου. Επιπλέον, ακροφύσια με διάμετρο από 50mm (2 in) και πάνω δουλεύουν ικανοποιητικά ενώ ένας γενικός κανόνας είναι ότι πρέπει να έχουν διάμετρο τουλάχιστον διπλάσια του μήκους της ίνας. Άλλη τροποποίηση που συνήθως γίνεται, είναι η τοποθέτηση εσωτερικής επένδυσης στο ακροφύσιο.

Ειδικός εξοπλισμός για το ινοπλισμένο σκυρόδεμα έχει κατασκευαστεί και διαθέτει ξεχωριστό τροφοδότη ινών και διαφορετικό ρεύμα τροφοδοσίας μέχρι το ακροφύσιο. Ο εξοπλισμός αυτός διατίθεται και για υγρή και για ξηρή μίξη. Επιτρέπει τη χρήση ινών με μεγάλο λόγο μορφής (μέχρι και 125) και εξαλείφει το πρόβλημα της συσσωμάτωσης των ινών. Τέτοια μηχανήματα φαίνονται στο Σχήμα 2-19 (ACI 506.1R):





Σχήμα 2-19. Μηχάνημα υγρής και ξηρής μίξης για ινοπλισμένο σκυρόδεμα (ACI 506.1R)

Μηχάνημα με δυνατότητα (Σχήμα 2-20α) του χειριστή να βρίσκεται σε απόσταση από την επιφάνεια διάστρωσης, είναι το Cobra της Meyco, που χρησιμοποιείται και στο συμβατικό εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.



(α) Meyco Cobra για εκτόξευση ινοπλισμένου σκυροδέματος (www.meyco.basf.com)



(β) Meyco Poca για εκτόξευση ινοπλισμένου σκυροδέματος (www.meyco.basf.com)

Σχήμα 2-20. Μηχανές εκτόξευσης

Για εργασίες σε θέσεις με περιορισμένο διαθέσιμο χώρο, όπως τα μεταλλευτικά έργα, υπάρχει εξειδικευμένος εξοπλισμός σε μικρότερες διαστάσεις που λειτουργεί όμως με την ίδια ακριβώς μέθοδο. Τέτοιο μοντέλο είναι το Poca της Meyco (Σχήμα 2-20β) που προορίζεται για την εκτόξευση υγρών μιγμάτων. Η τροφοδοσία τέτοιων μηχανημάτων γίνεται από αντίστοιχα μικρές βαρέλες. Η εκτόξευση στο μέτωπο φαίνεται σο Σχήμα 2-21.





Σχήμα 2-21. Εκτόξευση ινοπλισμένου σκυροδέματος σε μεταλλευτικό έργο με Sika-PM 407 P

2.6 Διαστασιολόγηση

2.6.1 Εμπειρικές μέθοδοι σχεδιασμού

Η δυσθραυστότητα είναι το μέγεθος εκείνο που έχει επικρατήσει στον χαρακτηρισμό του ινοπλισμένου σκυροδέματος, και προκύπτει μέσω των δοκιμών κάμψης σε δοκούς ή πλάκες. Μια προσπάθεια συσχέτισης της δυσθραυστότητας με την χρήση του ινοπλισμένου σκυροδέματος γίνεται από τον Morgan (1999). Το κατατάσσει σε τρεις κατηγορίες και για κάθε μια από αυτές προτείνει την αντίστοιχη εφαρμογή. Έτσι ορίζει τα επίπεδα δυσθραυστότητας (Toughness Performance Levels, TPL) ως εξής:

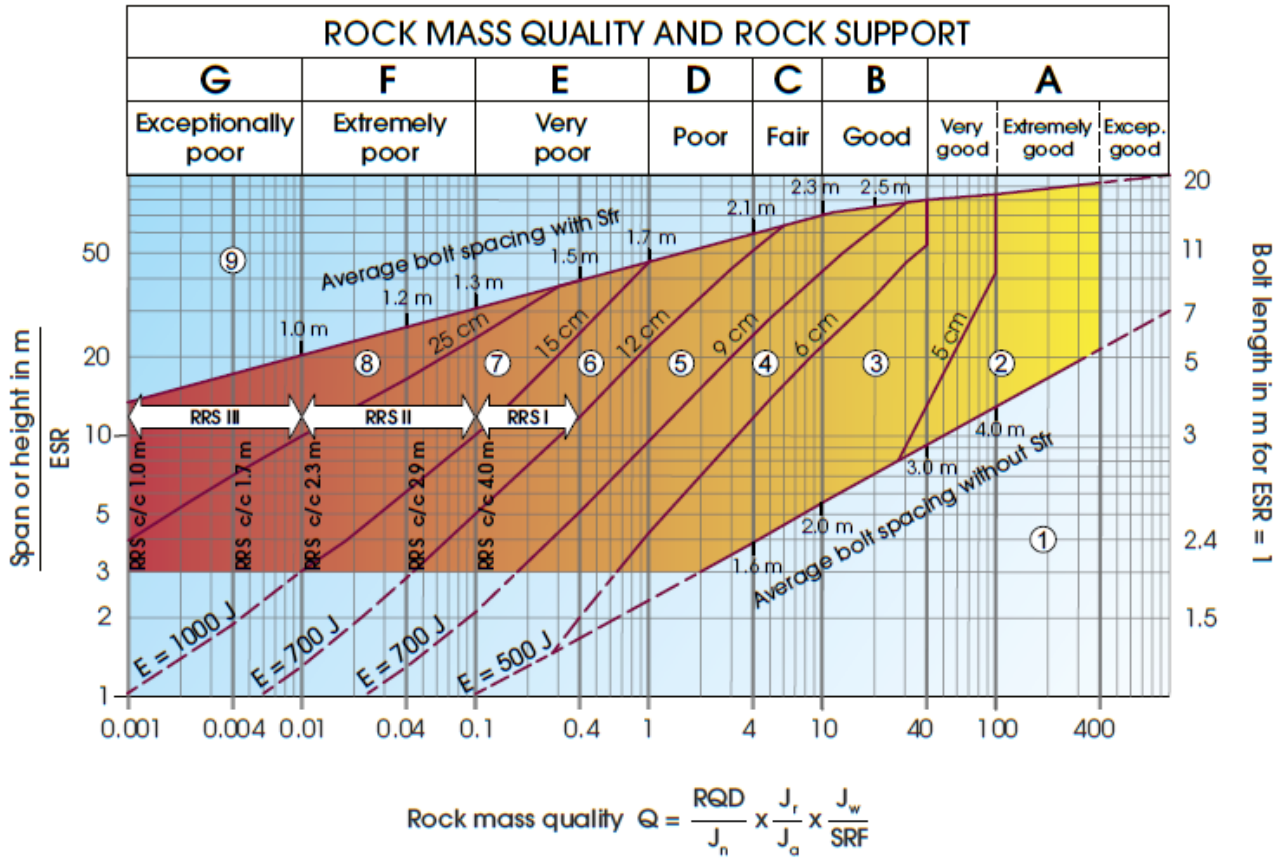
- TPL IV: Κατάλληλο για εδάφη όπου αναμένονται υψηλές παραμορφώσεις με πιθανή αστοχία της επένδυσης. Για συνθλίβοντα εδάφη σε σήραγγες και μεταλλεία, όπου μπορεί να χρειάζεται πρόσθετη υποστήριξη, όπως αγκυρώσεις,.
- TPL III: Κατάλληλο για σχετικά ευσταθείς βράχους, σε μεταλλεία ή σήραγγες, όπου αναμένονται μικρά επίπεδα τάσεων και παραμορφώσεων. Το ενδεχόμενο αστοχίας της επένδυσης είναι μικρό.
- TPL II: Κατάλληλο για περιπτώσεις όπου οι παραμορφώσεις είναι σχεδόν αδύνατον να προκαλέσουν αστοχία (ή όπου οι συνέπειες της αστοχίας είναι μικρές) και για περιπτώσεις όπου οι ίνες χρησιμοποιούνται για προστασία έναντι συστολής ξήρανσης, θερμότητας ή αντοχής σε κρούση.

2.6.1.1 Οδηγίες σύμφωνα με το σύστημα Q

Αντίστοιχα, στην αναθεωρημένη έκδοσή του Νορβηγικού συστήματος ταξινόμησης βραχομάζας, Q, προτείνονται για κάθε ζώνη υποστήριξης, τιμές για την απαιτούμενη ενέργεια (E) δυσθραυστότητας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2-22.

Επειδή οι επιδόσεις του ινοπλισμένου σκυροδέματος διαφέρουν ανάλογα με τη τιμή της βύθισης που τους επιβάλλεται κατά τη δοκιμή, πρέπει να προδιαγράφονται για δοσμένες τιμές βέλους κάμψης. Έτσι, μπορεί να γίνει ένας διαχωρισμός, για παράδειγμα στις κυκλικές πλάκες, με βέλος κάμψης 10mm για μικρές παραμορφώσεις και βέλος κάμψης 80mm για μεγάλες παραμορφώσεις. Για μικρές τιμές βέλους κάμψης, η ρωγμάτωση συνδέεται με την υδατοπερατότητα του υλικού, τη διάβρωση των χαλύβδινων ινών και την αισθητική. Για τόσο χαμηλές τιμές παραμόρφωσης, η χρήση συνθετικών ινών είναι οικονομικά ασύμφορη σε σχέση με τις χαλύβδινες. Για μεγάλες τιμές βέλους κάμψης, οι συνθετικές ίνες μπορούν να αντεπεξέλθουν χωρίς να υπάρχει ο κίνδυνος διάβρωσής τους και με μικρότερο κόστος ανά m^3. Επειδή η μέτρηση σε βύθιση της τάξης των 80mm είναι δύσκολη, μπορεί να γίνεται και μέχρι τα 40mm, που αποτελεί και κατάλληλο

κριτήριο για πολλές εφαρμογές. Για τον υπολογισμό της τιμής της ενέργειας στα 80mm μπορεί να γίνει αύξηση κατά 50% των τιμών που προέκυψαν στα 40mm (Papworth, 2002).



Σχήμα 2-22. Σύστημα ταξινόμησης Q (NGI, 2015)

2.6.1.2 Γενικές οδηγίες από τους Hoek et al. (1996)

Σύμφωνα με τους Hoek et al. (1996) η συμπεριφορά της βραχομάζας μπορεί να εκτιμηθεί με βάση τη σχετική πίεση του εντατικού πεδίου και τον κερματισμό της. Ο Πίνακας 2-4 δίνει τις εκτιμήσεις αυτές για τα τρία είδη πετρωμάτων.

Ο Πίνακας 2-5 είναι μια συλλογή από την τρέχουσα πρακτική εκτοξευόμενου σκυροδέματος (Hoek et al., 1996), που συνδυάζει εμπειρικούς κανόνες με την προσθήκη της πρακτικής εμπειρίας των συντακτών του. Ο πίνακας αυτός μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο ως μια προσέγγιση για να επιλεγεί ο τύπος και το πάχος του εκτοξευόμενου σκυροδέματος που θα εφαρμοστεί σε μια συγκεκριμένη διάνοιξη. Είναι σχεδόν βέβαιο ότι θα απαιτηθούν τροποποιήσεις για να αντιμετωπιστούν τοπικές αποκλίσεις στις γεωλογικές συνθήκες και στην ποιότητα του εκτοξευόμενου σκυροδέματος. Το ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα δεν αποτρέπει την παραμόρφωση του ανοίγματος σε περιβάλλοντα υψηλού εντατικού πεδίου. Μπορεί, εντούτοις, να βοηθά στον έλεγχο της παραμόρφωσης, ιδιαίτερα όταν χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με αγκύρια, βλήτρα ή καλώδια. Η στήριξη επένδυσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος γίνεται πολύ αποτελεσματική όταν, μετά την αρχική εφαρμογή μιας πρώτης στρώσης εκτοξευόμενου σκυροδέματος, εγκαθίστανται αγκύρια, βλήτρα ή καλώδια βράχου. Αυτή επιτρέπει στα φορτία της πλάκας σύζευξης να διαβιβάζονται σε μια μεγάλη επιφάνεια της υποκείμενης βραχομάζας.

Πίνακας 2-4. Καθορισμός συμπεριφοράς βραχομάζας από τα χαρακτηριστικά της και υποδείξεις (Hoek, 2001a) για σκληρά πετρώματα

Ασυνέχειες	Σχετική πίεση	Είδος πετρώματος	Συμπεριφορά
Σχεδόν καθόλου	Χαμηλή	Μεταμορφωμένο – Πυριγενές	Σταθερό 1
		Ιζηματογενές	Σταθερό 2
		Μικρή ζώνη ρήγματος	Ζώνη ρήγματος
	Υψηλή	Μεταμορφωμένο – Πυριγενές	Αποφλοιώσεις
		Ιζηματογενές	Αποφλοιώσεις – σύνθλιψη 1
	Πολύ υψηλή		Εκτινάξεις
Σχετικά λίγες	Χαμηλή	Μεταμορφωμένο – Πυριγενές	Ολισθήσεις όγκων.1
		Ιζηματογενές	Ολισθήσεις όγκων .2
Λίγες	Υψηλή	Μεταμορφωμένο – Πυριγενές	Ολισθήσεις όγκων - πιέσεις
		Ιζηματογενές	Αποφλοιώσεις – σύνθλιψη 2
Πολλές	Χαμηλή	Μεταμορφωμένο – Πυριγενές	Αποκολλήσεις 1
		Ιζηματογενές	Αποκολλήσεις 2
Πάρα πολλές	Υψηλή	Μεταμορφωμένο – Πυριγενές	Σύνθλιψη 3
		Ιζηματογενές	Σύνθλιψη 4

Πίνακας 2-5. Προτεινόμενη εφαρμογή εκτοξευμένου σκυροδέματος στα ορυχεία (Hoek et al., 1995, μετά από τροποποίηση)

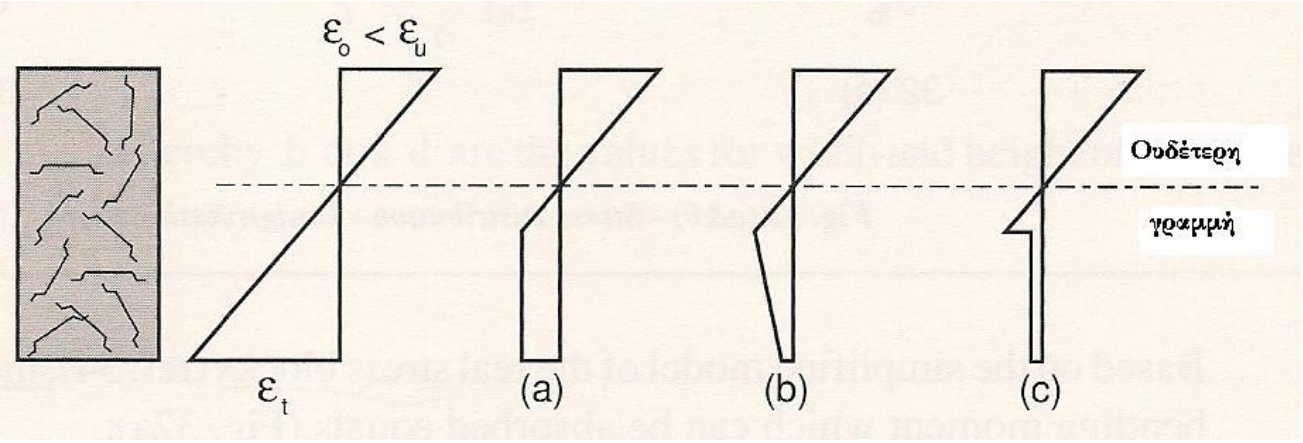
Κερματισμός	Εντατικό πεδίο	Πέτρωμα	Συμπεριφορά	Στήριξη	Εφαρμογή εκτοξευόμενου σκυροδέματος
Σχεδόν καθόλου	Χαμηλό	Πυριγενές ή μεταμορφωμένο	Ούτε αποφλοίωση, ή διαχωρισμός ή αστοχία	Καμία.	Καμία.
		Ιζηματογενές	Οι επιφάνειες ορισμένων πηλιτών μπορεί να χαλαρώνουν, ως αποτέλεσμα της μεταβολής περιεκτικότητας σε υγρασία	Σφράγιση της επιφάνειας για την πρόληψη της χαλάρωσης	*25mm πάχος άοπλου εκτοξευόμενου σκυροδέματος στις τελικές επιφάνειες αμέσως μετά την εκσκαφή. Επισκευή ζημιών στο σκυρόδεμα από τις ανατινάξεις*
		Μεμονωμένο φαρδύ ρήγμα ή ζώνη διάτμησης	Το υλικό του ρήγματος μπορεί να είναι ασθενές και διαβρούμενο πέτρωμα	Παροχή υποστήριξης και σφράγισης της επιφάνειας στην περιοχή του ασθενούς ρήγματος ή της ζώνης διάτμησης	*Αφαίρεση του ασθενούς υλικού σε βάθος ίσο με το πλάτος του ρήγματος ή της διατμητικής ζώνης και πάκτωση αγκυρίων στο γειτονικό ισχυρό πέτρωμα. Χρήση πλέγματος αν απαιτείται για την προσωρινή υποστήριξη από καταπτώσεις. Γέμισμα του κενού με άοπλο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Εφαρμογή ινοπλισμένου σκυροδέματος πλευρικά σε πλάτος τουλάχιστον όσο της ζώνης.*
	Υψηλό	Πυριγενές ή μεταμορφωμένο	Διαχωρισμός, αποφλοίωση και πιθανή βλάβη από έκρηξη	Διακράτηση του θραυσμένου πετρώματος και έλεγχος της διαστολής της βραχομάζας	*50 mm εκτ. σκυρόδεμα με πλέγμα στερεωμένο σε πλάκες αγκυρίων ή ινοπλισμένο απευθείας στο πέτρωμα. Τοποθέτηση αγκυρίων με πλάκες και ακολούθως άλλα 25 mm εκτ. σκυροδέματος. Επέκταση του σκυροδέματος στις παρειές όσο απαιτείται*
		Ιζηματογενές	Διαχωρισμός σε πλάκες, αποφλοίωση και δυνατή σύνθλιψη σε σχιστόλιθους και μαλακά πετρώματα	Διακράτηση του θραυσμένου πετρώματος και έλεγχος της σύνθλιψης	*75 mm ινοπλισμένου σκυροδέματος απευθείας σε καθαρό πέτρωμα. Για πρόσθετη στήριξη απαιτούνται επίσης αγκύρια ή βλήτρα.*
Μικρός έως μέτριος	Χαμηλό	Πυριγενές ή μεταμορφωμένο με λίγες αραιές διακλάσεις	Δυνατότητα πτώσης ή ολίσθησης σφηνών ή τεμαχών λόγω φορτίων βαρύτητας	Παροχή στήριξης επιπλέον αυτής από τις ηλώσεις ή τα καλώδια	Εφαρμογή 50 mm ινοπλισμένου σκυροδέματος στις επιφάνειες του πετρώματος στις οποίες εκτίθενται ίχνη διακλάσεων.

		Ιζηματογενές με λίγες αραιές διακλάσεις και στρώματα	Δυνατότητα πτώσης ή ολίσθησης σφηνών ή τεμαχών λόγω φορτίων βαρύτητας. Εκτεθειμένα επίπεδα στρώσης δύνανται να επιδεινώνονται με το χρόνο	Παροχή στήριξης επιπλέον αυτής από τις ηλώσεις ή τα καλώδια. Σφράγιση των εμφανίσεων των ασθενών διαστρώσεων	Εφαρμογή 50 mm ινοπλισμένου σκυροδέματος στις επιφάνειες του πετρώματος στις οποίες εκτίθενται ίχνη ασυνεχειών, με ιδιαίτερη προσοχή στα ίχνη των διαστρώσεων
	Υψηλό	Πυριγενές ή μεταμορφωμένο	Συνδυασμένες αστοχίες ελεγχόμενες από τη δομή και την τάση στην περιφέρεια του ανοίγματος	Συγκράτηση του θραυσμένου πετρώματος και έλεγχος της διαστολής της βραχομάζας	Εφαρμογή 75 mm άοπλου εκτ. σκυροδέματος σε δομικό πλέγμα στερεωμένο πίσω από πλάκες αγκυρίων ή εφαρμογή 75 mm ινοπλισμένου εκτ. σκυροδέματος στο πέτρωμα, τοποθέτηση ήλων και πλακών και στη συνέχεια εφαρμογής επόμενης στρώσης 25 mm εκτ. σκυροδέματος. Παχύτερες στρώσεις εκτ. σκυροδέματος δύναται να απαιτούνται σε υψηλές συγκεντρώσεις τάσεων
		Ασθενές ιζηματογενές	Διαχωρισμός (slabbing), αποφλοίωση, και πιθανόν σύνθλιψη	Έλεγχος της αστοχίας της βραχομάζας και της σύνθλιψης	Εφαρμογή 75 mm ινοπλισμένου εκτ. σκυροδέματος άμεσα σε καθαρή επιφάνεια πετρώματος, τοποθέτηση ηλώσεων με πλάκες σύζευξης, μέσα από το εκτ. σκυρόδεμα, εφαρμογή δεύτερης στρώσης πάχους 75 mm εκτ. σκυροδέματος
Μεγάλος	**Χαμηλό**	Πυριγενές ή μεταμορφωμένο	Χαλάρωση μικρών σφηνών και τεμαχών που ορίζονται από τεμνόμενες διακλάσεις	Αποτροπή της προοδευτικής χαλάρωσης	Εφαρμογή 50 mm ινοπλισμένου εκτ. σκυροδέματος σε καθαρή επιφάνεια πετρώματος στην οροφή της εκσκαφής. Αγκύρια ή βλήτρα δύναται να απαιτούνται για την πρόσθετη στήριξη μεγάλων τεμαχών
		Ιζηματογενές	Διαχωρισμός στρώσεων σε εκσκαφές μεγάλου ανοίγματος και χαλάρωση των ιχνών των στρώσεων σε κεκλιμένες επιφάνειες	Έλεγχος του διαχωρισμού και της χαλάρωσης	Απαιτούνται αγκύρια ή βλήτρα για τον έλεγχο του διαχωρισμού των στρώσεων. Εφαρμογή, πριν από την ήλωση, 75 mm ινοπλισμένου εκτ. σκυροδέματος στα ίχνη των διαστρώσεων.
	Υψηλό	Πυριγενές ή μεταμορφωμένο, κροκαλοπαγές, τσιμεντωμένη λιθορριπή	Σύνθλιψη και πλαστική ροή της βραχομάζας γύρω από το άνοιγμα	Έλεγχος της αστοχίας και της διαστολής της βραχομάζας	Άμεση εφαρμογή 100 mm ινοπλισμένου εκτ. σκυροδέματος και τοποθέτηση, διαμέσου του σκυροδέματος, αγκυρίων με πλάκες σύζευξης. Εφαρμογή πρόσθετης στρώσης 50 mm εκτ. σκυροδέματος, εφόσον απαιτείται. Επέκταση προς τα κάτω της στήριξης στις παρειές, εφόσον απαιτείται

		Ιζηματογενές με επιφάνειες επικαλυμμένες από άργιλο	Σύνθλιψη και πλαστική ροή της βραχομάζας γύρω από το άνοιγμα Πετρώματα πλούσια σε άργιλο δύναται να διογκώνονται	Έλεγχος της αστοχίας και της διαστολής της βραχομάζας	Άμεση εφαρμογή 50 mm ινοπλισμένου εκτ. σκυροδέματος, τοποθέτηση δικτυωτών ή ελαφρών ολόσωμων πλαισίων, με ανάστροφες αντηρίδες όπου απαιτείται, και στη συνέχεια πρόσθετο ινοπλισμένο εκτ. σκυρόδεμα επικάλυψης των πλαισίων. Δύναται να απαιτούνται δοκοί ή δοκίδες προπορείας για να σταθεροποιείται το πέτρωμα εμπρός από το μέτωπο. Διάκενα δύνανται να αφήνονται στο τελικό εκτ. σκυρόδεμα για να επιτρέπεται η μετακίνηση λόγω σύνθλιψης ή διόγκωσης. Το διάκενο θα κλείνεται με τη σταθεροποίηση του ανοίγματος.
Συμπαγές			Αποφλοίωση, διαχωρισμός, και ήπιες διαρρήξεις	Συγκράτηση του θραυσμένου πετρώματος και έλεγχος της διάδοσης της αστοχίας	Εφαρμογή 50 ÷ 100 mm εκτ. σκυροδέματος πάνω από πλέγμα ή σχάρα καλωδιών σταθερά συνδεδεμένο στην επιφάνεια του βράχου μέσω υποχωρούντων αγκυρίων ή καλωδίων.

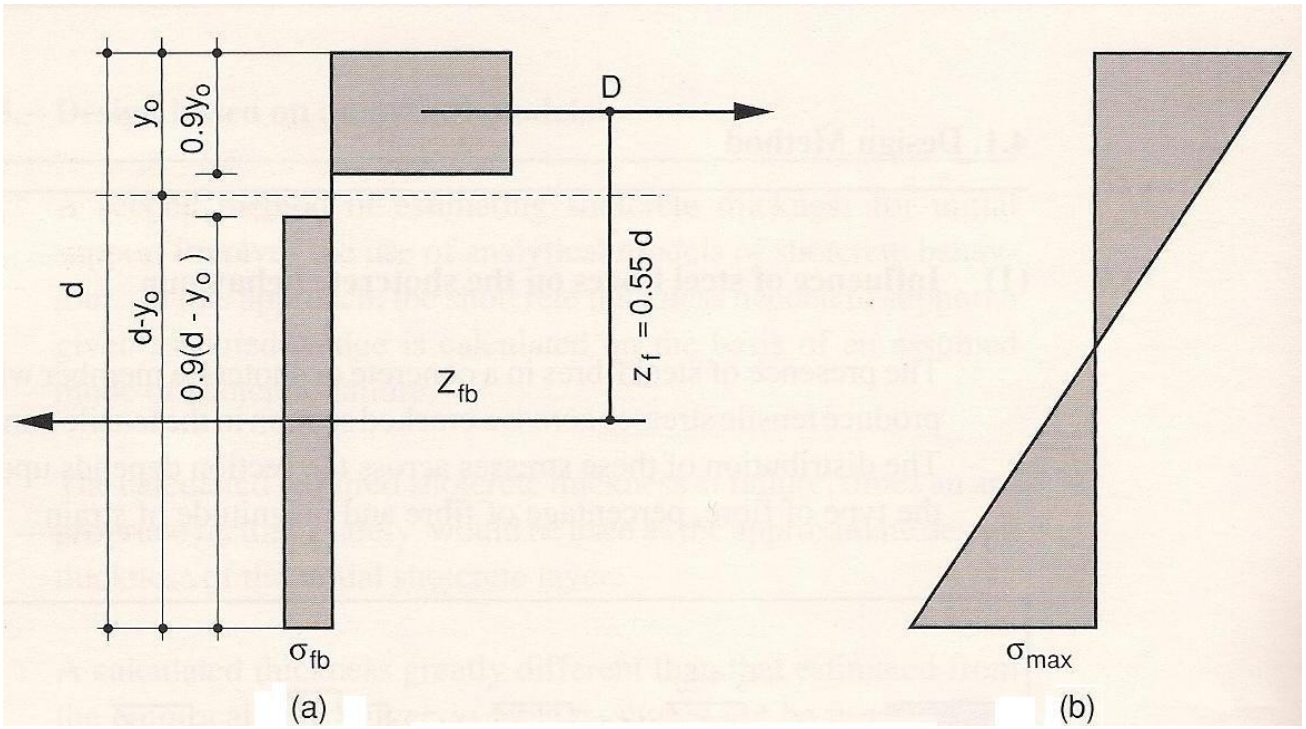
2.6.2 Αναλυτικές μέθοδοι σχεδιασμού

Η παρουσία ινών αυξάνει την πλαστιμότητα του σκυροδέματος, αφού επιτρέπει την παραλαβή των εφελκυστικών τάσεων και μετά τη ρωγμάτωση. Η ανακατανομή των τάσεων εξαρτάται από τον τύπο της ίνας, το ποσοστό τους και την παραμόρφωση. Στο Σχήμα 2-23 φαίνεται η κατανομή τάσεων και παραμορφώσεων σε δοκίμιο υπό κάμψη.



Σχήμα 2-23. Τάσεις - παραμορφώσεις σε ινοπλισμένο σκυρόδεμα με ίνες χάλυβα (Vandewalle, 1993)

Το σχήμα (a) περιγράφει την περίπτωση όπου έχουμε προσθήκη ινών ίση με την κρίσιμη. Αυτή ορίζεται ως η ποσότητα των ινών που μπορούν να παραλάβουν εξ' ολοκλήρου το φορτίο του υλικού αμέσως πριν τη θραύση του κι έτσι να το διατηρήσουν και μετά από αυτήν. Τα σχήματα (b) και (c) δείχνουν περιπτώσεις υποκρίσιμης ποσότητας ινών (Vandewalle, 1993). Οι χαλύβδινες ίνες με υψηλή αντοχή σε εφελκυσμό ανθίστανται στη θραύση του ινοπλισμένου σκυροδέματος. Ένα απλοποιημένο μοντέλο των πραγματικών κατανομών των τάσεων φαίνεται στο Σχήμα 2-24.



Σχήμα 2-24. Κατανομή τάσεων και υποθέσεις σχεδιασμού για ινοπλισμένο σκυρόδεμα (Vandewalle, 1993)

Η ροπή κάμψης (M) ισούται (Σχήμα 2-23a) με (Vandewalle, 1993):

$$M = Z_{fb} \cdot z_f = 0.495 \cdot (\mathrm{d} - \mathrm{y_0}) \cdot \mathrm{b} \cdot \mathrm{d} \cdot \sigma_{fb};\ Z_{fb} = 0.90 \cdot (d - y_0) \cdot b \cdot \sigma_{fb};\ \mathrm{z_f} = 0.55 \cdot \mathrm{d}$$

(2-5)

Η αντοχή σε καθαρό εφελκυσμό δεν είναι εύκολο να υπολογισθεί. Για την απλοποίηση της μελέτης, το ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα θεωρείται ως ένα ομοιογενές υλικό (Σχήμα 2-23b). Η τιμή της καμπτικής αντοχής (σ_{max}) υπολογίζεται σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W};\ \mathrm{W} = \mathrm{b} \cdot \mathrm{d}^2/6$$

(2-6)

Όπου: b, d = το πλάτος και το ύψος της φορτισμένης διατομής

Η ροπή κάμψης (M) όμως, πρέπει να επαληθεύεται, άρα (Vandewalle, 1993):

$$M = W \cdot \sigma_{max} = b \cdot d^2 \cdot \frac{\sigma_{max}}{6} = 0.495 \cdot (d - y_0) \cdot b \cdot d \cdot \sigma_{fb} \Longrightarrow$$
$$\sigma_{max} = \frac{2.97 \cdot (d - y_0)}{d} \cdot \sigma_{fb} \approx 2.763 \cdot \sigma_{fb};\ d - y_0 \approx 0.9 \cdot d$$

(2-7)

Ως σ_{fb} ορίζεται η εφελκυστική τάση στη ρηγματωμένη διατομή. Η σ_{max} είναι χαρακτηριστική της πλαστικής συμπεριφοράς του ινοπλισμένου σκυροδέματος. Κάνοντας μια απλούστευση, υπέρ της ασφαλείας, θεωρούμε τη σ_{max} ισοδύναμη με την καμπτική αντοχή (f_e). Οι Maidl et al. (1999) περιγράφουν την αναλυτική διαδικασία υπολογισμού των επενδύσεων σηράγγων από ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα.

2.6.3 Ημιεμπειρική μέθοδος

Η προτεινόμενη μέθοδος σχεδιασμού περιλαμβάνει συγκεκριμένα μέτρα υποστήριξης που εφαρμόζονται ανάλογα με τα υπάρχοντα φορτία και την ποιότητα της βραχομάζας, που μπορεί να εκφρασθεί και με τον δείκτη GSI. Ο Πίνακας 2-6, για μια εκσκαφή με ισοδύναμη διάμετρο ίση με 10m δίνει προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης. Ανάλογα με το ύψος των υπερκειμένων, ο Πίνακας 2-7κατευθύνει προς τον καταλληλότερο τύπο υποστήριξης που πρέπει να χρησιμοποιηθεί.

Πίνακας 2-6. Προτεινόμενα μέτρα υποστήριξης (Maccaferri)

Τύπος υποστήριξης	**Ινοπλισμένο σκυρόδεμα (cm)**	**Μεταλλικά πλαίσια**	**Δοκίδες προπορείας**	**Φέρουσα ικανότητα (kg/cm^2)**
SP-a	10	-	-	1.5
SP-b	14	2 IPN140 ανά 150 cm	2x4 ανά 2 πλαίσια	2.5
SP-c	16	2 IPN160 ανά 125 cm	4x6 ανά 2 πλαίσια	3.5
SP-d	20	2 IPN200 ανά 100 cm	6x6 ανά 2 πλαίσια	4.5
SP-e	20	2 IPN200 ανά 075 cm	10x6 ανά 2 πλαίσια	6.5

Πίνακας 2-7. Επιλογή των μέτρων υποστήριξης σα συνάρτηση του GSI και των υπερκειμένων (Maccaferri)

Υπερκείμενα: Κατάσταση πετρώματος	**H (m) 5-10**	**H (m) 10-20**	**H (m) 20-100**	**H (m) 100-150**	**H (m) 150-200**	**H (m) 200-300**	**H (m) 300-500**
GSI<=20	SP-e	SP-e	SP-e	SP-e	SP-e	SP-e	SP-e
20<GSI<40	SP-e	SP-d	SP-d	SP-d	SP-d	SP-d	SP-e
30<GSI<50	SP-d	SP-c	SP-c	SP-c	SP-c	SP-d	SP-d
40<GSI<60	SP-c	SP-b	SP-b	SP-a	SP-b	SP-b	SP-c
GSI>60	SP-c	SP-b	SP-a	SP-a	SP-a	SP-a	SP-a

Αρχικά γίνεται η επιλογή της υποστήριξης βάση της αναμενόμενης συμπεριφοράς της εκσκαφής με κριτήρια το GSI και το ύψος των υπερκειμένων. Όταν όμως το ύψος των υπερκειμένων ξεπερνά τα 100m, ο δείκτης GSI δεν θεωρείται κατάλληλος δείκτης, καθόσον οι ασυνέχειες δεν είναι πλέον αντιπροσωπευτικές της ποιότητας του πετρώματος, και αντικαθίσταται από το δείκτη επάρκειας IC (Index of Competence), ο οποίος προκύπτει από τη σχέση:

$$IC = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma \cdot H} = \frac{0.0034 \cdot m_i^{0.8} \cdot \sigma_{ci} \cdot (1.029 + 0.025 \cdot e^{-0.1 \cdot m_i})^{GSI}}{\gamma \cdot H} \quad (2\text{-}8)$$

Για εφαρμογές με υπερκείμενα άνω των 100m, ο Πίνακας 2-8 δίνει τις τιμές του IC για δεδομένες τιμές των GSI, m_i, και H/σ_{ci}. και δίνει τις περιοχές καταλληλότητας των προτεινόμενων μέτρων. Οι τύποι υποστήριξης A, B, C, D, E στους οποίους παραπέμπει ο Πίνακας 2-8, είναι οι προαναφερθέντες (Πίνακας 2-6) με αντίστοιχα ισοδύναμη καμπτική αντοχή (f_e) για το ινοπλισμένο σκυρόδεμα ίση με 1.0, 1.1, 1.2, 1.3 και 1.4 MPa. Ο Πίνακας 2-9, δίνει συγκεντρωτικά την απαίτηση υποστήριξης με βάση είτε την ποιότητα του πετρώματος είτε το δείκτη επάρκειας, και το βάθος διάνοιξης.

Πίνακας 2-8. Συμπεριφορά εκσκαφής και προτεινόμενη υποστήριξη (Maccaferri)

Τύπος συμπεριφοράς της εκσκαφής σα συνάρτηση των H_c σεί

G.Ferri, 2002

Hoek cell (m/MPa)	mi	ABILITY INDEX (IC = cm/yH) σ																											
		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	23	25	28	30	35	40	45	50	60	70	80	90	100
GSI <=20	5	0,11	0,09	0,08	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
	7,5	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01	0,01
	10	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01
	15	0,24	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02
	20	0,29	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02
	25	0,35	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02
	30	0,40	0,35	0,31	0,28	0,25	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03
	35	0,45	0,39	0,35	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,21	0,20	0,18	0,17	0,16	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03
GSI =(20-40)	5	0,17	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,08	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01	0,01
	7,5	0,22	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,08	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	E	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02	0,02
	10	0,26	0,23	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02
	15	0,33	0,29	0,26	0,23	0,21	0,20	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02
	20	0,40	0,35	0,31	0,28	0,26	0,24	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03
	25	0,47	0,41	0,37	0,33	D	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,09	0,08	0,07	0,07	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03
	30	0,54	0,47	0,42	0,38	0,34	0,31	0,29	0,27	0,25	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	0,08	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04
	35	0,60	0,53	0,47	0,42	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,23	0,22	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04
GSI = (30-50)	5	0,26	0,23	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,02	0,02	0,02
	7,5	0,32	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,09	0,08	0,06	0,06	0,05	0,05	0,04	0,03	0,03	0,03	0,02
	10	0,38	0,33	0,29	0,26	0,24	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,09	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03
	15	0,47	0,41	0,37	0,33	0,30	0,27	0,25	0,24	0,22	0,21	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,09	0,08	0,07	0,07	0,05	0,05	0,04	0,04	0,03
	20	0,56	0,49	0,43	0,39	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,06	0,06	0,05	0,04	0,04
	25	0,64	0,56	0,50	0,45	0,41	0,37	C	0,32	0,30	0,28	0,26	0,25	0,24	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09	0,07	0,06	0,06	0,05	0,04
	30	0,72	0,63	0,56	0,51	0,46	0,42	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,27	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,14	0,13	0,11	0,10	0,08	0,07	0,06	0,06	0,05
	35	0,80	0,70	0,63	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,38	0,35	0,33	0,31	0,30	0,28	0,25	0,23	0,20	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06
GSI =(40-60)	5	0,43	0,38	0,34	0,30	0,28	0,25	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03
	7,5	0,52	0,46	0,41	0,37	0,33	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,20	0,19	0,18	0,16	0,15	0,13	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04	0,04
	10	0,59	0,52	0,46	0,41	0,38	0,35	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,18	0,17	0,15	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05	0,04
	15	0,71	0,62	0,55	0,49	0,45	0,41	0,38	0,35	0,33	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,22	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11	0,10	0,08	0,07	0,06	0,05	0,05
	20	0,81	0,71	B	0,57	0,52	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,25	0,23	0,21	0,19	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06	0,06
	25	0,92	0,81	0,72	0,65	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	0,34	0,32	0,29	0,26	0,23	0,22	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06
	30	1,03	0,90	0,80	0,72	0,66	0,60	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40	0,38	0,36	0,32	0,29	0,26	0,24	0,21	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	0,07
	35	1,14	1,00	0,89	0,80	0,73	0,67	0,62	0,57	0,53	0,50	0,47	0,44	0,42	0,40	0,36	0,32	0,29	0,27	0,23	0,20	0,18	0,16	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08
GSI > 60	5	0,94	0,82	0,73	0,66	0,60	0,55	0,51	0,47	0,44	0,41	0,39	0,37	0,35	0,33	0,29	0,26	0,24	0,22	0,19	0,16	0,15	0,13	0,11	0,09	0,08	0,07	0,07
	7,5	1,07	0,94	0,83	0,75	0,68	0,63	0,58	0,54	0,50	0,47	0,44	0,42	0,40	0,38	0,33	0,30	0,27	0,25	0,21	0,19	0,17	0,15	0,13	0,11	0,09	0,08	0,08
	10	1,16	1,02	0,90	0,81	0,74	0,68	0,63	0,59	0,54	0,51	0,48	0,45	0,43	0,41	0,36	0,33	0,30	0,27	0,23	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08
	15	1,30	1,14	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,54	0,51	0,48	0,46	0,41	0,36	0,33	0,30	0,26	0,23	0,20	0,18	0,15	0,13	0,11	0,10	0,09
	20	1,44	1,28	1,12	1,01	0,92	0,84	0,78	0,72	A	0,63	0,59	0,56	0,53	0,51	0,45	0,40	0,37	0,34	0,29	0,25	0,22	0,20	0,17	0,14	0,13	0,11	0,10
	25	1,60	1,40	1,24	1,12	1,02	0,93	0,86	0,80	0,75	0,70	0,66	0,62	0,59	0,56	0,50	0,45	0,41	0,37	0,32	0,28	0,25	0,22	0,19	0,16	0,14	0,12	0,11
	30	1,76	1,54	1,37	1,23	1,12	1,03	0,95	0,88	0,82	0,77	0,73	0,69	0,65	0,62	0,55	0,49	0,45	0,41	0,35	0,31	0,27	0,25	0,21	0,18	0,15	0,14	0,12
	35	1,94	1,70	1,51	1,36	1,23	1,13	1,04	0,97	0,91	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,60	0,54	0,49	0,45	0,39	0,34	0,30	0,27	0,23	0,19	0,17	0,15	0,14

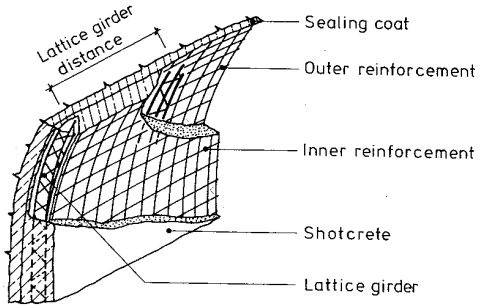
Πίνακας 2-9. Σχεδιασμός προσωρινής επένδυσης (Maccaferri)

Υπερκείμενα <20 m		**Υπερκείμενα 20 - 100 m**		**Υπερκείμενα > 100 m**	
GSI<=20	SP-e	GSI<=20	SP-e	IC<=0.15	SP-e
20<GSI<=40	SP-e	20<GSI<40	SP-d	0.15<IC<0.20	SP-d
30<GSI<=50	SP-d	30<GSI<50	SP-c	0.20<IC<0.30	SP-c
40<GSI<=60	SP-c	40<GSI<60	SP-b	0.30<IC<=0.45	SP-b
GSI>60	SP-c	GSI>60	SP-a	IC>0.45	SP-a

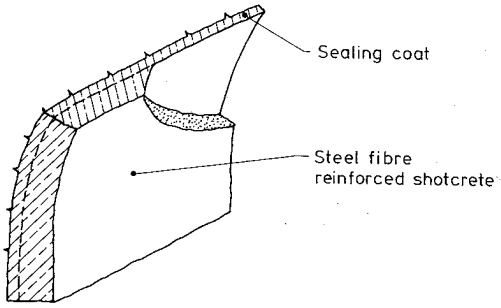
2.7 Στατικός φορέας επένδυσης

2.7.1 Επένδυση διπλού κελύφους

Το Σχήμα 2-25 απεικονίζει τα στάδια που απαιτούνται για την κατασκευή συμβατικά οπλισμένου κελύφους εκτοξευμένου σκυροδέματος, και αντίστοιχου κελύφους από ινοπλισμένο σκυρόδεμα.



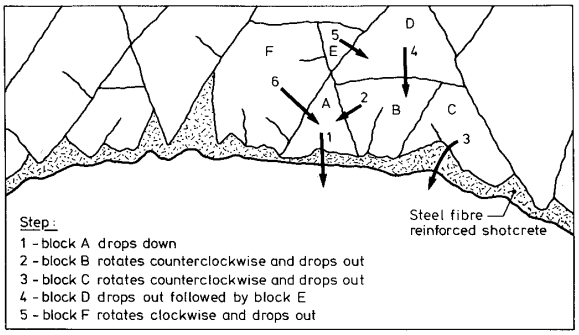
(α) Συμβατικός οπλισμός



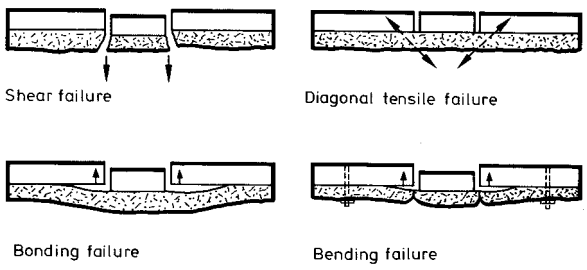
(β) Οπλισμός με ίνες

Σχήμα 2-25. Συσχέτιση επενδύσεων από συμβατικό ε.σ. και ινοπλισμένο ε.σ.

Η δράση της επένδυσης αφορά διάφορες κλίμακες σταθεροποίησης, από την κλίμακα σφράγισης του πετρώματος και αποφυγής της χαλάρωσης, μέχρι τη στατική λειτουργία τοξωτού φορέα στήριξης του περιβάλλοντος πετρώματος. Στο Σχήμα 2-26α φαίνεται μια ενδιάμεση κλίμακα δράσης του ινοπλισμένου σκυροδέματος. Παρατηρούμε ότι εφόσον συγκρατηθεί η μετατόπιση 1 του τεμάχους Α, αποφεύγεται η χαλάρωση του πετρώματος και οι υπόλοιπες μετατοπίσεις. Δοκιμές στη Σουηδία έδειξαν ότι για όλους του μηχανισμούς που φαίνονται στο Σχήμα 2-26β, το ινοπλισμένο σκυρόδεμα υπερέχει του οπλισμένου, επειδή η αστοχία είναι μια συνδυασμένη διαδικασία που ενεργοποιεί την υψηλή διατμητική αντίσταση του ινοπλισμένου σκυροδέματος.



(α) Επιπτώσεις της αστοχίας λόγω τοπικής υπερφόρτισης



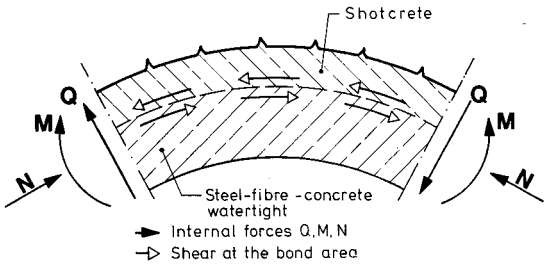
(β) Μηχανισμοί αστοχίας λόγω τοπικής υπερφόρτισης. Προσομοίωση δοκιμής.

Σχήμα 2-26. Μηχανισμός συγκράτησης τεμαχών

Επίσης, η ταχύτερη τοποθέτηση του κελύφους από ινοπλισμένο σκυρόδεμα και η ταχύτερη ανάπτυξη της αντοχής του, δίνουν τη δυνατότητα κατά τη διάνοιξη αστικών σηράγγων, γρηγορότερης ανάληψης φορτίου, και ως εκ τούτου μείωσης των καθιζήσεων στην επίγεια επιφάνεια.

2.7.2 Επένδυση μονού κελύφους

Η σύγχρονη σηραγγοποιία αναζητά τρόπους κατασκευής της επένδυσης που να μην χαρακτηρίζουν την αρχική ως προσωρινό, αλλά ως μόνιμο φορέα. Το κέλυφος της εξωτερικής επένδυσης επομένως θα πρέπει να διατηρεί υψηλά ποιοτικά χαρακτηριστικά καθ' όλη τη διάρκεια ζωής του έργου, και να διαμορφώνει έναν ενιαίο φορέα με την εσωτερική επένδυση. Το Σχήμα 2-27 απεικονίζει τις διατμητικές δυνάμεις που μεταβιβάζονται στη διεπιφάνεια του ενιαίου κελύφους.



Σχήμα 2-27. Εσωτερικές δυνάμεις στο ενιαίο κέλυφος

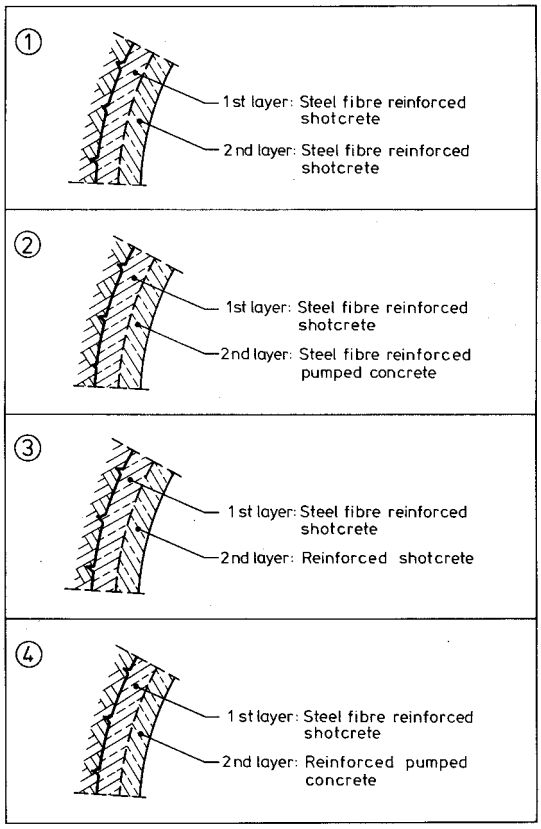
Η διαμόρφωση ενιαίου κελύφους επιτυγχάνεται με διάφορες μεθόδους κατασκευής της αρχικής και της τελικής επένδυσης. Ο Πίνακας 2-10 (Maidl) παρουσιάζει έξι εναλλακτικές μεθόδους κατασκευής του ενιαίου κελύφους, και οι τέσσερις πρώτες από αυτές απεικονίζονται στο Σχήμα 2-28α.

Πίνακας 2-10. Εναλλακτικές μέθοδοι διαμόρφωσης ενιαίου κελύφους.

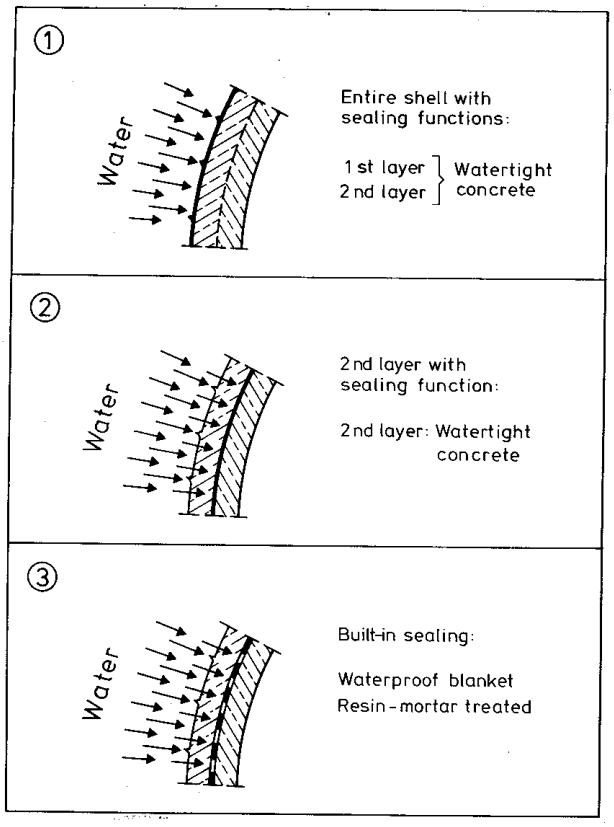
Εναλλακτικές	1ο στρώμα	2ο στρώμα
1	ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα	ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα
2	ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα	ινοπλισμένο αντλούμενο σκυρόδεμα
3	ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα	οπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα
4	ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα	οπλισμένο αντλούμενο σκυρόδεμα
5	οπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα	ινοπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα
6	οπλισμένο εκτοξευμένο σκυρόδεμα	ινοπλισμένο αντλούμενο σκυρόδεμα

Η εξασφάλιση της στεγανότητας, που αποτελεί βασικό κριτήριο λειτουργικότητας, επιτυγχάνεται με τις εναλλακτικές κατασκευαστικές μεθόδους που απεικονίζονται στο Σχήμα 2-28β Σε αυτές είτε και οι δύο στρώσεις αποτελούνται από στεγανό σκυρόδεμα, είτε η δεύτερη μόνο στρώση είναι στεγανή, είτε η στεγανότητα εξασφαλίζεται από στεγανό επικάλυμμα.

Η στατική λειτουργία του κελύφους, και η ανάπτυξη της ρωγμάτωσης για άοπλο, οπλισμένο και ινοπλισμένο σκυρόδεμα, αντίστοιχα, απεικονίζεται σο Σχήμα 2-29. Χαρακτηριστική είναι η μείωση του εύρους της ρωγμάτωσης στην περίπτωση του κελύφους από ινοπλισμένο σκυρόδεμα.

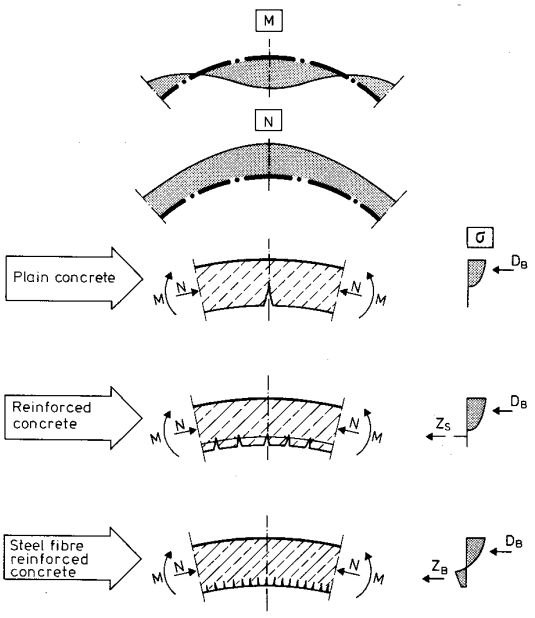


(α) Εναλλακτικές κατασκευαστικές λύσεις με ινοπλισμένο ε.σ. στην πρώτη στρώση.



(β) Μέθοδοι που εξασφαλίζουν στεγανότητα σε επενδύσεις σηράγγων μονού κελύφους

Σχήμα 2-28. Κατασκευαστικές μέθοδοι διαμόρφωσης ενιαίου κελύφους.

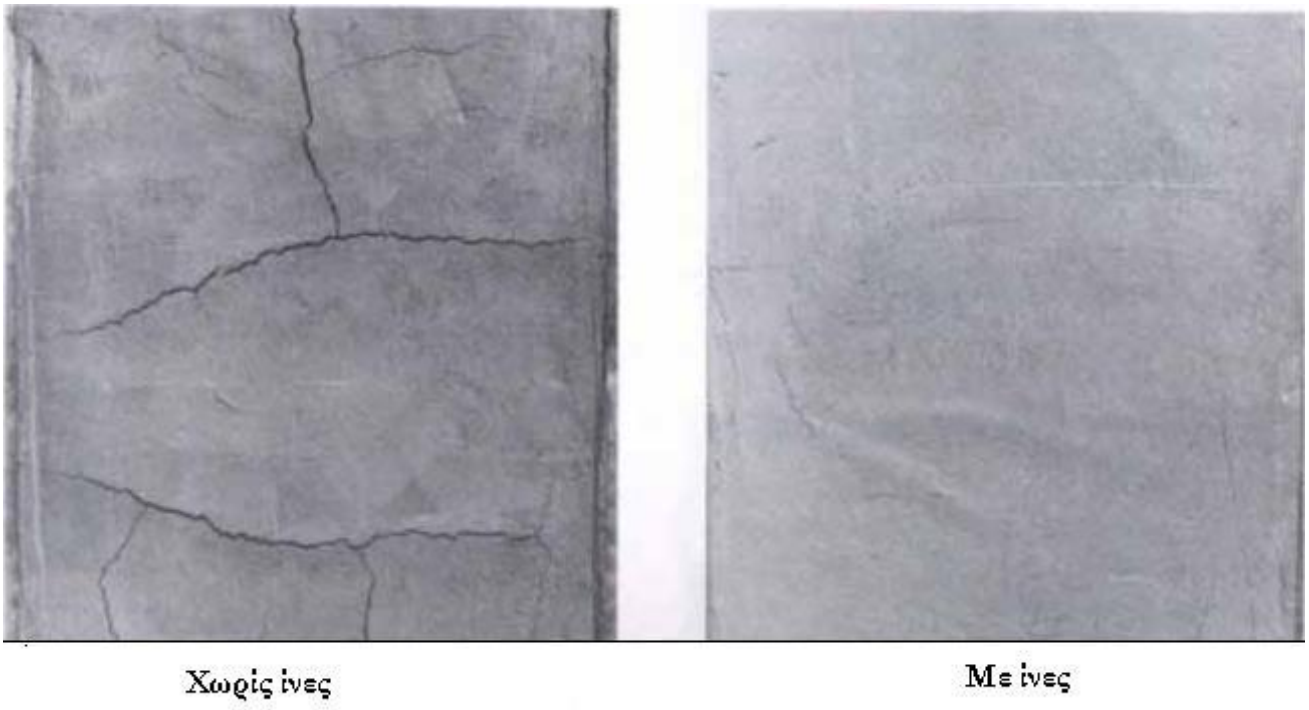


Σχήμα 2-29. Δημιουργία ρωγμών στο εσωτερικό κέλυφος

2.8 *Πλεονεκτήματα - Μειονεκτήματα χρήσης των ινών*

Η χρήση των ινών στο σκυρόδεμα προσφέρει πολλά συγκριτικά πλεονεκτήματα έναντι του συμβατικού οπλισμού, χωρίς όμως να μπορεί γενικά να τον αντικαταστήσει. Τα πλεονεκτήματα χρήσης τους μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

- Οι ίνες διασκορπίζονται ομοιογενώς στο μίγμα και περιορίζουν τις ρωγμές και τις επιπτώσεις της συστολής ξήρανσης. Έτσι, δεν τις αφήνουν να μεγαλώσουν πέρα από ένα πολύ μικρό όριο. Το αποτέλεσμα φαίνεται στο Σχήμα 2-30.



Σχήμα 2-30. Σύγκριση ρωγμών με και χωρίς ίνες

- Εξασφαλίζουν μεγαλύτερη ασφάλεια στο προσωπικό, αφού δε χρειάζεται να εργάζεται κάτω από ανυποστήρικτο πέτρωμα για την τοποθέτηση του πλέγματος. Η ασφάλεια του προσωπικού μάλιστα μπορεί να είναι σημαντικά μεγαλύτερη όταν χρησιμοποιείται τηλεχειριζόμενο ρομπότ εκτόξευσης του ινοπλισμένου σκυροδέματος.
- Σημαντική βελτίωση των μηχανικών χαρακτηριστικών του τελικού προϊόντος. Το ινοπλισμένο σκυρόδεμα παρουσιάζει όχι μόνο καλύτερες πρώιμες αντοχές, αλλά και μεγαλύτερη αντοχή σε κρούση, σε διάτμηση, ενώ έχει και αυξημένη δυσθραυστότητα. Επίσης αναπτύσσει μεγαλύτερη δύναμη συνάφειας με την επιφάνεια που διαστρώνεται σε σχέση με το συμβατικά οπλισμένο σκυρόδεμα.
- Μπορούν να συνδυαστούν με συμβατικό οπλισμό, παίζοντας το ρόλο της δευτερογενούς ενίσχυσης.
- Η χρήση τους κάνει το σκυρόδεμα πιο όλκιμο, άρα και καταλληλότερο να ενδίδει στις συγκλίσεις, χωρίς να αστοχεί η επένδυση.
- Η χρήση ινών οδηγεί σε οικονομία υλικών και αύξηση της ταχύτητας κατασκευής. Αυτό δεν οφείλεται μόνο στην κατάργηση του πλέγματος και στην μείωση της ανθρώπινης εργασίας, αλλά και στο μικρότερο όγκο εκτοξευόμενου σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί συνολικά. Οι ίνες δεν απαιτούν ελάχιστη επικάλυψη, όπως το πλέγμα, αλλά ούτε πρέπει να γίνεται γέμισμα των όποιων κενών με σκυρόδεμα. Ενδεικτικό διάγραμμα της μείωσης του χρόνου απεικονίζεται στο Σχήμα 2-31.



Σχήμα 2-31. Εξοικονόμηση χρόνου λόγω ινών (Arcelormittal, 2008)

- Γενικά δεν απαιτούν ειδικό μηχανικό εξοπλισμό για τη χρήση τους. Ωστόσο, το ακροφύσιο και οι σωληνώσεις πρέπει να είναι ικανού πάχους ώστε οι ίνες να μην τις φράζουν. Επίσης, μπορούν να συνδυαστούν με όλα τα πρόσθετα και πρόσμικτα της αγοράς.
- Κατάλληλες ίνες όταν προστίθενται στο σκυρόδεμα αυξάνουν κατά πολύ την ανθεκτικότητά του σε υψηλές θερμοκρασίες, περιορίζοντας τη θραύση του.
- Οι ίνες μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε εργασίες επισκευών προϋπαρχουσών κατασκευών. Επιπλέον, εάν μια επένδυση ινοπλισμένου σκυροδέματος χρειαστεί επισκευή ή ενίσχυση αυτή πραγματοποιείται ευκολότερα σε σχέση με μια επένδυση με συμβατικό οπλισμό.

Αντίστοιχα, τα μειονεκτήματα χρήσης τους μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

- Οι ίνες διασκορπίζονται στο μίγμα, αλλά μόνο ένα μικρό ποσοστό αυτών τελικά παραλαμβάνει φορτία και περιορίζει το άνοιγμα των ρωγμών. Το ποσοστό αυτό μπορεί να είναι και 25%, που σημαίνει ότι μεγάλο μέρος τους δεν αξιοποιείται. Πρέπει επίσης να λαμβάνεται υπόψη ότι ένα μέρος τους χάνεται ως υλικό αναπήδησης. Ειδικά, στην περίπτωση της ξηρής μίξης μπορεί να φθάσει το 50%.
- Οι χαλύβδινες ίνες είναι σχετικά κοφτερές και μπορεί να προκαλέσουν εκδορές ή μικροτραυματισμούς στο προσωπικό, αν δεν γίνεται χρήση τους με προσοχή.
- Οι ίνες δε μπορούν να αντικαταστήσουν πλήρως τον συμβατικό οπλισμό. Το ινοπλισμένο σκυρόδεμα δε μπορεί να αναπτύξει αντίστοιχη εφελκυστική αντοχή με αυτή του συμβατικά οπλισμένου σκυροδέματος (Wong C., 2004).
- Κατά τη μίξη τους, εάν αυτή δεν εκτελείται σωστά ή αν δεν υπάρχει ο κατάλληλος εξοπλισμός, μπορεί να δημιουργούνται συσσωματώματα ινών που αργότερα θα φράξουν τις σωληνώσεις ή θα υποβαθμίσουν την ποιότητα του σκυροδέματος.
- Οι χαλύβδινες ίνες φθείρονται όταν εκτίθενται σε υγρασία, ενώ οι υάλινες έχουν μικρή ανθεκτικότητα σε αλκαλικά περιβάλλοντα. Επίσης, οι ίνες που βρίσκονται κοντά στην επιφάνεια, έχουν από μικρή έως ελάχιστη επικάλυψη, έτσι τείνουν να εμφανίζουν σημεία σκουριάς. Για λόγους αισθητικής και

ασφάλειας, προτείνεται, η μόνιμη επένδυση από ινοπλισμένο σκυρόδεμα να προστατεύεται από ένα λεπτό στρώμα κονιάματος.

- Φθορά επίσης μπορεί να προκληθεί και από ακατάλληλη συσκευασία ή μεταφορά.
- Η εμπειρία από τη χρήση τους δεν είναι τόσο διαδομένη όσο αυτή του δομικού πλέγματος.
- Ο εξοπλισμός φθείρεται σημαντικά περισσότερο σε σχέση με το κοινό εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Έτσι, το κόστος λόγω φθοράς εξοπλισμού, αυξάνει.
- Είναι συνήθως ακριβότερες σε σχέση με τον συμβατικό οπλισμό, και η διαθεσιμότητά τους στον χώρο του έργου μπορεί να είναι περιορισμένη.

Ευχαριστίες
Οι διπλωματικές εργασίες των Κατσικογιάννη Π. και Ρουσάκη Γ., καθώς και οι εργαστηριακές δοκιμές της πρώτης βοήθησαν πολύ σημαντικά στη συγγραφή αυτού του κειμένου.

Βιβλιογραφία/Αναφορές

ACI Committee 506.1R (1998). Report on Fiber Reinforced Shotcrete, ACI Detroit.

ACI Committee 544.1R (2002). State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete, ACI Detroit

ArcelorMittal (2008). "Steel fibres Shotcrete applications", WireSolutions.

Armelin H (1997). "Rebound and Toughening Mechanisms in Steel Fiber Reinforced Dry-Mix Shotcrete", University of British Columbia.

ASTM C 1018 (1997). Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete

ASTM C 1550 (2003a). Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete

ASTM C 1609/C 1609 M (2005). Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete

Armelin HS and Banthia N (1997). "Predicting the Flexural Postcracking Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete from the Pullout of Single Fibers", Materials Journal, 94, 1, 18-31.

Bentur A & Mindness S (2007). "Fibre Reinforced Cementitious Composites", Modern Concrete Technology Series, 2nd edition, Taylor & Francis.

BHP (1996) "FIBRESTEEL", Technical Manual.

BISFA (2009). Terminology of man-made fibers, Bruxelles.

Chanh NV (2001). "Steel fiber reinforced concrete", 8-Vietnam Joint Seminar.

Chen W (1970). "Double punch test for tensile strength of concrete", ACI-Mater J; 67:993–5.

Choumanidis D, Nomikos P, Sofianos AI, Komninou E, Oikonomou P, Badogiannis E (2015). "Acoustic emission of fiber reinforced concrete under double-punching indirect tensile loading", *6th International Conference Emerging Technologies in Non-Destructive Testing* ETNDT6 27-29 MAY, BRUSSELS, BELGIUM

EFNARC (1996). The European Specification for Sprayed Concrete, UK

EFNARC (2002). Checklist for Specifiers and Contractors, UK

ΕΛΟΤ (2009). Ελληνική Τεχνική Προδιαγραφή 1501-12-03-02-00 «Εκτοξευόμενο σκυρόδεμα υπογείων έργων και σηράγγων».

Franzen T (1992). Shotcrete for Underground Support: a State-of-the-art Report with Focus on Steel-fibre Reinforcement, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 7, No. 4.

ITA/AITES (2006). "Report on Shotcrete for rock support", A summary report on state of the art, presented by ITA Working Group No 12 "Shotcrete Use".

Κατσικογιάννη Π (2004). Ινοπλισμένο Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα, Εφαρμογές στην Ελλάδα, Διπλωματική Εργασία, ΕΜΠ.

Κατσικογιάννη Π, Νομικός Π, Auxion G, Μιχαηλίδης Μ, Σοφιανός Α (2008). Ποιοτικός Έλεγχος Ινοπλισμένου Σκυροδέματος στη Σηραγγοποιία, 1ο Πανελλήνιο Συνέδριο Δομικών Υλικών και Στοιχείων, ΤΕΕ, Αθήνα.

Keyter G and Drescher K (2001). Test results on compressive strength anisotropy in steel fibre reinforced shotcrete, The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy, 183-187, July..

Kirsten H (1992). Comparative efficiency and ultimate strength of mesh- and fibre-reinforced shotcrete as determined from full-scale bending tests, J. S. Atr. Inst. Min. Metal/., vol. 92.

Leung C, Lai R, Lee A (2003). Properties of wet-mixed fiber reinforced shotcrete and fiber reinforced concrete with similar composition, Cement and Concrete Research 35, Hong Kong.

Maccaferi (2007). "Fibers as structural Element for the Reinforcement of Concrete", Technical Manual.

Maidl B (1995). "Steel Fibre Reinforced Concrete", Ernst & Sohn, Berlin.

Maidl B, Nitschke A, Ortu M (1999). "Bemessung von Stahlfaserbeton im Tunnelbau", DBV.

McKee DC (1969). "Properties of an Expansive Cement Mortar Reinforced with Random Wire Fibers", Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana.

Mehta KP, Monteiro PJM (2009). «Σκυρόδεμα, μικροδομή, ιδιότητες, και υλικά», Εκδόσεις Κλειδάριθμος.

Melbye T (2001). "Sprayed Concrete for Rock Support", Master Builders Technologies, Zurich.

Molins C, Aguado A, Saludes S (2007). "Double Punch Test to control the energy dissipation in tension of FRC (Barcelona test)", UPS, Spain.

Morgan D (1999). "Shotcrete Reinforcement", Shotcrete Magazine.

NGI (2015). Using the Q-system Rock mass classification and support design".

Papworth F (2002). "Design Guidelines for the Use of Fiber-Reinforced Shotcrete in Ground Support", Shotcrete.

UNE 83511 (2005). "Concrete with Fibers. Determination of Shear Strength", AENORMAS

Ρουσάκης Γ (2010). «Ινοπλισμένο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα», Διπλωματική εργασία, ΔΠΜΣ/ΣΚΥΕ, ΕΜΠ.

Schorn H (2001). "Classification of Steel fiber reinforced shotcretes according to recent European standards", pp. 225-29, Proc. Intrn. Conf. on Engineering Developments in Shotcrete, Australia.

Sika (2007). "Εγχειρίδιο τεχνολογίας σκυροδέματος", Sika.

Stacey T, Ortlepp W, and Kirsten A (1995). "Energy-absorbing capacity of reinforced shotcrete, with reference to the containment of rockburst damage", The Joumal of The South African Institute of Mining and Metallurgy.

Στυλιανίδης Κ, Παπανικολάου Κ, Σαλονικιός Θ (1998). "Αξιολόγηση Δεικτών Μηχανικών Χαρακτηριστικών Ινοπλισμένου Σκυροδέματος", ΤΕΕ, τεύχος 2.

Σχέδιο (1999). Προδιαγραφή για το Εκτοξευόμενο Σκυρόδεμα, ΚΕΔΕ.

Tatnall P (2007). Workshop on: Fiber Reinforced Concrete, Toronto.

Trottier J, Mahoney M (2004). "Innovative Synthetic Fibers", Shotcrete.

Vandewalle M (1993). "Tunnelling the World", Bekaert SA, Belgium.

Vandewalle M (2005). "Tunnelling is an Art", Bekaert SA, Belgium.

Wang C (2006). “Experimental Investigation on Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete”, University of Canterbury.

Wong C (2004). “Use of Short Fibres in Structural Concrete to Enhance Mechanical Properties”, University of Southern Queensland.

Yazıcı S, Inan G, Tabak V (2005). “Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC”, Construction and Building Materials 21.

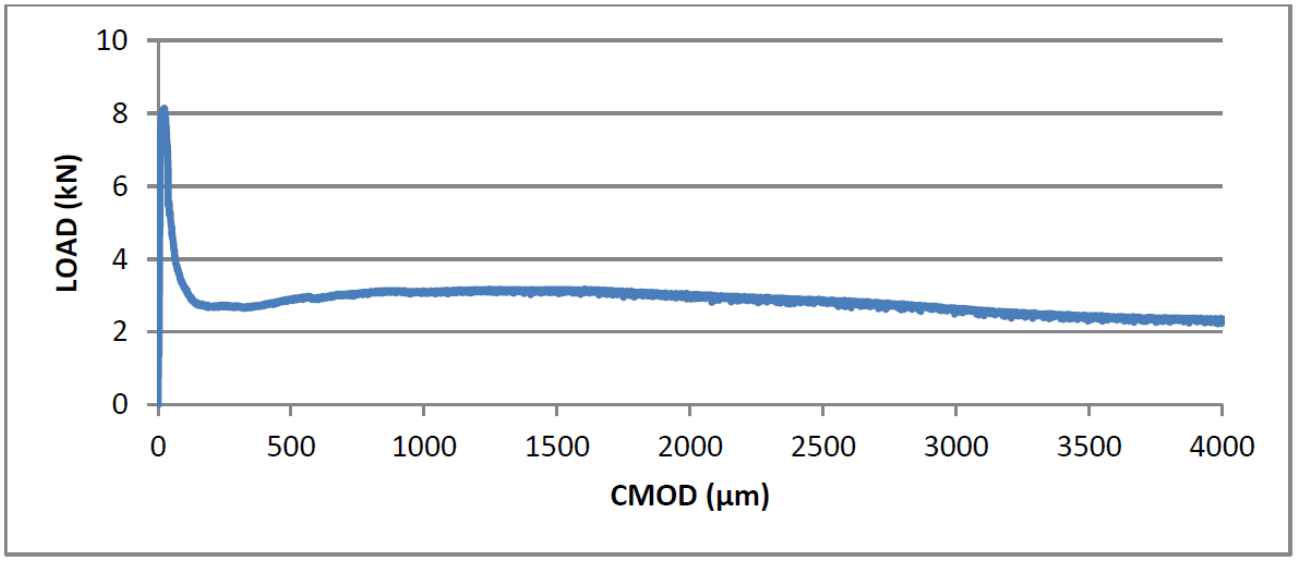
Εργαστηριακές δοκιμές

Δοκιμή Α.

Σε ινοπλισμένο σκυρόδεμα περιεκτικότητας σε χαλύβδινες ίνες 0.5% κατά όγκο σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε δοκιμή κάμψης σύμφωνα με το πρότυπο EN 14651:2005+A1:2007. Η δοκιμή είναι τριών σημείων με έλεγχο ανοίγματος ρωγμής και το δοκίμιο διαστάσεων 150x150x550 mm. Το άνοιγμα ανάμεσα στους κυλίνδρους στήριξης είναι 500 mm και το ύψος της εγκοπής 25 mm. Δίδεται το διάγραμμα φορτίο – άνοιγμα ρωγμής και ζητούνται:
α) Το μέγιστο φορτίο P
β) Η μέγιστη καμπτική αντοχή f
γ) Η παραμένουσα καμπτική αντοχή f στις θέσεις CMOD = 0.5, 1.5, 2.5, 3.5 mm.
Η καμπτική αντοχή $f_{R,j}$ ορίζεται από τη σχέση:

$$f_{R,j} = 3 \cdot F_j \cdot l/\left(2 \cdot b \cdot h_{sp}^2\right)$$

F_j το φορτίο στη θέση $CMOD_j$
***l* το άνοιγμα στηρίξεων**
b το πλάτος του δοκιμίου
h_{sp} η απόσταση μεταξύ της κορυφής της εγκοπής και της άνω παρειάς του δοκιμίου



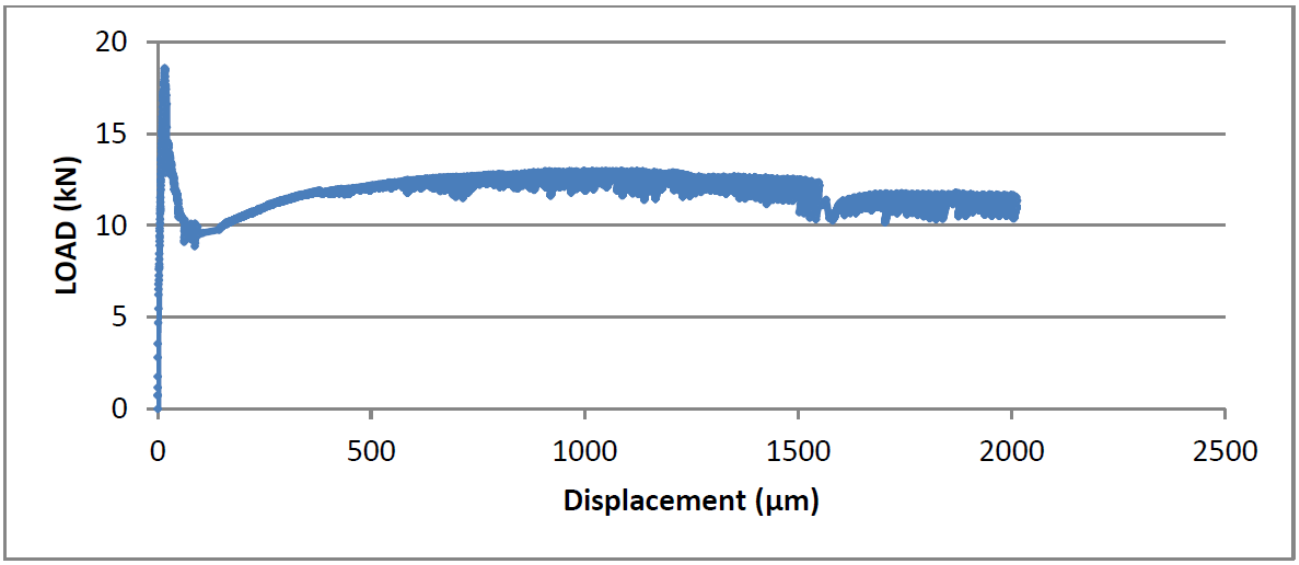
Δοκιμή Β.

Σε ινοπλισμένο σκυρόδεμα περιεκτικότητας σε χαλύβδινες ίνες 0.5% κατά όγκο σκυροδέματος πραγματοποιήθηκε δοκιμή κάμψης σύμφωνα με το πρότυπο ASTM C 1609/C 1609M – 05. Η δοκιμή είναι τεσσάρων σημείων με έλεγχο βέλους κάμψης και το δοκίμιο διαστάσεων 100x100x500 mm. Το άνοιγμα ανάμεσα στους κυλίνδρους στήριξης είναι 300 mm. Δίδεται το διάγραμμα φορτίο – βέλος κάμψης και ζητούνται:

α) Το μέγιστο φορτίο
β) Η μέγιστη καμπτική αντοχή
γ) Το παραμένον φορτίο P σε παραμόρφωση L/600
δ) Η παραμένουσα καμπτική αντοχή f σε παραμόρφωση L/600
ε) Το παραμένον φορτίο P σε παραμόρφωση L/150
στ) Η παραμένουσα καμπτική αντοχή f σε παραμόρφωση L/150
ζ) Η δυσθραυστότητα T σε παραμόρφωση L/150.
Η καμπτική αντοχή f ορίζεται από την:

$$f = P \cdot L/(b \cdot d^2)$$

P: το φορτίο
L: το άνοιγμα των στηρίξεων
b: το πλάτος του δοκιμίου
d: το ύψος του δοκιμίου.



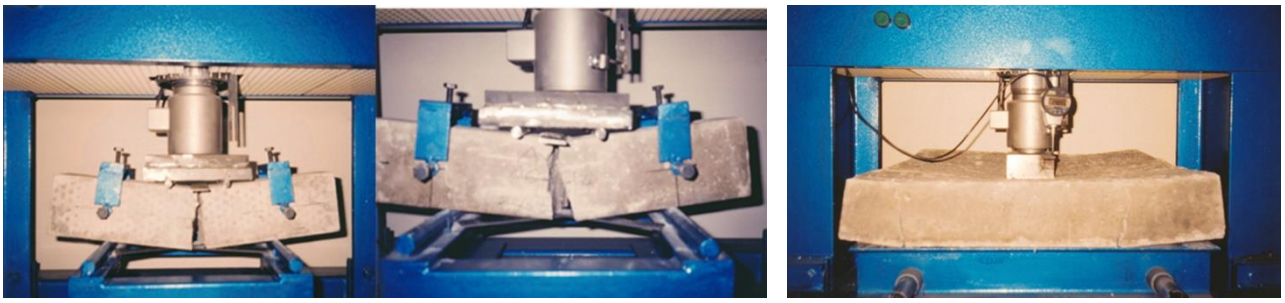
Κεφάλαιο 3

Σύνοψη
Η δυσθραυστότητα του ινοπλισμένου εκττοξευμένου σκυροδέματος μετρείται με διάφορες εργαστηριακές δοκιμές σε πλάκες και δοκούς.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Οπλισμένο σκυρόδεμα. Χρήσιμη βιβλιογραφία: Maidl (1995).

3. Δυσθραυστότητα Ινοπλισμένου Σκυροδέματος

Για τον ποιοτικό έλεγχο του ινοπλισμένου σκυροδέματος, οι πιο διαδομένες δοκιμές είναι της δυσθραυστότητας - απορρόφησης ενέργειας (*Σχήμα 3-1*) σε δοκούς και πλάκες (Κατσικογιάννη et al., 2008). Οι δοκιμές σε πλάκες (πανέλα) γενικά θεωρούνται ότι αντιπροσωπεύουν καλύτερα τη συμπεριφορά του ινοπλισμένου σκυροδέματος στις επενδύσεις σηράγγων. Η ACI με την οδηγία 544.2R περιγράφει τις μεθόδους με τις οποίες πρέπει να παρασκευάζονται τα δοκίμια ινοπλισμένου σκυροδέματος και τις αντίστοιχες δοκιμές τους σε θλίψη, κάμψη, αξονικό εφελκυσμό, κρούση, ψύξη - απόψυξη και συστολή ξήρανσης.



(α) Δοκιμή σε δοκό *(β) Δοκιμή σε πλάκα*

Σχήμα 3-1. Δοκιμές δυσθραυστότητας (Κατσικογιάννη, 2004)

3.1 Δοκιμή πλάκας

Οι δοκιμές κάμψης σε πλάκες ξεκίνησαν από τη γαλλική εταιρία σιδηροδρόμων το 1989. Αντίθετα με τις δοκούς, οι πλάκες υπόκεινται σε κεντρική φόρτιση. Οι πλάκες μπορεί να είναι κυκλικές ή τετράγωνες. Και στις δύο περιπτώσεις η μέγιστη βύθιση του εμβόλου είναι ίση με το 1/20 του ελεύθερου εύρους της πλάκας, έτσι ώστε να δημιουργείται αστοχία που θα περιλαμβάνει πάνω από μια μεγάλη ρωγμή αστοχίας (Maccaferri). Αυτού του είδους οι δοκιμές έχουν τύχει ευρείας εφαρμογής στην πράξη, λόγω της απλότητάς τους. Τα αποτελέσματα των δοκιμών σε τετραγωνική πλάκα εμφανίζουν μεγάλα εύρη τιμών, γεγονός που οφείλεται και στον τρόπο στήριξης της πλάκας. Για το λόγο αυτό έχει προταθεί η δοκιμή της κυκλικής πλάκας που στηρίζεται σε τρεις αρθρώσεις (Maccaferri). Ο Πίνακας 3-1 περιέχει τα πρότυπα που ακολουθούνται για τις δοκιμές πλάκας ανά χώρα.

Οι παραπάνω δοκιμές εκτελούνται όλες με στήριξη των πλακών σε όλη τους την περίμετρο, εκτός από αυτήν της ASTM, όπου η πλάκα στηρίζεται σε τρία σημεία. Η κατάταξη γίνεται σε κλάσεις ανάλογα με την απορρόφηση ενέργειας (Joules), με τους περισσότερους κανονισμούς να υιοθετούν τρείς κλάσεις. Οι δοκιμές σε πλάκες αντιπροσωπεύουν καλύτερα από τις δοκούς τη μορφή της επένδυσης και τον τρόπο με τον οποίο επιβάλλεται το φορτίο. Επίσης, στην πραγματικότητα οι ίνες δρουν τουλάχιστον σε δύο διαστάσεις και όχι μόνο σε μια, όπως συμβαίνει με τις δοκιμές δοκών. Τέλος, για τη σύγκριση των ινών με το πλέγμα, η δοκιμή σε πλάκες είναι πιο αντικειμενική (Vandewalle, 2005).

Πίνακας 3-1. Δοκιμές κάμψης σε πλάκες (Maccaferri)

Χώρα	Δοκιμή	Έτος	Διαστάσεις axbxd(mm)
EU	EFNARC,	1996	600x600x100
	CEN TC229	-	
Ελβετία	SIA 162/6	1999	600x600x100
Νορβηγία	NB έκδοση n^0 7	1999	600x600x100
Αυστρία	ÖBV	1998	600x600x100
ΗΠΑ	ASTM C 1550	2005	Ø800x75

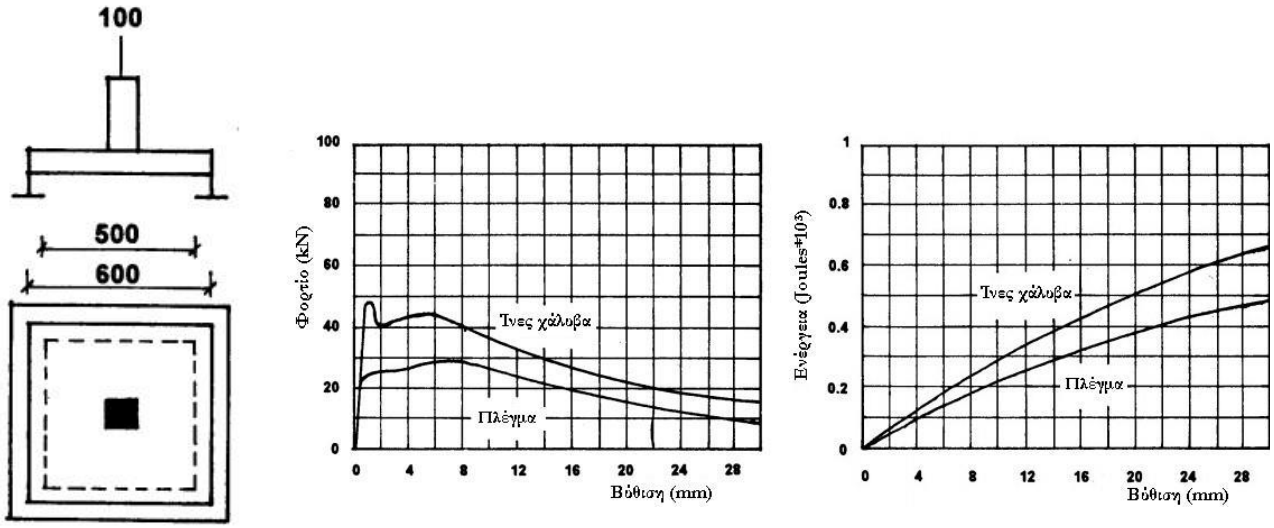
Η διαδοχική ρωγμάτωση της πλάκας κατά τη φόρτιση, εξαναγκάζει την ενεργοποίηση των ινών για τη γεφύρωση των ρωγμών και την ανακατανομή των τάσεων. Η μορφή και η αντοχή των ινών καθορίζουν αν οι τελευταίες θα αστοχήσουν σε θραύση ή θα εξολκευθούν.

3.1.1 Τετράγωνες πλάκες - EFNARC

Η δοκιμή γίνεται σε πλάκα διαστάσεων 600x600x100 mm (Σχήμα 3-2). Η τετραέρειστη αυτή πλάκα φορτίζεται κεντρικά από τετραγωνική επιφάνεια πλευράς 100mm. Τοποθετείται με την τραχεία επιφάνεια στην κάτω πλευρά, έτσι το φορτίο επιβάλλεται αντίθετα από την κατεύθυνση ψεκασμού. Προτείνεται ρυθμός βύθισης του εμβόλου στο κέντρο της πλάκας ίσος με 1.5 mm/min.

Η πλάκα πρέπει να είναι προϊόν εκτόξευσης σκυροδέματος σε πανέλο, σε μια μόνο στρώση. Το πάχος πρέπει να είναι 100mm με απόκλιση ±10mm. Εάν υπάρχουν προεξοχές στην τελική επιφάνεια αυτές κόβονται στο εργαστήριο. Οι έτοιμες πλάκες πρέπει να τοποθετηθούν σε νερό για τουλάχιστον τρεις μέρες πριν τη δοκιμή και να παραμείνουν υγρές και κατά τη διάρκειά της.

Η καμπύλη φορτίου - παραμόρφωσης πρέπει να καταγράφεται μέχρις ότου η βύθιση φθάσει τα 25mm στο κεντρικό σημείο της πλάκας. Από την καμπύλη αυτή μπορεί να προκύψει μια ακόμη που να δείχνει την απορροφημένη ενέργεια σα συνάρτηση της βύθισης. Η απαίτηση για συγκεκριμένη τιμή δυσθραυστότητας εκφράζεται εδώ σαν απορροφημένη ενέργεια για μια συγκεκριμένη τιμή βύθισης. Το διάγραμμα στο *Σχήμα 3-2* δείχνει παραδείγματα χαρακτηριστικών καμπύλων βύθισης-φορτίου και αντίστοιχα βύθισης-απορρόφησης ενέργειας.



(α) Διάταξη δοκιμής πλάκας *(β) Καμπύλη βύθισης- φορτίου και βύθισης - απορρόφησης ενέργειας*

Σχήμα 3-2. Δοκιμή EFNARC (1996)

Ο *Πίνακας 3-2* δίνει τις τρεις κατηγορίες ινοπλισμένου σκυροδέματος, από πλευράς απορρόφησης ενέργειας, που αντιστοιχεί σε βύθιση 25mm.

Πίνακας 3-2. Κλάσεις ινοπλισμένου σκυροδέματος (EFNARC, 1996 & EN 14487-1)

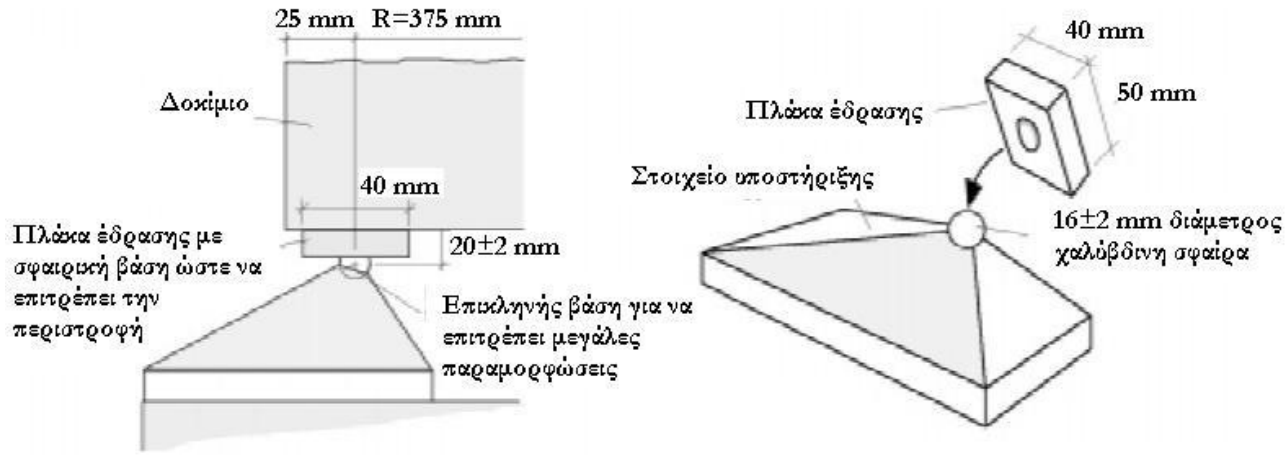
Κλάση	Ενέργεια (J)	Χρήση
a	500	Για υγιείς συνθήκες εδάφους/βράχου
b	700	Για μέτριες συνθήκες εδάφους/βράχου
c	1000	Για δύσκολες συνθήκες εδάφους/βράχου

3.1.2 Κυκλικές πλάκες - ASTM C 1550-03a

Στη δοκιμή αυτή, κυκλικές πλάκες στηρίζονται σε τρία συμμετρικά τοποθετημένα σημεία. Το φορτίο επιβάλλεται στο κέντρο και κάμπτεται το επίπεδο της πλάκας. Οι επιδόσεις του υλικού μετρώνται μέσω της απορροφημένης ενέργειας, μέχρι ένα σημείο βύθισης. Αυτή εκφράζει την ικανότητα του ινοπλισμένου σκυροδέματος να ανακατανέμει τις τάσεις, μετά τη ρωγμάτωση. Στη διάταξη με τις τρεις στηρίξεις, οι τάσεις που ασκούνται στην πλάκα είναι γνωστές πριν τη θραύση, και άγνωστες μετά από αυτήν, διότι είναι άγνωστη η κατανομή της καμπτικής αντίστασης στις ρωγμές. Πλεονεκτήματα χρήσης της δοκιμής αυτής είναι η μικρή μεταβλητότητα των αποτελεσμάτων που δίνει. Έτσι, ενώ στις δοκιμές πλάκας του EFNARC έχουμε μεταβλητότητα από 13 έως 18%, στην δοκιμή κυκλικής πλάκας αυτή μειώνεται σε 6 έως 13%. Η εκτεταμένη χρήση της δοκιμής αυτής στην Αυστραλία έδειξε μείωση του κόστους του ποιοτικού ελέγχου στο ινοπλισμένο σκυρόδεμα κατά 40% (Bernard, 2003).

Η ενέργεια που απορροφάται μέχρι μια συγκεκριμένη βύθιση σχετίζεται με τη δυσθραυστότητα του υλικού. Η επιλογή της πιο κατάλληλης τιμής βέλους κάμψης για το υλικό εξαρτάται από τη χρήση που αυτό τελικά θα έχει. Για μια τελική επένδυση σήραγγας, όπου αναμένονται μικρές έως ελάχιστες μετακινήσεις, ενδιαφέρει η ενέργεια απορρόφησης μέχρι τα 5mm. Αντίθετα, σε προσωρινές επενδύσεις σηράγγων όπου μπορεί να υπάρχουν συνθλίβοντα ή διογκούμενα υλικά, ή σε μεταλλευτικά έργα, ενδιαφέρει η ενέργεια απορρόφησης μέχρι τα 40mm.

Η μηχανή που χρησιμοποιείται πρέπει να έχει την ικανότητα να επιβάλλει σταθερό ρυθμό βύθισης και όχι σταθερό ρυθμό φόρτισης. Η πλάκα εδράζεται επάνω σε τρεις αρθρώσεις, χωρίς να εφάπτεται σε κανένα άλλο σημείο της μηχανής. Οι αρθρώσεις (Σχήμα 3-3) επιτρέπουν την περιστροφή των σπασμένων τμημάτων της πλάκας.

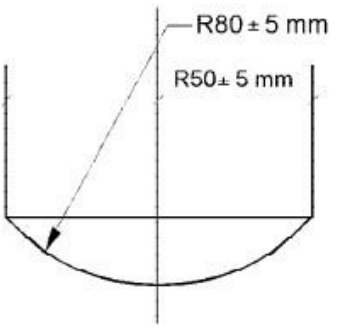


Σχήμα 3-3. Λεπτομέρεια της στήριξης της πλάκας (ASTM, C 1550-03a)

Τα δοκίμια έχουν διάμετρο 800±10mm και πάχος 75±15mm. Οι διαστάσεις αυτές πρέπει να διατηρούνται ανεξάρτητα από το χρησιμοποιούμενο μέγεθος αδρανών και ινών. Για δοκιμές σε εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, καλό είναι το σκυρόδεμα στο πανέλο να εκτοξεύεται με τον ίδιο τρόπο με τον οποίο γίνεται η εκτόξευση επί τόπου (*Σχήμα 3-4*α). Το πάχος της πλάκας παίζει πολύ μεγαλύτερο ρόλο στα αποτελέσματα σε σχέση με τη διάμετρο. Συντελεστές διόρθωσης προτείνονται σε περίπτωση που οι πλάκες δεν έχουν τις προδιαγραμμένες διαστάσεις. Οι δοκιμές σε κυκλικές πλάκες μπορούν να γίνουν και πολύ σύντομα μετά την εκτόξευση του σκυροδέματος, ακόμη και δύο ώρες αργότερα, ανάλογα με τη δόση του επιταχυντή. Έτσι γίνεται ένα χρήσιμο εργαλείο για τη μελέτη των πρώιμων αντοχών του υλικού.



(α) Κυκλικές πλάκες σκυροδέματος στον Καναδά (Bernard, 2003)



(β) Απόληξη πιστονιού φόρτισης της πλάκας (ASTM, C 1550-03a)

Σχήμα 3-4. Πλάκα και απόλληξη πιστονιού ASTM, C 1550-03a

Η εκτέλεση της δοκιμής γίνεται με τοποθέτηση της επιφάνειας της πλάκας στην επάνω πλευρά. Έτσι το φορτίο επιβάλλεται κατά τη φορά εκτόξευσης από ειδικό ημισφαιρικό χαλύβδινο πιστόνι με τις διαστάσεις φαίνονται στο *Σχήμα 3-4*β. Ο ρυθμός βύθισης πρέπει να είναι 4.0±1.0 mm/min μέχρι να επιτευχθεί βύθιση τουλάχιστον 45mm.

Η βύθιση που θα προκαλέσει τη διαρροή του σκυροδέματος έχει παρατηρηθεί ότι είναι περίπου 0.50mm για πλάκες πάχους 75mm. Με ρυθμό φόρτισης 4.0 mm/min, η θραύση θα προκύψει στα 8s περίπου. Η εμπειρία έχει δείξει ότι λίγο μετά την επαφή του πιστονιού στην πλάκα αρχίζουν κάποιες τοπικές μικροθραύσεις. Έρευνα έχει επίσης δείξει ότι μικρές αλλαγές στον ρυθμό της βύθισης επηρεάζουν ελάχιστα την απορρόφηση ενέργειας (για ρυθμό από 0.5 έως 10 mm/min).

Μια επιτυχημένη δοκιμή περιλαμβάνει αστοχία της πλάκας με τρεις τουλάχιστον ακτινικές μεγάλες ρωγμές. Οι πλάκες ορισμένες φορές αστοχούν με παρόμοιο τρόπο με τις δοκούς, δηλαδή με μία μόνο ρωγμή που χαρακτηρίζεται από χαμηλή απορρόφηση ενέργειας. Τα αποτελέσματα από τέτοιες δοκιμές πρέπει να απορρίπτονται. Μετά την εκτέλεση της δοκιμής πρέπει να γίνεται καταμέτρηση των ακτινικών ρωγμών ανάμεσα στο κέντρο και την περίμετρο. Λαμβάνονται υπόψη ρωγμές με μέσο άνοιγμα μεγαλύτερο των 0.5mm.

Γενικά, μικρές ποσότητες ενέργειας απορροφώνται από την πλάκα στην ελαστική φάση της δοκιμής. Το μεγαλύτερο ποσοστό ενέργειας απορροφάται κατά τη διαδικασία της εξόλκευσης των ινών και της παραμόρφωσης που συμβαίνει καθώς μεγαλώνει το άνοιγμα των ρωγμών. Ρωγμές που δεν έχουν μεγάλο άνοιγμα δεν απορροφούν σημαντικά ποσά ενέργειας. Δεδομένου ότι το μέσο μέγιστο άνοιγμα ρωγμής για κάθε μια από τις τρεις ακτινικές είναι τα 10mm στα 40 mm βύθισης, μια ρωγμή με άνοιγμα λιγότερο από 0.5mm θεωρείται αμελητέα. Η δυσθραυστότητα τυπικά ορίζεται για βέλη κάμψης στα 5, 10, 20 και 40mm.

3.2 Πρισματικά δοκίμια - Δοκοί

Στα δοκίμια αυτού του τύπου γίνονται δοκιμές τριών και τεσσάρων σημείων, με σκοπό την κάμψη τους και τη μέτρηση της δυσθραυστότητας. Το δοκίμιο πατάει πάντα σε δύο σημεία και ανάλογα με τη δοκιμή φορτίζεται σε ένα ή δύο σημεία. Τα δοκίμια προέρχονται από κοπή των πλακών που έχουν προκύψει από την εκτόξευση σε πανέλα. Σύμφωνα με τις προδιαγραφές της ASTM, η φόρτιση των δοκιμίων στη μηχανή πρέπει να γίνεται με την ίδια φορά με την οποία έγινε και η εκτόξευση (ASTM C 1609/1609-05). Μειονέκτημα των δοκιμών αυτών είναι η αυξημένη διακύμανση των αποτελεσμάτων τους. Ιδιαίτερα στη δοκιμή τεσσάρων σημείων, αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι η θραύση μπορεί να συμβεί ανάμεσα στα δύο σημεία φόρτισης, ενώ η βύθιση μετρείται πάντα στο κέντρο (William, Hustrulid, 2001). Οι δοκιμές μπορούν να γίνουν σύμφωνα με πολλούς διαφορετικούς κανονισμούς. Ο Πίνακας 3-3 παρουσιάζει τύπους δοκιμών και τις απαιτούμενες διαστάσεις της δοκού.

Εκτός των παραπάνω διαφορών που αφορούν στις διαστάσεις, μερικές από τις δοκιμές αυτές (RILEM, UNI κ.ά) προβλέπουν την ύπαρξη εγκοπής στο μέσον του κάτω μέρος της δοκού. Κατ' αυτόν τον τρόπο επιβάλλουν τη θραύση σε ελεγχόμενο σημείο (Hillerborg, 1985 και Lee & Barr, 2003). Τα αποτελέσματα των δοκιμών αυτών διαφοροποιούνται σημαντικά σε σχέση με τις υπόλοιπες. Σκοπός της ύπαρξης της εγκοπής είναι να περιορίζει τη μεταβλητότητα των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από τις δοκιμές. Ωστόσο καθιστά

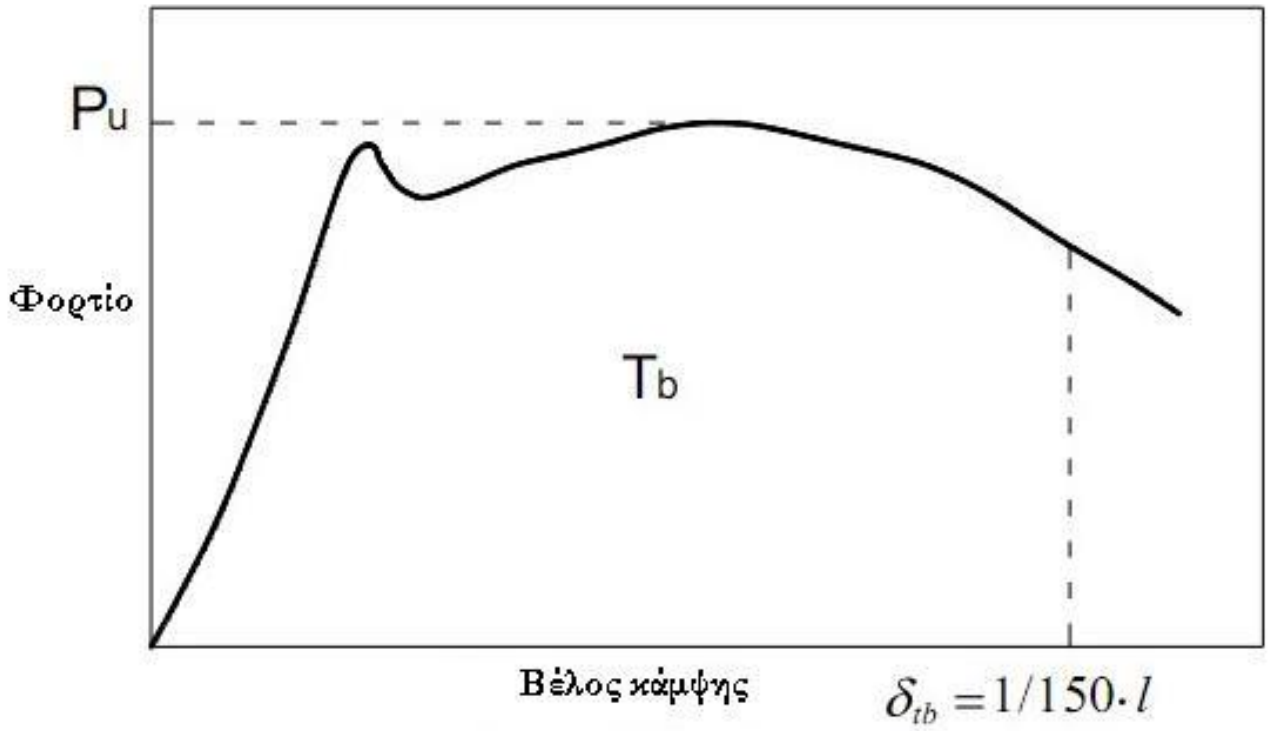
αδύνατη την εκτίμηση της πραγματικής τιμής της αντοχής, αφού πλέον η αστοχία γίνεται σε δεδομένη θέση ανεξάρτητα από την ύπαρξη μιας ασθενούς ζώνης στο υλικό (Schorn, 2001).

Πίνακας 3-3. Σύγκριση διάφορων κανονισμών φόρτισης δοκών ινοπλισμένου σκυροδέματος

Δοκιμή	**Χώρα**	**Έτος**	**Φόρτιση**	**Διαστάσεις w×d×l(mm)**
RILEM TC 162-TDF	Παγκόσμιο	2000	3 σημείων	150x150x550
JSCE-SF4	Ιαπωνία	1984	3 & 4 σημείων	100x100x380 150x150x530
ASTM C 1609/C 1609M	ΗΠΑ	2005	4 σημείων	100x100x380 150x150x550
EN 14651	Ευρώπη	2007	3 σημείων	150x150x550 με εγκοπή

3.2.1 JSCE SF4 (JSCE 1984)

Σύμφωνα με το ιαπωνικό πρότυπο JSCE SF4 (1984), η αντοχή σε κάμψη (P_u) είναι η τιμή του μέγιστου φορτίου στην καμπύλη φορτίου - βέλους κάμψης, στη δοκιμή κάμψης.



Σχήμα 3-5. Καμπύλη φορτίου - βέλους κάμψης στο πρότυπο JSCE SF4 (Vandewalle, 1993)

Η δυσθραυστότητας (T_b) ορίζεται ως το εμβαδόν της καμπύλης, μέχρι το σημείο δ_{tb} (βέλος κάμψης), το οποίο είναι ίσο με το 1/150 του ανοίγματος της δοκού. Ορίζεται επίσης και ο συντελεστής δυσθραυστότητας (f_e) για δοκίμιο μήκους l, ύψους h και πλάτους b ως:

$$f_e = \frac{T_b \cdot l}{\delta_{tb} \cdot b \cdot h^2};\ \delta_{tb} = \frac{1}{150} \cdot l \qquad (3\text{-}1)$$

Ο συντελεστής αυτός είναι η μέση τάση αντίστασης του σκυροδέματος στο σύνολο της βύθισης του δοκιμίου.

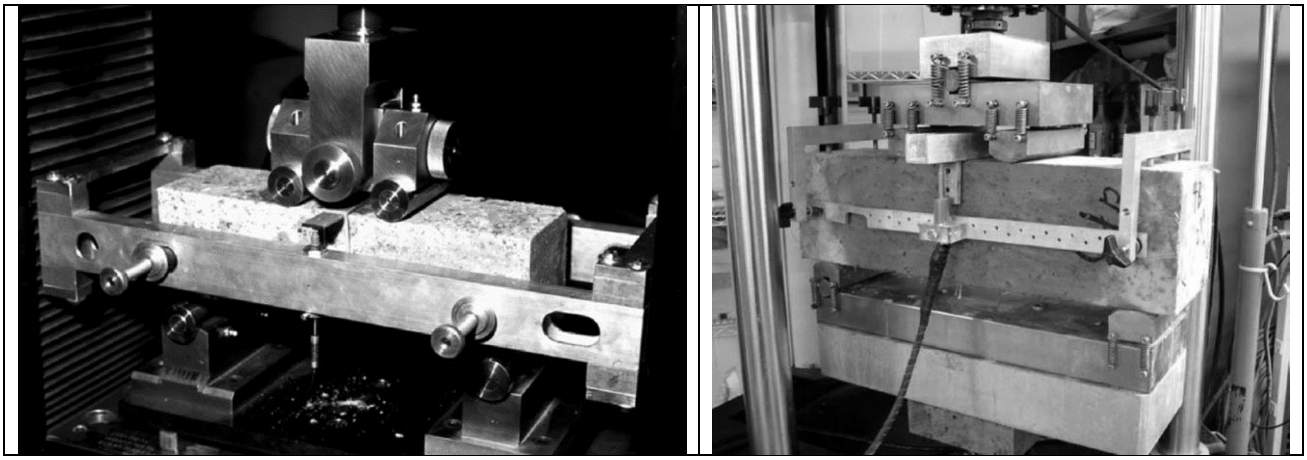
3.2.2 ASTM C 1609/C 1609M - 05

Η δοκιμή αυτή έχει σκοπό την αξιολόγηση της καμπτικής συμπεριφοράς του ινοπλισμένου σκυροδέματος με φόρτιση τεσσάρων σημείων σε δοκούς. Ουσιαστικά καλύπτει το ίδιο αντικείμενο με τη δοκιμή C 1018, διαφοροποιείται όμως στη μέθοδο υπολογισμού της παραμένουσας αντοχής. Στη δοκιμή C 1018 το σημείο που αντιστοιχεί στην πρώτη ρωγμή της καμπύλης φορτίου - παραμόρφωσης υπολογίζεται υποκειμενικά. Η ακρίβεια του καθορισμού του πάντα ήταν ένα αμφιλεγόμενο ζήτημα. Επίσης, οι δείκτες I_5 και I_{10} δεν είναι πολύ χρήσιμοι για την έκφραση της φέρουσας ικανότητας του υλικού μετά τη θραύση διότι πέφτουν πιθανώς μέσα στη ζώνη αστάθειας της καμπύλης φορτίου - παραμόρφωσης. Για όλους αυτούς τους λόγους στο πρότυπο C 1609 ορίζεται ένας νέος και πιο αντικειμενικός τρόπος υπολογισμού της παραμένουσας αντοχής του ινοπλισμένου σκυροδέματος (Leung et al., 2003). Το πρότυπο ορίζει το μέγιστο φορτίο θραύσης (P_p), που είναι το κορυφαίο σημείο στην καμπύλη φορτίου - παραμόρφωσης, τη βύθιση στο σημείο αυτό (δ_P) και την αντίστοιχη αντοχή (f_p) που είναι η τάση που ασκείται και υπολογίζεται σύμφωνα με τη σχέση:

$$f_p = \frac{P \cdot L}{b \cdot d^2} \tag{3-2}$$

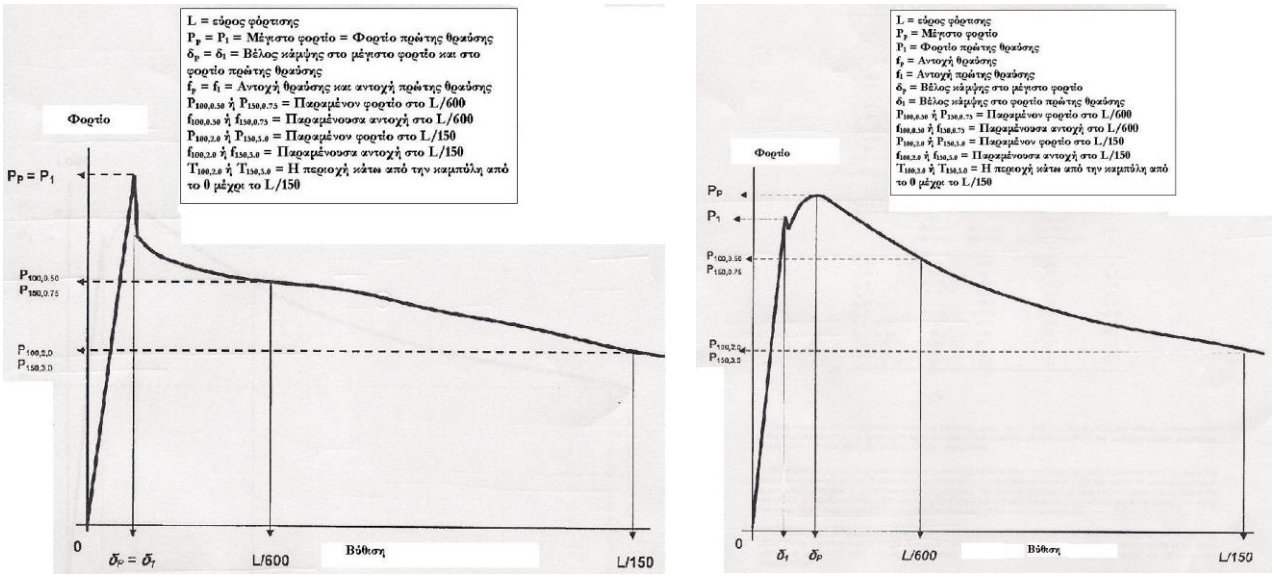
Όπου: b *= το μέσο πλάτος του δοκιμίου (mm), στη θραύση*
d *= το μέσο ύψος του δοκιμίου (mm), στη θραύση*

Ορίζονται επίσης οι παράμετροι παραμένοντος φορτίου και παραμένουσας αντοχής, ανάλογα με το εύρος φόρτισης της δοκού (L) και ανάλογα βέβαια με το βέλος κάμψης. Τέλος, ορίζεται και η δυσθραυστότητα ανάλογα με το εύρος φόρτισης της δοκού, αλλά για βέλος κάμψης ίσο με 1/150 του εύρους αυτού. Έτσι, η διαφοροποίηση του προτύπου αυτού έχει να κάνει στον τρόπο υπολογισμού της δυσθραυστότητας και της παραμένουσας αντοχής. Ενώ στο πρότυπο C 1018 αυτό γινόταν μέσω του βέλους κάμψης (δ) και αντίστοιχα στα σημεία 3δ, 5.5δ και 10.5δ τώρα γίνεται σε δύο σημεία, στα L/600 και L/150. Τα σημεία αυτά είναι δεδομένα, ανάλογα με το μήκος της δοκού, κι έτσι οι υπολογισμοί είναι αντικειμενικότεροι.



Σχήμα 3-6. Διατάξεις δοκιμής ASTM C 1609.

Η διαδικασία της δοκιμής είναι ίδια με την αντίστοιχη C 1018. Το δοκίμιο φορτίζεται σε τέσσερα σημεία (Σχήμα 3-6), με προσανατολισμό φόρτισης ίδιον με αυτόν που έγινε η εκτόξευση, σε μηχανή που έχει ικανότητα να επιβάλει σταθερό ρυθμό βύθισης, από 0.05 έως 0.1 mm/min. Σκοπός είναι η εξαγωγή του διαγράμματος φορτίου - παραμόρφωσης, που σύμφωνα με το πρότυπο μπορεί να πάρει τις δύο μορφές των διαγραμμάτων στο *Σχήμα 3-7*.



(α) *(β)*

Σχήμα 3-7. Καμπύλη φορτίου-παραμόρφωσης (ASTM, C 1609/C 1609 M)

Ανάλογα με τη μορφή της καμπύλης που θα προκύψει υπολογίζονται τα φορτία με τις αντίστοιχες τάσεις, και η δυσθραυστότητα $T_{150,3.0}$ σε δοκίμια 150×150×450mm για βύθιση 3mm ή η δυσθραυστότητα $T_{100,2.0}$ για δοκίμια 100×100×300mm για βύθιση 2mm.

3.2.3 Ευρωπαϊκό πρότυπο EN 14651:2005 + A1:2007

Αυτή η ευρωπαϊκή προδιαγραφή περιγράφει τη μέθοδο μέτρησης της καμπτικής εφελκυστικής αντοχής σκυροδέματος με μεταλλικές ίνες σε έγχυτα δοκίμια. Η μέθοδος παρέχει τον προσδιορισμό του ορίου αναλογίας (LOP) και ένα σύνολο τιμών παραμένουσας καμπτικής εφελκυστικής αντοχής. Αυτή η δοκιμή ισχύει για μεταλλικές ίνες όχι μεγαλύτερες από 60 mm. Η μέθοδος μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί για συνδυασμό μεταλλικών ινών και για συνδυασμό μεταλλικών ινών με άλλες ίνες. Η παρούσα προδιαγραφή εφαρμόζεται σε συνδυασμό με τις EN 12350-1 (Δοκιμές νωπού σκυροδέματος - Μέρος 1: Δειγματοληψία), EN 12390-1 (Δοκιμές σκληρυμένου σκυροδέματος - Μέρος 1: Σχήμα, διαστάσεις και άλλες απαιτήσεις για τα δείγματα και καλούπια), EN 12390-2 (Δοκιμές σκληρυμένου σκυροδέματος - Μέρος 2: Παρασκευή και συντήρηση δοκιμίων για δοκιμές αντοχής), EN 12390-4 (Δοκιμές σκληρυμένου σκυροδέματος - Μέρος 4: Αντοχή σε θλίψη - Προδιαγραφές για μηχανήματα ελέγχου). Για τους σκοπούς της προδιαγραφής ισχύουν οι ακόλουθοι όροι και σύμβολα (

Η συμπεριφορά σε εφελκυσμό σκυροδέματος με μεταλλικές ίνες αποτιμάται σε όρους τιμών παραμένουσας καμπτικής εφελκυστικής αντοχής που καθορίζεται από την καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης του χείλους του ανοίγματος της ρωγμής ή καμπύλης φορτίου-βέλους κάμψης που λαμβάνεται εφαρμόζοντας ένα σημειακό κεντρικό φορτίο σε ένα απλά υποστηριζόμενο πρίσμα με εγκοπή.

Πίνακας 3-4).

- μετατόπιση χείλους ρωγμής: είναι η οριζόντια γραμμική μετατόπιση που μετρείται με ένα μορφοτροπέα μετατόπισης (*Σχήμα 3-9*), σε ένα πρίσμα που υποβάλλεται σε κεντρική σημειακή φόρτιση F.
- βέλος: είναι η γραμμική κατακόρυφη μετατόπιση που μετρείται με ένα μορφοτροπέα μετατόπισης (*Σχήμα 3-10*), σε ένα πρίσμα που υποβάλλεται σε κεντρική σημειακή φόρτιση F.
- όριο αναλογικότητας: είναι η εφελκυστική τάση στην άκρη της εγκοπής που θεωρείται ότι δρα σε μία μη θραυσμένη διατομή στο μέσο του ανοίγματος με γραμμική κατανομή της τάσης, σε ένα πρίσμα που υποβάλλεται σε κεντρική σημειακή φόρτιση F_L.
- παραμένουσα καμπτική εφελκυστική αντοχή: πλασματική τάση στην άκρη της εγκοπής που θεωρείται ότι δρα σε μία μη θραυσμένη διατομή στο μέσο του ανοίγματος, με γραμμική κατανομή της τάσης, ενός πρίσματος που υποβάλλεται σε κεντρικό σημειακό φορτίο F_j αντιστοιχεί σε CMODj όπου $CMOD_j > CMOD_{FL}$ ή σε δ_j όπου $\delta_j > \delta_{FL}$ (j=1,2,3,4).

Η συμπεριφορά σε εφελκυσμό σκυροδέματος με μεταλλικές ίνες αποτιμάται σε όρους τιμών παραμένουσας καμπτικής εφελκυστικής αντοχής που καθορίζεται από την καμπύλη φόρτισης-μετατόπισης του χείλους του ανοίγματος της ρωγμής ή καμπύλης φορτίου-βέλους κάμψης που λαμβάνεται εφαρμόζοντας ένα σημειακό κεντρικό φορτίο σε ένα απλά υποστηριζόμενο πρίσμα με εγκοπή.

Πίνακας 3-4 Σύμβολα

Σύμβολο	Σημασία
CMOD	μετατόπιση χείλους ανοίγματος εγκοπής
LOP	όριο της αναλογικότητας
$CMOD_{FL}$	CMOD στο LOP
$CMOD_j$	τιμή του CMOD, j=1,2,3 ή 4
F	φορτίο
F_j	τιμή φορτίου, j = 1, 2, 3 ή 4
F_L	φορτίο στο LOP
L	μήκος του δοκιμίου
M	ροπή κάμψης
M_j	τιμή καμπτικής ροπής, j = 1, 2, 3 ή 4
M_L	ροπή κάμψης που αντιστοιχεί στο φορτίο στο LOP
b	πλάτος του δοκιμίου
$f_{R,j}$	παραμένουσα καμπτική εφελκυστική αντοχή, j = 1, 2, 3 ή 4
$f^f_{ct,L}$	LOP
h_{sp}	απόσταση μεταξύ της άκρης της εγκοπής και της άνω παρειάς του δοκιμίου στη διατομή στο μέσον του ανοίγματος
l	μήκος του ανοίγματος
x	πλάτος της εγκοπής
y	απόσταση μεταξύ της κάτω παρειάς του δοκιμίου και του άξονα του μορφοτροπέα μετατόπισης
δ	βέλος
$δ_{FL}$	βέλος στο LOP
$δ_j$	τιμή βέλους, j = 1, 2, 3 ή 4

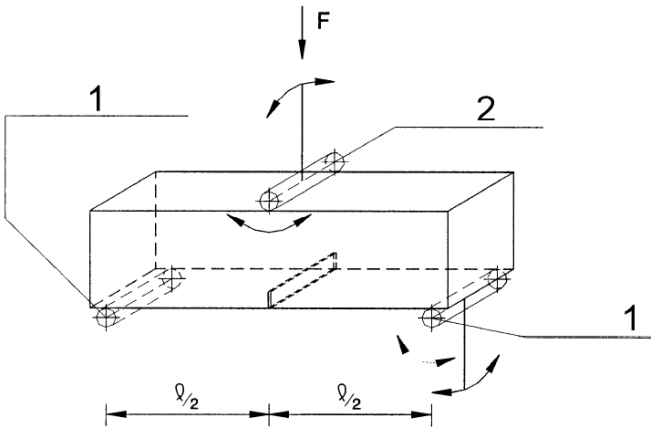
3.2.3.1 Εξοπλισμός

Για την πραγματοποίηση της δοκιμής απαιτούνται:

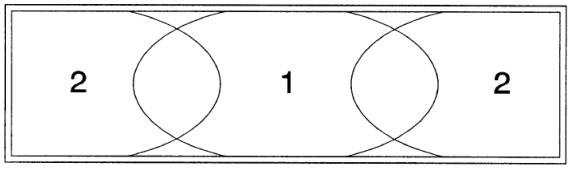
- Πριόνι με περιστρεφόμενη λεπίδα από ανθρακοπυρίτιο ή με διαμάντια, και ρυθμιζόμενο-οριζόμενο βάθος κοπής και 90° κατεύθυνση κοπής στα δοκίμια, για την εγκοπή των δοκιμίων.
- Διαστημόμετρο, ικανό να μετρεί τις διαστάσεις των δοκιμίων με ακρίβεια 0.1 mm.
- Χάρακας, ικανός να μετρεί τις διαστάσεις των δοκιμίων με ακρίβεια 1 mm.
- Μηχανή δοκιμής που πληροί τις απαιτήσεις μηχανής $1^{ης}$ κατηγορίας του προτύπου EN 12390-4, ικανής να λειτουργεί με έλεγχο μετατόπισης με σταθερό ρυθμό (CMOD ή βέλους), και με επαρκή δυσκαμψία για να αποφεύγονται ασταθείς ζώνες στην καμπύλη φορτίου-CMOD ή στην καμπύλη φορτίου-βέλους.
- Διάταξη για τη μετάδοση του φορτίου της μηχανής στο δοκίμιο, που αποτελείται από δύο υποστηρίζοντες κυλίνδρους και έναν κύλινδρο φόρτισης (Σχήμα 3-8α). Όλοι οι κύλινδροι πρέπει να κατασκευάζονται από χάλυβα και πρέπει να έχουν κυκλική διατομή με διάμετρο 30 mm ± 1 mm. Θα πρέπει να είναι τουλάχιστον 10 mm μεγαλύτεροι από το πλάτος του δοκιμίου και θα πρέπει να έχουν μία καθαρή και λεία επιφάνεια. Δύο κύλινδροι, συμπεριλαμβανομένου του επάνω, πρέπει να μπορούν να περιστρέφονται ελεύθερα γύρω από τον άξονά τους και να αποκλίνουν σε ένα επίπεδο κάθετο προς τον διαμήκη άξονα του δοκιμίου. Η απόσταση μεταξύ των κέντρων των κυλίνδρων στήριξης (δηλαδή το μήκος ανοίγματος) πρέπει να είναι ίσο με 500 mm. Όλοι οι κύλινδροι πρέπει να ρυθμίζονται στη σωστή θέση, με όλες τις αποστάσεις να έχουν ακρίβεια της τάξης του ± 2.0 mm.
- Συσκευή μέτρησης φορτίου, με δυνατότητα μέτρησης με ακρίβεια 0.1 kN.
- Γραμμικοί μορφοτροπείς μετατόπισης, που να μπορούν να μετρήσουν μετατοπίσεις με ακρίβεια 0.01 mm.
- Διάταξη για την τοποθέτηση του μορφοτροπέα μετατόπισης, ικανή να εγκαθίσταται κατά τρόπο που να εξασφαλίζει τον ακριβή προσδιορισμό του καθαρού βέλους στο μέσον του ανοίγματος αποκλείοντας τυχόν

επιδράσεις λόγω κάθισης ή συστροφής του δοκιμίου στα στηρίγματα (μόνο αν μετρείται το βέλος αντί του CMOD).

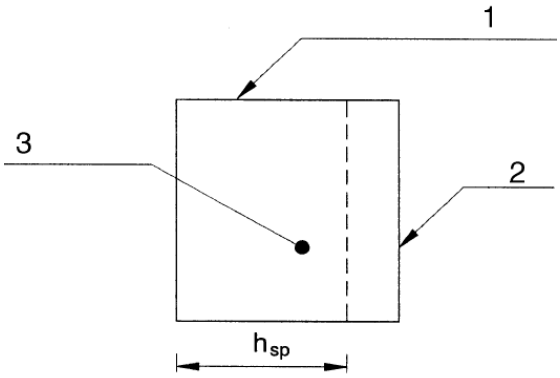
- Σύστημα καταγραφής δεδομένων άμεσα συνδεδεμένο με ηλεκτρονικές εξόδους του φορτίου και CMOD ή βέλους, με ρυθμό εγγραφής όχι μικρότερο από 5 Hz.



(α) Διάταξη φόρτισης του δοκιμίου. (1) Κύλινδρος στήριξης, (2) Κύλινδρος φόρτισης



(β) Διαδικασία πλήρωσης του καλουπιού. (1) και (2) σειρά πλήρωσης.



(γ) Θέση της εγκοπής στο δοκίμιο πριν την περιστροφή. (1) άνω επιφάνεια κατά τη χύτευση, (2) Εγκοπή, (3) Διατομή δοκιμίου.

Σχήμα 3-8. Δοκίμιο

3.2.3.2 Δοκίμια

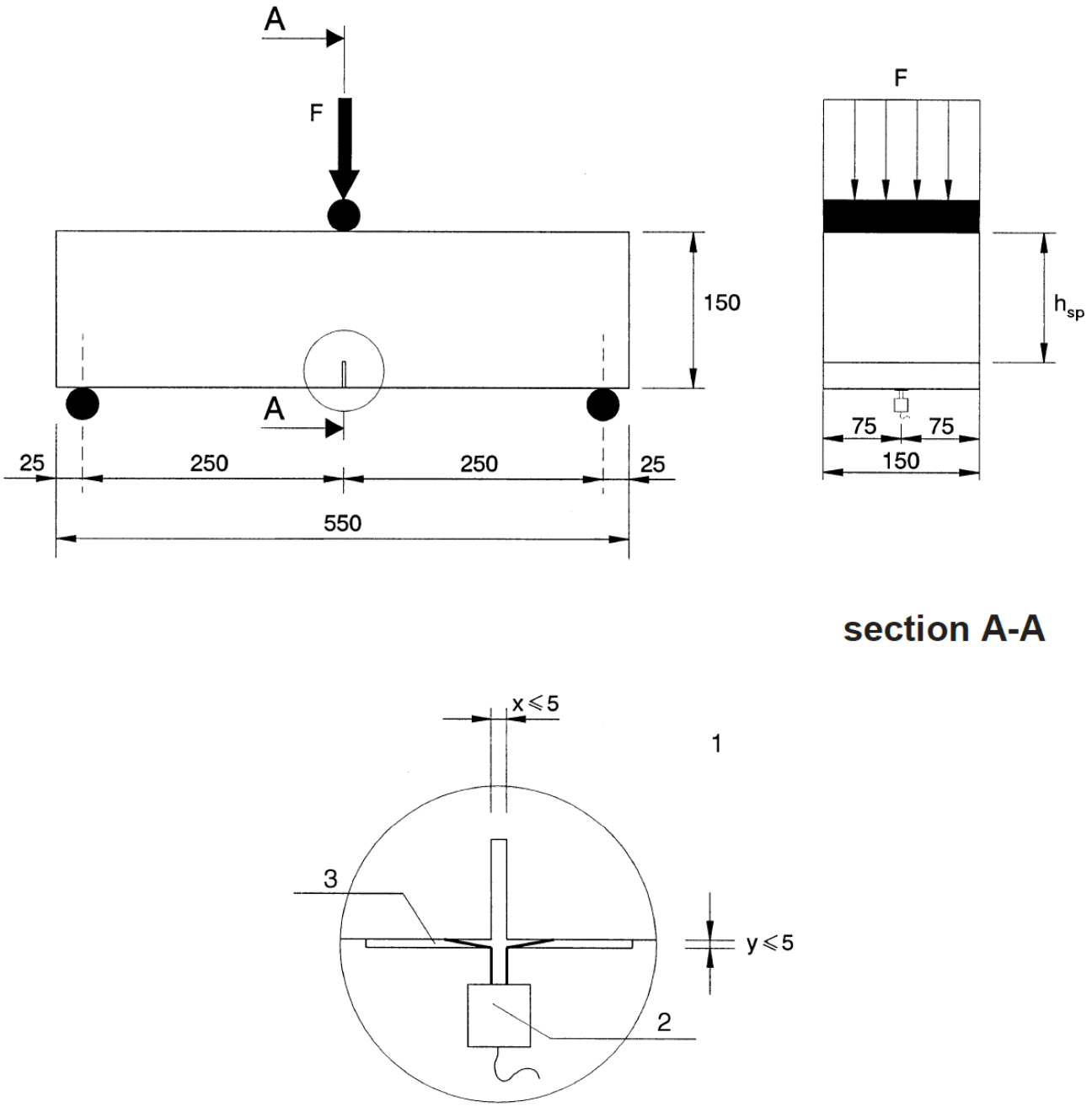
Τα δοκίμια πρέπει να είναι πρίσματα σύμφωνα με το πρότυπο EN 12390-1 με ονομαστικό μέγεθος (πλάτος και βάθος) 150 mm και μήκος L, έτσι ώστε 550 mm ≤ L ≤ 700 mm. Το καθορισμένο σχήμα και μέγεθος των δοκιμίων είναι κατάλληλο για σκυρόδεμα με μέγιστο μέγεθος αδρανών μέχρι 32 mm και μεταλλικών ινών μέχρι 60mm.

Τα δοκίμια πρέπει να χυτεύονται και να ωριμάζουν σύμφωνα με το πρότυπο EN 12350-1 και EN 12390-2 εκτός εάν ορίζεται αλλιώς. Η διαδικασία πλήρωσης του καλουπιού φαίνεται στο Σχήμα 3-8β, με το μέγεθος του βήματος 1 να είναι διπλάσιο από αυτό του βήματος 2. Το καλούπι θα πρέπει να γεμίζεται μέχρι περίπου το 90% του ύψους του δοκιμίου πριν τη συμπύκνωση. Στη συνέχεια το καλούπι πρέπει να συμπληρώνεται ενώ συμπυκνώνεται. Η συμπύκνωση πρέπει να πραγματοποιείται με εξωτερική δόνηση. Στην περίπτωση του αυτοσυμπυκνούμενου σκυροδέματος με μεταλλικές ίνες, το καλούπι πρέπει να πληρούται χωρίς καμία συμπύκνωση.

Η εγκοπή των δοκιμίων επιτυγχάνεται με υγρό πριόνισμα. Τα δοκίμια πρέπει να περιστρέφονται κατά 90° γύρω από το διαμήκη άξονά τους και στη συνέχεια να πριονίζονται σε όλο το πλάτος τους στο μέσον του ανοίγματος (Σχήμα 3-8γ). Το πλάτος της εγκοπής πρέπει να είναι μέχρι 5 mm και η απόσταση h_{sp} να είναι 125 ± 1 mm (*Σχήμα 3-9*).

Τα δοκίμια πρέπει να ωριμάζουν σύμφωνα με το πρότυπο EN 12390-2, εκτός αν ορίζεται διαφορετικά, για ένα ελάχιστο χρόνο 3 ημερών μετά το πριόνισμα μέχρι κατ 'ανώτατο όριο 3 ώρες πριν από τη δοκιμή, αφήνοντας αρκετό χρόνο για την προετοιμασία. Η δοκιμή πρέπει κανονικά να πραγματοποιείται στις 28 ημέρες.

Το μέσο πλάτος του δοκιμίου και η απόσταση μεταξύ του άκρου της εγκοπής και της άνω επιφάνειας του δοκιμίου στο μέσον του ανοίγματος καθορίζεται από δύο μετρήσεις με ακρίβεια 0.1 mm του πλάτους και της απόστασης της εγκοπής του δοκιμίου, αντίστοιχα, χρησιμοποιώντας διαστημόμετρα. Όταν μετρείται το άνοιγμα του χείλους της εγκοπής, ένας μορφοτροπέας μετατόπισης τοποθετείται κατά μήκος του διαμήκους άξονα στο μέσο του πλάτους του δοκιμίου, έτσι ώστε η απόσταση y μεταξύ του κάτω μέρους του δοκιμίου και της γραμμής μέτρησης να είναι μέχρι 5 mm (Σχήμα 3-9).



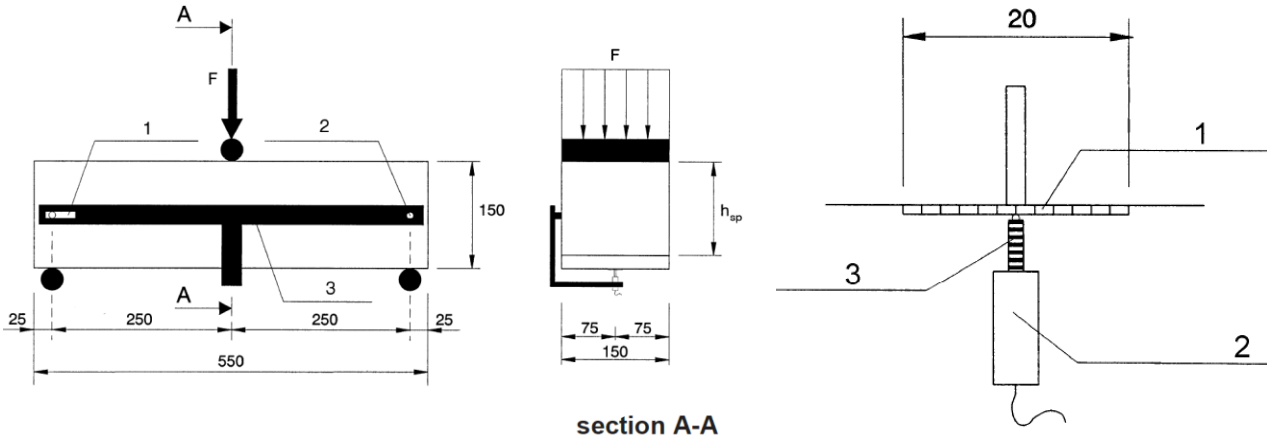
Σχήμα 3-9. Τυπική διάταξη για τη μέτρηση του CMOD. (1) Λεπτομέρεια εγκοπής, (2) Μορφοτροπέας, (3)Άκρο.

3.2.3.3 Δοκιμή κάμψης

Όταν μετρείται το βέλος αντί του CMOD, μια τυπική διάταξη έχει ως εξής. Ένας μορφοτροπέας μετατόπισης τοποθετείται σε ένα άκαμπτο πλαίσιο που είναι στερεωμένο στο δοκίμιο στο μέσον του ύψους πάνω από τα υποστηρίγματα (Σχήμα 3-10). Το ένα άκρο του πλαισίου θα πρέπει να στερεώνεται στο δοκίμιο με ένα ολισθαίνον προσάρτημα και το άλλο άκρο με ένα περιστρεφόμενο προσάρτημα. Δεδομένου ότι ο μετατροπέας θα πρέπει να μετρεί το βέλος, μια λεπτή πλάκα στερεωμένη στο ένα άκρο μπορεί να τοποθετείται στο μέσο του πλάτους εγκάρσια στο χείλος της εγκοπής στο σημείο της μέτρησης (Σχήμα 3-10). Όλες οι επιφάνειες έδρασης πρέπει να είναι καθαρές και πρέπει να απομακρύνονται οποιαδήποτε τρίμματα ή άλλα ξένα υλικά που θα είναι σε επαφή με τις κυλινδρικές στηρίξεις.

Το δοκίμιο τοποθετείται στη μηχανή, σωστά κεντραρισμένο και με τον διαμήκη άξονα του δοκιμίου σε ορθή γωνία προς το διαμήκη άξονα των άνω και κάτω κυλίνδρων. Πριν από τη δοκιμή κάμψης, το μέσο μήκος

του ανοίγματος του δοκιμίου πρέπει να προσδιορίζεται από δύο μετρήσεις στο πλησιέστερο mm της απόστασης των αξόνων μεταξύ των κυλίνδρων στήριξης και στις δύο πλευρές του δοκιμίου, χρησιμοποιώντας ένα χάρακα.



(α) Πλάγια όψη και τομή
(1) συρόμενο προσάρτημα, (2) περιστρεφόμενο προσάρτημα,
(3) άκαμπτο πλαίσιο. (διαστάσεις σε mm)

(β) Λεπτομέρεια
(1) πλάκα αλουμινίου πάχους 1 mm,
(2) μορφοτροπέας (LVDT),
(3) άξονας με ελατήριο

Σχήμα 3-10. Τυπική διάταξη για τη μέτρηση του βέλους

Το φορτίο δεν πρέπει να εφαρμόζεται προτού όλοι οι κύλινδροι φόρτισης και υποστήριξης ακουμπούν ομοιόμορφα στο δοκίμιο.

Στην περίπτωση μιας μηχανής δοκιμής που ελέγχει το ρυθμό αύξησης του CMOD, η μηχανή πρέπει να λειτουργεί έτσι ώστε το CMOD να αυξάνει με σταθερό ρυθμό 0.05 mm/min. Όταν CMOD = 0.1 mm, η μηχανή πρέπει να λειτουργεί έτσι ώστε το CMOD να αυξάνεται με σταθερό ρυθμό 0.2 mm/min. Κατά τη διάρκεια των δύο πρώτων λεπτών της δοκιμής, οι τιμές του φορτίου και των αντίστοιχων CMOD πρέπει να καταγράφονται με ένα ρυθμό όχι μικρότερο από 5 Hz, στη συνέχεια ο ρυθμός αυτός μπορεί να μειωθεί σε λιγότερο από 1 Hz. Η δοκιμή πρέπει να τερματίζεται για τιμή CMOD όχι μικρότερη από 4 mm. Σε περίπτωση που η ελάχιστη τιμή φορτίου στο εύρος $CMOD_{FL}$ σε CMOD=0.5mm είναι μικρότερη από το 30% της τιμής του φορτίου που αντιστοιχεί σε CMOD = 0.5 mm, η διαδικασία της δοκιμής πρέπει να ελέγχεται για αστάθεια.

Σε περίπτωση μιας μηχανής δοκιμής ελέγχου του ρυθμού αύξησης του βέλους, η ανωτέρω διαδικασία δοκιμής πρέπει να εφαρμόζεται υπό την προϋπόθεση ότι οι σχετικές με τη CMOD παράμετροι μετατρέπονται σε παραμέτρους που σχετίζονται με το βέλος. Οι δοκιμές κατά τη διάρκεια των οποίων η ρωγμή αρχίζει έξω από την εγκοπή πρέπει να απορρίπτονται.

Η σχέση μεταξύ CMOD και βέλους μπορεί να προσεγγισθεί από την:

$$\delta[mm] = 0.85 \cdot CMOD[mm] + 0.04 \tag{3-3}$$

όπου, δ είναι το βέλος και CMOD είναι η τιμή που μετρείται σε περίπτωση που η απόσταση μεταξύ της κάτω επιφάνειας του δοκιμίου και της γραμμής μέτρησης y = 0. Σε περίπτωση που η γραμμή μέτρησης βρίσκεται σε απόσταση y κάτω από την κάτω επιφάνεια του δοκιμίου, η τιμή του CMOD πρέπει να παράγεται από τη μετρούμενη τιμή $CMOD_y$, χρησιμοποιώντας την:

$$CMOD = CMOD_y \cdot \frac{h}{h+y} \tag{3-4}$$

όπου h είναι το συνολικό πάχος του δοκιμίου. Προκειμένου να μετατραπούν τα διαγράμματα φορτίου-CMOD από τα ακόλουθα σχήματα (*Σχήμα 3-12* & *Σχήμα 3-13*) σε διαγράμματα φορτίου-βέλους, πρέπει να διεξαχθεί ένας μετασχηματισμός του άξονα CMOD, με τη χρήση των τιμών CMOD και δ του επόμενου πίνακα.

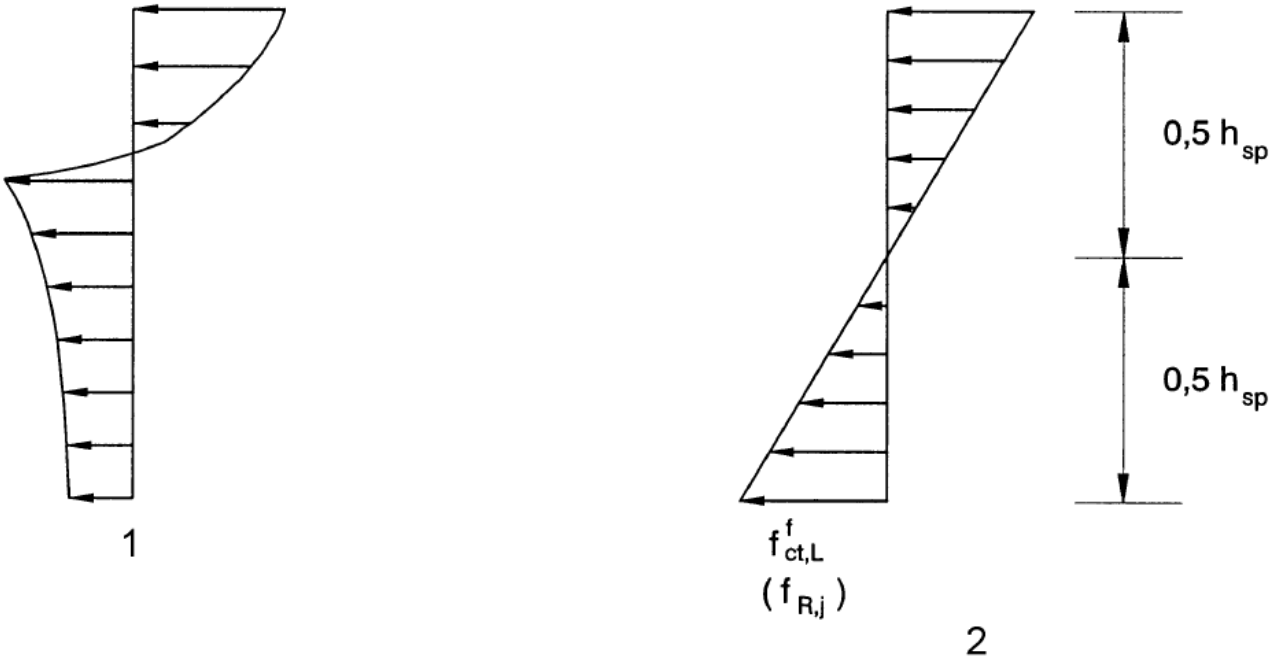
Πίνακας 3-5. Σχέση CMOD και δ

CMOD [mm]	δ [mm]
0.05	0.08
0.1	0.13
0.2	0.21
0.5	0.47
1.5	1.32
2.5	2.17
3.5	3.02
4.0	3.44

3.2.3.4 Ερμηνεία αποτελεσμάτων

Η καμπτική ροπή στο μέσον του ανοίγματος μήκους l, λόγω της δράσης κεντρικού σημειακού φορτίου F είναι:

$$M = \frac{F}{2} \cdot \frac{l}{2} \tag{3-5}$$

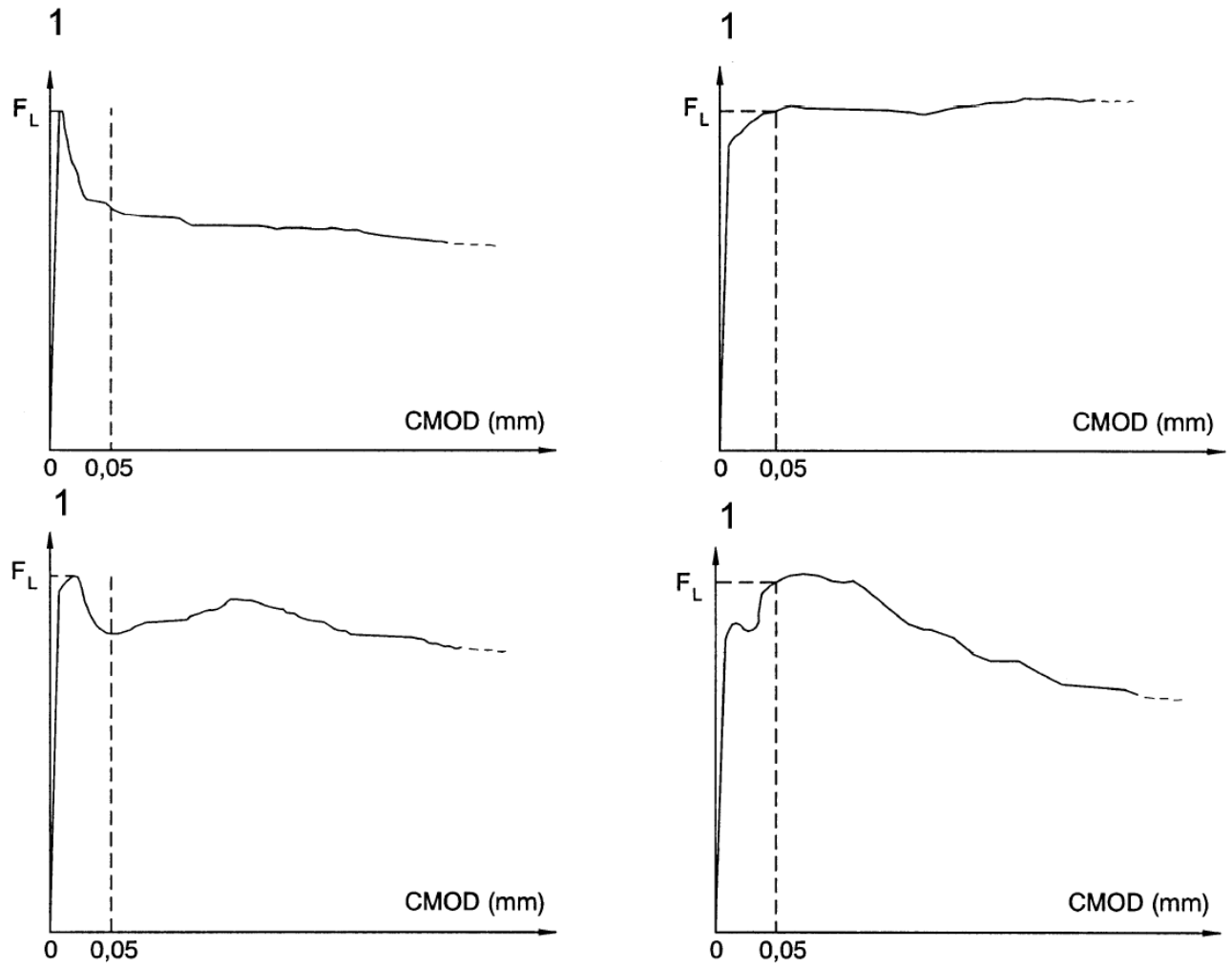


Σχήμα 3-11. Κατανομή της τάσης. (1) Πραγματική κατανομή, (2) Θεωρητική κατανομή.

Η πραγματική κατανομή της τάσης φαίνεται στο αριστερό σκαρίφημα στο *Σχήμα 3-11*. Υποθέτοντας, αντί της πραγματικής κατανομής, τη γραμμική κατανομή του δεξιά σκαριφήματος, η καμπτική αντοχή $f^f_{ct,L}$ στο όριο αναλογικότητας LOP δίνεται από την:

$$f^f_{ctL} = \frac{6 \cdot M_L}{b \cdot h^2_{sp}} = \frac{3 \cdot F_L \cdot l}{2 \cdot b \cdot h^2_{sp}} \tag{3-6}$$

όπου,
F_L : το φορτίο που αντιστοιχεί στο LOP, σε N (*Σχήμα 3-12*)
M_L : η καμπτική ροπή που αντιστοιχεί στο φορτίο στο όριο αναλογικότητας LOP.
l : το μήκος του ανοίγματος, σε mm
b : το πλάτος του δοκιμίου, σε mm
h_{sp} : η απόσταση μεταξύ του άκρου της εγκοπής και της άνω επιφάνειας του δοκιμίου, σε mm.



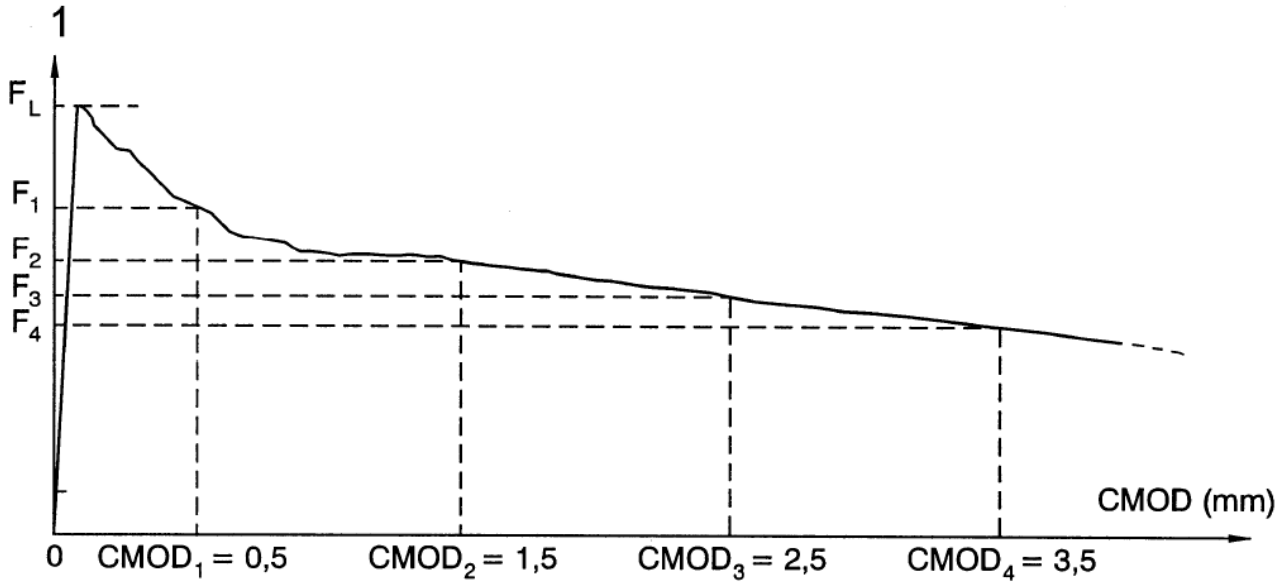
Σχήμα 3-12. Διαγράμματα φορτίου-CMOD και F_L.

Η τιμή του φορτίου F_L προσδιορίζεται με τη σχεδίαση μιας γραμμής σε απόσταση 0.05 mm και παράλληλης προς τον άξονα του φορτίου του διαγράμματος φορτίου-CMOD ή φορτίου-βέλους και λαμβάνοντας ως F_L την υψηλότερη τιμή φορτίου στο διάστημα των 0.05 mm (*Σχήμα 3-12*). Το LOP πρέπει να εκφράζεται με ακρίβεια 0.1 N/mm^2.

Η παραμένουσα καμπτική εφελκυστική αντοχή πρέπει να εκφράζεται με ακρίβεια 0.1 N/mm^2. Θεωρώντας πάλι γραμμική κατανομή της τάσης, η παραμένουσα καμπτική εφελκυστική αντοχή $f_{R,j}$ που αντιστοιχεί με CMOD = $CMOD_j$ ή με δ= δ_j (j = 1,2,3,4), σε N/mm^2, δίνεται από την:

$$f_{R,j} = \frac{6 \cdot M_j}{b \cdot h_{sp}^2} = \frac{3F_j \cdot l}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (3\text{-}7)$$

όπου,
F_j : το φορτίο που αντιστοιχεί με CMOD = $CMOD_j$ ή δ = δ_j (j = 1,2,3,4), σε N (*Σχήμα 3-13*)
M_j : η καμπτική ροπή που αντιστοιχεί στο φορτίο F_j (j=1, 2, 3, 4).



Σχήμα 3-13. Διάγραμμα φορτίου-CMOD και F_j (j=1,2,3,4)

Σύμφωνα με το EN 14487-1 η ταξινόμηση της παραμένουσας αντοχής γίνεται με προδιαγραφή ενός επιπέδου αντοχής σε μία ορισμένη περιοχή βέλους (Πίνακας 3-6, πρότυπο EN 14488-3) και υποδηλώνεται με συνδυασμό των συμβόλων για την προδιαγραμμένη περιοχή παραμορφώσεων και αντοχών π.χ. κλάση παραμένουσας αντοχής D2S2 υποδηλώνει ότι η αντοχή πρέπει να υπερβαίνει τα 2 MPa για βέλος κάμψης 0.5, 1 και 2 mm.

Πίνακας 3-6. Καθορισμός κλάσεων παραμένουσας αντοχής (ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-03-02-00:2009)

Περιοχή παραμορφώσεων		Αντοχή (Ελάχιστη αντοχή MPa)			
	Παραμόρφωση mm	S1	S2	S3	S4
D1	0.5-1				
D2	0.5-2	1	2	3	4
D3	0.5-4				

3.2.3.5 Έκθεση

Η έκθεση της δοκιμής πρέπει να περιλαμβάνει:
α) ταυτοποίηση του δοκιμίου
β) ταυτοποίηση της σύνθεσης του σκυροδέματος
γ) ημερομηνία παρασκευής
δ) ημερομηνία εγκοπής
ε) τόπο και ημερομηνία της δοκιμής, εργαστήριο δοκιμών και υπεύθυνος για τις δοκιμές
ς) αριθμό των δοκιμίων που δοκιμάστηκαν
ζ) ιστορικό ωρίμανσης και κατάσταση υγρασίας του δοκιμίου κατά τη δοκιμή
η) μέσο πλάτος του δοκιμίου με ακρίβεια 0.1 mm
θ) μέση απόσταση μεταξύ της άκρης της εγκοπής και της άνω επιφάνειας του δοκιμίου με ακρίβεια 0.1 mm
ι) διαστάσεις x και y, σε mm (*Σχήμα 3-9*)
ια) μήκος ανοίγματος στο πλησιέστερο mm
ιβ) ρυθμό αύξησης του CMOD ή του βέλους και κάθε απόκλιση
m) καμπύλη φορτίου-CMOD ή καμπύλη φορτίου-βέλους
ιδ) LOP με ακρίβεια 0.1 N/mm^2
ιε) τιμές παραμένουσας καμπτικής εφελκυστικής αντοχής που αντιστοιχεί σε $CMOD_j$ ή δ_j (j = 1,2,3,4) με ακρίβεια 0.1 N/mm^2
ις) αναφορά σε αυτό το ευρωπαϊκό πρότυπο
ιζ) οποιαδήποτε απόκλιση από την πρότυπη μέθοδο δοκιμής
ιη) προαιρετικά, παρατήρηση της ομοιομορφίας της κατανομής ινών στην επιφάνεια θραύσης

ιθ) δήλωση από τον τεχνικά υπεύθυνο για τη δοκιμή, ότι αυτή πραγματοποιήθηκε σύμφωνα με αυτό το πρότυπο, εκτός από τις αναφερόμενες αποκλίσεις.

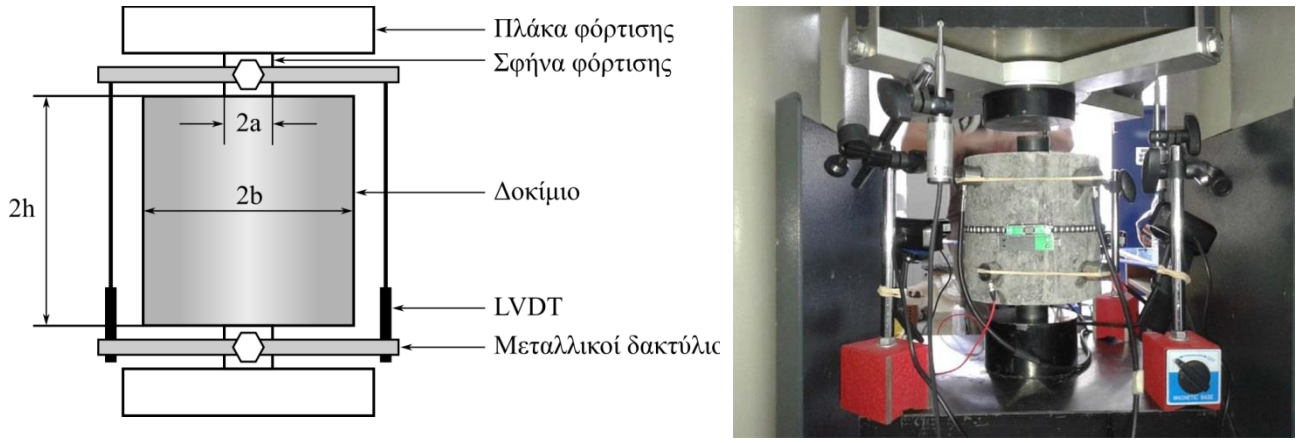
3.2.4 Κυλινδρικά δοκίμια

Μία απλούστερη δοκιμή είναι η δοκιμή Barcelona (**Error! Reference source not found.**). Είναι μια δοκιμή έμμεσου εφελκυσμού που βασίζεται στη δοκιμή διπλής διάτρησης, η οποία προτάθηκε από τον Chen (1970). Ένα κυλινδρικό δοκίμιο από ινοπλισμένο σκυρόδεμα, με διάμετρο ίση με το ύψος του ίση με 15 cm υποβάλλεται σε θλίψη μέσω δύο χαλύβδινων κυλινδρικών σφηνών οι οποίες τοποθετούνται στο κέντρο της άνω και κάτω επιφάνειας του δοκιμίου. Η αναλογία μεταξύ των διαμέτρων των σφηνών και του δοκιμίου είναι 1:4. Για τον προσδιορισμό της εκλυόμενης ενέργειας, το εφαρμοζόμενο φορτίο και η συνολική περιφερειακή παραμόρφωση του δοκιμίου (TCOD), η οποία μετρείται στο ήμισυ του ύψους του, καταγράφονται συνεχώς κατά τη διάρκεια της δοκιμής (Choumanidis, 2015).

Η δοκιμή πραγματοποιείται με έλεγχο αξονικής μετατόπισης πλακών με ταχύτητα ίση με 500 μm/min. Η δοκιμή ολοκληρώνεται όταν η συνολική περιφερειακή παραμόρφωση φθάσει τα 6 mm. Κατά τη διάρκεια της δοκιμής δημιουργούνται κάτω από τους χαλύβδινους κυλίνδρους και μέσα στη μάζα του δοκιμίου κωνικές σφήνες με διάμετρο ίση με αυτή των χαλύβδινων κυλίνδρων. Οι κωνικές σφήνες ωθούνται διαρκώς προς το εσωτερικό και κατά μήκος του κεντροβαρικού άξονα του δοκιμίου, με συνέπεια στο μέγιστο φορτίο να δημιουργούνται στην υπόλοιπη μάζα του δοκιμίου κατακόρυφες εφελκυστικές ρωγμές. Ο μηχανισμός αστοχίας συνήθως παρουσιάζει τρεις ακτινικές ρωγμές αν και σε μερικές περιπτώσεις μπορεί να παρουσιαστούν τέσσερις. Με τη δημιουργία των κατακόρυφων αυτών ρωγμών ενεργοποιούνται οι ίνες οι οποίες προσφέρουν τις παραμένουσες αντοχές στο δοκίμιο. Η έμμεση εφελκυστική αντοχή υπολογίζεται από την:

$$f_{ct} = \frac{4 \cdot P}{9 \cdot \pi \cdot D' \cdot H}$$

, όπου D΄ [mm] η διάμετρος των χαλύβδινων κυλίνδρων, D [mm] η διάμετρος του δοκιμίου, H [mm] το ύψος του δοκιμίου και P [N] το μέγιστο φορτίο που μπορεί να παραλάβει ο κύλινδρος και αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή της καμπύλης φορτίου-παραμόρφωσης.



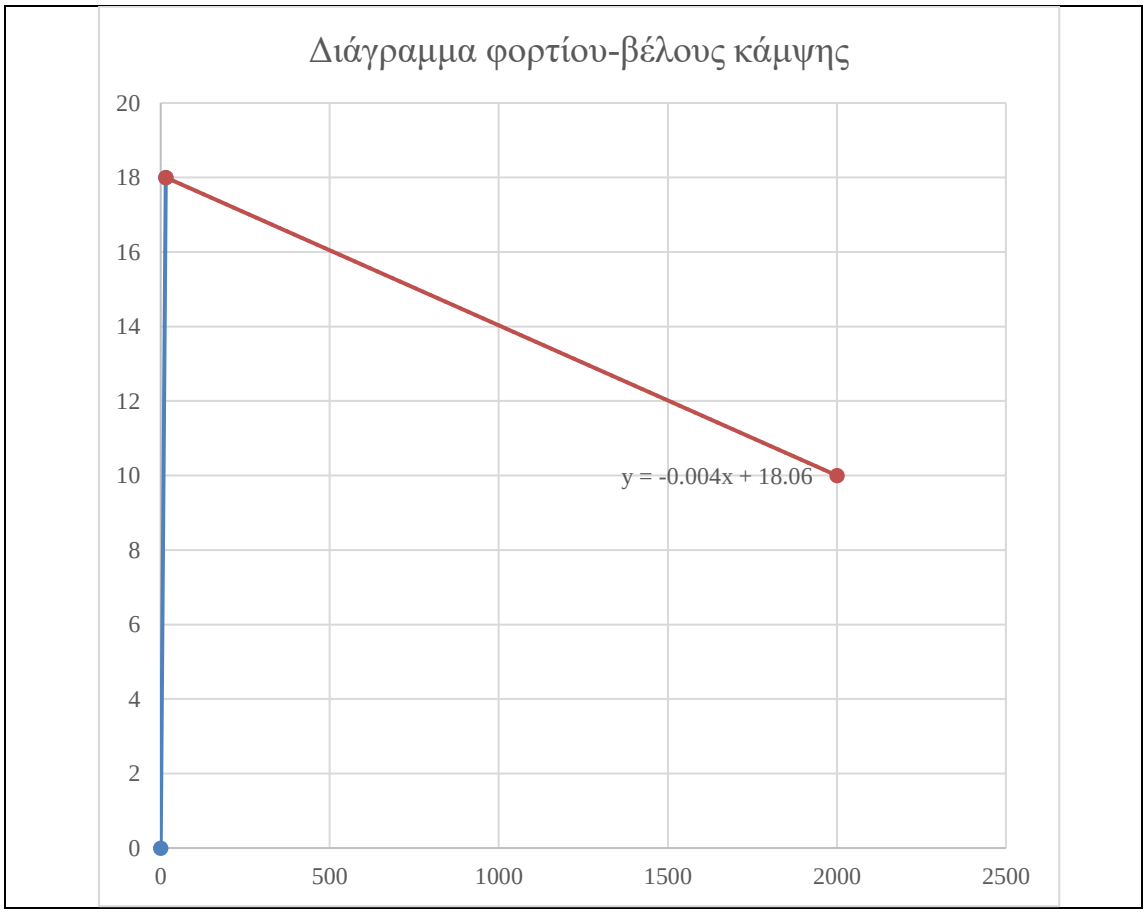
Σχήμα 3-14. Δοκιμή Barcelona

Κριτήρια Αξιολόγησης

Κριτήριο αξιολόγησης 1

Σε ινοπλισμένο σκυρόδεμα πραγματοποιήθηκε δοκιμή κάμψης σε δοκίμιο διαστάσεων 100x100x350 mm (L=300mm, b=d=100mm) σύμφωνα με το πρότυπο ASTM C 1609/C 1609M – 05. Αν το διάγραμμα φορτίο – βέλος κάμψης είναι γραμμικά αύξον μέχρι το μέγιστο φορτίο στα (15μm,18kN) και γραμμικά φθίνον στη συνέχεια μέχρι τα (2mm,10kN), ζητούνται:

α) Το διάγραμμα φορτίου – βέλους κάμψης



β) Η μέγιστη καμπτική αντοχή
$f_p=p\cdot L/(b\cdot d^2)$= 5.4MPa

γ) Το παραμένον φορτίο P σε παραμόρφωση L/600
P(100, 0.5)=16.06kN

δ) Η παραμένουσα καμπτική αντοχή f σε παραμόρφωση L/600
f(100, 0.5)=4.818MPa

ε) Το παραμένον φορτίο P σε παραμόρφωση L/150
P(100, 2)=10.06kN

ς) Η παραμένουσα καμπτική αντοχή f σε παραμόρφωση L/150
f(100, 2)=3.018MPa

ζ) Η δυσθραυστότητα T σε παραμόρφωση L/150
T(100,2)=27.98kNmm

Κριτήριο αξιολόγησης 2

Πότε ταυτίζεται το φορτίο που αντιστοιχεί στο LOP και η αντίστοιχη καμπτική αντοχή, με το κορυφαίο φορτίο και την αντίστοιχη καμπτική αντοχή, στην πρότυπη εργαστηριακή δοκιμή του EN 14651 σε κάμψη;

Απάντηση

Η τιμή του φορτίου F_L προσδιορίζεται με τη σχεδίαση μιας γραμμής σε απόσταση 0.05 mm και παράλληλης προς τον άξονα του φορτίου του διαγράμματος φορτίου-CMOD ή φορτίου-βέλους και λαμβάνοντας ως F_L την υψηλότερη τιμή φορτίου στο διάστημα των 0.05 mm (*Σχήμα 3-12*). Επομένως, εφόσον για CMOD μεγαλύτερο των 0.05mm το φορτίο δεν υπερβαίνει το F_L, όπως στα αριστερά διαγράμματα του σχήματος, τότε το F_L είναι και το κορυφαίο φορτίο της δοκιμής.

Κεφάλαιο 4

Σύνοψη

Τα μεταλλικά πλαίσια που χρησιμοποιούνται για την υποστήριξη σηράγγων, γενικά εγκιβωτίζονται μέσα σε σκυρόδεμα. Διακρίνονται δύο κατηγορίες τέτοιων πλαισίων: τα δικτυωτά πλαίσια και τα ολόσωμα πλαίσια. Η διαστασιολόγηση πραγματοποιείται σύμφωνα με τους EUROCODE 1992-1993-1994 και η στατική ανάλυση με τη βοήθεια κωδίκων υπολογιστή.

Προαπαιτούμενη γνώση

Μαθήματα: Στατική, Αντοχή των υλικών, Μεταλλικές Κατασκευές, Οπλισμένο σκυρόδεμα. Χρήσιμη βιβλιογραφία: Βάγιας, et al. (2011).

4. Μεταλλικά πλαίσια εγκιβωτισμένα στο σκυρόδεμα

Η επιλογή των πλαισίων για τη στήριξη των σηράγγων πραγματοποιείται με στατικές αναλύσεις επιλεγμένων διατομών. Εν τούτοις, πρώτη επιλογή μπορεί να επιτευχθεί με χρήση κατάλληλων πινάκων, διαγραμμάτων ή οδηγιών από συστήματα ταξινόμησης.

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. Κατά τη διάνοιξη σηράγγων, όταν η ποιότητα της βραχομάζας είναι πτωχή ή το εντατικό πεδίο ισχυρό, απαιτείται συχνά η τοποθέτηση χαλύβδινων πλαισίων. Τα πλαίσια αυτά συνδυάζονται με άλλα μέτρα υποστήριξης. Συγκεκριμένα, το σύστημα κατάταξης βραχομάζας RMR προτείνει για ποιότητες βραχομάζας με δείκτη RMR<40 την τοποθέτηση ολόσωμων χαλύβδινων πλαισίων σε συνδυασμό με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και ηλώσεις. Κατά την Αυστριακή μέθοδο διάνοιξης σηράγγων τα ολόσωμα πλαίσια αντικαθίστανται συνήθως από δικτυωτά πλαίσια, ενώ κατά την εφαρμογή της Νορβηγικής μεθόδου διάνοιξης σηράγγων προτείνεται η δημιουργία νευρώσεων RRS. Τα δικτυωτά πλαίσια και οι νευρώσεις εγκιβωτίζονται στο σκυρόδεμα δημιουργώντας έναν φορέα οπλισμένου σκυροδέματος. Στην περίπτωση των χαλύβδινων ολόσωμων πλαισίων, αυτά επίσης γενικά εγκιβωτίζονται μέσα σε εκτοξευμένο σκυρόδεμα, δημιουργώντας, σε συνδυασμό με την τοποθέτηση χαλύβδινου πλέγματος, έναν σύμμικτο φορέα από χάλυβα και οπλισμένο σκυρόδεμα.

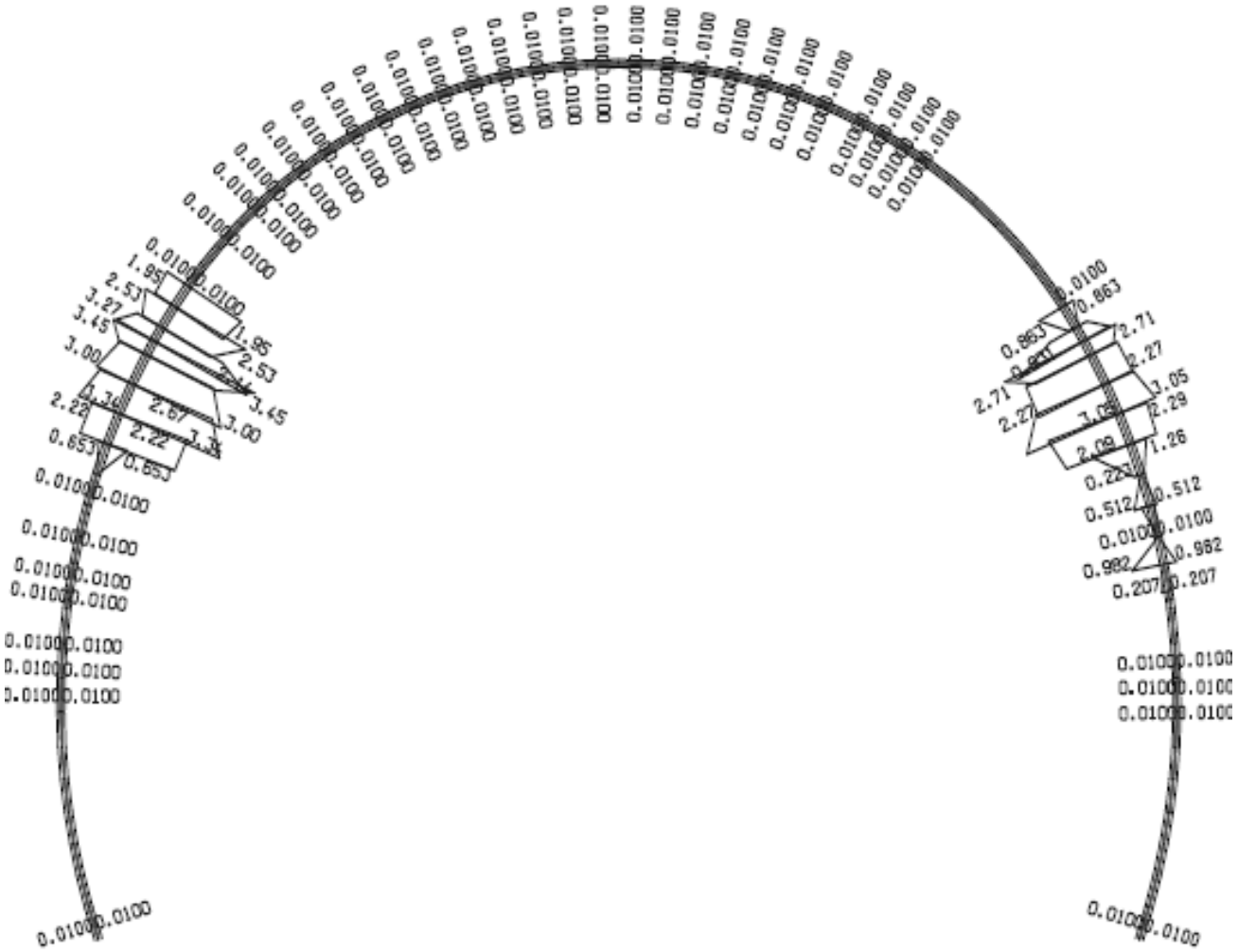
4.1 Δικτυωτά πλαίσια

Τα δικτυωτά πλαίσια είναι ράβδοι οπλισμού συνδεμένες μεταξύ τους, οι οποίες εγκιβωτίζονται στην επένδυση εκτοξευμένου σκυροδέματος (Σχήμα 4-1). Προσφέρουν αφενός έναν οδηγό διαμόρφωσης της διατομής της σήραγγας, αφετέρου μία αρχική προστασία και έναν οπλισμό του εκτοξευμένου σκυροδέματος.



Σχήμα 4-1. Εγκιβωτισμός των δικτυωτών πλαισίων σε εκτοξευμένο σκυρόδεμα.

Ο υπολογισμός της επάρκειάς τους πραγματοποιείται σύμφωνα με τον EC2. Στο Σχήμα 4-2, δίνεται η απαίτηση οπλισμού επένδυσης σήραγγας από εκτοξευμένο σκυρόδεμα. Η σήραγγα διανοίχθηκε σε εναλλαγές κυρίως ψαμμιτών, ιλυολίθων και κροκαλοπαγών σε βάθος μέχρι 200m και GSI>60. Η διάνοιξη πραγματοποιήθηκε με μηχανική εκσκαφή σε δύο στάδια, σε βήματα 1.75m-2.00m στην άνω ημιδιατομή και 3.50-4.00m στη βαθμίδα. Η υποστήριξη αποτελείται από εκτοξευμένο σκυρόδεμα πάχους 20cm, εκ των οποίων τα 15cm ινοπλισμένο, συστηματική τοποθέτηση ολόσωμα πακτωμένων ήλων φ25 μήκους 4m και φέρουσας ικανότητας 200kN σε αποστάσεις κατά την περιφέρεια 1.50m, και δικτυωτά τόξα LG70/20/25. Ο υπολογισμένος απαιτούμενος οπλισμός είναι 3cm^2/m, και υπερκαλύφθηκε από τα τοποθετημένα δικτυωτά τόξα *που* προσφέρουν οπλισμό 11cm^2/m.



Σχήμα 4-2. Απαίτηση οπλισμού διατομής σήραγγας σε βάθος μέχρι 200m και ποιότητα βραχομάζας GSI>60 (OK, 2010a) (χορηγήθηκε από την ΟΚ Μελετητική).

Η AFTES (1999), έχει καταρτίσει οδηγίες για την επιλογή δικτυωτών πλαισίων που χρησιμοποιούνται στα έργα πάντα σε συνδυασμό με το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και συνεπώς οι συνθήκες εφαρμογής τους εξαρτώνται από τις συνθήκες εφαρμογής του σκυροδέματος. Στον πίνακα 3 η εφαρμογή των δικτυωτών πλαισίων συσχετίζεται με τις γεωτεχνικές, υδρογεωλογικές και κατασκευαστικές συνθήκες, χαρακτηρίζοντας την ως κατάλληλη (σύμβολο ●), εφαρμόσιμη (σύμβολο **o**), 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.

Πίνακας 4-1 Πεδίο εφαρμογής δικτυωτών πλαισίων (AFTES, 1999)

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				
	Προσαντολισμός		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_o (μέτριο)	σ_o <10MPa	
Εφαρμοσιμότητα Δ.Π.		●	●		●		●	●	●	●	
2.ΚΡΙΤΗΡΙΑ ΣΧΕΤΙΚΑ ΜΕ ΤΟ ΑΝΟΙΓΜΑ (έργο)											
ΔΙΑΣΤΑΣΕΙΣ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ		D<2,5 m			2,5 m <D<10,00 m			D>10,00 m			
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									

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, αυξάνει αρκετά την δυσκαμψία βραχυπρόθεσμα 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 καθαιρεθούν μπορεί να χρησιμοποιηθούν πλαίσια τύπου ΤΗ για να διευκολυνθεί η καθαίρεση.
- m1: Στη περίπτωση που η συγκέντρωση του νερού δεν δημιουργεί επισφαλείς συνθήκες
- n1 : Στη περίπτωση που το επιτρέπει η διατομή

ΕΦΑΡΜΟΣΙΜΟΤΗΤΑ	
●	κατάλληλη
o	εφαρμόσιμο
x	μη απαιτούμενο υπό φυσιολογικές συνθήκες
X	μη κατάλληλη

ΑΝΤΟΧΗ ΑΡΡΗΚΤΟΥ ΠΕΤΡΩΜΑΤΟΣ		
R1	Πέτρωμα πολύ υψηλής αντοχής	Rc > 200 MPa
R2 a	Πέτρωμα υψηλής αντοχής	120MPa<Rc<200MPa
R2 b		60MPa<Rc< 120 MPa
R3 a	Πέτρωμα μέτριας αντοχής	40 MPa < Rc< 60 MPa
R3 b		20 MPa < Rc < 40 MPa
R4	Πέτρωμα χαμηλής αντοχής	6 MPa < Rc < 20 MPa
R5 a	Πέτρωμα πολύ χαμηλής αντοχής και εδάφη συνεκτικά και στερεοποιημένα	0,5 MPa < Rc < 6 MPa
R5b		Rc < 0,5 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	δ=0-30° και κλίση 20-90°
N3	Δύο οικογένειες ασυνεχειών	Or 3	δ=30-65° και κλίση 20-90°
N4	Τρεις ή περισσότερες οικογένειες ασυνεχειών	Or 4	δ=65-90° και κλίση 20-90°
N5	Πλήθος ασυνεχειών χωρίς σαφή προσανατολισμό	δ=γωνία μεταξύ διανύσματος κλίσης και άξονα σήραγγας	

ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΩΝ ΑΣΥΝΕΧΕΙΩΝ			
S1	Πολύ μεγάλη απόσταση	S>200cm	RQD > 90%
S2	Μεγάλη απόσταση	60 cm < S < 200 cm	75% < RQD < 90%
S3	Μεσαία απόσταση	20 cm < S < 60 cm	50% < RQD < 75%
S4	Μικρή απόσταση	6 cm < S < 20 cm	25% < RQD < 50%
S5	Πολύ μικρή απόσταση	S<6crn	RQD < 25%

ΥΔΡΟΓΕΩΛΟΓΙΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ				
ΠΕΡΑΤΟΤΗΤΑ		*ΥΔΡΑΥΛΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ*		
K1	$k < 10^{-8}$ m/s	H1	h< 10 m	Μικρό
K2	10^{-6} m/s > k > 10^{-8} m/s	H2	10 m < h 100 m	Μέτριο
K3	10^{-4} m/s > k > 10^{-6} m/s	H3	h>100m	Μεγάλο
K4	$k > 10^{-4}$ m/s			

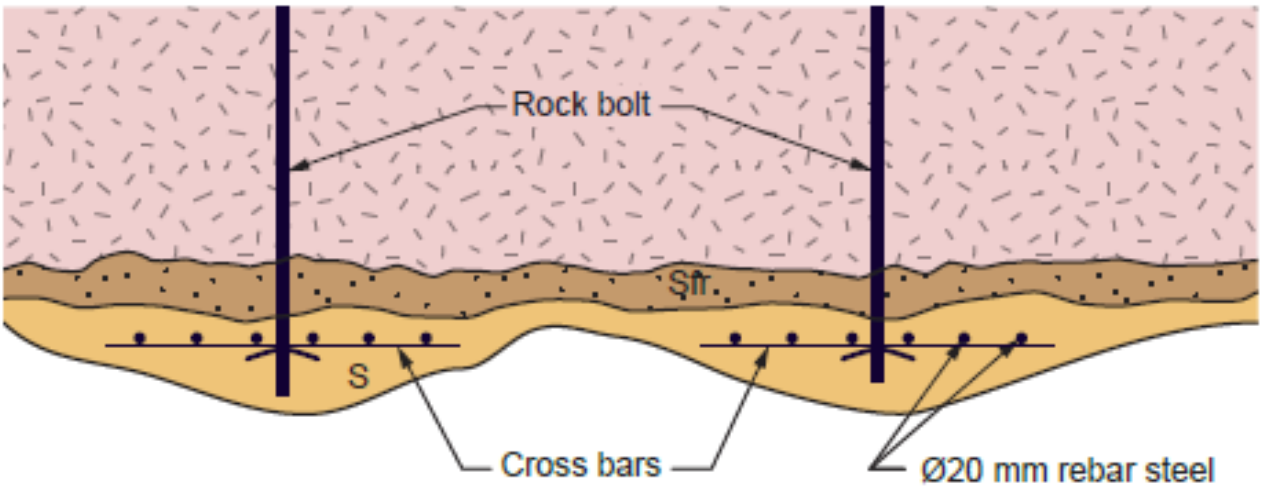
ΠΡΩΤΟΓΕΝΕΣ ΕΝΤΑΤΙΚΟ ΠΕΔΙΟ		
CN1	CN2	CN3
$\sigma_c / \sigma_0 > 4$	$2 < \sigma_c / \sigma_0 < 4$	$\sigma_c / \sigma_0 < 2$

4.2 Νευρώσεις RRS

Πρόκειται για νευρώσεις (Σχήμα 4-3) οπλισμένου σκυροδέματος, όπως αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 4-4.

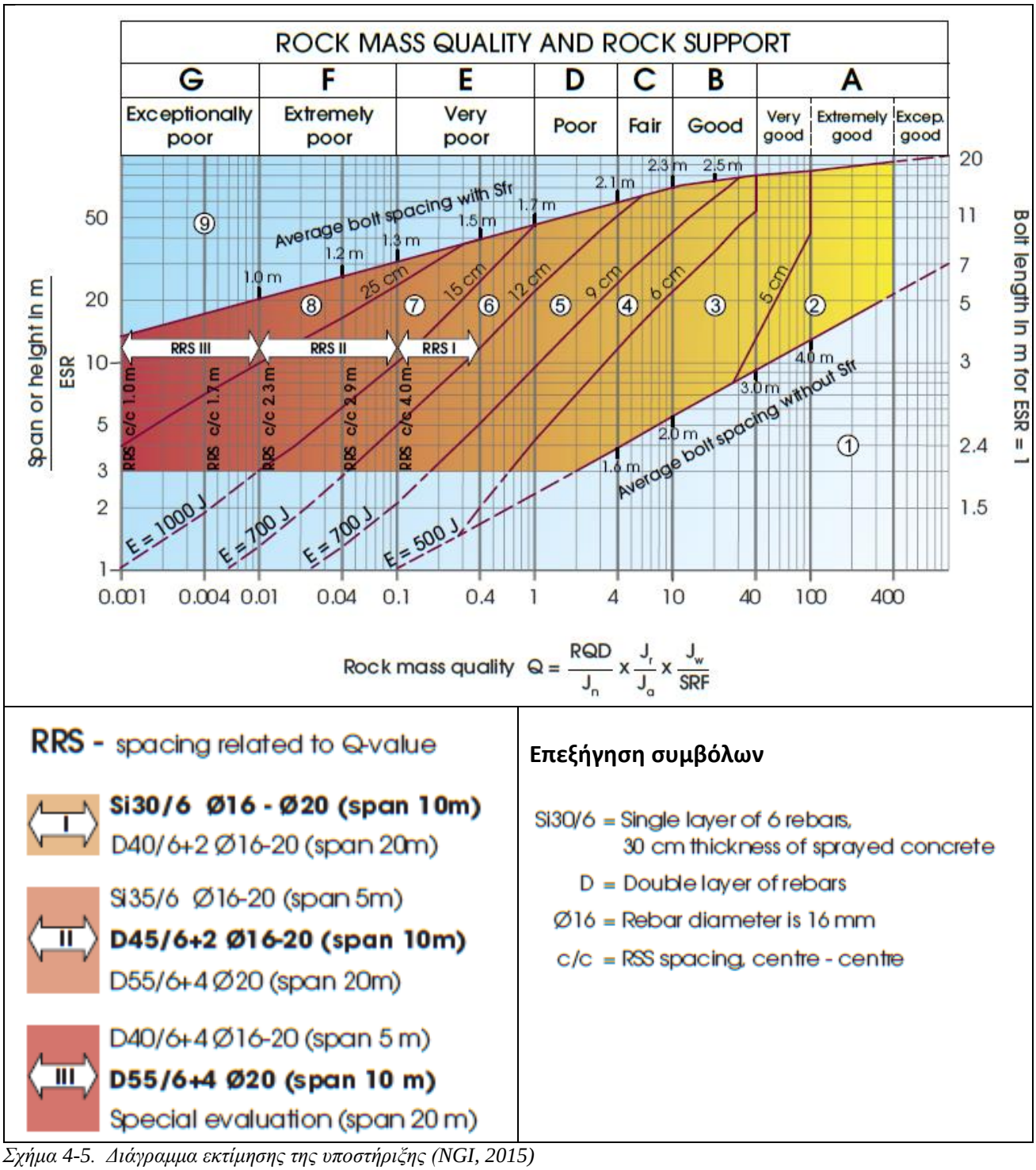


Σχήμα 4-3. Νευρώσεις εκτοξευμένου σκυροδέματος, στον 22m ανοίγματος σιδηροδρομικό σταθμό «Εθνικό Θέατρο», του Όσλο. Η απόσταση μεταξύ των νευρώσεων είναι 2m, και το πάχος τους ~0.85m (Grimstad et al., 2001)



Σχήμα 4-4. Τυπική διάταξη νευρώσεων (NGI, 2015)

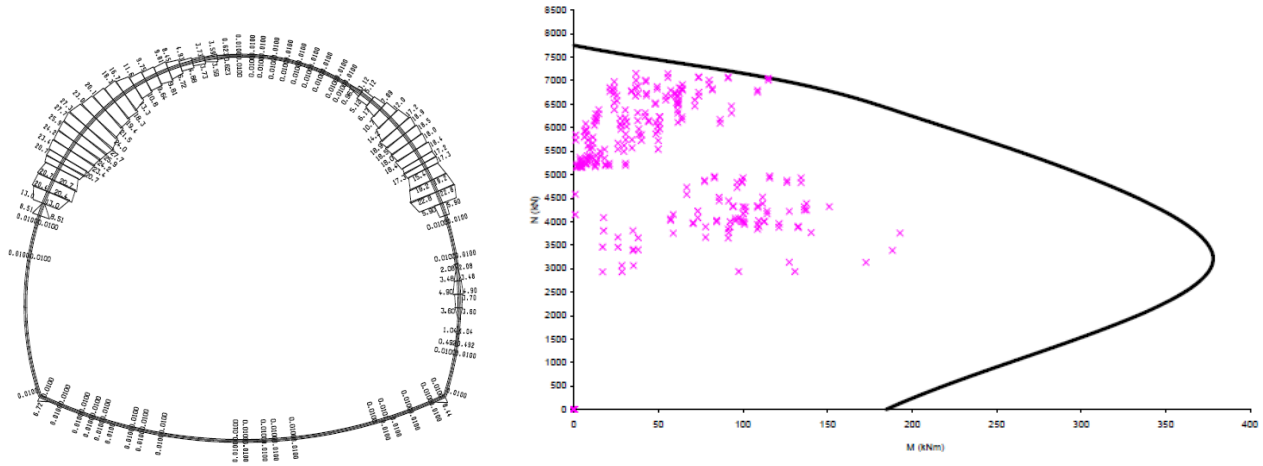
Η εκτίμηση της γεωμετρίας τους πραγματοποιείται με βάση το διάγραμμα στο Σχήμα 4-5. Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητάς τους δύναται να πραγματοποιείται σύμφωνα με τον EC 1992.



Σχήμα 4-5. Διάγραμμα εκτίμησης της υποστήριξης (NGI, 2015)

4.3 Ολόσωμες δοκοί, διατομής Η, εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα

Όταν απαιτείται άμεση και δύσκαμπτη υποστήριξη της σήραγγας, τότε τα χαλύβδινα πλαίσια εξακολουθούν να παρέχουν την κατάλληλη υποστήριξη. Τα πλαίσια αυτά λειτουργούν σε συνεργασία με το εκτοξευμένο σκυρόδεμα, και παρέχουν έναν σύμμικτο φορέα. Στο Σχήμα 4-6, δίνεται η απαίτηση οπλισμού επένδυσης σήραγγας από εκτοξευμένο σκυρόδεμα. Η σήραγγα διανοίχθηκε σε εναλλαγές κυρίως ψαμμιτών, ιλυολίθων και κροκαλοπαγών (γεωτεχνική ενότητα GU-4) σε βάθος μέχρι 220m και GSI=40. Η διάνοιξη πραγματοποιήθηκε με μηχανική εκσκαφή σε τρία στάδια, σε βήματα 1.00m-1.25m στην άνω ημιδιατομή και 2.00-2.50 m στη βαθμίδα και στο ανάστροφο. Η υποστήριξη (τύπος Ε) αποτελείται από εκτοξευμένο σκυρόδεμα πάχους 35cm, εκ των οποίων τα 30cm ινοπλισμένο καθώς και οπλισμένο με πλέγματα Τ188, συστηματική τοποθέτηση διατρητικών ήλων φ25 μήκους 6m και φέρουσας ικανότητας 350kN σε αποστάσεις κατά την περιφέρεια 1.50m, και χαλύβδινα πλαίσια HEB 160, καθώς και μέτρα προϋποστήριξης. Ο υπολογισμένος απαιτούμενος οπλισμός είναι 27cm^2/m, και υπερκαλύφθηκε από τα τοποθετημένα πλαίσια όπως φαίνεται από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του σχήματος.



(α) Απαιτούμενος οπλισμός *(β) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης.*

Σχήμα 4-6. Απαίτηση οπλισμού διατομής σήραγγας σε βάθος μέχρι 220m και ποιότητα βραχομάζας GSI=40 (ΟΚ, 2010b) (χορηγήθηκε από την ΟΚ Μελετητική).

Δεδομένου ότι τα πλαίσια είναι πλήρως εγκιβωτισμένα στο σκυρόδεμα και λειτουργούν σε θλίψη και κάμψη, οι οριακές καταστάσεις αστοχίας τους ελέγχονται σύμφωνα με την §6.7 του EC4, για σύμμικτα θλιβόμενα μέλη από χάλυβα ποιότητας S235 έως S460 και σκυρόδεμα κανονικού βάρους κατηγορίας αντοχής C20/25 έως C50/60. Ο δείκτης συμμετοχής του χάλυβα δ πρέπει να ικανοποιεί τη σχέση:

$$0.2 \le \delta \le 0.9;\ \delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}};\ N_{plRd} = A_a \cdot f_{yd} + 0.85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd} \tag{4-1}$$

4.3.1 Σύμβολα

Ο Πίνακας 4-2 δίνει τα παραπάνω καθώς και τα επόμενα χρησιμοποιούμενα σύμβολα. Τα θλιβόμενα μέλη οιασδήποτε διατομής πρέπει να ελέγχονται σε αντοχή του μέλους σύμφωνα με την §6.7.2 (Γενική μέθοδος υπολογισμού) ή §6.7.3 (Απλοποιημένη μέθοδος υπολογισμού) του EC4, και αντοχή σε διάτμηση μεταξύ χαλύβδινων στοιχείων και σκυροδέματος σύμφωνα με την §6.7.4.3 του EC4. Στην επένδυση των σηράγγων, όπου τα μέλη έχουν διπλά συμμετρική και ομοιόμορφη διατομή κατά το μήκος τους, αποτελούμενα από ελατές, ψυχρής μορφοποίησης ή συγκολλητές χαλύβδινες διατομές, οι υπολογισμοί δύνανται να πραγματοποιούνται με την απλοποιημένη μέθοδο της §6.7.3 του EC4.

Πίνακας 4-2. Σύμβολα του Κανονισμού EN 1994.

i. Γράμματα λατινικά κεφαλαία

A	Εμβαδόν της ενεργού σύμμικτης διατομής αγνοουμένου του σκυροδέματος σε εφελκυσμό.
A_a	Εμβαδόν της χαλύβδινης διατομής
A_b	Εμβαδόν του κάτω εγκάρσιου οπλισμού
A_c	Εμβαδόν διατομής του σκυροδέματος
A_{ct}	Εμβαδόν διατομής της εφελκυόμενης ζώνης του σκυροδέματος
A_{fc}	Εμβαδόν διατομής του θλιβόμενου πέλματος
A_s	Εμβαδόν διατομής του οπλισμού
$A_{s,f}$	Εμβαδόν διατομής του εγκάρσιου οπλισμού
A_t	Εμβαδόν διατομής του άνω εγκάρσιου οπλισμού
A_v	Επιφάνεια διάτμησης μιας διατομής δομικού χάλυβα
E_a	Μέτρο ελαστικότητας του δομικού χάλυβα
$E_{c,eff}$	Ενεργό μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος
E_{cm}	Τέμνον μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος
E_s	Τιμή σχεδιασμού του μέτρου ελαστικότητας του χάλυβα οπλισμού
G_a	Μέτρο διάτμησης του δομικού χάλυβα
G_c	Μέτρο διάτμησης του σκυροδέματος
I_c	Ροπή αδρανείας της ενεργού σύμμικτης διατομής αγνοουμένου του σκυροδέματος σε εφελκυσμό
I_a	Ροπή αδρανείας της χαλύβδινης διατομής
I	Ροπή αδρανείας της μη-ρηγματωμένης διατομής του σκυροδέματος
I_s	Ροπή αδρανείας του χάλυβα οπλισμού
I_1	Ροπή αδρανείας της ενεργού ισοδύναμης χαλυβδινης διατομής υποθέτοντας ότι το σκυρόδεμα σε εφελκυσμό είναι μη-ρηγματωμένο
I_2	Ροπή αδρανείας της ενεργού ισοδύναμης χαλύβδινης διατομής παραλείποντας το σκυρόδεμα σε εφελκυσμό αλλά λαμβάνοντας υπόψη το χάλυβα οπλισμού
L	Μήκος, άνοιγμα, θεωρητικό άνοιγμα
M	Ροπή κάμψης
M_a	Συμβολή της διατομής του δομικού χάλυβα στην πλαστική ροπή αντοχής σχεδιασμού της σύμμικτης διατομής
$M_{a,Ed}$	Καμπτική ροπή σχεδιασμού εφαρμοζόμενη στη χαλύβδινη διατομή
$M_{c,Ed}$	Το μέρος της καμπτικής ροπής σχεδιασμού που εφαρμόζεται στη σύμμικτη διατομή
M_{cr}	Ελαστική κρίσιμη ροπή στρεπτοκαμπτικού λυγισμού σύμμικτης δοκού
M_{Ed}	Καμπτική ροπή σχεδιασμού εφαρμοζόμενη στη σύμμικτη διατομή
$M_{el,Rd}$	Τιμή σχεδιασμού της ελαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής
$M_{max,Rd}$	Μέγιστη τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής παρουσία θλιπτικής ορθής δύναμης
M_{perm}	Δυσμενέστερη καμπτική ροπή για τον χαρακτηριστικό συνδυασμό
$M_{pl,a,Rd}$	Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής ροπής αντοχής της διατομής του δομικού χάλυβα
$M_{pl,N,Rd}$	Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής λαμβανομένης υπόψη της θλιπτικής ορθής δύναμης
$M_{pl,Rd}$	Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής ροπής αντοχής της σύμμικτης διατομής με πλήρη διατμητική σύνδεση
$M_{pl,y,Rd}$	Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα *y-y* της σύμμικτης διατομής με πλήρη διατμητική σύνδεση
$M_{pl,z,Rd}$	Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής ροπής αντοχής περί τον άξονα *z-z* της σύμμικτης διατομής με πλήρη διατμητική σύνδεση
M_{Rd}	Τιμή σχεδιασμού της ροπής αντοχής σύμμικτης διατομής ή κόμβου
M_{Rk}	Χαρακτηριστική τιμή της ροπής αντοχής σύμμικτης διατομής ή κόμβου
$M_{y,Ed}$	Καμπτική ροπή σχεδιασμού εφαρμοζόμενη στη σύμμικτη διατομή περί τον άξονα *y-y*
$M_{z,Ed}$	Καμπτική ροπή σχεδιασμού εφαρμοζόμενη στη σύμμικτη διατομή περί τον άξονα *z-z*
N	Θλιπτική ορθή δύναμη , αριθμός κύκλων διακύμανσης τάσης, αριθμός διατμητικών συνδέσμων
N_a	Τιμή σχεδιασμού της ορθής δύναμης στη διατομή του δομικού χάλυβα
N_c	Τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής ορθής δύναμης στο πέλμα σκυροδέματος
$N_{c,f}$	Τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής ορθής δύναμης στο πέλμα σκυροδέματος με πλήρη διατμητική σύνδεση
$N_{c,el}$	Θλιπτική ορθή δύναμη στο πέλμα σκυροδέματος που αντιστοιχεί στην $M_{el,Rd}$
N_{Ed}	Τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής ορθής δύναμης
$N_{G,Ed}$	Τιμή σχεδιασμού του μέρους της θλιπτικής ορθής δύναμης που είναι μόνιμο
$N_{pl,a}$	Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής αντοχής της διατομής του δομικού χάλυβα σε ορθή δύναμη

$N_{pl,Rd}$ Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής αντοχής της σύμμικτης διατομής σε θλιπτική ορθή δύναμη
$N_{pl,Rk}$ Χαρακτηριστική τιμή της πλαστικής αντοχής της σύμμικτης διατομής σε θλιπτική ορθή δύναμη
$N_{pm,Rd}$ Τιμή σχεδιασμού της αντοχής του σκυροδέματος σε θλιπτική ορθή δύναμη
N_s Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής αντοχής του χάλυβα οπλισμού σε ορθή δύναμη
N_{sd} Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής αντοχής του χάλυβα οπλισμού σε εφελκυστική ορθή δύναμη
$V_{a,Ed}$ Τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης που ενεργεί στη διατομή του δομικού χάλυβα
$V_{c,Ed}$ Τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης που ενεργεί στο σκυρόδεμα εγκιβωτισμού του κορμού
V_{Ed} Τιμή σχεδιασμού της διατμητικής δύναμης που ενεργεί στη σύμμικτη διατομή
V_{ld} Τιμή σχεδιασμού της αντοχής της ακραίας αγκύρωσης
$V_{l,Rd}$ Τιμή σχεδιασμού της αντοχής σε διάτμηση
$V_{pl,Rd}$ Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής αντοχής της σύμμικτης διατομής σε κατακόρυφη διάτμηση
$V_{pl,a,Rd}$ Τιμή σχεδιασμού της πλαστικής αντοχής της διατομής του δομικού χάλυβα σε κατακόρυφη διάτμηση
V_{Rd} Τιμή σχεδιασμού της αντοχής της σύμμικτης διατομής σε κατακόρυφη διάτμηση
$V_{wp,c,Rd}$ Τιμή σχεδιασμού της διατμητικής αντοχής του σκυροδέματος εγκιβωτισμού κορμού ενός φατνώματος υποστυλώματος

ii. Λατινικά μικρά γράμματα

a Απόσταση μεταξύ παραλλήλων δοκών, διάμετρος ή πλάτος, απόσταση
b Πλάτος πέλματος διατομής χάλυβα, πλάτος πλάκας
b_b Πλάτος πυθμένα νεύρωσης σκυροδέματος
b_c Πλάτος σκυροδέματος εγκιβωτισμού σε διατομή από χάλυβα
b_{eff} Ολικό ισοδύναμο πλάτος
$b_{eff,1}$ Ισοδύναμο πλάτος στο μέσον ανοίγματος που στηρίζεται στα δύο άκρα
$b_{eff,2}$ Ισοδύναμο πλάτος σε θέση εσωτερικής στήριξης
$b_{eff,c,wc}$ Ενεργό πλάτος του κορμού υποστυλώματος σε θλίψη
b_{ei} Ενεργό πλάτος του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού
b_{em} Ισοδύναμο πλάτος σύμμικτης πλάκας
b_f Πλάτος πέλματος χαλύβδινης διατομής
b_i Γεωμετρικό πλάτος του πέλματος σκυροδέματος εκατέρωθεν του κορμού
b_m Πλάτος σύμμικτης πλάκας στο οποίο κατανέμεται το φορτίο
b_p Μήκος συγκεντρωμένου γραμμικού φορτίου
c Πλάτος προεξέχοντος χαλύβδινου πέλματος, ενεργή περίμετρος ράβδου οπλισμού
c_y, c_z Επικάλυψη σκυροδέματος
d Καθαρό ύψος κορμού διατομής από δομικό χάλυβα, διάμετρος κορμού διατμητικού ήλου, εξωτερική διάμετρος κυκλικής κοίλης χαλύβδινης διατομής , ελάχιστη εγκάρσια διάσταση υποστυλώματος
d_s Απόσταση μεταξύ του εφελκυόμενου χαλύβδινου οπλισμού και της ακραίας θλιβόμενης ίνας της σύμμικτης πλάκας, απόσταση μεταξύ του διαμήκους εφελκυόμενου οπλισμού και του κέντρου βάρους της διατομής της χαλύβδινης δοκού
e Εκκεντρότητα της φόρτισης
e_D Απόσταση από το άκρο
e_g Διάκενο μεταξύ του οπλισμού και της ακραίας μεταλλικής πλάκας σε ένα σύμμικτο υποστύλωμα
e_p Απόσταση από τον πλαστικό ουδέτερο άξονα του αυλακωτού χαλυβδόφυλλου μέχρι την ακραία εφελκυόμενη ίνα της σύμμικτης πλάκας
e_s Απόσταση του εφελκυόμενου οπλισμού από την ακραία ίνα της σύμμικτης πλάκας σε εφελκυσμό
f_{cd} Τιμή σχεδιασμού της θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος
f_{ck} Χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος στις 28 ημέρες
f_{cm} Μέση τιμή της μετρούμενης θλιπτικής αντοχής κυλίνδρου του σκυροδέματος
$f_{ct,eff}$ Μέση τιμή της ενεργού εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος
f_{ctm} Μέση τιμή της αξονικής εφελκυστικής αντοχής του σκυροδέματος
$f_{ct,0}$ Αντοχή αναφοράς του σκυροδέματος σε εφελκυσμό
f_{sd} Τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του χάλυβα οπλισμού
f_{sk} Χαρακτηριστική τιμή του ορίου διαρροής του χάλυβα οπλισμού
f_u Προδιαγεγραμμένη οριακή αντοχή εφελκυσμού
f_{ut} Πραγματική οριακή αντοχή εφελκυσμού σε ένα δοκίμιο
$f_y=f_a$ Ονομαστική τιμή του ορίου διαρροής του δομικού χάλυβα
$f_{yd}= f_{ad}$ Τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής του δομικού χάλυβα
h Ολικό ύψος, πάχος

h_a Υψος της διατομής του δομικού χάλυβα
h_c Υψος του σκυροδέματος εγκιβωτισμού σε διατομή από χάλυβα, πάχος του πέλματος σκυροδέματος
h_f Πάχος του πέλματος σκυροδέματος, πάχος των τελειωμάτων
h_n Θέση του ουδέτερου άξονα
h_s Υψος μεταξύ των κέντρων βάρους των πελμάτων της διατομής του δομικού χάλυβα, απόσταση μεταξύ του διαμήκους εφελκυομένου οπλισμού και του κέντρου της θλίψης
h_t Ολικό πάχος ενός δοκιμίου
k Συντελεστής ενίσχυσης για επιδράσεις δευτέρας τάξεως, συντελεστής, εμπειρικός συντελεστής για την διατμητική αντοχή σχεδιασμού
$k_{i,c}$ Προσθήκη στον συντελεστή δυσκαμψίας k_i λόγω εγκιβωτισμού του σκυροδέματος
k_{sc} Δυσκαμψία ενός διατμητικού συνδέσμου
k_{slip} Μειωτικός συντελεστής δυσκαμψίας οφειλόμενος σε παραμόρφωση της διατμητικής σύνδεσης
$k_{s,r}$ Συντελεστής δυσκαμψίας σειράς r διαμήκους οπλισμού σε εφελκυσμό
$k_{wc,c}$ Δείκτης σχετικός με την επίδραση της διαμήκους θλιπτικής τάσης στην εγκάρσια αντοχή του κορμού υποστυλώματος
k_1 Καμπτική δυσκαμψία του ρηγματωμένου σκυροδέματος της πλάκας, απλής ή σύμμικτης
k_2 Καμπτική δυσκαμψία του κορμού
t Ηλικία, πάχος
t_f Πάχος πέλματος διατομής δομικού χάλυβα
t_s Πάχος ενισχυτικού ελάσματος
t_w Πάχος κορμού διατομής δομικού χάλυβα
t_{wc} Πάχος κορμού διατομής δομικού χάλυβα υποστυλώματος
t_0 Ηλικία κατά τη φόρτιση
w_k Τιμή σχεδιασμού του πλάτους ρωγμής
x_{pl} Απόσταση μεταξύ του πλαστικού ουδέτερου άξονα και της ακραίας θλιβόμενης ίνας της πλάκας σκυροδέματος
y Αξονας διατομής παράλληλος προς τα πέλματα
z Αξονας διατομής κάθετος στα πέλματα, μοχλοβραχίονας
z_0 Κατακόρυφη απόσταση

iii. Ελληνικά μικρά γράμματα

γ_C Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για το σκυρόδεμα
γ_F Επιμέρους συντελεστής για τις δράσεις, ο οποίος λαμβάνει επίσης υπόψη αβεβαιότητες του προσομοιώματος και μεταβολές των διαστάσεων
γ_M Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για μία ιδιότητα του υλικού, ο οποίος λαμβάνει επίσης υπόψη αβεβαιότητες του προσομοιώματος και μεταβολές των διαστάσεων
γ_{M0} Επιμέρους συντελεστής του δομικού χάλυβα εφαρμοζόμενος στην αντοχή των διατομών, βλέπε EN 1993-1-1, 6.1(1)
γ_S Επιμέρους συντελεστής για τον χάλυβα οπλισμού
γ_{VS} Επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για την διατμητική αντοχή σχεδιασμού σύμμικτης πλάκας
δ Συντελεστής, λόγος συμβολής χάλυβα, κεντρικό βέλος
δ_{max} Κατακόρυφο θετικό βέλος
ε $\sqrt{235/f_y}$, όπου το f_y σε MPa
η Βαθμός διατμητικής σύνδεσης
$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$ Ισοδύναμοι συντελεστές βλάβης για καθολικές επιδράσεις και τοπικές επιδράσεις, αντίστοιχα
μ_d Συντελεστής σχετικός με τον σχεδιασμό σε θλίψη και μονο-αξονική κάμψη
μ_{dy} , μ_{dz} Συντελεστής μ_d σχετιζόμενος με το επίπεδο κάμψης
ν Μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη την επίδραση της διαμήκους θλίψης στην αντοχή σε διάτμηση, παράμετρος σχετιζόμενη με την παραμόρφωση της διατμητικής σύνδεσης
ν_a Λόγος Poisson για τον δομικό χάλυβα
ρ Παράμετρος σχετιζόμενη με την μειωμένη καμπτική αντοχή σχεδιασμού λόγω κατακόρυφης διάτμησης
ρ_s λόγος οπλισμού
$\sigma_{com,c,Ed}$ Διαμήκης θλιπτική τάση στο σκυρόδεμα εγκιβωτισμού λόγω της ορθής δύναμης σχεδιασμού
$\sigma_{c,Rd}$ Τοπική αντοχή σχεδιασμού του σκυροδέματος
σ_{ct} Εφελκυστική τάση στην ακραία ίνα του σκυροδέματος

$\sigma_{s,max,f}$ Τάση στον οπλισμό λόγω της καμπτικής ροπής $M_{Ed,max,f}$
$\sigma_{s,min,f,}$ Τάση στον οπλισμό λόγω της καμπτικής ροπής $M_{Ed,min,f}$
σ_s Τάση στον εφελκυόμενο οπλισμό
$\sigma_{s,max}$ Τάση στον οπλισμό λόγω της καμπτικής ροπής M_{max}
$\sigma_{s,max,0}$ Τάση στον οπλισμό λόγω της καμπτικής ροπής M_{max}, αγνοώντας το σκυρόδεμα σε εφελκυσμό
$\sigma_{s,0}$ Τάση στον εφελκυόμενο οπλισμό αγνοώντας την αύξηση της δυσκαμψίας του σκυροδέματος μεταξύ ρωγμών
τ_{Rd} Διατμητική αντοχή σχεδιασμού
$\tau_{u,Rd}$ Τιμή σχεδιασμού της διαμήκους διατμητικής αντοχής μιας σύμμικτης πλάκας
$\tau_{u,Rk}$ Χαρακτηριστική τιμή της διαμήκους διατμητικής αντοχής μιας σύμμικτης πλάκας
ϕ Διάμετρος (μέγεθος) μιας ράβδου οπλισμού
ϕ^* Διάμετρος (μέγεθος) μιας ράβδου οπλισμού
φ_t Συντελεστής ερπυσμού

iv. Δείκτες	
a	Δομικός χάλυβας
c	Σκυρόδεμα
d	Σχεδιασμός
k	Χαρακτηριστική τιμή
s	Χάλυβας οπλισμού
y	Διαρροή

4.3.2 Ιδιότητες υλικών

Παρακάτω δίνονται οι ποιότητες των υλικών που προβλέπονται από τον EC 1994 και τους ισχύοντες Ελληνικούς κανονισμούς.

4.3.2.1 Σκυρόδεμα

Για τη μελέτη και κατασκευή των έργων, ο Πίνακας 4-3 δίνει, σύμφωνα με τον ΚΤΣ 2016 τις κατηγορίες σκυροδέματος και τα μηχανικά χαρακτηριστικά τους.

Πίνακας 4-3. Κατηγορίες σκυροδέματος

	Κατηγορία αντοχής						
Μηχανική ιδιότητα	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Ελάχιστη χαρακτηριστική αντοχή κυλινδρικού δοκιμίου $f_{ck,cyl}$ [MPa]	20	25	30	35	40	45	50
Ελάχιστη χαρακτηριστική αντοχή κυβικού δοκιμίου $f_{ck,cube}$ [MPa]	25	30	37	45	50	55	60
Μέση εφελκυστική αντοχή f_{ctm} [MPa]	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
Μέση τιμή επιβατικού μέτρου ελαστικότητας E_{cm} [GPa]	29	30.5	32	33.5	35	36	37
Λόγος Poisson ν_c	0.2 (ελαστικές τροπές, 0 (ρηγματωμένο υπό εφελκυσμό)						
Συντελεστής θερμικής διαστολής α_t [/°C]	10^{-5}						
Μέγιστη θλιπτική τροπή	3.5‰ - 2‰						
Μοναδιαίο βάρος γ_c [kN/m^3]	24 (άοπλο), 25 (οπλισμένο)						

Η οριακή τάση του σκυροδέματος για υπολογισμούς αντοχών με βάση την πλαστική ανάλυση, λαμβάνεται ίση με:

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5}$$

(4-2)

4.3.2.2 Δομικοί χάλυβες

Οι ποιότητες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των δομικών χαλύβων δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10025. Οι χαρακτηριστικές τιμές του ορίου διαρροής f_{ya} και της εφελκυστικής αντοχής f_{ua} δίνονται από τον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 4-4. Μηχανικές ιδιότητες δομικών χαλύβων

Μηχανική ιδιότητα	Πάχος στοιχείου t[mm]	S235	S275	S355
Όρια διαρροής f_{ya} [MPa]	≤16	235	275	355
	]16-40]	225	265	345
	]40-100]	215		
Μέτρο Ελαστικότητας E_a [GPa]		210		
Λόγος Poisson ν_a		0.3		
Συντελεστής θερμικής διαστολής α_t [/ºC]		10^{-5}		
Μοναδιαίο βάρος γ_a [kN/m^3]		78.5		

Η τάση σχεδιασμού των δομικών χαλύβων δίνεται από τη σχέση:

$$f_{ad} = \frac{f_{ay}}{\gamma_a} = \frac{f_{ay}}{1.1}$$

(4-3)

4.3.2.3 Χάλυβες κοχλιών

Οι ποιότητες των κοχλιών ορίζονται από την προδιαγραφή ISO R989. Το όριο διαρροής f_{yb} και η εφελκυστική αντοχή f_{ub} δίνονται για τις διάφορες ποιότητες στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 4-5. Χαρακτηριστικές τιμές ορίου διαρροής και εφελκυστικής αντοχής κοχλιών

Ποιότητα κοχλία	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [MPa]	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} [MPa]	400	400	500	500	600	800	1000

Ο κοχλίες συμβολίζονται με δύο αριθμούς, εκ των οποίων ο πρώτος δηλώνει το 1/100 της εφελκυστικής αντοχής f_{ub} [MPa], και ο δεύτερος το δεκαπλάσιοπ του λόγου του ορίου διαρροής f_{yb} προς την εφελκυστική αντοχή f_{ub}. Για παράδειγμα, κοχλίας ποιότητας 5.6 υποδηλώνει κοχλία εφελκυστικής αντοχής f_{ub}=5×100=500MPa, και ορίου διαρροής f_{yb}=6×500/10=300MPa.

4.3.2.4 Χάλυβες σκυροδέματος

Οι χάλυβες σκυροδέματος, δίνονται στην ευρωπαϊκή προδιαγραφή EN10080 και τον ΚΤΧ 2008. Είναι κατηγορίας B500A και B500C. Το όριο διαρροής τους είναι 500MPa. Η διάμετρος τους είναι από 5 έως 40 mm. Η τροπή τους στο μέγιστο φορτίο είναι ≥2.5mm για τους B500A και ≥7.5mm για τους B500C. Το μέτρο ελαστικότητάς τους σε συνήθεις θερμοκρασία (T=20 ºC) είναι 200GPa, και ο λόγος Poisson 0.3. Το μέτρο διάτμησης λαμβάνεται 80GPa, και το μέτρο διόγκωσης 165GPa. Η πυκνότητα του χάλυβα λαμβάνεται στους υπολογισμούς ίση με 7850kg/m^3. Ο συντελεστής γραμμικής διαστολής του χάλυβα στο διάστημα από 0 ºC έως 100 ºC είναι περίπου $1.2 \cdot 10^{-5}$/ºC. Η τάση σχεδιασμού των χαλύβων σκυροδέματος δίνεται από τη σχέση:

$$f_{sd} = \frac{f_{sy}}{\gamma_a} = \frac{f_{sy}}{1.15}$$

(4-4)

4.3.3 Γεωμετρικοί περιορισμοί

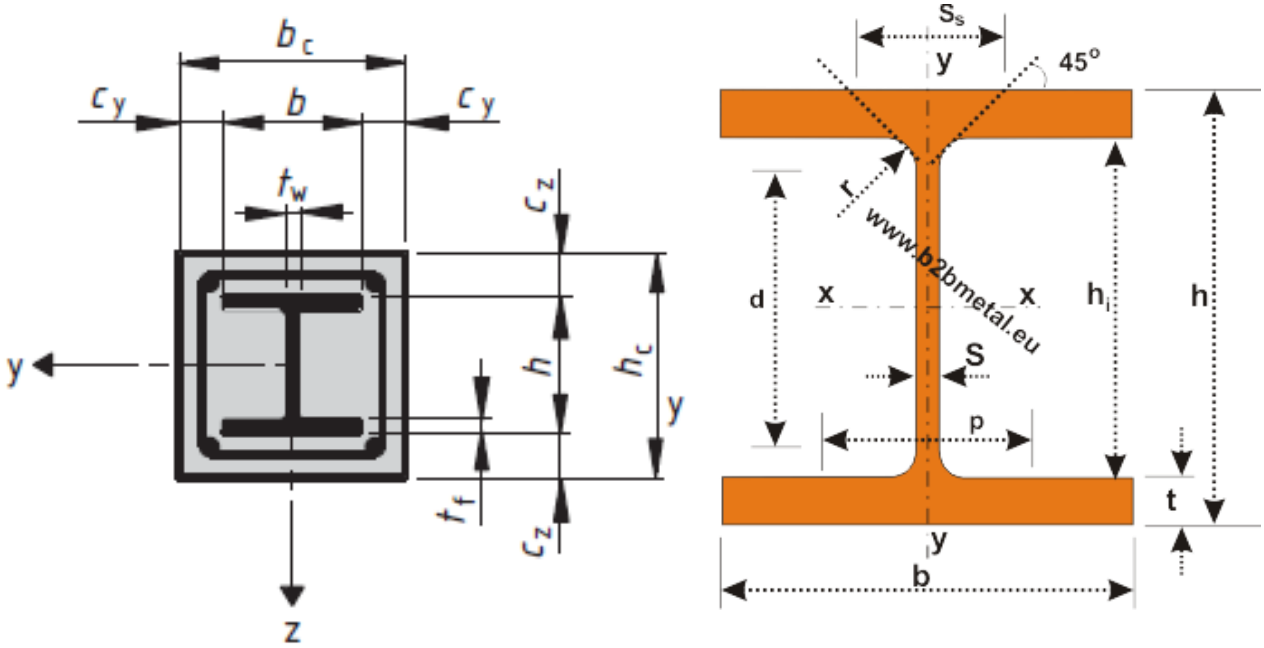
Η επιρροή του τοπικού λυγισμού μπορεί να παραλείπεται σε μία χαλύβδινη διατομή πλήρως εγκιβωτισμένη, με την προϋπόθεση ότι δεν ξεπερνιούνται οι μέγιστες τιμές:

$$max\left(\frac{b}{t_f}\right) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{4-5}$$

Στο Σχήμα 4-7α δίνονται οι γεωμετρικοί συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται από τον EC4. Ο Πίνακας 4-6 περιέχει τυπικά γεωμετρικά δεδομένα για μια πρότυπη δοκό, της οποίας οι γεωμετρικοί συμβολισμοί δίνονται στο Σχήμα 4-7β.

Πίνακας 4-6. Πρότυπη διατομή HEB 200, DIN 1025, Euronorm 53-62 (Dimension), EN 10034: 1993 (Tolerance), EN 10163-3, C (Surface), STN 42 5550, ČSN 42 5550, TDP: STN 42 0135.

Βάρος	**Ονομαστικές διαστάσεις**					**Διατομή**	**Λεπτομερείς διαστάσεις**						**Επιφάνεια**	
	b	**h**	**s**	**t**	**r**	**A**	**h_1**	**d**	**Ø**	**p_{min}**	**p_{max}**		**A_L**	**A_G**
kg/m	**mm**					**cm²**	**mm**	**mm**		**mm**			**m²/m**	**m²/m**
61.3	200	200	9	15	18	78.1	170	134	M27	100	100		1.151	18.78
Ιδιότητες διατομής, στατικά δεδομένα														
Ισχυρός άξονας x-x							**Ασθενής άξονας y-y**							
I_x	**$W_{el.x}$**	**$W_{pl.x}$**	**i_x**	**A_{vy}**	**S_x**	**I_y**	**$W_{el.y}$**	**$W_{pl.y}$**	**i_y**	**S_s**	**I_t**	**I_w**		
cm⁴	**cm³**	**cm³**	**cm**	**cm²**	**cm³**	**cm⁴**	**cm³**	**cm³**	**cm**	**mm**	**cm⁴**	**cm**		
5696	569.6	642.5	8.54	24.83	321	2003	200.3	304.8	5.07	60.09	59.28	171.1		



(α) Συμβολισμός γεωμετρικών στοιχείων διατομής σύμφωνα με τον EC4

(β) Συμβολισμός γεωμετρικών στοιχείων διατομής του Πίνακα

Σχήμα 4-7. Γεωμετρικά στοιχεία διατομής

Για μία πλήρως εγκιβωτισμένη χαλύβδινη διατομή, τα ελάχιστα όρια επικάλυψης σκυροδέματος και τα μέγιστα όριά της που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό, είναι:

$$\min c_z = 40mm; \min c_y = 40mm$$
$$\max c_z = 0.3 \cdot h; \max c_y = 0.4 \cdot b$$

(4-6)

Ο διαμήκης οπλισμός που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στον υπολογισμό δεν πρέπει να υπερβαίνει το 6% της επιφάνειας του σκυροδέματος:

$$\max \rho_d = 6\%$$

(4-7)

Ο λόγος του ύψους h_c προς το πλάτος b_c της σύμμικτης διατομής, πρέπει να είναι μέσα στα όρια:

$$0.2 \leq \frac{h_c}{b_c} \leq 5$$

(4-8)

4.3.4 Παραμορφωσιμότητα

Ο δομικός χάλυβας και το σκυρόδεμα στις σύμμικτες κατασκευές υποχρεούνται σε κοινές παραμορφώσεις. Κατά τον προσδιορισμό της δυσκαμψίας της κατασκευής, σύμφωνα με την §5.2.1 του EC4, πρέπει να λαμβάνονται κατάλληλα υπόψη η ρωγμάτωση και ο ερπυσμός του σκυροδέματος, καθώς και η συμπεριφορά των κόμβων. Εφόσον, ο φορέας λειτουργεί κυρίως σε θλίψη η ρωγμάτωση πρακτικά δεν μειώνει τη δυστένεια του σκυροδέματος και των κόμβων. Ο ερπυσμός του σκυροδέματος, σε πρώτη προσέγγιση, δύναται να ληφθεί υπόψη με τη μείωση του μέτρου ελαστικότητάς του. Αριθμητικές αναλύσεις δύνανται να λάβουν υπόψη με ακρίβεια τις παραπάνω αποκλίσεις από τη συνέχεια του μέσου και τη διαχρονική αμεταβλητότητα των ιδιοτήτων του.

4.3.4.1 Ισοδύναμες παράμετροι

Εφόσον δυνάμεθα να αγνοήσουμε τις παραπάνω αποκλίσεις, δυνάμεθα να εξισώσουμε τις ελαστικές παραμορφώσεις του χάλυβα και του σκυροδέματος εντός της διατομής του ισοδύναμου σύμμικτου φορέα, οπότε προκύπτει:

$$E \cdot A = E_a \cdot A_a + E_c \cdot A_c; E \cdot I = E_a \cdot I_a + E_c \cdot I_c$$

(4-9)

E, E_a, E_c, τα μέτρα ελαστικότητας του ισοδύναμου φορέα, του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντίστοιχα.
I, I_a, I_c, οι ροπές αδρανείας των διατομών του ισοδύναμου φορέα, του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντίστοιχα.
A, A_a, A_c, τα εμβαδά των διατομών του ισοδύναμου φορέα, του χάλυβα και του σκυροδέματος, αντίστοιχα.

Οι παραπάνω σχέσεις ανά μέτρο μήκους της σήραγγας γίνονται:

$$E \cdot t = E_a \cdot \frac{A_a}{s_a} + E_c \cdot t_c; E \cdot t^3 = 12 \cdot E_a \cdot \frac{I_a}{s_a} + E_c \cdot t_c^3$$

(4-10)

t, t_c, τα πάχη των διατομών του ισοδύναμου φορέα και του σκυροδέματος, αντίστοιχα και s_a η απόσταση μεταξύ των πλαισίων.

Επιλύοντας τις δύο παραπάνω σχέσεις ως προς το πάχος και το μέτρο ελαστικότητας του ισοδύναμου φορέα, προκύπτει:

$$t = \sqrt{\frac{12 \cdot E_a \cdot \frac{I_a}{s_a} + E_c \cdot t_c^3}{E_a \cdot \frac{A_a}{s_a} + E_c \cdot t_c}} = t_c \cdot \sqrt{\frac{\frac{12}{t_c^3} \cdot \frac{E_a}{E_c} \cdot \frac{I_a}{s_a} + 1}{\frac{1}{t_c} \cdot \frac{E_a}{E_c} \cdot \frac{A_a}{s_a} + 1}};$$

$$E = \sqrt{\frac{\left(E_a \cdot \frac{A_a}{s_a} + E_c \cdot t_c\right)^3}{12 \cdot E_a \cdot \frac{I_a}{s_a} + E_c \cdot t_c^3}} = E_c \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{E_a}{E_c} \cdot \frac{A_a}{s_a} + t_c\right)^3}{12 \cdot \frac{E_a}{E_c} \cdot \frac{I_a}{s_a} + t_c^3}}$$

(4-11)

Αν θεωρήσουμε ότι το ισοδύναμο πάχος είναι το πάχος της επένδυσης του σκυροδέματος, τότε:

$$E = E_c + \frac{E_a}{t_c} \cdot \frac{A_a}{s_a}$$

(4-12)

4.3.4.2 Εφαρμογή

Σήραγγα διανοίγεται με στήριξη από επένδυση εκτοξευμένου σκυροδέματος C25/30 πάχους t_c=250mm και χαλύβδινα τόξα HEB200 ανά μέτρο. *Δίνονται: $E_a=210\cdot10^9$Pa, $E_c=30\cdot10^9$Pa, $I_a=5696\cdot10^{-8}m^4$, $A_a=78.1\cdot10^{-4}m^2$.*
(α) Να υπολογιστούν το ισοδύναμο πάχος και ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας του σύμμικτου φορέα.
(β) Να υπολογιστούν το ισοδύναμο πάχος και ισοδύναμο μέτρο ελαστικότητας του σύμμικτου φορέα, αν το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι μειωμένο στο 1/5 (E_c=6GPa) της τιμής του λόγω ερπυσμού στο αρχικό στάδιο λειτουργίας του.

Απάντηση
(α) Σύμφωνα με την (4-11), t=0.259m, E=35.31GPa.
Προκύπτει δηλαδή μία αύξηση του πάχους κατά 3.5% και του μέτρου ελαστικότητας κατά 17.7%, σε σχέση με την επένδυση από σκυρόδεμα.
Αν χρησιμοποιηθεί η σχέση (4-12), t=t_c=0.250mm, E=36.56GPa. Προκύπτει δηλαδή μία αύξηση του μέτρου ελαστικότητας 21.9%, σε σχέση με το σκυρόδεμα.

(β) Σύμφωνα με την (4-11), t=0.275m, E=11.42GPa.
Προκύπτει δηλαδή μία αύξηση του πάχους κατά 10% και του μέτρου ελαστικότητας κατά 90%, σε σχέση με την επένδυση από σκυρόδεμα.
Αν χρησιμοποιηθεί η σχέση (4-12), t=t_c=0.250mm, E=12.56GPa. Προκύπτει δηλαδή μία αύξηση του μέτρου ελαστικότητας κατά 109%, σε σχέση με το σκυρόδεμα.
Παρατηρούμε τη σημαντική συμβολή των χαλύβδινων πλαισίων στο πρώτο σημαντικό χρονικό διάστημα λειτουργίας τους ως άμεση υποστήριξη.

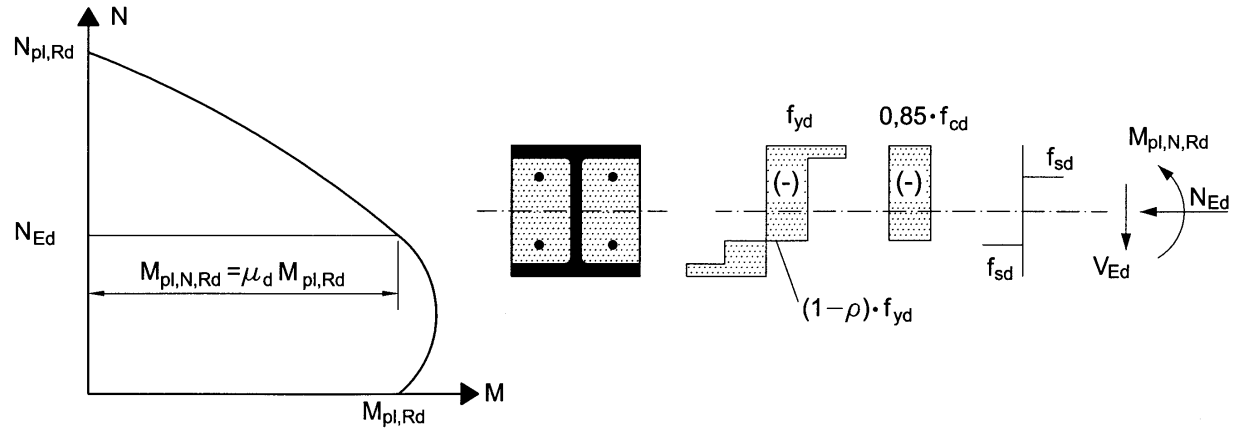
4.3.5 Αντοχή των διατομών

Η πλαστική αντοχή σε θλίψη $N_{pl,Rd}$ μιας σύμμικτης διατομής επένδυσης σήραγγας, με το δομικό στοιχείο δομικού χάλυβα εγκιβωτισμένο στο σκυρόδεμα, υπολογίζεται αθροίζοντας τις πλαστικές αντοχές των μερών που την αποτελούν:

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{yd} + 0.85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$$

(4-13)

Η αντοχή μιας διατομής σε συνδυασμένη θλίψη και κάμψη και η αντίστοιχη καμπύλη αλληλεπίδρασης μπορούν να υπολογίζονται υποθέτοντας ορθογωνικά διαγράμματα τάσεων όπως φαίνεται στο Σχήμα 4-8. Η εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος θα αγνοείται.



Σχήμα 4-8. Καμπύλη αλληλεπίδρασης για συνδυασμένη θλίψη και μονοαξονική κάμψη (EN 1994-1-1:2004)

Κατά τον καθορισμό της καμπύλης αλληλεπίδρασης, θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των εγκαρσίων διατμητικών δυνάμεων στην αντοχή σε κάμψη και σε αξονική δύναμη, εφόσον η τέμνουσα δύναμη $V_{a,Ed}$ στη χαλύβδινη διατομή υπερβαίνει το 50% της διατμητικής αντοχής σχεδιασμού[1] $V_{pl,a,Rd}$ της χαλύβδινης διατομής, δηλ.:

$$V_{a,Ed} > 0.5 \cdot V_{pl,a,Rd} \tag{4-14}$$

Στην περίπτωση που ισχύει η σχέση (4-14), η επιρροή της τέμνουσας στην αντοχή σε συνδυασμένη κάμψη και θλίψη λαμβάνεται υπόψη μέσω μιας μειωμένης αντοχής σχεδιασμού του χάλυβα:

$$f_{ad}{}' = (1-\rho) \cdot f_{ad};\ \rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1\right)^2 \tag{4-15}$$

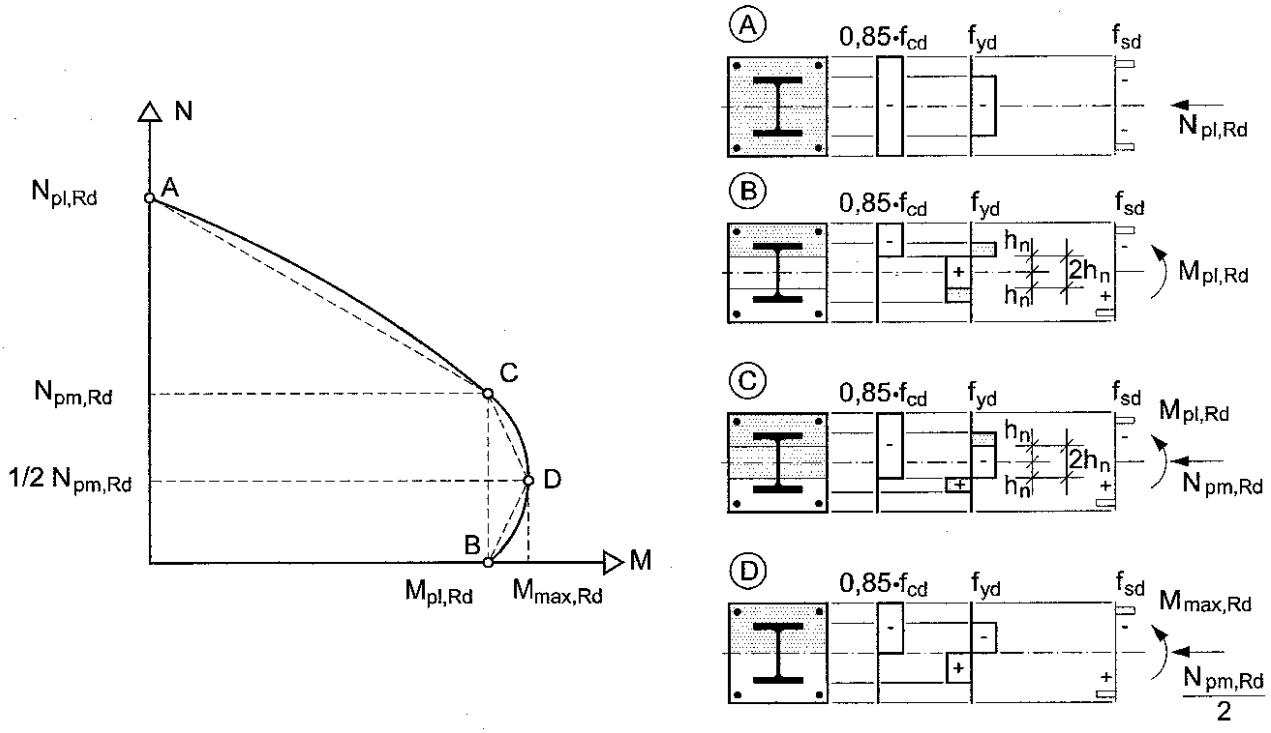
στην επιφάνεια διάτμησης A_v, σύμφωνα με τον EC4. Η τέμνουσα δύναμη $V_{a,Ed}$ δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε διάτμηση της χαλύβδινης διατομής, και η τέμνουσα δύναμη του σκυροδέματος $V_{c,ED}$ δεν πρέπει να υπερβαίνει την αντοχή σε διάτμησή του, σύμφωνα με το EN 1992-1-1, §6.2. Εφόσον δεν πραγματοποιείται ακριβέστερη ανάλυση, τότε:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{plRd}};\ V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed}$$

Δύναται να θεωρηθεί ότι η συνολική τέμνουσα δύναμη αναλαμβάνεται πλήρως από τη χαλύβδινη διατομή μόνο.

Χάριν απλοποίησης, η καμπύλη αλληλεπίδρασης μπορεί να αντικατασταθεί από πολυγωνικό διάγραμμα (τη διακεκομένη γραμμή στο Σχήμα 4-9α). Το Σχήμα 4-9β δείχνει για παράδειγμα την κατανομή της πλαστικής τάσης μιας πλήρως εγκιβωτισμένης διατομής για τα σημεία A έως D. Η $N_{pm,Rd}$ λαμβάνεται ίση με 0.85 f_{cd} A_c για διατομές πλήρως και μερικώς εγκιβωτισμένες στο σκυρόδεμα, όπως στην περίπτωση των επενδύσεων των σηράγγων.

[1] κάτι το οποίο δεν αναμένεται στις επενδύσεις των σηράγγων.



(α) *(β)*

Σχήμα 4-9. Απλουστευμένη καμπύλη αλληλεπίδρασης και αντίστοιχες κατανομές τάσεων

Για συνδυασμένη θλίψη και μονοαξονική κάμψη πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη σχέση βασισμένη στην καμπύλη αλληλεπίδρασης:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d \cdot M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M$$

(4-16)

όπου:
M_{Ed} είναι η μέγιστη των ακραίων ροπών και η μέγιστη καμπτική ροπή εντός του μήκους του τοιχώματος, περιλαμβανομένων ατελειών και επιρροών δευτέρας τάξεως εάν είναι απαραίτητο,
$M_{pl,N,Rd}$ είναι η πλαστική καμπτική αντοχή λαμβανομένης υπόψη της αξονικής δύναμης N_{Ed}, που δίνεται από την μ_d $M_{pl,Rd}$, όπως ορίζεται στο Σχήμα 4-8.
$M_{pl,Rd}$ είναι η πλαστική καμπτική αντοχή, που δίνεται από το σημείο Β στο Σχήμα 4-9.
Ο συντελεστής α_M λαμβάνεται ίσος με 0.9 για ποιότητες χάλυβα μεταξύ S235 και S355, και ίσος με 0.8 για ποιότητες S420 και S460.
Η τιμή $\mu_d = \mu_{dy}$ ή μ_{dz} αναφέρεται στην πλαστική ροπή αντοχής σχεδιασμού $M_{pl,Rd}$ για το θεωρούμενο επίπεδο κάμψης, και ορίζεται στο Σχήμα 4-8.

4.3.6 Διατμητική αντίσταση

Με την προϋπόθεση ότι η επιφάνεια της χαλύβδινης διατομής είναι άβαφη και απαλλαγμένη από λάδια, γράσα και χαλαρή καλαμίνα ή σκουριά, για την τιμή τ_{Rd} μπορεί να λαμβάνεται:

$$\tau_{Rd} = 0.30MPa$$

(4-17)

Η τιμή της τ_{Rd} ισχύει για διατομές με ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος 40mm και εγκάρσιο και διαμήκη οπλισμό σύμφωνα με την 4.3.7. Για μεγαλύτερη επικάλυψη και επαρκή οπλισμό, μπορούν να χρησιμοποιούνται μεγαλύτερες τιμές της τ_{Rd}. Εκτός εάν έχει ελεγχθεί από δοκιμές, για πλήρως εγκιβωτισμένες διατομές μπορεί να χρησιμοποιείται η αυξημένη τιμή $\beta_c \tau_{Rd}$, με το β_c από την:

$$\beta_c = 1 + 0.02 \cdot c_z \cdot \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z}\right) \leq 2.5$$

(4-18)

όπου:
c_z η ονομαστική τιμή της επικάλυψης σκυροδέματος σε mm
$c_{z,min}$=40 mm, η ελάχιστη επικάλυψη σκυροδέματος.

4.3.7 Διατάξεις λεπτομερειών

Προβλέπεται τουλάχιστον μία ελάχιστη επικάλυψη οπλισμένου σκυροδέματος ώστε να εξασφαλίζεται η ασφαλής μεταβίβαση των δυνάμεων συνάφειας, η προστασία του χάλυβα από διάβρωση και η απολέπιση του σκυροδέματος. Η επικάλυψη σκυροδέματος του πέλματος δεν θα πρέπει να είναι μικρότερη από 40mm, ούτε μικρότερη από το ένα-έκτο του πλάτους b του πέλματος. Η επικάλυψη του οπλισμού θα πρέπει να είναι σύμφωνα με το EN 1992-1-1, Μέρος 4.

Ο διαμήκης οπλισμός που συμμετέχει στην αντοχή της διατομής δεν πρέπει να είναι λιγότερος του 0,3% της διατομής του σκυροδέματος. Ο εγκάρσιος και διαμήκης οπλισμός υπολογίζεται και διατάσσεται σύμφωνα με το EN 1992-1-1, 9.5. Η καθαρή απόσταση των διαμήκων ράβδων από τη χαλύβδινη διατομή μπορεί να είναι μικρότερη από την απαιτούμενη, ακόμη και μηδενική. Για πλήρως ή μερικώς εγκιβωτισμένα μέλη, όπου οι περιβαλλοντικές συνθήκες είναι κατηγορίας X0 σύμφωνα με το EN 1992-1-1, Πίνακας 4.1, και ο διαμήκης οπλισμός αγνοείται κατά τον σχεδιασμό, προβλέπεται ένας ελάχιστος διαμήκης οπλισμός διαμέτρου 8 mm ανά αποστάσεις 250 mm και ένας εγκάρσιος οπλισμός διαμέτρου 6 mm ανά αποστάσεις 200 mm . Εναλλακτικά μπορεί να χρησιμοποιηθεί ηλεκτροσυγκολλητό πλέγμα οπλισμού διαμέτρου 4 mm.

4.3.8 Πλαίσια μη ενσωματωμένα στο σκυρόδεμα.

Διάφοροι ερευνητές έχουν εξετάσει τη φέρουσα ικανότητα των πλαισίων να φέρουν φορτίο από μόνα τους. Για το σκοπό αυτό έχουν αναλύσει τη συμπεριφορά τους σε αριθμητικά προσομοιώματα, για διάφορους τύπους φόρτισης. Οι Mitri & Khan (1991), μελέτησαν τη συμπεριφορά διαφόρων βρετανικών (παλαιότερων) πρότυπων πλαισίων από χάλυβα με όριο διαρροής 268MPa, και έδωσαν πίνακες τιμών φέρουσας ικανότητας, για διαμέτρους σήραγγας από 2 έως 8m, ανά 1m και διάφορες μορφές. Μία από αυτές φαίνεται στο Σχήμα 4-10^{α} εξετάστηκε για διάφορα ύψη συναρτήσει του συντελεστή λάμδα, του ύψους του ποδός του πλαισίου ως προς το συνολικό ύψος:

$$λάμδα = \frac{h}{h + \frac{D}{2}}$$

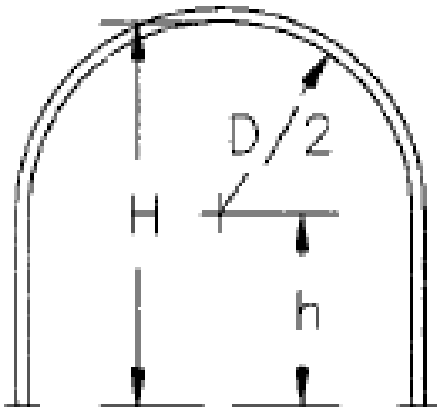
(4-19)

Τα πλαίσια φορτίστηκαν όπως φαίνεται στο Σχήμα 4-10β, και παραχθήκανε πίνακες φέρουσας ικανότητας. Εφόσον το όριο διαρροής f_{ay} του χάλυβα διαφέρει, η φέρουσα ικανότητα P αλλάζει από την τιμή P_t των πινάκων σε P_u, ανάλογα. Επίσης, για ενδιάμεσες διαμέτρους D μεταξύ D_i και D_j, (i, j: 1, 2, …..,8) η φέρουσα ικανότητα P_u υπολογίζεται με γραμμική παρεμβολή μεταξύ των τιμών P_i και P_j.

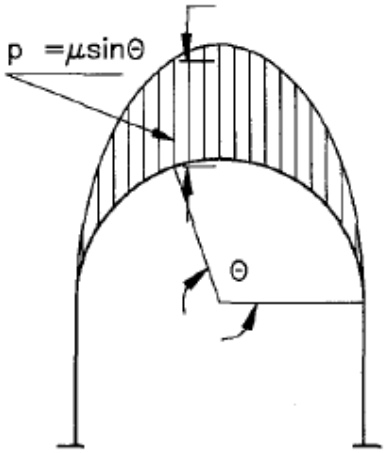
$$\frac{P_u}{P_t} = \frac{f_{ay}[MPa]}{268};\ \frac{P_u}{P_i} = 1 - \frac{D - D_i}{D_j - D_i} \cdot \frac{P_i - P_j}{P_i};\ D_j > D_i, P_i > P_j$$

(4-20)

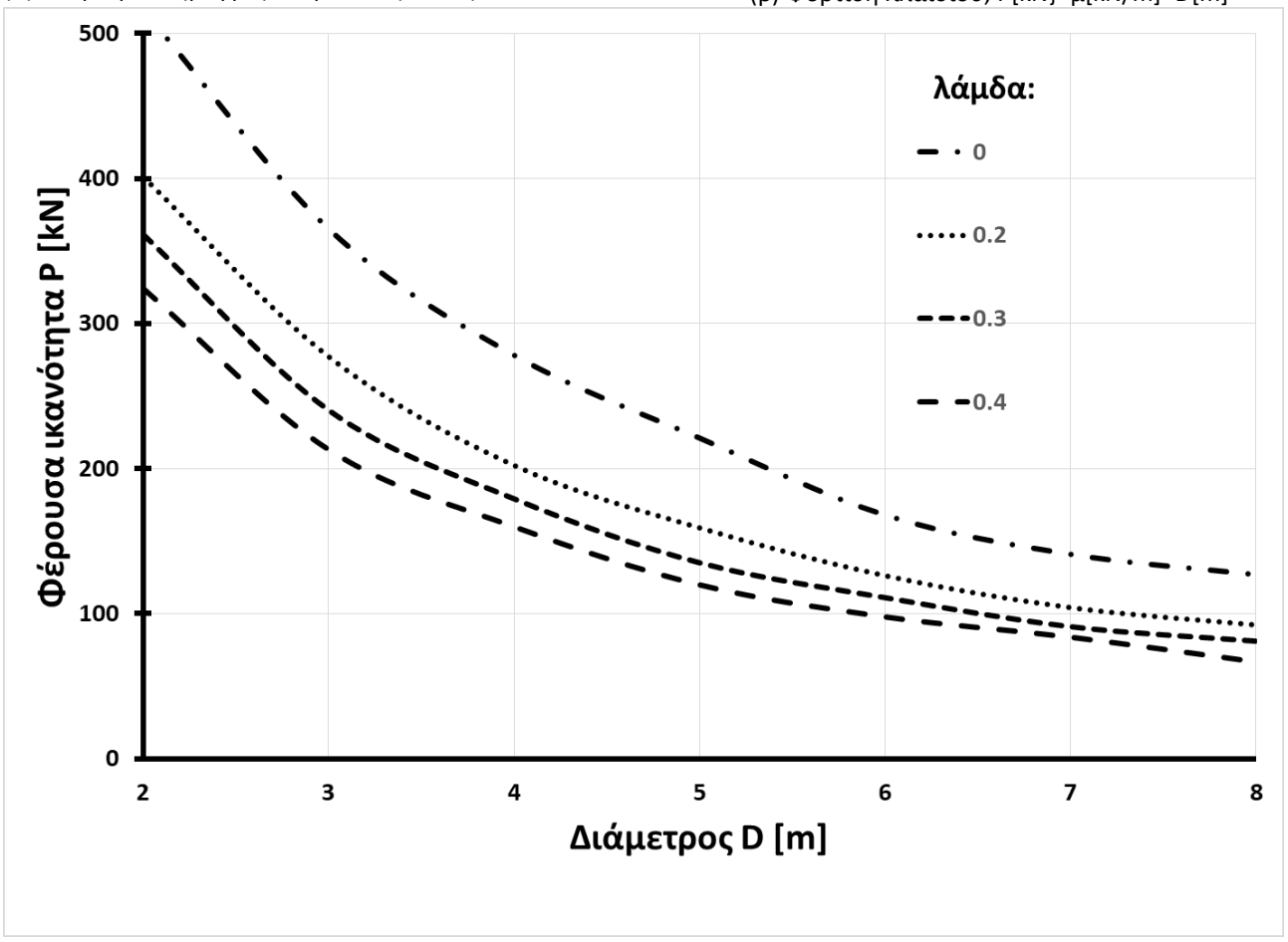
Με βάση τους πίνακες αυτούς, σχεδιάζεται στο Σχήμα 4-10γ η φέρουσα ικανότητα πρότυπου πλαισίου Η3, παρόμοιου με ΗΕΒ100, ως συνάρτηση της διαμέτρου της σήραγγας, για διάφορους λόγους ύψους ποδός πλαισίου προς το συνολικό ύψος του πλαισίου.



(α) Γεωμετρία σήραγγας. λάμδα=h/(h+D/2)



(β) Φόρτιση πλαισίου, P[kN}=μ[kN/m]×D[m]



(γ)Διάγραμμα φέρουσας ικανότητας πλαισίου Η3 (~ΗΕΒ100), από χάλυβα ορίου διαρροής 268MPa

Σχήμα 4-10. Φέρουσα ικανότητα πλαισίου σήραγγας ως συνάρτηση της διαμέτρου και του λόγου λάμδα.

Βιβλιογραφία

AFTES (1978). "Recommendations on the use of arches in the construction of underground works", working group 7, Support and Lining.

AFTES (1999). "Calcul, fabrication et mise en œuvre des cintres réticulés", Tunnels et ouvrages souterrains – no156, novembre/décembre, pp. 343-358.

Grimstad E, Kankes K, Bhasin R, Magnussen AW, Kaynia A (2001). "Rock mass quality Q used in designing reinforced ribs of sprayed concrete and energy absorption",

Mitri HS and Khan UH (1991). "Design guidelines for steel arch supports in underground mining", Mining Science and Technology, 13, 37-44, Elsevier Science Publishers BV, Amsterdam.

NGI (2015). "Handbook: Using the Q system. Rock mass classification and support design".

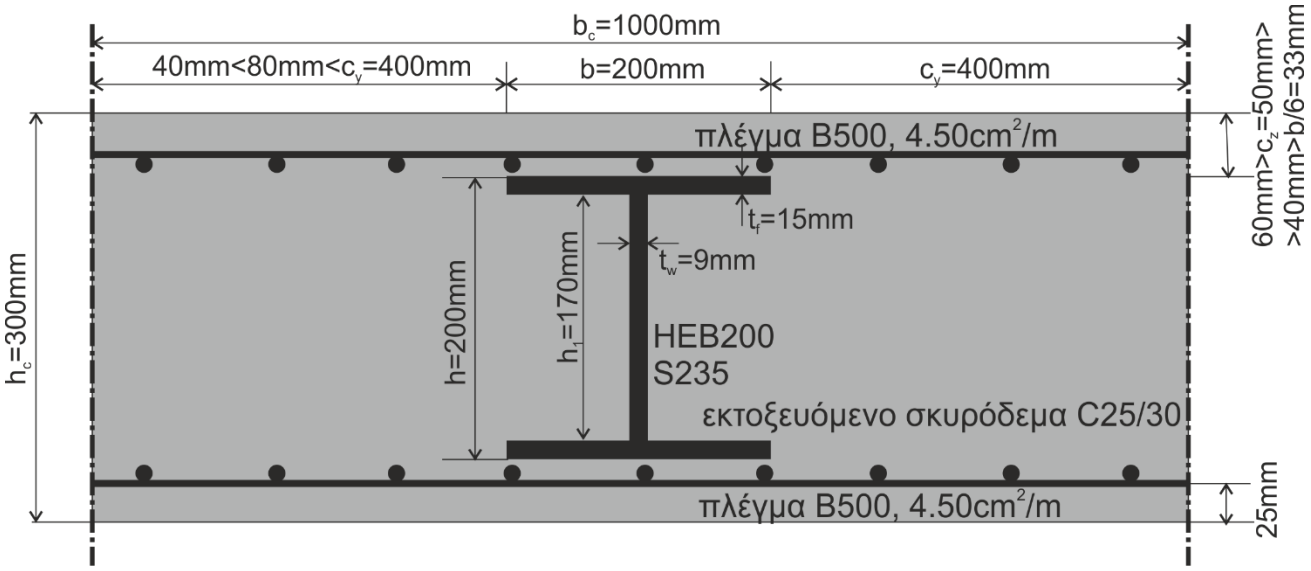
ΟΚ (2010a). «Οριστική Μελέτη Υπογείου Τμήματος Σήραγγας-Εκσκαφή και Άμεση Υποστήριξη-Τεχνική Έκθεση, Σήραγγα TU.162 (T5), Κεντρικός Αυτοκινητόδρομος Ελλάδος», σελ. 119.

ΟΚ (2010b). «Οριστική Μελέτη Υπογείου Τμήματος Σήραγγας-Εκσκαφή και Άμεση Υποστήριξη-Τεχνική Έκθεση, Σήραγγα TU.162 (T5), Κεντρικός Αυτοκινητόδρομος Ελλάδος», σελ. 130-1.

Κριτήρια αξιολόγησης

Κριτήριο αξιολόγησης 1

Σήραγγα διανοίγεται σε πτωχή βραχομάζα που απαιτεί επένδυση από εκτοξευμένο σκυρόδεμα C35/45 πάχους 300mm, πλαίσια HEB200 ανά 1 m από χάλυβα S235, και χαλύβδινο πλέγμα 4.50cm²/m από χάλυβα B500. Ο Πίνακας 4-6 περιέχει τα γεωμετρικά στοιχεία της δοκού. Για την επένδυση ζητείται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης με βάση την απλοποιημένη μέθοδο του EC4, θεωρώντας την ως σύμμεικτο φορέα για πλάτος ως ορίζεται από τους κανονισμούς και κατά το υπόλοιπο πλάτος ως φορέα σκυροδέματος μόνο.



Σχήμα 4-11. Χαλύβδινο πλαίσιο εγκιβωτισμένο στην επένδυση από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα

Απάντηση/Λύση

Το πεδίο εφαρμογής της απλοποιημένης μεθόδου περιορίζεται σε μέλη με διατομή διπλής συμμετρίας και σταθερή κατά μήκος, αποτελούμενα από ελατές, ψυχρής μορφοποίησης ή συγκολλητές χαλύβδινες διατομές. Κίνδυνος λυγισμού του φορέα δεν υφίσταται τόσον στον ασθενή άξονα λόγω του εγκιβωτισμού του στην επένδυση από σκυρόδεμα, όσον και κατά τον ισχυρό άξονα λόγω της παρεμπόδισης που παρέχεται από το πέτρωμα.

(α) Γεωμετρικοί περιορισμοί

Για την πλήρως εγκιβωτισμένη χαλύβδινη διατομή, τα ελάχιστα όρια επικάλυψης σκυροδέματος και τα μέγιστα όρια τους που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον υπολογισμό είναι:

$\min c_y = 40\text{mm} \leq c_y = 400\text{mm}$

$\min c_z = 40mm \leq c_z = 50mm$

$\max c_y = 0.4 \cdot b = 0.4 \cdot 200 = 80mm < c_y = 400mm \Longrightarrow c_{y,calc} = 80mm$

$\max c_z = 0.3 \cdot h = 0.3 \cdot 200 = 60mm > c_z = 50mm$

Παρατηρούμε, όπως και στο Σχήμα 4-11, ότι τα ελάχιστα όρια ικανοποιούνται. Επίσης η επικάλυψη c_z μπορεί να ληφθεί ολόκληρη στους υπολογισμούς. Αντίθετα η επικάλυψη c_y δεν μπορεί να ληφθεί ολόκληρη στους υπολογισμούς, αλλά μόνον $c_{y,calc}$=80mm εκατέρωθεν της διατομής. Άρα, στους υπολογισμούς:

$b_c = 360mm, h_c = 300mm$

Ο διαμήκης οπλισμός που μπορεί να χρησιμοποιηθεί στον υπολογισμό δεν πρέπει να υπερβαίνει το 6% της επιφάνειας του σκυροδέματος, και θα πρέπει να υπερβαίνει τα κατώτερα όρια:

$$\min \rho = 0.3\% \le \frac{A_s}{A_c} = \frac{2 \cdot 450}{\sim 300 \cdot 1000} = 0.3\% \le \max \rho = 6\%$$

Ο λόγος του ύψους h_c προς το πλάτος b_c της σύμμικτης διατομής, πρέπει να είναι μέσα στα όρια:

$$0.2 \le \frac{h_c}{b_c} = \frac{300}{200 + 2 \cdot 80} = 0.8 \le 5$$

Ο έλεγχος τοπικού λυγισμού του πέλματος, σύμφωνα με την (4-5), απαιτεί:

$$\frac{b}{t_f} = \frac{200}{15} = 13.3 < 44 \cdot \varepsilon = 44;\ \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

(β) Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά επιμέρους στοιχείων

Διατομή HEB200:

$$A_a = 78.1 \cdot 10^{-4} m^2;\ f_{ad} = \frac{235MPa}{1.1} = 214MPa$$

$$W_{pl,a} = 642 \cdot 10^{-6} m^3$$

Οπλισμός διπλού πλέγματος:

$$A_s = 2 \cdot 4.5 \cdot 0.36 \cdot 10^{-4} = 3.24 \cdot 10^{-4} m^2;\ f_{sd} = \frac{500MPa}{1.15} = 435MPa$$

$$W_{pl,s} = 3.24 \cdot \left(\frac{30}{2} - 3.5\right) \cdot 10^{-6} = 37 \cdot 10^{-6} m^3$$

Επειδή εντός στην περιοχή του κορμού δεν υπάρχουν ράβδοι οπλισμού:

$$A_{sn} = 0;\ W_{pl,sn} = 0$$

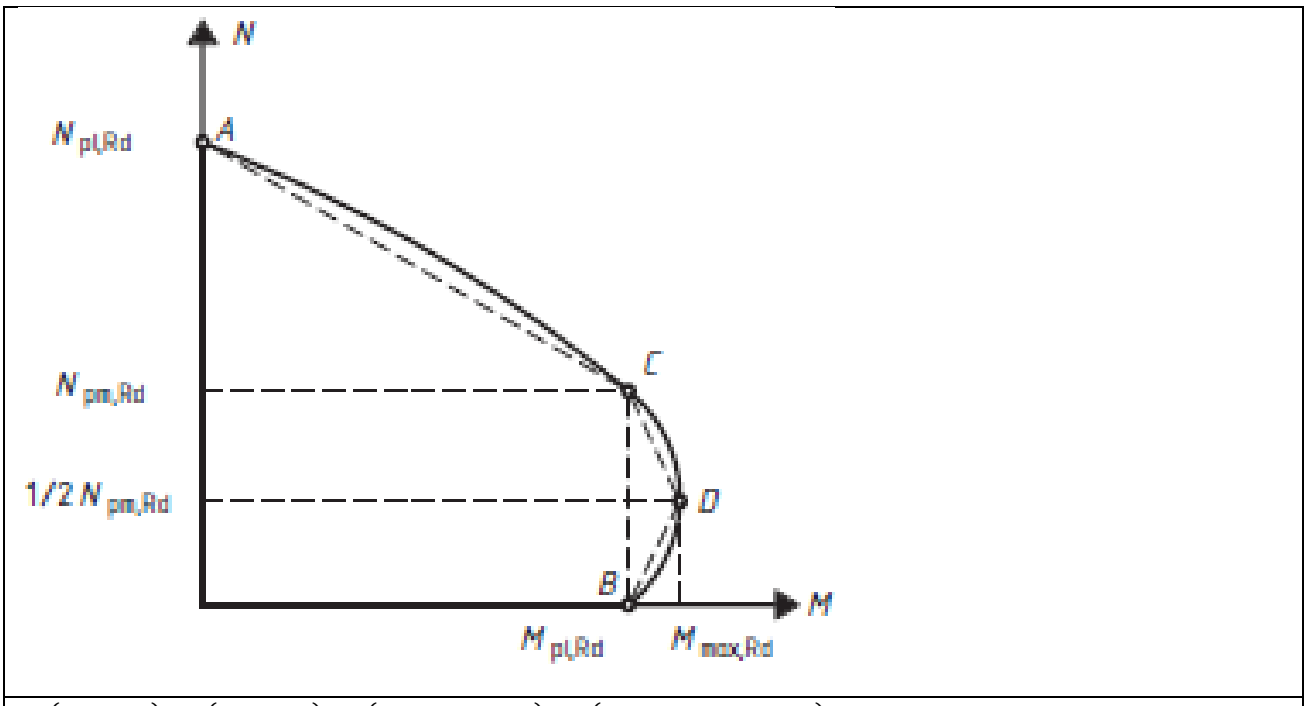
Σκυρόδεμα:

$$A_c = (30 \cdot 36 - 78.1 - 3.24) \cdot 10^{-4} m^2 = 999 \cdot 10^{-4} m^2;\ f_{cd}' = 0.85 \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{20}{1.5} = 11.3MPa$$

$$W_{pl,c} = \frac{36 \cdot 30^2}{4} - 642 - 37 = 7421 \cdot 10^{-6} m^3$$

(γ) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης

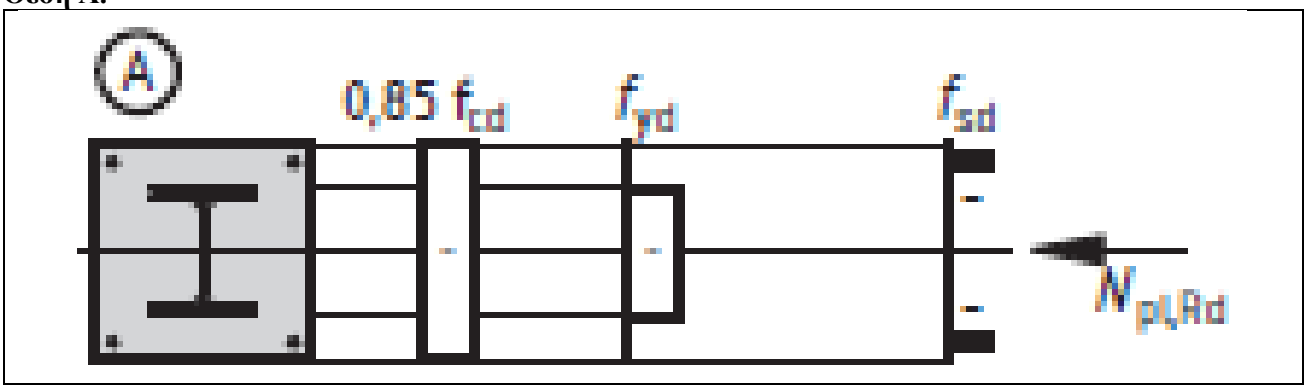
Στο παρακάτω σχήμα, όπως και στο Σχήμα 4-9, χάριν απλοποίησης, η καμπύλη αλληλεπίδρασης αντικαθίσταται από πολυγωνικό διάγραμμα ACDB. Προκειμένου να σχεδιαστεί το διάγραμμα αλληλεπίδρασης, πρέπει να υπολογιστούν οι πλαστικές ορθές δυνάμεις $N_{pl,Rd}$, $N_{pm,Rd}$ και οι πλαστικές ροπές: $M_{pl,Rd}$, $M_{max,Rd}$.



$A: (0, N_{pl,Rd}); B: (M_{pl,Rd}, 0); C: (M_{pl,Rd}, N_{pm,Rd}); D: (M_{max,Rd}, 0.5N_{pm,Rd})$

Σχήμα 4-12. Γραμμικοποιημένο διάγραμμα αλληλεπίδρασης

Θέση Α.



Σχήμα 4-13. Θέση Α

$$\boldsymbol{M_A = 0}$$

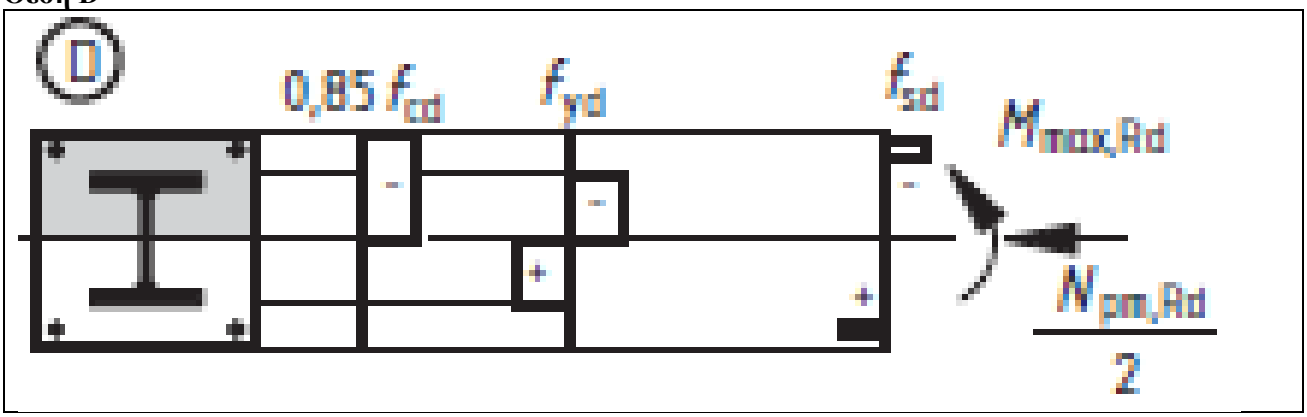
$$\boldsymbol{N_A = N_{pl,Rd} = N_{pa,Rd} + N_{ps,Rd} + N_{pc,Rd} = 1668 + 141 + 1129 = 2938kN}$$

$$N_{pa,Rd} = A_a \cdot f_{ad} = 78.1 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 214MPa = 1668kN$$

$$N_{ps,Rd} = A_s \cdot f_{sd} = 3.24 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 435 \cdot 10^3 = 141kN$$

$$\boldsymbol{N_{pc,Rd} = A_c \cdot f_{cd}{}' = 999 \cdot 11.3 \cdot 10^{-1} = 1129kN}$$

Θέση D



Σχήμα 4-14. Θέση D

Σύμφωνα με την 6.7.3.1 (5) του EN 1994-1-1:2004, η $N_{pm,Rd}$ λαμβάνεται από τη σχέση:

$N_{pm,Rd} = f_{cd}' \cdot A_c = N_{pc,Rd}$

$\boldsymbol{N_D = 0.5 \cdot N_{pm,Rd} = 0.5 \cdot N_{pc,Rd} = 0.5 \cdot 1129 = 565kN}$

Η μέγιστη ροπή είναι ο άθροισμα των πλαστικών ροπών:

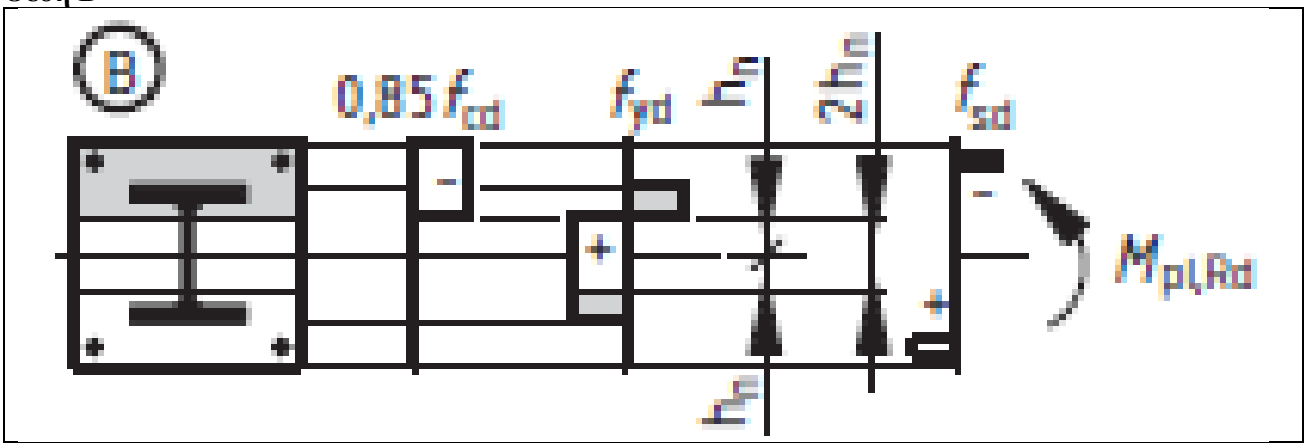
$$\boldsymbol{M_D = M_{max,Rd} = M_{pl,a} + M_{pl,s} + \frac{1}{2}M_{pl,c} = 137 + 16 + \frac{1}{2}84 = 195kNm}$$

$M_{pl,a} = W_{pl,a} \cdot f_{ad} = 642 \cdot 214 \cdot 10^{-3} = 137kNm$

$M_{pl,s} = W_{pl,s} \cdot f_{sd} = 37 \cdot 435 \cdot 10^{-3} = 16kNm$

$M_{pl,c} = W_{pl,c} \cdot f_{cd}' = 7421 \cdot 11.3 \cdot 10^{-3} = 84kNm$

Θέση B



Σχήμα 4-15. Θέση B

$\boldsymbol{N_B = 0}$

Υποθέτουμε ότι ο ουδέτερος άξονας είναι εντός του κορμού της σιδηροδοκού στις σήραγγες, λόγω της ισχυρής θλίψης, άρα (προκειμένου η μετακίνηση του ουδέτερου άξονα από τη θέση D στη θέση B να μηδενίζει την ορθή δύναμη):

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn} \cdot (2f_{sd} - f_{cd}')}{2b_c \cdot f_{cd}' + 2t_w \cdot (2f_{ad} - f_{cd}')} = \frac{1129 \cdot 10^3 - 0}{2 \cdot 360 \cdot 11.3 + 2 \cdot 9 \cdot (2 \cdot 214 - 11.3)} = 72mm < \frac{h}{2} - t_f = \frac{200}{2} - 15 = 85mm$$

Άρα, η υπόθεση ήταν σωστή. Προκειμένου να μεταβούμε από τη θέση D στη θέση B θα πρέπει να αφαιρέσουμε τις αντιδράσεις που παύουν να υπάρχουν και να προσθέσουμε τις νέες αντιδράσεις. Δηλαδή στην περιοχή από τον κεντροβαρικό άξονα έως τον ουδέτερο άξονα να αφαιρέσουμε τη ροπή του σκυροδέματος και τη διπλάσια ροπή των χαλύβδινων στοιχείων.

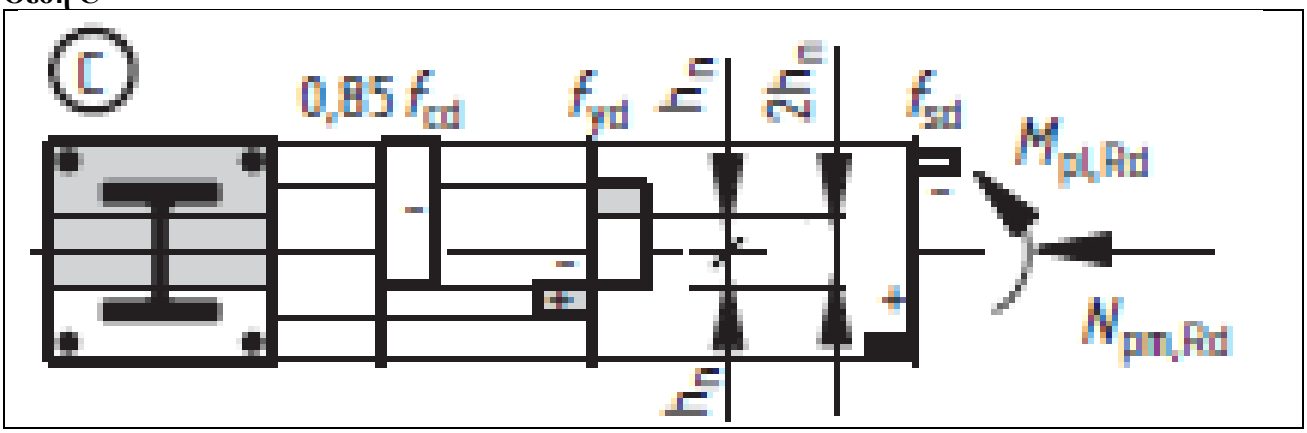
$$W_{pl,an} = \frac{t_w \cdot (2 \cdot h_n)^2}{4} = \frac{0.9 \cdot (2 \cdot 7.2)^2}{4} cm^3 = 46.7 \cdot 10^{-6} m^3$$

$$W_{pl,cn} = \frac{b_c \cdot (2 \cdot h_n)^2}{4} - W_{pl,an} = \left(\frac{36 \cdot (2 \cdot 7.2)^2}{4} - 46.7\right) \cdot 10^{-6} = 1820 \cdot 10^{-6} m^3$$

$$M_{n,Rd} = W_{pl,an} \cdot f_{ad} + W_{pl,sn} \cdot f_{sd} + \frac{1}{2} W_{pl,cn} \cdot f_{cd}' = (46.7 \cdot 214 + 0 + 0.5 \cdot 1820 \cdot 11.3) \cdot 10^{-3} = 20 kNm$$

$$\boldsymbol{M_B = M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} = 195 - 20 = 175 kNm}$$

Θέση C

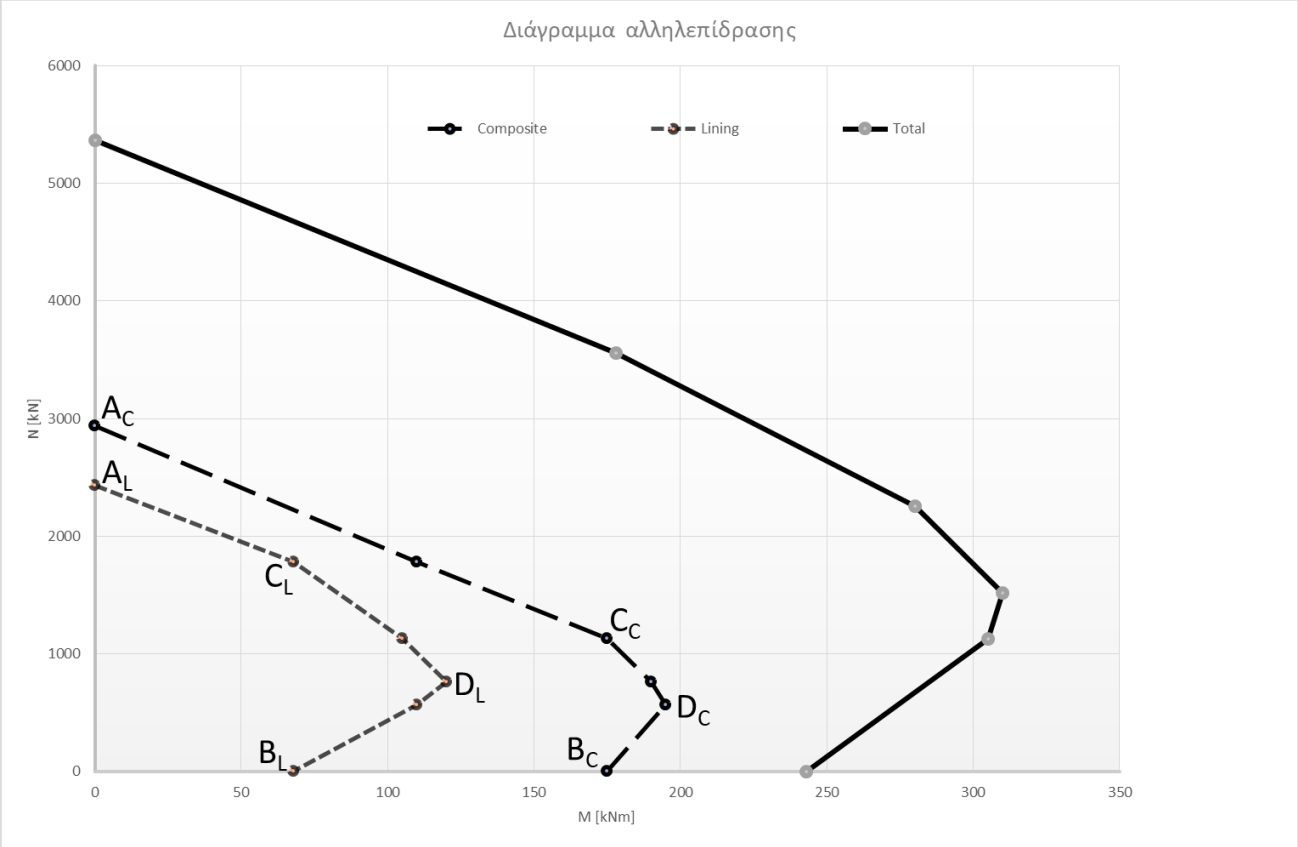


Σχήμα 4-16. Θέση C

$$\boldsymbol{N_C = 2 \cdot N_D = N_{pc,Rd} = 1129 kN}$$

$$\boldsymbol{M_C = M_B = M_{pl,Rd} = 175 kNm}$$

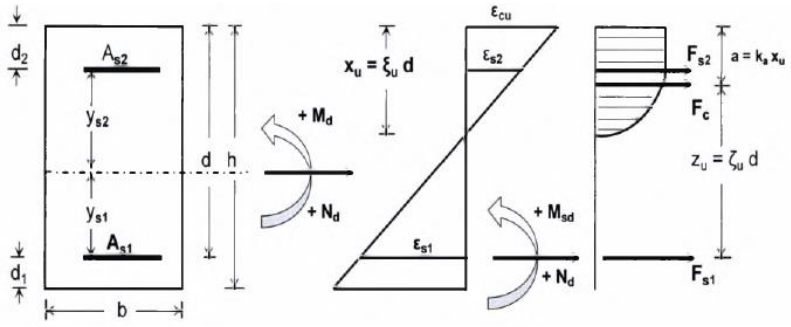
Με τα παραπάνω στοιχεία κατασκευάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης, τοποθετώντας τα τέσσερα σημεία: A_C, B_C, C_C, D_C.

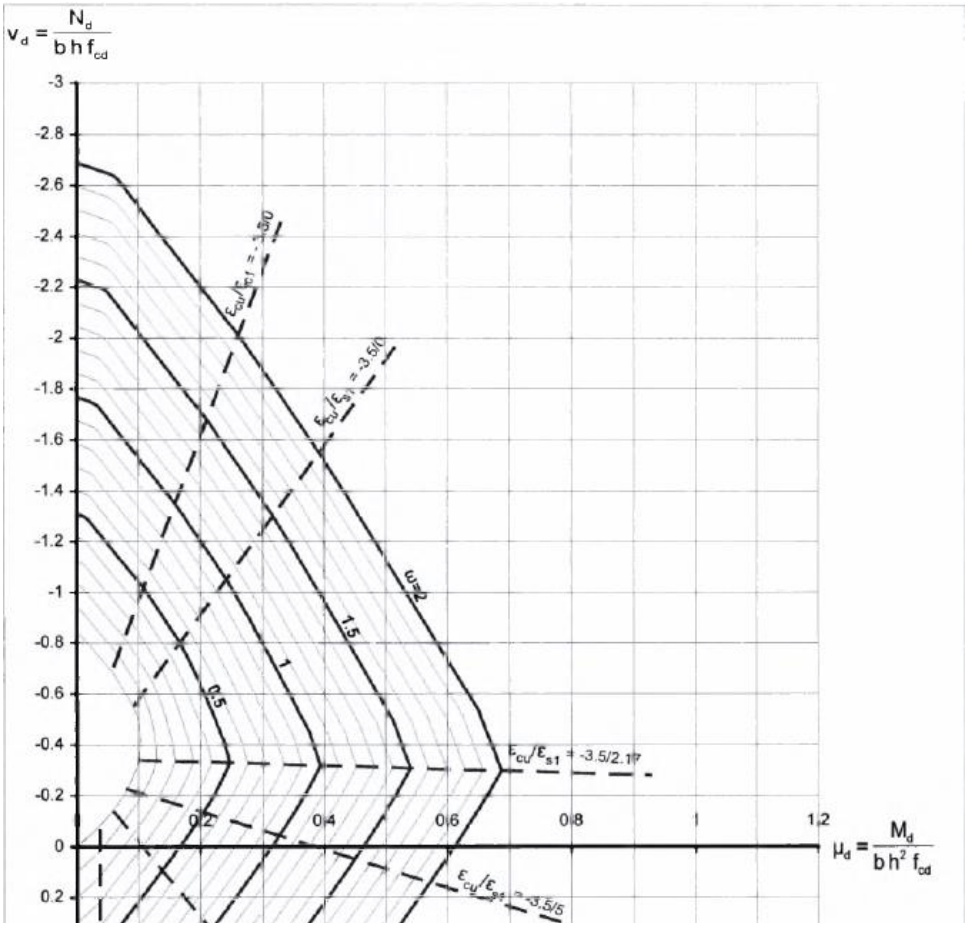


Σχήμα 4-17. Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σύμμικτου φορέα δύο επιμέρους διατομών

(δ) Λοιπή διατομή

Η επένδυση αποτελείται από τις περιοχές των σύμμικτων διατομών και από τις υπόλοιπες διατομές μεταξύ των σύμμικτων διατομών. Επομένως, ανά μέτρο μήκους επένδυσης υπάρχει πρόσθετο τοίχωμα οπλισμένου σκυροδέματος πάχους 300mm και μήκους 640mm, οπλισμένο με δύο πλέγματα των 4.50cm^2/m. Για το τοίχωμα αυτό δύναται να σχεδιασθεί το διάγραμμα αλληλεπίδρασης σύμφωνα με τον EC2. Η επαλληλία των δύο διαγραμμάτων δίνει το διάγραμμα αλληλεπίδρασης ανά μέτρο μήκους της επένδυσης.





Σχήμα 4-18. Διάγραμμα αλληλεπίδρασης μ_d - ν_d για συμμετρικά οπλισμένη ορθογωνική διατομή, σύμφωνα με τον Ελληνικό Κανονισμό (χάλυβας S500, d_1/h=0.20).

$b \cdot h \cdot f_{cd}{}' = 0.64 \cdot 0.30 \cdot 11.3 = 2.17\ MN;\ b \cdot h^2 \cdot f_{cd}{}' = 0.64 \cdot 0.30^2 \cdot 11.3 = 0.65\ MNm$

Σύμφωνα με το παραπάνω διάγραμμα, για ρ=0.3%, ν_{dA}=1.12, μ_{dB}=0.105, ν_{dD}=0.35, μ_{dD}=0.19, ν_{dC}=0.82, μ_{dC}=0.105
Άρα:
$N_{dA} = 1.12 \cdot 2.17MN = 2430kN, M_{dA} = 0$
$N_{dB} = 0, M_{dB} = 0.105 \cdot 0.65MNm = 68kNm$
$N_{dC} = 0.82 \cdot 2.17MN = 1779kN; M_{dC} = 0.105 \cdot 0.65MNm = 68kNm$
$N_{dD} = 0.35 \cdot 2.17MN = 760kN; M_{dD} = 0.19 \cdot 0.65MNm = 120kNm$

Στο διάγραμμα του παραπάνω σχήματος τοποθετούμε τα τέσσερα σημεία A_L, B_L, C_L, D_L. Αθροίζοντας τις επιμέρους δυνατότητες ανάληψης ροπής και ορθής δύναμης, προκύπτει στο παραπάνω σχήμα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης της συνολικής επένδυσης, ανά μέτρο σήραγγας.

Κριτήριο αξιολόγησης 2.

Υπολογίστε το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την προηγούμενη άσκηση, θεωρώντας ότι η επένδυση και τα πλαίσια λειτουργούν με συνάφεια μεταξύ τους ως σύμμικτος φορέας στο σύνολό του.

Απάντηση/Λύση

(α) Γεωμετρικοί περιορισμοί

Τα ελάχιστα όρια ικανοποιούνται, και επίσης η επικάλυψη c_z μπορεί να ληφθεί ολόκληρη στους υπολογισμούς. Θεωρούμε ότι το ίδιο ισχύει, λόγω της συνέχειάς της, και για την επικάλυψη c_y. Άρα, στους υπολογισμούς:

$$b_c = 1000mm, h_c = 300mm$$

Ο λόγος του ύψους h_c προς το πλάτος b_c της σύμμικτης διατομής, πρέπει να είναι μέσα στα όρια:

$$0.2 \le \frac{h_c}{b_c} = \frac{300}{1000} = 0.3 \le 5$$

Οι υπόλοιποι έλεγχοι, για τον διαμήκη οπλισμό και για τον τοπικό λυγισμό, επαρκούν όπως και στην προηγούμενη άσκηση.

(β) Γεωμετρικά και μηχανικά χαρακτηριστικά επιμέρους στοιχείων

Διατομή HEB200:

$$A_a = 78.1 \cdot 10^{-4} m^2; f_{ad} = \frac{235MPa}{1.1} = 214MPa$$

$$W_{pl,a} = 642 \cdot 10^{-6} m^3$$

Οπλισμός διπλού πλέγματος:

$$A_s = 2 \cdot 4.5 \cdot 1.00 \cdot 10^{-4} = 9.00 \cdot 10^{-4} m^2; f_{sd} = \frac{500MPa}{1.15} = 435MPa$$

$$W_{pl,s} = 9.00 \cdot \left(\frac{30}{2} - 3.5\right) \cdot 10^{-6} = 103.5 \cdot 10^{-6} m^3$$

Επειδή εντός στην περιοχή του κορμού δεν υπάρχουν ράβδοι οπλισμού:

$$A_{sn} = 0;\ W_{pl,sn} = 0$$

Σκυρόδεμα:

$$A_c = (30 \cdot 100 - 78.1 - 9.00) \cdot 10^{-4} m^2 = 2913 \cdot 10^{-4} m^2;\ f_{cd}{}' = 0.85 \cdot f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{20}{1.5} = 11.3MPa$$

$$W_{pl,c} = \left(\frac{100 \cdot 30^2}{4} - 642 - 103.5\right) \cdot 10^{-6} m^3 = 21755 \cdot 10^{-6} m^3$$

(γ) Διάγραμμα αλληλεπίδρασης

Χάριν απλοποίησης, η καμπύλη αλληλεπίδρασης αντικαθίσταται από πολυγωνικό διάγραμμα ACDB. Προκειμένου να σχεδιαστεί το διάγραμμα αλληλεπίδρασης, πρέπει να υπολογιστούν οι πλαστικές ορθές δυνάμεις $N_{pl,Rd}$, $N_{pm,Rd}$ και οι πλαστικές ροπές: $M_{pl,Rd}$, $M_{max,Rd}$., ώστε να τοποθετηθούν τα σημεία:

$A: (0, N_{pl,Rd}); B: (M_{pl,Rd}, 0); C: (M_{pl,Rd}, N_{pm,Rd}); D: (M_{max,Rd}, 0.5N_{pm,Rd})$

Θέση A.

$\boldsymbol{M_A = 0}$

$\boldsymbol{N_A = N_{pl,Rd} = N_{pa,Rd} + N_{ps,Rd} + N_{pc,Rd} = 1668 + 392 + 3292 = 5352kN}$

$N_{pa,Rd} = A_a \cdot f_{ad} = 78.1 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 214MPa = 1668kN$

$N_{ps,Rd} = A_s \cdot f_{sd} = 9.00 \cdot 10^{-4} m^2 \cdot 435 \cdot 10^3 kPa = 392kN$

$\boldsymbol{N_{pc,Rd} = A_c \cdot f_{cd}' = 2913 \cdot 11.3 \cdot 10^{-1} = 3292kN}$

Θέση D

Σύμφωνα με την 6.7.3.1 (5) του EN 1994-1-1:2004, η $N_{pm,Rd}$ λαμβάνεται από τη σχέση:

$N_{pm,Rd} = f_{cd}' \cdot A_c = N_{pc,Rd}$

$\boldsymbol{N_D = 0.5 \cdot N_{pm,Rd} = 0.5 \cdot N_{pc,Rd} = 0.5 \cdot 3292 = 1646kN}$

Η μέγιστη ροπή είναι ο άθροισμα των πλαστικών ροπών:

$\boldsymbol{M_D = M_{max,Rd} = M_{pl,a} + M_{pl,s} + \frac{1}{2} M_{pl,c} = 137 + 45 + \frac{1}{2} 246 = 305kNm}$

$M_{pl,a} = W_{pl,a} \cdot f_{ad} = 642 \cdot 214 \cdot 10^{-3} = 137kNm$

$M_{pl,s} = W_{pl,s} \cdot f_{sd} = 103.5 \cdot 435 \cdot 10^{-3} = 45kNm$

$M_{pl,c} = W_{pl,c} \cdot f_{cd}' = 21755 \cdot 11.3 \cdot 10^{-3} = 246kNm$

Θέση B

$\boldsymbol{N_B = 0}$

Ο ουδέτερος άξονας είναι εντός του πέλματος της σιδηροδοκού. Προκειμένου η μετακίνηση του ουδέτερου άξονα από τη θέση D στη θέση B να μηδενίζει την ορθή δύναμη):

$$h_n = \frac{N_{pm,Rd} + h_1 \cdot (b - t_w) \cdot (2f_{ad} - f_{cd}')}{2 \cdot (b_c - b) \cdot f_{cd}' + 4b \cdot f_{ad}} = \frac{3292 \cdot 10^3 + 170 \cdot (200 - 9) \cdot (2 \cdot 214 - 11.3)}{2 \cdot (1000 - 200) \cdot 11.3 + 4 \cdot 200 \cdot 214} = 89mm > \frac{h}{2} - t_f$$
$$= \frac{200}{2} - 15 = 85mm; 89mm < \frac{h}{2} = \frac{200}{2} = 100mm$$

Άρα, η υπόθεση ήταν σωστή. Προκειμένου να μεταβούμε από τη θέση D στη θέση B θα πρέπει να αφαιρέσουμε τις αντιδράσεις που παύουν να υπάρχουν και να προσθέσουμε τις νέες αντιδράσεις. Δηλαδή στην περιοχή από τον κεντροβαρικό άξονα έως τον ουδέτερο άξονα να αφαιρέσουμε τη ροπή του σκυροδέματος και τη διπλάσια ροπή των χαλύβδινων στοιχείων.

$$W_{pl,an} = \frac{t_w \cdot (h_1)^2}{4} + b \cdot (2h_n - h_1) \cdot h_n = \frac{0.9 \cdot (17)^2}{4} cm^3 + 20 \cdot (2 \cdot 8.9 - 17) cm^3 = 81 \cdot 10^{-6} m^3$$

$$W_{pl,cn} = \frac{b_c \cdot (2 \cdot h_n)^2}{4} - W_{pl,an} = \left(\frac{100 \cdot (2 \cdot 8.9)^2}{4} - 81 \right) \cdot 10^{-6} = 7840 \cdot 10^{-6} m^3$$

$$M_{n,Rd} = W_{pl,an} \cdot f_{ad} + W_{pl,sn} \cdot f_{sd} + \frac{1}{2} W_{pl,cn} \cdot f_{cd}' = (81 \cdot 214 + 0 + 0.5 \cdot 7840 \cdot 11.3) \cdot 10^{-3} = 62kNm$$

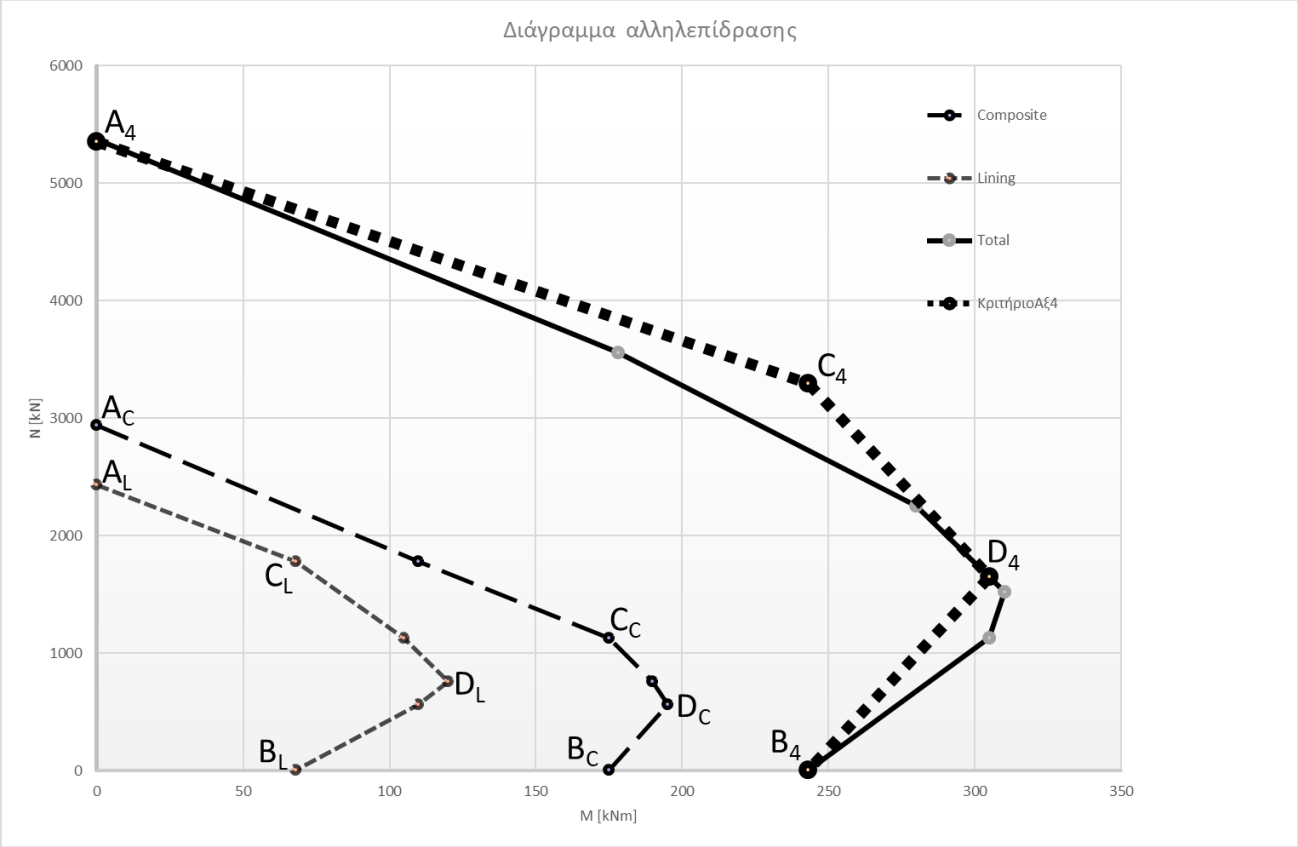
$\boldsymbol{M_B = M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} = 305 - 62 = 243kNm}$

Θέση C

$$N_C = 2 \cdot N_D = N_{pc,Rd} = 3292kN$$

$$M_C = M_B = M_{pl,Rd} = 243kNm$$

Με τα παραπάνω στοιχεία κατασκευάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης, τοποθετώντας τα τέσσερα νέα σημεία: A_4, B_4, C_4, D_4. Παρατηρούμε, δεδομένων των γραμμικοποιήσεων, ότι τα δύο διαγράμματα συνολικής ικανότητας, είναι σχεδόν ίδια.



Σχήμα 4-19. Διάγραμμα αλληλεπίδρασης σύμμικτου φορέα του συνόλου της διατομής

Κριτήριο αξιολόγησης 3.

Υπολογίστε το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την προηγούμενη άσκηση, θεωρώντας ότι η επένδυση και τα πλαίσια λειτουργούν ως φορέας οπλισμένου σκυροδέματος.

Απάντηση/Λύση

Η επένδυση θεωρείται φορέας σκυροδέματος οπλισμένου συμμετρικά από τα πέλματα του πλαισίου και τα πλέγματα. Το ποσοστό οπλισμού των πελμάτων μειώνεται αναλογικά με την αντοχή του σε σχέση με του χάλυβα B500. Χρησιμοποιώντας τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης οπλισμένου σκυροδέματος, σχεδιάζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης του σύμμικτου φορέα.

Κριτήριο αξιολόγησης 4.

Υπολογίστε το διάγραμμα αλληλεπίδρασης για την προηγούμενη άσκηση, θεωρώντας ότι η επένδυση και τα πλαίσια λειτουργούν διακριτά χωρίς συνάφεια μεταξύ τους.

Απάντηση/Λύση

Κεφάλαιο 5

Σύνοψη
Πρόκειται για μέθοδο υποστήριξης μίας μεγάλης κατηγορίας βραχωδών σχηματισμών γύρω από σήραγγες ή άλλα υπόγεια ανοίγματα, που η μηχανική τους συμπεριφορά ελέγχεται από τη στρώση τους, δημιουργώντας ένα υλικό εγκάρσια ισότροπο. Αναλύεται η συμπεριφορά του υλικού και η μέθοδος υποστήριξής του. Η εμπέδωση επιτυγχάνεται με ασκήσεις και εφαρμογές.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Τεχνική Μηχανική, Μηχανική Πετρωμάτων. Χρήσιμη Βιβλιογραφία: Goodman (1980). "Introduction to rock mechanics"

5. Σήραγγες σε σκληρά στρωσιγενή πετρώματα

Οι υπόγειες διανοίξεις των τεχνικών έργων όπως και των προσπελάσεων των ορυχείων, κατασκευάζονται γενικά με θολωτές οροφές, όπως επιβάλλεται από τη ροή των τάσεων μέσα σε αυτές. Η υπάρχουσα στρωσιγένεια των πετρωμάτων δύναται να είναι αιτία για τη δημιουργία προβλημάτων αστάθειας, λόγω αποχωρισμού (Σχήμα 5-1) ή ολίσθησης στις διεπιφάνειες πέριξ της εκσκαφής. Γενικά η ανάλυση της μηχανικής συμπεριφοράς των πετρωμάτων αυτών κατά τη διάνοιξή τους είναι δυνατόν να επιτευχθεί με την προσομοίωσή τους ως εγκάρσια ισότροπων ελαστικών μέσων με δυνατότητα αστοχίας στις διεπιφάνειες. Τα προσομοιώματα αυτά επιλύονται με τη βοήθεια κωδίκων ηλεκτρονικών υπολογιστών. Αναλυτικά δύνανται να αντιμετωπίζονται μόνον εξιδανικευμένες περιπτώσεις. Παρακάτω εξετάζονται αναλυτικά στρωσιγενείς δομές με διευθύνσεις παράλληλες με τον άξονα επιμηκών ανοιγμάτων. Τα περιβάλλοντα πετρώματα, πριν από την αστοχία των ασυνεχειών θεωρούνται προσεγγιστικά ως αβαρή ισότροπα ελαστικά μέσα σε εντατικά πεδία με κύριους άξονες τον οριζόντιο, το διαμήκη, και τον κατακόρυφο.



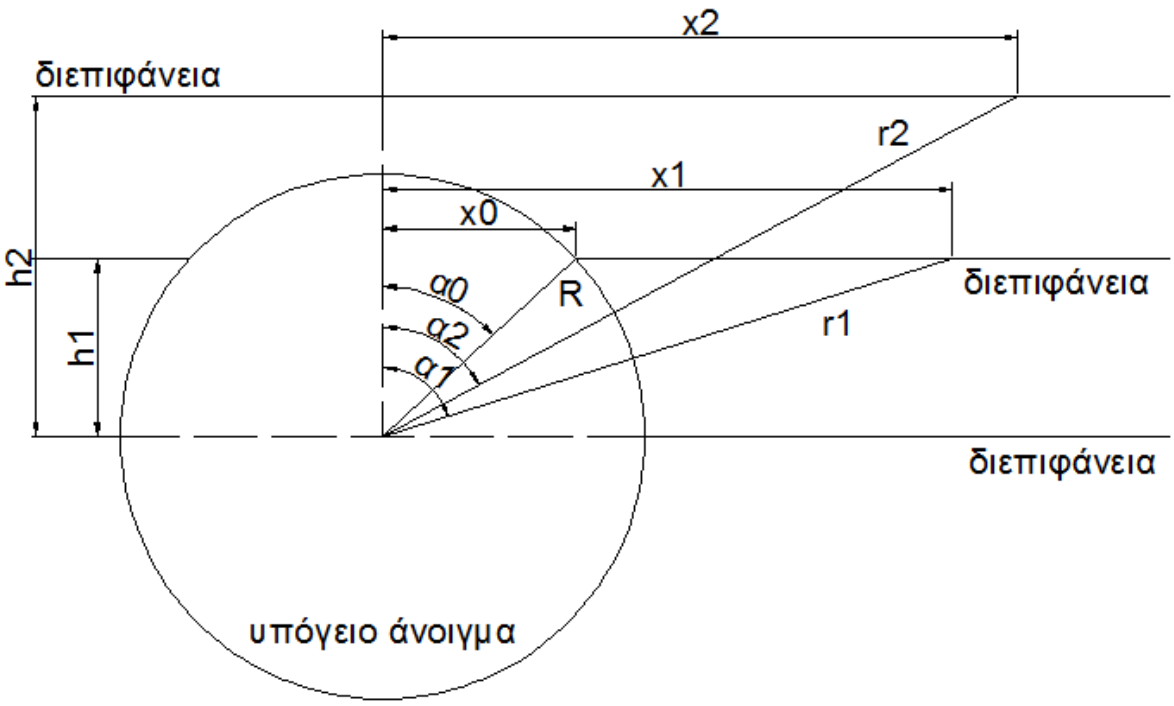
Σχήμα 5-1. Σήραγγα Καλυδώνας. Υπερεκσκαφή λόγω αποχωρισμού οριζόντιας διάστρωσης του Ιόνιου φλύσχη Yiouta, et al. (2011).

5.1 Εντατική κατάσταση στις διεπιφάνειες

Σε κυκλικά ανοίγματα, η κατανομή των τάσεων πέριξ αυτών, θεωρουμένων ως ισότροπων ελαστικών μέσων, δίνεται από τις σχέσεις του Kirsch. Επομένως, η κατανομή των τάσεων στις διεπιφάνειες είναι γνωστή, και είναι δυνατή η συσχέτισή της με την αντοχή τους. Παρακάτω εξετάζονται διάφορες θέσεις τομής των διεπιφανειών με το άνοιγμα.

5.1.1 Υδροστατικό εντατικό πεδίο (K=1)

Εξετάζεται η περίπτωση οριζόντιων στρώσεων, όπως αυτές φαίνονται στο *Σχήμα 5-2*. Οι ίδιες σχέσεις ισχύουν και για κεκλιμένα στρώματα, εφόσον προσαρμοστεί κατάλληλα το σύστημα συντεταγμένων, ώστε ο πρώτος άξονας να είναι παράλληλος στις στρώσεις. Η σήραγγα υποστηρίζεται από εσωτερική πίεση p_i, και το απώτερο εντατικό πεδίο είναι p_0.



Σχήμα 5-2. Ολίσθηση στις οριζόντιες διεπιφάνειες

i. Το στρώμα τέμνει το κυκλικό άνοιγμα στο ύψος του κέντρου του.
Στην περίπτωση αυτή, λόγω συμμετρίας ή από τις εξισώσεις του Kirsch προκύπτει ότι οι διατμητικές τάσεις στην ασυνέχεια είναι μηδέν. Δεδομένου ότι οι κάθετες στην ασυνέχεια τάσεις είναι θλιπτικές, δεν θα υπάρχει ούτε ολίσθηση ούτε αποχωρισμός των στρωμάτων στη διεπιφάνεια, και η κλειστή διεπιφάνεια δεν θα έχει επίδραση στην κατανομή των τάσεων.

ii. Τα στρώματα τέμνουν το κυκλικό άνοιγμα πάνω από το κέντρο του. Επί της διεπιφάνειας:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}\cdot(\sigma_{rr}+\sigma_{\theta\theta}) + \frac{1}{2}\cdot(\sigma_{rr}-\sigma_{\theta\theta})\cdot\cos 2\alpha = p_0\cdot\left[1-\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_1^2}\cdot cos\,2\alpha_1\right]$$
$$\tau = \sigma_{r\theta}\cdot\cos 2\alpha - \frac{1}{2}\cdot(\sigma_{rr}-\sigma_{\theta\theta})\cdot\sin 2\alpha = p_0\cdot\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_1^2}\cdot sin\,2\alpha_1$$
$$r_1^2 = x_1^2 + h_1^2;\ \alpha_1 = \tan^{-1}\frac{x_1}{h_1} \geq \alpha_0 = cos^{-1}\frac{h_1}{R};\ x_1^2 \geq x_0^2 = R^2\cdot\left(1-\frac{h_1^2}{R^2}\right)$$

(5-1)

Εφόσον η ασυνέχεια δεν έχει συνοχή, προκειμένου να μην υπάρξει ολίσθηση θα πρέπει:

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_1^2}\cdot sin\,2\alpha_1}{1-\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_1^2}\cdot cos\,2\alpha_1} < \tan\varphi_j\,;\, c_j = 0$$

(5-2)

Από τη σχέση *(5-2)* δύναται να υπολογιστεί η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης p_i που σε κάθε θέση x_1 θα εξασφαλίζει έναντι ολίσθησης. Εφόσον η προσφερόμενη πίεση είναι αλγεβρικά μικρότερη, τότε θα υπάρχει ολίσθηση. Στο όριο ανυποστήρικτου ανοίγματος η ολίσθηση εξασφαλίζεται εφόσον:

$$|\alpha_0| > 90^o - \varphi$$

(5-3)

Εφαρμογή 1.
Κυκλικό άνοιγμα διαμέτρου 8m κατασκευάζεται εντός υδροστατικού πεδίου με p_o=5MPa. Σε ύψος h_1 =2.5m πάνω από το κέντρο της διατομής τέμνεται από οριζόντια ασυνέχεια με μηδενική συνοχή και γωνία τριβής σε ολίσθηση φ_j=30°.
(α) Δώστε την κατανομή της απαιτούμενης tan φ_j σε μήκος της ασυνέχειας από x_0 μέχρι x_1=7m.
(β) Συγκρίνετέ την με την προσφερόμενη αντίσταση τριβής, και εντοπίστε τη ζώνη αστοχίας.
(γ) Δώστε κατάλληλα μέτρα.

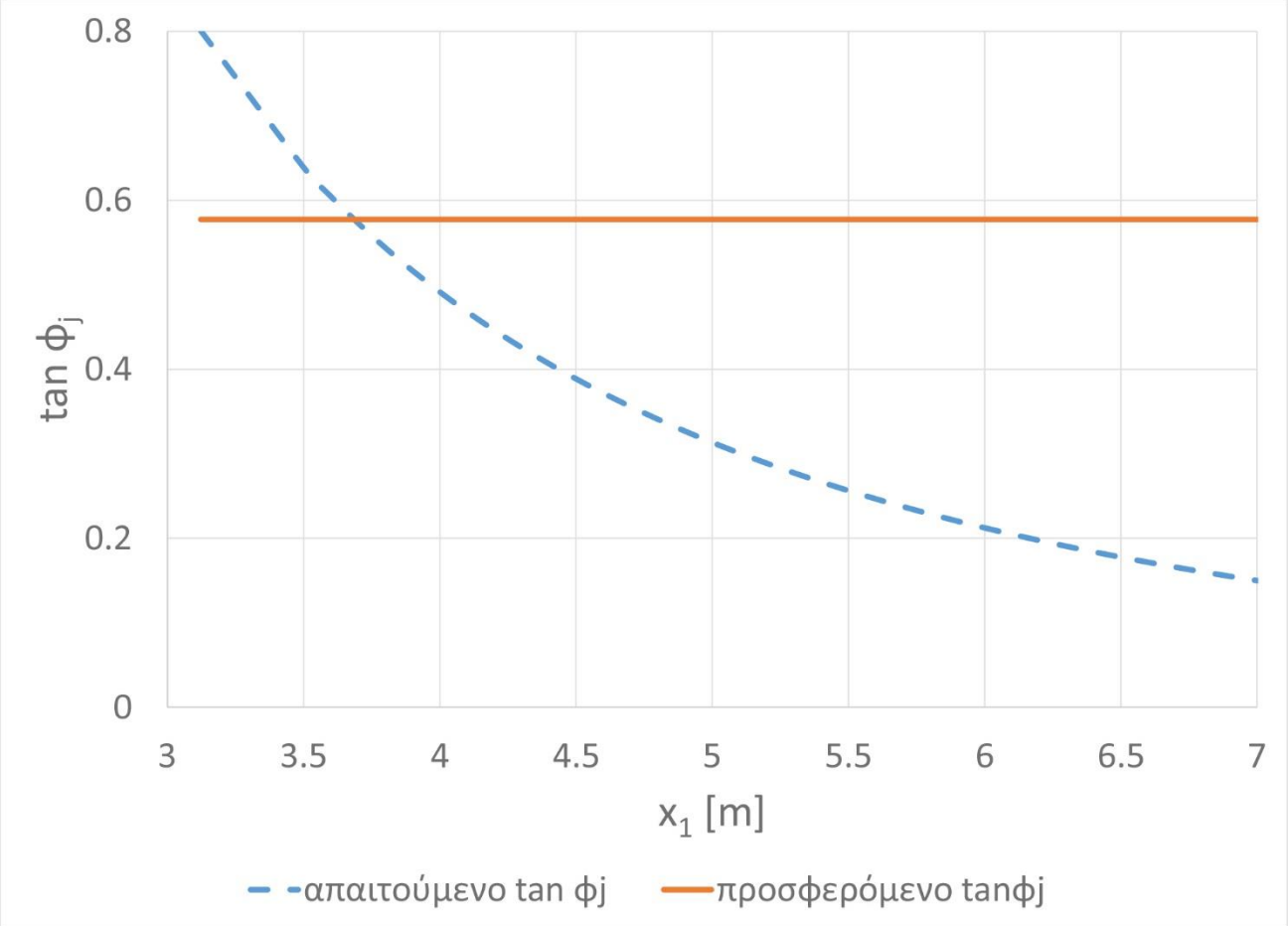
Απάντηση
(α) Σύμφωνα με τη σχέση (5-1)

$$x_0 = R \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{h_1^2}{R^2}\right)} = 4 \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{2.5^2}{4^2}\right)} = 3.122m$$

Από τη σχέση (5-2), προκύπτει ο απαιτούμενος συντελεστής τριβής:

$$\tan\varphi_j(\alpha\pi\alpha\iota\tau) = \frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{(1-0)\cdot\frac{4^2}{x_1^2+2.5^2}\cdot sin\,2\left(\tan^{-1}\frac{x_1}{2.5}\right)}{1-(1-0)\cdot\frac{4^2}{x_1^2+2.5^2}\cdot cos\,2\left(\tan^{-1}\frac{x_1}{2.5}\right)} < \tan\varphi_j\,;\, c_j = 0$$

Για x_0<x_1<7m, σχεδιάζεται στο Σχήμα 5-3, με βάση την παραπάνω σχέση, ο απαιτούμενος συντελεστής τριβής.



Σχήμα 5-3. Εφαρμογή 1. Οριζόντια ασυνέχεια διατέμνει τη σήραγγα.

(β) Στο Σχήμα 5-3 σχεδιάζεται επίσης ο προσφερόμενος συντελεστής τριβής tan φj=tan 30°. Παρατηρούμε ότι για ένα μικρό μόνο μήκος από x_0=3.12m μέχρι x_1=3.7m, λιγότερο από 0.6m, υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης αν το άνοιγμα παραμένει ανυποστήρικτο.

(γ) Κατάλληλα μέτρα για την αποτροπή ολίσθησης είναι η ήλωση της ασυνέχειας μέσα από το άνοιγμα και η επένδυση του ανοίγματος με μία πολύ λεπτή στρώση εκτοξευμένου σκυροδέματος.

iii. Τα στρώματα διέρχονται πάνω από το κυκλικό άνοιγμα. Αντίστοιχα με την προηγούμενη περίπτωση:

$$\sigma_n = \frac{1}{2}\cdot(\sigma_{rr}+\sigma_{\theta\theta}) + \frac{1}{2}\cdot(\sigma_{rr}-\sigma_{\theta\theta})\cdot\cos 2\alpha = p_0\cdot\left[1-\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_2^2}\cdot cos\,2\alpha_2\right]$$
$$\tau = \sigma_{r\theta}\cdot\cos 2\alpha - \frac{1}{2}\cdot(\sigma_{rr}-\sigma_{\theta\theta})\cdot\sin 2\alpha = p_0\cdot\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_2^2}\cdot sin\,2\alpha_2$$
$$r_2^2 = x_2^2+h_2^2;\ \alpha_2 = \tan^{-1}\frac{x_2}{h_2}$$

(5-4)

Εφόσον η ασυνέχεια δεν έχει συνοχή, προκειμένου να μην υπάρξει ολίσθηση θα πρέπει:

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_2^2}\cdot sin\,2\alpha_2}{1-\left(1-\frac{p_i}{p_0}\right)\cdot\frac{R^2}{r_2^2}\cdot cos\,2\alpha_2} < tan\,\varphi_j\,;\ c_j = 0$$

(5-5)

Από τη σχέση *(5-5)* δύναται να υπολογιστεί η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης p_i που σε κάθε θέση x_2 θα εξασφαλίζει έναντι ολίσθησης. Εφόσον η προσφερόμενη πίεση είναι αλγεβρικά μικρότερη από την απαιτούμενη, τότε θα υπάρχει ολίσθηση.

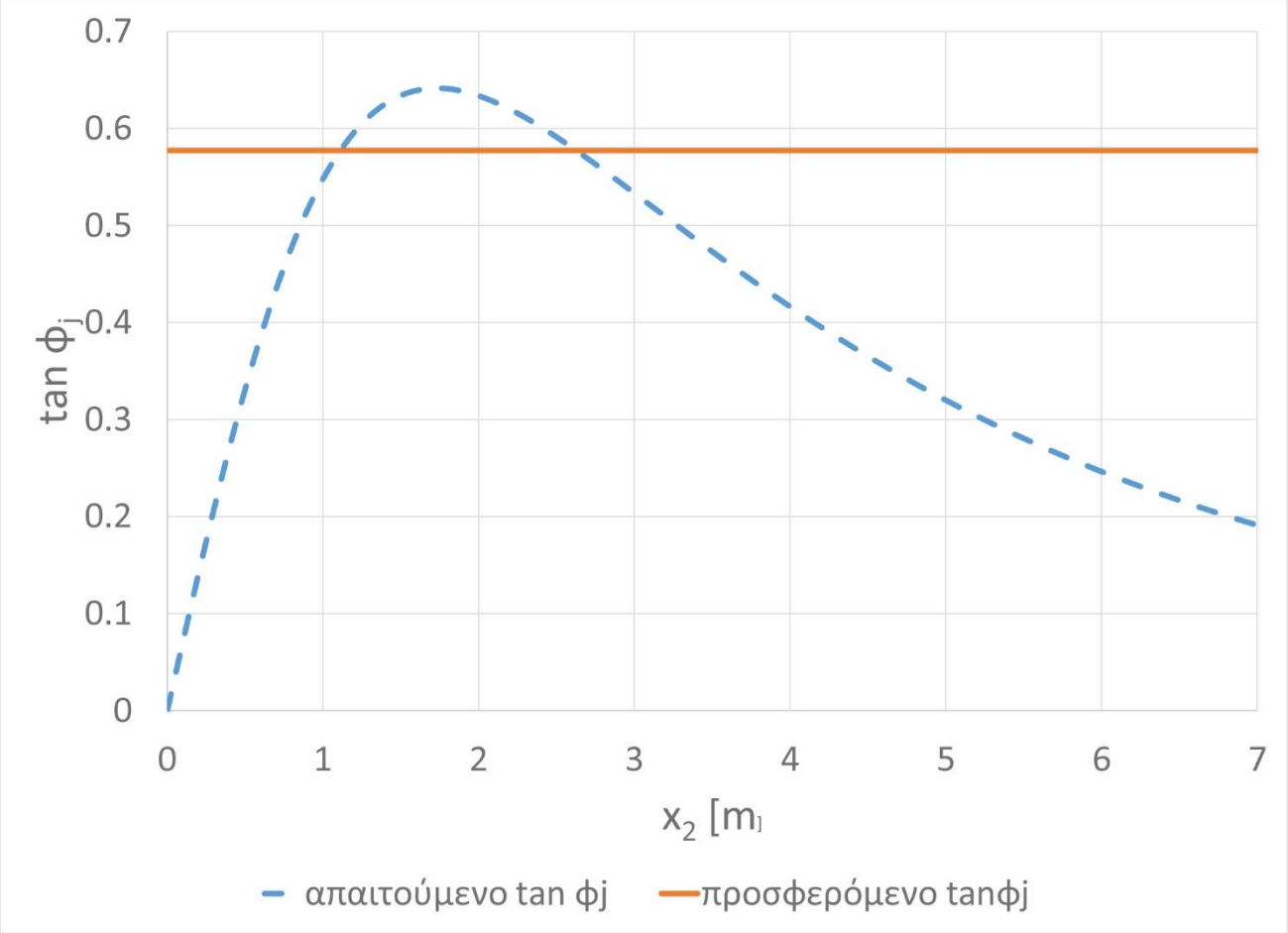
Εφαρμογή 2.
Πάνω από το προηγούμενο κυκλικό άνοιγμα, σε ύψος h_2 =5m πάνω από το κέντρο της διατομής, διέρχεται ασυνέχεια με τις ίδιες ιδιότητες.
(α) Δώστε την κατανομή της απαιτούμενης tan φ_j σε μήκος της ασυνέχειας $0>x_2>7$m.
(β) Συγκρίνετέ την με την προσφερόμενη αντίσταση τριβής.
(γ) Εντοπίστε την ζώνη αστοχίας, και δώστε κατάλληλα μέτρα, εφόσον απαιτούνται.

Απάντηση

(α) Σύμφωνα με τη σχέση (5-5):

$$\tan\varphi_j(\,απαιτ) = \frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{(1-0)\cdot\frac{4^2}{x_2^2+5^2}\cdot sin\,2\left(\tan^{-1}\frac{x_2}{5^2}\right)}{1-(1-0)\cdot\frac{4^2}{x_2^2+5^2}\cdot cos\,2\left(\tan^{-1}\frac{x_2}{5^2}\right)};\ c_j = 0$$

Για $0<x_2<7$m, σχεδιάζεται στο Σχήμα 5-4, με βάση την παραπάνω σχέση, ο απαιτούμενος συντελεστής τριβής tan φ_j.



Σχήμα 5-4. Εφαρμογή 2. Οριζόντια ασυνέχεια βρίσκεται πάνω από τη σήραγγα.

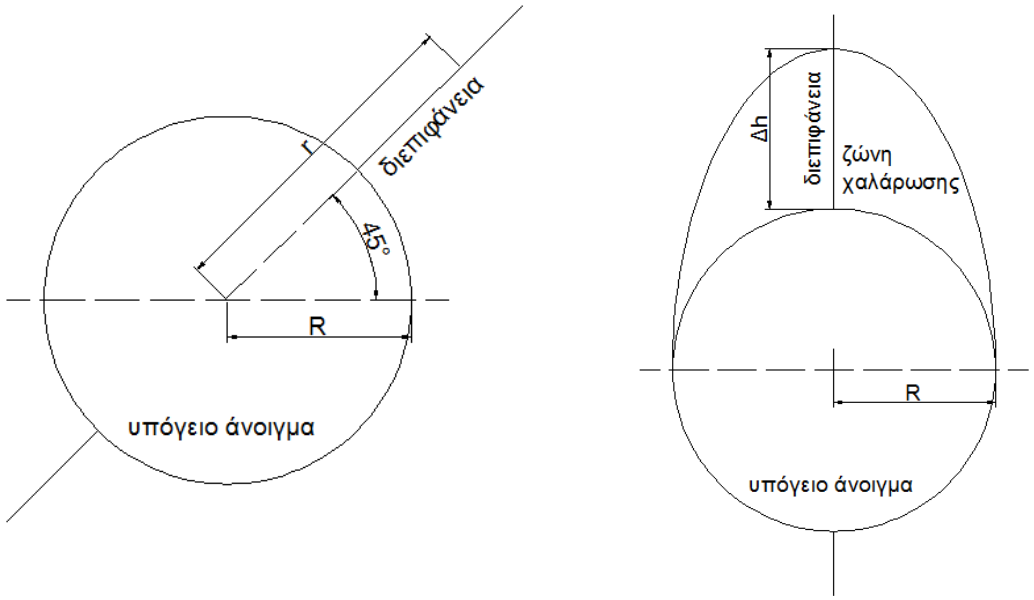
β. Στο Σχήμα 5-4 σχεδιάζεται ο προσφερόμενος συντελεστής τριβής tan φ_j=tan 30°. Παρατηρούμε ότι για ένα μικρό μόνο μήκος από x_2=1.1m μέχρι x_2=2.6m, υπάρχει κίνδυνος ολίσθησης αν το άνοιγμα παραμένει ανυποστήρικτο.

γ. Κατάλληλα μέτρα για την αποτροπή ολίσθησης είναι η ήλωση της ασυνέχειας μέσα από το άνοιγμα στην περιοχή των ώμων (δεξιά και αριστερά της στέψης), και ανάλογα με τη σημαντικότητα του ανοίγματος εφαρμογή μίας πολύ λεπτής στρώσης εκτοξευμένου σκυροδέματος.

5.1.2 Ανισότροπο εντατικό πεδίο, με K<3. Διεπιφάνεια διερχόμενη από το κέντρο ανυποστήρικτου ανοίγματος

Οι τάσεις επάνω στη διεπιφάνεια εξαρτώνται από την κλίση της σε σχέση με το εντατικό πεδίο.

i. Οριζόντιο στρώμα.
Στην περίπτωση αυτή, όπως προκύπτει και από τις εξισώσεις του Kirsch, οι διατμητικές τάσεις στην διεπιφάνεια που είναι κύριο επίπεδο, είναι μηδέν. Δεδομένου ότι οι κάθετες στην ασυνέχεια τάσεις είναι θλιπτικές (K<3), δεν θα υπάρχει ούτε ολίσθηση ούτε αποχωρισμός των στρωμάτων στη διεπιφάνεια, και αυτή δεν θα έχει επίδραση στην κατανομή των τάσεων.



(α) Ολίσθηση στην κεκλιμένη διεπιφάνεια *(β) Ζώνη χαλάρωσης στην οροφή*

Σχήμα 5-5. Ανισότροπο εντατικό πεδίο

ii. Στρώματα με κλίση 45° (Σχήμα 5-5*α)*

Σύμφωνα με τις εξισώσεις του Kirsch στο επίπεδο της διεπιφάνειας οι ορθές και διατμητικές τάσεις δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_n = \sigma_{\theta\theta} = \frac{p_0}{2}\cdot(1+K)\cdot\left(1+\frac{R^2}{r^2}\right);\ \tau = \sigma_{r\theta} = \frac{p_0}{2}\cdot(1-K)\cdot\left(1+2\cdot\frac{R^2}{r^2}-3\cdot\frac{R^4}{r^4}\right) \tag{5-6}$$

Εφόσον η ασυνέχεια δεν έχει συνοχή, προκειμένου να μην υπάρξει ολίσθηση θα πρέπει:

$$\frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{1-K}{1+K}\cdot\frac{1+2\cdot\frac{R^2}{r^2}-3\cdot\frac{R^4}{r^4}}{1+\frac{R^2}{r^2}} < \frac{1-K}{1+K} < tan\,\varphi_j\,;\, c_j = 0 \tag{5-7}$$

Εφαρμογή 3.

Ανυποστήρικτο κυκλικό άνοιγμα διαμέτρου 8m κατασκευάζεται εντός ανισότροπου εντατικού πεδίου με p_o=5MPa και K=0.2. Το άνοιγμα τέμνεται από διαμετρική ασυνέχεια υπό κλίση 45°, με μηδενική συνοχή και γωνία τριβής σε ολίσθηση (1) φ_j=30°, (2) φ_j=45°

(α) Δώστε την κατανομή της απαιτούμενης tan φ_j επί της ασυνέχειας σε μήκος 4m από την παρειά.

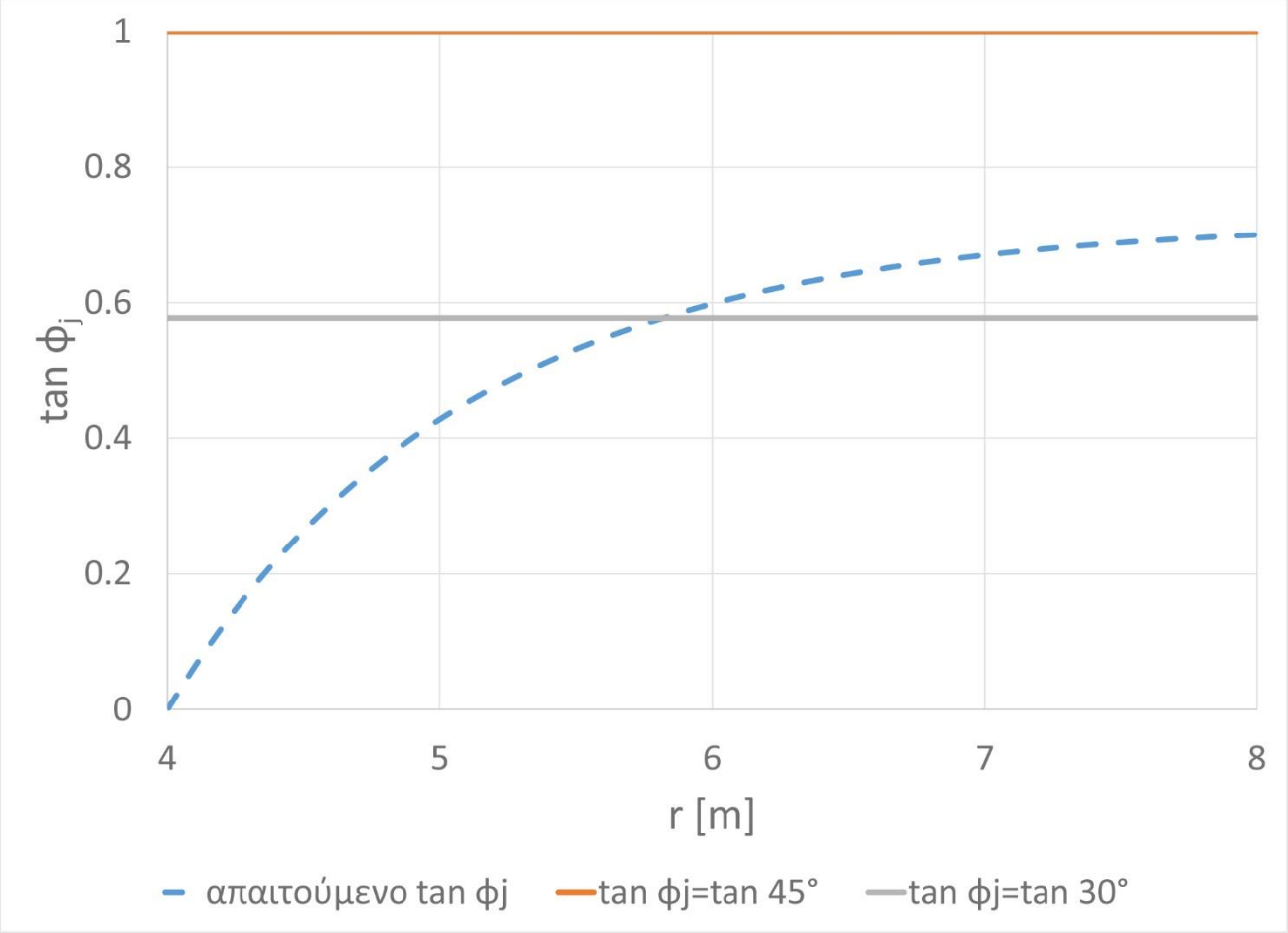
(β) Συγκρίνετέ την με την προσφερόμενη αντίσταση τριβής, και εντοπίστε τη ζώνη αστοχίας.

Απάντηση

(α) Η ορθή τάση σ_n κατά μήκος της ασυνέχειας, σύμφωνα με την (5-6) είναι παντού θλιπτική, και επομένως δεν υφίσταται κίνδυνος αποχωρισμού. Ο απαιτούμενος συντελεστής τριβής δίνεται από την (5-7):

$$\tan\varphi_j(\,απαιτ) = \frac{\tau}{\sigma_n} = \frac{2}{3}\frac{1+2\cdot\frac{4^2}{r^2}-3\cdot\frac{4^4}{r^4}}{1+\frac{4^2}{r^2}} < \frac{2}{3} < tan\,\varphi_j = 0.577$$

Με βάση την παραπάνω σχέση, για R=4<r<R+4=8m, σχεδιάζεται στο Σχήμα 5-6 ο απαιτούμενος συντελεστής τριβής.



Σχήμα 5-6. Εφαρμογή 3. Κεκλιμένη ασυνέχεια τέμνει διαμετρικά τη σήραγγα.

(β) Στο ίδιο διάγραμμα σχεδιάζεται ο προσφερόμενος συντελεστής τριβής για τις δύο γωνίες τριβής 45° και 30°. Παρατηρούμε ότι για φ_j=30° στο απώτερο εντατικό πεδίο, ήτοι στο πρωτογενές εντατικό πεδίο, ο συντελεστής τριβής είναι μικρότερος του απαιτούμενου που είναι 2/3, και η ολίσθηση θα ήταν αναπόφευκτη πριν ακόμη πραγματοποιηθεί η διάνοιξη. Επομένως μία τέτοια κατάσταση δεν μπορεί να υπάρχει.
Για φ_j=45° ο προσφερόμενος συντελεστής τριβής tan φ_j=tan 45°. Παρατηρούμε ότι ο προσφερόμενος συντελεστής τριβής είναι παντού μεγαλύτερος του απαιτούμενου.

*iii. Κατακόρυφα στρώματα για K<1/3 (*Σχήμα 5-5*β)*
Στην περίπτωση αυτή οι διατμητικές τάσεις στη διεπιφάνεια, επειδή αυτή είναι κύριο επίπεδο τάσεων, είναι μηδέν. Όμως, για K<1/3 οι ορθές τάσεις στη στέψη του ανοίγματος, σύμφωνα με τις εξισώσεις του Kirsch, είναι αρνητικές, οπότε η διεπιφάνεια στην οροφή ανοίγει και δημιουργείται ζώνη χαλάρωσης των τάσεων. Αν θεωρήσουμε ότι μέσα από τη ζώνη αυτή δεν διέρχονται τάσεις, τότε στατικά το κυκλικό άνοιγμα μετατρέπεται προσεγγιστικά σε ελλειπτικό. Το βάθος της χαλάρωσης επομένως συμπίπτει με το άκρο του κατακόρυφου άξονα έλλειψης όπου η περιφερειακή τάση είναι μηδέν. Σύμφωνα με την παρακάτω σχέση που δίνει την εφαπτομενική τάση στον άξονα ελλειπτικού υπόγειου ανοίγματος, το μήκος Δh ανοίγματος της ασυνέχειας είναι:

$$\sigma_{\theta\theta}^{B} = p_0 \cdot \left(K - 1 + 2 \cdot \frac{K}{q}\right) = 0 \Longrightarrow q = \frac{2 \cdot K}{1 - K} = \frac{R}{R + \Delta h} \Longrightarrow \Delta h = R \cdot \frac{1 - 3 \cdot K}{2 \cdot K} \tag{5-8}$$

Όπου q ο λόγος του οριζόντιου προς τον κατακόρυφο άξονα της έλλειψης. Ο οριζόντιος άξονας έχει μήκος μία διάμετρο 2R, ενώ ο κατακόρυφος μία διάμετρο συν δύο φορές το βάθος Δh της ζώνης χαλάρωσης.

Εφαρμογή 4.
Το ίδιο άνοιγμα τέμνεται από κατακόρυφη διαμετρική ασυνέχεια, με μηδενική συνοχή και γωνία τριβής σε ολίσθηση φ_j=30°.
(α) Δώστε την κατανομή της απαιτούμενης tan φ_j επί της ασυνέχειας σε μήκος 4m από την παρειά, και συγκρίνετέ την με την προσφερόμενη αντίσταση τριβής.
(β) Εκτιμείστε τη ζώνη χαλάρωσης
(γ) Σχεδιάστε μέτρα, εφόσον απαιτούνται.

Απάντηση
(α) Επειδή το κατακόρυφο επίπεδο είναι κύριο επίπεδο, η διατμητική τάση σε αυτό είναι μηδέν, και επομένως δεν υπάρχει απαίτηση ελάχιστης γωνίας τριβής.

(β) Το βάθος της ζώνης χαλάρωσης υπολογίζεται από τη σχέση (5-8). Αντικαθιστώντας τα δεδομένα προκύπτει:

$$\frac{\Delta h}{R} = \frac{1 - 3 \cdot K}{2 \cdot K} = \frac{1 - 3 \cdot 0.2}{2 \cdot 0.2} = 1 => \Delta h = 4m$$

Δηλαδή η διεπιφάνεια της στρώσης αναμένεται να ανοίξει σε βάθος 4m, από τη στέψη του υπόγειου ανοίγματος.

(γ) Οποιαδήποτε ομοιόμορφη εσωτερική πίεση υποστήριξης της χαλαρωμένης ζώνης, δεν μπορεί να αναιρέσει τις δυσμενείς επιπτώσεις του εντατικού πεδίου, και αντίθετα θα τείνει να ανοίξει περαιτέρω τη διεπιφάνεια. Κατάλληλα μέτρα για την αποτροπή της χαλάρωσης είναι οι λοξές ηλώσεις που θα διατέμνουν την ασυνέχεια, σε συνδυασμό με λεπτή στρώση εκτοξευμένου σκυροδέματος.

5.2 Απανταχού διεπιφάνειες

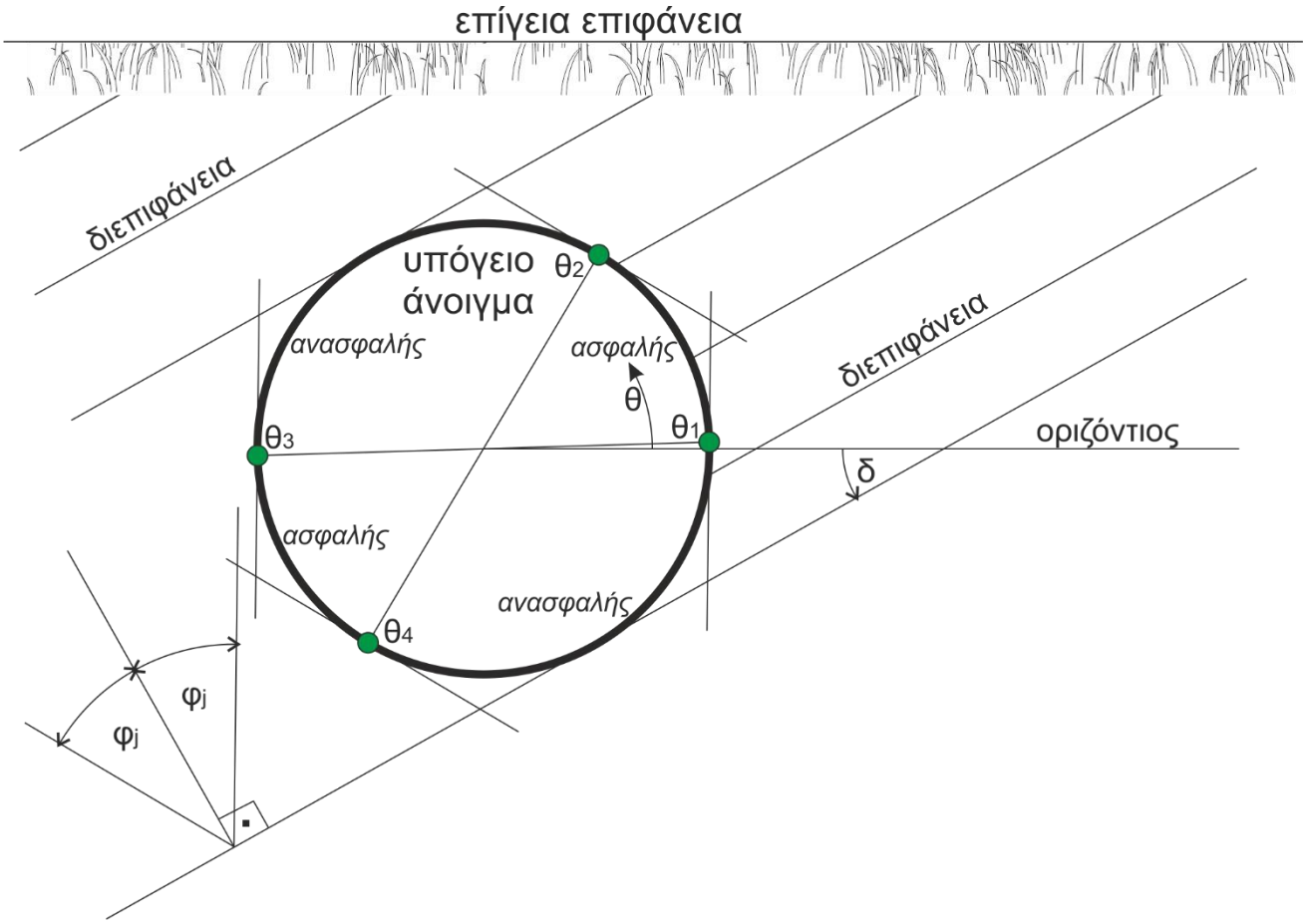
Παρατηρήσαμε στην προηγούμενη ενότητα ότι οι διεπιφάνειες τείνουν να ανοίγουν ή να ολισθαίνουν σε ορισμένες θέσεις. Εκτιμάται ότι γενικά δυσμενείς θέσεις είναι επί ή πλησίον της περιφέρειας του ανοίγματος, όπου η μεταβολή από το πρωτογενές εντατικό πεδίο είναι μέγιστη. Παρακάτω εξετάζουμε τη δυνατότητα ολίσθησης στην περιφέρεια του ανοίγματος, και τα απαιτούμενα μέτρα στήριξης για την αποφυγή τους.

5.2.1 Ζώνες αστοχίας στην περιφέρεια της εκσκαφής

Στην παρειά μίας ανυποστήρικτης οροφής η μόνη μη μηδενική συνιστώσα της τάσης είναι η εφαπτομενική, $\sigma_{\theta\theta}$. Εφόσον η διεύθυνση της εφαπτομένης και η κάθετος σε μία ασυνέχεια σχηματίζουν γωνία β_j μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής φ_j και η συνοχή c_j είναι μηδέν, τα στρώματα θα ολισθήσουν. Επομένως μπορούν να οριοθετηθούν ζώνες όπου η εφαπτομένη σχηματίζει γωνία με την κάθετη στις ασυνέχειες μεγαλύτερη η μικρότερη (Goodman, 1980) της γωνίας τριβής φ_j, αντίστοιχα. Στο *Σχήμα 5-7* φαίνονται οι οριακές διευθύνσεις που έχουν κλίση ως προς την κάθετο στις στρώσεις ίση με $\pm\varphi_j$. Φέρουμε παράλληλες στις διευθύνσεις αυτές που εφάπτονται του υπογείου ανοίγματος. Τα σημεία επαφής χωρίζουν την περιφέρεια του υπογείου ανοίγματος σε περιοχές ασφαλείς και ανασφαλείς, όσον αφορά την ολίσθηση των στρωμάτων. Τα τέσσερα σημεία επαφής δίνονται από τις θέσεις στην περιφέρεια με γωνίες:

$$\theta_1 = \delta - \varphi_j;\ \theta_2 = \delta + \varphi_j; \theta_3 = 180 + \delta - \varphi_j;\ \theta_4 = 180 + \delta + \varphi_j \tag{5-9}$$

όπου η γωνία θ μετρείται αντίστροφα από τους δείκτες του ωρολογίου (δεξιόστροφα). Μεταξύ θ_1 και θ_2, καθώς και μεταξύ θ_3 και θ_4 οι περιοχές είναι ευσταθείς. Αντίθετα, μεταξύ θ_2 και θ_3, καθώς και μεταξύ θ_4 και θ_1 οι περιοχές είναι ασταθείς.



Σχήμα 5-7. Συμπεριφορά των στρωσιγενών πετρωμάτων γύρω από υπόγεια ανοίγματα

5.2.2 Πίεση αντιστήριξης για αποφυγή της ολίσθησης

Στην περίπτωση κυκλικού ανοίγματος μέσα σε πρωτογενές εντατικό πεδίο κυρίων τάσεων κατακόρυφο και οριζόντιο p_o και $K \cdot p_o$, αντίστοιχα, η εφαπτομενική τάση στην περιφέρεια δίνεται από την εξίσωση του Kirsch:

$$\sigma_{\theta\theta}\{r = a\} = p_0 \cdot [(1 + K) + 2 \cdot (1 - K) \cdot \cos 2\theta]$$

(5-10)

Στο Σχήμα 5-8 ορίζονται οι γωνίες θ της θέσης στην περιφέρεια, δ της κλίσης του επιπέδου των ασυνεχειών, και β_j της κλίσης μεταξύ της εφαπτομένης στην περιφέρεια και της καθέτου στην ασυνέχεια. Αυτές, συσχετίζονται από τις:

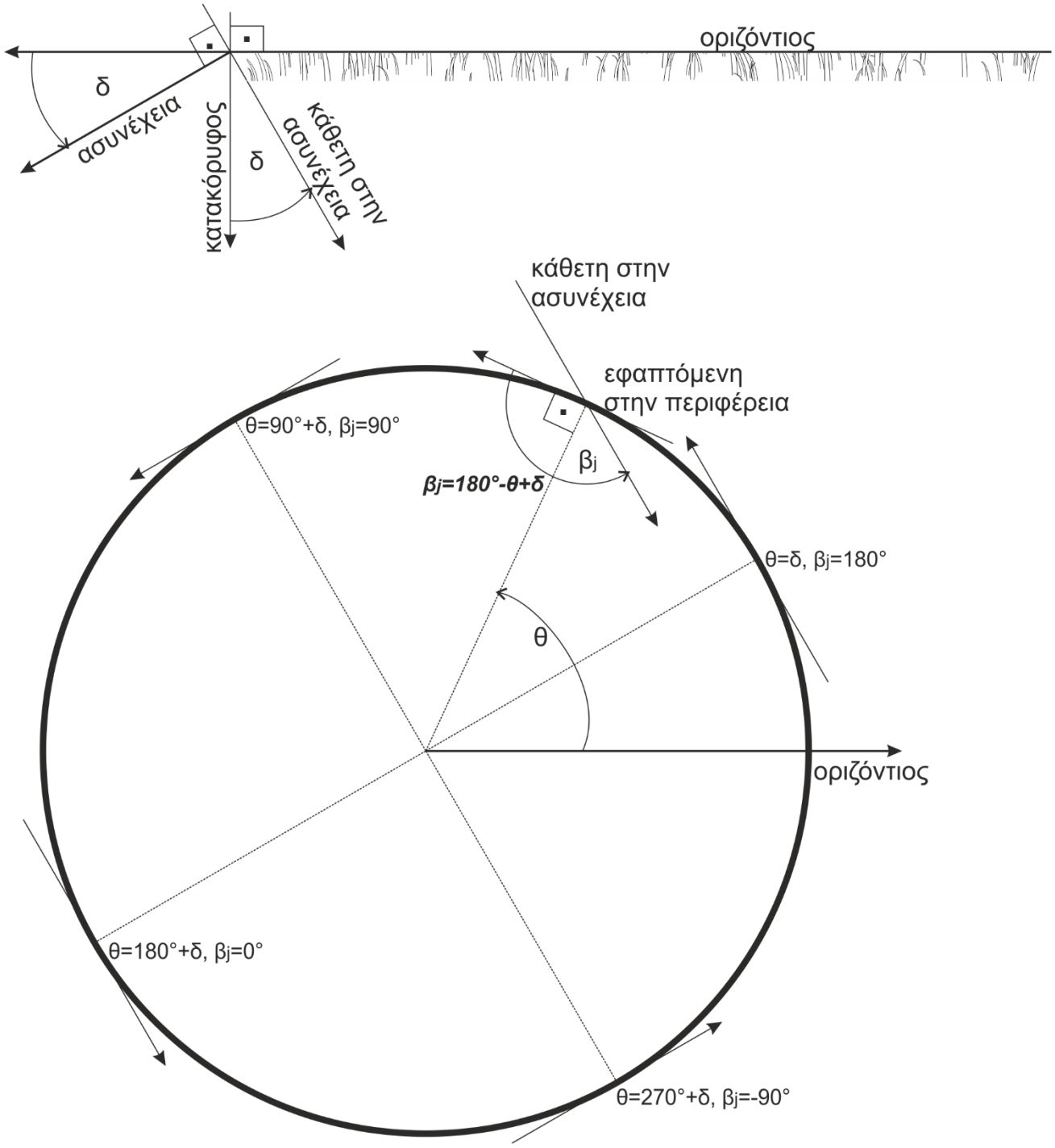
$$\beta_j = 180^o - \theta + \delta \Leftrightarrow \theta = 180^o - \beta_j + \delta$$

(5-11)

Στο Σχήμα ορίζονται επίσης οι 4 θέσεις όπου η εφαπτομένη στην περιφέρεια είναι κάθετη η παράλληλη στις στρώσεις (β_j=0° , 90° , 180° , -90°). Η διεύθυνση της συνισταμένης δύναμης στο επίπεδο ασυνέχειας δύναται να μεταβληθεί με την επιβολή μίας πίεσης αντιστήριξης, οπότε η ολίσθηση μεταξύ των στρωμάτων δύναται να παρεμποδισθεί. Αν η αντοχή των ασυνεχειών χαρακτηρίζεται από τις παραμέτρους c_j και φ_j του κριτηρίου Mohr-Coulomb, τότε σύμφωνα με τη θεωρία του ενός επιπέδου ασυνέχειας πετρώματος (ανισότροπη αντοχή), η μέγιστη αξονική πίεση υπολογίζεται από τη σχέση:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{2 \cdot (c_J + \sigma_3 \cdot \tan \varphi_J)}{(1 - |cot\, \beta_J| \cdot tan\, \varphi_J) \cdot |\sin 2\beta_J|} \geq 0$$

(5-12)



Σχήμα 5-8. Κυκλικό άνοιγμα σε στρωσιγενές πέτρωμα

Επομένως, για αξονική πίεση σ_1 ίση με την περιφερειακή τάση $\sigma_{\theta\theta}$, παράπλευρη πίεση σ_3 ίση με την εσωτερική πίεση p_b, και β_j ίση με τη γωνία που σχηματίζει η διεύθυνση της $\sigma_{\theta\theta}$ (εφαπτομένη στην περιφέρεια) με την κάθετη στην ασυνέχεια, η προηγούμενη σχέση γίνεται:

$$(\sigma_{\theta\theta} - p_b) = \frac{2 \cdot (c_j + p_b \cdot \tan\varphi_j)}{(1 - |cot\,\beta_j| \cdot tan\,\varphi_j) \cdot |\sin 2\beta_j|} \geq 0;\ tan\,\varphi_j < |tan\,\beta_j| \quad (5\text{-}13)$$

$$\sigma_{\theta\theta} > p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{1 - \left|cot\,\beta_j\right| \cdot tan\,\varphi_j - 2c_j/\left|sin\,2\beta_j\right|}{1 + \left|tan\,\beta_j\right| \cdot tan\,\varphi_j} \geq 0$$

(5-14)

Η $\sigma_{\theta\theta}$, λόγω της πίεσης που εφαρμόζει η υποστήριξη θα μειωθεί κατά p_b σε σχέση με του ανυποστήρικτου ανοίγματος. Γενικά η $p_b << \sigma_{\theta\theta}$, και γι' αυτό δυνάμεθα αρχικά να θεωρήσουμε ως $\sigma_{\theta\theta}$ την τιμή της για το ανυποστήρικτο άνοιγμα. Εφόσον το πεδίο είναι υδροστατικό (K=1), και επομένως η $\sigma_{\theta\theta}$ έχει σταθερή τιμή στην περιφέρεια της εκσκαφής, η μέγιστη απαίτηση υποστήριξης συμβαίνει για γωνία:

$\beta_j = 45^o + \varphi_j/2$

$$max\ p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{1 - cot\left(45^0 + \frac{\varphi_j}{2}\right) \cdot tan\,\varphi_j - 2c_j/cos\,\varphi_j}{1 + tan\left(45^0 + \frac{\varphi_j}{2}\right) \cdot tan\,\varphi_j}$$

(5-15)

Άλλως, αν K≠1, η γωνία στην οποία η απαίτηση είναι μέγιστη εξαρτάται εκτός από την φ_j, από το συντελεστή πλευρικής ώθησης K και από τη διεύθυνση του πεδίου. Εφόσον δεν υπάρχει συνοχή, δηλ. $c_j=0$, η σχέση *(5-14)* γίνεται:

Στο 1ο και 3ο τεταρτημόριο:

$$p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{\tan\left(\beta_j - \varphi_j\right)}{tan\,\beta_j};\ \left(\frac{\pi}{2} \geq \beta_j \geq \varphi_j \text{ ή } \frac{3\pi}{2} \geq \beta_j \geq \pi + \varphi_j\right);$$

Στο 2ο ή 4ο τεταρτημόριο:

$$p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{tan\left(\beta_j + \varphi_j\right)}{tan\,\beta_j};\ \left(\pi - \varphi_j \geq \beta_j \geq \frac{\pi}{2} \text{ ή } 2\pi - \varphi_j \geq \beta_j \geq \frac{3\pi}{2}\right);$$

(5-16)

Εκτός των παραπάνω ορίων δεν απαιτείται πίεση στήριξης. Εφόσον το εντατικό πεδίο είναι μη υδροστατικό, τότε, σύμφωνα με τις σχέσεις (5-16):

$$\frac{p_b}{p_0} = \left[1 + K + 2 \cdot (1 - K) \cdot cos\,2 \cdot \left(\delta - \beta_j\right)\right] \cdot \frac{tan\left(\beta_j \mp \varphi_j\right)}{tan\,\beta_j}$$

(5-17)

Εφαρμογή 5.

Στο Σχήμα 5-9 φαίνεται κυκλικό άνοιγμα που διανοίγεται εντός υδροστατικού εντατικού πεδίου p_o=1MPa. Το άνοιγμα τέμνεται από οριζόντιες ασυνέχειες, με μηδενική συνοχή και γωνία τριβής σε ολίσθηση $\varphi_j=30^o$.

(α) Δώστε τις ασταθείς και ευσταθείς περιοχές στην περιφέρεια του ανοίγματος.

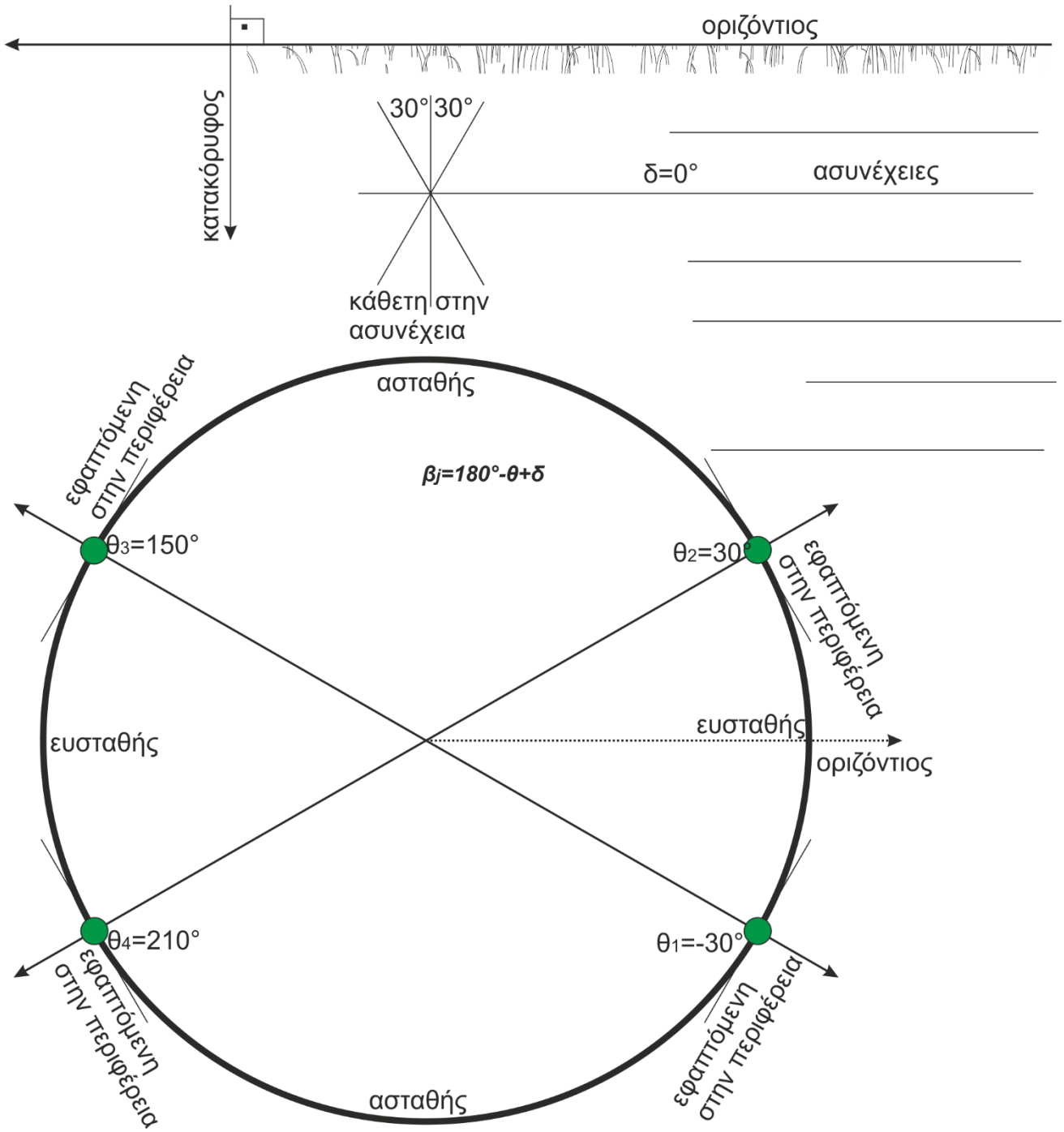
(β) Δώστε την κατανομή της απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης στις ασταθείς περιοχές.

(γ) Σχεδιάστε τα απαιτούμενα μέτρα στήριξης.

Απάντηση

(α) Η γωνία δ, για οριζόντια στρώματα, είναι μηδέν. Στο Σχήμα 5-9 φέρουμε την κάθετο στα στρώματα, που είναι η κατακόρυφος, και χαράσσουμε δύο ευθείες με γωνία $\varphi_j=\pm 30^o$ από την κατακόρυφο. Φέρουμε παράλληλες ευθείες που να εφάπτονται στα τοιχώματα του ανοίγματος σε τέσσερεις θέσεις. Σύμφωνα με την (5-9):

$$\theta_1 = \delta - \varphi_j = -30°;\ \theta_2 = \delta + \varphi_j = 30°; \theta_3 = 180° + \delta - \varphi_j = 150°;\ \theta_4 = 180° + \delta + \varphi_j - 210°$$



Σχήμα 5-9. Κυκλικό άνοιγμα διαμέτρου 8m.

(β). Η εφαπτομενική τάση στην περιφέρεια του ανυποστήρικτου ανοίγματος ισούται με $2 \cdot p_0 = 2\text{MPa}$.
Στις ασταθείς περιοχές η απαιτούμενη πίεση υποστήριξης δίνεται από τις σχέσεις (5-14), (5-16), (5-17). Δεδομένου ότι η συνοχή είναι μηδέν, και το πεδίο υδροστατικό, κατάλληλη σχέση είναι η (5-16):

Στο 1ο και 3ο τεταρτημόριο:

$$90° > \beta_j = 180° - \theta > 30° \text{ ή } 270° > \beta_j = 180° - \theta > 180° + 30° \rightarrow$$
$$150° > \theta > 90° \text{ ή } 270° < \theta < 330°$$

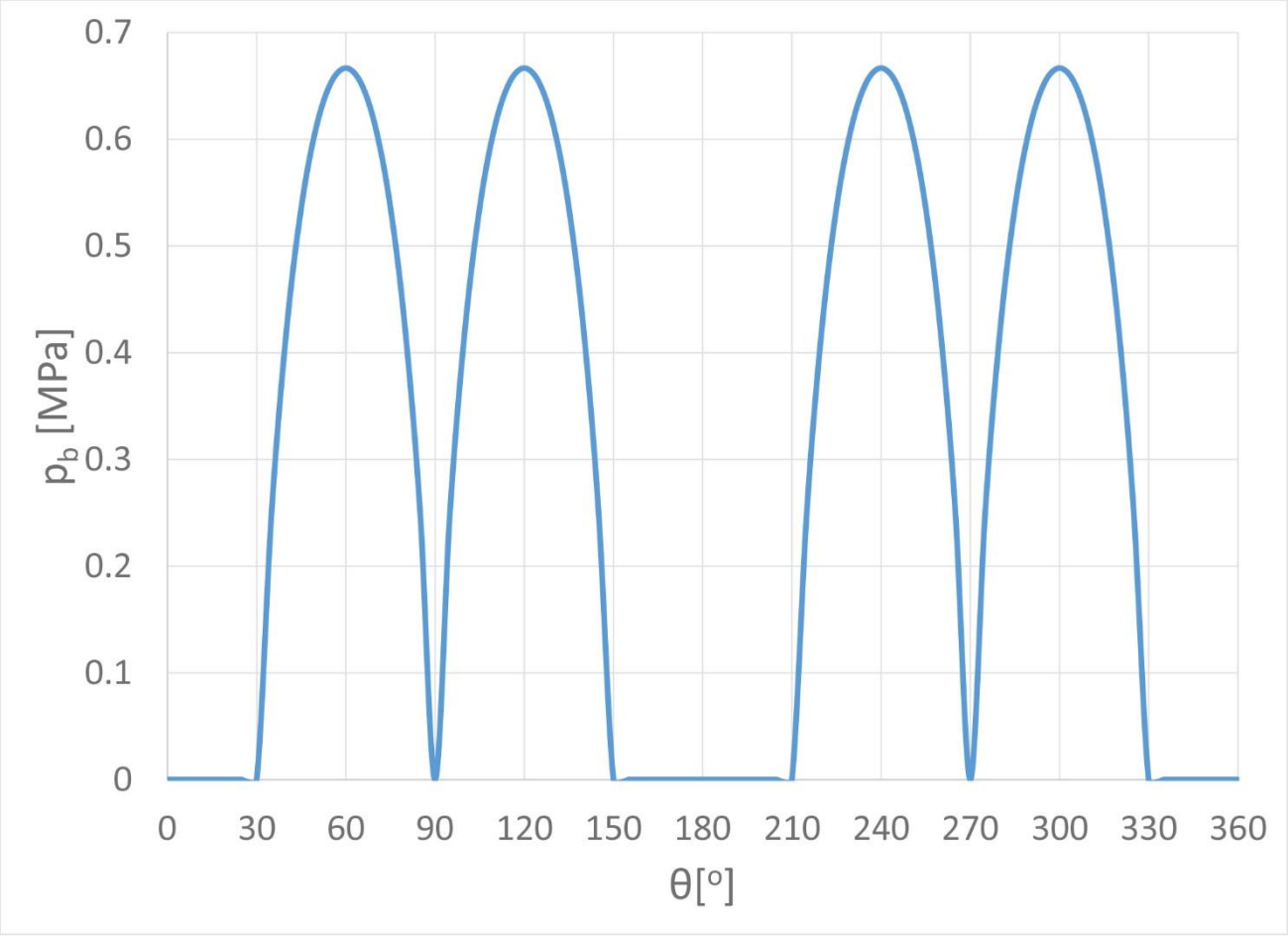
$$p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{\tan(\beta_j - \varphi_j)}{tan\,\beta_j} = 2 \cdot \frac{\tan(180° - \theta - 30°)}{\tan(180° - \theta)} = 2 \cdot \frac{\tan(150° - \theta)}{\tan(180° - \theta)}$$

Στο 2ο ή 4ο τεταρτημόριο:

$180° - 30° = 150 \geq \beta_j = 180° - \theta \geq 90°$ ή $360° - 30° = 330° \geq \beta_j = 180° - \theta \geq 270°$
$30° < \theta < 90°$ ή $210° < \theta < 270°$

$$p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{tan(\beta_j + \varphi_j)}{tan\,\beta_j} = 2 \cdot \frac{tan(180° - \theta + 30°)}{tan(180° - \theta)} = 2 \cdot \frac{tan(210° - \theta)}{tan(180° - \theta)}$$

Παραπάνω θεωρήσαμε ότι η εφαπτομενική τάση $\sigma_{\theta\theta}$ ισούται με αυτήν του ανυποστήρικτου ανοίγματος. Η κατανομή της απαιτούμενης υποστήριξης φαίνεται στο Σχήμα 5-10. Μία εσωτερική πίεση 0.5MPa θα μειώσει σημαντικά τη $\sigma_{\theta\theta}$, και επομένως και την απαίτηση υποστήριξης p_b. Με επανάληψη της διαδικασίας, λαμβάνοντας υπόψη την εσωτερική πίεση, μπορεί να εκτιμηθεί αν αυτή η πίεση είναι επαρκής.



Σχήμα 5-10. Κατανομή της απαιτούμενης πίεσης υποστήριξης στην περιφέρεια του υπόγειου ανοίγματος

(γ) Θα κατασκευαστεί μία λεπτή επένδυση που θα συνδυαστεί με ηλώσεις. Η ακριβής ανάλυση απαιτεί τη χρήση κατάλληλου αριθμητικού κώδικα και επίλυση με χρήση Η/Υ.

Κριτήρια αξιολόγησης

Κριτήριο αξιολόγησης 1

Σε στρωσιγενές πέτρωμα κατασκευάζεται επιμήκης υπόγειος θάλαμος με κυκλική οροφή, κατακόρυφα τοιχώματα και οριζόντιο δάπεδο. Η κλίση των στρώσεων δ=-30ο, η γωνία τριβής φj=40ο και η συνοχή τους cj=0. Εντοπίστε τις περιοχές αποσταθεροποίησης στην περιφέρεια της εκσκαφής.

Κριτήριο αξιολόγησης 2

Στο Σχήμα 5-7 φαίνεται υπόγεια στοά που διανοίγεται σε στρωσιγενές πέτρωμα. Δίνονται: Βάθος 200m, Εντατικό πεδίο υδροστατικό, Κλίση στρώσεων 45ο, Παράμετροι αντοχής ασυνεχειών cj=0 φj=30ο. Ζητούνται:

α. Οι ευσταθείς και ασταθείς περιοχές πέριξ της διατομής της στοάς.

β. Η κατανομή της απαιτούμενης πίεσης στην περιφέρεια της διατομής για τη σταθεροποίηση του υπόγειου ανοίγματος.

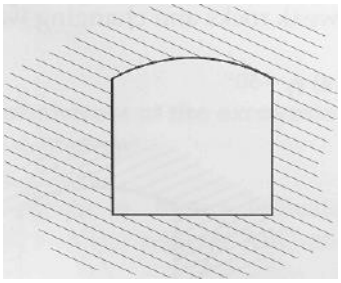
γ. Η μέγιστη απαιτούμενη πίεση υποστήριξης και η θέση μέγιστης απαίτησης.

Κριτήριο αξιολόγησης 3.

Μια μεγάλη υπόγεια αίθουσα πρόκειται να κατασκευαστεί σε βραχομάζα με ασυνέχειες, κλίσης 25° από αριστερά προς τα δεξιά.

α. Θεωρώντας ότι η γωνία τριβής των ασυνεχειών, φi, είναι 50°, χρησιμοποιείστε τη γεωμετρική κατασκευή της μεθόδου φi σε δύο διαστάσεις για να εντοπίσετε τις ζώνες πιθανού κινδύνου γύρω από το άνοιγμα.

β. Επαναλάβετε την ίδια διαδικασία με φi = 20° για να ερευνήσετε την επίδραση της μείωσης της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών στην ολίσθηση των στρωμάτων γύρω από την εκσκαφή.



Σκαρίφημα υπόγειου ανοίγματος σε στρωσιγενές πέτρωμα

Κριτήριο αξιολόγησης 4.

Σήραγγα διανοίγεται μέσα σε στρωσιγενές πέτρωμα. Το εντατικό πεδίο έχει συνιστώσες σ_1, σ_3. Η αντοχή της διεπιφάνειας των στρώσεων δίνεται από τη γωνία τριβής φ_j.

(α) Για ποιες τιμές της β_j υφίσταται ολίσθηση σε στρωσιγενές πέτρωμα που έχει $\varphi_j = 20^o$, $\sigma_1 = 1$MPa, σ_3=0.3MPa;

(β) Για $\varphi_j=20^o$, σ_1=1MPa, και $\beta=60^o$ ή $=150^o$ υπολογίστε την απαιτούμενη ελάσσονα πίεση σ_3.

Κριτήριο αξιολόγησης 5.

Κυκλική υδραυλική σήραγγα πρόκειται να διανοιχθεί σε σχηματισμό σκληρού ψαμμιτικού λεπτοστρωματώδη φλύσχη με βύθιση των στρωμάτων προς τα δεξιά της διάνοιξης με κλίση δ=40ο. Η αντοχή του συμπαγούς πετρώματος σε μονοαξονική θλίψη είναι ίση με 30 MPa. Οι στρώσεις έχουν παραμέτρους διατμητικής αντοχής $\varphi_j=30^o$, $c_j=0$. Το μέγεθος των συνιστωσών της τάσης του πεδίου στο επίπεδο της διατομής είναι p_h=4 MPa, p_v=7 MPa, τ_{hv}=0.

α. Για ελαστική συμπεριφορά της βραχομάζας, υπολογίστε τη μέγιστη και την ελάχιστη εφαπτομενική τάση στην περιφέρεια της εκσκαφής του φλύσχη, καθώς και τα σχετικά σημεία δράσης αυτής.

Απάντηση

$K_0 = \frac{4}{7} = 0.57$

$\sigma_{\theta\theta} = 7 \cdot [(1 + 0.57) + 2 \cdot (1 - 0.57) \cdot \cos 2\theta] = 7 \cdot (1.57 + 0.86 \cdot \cos 2\theta)$

Ελάχιστη τάση για $\theta=90^0$ & 270^0, $\sigma_{\theta\theta min}$=5MPa

Μέγιστη τάση για $\theta=0^0$ & 180^0, $\sigma_{\theta\theta max}$=17MPa

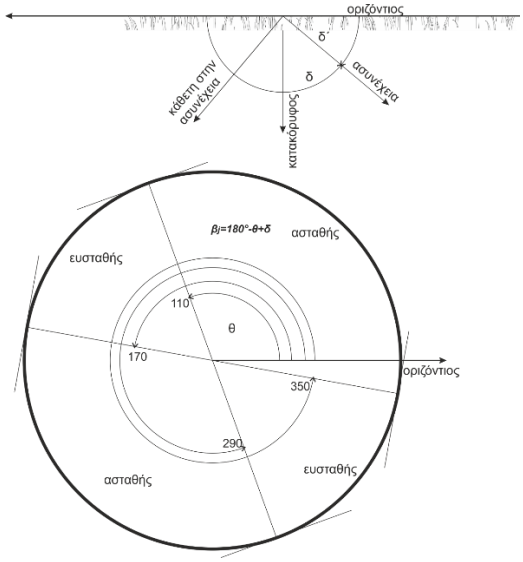
β. Εκτιμείστε την έκταση της περιοχής έναρξης της αστοχίας στην περιφέρεια της εκσκαφής.

Απάντηση
Επειδή η κλίση είναι προς τα δεξιά σύμφωνα με το διάγραμμα του σχήματος 7-7 δ=180-40==140^0. Τα οριακά σημεία θ_i είναι:
θ_1=140-φ_j=140-30=110
θ_2=140+φ_j=140+30=170
θ_3=180+140-φ_j=320-30=290
θ_4=180+140+φ_j=320+30=350

Μεταξύ θ_1 και θ_2 [110-170] και μεταξύ θ_3 και θ_4 [290-350] οι περιοχές είναι ευσταθείς. Αντίθετα, μεταξύ θ_2 και θ_3 [170-290] και μεταξύ θ_4 και θ_1 [350-110] οι περιοχές είναι ασταθείς.

γ. Δώστε σε σκαρίφημα τους αναμενόμενους κινδύνους για τους εργαζομένους στην περιοχή της ανυποστήρικτης σήραγγας.

Απάντηση



δ. Υπολογίστε την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης, ώστε να μην υπάρξει διαρροή του πετρώματος, στις θέσεις Α (θ=0° παρειά), Β (θ=90° στέψη), Γ (θ=180° παρειά).

Απάντηση

Θέση Α. θ=0. Η περιοχή είναι ασταθής. β_j=180-0+140=320^0.

Στο 4° τεταρτημόριο του β_j:

$$p_b = \sigma_{\theta\theta}\cdot\frac{tan(\beta_j+\varphi_j)}{tan\,\beta_j} = 17\cdot\frac{tan(320+30)}{tan\,320} = 17\cdot\frac{\tan 350}{\tan 320} = 3.57MPa;\ \left(2\pi-\varphi_j \geq \beta_j \geq \frac{3\pi}{2}\right);$$

Θέση Β. θ=90. Η περιοχή είναι ασταθής. β_j=180-90+140=230^0.
Στο 3° τεταρτημόριο του β_j:

$$p_b = \sigma_{\theta\theta}\cdot\frac{\tan(\beta_j-\varphi_j)}{tan\,\beta_j};= 5\cdot\frac{\tan(230-30)}{\tan 230} = 1.53MPa\ \left(\frac{3\pi}{2}\geq\beta_j\geq\pi+\varphi_j\right);$$

Θέση Γ. θ=180. Η περιοχή είναι ασταθής. β_j=180-180+140=140^0.
Στο 2° τεταρτημόριο του β_j:

$$p_b = \sigma_{\theta\theta} \cdot \frac{tan(\beta_j + \varphi_j)}{tan\,\beta_j} = 17 \cdot \frac{tan(140+30)}{tan\,140} = 17 \cdot \frac{\tan 170}{\tan 140} = 3.57MPa;\ \left(\pi - \varphi_j \geq \beta_j \geq \frac{\pi}{2}\right);$$

Εξάσκηση

Μια μεγάλη υπόγεια αίθουσα πρόκειται να κατασκευαστεί σε βραχομάζα με ασυνέχειες, κλίσης 35° προς τα δεξιά.
α. Θεωρώντας ότι η γωνία τριβής των ασυνεχειών, φ_j, είναι 50°, χρησιμοποιείστε τη γεωμετρική κατασκευή της μεθόδου φ_j σε δύο διαστάσεις για να εντοπίσετε τις ζώνες πιθανού κινδύνου γύρω από το άνοιγμα.
β. Επαναλάβετε την ίδια διαδικασία με φ_j = 20° για να ερευνήσετε την επίδραση της μείωσης της διατμητικής αντοχής των ασυνεχειών στην ολίσθηση των στρωμάτων γύρω από την εκσκαφή.
γ. Αν εφαρμόσουμε μία ακτινική πίεση υποστήριξης p_i μέσα στη σήραγγα τόσο γρήγορα μετά την εκσκαφή, έτσι ώστε να παρεμποδισθεί η ολίσθηση των στρωμάτων, υπολογίστε το μέγεθος της πίεσης p_i που απαιτείται για να επιτευχθεί το αποτέλεσμα αυτό, σε σημεία στην περιφέρεια της σήραγγας που καθορίζονται από τη γωνία θ από 0° έως 360° ανά 15°. Υπολογίστε την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης και δώστε τα τεχνικά χαρακτηριστικά συστήματος υποστήριξης.
δ. Επαναπροσδιορίστε τις ανωτέρω ζώνες χρησιμοποιώντας την αναλυτική λύση του Daemen για υδροστατικό εντατικό πεδίο p_0 και υπολογίστε την απαιτούμενη πίεση υποστήριξης για την πλήρη αποφυγή ολίσθησης για p_0=1 έως 10 MPa.

$$\left(\frac{r}{R}\right)^2 = \frac{(p_0 - p_i)\cdot\left[S_e \cdot \cos 2(a-\theta)\cdot \tan\varphi_j \pm \sin 2(a-\theta)\right]}{-S_e\cdot\left(c + p_0 \tan\varphi_j\right)}$$

r, θ: πολικές συντεταγμένες
R: ακτίνα εκσκαφής
p_0: φυσικό εντατικό πεδίο
p_i: πίεση υποστήριξης
S_e: συντελεστής διατμητικής υπερφόρτισης (τ/τ_p), S_e=1
a: κλίση ασυνεχειών από την οριζόντια.

ε. Επαληθεύσατε τα ανωτέρω με αριθμητικές μεθόδους και κυκλικό άνοιγμα.

Κεφάλαιο 6

Σύνοψη
Η φέρουσα ικανότητα επίπεδων οροφών σε σκληρά πετρώματα έχει παρατηρηθεί ότι εξακολουθεί να υφίσταται και μετά τη ρωγμάτωσή τους. Τούτο οφείλεται στην ενεργοποίηση της λειτουργίας θόλου.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Μηχανική των πετρωμάτων, Υποστήριξη Υπογείων Έργων, Τεχνική Γεωλογία.

6. Επίπεδες υπόγειες οροφές μετά τη ρωγμάτωση

Παράλληλες γεωλογικές στρώσεις με δεσπόζουσα σημασία στη συμπεριφορά του πετρώματος συναντώνται συχνά σε διάφορα περιβάλλοντα των υπογείων εκσκαφών. Οι στρώσεις αυτές μπορεί να είναι το αποτέλεσμα ιζηματογενούς απόθεσης, διακλάσεων εφελκυσμού, υφής δημιουργημένης από διαδικασίες μεταμόρφωσης ή ροής λάβας, ή επαγόμενης θραύσης συμπαγούς πετρώματος σε θλίψη παράλληλα με την επιφάνεια της οροφής. Η στρωσιγενής αυτή δομή του πετρώματος αποτελεί κυρίαρχο παράγοντα, που ελέγχει την ασφάλεια των οροφών σε υπόγεια τεχνικά έργα, σε ανθρακωρυχεία και σε άλλα υπόγεια οριζόντια ή κεκλιμένα μέτωπα. Οι στρώσεις αυτές σπάνια αποτελούν το μοναδικό σύστημα ασυνεχειών της βραχομάζας. Συνήθως, υπάρχουν και άλλα συστήματα ασυνεχειών που τις τέμνουν, με αποτέλεσμα να μειώνεται έως και να μηδενίζεται η ικανότητα του πετρώματος να αναλαμβάνει εφελκυστικές τάσεις σε διευθύνσεις παράλληλες με την επιφάνεια της οροφής. Εν τούτοις, εφόσον οι δεύτερες ασυνέχειες τέμνουν κάθετα τις στρώσεις ή μερικές στρώσεις συγκρατούνται μεταξύ τους με κατάλληλο οπλισμό, δημιουργείται μία αψίδα θλιπτικών τάσεων μέσα στην οροφή, που μεταφέρει τα φορτία στα εκατέρωθεν στηρίγματα.

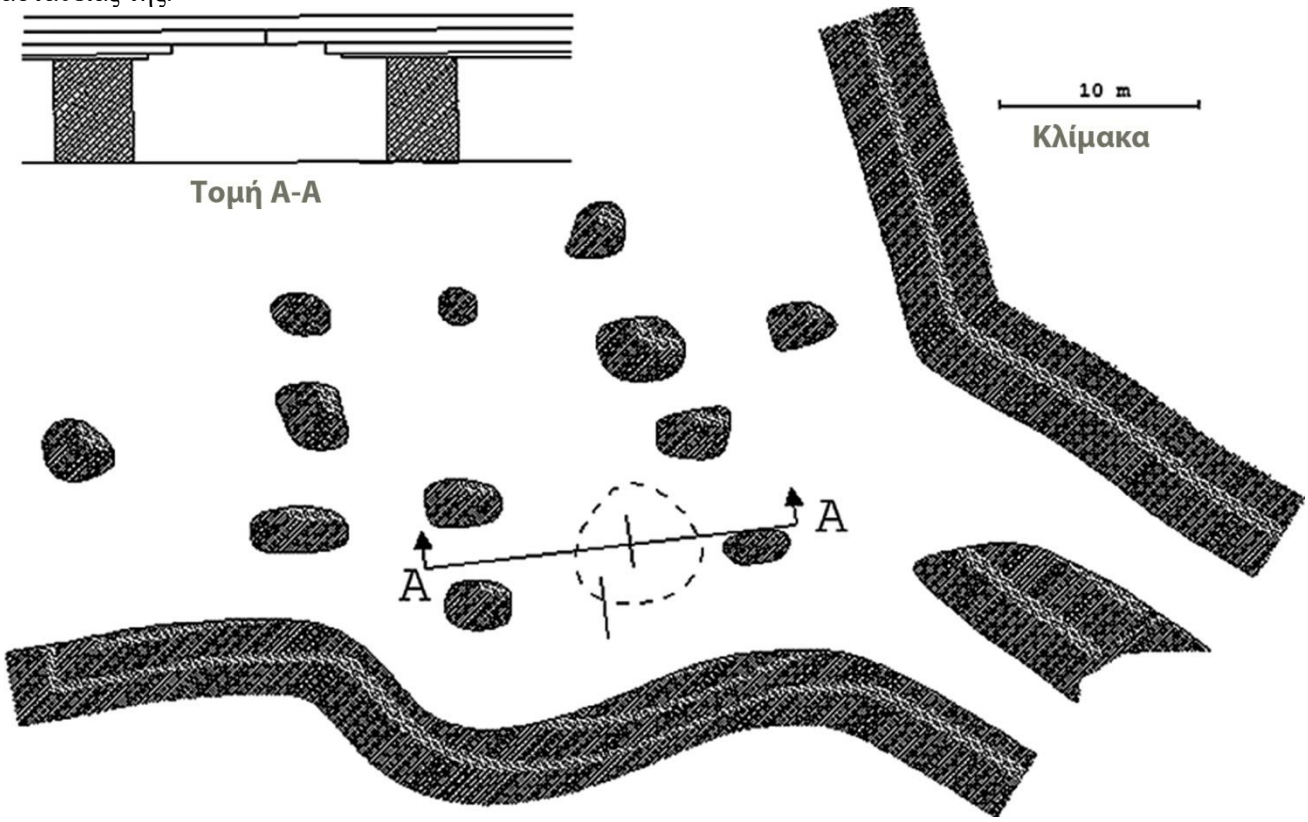
Πρώτος ο Fayol (1885) παρατήρησε ότι τα στρώματα των υπόγειων οροφών διαχωρίζονται κατά την κάμψη τους, έτσι ώστε κάθε ένα από αυτά να μεταφέρει ως δοκός στα στηρίγματα το ίδιο βάρος του μόνο, χωρίς να φορτίζει ή να φορτίζεται από τα γειτονικά του στρώματα. Ο μηχανισμός διαμόρφωσης της αψίδας μελετήθηκε αριθμητικά από τους He & Zhang (2015). Επομένως, η ευστάθεια καθορίζεται από τη φέρουσα ικανότητα του φορτιζόμενου στρώματος από το ίδιο του βάρος.

Η συμβατική ανάλυση, που ταυτίζει το φορτίο ρωγμάτωσης των υπογείων οροφών, θεωρουμένων ως δοκών, με το φορτίο αστοχίας τους, υποτιμά σημαντικά τη φέρουσα ικανότητά τους. Έχει παρατηρηθεί ότι ακόμη και στρώματα από ισχυρά συμπαγή πετρώματα ρωγματώνονται, αλλά μετά από πρόσθετη μετακίνηση σταθεροποιούνται. Επομένως, έχει σημασία ο υπολογισμός του ελάχιστου πάχους της εγκάρσια ρωγματωμένης δοκού, που είναι σταθερή. Τη μηχανική συμπεριφορά μίας τέτοιας εγκάρσια ρωγματωμένης δοκού οροφής, ο Evans (1941) πρώτος παραλλήλισε με εκείνη των (αψιδωτών) θολωτών φορέων, που κατασκεύαζαν με θολίτες (voussoir) οι αρχιτέκτονες της αρχαίας Ρώμης. Η μέθοδος ανάλυσής του, που είναι γνωστή και ως χαμηλού θόλου (flat arch), μετά από κάποιες διορθώσεις και συμπληρωμένη με, αναγκαίες τότε, αυθαίρετες παραδοχές από τους Beer and Meek (1982) και Brady and Brown (2006), χρησιμοποιήθηκε ευρύτατα ως ένα απλό εργαλείο υπολογισμού της ευστάθειας των υπογείων οροφών σε τεχνικά και μεταλλευτικά έργα.

6.1 Ορθογωνική οροφή

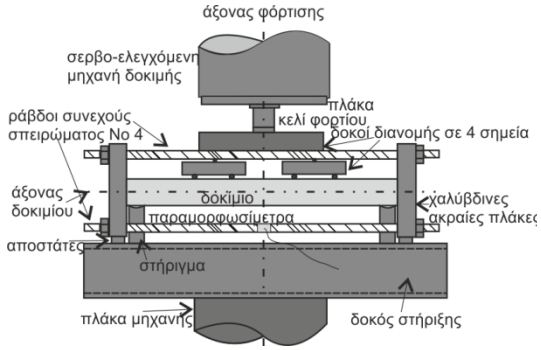
Ορθογωνική οροφή θεωρείται η επιμήκης οροφή της οποίας η μία διάσταση είναι κατά πολύ μεγαλύτερη της άλλης. Σε αυτήν την περίπτωση η πλευρά με το μικρότερο μήκος θεωρείται ως η φέρουσα. Η πρώτη προσεγγιστική αριθμητική επίλυση του προβλήματος έγινε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων από τον Wright (1974), ενώ αργότερα έγινε επίλυση για μεγάλες μετακινήσεις με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων από τους Sofianos et al. (1995), Sofianos & Kapenis (1995), Σοφιανός & Καπένης (1999). Παραμετρικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν από τους Sofianos & Kapenis (1996), Sofianos et al. (2000 a, b). Αναλύσεις της συμπεριφοράς πολλαπλά ρωγματωμένων οροφών πραγματοποιήθηκαν από τους Sofianos et al. (2000),

Nomikos et al. (2002), Νομικός et al. (2005). Αναλύσεις της συμπεριφοράς συγκεκριμένων διανοίξεων στην Ελλάδα πραγματοποιήθηκαν από τους Economopoulos et al. (1994), Kotinis et al. (1997), Κοτίνης et al. (1997), Sofianos et al. (1998). Στο Σχήμα 8 1 σε τομή και κάτοψη, φαίνονται ασβεστολιθική οροφή και οι στύλοι που τη στηρίζουν, σε μεταλλείο βωξιτών, όπου το ανάλογο χαμηλού θόλου χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση αστάθειάς της.

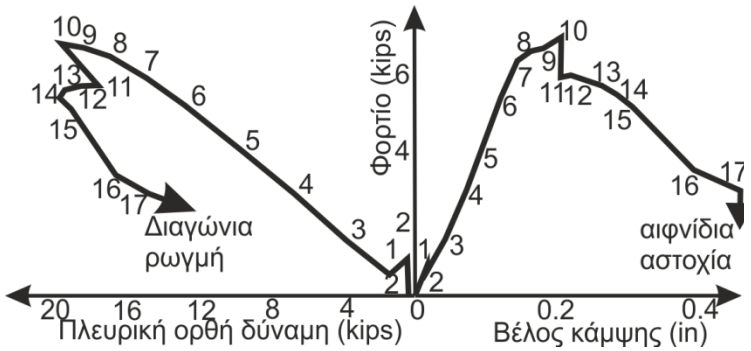


Σχήμα 6-1: Περιοχή κατάπτωσης σε υπόγεια εκμετάλλευση βωξίτη (Αρχείο Α Κοτίνη και Kotinis,et al., 1997).

Στο εργαστήριο η συμπεριφορά μιας τέτοιας δοκού διερευνήθηκε πειραματικά σε δοκίμια από τον Sterling (1980) στη συσκευή που φαίνεται στο Σχήμα 6-2, και μετέπειτα από τους Stimpson & Ahmed (1992). Τα δοκίμια πακτώνονταν στα άκρα και υποβάλλονταν σε κατακόρυφο φορτίο. Κατά την κάμψη καταγράφονταν το επιβαλλόμενο κατακόρυφο φορτίο, το βέλος, και η αναπτυσσόμενη πλευρική αντίδραση, τα οποία παρουσιάζονται στο διάγραμμα του σχήματος. Οι τύποι αστοχίας που παρατηρήθηκαν είναι η σύνθλιψη της δοκού στα στηρίγματα ή στο μέσον, η ελαστική αστάθεια, η διαγώνια ρωγμάτωση, και η ολίσθηση στα στηρίγματα κατά μήκος των κατακόρυφων διακλάσεων.



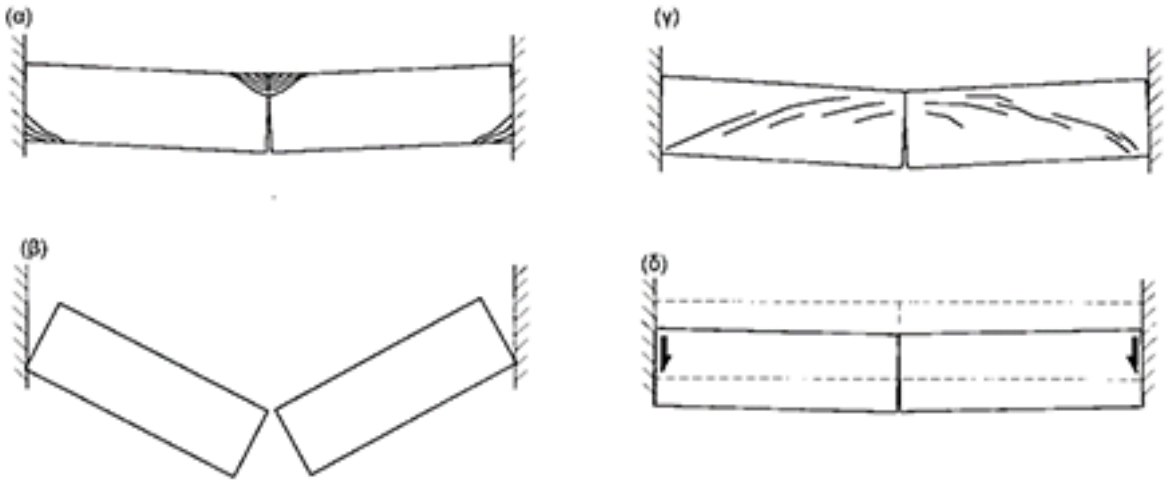
(α) Πειραματική συσκευή κατακόρυφης φόρτισης δοκιμίων με πλευρική παρεμπόδιση της παραμόρφωσης



(β) Μεταβολή του βέλους και της πλευρικής δύναμης με την αύξηση του φορτίου

Σχήμα 6-2. Πειραματική διερεύνηση της συμπεριφοράς δοκών μετά τη θραύση (ξανασχεδιασμένο Courtesy of Sterling, 1977).

Αστοχία σε ολίσθηση (Σχήμα 6-3δ) παρατηρείται για μικρή τιμή της λυγηρότητας s_n (<10), ήτοι του λόγου του καθαρού ανοίγματος s της δοκού προς το πάχος της t. Αστοχία σε σύνθλιψη (Σχήμα 6-3α) παρατηρείται για μέσες τιμές της λυγηρότητας, ενώ ελαστική αστάθεια (Σχήμα 6-3β) για μεγάλες τιμές αυτής. Οι Stimpson & Ahmed (1992) παρατήρησαν σε φυσικά ομοιώματα παχιών δοκών ότι η επιφόρτιση επιφέρει διαγώνιες εφελκυστικές θραύσεις Σχήμα 6-3γ), παράλληλες στη θλιβόμενη αψίδα. Ένα τέτοιο είδος αστοχίας αναμένεται στην περίπτωση που η δοκός της οροφής επιφορτίζεται από υπερκείμενο θραυσμένο υλικό.

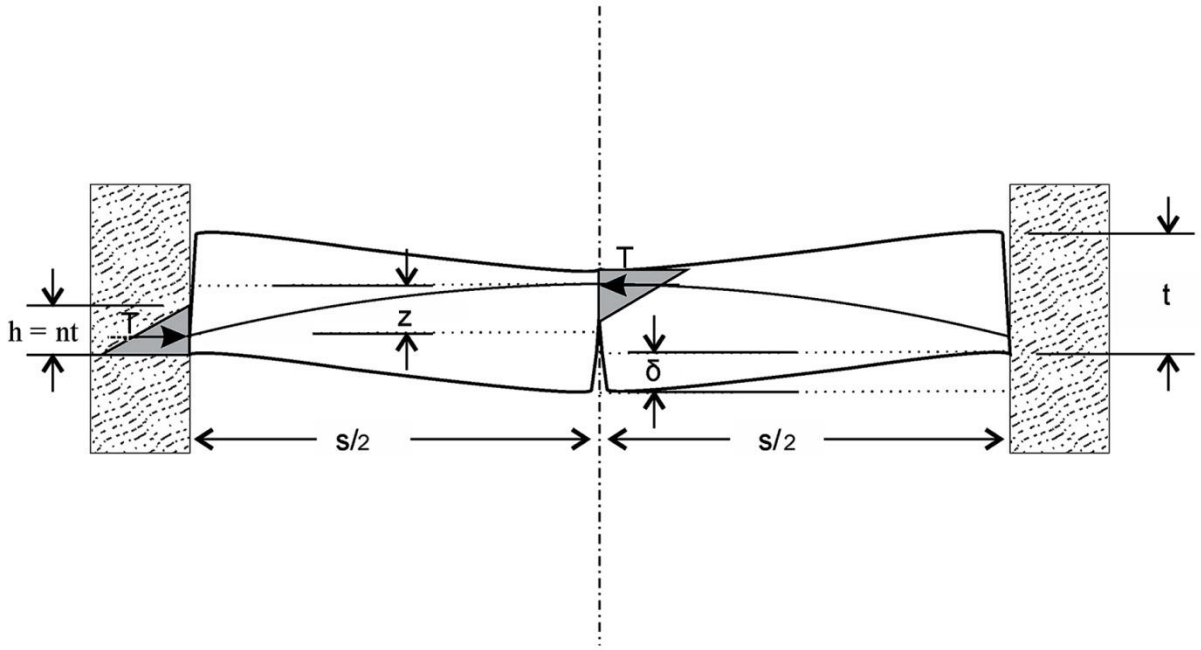


Σχήμα 6-3: Τρόποι αστοχίας.

Μία ορθογωνική πλάκα οροφής στηρίζεται στα δύο πλησιέστερα άκρα της. Μία τέτοια πλάκα συμπεριφέρεται ως αμφίπακτη δοκός. Εφόσον σε μία τέτοια δοκό ξεπεραστεί η επιτρεπόμενη εφελκυστική τροπή (ή τάση) στην ακραία στήριξη, το πέτρωμα θα θραυσθεί στην περιοχή αυτή και η δοκός θα μετατραπεί σε αμφιέρειστη. Η εφελκυστική τροπή της αμφιέρειστης στο μέσον είναι μεγαλύτερη από εκείνη της αμφίπακτης στη στήριξη που έθραυσε το πέτρωμα, και επομένως μεγαλύτερη από την εφελκυστική αντοχή του πετρώματος. Τούτο οδηγεί σε περαιτέρω θραύση στην περιοχή του μέσου της δοκού. Η διαδικασία αυτή της θραύσης στις στηρίξεις, που ακολουθείται από θραύσεις στο μέσον του ανοίγματος, μπορεί να είναι η αίτια μίας σειράς από σεισμικές εκπομπές (θόρυβος του πετρώματος) που συχνά ακούγονται όταν εκσκάπτονται υπόγεια ανοίγματα σε μικρά ή μέσα βάθη. Η δημιουργία ή η ύπαρξη εξαρχής κατακόρυφων ή παρακατακόρυφων τέτοιων ρωγμών καθιστά αδύνατη την ανάληψη καμπτικών εφελκυστικών τάσεων κατά μήκος της δοκού. Ως εκ τούτου, δημιουργείται μέσα στη δοκό, όπως θεώρησε ο Evans (1941), μία ζώνη θλιπτικών τάσεων σε σχήμα αψίδας που ξεκινά χαμηλά στις στηρίξεις και φθάνει ψηλά στο μέσον της δοκού.

Ο Sofianos (1996) επίλυσε στατικά τον φορέα του Evans. Η ανάλυση της ισορροπίας μίας τέτοιας δοκού απαίτησε τη θεώρηση υπερστατικού φορέα με μεγάλες μετατοπίσεις και μεταβαλλόμενες επαφές. Οι Sofianos et al. (1995) και Sofianos & Kapenis (1998) βασιζόμενοι στα αριθμητικά αποτελέσματα επιλύσεων με τη μέθοδο των διακριτών στοιχείων δοκών υποκειμένων σε κάμψη, προσδιόρισαν στατιστικά τις υπερστατικές παραμέτρους. Στο Σχήμα 6-4 φαίνεται η γεωμετρία μίας δοκού, που προσομοιώνει την κατώτερη στρώση πετρώματος μίας άμεσης υπόγειας οροφής, και έχει ελεύθερο άνοιγμα s και πάχος t. Στο σχήμα ορίζονται, η πλευρική ορθή δύναμη T, η ακραία μέση τάση σ_x, το μέσο μήκος h επαφής της διάκλασης, ο μοχλοβραχίονας z και το βέλος κάμψης δ στο μέσον του ανοίγματος. Κατά την ανάλυση χρησιμοποιούνται τα αδιάστατα μεγέθη:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E}; \varepsilon_{ax} = \frac{\sigma_{ax}}{E}; \delta_n = \frac{\delta}{t}; Q_n = \frac{\gamma \cdot s}{E}; s_n = \frac{s}{t}; n = \frac{h}{t} \quad (6\text{-}1)$$



Σχήμα 6-4: Θεωρητικό ομοίωμα επιμήκους ανοίγματος.

Πρόκειται για υπερστατικό πρόβλημα με μεταβαλλόμενες επαφές. Το θεωρούμενο προσομοίωμα έχει τρεις υπερστατικές παραμέτρους, ήτοι: το μέσο κανονικοποιημένο πάχος επαφής n, στο μέσον και στη στήριξη, το κανονικοποιημένο πάχος χ του δημιουργουμένου θόλου, και την παράμετρο μορφής k1 του θόλου. Από τη στατιστική επεξεργασία των αποτελεσμάτων μεγάλου αριθμού δοκών, για συνήθεις τιμές του φαινόμενου βάρους και της παραμορφωσιμότητας του πετρώματος, υπολογίσθηκε ότι:

$$k_1 \cdot \chi = 1; k_1 \approx \frac{8}{3}; n \approx 0.3 - 0.14 \cdot s_n \cdot \sqrt[3]{Q_n}$$

(6-2)

Η κατάσταση μιας οροφής χαρακτηρίζεται από το ζεύγος (sn, Qn). Η λυγηρότητα sn χαρακτηρίζει τη μορφή του φορέα της οροφής. Ο δεύτερος όρος χαρακτηρίζει τη φόρτιση του φορέα. Η μεγέθυνση κάθε όρου δημιουργεί δυσμενέστερες συνθήκες ευστάθειας. Εξετάστηκαν οι τρεις περιπτώσεις αστοχίας, (α) λόγω καμπτικής θλίψης, (β) λυγισμού, και (γ) ολίσθησης σε διακλάσεις στα ακρόβαθρα.

6.1.1 Αστοχία λόγω καμπτικής θλίψης

Από τη στατική επίλυση προκύπτει ότι:

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} = \frac{Q_n \cdot s_z}{4 \cdot n \cdot (1 - \delta_z)} = \lambda^{nl} \cdot \varepsilon_{ax}^{nl}; s_z = \frac{s}{z_0};\ \delta_z = \frac{\delta}{z_0}; z_{0n} = \frac{z_0}{t} = 1 - \frac{2}{3} \cdot n$$

(6-3)

Η τάση και τροπή στο μέσον και στο άκρον διαφέρουν μεταξύ τους και έχουν μη γραμμική κατανομή. Η μεγαλύτερη ακραία παραμόρφωση πραγματοποιείται στο άκρον και υπολογίζεται από το συντελεστή λnl που προσδιορίσθηκε ως συνάρτηση των Qn και sn. Άρα, για σταθερή τιμή της τροπής εax η αδιάστατη φόρτιση Qn είναι συνάρτηση της λυγηρότητας sn. Οι τιμές της τροπής αστοχίας σε θραύση είναι το αντίστροφο του μέτρου λόγου (modulus ratio) των Deere & Miller (1966), που λαμβάνει τιμές από 100 έως 1000. Επομένως, η τροπή εf θραύσης κυμαίνεται μεταξύ 0.001 και 0.01. Με χρήση της (6-3) σχεδιάστηκαν στο Σχήμα 6-5 στο χώρο της αδιάστατης φόρτισης Qn και της λυγηρότητας sn ισοβαρείς της τροπής εaxnl εντός των παραπάνω ορίων. Η ευστάθεια έναντι αστοχίας σε θλίψη εξασφαλίζεται αν η κατάσταση βρίσκεται κάτω από την καμπύλη επιτρεπόμενης παραμόρφωσης, δηλαδή, εφόσον η τροπή που προκύπτει σύμφωνα με τη στατική από τις

συντεταγμένες [Qn-sn], είναι μικρότερη από την ικανότητα του πετρώματος, η οροφή είναι ευσταθής ως προς καμπτική αστοχία σε θλίψη. Σε αντίθετη περίπτωση, η οροφή είναι ασταθής.

6.1.2 Αστοχία λόγω ελαστικής αστάθειας

Η οριακή κατάσταση ασταθούς ισορροπίας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$Q_n^b = \frac{3.1}{s_z \cdot \left[s_z^2 + k_1\right]} \approx \frac{3}{s_z^3}$$

(6-4)

Η κατάσταση αυτή αντιστοιχεί σε κανονικοποιημένο βέλος κάμψης $\delta_n{}^b$ και μοχλοβραχίονα $z_n{}^b$ που δίνονται από τις σχέσεις :

$$\delta_n^b = \left(\sqrt{3} - 1\right) \cdot z_n^b = 0.42 \cdot z_{0n};\ z_n^b = \frac{z_{0n}}{\sqrt{3}} = 0.58 \cdot z_{0n}$$

(6-5)

Οι παραπάνω τιμές των $\delta_n{}^b$ και $z_n{}^b$ αποτελούν τις μέγιστες και ελάχιστες δυνατές αντίστοιχα. Στο διάγραμμα στο Σχήμα 6-5, σχεδιάζεται η σχέση (6-4) -καμπύλη λυγισμού (buckling) η οποία διαχωρίζει τον χώρο έναντι ελαστικής αστάθειας, σε ευσταθή κάτωθεν αυτής και σε ασταθή άνωθεν αυτής, δηλαδή, η ευστάθεια έναντι λυγισμού εξασφαλίζεται αν η κατάσταση (s_n, Q_n) βρίσκεται κάτω από την καμπύλη λυγισμού.

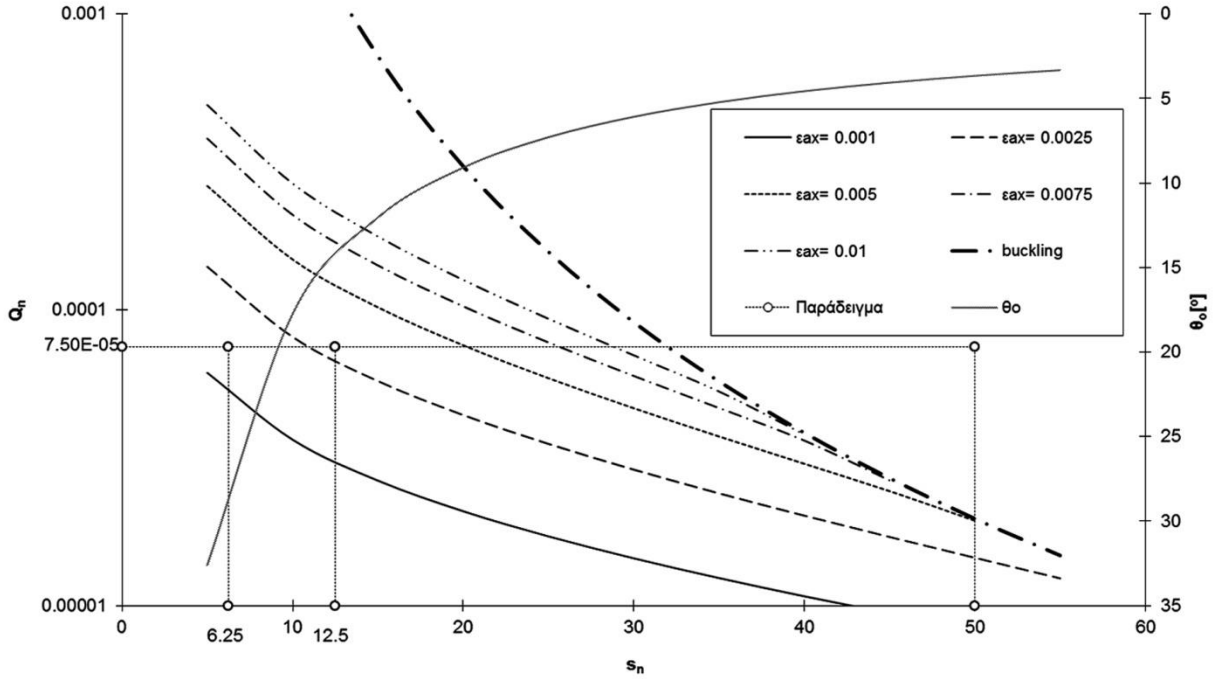
6.1.3 Αστοχία λόγω ολίσθησης σε προϋπάρχουσες ασυνέχειες

Ο έλεγχος σε ολίσθηση γίνεται πάνω σε κατακόρυφες ασυνέχειες κοντά στα ακρόβαθρα, όπου είναι και η δυσμενέστερη θέση. Θεωρείται ότι η αντοχή σε ολίσθηση δίνεται από το κριτήριο Mohr-Coulomb με γωνία τριβής φ_j και συνοχή 0. Επομένως, η κλίση θ της δύναμης αντίδρασης στις στηρίξεις θα πρέπει να είναι μικρότερη από την γωνία τριβής κατάλληλα μειωμένης με ένα συντελεστή ασφαλείας. Η απαιτούμενη γωνία τριβής δύναται να εκτιμηθεί από τη σχέση:

$$\frac{\tan \varphi_j}{FS_s} > \frac{4 \cdot 0.9}{s_n} = \tan \theta_0 \geq \tan \theta_{max} = \frac{4}{s_z} > \tan \theta\ ;\ z_{0n} \leq 0.9$$

(6-6)

Στο Σχήμα 6-5 έχει σχεδιασθεί, η θ_0, ως συνάρτηση της λυγηρότητας s_n, με βάση την οποία δυνάμεθα να εκτιμήσουμε κατά πόσον η υπάρχουσα γωνία τριβής φ_j επαρκεί για την εξασφάλιση έναντι αστοχίας σε ολίσθηση. Η ευστάθεια έναντι ολίσθησης στις ασυνέχειες στα άκρα του ανοίγματος εξασφαλίζεται αν η λυγηρότητα s_n βρίσκεται δεξιά από την επιτρεπόμενη λυγηρότητα που δίνεται από την καμπύλη ολίσθησης για δεδομένη επιτρεπόμενη γωνία τριβής θ_0.



Σχήμα 6-5. Διάγραμμα εκτίμησης της ευστάθειας στρωσιγενούς οροφής.

6.1.4 Εφαρμογή

Θεωρείται υπόγειος θάλαμος με άνοιγμα 20m και επίπεδη οροφή. Το πέτρωμα της άμεσης οροφής είναι μεσοστρωματώδης ασβεστόλιθος, με φαινόμενο βάρος 30kN/m^3, τέμνον μέτρο παραμορφωσιμότητας 8GPa στη μέγιστη τιμή της τάσης, και τροπή ε^f αστοχίας σε θραύση 0.003.
(α) Εκτιμήστε την ευστάθεια οροφής πάχους στρώσης t_s=40cm. (β) Είναι το πάχος 1.6m ευσταθές; (γ) Είναι το πάχος 3.2m ευσταθές;

Απάντηση
(α) Για την εκτίμηση της ευστάθειας της οροφής, απαιτούνται οι παράμετροι:

$$s_n = \frac{20}{0.40} = 50;\ \varepsilon^f = 0.003; Q_n = \frac{30 \cdot 20}{8 \cdot 10^6} = 7.5 \cdot 10^{-5}$$

Παρατηρούμε στο Σχήμα 6-5 ότι στο σημείο [Q_n, s_n] η κατάσταση είναι ελαστικά ασταθής.

(β) Για πάχος στρωμάτων 1.6m, υποτετραπλασιάζεται η λυγηρότητα s_n.

$$s_n = \frac{20}{1.60} = 12.5$$

Παρατηρούμε στο διάγραμμα ότι στο νέο σημείο με συντεταγμένες [Q_n, s_n] η κατάσταση είναι ελαστικά ευσταθής, καθόσον βρίσκεται κάτω από την καμπύλη ελαστικής αστάθειας. Επίσης, στο σημείο η μέγιστη τροπή λαμβάνει την τιμή ε_{ax}^{nl}=0.0026, δηλαδή είναι μικρότερη από την τροπή ε^f =0.003 της αστοχίας σε θραύση. Η απαιτούμενη γωνία τριβής εκτιμάται από την καμπύλη $\theta_0=\theta_0(s_n)$ ότι είναι ≈15°, τιμή που δεν αναμένεται να ξεπερνά τη γωνία τριβής στη διεπιφάνεια ώστε να δημιουργήσει προβλήματα ολίσθησης. Ο Πίνακας 6-1 δίνει τόσον την αναλυτική λύση όσον και την αριθμητική, που είναι και η ακριβής. Παρατηρούμε ότι τα σφάλματα είναι μέσα σε επιτρεπτά όρια.

Πίνακας 6-1. Συμπεριφορά της δοκού θολιτών του παραδείγματος

	Μέθοδος	n	δ	ε_x	λ_c^{nl}	ε_{ax}^{nl}
1	αναλυτική	0.23	0.021	0.00124	0.47	0.00264
2	αριθμητική	0.22	0.020	0.00126	0.49	0.00256
3	σφάλμα	+4%	+5%	-2%	+4%	-3%

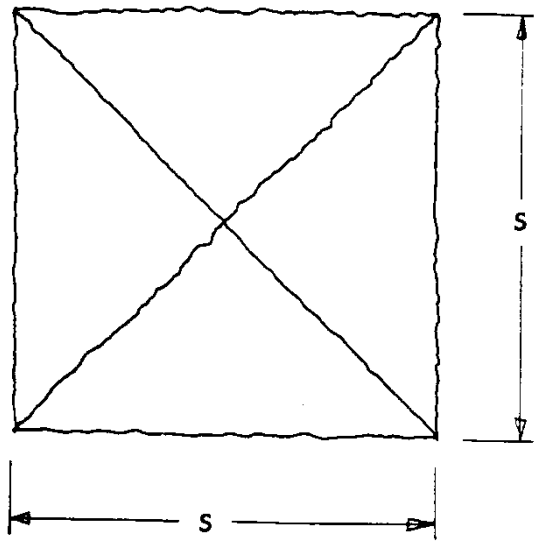
(γ) Για το πάχος 3.2m το άνοιγμα είναι περισσότερο ευσταθές σε κάμψη και λυγισμό, καθόσον,

$$s_n = \frac{20}{3.2} = 6.25$$

Όμως, η κλίση της θλιπτικής δύναμης στα άκρα θα είναι ~29°, και εφόσον είναι μεγαλύτερη από τη γωνία τριβής, θα υπάρχει δυνατότητα ολίσθησης εφόσον στη στήριξη υπάρχουν διαμπερείς κατακόρυφες διακλάσεις.

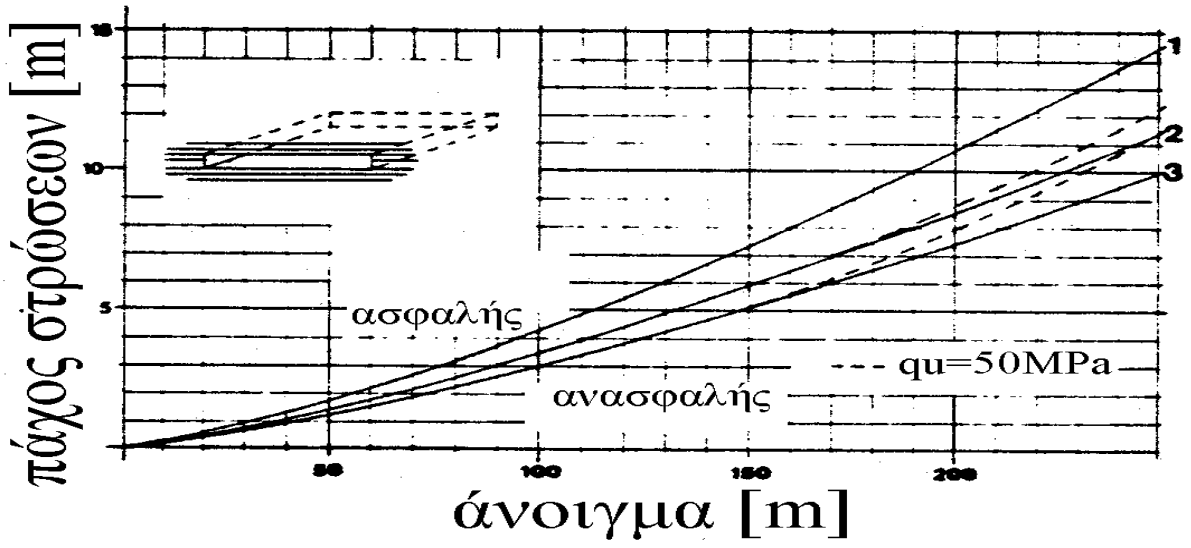
6.2 Τετραγωνική οροφή

Μία τετραγωνική τετραέρειστη πλάκα οροφής στηρίζεται και είναι πακτωμένη στα τέσσερα άκρα. Στο Σχήμα 6-6 παρατηρούμε τετραγωνική οροφή, και τις γραμμές της αναμενόμενης θραύσης της σε περίπτωση υπέρβασης της αντοχής της. Παρόμοιες γραμμές διαρροής παρατηρούνται και στις πλάκες από οπλισμένο σκυρόδεμα.



Σχήμα 6-6. Διάγραμμα στο οποίο φαίνονται οι γραμμές διαρροής τετραγωνικής πλάκας

Οι Beer and Meek (1982) επίλυσαν τη στατική λειτουργία της πλάκας, και έδωσαν το διάγραμμα που φαίνεται στο Σχήμα 6-7, από το οποίο εκτιμάται κατά πόσον αυτή είναι ευσταθής. Στο διάγραμμα, οριζόντιος άξονας είναι το μήκος του τετραγωνικού ανοίγματος και κατακόρυφος το πάχος στρώσεων. Οι καμπύλες στατικής απόκρισης αφορούν τρία μέτρα ελαστικότητας και αντοχή πετρώματος σε θλίψη 50MPa.. Οι συνεχείς γραμμές εξασφαλίζουν έναντι αστοχίας σε ελαστική αστάθεια, ενώ οι διακεκομμένες σε θλίψη. Οι άνωθεν των διακεκομμένων και συνεχών καμπυλών περιοχές του διαγράμματος είναι οι ασφαλείς έναντι αστοχίας σε θραύση ή ελαστική αστάθεια, αντίστοιχα.



Σχήμα 6-7. Καμπύλες σχεδιασμού για τετραγωνική πλάκα οροφής. E(1)=8, E(2)=16, E(3)=24 GPa. (Beer and Meek, 1982)

Βιβλιογραφία/Αναφορές

Beer G and Meek JL (1982). "Design curves for roofs and hanging walls in bedded rock based on voussoir beam and plate solutions", Trans. Inst. Min. Metall., , 91, A18-22.

Brady BHG and Brown ET (2006). "Rock Mechanics for Underground Mining", third edition, Kluwer Academic Publishers.

Breslin JA (2010). "A century of Federal Mining Safety and Health Research", Information Circular 9520, p. 29, NIOSH, Pittsburg PA, February.

Deere DU and Miller R.P (1966). "Engineering classification and index properties for intact rock", Tech. Report No AFWL - TR-65-116, Air Force Weapons Lab. Kirtland Air Base, New Mexico.

Evans WH (1941). "The strength of undermined strata", Trans. Inst. Min. Metall. , L(50), 475-500.

Fayol M (1885) "Sur les mouvements de terrain provoqués par l' exploitation des mines". Bull. Soc. l'Industrie Minérale, 14, 818.

Goodman RE (1980). "Introduction to rock mechanics", Wiley.

Kotinis DH, Sofianos AI and Kapenis AP (1997) "Analysis of a roof failure in a bauxite mine", Proc. of the 6th Int. Symp. on Mine Planning and Equipment Selection.

Panek LA (1964) "Design for bolting stratified roof", Transactions Society of Mining Engineers, June.

Sofianos AI (1996). "Analysis and design of an underground hard rock voussoir beam roof", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.33, No.2, pp.153-166.

Sofianos AI and Kapenis AP (1998). "Numerical evaluation of the response in bending of an underground hard rock voussoir beam roof", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.35, No.8, pp.1071-1086.

Sofianos AI, Kapenis AP and Tsoutrelis CE (1995). "Underground voussoir rock beams with large deflections", Proceedings of the 2nd International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna, pp. 639-643.

Sterling RL (1980) "The ultimate load behaviour of laterally constrained rock beams", 21st US Symposium on Rock Mechanics, pp.533-542.

Sterling RS (1977). Roof design for underground openings in near surface bedded rock formations, PhD Thesis.

Stillborg B (1994). Professional users' handbook for rock bolting, Trans Tech Publications.

Stimpson B and Ahmed M (1992) "Failure of a linear voussoir arch: A laboratory and numerical study", Can. Geot. J., 29, 188-194.

Wright FD (1974). "Design of roof bolt patterns for jointed rock", Bureau of Mines, N.T.I.S., U.S. Department of Commerce.

Yiouta-Mitra P, Sofianos AI (2011). "The elusive load transference of stratified rock roof", ASCE Conf. Proc., Geo-frontiers 2011, "Advances in Geotechnical Engineering", 13-16 March 2011, Dallas, Texas USA.

Yiouta-Mitra P, Steiakakis C, Merziotis D, Nomikos PP, Sofianos AI (2011). "Ionia Odos: Tunnelling through undisturbed anisotropic flysch formation", 1st Scientific Congress on Tunnels and Underground Structures in South-Eastern Europe, "Using Underground Space", 7-9 April 2011, Dubrovnik, Croatia.

Ασκήσεις εξάσκησης

Άσκηση 1

Κατασκευάζεται υπόγειος χώρος με επίπεδη οροφή. Το πέτρωμα της άμεσης οροφής είναι μεσοστρωματώδης ασβεστόλιθος, με πάχος στρώσης t_s=50cm, φαινόμενο βάρος 25kN/m^3, τέμνον μέτρο παραμορφωσιμότητας 10GPa στη μέγιστη τιμή της τάσης, τροπή ε^f αστοχίας σε θραύση 0.003, και γωνία τριβής σε διεπιφάνειες 15°. Εφόσον η <u>αστοχία ταυτίζεται με την κατάρρευση</u> της μεμονωμένης κατώτερης στρώσης, εκτιμήστε το επιτρεπόμενο πλάτος s_{all} του ανοίγματος για συντελεστή ασφαλείας FS του ανοίγματος της οροφής 2 (FS=s_{max}/s_{all}).

Άσκηση 2

Για τα ίδια δεδομένα με την προηγούμενη άσκηση, αν μεταβάλλεται από ένα κάθε φορά (α) το πάχος στρώσης, (β) το μέτρο παραμορφωσιμότητας, και (γ) η τροπή αστοχίας από -25% έως +25%, να σχεδιάσετε την ευαισθησία (μεταβολή) του επιτρεπόμενου πλάτους s_{all} του ανοίγματος ως συνάρτησης καθεμίας από τις μεταβαλλόμενες παραμέτρους.

Κεφάλαιο 7

Σύνοψη
Η ευστάθεια του μετώπου σήραγγας δεν εξασφαλίζεται πάντα από την αντοχή της ίδιατης γεωμάζας. Εφόσον αυτό είναι ασταθές θα πρέπει να ενισχύεται ή στηρίζεται κατάλληλα. Εξετάζονται η ευστάθεια του ανυποστήρικτου μετώπου, και εφόσον αυτό είναι ασταθές, υπολογίζονται τα απαιτούμενα κατάλληλα μέτρα.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Εδαφομηχανική, Μηχανική.

7. Στήριξη μετώπου σήραγγας

7.1 Εισαγωγή

Το μέτωπο της σήραγγας, αποτελεί δυνητικά το πιο εκτεθειμένο τμήμα της για αστοχία. Για τη διερεύνηση της ευστάθειάς του, θα πρέπει να γίνεται διάκριση μεταξύ γεωμάζας με ή δίχως μακροδομές λόγω διάστρωσης, σχιστότητας ή κατάκλασης. Στην πρώτη περίπτωση, εφόσον το πέτρωμα είναι επαρκούς αντοχής και το πέτρωμα ογκοτεμαχισμένο, καταπτώσεις από το μέτωπο δύνανται να πραγματοποιούνται με ολίσθηση τεμαχών, λόγω του ιδίου βάρους τους, επάνω στις ασυνέχειες. Αντίθετα, σε ασθενείς γεωμάζες, η σχετική αντοχή της ίδιας της γεωμάζας, η υδροφορία, και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της σήραγγας είναι αυτά που προσδιορίζουν της ευστάθεια του μετώπου της σήραγγας. Σε αυτά τα γεωυλικά, η κατάπτωση μπορεί να προχωρήσει καθ' ύψος διαμορφώνοντας «καμινάδα» (chimney), και στην περίπτωση αβαθών σηράγγων να φτάσει μέχρι και την επίγεια επιφάνεια, ώστε να «φανεί φως» (daylight collapse). Πρόκειται για έναν από τους σοβαρότερους κινδύνους κατά τη διάνοιξη σηράγγων, και ο σχεδιασμός θα πρέπει να μεριμνά ειδικά για την αποφυγή τους. Η ανομοιογένεια και ανισοτροπία του υλικού, όπως και η ροή νερού αποτελούν τις περισσότερες φορές τις ουσιαστικές αιτίες των αστοχιών, και πρέπει να αντιμετωπίζονται με κατάλληλα κατασκευαστικά μέτρα.

Στην περίπτωση που διαγνωστεί κίνδυνος αστοχίας του μετώπου, για τη σταθεροποίησή του λαμβάνονται μέτρα, που στη σύγχρονη πρακτική εφαρμόζονται είτε με πίεση του μετώπου από ασπίδες κλειστού τύπου, είτε με ήλωση του μετώπου με αγκύρια μεγάλου μήκους από υαλοΐνες (fiberglass). Για τον υπολογισμό της απαιτούμενης πίεσης στήριξης του μετώπου έχουν προταθεί διάφορες μέθοδοι, που δυνάμεθα κατ' αρχάς να τις διακρίνουμε σε δύο κατηγορίες ανάλογα με το αν οι συνθήκες είναι στραγγισμένες ή αστράγγιστες. Το ερώτημα κατά πόσον οι συνθήκες αντιστοιχούν σε στραγγισμένες ή αστράγγιστες, απαντάται από τη θεώρηση του εδάφους και το ρυθμό προχώρησης του μετώπου της σήραγγας. Σύμφωνα με τους Anagnostou & Kovari (1996), στραγγισμένες συνθήκες τείνουν να αντιστοιχούν σε γεωμάζες με περατότητα υψηλότερη από 10^{-7} έως 10^{-6} m/s, και ρυθμό προχώρησης του μετώπου μικρότερο από 0.1 έως 1.0 m/hr.

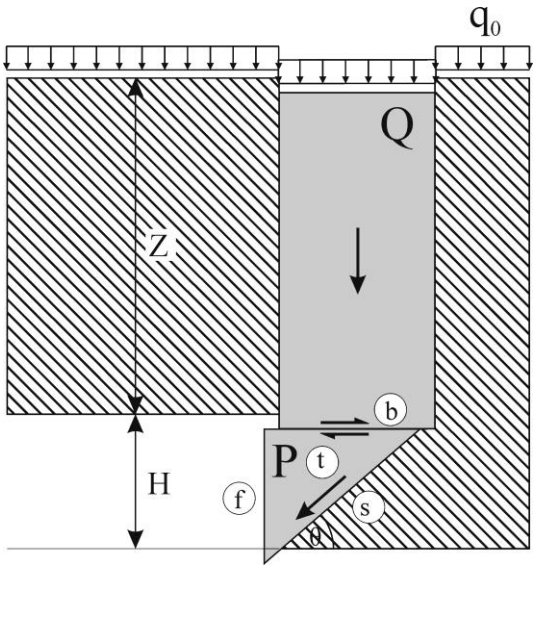
Η ευστάθεια του μετώπου υπολογίζεται είτε με βάση το θεώρημα άνω και κάτω ορίου της θεωρίας της πλαστικότητας, είτε με αριθμητικές μεθόδους. Στατικές λύσεις κάτω ορίου με εφαρμογή της θεωρίας της πλαστικότητας, είναι προς τη ασφαλή κατεύθυνση, αλλά συνήθως είναι εξωπραγματικές και πολύ συντηρητικές. Αντίθετα, κινηματικές λύσεις άνω ορίου είναι πιο πραγματικές από τις στατικές. Η εκτίμηση της απαιτούμενης πίεσης στο μέτωπο επιτυγχάνεται συνήθως με τις πιο πραγματικές κινηματικές επιλύσεις. Τέτοιες επιλύσεις (π.χ. Leca & Dormieux, 1990), εμπεριέχουν πολύπλοκους μηχανισμούς, που δύνανται να προσεγγίσουν ικανοποιητικά τον πραγματικό τρόπο αστοχίας. Ο πιο απλός από τους μηχανισμούς αυτούς είναι του Horn, ο οποίος δίνει τη δυνατότητα εκτίμησης της απαιτούμενης στήριξης του μετώπου με έναν εποπτικό τρόπο.

7.2 Μηχανισμός του Horn (1961)

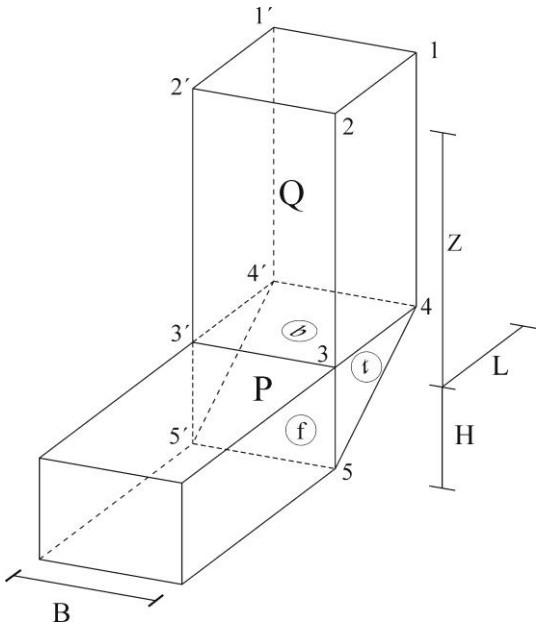
Ο μηχανισμός αστοχίας, που φαίνεται στο Σχήμα 7-1α, αποτελείται από δύο στερεά σώματα που βρίσκονται σε επαφή με τον περιβάλλοντα χώρο, και κινούνται μεταξύ τους. Κατά αυτόν τον τρόπο προσομοιώνεται η μετακινούμενη γεωμάζα έμπροσθεν του μετώπου με ένα ολισθαίνον τριγωνικό πρίσμα, και η υπερκείμενη βυθιζόμενη γεωμάζα με ένα καθιζάνον κατακόρυφο ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο, ενώ ο σε επαφή περιβάλλον χώρος παραμένει ακίνητος.

7.2.1 Γεωμετρικά και στατικά στοιχεία

Στο Σχήμα 7-1β δίνονται οι έδρες και οι κορυφές των δύο σωμάτων που απαρτίζουν το μηχανισμό, ήτοι του κατακόρυφου παραλληλεπίπεδου "Q" και του τριγωνικού πρίσματος "P". Στα παραπάνω σχήματα ορίζονται οι έδρες και οι διαστάσεις των δύο σωμάτων.



(α) Μηχανισμός αστοχίας (Horn, 1961)



(β) Έδρες που ορίζουν το μηχανισμό

Σχήμα 7-1. Μηχανισμός αστοχίας

Το κατακόρυφο ορθογώνιο παραλληλεπίπεδο σώμα έχει πλάτος B, βάθος L και ύψος Z. Το πρίσμα έχει κλίση θ ως προς το οριζόντιο επίπεδο. Το πλάτος του είναι B, το ύψος του H, και το βάθος του L. Στα σχήματα φαίνονται οι έδρες του t (2), f, b και s.

Στις έδρες δρουν δυνάμεις, που ορίζονται με τα γράμματα N, T, C, F, οι οποίες είναι ορθές, διατμητικές λόγω τριβής, διατμητικές λόγω συνοχής, και συνισταμένες των N και T, αντίστοιχα. Οι δυνάμεις αυτές λαμβάνουν ως δείκτες τους ορισμούς των εδρών στις οποίες δρουν.

Το εμβαδόν της οριζόντιας τομής του κατακόρυφου παραλληλεπιπέδου και της οριζόντιας έδρας b του πρίσματος ορίζεται ως A=B×L, και η περίμετρος ως U=2B+2L. Για την θεωρηθείσα τομή ή έδρα:

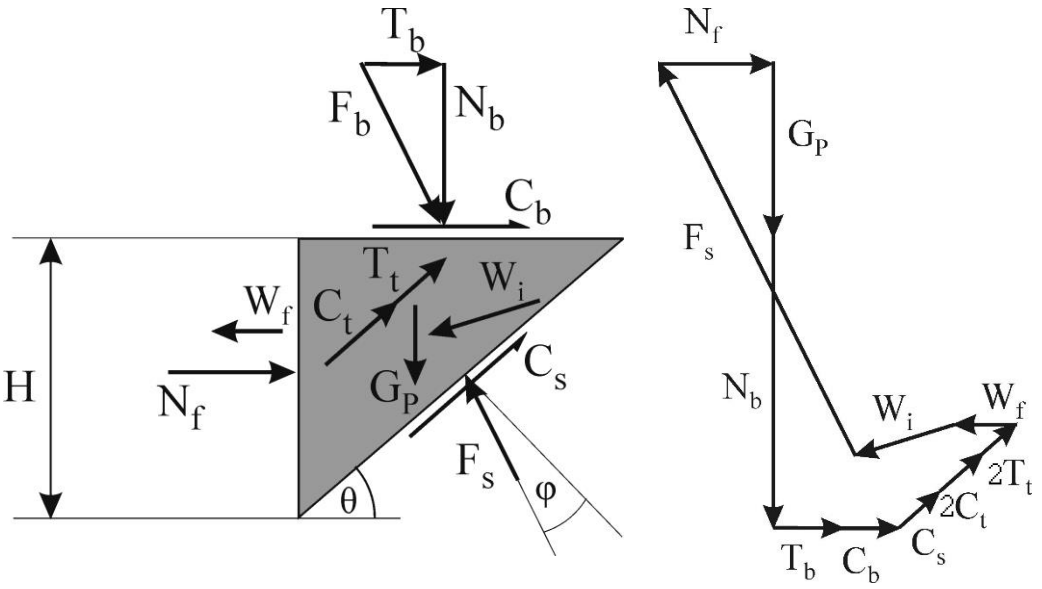
$$L = H \cdot \cot\theta \tag{7-1}$$

$$A = B \cdot H \cdot \cot\theta \,;\, U = 2 \cdot (B + H \cdot \cot\theta) \tag{7-2}$$

$$\frac{U}{A} = \frac{2 \cdot (B + H \cdot cot\theta)}{B \cdot H \cdot cot\theta} = \frac{2 \cdot (B \cdot tan\,\theta + H)}{B \cdot H} \tag{7-3}$$

7.2.2 Δρώσες δυνάμεις στο τριγωνικό πρίσμα "P"

Στο πρίσμα, στο Σχήμα 7-2α, δρουν το ίδιο βάρος αυτού G_P, η κατακόρυφη φόρτισή του από τα υπερκείμενα, οι αντιδράσεις στις 5 έδρες του, και τα υδραυλικά φορτία. Οι δυνάμεις αυτές, προκειμένου το πρίσμα να είναι ευσταθές, πρέπει να ισορροπούν, δηλαδή το δυναμοπολύγωνο που φαίνεται στο Σχήμα 7-2β να είναι κλειστό.

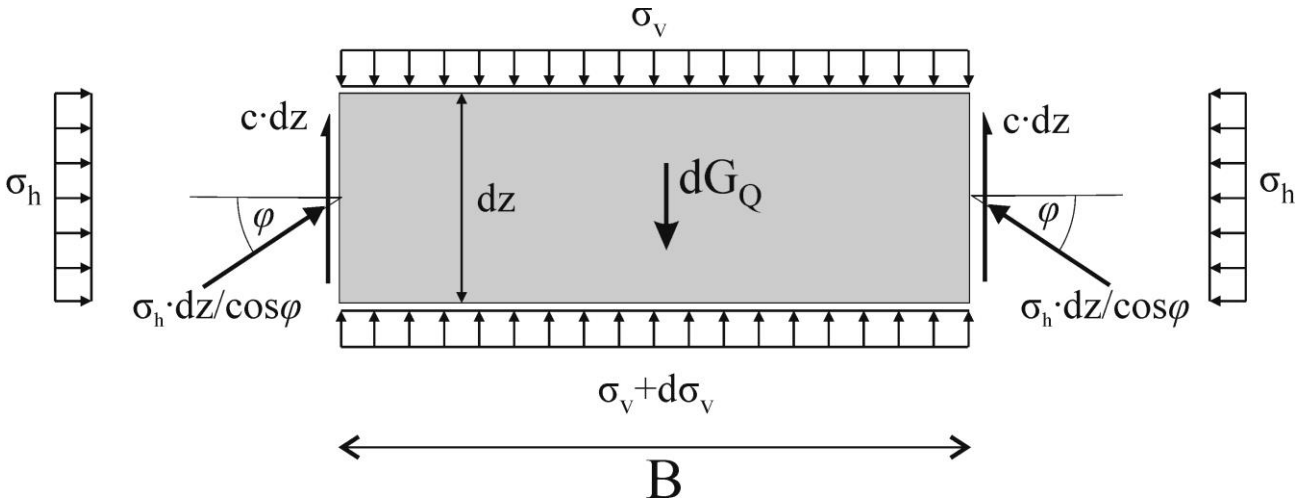


(α) Δυνάμεις δρώσες στο πρίσμα *(β) Δυναμοπολύγωνο*

Σχήμα 7-2. Δυνάμεις στο πρίσμα και ισορροπία

7.2.2.1 Δρώσες δυνάμεις στην οριζόντια διεπιφάνεια b – Λύση Janssen (1895).

Στην επιφάνεια αυτή δρουν τόσον η κατακόρυφη φόρτιση N_b από την υπερκείμενη γεωμάζα, όσον και η οριζόντιες διατμητικές αντιστάσεις T_b και C_b λόγω της οριζόντιας μετατόπισης του.



Σχήμα 7-3. Προσδιορισμός της σ_v μέσω της θεωρίας σιλό

Η φόρτιση Nb προκύπτει ως η διαφορά μεταξύ της δύναμης του βάρους του παραλληλεπιπέδου και της διατμητικής αντίστασης στις πλευρικές κατακόρυφες έδρες του. Στις διατμητικές αυτές τάσεις οφείλεται η λειτουργία αψίδας που αποφορτίζει το πρίσμα από μέρος του βάρους των υπερκειμένων. Επομένως, θα πρέπει να υπολογιστεί η μεταβίβαση φορτίου από τον χώρο πάνω από το πρίσμα προς το εκατέρωθεν αυτού πέτρωμα. Προς τούτο, θεωρούμε στο Σχήμα 7-3, το στοιχειώδη οριζόντιο δίσκο, σε βάθος z, του θεωρηθέντος παραλληλεπίπεδου σώματος, πλάτους B, βάθους L, και πάχους dz. Στο δίσκο εκτός του ιδίου βάρους του dGQ δρουν στις έδρες του ορθές και διατμητικές τάσεις. Στις πάνω και κάτω οριζόντιες έδρες του δίσκου δρουν οι ορθές τάσεις σν και σν+dσν αντίστοιχα, και στις παράπλευρες έδρες του οι ορθές τάσεις σh καθώς και

διατμητικές τάσεις τν. Εφόσον η γεωμάζα διαθέτει συνοχή c και τριβή φ, η κατακόρυφη διατμητική τάση στις 4 κατακόρυφες έδρες του δίσκου δίνεται από τη σχέση:

$$\tau_v = \tan\varphi \cdot \sigma_h + c$$

(7-4)

Από την ισορροπία των δυνάμεων στο στοιχειώδη δίσκο, προκύπτει:

$$\sigma_v \cdot A + dG_Q = (\sigma_v + d\sigma_v) \cdot A + c \cdot U \cdot dz + \sigma_h \cdot U \cdot dz \cdot \tan\varphi$$
$$dG_Q = \gamma \cdot A \cdot dz;\ \sigma_h = K_Q \cdot \sigma_v$$
$$(d\sigma_v)/dz = (\gamma - c \cdot\ U/A) - K_Q\ \cdot U/A \cdot \tan\varphi \cdot \sigma_v$$

(7-5)

Η τιμή του K_Q προτείνεται να λαμβάνει τιμή 0.8÷1.0 (Anagnostou & Kovari, 1996). Στην επίγεια επιφάνεια δρα επίσης επιφόρτιση q_o. Άρα,

$$\sigma_v(z = 0) = q_0$$

(7-6)

Για φ=0, η πιο πάνω σχέση έχει ως λύση:

$$\sigma_v(z = Z) = \gamma \cdot Z\left(1 - \frac{c}{\gamma} \cdot \frac{U}{A}\right) + q_0 = \gamma \cdot Z\left(1 - \frac{c}{\gamma} \cdot \frac{2 \cdot (B \cdot tan\,\theta + H)}{B \cdot H}\right) + q_0 \geq 0$$

(7-7)

Δηλαδή η κατακόρυφη φόρτιση του πρίσματος P ισούται με το βάρος των υπερκειμένων μειωμένο από την αντίσταση της συνοχής στις τέσσερις πλευρικές κατακόρυφες έδρες του ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου Q.

Για γωνία τριβής φ≠0, η λύση της πιο πάνω διαφορικής εξίσωσης 1ου βαθμού δόθηκε, για το αντίστοιχο πρόβλημα κυκλικού σιλό, με υλικά δίχως συνοχή, από τον Janssen (1895). Θεωρώντας γεωυλικά τα οποία έχουν εκτός της τριβής (φ≠0) και συνοχή, η κατακόρυφη πίεση στο πρίσμα στη στάθμη z=Z, είναι:

$$\sigma_v(z = Z) = \frac{\gamma\frac{A}{U} - c}{K_Q \cdot tan\varphi}\left(1 - e^{-K_Q\frac{U}{A}tan\varphi \cdot Z}\right) + q_0 \cdot e^{-K_Q\frac{U}{A}tan\varphi \cdot Z} =$$
$$s_1 - (s_1 - q_0) \cdot e^{-s_2 \cdot Z} \geq 0$$
$$s_1 = \frac{\gamma\frac{A}{U} - c}{K_Q \cdot \tan\varphi} = \frac{1}{K_Q \cdot \tan\varphi} \cdot \left(\frac{\gamma}{2} \cdot \frac{B \cdot H}{B \cdot \tan\theta + H} - c\right)$$

$$s_2 = K_Q\frac{U}{A}\tan\varphi = 2 \cdot K_Q \cdot \left(\frac{B \cdot \tan\theta + H}{B \cdot H}\right) \cdot \tan\varphi$$

(7-8)

<u>*Παρατηρήσεις*</u>

1. Για s_1=0 (και q_0=0 ή Z μεγάλο) δεν επιβάλλεται φόρτιση στο πρίσμα από τα υπερκείμενα. Τούτο συμβαίνει όταν

$$c \geq c_{crit} = \frac{\gamma}{2} \cdot \frac{B \cdot H}{B \cdot tan\,\theta + H}$$

Η παραπάνω απαίτηση ισχύει είτε φ=0 είτε φ≠0. Αν θεωρήσουμε σήραγγα με B≈H, και τη δυσμενέστερη περίπτωση θ=0, τότε θα πρέπει:

$$c \geq c_{crit} = \frac{\gamma \cdot B}{2}$$

Αν θεωρήσουμε ότι γ=20kN/m³ και B=10m (συνήθης διάσταση σήραγγας), τότε για c≥c_{crit}=100kPa, το πρίσμα P στο μέτωπο δεν φορτίζεται από τα υπερκείμενα.

2. Για φ=0, και (α) εφόσον η συνοχή 0<c<c_{crit}, η φόρτιση του πρίσματος αυξάνεται γραμμικά με το βάθος από μία αρχική τιμή q_0. (β) εφόσον c>c_{crit}, τότε η φόρτιση μειώνεται γραμμικά με το βάθος από μία αρχική τιμή q_0 μέχρι μηδενισμού της.

3. Για φ≠0 η φόρτιση του πρίσματος τείνει με την αύξηση του βάθους σε μία σταθερή τιμή $\sigma_v(z=Z\rightarrow\infty)=s_1$.

$$\sigma_v(z = Z \rightarrow \infty) = s_1 = \frac{1}{K_Q \cdot \tan\varphi} \cdot \left(\frac{\gamma}{2} \cdot \frac{B \cdot H}{B \cdot \tan\theta + H} - c\right)$$

Για K_Q≈1, B≈H=>

$$\sigma_v(z = Z \rightarrow \infty) = \frac{1}{\tan\varphi} \cdot \left(\frac{\gamma}{2} \cdot \frac{B}{\tan\theta + 1} - c\right) < \frac{1}{\tan\varphi} \cdot \left(\frac{\gamma \cdot B}{2} - c\right)$$

Για γ=20kN/m³, B=10m =>

$$\sigma_v(z = Z \rightarrow \infty) < \frac{1}{\tan\varphi} \cdot (100kPa - c)$$

4. Για φ≠0 το βάθος πραγματοποίησης της οριακής τιμής δυνάμεθα να θεωρήσουμε ότι πρακτικά επιτυγχάνεται όταν:

$$e^{-s_2 \cdot Z} = 0.05 \Leftrightarrow s_2 \cdot Z = -ln(0.05) = 3 \Rightarrow$$
$$s_2 \cdot Z = 2 \cdot K_Q \cdot \left(\frac{B \cdot \tan\theta + H}{B \cdot H}\right) \cdot Z \cdot \tan\varphi = 3$$

Για K_Q≈1, B≈H =>

$$\frac{Z}{H} = \frac{3}{2 \cdot (tan\theta + 1)\tan\varphi} < \frac{3}{2 \cdot tan\varphi}$$

Για φ=20° => $(Z/H)_{crit}$<~4; Για φ=30° => $(Z/H)_{crit}$<~2.5

Εφόσον λάβουμε υπόψη ότι θ>φ, οι παραπάνω τιμές θα μειωθούν περαιτέρω.

Η κατακόρυφη δρώσα στο πρίσμα P δύναμη N_b προκύπτει από την παραπάνω δρώσα ορθή τάση $\sigma_{v,z=Z}$ στην επιφάνεια b, η δε διατμητική δύναμη προκύπτει ως το άθροισμα μιας δύναμης T_b που οφείλεται στην τριβή, και μιας δύναμης C_b που οφείλεται στη συνοχή. Επομένως, οι συνιστώσες ορθές και διατμητικές δυνάμεις στην οριζόντια επιφάνεια b του πρίσματος είναι:

$$N_b = \sigma_{v,z=Z} \cdot B \cdot H \cdot \cot\theta;\ T_b = N_b \cdot \tan\varphi;\ C_b = c \cdot B \cdot H \cdot \cot\theta$$

(7-9)

Οι Atkinson & Potts (1977), αντί της σχέσης (9) παρήγαν μία λύση άνω ορίου για την κατακόρυφη πίεση που ασκείται σε σήραγγα ακτίνας r σε μη συνεκτική γεωμάζα, που δίνεται από τη σχέση:

$$\frac{\sigma_v(z)}{\gamma \cdot r} = \frac{1}{2 \cdot cos\,\varphi} \cdot \left(\frac{1}{\tan\varphi} + \varphi - \frac{\pi}{2}\right);\ \gamma\iota\alpha\ \frac{z}{r} \geq \frac{1}{sin\,\varphi} - 1$$

(7-10)

Αντίθετα, ο Kolymbas (2005), με βάση στατικές θεωρήσεις (κάτω ορίου), δίνει με την παρακάτω σχέση την κατακόρυφη πίεση σε επένδυση σήραγγας με καμπυλότητα r_c στη στέψη. Είναι μία λύση που λόγω της θεώρησής της δύναται να θεωρηθεί ασφαλής, κάτι που έχει επιβεβαιωθεί πειραματικά.

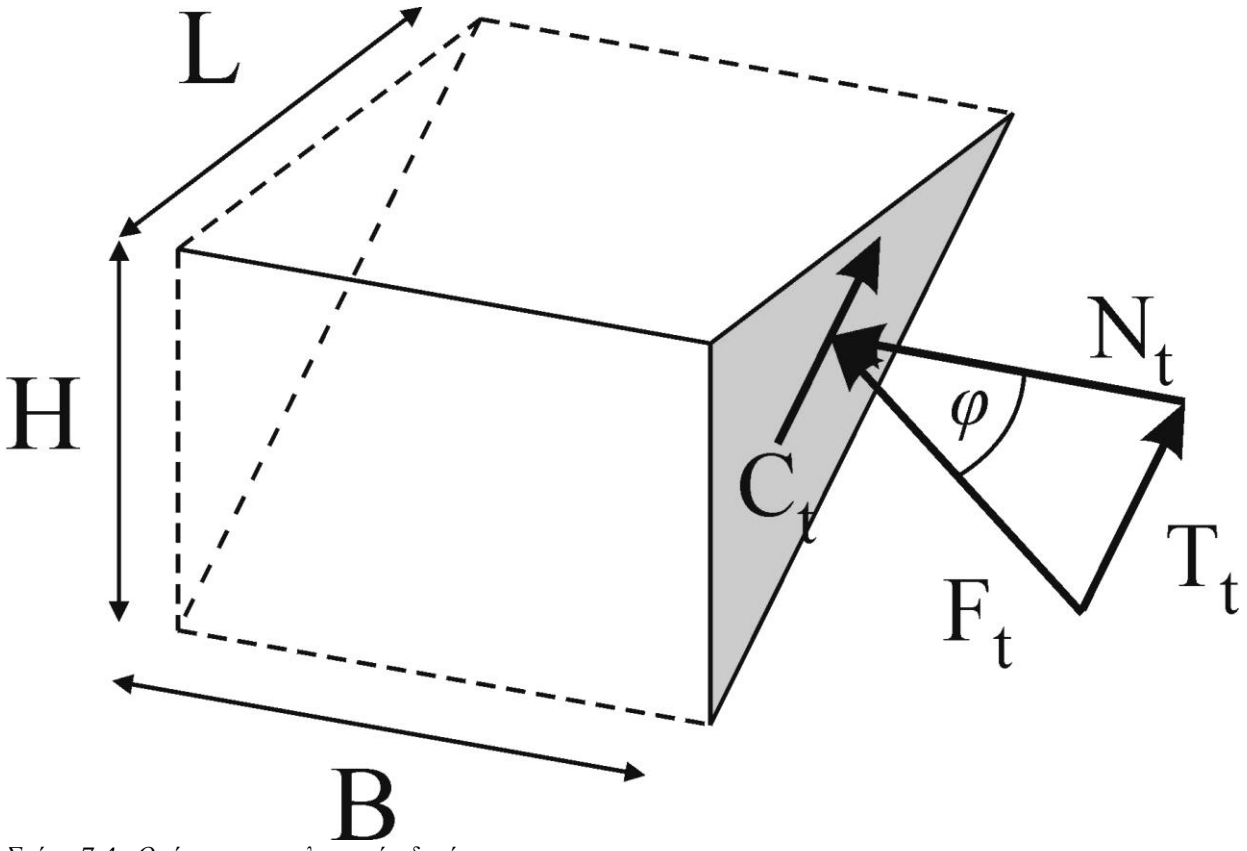
$$\sigma_v(z) = z \cdot \frac{q_0 + \gamma \cdot z - \frac{z}{r_c} \cdot \frac{c \cdot cos\,\varphi}{1 - sin\,\varphi}}{1 + \frac{z}{r_c} \cdot \frac{sin\,\varphi}{1 - sin\,\varphi}} \tag{7-11}$$

7.2.2.2 Ίδιο βάρος GP του πρίσματος P

Το δρών βάρος G_P δίνεται από τη σχέση:

$$G_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot H^2 \cot\theta \tag{7-12}$$

7.2.2.3 Διατμητικές αντιστάσεις C_t, T_t, στις τριγωνικές πλευρικές έδρες t του πρίσματος



Σχήμα 7-4. Θεώρηση των πλευρικών δυνάμεων

Οι πλευρικές αντιστάσεις T_t, C_t, στο πρίσμα φαίνονται στο Σχήμα 7-4. Η πρώτη οφείλεται στην τριβή και η δεύτερη στη συνοχή. Προκειμένου να υπολογιστεί η αντίσταση τριβής T_t, θα πρέπει να υπολογιστεί πρώτα η ορθή δύναμη N_t στην πλευρική επιφάνεια, λόγω της κατακόρυφης πίεσης στο βάθος αυτό. Για το σκοπό αυτό υπολογίζουμε κατ' αρχάς την κατακόρυφη πίεση εντός του πρίσματος στη τοπική στάθμη z*=z-Z. Θεωρείται ότι αυτή οφείλεται (α) στην κατακόρυφη πίεση $\sigma_{v,z=Z}$, η επίδραση της οποίας όμως μειώνεται γραμμικά μέχρι μηδενισμού της στο κάτω άκρο του πρίσματος, και (β) στο ίδιο βάρος του πρίσματος του οποίου η επίδραση αυξάνει γραμμικά με το βάθος. Δηλαδή:

$$\sigma_v(z^*) = z^* \cdot \gamma + \frac{(H - z^*)}{H} \cdot \sigma_{v,z=Z}$$

(7-13)

Η οριζόντια συνιστώσα της πίεσης προκύπτει από την κατακόρυφη συνιστώσα, με πολλαπλασιασμό της επί το συντελεστή πλευρικής ώθησης K_P στην περιοχή του πρίσματος. Ο συντελεστής αυτός προτείνεται (Anagnostou & Kovari, 1996) να λαμβάνει τιμή 0.4÷0.5.

$$\sigma_h(z^*) = K_P \cdot \left(z^* \cdot \gamma + \frac{(H - z^*)}{H} \cdot \sigma_{v,z=Z} \right)$$

(7-14)

Το οριζόντιο βάθος a του πρίσματος μειώνεται γραμμικά από την τιμή L στην επιφάνεια b, μέχρι μηδενισμού του σε βάθος z^*=H:

$$a(z^*) = (H - z^*) \cdot \cot\theta$$

(7-15)

Επομένως, η οριζόντια ορθή δύναμη N_t σε κάθε παράπλευρη επιφάνεια A_t, είναι:

$$N_t = \int_{A_t} \sigma_h dA_t = \int_0^H \sigma_h(z^*) \cdot a(z^*) \cdot dz^* = \int_0^H K_P \cdot \left(z^* \cdot \gamma + \frac{(H - z^*)}{H} \cdot \sigma_{v,z=Z} \right) \cdot (H - z^*) \cot\theta \, dz^*$$
$$= K_P \cdot \cot\theta \cdot \frac{H^2}{6} \cdot \left(\gamma \cdot H + 2\sigma_{v,z=Z} \right)$$

(7-16)

Η αντίσταση σε κάθε πλευρά λόγω τριβής επομένως είναι:

$$T_t = \tan\varphi \cdot N_t = \tan\varphi \cdot K_P \cdot \cot\theta \cdot \frac{H^2}{6} \cdot \left(\gamma \cdot H + 2\sigma_{v,z=Z} \right)$$

(7-17)

Η αντίσταση σε κάθε πλευρά λόγω συνοχής είναι:

$$C_t = A_t \cdot c = \frac{1}{2} \cot\theta \cdot H^2 \cdot c$$

(7-18)

Επομένως, η συνολική πλευρική αντίσταση στην ολίσθηση είναι:

$$T_t + C_t = \frac{H^2}{2} \cot\theta \cdot \left(c + K_P \cdot \tan\varphi \cdot \frac{2 \cdot \sigma_{v,z=Z} + \gamma \cdot H}{3} \right)$$

(7-19)

7.2.2.4 Αντίσταση C_s στην κεκλιμένη επιφάνεια s του πρίσματος

Στην κεκλιμένη επιφάνεια του πρίσματος, οι συνιστώσες οριακές αντιδράσεις ορίζονται από τη συνοχή και τη γωνία τριβής (εκτός της πίεσης νερού), και είναι αντίστοιχα οι C_s και F_s. Η F_s αποκλίνει από την κάθετο στο κεκλιμένο επίπεδο με γωνία φ. Η C_s δίνεται από τη σχέση:

$$C_s = c \cdot \frac{B \cdot H}{\sin\theta}$$

(7-20)

7.2.2.5 Υδραυλικά φορτία

Στην περίπτωση διάνοιξης σηράγγων υπό τον υδροφόρο ορίζοντα, είναι δυνατόν να υφίσταται πίεση w_f νερού στο μέτωπο, η οποία συνήθως αντισταθμίζεται από μηχανές με ασπίδα κλειστού μετώπου. Στην περίπτωση

αυτή, στην ισορροπία του πρίσματος θα συμμετέχει δύναμη, αντίθετη στη δύναμη στήριξης του μετώπου, ίση με:

$W_f=w_f\times B\times H$

Σε αυτή την περίπτωση, ενεργές τάσεις και ίδιο βάρος υπό άνωση θα πρέπει να χρησιμοποιούνται για τη γεωμάζα που βρίσκεται υπό τον υδροφόρο ορίζοντα.

Εκτός αυτού, ροή νερού είναι δυνατόν να υφίσταται στο μέτωπο της σήραγγας, η οποία αποτελεί κίνδυνο για την ασφάλεια του μετώπου. Η δράση αυτή, εκτός του ότι τραβά το μέτωπο προς τα έξω, χαλαρώνει τη γεωμάζα με αποτέλεσμα να υποβαθμίζει τα μηχανικά της χαρακτηριστικά. Επομένως, η ροή του νερού θα πρέπει να αντιμετωπίζεται με κατασκευαστικά μέτρα, ώστε η δυσμενής δράση της να ελαχιστοποιείται. Εντούτοις, εφόσον υπάρχει ροή νερού μέσα από το σώμα του πρίσματος, οι δυνάμεις W_i ροής θα πρέπει να επιπροστίθενται στις δρώσες δυνάμεις στο πρίσμα που αντιτίθενται στη δύναμη στήριξης του μετώπου.

7.2.2.6 Δύναμη στήριξης του μετώπου

Εφόσον θεωρήσουμε ότι δεν υφίστανται υδραυλικά φορτία, από τη ισορροπία των δυνάμεων που δρουν στο πρίσμα παράλληλα και κάθετα στην κεκλιμένη επιφάνεια ολίσθησης s (Σχήμα 7-2), προκύπτουν οι σχέσεις:

$$(N_b + G_P)\cdot \sin\theta - \left(C_b + T_b + N_f\right)\cdot \cos\theta - 2\cdot(C_t + T_t) - C_s - F_s\cdot \sin\varphi = 0$$
$$(N_b + G_P)\cdot \cos\theta + \left(C_b + T_b + N_f\right)\cdot \sin\theta - F_s\cdot \cos\varphi = 0$$

(7-21)

Οι μόνες άγνωστες είναι οι F_s και N_f. Πολλαπλασιάζοντας την πρώτη σχέση με cosφ, την δεύτερη με sinφ, και αφαιρώντας την δεύτερη από την πρώτη, προκύπτει η απαιτούμενη δύναμη στήριξης του μετώπου ως συνάρτηση της γωνίας θ κλίσης του πρίσματος:

$$(N_b + G_P)\cdot \sin\theta\cdot cos\varphi - \left(C_b + T_b + N_f\right)\cdot \cos\theta\cdot cos\varphi - (2C_t + 2T_t + C_s)\cdot cos\varphi - F_s \cdot \sin\varphi\cdot cos\varphi - (N_b + G_P)\cdot \cos\theta\cdot sin\varphi - \left(C_b + T_b + N_f\right)\cdot \sin\theta\cdot sin\varphi + F_s \cdot \cos\varphi\cdot sin\varphi = 0$$
$$N_f(\theta) = (N_b + G_P)\cdot tan(\theta - \varphi) - (2C_t + 2T_t + C_s)\frac{cos\varphi}{\cos(\theta - \varphi)} - C_b - T_b$$

(7-22)

Η συνήθης πρακτική, συντηρητικά, δεν λαμβάνει υπόψη την τριβή και τη συνοχή στην οριζόντια έδρα του πρίσματος. Στην περίπτωση αυτή, η σχέση προκύπτει όπως και προηγουμένως, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη οι δυνάμεις C_b και T_b :

$$N_f(\theta) = (N_b + G_P)\cdot tan(\theta - \varphi) - (2C_t + 2T_t + C_s)\frac{cos\varphi}{\cos(\theta - \varphi)}$$

(7-23)

Εφόσον υφίσταται πίεση ύδατος στο μέτωπο, τότε για τον υπολογισμό της απαιτούμενης δύναμης στη σχέση (23) θα πρέπει να προσθέσουμε τη δύναμη W_f. Η σχέση (23) επομένως δίνει την ενεργή δύναμη που ασκείται στο μέτωπο.

7.2.3 Απαιτούμενη δύναμη στήριξης μετώπου

7.2.3.1 Υπολογισμός απαιτούμενης στήριξης μετώπου

Η απαιτούμενη οριζόντια δύναμη $N_f(\theta)$ στήριξης του μετώπου του πρίσματος P, υπολογίζεται για κάθε εξεταζόμενη γωνία κλίσης θ του πρίσματος. Η θ μεταβάλλεται μέχρις ότου μεγιστοποιηθεί η N_f. Η υπολογιζόμενη μέγιστη τιμή αντιστοιχεί στην απαιτούμενη δύναμη στήριξης του μετώπου της σήραγγας.

Εξάσκηση

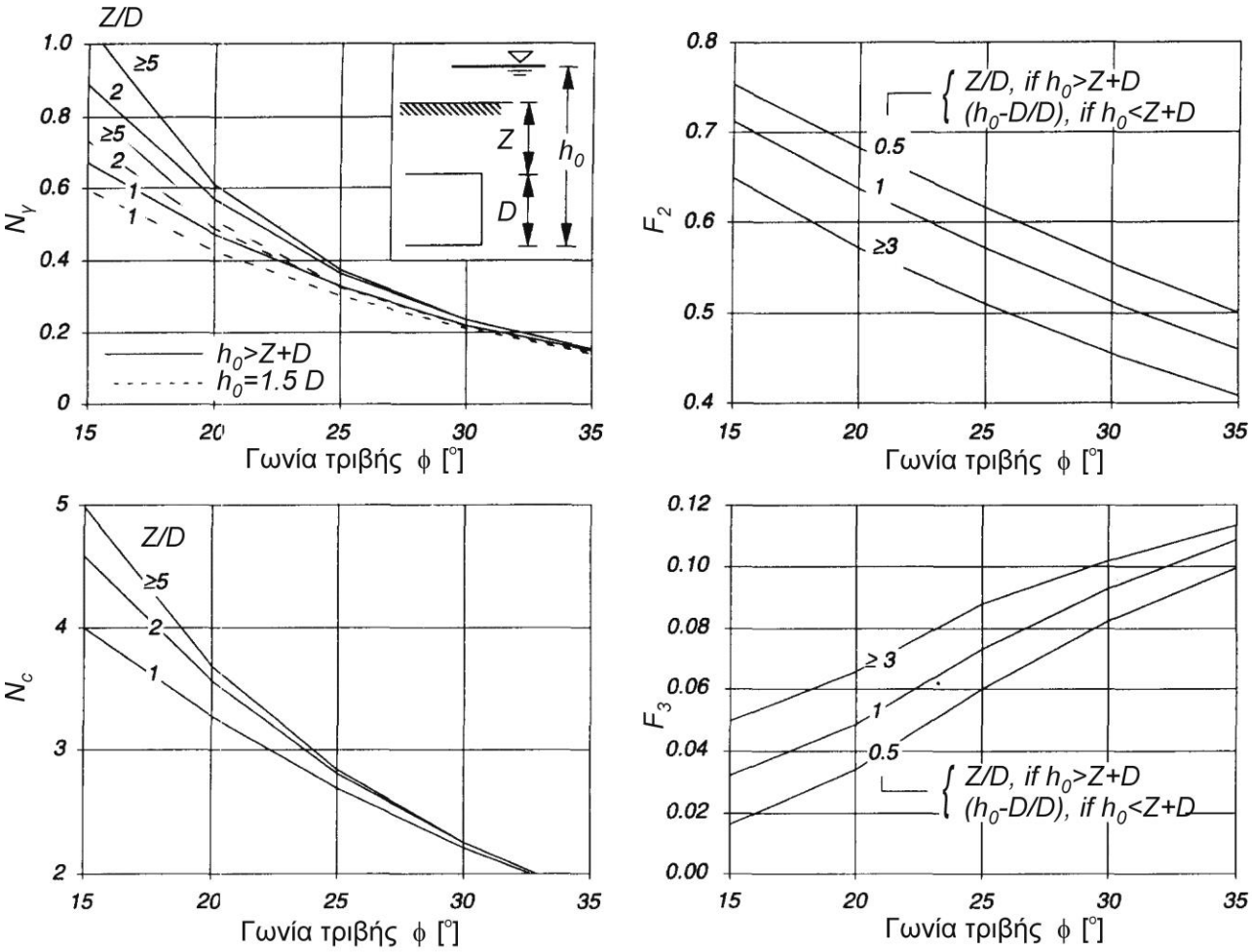
Προγραμματίστε φύλλο εργασίας, που να υπολογίζει την απαιτούμενη δύναμη στήριξης $N_f(\theta)$ του μετώπου, για δεδομένη γωνία θ.

7.2.3.2 Διαγράμματα απαιτούμενης στήριξης μέτωπο

Με χρήση των σχέσεων από την ισορροπία του μηχανισμού, για ισοδύναμη τετραγωνική σήραγγα πλευράς D, προκύψανε τα παρακάτω 4 νομογράμματα (αντίστοιχα της φέρουσας ικανότητας των θεμελιώσεων) από τα οποία δύναται να υπολογιστεί η απαιτούμενη πίεση p_f στήριξης του μετώπου, ως άθροισμα 4 επιμέρους όρων.

$$p'_f = p_f - w_f = N_\gamma \gamma' D - N_c c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D}$$
$$\Delta h = h_0 - h_f ; h_f : \pi\iota\epsilon\zeta o\mu\epsilon\tau\rho\iota\kappa\acute{o}\ \acute{\upsilon}\psi o\varsigma\ \sigma\tau o\ \mu\acute{\epsilon}\tau\omega\pi o$$

(7-24)



Σχήμα 7-5. Νομογράμματα για τους αδιάστατους συντελεστές Nγ, Nc, F2, F3.(Anagnostou & Kovari, 1996)

Παράδειγμα 1. Σήραγγα σε υδροφόρο κάτω από την επιφάνεια του εδάφους
Υπολογίστε την απαιτούμενη δύναμη στήριξης του μετώπου σήραγγας, για:
D=10m, Z=15m, h_f=5m, h_0=18m, Δh=h_0-h_f=18-5=13m, γ΄=12kN/m^3, c=0kPa, φ=35°.

Λύση
Διάγραμμα 1: φ=35°, Z/D=15/10=1.5 => N_γ=0.15
Διάγραμμα 2: φ=35°, Z/D=15/10=1.5 => N_c=2.00
Διάγραμμα 3: φ=35°, h_0=18m<Z+D=15+10=25m =>$\frac{h_0-D}{D}=\frac{18-10}{10}=0.80$=>$F_2$=0.47
Διάγραμμα 4: φ=35°, h_0=18m<Z+D=15+10=25m =>$\frac{h_0-D}{D}=\frac{18-10}{10}=0.80$=>$F_3$=0.10
Άρα, p_f΄=0.15×12×10 - 2.00×0 + 0.47×12×13-0.10×0×13/10 = 90kPa
p_f =90 + 5×10 =140kPa

Παράδειγμα 2. Σήραγγα σε υδροφόρο πάνω από την επιφάνεια του εδάφους
Δώστε την απαιτούμενη δύναμη στήριξης μετώπου σα συνάρτηση της συνοχής c του εδάφους και της διαφοράς πιεζομετρικού ύψους Δh, για:
D=7m, φ΄=32.5^o, γ΄=13kN/m^3, Z=30m, h_0=7+30+10=47m

Λύση
h_0=47m >Z+D=37m, Z/D=30/7=4.3; {(h_0-D)/D=40/7=5.7}
N_γ=0.20; N_c=2; F_2=0.43; F_3/D=0.11/7=0.016

$$p'_f = N_\gamma \gamma' D - N_c c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D} =$$

$$= 0.20 \cdot 13 \cdot 7 - 2 \cdot c + 0.43 \cdot 13 \cdot \Delta h - \frac{0.11}{7} \cdot c \cdot \Delta h$$

Παράδειγμα 3. Παρεμπόδιση ροής
Υπολογίστε την απαιτούμενη δύναμη στήριξης μετώπου σήραγγας για ένα εύρος διακύμανσης των τιμών της συνοχής c, αν:
D=10m, Z=4D, γ΄=16.1kN/m^3, c=0-5kPa, φ=40° , Δh=0;

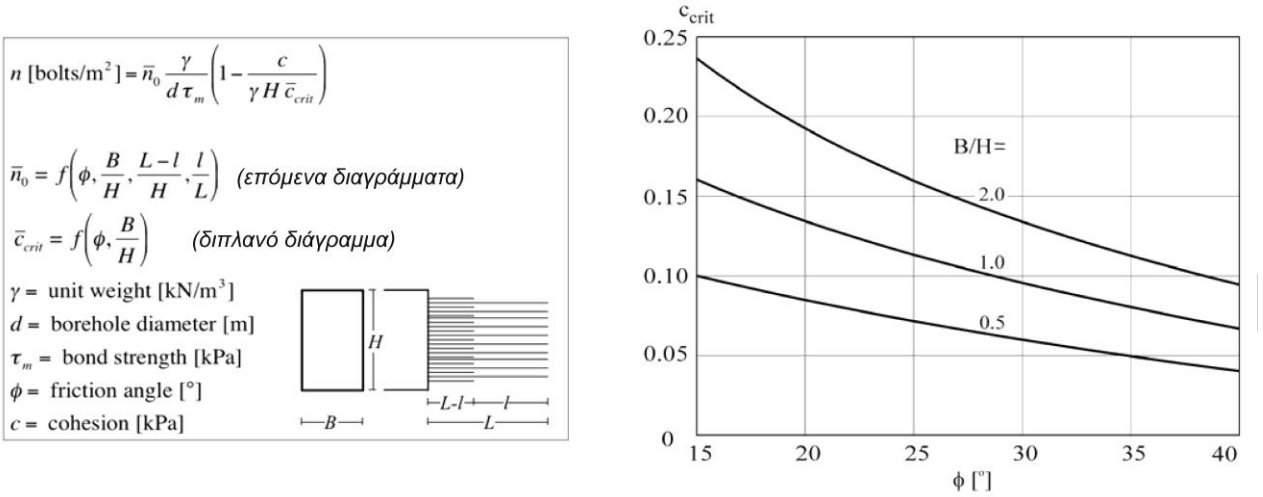
Λύση
Οι παράμετροι είναι εκτός των διαγραμμάτων. Με επέκταση των καμπυλών, εκτιμώνται N_γ=0.075; N_c=1.4. Σημειώνεται ότι από τις επόμενες σχέσεις (25), N_c=1/tanφ= 1.2, N_γ=1/(9·tanφ)-0.05=0.08.
Επομένως,

$$p'_f = N_\gamma \gamma' D - N_c c = 0.075 \cdot 16.1 \cdot 10 - 1.4 \cdot \{5 \div 0\} =$$

$$= 12 - \{7 \div 0\} = 5 \div 12 kPa$$

7.2.3.3 Διαγράμματα απαιτούμενου αριθμού αγκυρίων μετώπου

Η στήριξη του μετώπου σηράγγων, εφόσον η διάνοιξή τους πραγματοποιείται συμβατικά, επιτυγχάνεται με χρήση αγκυρίων μεγάλου συνήθως μήκους. Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των αγκυρίων και της σήραγγας φαίνονται στο Σχήμα 7-6 (αριστερά). Ο απαιτούμενος αριθμός n αγκυρίων ανά τετραγωνικό μέτρο, ώστε να μην υφίσταται κίνδυνος αστοχίας της διεπαφής πετρώματος-αγκυρίων, υπολογίζεται (Anagnostou & Serafeimidis, 2007) από την αδιάστατη κρίσιμη συνοχή που δίνεται από το διάγραμμα στο Σχήμα 7-6 δεξιά, και την αδιάστατη πυκνότητα οπλισμού που δίνεται από τα διαγράμματα στο Σχήμα 7-7, και είναι συναρτήσεις της γωνίας τριβής φ.



Σχήμα 7-6. Αδιάστατη κρίσιμη συνοχή ως συνάρτηση της γωνίας τριβής φ και του λόγου μορφής B/H

Παράδειγμα 4

Σε σήραγγα πλάτους B=10m, ύψους 10m, χρησιμοποιούνται αγκύρια φ22, σε διατρήματα d=76mm, μήκους L=12m, ανά l=9m. Η συνοχή και η γωνία τριβής του εδάφους είναι c=20kPa, φ=30° . Το μοναδιαίο βάρος του εδάφους είναι γ=25kN/m^3. Η συνάφεια αγκυρίου με το έδαφος είναι τ_m=100kPa. Δεν χρησιμοποιούνται πλάκες αγκύρωσης. Υπολογίστε την απαιτούμενη πυκνότητα των αγκυρίων.

Λύση

Για B/H=10/10=1, l=9>L/2=12/2=6, (L-l)/H=3/10=0.3=>n_o=1.1, c_{crit}=0.09

$$n = n_0 \cdot \frac{\gamma}{d \cdot \tau_m} \cdot \left(1 - \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot c_{crit}}\right) = 1.1 \cdot \frac{25}{0.076 \cdot 100} \cdot \left(1 - \frac{20}{25 \cdot 10 \cdot 0.09}\right) =$$

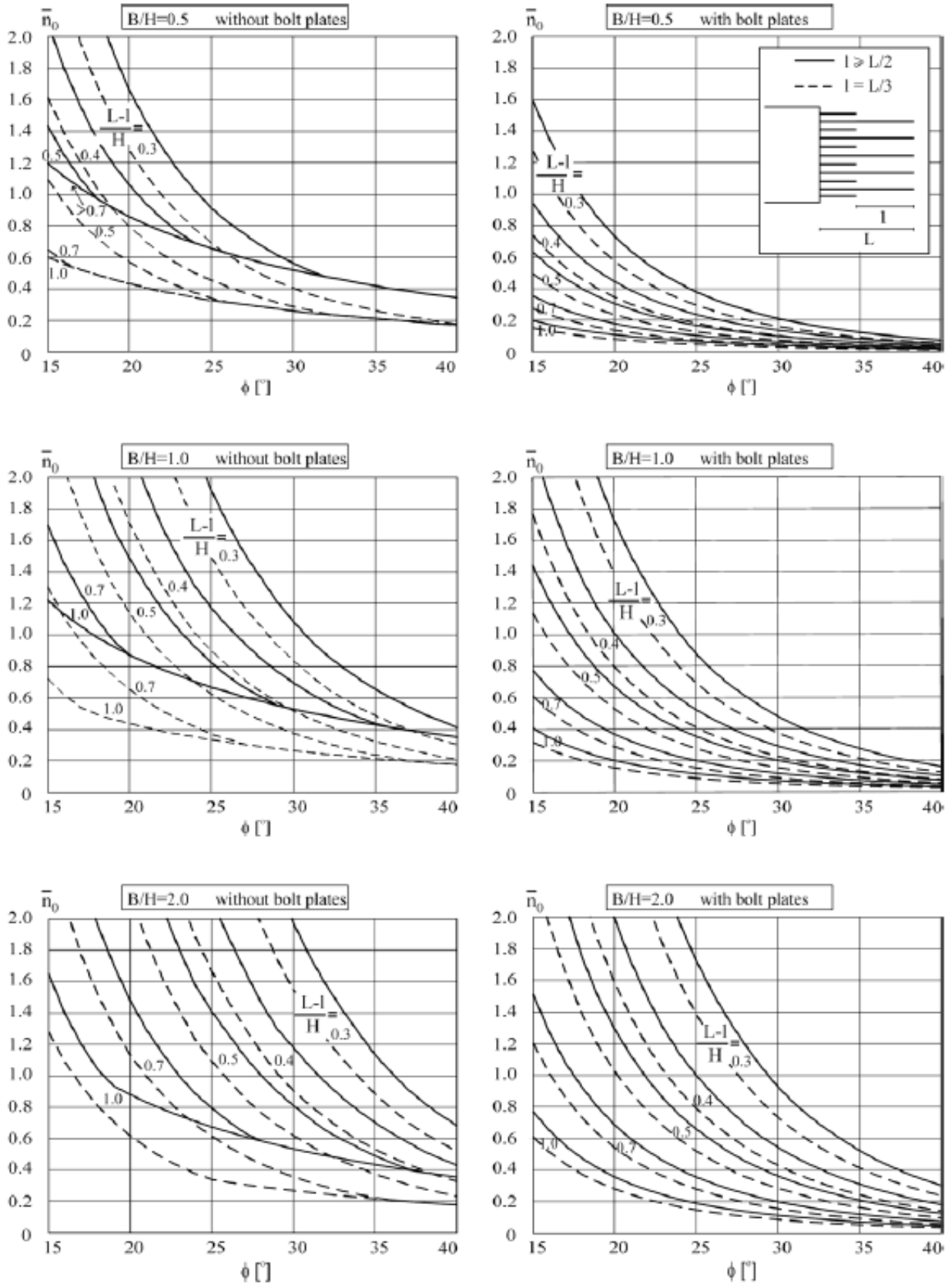
$$= 0.4\ \alpha\gamma\kappa\acute{\upsilon}\rho\iota\alpha/m^2$$

Εφόσον ο έλεγχος γίνει για τη μισή διατομή (για έλεγχο ολίσθησης σώματος στη μισή διατομή ή για διάνοιξη σε δύο φάσεις), τότε B/H=2, (L-l)/H=3/5=0.6=>n_o=0.6, c_{crit}=0.14 =>

$$n = n_0 \cdot \frac{\gamma}{d \cdot \tau_m} \cdot \left(1 - \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot c_{crit}}\right) = 0.6 \cdot \frac{25}{0.076 \cdot 100} \cdot \left(1 - \frac{20}{25 \cdot 10 \cdot 0.14}\right) =$$

$$= 0.85\ \alpha\gamma\kappa\acute{\upsilon}\rho\iota\alpha/m^2$$

Από την παραπάνω ανάλυση γίνεται φανερό ότι τα αγκύρια θα πρέπει να τοποθετούνται πυκνότερα στην άνω ημιδιατομή.

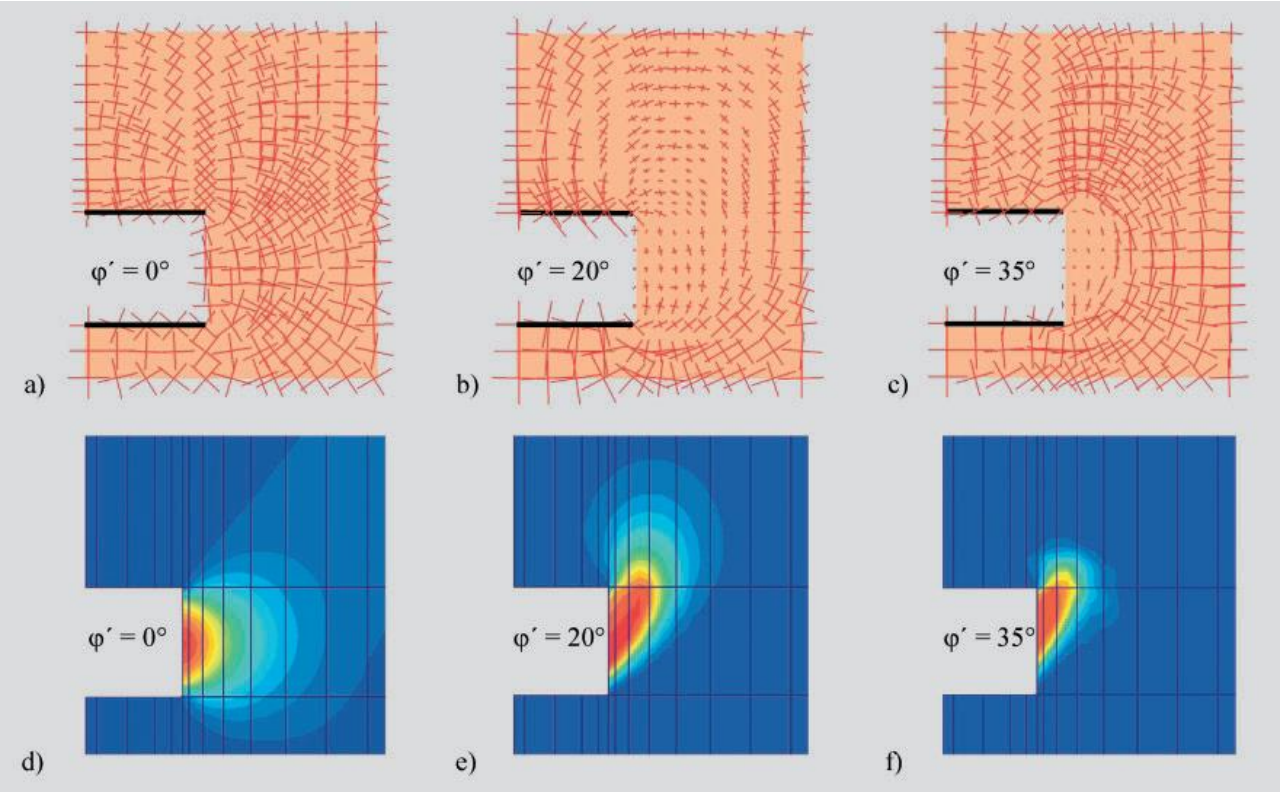


Σχήμα 7-7. Αδιάστατη πυκνότητα οπλισμού ως συνάρτηση της γωνίας τριβής φ.

7.3 Αναλύσεις συνεχούς μέσου

7.3.1 Απαιτούμενη στήριξη από αριθμητικές αναλύσεις για στραγγισμένες συνθήκες

Οι Vermeer & Ruse (2001) προκειμένου να υπολογίσουν τις απαιτούμενες δυνάμεις στήριξης του μετώπου βασίστηκαν σε τριδιάστατες αριθμητικές επιλύσεις (Σχήμα 7-8) με τον κώδικα PLAXIS και έδωσαν σχέσεις, για την περίπτωση γεωμάζας με φ>20°.



Σχήμα 7-8. Κύριες τάσεις και διαφορικές μετατοπίσεις κατά την αστοχία σήραγγας με σχετικό βάθος H/D=5 Vermeer et al. (2002).

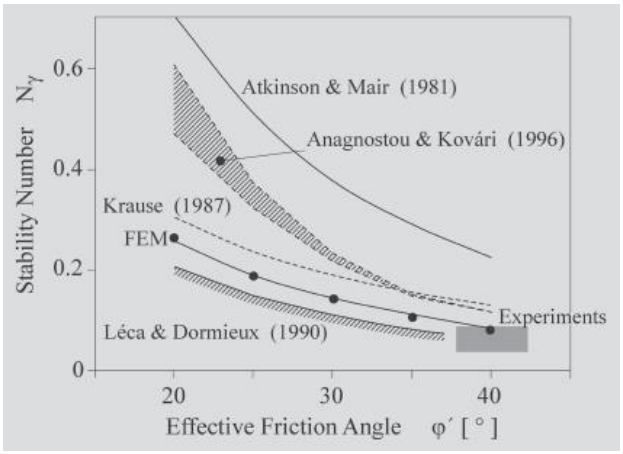
Η απαιτούμενη πίεση p_f στήριξης απέδειξαν ότι είναι το άθροισμα τριών διακριτών προσθετέων (όπως και στην περίπτωση υπολογισμού της φέρουσας ικανότητας των θεμελιώσεων), ήτοι:

$$p_f = -c \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + \gamma \cdot D \cdot N_\gamma = -\frac{c}{\tan\varphi} + \gamma \cdot D \cdot \left(\frac{1}{9\tan\varphi} - 0.05\right)$$

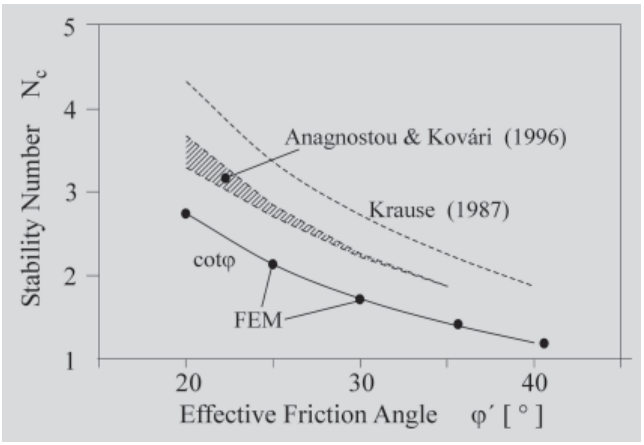
$$N_c = \frac{1}{\tan\varphi}; N_q \approx 0; N_\gamma = \frac{1}{9\tan\varphi} - 0.05; \varphi > 20^0; Z' > H$$

(7-25)

Στο Σχήμα 7-9 συσχετίζονται οι παραπάνω συντελεστές ευστάθειας εδαφικού βάρους N_γ και συνοχής N_c, όπως αυτοί προσδιορίστηκαν με διάφορες μεθόδους.



(α) Ο συντελεστής ευστάθειας εδαφικού βάρους, σύμφωνα με διάφορες μεθόδους



(β) Ο συντελεστής ευστάθειας συνοχής, σύμφωνα με διάφορες μεθόδους

Σχήμα 7-9. Συντελεστής ευστάθειας

Στην παραπάνω σχέση παρατηρούμε την ανεξαρτησία από το ενεργό βάθος Z΄ και την επιφόρτιση q_0. Επίσης, παρατηρούμε, ότι δεν υπεισέρχεται ούτε ο συντελεστής πλευρικής ώθησης του εδάφους K ούτε η γωνία διαστολικότητας ψ. Από την προηγουμένη σχέση (25), αν λύσουμε ως προς τη διάμετρο D, προκύπτει ότι η μέγιστη διάμετρος, προκειμένου να μην απαιτείται στήριξη του μετώπου (δηλ. p_f=0) είναι:

$$D \leq \frac{9 \cdot c'}{\gamma} \cdot \frac{1}{1 - 0.45 \cdot \tan\varphi'}$$

(7-26)

Αντικαθιστώντας τιμές της φ΄ από 20ο έως 30ο , παρατηρούμε την μικρή επίδραση της φ΄, που για διάνοιξη σήραγγας ανοικτού μετώπου με μικρό βήμα προχώρησης, απαιτεί:

$$D[m] < c'[kPa]/2$$

(7-27)

Προκειμένου, να υπάρχει ένα περιθώριο ασφαλείας των παραμέτρων διατμητικής αντοχής της γεωμάζας, οι παράμετροι αυτές θα πρέπει να πολλαπλασιάζονται επί ένα μειωτικό συντελεστή.

Παράδειγμα 5α

Υπολογίστε την απαιτούμενη πίεση στήριξης μετώπου σήραγγας, για:
D=10m, Z=15m, γ=22kN/m^3, c=5kPa, φ=35ο.

Λύση

$$N_c = \frac{1}{\tan\varphi} = \frac{1}{\tan 35^o} = 1.43$$

$$N_q \approx 0$$

$$N_\gamma = \frac{1}{9\tan\varphi} - 0.05 = \frac{1}{9\tan 35^o} - 0.05 = 0.11$$

$$p_f = -c \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + \gamma \cdot D \cdot N_\gamma = -5 \cdot 1.43 + 0 + 22 \cdot 10 \cdot 0.11 = 17kPa$$

Σύμφωνα με τα διαγράμματα της προηγούμενης ενότητας (Σχήμα 7-5), N_γ=0.15, N_c=2 (πρβ. παράδειγμα 1)=>

$$p_f = -c \cdot N_c + q_0 \cdot N_q + \gamma \cdot D \cdot N_\gamma = -5 \cdot 2 + 0 + 22 \cdot 10 \cdot 0.15 = 23kPa$$

Παράδειγμα 5β

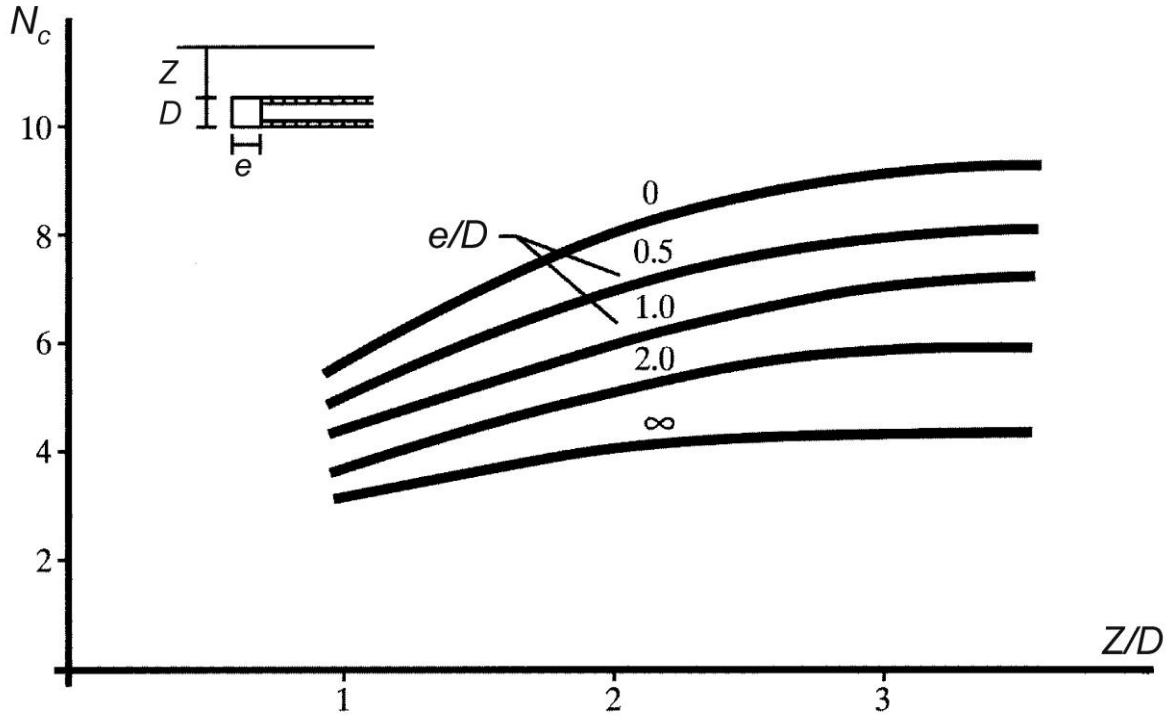
Σήραγγα διαμέτρου D=10m, διανοίγεται πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα σε εδαφικό σχηματισμό με συνοχή και γωνία τριβής c=20kPa, φ=30ο, αντίστοιχα. Το μοναδιαίο βάρος του εδάφους είναι γ=25kN/m^3. Το βάθος των υπερκειμένων είναι 20m. Να υπολογιστεί η απαιτούμενη πίεση στήριξης του μετώπου.

7.3.2 Αναλύσεις για αστράγγιστες συνθήκες

Στις κορεσμένες αργίλους η περατότητα είναι πολλή μικρή με αποτέλεσμα η εκτόνωση της πίεσης των πόρων να απαιτεί σημαντικό χρόνο για την πραγματοποίησή της. Επομένως, κατά το μικρό σχετικά χρονικό διάστημα που η σήραγγα παραμένει ανυποστήρικτη, η απαιτούμενη πίεση στήριξης υπολογίζεται για αστράγγιστη διατμητική αντοχή (Davis et al., 1980) c_u (φ=0). Η απαιτούμενη πίεση στήριξης δίνεται τότε από τη σχέση:

$$c_u N_c + p_0 > p_f > -c_u N_c + p_0 \tag{7-28}$$

Όπου p_0 η αρχική κατακόρυφη πίεση των υπερκειμένων στον άξονα της σήραγγας, και N_c συντελεστής ευστάθειας που δίνεται από το διάγραμμα στο Σχήμα 7-10 σα συνάρτηση των λόγων του σχετικού βάθους Z/D και της σχετικής προχώρησης e/D.



Σχήμα 7-10. Συντελεστής ευστάθειας (Atkinson & Mair, 1981)

Παράδειγμα 6
Υπολογίστε την ασφαλή πίεση στήριξης μετώπου σήραγγας, για:
γ=20kN/m^3, Z=4m, D=2m, e=0, c_u=7.5kPa, συντελεστής ασφαλείας της αντοχής του εδάφους 1.5.

Λύση
Από το διάγραμμα, για Z/D=4/2=2 και e/D=0/2=0, προκύπτει N_c=8. Άρα,
$\frac{7.5}{1.5} \times 8 + \left(4 + \frac{2}{2}\right) \times 20 > p_f > -\frac{7.5}{1.5} \times 8 + \left(4 + \frac{2}{2}\right) \times 20 \Rightarrow$
$140kPa > p_f > 60kPa$

7.4 Κατασκευαστικά μέτρα

7.4.1 Στήριξη στην επιφάνεια του μετώπου

Κατά τη διάνοιξη σήραγγας από μηχανή ασπίδα, απαιτείται η εξασφάλιση της ευστάθειας του μετώπου (Maidl et al., 1996). Αυτή εφόσον δεν επιτυγχάνεται με φυσικό τρόπο, απαιτεί δύναμη στήριξης που προσφέρεται από τη μηχανή στο μέτωπο.

7.4.1.1 Φυσική στήριξη

Είναι η ευστάθεια του μετώπου που παρατηρείται κατά τις παύσεις προχώρησης, που οφείλεται είτε στις εγγενείς ιδιότητες της γεωμάζας είτε στην κλίση του μετώπου, από τη διαμόρφωση υβώματος, σε συνδυασμό συχνά με τη δημιουργία βαθμίδας. Αυτό το μέτρο μπορεί να εφαρμοστεί μόνο σε ξηρές ή στραγγισμένες γεωμάζες, καθόσον δεν δύναται να αντιμετωπίσει πιέσεις ύδατος.

7.4.1.2 Μηχανική στήριξη

Μπορεί να εφαρμοστεί κατ' αρχάς με τη στήριξη του μετώπου από αντιστηριζόμενα μαδέρια. Με αυτή τη μέθοδο η σήραγγα εκσκάπτεται από πάνω προς τα κάτω, ενώ την εκσκαφή κάθε στάθμης ακολουθεί η τοποθέτηση της στήριξης. Αυτό το είδος στήριξης, ωστόσο, είναι κοπιαστικό και εμποδίζει τη χρήση των μηχανικών συστημάτων εκσκαφής. Λόγω των χαμηλών ρυθμών προχώρησης και του υψηλού κόστους εργασίας η μέθοδος χρησιμοποιείται μόνο σε εξαιρετικές περιπτώσεις.

Η χρήση ενεργητικής στήριξης του μετώπου είναι πολύ πιο ευέλικτη και αποτελεσματική. Σε απλές ασπίδες, πλάκες αντιστήριξης ωθούνται υδραυλικά προς το μέτωπο της σήραγγας. Οι πλάκες υποχωρούν, μόνο για ένα μικρό χρονικό διάστημα, κατά τη διάρκεια της εκσκαφής. Η μέθοδος στήριξης αυτή επιτρέπει την μηχανική σημειακή εκσκαφή και έχει αποδειχθεί αποτελεσματική σε μικτά μέτωπα για μικρά μήκη σηράγγων.

Οι προαναφερθείσες μέθοδοι στήριξης δεν είναι κατάλληλες όταν χρησιμοποιούνται μηχανές ολομέτωπης κοπής. Ένας κλειστός κοπτικός τροχός, ωστόσο, μπορεί να προσφέρει ο ίδιος στήριξη στο μέτωπο της σήραγγας. Σε στραγγισμένες συνεκτικές και προσωρινά σταθερές γεωμάζες η στήριξη αυτή μπορεί συχνά να είναι επαρκής για να αντισταθμίσει την πτώση της πίεσης στο μέτωπο της σήραγγας. Η στήριξη αυτή είναι γενικά κατάλληλη για την εξουδετέρωση της πίεση της γεωμάζας μόνο. Εάν η σήραγγα διανοίγεται κάτω από το επίπεδο του νερού ή ακόμη και κάτω από υδροφορείς σε πορώδη εδάφη, η μηχανική στήριξη πρέπει να συμπληρώνεται από πρόσθετα μέτρα για την παρεμπόδιση της εισροής ύδατος, όπως στήριξη με αέρα, πολφό ή λάσπη υπό πίεση.

7.4.1.3 Στήριξη με πιεσμένο αέρα

Στήριξη πιεσμένου αέρα είναι σε χρήση από τις αρχές του 19ου αιώνα. Η χρήση πιεσμένου αέρα αποτελεί αποτελεσματική μέθοδο για την παρεμπόδιση της διείσδυσης νερού. Ειδικά όμως σε πορώδες έδαφος, πιεσμένος αέρας δεν πρέπει να χρησιμοποιείται για την αντιμετώπιση της εδαφικής πίεσης. Η πίεση του εδάφους πρέπει να αντισταθμίζεται, επιπλέον, με φυσική ή μηχανική στήριξη.

Η πίεση του νερού αυξάνεται γραμμικά με το βάθος από τον υδροφόρο ορίζοντα. Στην περίπτωση μη περιορισμένου νερού, το νερό είναι υπό ατμοσφαιρική πίεση στον υδροφόρο ορίζοντα, ενώ στην περίπτωση αρτεσιανού νερού, η πίεση του νερού αυξάνεται ξεκινώντας από μια τιμή πάνω από 0. Για να εμποδίζεται η διείσδυση του νερού, η πίεση του αέρα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση με την υψηλότερη πίεση του νερού στο μέτωπο της σήραγγας. Η μέγιστη πίεση του νερού εμφανίζεται στο χαμηλότερο σημείο της σήραγγας, δηλαδή στο ανάστροφο. Εάν η πίεση του αέρα στο εσωτερικό της σήραγγας ρυθμίζεται να είναι ακριβώς ίση με την πίεση του νερού στο ανάστροφο, το νερό δεν θα εισρεύσει στη σήραγγα.

Η πίεση του αέρα μέσα στη σήραγγα παραμένει η ίδια σε κάθε σημείο του μετώπου της σήραγγας. Επομένως, στο άνω τμήμα του μετώπου της σήραγγας η πίεση του αέρα είναι υψηλότερη από την πίεση του νερού, και θα οδηγήσει εκεί σε διαρροή αέρα. Εφόσον η υπερκάλυψη είναι μικρή, υπάρχει κίνδυνος, λόγω φαινομένων ροής, τα σωματίδια εδάφους να χάσουν την ισορροπία τους, με αποτέλεσμα την εκτίναξη του εδάφους.

Ένας συντελεστής διαπερατότητας του νερού μεγαλύτερος από $k_w=10^{-4}$ m/s καθιστά τη χρήση της μεθόδου αυτής πιο δύσκολη, διότι ο αέρας θα εκτοπίσει το νερό στους πόρους και θα διαφύγει. Περαιτέρω, είναι απαραίτητο ένα ελάχιστο βάθος υπερκειμένων, προκειμένου να αποτραπεί η εκτίναξη του εδάφους.

Σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς ασφάλισης αστικής ευθύνης του εργοδότη, για τα πρόσωπα που εισέρχονται στο θάλαμο πίεσης, η μέγιστη πίεση του αέρα περιορίζεται σε 4 bar (3 bar υπερπίεση).

Προκειμένου να αντιμετωπιστεί το πρόβλημα που προκύπτει από τη διαφορά πίεσης νερού στη στέψη και στον πυθμένα της σήραγγας, κατασκευάστηκε η λεγόμενη ασπίδα μεμβράνης, από την οποία ψεκάζεται αιώρημα μπεντονίτη στο μέτωπο της σήραγγας. Το αιώρημα αυτό δημιουργεί μια κρούστα λίγων χιλιοστών, που σφραγίζει το μέτωπο της σήραγγας. Με αυτή την ασπίδα, πιέσεις που υπερβαίνουν την πίεση του νερού μπορούν να εφαρμοστούν, έτσι ώστε η πίεση του εδάφους να μπορεί να αντισταθμίζεται με πιεσμένο αέρα.

7.4.1.4 Στήριξη με πολφό

Σε χαλαρά χαλίκια ή άμμο εντός υπόγειων υδάτων, η στήριξη της σήραγγας με πολφό έχει πολλά πλεονεκτήματα. Η στήριξη πιεσμένου αέρα δεν θα ήταν κατάλληλη εδώ, διότι η στράγγιση δεν αυξάνει τη σταθερότητα αυτών των τύπων εδάφους και οι απώλειες πίεσης αέρα μπορούν να ιδιαίτερα υψηλές.

Με τη μέθοδο του πολφού, το μέτωπο της σήραγγας μπορεί να στηριχτεί με ασφάλεια, από ένα υγρό υπό πίεση. Ο πολφός αντισταθμίζει την πίεση του εδάφους, καθώς και την πίεση του νερού. Σκέτο νερό, αντί πολφού, είναι κατάλληλο μόνο σε αδιαπέρατο, συνεκτικό έδαφος, όπως η άργιλος. Διαφορετικά, χρησιμοποιούνται αιωρήματα, συνήθως μπεντονίτη. Ο μπεντονίτης χρησιμοποιείται για τη μηχανική του συμπεριφορά, την πλαστικότητα και τη διογκωσιμότητά του. Το αιώρημα θα εισέλθει στο έδαφος υπό πίεση και θα σφραγίσει το μέτωπο της σήραγγας με τα στερεά σωματίδια που περιέχονται σε αυτό, δημιουργώντας έτσι μία λεπτή αλλά αδιαπέρατη κρούστα, η οποία προσφέρει την πίεση στήριξης. Αυτό συμβαίνει μέσα σε 1 έως 2 δευτερόλεπτα. Δημιουργία κρούστας είναι δυνατή και με χρήση αιωρήματος που αποτελείται από νερό και τα εδαφικά υλικά που έχουν παραμείνει στο υγρό υποστήριξης. Χρήση πολυμερών, αντί μπεντονίτη, είναι επίσης συνήθης.

Σε σύγκριση με τη μηχανική ή πιεσμένου αέρα στήριξη σήραγγας, μια στήριξη πολφού συνεπάγεται μεγαλύτερες τεχνικές δυσκολίες, κυρίως λόγω της ανάγκης εγκατάστασης μιας μονάδας διαχωρισμού. Ωστόσο, ασπίδες πολφού μπορεί να χρησιμοποιηθούν σε πολύ δύσκολες εδαφικές συνθήκες. Περαιτέρω, οι συνθήκες εργασίας είναι σημαντικά καλύτερες σε σύγκριση με τις συνήθεις ασπίδες πιεσμένου αέρα.

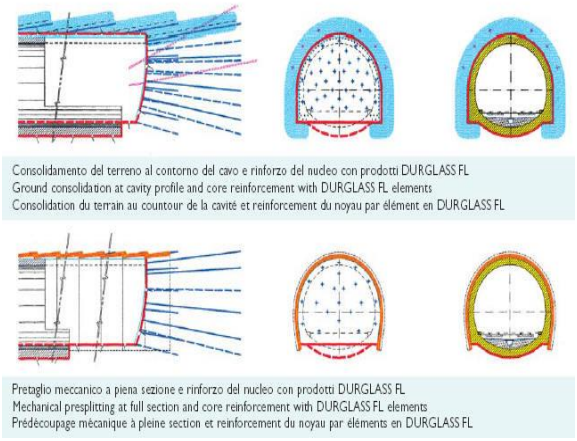
7.4.1.5 Στήριξη με λάσπη

Σε αργιλικά εδάφη, το ίδιο το έδαφος μπορεί να χρησιμεύσει ως μέσο στήριξης. Μετά την προσθήκη βελτιωτικών, όπως νερού, αιωρημάτων αργίλου ή μπεντονίτη, χημικών αφρών, το εκσκαμμένο υλικό μετατρέπεται σε μια λάσπη που σταθεροποιεί το μέτωπο της σήραγγας. Η λάσπη πρέπει να είναι υπό πίεση, έτσι ώστε να αντισταθμίζει τις δυνάμεις που ασκούνται στο μέτωπο της σήραγγας. Η μέθοδος στήριξης είναι παρόμοια με αυτήν της ασπίδας πολφού, αλλά υπάρχουν μεγάλες διαφορές ως προς την καθοδήγηση και την αποκόμιση των μπαζών.

Η λάσπη μπορεί να εξαχθεί από το θάλαμο εκσκαφής μέσω κοχλία μεταφοράς, ή, όπως συμβαίνει και με την τυφλή ασπίδα, με σύνθλιψη προς το εσωτερικό της ασπίδας από ανοίγματα εκβολής.

7.4.2 Οπλισμός του πυρήνα με μεγάλου μήκους αγκύρια

Η τεχνική του οπλισμού του μετώπου σήραγγας (Σχήμα 7-11α) με ράβδους από υαλοΐνες, συνίσταται στην ξηρή διάτρηση σειράς ομοιόμορφα κατανεμημένων (Σχήμα 7-11β), υποπαράλληλων προς τον άξονά οπών, συνήθως μακρύτερων από τη διάμετρο. Οι ειδικές αυτές ράβδοι εισέρχονται στις οπές και αμέσως μετά εισπιέζεται τσιμεντένεμα. Όταν μετά την προχώρηση της σήραγγας, το απομένον μήκος του οπλισμού που έχει τοποθετηθεί στον πυρήνα του μετώπου δεν επαρκεί για την εξασφάλιση του μετώπου, κάτι που δύναται να αναγνωριστεί αμέσως από την προσεκτική ανάγνωση των μετρήσεων εκβολής, τότε τοποθετείται μια επόμενη σειρά ράβδων.



(α) Διάφοροι τύποι ενίσχυσης



(β) Ομοιόμορφη κατανομή οπλισμού

Σχήμα 7-11. Ενίσχυση μετώπου

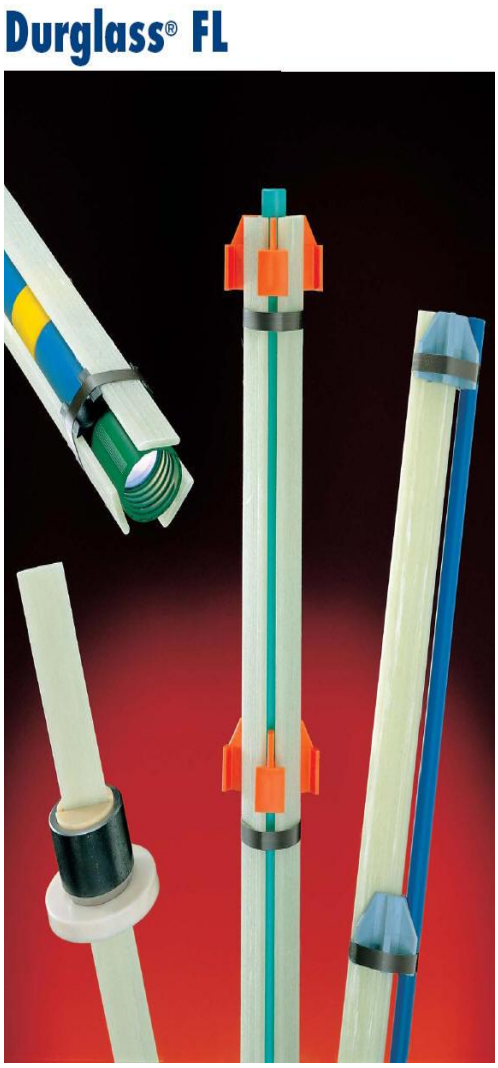
Η χρήση ράβδων από υαλοΐνες για τον οπλισμό του μετώπου είναι καθοριστική για την επιτυχία της διάνοιξης (Lunardi, 2008), καθόσον συνδυάζουν την υψηλή αντοχή με τη μεγάλη ευθραυστότητα, που δίνει τη δυνατότητα εύκολης κοπής τους σε κάθε βήμα προχώρησης με τα ίδια εκσκαπτικά μέσα που χρησιμοποιούνται για τη γεωμάζα. Μεταλλικοί κλώνοι καλωδίων δεν δύνανται να χρησιμοποιηθούν για τον οπλισμό του πετρώματος, επειδή δεν έχουν επαρκή διατμητική αντοχή για την ορθή λειτουργία του συστήματος.

Τα γεωμετρικά στοιχεία που χαρακτηρίζουν τον οπλισμό είναι το μήκος, η πυκνότητα, η επικάλυψη, η διατομή, και η κατανομή. Αυτά καθορίζονται στη φάση της μελέτης και πρέπει να εφαρμόζονται με επιμέλεια κατά την κατασκευή, με εξαίρεση μικρές αλλαγές προσαρμογής στις τοπικές συνθήκες της γεωμάζας που δεν θα είχαν διαγνωστεί στη φάση της αναγνώρισης.

Η τεχνολογία αυτή δύναται να εφαρμοστεί σε συνεκτικά ή ημισυνεκτικά εδάφη όπου τα διατρήματα δύνανται να παραμένουν ανοικτά. Με εφαρμογή ειδικών μέτρων διατήρησης ανοικτών των διατρημάτων, δύνανται να εφαρμοστούν και σε εδάφη μικρής συνεκτικότητας. Εφόσον η τεχνική σχεδιαστεί και εφαρμοστεί με επιμέλεια, δημιουργείται ένας πυρήνας μπροστά από το μέτωπο με σημαντικά βελτιωμένα μηχανικά χαρακτηριστικά, που αποτελεί ένα φέρον στοιχείο με προβλέψιμη και ελεγχόμενη μηχανική συμπεριφορά.



(α) Δομικά στοιχεία συσκευασμένα



(β) Δομικά στοιχεία ατομικά

Σχήμα 7-12. Δομικά στοιχεία

Τα υλικά που χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση του οπλισμού από υαλοΐνες έχουν ως βάση μία θερμοσκληρινόμενη πολυεστερική ρητίνη, με έως και 50% περιεκτικότητα κατά βάρος σε ίνες υάλου. Ο οπλισμός δύναται να έχει τη μορφή σωλήνα ή ράβδου διαφόρων μηκών, που δύνανται να ενωθούν με μούφες εφόσον απαιτηθεί. Η επιφάνεια των σωλήνων έχει συνήθως σπειροειδή αυλάκωση για τη βελτίωση της αντοχής σε ολίσθηση, και το μέγιστο μήκος κάθε τέτοιου στοιχείου μπορεί να είναι 15 έως 18 m, ενώ οι ράβδοι μπορεί να έχουν πολύ μεγαλύτερο μήκος. Εφόσον πρέπει δύο στοιχεία να συνδεθούν, τότε είναι σημαντικό να χρησιμοποιείται μούφα και κόλλα (εποξική ρητίνη) που θα εξασφαλίζει ότι η σύνδεση έχει την ίδια εφελκυστική και διάτμητική αντοχή όπως και ο υπόλοιπος οπλισμός (θα πρέπει να αφεθεί να στεγνώσει για λίγες ημέρες για να επιβεβαιωθεί ότι δεν θα υπάρχει διαρροή στον αρμό).

Συνήθως χρησιμοποιούνται τα παρακάτω:

- σωληνωτός οπλισμός φ 60/40 mm, πάχους 10 χιλιοστά
- δομικά στοιχεία (Σχήμα 7-12α) που συναρμολογούνται επί τόπου, με διάμετρο μεταξύ 60 και 100 mm, που αποτελούνται από τρεις επιμήκεις πλάκες (40 mm × 7 mm ή 40 mm × 5 mm) τοποθετημένες σε ειδικούς πλαστικούς αποστάτες Σχήμα 7-12β.



(α) Τοποθέτηση οπλισμού



(β) Σωλήνας ενεμάτωσης

Σχήμα 7-13. Τοποθέτηση

Τα τελευταία έρχονται σε διάφορες μορφές. Οι επιμήκεις πλάκες συναρμολογούνται επί τόπου με τη χρήση ειδικών ταινιών χάλυβα. Είναι σημαντικό στο στάδιο αυτό να δίνεται προσοχή ώστε τα στοιχεία να μην έρχονται σε οποιαδήποτε επαφή με λάσπη, λιπαντικά, έλαια, ή άλλα υλικά τα οποία μπορεί να παρεμποδίσουν την ανάπτυξη συνάφειας του οπλισμού με το τσιμεντένεμα. Δεδομένου ότι αυτό το είδος προϋποστήριξης εφαρμόζεται κυρίως στα τμήματα της σήραγγας με ασταθές ή βραχυπρόθεσμα ευσταθές μέτωπο, είναι απαραίτητη η διαμόρφωση καμπύλου μετώπου και η επένδυση του με εκτοξευμένο σκυρόδεμα προκειμένου να διοχετευθούν οι τάσεις γύρω από τη σήραγγα και να εξασφαλιστεί η απαραίτητη ασφάλεια για το προσωπικό.

Οι εργασίες για τον οπλισμό του πυρήνα στο μέτωπο, χρησιμοποιώντας δομικά στοιχεία από υαλοΐνες, ξεκινά με την φάση διάτρησης των οπών. Είναι μια πολύ λεπτή φάση και σε πολλές περιπτώσεις είναι αποφασιστικής σημασίας για την αποτελεσματικότητα της τεχνικής. Η διάμετρος των οπών πρέπει να είναι όσο το δυνατόν πιο μικρή και ταυτόχρονα να επιτρέπει στη συνέχεια την εύκολη και σωστή τοποθέτηση του οπλισμού και ενεμάτωση των οπών. Όποιο σύστημα διάτρησης και αν υιοθετηθεί, πρέπει να εκτελείται εξ ολοκλήρου ξηρά, κατά προτίμηση με ελικοειδή εξοπλισμό, γιατί τα υγρά γεώτρησης με βάση το νερό θα βλάπτανε ανεπανόρθωτα το έδαφος γύρω από την οπή. Ο οπλισμός πρέπει να εισάγεται αμέσως μετά τη διάτρηση των οπών (Σχήμα 7-13α). Σε καμία απολύτως περίπτωση δεν μπορούν να διατρώνται πάνω από 4 ή 5 οπές πριν από την εισαγωγή του οπλισμού, γιατί ο πυρήνας του μετώπου θα αποδυναμωθεί ανεπανόρθωτα.

Ο οπλισμός πρέπει να ενεματώνεται αμέσως μετά την τοποθέτησή του στα διατρήματα, ώστε να καταστεί ταυτόχρονα ενεργός. Το στάδιο της ενεμάτωσης απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή, ιδίως όταν ο οπλισμός έχει κλίση με κατεύθυνση προς τα πάνω. Κατά την απλή ενεμάτωση ενός δομικού στοιχείου σε μια οπή, τα μείγματα που υιοθετούνται πιο συχνά περιέχουν πρόσμικτα επιτάχυνσης της πήξης και αποτροπής της συρρίκνωσης. Η επιλογή του τσιμέντου είναι θεμελιώδης για την επίτευξη ταχείας πήξης, ώστε η ελάχιστη αντοχή μετά από 48 ώρες να είναι μεγαλύτερη από 5 MPa. Τα ενέματα που εισπιέζονται είναι σταθερά μίγματα λεπτού ή υπεραερομένου τσιμέντου. Η σταθερότητα του μίγματος νερού / τσιμέντου επιτυγχάνεται με την ανάμιξη μικρής ποσότητας μπεντονίτη πριν από την εισπίεση.

Χημικά μείγματα χρησιμοποιούνται σπάνια επειδή απαιτούν πολύπλοκη προετοιμασία και οι χημικές ουσίες μπορεί να επηρεάσουν τα υπόγεια ύδατα. Πρόσφατα έχουν χρησιμοποιηθεί διογκούμενα μείγματα (περιέχουν αργιλικά πρόσμικτα), που ενισχύουν το έδαφος, με αποτέλεσμα ισοδύναμο προς μία ενεμάτωση υπό πίεση 1-1.5 MPa. Τα στοιχεία από υαλοΐνες θα πρέπει να ενεματώνονται με τη χρήση ειδικών σωλήνων

εισπίεσης (Σχήμα 7-13β) και εκπνοής για την πρόληψη δημιουργίας φυσαλίδων αέρα που έχουν ως συνέπεια την πτωχή τσιμέντωση κατά τμήματα. Αυτό επιτυγχάνεται με την εισπίεση μίγματος τσιμέντου στο διάτρημα μέσω ενός σωληνίσκου μέχρι να ρεύσει πίσω από το σωλήνα εκπνοής, που παραμένει ανοικτός. Όταν φανεί ροή, ο σωληνίσκος εκπνοής κλείνει (με την απλή κάμψη του) και η πίεση αυξάνεται μέχρι περίπου 5 bar, η οποία διατηρείται για λίγα δευτερόλεπτα μέχρι να σταματήσει η άντληση. Η ενεμάτωση πρέπει να γίνεται:

- από το πυθμένα του διατρήματος προς το μέτωπο, όταν έχουν κατεύθυνση προς τα κάτω,
- αντιστρόφως, όταν τα διατρήματα έχουν κλίση προς τα πάνω.

Αν ο σχεδιασμός απαιτεί υψηλή πίεση ενεμάτωσης, τότε θα πρέπει να τοποθετηθεί σωλήνα με βαλβίδα στο στοιχείο οπλισμού. Όταν περατωθεί η φάση ενεμάτωσης για το σχηματισμό περιβλήματος, η εισπίεση πραγματοποιείται για κάθε μεμονωμένη βαλβίδα με διπλό κλείστρο, σύμφωνα με τις προδιαγραφές της μελέτης. Για να αποφευχθεί η διαρροή του ενέματος από τα διατρήματα, οι κεφαλές του οπλισμού από υαλοΐνες πρέπει να σφραγίζονται με προσοχή, διασφαλίζοντας ότι ο σωληνίσκος εκπνοής είναι πάντα τοποθετημένος πάνω από τη σωλήνα εισπίεσης. Η σφράγιση μπορεί να πραγματοποιηθεί με τρεις διαφορετικούς τρόπους:

- με χρήση τσιμέντου ταχείας πήξης
- με χρήση αφρού πολυουρεθάνης
- με την είσοδο στη γεώτρηση πώματος κόλουρου κώνου από πολυστυρένιο.

Απλοί έλεγχοι πρέπει να διενεργούνται συστηματικά (για κάθε σύνολο στοιχείων οπλισμού) κατά τη διάρκεια της κατασκευής, για να ελέγχεται ότι ο οπλισμός λειτουργεί σωστά. Οι πιο σημαντικοί είναι:

• ο έλεγχος της ποιότητας του μείγματος που θα πρέπει να συμμορφώνεται με τις προδιαγραφές της μελέτης, ειδικά στις απαιτήσεις για το χρόνο πήξης.

• ο έλεγχος της ποσότητας του μείγματος που εισπιέζεται για κάθε τοποθετημένο στοιχείο.

• δοκιμές εξόλκευσης για τον έλεγχο της σύνδεσης στοιχείου-ενέματος-εδάφους και τη σχετική ικανότητα αγκύρωσης.

Βιβλιογραφία/Αναφορές

Anagnostou G and Kovari K (1996). "Face stability conditions with earth pressure balanced shields", TUST, 11, 2, 165-73.

Anagnostou G and Serafeimidis K (2007). "The dimensioning of tunnel face reinforcement", ITA-AITES WTC, Prague, May.

Atkinson JH & Mair RJ (1981). "Soil mechanics aspects of soft ground tunneling". Ground Engineering 14, 5, 20-38.

Atkinson JH & Potts DM (1977). "Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil", Geotechnique 27, 2, 203-215.

Davis EH, Gunn MJ, Mair RJ & Seneviratne HN (1980). "The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material" Geotechnique 30, 4, 397-416.

Horn M (1961). "Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflachen von Tunnelrohren", Landesconferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie, Budapest. Übersetzung ins Deutsche durch die STUVA.

Janssen HA (1895). "Versuche über Getreidedruck in Silozellen", Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Band XXXIX, 35, 1045-49.

Kolymbas D (2005). "Tunnelling and Tunnel Mechanics – A Rational Approach to Tunnelling", Springer.

Leca E & Dormieux L (1990). "Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnel in frictional material", Geotechnique 40, 4, 581-606.

Lunardi P (2008). "Design and Construction of Tunnels – ADECO-RS", Springer.

Maidl B, Herrenknecht M, Anheuser L (1996). "Mechanised Shield Tunnelling", Ernst & Sohn.

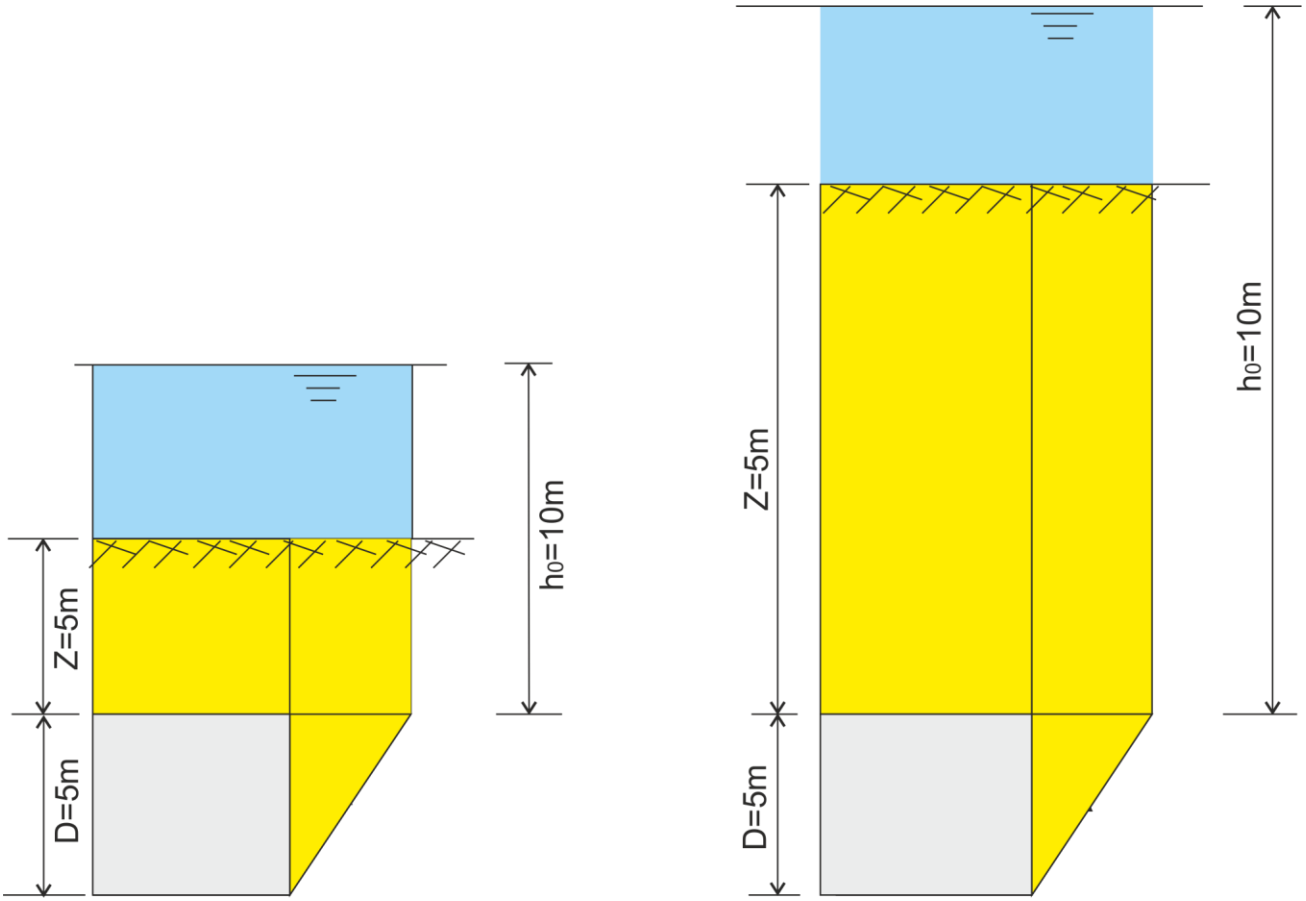
Vermeer PA & Ruse N (2001). "Die Stabilität der Tunnelortsbrust im homogenen Baugrund", Geotechnik 24, 3, 186-193.

Vermeer PA, Ruse N, Marcher Th. (2002). "Tunnel heading stability in drained ground", Felsbau, 20, 6, 8-18.

Κριτήριο αξιολόγησης

Κριτήριο αξιολόγησης 1.

Στο σχήμα δίνεται σκαρίφημα σήραγγας του Μετρό Θεσσαλονίκης διαμέτρου D=5m, που διανοίγεται σε βάθος Z της στέψης από την επιφάνεια του εδάφους.

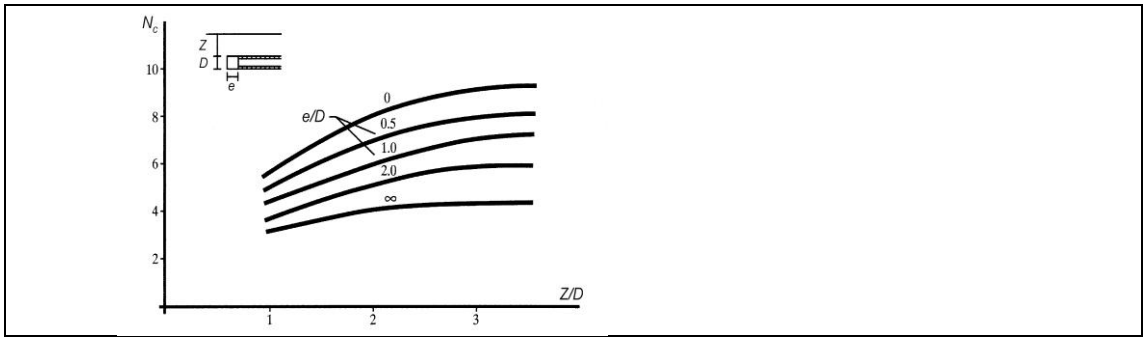


Σχήμα 7-14. Σκαρίφημα σήραγγας Μετρό

Ο υδροφόρος ορίζων βρίσκεται σε ύψος h_0 πάνω από τη στέψη της σήραγγας. Το μοναδιαίο βάρος του εδάφους, υπό άνωση, $\gamma' = 11 kN/m^3$. Η ενεργή γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους είναι $\varphi' = 20^o$ - 30° . Η συνοχή c΄κυμαίνεται από 0 έως 100kPa. Σχεδιάστε σε διάγραμμα, για τις ακραίες τιμές της ενεργής γωνίας τριβής φ΄, την απαιτούμενη ενεργή και συνολική δύναμη στήριξης σα συνάρτηση της συνοχής c΄, θεωρώντας (α) στραγγιζόμενες συνθήκες χωρίς διήθηση, (β) στραγγιζόμενες συνθήκες με μέγιστη διήθηση.

Κριτήριο αξιολόγησης 2.

Υπολογίστε την απαιτούμενη πίεση στήριξης μετώπου σήραγγας διαμέτρου 6m, με βάθος υπερκειμένων 12m, σε σχηματισμό με γ=22kN/m^3, που υποστηρίζεται άμεσα στην περιφέρεια, αν:
i. ο σχηματισμός είναι κορεσμένη άργιλος, με πολύ αργή στράγγιση, c_u=10kPa και απαιτείται συντελεστής ασφαλείας αντοχής του εδάφους 2.



Από το διάγραμμα, για Z/D=12/6=2 και e/D=0/2=0, προκύπτει N_c=8. Άρα,
$\frac{10}{2} \times 8 + \left(12 + \frac{6}{2}\right) \times 22 > p_f > -\frac{10}{2} \times 8 + \left(12 + \frac{6}{2}\right) \times 22 \Rightarrow$
$370kPa > p_f > 290kPa$

ii. ο σχηματισμός βρίσκεται πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα και c=5kPa, φ=35°.

Η απαιτούμενη πίεση p_f στήριξης είναι το άθροισμα διακριτών προσθετέων, ήτοι:

$$p_f = -c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_\gamma = -\frac{c}{\tan\varphi} + \gamma \cdot D \cdot \left(\frac{1}{9\tan\varphi} - 0.05\right); \varphi > 20^0; Z' > H$$

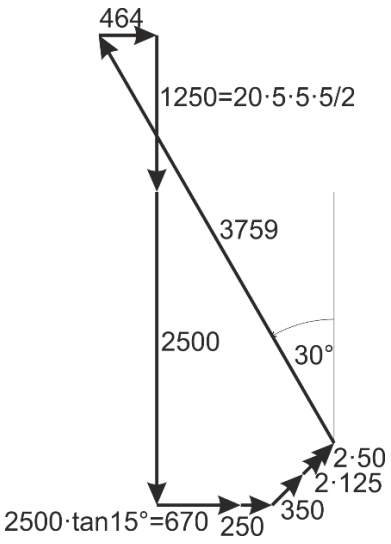
$$p_f = -\frac{5}{\tan 35} + 22 \cdot 6 \cdot \left(\frac{1}{9\tan 35} - 0.05\right) = -7.14 + 14.35 = 7.2kPa$$

iii. ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται 3m πάνω από τη στέψη χωρίς ροή προς τη σήραγγα, και c=5kPa, φ=15°.

$$p'_f = p_f - w_f = N_\gamma \gamma' D - N_c c + F_2 \gamma' \Delta h - F_3 c \frac{\Delta h}{D}$$
$\Delta h = h_0 - h_f; h_f: \pi\iota\varepsilon\zeta o\mu\varepsilon\tau\rho\iota\kappa\acute{o}\ \acute{\upsilon}\psi o\varsigma\ \sigma\tau o\ \mu\acute{\varepsilon}\tau\omega\pi o$
Επειδή δεν έχω ροή, Δh=0.
z/D=3/6=0.5.
Για φ=15, Nγ=0.4, Nc=3.5
Άρα,
$p'_f = p_f - w_f = 0.4 \cdot (22 - 10) \cdot 6 - 3.5 \cdot 5 = 28.8 - 17.5 = 11.3kPa$
$p_f = 11.3 + \left(3 + \frac{6}{2}\right) \cdot 10 = 71.3kPa$

Κριτήριο αξιολόγησης 3.

Σχεδιάστε το πολύγωνο των δυνάμεων που δρουν στο πρίσμα που βρίσκεται έμπροσθεν του μετώπου τετραγωνικής σήραγγας, που βρίσκεται πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα, πλάτους 5m, με επίπεδο ολίσθησης με κλίση 45°, γωνία τριβής 15°, γ=20kN/m^3. Δίνονται: N_b=2500kN, C_b=250kN, C_s=350kN, C_t=125kN, T_t=50kN.



Κεφάλαιο 8

Σύνοψη
Η μόνιμη επένδυση σήραγγας κατασκευάζεται από άοπλο ή οπλισμένο σκυρόδεμα. Σκοπός της είναι η διατήρηση της επιτελεστικότητας της σήραγγας κατά τη διάρκεια της προβλεπόμενης ζωής της. Ως εκ τούτου πρέπει να μελετάται ως ένα μόνιμο έργο που θα δύναται να αντιμετωπίσει όλα τα φορτία και τις περιβαλλοντικές δράσεις στα οποία θα υποβληθεί σε αυτό το χρονικό διάστημα και να κατασκευαστεί με συνεχή έλεγχο της ποιότητάς της. Η τοποθέτησή της στο χώρο απαιτεί μεγάλη ακρίβεια, προκειμένου να ανταποκρίνεται η σήραγγα στη λειτουργία της. Η έγχυτη επένδυση των σηράγγων συνήθως δεν έχει επαρκή στεγανότητα προκειμένου να αποτρέπει την εισροή υγρασίας μέσα στη σήραγγα. Τη στεγανότητα αυτή έρχεται να εξασφαλίσει η τοποθέτηση γεωμεμβράνης η οποία σε συνδυασμό με αποστραγγιστικό γεωύφασμα οδηγεί όποια εισρέοντα νερά σε κατάλληλους αποδέκτες.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μάθημα: Οπλισμένο σκυρόδεμα

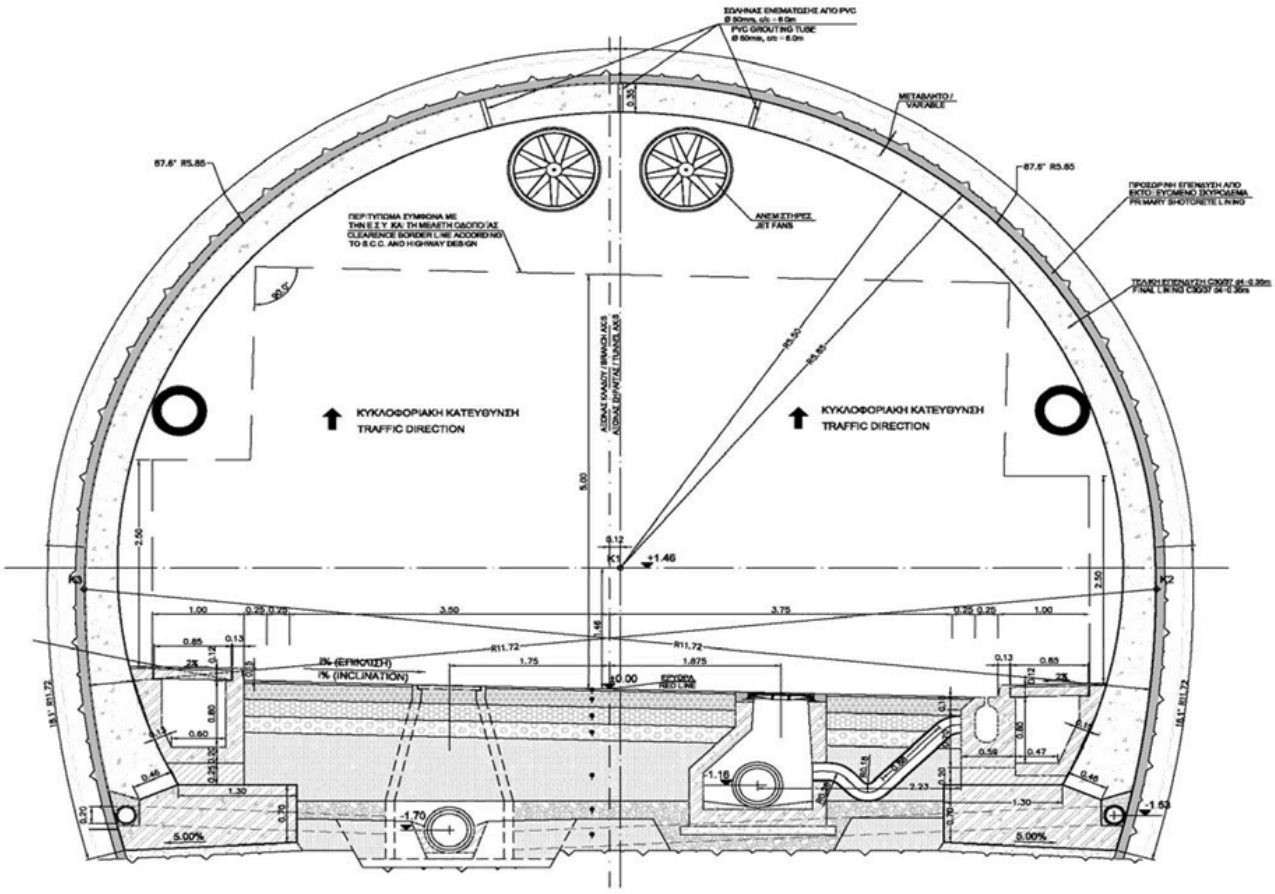
8. Μόνιμη επένδυση από έγχυτο σκυρόδεμα

Μόνιμη επένδυση είναι το δομικό στοιχείο της σήραγγας που ικανοποιεί τις απαιτήσεις επιτελεστικότητάς της κατά τη διάρκεια ζωής της. Η διάρκεια αυτή για συγκοινωνιακές σήραγγες είναι 100 έτη. Η εξασφάλιση της ανθεκτικότητάς και της επιτελεστικότητάς της έναντι ποικίλων δράσεων κατά το χρονικό αυτό διάστημα θεωρείται ότι εξασφαλίζεται με χαμηλό κόστος συντήρησης, με την επιτυχή επιλογή υλικών και κατασκευαστικών διαδικασιών, και την εφαρμογή κατάλληλου συστήματος διασφάλισης ποιότητας. Οι συνθήκες περιβάλλοντος που θα επικρατούν κατά τη διάρκεια τεχνικής ζωής του έργου θα πρέπει να εκτιμώνται κατά το σχεδιασμό, ώστε να αξιολογούνται ως προς την επικινδυνότητά τους και να λαμβάνονται τα κατάλληλα μέτρα.

Η τοποθέτηση της μόνιμης επένδυσης (Σχήμα 8-1) από έγχυτο σκυρόδεμα απαιτεί συνήθως την προσωρινή υποστήριξη του ανοίγματος, και ως εκ τούτου αποτελεί το μόνιμο μέρος δύο κατασκευών. Κατά τη συμβατική διάνοιξη σηράγγων αποτελεί το δεύτερο κέλυφος προστασίας της σήραγγας, που τοποθετείται εσωτερικά μιας επένδυσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, η οποία αποτελεί την εξωτερική επένδυση. Σε ορισμένες περιπτώσεις κατασκευής σηράγγων από ασπίδες, η εξωτερική επένδυση δύναται να είναι κατασκευασμένη από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος. Μεταξύ των δύο επενδύσεων παρεμβάλλεται γενικά σύστημα στεγάνωσης. Η επένδυση από έγχυτο σκυρόδεμα είναι η τελική επένδυση της σήραγγας, η οποία τοποθετείται συνήθως με τη βοήθεια καλουπιού. Κατασκευαστικοί λόγοι επιβάλλουν ως ελάχιστο πάχος τα 20 έως 30cm. Σύμφωνα με τον Ril 853, έγχυτο στεγανό σκυρόδεμα πρέπει να έχει πάχος 0.40m για επενδύσεις μιας στρώσης και 0.30m για την εσωτερική επένδυση αποτελούμενης από δύο στρώσεις. Το σκυρόδεμα της μόνιμης επένδυσης δύναται να οπλίζεται με ράβδους χάλυβα ή/και ίνες.

Το Σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης πρέπει να συμμορφώνεται προς τις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-01-00. Η Μελέτη Σύνθεσης πρέπει να διασφαλίζει την ικανοποίηση όλων των απαιτήσεων, με την ελάχιστη ποσότητα τσιμέντου, για τη μείωση της εκλυόμενης θερμότητας ενυδάτωσης και την αποφυγή ανάπτυξης ρωγματώσεων. Γενικά, το τσιμέντο του σκυροδέματος είναι υψηλής πρώιμης αντοχής (R), όπως ορίζεται στο πρότυπο (ΕΛΟΤ) ΕΝ 197-1. Σε περίπτωση χρήσης ιπτάμενης τέφρας, αυτή συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις του προτύπου (ΕΛΟΤ) ΕΝ 450-1. Αντίστοιχα, η πυριτιακή παιπάλη συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις των προτύπων (ΕΛΟΤ) ΕΝ 13263-1 και (ΕΛΟΤ) ΕΝ 13263-2.

Ο οπλισμός από ράβδους χάλυβα συμμορφώνεται στις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-02-01-00. Οι ίνες που χρησιμοποιούνται για τη δυσθραυστότητα του σκυροδέματος πληρούν τις απαιτήσεις των προτύπων (ΕΛΟΤ) ΕΝ 14889-1 & -2, και (ΕΛΟΤ) ΕΝ 14845-1 & -2, και φέρουν σύστημα αγκύρωσης στη μάζα του σκυροδέματος (π.χ. διευρυμένα άκρα, κυματοειδή μορφή κλπ.) και έχουν την δυνατότητα ομοιόμορφης κατανομής στη μάζα του σκυροδέματος.



Λωρίδες κυκλοφορίες :	*3.75+3.50=7.25m*
Πλάτος αριστερής λωρίδας καθοδήγησης:	*0.25+0.25=0.50 m*
Πλάτος δεξιάς λωρίδας καθοδήγησης:	*0.25+0.25=0.50 m*
Λ.Ε.Α.:	*Άνευ*
Πλάτος πεζοδρομίων:	*1.00m*
Ελεύθερο ύψος χώρου κυκλοφορίας οχημάτων:	*5.00m*
Ελεύθερο ύψος στη ζώνη των πεζοδρομίων έκτακτης ανάγκης:	*2.50m*
Καθαρό πλάτος διατομής	*11.00m*
Καθαρό ύψος διατομής	*8.12m*
Πάχος φορέα μόνιμης επένδυσης	*0.35m*
Πάχος θεμελίων	*0.70m*
Εξωτερική ακτίνα	*5.85m*
Εσωτερική ακτίνα	*5.50m*

Σχήμα 8-1. Μόνιμη επένδυση οδικής σήραγγας, του άξονα δυτικής Ελλάδας,τοποθετημένη εσωτερικά της άμεσης.

8.1 Διαστασιολόγηση

Η μόνιμη επένδυση κατασκευάζεται συνήθως αφού έχουν μηδενιστεί οι μετακινήσεις των παρειών της σήραγγας από την τοποθετημένη αρχική επένδυση. Λόγοι που επιβάλλουν την κατασκευή της μόνιμης επένδυσης είναι:

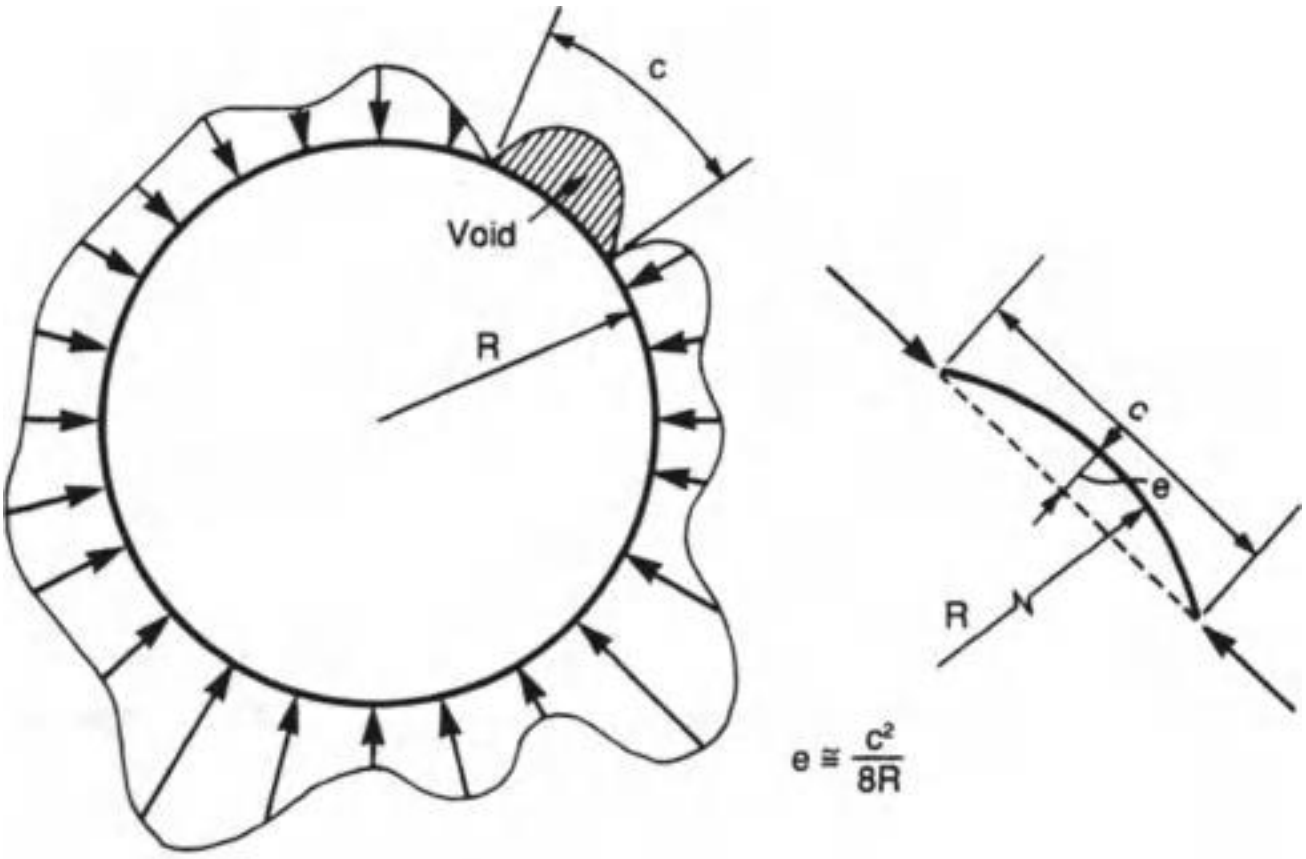
- επίτευξη αποδεκτού επιπέδου ασφαλείας για μόνιμη λειτουργία.
- ανάληψη από τη μόνιμη επένδυση των αναδιανεμημένων φορτίων της γεωμάζας λόγω της υποβάθμισης της υποστηρικτικής δράσης στοιχείων της αρχικής υποστήριξης.
- ανάληψη δράσεων της γεωμάζας, όπως διόγκωσης ή ροής της, που προέρχονται από τη μεταβολή μηχανικών ή φυσικοχημικών ιδιοτήτων κατά την τεχνική διάρκεια ζωής της σήραγγας.
- ικανοποίηση απαιτήσεων τραχύτητας και εμφάνισης της επιφάνειας της μόνιμης επένδυσης.

- ανάληψη δράσεων που δεν υπάρχουν κατά τη διάνοιξη της σήραγγας, αλλά προβλέπονται κατά την τεχνική διάρκεια ζωής του έργου.
- δράσεις από τη λειτουργία της σήραγγας, όπως εκρήξεις, κυκλοφορία, υδραυλική πίεση, κλπ.
- σεισμική δράση
- πυραντίσταση.

Κατά τη διαστασιολόγηση γίνεται συνήθως η θεώρηση ότι τα μέτρα άμεσης υποστήριξης παύουν να αναλαμβάνουν φορτία, οπότε η μόνιμη επένδυση καλείται να τα αναλάβει μαζί με πρόσθετα φορτία που αναμένεται να δράσουν κατά τη λειτουργία της σήραγγας.

8.1.1 Άοπλη ή οπλισμένη επένδυση

Η αρχική υποστήριξη είναι εύκαμπτη και γενικά όλκιμη. Είναι επομένως ικανή να παραμορφώνεται εύκολα, και ως εκ τούτου να κινητοποιεί την παθητική αντίσταση και να απομειώνει την ενεργή πίεση. Το σκυρόδεμα της εσωτερικής επένδυσης εγκαθίσταται μόνο μετά από μια τέτοια ανακατανομή και εξομάλυνση των φορτίων της γεωμάζας λόγω της παραμόρφωσης των εύκαμπτων στοιχείων της αρχικής στήριξης. Φορτία που αρχίζουν να δρουν αφού εγκατασταθεί η εσωτερική επένδυση, π.χ. πίεση των υπόγειων υδάτων, προσαρμογές της μακροχρόνιας πίεσης του εδάφους, είναι σχετικά ομοιόμορφα κατανεμημένα και παράγουν κυρίως ορθές δυνάμεις στο σκυρόδεμα.



Σχήμα 8-2. Εκκεντρότητα λόγω ύπαρξης κενού πίσω από την επένδυση (Kuesel, 1996)

Ο οπλισμός μπορεί γενικά να παραλειφθεί όταν: δεν απαιτείται στεγανό σκυρόδεμα, η διατομή είναι πλήρως σε θλίψη, η επένδυση είναι εκτός της ζώνης κύκλου παγετού-απόψυξης, η πίεση από τη βραχομάζα είτε απουσιάζει είτε είναι ελαφριά αλλά ομοιόμορφη, οι τάσεις συρρίκνωσης στον δακτύλιο υπερκαλύπτονται από τη συμπίεση. δεν υπάρχουν ζώνες έκπλυσης στη βραχομάζα, δεν αναμένονται σημειακές φορτίσεις στην επένδυση, και δεν αναμένεται μακροπρόθεσμη ασύμμετρη συμπεριφορά της βραχομάζας γύρω από το άνοιγμα.

Κενά που παραμένουν πίσω από την επένδυση από μη πλήρωση με σκυρόδεμα παγιδευμένων θυλάκων αέρα και πιέσεις που προκύπτουν από την ενεμάτωσή τους, βρίσκονται γενικά στη στέψη και εφόσον υπάρχουν

οδηγούν σε εσωτερική κάμψη. Με την (8-1) ο Kuesel (1996) δίνει την εκκεντρότητα *e* της ορθής δύναμης στην τελική επένδυση (*Σχήμα 8-2*) σήραγγας ακτίνας *R*, για κενό, λόγω ατελούς ενεμάτωσης, πίσω από την επένδυση μήκους χορδής C.

$$e = \frac{C^2}{8 \cdot R} \tag{8-1}$$

8.1.1.1 Οπλισμένη

Στις αστικές συγκοινωνιακές σήραγγες, γενικά, καθορίζεται οπλισμός. Για τις σήραγγες στη νέα γραμμή υψηλών ταχυτήτων της DB AG, υπάρχει γενικά υποχρεωτική απαίτηση για ελάχιστο οπλισμό που προκύπτει από τις ειδικές περιπτώσεις φόρτισης: της αναρρόφησης, της πίεσης και του ιδίου βάρους, που ισχύουν για τα τμήματα υψηλών ταχυτήτων (v ≥ 250 km/h). Για να εξασφαλιστεί η δυνατότητα συντήρησης της σήραγγας, πρέπει να υπάρχει ελάχιστος εγκατεστημένος οπλισμός, ο οποίος περιγράφεται λεπτομερέστερα στη Ril 853, προκειμένου να αποφεύγεται η πτώση αποκολλημένων τεμαχίων σκυροδέματος. Για σήραγγες υπόγειων σιδηροδρόμων, όλο και περισσότερο χρησιμοποιείται στεγανό σκυρόδεμα που κατασκευάζεται σε τμήματα μέγιστου μήκους 8 m, με τάση αύξησης σε 10 m ή και 12 m, για οικονομικούς λόγους. Προκειμένου να αποφευχθούν ή να διατηρηθούν όσο το δυνατόν μικρότερες οι τάσεις καταναγκασμού στη βραχομάζα ή στην προσωρινή στήριξη από εκτοξευμένο σκυρόδεμα, εφαρμόζεται στρώση ομαλοποίησης από σκυρόδεμα και γεωύφασμα. Ο οπλισμός μελετάται στη βάση είτε δομητικών ελέγχων, είτε ως ελάχιστος ή για συμμόρφωση με τις απαιτήσεις στεγανού σκυροδέματος. Δεδομένου ότι η συμπερίληψη του οπλισμού της προσωρινής επένδυσης στους υπολογισμούς, δεν είναι επαρκώς αποσαφηνισμένη, λόγω αμφιβολιών σχετικά με τη διάβρωση, τη θέση, και τη συνάφεια με το σκυρόδεμα, οι πελάτες και οι μηχανικοί σύμβουλοί τους απαιτούν συνήθως δύο επενδύσεις υποστήριξης, με την εσωτερική επένδυση μόνο να θεωρείται ότι ενεργεί μόνιμα. Οικονομικοί λόγοι απαιτούν είτε τη συμπερίληψη της συμβολής της εξωτερικής επένδυσης στους υπολογισμούς είτε την κατασκευή επένδυσης μονού κελύφους. Συνήθως η έγχυτη εσωτερική επένδυση αποτελεί τη μοναδική μόνιμη ποιοτικά ελεγχόμενη υποστήριξη της σήραγγας, και ως εκ τούτου πρέπει να είναι ικανή να αναλαμβάνει με ασφάλεια τα μακροπρόθεσμα φορτία που θα του ασκηθούν, χωρίς λειτουργικές ή ύστατες (ultimate) αστοχίες. Ο οπλισμός σκοπό έχει την ανάληψη καμπτικών εσωτερικών δυνάμεων, οι οποίες πρέπει να υπολογίζονται σύμφωνα με τις υπάρχουσες συνθήκες, ώστε η επένδυση που θα κατασκευαστεί να είναι ασφαλής και οικονομική. Η όπλιση αυτή βέβαια έρχεται σε αντίθεση με τις παλαιότερες άοπλες τελικές επενδύσεις σηράγγων που ήταν απλά έντεχνες λιθοδομές.



Σχήμα 8-3. Οπλισμένη διατομή σήραγγας

8.1.1.2 Άοπλη

Τίθεται επομένως το ερώτημα αν θα πρέπει πάντα να οπλίζεται το σκυρόδεμα της τελικής επένδυσης σηράγγων ή υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες δύναται να παραμένει άοπλο. Πολλές σήραγγες στην Αυστρία έχουν ήδη κατασκευαστεί άοπλες (ενώ στη Νορβηγία αρκούνται στην αρχική μόνο επένδυση). Η τεχνογνωσία αυτή μεταφέρθηκε στην Ελλάδα, με πρώτη εφαρμογή άοπλης τελικής επένδυσης σε μεγάλης διατομής σήραγγα, το 1985, στον πρώτο κλάδο της σήραγγας του Αρτεμισίου. Ο δεύτερος κλάδος της σήραγγας αυτής κατασκευάστηκε το 2009 με περιορισμένο οπλισμό. Ο Πίνακας 8-1 δίνει κάποιες από τις ευρωπαϊκές σήραγγες που κατασκευάστηκαν άοπλες. Εν τούτοις, όλες οι μεγάλης διατομής σήραγγες που διανοίχθηκαν από το 1985 μέχρι και το 2009 επενδύθηκαν με οπλισμένο σκυρόδεμα, συχνά με ιδιαίτερα βαρύ οπλισμό. Μετά το 2009, εξετάσθηκε και πάλι το ενδεχόμενο, σε κάποιες σήραγγες που κατασκευάσθηκαν στην Ελλάδα με το σύστημα της παραχώρησης, η τελική επένδυση να είναι από άοπλο σκυρόδεμα.

Πίνακας 8-1. Άοπλες σήραγγες

DB Mobility Networks Logistics

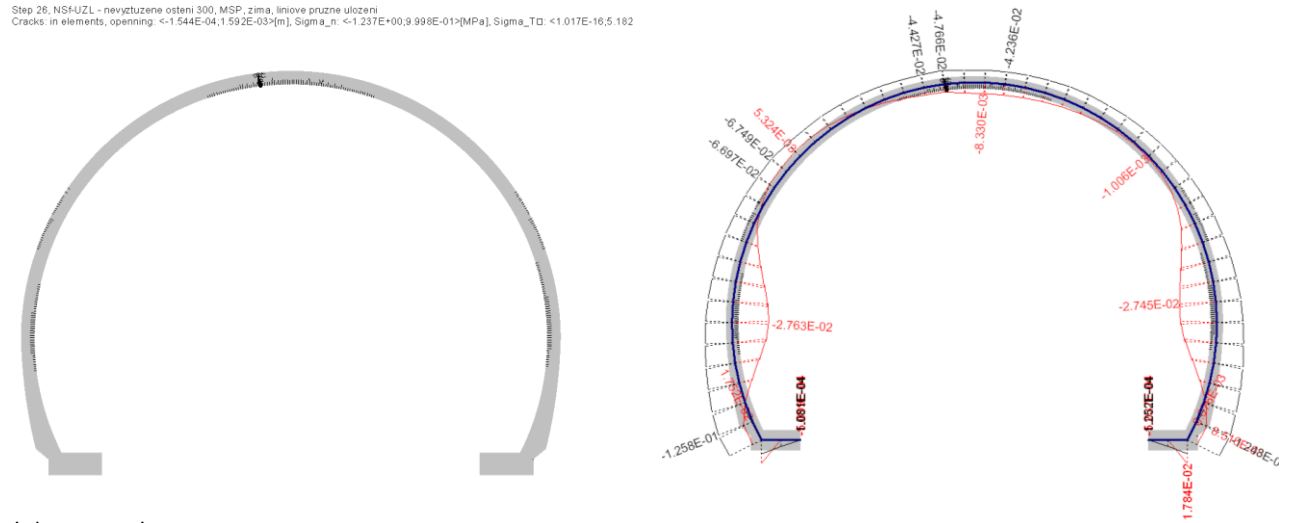
RECENT TUNNELS WITH UNREINFORCED CONCRETE TUNNEL FINAL LININGS

Tunnel	Country	Type of tunnel	Completion time	Length (km)	Tunnel section (m²)	Final lining thickness (cm)	Brief geology
Tradenberg	Switzerland	Motorway	2009	2	126	40	Mudstones, Sandstones, Clay marls
Grouft Tunnel	Luxembourg	Motorway	2010	3	96		Marls, Sandstones
Gotthard - Base Tunnel	Switzerland	Railway	On going	25	65	30 - 40	Gneiss
Loetschberg Tunnel	Switzerland	Railway	2008	35			
Schwarzer berg Tunnel	Germany	Motorway	2004	1	102	30 - 40	Gypsum
CTRL 104 North Downs Tunnel	U.K.	Railway	2002	3	103	35 - 40	Chalk

https://www.db-international.de

CPD CERTIFIED

Προκειμένου να ληφθεί απόφαση αν μία σήραγγα θα πρέπει να οπλισθεί ή να παραμείνει άοπλη, βαρύνουσα σημασία έχουν η ποιότητα της γεωμάζας, το εντατικό πεδίο, η σεισμικότητα της περιοχής, οι απαιτήσεις στεγανότητας σε συνδυασμό με τις ρωγματώσεις λόγω ξήρανσης και θερμοκρασιακών μεταβολών, οι απαιτήσεις ασφάλειας, κλπ. Η διαστασιολόγηση των σηράγγων αυτών (Σχήμα 8-4) δύναται να απαιτήσει μη γραμμική ανάλυση (Papanikolaou & Kappos, 2014).



(α) Ρωγματώσεις *(β) Εσωτερικές δυνάμεις*

Σχήμα 8-4. Άοπλη σήραγγα

8.1.1.3 Τοποθέτηση ελάχιστου οπλισμού

Ο Kuesel (1996) θεωρεί ότι δεν υπάρχει λογική αιτιολόγηση για την τοποθέτηση οπλισμού χάλυβα στην εξωτερική ίνα της εσωτερικής επένδυσης. Στην εσωτερική ίνα, ένας διαμήκης οπλισμός προσφέρει αντίσταση στη ρωγμάτωση λόγω συρρίκνωσης, και ένας επαρκής περιφερειακός οπλισμός στηρίζει το διαμήκη στη θέση του έναντι της πίεσης που ασκεί το αντλούμενο σκυρόδεμα γλιστρώντας προς τα κάτω στο μεταλλότυπο. Η τοποθέτηση οπλισμού δεν αναστέλλει βέβαια τη ρωγμάτωση, μειώνει όμως το άνοιγμα κάθε ρωγμής με

σύγχρονη μείωση της απόστασής τους. Ένας ελάχιστος οπλισμός, χωρίς να προσφέρει αντοχή, επιτυγχάνει επομένως αυτήν τη μείωση, (Maidl, 2004). Όμως, από την τοποθέτηση του οπλισμού αυτού προκύπτουν τα παρακάτω σημαντικά μειονεκτήματα (Maidl, 2004):

- Όταν τοποθετείται μεμβράνη στεγανοποίησης μεταξύ των δύο επενδύσεων, ο οπλισμός της εσωτερικής επένδυσης είναι ανεπιθύμητος, δεδομένου ότι είτε θα απαιτηθεί το τρύπημα της μεμβράνης για την τοποθέτηση στηριγμάτων στερέωσης του οπλισμού στη θέση του έναντι της πίεσης του αντλούμενου σκυροδέματος είτε θα είναι δύσκολη η σταθεροποίηση ενός ανεξάρτητου διδιάστατου πλέγματος οπλισμού. Είναι επίσης δύσκολο να αποκλειστεί το κατά λάθος τρύπημα ή ο τραυματισμός της μεμβράνης στεγάνωσης κατά τη διάρκεια της τοποθέτησης του χάλυβα οπλισμού, χωρίς μάλιστα να μπορεί να ελεγχθεί. Τούτο δύναται να έχει σαν αποτέλεσμα την εισροή νερού στη σήραγγα.
- Σε σήραγγες με στεγάνωση, στη διεπιφάνεια προσωρινής στήριξης εκτοξευόμενου σκυροδέματος και εσωτερικής επένδυσης, πρέπει να λαμβάνονται ειδικά μέτρα για την *εξασφάλιση της θέσης του οπλισμού*. Η στερέωση του οπλισμού στην εσωτερική επένδυση είναι πολύ δύσκολη, και γι' αυτό ο οπλισμός σήμερα κατασκευάζεται συνήθως ως αυτοφερόμενος. Τούτο έχει ως συνέπεια στις μεγαλύτερες διατομές σήραγγας να χρειάζονται σχετικά μεγάλες διατομές οπλισμού.
- Η αντιδιαβρωτική προστασία του οπλισμού απαιτεί πυκνή δομή σκυροδέματος, τη διατήρηση ελάχιστης επικάλυψης σκυροδέματος και τη γόμωση τυχόν ευρέων ρωγμών. Αυτά τα μέτρα αποτελούν επίσης συνήθη πρακτική, αλλά απαιτούν πρόσθετη προσοχή κατά την κατασκευή και την αποκατάσταση των βλαβών.
- Κατά τη διάνοιξη σε σκληρά πετρώματα αναμένεται σημαντική υπερεκσκαφή. Εκτός εάν αυτό αντισταθμίζεται γεωμετρικά με ακριβά μέτρα, ο εξωτερικός οπλισμός δεν θα είναι σε συμφωνία με τις παραδοχές της μελέτης.
- Η ύπαρξη του οπλισμού παρεμποδίζει την αποτελεσματικότητα της δόνησης στη συμπύκνωση του σκυροδέματος, και δύναται να συντελεί στην απόμιξη του σκυροδέματος σε αδρομερή και λεπτομερή.
- Σε περίπτωση πυρκαγιάς, δημιουργούνται αστοχίες λόγω της διαφορετικής συμπεριφοράς του χάλυβα και του σκυροδέματος.

Τα παραπάνω προβλήματα απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή κατά την κατασκευή, και ως εκ τούτου ανέβασμα του κόστους.

8.1.2 Εσωτερικές δυνάμεις και διαστασιολόγηση

Η μελέτη της μόνιμης (εσωτερικής) επένδυσης είναι σχετικά απλή (BTS-ICE, 2004), εφόσον θεωρηθεί ότι η αρχική (εξωτερική) υποστήριξη έχει προσωρινό χαρακτήρα. Η εσωτερική επένδυση, τότε, μελετάται ώστε να αναλαμβάνει όλα τα φορτία για την πλήρη διάρκεια ζωής της σήραγγας. Αντίθετα, η μελέτη καθίσταται πιο περίπλοκη, αν θεωρηθεί ότι μέρος του μακροχρόνιου φορτίου εξακολουθεί να αναλαμβάνεται από την αρχική επένδυση, οπότε οι δύο επενδύσεις λειτουργούν ως σύνθετος φορέας.
Αρχικά ο φορέας της μόνιμης επένδυσης αναλαμβάνει μόνο το ίδιο του βάρος, για αντοχή του σκυροδέματος αυτή του χρόνου του ξεκαλουπώματος. Στη συνέχεια, μετά την πλήρη ανάπτυξη της αντοχής του σκυροδέματος, σύμφωνα με τη συνήθη πρακτική, η αρχική στήριξη θεωρείται ως προσωρινή. Προκειμένου επομένως να υπολογιστούν τα τελικά εντατικά μεγέθη της μόνιμης επένδυσης, η ανάλυση συνεχίζεται από το σημείο εκείνο που σταμάτησε όταν υπολογίστηκαν τα εντατικά μεγέθη στην άμεση επένδυση και στην περιβάλλουσα τη σήραγγα βραχομάζα αμέσως μετά την ολοκλήρωση της διάνοιξης. Ο φορέας καλείται τότε να αναλάβει το φορτίο της αρχικής επένδυσης, όντας σε επαφή μαζί της και μηδενιζόμενης της φέρουσας ικανότητάς της προσωρινής επένδυσης. Ανάλογα με την περίπτωση, η μόνιμη επένδυση θα καλείται να αναλάβει επιπλέον φορτία: υδραυλικά, καταναγκασμού όπως θερμοκρασιακά-ξήρανσης-ερπυσμού του σκυροδέματος, διόγκωσης-σύνθλιψης της γεωμάζας, και τυχηματικά, όπως πρόσκρουσης οχημάτων, έκρηξης, πυρκαγιάς, καθώς και σεισμού. Αναλυτικές οδηγίες για τις φορτίσεις δίνονται από τους Σοφιανός & Καπένης (2003 α & β). Η μελέτη διαστασιολόγησης και ο οπλισμός, εφόσον απαιτείται, πραγματοποιείται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα, και ειδικότερα τους EC 1992 και EC 1997. Ο Πίνακας 8-2 δίνει τους μερικούς συντελεστές ασφαλείας για το σκυρόδεμα και τον χάλυβα.

Πίνακας 8-2. Μερικοί συντελεστές ασφαλείας

Οπλισμένο σκυρόδεμα		Οριακή κατάσταση αστοχίας	Οριακή κατάσταση λειτ/τας
Σκυρόδεμα γ_c	EC2	1.50	1.00
Χάλυβας γ_s		1.15	1.00
Άοπλο σκυρόδεμα		Βασικοί συνδυασμοί	Τυχηματικοί συνδυασμοί
Σκυρόδεμα γ_c	EC2	1.50	1.20
	AFTES	1.50	1.15

Οι συνήθεις φορτίσεις που λαμβάνονται υπόψη περιλαμβάνουν:

- Ίδιο βάρος Φορέα και Βραχομάζας (G)
- Μόνιμο φορτίο επίχωσης-πλήρωσης θεμελίων / ανάστροφου πυθμένα
- Ίδιο βάρος Ανεμιστήρων Αερισμού
- Υδροστατική Πίεση
- Κινητό φορτίο λειτουργίας πεζοδρομίων
- Φόρτιση πεζοδρομίων με μοναδιαίο φορτίο τροχού
- Πρόσκρουση Οχήματος
- Ομοιόμορφη αύξηση και μείωση θερμοκρασίας (+ΔT/ -ΔT)
- Θερμοκρασιακή διαφορά μέσα κι έξω ίνας (T+in/-out --T-in/+out)
- Συστολή ξήρανσης (Shr)
- Ενυδάτωση (Hyd)
- Φορτίο Έκρηξης (Blast)

Συνδυασμοί φορτίσεων με τους αντίστοιχους συντελεστές φαίνονται στον πίνακα του επόμενου σχήματος.

Πίνακας 8-3. Συνδυασμοί φορτίσεων

LOAD CASE	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ + ΦΟΡΤΙΑ ΒΡΑΧΟΜΑΖΑΣ G	ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ ΕΠΙΧΩΣΗΣ-ΠΛΗΡΩΣΗΣ ΘΕΜΕΛΙΩΝ Gfill.inv (LC50)	ΙΔΙΟ ΒΑΡΟΣ ΑΝΕΜΙΣΤΗΡΩΝ ΑΕΡΙΣΜΟΥ Gjf (LC 52)	ΥΔΡ/ΚΑ ΦΟΡΤΙΑ Η (LC53)	ΚΙΝΗΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ πεζοδρομίων Qpav (LC56)	ΦΟΡΤΙΟ ΤΡΟΧΟΥ (LC57-LC58) Qwh	ΟΜ/ΡΦΗ ΘΕΡΜ/ΚΗ ΔΙΑΦΟΡΑ (+ΔT) (LC70)	ΟΜ/ΡΦΗ ΘΕΡΜ/ΚΗ ΔΙΑΦΟΡΑ (-ΔT) (LC71)	ΘΕΡΜ/ΚΗ ΔΙΑΦΟΡΑ +ΜΕΣΑ/-ΕΞΩ (T+in/-out) (LC72)	ΘΕΡΜ/ΚΗ ΔΙΑΦΟΡΑ -ΜΕΣΑ/+ΕΞΩ (T-in/+out) (LC73)	ΣΥΣΤΟΛΗ ΞΗΡΑΝΣΗΣ Shr (LC74)	ΕΝΥΔΑΤΩΣΗ (LC75) Hyd	Π
ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΑΣΤΟΧΙΑΣ (ULS)													
Basic													
100	1,35										1,00		
101	1,35			1,35							1,00		
102	1,35	1,35	1,35								1,00		
103	1,35	1,35	1,35	1,35							1,00		
104	1,35	1,35	1,35		1,50						1,00		
105	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50						1,00		
106	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50		1,00				1,00		
107	1,35	1,35	1,35		1,50			1,00			1,00		
108	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50				1,00		1,00		
109	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50					1,00	1,00		
110	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50		1,00		1,00		1,00		
111	1,35	1,35	1,35		1,50			1,00	1,00		1,00		
112	1,35	1,35	1,35	1,35	1,50		1,00			1,00	1,00		
113	1,35	1,35	1,35		1,50			1,00		1,00	1,00		
114	1,35											1,00	

Τυπικές μηχανικές παράμετροι του οπλισμένου σκυροδέματος, είναι:

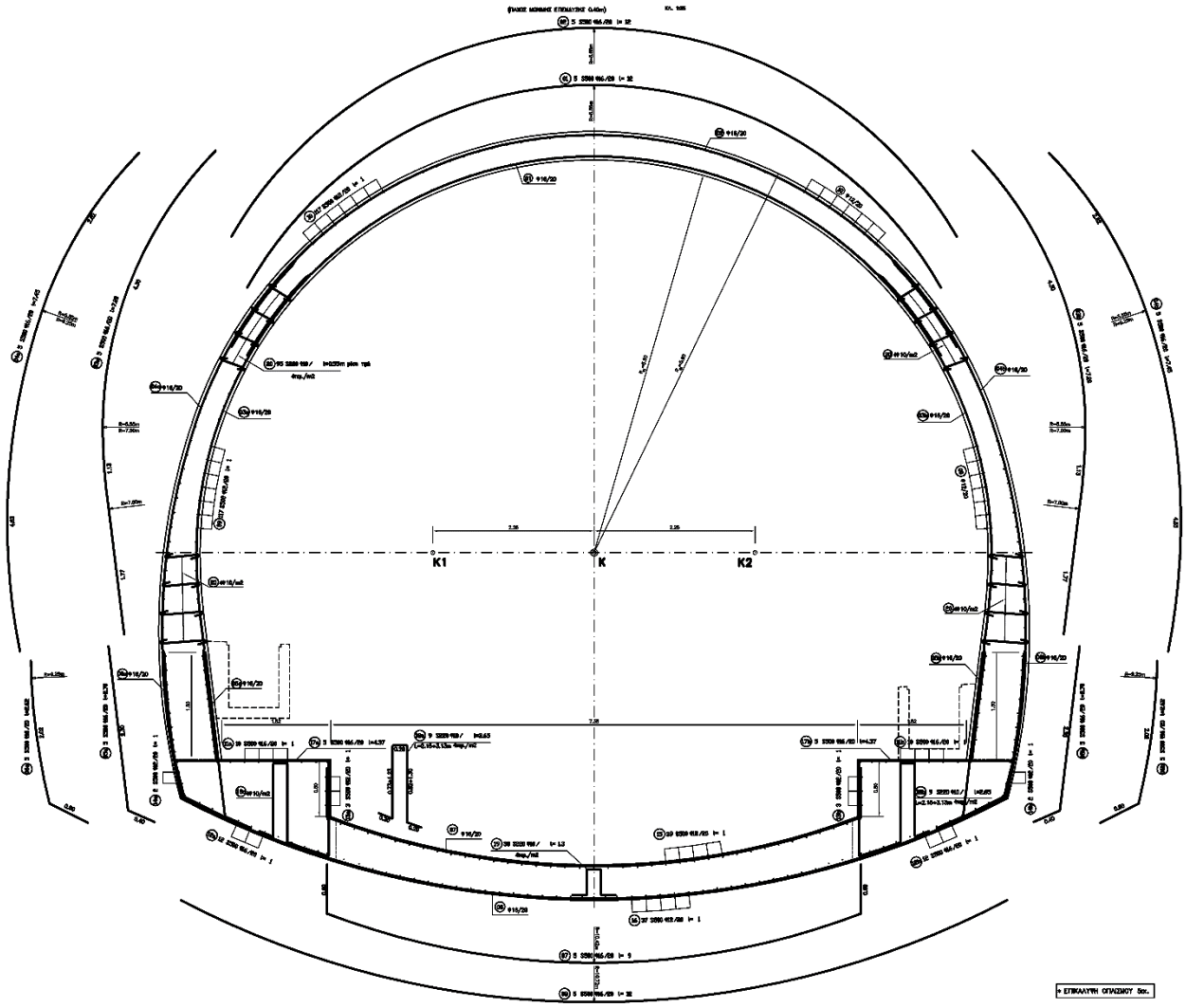
(α) Έγχυτο Σκυρόδεμα, ποιότητας C30/37

- Μέτρο Ελαστικότητας E = 31900 N/mm^2
- Χαρακτηριστική αντοχή θλίψης κυλίνδρου f_{ck} = 30 N/mm^2
- Λόγος Poisson ν=0.2
- Μοναδιαίο βάρος άοπλου σκυροδέματος 24kN/m^3
- Μοναδιαίο βάρος οπλισμένου σκυροδέματος 25kN/m^3

(β) Χάλυβας οπλισμού, ποιότητας B500C

- Μέτρο Ελαστικότητας E = 205000 N/mm^2
- Όριο διαρροής f_{yk} = 500 N/mm^2

Το Σχήμα 8-5 δίνει ένα τυπικό σχέδιο οπλισμού τελικής επένδυσης σήραγγας.



Σχήμα 8-5. Οπλισμός σήραγγας

8.2 Έγχυση του σκυροδέματος (σύμφωνα με ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-01-00:2009)

8.2.1 Μέθοδος εκτέλεσης της σκυροδέτησης

Στην "Έκθεση Μεθόδου Εκτέλεσης Σκυροδέτησης", περιγράφεται η μέθοδος εκτέλεσης όλων των εργασιών που σχετίζονται με την σκυροδέτηση της μόνιμης επένδυσης της σήραγγας. Η Έκθεση καλύπτει το σύνολο της κατασκευαστικής αλληλουχίας, δηλαδή: την προετοιμασία των επιφανειών διάστρωσης του σκυροδέματος, την τοποθέτηση των οπλισμών, την κατασκευή και ανέγερση των τύπων, τη διάστρωση του σκυροδέματος, τη διαμόρφωση των αρμών κατασκευής, συστολής ή διαστολής, τη συμπύκνωση του σκυροδέματος, την επεξεργασία και επισκευή της επιφάνειας του σκυροδέματος, τη συντήρησή του και το πρόγραμμα μετρήσεων για την διακρίβωση της γεωμετρικής ακρίβειας της κατασκευής. Στην Έκθεση περιγράφεται η μέθοδος εκτέλεσης της εργασίας, ο προς τούτο απαιτούμενος εξοπλισμός και το απαραίτητο προσωπικό καθώς και τα υλικά που ενσωματώνονται ή χρησιμοποιούνται. Κατά τη σύνταξη της "Έκθεσης Μεθοδολογίας Εκτέλεσης Σκυροδέτησης" λαμβάνονται υπόψη οι χρονικές και λοιπές συμβατικές δεσμεύσεις για την κατασκευή της σήραγγας.

8.2.2 Προετοιμασία για τη διάστρωση σκυροδέματος στο δάπεδο σήραγγας

Οι επιφάνειες της γεωμάζας που αποτελούν δάπεδα σήραγγας στις οποίες πρόκειται να διαστρωθεί σκυρόδεμα πρέπει να είναι καθαρές, απαλλαγμένες από λάδια, στάσιμο ή ρέον νερό, λάσπη και χαλαρά, ημι-αποκολλημένα

τεμάχια της. Οι ρωγμές ή σχισμές της βραχομάζας καθαρίζονται από τα πτωχά υλικά πλήρωσης, σε αποδεκτό βάθος, πριν τη διάστρωση σκυροδέματος. Αμέσως πριν τη διάστρωση του σκυροδέματος, όλες οι επιφάνειες καθαρίζονται επιμελώς με εκτόξευση νερού - αέρα υψηλής ταχύτητας, με σάρωμα, με υγρή αμμοβολή ή με άλλα ικανοποιητικά μέσα.

Όλες οι επιφάνειες διαβρέχονται πριν από την διάστρωση του σκυροδέματος. Όλες οι περίπου οριζόντιες επιφάνειες καλύπτονται αμέσως πριν από τη διάστρωση του σκυροδέματος με συνδετικό κονίαμα, πάχους 2 cm, αποτελούμενο από ένα μέρος τσιμέντου και δύο μέρη λεπτόκοκκου αδρανούς κατά βάρος, με λόγο νερού προς τσιμέντο παρόμοιο με αυτό που χρησιμοποιείται στο σκυρόδεμα που το περιβάλλει, αλλά που δεν υπερβαίνει το 0.5. Η στρώση αυτή προωθείται με βούρτσες επιμελώς, ώστε να εισχωρεί σε όλες τις ρωγμές της βραχομάζας, για την εξασφάλιση πλήρους επαφής μεταξύ βραχομάζας και σκυροδέματος. Συσσωρεύσεις λεπτόκοκκου σκυροδέματος δεν αφήνονται να κατακαθίσουν σε βαθουλώματα.

Δεν διαστρώνεται συνδετικό κονίαμα περισσότερο από εκείνο που δύναται να καλυφθεί με νωπό σκυρόδεμα από τη βάρδια διάστρωσης σκυροδέματος ή από την αμέσως επόμενη ή από εκείνο το κονίαμα που δύναται να καλυφθεί πριν να αρχίσει η πήξη του. Το συνδετικό κονίαμα, στο οποίο έχει αρχίσει η πήξη πριν από την διάστρωση σκυροδέματος, αφαιρείται. Όπου χρησιμοποιούνται ανοικτά στραγγιστήρια για τη συγκέντρωση και την απομάκρυνση του νερού διήθησης, αυτά γενικά καλύπτονται με σκυρόδεμα χαμηλής κάθισης, το οποίο αφήνεται για τελική πήξη πριν αρχίσει η σκυροδέτηση. Όλες οι εγκαταστάσεις κατακόρυφων σωλήνων, διακλαδώσεων σωλήνων, στραγγιστηρίων και άλλων εγκαταστάσεων αναγκαίων για την επίτευξη θεμελίωσης απαλλαγμένης ρέοντος ή στάσιμου νερού, εγκαθίστανται και στερεώνονται καλά επί τόπου, ώστε να προλαμβάνεται η μετακίνησή τους ή η χαλάρωση τους κατά τη διάστρωση του σκυροδέματος.

Στην περίπτωση διάστρωσης σκυροδέματος πάνω σε γαιώδη εδάφη ή σε προηγηθείσα επίχωση, όλες οι επιφάνειες του εδάφους πάνω στις οποίες θα γίνει διάστρωση πρέπει να είναι καθαρές, υγρές, απαλλαγμένες από στάσιμο ή ρέον νερό, παγετό ή πάγο ή λάσπη και να είναι προετοιμασμένες, ώστε να είναι αποδεκτές. Η επιφάνεια διάστρωσης, εφόσον είναι απορροφητική, πρέπει να υγραίνεται επιμελώς.

8.2.3 Τοποθέτηση οπλισμών σκυροδέματος μόνιμης επένδυσης

Η εκτέλεση της εργασίας αυτής πραγματοποιείται σύμφωνα με τις προβλέψεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-02-01-00. Οι ράβδοι οπλισμού δύνανται να κάμπτονται στο εργοστάσιο ή επί τόπου. Η κάμψη του οπλισμού με θέρμανση δεν επιτρέπεται.

Πριν την τοποθέτηση του οπλισμού, οι επιφάνειες των ράβδων, όπως και οι επιφάνειες των οποιωνδήποτε μεταλλικών υποστηριγμάτων καθαρίζονται επιμελώς από την παχιά λεπιοειδή σκουριά, από χαλαρές σκουριές, ακαθαρσίες, λιπαρές ουσίες και άλλες ξένες ουσίες. Μετά την τοποθέτησή τους, οι ράβδοι οπλισμού διατηρούνται καθαρές μέχρι της πλήρους ενσωμάτωσής τους στο σκυρόδεμα. Οι ράβδοι οπλισμού τοποθετούνται σύμφωνα με τα σχέδια, και οι μετρήσεις κατά την τοποθέτηση των ράβδων οπλισμού γενικά γίνονται στον άξονα των ράβδων. Η καθαρή απόσταση μεταξύ των παραλλήλων ράβδων γενικά δεν πρέπει είναι μικρότερη από μιάμιση φορά τη διάμετρο της ράβδου και πάντως όχι μικρότερη των 25 mm.

Η τοποθέτηση του οπλισμού πραγματοποιείται συνήθως από κινούμενο σε ράγες ικρίωμα (Σχήμα 8-6). Οι ράβδοι οπλισμού συγκρατούνται στην θέση τους, ώστε να μην μετατοπίζονται κατά τη διάρκεια της διάστρωσης και της συμπύκνωσης του σκυροδέματος. Ειδική μέριμνα λαμβάνεται για την αποφυγή διατάραξης του ήδη ενσωματωμένου οπλισμού στο σκυρόδεμα. Σύρμα, έδρες, μεταλλικά άγκιστρα, μεταλλικά διαστήματα, ράβδοι οπλισμού αγκυρωμένες ή όχι στο έδαφος ή άλλα αποδεκτά στηρίγματα από μέταλλο ή από σκυρόδεμα, δύνανται γενικά να χρησιμοποιούνται για την υποστήριξη ράβδων οπλισμού. Τέτοια στηρίγματα πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή, ώστε να διατηρούν τον οπλισμό στην θέση του καθ' όλη την διάρκεια των εργασιών σκυροδέτησης.

Τα υποστηρίγματα χρησιμοποιούνται με τέτοιο τρόπο ώστε να μη συμβάλλουν στον αποχρωματισμό ή στην διάβρωση του σκυροδέματος. Επίσης τοποθετούνται έτσι ώστε να μην εξέχουν της τελικής επιφάνειας του σκυροδέματος. Για να αποφεύγονται λεκέδες πάνω σε εκτεθειμένες επιφάνειες, τα υποστηρίγματα του οπλισμού κατασκευάζονται από σκυρόδεμα ή μέταλλο που δεν λεκιάζει. Για την επικάλυψη του οπλισμού ισχύουν οι σχετικές διατάξεις του Κανονισμού Οπλισμένου Σκυροδέματος.

Σύνδεση ράβδων με επικάλυψη δύναται να εφαρμόζεται, εφ' όσον τα αλληλοεπικαλυπτόμενα τμήματα των ράβδων τοποθετούνται σε επαφή και συνδέονται γερά με σύρμα. Εναλλακτικά, οι ράβδοι δύνανται να ευρίσκονται σε απόσταση, ώστε να είναι δυνατή η ενσωμάτωση ολόκληρης της επιφάνειας κάθε ράβδου μέσα στο σκυρόδεμα.

Γενικά, οι επιμηκύνσεις των ράβδων με επικάλυψη (μάτιση) μπορούν να γίνονται μέχρι το 1/3 των ράβδων και σε διαφορετική κάθε φορά θέση. Η σύνδεση των ράβδων με κοχλίωση επιτρέπεται μετά από ειδική Μελέτη. Η συγκόλληση των ράβδων αντί της σύνδεσης με αλληλοεπικάλυψη, πραγματοποιείται σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-02-01-00. Για τη συγκόλληση του οπλισμού χρησιμοποιούνται ηλεκτρόδια τύπου χαμηλής περιεκτικότητας υδρογόνου (ΕΛΟΤ) ΕΝ 14295. Όλες οι συγκολλήσεις πρέπει να αξιοποιούν ολόκληρη την αντοχή της μικρότερης ράβδου (θα ενισχύουν την αντοχή της). Στις συγκολλήσεις οι ράβδοι πρέπει να έχουν αρκετή αλληλοεπικάλυψη για να μεταβιβάζουν την ένταση στις ράβδους μέσω της σύνδεσης. Προσκείμενα φύλλα πλέγματος οπλισμού συνδέονται με επικάλυψη όχι μικρότερη των 15 cm, με τα άκρα επικάλυψης στερεά συνδεμένα μεταξύ τους με σύρμα ή συγκρατούμενα μαζί με πρότυπους συνδετήρες.



Σχήμα 8-6. Τοποθέτηση οπλισμού με τη βοήθεια ειδικού ικριώματος.

Εκτεθειμένος οπλισμός, προοριζόμενος για μελλοντική ενσωμάτωση στο σκυρόδεμα, γενικά πρέπει να προστατεύεται έναντι οξείδωσης με παχύ περιτύλιγμα καναβάτσας, διαποτισμένης με ασφαλτικό υλικό ή με κατάλληλη αντιδιαβρωτική βαφή. Ο προφυλασσόμενος με τον τρόπο αυτό οπλισμός καθαρίζεται επιμελώς πριν ενσωματωθεί στο σκυρόδεμα.

8.2.4 Διάστρωση σκυροδέματος σε θεμέλια

Ως στρώση στο σκυρόδεμα ορίζεται το πάχος του που διαστρώνεται μεταξύ δύο διαδοχικών και γειτονικών οριζοντίων αρμών κατασκευής. Το μέγιστο επιτρεπόμενο πάχος μίας στρώσης είναι γενικά 2 m για ογκώδη σκυροδέματα. Ο ελάχιστος χρόνος που μεσολαβεί μεταξύ των σκυροδετήσεων διαδοχικών στρώσεων είναι 24 ώρες για ογκώδη σκυροδέματα. Η διάστρωση του σκυροδέματος μιας στρώσης πραγματοποιείται με τέτοιο ρυθμό, ώστε να μην έχει αρχίσει η πήξη του σκυροδέματος στην προηγούμενη επιφάνεια διάστρωσης προτού διαστρωθεί το επόμενο σκυρόδεμα.

Το πάχος της στρώσης είναι το ελάχιστο απαιτούμενο για τη συμπύκνωση του σκυροδέματος στην τελευταία αυτή στρώση, και ταυτόχρονα η επιφάνεια της στρώσης αυτής παραμένει τραχεία για τη σύνδεσή

της με την επόμενη στρώση. Όλες οι τελικές επιφάνειες που δεν καλουπώνονται και οι οποίες δεν πρόκειται να καλυφθούν με άλλο σκυρόδεμα ή επίχωση, γενικά υπερυψώνονται ελαφρά πάνω από την τελική στάθμη και στη συνέχεια αφαιρείται με πήχη το πλεονάζον σκυρόδεμα.

Ως χρόνος μεταξύ παρακειμένων σε επαφή διαστρώσεων καθορίζεται ο χρόνος που μεσολαβεί από το πέρας μιας διάστρωσης μέχρι την αρχή της επόμενης. Ο Πίνακας 8-4 δίνει τον ελάχιστο χρόνο που πρέπει γενικά να μεσολαβεί μεταξύ παρακείμενων διαστρώσεων για τις κατασκευές.

Πίνακας 8-4. Ελάχιστος χρόνος μεταξύ παρακείμενων διαστρώσεων

Έργο	Ώρες
Επένδυση Σηράγγων (θεμέλια, ανάστροφο τόξο κλπ.)	8
Άλλες θέσεις (τεχνικά στομίων με εκσκαφή και επανεπίχωση, κλπ.)	24

Σε περίπτωση που μετά την σκυροδέτηση προβλέπεται να ασκηθούν φορτία (πχ. επανεπίχωση ή κυκλοφορία επάνω σε ανάστροφο τόξο), τότε συνυπολογίζεται και το κριτήριο της ανάλογα απαιτούμενης αντοχής και οι εργασίες συνεχίζονται αφού παρέλθει ελάχιστο χρονικό διάστημα 24 ωρών.

8.2.5 Αρμοί

Ανάλογα με το σκοπό κάθε αρμού, διακρίνονται αυτοί σε κατηγορίες (Πίνακας 8-5). Αρμοί διακοπής εργασιών (κατασκευαστικοί αρμοί) πρέπει κατά κανόνα να αναλαμβάνουν όλες τις εσωτερικές δυνάμεις. Καλόν είναι οι αρμοί αυτοί να τοποθετούνται σε θέσεις μηδενισμού των ροπών. Άλλοι τύποι αρμών έχουν σκοπό τη δυνατότητα μετακίνησης της θέσης λόγω συστολής διαστολής, τον εξαναγκασμό θραύσης σε συγκεκριμένη θέση, κλπ. Οι κατασκευαστικοί αρμοί γενικά είναι περίπου οριζόντιοι. Η διαμόρφωσή τους επιτυγχάνεται με την χρήση τύπων όπου απαιτείται ή με άλλα μέσα, που εξασφαλίζουν κατάλληλη σύνδεση με την αμέσως επόμενη διάστρωση, με την προϋπόθεση ότι δεν απαιτούνται γενικά κλείδες. Όλοι οι αρμοί κατασκευής που καταλήγουν σε ορατές επιφάνειες σκυροδέματος κατασκευάζονται ευθύγραμμοι, οριζόντιοι ή κατακόρυφοι. Όλοι οι προκύπτοντες από την χρησιμοποίηση ή μη τύπων αρμοί στην επιφάνεια της από σκυρόδεμα επένδυσης της σήραγγας υφίστανται διαχείριση κατασκευαστικών αρμών. Οι επιμήκεις αρμοί στο άνω μέρος του δια σκυροδέματος επενδυμένου δαπέδου της σήραγγας υφίστανται επίσης διαχείριση κατασκευαστικών αρμών.

Πίνακας 8-5. Πιθανή κίνηση διαφόρων τύπων αρμού

Μετακίνηση							
Σχεδόν μηδενική			Μικρή				Μεγάλη
Αρμός							
Ισχυρός							Ασθενής
Εργασίας και σκυροδέτησης	Θλίψης	Εγκοπής	Σκληρός & ψαθυρός	Κίνησης			
				1ος τύπος διαστολής	2ος τύπος διαστολής	3ος τύπος κίνησης	4ος τύπος καθίζησης, διαχωρισμού
Αποτέλεσμα της διακοπής σκυροδέτησης. Οι αποστάσεις τους πρέπει να καθορίζονται πριν από τη σκυροδέτηση. Να εξασφαλίζεται η συγκόλληση με το νέο σκυρόδεμα	Όπως ο προηγούμενος, αλλά χωρίς συγκόλληση του νέου σκυροδέματος. Αυτό εξασφαλίζεται από επίχρισμα ασφάλτου, πίσσας ή συνθετικού	Εκ προθέσεως αποδυνάμωση της διατομής με εγκοπή, για τον έλεγχο της θέσης της ρωγμής (από πρόθεση σχηματισμός ρωγμής)	Χωρικοί αρμοί με σκληρή πλήρωση (Τσιμέντο ή συνθετικό κονίαμα). Χρησιμοποιείται κυρίως σε μικρού μεγέθους στοιχεία κατασκευής	Εφάπαξ μεταβολή μήκους εξαιτίας συρρίκνωσης, ερπυσμού	Επαναλαμβανόμενη, εναλλασσόμενη μεταβολή μήκους εξαιτίας θερμοκρασίας	Πρόσθετη πρόβλεψη συνήθως μικρού οπλισμού σε όλες τις κατευθύνσεις (ταλάντωση, περιστροφή κλπ.)	Πρόβλεψη κατακόρυφου οπλισμού. Συχνά βαρύς οπλισμός, έπειτα διαχωριστικός αρμός

Κανένα ενσωματωμένο στο σκυρόδεμα μεταλλικό τεμάχιο γενικά δεν πρέπει να συνεχίζεται μέσω αρμού συστολής ή διαστολής. Οι αρμοί συστολής ή διαστολής πρέπει να έχουν ομαλή και επίπεδη ή με εγκοπές επιφάνεια, για να εξασφαλίζουν την επαφή των κατασκευών. Οι απέναντι παρειές που σχηματίζουν τον αρμό πρέπει να είναι τελείως αποχωρισμένες. Η διάστρωση της δεύτερης παρειάς αρχίζει μόνον όταν η πρώτη παρειά έχει σκληρυνθεί πλήρως. Όταν κρίνεται ότι απαιτείται, τοποθετείται σε επαφή με την πρώτη στρώση εγκεκριμένο υλικό πλήρωσης του αρμού, πριν αρχίσει η δεύτερη διάστρωση. Οι προκύπτουσες από την χρησιμοποίηση τύπων επιφάνειες αρμών διαστολής ή συστολής καθαρίζονται επιμελώς από προσφύσεις σκυροδέματος ή από άλλα ξένα υλικά, με απόξεση, λάξευση ή άλλα αποτελεσματικά μέσα. Οι επιφάνειες υποβάλλονται στην επεξεργασία που ορίζεται παρακάτω. Η διατάραξη του επιφανειακού σκυροδέματος στους κατασκευαστικούς αρμούς αλλά και στους αρμούς συστολής – διαστολής, αποφεύγεται κατά τα πρώτα στάδια της σκλήρυνσης. Η ενδεχόμενα απαραίτητη κυκλοφορία πάνω σε νέο σκυρόδεμα διεξάγεται πάνω σε διαβάσεις, κατασκευασμένες με τρόπο τέτοιο ώστε να μην προκαλούνται ζημιές στο σκυρόδεμα.

Οι κατασκευαστικοί αρμοί πριν καλυφθούν με νωπό σκυρόδεμα πρέπει να είναι καθαροί και υγροί, χωρίς όμως παρουσία ελεύθερου νερού. Ο καθαρισμός συνίσταται στην απομάκρυνση εκρεύσαντος σκυροδέματος, χαλαρού ή ελαττωματικού σκυροδέματος, επικαλύψεων, άμμου, σφραγιστικού υλικού στεγάνωσης και άλλων ξένων υλικών. Οι οριζόντιοι κατασκευαστικοί αρμοί στις στρώσεις με ανοικτές και προσπελάσιμες επιφάνειες προετοιμάζονται για να δεχθούν την επόμενη στρώση με υγρή αμμοβολή ή κοπή με εκτόξευση αέρα - νερού, όπως προδιαγράφεται παρακάτω. Αν στην επιφάνεια μιας στρώσης ο οπλισμός είναι πολύ πυκνός και η επιφάνεια δεν είναι προσπελάσιμη, ή αν για οποιαδήποτε άλλη αιτία δεν πρέπει να διαταραχθεί η επιφάνεια μιας στρώσης πριν από την τελική πήξη, τότε δεν επιτρέπεται η κοπή της επιφάνειας με χρήση εκτοξευμένου αέρα - νερού, απαιτείται δε η χρήση υγρής αμμοβολής ή η τύπανση με ελαφρά θυσανωτή σφύρα. Δεν χρησιμοποιούνται υλικά επιβράδυνσης της πήξης επιφανειών.

Η κοπή του κατασκευαστικού αρμού με αέρα - νερό διενεργείται μετά την αρχική πήξη, αλλά πριν από την ολική πήξη του σκυροδέματος. Η επιφάνεια κόπτεται με εκτόξευση αέρα – νερού υψηλής πίεσης, μεγαλύτερης από 40 MPa, για την αποκάλυψη καθαρών, υγιών κόκκων των αδρανών. Μετά την κοπή η επιφάνεια πλένεται, μέχρι να εξαλειφθεί οποιοδήποτε ίχνος θολότητας στο νερό της πλύσης. Στην περίπτωση της επεξεργασίας των κατασκευαστικών αρμών με υγρή αμμοβολή, η εργασία διενεργείται αμέσως πριν από την τοποθέτηση της επόμενης στρώσης σκυροδέματος. Ο εξοπλισμός της υγρής αμμοβολής λειτουργεί με πίεση επτακοσίων 700 kPa περίπου. Η άμμος πριν την εισαγωγή στον εξοπλισμό πρέπει να είναι πυκνή, σκληρή, όχι εύθραυστη και αρκετά ξηρή. Η εργασία συνεχίζεται μέχρις ότου απομακρυνθεί όλο το μη ικανοποιητικό και εκρεύσαν σκυρόδεμα, καθώς και επιστρώσεις, κηλίδες, θρύμματα και άλλα ξένα υλικά. Μετά την επεξεργασία, η επιφάνεια του σκυροδέματος πλένεται επιμελώς για την απομάκρυνση κάθε χαλαρού υλικού. Η ίδια επεξεργασία που περιγράφεται παραπάνω, εκτελείται όταν οι κατασκευαστικοί αρμοί έχουν καλυφθεί με στάσιμο νερό για χρονική περίοδο μεγαλύτερη των 10 ημερών ή έχουν καλυφθεί με ξένα υλικά που είναι δύσκολο να απομακρυνθούν με κανονικές εργασίες καθαρισμού. Αν οι κατασκευαστικοί αρμοί δεν καλυφθούν με σκυρόδεμα μέσα σε 20 ημέρες από τον σχηματισμό τους, τα μέτρα τα οποία λαμβάνονται πριν ξεκινήσουν οι εργασίες της επόμενης σκυροδέτησης είναι:

- Απομάκρυνση κάθε τμήματος αποδιοργανωμένου σκυροδέματος.
- Τεχνητό αγρίεμα της επιφάνειας του σκυροδέματος με χρήση μικρών αεροσφυρών ή με άλλα μηχανικά μέσα σε βάθος περίπου 6 mm, έτσι ώστε να αποκαλύπτονται τα αδρανή.
- Καλός καθαρισμός της επιφάνειας του σκυροδέματος και απομάκρυνση κάθε ξένου στοιχείου με πιεσμένο αέρα ή εκτόξευση νερού.
- Διαβροχή του παλαιού σκυροδέματος για αρκετό χρόνο πριν τη σκυροδέτηση του νέου.

Εναλλακτικά συστήνεται η χρήση εποξειδικής κόλλας, η οποία εφαρμόζεται σύμφωνα με τις προδιαγραφές του υλικού στην επιφάνεια του παλαιού σκυροδέματος λίγο πριν τη σκυροδέτηση. Σ΄ αυτήν την περίπτωση η επιφάνεια του σκυροδέματος πρέπει να είναι απόλυτα στεγνή πριν την εφαρμογή της κόλλας και η σκυροδέτηση στην περιοχή επαφής πρέπει να αποπερατωθεί πριν τη λήξη του χρόνου εργασιμότητας της κόλλας. Γενικά η χρήση τύπων για το σχηματισμό κατασκευαστικών αρμών δεν επιτρέπεται. Όταν είναι απαραίτητο, οι κατασκευαστικοί αρμοί έχουν επιφάνεια με εγκοπές.

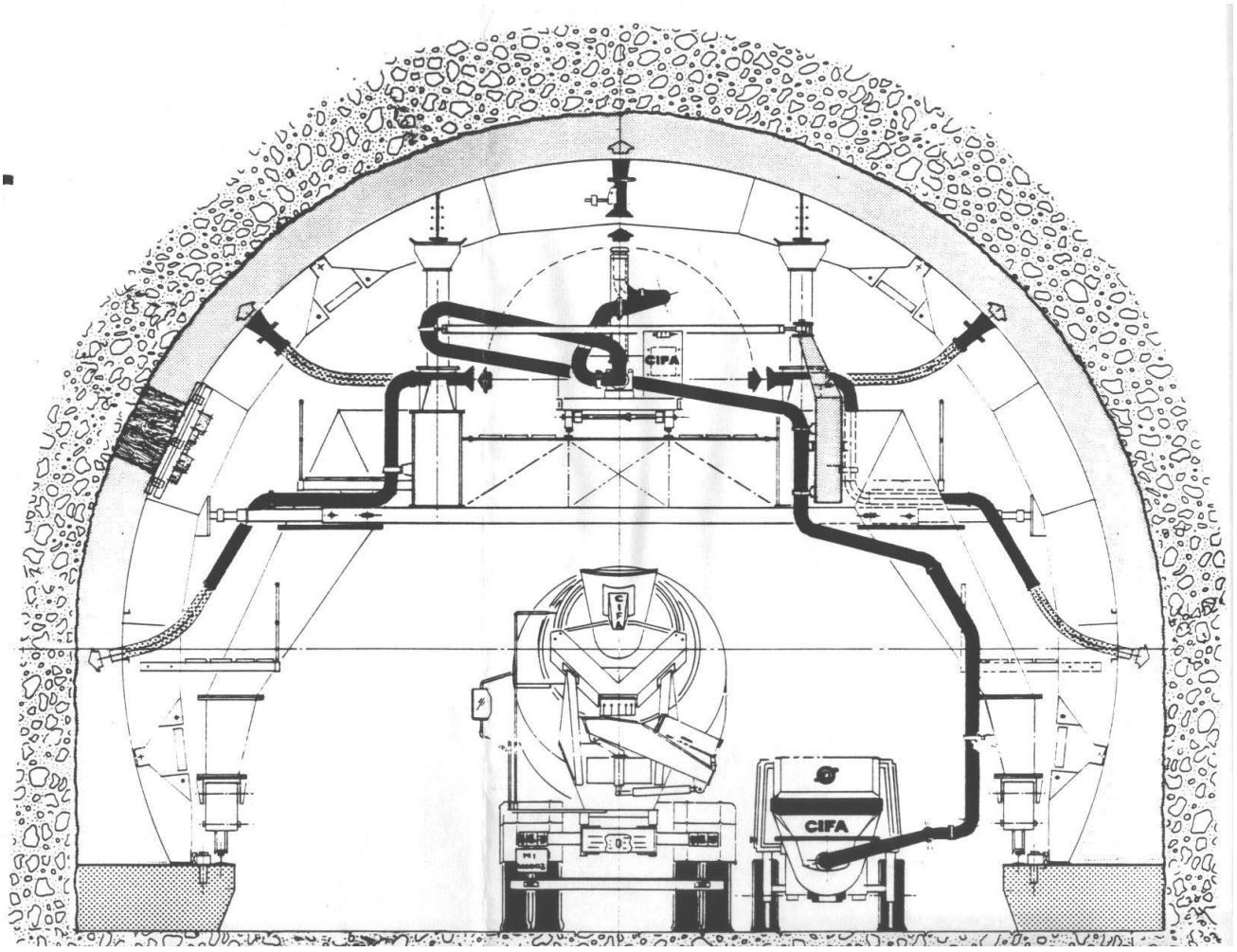
8.2.6 Μεταλλότυποι σηράγγων

Η κατασκευή της μόνιμης επένδυσης τυποποιείται στο μέγιστο δυνατό βαθμό για λόγους οικονομίας χρόνου, χρήματος και διασφάλισης ποιότητας. Η πλέον επιτυχής μέθοδος για την ικανοποίηση των επιδιώξεων αυτών στις επί τόπου σκυροδετούμενες επενδύσεις είναι η χρήση μηχανικά ή/και υδραυλικά πτυσσόμενου μεταλλότυπου που φέρει χαλύβδινη επένδυση.

8.2.6.1 Αυτοκινούμενος μεταλλότυπος

Ο μεταλλότυπος πρέπει να είναι ισχυρός και ανάλογης μορφής και κατασκευής, ώστε να αντέχει στις πιέσεις που ασκούνται κατά την έγχυση και δόνηση του σκυροδέματος, να συγκρατείται χωρίς μετακινήσεις στην σωστή του θέση και να αποδίδει επακριβώς το περιτύπωμα της σήραγγας. Επίσης ο μεταλλότυπος δεν πρέπει να επιτρέπει τη διαρροή κονιάματος. Οι τύποι που χρησιμοποιούνται είναι κατασκευής αναγνωρισμένων εργοστασίων, υδραυλικού ή μη συστήματος, εξασφαλίζουν ταχεία και ευχερή τοποθέτηση στις ακριβείς θέσεις και ευχερή αφαίρεση και μετατόπιση άνευ κρούσεων και καταπονήσεων του σκυροδέματος. Οι τύποι επιτρέπουν την κάτωθεν τούτων δίοδο εργοταξιακών ή άλλων οχημάτων, συρμών, κλπ., όπως επίσης, αν χρειάζεται, και την δίοδο άλλης μεταφερόμενης μονάδας τύπου. Ο μεταλλότυπος διαθέτει ειδικό φορείο μεταφοράς του επί τροχών και κινείται επί σιδηροτροχιών που έχουν τοποθετηθεί κατάλληλα στο δάπεδο ή στα πέδιλα των σηράγγων. Ο μεταλλότυπος δύναται να αποτελείται από τμήματα ή στοιχεία τα οποία θα συνθέτουν τον τύπο αυτό.

Το υγρό σκυρόδεμα παραδίδεται στο εργοτάξιο, τροφοδοτείται στη χοάνη μιας αντλίας σκυροδέματος και αντλείται στη μονάδα του μεταλλότυπου μέσω ενός σωλήνα διανομής σκυροδέματος (Σχήμα 8-7). Ο σωλήνας διανομής σκυροδέματος επιτρέπει την ομοιόμορφη κατανομή του υγρού σκυροδέματος στη μονάδα του μεταλλότυπου. Για μεγαλύτερες διατομές, το σκυρόδεμα αντλείται συχνά πίσω από τον μεταλλότυπο από παράθυρα και συμπυκνώνεται με εσωτερικούς δονητές, αν το πάχος τοίχου είναι επαρκές. Πρέπει να παρέχεται επαρκής αριθμός ανοιγμάτων, ώστε να ελέγχεται η σκυροδέτηση. Τα ανοίγματα αυτά επιτρέπουν τη σκυροδέτηση, την προσπέλαση για τη δόνηση και την επιθεώρηση του διαστρωνόμενου σκυροδέματος πίσω από το μεταλλότυπο. Ο σωλήνας προσκόμισης του σκυροδέματος πρέπει να μπορεί να εισέρχεται στο άνοιγμα χωρίς πρόβλημα, και επίσης να εξασφαλίζεται η επιθεώρηση του διαστρωνόμενου σκυροδέματος από το επόμενο άνοιγμα καθώς και η ελεύθερη πτώση του σκυροδέματος από ύψος που δεν θα υπερβαίνει το 1 m. Τα υπόψη ανοίγματα έχουν κατάλληλες διαστάσεις (π.χ. 0.45 m x 0.90 m με τη μεγάλη διάσταση παράλληλη προς τον άξονα της σήραγγας) και οι θύρες τους ανοίγονται από εξέδρες, για άνετη και ασφαλή προσπέλαση και επιθεώρηση. Ο οριζόντιος άξονας των ανοιγμάτων της κάτω σειράς ευρίσκεται περίπου 1.80m πάνω από το διαμήκη αρμό κατασκευής του πυθμένα της επένδυσης. Τα κέντρα των ανοιγμάτων κάθε επόμενης σειράς απέχουν 1.80 m περίπου από τον οριζόντιο άξονα της αμέσως υποκείμενης σειράς. Τα ανοίγματα διατάσσονται πεσσοειδώς, απέχουν μεταξύ τους 2.50 m περίπου, από κατακόρυφο άξονα σε άξονα και προβλέπονται 2 σειρές ανοιγμάτων κοντά στην κορυφή του μεταλλότυπου.



Σχήμα 8-7. Σύστημα διανομής σκυροδέματος

Η θερμοκρασία του σκυροδέματος κατά την έγχυση (BTS-ICE, 2000) πρέπει να είναι μεταξύ 25 και 5ºC. Το νωπό σκυρόδεμα έρχεται στη θέση τοποθέτησής του με βαρέλα (Σχήμα 8-7) συνήθως, η οποία τροφοδοτεί αντλία, που στη συνέχεια μέσω δακτυλίου διανομής το αντλεί στο μεταλλότυπο. Ο δακτύλιος διανομής έχει σκοπό την ισόρροπη διανομή του νωπού σκυροδέματος στο μεταλλότυπο. Η συμπύκνωση του σκυροδέματος επιτυγχάνεται με τη χρήση δονητών που είναι εγκατεστημένοι στο μεταλλότυπο.

Στην "Έκθεση Μεθοδολογίας Εκτέλεσης Σκυροδέτησης" περιλαμβάνονται πλήρη τεχνικά στοιχεία (λεπτομερή κατασκευαστικά σχέδια, μελέτη αντοχής του, στήριξής του κλπ.). Η επιλογή της σκυροδέτησης της διατομής σε μία φάση (συνολική διατομή) ή σε δύο (πρώτα σκυροδέτηση πυθμένα και σε επόμενη φάση σκυροδέτηση παρειών και θόλου), καθορίζεται στη μεθοδολογία σκυροδέτησης με βάση τις απαιτήσεις επιτελεστικότητας και τη στατική μελέτη της μόνιμης επένδυσης. Στη μελέτη και κατασκευή του μεταλλότυπου λαμβάνεται υπόψη ότι ο άξονας της χάραξης στις σήραγγες έχει και καμπύλα τμήματα, ώστε να προβλέπονται οι απαιτούμενες προσθήκες και προσαρμογές (πχ. προσθήκη στο μεταλλότυπο μεταλλικών σφηνών) για την διαμόρφωση των καμπυλών. Επίσης λαμβάνεται υπόψη η ύπαρξη φωλεών Η/Μ εγκαταστάσεων, φρεατίων καθαρισμού, διευρύνσεων (π.χ. σε θέσεις πλατυσμάτων στάθμευσης, φωλεών προσωπικού σε Σιδηροδρομικές Σήραγγες, θέσεων "ωστικών ανεμιστήρων- Jet Fans" και των τμημάτων προσαρμογής αυτών κλπ.) και άλλων, ώστε να προβλέπεται η δυνατότητα ανάλογων προσθηκών και προσαρμογών στο μεταλλότυπο ή συνδυασμός αυτού με άλλους τύπους.

Πριν από την χρησιμοποίηση του μεταλλότυπου για την διάστρωση του σκυροδέματος η επιφάνειά του καθαρίζεται επιμελώς, ώστε να είναι απαλλαγμένη από επιστρώσεις κονιάματος ή άλλα ξένα υλικά. Επίσης πριν από την διάστρωση του σκυροδέματος, η επιφάνεια του μεταλλότυπου επαλείφεται με ειδικό λάδι που συνίσταται από ραφιναρισμένο ορυκτέλαιο ειδικής σύνθεσης με ένα ή περισσότερα συστατικά που είναι κατάλληλα για τον επιδιωκόμενο σκοπό. Για την διευκόλυνση επίτευξης ικανοποιητικής προόδου, αλλά και για να καθίσταται δυνατή η ταχεία επισκευή των τυχόν ατελειών της επιφανείας του σκυροδέματος, ο

μεταλλότυπος αφαιρείται αμέσως μόλις το σκυρόδεμα αναπτύξει επαρκή αντοχή, ώστε να αποφεύγονται ραγίσματα, θρυμματισμοί, φουσκώματά του, κλπ.. Η αφαίρεση του μεταλλότυπου συνήθως γίνεται μετά την παρέλευση 10 – 12 ωρών (ανάλογα με την θερμοκρασία περιβάλλοντος) και πάντως σε διάστημα όχι μικρότερο από 8 ώρες, εκτός εάν εφαρμόζονται ειδικές εγκαταστάσεις και τρόποι ωρίμανσης (π.χ. ατμός κ.λπ.). Η ανάπτυξη της ελάχιστης απαιτούμενης αντοχής, προβλέπεται στη Μελέτη, για την αφαίρεση του μεταλλότυπου και ελέγχεται με θραύση τριών (3) τουλάχιστον δοκιμίων για κάθε φάτνωμα. Σε περίπτωση χαμηλών θερμοκρασιών, η αφαίρεση του μεταλλότυπου βραδύνει, προκειμένου να αποκτήσει το σκυρόδεμα την απαιτούμενη αντοχή.

Πίνακας 8-6. Χρόνοι ξεκαλουπώματος

Τύπος τσιμέντου	W/C/	Απαιτούμενος χρόνος σκλήρυνσης, σε μέρες, για θερμοκρασία σκυροδέματος:		
		5 °C	12 °C	20 °C
CEM II 32.5 R	0.4	1	¾	½
CEM II 42.5 N	0.6	2	1 ½	1
	0.8	4	3	2
CEM I 42.5 R	0.4	½	¼	¼
	0.6	¾	½	½
	0.8	1	¾	¾

Παράδειγμα

Τι τύπο τσιμέντου και τι λόγο νερού θα χρησιμοποιούσατε για την τελική επένδυση σήραγγας από έγχυτο σκυρόδεμα; Εξηγείστε γιατί.

Απάντηση

Τσιμέντο που να αποκτά εντός της ημέρας αντοχή μεγαλύτερη των 5MPa, ώστε να μπορεί να φεύγει ο μεταλλότυπος και την επόμενη μέρα να ξεκινάει νέα σκυροδέτηση τμήματος. Ένα τσιμέντο CEM I 42.5 R και λόγο W/C κάτω του 0.6 σε θερμοκρασία 12° C θα επέτρεπε το ξεκαλούπωμα σε 12 ώρες.

Ο χρόνος αφαίρεσης του μεταλλότυπου εξαρτάται από τον τύπο του τσιμέντου, τη σύνθεση του σκυροδέματος, τη θερμοκρασία σκυροδέτησης, τις συνθήκες ωρίμανσης, και τη διαδικασία κατασκευής. Το DIN1045 μπορεί μόνον χονδρικά να ληφθεί υπόψη. Ο Πίνακας 8-6 δίνει την επίδραση του τύπου του τσιμέντου, του λόγου N/T, και της θερμοκρασίας σκυροδέτησης, στο χρόνο επίτευξης μιας αντοχής σκυροδέματος 5MPa, που δύναται να θεωρηθεί ως μία ελάχιστη αντοχή ξεκαλουπώματος. Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στη συσχέτιση της αντοχής των δοκιμίων με αυτή που πραγματικά έχει αναπτυχθεί στον φορέα, λόγω της μεγάλης διαφοράς στις διαστάσεις μεταξύ των δοκιμίων και του πάχους της διατομής της σήραγγας. Με δεδομένο το μεγάλο πάχος της μόνιμης επένδυσης, αναμένεται, λόγω έκλυσης θερμότητας, να αναπτυχθεί στο σκυρόδεμα πολύ υψηλότερη θερμοκρασία σε σχέση με τα δοκίμια τα οποία έχουν ήδη ληφθεί. Αυτή η ανάπτυξη της θερμοκρασίας στο σκυρόδεμα έχει σαν άμεσο αποτέλεσμα την αύξηση της θλιπτικής του αντοχής. Αν υπάρχει λοιπόν ιδιαίτερος λόγος, τοποθετούνται θερμοστοιχεία εντός της διατομής της σήραγγας, έτσι ώστε να γίνεται άμεσος συσχετισμός της αντοχής των δοκιμίων που έχουν ληφθεί με την αντοχή του σκυροδέματος της μόνιμης επένδυσης, σε συνάρτηση με την διαφορά της θερμοκρασίας μεταξύ αυτών. Η αφαίρεση του μεταλλότυπου μπορεί να πραγματοποιείται εφόσον η αντοχή του σκυροδέματος φτάσει την επιτρεπόμενη τιμή της.



Σχήμα 8-8. Σπαστός αυτοκινούμενος μεταλλότυπος

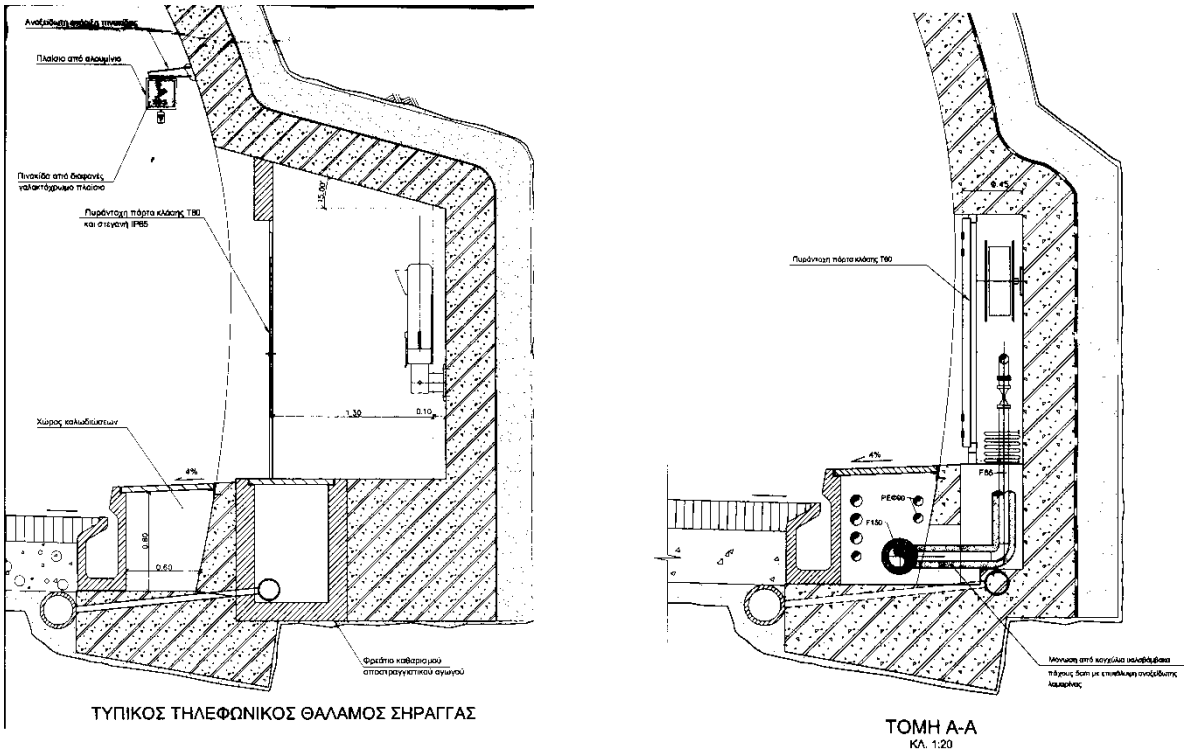
Το σκυρόδεμα εγχέεται σε τμήματα μήκους 8 έως 12.5m, σύμφωνα με το μήκος του μεταλλότυπου (Σχήμα 8-8). Για μικρές διατομές, χρησιμοποιείται μεταλλότυπος πλήρους κυκλικής διατομής (Σχήμα 8-9), δηλαδή ο θόλος και το ανάστροφο κατασκευάζονται ενιαία χωρίς κατασκευαστικό αρμό μεταξύ τους. Για μεγαλύτερες διατομές, εφόσον απαιτείται επένδυση του ανάστροφου, αυτή κατασκευάζεται πρώτη, και ακολουθεί η έγχυση σκυροδέματος στο μεταλλότυπο του θόλου.

Το ανοικτό μέτωπο του μεταλλότυπου πρέπει να κλείνει προκειμένου να συγκρατείται το νωπό σκυρόδεμα εντός αυτού. Το μέτωπο αυτό δεν έχει σταθερό πάχος, κυμαίνεται δε ανάλογα με το βαθμό υπερ- ή υπό-εκσκαφής. Το κλείσιμο επιτυγχάνεται συνήθως με ξυλοδεσία. Μπορεί να επιτευχθεί επίσης με χρήση ειδικών προκατασκευασμένων στοιχείων κλεισίματος του μετώπου, που προσφέρουν ορισμένοι κατασκευαστές μεταλλοτύπων.



Σχήμα 8-9. Μεταλλότυπο ολόκληρης της διατομής

Η τελική επένδυση διαφοροποιείται από το σχήμα του μεταλλότυπου τόσον σε θέσεις διεύρυνσης και διαφυγής, όσον και σε θέσεις εσοχών (ερμαρίων) που σκοπό έχουν την εξυπηρέτηση της σήραγγας, όπως για την τοποθέτηση τηλεφωνικών θαλάμων, κρουνών πυρόσβεσης, φρεατίων αποχέτευσης, ηλεκτρικών πινάκων, κλπ. (*Σχήμα 8-10*).

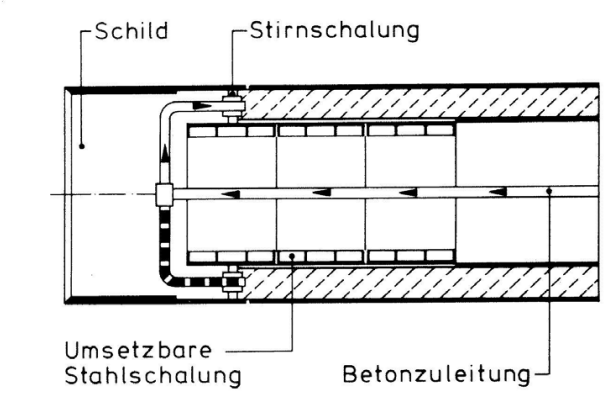


Σχήμα 8-10. Εσοχές σήραγγας. Αριστερά: Τηλεφωνικός θάλαμος. Δεξιά: Ερμάριο πυροσβεστικών κρουνών και ασθενών ρευμάτων.

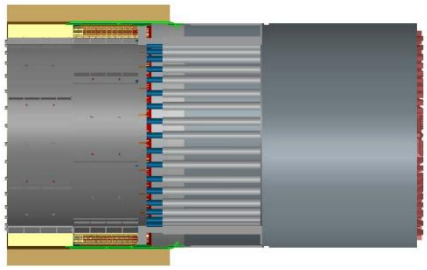
8.2.6.2 Μέθοδοι μονού κελύφους (εξωθούμενο σκυρόδεμα)

Η συνεχής κατασκευή επένδυσης από έγχυτο σκυρόδεμα πίσω από το μέτωπο σήραγγας αποτελούσε τα τελευταία χρόνια στόχο της σηραγγοποιίας. Για το σκοπό αυτό αναπτύχθηκαν διάφορες μέθοδοι που βασίζονταν στην προστασία από ασπίδα και έναν ακολουθούντα μεταλλότυπο. Το σκυρόδεμα εισπιέζεται στο χώρο μεταξύ μεταλλότυπου και εδάφους, η δε ασπίδα προχωρά με ώθησή της, μέσω δακτυλίου, επάνω στο νωπό σκυρόδεμα. Κάποιες μέθοδοι επιτρέπουν τον οπλισμό του σκυροδέματος με ράβδους. Ίσως η πιο εξελιγμένη από τις μεθόδους είναι η του εξωθούμενου σκυροδέματος, στην οποία το σκυρόδεμα είναι οπλισμένο με χαλύβδινες ίνες. Με τη μέθοδο αυτή, που εφαρμόσθηκε για πρώτη φορά (Σχήμα 8-11α) το 1978, και προτείνονται έκτοτε βελτιώσεις της (Σχήμα 8-11β), κατασκευάζονται κυκλικοί δακτύλιοι μήκους 1.20m.

Το μήκος του ακολουθούντος μεταλλότυπου είναι συνήθως 15m, και εξαρτάται από την ταχύτητα ανάπτυξης της αντοχής του σκυροδέματος και τη μέγιστη ταχύτητα προχώρησης.



(α) Συναρμολογούμενος μεταλλότυπος (Braach, 1992)



(β) Ακολουθών μεταλλότυπος (Lang, 2004)

Σχήμα 8-11. Εξωθούμενο σκυρόδεμα

8.2.7 Διάστρωση σκυροδέματος στις παρειές και στους θόλους επενδύσεων σηράγγων

Το σκυρόδεμα των παρειών και των θόλων των επενδύσεων των σηράγγων διαστρώνεται γενικά με σύστημα άντλησης. Ο εξοπλισμός και η μεθοδολογία που χρησιμοποιούνται για τη διάστρωση του σκυροδέματος, είναι τέτοια ώστε να επιτρέπουν τη διάστρωση του σκυροδέματος στην προβλεπόμενη θέση χωρίς διαχωρισμό ή απόμιξη του χονδρόκοκκου αδρανούς. Δεν χρησιμοποιείται εξοπλισμός διάστρωσης που λειτουργεί με πιεσμένο αέρα. Όλοι οι αγωγοί, οι κοχλίες, οι αγκυρώσεις και τα άλλα υλικά τα οποία πρόκειται να ενσωματωθούν στην επένδυση από σκυρόδεμα τοποθετούνται πριν από τη διάστρωση του σκυροδέματος. Η Μελέτη Σύνθεσης και η μεθοδολογία σκυροδέτησης λαμβάνουν υπόψη την ύπαρξη πυκνού οπλισμού και γενικά δυσχερών περιοχών σκυροδέτησης και προβλέπουν σύνθεση σκυροδέματος και μέθοδο σκυροδέτησης συμβατή και ανταποκρινόμενη προς τις συνθήκες αυτές. Δεν ενδείκνυται η χρησιμοποίηση μηχανικών δονητών για τη διάστρωση σκυροδέματος γύρω από ενσωματούμενα τεμάχια. Στην περίπτωση αυτή το σκυρόδεμα συμπυκνώνεται με κοπάνισμα.

Το σκυρόδεμα διαστρώνεται με τρόπο τέτοιο ώστε να εξασφαλίζεται η συμμετρική φόρτιση των υποστηριγμάτων των τύπων. Το εκάστοτε σκυροδετούμενο τμήμα της σήραγγας έχει τέτοιο μήκος, ώστε ο θόλος και οι παρειές της σήραγγας να σκυροδετούνται σε μία συνεχή εργασία. Το άκρο του σωλήνα παροχής "μαρκάρεται" για να φαίνεται το βάθος της βύθισης μέσα στο σκυρόδεμα οποιαδήποτε στιγμή. Λαμβάνεται ιδιαίτερη μέριμνα για την ώθηση του σκυροδέματος μέσα σε όλες τις ανωμαλίες της επιφάνειας της βραχομάζας και για την τέλεια πλήρωση του θόλου της σήραγγας. Ο χειρισμός του εξοπλισμού διάστρωσης γίνεται από έμπειρο προσωπικό. Αποφεύγονται οι απρόβλεπτοι αρμοί, που για οποιονδήποτε λόγο οφείλονται σε διακοπή πριν την ολοκλήρωση της σκυροδέτησης στις επενδύσεις σηράγγων. Πάντως, σε περίπτωση βλάβης του εξοπλισμού ή αν, για οποιονδήποτε άλλο λόγο, διακοπεί η συνεχής διάστρωση του σκυροδέματος, το σκυρόδεμα στους αρμούς αυτούς θα συμπυκνώνεται με ομοιόμορφη και σταθερή κλίση, για όσο χρόνο αυτό είναι ακόμα εργάσιμο. Το σκυρόδεμα στην επιφάνεια τέτοιων αρμών καθαρίζεται και υγραίνεται, όπως απαιτείται για τους κατασκευαστικούς αρμούς, πριν επαναληφθεί η διάστρωση του σκυροδέματος.

Η εργασία και η αλληλουχία των τμημάτων σκυροδέτησης είναι τέτοια, ώστε να αποφεύγεται η δημιουργία αρχικής έντασης στον οπλισμό. Η "Έκθεση Μεθοδολογίας Εκτέλεσης Σκυροδέτησης" περιλαμβάνει λεπτομερή σχέδια σκυροδέτησης, τα οποία δείχνουν τις διαστάσεις των στρώσεων, την θέση και την διάταξη όλων των ενσωματωμένων τεμαχίων, περιλαμβανομένων και των ράβδων του οπλισμού, τον εξοπλισμό και την αλληλουχία των εργασιών. Το κενό πάνω από την κλείδα πρέπει, μετά την κάθιση του σκυροδέματος, να γεμίσει με τσιμεντοκονίαμα, ώστε να εξασφαλιστεί ότι η έγχυτη επένδυση θα βρίσκεται σε πλήρη επαφή με το περιβάλλον πέτρωμα. Το κονίαμα αυτό είναι αραιής σύστασης και εισπιέζεται διαμέσου οπών που έχουν αφεθεί στην κλείδα σε αποστάσεις 2 έως 5m, μέχρις ότου εξέλθει από την επόμενη οπή. Αυτές οι οπές αργότερα, όταν το κονίαμα θα έχει ήδη σκληρυνθεί, θα τρυπηθούν ξανά για πρόσθετη πλήρωση Τούτο έχει ως σκοπό να εξασφαλίσει ότι δεν θα παραμείνει εγκλωβισμένος αέρας πίσω από την τελική επένδυση. Η

πίεση του ενέματος θα πρέπει να είναι περιορισμένη (BTS-ICE, 2004), ώστε να μην προκληθεί βλάβη στη νεαρή ακόμη επένδυση, και επίσης η διάταξη ενεμάτωσης θα πρέπει να είναι συμβατή με το σχεδιασμό της υδατοστεγάνωσης.

8.2.8 Συμπύκνωση σκυροδέματος

Το σκυρόδεμα συμπυκνώνεται με εσωτερικούς δονητές, και στη μέγιστη δυνατή πυκνότητα, ώστε να είναι απαλλαγμένο θυλάκων χονδρόκοκκου αδρανούς και αέρα και να είναι σε πλήρη επαφή με το υπόβαθρο και με όλες τις επιφάνειες των τύπων και των ενσωματωμένων τεμαχίων. Οι δονητές πρέπει να είναι ικανοί να μεταδώσουν στο σκυρόδεμα δόνηση με συχνότητα τουλάχιστον 3600 στροφών ανά λεπτό, όταν ευρίσκονται σε φόρτωση. Θα πρέπει να διατίθεται ένας τουλάχιστον εφεδρικός δονητής επί τόπου, σε κατάσταση λειτουργίας. Σε καμία περίπτωση δεν χρησιμοποιούνται οι δονητές για οριζόντια μετατόπιση του σκυροδέματος.

Η συμπύκνωση του σκυροδέματος της επένδυσης σηράγγων γίνεται με δονητές βυθιζόμενου τύπου ή με δονητές που προσαρμόζονται στους τύπους. Οι δονητές τύπων συνδέονται σταθερά με τους τύπους και λειτουργούν με ταχύτητα τουλάχιστον 8000 στροφών ανά λεπτό κατά την δόνηση του σκυροδέματος. Η ένταση της δόνησης είναι η κατάλληλη για την επίτευξη της απαιτούμενης συμπύκνωσης. Η διάρκεια της δόνησης περιορίζεται σε εκείνη που είναι απαραίτητη, και δεν επιτρέπεται η υπερδόνηση του σκυροδέματος. Οι δονητές τύπων λειτουργούν σε διαδοχικές θέσεις, που απέχουν μεταξύ τους όχι περισσότερο από 120 cm, αμέσως πίσω από την μετακινούμενη κεκλιμένη επιφάνεια του σκυροδέματος στις παρειές και στα κυρτώματα του θόλου. Η θέση των δονητών τύπων στο θόλο, η λειτουργία των δονητών, η παροχή του σκυροδέματος, η θέση του άκρου του σωλήνα παροχής και η μετακίνηση του σωλήνα παροχής συντονίζονται με τρόπο τέτοιο, που να επιτυγχάνεται η μέγιστη πλήρωση του θόλου με σκυρόδεμα και να αποφεύγεται η κάθιση και η ροή σκυροδέματος από τον πληρωθέντα θόλο, λόγω ακατάλληλης θέσης και ρύθμισης της δόνησης.

8.3 Μετά την αφαίρεση του μεταλλότυπου

8.3.1 Επισκευές και συντήρηση

Αμέσως και κατά το δυνατό μέσα σε εικοσιτέσσερις ώρες μετά την αφαίρεση του μεταλλότυπου, γίνονται οι επισκευές και η επεξεργασία της επιφάνειας του σκυροδέματος που κρίνονται απαραίτητες, ενώ διενεργείται παράλληλα και η συντήρηση του σκυροδέματος. Οι επισκευές εκτελούνται από ειδικευμένους τεχνίτες, με κονίαμα τσιμέντου και άμμου, αναλογίας κατά βάρος 1 προς 2 μέχρι 1 προς 2.5. Όσον αφορά στις επισκευές και στην επεξεργασία των επιφανειών του σκυροδέματος, ισχύουν τα ακόλουθα:

- Γενικά. Μετά την αφαίρεση του μεταλλότυπου, επιδιορθώνεται κάθε εσοχή, ανωμαλία και διόγκωση που εμφανίζεται τοπικά και επιφανειακά, πέρα από την προδιαγραφόμενη ανοχή ή κάθε κενό ή φυσαλίδα ή άλλη ζημιά στο σκυρόδεμα. Σε περιπτώσεις όπου οι παραπάνω ανωμαλίες εμφανίζονται σε σημαντική έκταση και βάθος του σκυροδετημένου σπονδύλου, πριν από την έναρξη των επισκευών, η κατάσταση θα διερευνάται ώστε να αποφασισθεί η επιδιόρθωση ή ενδεχομένως η καθαίρεση και ανακατασκευή του σπονδύλου.
- Επισκευές με νέο σκυρόδεμα ή κονίαμα. Το υπάρχον σκυρόδεμα στην περιοχή που πρόκειται να επισκευασθεί αφαιρείται μέχρι να συναντηθεί το υγιές σκυρόδεμα και τουλάχιστον μέχρι τέτοιο βάθος πίσω από το σιδηρό οπλισμό, ώστε να παρέχει πλήρη συνάφεια του σιδηρού οπλισμού με το νέο σκυρόδεμα. Τα κενά που πρέπει να πληρωθούν, έχουν αγκύρια, κλειδιά, δομικό πλέγμα ή υποδοχές για τζινέτια όπως απαιτείται, για να συνδέσουν με ασφάλεια το νέο υλικό στην θέση του. Τα άκρα της τομής μορφώνονται κάθετα προς την επιφάνεια του σκυροδέματος και το νέο σκυρόδεμα πρέπει να είναι επαρκώς συνδεμένο με το παλιό σκυρόδεμα. Οι περιοχές που έχουν αποκοπεί, καθαρίζονται τελείως. Οι οπές που έχουν δημιουργηθεί από την απομάκρυνση των ράβδων σύνδεσης, υγραίνονται τελείως και γεμίζουν με ειδικό συνεκτικό κονίαμα που συμπυκνώνεται πλήρως επί τόπου. Το χρώμα του νέου σκυροδέματος και του κονιάματος επισκευής πρέπει να ταιριάζουν με το περιβάλλον σκυρόδεμα. Το σκυρόδεμα και το κονίαμα που χρησιμοποιούνται για γεμίσματα και επισκευές συντηρούνται με τον ίδιο τρόπο που προδιαγράφεται για τις γενικές εργασίες σκυροδέματος. Τα εξογκώματα μπορεί να αφαιρούνται με λείανση. Η επισκευή του σκυροδέματος, κατά το δυνατόν, ολοκληρώνεται μέσα σε 24 ώρες μετά από την αφαίρεση των τύπων.

- Επισκευές με εποξειδική ρητίνη. Όταν το βάθος της βλάβης είναι σημαντικό, η επισκευή πραγματοποιείται με αρχική κοπή με το πριόνι, μίας εγκοπής γύρω από την περίμετρο της ελαττωματικής περιοχής. Στη συνέχεια το ελαττωματικό σκυρόδεμα αφαιρείται με μικρού μεγέθους αερόσφυρα ή κοπίδι και η επιφάνεια που προκύπτει καθαρίζεται με πιεσμένο αέρα για να δεχθεί την εποξειδική στρώση συνάφειας. Υγρές ή βρεγμένες επιφάνειες στεγνώνονται ώστε να δημιουργηθεί επιφάνεια ζεστή στην αφή αμέσως πριν την επάλειψη με το συνδετικό μέσο. Μετά την εφαρμογή σε καθαρή και στεγνή επιφάνεια και ενώ βρίσκεται σε ημίρρευστη κατάσταση, το συνδετικό μέσο θα καλύπτεται με το σκυρόδεμα επισκευής.

Στα πλαίσια της εξασφάλισης της ποιότητας του σκυροδέματος της τελικής επένδυσης είναι αναγκαστική η συντήρηση του έγχυτου σκυροδέματος σύμφωνα με τις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-03-00. Σκοπός της συντήρησης είναι η προστασία του σκυροδέματος από την απώλεια της υγρασίας του και την γρήγορη μείωση της θερμοκρασίας του, και συνεπώς η αποφυγή ανάπτυξης ρωγματώσεων. Για το σκοπό αυτό είναι δυνατό να ακολουθεί κέλυφος συντήρησης της επένδυσης επάνω σε αυτοκινούμενο φορείο. Το κενό μεταξύ εξωραχείου κελύφους και επένδυσης πρέπει να είναι σταθερό, περίπου 10-15cm, με σταθερή θερμοκρασία και υγρασία. Η συντήρηση αρχίζει γενικά εντός μίας ώρας μετά την αφαίρεση του μεταλλότυπου, με χρήση του μετακινούμενου φορείου συντήρησης με θερμική μόνωση και απαλό ψεκασμό της επιφάνειας του σκυροδέματος με νερό κατάλληλης θερμοκρασίας. Το φορείο συντήρησης πρέπει να έχει τη δυνατότητα δημιουργίας ρυθμιζόμενων συνθηκών θερμοκρασίας και υγρασίας στην περιοχή της επιφάνειας του σκυροδέματος για τουλάχιστον 48 ώρες μετά την μετακίνηση του μεταλλότυπου. Κατά τη διάρκεια αυτή, στην περιοχή της επιφάνειας του σκυροδέματος η υγρασία του αέρα πρέπει να διατηρείται άνω του 90%, ενώ η πτώση της θερμοκρασίας του σκυροδέματος θα είναι γραμμική και θα προσεγγίζει την θερμοκρασία του περιβάλλοντος της σήραγγας σε διάρκεια 3 έως 4 ημερών. Μετά τις 48 ώρες και τη μετακίνηση του φορείου συντήρησης, η συντήρηση θα συνεχίζεται με διατήρηση της υγρασίας του αέρα της σήραγγας σε επίπεδα όχι κάτω του 80%, με ρύθμιση των συνθηκών αερισμού, με ψεκασμούς της επιφάνειας του σκυροδέματος ανά διαστήματα, με κατάλληλες μεμβράνες συντήρησης κλπ.

8.3.2 Ανοχές Μόνιμης επένδυσης

Ο έλεγχος των ανοχών αφορά την χάραξη, τις εσωτερικές διατάσεις της σήραγγας το πάχος της μόνιμης επένδυσης, και τον οπλισμό και τα ενσωματούμενα στοιχεία. Ο θεωρητικός άξονας της σήραγγας καθορίζεται σαν ο γεωμετρικός τόπος των τομών των εμφαινομένων στα σχέδια οριζοντίων και κατακόρυφων αξόνων των διατομών της σήραγγας. Ο Πίνακας 8-7 δίνει τη μέγιστη απόκλιση, σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-01-00:2009, του πραγματικού άξονα της σήραγγας και της επένδυσής της από την καθορισθείσα οριζοντιογραφική και υψομετρική θέση αυτού που φαίνεται στα σχέδια.

Πίνακας 8-7. Αποκλίσεις χάραξης

Για σήραγγες μήκους L[m]	Απόκλιση από άξονα	Μέγιστη τιμή
L≤ 500	Οριζοντιογραφική =	± 0.01 m
	Υψομετρική =	± 0.005 m
500<L<1000	Οριζοντιογραφική=	Γραμμική παρεμβολή
	Υψομετρική =	
L≥ 1.000	Οριζοντιογραφική=	± 0.02m
	Υψομετρική =	± 0.01 m

Οι διαστάσεις του εσωραχίου των σηράγγων, που θα προκύψουν μετά την κατασκευή της μόνιμης επένδυσης, δεν πρέπει να διαφέρουν σε κανένα σημείο τους από τις αντίστοιχες διαστάσεις του εσωραχίου, που προβλέπονται στη μελέτη περισσότερο από 2 cm. Το ελάχιστο πάχος της μόνιμης επένδυσης των σηράγγων, μετρούμενο μεταξύ της εσωτερικής επιφάνειας αυτής (περιτυπώματος σήραγγας) και της εξωτερικής επιφάνειας (η επιφάνεια της στεγανωτικής μεμβράνης, ή του εκτοξευομένου σκυροδέματος ή και της γεωμάζας), δεν πρέπει να είναι μικρότερο από το καθοριζόμενο πάχος στη Μελέτη μόνιμης επένδυσης της σήραγγας. Ο Πίνακας 8-8 δίνει τις επιτρεπόμενες ανοχές τοποθέτησης σιδηρού οπλισμού και ενσωματούμενων μεταλλικών τεμαχίων, σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-01-00:2009.

Πίνακας 8-8. Ανοχές στον οπλισμό

Είδος απόκλισης	Μέγεθος	Απόκλιση mm
Μάτισμα οπλισμού	Το μήκος επικάλυψης (μάτισμα) δεν θα είναι μικρότερο από το προδιαγραφόμενο πέραν των	25
	Στην περίπτωση που διαπιστωθεί σε κατασκευασθείσα επένδυση μειωμένο πάχος της ανωτέρω προστατευτικής κάλυψης, θα πρέπει va συνταχθεί ειδική μελέτη, από την οποία θα προκύπτουν τα απαραίτητα μέτρα για την επίτευξη της τεχνικής διάρκειας ζωής του έργου	
Κάλυψη οπλισμού	Η απόκλιση της προστατευτικής κάλυψης του οπλισμού, όπου το πάχος της είναι 5.0 cm, δεν πρέπει να υπερβαίνει τα:	6
	και όπου το πάχος της είναι 7.5 cm ή περισσότερο, δεν πρέπει να υπερβαίνει τα:	13
Απόκλιση από την καθορισμένη θέση οπλισμού	Η απόκλιση από την δεικνυόμενη στην Μελέτη θέση δεν πρέπει να υπερβαίνει τα:	25
Ανοχές στην τοποθέτηση ενσωματούμενων μεταλλικών τεμαχίων	Η απόκλιση από την δεικνυόμενη στη Μελέτη απόσταση δεν πρέπει να υπερβαίνει τα	5
Ανοχές στην τοποθέτηση πλακών έδρασης	Η απόκλιση από την οριζόντια στάθμη δεν θα υπερβαίνει τα	3
	Η μέγιστη διαφορά στάθμης, κατά μήκος μιας διαγωνίου, δεν θα υπερβαίνει τα	3

8.3.3 Επιμέτρηση εργασιών

Η επιμέτρηση του έγχυτου σκυροδέματος της πλήρους μόνιμης επένδυσης της σήραγγας (κανονική διατομή, φωλεές, διευρύνσεις, πλαϊνά τοιχώματα, τεχνικά εισόδου στα στόμια της σήραγγας κ.λπ.), όταν απαιτείται, γίνεται σε κυβικά μέτρα σκυροδέματος, ανάλογα με την κατασκευαζόμενη κατηγορία σκυροδέματος, πλήρως κατασκευασμένης μόνιμης επένδυσης σήραγγας. Πέρα από την ποσότητα που προκύπτει από το πάχος της επένδυσης που προβλέπεται επιμετρείται και η ποσότητα, που αντιστοιχεί σε σύγκλιση μικρότερη της προβλεπόμενης.

Ο μεταλλότυπος ή ο ξυλότυπος που χρησιμοποιείται για την μόνιμη επένδυση της διατομής της σήραγγας, όταν απαιτείται, επιμετρείται σε τετραγωνικά μέτρα πραγματικής σκυροδετημένης επιφάνειας. Οι τύποι για την κατασκευή επένδυσης σε φωλεές, για την επένδυση της σήραγγας σε τυχόν διευρυμένη διατομή π.χ. χώροι στάθμευσης, περιοχές τοποθέτησης «ωστικών ανεμιστήρων» (Jet Fans) και των συναρμογών αυτών, για την επένδυση διευρύνσεων, επιμετρώνται σε τετραγωνικά μέτρα πραγματικής σκυροδετημένης επιφάνειας.

Η επιμέτρηση των χαλύβδινων ράβδων οπλισμού ή πλεγμάτων που ενσωματώνονται στη μόνιμη επένδυση, όταν απαιτείται, γίνεται σε χιλιόγραμμα βάρους των χαλύβδινων ράβδων οπλισμού ή πλεγμάτων, που πραγματικά ενσωματώθηκαν στο σκυρόδεμα της μόνιμης επένδυσης. Το βάρος θα υπολογίζεται με βάση το μήκος των ράβδων και το μοναδιαίο βάρος τους ή το μοναδιαίο βάρος των πλεγμάτων, που χρησιμοποιήθηκαν, σε συνδυασμό με τα αντίστοιχα πρωτόκολλα ζύγισης αυτών. Όπου οι ράβδοι συγκολλούνται, η επιμέτρηση των επικαλύψεων των ράβδων θα γίνεται ως οι ράβδοι να είχαν επικάλυψη. Τα ειδικά στηρίγματα ανάρτησης οπλισμού (Latice Girders, βλήτρα, επίπεδα δικτυώματα κ.λπ.) επιμετρώνται ιδιαίτερα εφ' όσον προβλέπονται και συμμετέχουν στον οπλισμό.

Η αποδοχή της περαιωμένης εργασίας περιλαμβάνει τους ελέγχους των πρωτοκόλλων παραλαβής ενσωματούμενων υλικών, τους ελέγχους των φακέλλων εργαστηριακών δοκιμών σύμφωνα με τα Πρότυπα ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-03-00 και ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-01-00, τον έλεγχο γεωμετρικής ακρίβειας της κατασκευής σύμφωνα με τα σχέδια της εγκεκριμένης Μελέτης, και τον έλεγχο της επιφάνειας μετά το ξεκαλούπωμα (Σχήμα 8-12).



Σχήμα 8-12. Επιφάνεια σκυροδέματος μόνιμης επένδυσης μετά το ξεκαλούπωμα.

Βιβλιογραφία/Αναφορές/Προδιαγραφές

Αναφορές

Kuesel TR (1996). "Tunnel Stabilization and lining", ch. 5 in "Tunnel Engineering Handbook", ed. Bickel JO, Kuesel TR, King EH.

Braach O (1992). "Extrudierbetonbauweise fur Tunnelauskleidungen", Taschenbuch fur den Tunnelbau, Essen, Verlag Gluckauf.

BTS-ICE (2000). "Specification for Tunnelling", Thomas Tellford

BTS-ICE (2004). "Tunnel Lining Design Guide, ch. 5.6", Thomas Tellford

Lang G (2004). "Ein Beitrag zur Verfahrenstechnik der Schildvortriebe mit im Schildschwanz hergestellter fugenloser Stahlbetonauskleidung als alleiniger Sicherung", Technische Universität München.

Maidl B (2004). "Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus", Band I, 3 Auflage, Verlag Glückauf.

Papanikolaou VK, Kappos AJ (2014). "Practical nonlinear analysis of unreinforced concrete tunnel linings", TUST, 40, 127-140.

Σοφιανός Α.Ι. και Καπένης Α.Π. (2003α) «Διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης σηράγγων» Δελτίο ΣΠΜΕ, Μέρος Ι.

Σοφιανός Α.Ι. και Καπένης Α.Π. (2003β) «Διαστασιολόγηση της τελικής επένδυσης σηράγγων» Δελτίο ΣΠΜΕ, Μέρος ΙΙ.

Προδιαγραφές

ΕΛΟΤ ΕΝ 197-1 Τσιμέντο. Μέρος 1: Σύνθεση, προδιαγραφές και κριτήρια συμμόρφωσης για τα κοινά τσιμέντα.

ΕΛΟΤ ΕΝ 450-1 Ιπτάμενη τέφρα για σκυρόδεμα. Μέρος 1: Ορισμός, προδιαγραφές και κριτήρια συμμόρφωσης.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-01-00 Παραγωγή και μεταφορά σκυροδέματος.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-02-01-00 Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-01-00:2009 "Μόνιμη Επένδυση Σηράγγων από Έγχυτο επί τόπου Σκυρόδεμα"

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-03-00 Συντήρηση σκυροδέματος.

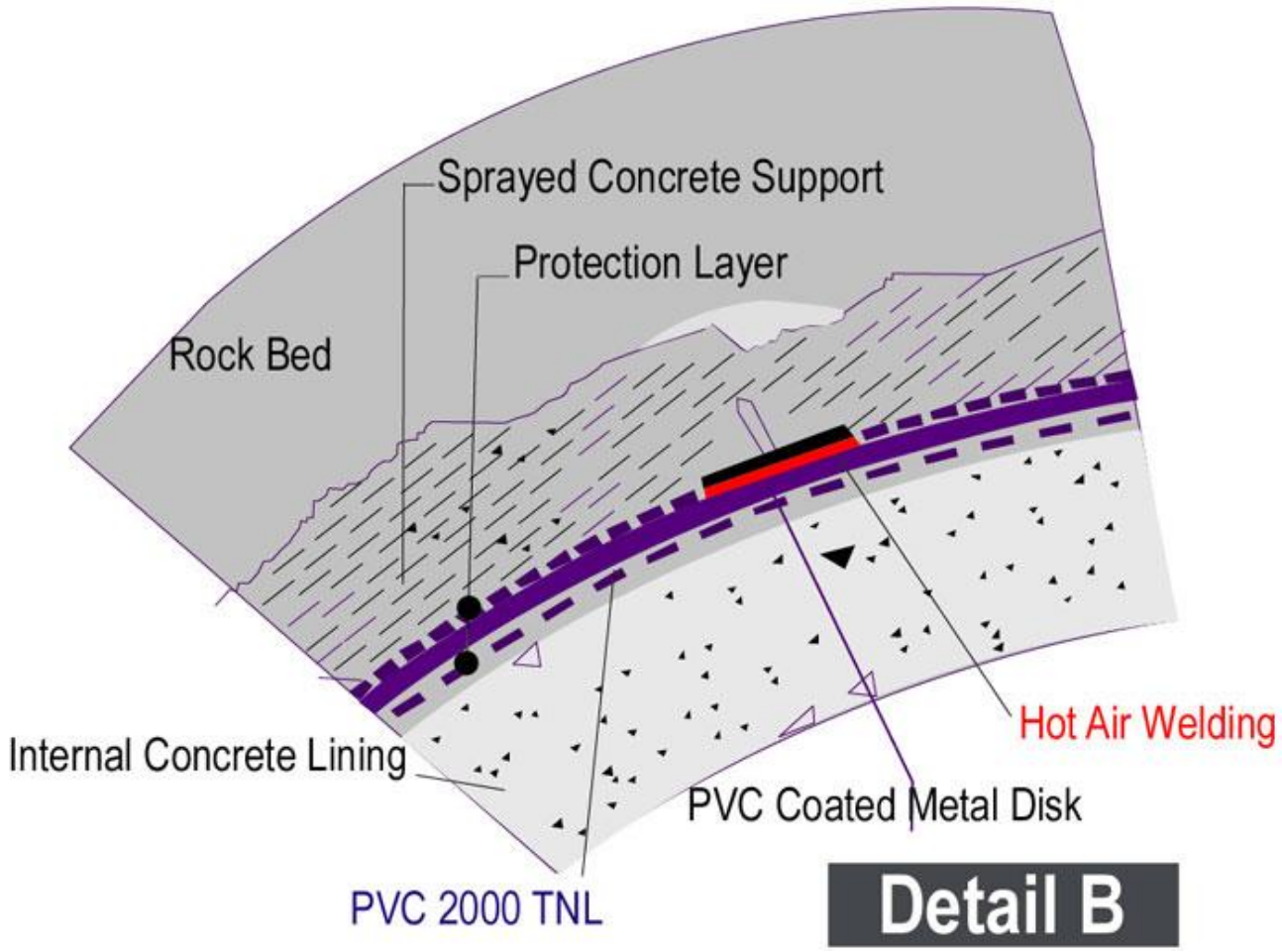
Κεφάλαιο 9

Σύνοψη
Η στεγάνωση της σήραγγας επιτυγχάνεται με γεωυφάσματα και μεμβράνες.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Υδρογεωλογία. Χρήσιμη βιβλιογραφία: Maidl (2004)

9. Στεγάνωση

Η στεγάνωση επιτυγχάνεται συνήθως με την τοποθέτηση γεωμεμβράνης η οποία προστατεύεται από γεώυφασμα που τοποθετείται μεταξύ αυτής και της άμεσης υποστήριξης (*Σχήμα 9-1*).



Σχήμα 9-1. Γεώυφασμα και στεγανωτική μεμβράνη μεταξύ άμεσης και τελικής επένδυσης

9.1 Προστατευτική αποστραγγιστική στρώση από γεωυφάσματα

Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιούνται είναι: γεωυφάσματα, υλικά στερέωσης, και υλικά διαμόρφωσης των επιφανειών έδρασης της μεμβράνης. Τα απαιτούμενα χαρακτηριστικά του γεωυφάσματος πρέπει να

συμμορφώνονται με τις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΕΝ 13256/Α1. Ο προσδιορισμός της μακροχρόνιας αποτελεσματικότητας της προστασίας γεωυφασμάτων που βρίσκονται σε επαφή με γεωσυνθετικά διαφράγματα (μεμβράνες στεγάνωσης) ελέγχεται σύμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ ΕΝ 13719. Βασικά χαρακτηριστικά της στρώσης του είναι η διαπερατότητά της κάτω από συνθήκες συμπίεσης (πίεση σκυροδέματος, νερού μακροχρόνιες δράσεις, κλπ.) και κάτω από συνθήκες θερμοκρασιακών αλλαγών, καθώς και η εφελκυστική αντοχή. Τα γεωυφάσματα πρέπει να ανθίστανται στην καταστροφή από πυρκαγιά και ειδικότερα πρέπει: (1) Να μην είναι εύφλεκτα, (2) Όταν καίγονται να μη δημιουργούν καπνό και οι απελευθερούμενες ουσίες να μην είναι τοξικές, (3) Να μην ρευστοποιούνται στις υψηλές θερμοκρασίες.

9.1.1 Μέθοδος εκτέλεσης της εργασίας

Με βάση τις απαιτήσεις επιτελεστικότητας του συστήματος στεγάνωσης και αποστράγγισης της σήραγγας, καθορίζεται το πεδίο εφαρμογής των μέτρων στεγάνωσης και το αν το γεώυφασμα θα εφαρμόζεται στο σύνολο της περιφέρειας της διατομής της σήραγγας ή μόνο στον θόλο και τις παρειές. Οι εργασίες τοποθέτησης των γεωυφασμάτων ενδείκνυται να αρχίζουν αφού η σήραγγα έχει διανοιχθεί. Στην περίπτωση που τούτο δεν είναι εφικτό, απαιτούνται ενισχυμένα μέτρα ασφάλειας και οι εργασίες να διακόπτονται κατά τις ανατινάξεις. Το μέτωπο της εργασίας θα απέχει ικανή απόσταση από το μέτωπο της σήραγγας ώστε να αποφεύγονται παρενοχλήσεις και να εξασφαλίζεται ομαλή εξέλιξη των εργασιών. Επίσης θα λαμβάνονται υπόψη οι συνθήκες του εργοταξίου (δίκτυα, νερά κ.λπ.), που θα αντιμετωπίζονται κατάλληλα. Η στρώση του γεωυφάσματος τοποθετείται έξω και πριν από την στεγανωτική μεμβράνη προς το γεωυλικό, ώστε:

Να προστατεύσει την στεγανωτική μεμβράνη, που τοποθετείται στην συνέχεια, από βλάβες που δύνανται να προκληθούν από ανωμαλίες του γεωυλικού ή των στοιχείων της άμεσης υποστήριξης. Για τον ίδιο λόγο, η στρώση θα τοποθετηθεί αφού προηγηθεί εξομάλυνση του εσωραχίου της αρχικής υποστήριξης της σήραγγας, με αφαίρεση τεμαχίων του εκτοξευόμενου σκυροδέματος, που προεξέχουν, με άμβλυνση αποτόμων ακμών, με κάλυψη ηλώσεων/αγκυρίων με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και με κοπή κάθε μεταλλικού αντικειμένου, που προεξέχει..

Να εξασφαλίσει ταχεία απαγωγή των νερών της βραχομάζας προς τους σωλήνες αποστράγγισης, ώστε να μην υπάρξει κίνδυνος ανάπτυξης υδροστατικών πιέσεων. Ο ρόλος αυτός της υδρομαστευτικής στρώσης είναι ο περισσότερο σοβαρός και γι' αυτό το σύστημα και το είδος των υλικών και των μεθόδων, επιλέγονται ώστε να ανταποκρίνονται, με τον καλύτερο δυνατό τρόπο, σε μόνιμη στραγγιστική λειτουργία της υδρομαστευτικής στρώσης.

Όταν η αποστράγγιση δεν απαγορεύεται ρητά στις περιοχές μεγάλης σημειακής υδροφορίας, οι οποίες θα επισημαίνονται κατά την διάρκεια των εργασιών διάνοιξης, θα διατάσσεται σύστημα αποστραγγιστικών οπών, σύμφωνα με τις σχετικές προδιαγραφές. Οι ποσότητες των νερών που μαζεύονται από τις αποστραγγιστικές οπές, συγκεντρώνονται σε ειδικό δίκτυο πλαστικών σωλήνων, καταλλήλων διαμέτρων, και οδηγούνται στο διάτρητο αποστραγγιστικό αγωγό ή όπου αλλού προβλέπεται, χωρίς να βλάπτεται η στεγανότητα της διατομής χρήσης της σήραγγας. Η τοποθέτηση των πλαστικών σωλήνων γίνεται ταυτόχρονα με τις εργασίες εκτοξευομένου σκυροδέματος, ώστε οι σωλήνες να ενσωματώνονται στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα.

Το γεώυφασμα στηρίζεται σταθερά πάνω στα τοιχώματα της σήραγγας. Ο αριθμός των σημείων στήριξης περιορίζεται, όσο είναι δυνατό περισσότερο, ώστε το "σεντόνι" στεγάνωσης να "απλώνεται" πάνω στα τοιχώματα της σήραγγας, ελεύθερο τάσεων, όσο είναι δυνατό, κατά την εφαρμογή της καταπόνησης από την εσωτερική σκυροδέτηση. Οι λωρίδες του γεωυφάσματος επικαλύπτονται κατά 20-30 cm. Εξ άλλου, η κυματοειδής επιφάνεια που προκύπτει από τις ανατινάξεις, συνεπάγεται την ανάγκη στήριξης στα βαθύτερα σημεία, ώστε να εξασφαλίζεται ύπαρξη επαρκούς υλικού και να αποκλείεται η δημιουργία κοιλωμάτων.

Το γεώυφασμα (πλάτους 2 έως 4 m) στερεώνεται πάνω στην επιφάνεια του εκτοξευομένου σκυροδέματος με την χρήση ταινιών ή ροδελών από συνθετική ύλη, οι οποίες καρφώνονται, πάνω στο εκτοξευόμενο σκυρόδεμα, με χαλύβδινο καρφί. Πάνω σ' αυτές τις ροδέλες στερεώνεται, με θερμοκόλληση, η μονωτική μεμβράνη. Οι δίσκοι (ροδέλες) στερέωσης παρουσιάζουν εσοχή τεσσάρων 4 mm βάθους, για την υποδοχή της κεφαλής του καρφιού, και διάμετρο ή εύρος κατ' ελάχιστο ογδόντα 80 mm. Κάτω από τους δίσκους της συνθετικής ύλης και από την κεφαλή του καρφιού, προβλέπεται η τοποθέτηση μεταλλικού δίσκου με ελάχιστη διάμετρο είκοσι 20 mm και ελάχιστο πάχος ένα 1 mm, έτσι ώστε κατά το χτύπημα των καρφιών να μην παρουσιάζεται "σταμπάρισμα". Γενικά, σε περιπτώσεις ομοιόμορφων εκσκαφών βράχου, τρία σημεία

στερέωσης κατά μέσο όρο ανά τετραγωνικό μέτρο επαρκούν. Σε περιπτώσεις πάντως εκτεταμένων ανωμαλιών στις εκσκαφές, ιδίως στην περιοχή της οροφής της σήραγγας, καθίσταται αναγκαία η χρήση μεγαλύτερου αριθμού σημείων στήριξης. Ο αριθμός των σημείων στερέωσης πρέπει να ανέρχεται, κατ' ελάχιστο, σε: α. Ένα τεμάχιο ανά m^2 στην περιοχή του δαπέδου, β. Δύο τεμάχια ανά m^2 στην περιοχή των παρειών, γ. Τρία τεμάχια ανά m^2 στην περιοχή της οροφής.

Η όλη εκτέλεση της τοποθέτησης του γεωυφάσματος, όπως περιγράφηκε, πραγματοποιείται με τη βοήθεια κινητού φορείου (σκαλωσιάς). Η διάταξη του φορείου αυτού θα είναι τέτοια, ώστε να μην παρεμποδίζεται η ροή των άλλων εργασιών που γίνονται στην σήραγγα. Ο κατάλληλος σχεδιασμός του φορείου είναι ουσιαστικής σημασίας για την επίτευξη ικανοποιητικού ρυθμού εργασίας. Η ασφάλεια στον χώρο της εργασίας επιβάλλει, εξ άλλου, συνεχή και επαρκή φωτισμό.

9.1.2 Επιθυμητά χαρακτηριστικά γεωυφασμάτων

Ο Πίνακας 9-1 δίνει τα επιθυμητά χαρακτηριστικά του τύπου του γεωυφάσματος (GEOTEXTILE) από αυτούς που κυκλοφορούν στο εμπόριο. Οι τιμές των χαρακτηριστικών του πίνακα είναι οι ελάχιστες που γίνονται αποδεκτές. Επισημαίνεται ιδιαίτερα, ότι βασικά χαρακτηριστικά της στρώσης του είναι η διαπερατότητά της και μάλιστα κάτω από συνθήκες συμπίεσης (πίεση σκυροδέματος, νερού, μακροχρόνιες δράσεις κ.λπ.) και κάτω από συνθήκες θερμοκρασιακών αλλαγών, καθώς και η εφελκυστική του αντοχή.

Πίνακας 9-1. Χαρακτηριστικά στρώσης γεωυφάσματος

Ιδιότητες	Μέθοδος ελέγχου	Μονάδα	Χαρακτηριστικά
Αναλλοίωτο			Απεριόριστα
Μη διαλυτότητα σε οποιοδήποτε είδος υπογείων νερών			Απόλυτα
Μη βλαπτικότητα σε πόσιμο νερό			Ουδέτερο
Ευφλεκτικότητα			Δύσκολη
Διαπερατότητα κάθετα προς την επιφάνεια της στρώσης (ροή υπό πίεση στήλης νερού 10 m)	ASTM D4491-99a (2004) [1]	lt/sec/m^2	≥ 60
Συντελεστής διαπερατότητας κάθετα και παράλληλα προς την επιφάνεια στρώσης υπό κάθετη πίεση 2 kPa	ASTM D4716-04 [2]	cm/sec	$\geq 10^{-1}$
Βάρος/μονάδα επιφάνειας	EN 29073-1 [3]	gr/m^2	≥ 380
Ανεκτή διαφορά από το ονομαστικό βάρος ανά μονάδα επιφάνειας		%	≤ 10
Ελάχιστο πάχος	EN 29073-2 [4]	mm	≥ 3
Ανεκτή διαφορά από το ονομαστικό πάχος		%	≤ 10
Αντοχή σε εφελκυσμό κατά την διαμήκη, εγκάρσια και διαγώνια έννοια (σε λωρίδα πλάτους 50 mm)	EN 29073-3 * [5]	kN/m	≥ 16
Επιμήκυνση ρηγμάτωσης κατά την διαμήκη, εγκάρσια και διαγώνια έννοια	EN 29073-3 *	%	≥ 60
Αντοχή σε διάτρηση	ASTM D4833-00e1 [6]	N	≥ 550

* (ή ισοδύναμο ASTM)

[1] ASTM D4491-99a (2004), Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity (Πρότυπη δοκιμή υδροπερατότητος γεωυφασμάτων με την μέθοδο της διηλεκτρικής σταθεράς)

[2] ASTM D4716-04, Test Method for Determining the (In-plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head (Μέθοδος προσδιορισμού της διαπερατότηταχτων γεωυφασμάτων κατά μονάδα πλάτους κατά το επίπεδό τους υπό σταθερή υδραυλική πίεση)

[3] EN 29073-1, Textiles - Test Methods for Nonwoven - Part 1: Determination of Mass Per Unit Area (Κλωστοϋφαντουργικά προϊόντα - Μέθοδοι δοκιμών για μη υφαντά. Μέρος 1: Προσδιορισμός της μάζας ανάμονάδα επιφάνειας

[4] EN 29073-2, Textiles - Test Methods for Nonwovens - Part 2: Determination of Thickness Superseded by EN ISO 9073-2: 1996 (Μέθοδοι δοκιμών μη υφαντών προϊόντων. Μέρος 2: Προσδιορισμός του πάχους -βλ. και νεώτερο EN ISO 9073-2: 1996)
[5] EN 29073-3, Textiles - Test Methods for Nonwovens - Part 3: Determination of Tensile Strength and Elongation (Μέθοδοι δοκιμών μη υφαντών προϊόντων. Μέρος 3: Προσδιορισμός της εφελκυστικής αντοχής και της επιμήκυνσης)
[6] ASTM D4833-00e1, Standard Test Method for Index Puncture Resistance of Geotextiles, Geomembranes, and Related Products (Πρότυπη δοκιμή προσδιορισμού της αντοχής σε διάτρηση των γεωσυνθετικών υλικών)

9.2 Στεγάνωση με συνθετικές μεμβράνες

Τα υλικά τα οποία χρησιμοποιούνται είναι: - Μεμβράνες, Υλικά στερέωσης, Υλικά διαμόρφωσης των επιφανειών έδρασης της μεμβράνης. Οι συνθετικές στεγανωτικές μεμβράνες κατασκευάζονται από υψηλά πολυμερή, συνήθως από χλωριούχο πολυβυνίλιο (PVC και PVC-P), από πολυαιθυλένιο (PE), από υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο (HDPE), από εύκαμπτες πολυολεφίνες (FPO), από πολυπροπυλένιο (PP). Οι μεμβράνες γενικά είναι εύκαμπτες, ανθεκτικές και με καλή εργασιμότητα. Η επιλογή τους, αν δεν προβλέπεται συγκεκριμένος τύπος, γίνεται στην βάση τις απαίτησης τεχνικής διάρκειας ζωής της μεμβράνης, της χημικής σύστασης του γεωυλικού και του νερού, της υδραυλικής πίεσης που αναμένεται να επενεργεί στην σήραγγα και του εντατικού καθεστώτος που προβλέπεται να βρεθεί η μεμβράνη κατά την τεχνική διάρκεια ζωής της. Η στεγανωτική μεμβράνη πρέπει να συμμορφώνεται στις απαιτήσεις του προτύπου ΕΛΟΤ ΕΝ 13491/Α1. Σημειώνεται ότι οι μονωτικές μεμβράνες πρέπει να ανθίστανται στην καταστροφή από πυρκαγιά και ειδικότερα πρέπει: 1) Να μην είναι εύφλεκτες, 2) Όταν καίγονται να μην δημιουργούν καπνό και οι απελευθερούμενες ουσίες να μην είναι τοξικές, 3) Να μην ρευστοποιούνται στις υψηλές θερμοκρασίες.



Σχήμα 9-2. Γεωμεμβράνη εξωτερικά της τελικής επένδυσης

9.2.1 Μέθοδος εκτέλεσης της εργασίας

Οι γεωμεμβράνες τοποθετούνται στην περιφέρεια της σήραγγας (*Σχήμα 9-2*) επάνω στο γεωύφασμα. Η τοποθέτησή της πραγματοποιείται από το ειδικό φορείο τοποθέτησης του γεωυφάσματος. Με βάση τις απαιτήσεις επιτελεστικότητας του συστήματος στεγάνωσης και της σήραγγας, καθορίζονται το πεδίο εφαρμογής των μέτρων στεγάνωσης και το αν η μεμβράνη θα εφαρμόζεται στο σύνολο της περιφέρειας της διατομής της σήραγγας ή μόνο στον θόλο και στις παρειές. Επειδή κατά την κατασκευή της σήραγγας επικρατούν δύσκολες συνθήκες, είναι προτιμότερο οι εργασίες στεγάνωσης να αρχίζουν μόνο αφού η σήραγγα έχει πλήρως ανοιχθεί. Στην περίπτωση που τούτο δεν είναι εφικτό, προκύπτουν ουσιώδεις δυσκολίες για την μεταφορά των υλικών, απαιτούνται ενισχυμένα μέτρα ασφάλειας και επίσης πρέπει οι εργασίες να διακόπτονται κατά τις ανατινάξεις. Το μέτωπο της στεγάνωσης πρέπει να απέχει ικανή απόσταση από το μέτωπο της σήραγγας ώστε να αποφεύγονται παρενοχλήσεις και να εξασφαλίζεται ομαλή εξέλιξη των εργασιών. Επίσης είναι απαραίτητο να λαμβάνονται υπόψη οι συνθήκες του εργοταξίου (δίκτυα, νερά κ.λπ.) και να αντιμετωπίζονται κατάλληλα. Πριν την έναρξη της εργασίας για την τοποθέτηση των υλικών υδατοστεγάνωσης, γίνεται, τμηματικά, η παραλαβή της επιφάνειας του εκτοξευομένου σκυροδέματος, μαζί με τον έλεγχο για τις ελάχιστες διαστάσεις της διατομής.

Η ποιότητα της επιφάνειας του εκτοξευόμενου σκυροδέματος συμβάλλει σημαντικά στην καλή λειτουργία του όλου συστήματος της στεγάνωσης, γιατί πάνω σ' αυτή γίνεται η στερέωση του συστήματος. Είναι επιβεβλημένο το στρώμα εξομάλυνσης του εκτοξευόμενου σκυροδέματος να καλύπτει όλες τις αιχμές, προεξοχές, κοιλώματα, τις ίνες που πιθανόν εμπεριέχονται, καθώς επίσης και τις στερεώσεις ή τα αγκύρια που χρησιμοποιούνται και μάλιστα με τρόπο τέτοιο που να εξασφαλίζονται οι εξής προϋποθέσεις:

Επαρκής αντοχή και σταθερότητα.

Στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος με λεπτόκοκκα αδρανή μεγίστης διαμέτρου κόκκων 6 mm και ελαχίστου πάχους 30 mm όπου απαιτείται.

Λόγος μήκους προς ύψος στις τοπικές προεξοχές, τουλάχιστον 5:1 στην περίπτωση ελαστικών μεμβρανών πάχους μέχρι 2 mm, ενώ για σκληρότερες ή χονδρότερες μεμβράνες χρειάζεται σχέση 10:1 τουλάχιστον.

Ακτίνα "στρογγυλευμάτων" τουλάχιστον 20 cm.

Να κατασκευάζεται το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα στο πάχος που απαιτείται για τη στατική λειτουργία της αρχικής υποστήριξης έχοντας ενσωματώσει τις κεφαλές των προβλεπόμενων αγκυρίων.

Αφού σταθεροποιηθεί η βραχομάζα και μηδενιστεί ο ρυθμός εξέλιξης των τυχόν παραμορφώσεων μετά την διάνοιξη, να εφαρμόζεται η στρώση του εκτοξευομένου σκυροδέματος (εξομάλυνσης), με διαβάθμιση κόκκων 0 - 6 mm.

Η στεγάνωση του θόλου ακολουθεί την περιφέρεια της σήραγγας και απολήγει στην σύνδεση με τον αποστραγγιστικό σωλήνα στην βάση της διατομής ή με τη μεμβράνη του πυθμένα. Όταν προβλέπεται μεμβράνη και στον πυθμένα (*Σχήμα 9-3*), μετά την διάστρωση και τοποθέτησή της καλύπτεται με στρώση εκτοξευομένου σκυροδέματος πάχους μέχρι 5 cm ή τσιμεντοκονία για προστασία της από τις εργασίες τοποθέτησης του οπλισμού κ.λπ. Οι λωρίδες της μεμβράνης αλληλεπικαλύπτονται υποχρεωτικά, για την συγκόλληση μεταξύ τους κατά απόλυτα στεγανό τρόπο. Η συγκόλληση γίνεται με την μέθοδο του θερμού πυρήνα (hot air double welding). Η συνήθης επικάλυψη των φύλλων ανέρχεται σε 13-15 cm.



Σχήμα 9-3. Στεγάνωση του δαπέδου της σήραγγας

Η θερμοκόλληση της μεμβράνης γίνεται στην επιφάνεια των δίσκων (ροδελών). Έτσι σε μία αύξηση των φορτίων της βραχομάζας (π.χ. λόγω δυναμικής καταπόνησης) η μεμβράνη απλά θα αποκολληθεί από κάποιους δίσκους, χωρίς να σχισθεί. Η ποιότητα της συγκόλλησης των ραφών προκύπτει σαν συνισταμένη της σωστής θερμοκρασίας συγκόλλησης και της κατάλληλης μηχανικής πίεσης που ασκείται πάνω στην θέση τοπικής τήξης του υλικού των μεμβρανών στο σημείο της συγκόλλησης. Η ραφή θα είναι υποχρεωτικά διπλή, για λόγους ασφαλείας της στεγάνωσης και για να είναι δυνατός ο έλεγχος της στεγανότητάς της.

Χρησιμοποιούνται αυτόματες μηχανές συγκόλλησης δι' επαφής με μεταλλικό θερμαντικό στοιχείο. Οι αυτόματες αυτές μηχανές διαθέτουν ειδικό σύστημα, με μόνιμη διάταξη αντιστήριξης, που κινείται με χωριστό μικρο-κινητήρα. Σαν αποτέλεσμα αυτού, η συγκόλληση είναι δυνατό να πραγματοποιηθεί ανεξάρτητα από την ύπαρξη ή όχι υπόβαθρου στήριξης των μεμβρανών. Η ταχύτητα της συσκευής ρυθμίζεται σύμφωνα με την απαιτούμενη θερμοκρασία και μάλιστα με δυνατότητα συνεχούς διαβάθμισης (ηλεκτρονική ρύθμιση) και κατά συνέπεια στον χειριστή απομένει απλώς να καθοδηγεί την συσκευή και να επιμελείται για την διατήρηση επαρκούς επικάλυψης και για την ακινητοποίηση του μηχανήματος, σε περίπτωση κάποιας ανωμαλίας. Η συγκολλητική ραφή, με το παραπάνω μηχάνημα, δύναται να αρχίσει είτε από το ένα είτε από το άλλο άκρο της μεμβράνης στο μήκος της και, σε γενική περίπτωση, συνεχίζεται "μια και έξω", δηλαδή σε μια διαρκή φάση, μέχρι το άλλο άκρο.

Το θερμαντικό στοιχείο έχει εσοχή, πλάτους 10 mm περίπου στο κέντρο, ώστε να δημιουργείται μια γεωμετρική, εκ των προτέρων προσδιορισμένη, διακοπή της συνεχούς ραφής στο σημείο αυτό. Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται καθ' όλο το μήκος της ραφής ένα "αυλάκι", ενώ η ραφή καθίσταται διπλή. Το ολικό πλάτος της διπλής ραφής πρέπει να είναι 30 mm, εφ' όσον χρησιμοποιείται αυτόματη μηχανή, ή 40 mm, προκειμένου για χρήση μονάδων θερμού αέρα. Το αυλάκι μεταξύ των δυο ραφών χρησιμεύει στην συνέχεια στον έλεγχο της στεγανότητας και της μηχανικής αντοχής της ραφής με τη βοήθεια πιεσμένου αέρα, που εισπιέζεται μέσα σ' αυτό υπό πίεση 200 kPa επί 10 λεπτά της ώρας. Πριν από τον έλεγχο πρέπει να επιβεβαιωθεί το ότι οι ραφές έχουν κρυώσει επαρκώς. Στην πράξη, οι ραφές ελέγχονται όλες μαζί προς το τέλος κάθε βάρδιας εργασίας.

Η επιφάνεια της μεμβράνης που συγκολλείται στο δίσκο πρέπει να υπερβαίνει το 80% της επιφάνειας του δίσκου. Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται κατά την στερέωση της μεμβράνης για την αποφυγή δημιουργίας πτυχών μετά την σκυροδέτηση, οι οποίες έχει αποδειχθεί ότι αντιπροσωπεύουν αδύναμα σημεία στο όλο σύστημα. Οι κυριότερες αιτίες δημιουργίας πτυχώσεων είναι ανώμαλη ή κυματοειδής επιφάνεια έδρασης, ανεπαρκής αριθμός και ακατάλληλη κατανομή των σημείων στερέωσης, τριβή μεταξύ μεμβράνης και προστατευτικής στρώσης, διαδικασία σκυροδέτησης σε συνδυασμό με την εκλυόμενη θερμότητα από την ενυδάτωση του τσιμέντου. Η όλη εκτέλεση της στεγάνωσης, όπως περιγράφηκε ήδη, πραγματοποιείται με την βοήθεια κινητού φορείου (σκαλωσιάς). Η διάταξη του φορείου αυτού είναι τέτοια, ώστε να μην παρεμποδίζεται η ροή των άλλων εργασιών, που γίνονται στην σήραγγα. Ο κατάλληλος σχεδιασμός του φορείου είναι ουσιαστικής σημασίας για την επίτευξη ικανοποιητικού ρυθμού εργασίας. Η ασφάλεια στον χώρο της εργασίας επιβάλλει συνεχή και επαρκή φωτισμό.

Οι κατασκευαστικοί αρμοί στην μόνιμη επένδυση με σκυρόδεμα αντιπροσωπεύουν μια επικίνδυνη περιοχή στην όλη στεγάνωση. Συνήθως στην περιοχή αυτή αναπτύσσονται μεγαλύτερες διατμητικές τάσεις πάνω στις μεμβράνες. Εξ άλλου δημιουργούνται κίνδυνοι και κατά την φάση της τοποθέτησης και εφαρμογής του μεταλλότυπου της σκυροδέτησης. Γι' αυτόν το λόγο χρειάζεται πρόσθετη εξασφάλιση της στεγανωτικής μεμβράνης στη θέση των κατασκευαστικών αρμών, που επιτυγχάνεται με επικόλληση πρόσθετης προστατευτικής λωρίδας από το ίδιο υλικό πλάτους 50 cm, που τοποθετείται πάνω στην κυρίως ραφή, περιφερειακά και συγκολλάται με χειροκίνητη μηχανή.

Η σύνδεση των στεγανωτικών κατασκευών εντός της σήραγγας με αυτές των εισόδων γίνεται σε περιοχή ευαίσθητη σε καθιζήσεις και γι' αυτό θα πρέπει να διαμορφωθεί ιδιαίτερα. Κατά κανόνα οι κατασκευές εισόδου διαμορφώνονται μετά την ολοκλήρωση της εσωτερικής επένδυσης με σκυρόδεμα και κατά συνέπεια στον χρόνο που μεσολαβεί θα πρέπει να προστατεύεται η στεγάνωση με βοηθητικά μέσα. Μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής της εισόδου, απομακρύνεται η βοηθητική στερέωση και σφραγίζεται ο αρμός. Η είσοδος που κατασκευάζεται με ανοικτή μέθοδο στεγανώνεται αφού περιληφθεί η μεμβράνη μεταξύ δύο γεωυφασμάτων προστασίας. Εάν αργότερα επικαλυφθεί με κονίαμα, τότε συνιστάται να γίνει προστατευτική επικάλυψη με σκυρόδεμα πάχους τουλάχιστον 5 cm. Η τελική στερέωση της στεγανωτικής μεμβράνης περιμετρικώς της εισόδου πραγματοποιείται μηχανικά με κατάλληλη λάμα ή με συγκόλληση σε ειδικά προφίλ ενσωματούμενα στο σκυρόδεμα κατά την έγχυση.

Διελεύσεις διαφόρων στοιχείων (σωλήνων κ.λπ.) αντιμετωπίζονται κυρίως με κατασκευές φλαντζών. Η στρώση προστασίας (γεωύφασμα) δεν παρεμβάλλεται μεταξύ των φλαντζών. Η μεμβράνη στεγάνωσης συσφίγγεται μεταξύ δύο στρώσεων NEOPREN πάχους 5 mm. Οι διαστάσεις των φλαντζών προδιαγράφονται ανάλογα με την πίεση του νερού.

Ο *Πίνακας 9-2* δίνει τα επιθυμητά χαρακτηριστικά του τύπου της μεμβράνης που επιλέγεται από αυτές που κυκλοφορούν στο εμπόριο. Οι τιμές των χαρακτηριστικών του πίνακα είναι οι ελάχιστες που γίνονται αποδεκτές.

Πίνακας 9-2. Χαρακτηριστικά στεγανωτικής μεμβράνης

ΙΔΙΟΤΗΤΕΣ	Μέθοδος Ελέγχου	Μονάδα	Χαρακτηριστικά
Πάχος	DIN 53370:1976-02* [1]	mm	≥ 2
Αντοχή σε θραύση (διαμήκης και εγκάρσια)	EN ISO 527-1:1996* [2]	MPa	≥ 15
Επιμήκυνση σε θραύση (διαμήκη και εγκάρσια)	EN ISO 527-1:1996*	%	≥ 300
Απομένουσα αντοχή θραύσης (διαμήκης και εγκάρσια)	EN ISO 527-1:1996*	MPa	≥ 50
Θλιπτική τάση για 20% παραμόρφωση	EN ISO 527-1:1996* [3]	MPa	≥ 20
Πλαστική παραμένουσα παραμόρφωση μετά από 20% θλιπτική παραμόρφωση		%	≤ 5
Αντοχή θλίψης σε χάραξη (σχισμή)	EN ISO 527-1:1996*	MPa	≥ 10
Μεταβολή διαστάσεων (διαμήκων και εγκαρσίων) λόγω γήρανσης	ASTM D1204-02 [4]	%	$\leq \pm 2$
Μέτρο ελαστικότητας	ASTM D882-02 [5]	MPa	≥ 120
Αντίσταση σε διάτρηση για ύψος πτώσης 750 mm	BS 6906-2:1989-01-31 [6] ASTM D1922-03α [7]	-	ουδεμία διάτρηση
Υδροαπορροφητικότητα	ISO 8361-1:1991* [8]	%	≤ 2
Αντοχή σε σχίσιμο	ASTM D1922-03α	kN/m	≥ 30
Αντοχή σε διάδοση σχισίματος	DIN 53363:2003-10* [9]	N	≥ 250
Αντοχή σε κρούση	ASTM D1709-04 [10]	kN/m	≥ 150
Συρρίκνωση	DIN 16729:1984-09* [11]	%	≤ 2
Αντοχή σε θραύση από υδροστατική πίεση	ASTM D751-00e1 [12]	bar	≥ 10
Ποιότητα κατά την διάρκεια και μετά την φύλαξη σε 80° C [Μη ρηγμάτωση (διαμήκης και εγκάρσια) σε χαμηλές θερμοκρασίες]	DIN 16729:1984-09*	oC	-20
Ανθεκτικότητα σε όξινα και αλκαλικά εδάφη	DIN 16729:1984-09*	%	ανεπηρέαστη
Συμπεριφορά των αρμών συγκόλλησης (πίεση αέρα μέχρι 0,5 bar, εφαρμοζόμενη τουλάχιστον για 10 min)	ASTM D4885-01 [13]	-	ουδεμία διαφυγή
Αποβολή πτητικών	ASTM D4885-01	%	≤ 1
Σκληρότητα		Shore	≥ 75

* (ή ισοδύναμο ASTM)

[1] DIN 53370:1976-02, Testing of plastic films; determination of the thickness by mechanical feeling

[2] EN ISO 527-1:1996, Plastics - Determination of tensile properties - Part 1: General principles (ISO 527-1:1993 including Corr 1:1994). -- Πλαστικά. Προσδιορισμός εφελκυστικών ιδιοτήτων. Μέρος 1: Γενικές αρχές

[3] EN ISO 527-1:1996, Plastics - Determination of tensile properties - Part 1: General principles (ISO 527-1:1993 including Corr 1:1994). -- Πλαστικά. Προσδιορισμός εφελκυστικών ιδιοτήτων. Μέρος 1: Γενικές αρχές

[4] ASTM D1204-02, Standard Test Method for Linear Dimensional Changes of Nonrigid Thermoplastic Sheeting or Film at Elevated Temperature -- Πρότυπη δοκιμή προσδιορισμού γραμμικής διαστολής ευκάμπτων θερμοπλαστικών. Δοκιμές μεμβρανών ή υμένων σε υψηλές θερμοκρασίες

[5] ASTM D882-02, Standard Test Method for Tensile Properties of Thin Plastic Sheeting -- Πρότυπη δοκιμή εφελκυστικής αντοχής λεπτών πλαστικών μεμβρανών

[6] BS 6906-2:1989-01-31, Methods of test for geotextiles - Determination of the apparent pore size distribution by dry sieving -- Μέθοδοι δοκιμής γεωυφασμάτων. Προσδιορισμός της κατανομής των πόρων κατά μέγεθος με την μέθοδο του κοσκινίσματος σε ξηρή κατάσταση

[7] ASTM D1922-03α, Standard Test Method for Propagation Tear Resistance of Plastic Film and Thin Sheating by Pendulum Method – Πρότυπη δοκιμή προσδιορισμού της αντίστασης μετάδοσης σχισίματος πλαστικών υμένων και λεπτών φύλλων με την μέθοδο του εκκρεμούς.

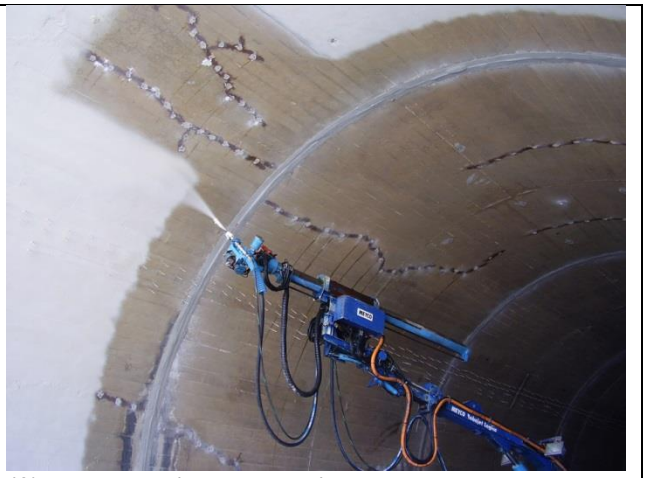
[8] ISO 8361-1:1991, Thermoplastics pipes and fittings -- Water absorption -- Part 1: General test method -- Θερμοπλαστικοί σωλήνες και εξαρτήματα. Απορρόφηση νερού. <έρος 1: Γενική δοκιμή
[9] DIN 53363:2003-10, Testing of plastic films - Tear test using trapezoidal test specimen with incision --Δοκιμές πλαστικών μεμβρανών. Δοκιμή απόσχισης επί τραπεχοειδούς σχήματος δοκιμίου με εγχάραξη
[10] ASTM D1709-04, Standard Test Methods for Impact Resistance of Plastic Film by the Free-Falling Dart Method -- Πρότυπη δοκιμή προσδιορισμού της αντοχής πλαστικών μεμβρανών σε κρούση με την μέθοδο του πίπτοντος βέλους
[11] DIN 16729:1984-09, Ethylene copolymer bitumen (ECB) plastic roofing sheeting and plastic sealing sheeting; Requirements -- Φύλλα ασφαλτικού αιθυλενικού συμπολυμερούς επιστέγασης και στεγάνωσης. Απαιτήσεις
[12] ASTM D751-00e1, Standard Test Methods for Coated Fabrics -- Πρότυπη δοκιμή επενδεδυμένων υφασμάτων
[13] ASTM D4885-01, Standard Test Method for Determining Performance Strength of Geomembranes by the Wide Strip Tensile Method -- Πρότυπη δοκιμή προσδιορισμού λειτουργικής αντοχής γεωμεμβρανών με την μέθοδο εφελκυσμού ευρείας λωρίδας.

9.3 Στεγάνωση σηράγγων με ψεκασμό

Η στεγάνωση με ψεκασμό (*Σχήμα 9-4*) εκτελείται απλούστερα και είναι οικονομικότερη. Εν τούτοις δεν εφαρμόζεται συχνά, καθόσον αφενός μεν δεν επιτρέπει την υδρομάστευση, αφετέρου δε δεν εξασφαλίζει σε όλες τις περιπτώσεις την αδιαπερατότητα.



(α) Χειρωνακτικός ψεκασμός



(β) Εκμηχανισμένος ψεκασμός

Σχήμα 9-4. Ψεκαζόμενη στεγάνωση

9.4 Επιμέτρηση της εργασίας

Η επιμέτρηση της πλήρους κατασκευής προστατευτικής-αποστραγγιστικής στρώσης από γεωύφασμα καθώς και της στεγάνωσης με συνθετικές μεμβράνες, γίνεται σε τετραγωνικά μέτρα τελειωμένης επιφάνειας σήραγγας με στρώση γεωυφάσματος και συνθετικής μεμβράνης, αντίστοιχα.

Βιβλιογραφία/Αναφορές

BTS-ICE (2000). “Specification for Tunnelling”, Thomas Tellford

Maidl B (2004). “Handbuch des Tunnel- und Stollenbaus”, Band I, 3 Auflage, Verlag Glückauf.

Προδιαγραφές

ΕΛΟΤ ΕΝ 13491/Α1 Γεωσυνθετικά διαφράγματα – Απαιτούμενα χαρακτηριστικά για χρήση διαφράγματος υγρών στην κατασκευή σηράγγων και υπογείων έργων - Geosynthetic barriers - Characteristics required for use as a fluid barrier in the construction of tunnels and underground structures.

ΕΛΟΤ ΕΝ 13256 Α1 Γεωυφάσματα και προιόντα σχετικά με γεωυφάσματα – Απαιτούμενα χαρακτηριστικά για χρήση στην κατασκευή σηράγγων και υπόγειων κατασκευών - Geotextiles and geotextile-related products – Required characteristics for use in the construction of tunnels and underground structures.

ΕΛΟΤ ΕΝ 13719 Γεωυφάσματα και σχετικά προιόντα – Προσδιορισμός της μακροχρόνιας αποτελεσδματικότητας της προστασίας γεωυφαμάτων που βρίσκονται σε επαφή με γεωσυνθετικά διαφράγματα - Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the long term protection efficiency of geotextiles in contact with geosynthetic barriers.

CEN/TR 15019 Γεωυφάσματα και προιόντα σχετικά με γεωυφάσματα – Έλεγχος ποιότητας στο εργοτάξιο - Geotextiles and geotextile-related products - On-site quality control.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-05-01-00. «Στεγάνωση επένδυσης σηράγγων με συνθετικές μεμβράνες - Tunnels lining waterproofing with synthetic membranes», ΦΕΚ Τεύχος Β, 36183-36196

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-05-02-00. «Γεωυφάσματα προστασίας ή αποσττράγγισης στεγανοποιητικών μεμβρανών επένδυσης σηράγγων - Geotextiles for the protection or drainage of tunnel lining waterproofing membranes», ΦΕΚ Τεύχος Β, 36197-36208

Κεφάλαιο 10

Σύνοψη
Οι σήραγγες που διανοίγονται από ασπίδες επενδύονται συνήθως με προκατασκευασμένα τόξα από σκυρόδεμα, τα οποία συνδέονται μεταξύ τους ώστε να διαμορφώσουν δακτυλίους. Μετά την κατασκευή τους υφίστανται φορτίσεις τόσον κατά την αποθήκευση, μεταφορά και τοποθέτηση, όσον και κατά τη διάνοιξη της σήραγγας και τη λειτουργία της. Η γεωμετρική μορφή των τόξων επιτρέπει την ευθύγραμμη αλλά και την καμπύλη χάραξη της σήραγγας.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Οπλισμένο σκυρόδεμα. Χρήσιμη βιβλιογραφία: Wittke. *(2007),*

10. Μόνιμη επένδυση από προκατασκευασμένα στοιχεία[2]

10.1 Γενικά

Η πρώτη επιτυχής διάνοιξη κάτω από τον Τάμεση με την τοποθέτηση επένδυσης από πλίνθους αμέσως πίσω από την ασπίδα, οδήγησε γρήγορα στην εισαγωγή μεγαλύτερων προκατασκευασμένων στοιχείων που ταίριαζαν με τη νέα μέθοδο (Maidl et al., 1996). Στις σύγχρονες διανοίξεις σηράγγων με ασπίδες ολομέτωπης κοπής, η επένδυση συνήθως ακολουθεί πίσω από την ασπίδα και συνίσταται από προκατασκευασμένα τόξα οπλισμένου σκυροδέματος. Τα συναρμολογημένα τόξα διαμορφώνουν το δακτύλιο της επένδυσης. Η μόνιμη επένδυση από προκατασκευασμένα τόξα, αποτελεί συνήθως εκτός από στατικό στοιχείο, και στοιχείο τελικής επιφάνειας του εσωτερικού της σήραγγας.

10.1.1 Υλικά κατασκευής

Για την κατασκευή των στοιχείων ως υλικά χρησιμοποιούνται: Σκυρόδεμα, Οπλισμοί από χάλυβα, και Ίνες οπλισμού.

Το σκυρόδεμα πρέπει να συμμορφώνεται προς τις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-01-00. Η κατηγορία του σκυροδέματος είναι υψηλή και ενδεχομένως έχει ειδικές απαιτήσεις. Η σύνθεση πρέπει να διασφαλίζει την ικανοποίηση όλων των απαιτήσεων της επένδυσης, με την ελάχιστη ποσότητα τσιμέντου, για τη μείωση της εκλυόμενης θερμότητας και την αποφυγή ανάπτυξης ρωγματώσεων. Ο χρόνος απομάκρυνσης του στοιχείου από τον τύπο είναι ιδιαίτερα σημαντικός, και η σύνθεση πρέπει να ανταποκρίνεται σε αυτόν. Αν δεν ορίζεται διαφορετικά, το τσιμέντο του σκυροδέματος του θόλου είναι υψηλής πρώιμης αντοχής (R), όπως ορίζεται στην παρ. 7.1.2. του προτύπου (ΕΛΟΤ) ΕΝ 197-1. Σε περίπτωση χρήσης ιπτάμενης τέφρας, αυτή συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις του προτύπου (ΕΛΟΤ) ΕΝ 450-1. Αντίστοιχα, η πυριτιακή παιπάλη θα συμμορφώνεται με τις απαιτήσεις των προτύπων (ΕΛΟΤ) ΕΝ 13263-1 & -2.

Ο οπλισμός του σκυροδέματος συμμορφώνεται στις απαιτήσεις του Προτύπου (ΕΛΟΤ) ΤΠ 1501-01-02-01-00.

Οι ίνες που χρησιμοποιούνται για οπλισμό σκυροδέματος πληρούν τις απαιτήσεις των προτύπων (ΕΛΟΤ) ΕΝ 14889-1 & -2 για τις χαλύβδινες, και (ΕΛΟΤ) ΕΝ 14845-1 & -2 για τις συνθετικές. Οι ίνες φέρουν σύστημα αγκύρωσης στην μάζα του σκυροδέματος (π.χ. διευρυμένα άκρα, κυματοειδή μορφή κ.λπ.) και έχουν τη δυνατότητα ομοιόμορφης κατανομής στη μάζα του σκυροδέματος.

---

[2] Τα σχήματα του κεφαλαίου ενδέχεται να έχουν copyright, και ως εκ τούτου δύνανται να χρησιμοποιηθούν μόνον στα πλαίσια του μαθήματος.

10.1.2 Δομητική μελέτη

Πραγματοποιείται σύμφωνα με τις οδηγίες της ITA (2000). Ο *Πίνακας 10-1* διακρίνει τον έλεγχο της δομητικής επάρκειας της τοξωτής επένδυσης, σε τρεις φάσεις, ήτοι: από την προκατασκευή μέχρι και την εγκατάσταση, σε ώθηση του ΤΒΜ, και σε λειτουργία. Αναλυτικότερα οι φάσεις είναι:
(Α) Διαδικασία προκατασκευής: Τα φορτία προκύπτουν από την αποθήκευση, τη μεταφορά, την πρόσκρουση, την εγκατάσταση επί τόπου των τόξων και πίεση ενεμάτωσης. Η ελάχιστη αντοχή του προκατασκευασμένου στοιχείου είναι μεγαλύτερη από την προδιαγραφόμενη για την εξαγωγή του από το καλούπι ή μεγαλύτερη από την προδιαγραφόμενη για την αποθήκευση. Σε όλους τους ελέγχους θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η αντοχή που έχει αναπτύξει το σκυρόδεμα τη δεδομένη χρονική στιγμή. Φορτία από κρούσεις πρέπει να θεωρούνται επιπρόσθετα.
(Β) Προχώρηση του ΤΒΜ: Περιλαμβάνονται τα φορτία που οφείλονται σε δυνάμεις ώθησης. Στη φάση αυτή υπολογίζεται η μέγιστη δύναμη ώθησης που μεταβιβάζεται στον τελευταίο τοποθετημένο δακτύλιο πίσω από την ουρά της ασπίδας, μέσω των υδραυλικών εμβόλων, η οποία θα πρέπει να μπορεί να παραληφθεί από το δακτύλιο. Πρέπει να διασφαλίζεται η αντοχή των προκατασκευασμένων στοιχείων.
(Γ) Φάση λειτουργίας: Τα φορτία οφείλονται στο ίδιο βάρος, τις γεωστατικές πιέσεις, τις υδραυλικές πιέσεις, και τυχηματικά φορτία όπως σεισμός, πυρκαγιά, πρόσκρουση, και όλα τα πιθανά φορτία που θα πρέπει να παραλαμβάνει η επένδυση στη μακρά αυτή περίοδο διάρκειας ζωής του έργου. Οι σεισμικές επιδράσεις λαμβάνονται με βάση τα χαρακτηριστικά της δόνησης στην περιοχή του έργου.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 – μέρος 1, στη μελέτη και τη διαστασιολόγηση της τμηματικής επένδυσης απαιτούνται δυο συγκεκριμένοι έλεγχοι της κατασκευής: σε Ύστατη Οριακή Κατάσταση (Αστοχίας) (ULS) και σε Λειτουργικότητας Οριακή Κατάσταση (SLS). Στην κατάσταση ULS, η αντοχή κάποιου τμήματος της όλης κατασκευής έχει ξεπεραστεί, ενώ στην κατάσταση SLS οι λειτουργικές απαιτήσεις έχουν ξεπεραστεί, όπως για παράδειγμα, υπερβολική, πέρα από τα επιτρεπτά όρια, καθίζηση, παράλληλη μετατόπιση, στροφή, παραμόρφωση ή εμφάνιση ρωγματώσεων. Οι έλεγχοι πραγματοποιούνται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα (EN 1992-1-1:2004). Η δομητική ανάλυση πραγματοποιείται με τη βοήθεια αριθμητικών μεθόδων, όπως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, που δύνανται να λαμβάνουν υπόψη τη φέρουσα συμπεριφορά της γεωμάζας και τα διαφορετικά στάδια φόρτισης, και επιτρέπουν τη λεπτομερή και ρεαλιστική προσομοίωση της γεωμετρίας των τόξων και των αρμών.

10.2 Από την προκατασκευή στην εγκατάσταση (σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-03-00:2009)

Περιλαμβάνει την παραγωγή, αποθήκευση, μεταφορά, τη διαχείριση γενικά των προκατασκευασμένων στοιχείων και την εγκατάστασή τους εντός της σήραγγας.

10.2.1 Κατασκευή προκατασκευασμένων στοιχείων

Η κατασκευή των στοιχείων γίνεται είτε σε υφιστάμενη βιομηχανική μονάδα είτε σε ειδική εγκατάσταση παραγωγής σχεδιασμένη για τον σκοπό αυτό. Σε κάθε περίπτωση πάντως οι εγκαταστάσεις και τα συστήματα παραγωγής πρέπει να διαθέτουν Σύστημα Διασφάλισης Ποιότητας και Ποιοτικού Ελέγχου κατά το πρότυπο ΕΛΟΤ ΕΝ ISO 9001 Ε3, και να συμμορφώνονται με τις προδιαγραφές σχετικά με τα υλικά, τις συνθέσεις, την εφαρμογή, την ωρίμανση και την αποθήκευση των υλικών των σκυροδεμάτων, των προκατασκευασμένων στοιχείων και των στερεωτικών υλικών.

Το εμβαδόν του χώρου εργασίας (Σχήμα 10-1) για τον οπλισμό των στοιχείων είναι τουλάχιστον 3500 m^2. Πρέπει να υπάρχει αυτοματοποιημένη γραμμή παραγωγής. Κατάλληλος εξοπλισμός μεταφέρει τους κλωβούς προς φύλαξη και όταν απαιτείται, στο χώρο της προκατασκευής. Ο χώρος κατασκευής των προκατασκευασμένων στοιχείων είναι τουλάχιστον 2000 m^2 και είναι εφοδιασμένος με κινούμενο γερανό. Η αλυσίδα παραγωγής αποτελείται από την: α) γραμμή προκατασκευής, β) γραμμή θερμαινόμενης σκλήρυνσης (συντήρησης) και προσωρινής φύλαξης, και γ) γραμμή μεταφοράς.

Το παρασκευαστήριο σκυροδέματος πρέπει να είναι αυτόματο, επαρκούς ικανότητας παραγωγής (π.χ. 3 m^3 ανά επτά λεπτά), και να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-04-00 για συγκρότημα παραγωγής σκυροδέματος κατηγορίας Γ.

Η επιφάνεια του καλυμμένου θαλάμου συντήρησης έχει επιφάνεια που καλύπτει το μέγιστο προβλεπόμενο ρυθμό σκυροδέτησης των στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη τον απαιτούμενο χρόνο παραμονής

στο θάλαμο και τις απαιτήσεις στοίβασης. Η κίνηση στο θάλαμο συντήρησης ελέγχεται από κεντρικό γραφείο ελέγχου. Ο σχεδιασμός του συστήματος θέρμανσης λαμβάνει υπόψη το ρυθμό παραγωγής σε σχέση με το χρόνο συντήρησης. Ο αέρας στο θάλαμο συντήρησης θερμαίνεται με ηλεκτρικές συσκευές και έχει κατάλληλο ποσοστό υγρασίας.



(α) εργαλειομηχανές διαμόρφωσης



(β) συγκόλληση πλαϊνών πλεγμάτων



(γ) βάσεις συναρμολόγησης πλεγμάτων



(δ) αποθήκευση κλωβών

Σχήμα 10-1. Συνεργείο σιδηρού οπλισμού

Ο χώρος αποθήκευσης έχει επαρκή επιφάνεια ώστε να ικανοποιεί τις αποδόσεις του συγκροτήματος κατασκευής των στοιχείων και τις προβλέψεις του χρονοδιαγράμματος του έργου, και είναι εφοδιασμένος με κατάλληλο ανυψωτικό και μεταφορικό εξοπλισμό. Η μεταφορά γίνεται με φορτηγά ή ρυμουλκούμενα οχήματα ή σιδηροδρομικό συρμό.

Κάθε καλούπι περιλαμβάνει: α) ένα βαγονέτο που θα αποτελείται από στοιχεία υποστήριξης, τροχούς, αποσβεστήρες κίνησης, β) βάση που αποτελείται από χαλύβδινο μέτωπο, διαμήκεις και εγκάρσιες ενισχύσεις, εσοχές αγκυρώσεων, στεγανούς αρμούς, πλευρικούς τύπους στερεωμένους στη βάση (οι τελικές επιφάνειες διαμορφώνονται από μηχανή), δονητές στερεωμένους στην βάση.

Η εργασία του ανθρώπινου δυναμικού περιλαμβάνει κυρίως: καθαρισμό του καλουπιού, λίπανση και σφράγιση, τοποθέτηση του οπλισμού, τοποθέτηση κάθε είδους υποδοχών, τελειώματα, συντήρηση, αφαίρεση στοιχείου, έλεγχο και επισκευή, τοποθέτηση παρεμβυσμάτων και φλαντζών, αποθήκευση.

Πίνακας 10-1. Περίληψη των απαραίτητων ελέγχων της τμηματικής επένδυσης από τη φάση της προκατασκευής μέχρι την φάση της λειτουργίας (Geodata, 2013)

Φάση		**Λεπτομέρειες**	**Έλεγχοι**
Α	Προκατασκευή	Εξαγωγή από το καλούπι και πρώτη μετακίνηση	Έλεγχος των προκ. στοιχείων για τα φορτία εξαγωγής και αρχικών μετακινήσεων / χειρισμών
		Αποθήκευση	Έλεγχος των προκ. στοιχείων για το βάρος των υπερκείμενων στοιχείων κατά την αποθήκευση
	Μεταφορά, ανύψωση και τοποθέτηση	Ανύψωση από τον μονταδόρο	Έλεγχος των στοιχείων που θα μετακινηθούν και θα ανυψωθούν από τον μονταδόρο για τα ασκούμενα δυναμικά φορτία.
		Μεταφορά σε φρέατα και σε σήραγγες	Όπως προηγουμένως, έλεγχος των προκατασκευασμένων στοιχείων σε δράσεις ανύψωσης
Β	Προχώρηση TBM	Επαφή με TBM (αλληλεπίδραση μεταξύ πεδίλων εμβόλων και δακτυλίου τμηματικής επένδυσης)	Έλεγχος των στοιχείων υπό την επίδραση των τάσεων επαφής από τη δύναμη ώθησης του TBM, λαμβανομένου υπόψη του φαινομένου της εκκεντρότητας του φορτίου
		Επαγόμενος εφελκυσμός από τα πέδιλα των γρύλων (λόγω της επίδρασης της δύναμης ώθησης)	Έλεγχος των στοιχείων σε επαγόμενο εφελκυσμό μεταξύ των πεδίλων
		Μοντάρισμα και λανθασμένη ευθυγράμμιση των στοιχείων	Έλεγχος της εισαγωγής του στοιχείου κλειδιού και ανάλυση της λανθασμένης τοποθέτησης του στοιχείου κατά την διάρκεια της τοποθέτησης και της στερέωσης
Γ	Διάρκεια λειτουργίας	Φάση λειτουργίας	Στατικός έλεγχος για τις μακροχρόνιες συνθήκες λαμβανομένων υπόψη των εδαφικών και υδραυλικών φορτίων
		Επαφές μεταξύ των στοιχείων (δράσεις αρμών)	Έλεγχος των προκατασκευασμένων στοιχείων από άποψη τάσεων επαφής στους διαμήκεις αρμούς, αποτελέσματα από φορτία σε μακροχρόνιες συνθήκες, έλεγχος των διαμήκων αρμών λαμβανομένων υπόψη των φορτίων εκκεντρότητας
		Στεγανωτικά παρεμβύσματα	Έλεγχος της επιτελεστικότητας των στεγανωτικών παρεμβυσμάτων και της αλληλεπίδρασης με τους διαμήκεις συνδέσμους
		Πυράντοχη προστασία	Έλεγχος της πυράντοχης κατασκευής
		Σεισμικές συνθήκες	Έλεγχος των απαραιτήτων στατικών ελέγχων της τμηματικής επένδυσης λαμβανομένου υπόψη του σεισμικού φορτίου.
		Συμβατότητα	Μελέτη τσιμεντενέσεων

Εκτός αν ορίζεται διαφορετικά, η γραμμή παραγωγής μπορεί να λειτουργεί και χειρωνακτικά. Όπου απαιτείται η γραμμή παραγωγής πρέπει να διασφαλίζει παραγωγή προκατασκευασμένων στοιχείων σε μέχρι τρεις κύκλους εργασίας (βάρδιες) σε καθημερινή βάση.

Τα καλούπια (Σχήμα 10-2, αριστερά) είναι χαλύβδινα και έχουν ισχυρή κατασκευή ώστε να μην παραμορφώνονται, και συντηρούνται τακτικά, έτσι ώστε οι διαστάσεις των παραγομένων τεμαχίων να βρίσκονται μέσα στις προκαθορισμένες ανοχές. Πριν από την έναρξη της παραγωγής μπορούν, αν απαιτείται, να παράγονται δοκιμαστικά στοιχεία για επιθεώρηση και έλεγχο για την αποδοχή τους, καθώς και δείγματα που θα χαρακτηρίζονται ιδιαίτερα και θα φυλάσσονται ως πρότυπα μελλοντικά για αναφορές.



Σχήμα 10-2. Αριστερά: Μεταλλότυπος κενός. Δεξιά: Τοποθετημένος οπλισμός

Όλα τα προκατασκευασμένα στοιχεία φέρουν έναν αξιόπιστο κωδικό αναγνώρισης (Σχήμα 10-3) και έχουν με ανάγλυφα κεφαλαία γράμματα στην εσωτερική επιφάνεια τις ακόλουθες πληροφορίες: (1) Εσωτερική διάμετρος τελικής επιφάνειας, (2) Τύπος στοιχείου – «Τ» Τυπικό - «Κ» Κλείδα - «Ε» Ειδικό, (3) Αποκλειστικός αριθμός αναγνώρισης καλουπιού, (4) Οποιαδήποτε ειδική πληροφορία ενδεικτική της θέσης του στοιχείου στο δακτύλιο, (5) Ημερομηνία σκυροδέτησης στην εσωτερική επιφάνεια του στοιχείου.



(α) Τύπος στοιχείου και μήτρας *(β) Αριθμός παραγωγής*

Σχήμα 10-3. Κωδικοί αναγνώρισης

Όταν ενσωματώνονται σιδηροί οπλισμοί (Σχήμα 10-2, δεξιά) στο στοιχείο, διασφαλίζεται σε κάθε περίπτωση η ελάχιστη επικάλυψη των οπλισμών που προβλέπεται από τη μελέτη. Αν δεν προβλέπεται διαφορετικά, πρέπει να συμμορφώνεται με τις προβλέψεις του ΕΚΟΣ και να μην είναι μικρότερη από: 20mm στην εξωτερική πλευρά, 15mm στην εσωτερική πλευρά, και 20mm γύρω από οπές και από εκτεθειμένα σιδηρά στηρίγματα. Σε κάθε στοιχείο υπάρχουν οπές τσιμεντενέσεων, ονομαστικής διαμέτρου 50mm ή μεγαλύτερες, που είναι είτε οπές στο σκυρόδεμα είτε σωληνωμένες.

Η γραμμή παραγωγής (Τύπος carrousel) αποτελείται (Wagner & Schulter, 1996) από: Εξοπλισμό μεταφοράς "carrousel", καλούπια εξοπλισμένα με δονητή, σύστημα διανομής σκυροδέματος, θάλαμο συντήρησης. Τα καλούπια που τοποθετούνται στη γραμμή παραγωγής (Τύπος Carrousel) τοποθετούνται τμηματικά εμπρός από κάθε θέση εργασίας, πριν μεταφερθούν στο θάλαμο συντήρησης και τέλος, επιστρέψουν στη γραμμή για το νέο κύκλο. Οι θέσεις εργασίας που αποτελούν τη γραμμή παραγωγής γενικά πραγματοποιούν τις ακόλουθες λειτουργίες:

- απομάκρυνση συσκευών τοποθέτησης ενσκυροδετημένων υποδοχέων βλήτρων (inserts), σύμφωνα με τα σχέδια για κάθε τύπο στοιχείου.
- απομάκρυνση στοιχείων, καθαρισμός καλουπιών. Το στοιχείο απομακρύνεται από το καλούπι με αναρρόφηση (με τη βοήθεια συστήματος «κενού αέρος») και ανασηκώνεται ως τη γραμμή μεταφοράς.
- λίπανση καλουπιών, κλείσιμο καλουπιών. Η περίσσεια λιπαντικών απομακρύνεται με καθαρό πανί.
- τοποθέτηση οπλισμού και επαλήθευση της σωστής θέσης στις καβίλιες (spacers).
- τοποθέτηση ενσκυροδετημένων υποδοχέων βλήτρων
- έλεγχο καλουπιών προ σκυροδέτησης.
- σκυροδέτηση πρώτης φάσης και συμπύκνωση. Το καλούπι γεμίζει με σκυρόδεμα και δονείται αλλά η συνολική μετρηθείσα ποσότητα είναι λιγότερη από τη συνολική ποσότητα των τύπων.
- σκυροδέτηση δεύτερης φάσης και συμπύκνωση. Μετά τη σκυροδέτηση της πρώτης φάσης το καλούπι γεμίζεται με το απαραίτητο σκυρόδεμα για την ολοκλήρωση του τμήματος και πραγματοποιείται δόνηση. Στη γραμμή carrousel το σύστημα μαγνητικού σήματος αναγνωρίζει το καλούπι και ελέγχει την ποσότητα κάθε φάσης σκυροδέτησης με συσκευή ζυγίσματος σε ηλεκτρονικά καθοδηγούμενο σύστημα.
- καθαρισμός περίσσειας σκυροδέματος των πλαϊνών των καλουπιών, διαμόρφωση επιφανειών με προτιμότερη τη χρήση περιστρεφόμενης σπάτουλας πιεσμένου αέρα
- τελειώματα.

Παρέχεται συσκευή έλξης για την προοδευτική τοποθέτηση των καλουπιών εμπρός από τις προαναφερθείσες θέσεις εργασίας. Μία συρόμενη πλάκα παραλαμβάνει τους τύπους (καλούπια) στο τέλος της γραμμής και τους τοποθετεί (Σχήμα 10-4) στο θάλαμο σκλήρυνσης (συντήρησης), ενώ μία άλλη παραλαμβάνει τους τύπους από το θάλαμο και τους τοποθετεί στην αρχή της γραμμής του νέου κύκλου.




Σχήμα 10-4. Αριστερά: Διάδρομος παραγωγής. Δεξιά: Θάλαμος ωρίμανσης

Μέσα στο θάλαμο σκλήρυνσης (συντήρησης) το στοιχείο σπρώχνεται προοδευτικά κατά τη διάρκεια της διαδικασίας σκλήρυνσης. Αφού βγει από το θάλαμο συντήρησης, το στοιχείο αποχωρίζεται από τον τύπο ο οποίος τοποθετείται στην αρχή της γραμμής του νέου κύκλου.

Κατά τη διάρκεια της διαδικασίας παραγωγής, η θερμοκρασία μέσα στο θάλαμο συντήρησης καθορίζεται στη μέγιστη των 55°C . Η θερμοκρασία του θαλάμου συντήρησης προσαρμόζεται κατά τη διάρκεια παραγωγής, ώστε να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις: α) για τις πρώιμες αντοχές απομάκρυνσης των στοιχείων από τα καλούπια β) αποφυγής ρωγμάτωσης και γ) διάρκειας του κύκλου παραγωγής, η οποία θα ποικίλλει ανάλογα με την απαιτούμενη ικανότητα.

Το στοιχείο που βγαίνει από το θάλαμο συντήρησης ελέγχεται για επιφανειακές ατέλειες και επιδιορθώνεται αν κρίνεται αναγκαίο και έπειτα μεταφέρεται στη στοά στερέωσης του μονωτικού συνδέσμου. Έπειτα από τη στερέωση των μονωτικών συνδέσμων, τα τμήματα αποθηκεύονται μέσα στο ενδιάμεσο κτήριο αποθήκευσης, ή μεταφέρονται στην αίθουσα ελέγχου διαστάσεων. Από την προαναφερθείσα ενδιάμεση περιοχή αποθήκευσης τα τμήματα μεταφέρονται στο χώρο αποθήκευσης. Στην ενδιάμεση περιοχή αποθήκευσης και / ή στο χώρο αποθήκευσης, τα τμήματα σωρεύονται σε στρώματα διαχωριζόμενα από ξύλινες ή άλλες αντίστοιχες πλάκες.

10.2.2 Συντήρηση - Ξεκαλούπωμα - Αποθήκευση Προκατασκευασμένων Στοιχείων

10.2.2.1 Συντήρηση

Τα στοιχεία δεν απομακρύνονται από τα καλούπια αν το σκυρόδεμα δεν έχει αποκτήσει ικανοποιητική αντοχή, έτσι ώστε να προστατεύεται το στοιχείο από οποιαδήποτε ζημιά κατά την μεταφορά του. Η ανάπτυξη της αντοχής του σκυροδέματος κατά την σκλήρυνσή του επηρεάζεται αποφασιστικά από την θερμική επεξεργασία του. Γενικά, αν δεν προβλέπεται διαφορετικά, για το ξεκαλούπωμα και την ασφαλή μεταφορά των στοιχείων απαιτείται αντοχή του σκυροδέματος 12 έως 20 MPa. Αν το ξεκαλούπωμα προβλέπεται το νωρίτερο σε περίπου 20 ώρες, η θερμοκρασία του σκυροδέματος πρέπει να κυμαίνεται στους 20-25°C. Σε περίπτωση που το ξεκαλούπωμα προβλέπεται σε 6-8 ώρες, απαιτείται η λήψη πρόσθετων μέτρων για την εξασφάλιση επαρκούς αντοχής. Για την επιτάχυνση της ανάπτυξης της αντοχής του σκυροδέματος, αυτό τοποθετείται σε θερμοκρασία 40-45°C στο καλούπι και παραμένει σε θερμαινόμενο θάλαμο μέχρι το ξεκαλούπωμα. Μετά το ξεκαλούπωμα τα στοιχεία συντηρούνται προσεκτικά σύμφωνα με τις προβλέψεις του Προτύπου ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-03-00.

Ιδιαίτερη προσοχή θα πρέπει να δοθεί, έτσι ώστε να μειωθεί η όχληση των Εργατών, οι οποίοι εργάζονται με υψηλά επίπεδα θορύβου, πλησίον των δονούμενων τύπων κατά τη διάρκεια σκυροδέτησης. Ο παράγοντας αποκόλλησης από τους τύπους ενδέχεται να είναι επικίνδυνης σύστασης και θα πρέπει να αποθηκεύεται και να χρησιμοποιείται σύμφωνα με το Σχέδιο Υγιεινής και Ασφάλειας και έπειτα από τις απαραίτητες επαληθεύσεις.

10.2.2.2 Ανάρτηση

Η μέθοδος ανάρτησης, φορτοεκφόρτωσης και χειρισμού, ο τύπος του εξοπλισμού και η μέθοδος μεταφοράς (Σχήμα 10-5) δεν πρέπει να προκαλούν ζημιές στα στοιχεία. Αν οι οπές τσιμεντενέσεων χρησιμοποιούνται για την ανάρτηση των στοιχείων, πρέπει να έχει εξασφαλισθεί ότι αυτό έχει ληφθεί υπόψη. Τα στοιχεία δεν μεταφέρονται στο Εργοτάξιο αν δεν έχουν αποκτήσει την χαρακτηριστική αντοχή του κύβου των 28 ημερών. Σημειώνεται επίσης ότι κατά τη διάρκεια ανάρτησης με τη χρήση συστήματος κενού αέρος, απαγορεύεται η κυκλοφορία του προσωπικού κάτω από τα τμήματα.




Σχήμα 10-5. Μεταφορά στοιχείων. Αριστερά: προς το εργοτάξιο. Δεξιά: προς τοποθέτηση

Κάθε είδους στοιχείο περιλαμβάνει θέσεις για κάθε είδους οπή ή άλλες διατάξεις όπως απαιτείται. Τα στοιχεία είναι κατασκευασμένα σύμφωνα προς τις ανοχές που προδιαγράφονται έτσι ώστε να επιτυγχάνεται το απαιτούμενο σχήμα για κέλυφος.

Οι οπές ανάρτησης κ.λπ. των εκ σκυροδέματος προκατασκευασμένων τεμαχίων προστατεύονται με ειδικά τεμάχια από γρασαρισμένο καννάβι. Οι οπές των μεταλλικών στοιχείων προστατεύονται με ειδικά τεμάχια από μαλακό PVC. Οι πείροι σύνδεσης είναι από μαύρο σίδηρο, γαλβανισμένοι ή ανοξείδωτοι, αν απαιτείται για ειδικούς λόγους.

10.2.2.3 Αποθήκευση

Η αποθήκευση των στοιχείων, γίνεται γενικά σε στοίβες σε στεγασμένη αποθήκη ή υπόστεγο, με προσοχή, χωρίς τραντάγματα, προσκρούσεις, δονήσεις και πάνω σε κατάλληλα ευθυγραμμισμένο ξύλινο υπόστρωμα. Η

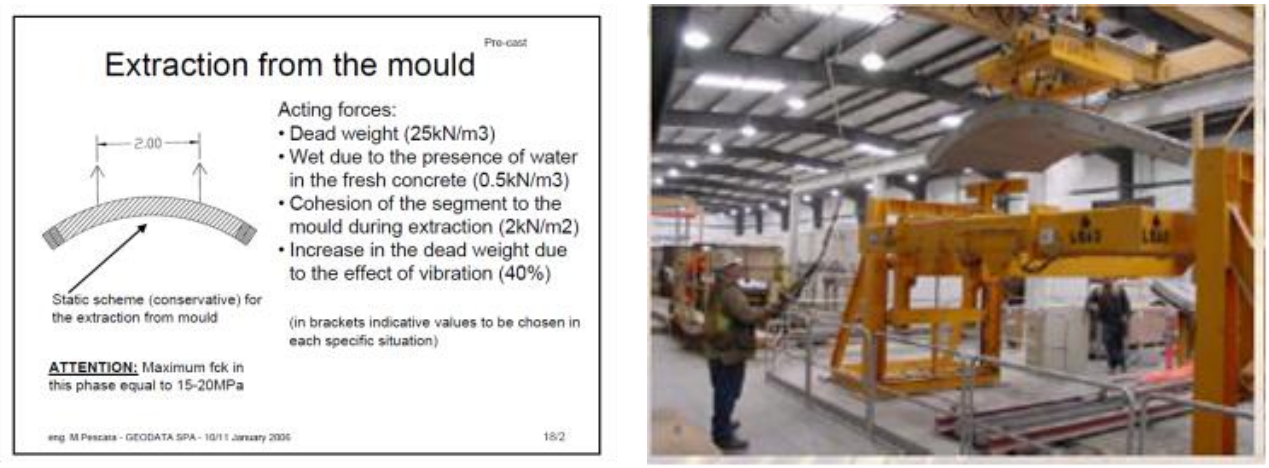
στοίβαση (BTS-ICE, 2004) δύναται να είναι στα πλευρά, στα κοίλα προς τα κάτω ή στα κοίλα προς τα πάνω. Οι στοίβες των στοιχείων καλύπτονται σε όλες τις πλευρές με μεμβράνη μέχρι το δάπεδο για να αποφεύγεται η γρήγορη ξήρανση του σκυροδέματος και να εξασφαλίζεται η ομαλή πτώση της θερμοκρασίας των στοιχείων. Όλοι οι τύποι συσκευασίας έχουν αντίστοιχο σχήμα με την τελική επένδυση, όπου τα στοιχεία να μπορούν να στερεώνονται με πείρους. Επίσης έχουν ανάλογες διαστάσεις και πλάτος ώστε να προστατεύονται, όπου υπάρχουν οι ελαστικοί σύνδεσμοι. Η ξυλεία συσκευασίας, αν χρησιμοποιείται, είναι απαλλαγμένη από ρόζους, ή είναι αντεπικολλητή, έχει το σχήμα του τεμαχίου δημιουργημένο με πριόνι και φέρει οπές για πείρους όπου χρειάζεται. Πρέπει να αντέχει στο σάπισμα, να είναι ανθεκτική στην φωτιά και να διατίθεται σε διάφορα πάχη.

Μεταξύ προκατασκευασμένου στοιχείου από σκυρόδεμα και ξύλου τοποθετείται φύλλο ασφαλτόπανου, πάχους 2 mm για την διανομή των τάσεων κατά μήκος της επαφής. Τα σιδερένια στηρίγματα συσκευασίας, αν χρησιμοποιούνται, είναι κατασκευασμένα από λαμαρίνα πάχους τουλάχιστον 2 mm και φέρουν προστασία έναντι σκουριάς.

10.2.2.4 Παράδειγμα δομητικής μελέτης (Geodata, 2013)

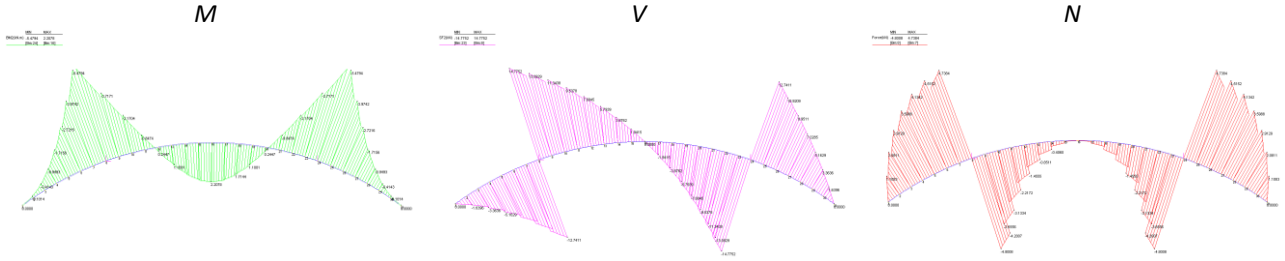
10.2.2.4.1 Εξαγωγή από τους τύπους και πρώτη μεταφορά

Το στατικό προσομοίωμα του προκατασκευασμένου στοιχείου φαίνεται στο Σχήμα 10-6. Οι σημαντικοί παράγοντες που λαμβάνονται υπόψη είναι, το ίδιο βάρος του στοιχείου, η υγρασία του νωπού σκυροδέματος, η πρόσφυση στο καλούπι και η επίδραση της δόνησης. Η αντοχή του σκυροδέματος θεωρείται ότι είναι τουλάχιστο 15MPa, λόγω περιορισμένου χρόνου πήξης. Οι εσωτερικές δυνάμεις στο στοιχείο φαίνονται στο Σχήμα 10-7.



(α) Στατικό προσομοίωμα *(β) Ανάρτηση*

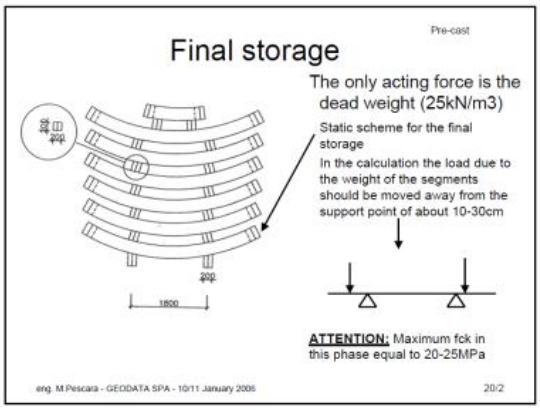
Σχήμα 10-6. Εξαγωγή από τον μεταλλότυπο



Σχήμα 10-7. Εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την εξαγωγή των στοιχείων

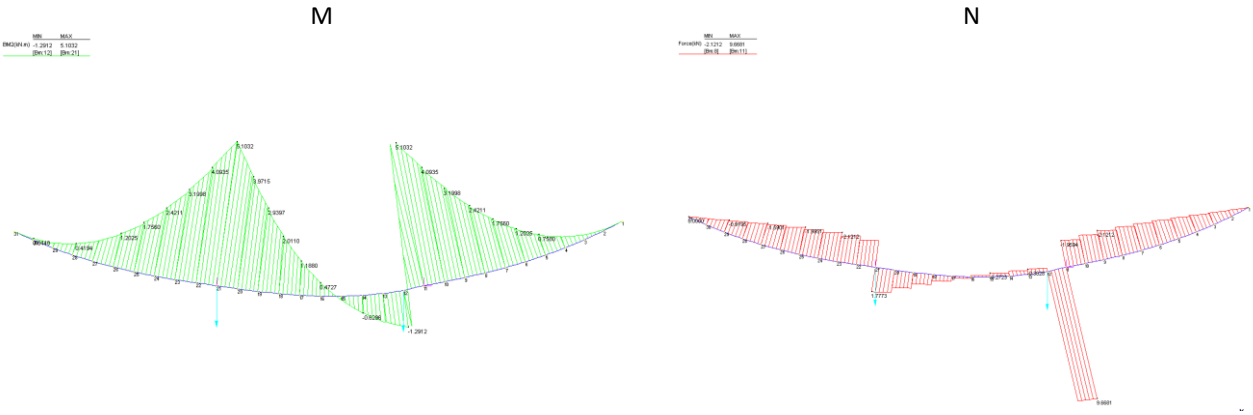
10.2.2.4.2 Αποθήκευση των στοιχείων

Το στατικό προσομοίωμα της αποθήκευσης των προκατασκευασμένων στοιχείων φαίνεται στο Σχήμα 10-8 και δείχνει ότι το βάρος των έξι στοιχείων και του κλειδιού παραλαμβάνεται από το κάτω στοιχείο της στοίβας. Στην φάση αυτή, η αντοχή του σκυροδέματος είναι 20MPa. Οι εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται φαίνονται στο Σχήμα 10-9.





Σχήμα 10-8. Αποθήκευση στοιχείων



Σχήμα 10-9. Εσωτερικές δυνάμεις που αναπτύσσονται κατά την αποθήκευση των στοιχείων

10.2.3 Συναρμολόγηση προκατασκευασμένων στοιχείων

Τα στοιχεία είναι αποδεκτά προς τοποθέτηση όταν έχουν αποκτήσει την προβλεπόμενη από την Μελέτη αντοχή. Αμέσως πριν την εγκατάσταση επιθεωρούνται για τυχόν ζημιές και για τη σωστή θέση των στεγανωτικών παρεμβυσμάτων. Στοιχεία με ελαττώματα δεν τοποθετούνται.

Όλες οι πλευρές όλων των προκατασκευασμένων στοιχείων καθαρίζονται παντελώς από ξένα υλικά και θραύσματα πριν από την τοποθέτησή τους. Ο δακτύλιος της μόνιμης επένδυσης συναρμολογείται με τέτοιο τρόπο ώστε να αποφεύγεται οποιαδήποτε ζημιά στα προκατασκευασμένα στοιχεία και να επιτυγχάνεται η προβλεπόμενη από τη Μελέτη γεωμετρία. Τυχόν ζημιές κατά την ανέγερση του δακτυλίου από χτυπήματα ή άλλες δράσεις μπορούν να επιδιορθώνονται επί τόπου. Σε περίπτωση σοβαρών ζημιών, μπορεί να απαιτηθεί η αντικατάσταση των δακτυλίων ή των στοιχείων.

Όπου η μόνιμη επένδυση πρόκειται να ενεματωθεί, το σχήμα των δακτυλίων κρατείται σταθερό κατά την επιβολή της πίεσης ενεμάτωσης και λοιπών κατασκευαστικών φορτίσεων, μέχρι και τη σταθεροποίηση του δακτυλίου.

Η ανέγερση της μόνιμης τοξωτής επένδυσης γίνεται με ειδικής κατασκευής μηχανικό σύστημα ή μπορεί να είναι χειροκίνητο βοηθούμενο από μηχανικά μέσα, με τέτοιο τρόπο που να μην προκαλείται ζημιά στην τελική επένδυση. Επιτρέπεται χειροκίνητη ανέγερση μόνο εφ' όσον αυτό είναι εγκεκριμένο στη μεθοδολογία κατασκευής και μετά από υποβολή της αξιολόγησης ανάλυσης επικινδυνότητας της δραστηριότητας.

Όταν προβλέπεται στη Μελέτη, τοποθετείται ένα παρέμβυσμα (λινάτσα, ελαστικό ή άλλο) πάχους τουλάχιστον 2 mm για τη διανομή των τάσεων σε κάθε κατά μήκος αρμό. Το παρέμβυσμα καλύπτει τουλάχιστον το 80% του μήκους του αρμού. Προβλέπεται αύλακας τοποθέτησης παρεμβύσματος στεγάνωσης σε όλες τις επιφάνειες των αρμών γύρω από το κάθε στοιχείο σε συμφωνία με τις απαιτήσεις του εργοστασίου κατασκευής του παρεμβύσματος.

10.2.3.1 Συναρμολόγηση αγκυρωμένης επένδυσης

Η συναρμολόγηση κάθε δακτυλίου αρχίζει κανονικά με τα στοιχεία του ανάστροφου τόξου και προχωρεί με το χτίσιμο και την αγκύρωση διαδοχικών στοιχείων στις πλευρές εναλλάξ, ώστε να γίνει δυνατή η τοποθέτηση του κλειδιού ή του στοιχείου κορυφής στην προκαθορισμένη θέση. Οι θέσεις των στοιχείων, όπως προβλέπονται στην εγκριθείσα μεθοδολογία κατασκευής, διατηρούνται κατά την συναρμολόγηση και μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του δακτυλίου.

Τα ακτινικά συνδετικά αγκύρια σφίγγονται κάθε φορά που το κάθε τεμάχιο μπαίνει στη θέση του, ώστε να διατηρηθεί η επαφή μεταξύ των πλευρών του αρμού και να διατηρηθεί η συμπίεση των φλαντζών, όπου χρησιμοποιούνται.

Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά ο ενσκυροδετημένος υποδοχέας βλήτρου του αγκυρίου είναι κατασκευασμένος από πολυαμίδιο ενισχυμένο με fiber glass. Η φέρουσα ικανότητα της αγκύρωσης είναι μεγαλύτερη ή ίση με 20 τόνους. Ο *Πίνακας 10-2* δίνει τα χαρακτηριστικά του υλικού.

Πίνακας 10-2. Χαρακτηριστικά ενσκυροδετημένου υποδοχέα βλήτρου

Ιδιότητες		Μονάδες	Τιμή	Προδιαγραφή
Αντοχή σε εφελκυσμό	: 23°C	MPa	40-80	DIN 53455
	: 70°C	MPa	18-28	DIN 53455
Τάση εφελκυσμού	: 23°C	MPa	35-70	DIN 53455
Επιμήκυνση στους	: 23°C	%	150-250	DIN 53455
Μέτρο ελαστικότητας στους 23°C		MPa	1100-1900	DIN 53455
Hardness Rockwell		/	90-100	ASTM D870

Η διάμετρος και το μήκος του ενσκυροδετημένου υποδοχέα βλήτρου καθορίζεται στη μελέτη. Οι ενσκυροδετημένοι υποδοχείς βλήτρων στα στοιχεία του πυθμένα που χρησιμοποιούνται προσωρινά για σύνδεση των προσωρινών σιδηροδρομικών ραγών επί των οποίων κινείται η μηχανή εκσκαφής (TBM) στη διάρκεια κατασκευής του έργου, είναι κατασκευασμένοι από υψηλής πυκνότητας πολυαιθυλένιο. Η φέρουσα ικανότητα της αγκύρωσης ορίζεται στους σχετικούς υπολογισμούς. Η διάμετρος και το μήκος της είναι όπως στα σχετικά σχέδια.

Εκτός εάν ορίζεται διαφορετικά τα μηχανικά χαρακτηριστικά του χάλυβα των αγκυρώσεων και των συμβατών ροδελών είναι: όριο διαρροής μεγαλύτερο ή ίσο των 360 MPa, και όριο θραύσης μεγαλύτερο ή ίσο των 640MPa. Τα αγκύρια είναι γαλβανισμένα ή μη σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στη μελέτη. Το πάχος της επικάλυψης στα γαλβανισμένα αγκύρια είναι 70μ το ελάχιστο (5g/dm^2) με ψευδάργυρο καθαρότητας 95% στην πρώτη τήξη. Η θερμοκρασία εμβαπτισμού είναι μεταξύ 445°C και 465°C. Ισχύει η προδιαγραφή: ΕΛΟΤ ΕΝ ISO 1461.

Το πρώτο τοποθετούμενο τεμάχιο διατηρείται στη σωστή του θέση και τα περιφερειακά συνδετικά αγκύρια των υπόλοιπων τεμαχίων τοποθετούνται και ασφαλίζονται χαλαρά για να επιτρέπουν την ορθή μορφή του σχήματος του δακτυλίου. Μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής και πριν από την εκσκαφή του επόμενου βήματος, όλα τα περιφερειακά αγκύρια σφίγγονται. Επί πλέον, επανατάνυση των αγκυρίων εκτελείται μετά την ολοκλήρωση του επόμενου βήματος και πριν από την συναρμολόγηση του επόμενου δακτυλίου. Το κυλινδρικό σχήμα της μόνιμης επένδυσης διασφαλίζεται με τα περιθώρια των οπών των αγκυρίων με σκοπό να εξασφαλισθεί η πλήρης περιφερειακή αγκύρωση της επένδυσης, σύμφωνα με τις προβλέψεις της Μελέτης. Όταν χρησιμοποιείται ιδιαίτερος τύπος σύνδεσης και ασφάλισης στοιχείων οι μέθοδοι ανέγερσης ακολουθούν τις οδηγίες του προμηθευτή.

10.2.3.2 Κωνική τομεακή επένδυση

Όπου χρησιμοποιούνται κωνικοί δακτύλιοι συναρμολογούνται με τέτοια κατεύθυνση ώστε να είναι δυνατή η υλοποίηση της προκαθορισμένης οριζοντιογραφίας και μηκοτομής της σήραγγας. Ο προσανατολισμός του κώνου αποφασίζεται μετά από κάθε κύκλο εκσκαφής πριν από την ανέγερση του επόμενου δακτυλίου.

10.2.3.3 Ενεμάτωση του δακτυλίου

Οι τσιμεντενέσεις πλήρωσης του δακτυλίου σε σήραγγες που διανοίγονται με TBM και έχουν επένδυση από προκατασκευασμένα στοιχεία είναι ένα από τα κυριότερα μέτρα μείωσης των καθιζήσεων στην περιοχή του

ουραίου τμήματος της ασπίδας και των τοποθετημένων στοιχείων της επένδυσης. Οι τσιμεντενέσεις εκτελούνται:

- Μέσα από κανάλια του ουραίου τμήματος της ασπίδας (όταν απαιτείται γρήγορος καθαρισμός του συστήματος προσαγωγής του τσιμεντενέματος στην περίπτωση σταματήματος ή έμφραξης).
- Μέσα από οπές που αφήνονται στα προκατασκευασμένα στοιχεία.

Η ενεμάτωση του κενού γίνεται με συνεχή και άμεσο τρόπο μέσα από το ουραίο τμήμα της ασπίδας ή το συντομότερο δυνατόν, όταν γίνεται εισπίεση μέσω των προκατασκευασμένων στοιχείων.

Σε σήραγγες που διανοίγονται με ΤΒΜ σε μαλακά εδάφη πραγματοποιούνται ενέσεις επαφής (δευτερογενείς) αμέσως πίσω από την ασπίδα. Οι τσιμεντενέσεις εκτελούνται με πλήρη έλεγχο της πίεσης και του όγκου και εξασφαλίζεται ότι δεν παρατηρούνται απαράδεκτες παραμορφώσεις στον δακτύλιο της μόνιμης επένδυσης και τα στοιχεία του. Η υποδοχή, όπως φαίνεται στο Σχήμα 10-10, χρησιμοποιείται για τη δευτερογενή τσιμεντένεση. Η αντίσταση στην εξόλκευση τέτοιας υποδοχής πρέπει να δύναται να αναλαμβάνει το φορτίο του προκατασκευασμένου στοιχείου με τη θεώρηση ενός επαρκούς συντελεστή ασφάλειας.



Σχήμα 10-10. Τσιμεντένεση επαφής

10.2.3.4 Συναρμολόγηση διαστελλόμενης επένδυσης

Όπου ανεγείρεται μία επένδυση χωρίς αγκύρια χρησιμοποιώντας έναν μηχανισμό διαστολής, ο Ανάδοχος εξασφαλίζει ότι το εξωρράχιο της μόνιμης επένδυσης βρίσκεται στην σωστή επαφή με το περιβάλλον πέτρωμα πριν από την εφαρμογή της δύναμης διαστολής και ότι η διατομή της εκσκαφής επιτρέπει την διαδικασία διαστολής. Διατηρείται μία ποικιλία από κλειδιά διαφορετικού εύρους. Η επιφάνεια της εκσκαπτόμενης διατομής λιπαίνεται για να μειωθούν οι επιφανειακές τριβές κατά την διάρκεια της διαδικασίας διαστολής. Στις σφηνοειδείς επιφάνειες κάθε στοιχείου που πρόκειται να διασταλεί εφαρμόζεται ένα λιπαντικό μίγμα αρμών.

10.2.3.5 Αρμολόγημα των προκατασκευασμένων στοιχείων

Οι αρμοί των προκατασκευασμένων στοιχείων ελέγχονται και καθαρίζονται σε βάθος τουλάχιστον 20 mm από τα περισσεύματα τσιμεντοκονιαμάτων, λάσπης και διάφορων βλαβερών στοιχείων που μπορούν να προκαλέσουν ζημιά. Το υλικό αρμολόγησης εισάγεται στο βάθος του αρμού με πίεση με κατάλληλο εργαλείο έτσι ώστε κανένα ορατό σημείο του αρμού να μη μείνει γυμνό. Το υλικό αρμολόγησης είναι κατάλληλο για κάθε είδος προκατασκευασμένου στοιχείου π.χ. τσιμεντοειδή υλικά για τα στοιχεία από σκυρόδεμα.

10.2.3.6 Παράδειγμα συναρμολογημένου δακτυλίου

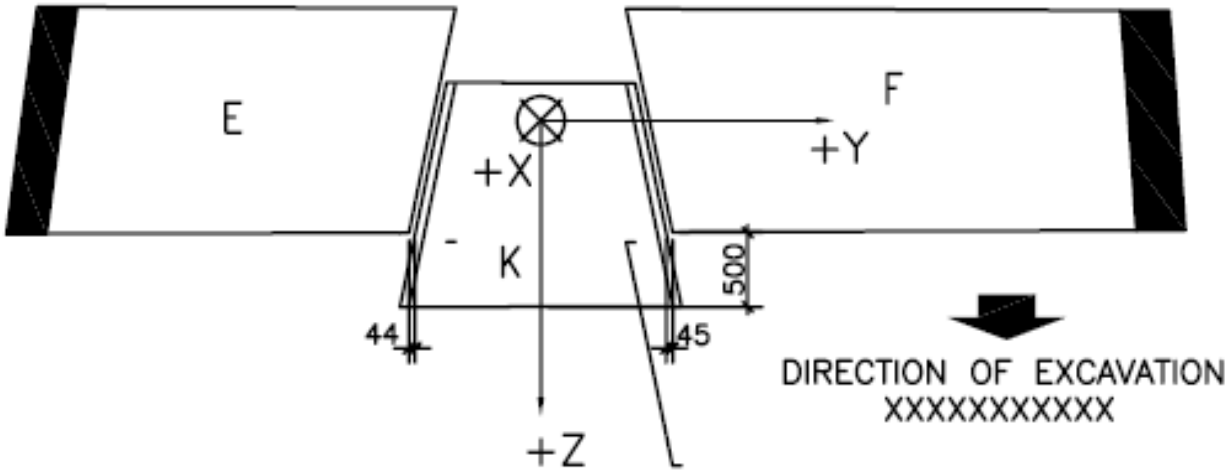
10.2.3.6.1 Τοποθέτηση στο δακτύλιο

Κάθε φορά που ένα πακέτο έξι προκατασκευασμένων στοιχείων φθάνει στο TBM, τα στοιχεία τοποθετούνται και κοχλιώνονται κάτω από την προστασία της ασπίδας μέσω μονταδόρου (Σχήμα 10-11). Κατά τη διάρκεια της ανύψωσης και μεταφοράς από το μονταδόρο, στα στοιχεία επενεργούν δύο δυνάμεις και ειδικότερα, δύναμη σημειακού φορτίου και δυναμικό φορτίο. Η αντοχή του στοιχείου στη φάση αυτή έχει τη μέγιστη τιμή 50MPa.



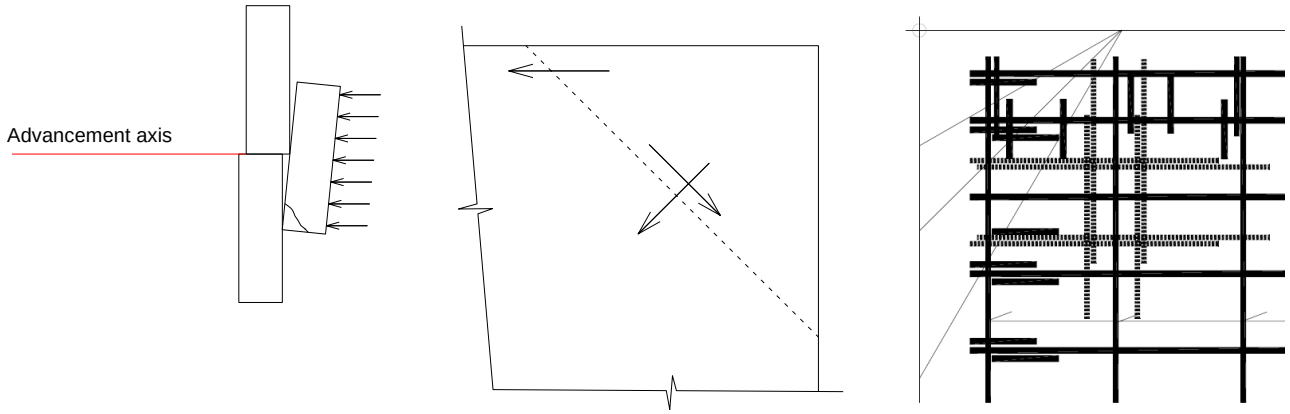
Σχήμα 10-11. Τοποθέτηση στοιχείων από τον ανυψωτήρα

Μετά την άφιξη πίσω από το TBM, το πακέτο των έξι στοιχείων και το κλειδί τοποθετούνται για τη δημιουργία του πλήρους δακτυλίου. Εκπονείται γεωμετρικός έλεγχος που βασίζεται στη διάταξη της γωνίας του ανοίγματος και του ακτινικού αρμού για την αξιολόγηση της σωστής τοποθέτησης του κλειδιού (τοποθέτηση του τελευταίου στοιχείου). Στο Σχήμα 10-12 φαίνεται η τοποθέτηση και η στερέωση των στοιχείων και του κλειδιού.



Σχήμα 10-12. Εισαγωγή στοιχείου κλειδιού (Geodata, 2013)

Με θεώρηση της ώσης του TBM επί του τελευταίου τοποθετηθέντος δακτυλίου, ένα στοιχείο που στηρίζεται επί άλλου ελαφρά μετακινημένου στοιχείου, ελέγχεται ως προς την διάτμηση στη γωνία του. Με τη θεώρηση επιπέδου αστοχίας (Σχήμα 10-13) σε απόσταση από την ακμή του στοιχείου γύρω στα 300mm, ελέγχεται το στοιχείο ως προς επίπεδα αστοχίας σε 30°, 45° και 60°. Ο οπλισμός τύπου γάντζου (hoop reinforcement) λειτουργεί σε εφελκυσμό και προσφέρει αντίσταση σε διάτμηση

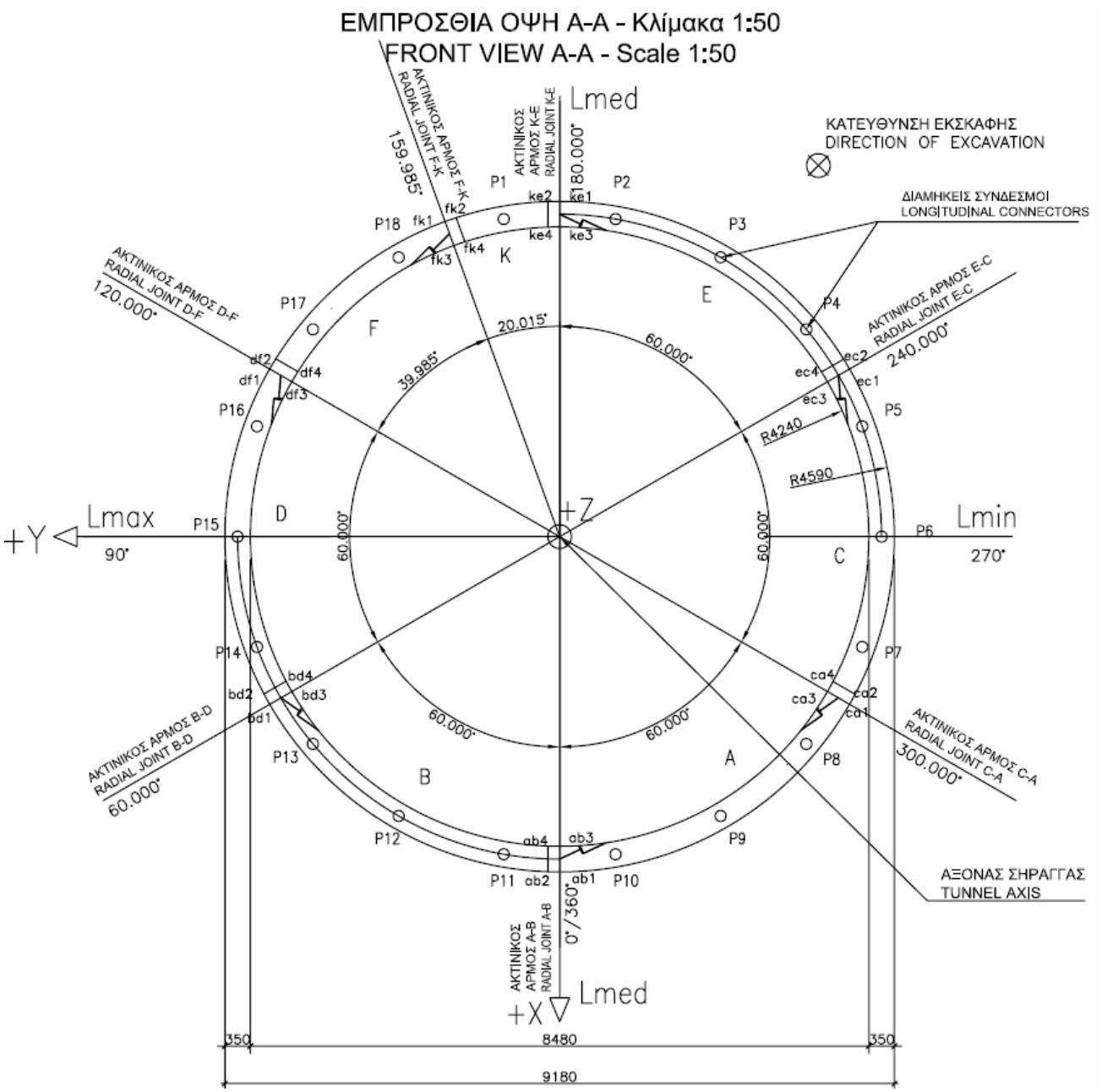


Σχήμα 10-13. Μετάθεση στοιχείου λόγω λανθασμένης τοποθέτησης (Geodata, 2013)

10.2.3.6.2 Γεωμετρία

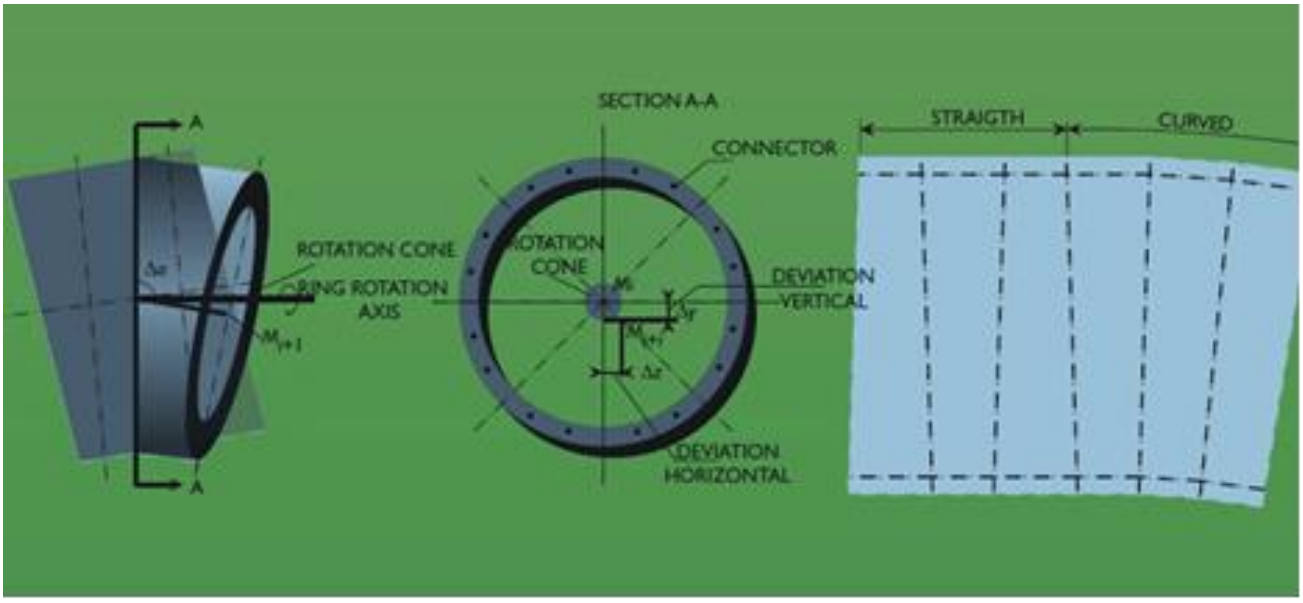
Η τυπική γεωμετρία της διατομής της επένδυσης από προκατασκευασμένα στοιχεία φαίνεται στο Σχήμα 10-14. Ο κάθε δακτύλιος έχει εσωτερική διάμετρο 8.48m και αποτελείται από έξι προκατασκευασμένα στοιχεία (A, B, C, D, E, F), και ένα κλειδί K, πάχους 35cm.

Αποτελείται από στοιχεία τύπου universal, που αποτελεί τη σύγχρονη τάση (Guglielmetti et al. 2007), καθόσον μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε ευθύγραμμα και καμπύλα τμήματα της σήραγγας. Το γεωμετρικό χαρακτηριστικό που εξειδικεύει τον δακτύλιο αυτό είναι η διαφορά μεταξύ του μέγιστου και ελάχιστου μήκους του.



Σχήμα 10-14. Γεωμετρία δακτυλίου προκατασκευασμένων στοιχείων «6+1» (Geodata, 2013)).

Ο δακτύλιος Universal επιτρέπει την ακολούθηση της χάραξης (Σχήμα 10-15), χωρίς τη χρήση ειδικών στοιχείων και επίσης τη διόρθωση πιθανών αποκλίσεων του TBM, κατά την διάρκεια της προχώρησης. Για να ακολουθηθούν οι οριζοντιογραφικές και οι μηκοτομικές καμπύλες, οι δακτύλιοι αυτοί συναρμολογούνται με επιμέρους στοιχεία που έχουν διαφορετικές τις δύο απέναντι πλευρές. Οι δακτύλιοι μπορούν να περιστραφούν με γωνία που είναι ίση με το πολλαπλάσιο της γωνιακής απόστασης μεταξύ μιας διαμήκους σύνδεσης και μιας άλλης (20˚). Για να αποφευχθούν προβλήματα μειωμένης στιβαρότητας της επένδυσης λόγω εμμονής των αρμών, οι διαμήκεις αρμοί διαδοχικών δακτυλίων διατάσσονται πεσσοειδώς. Αυτή η διάταξη αυξάνει τη δυσκαμψία του συστήματος της τοξωτής επένδυσης, καθώς οποιοδήποτε άνοιγμα διαμήκους αρμού λόγω στροφής δύο διαδοχικών στοιχείων εμποδίζεται από το επικαλυπτόμενο στοιχείο του γειτονικού δακτυλίου.



Σχήμα 10-15. Δακτύλιος τύπου Universal (Guglielmetti et al., 2007)

Το κάθε στοιχείο του δακτυλίου τοποθετείται πλάι στο άλλο στοιχείου του ίδιου δακτυλίου με μέγιστη διαφορά κατά την έννοια του μήκους τα 10 mm. Οι διάμετροι που μετρώνται σε διάφορες διευθύνσεις σε ένα τοποθετημένο δακτύλιο δεν μπορεί να είναι μικρότερες ή μεγαλύτερες από την ονομαστική διάμετρο του δακτυλίου περισσότερο από 2%.

Παράδειγμα ελάχιστης ακτίνας καμπυλότητας
Σήραγγα διαμέτρου D=8m, επενδυμένη με προκατασκευασμένα universal τόξα αξονικού μέγιστου μήκους a=1525mm και ελάχιστου b=1475mm, τι ελάχιστη ακτίνα καμπυλότητας R μπορεί να πετύχει;

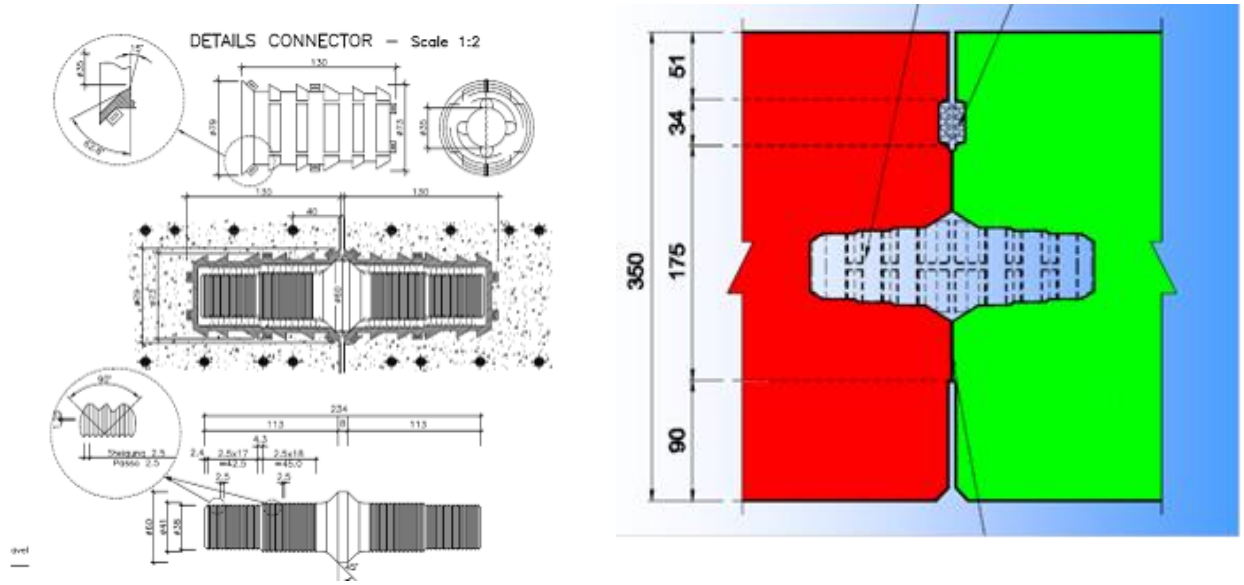
Απάντηση
Η ακτίνα καμπυλότητας μετρείται στο μέσον της τροχιάς. Από τα όμοια τρίγωνα έχουμε:

$$\frac{R+\frac{D}{2}}{a}=\frac{R-\frac{D}{2}}{b} => R=\frac{D}{2}\cdot\frac{a+b}{a-b}=\frac{8}{2}\cdot\frac{1.525+1475}{1.525-1.475}=240m$$

10.2.3.6.3 Συνδέσεις

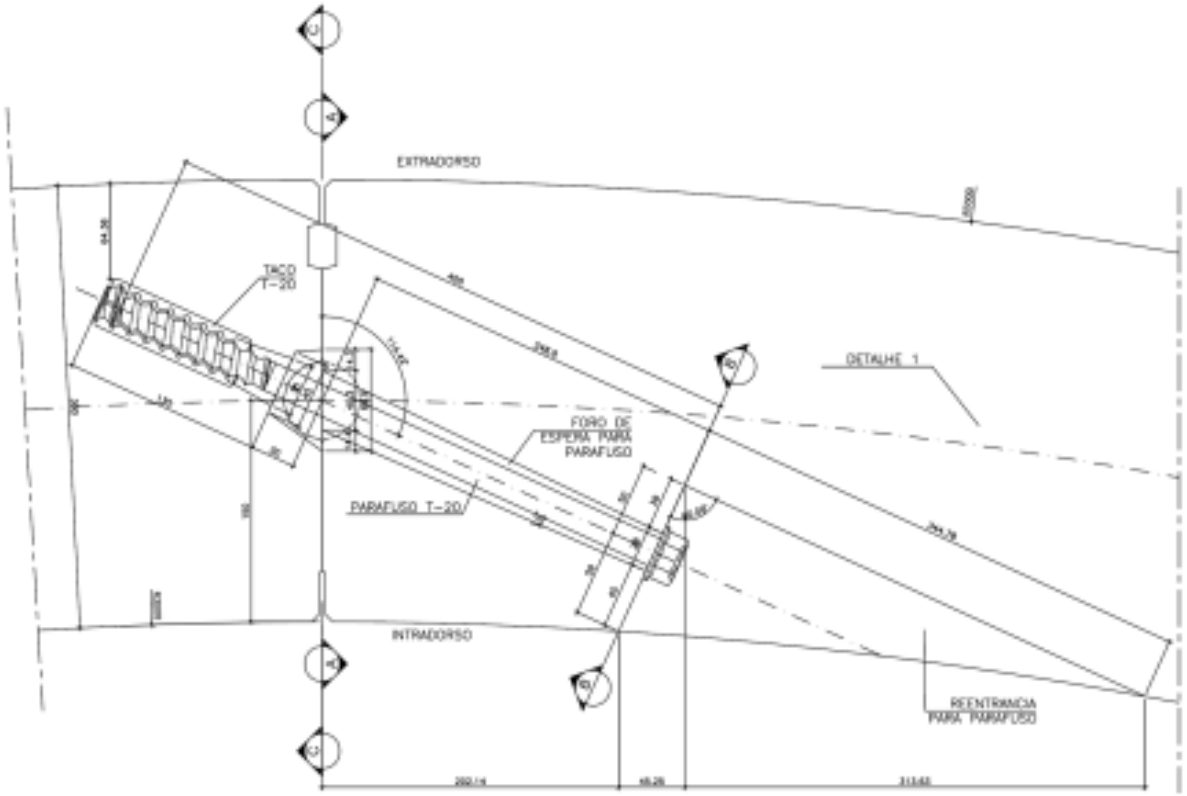
Διαμήκεις συνδέσεις. Οι αρμοί του δακτυλίου διασφαλίζονται με τουλάχιστον τρεις πλαστικές ράβδους ή/και μεταλλικούς κοχλίες επαρκούς αντοχής και δύναμης τάνυσης. Εκπονούνται τρεις έλεγχοι για τους διαμήκεις συνδέσμους:

- Έλεγχος σε δύναμη εξόλκευσης (άμεση εφελκυστική δύναμη από τα παρεμβύσματα), αλληλεπίδραση με το παρέμβυσμα,
- Διατμητική αντίσταση σε στατικές συνθήκες (λόγω του βάρους του προκατασκευασμένου στοιχείου),
- Αντίσταση στην καμπτική ροπή (λόγω του βάρους του τελευταία τοποθετημένου στοιχείου στην οροφή της ουράς της ασπίδας που λειτουργεί σαν πρόβολος).



Σχήμα 10-16. Σύνδεση στους περιφερειακούς αρμούς (μεταξύ δακτυλίων)

Εγκάρσιες συνδέσεις – Κοχλίες. Κάθε διαμήκης αρμός διασφαλίζεται με τουλάχιστον 2 κοχλίες ανά προκατασκευασμένο στοιχείο σε δακτύλιο τύπου universal. Αυτή η απαίτηση μπορεί να ικανοποιείται με τις προβλέψεις που φαίνονται στο Σχήμα 10-17.



Σχήμα 10-17. Κοχλίας σύνδεσης στοιχείων στους διαμήκεις αρμούς (στον ίδιο δακτύλιο)



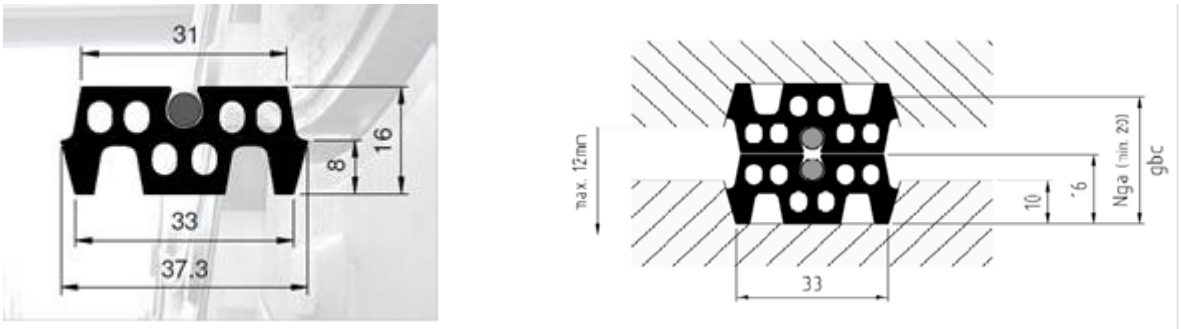
Σχήμα 10-18. Συνεχές παρέμβυσμα περιφερειακά του στοιχείου

10.2.4 Στεγάνωση προκατασκευασμένων στοιχείων

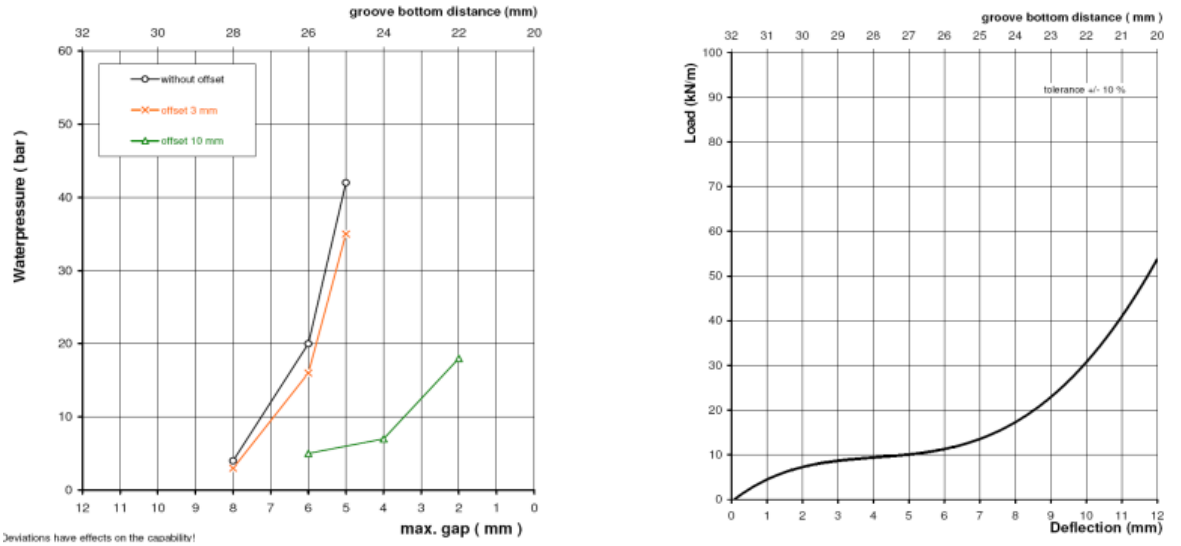
Οι αρμοί της διαμόρφωσης του δακτυλίου και μεταξύ των γειτονικών δακτυλίων, εφ' όσον απαιτείται από τη μελέτη, στεγανώνονται με συνθετικά παρεμβύσματα (Σχήμα 10-18), τα οποία προσαρμόζονται σε συνεχή εγκοπή στην περιοχή του αρμού. Η αποτελεσματικότητα του παρεμβύσματος αποδεικνύεται με ελέγχους καταλληλότητας, οι οποίοι πρέπει να λάβουν υπ' όψη και να θεωρούν πιθανές σχετικές μετατοπίσεις των γειτονικών παρεμβυσμάτων, ανεπαρκή συμπίεσή τους και αντίσταση στην υδροστατική πίεση. Διπλά στεγανωτικά παρεμβύσματα χρησιμοποιούνται μόνο σε προκατασκευασμένα με πάχος >60 cm, αν η Μελέτη δεν προβλέπει διαφορετικά.

Η προμήθεια των υλικών γίνεται από εγκεκριμένους προμηθευτές και υποβάλλονται σε ελέγχους. Τα υδρόφιλα παρεμβύσματα και αυτά που πρέπει, κατά την τοποθέτησή τους, να συμπιεσθούν, τοποθετούνται μέσα στον αύλακα που έχει αφεθεί στο χείλος του στοιχείου, σύμφωνα με τις οδηγίες του Κατασκευαστή, ενώ πρέπει να προστατεύονται από τα νερά και να μην τοποθετούνται όταν υπάρχουν νερά στην περιοχή της ανέγερσης των προκατασκευασμένων στοιχείων.

Η διαδικασία επιλογής πραγματοποιείται στη βάση του ότι τα εξεταζόμενα παρεμβύσματα (π.χ. Σχήμα 10-19) πρέπει να διασφαλίζουν τη στεγανωτική πίεση σχεδιασμού, με ταυτόχρονη παρουσία του μεγαλύτερου πιθανού ανοίγματος και της μεγαλύτερης πιθανής εγκάρσιας σχετικής μετακίνησης, λαμβανομένων υπόψη και επαρκών ορίων ασφαλείας. Δυο έλεγχοι (π.χ. Σχήμα 10-20) εκπονούνται για την καταλληλότητα των παρεμβυσμάτων και για τη μηχανική αλληλεπίδραση μεταξύ παρεμβύσματος και συστήματος σύνδεσης των δακτυλίων.



Σχήμα 10-19. Παρέμβυσμα Datwyler M389 16΄΄Φ5mm-Black Swell strip με αυλάκωση ανοίγματος 33mm και υλικό τύπου mono EPDM.



Σχήμα 10-20. Χαρακτηριστικά παρεμβυσμάτων (Datwyler M389 16 f 5mm). Αριστερά: Στεγανότητα, Δεξιά: Εκτροπή φορτίου

10.2.5 Κριτήρια παραλαβής περατωμένων εργασιών (σύμφωνα με την ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-03-00:2009, παρ. 6)

- Έλεγχος Πρωτοκόλλων Παραλαβής ενσωματούμενων υλικών.
- Έλεγχος φακέλου εργαστηριακών δοκιμών. Σχετικά με τις απαιτήσεις συμμόρφωσης ισχύουν τα προβλεπόμενα στα Πρότυπα ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-03-00 και ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-01-00.
- Έλεγχος γεωμετρικής ακρίβειας των προκατασκευασμένων στοιχείων, σύμφωνα με την εγκεκριμένη μελέτη.
- Τήρηση ανοχών

10.2.5.1 Ανοχές (πρβ. BTS-ICE, 2000) στο εργοστάσιο

10.2.5.1.1 Ανοχές κατασκευής προκατασκευασμένων στοιχείων

Ο Πίνακας 10-3 δίνει τις ανοχές των διαστάσεων για κάθε ένα τεμάχιο με σχήμα τομέα.

Πίνακας 10-3. Κυκλικά τόξα

α/α	Μέγεθος στοιχείου	mm
1	Μήκος στοιχείου (στην περιφέρεια)	±1
2	Πάχος στοιχείου	±3
3	Πλάτος στοιχείου	±1.5
4	Επιπεδότητα των μετώπων (περιφερειακοί αρμοί). Απόσταση μεταξύ επιφάνειας και ράβδου 1.0 m	< 2
5	Πλάτος αύλακα για τοποθέτηση στεγανωτικού. παρεμβύσματος	±1
6	Βάθος αύλακα για τοποθέτηση παρεμβύσματος	1, - 0.5
7	Διαφορά αύλακα, για την τοποθέτηση στεγανωτικού παρεμβύσματος, στις γωνίες	<2

Προκειμένου να ελεγχθούν οι δακτύλιοι, τοποθετούνται δύο, ο ένας πάνω στον άλλο, δοκιμαστικοί δακτύλιοι σε μία οριζόντια και επίπεδη επιφάνεια, έτσι ώστε να συνδέονται μεταξύ τους με ένα τουλάχιστον μπουλόνι, με τοποθετημένα όλα τα προβλεπόμενα κατά μήκος παρεμβύσματα. Ο Πίνακας 10-4 δίνει τις διαστάσεις που πρέπει να ελέγχονται.

Πίνακας 10-4. Δακτύλιοι

α/α	Μέγεθος δακτυλίου	mm
1	Εσωτερική διάμετρος	max(±0.2% διαμέτρου ή 6 mm)
2	Διαφορά εσωτερικής διαμέτρου μεταξύ δύο στοιχείων που ακουμπούν	< 5
3	Άνοιγμα των κατά μήκος αρμών των τομέων (αφού αφαιρεθούν τα παρεμβύσματα και στερεωθούν σφιχτά τα στοιχεία του δακτυλίου μεταξύ τους)	Να μην περνά έλασμα μέτρησης 1mm

10.2.5.1.2 Ανοχές κατασκευής προκατασκευασμένων στοιχείων μεταβλητής διατομής

Ο Πίνακας 10-5 δίνει τις ανοχές των διαστάσεων για κάθε ένα τεμάχιο με σχήμα τομέα.

Πίνακας 10-5. Κυκλικά τόξα

α/α	Μέγεθος στοιχείου	mm
1	Μήκος στοιχείου (στην περιφέρεια)	±1
2	Πάχος στοιχείου	±1.5
3	Πλάτος στοιχείου	±1.5
4	Επιπεδότητα επιφανειών. Ελέγχεται με την τοποθέτηση ευθύγραμμου χάρακα σε κάθε θέση παράλληλη με τους άξονες του εξωραχίου των επιφανειών των εγκάρσιων αρμών και στους κατά μήκος και εγκάρσιους αρμούς.	Να μην περνά έλασμα μέτρησης πάχους: 0.25

	Αρμοί Εξωράχιο, εσωράχιο	1.25

Τοποθετείται ένα δοκιμαστικός δακτύλιος σε μία οριζόντια και επίπεδη επιφάνεια, με τοποθετημένα όλα τα προβλεπόμενα κατά μήκος παρεμβύσματα. Ο Πίνακας 10-6 δίνει τις διαστάσεις που πρέπει να ελέγχονται.

Πίνακας 10-6. Δακτύλιοι

α/α	Μέγεθος δακτυλίου	mm
1	Εσωτερική διάμετρος	max(±0.2% διαμέτρου ή 6 mm)
2	Διαφορά εσωτερικής διαμέτρου μεταξύ δύο στοιχείων που ακουμπούν	< 1.5
3	Άνοιγμα των κατά μήκος αρμών των τομέων (αφού αφαιρεθούν τα παρεμβύσματα και στερεωθούν σφιχτά τα στοιχεία του δακτυλίου μεταξύ τους)	Να μην περνά έλασμα μέτρησης πάχους 0.5

10.2.5.1.3 Ανοχές κατασκευής προκατασκευασμένων στοιχείων τραπεζοειδούς διατομής

Ο Πίνακας 10-7 δίνει τις ανοχές των διαστάσεων για κάθε ένα τεμάχιο με σχήμα τομέα.

Πίνακας 10-7. Κυκλικά τόξα

α/α	Μέγεθος στοιχείου	mm
1	Μήκος στοιχείου (στην περιφέρεια)	±1
2	Πάχος στοιχείου	-1 έως +3
3	Πλάτος στοιχείου	±1
4	Επιπεδότητα των μετώπων (περιφερειακοί αρμοί). Απόσταση μεταξύ επιφάνειας και ράβδου 1.0 m	< 1
5	Πλάτος αύλακα για τοποθέτηση στεγανωτικού. παρεμβύσματος	±1
6	Βάθος αύλακα για τοποθέτηση παρεμβύσματος	+1 έως -0.5
7	Διαφορά αύλακα, για την τοποθέτηση στεγανωτικού παρεμβύσματος, στις γωνίες	<1

Προκειμένου να ελεγχθούν οι δακτύλιοι, τοποθετούνται δύο, ο ένας πάνω στον άλλο, δοκιμαστικοί δακτύλιοι σε μία οριζόντια και επίπεδη επιφάνεια, έτσι ώστε να συνδέονται μεταξύ τους με ένα τουλάχιστον μπουλόνι, με τοποθετημένα όλα τα προβλεπόμενα κατά μήκος παρεμβύσματα. Ο Πίνακας 10-8 δίνει τις διαστάσεις που πρέπει να ελέγχονται.

Πίνακας 10-8. Δακτύλιοι

α/α	Μέγεθος δακτυλίου	mm
1	Εσωτερική διάμετρος	max(±0.2% διαμέτρου ή 6 mm)
2	Διαφορά εσωτερικής διαμέτρου μεταξύ δύο στοιχείων που ακουμπούν	< 3
3	Άνοιγμα των κατά μήκος αρμών των τομέων (αφού αφαιρεθούν τα παρεμβύσματα και στερεωθούν σφιχτά τα στοιχεία του δακτυλίου μεταξύ τους)	Να μην περνά έλασμα μέτρησης 1mm

10.2.5.2 Έλεγχος γεωμετρικής ακρίβειας της μόνιμης επένδυσης

Οι Ανοχές Μόνιμης Επένδυσης Σήραγγας, αν δεν καθορίζεται διαφορετικά στην Μελέτη, είναι:

10.2.5.2.1 Γραμμή και Κλίση

Ο θεωρητικός άξονας της σήραγγας καθορίζεται σαν ο γεωμετρικός τόπος των τομών των εμφαινομένων στα σχέδια οριζοντίων και κατακόρυφων αξόνων των διατομών της σήραγγας. Ο Πίνακας 10-9 δίνει τη μέγιστη

απόκλιση του πραγματικού άξονα της σήραγγας και της επένδυσής της από την καθορισθείσα οριζοντιογραφική και υψομετρική θέση αυτού που φαίνεται στα σχέδια.

Πίνακας 10-9. Γραμμή και κλίση

L (m)	Μέγιστη οριζοντιογραφική απόκλιση άξονα (m)	Μέγιστη υψομετρική απόκλιση άξονα (m)
≤500	± 0.05	± 0.03
500÷1000	± [0.05+(L-500)·10^{-4}]	± [0.03+(L-500)·4·10^{-5}]
≥1000	± 0.10	± 0.05

10.2.5.2.2 Απόκλιση από τις Εσωτερικές Διαστάσεις της Σήραγγας

Οι διαστάσεις του εσωραχίου των σηράγγων, που προκύπτουν μετά την κατασκευή της μόνιμης επένδυσης, δεν πρέπει να διαφέρουν σε κανένα σημείο τους από τις αντίστοιχες διαστάσεις του εσωραχίου, που προβλέπονται στα εγκεκριμένα κατασκευαστικά σχέδια, περισσότερο από 2 cm.

10.2.5.2.3 Έλεγχος της τελειωμένης επιφάνειας.

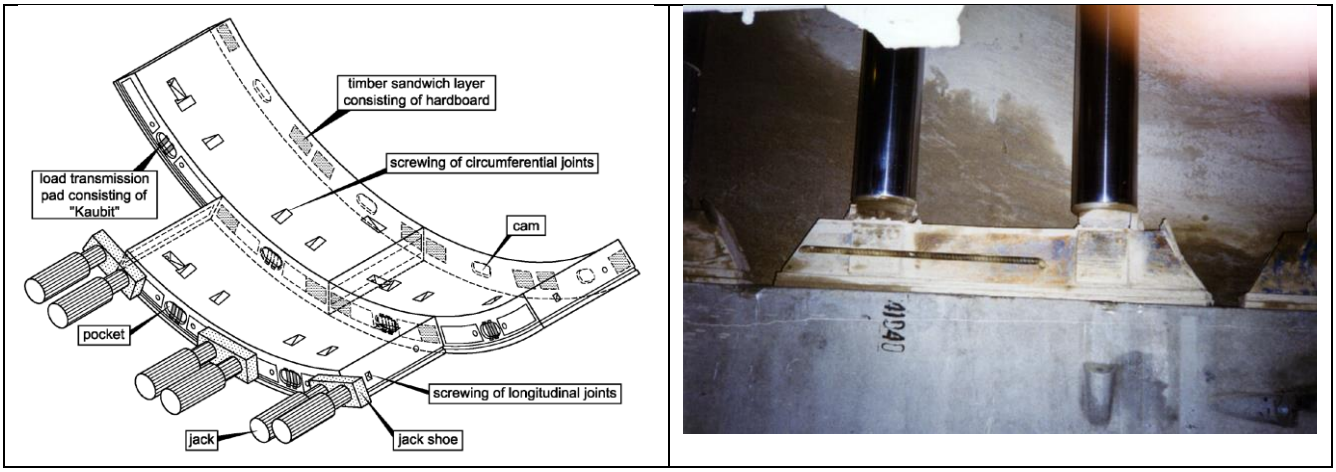
Η μέγιστη απόσταση μεταξύ χειλέων τοποθετημένων τεμαχίων είναι 10mm

10.3 Προχώρηση του TBM

Η προχώρηση του TBM με ασπίδα, όπως είναι το μηχάνημα διάνοιξης σηράγγων τύπου EPBM, βασίζεται στην ώση εμβόλου, στον τελευταίο τοποθετηθέντα δακτύλιο μέσω κυλίνδρων. Συνεπώς, η καταλληλότητα της τμηματικής επένδυσης να παραλαμβάνει τέτοια φορτία εμβόλων πρέπει να ελέγχεται στατικά σε:

- Πίεση επαφής μεταξύ των πέδιλων των κυλινδρικών γρύλων και του προκατασκευασμένου στοιχείου
- Δύναμη διάρρηξης (τάσεις εφελκυστικού αποχωρισμού), που αναπτύσσεται μέσα στα προκατασκευασμένα στοιχεία.

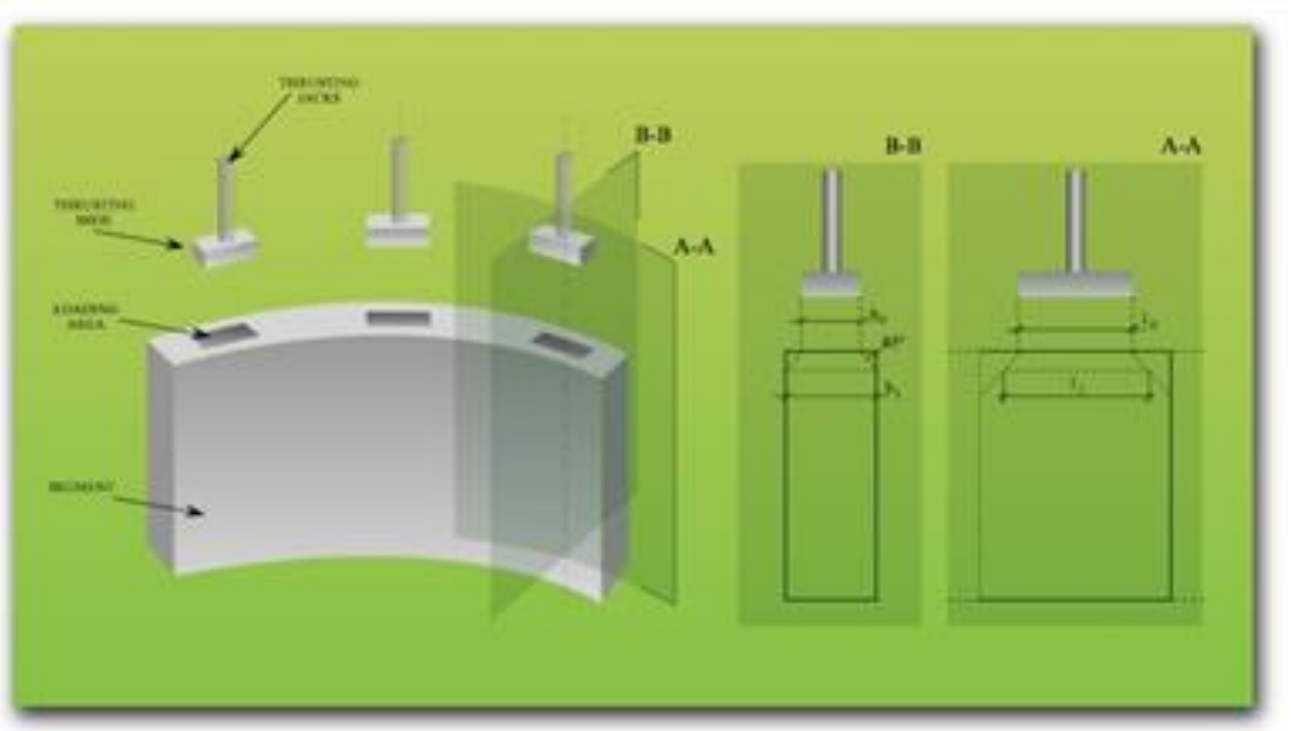
Στη διάρκεια της προχώρησης του TBM, τα προκατασκευασμένα στοιχεία φορτίζονται στις πρόσθιες περιφερειακές πλευρές από τις δυνάμεις των εμβόλων όπως φαίνεται στο Σχήμα 10-21. Στις πίσω πλευρές των στοιχείων, οι δυνάμεις αυτές μεταφέρονται στους δακτυλίους της τμηματικής επένδυσης, που έχουν ήδη τοποθετηθεί, μέσω πέδιλων μεταφοράς φορτίων, που στις περισσότερες περιπτώσεις είναι φτιαγμένα από χαρτόνι. Λόγω της πλευρικής επέκτασης των εφαρμοζόμενων φορτίων από τα έμβολα, λειτουργούν στο στοιχείο επαγόμενες εγκάρσιες εφελκυστικές δυνάμεις που παραλαμβάνονται από τον οπλισμό, τόσον περιφερειακά όσον και στις εγκάρσιες διευθύνσεις.



Σχήμα 10-21. Μεταφορά της ώθησης στον δακτύλιο της τοξωτής επένδυσης μέσω των εμβόλων

Ο έλεγχος αυτός είναι συχνά κρίσιμος για τη στατική διαστασιολόγηση και για την εμφάνιση των ζημιών στα προκατασκευασμένα στοιχεία και για αυτό πραγματοποιείται με τη μεγαλύτερη δυνατή λεπτομέρεια και

ακρίβεια. Η γεωμετρία της πίεσης επαφής του πέδιλου του εμβόλου και η περιοχή επιρροής του στοιχείου φαίνονται στο Σχήμα 10-22.



Σχήμα 10-22. Ώση εμβόλων στον περιφερειακό αρμό

Οι δομητικοί έλεγχοι εκπονούνται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 2 (EN 1992-1-1:2004), παράγ. 6.7, αναφορικά με τα σημειακά φορτία, και η αντοχή του σκυροδέματος έχει ήδη αναπτυχθεί πλήρως.

10.3.1 Πίεση επαφής μεταξύ πέδιλου εμβόλου και στοιχείου

Ο έλεγχος δύναται να πραγματοποιείται με τριδιάστατη ανάλυση (Wittke, 2007) πεπερασμένων στοιχείων. Συχνά θεωρείται ικανοποιητικός όταν επαληθεύεται η ανισότητα :

$$F_{sd} \le F_{rd} \le F_{max}; F_{sd} = 1.1 \times \frac{F_{TBM}}{N_c}; F_{rdu} = A_{c0} \times f_{cd} \times \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}; F_{max} = 3.0 \times f_{cd} \times A_{c0}$$

$A_{c0} = b_0 \times l_0$, $A_{c1} = b_1 \times l_1$

(10-1)

Όπου,
F_{TBM} : μέγιστη δύναμη ώθησης του TBM,
N_c : αριθμός των πέδιλων που μεταφέρουν φορτία στον δακτύλιο της τμηματικής επένδυσης,
F_{rdu} μέγιστο φορτίο στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας της δύναμης ώθησης των ωστήρων,
F_{sd} είναι το μέγιστο φορτίο ULS της δύναμης που εφαρμόζεται από τα έμβολα
F_{max} : μέγιστο επιτρεπτό φορτίο που σχετίζεται άμεσα με την ποιότητα του σκυροδέματος,
b_0 και l_0: διαστάσεις της φορτιζόμενης περιοχής
b_1 και l_1: διαστάσεις της περιοχής κατανομής.

10.3.2 Δυνάμεις διάρρηξης (splitting) μέσα στο τόξο

Σαν αποτέλεσμα της δύναμης ώθησης του TBM που λειτουργεί στα προκατασκευασμένα στοιχεία μέσω των εμβόλων, αναπτύσσονται ζώνες θλίψης και εφελκυσμού μέσα στα στοιχεία. Η τάση εφελκυσμού μέσα στο στοιχείο, προκαλεί διάρρηξη, όπως φαίνεται στο Σχήμα 10-23. Η θεωρία του φορτίου διάρρηξης σε ελαστικό

μέσο, που έχει αναπτυχθεί από τον Leonhardt (1971), δύναται να υιοθετηθεί για την ανάλυση της κατανομής της τάσης εφελκυσμού, τόσο στη διαμήκη όσο και στην περιφερειακή διεύθυνση.



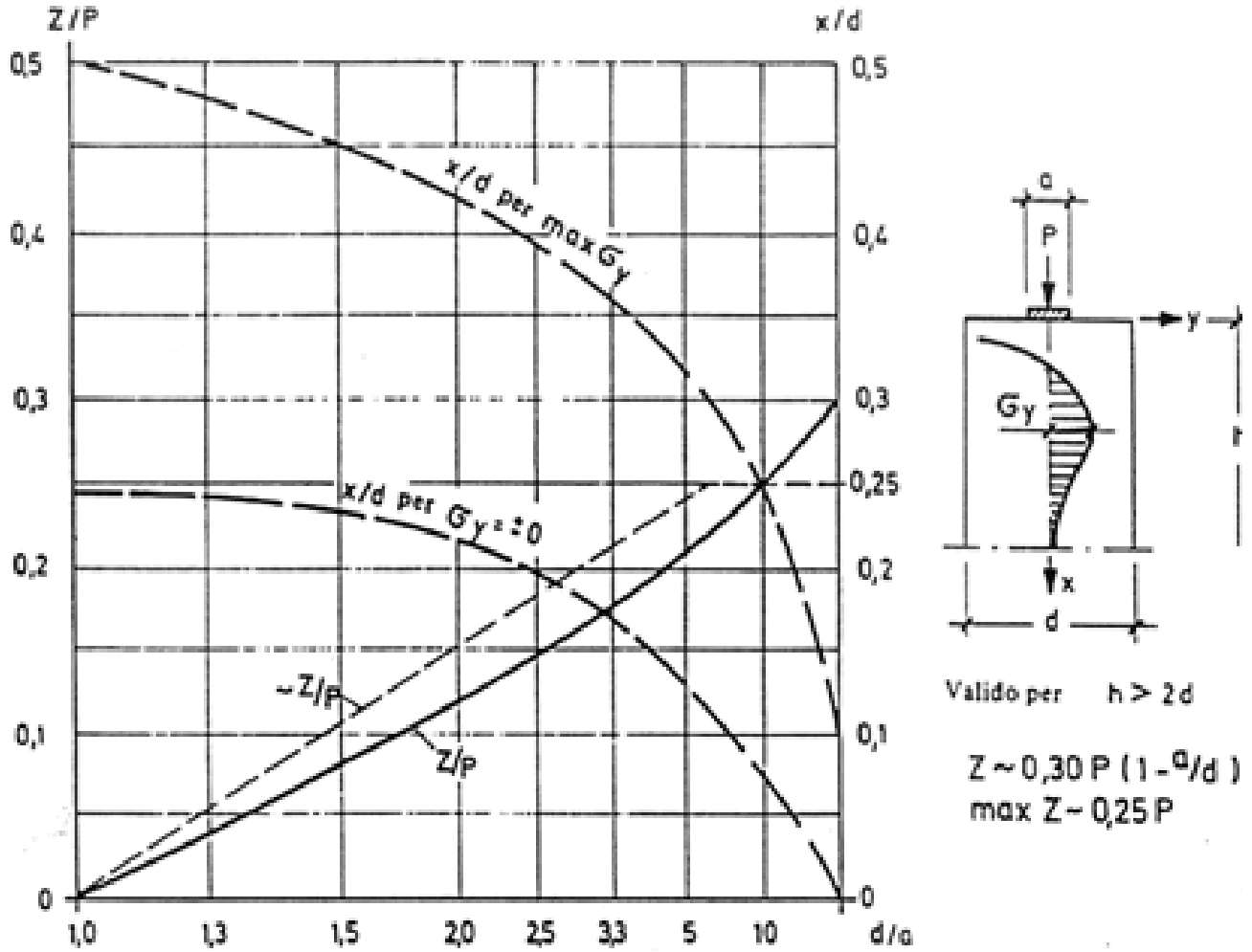
Σχήμα 10-23. Κατανομή της δύναμης εφελκυστικής διάρρηξης μέσα στο τόξο

10.3.2.1 Περιφερειακή διατομή

Η περιφερειακή διατομή περιγράφεται ικανοποιητικά στην τομή Α-Α στο Σχήμα 10-22. Για να βρεθεί η περιοχή κατανομής της εφελκυστικής αντοχής, γίνεται χρήση νομογράμματος, που φαίνεται στο Σχήμα 10-24. Με αναφορά στο σχήμα, λαμβάνεται ο τύπος που χρησιμοποιείται στο νομόγραμμα:

$$Z = 0.25 \times F_{sd} \times \left(1 - \frac{l_1}{l_2}\right); A_s = \frac{Z}{f_{yd}} \quad (10\text{-}2)$$

όπου,
l_1= μήκος της άνω περιφέρειας του πέδιλου
l_2= μήκος του στερεού που υπόκειται σε αυτό το φορτίο
A_s = απαιτούμενη διατομή χάλυβα για την αποφυγή εφελκυστικής θραύσης
f_{yd}= αντοχή διαρροής του χαλύβδινου οπλισμού
Z = δύναμη διάρρηξης



Σχήμα 10-24. Αριστερά: Νομόγραμμα προσδιορισμού περιοχών μέγιστης και ελάχιστης τάσης εφελκυστικής διάρρηξης (splitting) λόγω αξονικής δύναμης ώθησης (Leonhardt 1971)

10.3.2.2 Εγκάρσια διατομή

Παρομοίως, στην εγκάρσια τομή, η κατανομή της τάσης εφελκυσμού δίνεται από το νομόγραμμα στο Σχήμα 10-24. Είναι επίσης απαραίτητο να γνωρίζουμε τους ελάχιστους οπλισμούς που θα καλύψουν τη ζώνη εφελκυσμού.

10.4 Λειτουργία της σήραγγας

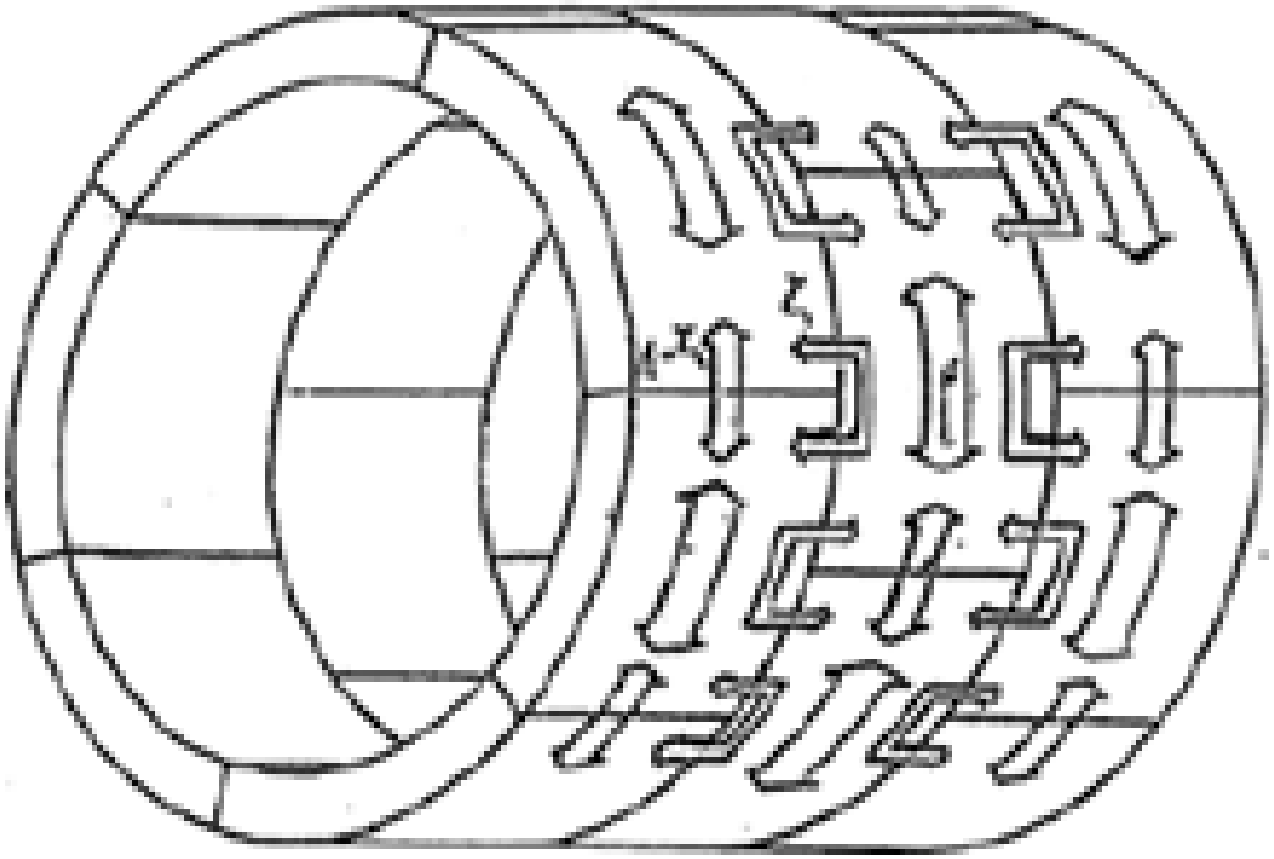
Στη μακρά περίοδο λειτουργίας της σήραγγας, η τμηματική επένδυση πρέπει να παραλαμβάνει όλα τα πιθανά φορτία που θα εφαρμοσθούν στη διάρκεια της ζωής του έργου.

10.4.1 Αδράνεια του δακτυλίου της επένδυσης

Ο δακτύλιος της επένδυσης δεν έχει δυσκαμψία, ούτε ίση με αυτήν ενός συμπαγούς κυλίνδρου σταθερού πάχους, αλλά ούτε και ίση με αυτήν δακτυλίου με εμμένοντες διαμήκεις αρμούς. Η δυσκαμψία είναι θεμελιώδους σημασίας για τον προσδιορισμό των δρωσών τάσεων και των μετακινήσεων, ειδικά αυτών που αφορούν τους αρμούς. Η τιμή της εξαρτάται από τον αριθμό των προκατασκευασμένων στοιχείων του δακτυλίου, καθώς και από τον τύπο του υπεδάφους που διαδρά με τον δακτύλιο. Λόγω του ότι η διάταξη των δακτυλίων περιστρέφεται συνεχώς, δεν είναι πρακτικό να προσομοιωθεί η παρουσία των αρμών σε συγκεκριμένες θέσεις, για παράδειγμα με μειωμένα πάχη ή ειδικές διεπιφάνειες.

Η προσομοίωση αυτής της ειδικής κατασκευής μπορεί να γίνει αποτελεσματικά με τη χρήση της διαδικασίας που συστήνεται από την Ιαπωνική Επιτροπή Σηράγγων. Με αυτήν προσδιορίζεται η μειωμένη δυσκαμψία και η τιμή των καμπτικών ροπών που λειτουργούν στο δακτύλιο και τους αρμούς. Στο Σχήμα 10-25 φαίνεται η

γενική αρχή της προσομοίωσης. Ο δακτύλιος θεωρείται αποτελούμενος από ζώνες, τόσο υψηλής, όσο και χαμηλής δυσκαμψίας, δηλαδή από τα στοιχεία και τους αρμούς αντιστοίχως. Μια ακολουθία δακτυλίων είναι αυτή όπου ένας αρμός σε ένα δακτύλιο καταλήγει σε προκατασκευασμένο στοιχείο του προηγούμενου και του επόμενου δακτυλίου. Αυτή η διάταξη επιτρέπει τις ροπές που δεν μπορούν να αναληφθούν από τους αρμούς, να μεταφέρονται στον προηγούμενο και τον επόμενο δακτύλιο.



Σχήμα 10-25. Δυσκαμψία της τοξωτής επένδυσης

Πίνακας 10-10. Μειωμένα χαρακτηριστικά του δακτυλίου

	Μέγεθος	Μείωση	Επεξήγηση
1	E_a=	$(1-\zeta)\cdot E_c$	*το διορθωμένο μέτρο ελαστικότητας του δακτυλίου*
2	M_j=	$(1-\zeta)\cdot M_c$	*η καμπτική ροπή του αρμού*
3	M_s=	$(1+\zeta)\cdot M_c$	*η καμπτική ροπή του προκατασκευασμένου στοιχείου*
4	M_c=		*η καμπτική ροπή που υπολογίστηκε από την ανάλυση*
5	E_c=		*το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος*
6	ζ=		*συντελεστής που λαμβάνει τιμές 0.3÷0.5*

Αυτή η θεώρηση μεταφέρεται στην αριθμητική ανάλυση με τα βήματα: (α) Διόρθωση σε E_a του μέτρου ελαστικότητας (γραμμή 1, Πίνακας 10-10) E_c του σκυροδέματος του δακτυλίου σύμφωνα με τον παράγοντα ζ (γραμμή 6, Πίνακας 10-10), (β) Υπολογισμός των φορτίων διατομής, (γ) Τροποποίηση της τιμής της καμπτικής ροπής M_c, με την αυξομείωση της τιμής αντίστοιχα σε M_s για το δακτύλιο (γραμμή 3, Πίνακας 10-10) και σε M_j για τους αρμούς (γραμμή 2, Πίνακας 10-10) με τον ίδιο παράγοντα ζ (η αξονική δύναμη παραμένει η ίδια).

Η τιμή της παραμέτρου ζ κυμαίνεται μεταξύ 0.3 και 0.5 σα συνάρτηση του αριθμού των στοιχείων και της ακαμψίας του περιβάλλοντος εδάφους. Η τιμή 0.3 έχει εκτιμηθεί από ανάστροφες αναλύσεις που επιβεβαιώθηκαν από πολλούς μελετητές.

Οι κρίσιμες διατομές σχεδιασμού των σηράγγων πρέπει να περιλαμβάνουν χαρακτηριστικές διατομές, όπως με: (α) το μεγαλύτερο υπερκείμενο, (β) το ελάχιστο υπερκείμενο, (γ) την υψηλότερη στάθμη υδροφόρου ορίζοντα, (δ) την χαμηλότερη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα (ε) τη μέγιστη επιφόρτιση, (ς) έκκεντρα φορτία,

(ζ) ανισοσταθμία στην επιφάνεια, (η) διπλανή σήραγγα σε σημερινή ή μελλοντική περίπτωση, (θ) μελλοντικές αναπτύξεις (έργα τρίτων), (ι) μαλακό έδαφος, (ια) μικτό ή βραχώδες έδαφος.

10.4.2 Φορτία

10.4.2.1 Ίδιον βάρος κατασκευής

Για τον υπολογισμό του ιδίου βάρους της τμηματικής επένδυσης ο Πίνακας 10-11 δίνει μοναδιαία βάρη που δύνανται να λαμβάνονται.

Πίνακας 10-11. Μοναδιαία βάρη

Υλικό	Μοναδιαίο βάρος
Οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα	25 kN/m^3
Άοπλο σκυρόδεμα	23 kN/m^3
Χάλυβας	78 kN/m^3
Άλλα Υλικά	Από εγκεκριμένους κανονισμούς ή άλλες έγκυρες πηγές

10.4.2.2 Φορτία εδάφους και υπόγειου νερού

Σαν εδαφικό φορτίο θεωρείται το βαρυτικό φορτίο που προκύπτει από το γινόμενο του μοναδιαίου βάρους της εδαφικής στρώσης επί το ύψος του υπερκειμένου (γ×Η). Επιπρόσθετα του εδαφικού φορτίου, θεωρείται και η υδραυλική στατική πίεση λόγω της ύπαρξης του υδροφόρου ορίζοντα και των μεταβολών του, τόσο στους βραχυπρόθεσμους, όσο και τους μακροπρόθεσμους στατικούς ελέγχους της κατασκευής.

10.4.2.3 Επιφανειακά φορτία κτιρίων και κατασκευών τρίτων μερών

Είναι τα φορτία των κτιρίων ή άλλων υφισταμένων κατασκευών (γέφυρες, μνημεία, κλπ.) στη γειτονία του έργου για τη διάρκεια της κατασκευής, τα οποία αξιολογούνται ξεχωριστά για κάθε κτίριο με τρόπο κατάλληλο για τον τύπο και τη διάταξη της θεμελίωσης κάθε κατασκευής/κτιρίου. Για κοινές κατασκευές κτιρίων και για κάθε όροφο, δύναται να εφαρμόζεται ομοιόμορφο φορτίο 10 kN/m^2 σαν μια καλή εκτίμηση μονίμων και κινητών φορτίων του κτιρίου. Για μελλοντικά κτίρια, στη θέση του υφισταμένου κτιρίου ή του οικοπέδου, το φορτίο (>50kN/m^2) δύναται γενικά να προκύπτει από το μέγιστο επιτρεπόμενο αριθμό ορόφων σύμφωνα με τους προβλεπόμενους όρους δόμησης της εκάστοτε περιοχής, προσαυξημένο (~3.0m) και λαμβανομένου υπόψη του προαναφερθέντος φορτίου ανά όροφο των 10 kN/m^2. Ασύμμετρες κατασκευές και δυσμενείς εκσκαφές, εφόσον είναι πιθανές πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

10.4.2.4 Φορτία κυκλοφορίας

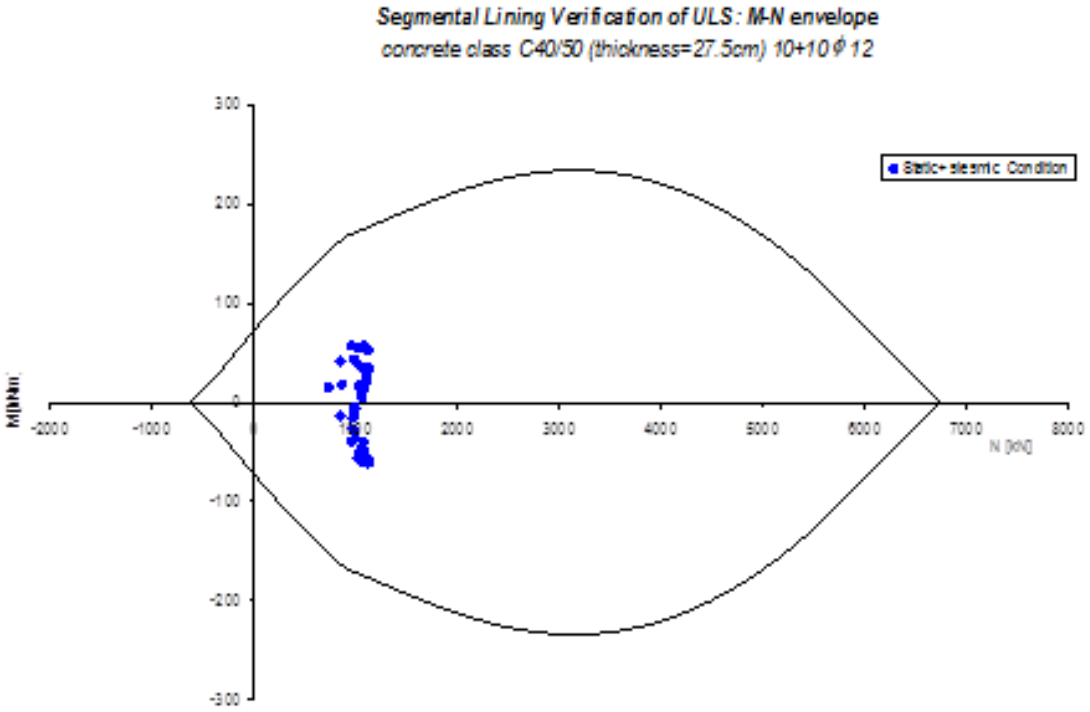
Τα φορτία οδικής κυκλοφορίας στην επιφάνεια του εδάφους, που λαμβάνονται υπόψη στη μελέτη είναι συνήθως της τάξης των 15 kN/m^2.

10.4.3 Έλεγχοι τυπικών φορτίων

10.4.3.1 Στατικός έλεγχος των τόξων του δακτυλίου

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 – μέρος 1, απαιτούνται έλεγχοι της κατασκευής σε Οριακή Κατάσταση Αστοχίας (ULS) και σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (SLS), όπως προβλέπεται από τον εθνικό ελληνικό κανονισμό και τον Ευρωκώδικα (EN 1992-1-1:2004). Στην κατάσταση ULS, η αντοχή κάποιου τμήματος της όλης κατασκευής έχει ξεπεραστεί, ενώ στην κατάσταση SLS οι λειτουργικές απαιτήσεις έχουν ξεπεραστεί, όπως για παράδειγμα, υπερβολική, πέρα από τα επιτρεπτά όρια, καθίζηση, παράλληλη μετατόπιση, στροφή, παραμόρφωση ή εμφάνιση ρωγματώσεων.

Ο κύριος χαλύβδινος οπλισμός του προκατασκευασμένου στοιχείου θα διαταχθεί με τέτοιο τρόπο, ώστε να ικανοποιηθούν οι απαιτήσεις των στατικών ελέγχων. Ο έλεγχος για καμπτικές ροπές-αξονικές δυνάμεις (π.χ. Σχήμα 10-26), και για τέμνουσες δυνάμεις, πραγματοποιείται με βάση την ULS. Η ανάλυση οριακής κατάστασης αστοχίας εκπονείται με τη χρήση ειδικών συντελεστών ασφαλείας για τα φορτία και την αντοχή. Οι τιμές των επί μέρους συντελεστών ασφαλείας λαμβάνονται από τον Ευρωκώδικα 7 και το Εθνικό Παράρτημα ΕΝ 1997-1: 2004, ανάλογα με τον τύπο του έργου (προσωρινό ή μόνιμο), την περίπτωση της φόρτισης (κανονική ή τυχηματική) και τον τύπο του εδάφους.



Σχήμα 10-26. Περιβάλλουσα αντοχής M-N σε έλεγχο οριακής κατάστασης αστοχίας

Οι αναλύσεις εκπονούνται για αντιπροσωπευτικές γεωτεχνικές τομές εδάφους, στις οποίες βασίζονται οι έλεγχοι. Εφαρμόζονται εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές μέθοδοι. Οι Εμπειρικές μέθοδοι βασίζονται σε εμπειρικούς τύπους και άλλες μεθόδους βάσει εμπειρίας από εφαρμογές σε παρόμοια έργα. Οι Αναλυτικές μέθοδοι εφαρμόζονται χρησιμοποιώντας μαθηματικές λύσεις για τις τάσεις και παραμορφώσεις γύρω από τη σήραγγα, που βρίσκονται στη βιβλιογραφία ή για ρηχές σήραγγες ολόκληρο το γεωστατικό πεδίο φορτίζει την κατασκευή. Οι Αριθμητικές μέθοδοι αξιολογούν την επάρκεια της τοξωτής επένδυσης με υπολογιστικές τεχνικές, που ακολουθούν σε βήματα τις φάσεις εκσκαφής και υποστήριξης της σήραγγας.

10.4.3.2 Δράση ακτινικού (διαμήκους) αρμού και σχετικοί έλεγχοι

Οι ορθές τάσεις που λειτουργούν σε περιμετρική διεύθυνση μεταφέρονται από τους διαμήκεις αρμούς του δακτυλίου. Πιθανή εκκεντρότητα της ορθής τάσης οδηγεί σε ανάπτυξη καμπτικής ροπής στον αρμό. Ανάλογα με το κριτήριο σχεδιασμού, η πίεση επαφής στην επιφάνεια του αρμού και η δύναμη εκτίναξης πρέπει να διερευνηθούν. Η μέγιστη εκκεντρότητα προσδιορίζεται από την καμπτική ροπή που αναπτύσσεται στους αρμούς και από την ελάχιστη συνεμφανιζόμενη ορθή δύναμη. Η ανάλυση ακολουθεί τη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στην ενότητα 10.3.2.

10.4.3.3 Έλεγχος άνωσης

Η δομή της σήραγγας πρέπει να ελεγχθεί έναντι της άνωσης, λαμβάνοντας υπόψη, (α) τα νεκρά φορτία, (β) Χαρακτηριστικά φορτία με διεύθυνση προς τα κάτω (βάρος επανεπίχωσης), (γ) Χαρακτηριστικές υδροστατικές πιέσεις άνωσης. Κινητά και νεκρά φορτία που μπορεί να μην είναι παρόντα σε ολόκληρη την διάρκεια λειτουργίας του έργου δεν λαμβάνονται υπόψη. Οι υπολογισμοί βασίζονται στη δυσμενέστερη περίπτωση της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα στη διάρκεια λειτουργίας του έργου (οριακή κατάσταση αστοχίας), ο οποίος θα εκτιμηθεί από τις πραγματικές επί τόπου συνθήκες αναφορικά με τα υδρογεωλογικά στοιχεία, συμπεριλαμβανομένων πιθανών επιπτώσεων από την παρουσία της κατασκευής στη ροή του υπογείου νερού. Η ασφάλεια της κατασκευής έναντι επίπλευσης προσδιορίζεται σύμφωνα με την αναφορά των παραγράφων 2.4.7.4 και 10.2 του EN1997-1.

10.4.4 Έλεγχοι σε σεισμό και τυχηματικά φορτία

10.4.4.1 Σεισμός

Γενικά, η περίπτωση της σεισμικής φόρτισης υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ-2000 και όπως έχει τροποποιηθεί από τότε) λαμβανομένων υπόψη των προδιαγραφών και της σοβαρότητας των κατασκευών. Η σεισμική εδαφική επιτάχυνση λαμβάνεται σύμφωνα με τις ζώνες εφαρμογής. Ο σεισμικός έλεγχος της τελική επένδυσης, δύναται να εκπονείται σύμφωνα με τη μέθοδο Kuesel, για θεώρηση περιορισμένου υπερκειμένου. Η σχετική με την περιοχή μέγιστη επιτάχυνση εδάφους δίνεται από την εξίσωση:

$$a_{max,s} = S \cdot a_{gR} \tag{10-3}$$

όπου S είναι ο παράγων του εδάφους που εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους. Στον Ευρωκώδικα 8 συστήνεται τιμή του S με βάση τον τύπο του φάσματος ελαστικής απόκρισης. Ο Πίνακας 10-12 αφορά στις συνθήκες που χαρακτηρίζονται από $M_w < 5.5$, ενώ ο *Πίνακας 10-13* σε συνθήκες που χαρακτηρίζονται από $M_w > 5.5$.

Πίνακας 10-12. Τιμές παραμέτρων για το Τύπου 1 φάσμα ελαστικής απόκρισης

Τύπος εδάφους	S	T_B (s)	$T_Ψ$ (s)	T_D (s)
A	1	0.05	0.25	1.2
B	1.35	0.05	0.25	1.2
C	1.5	0.10	0.25	1.2
D	1.8	0.10	0.30	1.2
E	1.6	0.05	0.25	1.2

Πίνακας 10-13. Τιμές παραμέτρων για το Τύπου 2 φάσμα ελαστικής απόκρισης

Τύπος εδάφους	S	T_B (s)	$T_Ψ$ (s)	T_D (s)
A	1	0.15	0.4	2
B	1.2	0.15	0.5	2
C	1.15	0.20	0.6	2
D	1.35	0.20	0.8	2
E	1.4	0.15	0.5	2

Η ειδική τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης της περιοχής του έργου, πρέπει να διορθωθεί λαμβάνοντας υπόψη το βάθος της σήραγγας. Η διόρθωση αυτή λαμβάνεται από οδηγία που δίνεται από τους Hashash et al. (2001) και αφορά στον προσδιορισμό του μειωτικού συντελεστή C για τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στην επιφάνεια, ανάλογα με το βάθος της σήραγγας.

$$a_{z,max} = C \cdot a_{max,s} \tag{10-4}$$

Ο Πίνακας 10-14 δίνει την τιμή του συντελεστή C, όπου $a_{z,max}$ είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση στο βάθος της σήραγγας.

Πίνακας 10-14. Λόγοι εδαφικής κίνησης (C) σε βάθος, σε σχέση με την κίνηση στην επιφάνεια

Βάθος Σήραγγας (m)	Λόγος εδαφικής κίνησης στο βάθος της σήραγγας προς την κίνηση στην επιφάνεια
≤ 6	1.0
6÷15	0.9
15÷30	0.8
>30	0.7

Η τιμή $a_{z,max}$ χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της γ_{max} (μέγιστη διατμητική παραμόρφωση σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου), μέσω της μέγιστης εδαφικής ταχύτητας V_s (Πίνακας 10-15). Η V_s είναι συνάρτηση του μεγέθους του σεισμού και της απόστασης από τη σεισμική πηγή.

$$\gamma_{max} = \frac{V_S}{C_S}; C_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{\frac{E}{2(1+\nu)}}{\frac{\gamma}{g}}};\ \Delta x_{max} = \gamma_{max} \times \left(\frac{h_{mod}}{2}\right)$$

(10-5)

όπου: C_s είναι η φαινόμενη ταχύτητα διάδοσης των εγκάρσιων σεισμικών κυμάτων. Η γ_{max} που σχετίζεται με τη μέγιστη οριζόντια μετακίνηση Δx_{max}, δίνεται από την (10-5)

Πίνακας 10-15. Λόγοι μέγιστης ταχύτητας προς μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (PGA), στην επιφάνεια

Μέγεθος ροπής (M_s)	Μέγιστη ταχύτητα (cm/s) προς μέγιστη επιτάχυνση (g) εδάφους Απόσταση πηγής από σήραγγα (km)		
	0÷20	20÷50	50÷100
Βράχος 6.5	66	76	86
7.5	97	109	97
8.5	127	140	152
Στυφρό 6.5	94	102	109
έδαφος 7.5	140	127	155
8.5	180	188	193
Μαλακό 6.5	140	132	142
έδαφος 7.5	208	165	201
8.5	269	244	251

10.4.4.2 Πρόσκρουση οχημάτων

Σύμφωνα με τον τύπο της σήραγγας, και τον σχετικό ΚΜΕ.

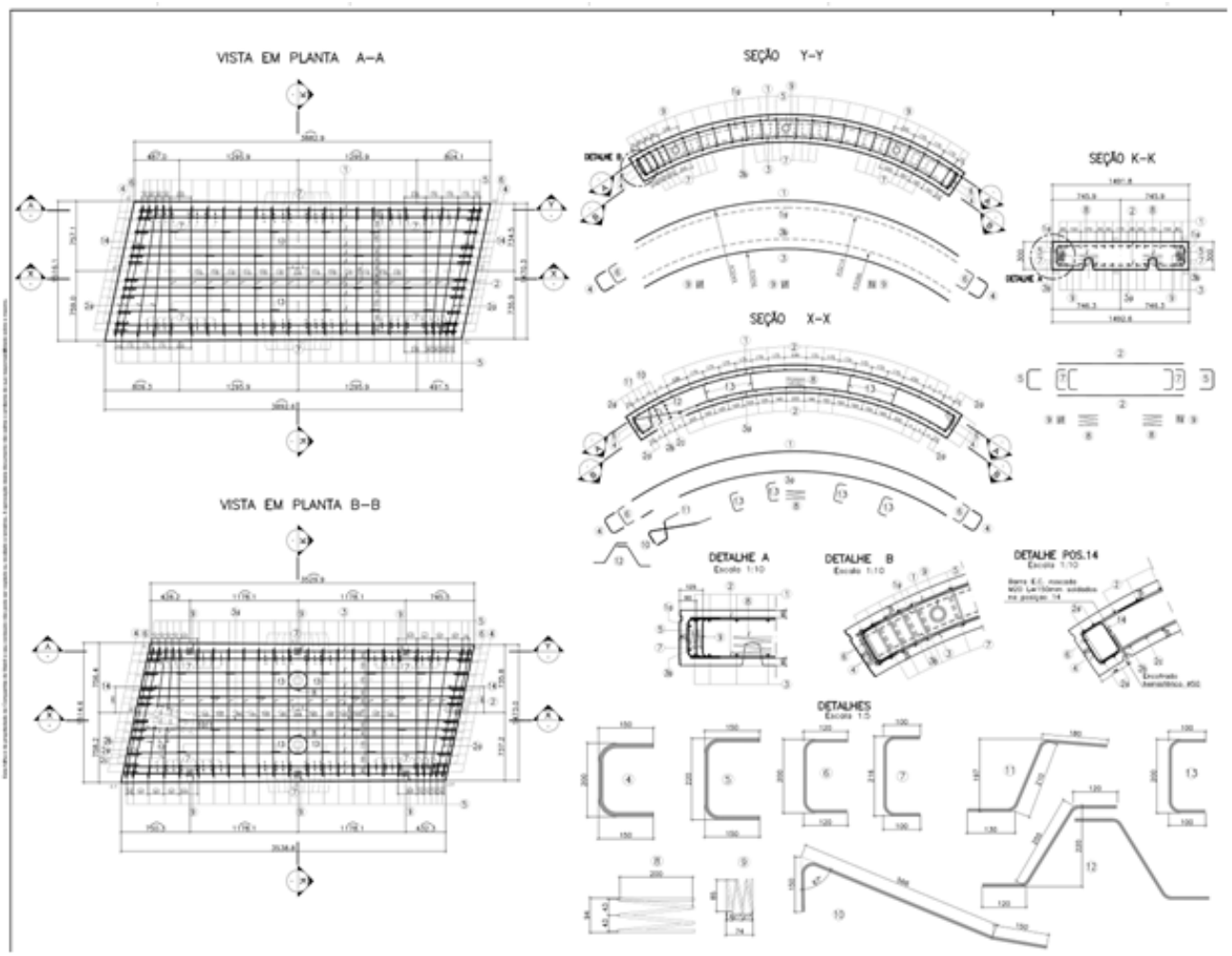
10.4.4.3 Πυρκαγιά

Τα πυράντοχα δομικά στοιχεία πρέπει να θεωρηθούν και υπολογιστούν σύμφωνα με τις μεθόδους που περιγράφονται στον ελληνικό κανονισμό για προστασία έναντι φωτιάς (ΦΕΚ 360/Β/28.05.1991), και το Π.Δ. 71/88. Το πυράντοχον της κατασκευής, εκφραζόμενο σε διάρκεια φωτιάς που το στοιχείο μπορεί να αντέξει, υπολογίζεται σύμφωνα με τον βαθμό της θερμικής επίθεσης (fire attack grade). Ο βαθμός της θερμικής επίθεσης είναι συνάρτηση του απαιτούμενου χρόνου αντίστασης στην φωτιά και της θερμοκρασίας που θα αναπτυχθεί σε κάθε ειδική κατασκευή.

Όταν η επικάλυψη ξεπερνά προδιαγραφόμενα όρια «Εγκεκριμένων Κανονισμών», προβλέπεται δευτερογενής οπλισμός στη μελέτη για την αποφυγή της αποφλοίωσης της επικάλυψης του σκυροδέματος. Η τοξωτή επένδυση μελετάται, ώστε να διατηρεί την ικανότητα ανάληψης των φορτίων στη διάρκεια που είναι εκτεθειμένη στην φωτιά. Σύμφωνα με τον «Ευρωκώδικα 2, Μελέτη κατασκευών από σκυρόδεμα - Μέρος 1-2: Γενικοί Κανόνες – Στατική μελέτη έναντι φωτιάς, Κεφάλαιο 4». Επιτρέπονται (α) Απλοποιημένες μέθοδοι υπολογισμού για ειδικού τύπου δομικά στοιχεία, και (β) Προχωρημένες μέθοδοι υπολογισμού για την προσομοίωση της συμπεριφοράς των δομικών στοιχείων τμημάτων της κατασκευής ή και ολόκληρης της κατασκευής.

10.4.5 Παράδειγμα όπλισης στοιχείου (Geodata, 2013)

Η διάταξη απαιτούμενων οπλισμών για ένα προκατασκευασμένου στοιχείο, μαζί με ποσότητες και κατασκευαστικές λεπτομέρειες, φαίνεται στο Σχήμα 10-27.



Σχήμα 10-27. Διάταξη οπλισμού σε στοιχείο

10.4.6 Παρακολούθηση

Η γεωμηχανική και δομητική παρακολούθηση έχει ως σκοπό τον έλεγχο της αποτελεσματικότητας της επένδυσης, ως προς τις παραδοχές, τις εδαφικές συνθήκες, έκτακτες καταστάσεις κατά την κατασκευή, και τη διαχρονική παρακολούθηση της επάρκειας του έργου. Για το σκοπό αυτό, εντός και επί των προκατασκευασμένων στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα προβλέπεται συνήθως η τοποθέτηση οργάνων, όπως:

- Ανακλαστήρες 3D (στόχοι διπλής όψης ή πρίσματα), για τη μέτρηση των ολικών μετακινήσεων της τμηματικής επένδυσης, με χρήση ηλεκτρονικών γεωδαιτικών σταθμών υψηλής ακρίβειας.
- Κυψέλες πίεσης, για τη μέτρηση της πίεσης στο σκυρόδεμα εντός των προκατασκευασμένων στοιχείων της τμηματικής επένδυσης.
- Παραμορφωσίμετρα τύπου δονούμενης χορδής, για τη μέτρηση των παραμορφώσεων των προκατασκευασμένων στοιχείων της τμηματικής επένδυσης.

Οι τιμές των συγκλίσεων, των τάσεων και των παραμορφώσεων της τμηματικής επένδυσης εκτιμώνται με βάση αριθμητικές αναλύσεις της μελέτης και προσδιορίζονται οι τιμές των ορίων επιφυλακής και συναγερμού.

Βιβλιογραφία/Αναφορές/Προδιαγραφές

Αναφορές

BTS & ICE (2000). "Specification for Tunnelling", section 203, Thomas Telford.

BTS & ICE (2004). "Tunnel Lining Design Guide", section 5.4, Thomas Telford

Geodata (2013). "Μεθοδολογία επένδυσης σήραγγας TBM διατομής διπλής γραμμής με προκατασκευασμένα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα, Τμήμα: Χαϊδάρι – Πειραιάς", Αττικό Μετρό

Guglielmetti V, Grasso P, Mahtab A and Xu S. (2007). "Mechanized Tunnelling in Urban Areas - design methodology and construction control", Taylor & Francis Group

Hashash et al. (2001) "Αντισεισμική μελέτη και ανάλυση υπογείων κατασκευών) "

ITA (2000). "Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining", TUST, 15, 3, pp. 303-331

Leonhardt. F (1971). «Προεντεταμένον Σκυρόδεμα», Α Τόμος, §9.21.

Maidl B, Herrenknecht M, Anheuser L (1996). "Mechanised Shield Tunnelling, section 6.1.3, Ernst & Sohn,

Wagner H and Schulter A ed. (1996). "Tunnel Boring Machines", Block D, Balkema.

Wittke W ed. (2007). "Stability analysis and design for mechanized tunnelling, ch. 6", WBI Print 6, Aachen. Germany.581p.

Προδιαγραφές-Κανονισμοί

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-04-00 Εργοταξιακό σκυρόδεμα παραγωγής σκυροδέματος.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-01-00 Παραγωγή και μεταφορά σκυροδέματος.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-01-03-00 Συντήρηση σκυροδέματος.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-01-02-01-00 Χαλύβδινοι οπλισμοί σκυροδέματος.

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-04-03-00:2009 Μόνιμη Επένδυση με προκατασκευασμένα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα

ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-12-07-02-00 Τσιμεντενέσεις σηράγγων

ΕΛΟΤ ΕΝ 197-1 Τσιμέντο. Μέρος 1: Σύνθεση, προδιαγραφές και κριτήρια συμμόρφωσης για τα κοινά τσιμέντα.

ΕΛΟΤ ΕΝ 450-1 Ιπτάμενη τέφρα για σκυρόδεμα. Μέρος 1: Ορισμός, προδιαγραφές και κριτήρια συμμόρφωσης.

ΕΛΟΤ ΕΝ 13263-1 Πυριτική παιπάλη για σκυρόδεμα. Μέρος 1: Ορισμοί απαιτήσεις και κριτήρια συμμόρφωσης.

ΕΛΟΤ ΕΝ 13263-2 Πυριτική παιπάλη κατάλληλη για το σκυρόδεμα. Μέρος 2: Αξιολόγηση συμμόρφωσης.

ΕΛΟΤ ΕΝ 14889-1 Ίνες σκυροδεμάτων. Μέρος 1: Χαλύβδινες ίνες. Ορισμός, προδιαγραφές και συμμόρφωση.

ΕΛΟΤ ΕΝ 14889-2 Ίνες οπλισμού σκυροδέματος. Μέρος 2: Ίνες από πολυμερή. Ορισμός, προδιαγραφή και συμμόρφωση.

ΕΛΟΤ ΕΝ 14845-2 Μέθοδοι δοκιμών ινών οπλισμού σκυροδέματος. Μέρος 2: Επιπτώσεις επί της αντοχής.

ΕΛΟΤ ΕΝ 13369. Κοινοί κανόνες για προκατασκευασμένα προϊόντα από σκυρόδεμα

ΕΛΟΤ ΕΝ ISO 1461 Θερμό γαλβάνισμα δι' εμβαπτίσεως διαμορφωμένων σιδηρών και χαλύβδινων στοιχείων. Προδιαγραφές και μέθοδοι δοκιμών

ΕΛΟΤ ΕΝ ISO 527.01 Πλαστικά – Προσδιορισμός ιδιοτήτων εφελκυσμού

EN 1992-1-1 (2004). "Ευρωκώδικας 2", Μελέτη κατασκευών από σκυρόδεμα, Μέρος 1-1, Γενικοί κανόνες και κανόνες για κτίρια

EN 1992-1-2 (2004). "Ευρωκώδικας 2", Μελέτη κατασκευών από σκυρόδεμα - Μέρος 1-2, Γενικοί Κανόνες – Στατική μελέτη για κατάσταση πυρκαγιάς

EN 1990 (2005). "Ευρωκώδικας 0", Βάση για την στατική μελέτη

EN 1991-1 (2002). "Ευρωκώδικας 1", Δράσεις στις κατασκευές, Μέρος 1-2, Γενικές Δράσεις – Δράσεις σε κατασκευές εκτεθειμένες σε φωτιά.

AFTES (1998). "Recommandations relatives à la conception, le dimensionnement et l'exécution des revêtements en voussoirs préfabriquées en béton armé installés à l'arrière d'un tunnelier", Working Group n°18

AFTES (1988) "Temporary Supports and Permanent Lining. Considerations on the usual methods of tunnel lining design", Tunnel et Ouvrages Souterrains, n°90, p.337-357, Working Group n°7

AFTES, 1993. "Les Joints d'étanchéité entre voussoirs", Tunnels et Ouvrages Souterrains, Suppl. N°.155 pp 164-166

AFTES (1993). «Θεωρήσεις σε σχέση με τις συνήθεις μεθόδους μελετών σηράγγων» – Ομάδα Εργασίας n.7

ITA WG (2000). "Οδηγίες για τη μελέτη των επενδύσεων σε σήραγγες που διανοίγονται με ασπίδες", Περιοδικό Tunnelling and Underground Space Technology, Τομ. 15, Αριθ. 3, σελίδες, 303 – 331

Κεφάλαιο 11

Σύνοψη
Ο έλεγχος της ποιότητας του σκυροδέματος της μόνιμης επένδυσης των σηράγγων, εξασφαλίζει ότι αυτή είναι αυτή που προδιαγράφεται από τη μελέτη, και με βάση την οποία έχει διαστασιολογηθεί.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Τεχνικά υλικά

11.Έλεγχος ποιότητας σκυροδέματος[3]

11.1 Πρώτες ύλες

Το σκυρόδεμα αποτελείται από πρώτες ύλες, τσιμέντο, αδρανή υλικά, πρόσθετα, πρόσμικτα και νερό.

11.1.1 Τσιμέντο (cement)

Το τσιμέντο είναι πέντε διαφορετικών τύπων (I, II, III, IV, V) και τριών κατηγοριών αντοχής (32.5, 42.5, 52.5 MPa).

11.1.2 Αδρανή υλικά (aggregates)

Τα αδρανή των επενδύσεων είναι διαβαθμισμένα ανενεργά υλικά ορυκτής προέλευσης τα οποία με συγκολλητικό υλικό το τσιμέντο χρησιμοποιούνται για την κατασκευή τους. Η ονομασία αδρανή δόθηκε στα υλικά αυτά με την έννοια ότι κατά την ανάμιξη των υλικών αυτών με συγκολλητικά υλικά (κονίες), όπως τσιμέντο, ασβέστης, άσφαλτος κλπ, ή το νερό, δεν συμμετέχουν ενεργά στις διαδικασίες πήξης και σκλήρυνσης. Βέβαια αυτό δεν ανταποκρίνεται εντελώς στην πραγματικότητα διότι η χημική αδράνεια των υλικών αυτών εξαρτάται από την ορυκτολογική τους σύσταση και τα υλικά με τα οποία έρχονται σε επαφή. Διακρίνονται σε φυσικά, τεχνητά και ανακυκλωμένα. Τα φυσικής προέλευσης είναι θραυστά πετρώματα, ποταμίσιες, λιμναίες ή θαλάσσιες αποθέσεις, λατομικά προϊόντα, κλπ. Για την κατασκευή των επενδύσεων χρησιμοποιούνται τα φυσικά αδρανή, δηλαδή αυτά που προέρχονται από πετρώματα τα οποία έχουν υποστεί μόνο μηχανική επεξεργασία-θραύση, πλύσιμο, διαλογή. Τα φυσικά αδρανή διακρίνονται σε συλλεκτά από χαλαρές αμμοχαλικώδεις αποθέσεις και σε θραυστά αδρανή λατομείων. Τα συλλεκτά μπορούν να αξιοποιηθούν ως έχουν ή μετά από επεξεργασία και είναι χαμηλής ποιότητας. Τα θραυστά αδρανή είναι υψηλής ποιότητας· μετά την εξόρυξή τους υπόκεινται σε περαιτέρω μηχανική κατεργασία και θραύση λίθου στο λατομείο και στη συνέχεια διαχωρίζονται με κόσκινα. Στο σκυρόδεμα τα αδρανή αποτελούν το 60-75% κατ' όγκο και 70-85% κατά βάρος. Η διεθνής εμπειρία λέει ότι για κάθε m^3 σκυροδέματος που παράγεται, απαιτούνται περίπου 2 τόνοι αδρανών υλικών.

Τα αδρανή σύμφωνα με την κοκκομετρική τους διαβάθμιση διακρίνονται σε: χονδρόκοκκα, λεπτόκοκκα, και παιπάλη. Τα χονδρόκοκκα (*Σχήμα 11-1*) είναι μεγαλύτερα από 4mm, τα λεπτόκοκκα χαρακτηρίζονται ως άμμος και είναι από 4 έως 0.063mm και η παιπάλη μικρότερη από 0.063mm, δηλ. διέρχεται από το κόσκινο No 200. Αδρανή, των οποίων πάνω από το 70% είναι μεγέθους παιπάλης και η μέγιστη διάμετρος των κόκκων είναι 2mm, χαρακτηρίζονται ως filler. Τα χονδρόκοκκα αδρανή έχουν διάφορα μεγέθη και ακανόνιστο σχήμα. Κατατάσσονται σύμφωνα με τον ΕΛΟΤ ΕΝ 12620 σε: ρυζάκι 4-8mm, γαρμπίλι 8-16mm, χαλίκι 16-31.5mm. Παράγονται με πρωτογενή, δευτερογενή, τριτογενή θραύση και ταξινόμηση των προϊόντων κάθε φάσης θραύσης σε δονούμενα κόσκινα (πολλαπλών καταστρωμάτων) για την παραγωγή των διαφόρων κοκκομετρικών κλασμάτων («διαβαθμίσεων»). Τα συγκροτήματα παραγωγής αδρανών υλικών είναι εγκατεστημένα μέσα ή πολύ κοντά στο λατομείο και είναι σταθερά ή μετακινούμενα. Πολλές φορές, όταν οι απαιτήσεις του έργου είναι αυστηρές, επιβάλλεται και η διενέργεια έκπλυσης των αδρανών για την

[3] Επιμέλεια: Νίκος Μαρσέλλος

απομάκρυνση της επιφανειακής σκόνης, οπότε είναι αναγκαία η εξασφάλιση τροφοδοσίας νερού στο λατομείο αδρανών. Στην παρασκευή του σκυροδέματος, τα φυσικά ή τεχνητά αδρανή υλικά που μπορούν να χρησιμοποιηθούν πρέπει να έχουν επαρκή αντοχή και πρόσφυση και χημική ανεκτικότητα ως προς το τσιμέντο. Τέτοια υλικά μπορεί να είναι προϊόντα θραύσης κυρίως ασβεστολιθικών πετρωμάτων και γρανίτη.



Ρυζάκι *Γαρμπίλι* *Χαλίκι/Σκύρα*

Σχήμα 11-1. Χονδρόκοκκα αδρανή

Για το χαρακτηρισμό της μορφής των αδρανών χρησιμοποιούνται οι δείκτες του ποσοστού πλακοειδών κόκκων I_F[%], και του ποσοστού επιμηκών κόκκων I_E[%]. Αναφέρονται για τον ασβεστόλιθος I_F 18-26% και I_E 19-30%. Η παιπάλη, στο μείγμα των αδρανών, επικάθεται στους μεγαλύτερους κόκκους, και διαμορφώνει μία κρούστα μειωμένης διατμητικής αντοχής. Για τον προσδιορισμό των ποσοστών της παιπάλης πραγματοποιείται η δοκιμή ισοδύναμου άμμου. Για τον προσδιορισμό του τύπου και του ποσοστού των περιεχομένων αργιλικών ορυκτών στην παιπάλη πραγματοποιείται η δοκιμή μπλε του μεθυλενίου, και εξάγεται ο αντίστοιχος δείκτης. Οι φυσικές ιδιότητες των αδρανών είναι: το ειδικό βάρος G_s και η υγρασία απορρόφησης Wa. Τα συνήθη αδρανή είναι κανονικού βάρους, με ειδικό βάρος ~2.6.

Τα αδρανή αντιστέκονται στη διάδοση των μικρορωγματώσεων που προκαλούνται από τη συστολή ξήρανσης. Η φύση των δεσμών που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια των αδρανών και τσιμεντόπαστας οδηγεί στις μηχανικές αντοχές του σκυροδέματος. Οι μηχανικές ιδιότητες των αδρανών αποτιμώνται ως δείκτες και είναι: η αντοχή σε σύνθλιψη ACV, η αντοχή σε κρούση AIV, η αντοχή σε αποτριβή και κρούση LAAV και MDAV, ο δείκτης αντίστασης σε στίλβωση PSV, ο δείκτης απότριψης AAV, και η ανθεκτικότητα σε αποσάθρωση με τη δοκιμή ψύξης-απόψυξης και τη δοκιμή υγείας με τη χρήση θεϊκών αλάτων. Η αντοχή των αδρανών ξεπερνά τα 80MPa, σαφώς ανώτερη από τα 40 έως 50MPA που είναι η αντοχή του τσιμεντοκονιάματος. Από τις τρεις κατηγορίες πετρωμάτων, τα πυριγενή και οι λεπτοκρυσταλικοί γρανίτες πλεονεκτούν έναντι των πετρωμάτων από τις άλλες κατηγορίες. Τα περισσότερα ιζηματογενή πετρώματα είναι γενικά ακατάλληλα ή χαμηλής ποιότητας αδρανή. Αντίθετα, οι σκληροί με χαμηλό πορώδες ασβεστόλιθοι είναι τα συνηθέστερα πετρώματα που χρησιμοποιούνται για την παραγωγή αδρανών υλικών σκυροδέματος στη χώρα μας, γιατί έχουν πολύ καλούς δείκτες, ικανοποιούν τις μηχανικές αντοχές των συνήθων κατασκευών, έχουν μικρό κόστος θραύσης, και απαντώνται στα περισσότερα μέρη του Ελλαδικού χώρου.

11.1.3 Πρόσθετα (additives) και Πρόσμικτα (admixtures)

Π.χ. Πυριτιακή παιπάλη, επιβραδυντικά, υπερρευστοποιητικά, αερακτικά.

11.1.4 Νερό (water)

Ο έλεγχος της ποιότητας κάθε υλικού βασίζεται στην διερεύνηση της συμμόρφωσής του , με τις απαιτήσεις, Κανονισμών (Regulations), Προτύπων (Standards), Προδιαγραφών (Specifications) και «συνιστομένων πρακτικών» (Recommended practices). Επίσης έχουν εκδοθεί συνολικά 440 ΕΤΕΠ από τον ΕΛΟΤ, που από 30.7.2012 είναι υποχρεωτικές (ΦΕΚ/2221/Β/30-7-2012).
Όλα αυτά είναι γραμμένα στην Τεχνική Συγγραφή Υποχρεώσεων (ΤΣΥ) ,που μεταξύ άλλων πρέπει να τηρήσει ο Ανάδοχος - Εργολήπτης του Έργου, από τον Κύριο του Έργου (ΚτΕ).

11.2 Παραγωγή σκυροδέματος

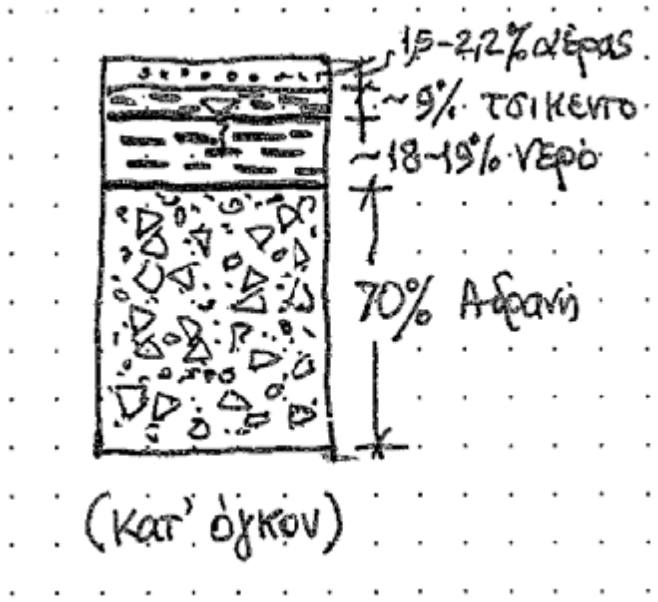
Η παραγωγή σκυροδέματος γίνεται σε αναμικτήρες είτε μικρές μπετονιέρες π.χ. 0.25m^3, είτε σε συγκροτήματα παραγωγής Έτοιμου/Εργοστασιακού σκυροδέματος, π.χ. 80-120m^3/h.)

11.2.1 Σύνθεση σκυροδέματος

Με την ανάμιξη των πρώτων υλών σε ορισμένες αναλογίες, παράγεται το νωπό σκυρόδεμα, το οποίο στη συνέχεια αρχίζει να πήζει και τελικά παράγει το σκληρυμένο σκυρόδεμα. Ο *Πίνακας 11-1* δίνει τις συνήθεις αναλογίες κατά βάρος και το *Σχήμα 11-2* τις αναλογίες κατ' όγκον των συστατικών του σκυροδέματος, για ένα τυπικό σκυρόδεμα κατηγορίας αντοχής C20/25. Με βάση τον πίνακα, ένα κυβικό μέτρο σκυροδέματος ζυγίζει ~2.4 t.

Πίνακας 11-1. Συνήθεις αναλογίες κατά βάρος σκυροδέματος C20/25

Τσιμέντο	Νερό	Άμμος	Γαρμπίλι	Χαλίκι	Επιβραδυντής	Υπερ-Κ	Σύνολο
300kg/m^3	180kg/m^3	1000kg/m^3	200 kg/m^3	700 kg/m^3	~0.3% κ.β. του τσιμέντου	~0.5% κ.β. του τσιμέντου	2380 kg/m^3



Σχήμα 11-2. Συνήθεις αναλογίες κατ' όγκον σκυροδέματος C20/25

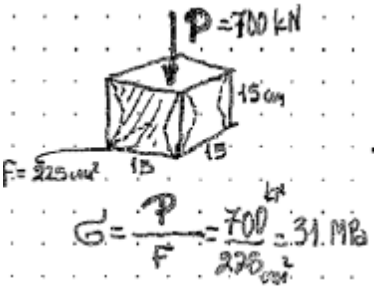
11.2.2 Νωπό και σκληρυμένο σκυρόδεμα

Με την ανάμιξη των πρώτων υλών παράγεται το νωπό σκυρόδεμα (fresh concrete) το οποίο έχει τις εξής ιδιότητες:

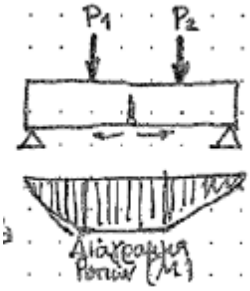
- Εργασιμότητα (workability) που μετρείται με τη δοκιμή κάθισης (slump) ή εξάπλωσης
- Θερμοκρασία (temperature) t_c που μετρείται με το θερμόμετρο σκυροδέματος
- Πυκνότητα ή μοναδιαίο βάρος (density-unit weight) που μετρείται με ζυγούς σε kg/m^3
- Αεροπεριεκτικότητα (air content) που μετρείται με τη συσκευή αεροπεριεκτικότητας (%)

Από το νωπό σκυρόδεμα παρασκευάζονται συνήθως 6-12 δοκίμια σκυροδέματος τα οποία μετά από 20-32 ώρες μεταφέρονται σε αναγνωρισμένο/εποπτευόμενο από το ΚΕΔΕ/ΥΠΟΜΕΔΙ εργαστήριο ή σε διαπιστευμένο από το ΕΣΥΔ/ΕΣΥΠ Εργαστήριο για θραύση τους στις 7 ημέρες και στις 28 ημέρες, για τον προσδιορισμό της συμβατικής αντοχής σε θλίψη του σκυροδέματος.
Το σκληρυμένο σκυρόδεμα (hardened concrete)έχει τις εξής ιδιότητες

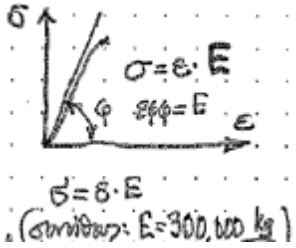
Αντοχή σε θλίψη
(compressive strength)



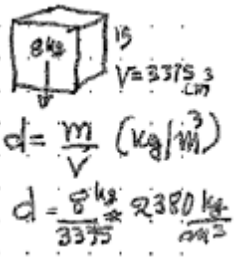
Αντοχή σε κάμψη
(flexural strength)



Μέτρο ελαστικότητας
(modulus of elasticity)



Πυκνότητα
(density)



11.3 Κανονισμοί, Πρότυπα, Προδιαγραφές ελέγχου σκυροδέματος

Ο έλεγχος της ποιότητος κάθε υλικού βασίζεται στην διερεύνηση της συμμόρφωσής του με τις απαιτήσεις, Κανονισμών (Regulations), Προτύπων (Standards), Προδιαγραφών (Specifications) και «συνιστώμενων πρακτικών» (Recommended practices). Επίσης έχουν εκδοθεί συνολικά 440 ΕΤΕΠ απο τον ΕΛΟΤ, που απο 30.7.2012 ειναι υποχρεωτικές (ΦΕΚ/2221/Β/30-7-2012). Όλα αυτά είναι γραμμένα στην Τεχνική Συγγραφή Υποχρεώσεων (ΤΣΥ) ,που μεταξύ άλλων πρέπει να τηρήσει ο Ανάδοχος - Εργολήπτης του Έργου, από τον Κύριο του Έργου (ΚτΕ).
Για το σκυρόδεμα ειδικά, ισχύουν τα εξής:
α) Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος (ΚΤΣ-2016) που δημοσιεύτηκε στο ΦΕΚ/1561/Β/2-6-2016[4].
β) Το νέο Ευρωπαϊκό Πρότυπο για σκυρόδεμα: ΕΛΟΤ ΕΝ 206-1, (European Specification for concrete, CEN/TC/104). Έχει συνταχθεί και εγκριθεί επίσης από τον ΕΛΟΤ το Εθνικό Προσάρτημα (National Annex), στις 24.2.2011.
γ) Οι ΕΤΕΠ, που δημοσιεύθηκαν στο ΦΕΚ/2221/Β/30.7.2012. Ειδικά για το σκυρόδεμα, υπάρχουν (7) ΕΤΕΠ, για την: Παραγωγή-μεταφορά-διάστρωση-συμπύκνωση-συντήρηση σκυροδέματος, αφαίρεση ξυλοτύπων, κλπ.
δ) Οι Μέθοδοι ελέγχου (Test methods), για δειγματοληψία σκυροδέματος, παρασκευή και συντήρηση δοκιμίων, θραύση στις 28 ημέρες, μέτρηση της εργασιμότητας (κάθιση-slump), θερμοκρασίας σκυροδέματος, με τις ΕΝ 12350, ΕΝ 12390, και τις ΣΚ-303, ΣΚ-304, ΣΚ-309, κλπ, έκδοσης ΚΕΔΕ/ΥΠΟΜΕΔΙ.
ε) Διάφορες Διεθνείς προδιαγραφές, όπως των: ACI (American Concrete Institute), BS, AFNOR, DIN, κλπ.
ς) Υπάρχουν επίσης 6 Τεχνικές Οδηγίες του ΣΠΜΕ για σκυρόδεμα, στο: www.spme.gr.

11.3.1 Έλεγχοι

Ο έλεγχος της ποιότητας του σκυροδέματος διακρίνεται σε 3 φάσεις:
(α) Ελεγχοι πρίν την σκυροδέτηση, δειγματοληψίες πρώτων υλών ,κοκκομετρήσεις αδρανών, ειδικά/φαινόμενα βάρη, Ισοδύναμο άμμου, Μπλε του Μεθυλενίου, Los Angeles, Υγεία, κλπ.
Όλα αυτά οδηγούν στη: Μελέτη σύνθεσης σκυροδέματος (Concrete Mix Design) και στα δοκιμαστικά αναμίγματα (Trial Mixes) για τον έλεγχο της αντοχής σε θλίψη , κάθισης, πυκνότητας, κλπ.
(β) Έλεγχοι κατά την παραγωγή και σκυροδέτηση , όπως δειγματοληψίες σκυροδέματος, πχ, 6 δοκίμια ανά 150 m^3/ανά ημέρα, μέτρηση της κάθισης, της θερμοκρασίας σκυροδέματος: $10^oC<t<32^oC$ και έλεγχος των Δελτίων Αποστολής , αν τηρήθηκε ο χρόνος μεταφοράς του σκυροδέματος < 2 ώρες ,κλπ.
Επίσης εάν έγινε η διάστρωση του σκυροδέματος σωστά, σε στρώσεις πάχους <0.60 m, από σωστό ύψος πτώσης <2.5 m, κλπ, εάν έγινε η δόνηση με δονητές , στο σωστό χρόνο και απόσταση δόνησης και τέλος εάν έγινε η σωστή συντήρηση του σκυροδέματος (Curing).
(γ) Έλεγχοι μετά τη σκυροδέτηση , χρόνος αφαίρεσης των ξυλοτύπων, πχ, Πίνακας: 11.6, μέτρα προστασίας του σκυροδέματος κατά τη σκυροδέτηση σε Υψηλές/Χαμηλές θερμοκρασίες, αξιολόγηση των αποτελεσμάτων αντοχών των «συμβατικών δοκιμίων», και την αποδοχή ή αμφισβήτηση μιας παρτίδας, βάσει των Κριτηρίων Συμμόρφωσης του ΚΤΣ.

[4] Ισχύς από 2-4-2017 (ΦΕΚ/4007/Β/14-12-2016)

Αναμένεται η έκδοση Υπουργικής Απόφασης με το παράρτημα ΠΒ5-1, που αναφέρεται στην «Πιστοποίηση ελέγχου παραγωγής Εργοστασιακού Σκυροδέματος» (certified concrete), μέχρι τέλους 2017.
Γίνεται η σύνταξη Τεχνικής Έκθεσης (Technical Report) ,και η υποβολή της στην Επίβλεψη του τεχνικού έργου, για να συνοδεύει τα πιστοποιητικά για την πληρωμή («πιστοποίηση») του Έργου.

11.3.2 Δειγματοληψίες σκυροδέματος

Τόσο στον ΚΤΣ, όσον και στον ΕΛΟΤ ΕΝ 206-1, κλπ, αναφέρονται, η συχνότητα δειγματοληψιών, η παρασκευή των δοκιμίων, πχ κυβικά δοκίμια, 15×15×15 cm, σε 2 στρώσεις με 25 χτυπήματα, με πρότυπη ράβδο, Φ16 mm, η προφύλαξη τους τις πρώτες 24 ώρες από τον ήλιο, κρύο, δονήσεις και η μεταφορά τους σε Αναγνωρισμένο ή Διαπιστευμένο κατά ISO 17025 από το ΕΔΥΔ Εργαστήριο, και η θραύση τους από βαθμονομημένη πρέσα θραύσης και η αξιολόγηση με τα Κριτήρια Συμμόρφωσης, κλπ.

- 6 δοκίμια έως 150 m^3 /ανά ημέρα.
- για άνω των 150m^3, 6 δοκίμια ανά 150m^3 σκυροδέματος.

Ο έλεγχος της κάθισης, θερμοκρασίας, κλπ επίσης περιλαμβάνονται στις υποχρεώσεις του Αναδόχου.

Εάν τα δοκίμια δεν ικανοποιούν τα Κριτήρια Συμμόρφωσης επακολουθούν οι "Επανέλεγχοι" του ΚΤΣ, με "εντατική συντήρηση" του Έργου για 14÷28 ημέρες, η αποκοπή πυρήνων(καρότα), και οι διάφορες διαδικασίες.

11.4 Τεχνολογία Σκυροδέματος

25.8.2015

Σημειώσεις τεχνολογίας σκυροδέματος - Εβδομάδα: I

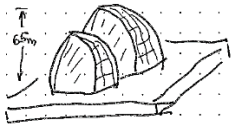
Νικ. Μαρσέλλος, Πολ. Μηχ/κου ΕΜΠ

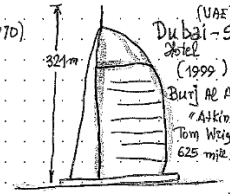
1. Εισαγωγή

Το σκυρόδεμα αποτελεί το κύριο κατασκευαστικό υλικό των Τεχνικών Έργων, με πολύ μεγάλες δυνατότητες για σύμφωση στην Αρχιτεκτονική έκφραση των έργων.

Έχουμε πολλές ενδιαφέρουσες χρήσεις του σε έργα στην Ελλάδα και το εξωτερικό, σε χαρακτηριστικές εφαρμογές όπως:

① Όπερα του Sydney (1970)

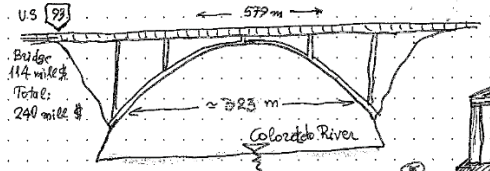


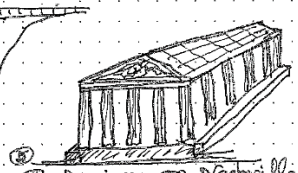




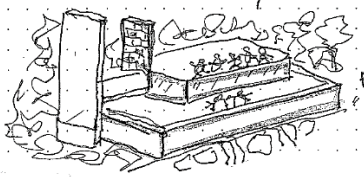
③ Burdj al Khalifa (2010)

④ Τοξωτή γέφυρα στο Hoover Dam (2012)





⑤ Παρθενώνας στο Nashville (1925)



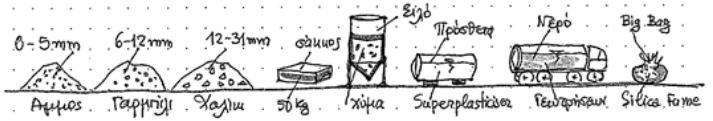
Frank Lloyd Wright "Falling water House" ⑥ (1935)

2nd/NM/25.8.2015

2. Γραμμία με το "γκρίζο - σκυρόδεμα"

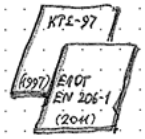
Το σκυρόδεμα (concrete) αποτελείται από τις εξής 4-γλες:

- Τσιμέντο, (5) διαφορετικών τύπων, και (3) κατηγοριών αντοχής:
  - Τύποι: I, II, III, IV, V
  - Κατηγορίες αντοχής: 32,5 MPa - 42,5 MPa - 52,5 MPa
- Αδρανή γκρίζα (aggregates), φυσικά ή θραυστά
  - Άμμος (0-5mm), Γαρμπίλι (6-12mm), Χαλίκι/σκύρα (12-31 mm)
- Πρόσθετα σκυροδέματος (Admixtures)
  - Εκτροβραδυντικά, υπερ-ρευστοποιητικά, αεραντικά
- Νερό (Δικτύου ή Γεωτρήσεων)
- Πρόσμικτα (Additions), όπως: πυριτική παιπάλη (Silica fume) κ.λ.π.



Η παραγωγή του σκυροδέματος γίνεται σε Ανταμωτήρες είτε μικρές βιοτεχνίες π.χ. 0,25m³, είτε σε Συγκροτήματα Παραγωγής Έτοιμου/Εργοστασιακού σκυροδέματος (80-120 m³/h)

Οι Κανονισμοί και τα Πρότυπα που διέπουν την σύνθεση και την παραγωγή του σκυροδέματος είναι:



- Ο Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος: **ΚΤΣ-97** (ΦΕΚ/315/Β/17.4.97)
  Ήδη έχει ψηφοφορήσει και αναρτηθεί στο διαδίκτυο το ΣΧΕΔΙΟ αναθεώρησής του: ΚΤΣ-2015 (99 δε/Δημόσιο Διαβούλευση) +5½ : 4 ✓
- Το Ευρωπαϊκό Πρότυπο για το σκυρόδεμα: **ΕΛΟΤ ΕΝ 206-1** + Εθνικό Προσάρτημα (2014)
- Οι ΕΤΕΠ (ΦΕΚ/2221/Β/30.7.2012) (Ελληνικές Τεχνικές Προδιαγραφές).

2nd/NM/25.8.15

-3-
3. Νωπό - σκληρυμένο σκυροδέμα.
Με την ανάμιξη των α'-ύλων σκυροδέματος, παράγεται το:
"Νωπό σκυρόδεμα" (fresh concrete)
το οποίο έχει τις εξής κύριες ιδιότητες:
Έχει
Εργασιμότητα (workability)
Θερμοκρασία σκυροδέματος
Φαινόμενο βάρος
Αεροπεριεκτικότητα (Gas content)
που κυμαίνεται με τον δοκιμαστικό κώνο καθίσεως (Slump)
που κυμαίνεται με το βαρύ κώνο συνέλιξης (concrete temper. °C)
% πυκνότητα (σε kg/m³) (unit weight/density)
που κυμαίνεται με την σύσταση
Αεροπεριεκτικότητα (%)
+
Εφαρμόζει θερμοκρασιακούς συντελεστές: 6 - 12 / δοκίμια σκυροδέματος για τις οποίες κυμαίνονται σε Αναγκαιρετήριο/Εφαρμοστικό από το ΚΕΑΕ/ΥΠΟΜΕΔ Εργαστήριο ή σε Διαπιστευμένο από το ΕΣΥΔ/ΕΣΥΠ Εφαρμόζει για θερμοκρασία δοκιμών τους, σας 7ημέρο και στις 28 ημέρες, και προσδιορίζει τις:
Συμβατικές αντοχές σε θλίψη του σκυροδέματος
Αυτή είναι ιδιότητα του "Σκληρυμένου σκυρόδεμα (hardened concrete)"
Το σκληρυμένο σκυρόδεμα έχει τις εξής ιδιότητες:
Έχει
Αντοχή σε θλίψη Compressive strength
Αντοχή σε κάμψη Flexural strength
Μέτρο ελαστικότητας Modulus of elasticity
Πυκνότητα density
P=700 kN
15cm
15
F=225 cm²
σ=P/F = 700/225 = 3,1 kN/cm²
P1 P2
σ=ε·E
φ
ε
σ=6·E
(Σκυρόδεμα: E=300.000 kg/cm²)
Διάγραμμα τάσεων (MΣ)
8 kN/cm²
ε=σ/E = 8/300.000 = 0,000027 cm/cm
8 kN/cm² 8,15
d=m/V (kg/m³)
V=3375 cm³
d = 8 kN/cm² ≈ 2380 kg/m³
2380 kg/m³ 8,15

-4-
4. Σύνθεση του σκυροδέματος
Με την ανάμιξη των α'-ύλων σε αριθμένες αναλογίες, παράγεται το "νωπό σκυρόδεμα", για το οποίο λέμε ότι έχει κάποιες ιδιότητες, όπως την πήξη του, οπότε λέμε ότι "σκληρύνει σκυρόδεμα".
Οι αντίστοιχες αναλογίες "μαζί όλων" των συστατικών του σκυροδέματος αρχ. γιαι "κατ' όγκος", για ένα τυπικό σκυρόδεμα, κατηγορίας αντοχής: C 20/25, είναι οι εξής:
C 20/25
Τσιμέντο : 300 kg/m³
Νερό : 180 kg/m³
Άμμος : 1000 kg/m³
Χαλίκι : 200 kg/m³
Σκύρα : 700 kg/m³
Επιβεβαιωτικά : ~0,37 κατά βάρος του τσιμέντου
Υπερ-ρευστοποιητικά : ~0,5% κατά βάρος του τσιμέντου
15-22% άμμος
~9% τσιμέντο
~18-19% νερό
70% λιθόμ
Σύνολο 2.380 kg/m³
(κατ' όγκον)
(κατά βάρος)
Από συνήθεις συνεπείς έναν πλήθος από σκυρόδεμα C20/25 διάστασεων: 1m x 1m x 1m αυτός θα ζυγίζει 2.380 kg/m³ ή κατά προσέγγιση: 2,4 t/m³
1m
1m
1m
2,4 t/m³
2,4 t/m³ 8,15

-5-

5. Οι κατηγορίες αντοχής του σκυροδέματος

Το σκυρόδεμα ανακλήθης της απότιτας των α'-γράν αρμά
και των αναλογιών μείγμα των ήλιων έναι διάφορετικό
αντοχή σε θλίψη, η οποία ονομάζεται:

Κατηγορία αντοχής (Concrete class)

Οι κατηγορίες αντοχής χαρακτηρίζονται από την

Χαρακτηριστική αντοχή του σκυροδέματος: f_{ck}

(Concrete characteristic strength: f_{ck})

η οποία αναφέρεται με δύο αριθμούς, π.χ **C25/30**

όπου ο πρώτος αριθμός αντιπροσωπεύει την χαρακτηριστική
αντοχή του σκυροδέματος, ενώ ο δεύτερος αριθμός είναι αυτή αποδεικνύεται με **Κυβικά**
δοκίμια (15x30cm) **δοκίμια** (15x15x15cm)
ενώ ο δεύτερος αριθμός είναι αυτή αποδεικνύεται με **Κυβικά δοκίμια** (15x15x15cm)

Σημαίνει ότι κυρίως τα χαρακτηριστικά τις έξης:

C25/30

30cm
15cm
15cm
15cm

f_{ck} = 25 MPa

f_{ck} = 30 MPa

Σύνθεση κατηγορίας αντοχής: C20/25 - C25/30 - C30/37 - C35/45

2ηd/ΝΠ/ΔΣ.8.15

-6-

6. Η "βαρέμαστη" του σκυροδέματος

Το σκυρόδεμα παράγεται σε Ανταμιστήρες (λίκνα), είτε σε
λικνες "μιδεστηρίες", είτε σε μεγάλα σταθερά Εμπροσμιγή
Παραγωγής Εταιρειών/Επιχειρήσεων σκυροδέματος (Concrete Batching
Plants - Ready Mixed Concrete - Factory produced concrete)

Στις λικνες μιδεστηρίες γίνεται η εσαγωγή των ήλικων
στο μιδεστηρίερα, αυτόδυο με το νερό ομού, και
προσθέται με κάποιο δόχειο (πτένεια 1ό-17 λίτεων) το νερό
όδο κάποια δόσεις (2ό%), έτε σε συνέχεια σεκνο (30 λέπ).
Σε ανάλογο των ήλικων πρέπει να διαρκέσει τουλάχιστον 1 λεπτό,
ώστε η ενδρόσιση και μετατροπή στο σημείο διάστρωσης
των συγκροτημάτων, γίνεται με τον τρόπο με εφάπτε-
το παραγόμενο η πλησιέστερα και με το Ανταλλαγείο στους
Υπηρέσιους εργάσιας. Η παραγωγή αυτών των σκυρόδεμα δεν
ξεπερνά αυτούς τα 5-150 m³/ώρα.

Στο Εργοστάσιο παραγωγής σκυρόδεμα, τα ήλικα ζυγίζονται με ακρίβεια: ± 2%
σε ζυγιστήρια πλέρων, τσιμέντου, νερού, προσθέτων και προσθέτων
στον Ανταμιστήρα, και μετά διάρκεια ανάμιξης: 30 sec - 1 λεπτό εμφράσσεται
στην "βαρέμα" που τα μεταφέρει για σύνταση (Pumping) στο έργο.

2ηd/ΝΠ/ΔΣ.8.15

-7-

7 - Κ. κεφάλι συνθέσεως του σκυροδέματος. (concrete Mix Design)

(α) Σκοπός της κεφάλης συνθέσεως του σκυροδέματος είναι να προσδιορίσει τις αναλογίες των υλικών, οι οποίες θα ικανοποιήσουν τις απαιτήσεις για το σκυρόδεμα που είναι

- η αντοχή του σκυροδέματος π.χ. C25/30
- η εργασιμότητα του σκυρ. μείγματος: π.χ. slump: 16-18 cm (κατηγορία: S4)
- η ανθεκτικότητα (Durability) του σκυροδέματος στον χρόνο
- η διάρκεια ζωής του και η αποστασία των χαλυβδίνων οπλισμών από την διάβρωση
- η ανθρησιμότητα (Pumpability) του σκυροδέματος
- άλλες "ειδικές ιδιότητες", όπως μικρό "θερμικό", χαμηλή ή υψηλή περατότητα, ή αδρόσπορο συντελεστή: 4,5% ± 1,5% για αντίσταση στην θραύση ή ανθεκτικότητα από θείικα (sulphate resistance), με χρήση ειδικών τσιμέντων, κλπ

Για να επιτυχθεί ο σκοπός της κεφάλης συνθέσεως ή ο "σχεδιασμός" οπως συνηθίζεται να λέγεται, πρέπει να γίνουν τα εξής (4) βήματα:

- Απαραίτητη δειγματοληψία των υλικών, των αδρανών από τα λατομεία (quarry), των τσιμέντων, των προσθέτων, κλπ
- Εργαστηριακός δοκιμές για τον μέτρο των ιδιοτήτων των υλικών π.χ. κοκκομετρίαν και ειδικά βάρη για τα αδρανή, κλπ
- Σχεδιασμός στόχεια γίνονται υπολογισμοί των αναλογιών σύμφωνα με το σύνολο των υλικών να έχουν όγκο: $1\,m^3 = 1000\,dit$

$$T + N + A + \text{άλλα} = 1\,m^3$$

- Με τις αναλογίες αυτές παρασκευάζονται δοκιμαστικά ανακατέματα (trial mixes) στο εργαστήριο, για να μετρηθούν:

Mix Design

Η υδάτωση του σκυρ. π.χ. slump: 16cm

Η αντοχή του σκυρ. σε θλίψη: 37 MPa

Η πυκνότητα/ φαιν. βάρη του σκυρ. 2380 kg/m³

Η θερμοκρασία του σκυρ. $t_c = 28°C$

Η αέρωση άερ = 2,2%

Εάν αυτά είναι ικανοποιητικά παραπάνω, οι δοκιμές ολοκληρώνονται, αλλιώς αλλάζουν οι αναλογίες ή τα υλικά μέχρι να έρθουν το επιθυμητό μίγμα.

1ης/ΝΜ/29.8.15

-8-

(β) Στόχοι της κεφάλης συνθέσεως είναι η ικανοποίηση των απαιτήσεων των τεχνικών προδιαγραφών ή των αναγκών του έργου. Για τον σκοπό αυτό, απαιτείται η παρακολούθηση των ιδιοτήτων του σκυροδέματος, ώστε να διορθώνονται κάποιες "περιθώρια ασφαλείας" για την αντοχή, την εργασιμότητα, κλπ.

(i) Στον έλεγχο της αντοχής σε θλίψη, ο ΚΤΣ-97, προβλέπει ότι οι αντοχές στα κυλίνδρους πρέπει να είναι περίπου 4-6 MPa μεγαλύτερες από την ζητ. εξασφαλισμένες από την "βιομηχανική αβεβαιότητα" (standard deviation). Έτσι η χαρακτηριστική αντοχή ζητ. προσδιορίζεται με το ακόλουθο αντοχής: K·s, όπου: k=1,64 έως 2,14, δηλαδή, η κεν (αθροιστική) αντοχή: f_a, είναι:

$$f_a = f_{ck} + 1,64 \cdot s$$

Παράδειγμα:
Εάν για: C25/30, η τυπική απόκλιση των αντοχών του εμπορεύματος, παραχθείς σκυροδέματος, από το "ΑΡΧΕΙΟ" αντοχών, με τα ίδια χημικά είναι: s=9,0 MPa τότε η απαιτούμενη αντοχή στο κέλυφος αντέσεως: f_a είναι:

$$f_a = f_{ck} + 1,64 \cdot s = 30 + 2,0 \times 1,64 = 33,4\ MPa$$

(ii) Για την εφαρμοσιμότητα, εαν π.χ. θέλουμε slump: 16 cm στο έργο, τότε η μέλεη σκυροδέσεως θα πρέπει να έχει slump: περισσότερη π.χ. 20 cm, αναλόγως ποια είναι η απόσταση από το παρασκευαστήριο σκυρ. μέχρι το θεμέλιο έργο, αναλόγως ποιον είναι – το μαρκαμέν – η θερμοκρασία του, περιβάλλοντος και των συνθηκών της, κλπ. Το φαινόμενο αυτό της κένωσης της slump λέγεται αβεβαιότητα (loss of slump)

1ης/ΝΜ/29.8.15

-9-

(γ) Διαδικασίες υπολογισμού μελέτης συνθέσεως σκυρ/τος

Έστω ότι για τα υλικά έχουν προσδιορισθεί τα ειδικά βάρη τους, οι κοκκομετρικές αναλύσεις και έχει δοθεί ένας συσχετισμός του λόγου: Νερού προς Τσιμέντο (N/T), με την απαιτούμενη αντοχή: fa, και έχουν δοθεί τιμές για την ποσότητα Νερού (N), σε σχέση με τον μέγιστο κόκκο των αδρανών π.χ. συμφωνα με την Αμερικανική Μεθοδο για Concrete Mix Design: **ACI-211.1**

Το ACI-211.1, υπάρχει στο: www.concrete.org

Εάν λοιπόν, για: C25/30 είναι:

(i) Ειδικά βάρη: Τσιμέντου (II/42,5) ≃ 3,0
Αμμου ≃ 2,65
Γαρμπίλι/Χαλίκι ≃ 2,72
Νερού = 1,0

και κατ' εκτίμηση η περιεκτικότης σε αέρα είναι: 1,5% = 15 λίτρα

(ii) Ο λόγος: $\frac{N}{T} = 0,55$, και η ποσότην νερού: N = 175 kg/m³

τότε ⇒ $T = \frac{N}{0,55} = \frac{175}{0,55} \cong 320$ kg/m³

Έτσι έχουμε:

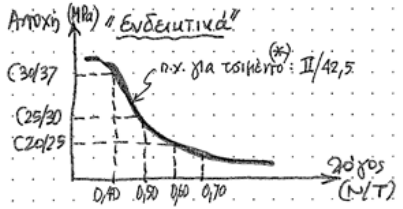
T + N + Αμμος + Χαλίκια + αέρας = 1 m³

$\frac{320}{3} + \frac{175}{1} + \frac{1000}{2,65} + \frac{900}{2,72} + 15 = 1000$ lit

$106^{lit} + 175^{lit} + \underbrace{377^{lit} + 331^{lit}}_{708\ lit \cong 70\%\ (\text{τα Αδρανή})} + 15 = 1004$ lit άρα: 1000 ± 10 lit, Ok.

≃ 10% ≃ 18% 1,5%

Διάγραμμα λόγου (N/T) και αντοχής (από A.M. Neville, από ACI-211.1 κλη)



(*) Το διάγραμμα διαφέρει αναλόγως τον τύπον/κατηγορίας αντοχής του τσιμέντου

1ª/ΝΜ/29.8.15

-10-

(δ) Τελική σύνθεση μελέτης συνθέσεως σκυροδέματος

Αφού έχουν γίνει τα δοκιμαστικά αναμίγματα, με τις "κατ' αρχήν", αναλογίες της μελέτης συνθέσεως, εάν οι αντοχές και η εργασιμότητα επιβεβαιωθούν, προσαρμόζουμε λίγο την εργασιμότητα με κάποιο: υπερ-ρευστοποιητικό σε δοσολογίες από: 0,5% – 1%, και προσθέτουμε και ένα επιβραδυντικό, για να παραταθεί ο χρόνος μεταφορές του σκυρ/τος, κατά: 20', από 1½ ώρα, σε 1ʰ+50', και η τελική σύνθεση είναι:

C 25/30

Τσιμέντο (II/42,5)	= 320	kg/m³
Νερό	= 175	kg/m³
Αμμος	= 1000	kg/m³
Γαρμπίλι	= 200	kg/m³
Χαλίκι	= 700	kg/m³
Επιβραδυντικό	= 0,3%	κατά βάρος του τσιμέντου ≃ 1 kg/m³
Υπερ-ρευστοποιητικό	= 1%	κατά βάρος του τσιμέντου ≃ 3,2 kg/m³

Σημείωση: Οι αναλογίες αμμου, γαρμπιλιού, χαλικιού, προκύπτουν από τις κοκκομετρήσεις + Όρια: ΚΤΕ-97

Σύνολο = 2400 kg/m³

Θα πρέπει στα δοκιμαστικά αναμίγματα στο Συγκρότημα παραγωγής σκυροδέματος (τουλάχιστον: 4-5), το μίγμα αυτό να δώσει:

(i) Αντοχές 28 ημερών ≥ 30 + 1,64 x 2 ≃ 33,4 MPa, S ≃ 2,0 MPa

ii) Εργασιμότητα, στα: 0 + 30' ≥ 16 cm

Εάν αυτα δεν επιβεβαιωθούν, είτε η τυπική απόκλιση είναι π.χ. S = 3,0 MPa, η ή κάθιση = 12 cm κλη, θα πρέπει να γίνουν αλλαγές στους στοχους,

π.χ. Η αντοχή: $f_a = f_{cu} + 1,64 \times S = 30 + 1,64 \times 3 \cong 35$ MPa

Η εργασιμότητα: Να αυξηθεί η δοσολογία υπερ/κου π.χ. 1,2%

και να γίνουν (4) νέα δοκιμαστικά αναμίγματα

1ª/ΝΜ/29.8.15

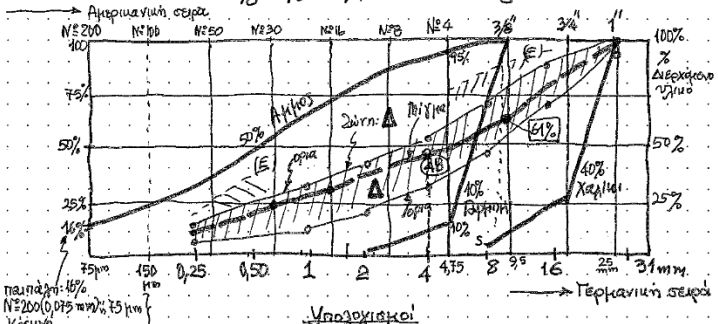
(ε) Σύνθεση (3) αδρανών για το Μίγμα (Job mix)

Για να βρω τις αναλογίες των (3) διαφόρων αδρανών: άμμου, χαρμπιλιού και χαλικιού, που θα αποτελέσουν το "μίγμα" των αδρανών (Job mix) στο σκυρόδεμα, πραγματοποιώ τις (3) κοκκομετρήσεις των αδρανών και βρίσκω σε ποιες αναλογίες, το μείγμα τους έχει κοκκομετρική διαβάθμιση μέσα στα όρια των Κανονισμών, όπως π.χ. στο Διάγραμμα Ι, Ζώνη: Δ του ΚΤΣ-97.

Η σειρά κοσκίων που πραγματοποιώ τις κοκκομετρήσεις μπορεί να είναι είτε:

π.χ. 16 mm

- Η Γερμανική σειρά: (63μm) - 0,25 - 0,50 - 1 - 2 - 4-8-16 - 31,5 mm, είτε
- Η Αμερικανική σειρά: Νο200 (75μm) - Νο100 - Νο50 - Νο30 - Νο16 - Νο8 - Νο4 (4,75mm) και: 3/8" - 1/2" - 3/4" - 1" - 1½" κλπ.



Υπολογισμοί

π.χ. στο Κόσκινο: 4 mm, έχω: 50% Άμμος (x95% διερχόμενο) + 10% Χαρμπίλι (x10% διερχ) = 47+1 = 48%
στο Κόσκινο: 8 mm, έχω: 50% Άμμος (x100%) + 10% Χαρμπίλι (x90%) + 40% Χαλίκι (x5%) = 50+9+2 = 61%

Εάν έχω άλλες απαιτήσεις π.χ. "Αντλήσιμο" σκυροδέματος, μπορώ να λίγο και εντός Ζώνης: Ε, ή να ακολουθήσω τις οριογραμμές των κατασκευαστών Αντλιών (πρέσσες σωλήνος), κλπ.

Για ειδικά σκυροδέματα, εμφανή/Αρχιτεκτονικά, Αυτο-συμπυκνούμενα μπορώ να χρησιμοποιήσω (2) Αδρανή, δηλαδή μόνο: Άμμο + Χαρμπίλι σε 60% - 40%, κλπ. ώστε να έχω τον ρευστότυπο και τον εδραίωμα που θέλω. (Βλέπε: Face-Face Concrete/FFC, Self-compacting concrete/SCC) Έχει υπάρχουν και ειδικά Test: Εξάπλωση (Flow) 65-80 cm, V-Funnel, L-Box, κλπ.

1ος/ΝΜ/1.9.15

8. Έλεγχοι και δοκιμές στο σκυρόδεμα

Μετά την διάστρωση του νωπού σκυροδέματος, οι Κανονισμοί απαιτούν την ειδική επιλεγμένων δοκιμών και ελέγχων στο σκυρόδεμα.

Οι πιο σύνηθεροι έλεγχοι είναι:

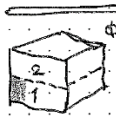
(α) Δειγματοληψία του νωπού σκυροδέματος



- Δειγματοληψία σε μαρσαπάνι, μετά από τανυσάχιστον ρύη, 1-2 m³, όχι στην αρχή/τέλος
- Δείγμα ~ 20-25 λίτρα

(β) Παρασκευή και αντήρηση των δοκιμίων στο έργο

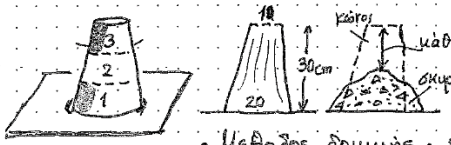
Εντός 15' από την δειγματοληψία πρέπει να έχει ξεκινήσει η λήψη + συμπύκνωση των δοκιμίων σκυροδέματος, σε πρότυπες μήτρες: 15x15x15 cm, που αντιστοιχούν να είναι χυτοσιδηρές/καντεμένες. Η συμπύκνωση γίνεται σε (2) στρώσεις x (25) χτυπήματα με την ράβδο συμπύκνωσης: Φ16 mm, μήκους: L=60 cm



- Μέθοδος συμπύκνωσης: ΣΚ-303 ΕΛΟΤ ΕΝ-12390-2
- Συντήρηση: 16°-27°C, σε σκιά μακρυά, από δονήσεις, ήλιο, βροχή, ιρύο
- Μεταφορά στο Εργαστήριο σε: 20-32 ώρες

(γ) Προσδιορισμός εργασιμότητας (πάθησης) του σωρ/τος

Η εργασιμότητα προσδιορίζεται με την δοκιμή πάθησης (slump) με τον ιιώνο πάθησης, όπου το σκυρόδεμα συμπυκνώνεται σε (3) στρώσεις x (25) χτυπήματα, με την ράβδο συμπύκνωσης.



- Μέθοδος δοκιμής: ΣΚ-309 ΕΛΟΤ. ΕΝ 12350-2

Υπάρχουν (5) κατηγορίες πάθησης: $S_1 - S_2 - S_3 - S_4 - S_5$
(1-4 cm) (5-9 cm) (10-15) (16-21) (≥22 cm)
Προκατ. οφιστό. πλαστιό. ρευστό. υπερρ/στο

1ος/ΝΜ/1.9.15

-13-

(δ) Μέτρηση θερμοκρασίας σκυροδέματος: t_c

$10\text{-}12^{\circ}C \leq t_c \leq 32^{\circ}C$

το θερμόμετρο μέσα στη μάζα των σωμάτων > 3' κατά

(ε) Φαινόμενο βάρος (πυκνότητα) των σωμάτων (unit weight/density).

Συμπυκνώνουμε σε ένα δοχείο, μιας προϊόντων όγκου 8 lit σε (3) στρώσεις x (25) χτυπήματα το σωμάτιο με κεραμέ το βάρος των σωμάτων.

Διαιρούμε το βάρος/όγκον των σωμάτων = πυκνότητα σωμάτων

8 lit

Πυκνότητα = $\frac{\text{βάρος}}{8\,\text{lit}} \approx 2380\text{-}2400\ kg/m^3$ (σύνηθες)

Μία καλή προσέγγιση τιμής, παίρνοντας ζυγίζοντας το δοκίμιο των σωμάτων εσώ. έως 2δ ημέρα

n.x

$\Upsilon = 15\times15\times15 = 3375\,cm^3$

Πυκνότητα = $\frac{8040}{3375} = 2,38\ g/cm^3$

$8040\,g$

Πυκνότητα = $2382\ kg/m^3 = 2,38\ t/m^3$

(στ) Αεροπεριεκτικότητα των σωμάτων (air-content)

Για να μετρήσουμε την αεροπεριεκτικότητα των σωμάτων που συμβαίνει είναι: α) **1,5% – 2%** χρησιμοποιούμε τον συσκευή αεροπεριεκτικότητας

8 lit

- Μέθοδος δοκιμής: ΕΛΟΤ ΕΝ 12350-7 (ASTM C231)
- Ξαπλώνουμε σε (3) στρώσεις x (25) χτυπήματα
- Προσθέτουμε νερό μέσα από τα σωληνάκια ώστε να εμποδίζει ο αέρας.
- Δημιουργεί πίεση, ώστε να συμπιέσει ο αέρας στο δοκίμιο των σωμάτων
- Πλένω το μανόμετρο Α, και η βελόνα δείχνει στο λαμπάκι/των αεροπεριεκτ.

15ε/ΝΜ/4.3.15

-14-

(Ι) Προσδιορισμός αντοχής σε θλίψη (compressive strength)

Μέσα την συντήρηση (curing) των δοκιμίων σκυροδέματος σε θάλαμο υγρασίας (curing room), για 3 ή 7 ή 28 ημέρες, σε σχετική υγρασία: RH ≥ 90-95% και θερμοκρασία: 20 ± 2°C, Τα δοκίμια εξαρτώνται στο πρέσσα θλιπτικών δοκιμίων (Compression testing machine) για τον προσδιορισμό της αντοχής σε θλίψη των δοκιμίων

$P = 700\,kN$

πρέσσα θλίψεως

δοκίμιο

15εκ.

15εκ.

$f = 15\times15 = 225\,cm^2$

$\sigma = \frac{P}{f} = \frac{700\,kN}{225\,cm^2} = 31\,MPa$

Η αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των δοκιμών γίνεται με συγκρίσεις με τα δεδομένα της μελέτης ανδέσεως δηλ. για τις ανθίνες δεν μαγματορημίας, τις ηλικιογραφίες ανθίνες στο εργοτάξιο, τον εξοπλισμό που χρησιμοποιήθηκε για τις δοκιμές για τον χρόνο μεταφοράς των δοκιμίων στο εργαστήριο εντός **20 – 32** ωρών, στην αυρίθεια της λιτικανής θλάσεως (π.χ το πρέσα πρέπει να έχει διαμορφωθεί από το ΚΕΔΕ ή από εργαστήριο Μετρησίας διαπιστευμένο από το ΕΣΥΔ).

Για όρους αυστηρούς τους λόγους, εάν έχω **χαμηλές αντοχές** στα δοκίμια, δεν σημαίνει:

- ότι και το έτσιμο σωμάτιμα ήρθε με χαμηλές αντοχές
- ότι το έργο έχει χαμηλές αντοχές

Μπορεί το έτσιμο σωμάτιμα να ήρθε καλό, και μάλιστα στο έργο είτε να προσθέσε νερό στη βόμβα, με επιπλέον σκυρόδεμα, ή να προσθέσε αναθεμένο πλάσιμο ή κακήν ποσότητα είτε δεν έχει ανάμιξη: 3-5', κλπ

πρόσθετο

Για τον σκυρόδεμα αμιαθέσιμες, δεν απορρίπτεται μια αναμένεται σε επανέλεγχοι της §13.7 του ΚΤΣ-91, εντάπιση αντοχών 14-28 σωμάτων μια αθόμενη 3 ή 6 ή 12 πυρηνολυσμάτα (cores), μη διαδικασίες

1ε/ΝΜ/8.9.2015

9. Επιλογή κατηγορίας αντοχής, επιλογή κατηγορίας κάθισης.

(α) Συνήθως οι Μελετητές επιλέγουν το: C20/25, ως κατηγορία αντοχής σκυροδέματος, για την Μελέτη τους, για τους εξής λόγους:
- νομίζουν ότι κάνουν "οικονομία"
- "φοβούνται" ότι το Εργοστάσιο δεν θα "πιάσει" το C25/30
- δεν γνωρίζουν τα θέματα "Ανθεκτικότητος" (Durability) του σκυρ/τος, σύτε ξέρουν ότι το ΕΛΟΤ ΕΝ 206-1, υιοθετεί ως ελάχιστη κατηγορία σκυρ/τος το: C25/30 και για το παραθαλάσσιο σκυρόδεμα (1 km απο παραλία) το: **C 30/37**

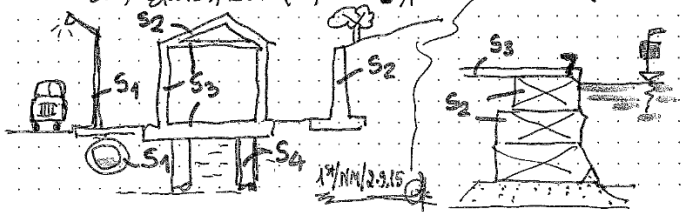
Αν σκεφτούμε ότι η Ελλάδα έχει 15.000 km ακτές, και πάνω απο 250 Νησιά, το: C30/37, θα έπρεπε να είναι το 50% του σκυροδέματος, στη Ζώνη: 1,0-1,5 km απο την παραλία, όπως προβλέπει το Σχέδιο: **ΚΤΕ-2015**.

Επίσης στο παραθαλάσσιο σκυρόδεμα απαιτείται: **330 kg/m³** τσιμέντο, ως ελάχιστη περιεκτικότητα για λόγους προστασίας των χαλύβων απο την διάβρωση, απο τα Χλωριόντα (Cl^-), άρα με αυτή την περιεκτικότητα τσιμέντου, το: C35/30, "βγαίνει" αυτόματα.

Άρα θεωρείται ότι το: C25/30 θα έπρεπε σε όλη την χώρα να είναι η ελάχιστη κατηγορία σκυρ/τος στη Μελέτες, γενικά, και στο παραθαλάσσιο το: C 30/37

(β) Ως πρός την επιλογή της κατηγορίας κάθισης, γενικά πρέπει να προτιμάται η κατηγορία: **S4**, περίπου: 16-18 cm κάθιση, και για φρεατοπασσάλους > 20,0 cm. Για μεντες διατομές με πυκνό οπλισμό μπορεί να απαιτηθεί: **S5**, με κάθιση ≥ 22 cm, η/και "Αυτο-συμπυκνούμενο σκυρόδεμα".

Αντίθετα σε σκάλες, σε στέγες, γενικά σε επιμηνή Επίπεδα, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το: **S2**, με: 8-10 cm κάθιση, καθώς και σε Ογκώδη στοιχεία, Τεχνιτούς Ογκόλιθους Λιμενικών Εργων, Τοίχους Αντιστηρίξεως, κ.λ.π. Σε κοινά Πεδιλα, τοιχεία, Κολώνες, Δοκάρια, το: **S3**, με: 14-15 cm είναι αρκετό



10. Από την παραγγελία του σκυροδέματος, στην αποδοχή του στο Εργο, στη χρήση του, στον έλεγχο της ποιότητος του.

Το Διάγραμμα Ροής των ενεργειών ενός Μηχανικού που έχει εμπλακεί είτε στην Επίβλεψη είτε στην κατασκευή ενός Εργου απο Σκυρόδεμα περιλαμβάνει:

1η Φάση: Σχεδιασμού - Μελέτης της κατασκευής
- Επιλογή κατηγορίας αντοχής, π.χ. **C25/30**
- Επιλογή κατηγορίας κάθισης π.χ. **S4**
- Επιλογή κατηγορία ενθέσης στο περιβάλλον: **XC3**
- Επιλογή επικαλύψης οπλισμού: **35 mm**
- Ειδικά θέματα, όπως:
  - * Επιλογή τσιμέντου με αντίσταση στα θειικά (SR)
  - * Επιλογή αεροπεριεκτικότητος: 4,5% ± 1,5%, σε περιόχες της χώρας με παγετό (Φλώρινα, Νευροκόπι)

2η Φάση: Επιλογή Εταιρείας Έτοιμου Σκυροδέματος
- Εξετάζω απόσταση απο το Εργο, π.χ. 1/2-1 ώρα
- Εξετάζω αξιοπιστία, πελατολόγιο, πιστοποιητικά
- Εξετάζω τα: "**5M**", δηλαδή: **M**ίξερ, **M**ηχανικό, **M**ελέτες συνθέσεως σκυροδέματος - Εργαστήριο Μονάδος, **M**ητρώα αντοχής και **M**ίνιμαμ τσιμέντο: kg/στο m³ και **M**αχίμαμ, λόγο: Νερο/τσιμέντο (N/T) < 0,50-0,55
- Τιμή (π.χ 60 €/m³)

3η Φάση: Παραγγελία του σκυροδέματος
- Κατηγορία αντοχής, π.χ C25/30 ή C30/37
- Κατηγορία κάθισης, π.χ. S4, με 16-18 cm
- Ελάχιστη περιεκτικότητα τσιμέντου π.χ. ≥ 300 kg/m³
- Ρυθμός φορτώσεως/αποστολής, π.χ 30-40 m³/ώρα, σε Κολώνες: 10 m³/ώρα, σε κοιτόστρωση: 60 m³/ώρα
- Μήκος μπούμας πρέσσας: π.χ. 36 m?, 42 m², αριθμός?
- Προσθήκη υπερ/κου στο Εργο π.χ. 2-3 kg/m³
- Ενημέρωση ότι θα γίνει λήψη κυβικών δοκιμίων στο Εργο

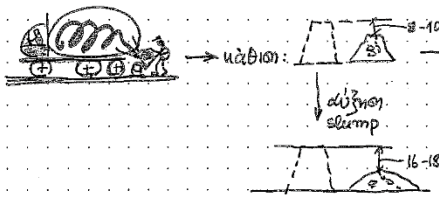
1st/NM/2.9.15

-18-
Ναρα: Start
Σχεδιασμός - Μελέτη
Επίβλεψη: ΣΔΕ / XC--/XS--
Επίβλεψη Αντοχής
Επίβλεψη Καθίσης
Επίβλεψη Κατηγ. Έκθεσης
Επίβλεψη Επικάλυψης
Ειδικά Θέματα
Επίβλεψη Εταιρείας Εσωτ. Ελέγχου
SM
Τιμή
Απόφαση
Παραλαβή του Σκυροδέματος
Εξοπλισμός Εργαστηρίου
ΟC
Παραλαβή του Σκυροδέματος
Έλεγχοι Ποιότητας
Γραπτό Έντυπο: ΕΛΟΤ 1415.2/ΑΣΤΜ-97
Διάστρωση - Συμπύκνωση - Συντήρηση - Εφαρμογικά
Πιστοποιητικά
Μέτρα Προστασίας
Παράδοση κατασκευής στον Πελάτη
- Φάκελος Ποιοτικού Ελέγχου & Διαθ.
- Πιστοποιητικά Αντοχής (ΕΛΟΤ 1415.16/ΑΣΤΜ-97)
Διάγραμμα Ροής Επίβλεψης Έργου από συντάξαμε
ΙΣ/ΝΜ/3.9.15

-17-
4η φάση: Παραλαβή σκυρ/τος στο Έργο
• Έλεγχοι του Δελτίου Αποστολής
Χρόνος άφιξης/Αφήξης/Εκφόρτωσης ≤ 1ώρα + 30'
• Θερμοκρασία/μέτρηση του σκυρ/τος
• Μέτρηση Θερμοκρασίας του σκυρ/τος
• Δειγματοληψία, δηλ/ση δοκιμίων σκυρ/τος (6 δοκίμια/ένα (150m³)/ημέρα, 12 δοκίμια > 150 m³)
Προσοχή: Από κάθε διαφορετικό (3) δοκίμιο.
Εκτός εαν είναι πλήρωση, τότε αρκούνται 2 δοκίμια
• Προσθήκη υπερρευστοποιητικών, εάν απαιτείται ή αύξηση της εργασιμότητας, ΟΧΙ νερό (βλ. ΕΛΟΤ 1415.2/ΑΣΤΜ-97)
5η φάση: Διάστρωση - Συμπύκνωση - Συντήρηση
• Διάστρωση σε στρώσεις ενς < 0,60m
• Όχι ύψος πτώσεως > 2,5m, μπορεί (σκάμμα < 0,30m
• Συμπύκνωση: τουλάχιστον (2) δόντες δονητ. ακρ: 30-40cm, ταχύτητα 5'/ακρ βαση
• Συντήρηση 2 ημέρες με Curing membrane το ενιος 2 ωρών με βρεχόμενες στρώσεις, (3) προστ. ύφασμα για τουλάχιστον 7 ημέρες, (3) προστ. πλαστικό
• Μέτρα προστασίας σε καλοκαίρι, κακή πορεία
• Αφαίρεση: ξυλοτύπων > 2-3 ημέρες, ανάλογα
• Χαλυβδοϊνες σύνδεσης τοιχίων (ΕΛΟΤ 1415.2/ΑΣΤΜ-97)
• Αποτίμηση έντος: 20-32 ωρών δόμησιν στο εργαστήριο
Curing membrane
Δελτίο Αποστολής
PRESS BETON
Θερμόμετρο: tc
Κεφαλόνια
ΕΛΟΤ-515 ACI-306
Δάπεδο
Κεφαλόνια
Θερμοκρασία σκυρ/τος 10-13°C ≤ tc ≤ 32°C
ΕΛΟΤ-517 ACI-305
Μέτρα προστασίας
Χαμ: 31,5mm
Μέγιστο μέγεθος
Χαμ: 16mm
Μέγ. μέγεθος
ΙΣ/ΝΜ/2.9.15

11. Συχνές ερωτήσεις (FAQ)

(α) Τι κάνω αν το μεθεπόν έρθει "στριχτό"?



Εαν το σκυρόδεμα έρθει με χαμηλή κάθιση - "στριχτό" - π.χ 8-10cm, ζήτεται επι-τόπου προσθήκη από ένα ζυγισμένο από πριν δοχείο, υπερ-ρευστοποιητικού π.χ. 1-2 kg/m³, σε ανεννόηση με τον Εταιρεία, στη βάρεια, και αναμοχλεύει αναμίξη του δωμ/τος, επί χρήσιμες στροφές (8-12 επί), επί: 3-5 ζευτά. Εάν η κάθιση ζήτει η επιθυμητή, π.χ. 16-18 cm, παίρνω δοκίμιο **κατά** την προσθήκη του υπερ/ντος. Η αντοχή παραμένει ευθύνη του Εργοστασίου, αν έχει προστεθεί πρόσθετο με ευθύνη του Εργοστασίου. Εαν βάλουμε, **οτιδήποτε άλλο μας** (π.χ. στεφανωτικό ή νερό, μη), το Εργοστάσιο ΔΕΝ έχει ευθύνη για την ανηκεστική αντοχή.

(β) Τι κάνω αν έρθει "μαλακό" μπετόν?

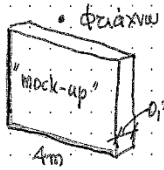
Εαν το σκυρόδεμα έχει παραγγελθεί π.χ. S3, με μία κάθιση: 14-15 cm, και έρθει με κάθιση: 20-22 cm, σχεδόν: S5, ερωτώ αν αυτή η κάθιση οφείλεται σε υπερ/ντο, έστω υπερ-δοσολογία. Εάν είναι αυτή η περίπτωση και μπορώ να το χρησιμοποιήσω, αν τα μαζούπια μου "αντέχουν". Εάν η μεγάλη εργασιμότητα οφείλεται σε περίσσεια νερού, π.χ. χθεσινο-βραδινή βροχή, που έπεσε τα αδρανή και η άμμος έχει μεγάλη υγρασία, η προσθήκη νερού από τον Οδηγό στον δρόμο, για να το "μαλακώσει", για να μην "βαριστεί" η πρέσσα, έστε το σκυρόδεμα **επιστρέφεται πίσω**, αφού σημειώσουμε στο Δελτίο Αποστολής ε Οχήματος, λοιπόν μας ... το ξανασταίλουν !! Εαν δεν έχουμε εμπιστοσύνη στη Μονάδα, το επιστρέφουμε πίσω.

1ης/ΠΜ/3.9.15

(γ) Τι κάνω αν θέλω "καλές επιφάνειες" μπετόν

Κατ' αρχήν σχεδιάζω το σκυρόδεμα, ώστε το "μείγμα" να έχει αυτές τις δυνατότητες, π.χ.:

- Παραγγέλνω: C 25/30, με τσιμέντο ≥ 320 kg/m³ ✓
- Παραγγέλνω: κάθιση: S4, τουλάχιστον: 16-18 cm ✓
- Πιθανώς ζητάω: "χαρμπιρμπετόν", C25/30 ✓
- Πιθανώς ζητάω: τουλάχιστον: 1000 kg/m³ αμμο, παιτά/η=15%.-
- Φροντίζω να έχω καλή: **δόνηση** του σκυρ/τος, τουλάχιστον: (2) δονητες, Φ50-Φ70 mm, δόνηση ανά: 30-40cm τουλάχιστον: (5"sec)/ανά θέση, να μην αμουμπάει ο δονητής το καλούπι (>1-2 Φ διαμέτρους εσν. δονητή), μη
- Να έχει τηρηθεί η **επικάλυψη** του οπλισμού ≥ 35 mm
- Να έχει χρησιμοποιηθεί αυστά το απωξ/ητικό λάδι των ξυλοτύπων (Release agent), ΔΕΝ δέχει πολύ λάδι, γιατί αφήνει "σημειές", πιθανώς να πρέπει να συμφωνηθεί με βαρύ το μείγμα
- Τα καλούπια: τιμημένα, καθαρά, να έχουν γίνει ~3-4 χρήσεις ΟΧΙ καταπαίνουμε, σύντε με πάνω από 15 χρήσεις, ανταξάμε με Οδηγίες κατασκευαστών
- Ξεκαλουπώματα στις 24 ώρες, το χειμώνα στις 30-48 το καλοκαίρι ίσως στις 15-20, ανταξάμε τον τύπον + κατηγορίας αντοχής τσιμέντου, και εμπειρογνωμόνων συνθηκών
- Λήψη επι-τόπου "**δοκιμίων έργου**". Ξεκαμπιώνω μόνο αν το "δοκίμιο-έργου", που έχει συντηρηθεί στο έργο (στο μέρος π.χ. στην βάση) πιάσει αντοχή σε θλίψη, όταν μεταφέρεται σήμερα στο κοντινό Εργαστήριο ≥ 8 MPa (όπου το AGI)

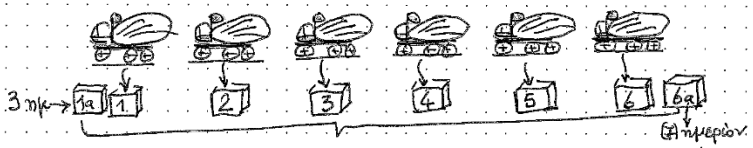


- Φτιάχνω "Mock-up", σε περίπτωση: Faiz-Face (σκυρόδεμα που το εμφανή η επιθεψη, και θα παραμείνει ως δείγμα σε όλη την διάρκεια του Έργου
- Εαν αλλάξει το Σχήμα, το Ύψος, ή οι διαστάσεις των στοιχείων (Τοιχεία, Υποστυλώματα) φτιάχνω **νέο mock-up**
- Οι αλλαξεις στις α'-γιες, στο χρόνο μεταφοράς, στο μείγμα, στο χάδι καλουπιών, στον αριθμό χρήσεων, στο χημ. (Retarder, Μεταχημ), στο Σκυρ (Ορθογών, μωχμό), στο Ύψος (3m → >6m) δέχεται άλλο **μείγμα**, άλλη **δόνηση**, άλλο χρόνο + τρόπο ξεκαλουπώματος, πιθανώς αλλο **Cover** π.χ. 50 mm.—

1ης/ΠΜ/3.9.15

12. Αποδοχή – Αμφισβήτηση παρτίδας

Κατά την διάρκεια μιάς σκυροδέτησης γίνονται δειγματοληψίες για την παρασκευή 6 ή 12 δοκιμίων και τον προσδιορισμό της "συμβατικής" αντοχής του σκυρ/τος.
Τα δοκίμια αυτά μεταφέρονται εντός 20–32 ωρες σε Αναγνωρισμένο Εργαστήριο ελέγχου ποιότητος, το οποίο μετά από 28 ημέρες "συμβατική" σύντηρηση προβαίνει στη θραύση των δοκιμίων και τον προσδιορισμό της ζιπτικής αντοχής τους.



π.χ. 6 δοκίμια από 6 διαφορετικές βαρέλες < εως 150 m³/ημέρα

Εφαρμόζοντας τα κριτήρια συμμορφώσεως, π.χ. εάν το κριτήριο: A διαπιστώνουμε εαν ικανοποιούνται οι **Κανόνες Αποδοχής του Κριτηρίου συμμορφώσεως: A**

$$\left\{\begin{array}{l} \bar{x}_6 \geq f_{ck} + 1{,}60 \cdot s \\ x_i \geq f_{ck} - 2{,}0 \text{ MPa} \end{array}\right\}, \min s \geq 1{,}5 \text{ MPa}$$

πχ Εαν για ενα: C 20/25 οι αντοχές είναι:
28 MPa – 31 MPa – 30 MPa – 34 MPa – 29 MPa – 30 MPa, τότε τα

$$\left.\begin{array}{l} \bar{x}_6 = 30{,}3 \text{ MPa} \\ s_{n-1} = 2{,}1 \text{ MPa} \end{array}\right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \bar{x}_6 = 30{,}3 \geq 25 + 1{,}60 \times 2{,}1 = 28{,}3 \text{ MPa ισχύει} \\ x_i \geq 25 - 2 = 23{,}0 \text{ MPa, ισχύει άρα} \end{array}$$

"Το σκυρόδεμα γίνεται **αποδεκτό**, γιατί ικανοποιούνται και οι (2) Κανόνες αποδοχής του Κριτηρίου συμμορφώσεως: A"

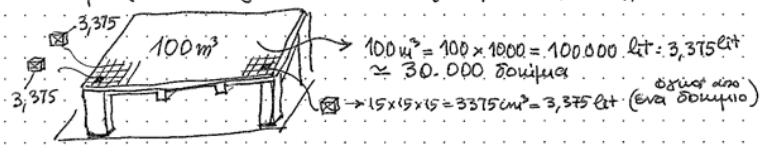
Εαν δεν υπήρχε "συμμόρφωση", τότε η παρτίδα του σκυρ/τος **αμφισβητείται** (δεν απορρίπτεται), και ακολουθούνται οι διαδικασίες της § 13.7/ΚΤΣ-97 (εντατική σύντηρηση: 14–28 ημέρες και αποκοπή 3 ή 6 ή 12 πυρήνων (παρώτα), κλπ.). Στον ΚΤΣ-2015, (ΣΧΕΔΙΟ), η διαδικασία αυτή έχει διαφοροποιηθεί αρκετά, με την εισαγωγή των **εμμέσων, μη καταστροφικών μεθόδων (NDT)**

1st/NM/3.9.15

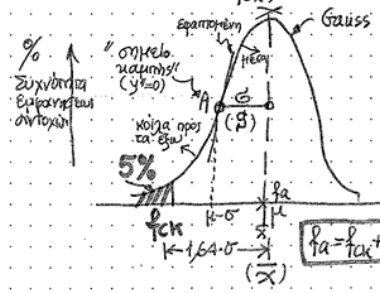
13. Χαρακτηριστική αντοχή του σκυρ/τος: f_{ck}

Από όλες τις αντοχές του σκυροδέματος, μία αντοχή που "χαρακτηρίζει" τον πληθυσμό των αντοχών μιάς παρτίδας λέγεται: **Χαρακτηριστική αντοχή: f_{ck}**

Είναι η αντοχή κάτω από την οποίαν αναμένεται να βρεθούν το πολύ το: **5%** του πληθυσμού όλων των αντοχών.
Εαν υποθέσουμε οτι σπάγαμε όλα τα δοκίμια, που θα μπορούσαν να γίνουν από το σκυρόδεμα π.χ. μιάς πλάκας: 100 m³



Δηλαδή αν σπάγαμε 30.000 δοκίμια, θα παρατηρούσαμε οτι οι περισσότερες αντοχές είναι γύρω από κάποιο μέσο όρο: **μ**, και οτι οι άλλες αντοχές ακολουθούν μία καμπύλη κωδονοειδή, όπως η καμπύλη "κανονικής κατανομής" του **Gauss**.
Η απόσταση ενός σημείου: A της καμπύλης αυτής από την μέση αντοχή: μ, ονομάζεται: **τυπική απόκλιση: σ**
Η αντοχή κάτω από την οποία, μόνο το: 5% του πληθυσμού έχουν χαμηλότερη αντοχή, είναι μία "χαρακτηριστική" αντοχή, "χαρακτηρίζει" αυτόν τον πληθυσμό, και την ονομάσαμε:
Χαρακτηριστική αντοχή: f_{ck}
Η αντοχή: f_{ck}, απέχει από το μέσο όρο: μ, ίσο προς: $\boxed{1{,}64 \cdot \sigma}$



Επειδή δεν μπορούμε να βρούμε τα "μ" και "σ", κάνουμε μία **εκτίμηση** των (μ) και (σ) από τα:

$$\bar{x}_6 \text{ και } s_{n-1} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i - \bar{x}_6)^2}{n-1}}$$

και τα κριτήρια συμμορφώσεως (προφανώς με κάποια διακύβευση)

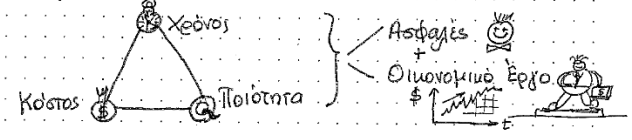
$\boxed{f_a = f_{ck} + 1{,}64 \cdot s}$, s = από: 15–60 αντοχές

1st/NM/3.9.15

14. Ποιά είναι η "δουλειά", ενός "Μηχανικού ελέγχου ποιότητος"? (Materials Engineer)

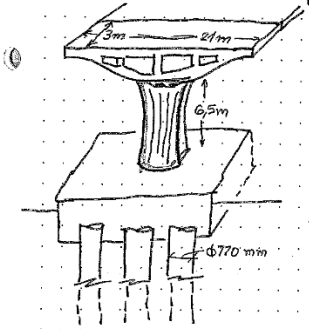
Όταν μία Εταιρεία αναλαμβάνει την εκτέλεση ενός Έργου και υπογράφει την "**Σύμβαση**" του Έργου, πρέπει να διαπραγματεύσει το έργο στο σωστό:

Χρόνο - Ποιότητα - και Κόστος



Ένα από τα στελέχη του Εργοταξίου, εκτός από τον:
(α) Project Manager, που θα Διοικήσει τα Στελέχη + τα Συνεργεία υπαλλήλων του Έργου, θα εσπεύσει τα οικονομικότερα υλικά και τον απαιτούμενο Εξοπλισμό του Έργου, είναι ο:
(β) **Μηχανικός Ελέγχου Ποιότητος του Έργου (Materials Engineer)**
(από: (10) εως (16) μαθήματα στο Εργ.)!!

Είναι αυτός που θα χορέυει τα σχεδιάσει τις Μελέτες συνθέσεως σκυροδέματος και θα οργανώσει τον έλεγχο της ποιότητας του Έργου, όχι θεωρητικά, αλλά με:



1. τα **δεδομένα υλικά** της περιοχής
2. τον **δεδομένο Εξοπλισμό** του Εργοταξίου
3. τα **δεδομένα Συνεργεία** υπαλλήλων
4. την **δεδομένη Επίβλεψη** του Έργου
5. στο **συγκεκριμένο Χρόνο, προθεσμίας**
6. το **συγκεκριμένο Κοστολόγιο, κόστος**
7. την **Ποιότητα, Προδιαγραφές** της Σύμβασης
8. τις **δεδομένες** κλιματολογικές συνθήκες
9. Το **δεδομένο** προσωπικό Εργαστηρίου + QC Τμήμα
10. ομαλία **διαιωπή εργασιών ή καθυστέρηση**
11. τις αμοιβές, μηνιάτικο, "ωμεσιό μισθό", 8-14 ωρών/ημέρα πιθανό 6-ημερο όλων 7-ημερο εργασία/ανά εβδομάδα (ίσως και χωρίς άδεια) και φυσικά ανήθως:

"**χωρίς Αναχώρηση** της προστάθειας + του Έργου του, από τον Διοίκηση της Εταιρείας!!"

Αν όλα αυτά, θέλετε να είσαστε ο Αρχοντας του **QC** του Έργου (12) και ίσως αργότερα και του **QA**, με τα ωραία **Method Statements**, (13) στα ISO 9001, και ίσως θεμάτων περί Βάρους, Υγείας, Ασφάλειας, (19) (16)
here is the Challenge!

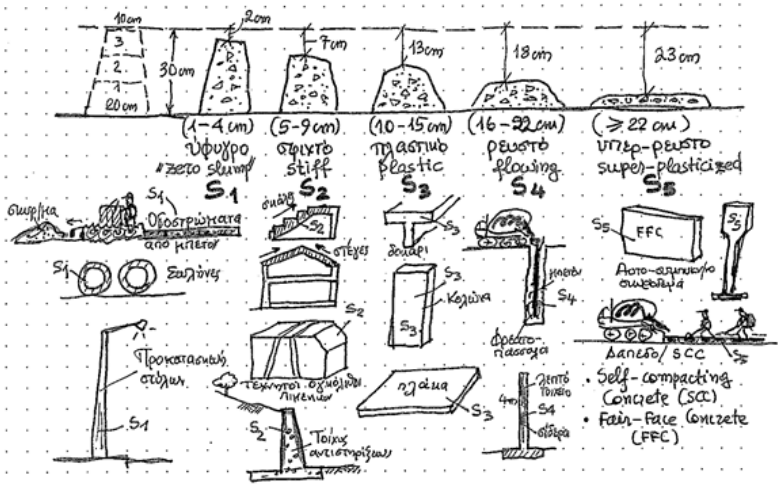
1st/NM/3.9.15

www.sika.gr

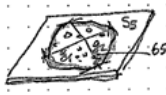
15. Κατηγορίες μάθισης - Η εργασιμότητα του σκυρ/τος

Υπάρχουν πολλοί τρόποι να μετρήσεις την "εργασιμότητα" (workability). Ο πιό συνηθισμένος είναι με την δοκιμή μάθησης (slump test), με τον κώνο μάθησης. Άλλη μέθοδος είναι η δοκιμή εξάπλωσης (flow test), η δοκιμή Vebe, για το "ύγρο" σκυρόδεμα κλπ και άλλες, που μετρούν την συνεκτικότητα (consistency), ή άλλες ιδιότητες

Υπάρχουν (5) κατηγορίες μάθισης: $S_1 - S_2 - S_3 - S_4 - S_5$



- Για μάθιση από 2.5cm μάθιση χρησιμοποιούμε την Δοκιμή Vebe
- Για μάθιση από 17,5cm μάθιση χρησιμοποιούμε την Δοκιμή Εξάπλωσης



Δοκιμή εξάπλωσης (flow): $g = \frac{g_1+g_2}{2}$, π.χ. 65-80cm

Για πάνω από: 65cm - 80cm εξάπλωση και με V-Funnel = 6-10 sec, το σκυρόδεμα έχει χαρακτηριστικά "αυτο-συμπύκνωσης".

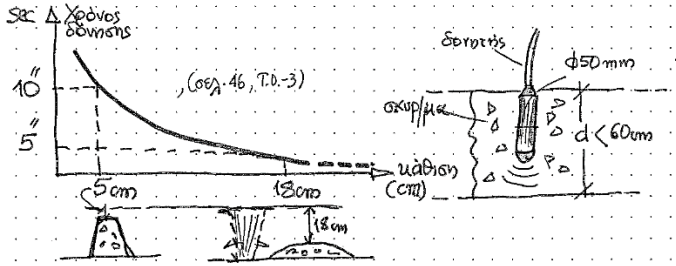
1st/NM/4.9.15

16. Εχέση μεταξύ εργασιμότητος – χρόνου δόνησης – ελλογής διαμέτρου δόνητη και απόστασης δόνησης.

Η δόνηση του σκυροδέματος, γίνεται είτε με εσωτερικούς δονητές "μάζης" (internal vibrators), είτε με δονητές ξυλοτύπων ή με δονητικές "πήχεις" επιφανείας (vibrating beam, plate etc) (surface vibrators).

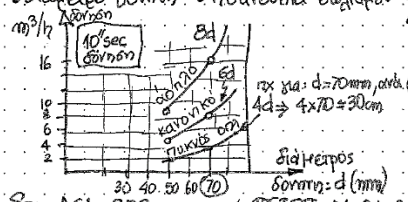
Πρέπει να υπάρχουν **τουλαχιστον 2 δονητές** στο εργοτάξιο συνήθως: Φ50mm – Φ70mm, που δονούν περίπου ≃ 8 m³/h

Η εργασιμότητα του σκυρ/τος παίζει σημαντικό ρόλο στο χρόνο δόνησης, ένα "σφιχτό" σκυρόδεμα με κάθιση: 5–8 cm θα χρειασθεί πχ 10" sec δόνηση, ενώ ενώ ένα ρευστό σκυρ/μα με κάθιση: 16–18 cm, μπορεί να χρειασθεί πχ 5" sec, κλη στο παρακάτω εχήμα, βλέπουμε αυτή την σχέση:



Στη Δανέζικη Προδ/φη: HETEK/Report: №81/97 και στην Τεχνική Οδηγία: Τ.Ο.-3, του ΣΠΜΕ (www.spme.gr) φαίνεται το παρακάτω νομογράφημα που συσχετίζει:

- διαμέτρο δονητή
- πυκνότητα οπλισμού
- απόσταση δόνησης: 4d, 8d κλη
- χρόνο δόνησης, πχ. 10" sec



πχ για: d=70mm, ανά (, αδο την Τ.Ο.-3, σελ. 47)
4d ⇒ 4x70 ≃ 30cm

Στο ACI-309, και την ΠΕΤΕΠ: 01-01-02-00 του ΙΟΚ, αλλά και στην σελίδα (45) της Τ.Ο.-3, φαίνονται οι απο στάσεις δόνησης. 1st/NM/10.9.15

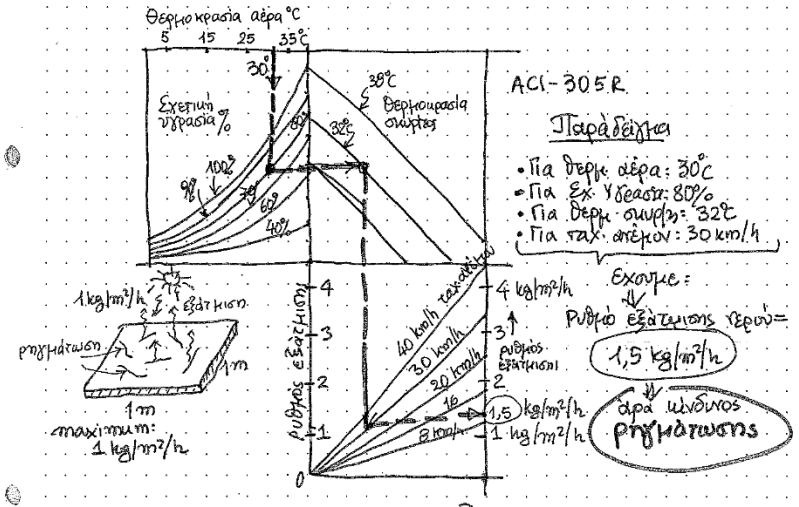
17. Σκυροδέτηση με υψηλή θερμοκρασία περιβάλλοντος

Όταν έχουμε θερμοκρασίες περιβάλλοντος > 35°C, υπάρχει μεγάλη πιθανότης να έχουμε και θερμοκρασίες σκυροδέματος: tc που να υπερβαίνουν την:
μέγιστη επιτρεπτή θερμοκρασία σκυροδέματος < 32°C

Εάν συμβεί να έχουμε και μικρή σχετική υγρασία: πχ 30% και μεγάλες ταχύτητες ανέμου πχ 40 km/h, τότε υπάρχει πιθανότης να έχουμε μεγάλο ρυθμό **εξάτμισης νερού** από το σκυρόδεμα και όταν η εξάτμιση υπερβαίνει το: **1 kg/m²/h**

⇒ τότε υπάρχει **κίνδυνος ρηγμάτωσης** (plastic shrinkage cracking)

Στο Εχήμα 4, σελ. 31, της Τεχνικής Οδηγίας: Τ.Ο.-2 του ΣΠΜΕ, που έχει παρθεί από το **ACI-305R.10** φαίνεται η επίδραση της θερμ. σκυρ/τος: tc, θερμ. αέρα, σχετ. υγρασίας και ταχ. ανέμου στο ρυθμό εξάτμισης της υγρασίας του σκυρ/τος (και στο ΕΛΟΤ-515, και ΚΤΕ-97)



ACI-305R

Παράδειγμα

- Για θερμ. αέρα: 30°C
- Για εχ. υγρασία: 80%
- Για θερμ. σκυρ/η: 32°C
- Για ταχ. ανέμου: 30 km/h

Έχουμε:
⇓
Ρυθμό εξάτμισης νερού = 1,5 kg/m²/h
⇓
άρα κίνδυνος **ρηγμάτωσης**

1st/NM/10.9.15

- 27 -

18. Ποιότητα προϊόντος – ποιότητα Υπηρεσιών – ΠΟΙΟΤΗΤΑ

Υπάρχουν πολλοί Ορισμοί για την "Ποιότητα".

Ένας είναι: Ποιότητα = "καταλληλότητα" για χρήση (fitness for use)

Άλλος είναι: Ποιότητα = να τηρείς τις υποσχέσεις σου

Και τέλος: Ποιότητα = να βρίσκεις και να ικανοποιείς τις **ανάγκες** και τις **προσδοκίες** των **ΑΛΛΩΝ**, όχι των δικών σου!

Μιλάμε λοιπόν για ικανοποίηση των αναγκών του πελάτη "Ελληνιστί": **Customer satisfaction!**

Για να δούμε λοιπόν, ποιές και πόσες είναι αυτές οι περίφημες ανάγκες ή προσδοκίες του πελάτη; Ποιές και πόσες είναι οι **διαστάσεις της ποιότητος;**

Ο **D. Garvin** το 1985, στο Harvard Business Review βρήκε: (Β) ολιτώ, τις εξής:

1η (α) Performance, επίδοση, απόδοση, επιτελεστικότητα
π.χ. σε πόσα sec, φτάνει ένα αυτοκίνητο σε ταχύτητα, από το: 0 στα 100 km/h

2η (β) Reliability, αξιοπιστία, αβεβαιότητα; risk assessment;

3η (γ) Conformance with specifications: συμμόρφωση με προδιαγραφές
π.χ. ένα σκυρόδεμα: C25/30, να έχει τις αντοχές

4η (δ) Aesthetics, Αισθητική, όχι μόνο ομορφιά, στη παρουσία

5η (ε) Service, εξυπηρέτηση, μετά την πώληση, του πελάτη

6η (στ) Durability, διάρκεια στο χρόνο, Ανθεκτικότητα
π.χ. πόσα χρόνια θα αντέξει ένα πλυντήριο, κλπ

7η (ζ) Secondary characteristics, δευτερεύοντα χαρακτηριστικά
π.χ. το χρώμα ή το δωρεάν ηχοσύστημα σε ένα αυτο/το

8η (η) Perceived Quality = πώς αντιλαμβάνεται την ποιότητα των υπηρεσιών μας ή του προϊόντος μας ο πελάτης = Υποκειμενική διάσταση
π.χ. Μπύρα Amstel: γιατί;; **Γιατί έτσι μου αρέσει!!**

Η 8η Διάσταση, ίσως είναι η πιό σημαντική από τρεις πολλές φορές θα σας διαλέξει εσάς ή τα Σχεδιά σας ή το προϊόν σας ο πελάτης:... επειδή: **έτσι του αρέσει!!** 1ο/ΝΜ/10.9.15

- 28 -

Υπάρχουν επίσης (3) επίπεδα στην Ποιότητα:

(α) Ο έλεγχος της ποιότητας, ΟΧΙ ο ποιοτικός έλεγχος, είναι λάθος εκφραση.
Στα Αγγλικά είναι: Quality Control (QC), που στην πραγματικότητα σημαίνει:

QC = Quality is under control, δηλαδή η Ποιότητα π.χ. σε αυτό το Έργο είναι "υπό-έλεγχο" δεν είναι ανεξέλεγκτη, μιά φορά καλή και μιά φορά καλή

Ο έλεγχος της Ποιότητος εφαρμόζεται με: Δειγματοληψίες από τυχαία (random sampling) δείγματα, αντι-προσωπευτικά, ΟΧΙ τα καλύτερα, ΟΧΙ τα χειρότερα, και στη συνέχεια εκτέλεση Δοκιμών (tests) με κάποια Πρότυπα (Standards) και αξιολόγηση των αποτελεσμάτων δοκιμών (Evaluation of test Results)

(β) Η διαχείριση (διασφάλιση) της Ποιότητας
Στα Αγγλικά: Quality management ή Quality Assurance

QA = Quality Assurance, σημαίνει ότι κάνω Προληπτικές Ενέργειες, με κάποιο "σύστημα ποιότητος" π.χ. ISO 9001/2015, και αυξάνω την **εμπιστοσύνη**, ότι το προϊόν ή η Υπηρεσία θα ικανοποιήσει τις απαιτήσεις των Προδιαγραφών

Εχω "Διασφάλιση Ποιότητας", δεν σημαίνει ότι δεν θα παραχθούν ελαττωματικά προϊόντα, αλλά ότι θα μειωθεί το ρίσκο, να παραχθούν τέτοια ελαττωματικά προϊόντα.
Για παράδειγμα, το ότι έχουμε Οδηγούς με Δίπλωμα Οδήγησης δεν σημαίνει ότι δεν θα γίνονται οδικά ατυχήματα, αλλά εάν όλοι οδηγούν έχοντας Δίπλωμα, ότι θα μειωθεί το ρίσκο.

(γ) Η Ολική Ποιότητα, το λεγόμενο: **TQM** (Total Quality Management)

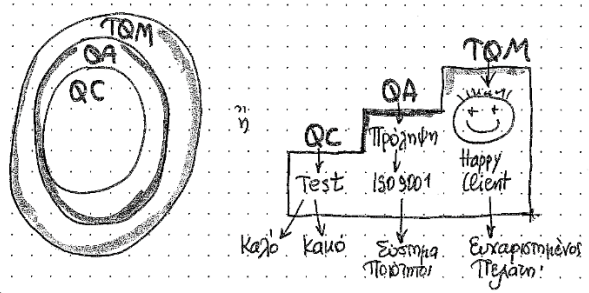
TQM = Customer satisfaction, δηλαδή:

"Το προϊόν είναι καλό, ο πελάτης όμως έφυγε ευχαριστημένος;"
Με λίγα λόγια: **TQM = Happy Client!**

Εχουμε λοιπόν: (3) επίπεδα ποιότητας!

1ο/ΝΜ/10.5.15

Αυτά τα (3) επίπεδα είναι το ένα "υποσύνολο" του άλλου, ή (3) βήματα, (3) σκάλες.



Υπάρχουν και πιό εξελιγμένα "εργαλεία" για της ποιότητα οπως το:

"European Model for Quality Excellence"

από το EFQM (European Foundation for Quality Management)

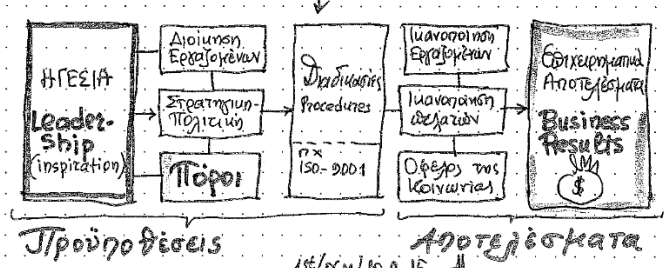
ένας Οργανισμό που συμμετέχουν π.χ. 250 μεγάλες Επιχειρήσεις και έχουν βγάλει "Κριτήρια", για την απονομή των Βραβείων για:

Business Excellence Awards

(Βραβεία Επιχειρηματικής Αριστείας)

Στη χώρα μας το EFQM εκπροσωπείται από την **ΕΕΔΕ** (eede.gr)

Το Μοντέλο είναι:



1st/ΓΚΜ/10.9.15

Η ποιότητα λοιπόν, δεν είναι κάτι που γίνεται "τυχαία".

Υπάρχουν: Προϋποθέσεις, π.χ. { Καθαρά υλικά, αδρανή, τσιμέντο, Εχεδιασμός (Mix Design), Εξοπλισμός, Αναμικτήρες, Εκπαιδευμένο προσωπικό, Διαδικασίες, Κανονισμοί, Προδιαγραφές }

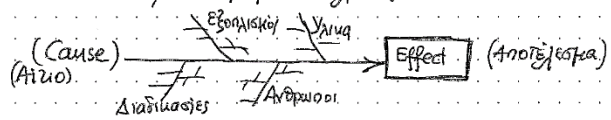
π.χ. στο Σκυρόδεμα →

ετσι ώστε να εχουμε: Αποτέλεσμα: { Αντοχή, εργασιμότητα, Κερδοφορία, Ανθεκτικότητα, Ασφάλεια στην κατοικία, Ευχαριστημένους πελάτες κ' Εργαζομένους }

Στα "εργαλεία" της ποιότητας, οι "γκουρού" της ποιότητας είχαν προτείνει διάφορα, οπως

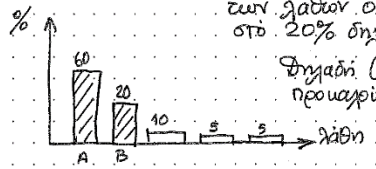
π.χ. Ο Edward Deming τους: "κύκλους ποιότητας"

Ο Ishikawa, το "ψαροκόκκαλο" (Fishbone)



Ο Paretto, τον Κανώνα: 80/20, οπού το 80% των λαθών οφείλονται σε (2) κύρια αίτια στό 20% δηλαδή των αιτίων.

Δηλαδή (2) αίτια, το (A) και το (B) προκαλούν το: 80% των αστοχιών.



Ο Juran, κλπ, που μπορεί να βρεθούν στην Βιβλιογραφία (Αντώνης Σπανός, Ολική Ποιότητα, Εκδόσεις Γαλαίος), στην ΕΕΔΕ

Αυτά λοιπόν τα "στοιχεία", για την έννοια της Ποιότητος!! Περισσότερα στην ΕΕΔΕ (www.eede.gr, EFQM, EOQ)

1st/ΓΚΜ/10.5.15

-31-

19. Το Marketing στο Επάγγελμα του Μηχανικού

Όλες αυτές τις γνώσεις για το σκυρόδεμα, πως θα τις "πουλήσεις" στον πελάτη?

Εδώ έρχονται οι αρχές του Marketing και συμβουλεύουν.

Κάθε "παιπέτο" Marketing έχει: "4p"

(α) **P**roduct = ποιό προϊόν "πουλάς"? Τι είναι το προϊόν σου?

(β) **P**rice = σε ποιά τιμή πουλάς το προϊόν?

(γ) **P**romotion = πως έχεις κάνει την "προβολή" σου? Την προβολή της δουλειάς σου μέχρι τώρα? Σε Ημερίδες, Αρθρα σε περιοδικά, σε Συνέδρια? Την προβολή του Γραφείου σου? Έχεις Site?

(δ) **P**lace = ποιό είναι το "δίκτυο διανομής" σου? Ποιοί και πόσοι μιλάνε για σένα σε αλλους, σε πελάτες, στην Αγορά?

Εάν έχεις Προσπέκτ/Επαγγελματική κάρτα/Βιογραφικό με Portfolio, με φωτογραφήσεις από την δουλειά σου, και σχόλια πελατών σου για την δουλειά σου, τότε (3) πράγματα ακόμη απομένουν:

1º "Εκπαίδευση του πελάτη", να τον ενημερώσεις ότι έχουν βγει Νέοι Κανονισμοί, Ευρωκώδικες, Αντι-σεισμικός και έχουν νέες απαιτήσεις σε δειγματοληψίες, δοκιμές, σε ελάχιστη κατηγορία αντοχής **C25/30** ή **C30/37** για το παραθαλάσσιο σκυρόδεμα, για προστασία από τα χλωρίοντα και την διάβρωση των χαλύβων οπλισμόν, κλπ

2º Τεχνικές Διαπραγμάτευσης, Επικοινωνίας, Ηγεσίας, τα λεγόμενα: **Soft Skills** (διαπροσωπικές δεξιότητες) με τις οποίες θα πετύχεις καλύτερη συμφωνία

3º Να εφαρμόσεις τις (8) διαστάσεις της Ποιότητας και κυρίως το: **Customer satisfaction**, την ικανοποίηση των αναγκών + προσδοκιών του πελάτη και το: **Happy Client!**

Αα! Πάρε και προκαταβολή!

1st/NM/10.9.15

-32-

20. Ο δεκάλογος του Σκυροδέματος.

1. Σωστή παραγγελία, Κατηγορία Αντοχής ≥ C25/30
   Κατηγορία Κάθισης ≥ S4
2. Σωστή παραλαβή, Έλεγχος Δελτίου Αποστολής
   Χρόνος φόρτωσης/εκφόρτωσης < 1½ ώρα
   Έλεγχος περιεκτ. τσιμέντου ≥ 300 kg/m³
3. Επιλογή, σωστά, Εταιρείας Ετοίμου Σκυροδέματος
   Εάν είναι δυνατόν, επίσκεψη της Μονάδος.
   Γνωριμία με τον Διπλ. Μηχανικό υπεύθυνο παραγωγής ις Ποιοτ.
4. Δειγματοληψίες και έλεγχους ποιότητος στο Εργο
   Επιλογή Αναγνωρισμένου Εργαστηρίου, επωπτευόμενο
   από το ΚΕΔΕ ή διαπιστευμένο από το ΕΣΥΔ/ΕΣΥΠ
   για πραγματοποίηση ελέγχων. Πιστοποιητικά αντοχής
5. Γραπτή εντολή στον Κατασκευαστή (§ 15.2.1/ΚΤΣ-97)
   για πραγματοποίηση ελέγχων ποιότητος
6. Σωστή Διάστρωση – Συμπύκνωση – Συντήρηση
7. Τήρηση των χρόνων Αφαίρεσης Ξυλοτύπων (Πίνακας: 11.6)
8. Μέτρα προστασίας σε σκυροδέτηση σε υψηλές ή χαμηλές θερμοκρασίες
9. Σωστή συμφωνία, Marketing, όρους πληρωμής στην δουλειά σου, Μέτρα Ασφαλείας, Υγιεινής
10. Να θυμάσαι πάντα: Happy Client!
    Να βρίσκεις και να ικανοποιείς, οχι μόνο τις ανάγκες, αλλα και τις προσδοκίες του πελάτη σου.
    Ο "ενθουσιασμένος" πελάτης, θα γίνει ο καλύτερος πωλητής σου!

και τέλος, να μεταβιβάζεις με προθυμία τις γνώσεις σου σε Νέους Μηχανικούς. Όπως "πήρες" γνώσεις εσύ, ετσι και να τις μεταβιβάζεις και να βοηθάς τους νεώτερους Μηχανικούς.

10/9/2015

Νικ. Μαρσέλλος, ΠΜ/ΕΜΠ (73)

Νικ. Μαρσέλλος Πολ. Μηχ. ΕΜΠ nikos-marsellos@gmail.com	Σκυρόδεμα Concrete	Τεχν. Φύλλο: 1 -1/3- Ημερομηνία: 8.4.2017
1 Κανονισμοί (Regulations)	ΚΤΣ-2016 (ΦΕΚ/1561/Β/2.6.2016), ϛ ΚΤΣ-97 ϛ' (ΦΕΚ/4007/Β/14.12.2016) (για τα παλαιά εργα)	
2 Πρότυπα (Standards, Norms)	ΕΛΟΤ ΕΝ 206-1 + Εθνικό Προσάρτημα (Εγκριση: 2011) ΕΛΟΤ ΕΝ 12620 (Αδρανή), ΕΛΟΤ ΕΝ 934-2 (Πρόσθετα) (Υπάρχουν και τα παλαιά Σχέδια Προτύπων τον ΕΛΟΤ, στα οποία παρέπεμπε ο ΚΤΣ-97: ΕΛΟΤ 346, ΕΛΟΤ 515, ΕΛΟΤ 517, κλπ	
3 Τεχνικές Προδιαγραφές (Specifications)	ΕΤΕΠ, από: ΕΛΟΤ (ΦΕΚ/2221/Β/30.7.2012), 440 συν. Εχει αναστελεί η υποχρεωτική ισχύς απο: 59 ΕΤΕΠ. Κατάλογος ΕΤΕΠ: βλέπε: www.sate.gr (Υπο Αναθεώρηση)	
4 Μέθοδοι Ελέγχου (Test methods)	ΕΛΟΤ ΕΝ 12350: Δοκιμές νωπού σκυρ/τος (δειγμ., slump) ΕΛΟΤ ΕΝ 12390: Δοκιμές σκληρυμένου σκυρ/τος (δοκίμια) ΕΛΟΤ ΕΝ 13791: Εκτίμηση επι-τόπου θλιπτικής αντοχής, κλπ (Υπάρχουν και τα παλαιά: ΣΚ-303, ΣΚ-304, κλπ, του ΚΕΔΕ/ΥΠΕΧΔΕ) (στα οποία παραπέμπει ο ΚΤΣ-97.)	
5 Τεχνικά Χαρακτηριστικά σκυροδέματος ϛ Ιδιότητες • exposure classes • compressive strength • workability • unit weight • concrete temperature • air-content	α) Κατηγορίες έκθεσης στο περιβάλλον + Απαιτήσεις (exposure classes) Πίνακας: Β2-7, σελίς: 18091 ... XC3, XC4, ..., XS1 • Μέγιστος λόγος: N/T ≤ 0,50-0,55 (Ενεργός) • Μιν Κατηγ. Αντοχής: C25/30 → C30/37 • Μιν περ. Τσιμέντου: T > 310-320 kg/m³ T ≥ 330 kg/m³, παραδαλ. εως 1,5 km από αυτή • Μιν επικάλυψη ≥ 35-45 mm (για durability) β) Ιδιότητες: • Θλιπτική αντοχή: (compressive strength) P=850 kN, 15cm, 8x25xτ, C25/30, $\sigma = \frac{P}{F} = \frac{850\ kN}{225\ cm^2} = 37,7\ MPa$ • Εργασιμότητα (κάθιση) (slump) 3στρ x 25xτ, Φ16mm, 30, 18cm, Κάθιση: 18cm (S4) • Πυκνότητα: (unit weight, density) 8040g, $d = \frac{Μάζα}{Όγκος} = \frac{8040}{3375} = 2.380\ kg/m^3$ * Συνηθώς: 2350 < d < 2400 kg/m³ (αβεστολιθικά αδρανή) • Θερμ. σκυρ/τος: t_c	1ª/ΝΜ/8.4.2017

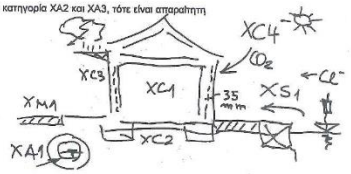
Νικ. Μαρσέλλος	Σκυρόδεμα (συνέχεια)	-2/3- 1
6 Τυπική σύνθεση σκυροδέματος: C25/30	Τσιμέντο (Π/42,5): 300 kg/m³ → ή 320 kg/m³ (Π/32,5) Νερό: 170 l/m³ → $\frac{N}{T} \leq 0,55$ (Ενεργός) Άμμος (0-5mm), G_F: 950-1000 kg/m³ Χαλίκι (12-31,5mm), G_C: 700-720 kg/m³ Γαρμπίλι (6-12 mm): 200 kg/m³ } αναλόγως κοκκομετρήσεων Επιβραδυντικό (Retarder): 0,2-0,4% κβ τσιμέντου (Χειμ → Καλοκαίρι) Υπερ-ρευστο ποιητικό (Superplast): 0,5%-1,2% κβ τσιμέντου π.χ. Σύνολο: 2370-2385 kg/m³	
7 Κύριες Ιδιότητες σκυρ/τος • 5C • 5M • A-A-A (Αντοχή, Αντίσταση, Ανθεκτικ) • Χρόνος Φορτ/Εκφ ≤ 2h	α) Αύξηση αντοχής με τον χρόνο MPa, αντοχή, 32°C, 13°C, 20°C, 32°C, 85-90%, 70-75%, 55-60%, 13°C, 7ημ, 28ημ, χρόνος } αναλόγως θερμοκρασίας του σκυρ/τος ϛ' αντήρησης β) Μείωση αντοχής με την αύξηση λόγου: N/T MPa, Αντοχή, Π/32,5, π.χ., Π/42,5, C30/37, C25/30, C20/25, C16/20, 0,40, 0,50, 0,60, 0,70, λόγος N/T * Ενεργός λόγος: N/T ≤ 0,45-0,55 (με απορροφήση νερού σε πόρους αδρανών) γ) Απώλεια κάθισης cm, slump, PCE/4ης γενιάς, 20, 16, 12, 8, απώλεια κάθισης, 30, 60, 90, 2h, χρόνος, t	
8 Ελεγχος Ποιότητος α) Χωρίς πιστοποίηση β) Με πιστοποίηση ελέγχου παραγωγής (ΠΒΣ-1)	α) Χωρίς πιστοποίηση ελέγχου παραγωγής: Κριτήριο Συμμορφ. (Πιν. Γ1-3) σελίς: 18111 1, 2, 3, 4, 5, 6 6 δοκίμια, από 6 βαρέλες/ανά: 150 m³/ημέρα $\{\bar{f}_6 \geq f_{ck} + 1,60 \cdot S_6$ και $f_i \geq f_{ck} - 2,0\ MPa\}$, min $S_6 \geq 1,5$ MPa	
9 Περισσότερες πληροφορίες	• ΚΕΔΕ, Πειραιώς, 166, 11854 Αθήνα: 210-3455901/921 • ΕΛΟΤ, Κηφισού, 50, Περιστέρι, : 210-2120100	
10 Βιβλιογραφία	α) ΚΤΣ-2016, ΦΕΚ/1561/Β/2.6.2016 β) ACI: "Manual of Concrete Practice", www.concrete.org γ) www.e-archimedes.gr δ) www.spme.gr	1ª/ΝΜ/8.4.2017

ΚΤΣ - 2016 (ΦΕΚ/1561/Β/2.6.2016)

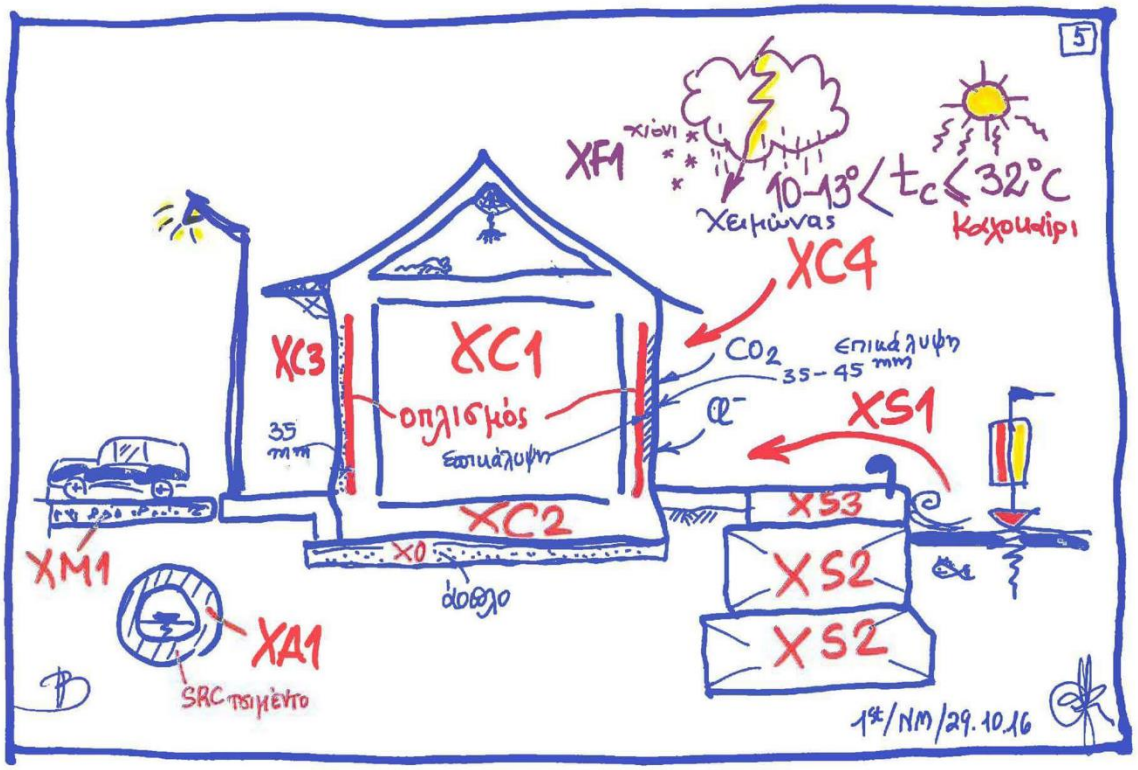
Πίνακας Β2-7 - Απαιτήσεις για το σκυρόδεμα ανάλογα με την κατηγορία έκθεσης

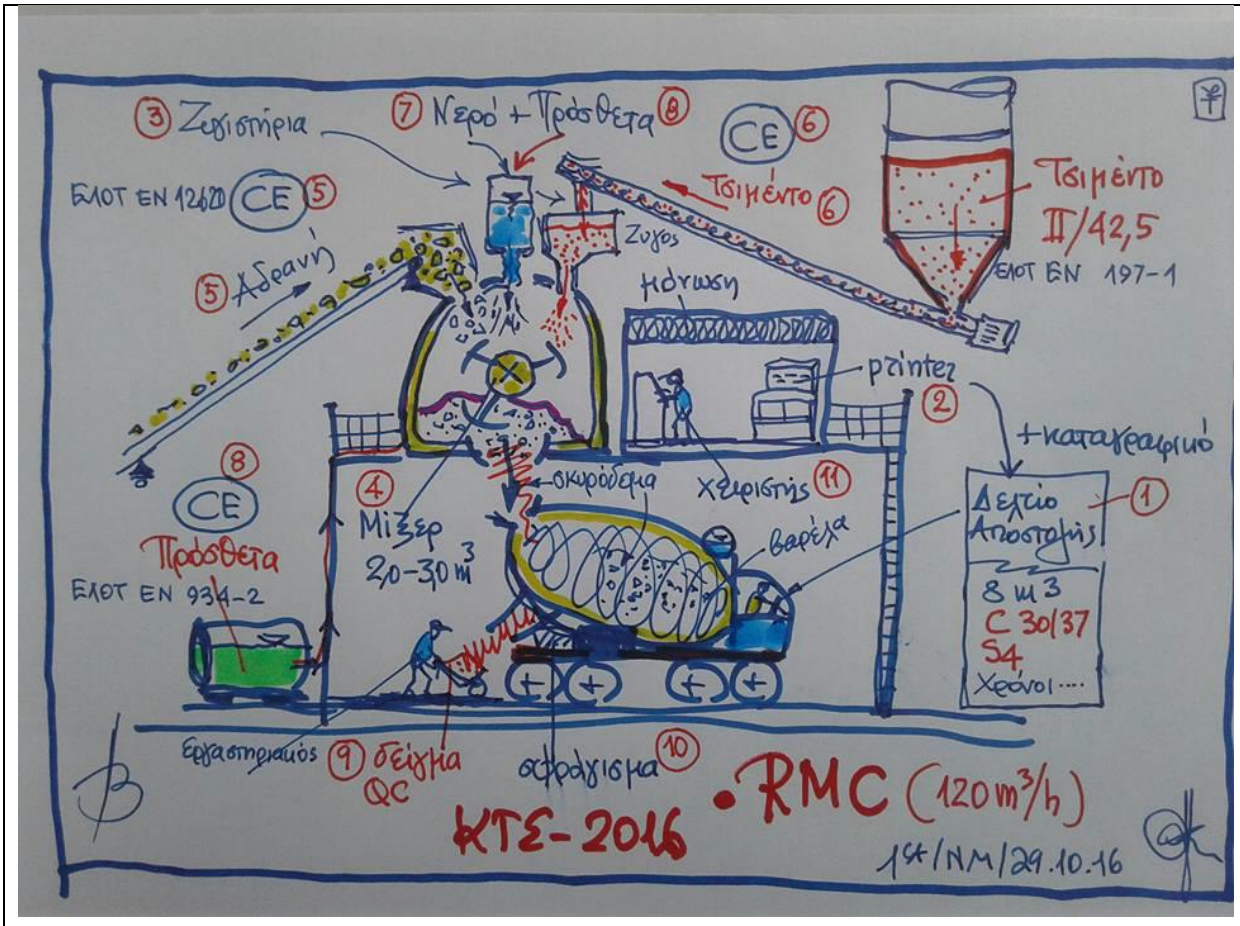
	Κατηγορία έκθεσης	Χωρίς κίνδυνο διάβρωσης ή προσβολής	Διάβρωση λόγω ενανθράκωσης				Διάβρωση λόγω χλωριόντων: Θαλασσινό νερό						Διάβρωση λόγω χλωριόντων: Χλωριόντα που δεν προέρχονται από θαλασσινό νερό			Προσβολή από ψύξη/απόψυξη				Χημική προσβολή[5]			Τριβή / Απότριψη		
			XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4[6]	XA1	XA2[6]	XA3	XM1[6]	XM2	XM3
1	max N/T	—	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,55	0,55	0,50	0,55	0,50	0,45	0,50	0,45	0,40
2	min κατηγορία αντοχής	C 12/15	C 20/25	C 25/30	C 25/30	C 30/37	C 25/30	C 25/30	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 35/45	C 30/37	C 35/45	C 35/45	C 30/37	C 25/30	C 25/30	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 35/45	C 35/45	C 40/50	C 50/60
3	min περιεκτικότητα σε τσιμέντο kg/m³	—	260	300	300	320	330	330	350	330	330	350	330	330	350	320	300	320	320	320	340	360	320	340	360
4	min επικάλυψη για ανθεκτικότητα[4] mm		25	25	35	35	45	45	60	40	40	60	35	40	50					35	35	35			
5	min περιεκτικότητα σε αέρα (%)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	4,0[8]	4,0[8]	4,0[8]	—	—	—			
6	Άλλες απαιτήσεις	Σημ.: Άοπλο σκυρόδεμα					Σημ.: Παραθαλάσσιο 1,6 km	Σημ.: Μόνιμα μέσα στη θάλασσα	Σημ.: Διαβρεχόμενες ζώνες							Αδρανή σύμφωνα με ΕΛΟΤ EN12620 με ικανοποιητική αντοχή σε παγετό[9]					Τσιμέντο ανθεκτικό σε θειικά[7]		LA ≤ 27	LA ≤ 25	LA ≤ 22

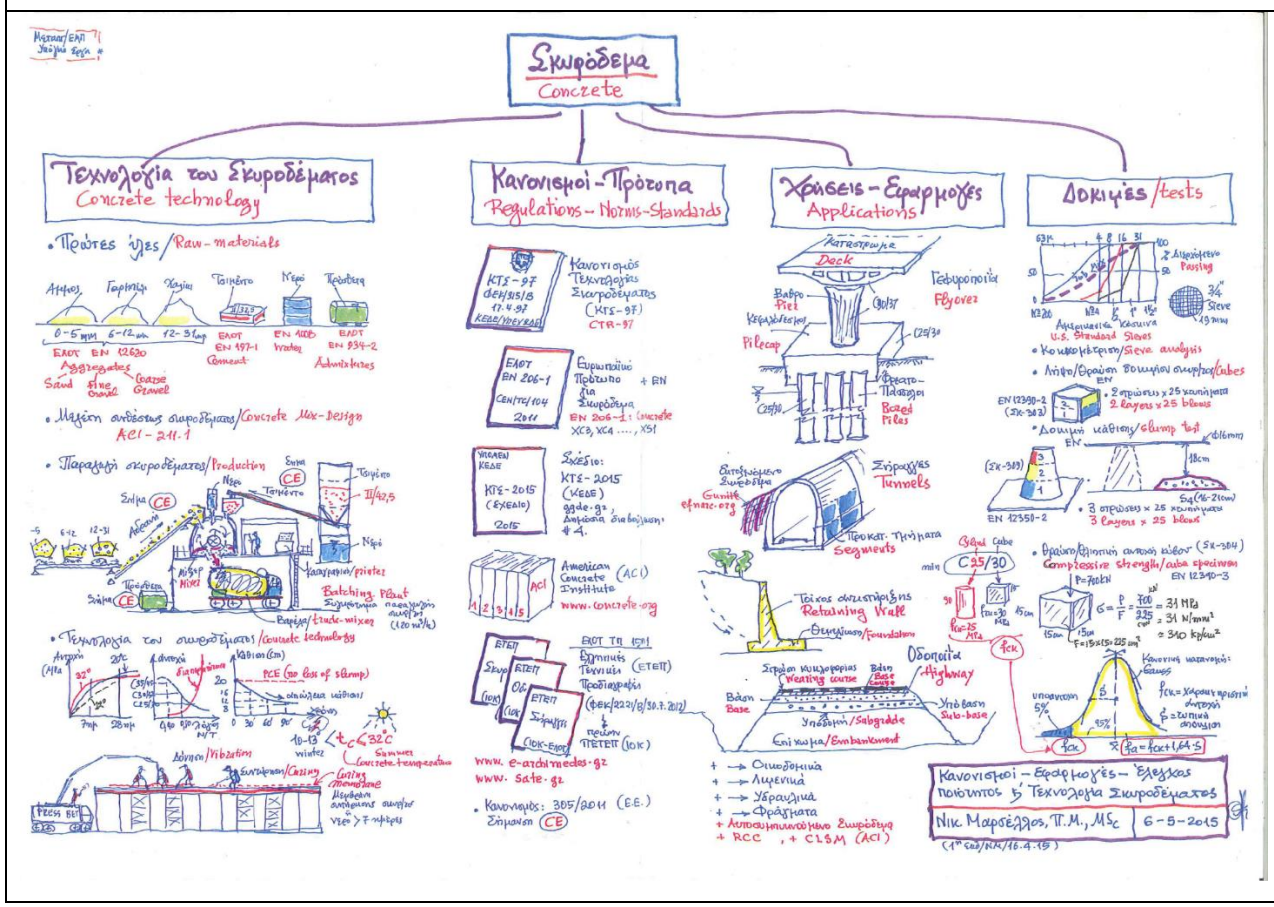
[4] Όταν δεν προστίθεται αερακτικό πρόσθετο, η επιπλεασικότητα του σκυροδέματος ελέγχεται με κατάλληλη μέθοδο, σε σύγκριση με σκυρόδεμα του οποίου η αντοχή σε ψύξη/απόψυξη για την αντίστοιχη κατηγορία έκθεσης είναι αποδεδειγμένη..
[5] Για αυτή την κατηγορία έκθεσης (ΧΑ) ισχύουν και οι παράγραφοι Β7.7.5 και Β7.7.8 του παρόντος ΚΤΣ. Όταν η ύπαρξη SO_4^{2-} οδηγεί σε κατηγορία ΧΑ2 και ΧΑ3, τότε είναι απαραίτητη η χρήση τσιμέντου ανθεκτικού σε θειικά σ'συμφωνα με το πρότυπο ΕΛΟΤ ΕΝ 197-1
[6] Οι τιμές της επικάλυψης αφορούν απλισμένο σκυρόδεμα.
[9] Για τα αδρανή υλικά ισχύει και η παράγραφος Β1.3.3.3 του παρόντος ΚΤΣ

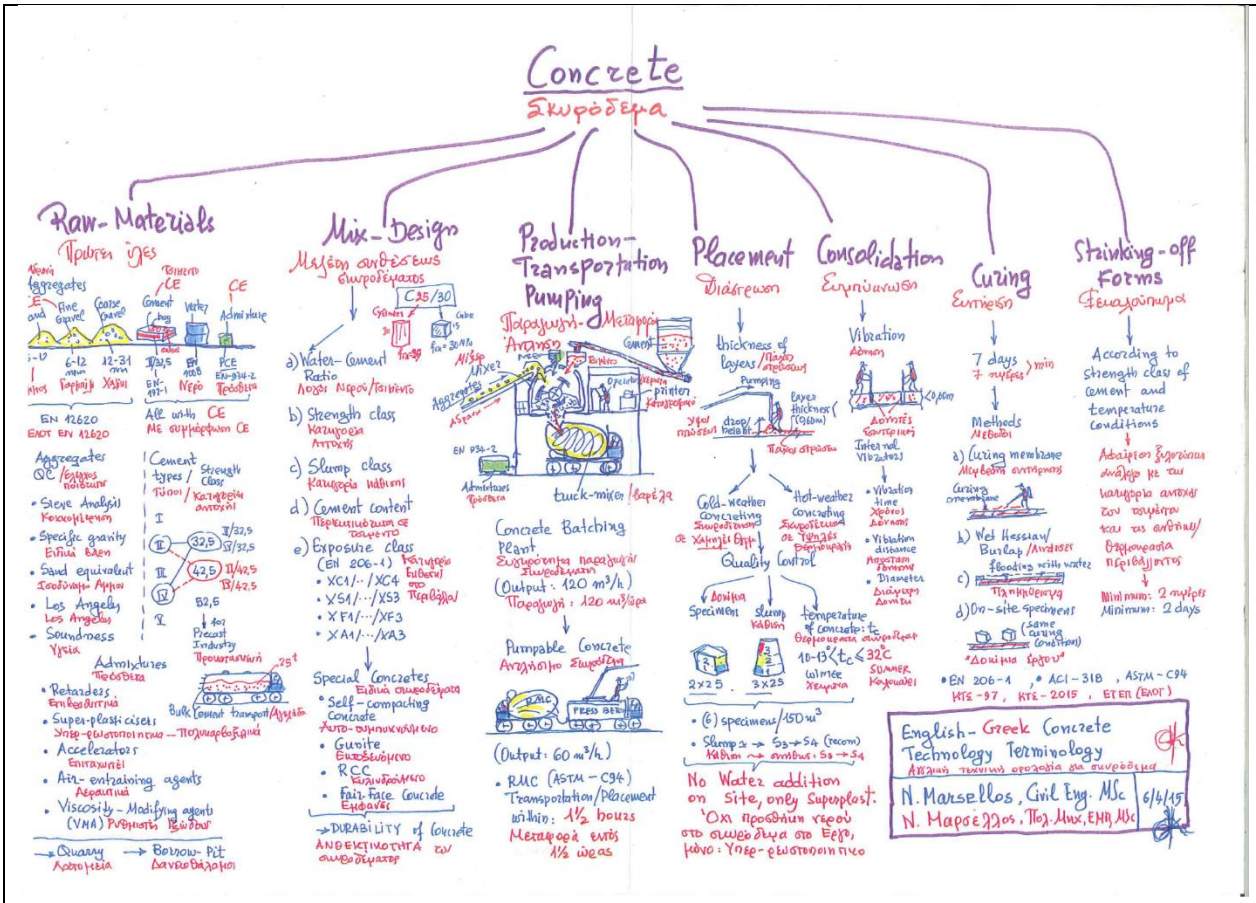


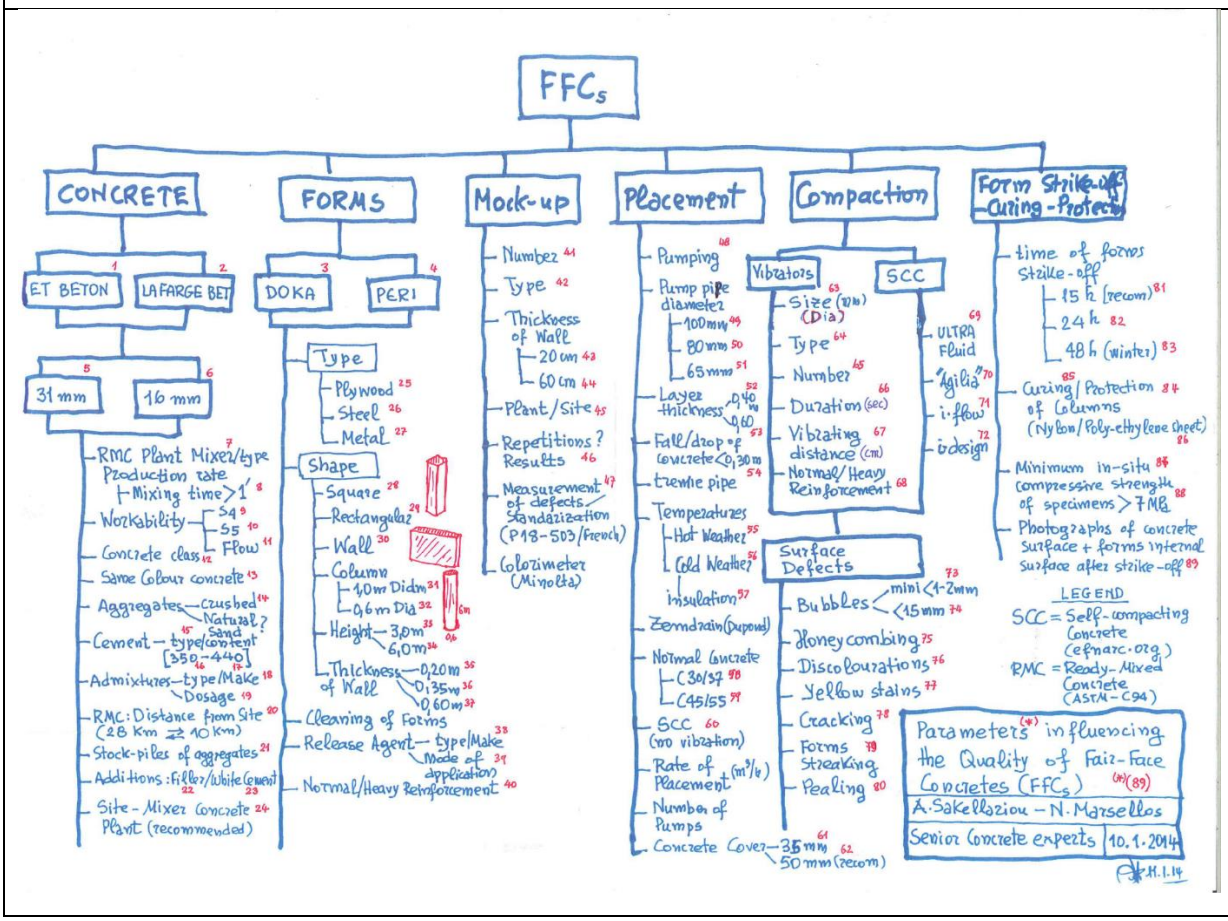
Τεύχος B' 1561/02.06.2016
ΕΦΗΜΕΡΙΔΑ ΤΗΣ ΚΥΒΕΡΝΗΣΕΩΣ
18091




3 Ζυγιστήρια
7 Νερό + Πρόσθετα
8
CE 6
ΕΛΟΤ ΕΝ 12620 CE 5
Τσιμέντο 6
Τσιμέντο II/42,5
ΕΛΟΤ ΕΝ 197-1
5 Άδεανη
Ζυγός
πάτωση
printer 2
+ καταχειριμό
8
CE
Πρόσθετα
ΕΛΟΤ ΕΝ 934-2
4
Μίξερ 2,0-30 m3
σκυρόδεμα
χειριστής 11
βαρέλα
Δεκτίο Αποστολής 1
8 μ3
C 30/37
S4
Χρόνοι ....
Εργατοτεχνικός 9 δείγμα QC
αντλίσιμα 10
• RMC (120 m3/h)
ΚΤΣ-2016
1η/ΝΜ/29.10.16


Σκυρόδεμα
Concrete
Τεχνολογία του Σκυροδέματος
Concrete technology
Κανονισμοί - Πρότυπα
Regulations - Norms - Standards
Χρήσεις - Εφαρμογές
Applications
Δοκιμές / tests
• Πρώτες ύλες / Raw-materials
• Μείγση σκυροδέματος / Concrete Mix-Design
ACI - 211.1
• Παραγωγή σκυροδέματος / Production
• Τεχνολογία του σκυροδέματος / Concrete technology
ΚΤΣ - 97
ΚΤΣ - 2015
ΕΛΟΤ ΕΝ 206-1
American Concrete Institute (ACI)
www.concrete.org
www.e-archimedes.gr
www.safe.gr
Γέφυρες
Tunnels
Retaining Wall
Highway
Dock
Pile cap
Piles
Segments
Deck
Pylons
Foundation
Base
Sub-base
Embankment
Κανονισμοί - Εφαρμογές - Έλεγχος ποιότητας & Τεχνολογία Σκυροδέματος
Νικ. Μαρσέλλος, Τ.Μ., MSc
6-5-2015


Concrete
Σκυρόδεμα
Raw-Materials
Πρώτες ύλες
Mix-Design
Μελέτη ανθέκτεως
Production-Transportation Pumping
Παραγωγή-Μεταφορά-Άντληση
Placement
Διάστρωση
Consolidation
Συμπύκνωση
Curing
Συντήρηση
Stripping-off Forms
Ξεκαλούπωμα
Concrete Batching Plant
Pumpable Concrete
Quality Control
Methods
Specimens
Slump
Temperature of concrete
No Water addition on Site, only Superplast.
English-Greek Concrete Technology Terminology
N. Marsellos, Civil Eng. MSc
6/4/15


FFCs
CONCRETE
FORMS
Mock-up
Placement
Compaction
Form Strike-off - Curing - Protection
ET BETON
LAFARGE BET
DOKA
PERI
31 mm
16 mm
RMC Plant Mixer/type
Production rate
Mixing time > 1'
Workability
Concrete class
Same Colour concrete
Aggregates
Cement
Admixtures
RMC: Distance from Site
Stock-piles of aggregates
Additions: filler/White cement
Site-Mixer Concrete Plant (recommended)
Type
Plywood
Steel
Metal
Shape
Square
Rectangular
Wall
Column
Height
Thickness of Wall
Cleaning of Forms
Release Agent
Normal/Heavy Reinforcement
Number
Type
Thickness of Wall
Plant/Site
Repetitions? Results
Measurement of defects - Standardization (P18-503/French)
Colorimeter (Minolta)
Pumping
Pump pipe diameter
Layer thickness
Fall/drop of concrete
Tremie pipe
Temperatures
Insulation
Zemdrain (Dupont)
Normal Concrete
SCC (no vibration)
Rate of Placement
Number of Pumps
Concrete Cover
Vibrators
SCC
Size (Dia)
Type
Number
Duration (sec)
Vibrating distance (cm)
Normal/Heavy Reinforcement
ULTRA Fluid
Agilia
i.flow
i.design
Surface Defects
Bubbles
Honeycombing
Discolourations
Yellow stains
Cracking
Forms Streaking
Pealing
time of forms Strike-off
15 h (recom)
24 h
48 h (winter)
Curing/Protection of Columns (Nylon/Poly-ethylene sheet)
Minimum in-situ compressive strength of specimens > 7 MPa
Photographs of concrete surface + forms internal surface after strike-off
LEGEND
SCC = Self-compacting Concrete (efnarc.org)
RMC = Ready-Mixed Concrete (ASTM-C94)
Parameters influencing the Quality of Fair-Face Concretes (FFCs)
A. Sakellariou - N. Marsellos
Senior concrete experts
10.1.2014

15/6 – 16/6/2016
ΤΕΕ/Θεσσαλίας
Σεμινάριο Τεχνολογίας Σκυροδέματος
Κύρια Σημεία
Κανονισμοί:
ΤΕΕ (1945)
(DIN 1045) (1935)
Β.Α/54 1954
ΚΤΣ-85
1985
ΚΤΣ-99
1997
ΦΕΚ/315/Β/17.4.97
Πρότυπο
ΕΛΟΤ
ΕΝΟΤ ΕΝ 206-1
2011
44Φ
ΕΤΕΠ
2012
ΚΤΣ-2016
2016
Τεχνικά Φυλλάδια
ΦΕΚ/1561/Β/26.6.16
Τεχνικά Προδιαγραφές
ΦΕΚ/2221/Β/30.7.2012
ΦΕΚ/268/Β/9.5.85
Β) Κατηγορίες εκθέσεως στο Περιβάλλον – Anauriseis
(Exposure class)
Βροχή
XC4
C30/37 + CO2 + Ca(OH)2 → CaCO3
(Ενανθράκωση)
προστασία από βροχή
Επικάλυψη οπλισμού: 35-45 mm
C25/30
Χάλυβες
C20/25 XC1 (ξηρό)
35-45 mm
1,5 km
XS1
C25/30 C30/37
Τρίβη
XM1
XC3
C25/30
Υπερ: II, III
Αποξέσεις
XA1
XC2
Θεμελίωση
XC2
XS2
Κατηγορίες Εκθέσεως
Απαιτήσεις
Μέγιστο: N/T
Ελαχ. Περ. Τσιμ
Κατ. Αντοχής
Επικαλ. Οπλισμού
XC3 XC4 XS1 XF1 XA1 XM1
0,55 0,50 0,50 0,55 0,55 0,50
300 320 330 320 320 320
C25/30 C 30/37 C25/30 C30/37 C 30/37 C30/37 C35/45
35mm 35 45 — 35 —
(Β/ΝΜ/16.6.16)

18/12/2011
Ο ρόλος μερών Κανονισμός Τεχνολογία Σκυροδέματος
ΚΤΣ-2012
Ν. ΜΑΡΣΕΛΛΟΣ
Άμμος + Ψηφίδια + Χαλίκι
Τσιμέντο
Πρόσθετο
0 - 5 mm
6 - 12 mm
12 - 31 mm
ΕΝ 12620 , ΕΛΟΤ-408 , ΚΤΣ-97
ΕΝ 197-1
ΕΝ 934-2
α) Σωστές ζυγίσεις με ακρίβεια ζύγισης και ακριβείς ζύγισης (± 2% : N+T, ± 3% Αδρανή)
β) τα σωστά ψιλά εντός προδιαγραφών και ανάλογες των αναλογιών μεγάλες
C20/25 (Μ=+0.5Β)
C25/30 (Μ=+0.5Β)
Τ = 270 kg/m³ | Τ = 300 kg/m³
Ν = 185 kg/m³ | Ν = 170 kg/m³
Α = 1920 kg/m³ | Α = 1890 kg/m³
Πρ = 1,5 kg/m³ | Πρ = 2,5 kg/m³
Σ = 2375 kg/m³ | Σ = 2360 kg/m³
γ) και τα απαιτούμενα σωστά για 1 γλυστό
δ) και τα μεταφέρει εντός 1½ ώρας
ε) χωρίς να αποθέσεις εκτιμήσιμη Νερό
Τότε έχει σωστά ΠΟΙΟΤΗΤΑ !!
Νίκος Μαρσέλλος
Νέα Επτάνησα ΚΤΣ - 97
Πολιτικός Μηχανικός Ε.Μ.Π. (1973)
4ο Εωσπ/ΝΜ/18.12.2011

Κεφάλαιο 12

Σύνοψη
Η προστασία της μόνιμης επένδυσης εκ σκυροδέματος των σηράγγων, από την πυρκαγιά, επιτυγχάνεται είτε με μεθόδους παθητικής προστασίας είτε με ενσωμάτωση στην επένδυση κατάλληλων ινών ανακούφισης.

Προαπαιτούμενη γνώση
Μαθήματα: Οπλισμένο Σκυρόδεμα

12. Πυροπροστασία μόνιμης επένδυσης

12.1 Πυρκαγιά και έκρηξη σε σήραγγα

Είναι γεγονός ότι οι πυρκαγιές σε σήραγγες συμβαίνουν πολύ σπανιότερα σε σχέση με τις πυρκαγιές σε ανοιχτό δρόμο. Όπως αναφέρουν οι Beard & Carvel (2005), σύμφωνα με γαλλικές, γερμανικές, ελβετικές και ιταλικές στατιστικές, τα ατυχήματα σε σήραγγες είναι λιγότερα σε σχέση με τα ατυχήματα σε ανοιχτό δρόμο αφού δεν υπόκεινται σε καιρικές επιδράσεις, οι διασταυρώσεις είναι λιγότερες και επίσης οι οδηγοί τείνουν να είναι πιο προσεκτικοί κατά την οδήγηση μέσα σε αυτές. Οι επιπτώσεις όμως από μία πυρκαγιά σε σήραγγα μπορεί να είναι πολύ πιο σοβαρές σε σχέση με μία πυρκαγιά σε έναν ανοιχτό δρόμο καθώς υπάρχει μεγάλη δυσκολία στην κατάσβεση της. Ο βασικότερος λόγος, εκτός της διαφοράς καύσης που υπάρχει μεταξύ κλειστού και ανοιχτού χώρου, είναι οι υψηλές θερμοκρασίες που αναπτύσσονται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα κατά τη διάρκεια μιας πυρκαγιάς σε σήραγγα λόγω της στενότητας του χώρου. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο καπνός από την πυρκαγιά να μην μπορεί να παρασυρθεί από τον κρύο αέρα που υπάρχει μέσα στη σήραγγα και να εγκλωβίζεται μέσα σε αυτή δημιουργώντας αποπνικτική ατμόσφαιρα.

Η συχνότητα των πυρκαγιών σε σήραγγα είναι συνάρτηση αρκετών παραγόντων όπως το μήκος της σήραγγας, η πυκνότητα της κίνησης μέσα στη σήραγγα, η ταχύτητα με την οποία κινούνται τα οχήματα σε αυτή και η ολισθηρότητα του οδοστρώματος. Η πιθανότητα πρόκλησης σοβαρών και επικίνδυνων πυρκαγιών σε σήραγγες από οχήματα βαρέως τύπου είναι μεγαλύτερη αυτής που προκαλείται από οχήματα ιδιωτικής χρήσης. Ο Πίνακας 12-1 δίνει την κατηγοριοποίηση των πυρκαγιών, σύμφωνα με μία γαλλική μελέτη, ανάλογα με την κρισιμότητα τους και τη συχνότητα τους, χρησιμοποιώντας δείγμα 26 πυρκαγιών σε οδικές σήραγγες που προκλήθηκαν από οχήματα. Επίσης ο ρυθμός έκλυσης θερμότητας (Πίνακας 12-2) στις περιπτώσεις πυρκαγιών που προκαλούν μικρή καταστροφή στη σήραγγα εκτιμάται να είναι μικρότερος από 20 MW, ενώ στις περιπτώσεις μεγαλύτερης καταστροφής εκτιμάται ότι είναι μεγαλύτερος από 20 MW.

Πίνακας 12-1: Κατηγοριοποίηση κρισιμότητας και συχνότητας πυρκαγιάς

Είδος οχήματος	Κατάταξη πυρκαγιάς	Περιπτώσεις πυρκαγιάς ανά 10^8 οχηματοχιλιόμετρα*
Επιβατικά αυτοκίνητα	-Πυρκαγιά χωρίς καμία καταστροφή	1-2
Φορτηγά χωρίς επικίνδυνο φορτίο	- Πυρκαγιά χωρίς καμία καταστροφή - Πυρκαγιά με μικρή καταστροφή στη σήραγγα -Πολύ σοβαρή πυρκαγιά	8 1 0.1-0.3
Φορτηγά που μεταφέρουν επικίνδυνο φορτίο	- Πυρκαγιά χωρίς καμία καταστροφή -Πυρκαγιά με τη συμμετοχή και του επικίνδυνου φορτίου και μεγάλη καταστροφή	2 0.3

**: διερχόμενα οχήματα ανά χιλιόμετρο μήκους οδού*

12.1.1 Πιθανότητα συμβάντος

Όπως φαίνεται από τον παραπάνω πίνακα, οι πυρκαγιές που μπορούν να προκαλέσουν μεγάλη καταστροφή είναι πολύ σπάνια γεγονότα. Σύμφωνα με γαλλικές στατιστικές θα συμβούν 1-2 πυρκαγιές σε οχήματα για κάθε 100.000.000 οχηματοχιλιόμετρα σήραγγας. Ομοίως στην περίπτωση οχημάτων βαρέως τύπου, για κάθε 100.000.000 οχηματοχιλιόμετρα σήραγγας θα συμβούν 8 πυρκαγιές μία εκ των οποίων θα είναι σοβαρή και θα προκαλέσει καταστροφή στη σήραγγα. Από την ίδια στατιστική εκτιμήθηκε ότι θα υπάρξουν από 1 έως 3 πολύ σοβαρές πυρκαγιές σε σήραγγα (με ανάμιξη πολλών οχημάτων αλλά και την ύπαρξη θυμάτων) για κάθε 1.000.000.000 οχηματοχιλιόμετρα (Beard & Carvel, 2005). Επίσης σύμφωνα με μελέτη η οποία πραγματοποιήθηκε στο διάστημα 2006-2009 ο ρυθμός πραγματοποίησης σοβαρής σύγκρουσης στη σήραγγα είναι μεταξύ 9.13-20.45 συγκρούσεις/ 10^8 οχηματοχιλιόμετρα όταν το ίδιο εύρος σε ανοιχτούς δρόμους είναι μεταξύ 8.62-10.14. Οι αιτίες εκτός από τη συμπεριφορά των οδηγών έγκεινται και στην κακή ορατότητα μέσα στις σήραγγες (Caliendo & De Guglielmo, 2012). Όπως φάνηκε από τα παραπάνω στατιστικά στοιχεία η πιθανότητα για να συμβεί μία πυρκαγιά σε σήραγγα με σοβαρές επιπτώσεις είναι μικρή, όμως η καταστροφή που μπορεί να συμβεί, είναι μεγάλη και συνεπώς αυξάνεται η διακινδύνευση (NCHRP, 2011), που ορίζεται από την:

$$\text{Διακινδύνευση} = \text{Πιθανότητα} \times \text{Καταστροφή} \quad (12\text{-}1)$$

Επειδή μάλιστα: α) πολλές οδικές σήραγγες έχουν πολύ υψηλή κυκλοφορία (π.χ περίπου 37.000.000 οχήματα πέρασαν από τη σήραγγα του Elbe στη Γερμανία το 1995, β) υπάρχουν 15000 οδικές, σιδηροδρομικές και σήραγγες μετρό μόνο στην Ευρώπη και γ) οι περισσότερες από αυτές έχουν μήκος πολλών χιλιομέτρων, αυξάνεται η πιθανότητα να συμβεί ένα σοβαρό ατύχημα. Ο Πίνακας 12-3 αποδεικνύει ότι θανατηφόρες πυρκαγιές σε σήραγγες συμβαίνουν κάθε χρόνο την τελευταία δεκαετία. Αυτό είναι ένα σημαντικό πρόβλημα το οποίο έχει την πιθανότητα να γίνει σοβαρότερο στο μέλλον με την αύξηση του πλήθους, του μήκους και της κυκλοφορίας των σηράγγων. Η τάση αυτή αποτυπώνεται τις τελευταίες δύο δεκαετίες στον αριθμό των οδικών σηράγγων παγκοσμίως που αυξάνεται με υψηλούς ρυθμούς σε σχέση με το συνολικό οδικό δίκτυο (CEMBUREAU/BIBM/ERMCO, 2004).

12.1.2 Επιπτώσεις πυρκαγιών σε σήραγγες

Οι πυρκαγιές παράγουν θερμότητα, καπνό και τοξικά αέρια τα οποία προκαλούν καταστροφή της σήραγγας και απώλειες ανθρώπινων ζωών. Η θερμότητα είναι η βασική αιτία της καταστροφής του δομήματος της σήραγγας, ενώ είναι σπάνια η αιτία της απώλειας των ανθρώπινων ζωών. Ο πρώτος φόβος του ανθρώπου σε περίπτωση πυρκαγιάς είναι η έλλειψη ορατότητας που οφείλεται στον καπνό που προέρχεται από τη φλόγα. Οι βασικές επιπτώσεις από τις πυρκαγιές σε σήραγγες είναι:

- Οι θάνατοι και τραυματισμοί είτε των χρηστών της σήραγγας είτε του προσωπικού λειτουργίας της σήραγγας είτε των πυροσβεστών και γενικότερα των δυνάμεων διάσωσης. Η θερμότητα, ο καπνός, τα

αέρια, η έλλειψη οξυγόνου και η απώλεια ορατότητας οδηγεί σε ζάλη, ασφυξία, εγκαύματα, και ακόμα και στο θάνατο.

- Οικονομικές απώλειες που σχετίζονται με την καταστροφή της σήραγγας περιλαμβάνοντας το κόστος για α) την αντικατάσταση του εξοπλισμού της σήραγγας (φώτα, ανεμιστήρες, τηλεπικοινωνία) β) την αντικατάσταση της επένδυσης της σήραγγας που έχει καταστραφεί και την) απώλεια εσόδων από τη διακοπή της κυκλοφορίας (Frank, -). Επίσης στις οικονομικές απώλειες περιλαμβάνεται και η καταστροφή των οχημάτων και των φορτίων που φέρουν αυτά. Για παράδειγμα η συνολική οικονομική απώλεια από τις πυρκαγιές στη σήραγγες Channel, Mont-Blanc και Tauern ήταν αντίστοιχα 252 M€, 392 M€ και 28.5 M€.
- Κυκλοφοριακή συμφόρηση από τη διακοπή κυκλοφορίας της σήραγγας για ένα σημαντικό χρονικό διάστημα που κυμαίνεται από μερικές εβδομάδες μέχρι και χρόνια, ανάλογα με την καταστροφή που έχει υποστεί η σήραγγα.
- Περιβαλλοντική καταστροφή λόγω της τοξικότητας του καπνού.

Η πιο σημαντική μεταβλητή που χαρακτηρίζει τη συμπεριφορά της πυρκαγιάς είναι ο ρυθμός έκλυσης θερμότητας (HRR) q_c, κατά τη διάρκεια της πυρκαγιάς, (Carvel, 2004; Barbauskas & Peacock, 1992), που ορίζεται από τη σχέση:

$$q_c = \chi \cdot m^n \cdot A_f \cdot \Delta H_c \tag{12-2}$$

όπου χ ένας συντελεστής (μεταξύ 0 και 1) που περιλαμβάνεται στη σχέση για να προσδιορίζει το ποσοστό της ατελούς καύσης, m^n είναι η ταχύτητα καύσης του καυσίμου (ανά μονάδα επιφάνειας και ανά μονάδα χρόνου), A_f η επιφάνεια του καυσίμου, και ΔH_c η θερμότητα της καύσης του καυσίμου (Carvel, 2004). Ο ρυθμός έκλυσης θερμότητας για κάθε κατηγορία οχήματος δίνεται στον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 12-2: Ρυθμός έκλυσης θερμότητας για όλες τις κατηγορίες οχημάτων (NFPA, 2011)

Όχημα	**Μέγιστος ρυθμός έκλυσης θερμότητας (MW)**	**Χρόνος μέχρι το μέγιστο ρυθμό έκλυσης θερμότητας (min)**
Επιβατικό αυτοκίνητο	5-10	0-30
Πολλαπλά επιβατικά αυτοκίνητα (2-4 οχήματα)	10-20	13-55
Λεωφορείο	20-30	7-10
Φορτηγό βαρέως τύπου	70-200	10-18
Βυτιοφόρο	200-300	-

12.2 Περιπτώσεις πυρκαγιάς σε σήραγγα

12.2.1 Οδικές σήραγγες

Παρακάτω περιγράφονται οι πιο σημαντικές πυρκαγιές σε σήραγγες που εκδηλώθηκαν τα τελευταία χρόνια (Beard & Carvel 2005; Carvel, 2004).

12.2.1.1 Σήραγγα του Mont – Blanc

Στις 24 Μαρτίου του 1999 ένα όχημα βαρέως τύπου περνώντας μέσα από τη σήραγγα του Mont-Blanc με κατεύθυνση από τη Γαλλία προς την Ιταλία άρχισε να αναφλέγεται λόγω της υπερθέρμανσης του κινητήρα του. Μόλις ο οδηγός συνειδητοποίησε την πυρκαγιά στο όχημα (περίπου 6 km από την είσοδο) το ακινητοποίησε και έφυγε, πεζός πλέον, τρέχοντας προς την έξοδο της Ιταλίας. Μέσα σε λίγα λεπτά οι υπεύθυνοι λειτουργίας και κυκλοφορίας της σήραγγας αντιλήφθηκαν την πυρκαγιά και απέτρεψαν άλλα οχήματα να εισέλθουν. Όμως, 18 οχήματα βαρέως τύπου, 9 αυτοκίνητα Ι.Χ (ιδιωτικής χρήσης), ένα βαν, και μία μοτοσικλέτα είχαν ήδη εισέλθει στη σήραγγα από την είσοδο της Γαλλίας πριν κλείσει η κυκλοφορία. Από τα 29 οχήματα που αναφέρθηκαν, τα 4 οχήματα βαρέως τύπου πέρασαν από το φλεγόμενο όχημα βαρέως τύπου και κατάφεραν να ταξιδέψουν με ασφάλεια μέχρι την έξοδο της σήραγγας προς Ιταλία. Τα υπόλοιπα 25 έμειναν παγιδευμένα μέσα στον καπνό και τη φωτιά με αποτέλεσμα όσοι βρίσκονταν μέσα σε αυτά να πεθάνουν. Η φορά του ανέμου που

επικρατούσε εκείνη την ώρα (βόρειος) αλλά και το διαφορετικό σύστημα αερισμού στα δύο άκρα της σήραγγας (όλοι οι ανεμιστήρες από την Ιταλική άκρη είχαν ρυθμιστεί να τροφοδοτούν με φρέσκο αέρα, ενώ στη Γαλλική άκρη οι ανεμιστήρες είχαν ρυθμιστεί άλλοι να τροφοδοτούν και άλλοι να απάγουν) οδηγούσε όλο τον καπνό της φωτιάς προς την έξοδο της Γαλλίας. Παράλληλα όσο η ταχύτητα του αέρα παρέμενε μεγαλύτερη από 1 m/s τόσο ο καπνός δεν ήταν στατικός, με αποτέλεσμα μέσα σε λίγα λεπτά να μην υπάρχει καθόλου φρέσκος αέρας μέσα στη σήραγγα. Η πυρκαγιά εξαπλώθηκε γρήγορα με αποτέλεσμα να κάψει και τα 25 οχήματα τα οποία βρίσκονταν πίσω από το φλεγόμενο όχημα βαρέως τύπου. Ακόμα και μετά από την παρέλευση τόσων ετών δεν είναι ξεκάθαρο πως η πυρκαγιά κατάφερε και εξαπλώθηκε σε τέτοια απόσταση και σε τόσο σύντομο χρονικό διάστημα. Οι εξηγήσεις που έχουν δοθεί αναφέρουν ως βασικό αίτιο την καύση των καυσίμων των οχημάτων. Ο ρυθμός έκλυσης θερμότητας ξεπέρασε τα 190 MW και οι θερμοκρασίες στη σήραγγα ξεπερνούσαν τους 1000°C. Η φωτιά χρειάστηκε 53 h για να κατασβεστεί, ενώ μικρές εστίες φωτιάς έκαιγαν για τις επόμενες πέντε ημέρες. Συνολικά 39 άνθρωποι έχασαν τη ζωή τους εκ των οποίων 38 ήταν χρήστες της σήραγγας ενώ ένας ήταν πυροσβέστης. Από τα 38 θύματα τα 27 πέθαναν μέσα στα οχήματα τους, δύο στην έξοδο διαφυγής όπου είχαν πάει με σκοπό να σωθούν, και οι υπόλοιποι οδηγώντας προς την έξοδο της Γαλλίας. Η πυρκαγιά αυτή είναι η σοβαρότερη που έχει συμβεί σε σήραγγα μέχρι και σήμερα, αφού υπήρχαν 39 νεκροί αλλά και 34 τραυματίες. Το συμβάν στη σήραγγα του Mont – Blanc ήταν το 18ο που έχει συμβεί στη συγκεκριμένη σήραγγα από την μέρα που δόθηκε στην κυκλοφορία τα τέλη του 1965. Από τα υπόλοιπα 17 τα περισσότερα ήταν ελάσσονος σημασίας, χωρίς να υπάρχει θύμα, και μόνο σε πέντε από αυτά χρειάστηκε η επέμβαση της πυροσβεστικής.

Όπως φάνηκε από την παραπάνω περιγραφή του συμβάντος δεν ήταν ένας παράγοντας που προκάλεσε την καταστροφή αλλά συνδυασμός παραγόντων όπως τα διαφορετικά συστήματα αερισμού στο κάθε άκρο της σήραγγας, η εύφλεκτη φύση του πρώτου οχήματος λόγω της κατασκευής και του εύφλεκτου φορτίου του (μαργαρίνη και αλεύρι). Η οικονομική απώλεια από τη συγκεκριμένη πυρκαγιά ήταν της τάξης των 392.000.000€ συμπεριλαμβανομένου του κόστους επισκευής αλλά και της απώλειας του εσόδων λόγω της διακοπής της κυκλοφορίας μέσα στη σήραγγα για 3 έτη. Η καταστροφή του σκυροδέματος ήταν ολοσχερής για περίπου 3 km της σήραγγας όπως φαίνεται και στην εικόνα 1.1.



Εικόνα 12.1: Εικόνες καταστροφής της σήραγγας του Mont Blanc (http://www.tunneltalk.com)

12.2.1.2 Σήραγγα του Caldecott, Ηνωμένες Πολιτείες της Αμερικής

Στις 7 Απριλίου του 1982 στη σήραγγα του Caldecott, στο Oakland των Ηνωμένων Πολιτειών της Αμερικής συνέβη κατάρρευση της σήραγγας όταν ένα όχημα, με μεθυσμένο οδηγό, προσέκρουσε στα τοιχώματα της και δημιούργησε απότομη διακοπή κυκλοφορίας. Στη συνέχεια ένα βυτιοφόρο το οποίο μετέφερε πετρέλαιο προσέκρουσε πάνω στο ακινητοποιημένο όχημα με αποτέλεσμα να αναποδογυρίσει και να προκληθεί διαρροή του πετρελαίου. Υπάρχει και μία δεύτερη άποψη η οποία υποστηρίζει ότι η διαρροή προκλήθηκε από το λιώσιμο του μετάλλου του βυτιοφόρου . Μέσα σε μικρό χρονικό διάστημα το πετρέλαιο αναφλέχθηκε και η φλόγα επεκτάθηκε τόσο πολύ που άρχισε να καίγεται το βυτιοφόρο, το αυτοκίνητο και 4 άλλα οχήματα που ακολουθούσαν. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα η θερμοκρασία στην επένδυση της σήραγγας να αυξηθεί πολύ ώστε να καταρρεύσει μέσα σε μικρό χρονικό διάστημα. Επτά άτομα έχασαν τη ζωή τους και αρκετά τραυματίστηκαν. Στην προκειμένη περίπτωση ο βασικός παράγοντας της εξάπλωσης της πυρκαγιάς ήταν η διαρροή του πετρελαίου που έφερε το βυτιοφόρο, με αποτέλεσμα να δυσχεράνει το έργο των πυροσβεστών οι οποίοι κατάφεραν να σβήσουν τη φωτιά μετά από δύο ώρες. Η μέγιστη θερμοκρασία εκτιμήθηκε περί τους 1050 ºC .

12.2.1.3 Σήραγγα του Nihonzaka

Στις 11 Ιουλίου του 1979 ξέσπασε πυρκαγιά στη σήραγγα Nihonzaka της Ιαπωνίας σε απόσταση 400 m από την έξοδο από σύγκρουση φορτηγών και αυτοκινήτων, η οποία είχε ως αποτέλεσμα την καταστροφή 173 οχημάτων και φορτηγών, το θάνατο επτά ατόμων και το σοβαρό τραυματισμό άλλων δύο λόγω της σύγκρουσης των οχημάτων. Η συγκεκριμένη σήραγγα είναι η μοναδική, ανάμεσα σε αυτές που περιγράφηκαν παραπάνω, που είχε εξοπλιστεί με συστήματα καταιονισμού νερού. Το συγκεκριμένο σύστημα ξεκίνησε να καταβρέχει σχεδόν άμεσα με την έναρξη της πυρκαγιάς και κατέστειλε επιτυχημένα την εξάπλωση για περίπου 25 λεπτά, ικανό χρονικό διάστημα για να μπορέσουν οι οδηγοί να ξεφύγουν από τα οχήματά τους. Στη συνέχεια, όμως, τα καύσιμα αναφλέχθηκαν ξανά και η φωτιά αναζωπυρώθηκε ενώ τα καλώδια και οι σωλήνες των συστημάτων ενεργητικής πυροπροστασίας είχαν διαλυθεί λόγω της φλόγας και της θερμοκρασίας. Έτσι η πυρκαγιά εξαπλώθηκε δραματικά και χρειάστηκαν δύο μέρες για να τεθεί υπό έλεγχο και άλλες πέντε ημέρες για να σβήσει ολοσχερώς.

12.2.1.4 Σήραγγα του Tauern (Αυστρία)

Στις 29 Μαΐου του 1999, τα ξημερώματα, πραγματοποιούντο έργα κατασκευής στη σήραγγα του Tauren στην Αυστρία, με αποτέλεσμα η μία λωρίδα να είναι κλειστή και στην άλλη να πραγματοποιείται η κίνηση και για τις δύο κατευθύνσεις. Σε απόσταση 600 m από τη βόρεια είσοδο της σήραγγας υπήρχαν φανάρια στα οποία είχε σχηματισθεί μία σειρά αυτοκινήτων περιμένοντας να ξεκινήσουν. Σε εκείνο το χρονικό σημείο ένα φορτηγό έπεσε με μεγάλη ταχύτητα πάνω στο τελευταίο αυτοκίνητο της σειράς διακόπτοντας την κυκλοφορία και στις δύο διευθύνσεις της σήραγγας. Αμέσως μετά το ατύχημα ξέσπασε μία μικρή πυρκαγιά η οποία έγινε αντιληπτή από το κέντρο ελέγχου το οποίο κάλεσε την πυροσβεστική και την αστυνομία οι οποίοι ξεκίνησαν να κατασβένουν την πυρκαγιά και να προτρέπουν τους επιβάτες να εκκενώσουν τα οχήματα (Leitner, 2001). Οι περισσότεροι οδηγοί έκαναν αναστροφή για να ξεφύγουν από την πυρκαγιά ενώ περίπου 30 min μετά από το ατύχημα πραγματοποιήθηκε περαιτέρω ανάφλεξη και η σήραγγα έπρεπε να εγκαταλειφθεί. Κάποιοι οδηγοί είτε δεν πρόλαβαν να ξεφύγουν και κάηκαν στα αυτοκίνητα τους είτε πέθαναν από το ατύχημα είτε πέθαναν από τις αναθυμιάσεις του καπνού με αποτέλεσμα 12 άτομα συνολικά να χάσουν τη ζωή τους ενώ 24 αυτοκίνητα και 16 φορτηγά να καταστραφούν ολοσχερώς.

Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι η ανθρώπινη συμπεριφορά (συμπεριλαμβανομένου και του ανθρώπινου λάθους) αποτελεί βασική αιτία των πυρκαγιών στις σήραγγες. Η πυρκαγιές στις σήραγγες του Nihonzaka και του Caldecott ξεκίνησαν ως αποτέλεσμα σύγκρουσης οχημάτων, ενώ οι συνθήκες στη σήραγγα του Mont –Blanc θα μπορούσαν να ήταν πιο φυσιολογικές αν οι υπεύθυνοι λειτουργίας της σήραγγας είχαν ακολουθήσει μία διαφορετική στρατηγική αερισμού. Όπως έχει φανεί, το 1/3 όλων των πυρκαγιών σε οδικές σήραγγες ξεκίνησαν ως αποτέλεσμα ενός ανθρώπινου λάθους, ενώ αρκετά περιστατικά ξεκίνησαν λόγω μηχανικής ή ηλεκτρικής βλάβης των οχημάτων. Επίσης έχει αποδειχθεί ότι στις πυρκαγιές εμπλέκονται όλων των ειδών τα οχήματα, όπως επιβατικά, βαρέως τύπου, μοτοσικλέτες, βαν, φορτηγά, τουριστικά λεωφορεία. Όμως στα περισσότερα από τα γεγονότα που υπήρχαν θύματα, ενεπλάκησαν οχήματα βαρέως τύπου τα οποία χωρίς απαραίτητα να φέρουν «επικίνδυνο φορτίο» έκαναν τη δουλειά των πυροσβεστών πολύ δυσκολότερη, λόγω του μεγάλου όγκου τους. Είναι σημαντικό στις μέρες μας οι οδηγοί να ενημερώνονται μέσω σεμιναρίων κατά τη διάρκεια της οδικής εκπαίδευσης τους, για τη συμπεριφορά τους σε περίπτωση κινδύνου μέσα σε σήραγγα.

12.2.2 Σιδηροδρομικές σήραγγες

Στην Ευρώπη η χρήση του τρένου και του μετρό είναι πολύ διαδεδομένη εξυπηρετώντας εκατομμύρια επιβάτες καθημερινώς. Την τελευταία δεκαετία δύο σοβαρές πυρκαγιές συνέβησαν σε σιδηροδρομικές σήραγγες που είχαν αρκετά θύματα, στη σήραγγα του Καπρούν και στη σήραγγα της Μάγχης. Το 2003 στην Κορέα 198 άνθρωποι έχασαν τη ζωή τους όταν ξέσπασε πυρκαγιά σε βαγόνι του μετρό ενώ το 2005 στο μετρό του Αζερμπαϊτζάν 200 άτομα πέθαναν όταν ξέσπασε πυρκαγιά λόγω ηλεκτρικού βραχυκυκλώματος .

12.2.2.1 Σήραγγα του Καπρούν

Πέρα από τις πυρκαγιές σε σιδηροδρομικές σήραγγες, πυρκαγιές έχουν συμβεί ακόμα και σε σήραγγες του οδοντωτού (Εικόνα1.2) (http://www.theguardian.com/world/2004/feb/19/austria). Στις 11 Νοεμβρίου του 2000 η Αυστρία έζησε τη χειρότερη τραγωδία στη μεταπολεμική της ιστορία. Το πρωί του Σαββάτου της 11ης Νοεμβρίου, περίπου 170 άνθρωποι επιβιβάστηκαν σε αμαξοστοιχία του οδοντωτού σιδηρόδρομου που από το 1974 συνδέει το χιονοδρομικό κέντρο του Καπρούν με την κορυφή του όρους Κίτσταϊνχορν. Λίγα λεπτά μετά την αναχώρηση, το τρένο εισήλθε σε σήραγγα μήκους τριών χιλιομέτρων. Έχοντας διανύσει περίπου 600 μέτρα μέσα στη σήραγγα, η αμαξοστοιχία τυλίχτηκε στις φλόγες μέσα σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα. Αμέσως μετέβησαν στον τόπο του δυστυχήματος σωστικά συνεργεία, τα οποία όμως δυσκολεύτηκαν να διασώσουν τους ανθρώπους, εξαιτίας των δυσμενών συνθηκών που επικρατούσαν και του κινδύνου να αποκολληθεί το τρένο από τη σήραγγα και να παρασύρει και τους ίδιους στην αλπική άβυσσο.
Η επιχείρηση ολοκληρώθηκε σε πέντε ημέρες, κατά τη διάρκεια των οποίων κανείς δεν ήταν σε θέση να αναφέρει τα αίτια της τραγωδίας. Ο τελικός απολογισμός ήταν 155 νεκροί η ταυτότητα των οποίων εξακριβώθηκε με τη μέθοδο του DNA, αφού τα περισσότερα θύματα ήταν πλήρως απανθρακωμένα. Κατά τη διάρκεια των ερευνών σε ολόκληρο το σιδηροδρομικό δίκτυο, οι εμπειρογνώμονες ανακάλυψαν στις ράγες του οδοντωτού, λιπαντικό που κατά πάσα πιθανότητα διέρρευσε από μία κατεστραμμένη ανάρτηση του συρμού και αναφλέχθηκε εξαιτίας της μεγάλης τριβής.



Εικόνα 12.2: Εικόνα καταστροφής της σήραγγας Καπρούν

12.2.2.2 Σήραγγα της Μάγχης

Στις 18 Νοεμβρίου του 1996 ξέσπασε πυρκαγιά σε τρένο που μετέφερε βαρέα φορτηγά οχήματα καθώς κινείτο μέσα από τη σήραγγα της Μάγχης με κατεύθυνση από τη Γαλλία προς τη Μεγάλη Βρετανία. Το μέγεθος του ρυθμού απελευθέρωσης θερμότητας της πυρκαγιάς έφτασε μέχρι και τα 350 MW και το σκυρόδεμα της επένδυσης καταστράφηκε ολοσχερώς (αντοχή 28 ημερών > 80 MPa). Η πυρκαγιά ξεκίνησε καθώς η αμαξοστοιχία διερχόταν από την είσοδο της σήραγγας με αποτέλεσμα οι φλόγες να γίνουν αντιληπτές άμεσα από τους φρουρούς ασφαλείας. Παρά το γεγονός όμως ότι τέθηκε σε λειτουργία ο κώδωνας του κινδύνου, το τρένο πρόλαβε να εισέλθει αρκετά μέσα στη σήραγγα όταν πλέον ο οδηγός ενημερώθηκε ότι το τρένο του είχε

πιάσει φωτιά. Στη συνέχεια προσπάθησε να οδηγήσει το τρένο μέχρι την έξοδο της σήραγγας, αλλά η βλάβη που είχε προκαλέσει η πυρκαγιά ανάγκασε το τρένο να ακινητοποιηθεί εντός της σήραγγας. Μετά από περίπου είκοσι λεπτά έκθεσης στον καπνό, οι επιβάτες και το πλήρωμα διέφυγαν από την έξοδο διαφυγής. Από το ατύχημα κανείς δεν σκοτώθηκε, αν και επτά άτομα μεταφέρθηκαν στο νοσοκομείο λόγω της παρατεταμένης εισπνοής καπνού. Η πυρκαγιά διήρκεσε 9 ώρες και κατέστρεψε τη μηχανή του τρένου, δέκα φορτηγά και προκλήθηκαν ζημιές για περίπου ένα χιλιόμετρο στην επένδυση της σήραγγας ενώ έθεσε σε σοβαρό κίνδυνο τη σωματική ακεραιότητα των πυροσβεστών. Στο σημείο όπου ξέσπασε η πυρκαγιά (περιοχή 50 μέτρων περίπου) συνέβη πλήρης καταστροφή του σκυροδέματος (Εικόνα1.3) αφού εκτιμήθηκε ότι η μέγιστη θερμοκρασία άγγιξε τους 1100ºC. Ο οπλισμός της σήραγγας αποκαλύφθηκε πλήρως, ενώ σε πολλά σημεία φάνηκε ξεκάθαρα το εκτοξευόμενο σκυρόδεμα της προσωρινής επένδυσης. Στο σημείο του ατυχήματος η σήραγγα διερχόταν μέσα από υγιή βράχο ενώ 300 m πιο μπροστά η σήραγγα διερχόταν από άμμο. Εάν η φωτιά είχε εκδηλωθεί μόλις 300 μέτρα μετά το σημείο του ατυχήματος η άμμος θα είχε εισχωρήσει στο εσωτερικό της σήραγγας και θα είχε προκληθεί μεγαλύτερη αστοχία στη σήραγγα. Μετά το παραπάνω συμβάν η «Eurotunnel» έκανε σημαντικές αλλαγές στη διαδικασία ασφαλείας.



Εικόνα 12.3: Εικόνες από την καταστροφή της σήραγγας της Μάγχης (1996)

12.2.3 Καταγεγραμένες πυρκαγιές σε σήραγγες

Μέχρι το 1989 είχαν καταγραφεί περίπου 100 περιπτώσεις πυρκαγιών σε σήραγγες εκ των οποίων οι 25 είχαν θύματα. Στον πίνακα 1.3 που ακολουθεί δίνονται οι πυρκαγιές σε σήραγγες είτε οδικές είτε σιδηροδρομικές από το 1990 έως το 2013, με χρονολογική σειρά από τις νεότερες προς τις παλαιότερες. Όπως φαίνεται από τα ατυχήματα που καταγράφονται σε 26 χώρες, το φαινόμενο της πυρκαγιάς σε σήραγγα αποτελεί παγκόσμιο πρόβλημα. Παρατηρήθηκε επίσης ότι πυρκαγιές έχουν συμβεί σε σήραγγες ακόμα και κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Πίνακας 12-3: Πυρκαγιές σε σήραγγα κατά το χρονικό διάστημα 1990-2013

ΤΥΠΟΣ ΣΗΡΑΓΓΑΣ	ΟΝΟΜΑ	ΜΗΚΟΣ (km)	ΕΤΟΣ	ΧΩΡΑ	ΘΥΜΑΤΑ
Οδική	Madelena do Mar	1.5	2013	Πορτογαλία	-
Σιδηροδρομική	-	-	2013	Ρωσσία	-
Οδική	Huai Khwang	-	2013	Ταϋλάνδη	
Σιδηροδρομική	-	-	2013	Καναδάς	-
Οδική	Brattli	3.6	2013	Νορβηγία	-
Σιδηροδρομική	Oslo	-	2012	Νορβηγία	-
Οδική	Wallasey	2.4	2012	Αγγλία	-
Οδική	Channel	51	2012	Γαλλία/Αγγλία	-
Οδική	Fjord	7.2	2011	Νορβηγία	
Οδική	**WuxiLihu**	**10.95**	**2010**	**Κίνα**	**24**
Οδική	Trojane	2.9	2010	Σλοβενία	-
Οδική	Gubrist	3.2	2009	Ελβετία	-
Οδική	**Eiksund**	**7.7**	**2009**	**Νορβηγία**	**5**
Οδική	Channel	51	2008	Γαλλία/Αγγλία	-
Οδική	**San Martino**	**0.4**	**2007**	**Ιταλία**	**2**
Οδική	**Santa Clarita**	**0.165**	**2007**	**Καναδάς**	**3**
Οδική	Caldecott	1.028	2007	Καναδάς	-
Οδική	**Burnley**	**2.9**	**2007**	**Αυστραλία**	**3**
Οδική	**Viamala**	**0.7**	**2006**	**Ελβετία**	**9**
Οδική	**Frejus**	**12.9**	**2005**	**Γαλλία**	**2**
Οδική	Frejus	12.9	2004	Γαλλία	-
Οδική (υπό κατασκευή)	Trojane	2.9	2004	Σλοβενία	-
Οδική	Kinkempois	0.6	2004	Βέλγιο	-
Οδική	Dullin	1.5	2004	Γαλλία	-
Οδική	Golovec	0.7	2003	Σλοβενία	-
Οδική	**Floyfjell**	**3.1**	**2003**	**Νορβηγία**	**1**
Οδική (υπό κατασκευή)	Guadarrama	30	2003	Ισπανία	-
Οδική	Locica	0.8	2003	Σλοβενία	-
Οδική	Mornay	2.6	2003	Γαλλία	-
Οδική	Cret d'eau	4	2003	Γαλλία	-
Σιδηροδρομική	**Jungango**	**-**	**2003**	**Κορέα**	**189**
Οδική	Horner	-	2002	Νέα Ζηλανδία	-
Οδική	Ted Williams	2.6	2002	Η.Π.Α	-
Οδική	A 86	-	2002	Γαλλία	-
Οδική	Tauern	6.4	2002	Αυστρία	-
Οδική	**St Gotthard**	**16.9**	**2001**	**Ελβετία**	**11**
Οδική	Gleinalm	8	2001	Αυστρία	-
Οδική	Howard Street	-	2001	Η.Π.Α	-
Οδική	Tauern	6.4	2001	Αυστρία	-
Σιδηροδρομική	-	-	-	Γερμανία	-
Οδική	Prapontin	-	2001	Ιταλία	-
Σιδηροδρομική	Dusseldorf	-	2001	Γερμανία	-
Σιδηροδρομική	Toronto	-	2000	Καναδάς	-
Οδική	Laerdal	24.5	2000	Νορβηγία	-
Οδοντωτός	**Kitzsteinhorn**	**3.3**	**2000**	**Αυστρία**	**155**

Οδική	Oslofjord	-	2000	Νορβηγία	-
Οδική	Saukopftunnel	-	2000	Γερμανία	-
Σιδηροδρομική	-	-	2000	Η.Π.Α	-
Οδική	**Rotsethhorn**	**1.2**	**2000**	**Νορβηγία**	**2**
Οδική	Seljestad	1.3	2000	Νορβηγία	-
Σιδηροδρομική	Berlin	-	2000	Γερμανία	-
Οδική	Cross –harbour	-	2000	Κίνα	-
Σιδηροδρομική	Montreal	-	2000	Καναδάς	-
Οδική	Tauern	6.4	2000	Αυστρία	-
Οδική	Candid	0.252	1999	Γερμανία	-
Σιδηροδρομική	Amsterdam	-	1999	Ολλανδία	-
Σιδηροδρομική	-	-	1999	Η.Π.Α	-
Οδική	**Tauern**	**6.4**	**1999**	**Αυστρία**	**4**
Σιδηροδρομική	**Salerno**	**9**	**1999**	**Ιταλία**	**4**
Οδική	**Mont- Blanc**	**11.6**	**1999**	**Ιταλία**	**39**
Οδική	Leinebusch	-	1999	Γερμανία	-
Οδική	**Oslofjord**	**-**	**1999**	**Νορβηγία**	**2**
Οδική	**Gueizhou**	**0.8**	**1998**	**Κίνα**	**80**
Οδική	Gleinalm	8	1998	Αυστρία	-
Οδική	St.Gotthard	16.9	1997	Ελβετία	-
Σιδηροδρομική	Toronto	-	1997	Καναδάς	-
Σιδηροδρομική	Exilles	2.1	1997	Ιταλία	-
Οδική	Propontin	4.9	1997	Ιταλία	-
Οδική	Channel	51	1996	Γαλλία/Αγγλία	-
Οδική	Ekeberg	1.5	1996	Νορβηγία	-
Σιδηροδρομική	Washington	-	1996	Η.Π.Α	-
Οδική	**Isola delle Femmine**	**0.148**	**1996**	**Ιταλία**	**5**
Σιδηροδρομική	**Baku**	**-**	**1996**	**Αζερμπαϊτσάν**	**220**
Οδική	**Pfander**	**6.7**	**1995**	**Αυστρία**	**3**
Οδική	Hitra	5.6	1995	Νορβηγία	-
Οδική	Kingsway	2	1994	Αγγλία	-
Οδική	Great Belt	-	1994	Δανία	-
Οδική	St.Gotthard	16.9	1994	Ελβετία	-
Οδική	Castellar	0.57	1994	Γαλλία	-
Οδική	**Huguenot**	**4**	**1994**	**Ν.Αφρική**	**1**
Οδική	Hovden	1.3	1993	Νορβηγία	-
Οδική	Vardo	-	1993	Νορβηγία	-
Οδική	Serra a Ripoli	0.442	1993	Ιταλία	-
Σιδηροδρομική	New York	-	1992	Η.Π.Α	-
Οδική	Bonn	-	1991	Γερμανία	-
Σιδηροδρομική	**-**	**-**	**1991**	**Κίνα**	**15**
Σιδηροδρομική	**Moscow**	**-**	**1991**	**Ρωσία**	**7**
Σιδηροδρομική	Hirshengraben	1.3	1991	Ελβετία	-
Σιδηροδρομική	**New York**	**-**	**1990**	**Η.Π.Α**	**2**
Οδική	Roldal	4.7	1990	Νορβηγία	-
Οδική	Mont- Blanc	11.6	1990	Ιταλία	-

Αξιοσημείωτη είναι η περίπτωση πυρκαγιάς στη σήραγγα του Brattli της Νορβηγίας το 2013, από πυρκαγιά που ξέσπασε σε φορτηγό το οποίο μετέφερε καραμελώμενο κατσικίσιο τυρί, το οποίο λόγω του λίπους και της υψηλής θερμοκρασίας που επικρατούσε αναφλέχθηκε και προκάλεσε πυρκαγιά .

12.3 Επιπτώσεις της πυρκαγιάς στην επένδυση της σήραγγας / μηχανισμοί αστοχίας

Η επένδυση της σήραγγας αποτελείται από το σκυρόδεμα και το χαλύβδινο οπλισμό. Το σκυρόδεμα θεωρείται το πιο διαδεδομένο, οικονομικότερο και ασφαλέστερο δομικό υλικό και για το λόγο αυτό ο 20ος αιώνας έχει χαρακτηρισθεί ως ο αιώνας του σκυροδέματος. Η χρήση του σκυροδέματος συναντάται στις αρχές του 20ου αιώνα με εντελώς διαφορετικές ιδιότητες σε σχέση με σήμερα. Η εξέλιξη που υπήρχε στην ανάπτυξη υπερρευστοποιητών έφερε γρήγορα τη δημιουργία σκυροδέματος με αυξημένη θλιπτική αντοχή. Στη δεκαετία του 1970 θεωρείτο υψηλή μια θλιπτική αντοχή της τάξης των 25-30 MPa ενώ σήμερα αναφέρονται αντοχές μέχρι 120 MPa.

Παράλληλα οι απαιτήσεις για αυξημένη διάρκεια ζωής των κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα οδήγησε στο σχεδιασμό σκυροδεμάτων υψηλής επιτελεστικότητας (High Performance Concrete - HPC). Αυτό είναι σύνηθες σκυρόδεμα παρασκευασμένο με ποζολανικά πρόσθετα όπως πυριτική παιπάλη και χαμηλό λόγο νερού προς υδραυλικά υλικά το οποίο χρησιμοποιείται ευρέως διότι παρέχει υψηλή αντοχή και ανθεκτικότητα συγκριτικά με τα συνήθη σκυροδέματα . Όμως, παρά την υψηλή αντοχή, ανθεκτικότητα και ακαυστότητά του, το σκυρόδεμα δεν είναι και δεν πρέπει να εκλαμβάνεται ως πυράντοχο υλικό αφού, α) οι μηχανικές ιδιότητες του υποβαθμίζονται με την αύξηση της θερμοκρασίας , β) δημιουργείται εκρηκτική αποφλοίωση που έχει αποτέλεσμα την απώλεια κομματιών σκυροδέματος και την απόλυτη έκθεση του οπλισμού στην πυρκαγιά(Εικόνα2.2). Από την άλλη πλευρά το σκυρόδεμα από άποψη συμπεριφοράς σε πυρκαγιά είναι το καλύτερο από τα συνήθη δομικά υλικά για τους παρακάτω λόγους: α) Τα δομικά στοιχεία τα οποία κατασκευάζονται από σκυρόδεμα είναι γενικά πολύ μεγαλύτερης μάζας από τα αντίστοιχα χαλύβδινα, και έτσι καθυστερεί η αύξηση της θερμοκρασίας στο εσωτερικό του στοιχείου, β) Το σκυρόδεμα ακόμα και σε ξηρό περιβάλλον περιέχει νερό και λόγω αυτού ανθίσταται σε σχετικά υψηλότερες θερμοκρασίες σε σχέση με τα άλλα δομικά υλικά, γ) Είναι άκαυστο συγκρινόμενο με το δομικό ξύλο.

Το σκυρόδεμα είναι ένα δομικό υλικό το οποίο παράγεται με την ανάμιξη τσιμέντου, άμμου, νερού και αδρανών υλικών. Τα προϊόντα της ενυδάτωσης του τσιμέντου θεωρούνται γενικώς χημικά σταθερά σε θερμοκρασίες μεταξύ 20ºC και 80 ºC. Το τσιμέντο χάνει το προσροφημένο νερό μεταξύ 60ºC και 85ºC και το ελεύθερο νερό του μεσοστρώματος των υδροξυλίων μεταξύ 80ºC και 100ºC. Στην περιοχή μεταξύ 100ºC και 200ºC το τσιμέντο αρχίζει να χάνει τη σταθερότητά του, αφού η εξατμιζόμενη υγρασία αρχίζει να συμβάλλει πλέον στη μείωση των δυνάμεων συνοχής μεταξύ των υδροξυλίων (OH^-) που δημιουργούν τη μηχανική αντοχή του υλικού και τελικά την μείωση της αντοχής του. Παράλληλα επηρεάζονται οι χημικοί δεσμοί μεταξύ των υδροξυλίων, το μέγεθος και η κατανομή των πόρων. Σε θερμοκρασίες άνω των 300ºC ξεκινά η διάσπαση του $Ca(OH)_2$ σε CaO και H_2O. Η διάσπαση αυτή δεν είναι κρίσιμη με την έννοια της απώλειας αντοχής, μπορεί όμως να οδηγήσει σε σοβαρές ζημιές και αποφλοίωση του σκυροδέματος. Στη θερμοκρασιακή περιοχή των 500 ºC αρχίζει σταδιακά η αποσύνθεση των ενώσεων ένυδρου πυριτικού ασβεστίου (CSH) και η καταστροφή της γέλης του τσιμεντολιθώματος. Η αποσύνθεση των υδροξυλίων συνεχίζεται με εντονότερους ρυθμούς στο θερμοκρασιακό εύρος 600 – 700ºC και ολοκληρώνεται στους 800ºC. Η τήξη του τσιμέντου επέρχεται σε θερμοκρασίες άνω των 900ºC. Στον Πίνακα 2.4 συνοψίζεται η συμπεριφορά του σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες.

Εκτός από το τσιμέντο, στο σκυρόδεμα συναντούνται και τα αδρανή τα οποία καταλαμβάνουν συνήθως από 65 έως 75% του όγκου του σκυροδέματος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα η συμπεριφορά του σκυροδέματος στις υψηλές θερμοκρασίες να επηρεάζεται από τον τύπο των αδρανών. Τα συνήθη χρησιμοποιούμενα αδρανή υλικά εμφανίζουν σταθερότητα σε θερμοκρασίες μέχρι τους 300-350°C. Τα αδρανή μπορούν να υποστούν κρυσταλλικούς μετασχηματισμούς που οδηγούν σε σημαντική αύξηση του όγκου τους, όπως η περίπτωση των πυριτικών αδρανών στα οποία πραγματοποιείται η μετατροπή του α-χαλαζία (τριγωνικό) σε β-χαλαζία (εξαγωνικό) μεταξύ των 500 και 650°C και συνοδεύεται με αύξηση του όγκου περίπου 5.7%. Από την άλλη πλευρά τα ασβεστολιθικά αδρανή διασπώνται σε θερμοκρασίες άνω των 800ºC σύμφωνα με την παρακάτω αντίδραση (5):

$$CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2$$

(12-3)

Το φαινόμενο είναι γνωστό και ως ασβεστοποίηση των αδρανών. Αυτή προκαλεί με τη σειρά της διαστολή, ρωγμές και θραύση των ασβεστολιθικών αδρανών, ενώ το αέριο CO_2 διαφεύγει στο περιβάλλον.

Οι πρώτες έρευνες σχετικά με τη συμπεριφορά του σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες χρονολογούνται από τη δεκαετία του 1970. Στις μελέτες αυτές φαίνεται ότι το σκυρόδεμα χάνει το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του στις υψηλές θερμοκρασίες άνω των 600º C ενώ παραμένει ασφαλές σε θερμοκρασίες μέχρι 250 - 300ºC. Οι λόγοι που οδηγούν στην απώλεια της αντοχής του σκυροδέματος είναι οι φυσικοχημικές αλλαγές που λαμβάνουν χώρα στο τσιμέντο και στα αδρανή με την άνοδο της θερμοκρασίας. Επίσης παρατηρήθηκε ότι το σκυρόδεμα δεν μπορεί να παραλάβει φορτίο όταν θερμανθεί πάνω από τους 600ºC, ενώ παράλληλα λόγω της χαμηλής θερμικής αγωγιμότητας του, η θερμότητα δεν μεταφέρεται εύκολα στο εσωτερικό του. Επομένως αν το σκυρόδεμα δεν αποφλοιωθεί, θα συνεχίσει να παρέχει καλή θερμομόνωση. Επίσης η έκλυση υψηλών ποσοτήτων θερμότητας από μια πυρκαγιά επηρεάζει τα μηχανικά χαρακτηριστικά της κατασκευής, όπως επίσης και τη συνάφεια σκυροδέματος οπλισμού. Οι παράμετροι που έχουν γενικότερα αναλυθεί για το σκυρόδεμα και το χάλυβα είναι αποτελέσματα πειραματικών διεργασιών οι οποίες διεξήχθησαν είτε κατά τη διάρκεια της έκθεσης των δοκιμίων σε υψηλές θερμοκρασίες είτε μετά την απόσβεση. Η διαφοροποίηση αυτή συμβαίνει γιατί παρατηρείται μερική ανάκτηση των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών, οι οποίες είχαν μειωθεί κατά τη διάρκεια της φωτιάς. Το σκυρόδεμα δεν ανακτά όμως σημαντικό βαθμό των μηχανικών ιδιοτήτων σε αντίθεση με το χάλυβα.



Εικόνα 12.4: Εικόνες καταστροφής της επένδυσης της σήραγγας

12.3.1 Αποφλοίωση σκυροδέματος – είδη

Το βασικό πρόβλημα του σκυροδέματος σε σχέση με την αύξηση της θερμοκρασίας είναι η εκρηκτική αποφλοίωση του. Η εκρηκτική αποφλοίωση συμβαίνει όταν το σκυρόδεμα εκτίθεται σε υψηλές και απότομα αυξανόμενες θερμοκρασίες προκαλώντας τη βίαιη ή μη αποκοπή στρώματος ή κομματιών σκυροδέματος από την επιφάνεια μιας κατασκευής, μείωση της θλιπτικής αντοχής με αποτέλεσμα τη μείωσης της φέρουσας ικανότητας του (Khoury, 2003; UPTUN, 2008; Khoury, 2000; Phan, 2008). Παρά το γεγονός ότι έχει παρατηρηθεί αποφλοίωση και σε κτιριακές κατασκευές, τα παραδείγματα από πυρκαγιές σε σήραγγες ανέδειξαν πιο έντονα το πρόβλημα της εκρηκτικής αποφλοίωσης. Η επίλυση της εκρηκτικής αποφλοίωσης του σκυροδέματος αποτελεί πλέον πρωταρχική απαίτηση για κάθε σχεδιασμό νέας σήραγγας. Η αποφλοίωση μπορεί να συμβεί στο σκυρόδεμα είτε εκτεθεί σε φλόγα είτε θερμανθεί σε υψηλή θερμοκρασία χωρίς την παρουσία της φλόγας. Ιστορικά η πρώτη παρατήρηση της αποφλοίωσης εμφανίζεται στο 1916 από τον Gary μελετώντας την επίδραση της φωτιάς σε σπίτια (Gary, 1916). Όταν γίνεται αναφορά στο όρο αποφλοίωση εννοείται η εκρηκτική αποφλοίωση καθώς η εκρηκτική αλλά και η πολλαπλή φύση της την καθιστά υψηλού κινδύνου. Επίσης η εκρηκτική αποφλοίωση έχει μελετηθεί περισσότερο τις τελευταίες δεκαετίες καθώς υπάρχουν δεδομένα από δύο πραγματικά γεγονότα πυρκαγιάς σε σήραγγα καθώς και από εργαστηριακά πειράματα προσομοίωσης πυρκαγιάς. Βέβαια υπάρχουν και άλλες μορφές αποφλοίωσης οι οποίες δεν έχουν διερευνηθεί στην ίδια έκταση καθώς δεν έχουν τόσο σοβαρές συνέπειες οι οποίες είναι:

α. Αποφλοίωση αδρανών
β. Γωνιακή αποφλοίωση
γ. Επιφανειακή αποφλοίωση
δ. Αποφλοίωση μετά την ψύξη του δοκιμίου

Πίνακας 12-4: Θερμοκρασιακές μεταβολές του σκυροδέματος

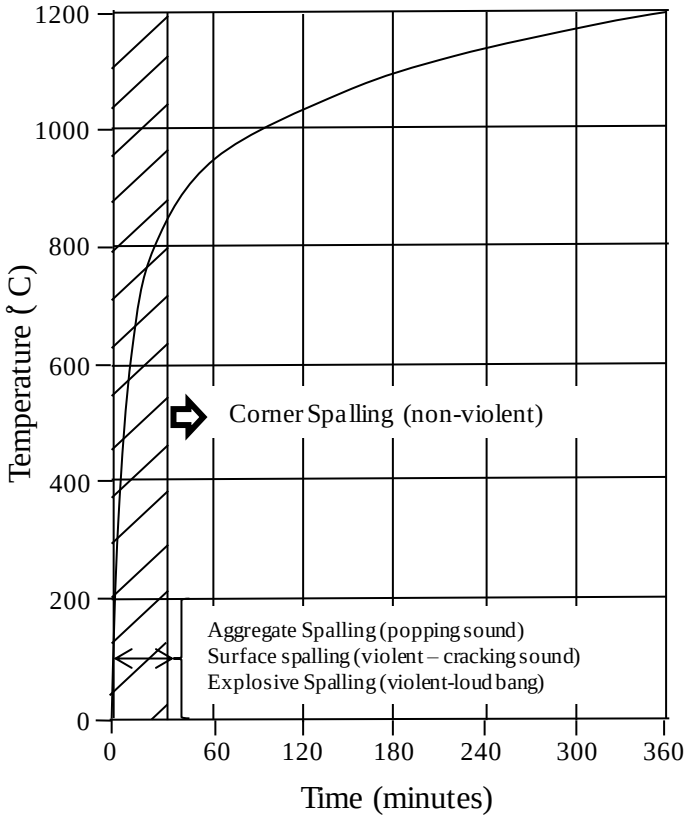
Θερμοκρασία	**Φυσικές διεργασίες**	**Επίδραση στις ιδιότητες**
^{o}C	-Εξάτμιση του φυσικά προσροφημένου νερού και του νερού του μεσοστρώματος των υδροξυλίων	Μικρή αύξηση της θλιπτικής αντοχής και μείωση του μέτρου ελαστικότητας
100-400 ^{o}C	-Εξάτμιση του μηχανικά συνδεδεμένου νερού, - Διάσπαση του $Ca(OH)_2$ σε CaO και H_2O η οποία όχι μόνο επιταχύνει την αποφλοίωση αλλά και μειώνει την αντοχή του σκυροδέματος	-Μείωση της θλιπτικής αντοχής και περαιτέρω μείωση του μέτρου ελαστικότητας , -Το τσιμέντο χάνει τη σταθερότητα του αφού μειώνονται οι δυνάμεις συνοχής μεταξύ των υδροξυλίων -Εκρηκτική αποφλοίωση (150°C -300°C)
400-500 ^{o}C	-Το συνδεδεμένο με τα υδροξείδια του ασβεστίου νερό ελευθερώνεται μέσω της πίεσης των υδρατμών και λειτουργεί διαρρηκτικά προκαλώντας αποφλοίωση του σκυροδέματος, -Τα χαλαζιακά συστατικά του σκυροδέματος (άμμος , αδρανή) μεταβάλλουν τον όγκο τους λόγω του μετασχηματισμού του χαλαζία από α σε β. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα το σκυρόδεμα να υπόκειται σε φαινόμενα ερπησμού -Διάσπαση ανθρακικού ασβεστίου	Ισχυρή μείωση της θλιπτικής αντοχής και του μέτρου ελαστικότητας, έντονη εκρηκτική αποφλοίωση του,
500-900 ^{o}C		-Ελάχιστη παραμένουσα αντοχή, -Το σκυρόδεμα χάνει την φέρουσα ικανότητα του -Αποσύνθεση τσιμεντοπολτού
>900 ^{o}C		Τήξη σκυροδέματος

Πίνακας 12-5: Χαρακτηριστικά διαφορετικών τύπων αποφλοίωσης

Αποφλοίωση	Πιθανός χρόνος πραγματοποίησης(min)	Φύση	Ήχος	Συνέπεια	Βασικοί παράγοντες
Αδρανών	7-30	Μη-βίαιη	Σκάσιμο	Επιφανειακή	H,A,S,D,W
Γωνιακή	30-90	Μη-βίαιη	Κανένας	Ίσως σοβαρή	T,A,F_t, R
Επιφανειακή	7-30	Βίαιη	Σκάσιμο	Ίσως σοβαρή	H,W,P, F_t
Εκρηκτική	7-30	Βίαιη	Δυνατός κρότος	Σοβαρή	H,A,S, F_X, G,O,P,Q,R,S,W, Z
Μετά την ψύξη	Κατά τη διάρκεια και μετά την ψύξη ανάλογα με την απορρόφηση υγρασίας	Μη-βίαιη	Κανένας	Ίσως σοβαρή	T,A,F_t,L,Q, R,W1,AT

A = Θερμική διαστολή αδρανών
B = Θερμική διάχυση αδρανών
P = Διαπερατότητα
F_X = Διατμητική αντοχή σκυροδέματος
O = Προφίλ θέρμανσης
Z = Μέγεθος διατομής
Q = Σχήμα διατομής
F_t = Εφελκυστική αντοχή σκυροδέματος
R = Οπλισμός
G = Ηλικία σκυροδέματος
S = Μέγεθος αδρανών
AT = τύπος αδρανών
H = Ρυθμός θερμότητας
T = Μέγιστη θερμοκρασία
L = Φόρτιση
W = Παρουσία υγρασίας
W1 = Απορρόφηση υγρασίας

Τα χαρακτηριστικά των διαφορετικών τύπων αποφλοίωσης φαίνονται στον πίνακα 2.5. Οι περισσότερες δοκιμές αποφλοίωσης εκτελούνται σε εργαστήρια προσομοίωσης πυρκαγιάς ακολουθώντας ένα ρυθμό θέρμανσης σύμφωνα με το πρότυπο ISO 834:1987. Στο διάγραμμα της παρακάτω εικόνας φαίνεται ο χρόνος εμφάνισης κάποιων μορφών αποφλοίωσης σε συνάρτηση με τη θερμοκρασία κατά την προσομοίωση της καμπύλης ISO 834 (UPTUN, 2008; Khoury, 2000; Phan, 2008).



Εικόνα 12.5: Διάγραμμα εμφάνισης μορφών αποφλοίωσης

12.3.1.1 Παράγοντες που επηρεάζουν την αποφλοίωση

Η εκρηκτική αποφλοίωση συμβαίνει κατά τα πρώτα 7-20 λεπτά της πυρκαγιάς σε θερμοκρασία περίπου από 150-300°C προκαλώντας την απομάκρυνση στρώματος σκυροδέματος πάχους 25-100 mm (Εικόνα 2.6). Γενικά υπάρχουν αρκετοί παράγοντες που επηρεάζουν την εκρηκτική αποφλοίωση. Αυτοί είναι :

- Η αντοχή του σκυροδέματος. Γενικά η υψηλή αντοχή του σκυροδέματος ευνοεί την πραγματοποίηση εκρηκτικής αποφλοίωσης ακόμα και σε χαμηλούς ρυθμούς ροής θερμότητας. Η πρόσφατη εμπειρία στην Ευρώπη έχει δείξει ότι η καταστροφή του σκυροδέματος λόγω εκρηκτικής αποφλοίωσης μπορεί να είναι αρκετά σοβαρή καθώς έχει αρχίσει και χρησιμοποιείται όλο και περισσότερο το σκυρόδεμα υψηλής επιτελεστικότητας (HPC) για την κατασκευή των σηράγγων. Το σκυρόδεμα υψηλής επιτελεστικότητας (HPC) είναι πυκνότερο και ισχυρότερο σε σχέση με το κανονικό σκυρόδεμα (NSC) και γι'αυτό έχει περισσότερες πιθανότητες να αποφλοιωθεί μέσα στα πρώτα 20 λεπτά της πυρκαγιάς.
- Ο ρυθμός ροής της θερμότητας. Η πιθανότητα και η σοβαρότητα της εκρηκτικής αποφλοίωσης αυξάνεται με την αύξηση του ρυθμού ροής θερμότητας.
- Το μέγεθος του εκτεθειμένου τμήματος. Η εκρηκτική αποφλοίωση είναι δύσκολο να συμβεί σε λεπτά κομμάτια λόγω της περιεχόμενης υγρασίας η οποία απελευθερώνεται πιο εύκολα αποτρέποντας με αυτό τον τρόπο τη δημιουργία πιέσεων στους πόρους. Επίσης πειραματικά δεδομένα δείχνουν ότι η εκρηκτική αποφλοίωση είναι λιγότερο πιθανή σε κομμάτια μεγάλου πάχους, μεγαλύτερου από περίπου 200-300 mm. Ως εκ τούτου η εκρηκτική αποφλοίωση είναι πιο πιθανή σε μεσαίου μεγέθους τμήματα .
- Το σχήμα του εκτεθειμένου τμήματος. Η εκρηκτική αποφλοίωση συμβαίνει ευκολότερα σε τμήματα με «γρήγορη» εναλλαγή της διατομής όπως για παράδειγμα σε γωνίες και πιο συχνά σε οξείες γωνίες. Τα ιδανικά σχήματα για να μη συμβεί εκρηκτική αποφλοίωση είναι οι επίπεδες επιφάνειες και οι στρογγυλεμένες γωνίες. Σύμφωνα με τον Khoury η μορφή της σήραγγας μπορεί να επηρεάσει την ικανότητα της να ανθίσταται στην πυρκαγιά. Πιο συγκεκριμένα ορθογώνιας διατομής σήραγγες και σήραγγες cut and cover είναι κατασκευές που καταπονούνται από καμπτικές τάσεις. Σε περίπτωση πυρκαγιάς σε τέτοιας μορφής σήραγγες θα δημιουργηθεί αποφλοίωση του σκυροδέματος στην εσωτερική επιφάνεια αλλά και μείωση της καμπτικής αντοχής επηρεάζοντας τη σταθερότητα του δομήματος. Από την άλλη, οι κυκλικής διατομής σήραγγες συμπεριφέρονται διαφορετικά αφού καταπονούνται από θλιπτικές τάσεις στο θόλο της σήραγγας οι οποίες αυξάνονται κατά τη διάρκεια της πυρκαγιάς εξαιτίας της εμποδιζόμενης διαστολής που αναπτύσσεται κοντά στη θερμαινόμενη επιφάνεια.
- Το ποσοστό περιεχόμενης υγρασίας. Η αποφλοίωση είναι πιθανό να συμβεί σε σκυρόδεμα με υγρασία μεγαλύτερη από 2%-3% κατά βάρος (5% κατ'όγκο). Ωστόσο, σε πολύ πυκνό σκυρόδεμα υψηλής αντοχής μπορεί να συμβεί εκρηκτική αποφλοίωση ακόμα με χαμηλή περιεκτικότητα σε υγρασία 2.3-3.0% κατά βάρος. Αυτό οφείλεται στο χαμηλό πορώδες και τη χαμηλή διαπερατότητα του εν λόγω σκυροδέματος.
- Οι πιέσεις των πόρων. Διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην εκρηκτική αποφλοίωση. Σε σκυρόδεμα με χαμηλή διαπερατότητα και υψηλό ποσοστό περιεχόμενης υγρασίας μπορούν να δημιουργηθούν σημαντικές πιέσεις πόρων. Το μέγεθος της πίεσης εξαρτάται από το επίπεδο κορεσμού των πόρων. Οι πιέσεις των πόρων που έχουν μετρηθεί σε συνθήκες όμοιες με έκθεση σε φωτιά είναι της τάξης του 1.4-2.1 N/mm^2. Τέτοιες πιέσεις, οι οποίες είναι μικρότερες από την εφελκυστική αντοχή του κανονικού σκυροδέματος, δεν προκαλούν αστοχία από μόνες τους, αλλά συνεισφέρουν στην εκρηκτική αποφλοίωση σε συνδυασμό με άλλου είδους πιέσεις (UPTUN, 2008; Khoury, 2000).
- Η διαπερατότητα. Είναι ένας σημαντικός παράγοντας στη δημιουργία εκρηκτικής αποφλοίωσης αφού επηρεάζει το ρυθμό της απελευθέρωσης των ατμών (UPTUN, 2008; Khoury, 2000).
- Η ηλικία σκυροδέματος. Σύμφωνα με μελέτες που έχουν γίνει πρόσφατα έχει παρατηρηθεί ότι η πιθανότητα εκδήλωσης εκρηκτικής αποφλοίωσης μειώνεται με την πάροδο του χρόνου. Αυτό οφείλεται στο μικρότερο ποσοστό υγρασίας που έχει το μεγαλύτερης ηλικίας σκυρόδεμα (UPTUN, 2008; Khoury, 2000).
- Η θλιπτική τάση. Μία αύξηση στη θλιπτική τάση είτε από μείωση του μεγέθους του τμήματος του σκυροδέματος είτε από αύξηση της φόρτισης «ενθαρρύνει» τη δημιουργία εκρηκτικής αποφλοίωσης. Συνδυασμός της θλιπτικής τάσης (άνω των 2 N/mm^2) και υγρασίας (άνω του 3.3% κατά βάρος) αυξάνουν την πιθανότητα εμφάνισης εκρηκτικής αποφλοίωσης (UPTUN, 2008; Khoury, 2000).
- Ο τύπος αδρανών. Είναι προφανές ότι η πιθανότητα εκδήλωσης εκρηκτικής αποφλοίωσης μειώνεται όταν χρησιμοποιούνται αδρανή χαμηλής θερμικής διαστολής. Η πιθανότητα για να συμβεί εκρηκτική αποφλοίωση αυξάνεται με το είδος του αδρανούς, με τη σειρά: ελαφροβαρές, βασάλτης, ασβεστόλιθος, πυριτικά αδρανή (UPTUN, 2008; Khoury, 2000).

- Το μέγεθος αδρανών. Η πιθανότητα εκδήλωσης εκρηκτικής αποφλοίωσης αυξάνεται όσο μεγαλύτερα σε μέγεθος αδρανή χρησιμοποιούνται (UPTUN, 2008; Khoury, 2000).
- Η ρωγμάτωση. Έχει θετική αλλά και αρνητική επίδραση στην εκρηκτική αποφλοίωση. Ενώ οι μικρορωγματώσεις διευκολύνουν την απελευθέρωση της υγρασίας κατά τη διάρκεια της θέρμανσης και ως αποτέλεσμα ανακουφίζουν τις πιέσεις των πόρων παράλληλα διευκολύνουν τη διαδικασία της αποφλοίωσης δημιουργώντας πηγή διάδοσης ρωγμών (UPTUN, 2008; Khoury, 2000).
- Ο οπλισμός του σκυροδέματος. Η παρουσία του οπλισμού στο σκυρόδεμα μειώνει την πιθανότητα εκδήλωσης εκρηκτικής αποφλοίωσης, ενώ παράλληλα αποτρέπει την αποφλοίωση σε χαμηλά θερμοκρασιακά εύρη. Η παρουσία ή μη του οπλισμού και όχι η ποσότητα του αποτελεί βασικό παράγοντα για την πραγματοποίηση ή μη της εκρηκτικής αποφλοίωσης.

12.3.1.2 Περιγραφή του μηχανισμού αστοχίας

Οι μηχανισμοί που προτείνονται για την εξήγηση της εκρηκτικής αποφλοίωσης του σκυροδέματος εμπίπτουν σε τρεις κατηγορίες:

(α) **Αποφλοίωση λόγω των πιέσεων των πόρων.** Οι παράγοντες που επηρεάζουν την εμφάνιση της παραπάνω αποφλοίωσης είναι η διαπερατότητα του σκυροδέματος, και ο ρυθμός αύξησης θερμοκρασίας. Η τιμή της πίεσης των πόρων στο υπό θέρμανση σκυρόδεμα είναι δύσκολο να υπολογισθεί. Η πλειοψηφία των μοντέλων που υπάρχουν για τον υπολογισμό της πίεσης των πόρων δίνουν τιμές μικρότερες για την πίεση των πόρων σε σχέση με την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Συνεπώς ο μηχανισμός αυτός δεν θα πρέπει να οδηγεί από μόνος του σε αποφλοίωση. Η αποφλοίωση λόγω των πιέσεων των πόρων μπορεί να συμβεί μόνο σε μικρά μη φορτισμένα δοκίμια.

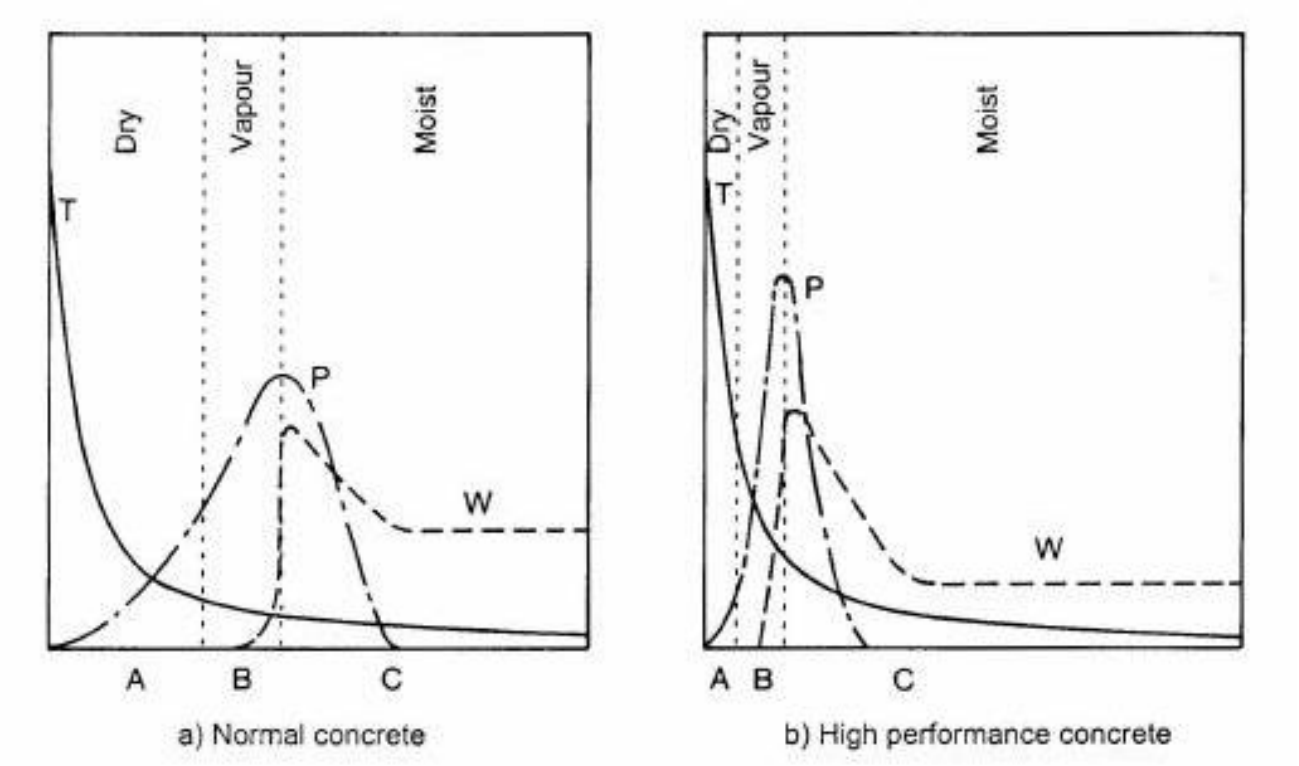
(β) **Αποφλοίωση λόγω θερμικής καταπόνησης**. Η αποφλοίωση λόγω θερμικής καταπόνησης εξηγείται από το γεγονός ότι η θέρμανση ενός υλικού με χαμηλή αγωγιμότητα (όπως το σκυρόδεμα ή ορισμένα κεραμικά) δημιουργεί θερμοκρασιακές βαθμώσεις που ωθούν τις θλιπτικές τάσεις κοντά στην θερμαινόμενη επιφάνεια και τις εφελκυστικές τάσεις στις ψυχρότερες περιοχές. Οι θλιπτικές τάσεις στην επιφάνεια μπορεί να ενισχυθούν λόγω πιθανής εξωτερικής φόρτισης. Όμως ελάχιστες κατασκευές σκυροδέματος φορτίζονται σε τέτοιο επίπεδο που να πλησιάζει το όριο αντοχής τους κάνοντας το φαινόμενο της αποφλοίωσης λόγω θερμικής καταπόνησης αρκετά σπάνιο. Οι παράγοντες που επηρεάζουν την αποφλοίωση λόγω θερμικής καταπόνησης είναι το εφαρμοζόμενο φορτίο, ο ρυθμός ροής θερμότητας, η αντοχή του σκυροδέματος και η διαστολή των αδρανών.

(γ) **Αποφλοίωση λόγω συνδυασμού πιέσεων πόρων και θερμικής καταπόνησης**. Η περίπτωση αυτή είναι η συνηθέστερη για την εξήγηση της εκρηκτικής αποφλοίωσης. Η αποφλοίωση αυτή συμβαίνει υπό τη συνδυασμένη δράση της πίεσης των πόρων, των θλιπτικών τάσεων (λόγω θερμικής καταπόνησης) που δρουν στην επιφάνεια του σκυροδέματος που εκτίθεται στη φωτιά και της ύπαρξης εσωτερικών ρωγμών. Κατά τη διάρκεια της πυρκαγιάς οι ρωγμές αναπτύσσονται παράλληλα στη θερμαινόμενη επιφάνεια και αυτό συνοδεύεται από απότομη απελευθέρωση ενέργειας και βίαιη αστοχία της περιοχής που εκτίθεται στη θερμοκρασία.

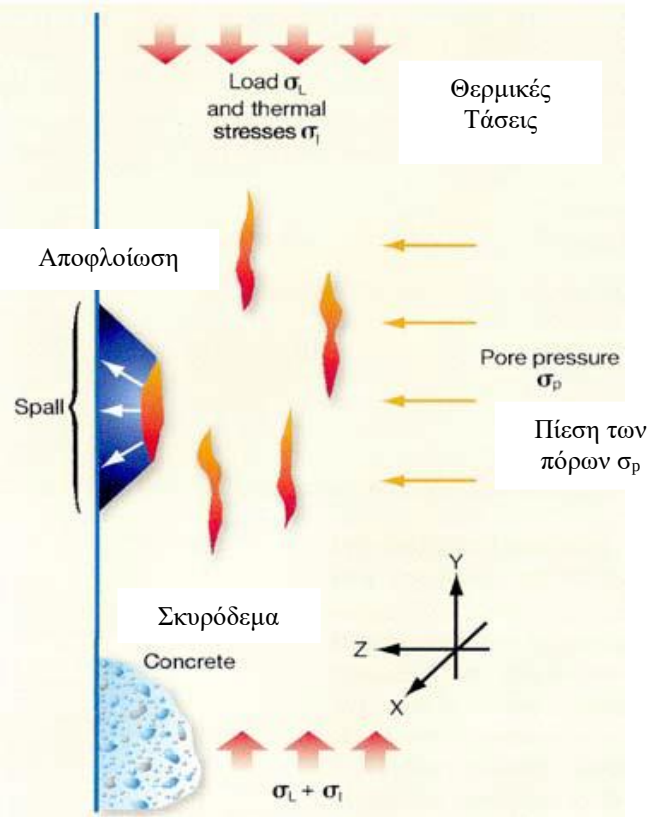
Η επιβολή της θερμότητας στην επιφάνεια του σκυροδέματος έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία μίας θερμοκρασιακής βάθμωσης που ωθεί την υγρασία στο εσωτερικό του σκυροδέματος, και έτσι αναπτύσσονται τρεις διαφορετικές ζώνες υγρασίας (Εικόνα2.4): (α) μία ξηρή ζώνη κοντά στην θερμαινόμενη επιφάνεια, (β) μία ενδιάμεση ζώνη εξάτμισης (γ) μία κορεσμένη ζώνη η οποία μπορεί να περιέχει περισσότερη υγρασία από την αρχική του σκυροδέματος. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη της μέγιστης πίεσης πόρων σε κάποια απόσταση από την επιφάνεια ανάλογα με την διαπερατότητα και την αντοχή του σκυροδέματος συμβάλλοντας έτσι στην εκρηκτική αποφλοίωση του. Η μέγιστη πίεση των πόρων είναι μεγαλύτερη σε υψηλότερης αντοχής σκυρόδεμα και αναπτύσσεται πιο κοντά στην επιφάνεια. Το σκυρόδεμα υψηλής επιτελεστικότητας τείνει να υφίστανται πολλαπλή αποφλοίωση σε λεπτότερα τμήματα όπως συνέβη π.χ στη σήραγγα του «Great Belt» κατά τη διάρκεια της πυρκαγιάς του 1994. Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι ότι κατά τη διάρκεια της πυρκαγιάς αναπτύσσονται μεγαλύτερες πιέσεις μέσα στους πόρους εξαιτίας της χαμηλότερης διαπερατότητας ενώ και η μέγιστη τιμή της πίεσης των πόρων εμφανίζεται πλησιέστερα στην επιφάνεια με αποτέλεσμα να παρουσιάζεται επαναλαμβανόμενη αποκόλληση λεπτομερών τμημάτων σκυροδέματος.

Επίσης οι θερμικές καταπονήσεις αναπτύσσονται ως αποτέλεσμα της θερμοκρασιακής βάθμωσης και της μεγαλύτερης διαστολής του σκυροδέματος κοντά στην θερμαινόμενη επιφάνεια. Μολονότι ο παροδικός ερπυσμός ανακουφίζει τις τάσεις σε κάποιο βαθμό κατά τη διάρκεια της πρώτης θέρμανσης, παρόλα αυτά οι

τάσεις αυτές εξακολουθούν να αναπτύσσονται και συμβάλλουν στην εκρηκτική αποφλοίωση , σε συνδυασμό με την πίεση των πόρων (Εικόνα 2.5) .



Εικόνα 12.6: Μονοδιάστατη ποιοτική κατανομή της θερμοκρασίας (T), της υγρασίας (W), και της πίεσης των ατμών (P) στο σκυρόδεμα όταν θερμαίνεται από μία πλευρά



Εικόνα 12.7: Ενεργές τάσεις σε θερμαινόμενο σκυρόδεμα

Δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν από τον Jansson (2006) έδειξαν ότι οι πιέσεις των πόρων δεν έλαβαν υψηλές τιμές κατά την έναρξη της αποφλοίωσης. Η ομάδα του Jannson πραγματοποίησε μία θερμική δοκιμή σε σκυρόδεμα και έδειξε ότι η αποφλοίωση ξεκίνησε 15 λεπτά μετά το ξεκίνημα της δοκιμής όταν η θερμοκρασία σε ένα βάθος δοκιμίου 10 mm ήταν περί τους 200°C και η πίεση στο σκυρόδεμα περίπου 0.7 MPa. Αυτή η πίεση είναι χαμηλότερη από την αντοχή εφελκυσμού του σκυροδέματος στη μετρούμενη θερμοκρασία, και υποδεικνύει ότι οι πιέσεις των πόρων είναι λιγότερο σημαντικές σε σχέση με τις θερμικές καταπονήσεις σχετικά με την αιτία πραγματοποίησης εκρηκτικής αποφλοίωσης.

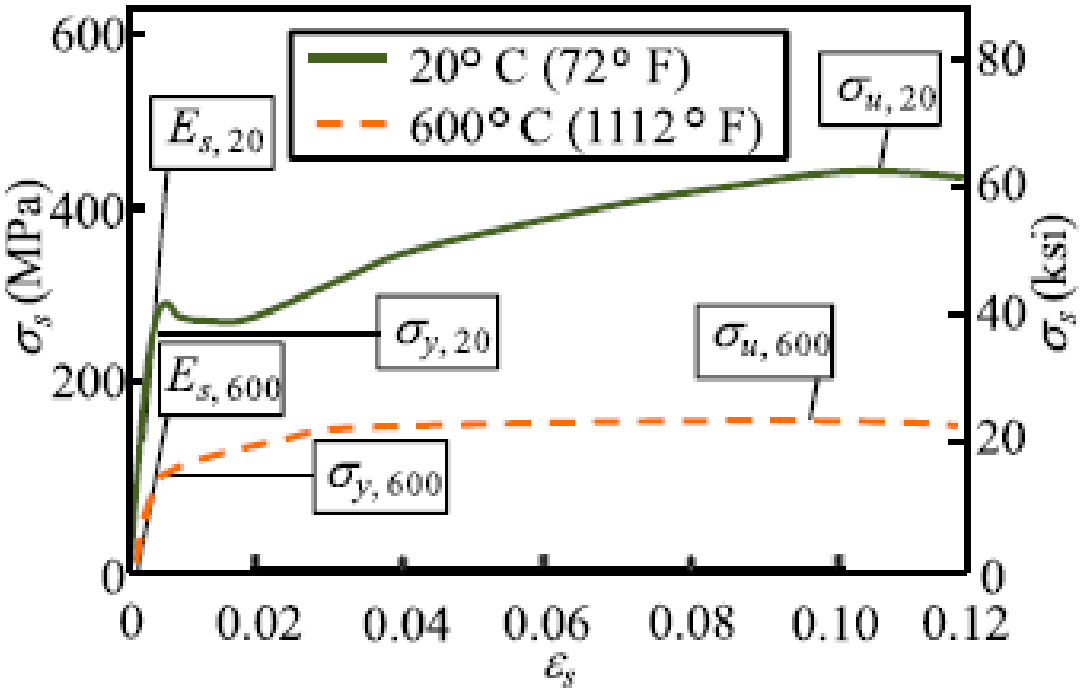


Εικόνα 12.8: Εικόνα αποφλοίωσης σκυροδέματος μετά από πυρκαγιά

12.3.2 Ο χάλυβας του οπλισμού

Ένα ακόμα κρίσιμο στοιχείο κατά τη διάρκεια μιας πυρκαγιάς είναι η θερμότητα που μεταφέρεται από το σκυρόδεμα στο χάλυβα του οπλισμού και για αυτό το λόγο αποτελεί σημαντικό παράγοντα το πάχος της επικάλυψης που έχει εφαρμοσθεί (Khoury, 2000; Αγγελόπουλος & Γιόκαρης, 2005). Ο χάλυβας είναι ένα άκαυστο υλικό το οποίο όμως δεν αντέχει για μεγάλη χρονική διάρκεια σε υψηλές θερμοκρασίες. Σε κάποιες περιπτώσεις ενδέχεται να εμφανισθούν φαινόμενα όπως ερπυσμός, χαλάρωση και μεταβολή της μικροδομής του χάλυβα. Οι μεταβολές στο χάλυβα μετά την επάνοδο σε θερμοκρασίες περιβάλλοντος είτε παραμένουν είτε αίρονται ανάλογα με την μέθοδο παραγωγής και την θερμοκρασία στην οποία εκτέθηκε. Με την έκθεση

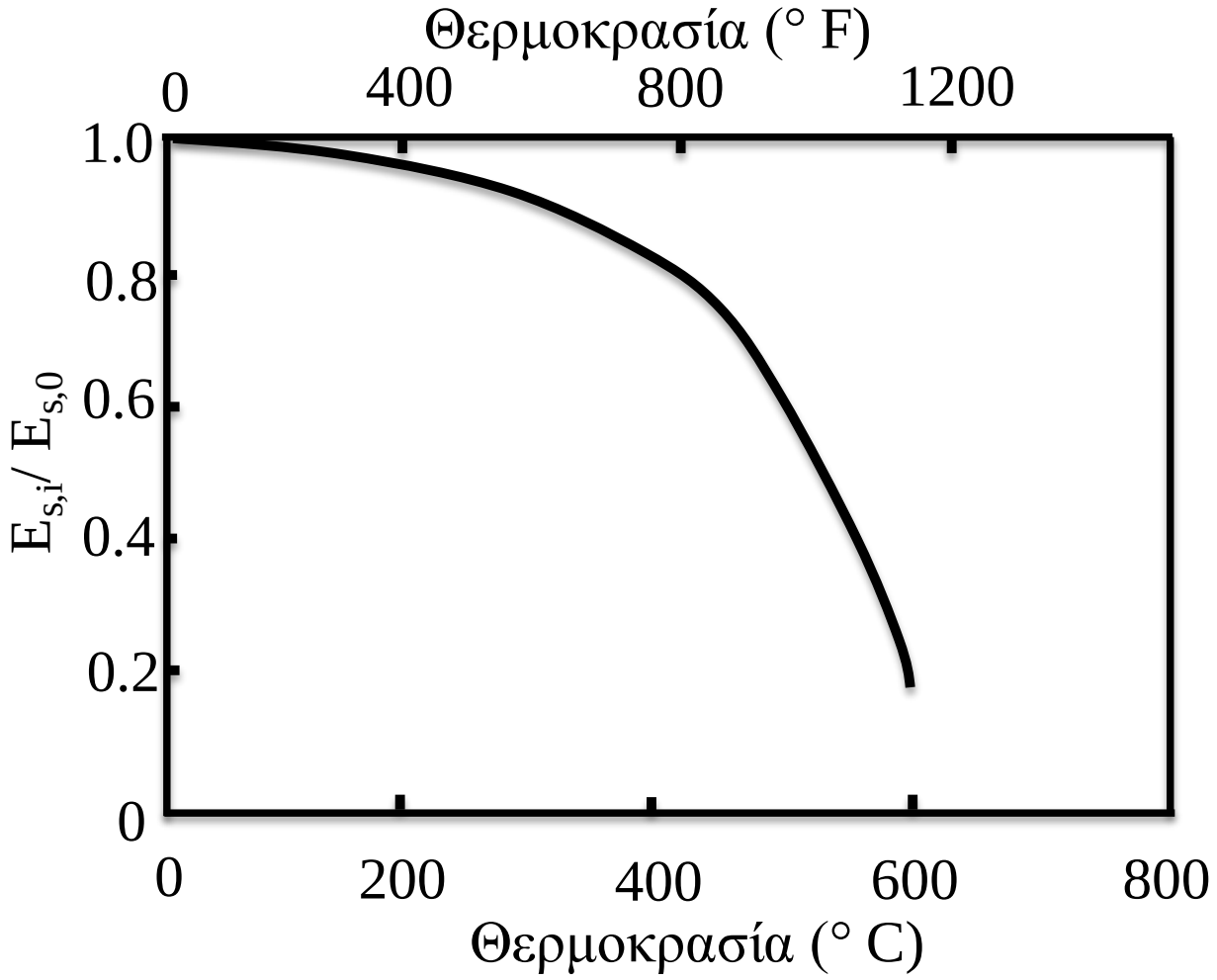
των χαλύβων οπλισμού σκυροδέματος σε υψηλές θερμοκρασίες επηρεάζονται κυρίως, το όριο διαρροής, η εφελκυστική αντοχή, το μέτρο ελαστικότητας, η τάση αστοχίας και η δυσκαμψία του.
Οι παραπάνω αλλαγές γίνονται πιο σαφείς με το παρακάτω διάγραμμα (Εικόνα2.7) τάσεων-παραμορφώσεων το οποίο είναι χαρακτηριστικό του δομικού χάλυβα ASTM A36 υπό συνθήκες περιβάλλοντος (20°C) και υπό συνθήκες αυξημένης θερμοκρασίας (600°C) .



Εικόνα 12.9: Διάγραμμα τάσεων – παραμορφώσεων για χάλυβα ASTM A36 υπό υψηλές θερμοκρασίες

Όπως φαίνεται από το διάγραμμα της εικόνας 2.7 η τάση διαρροής (σ_y, 20) του χάλυβα σε συνθήκες περιβάλλοντος είναι 248 MPa, ενώ η τάση διαρροής (σ_y, 600) στους 600° C για το ίδιο υλικό μειώνεται περισσότερο από το ήμισυ και φτάνει στην τιμή των 103MPa. Ακόμη πιο έντονη είναι η μεταβολή του μέτρου ελαστικότητας E_s το οποίο είναι ίσο με 200 GPa υπό συνθήκες περιβάλλοντος, και μειώνεται σε 36 GPa στους 600°C (Davidson et al., 2013; Felicetti et al., 2006). Τέλος, η τάση αστοχίας (σ_u, 20) υπό συνθήκες περιβάλλοντος είναι περίπου 440MPa, ενώ η αντίστοιχη τιμή μετά από έκθεση στους 600°C φτάνει στα 152 MPa .

Η υποβάθμιση των δομικών ιδιοτήτων του χάλυβα με την αύξηση της θερμοκρασίας, διευκρινίζεται περαιτέρω, λαμβάνοντας υπόψιν τα σχετικά μεγέθη των δομικών ιδιοτήτων μετρούμενων σε ένα εύρος θερμοκρασιών. Στο διάγραμμα της εικόνας 2.8 φαίνεται το σχετικό μέτρο ελαστικότητας σε θερμοκρασίες μεταξύ 0°C και 600°C. Όπως φαίνεται ο δομικός χάλυβας διατηρεί ένα ουσιαστικό μέρος της δυσκαμψίας (περίπου 90%) για θερμοκρασίες μέχρι περίπου 300°C. Ωστόσο, για υψηλότερες θερμοκρασίες, η μείωση της δυσκαμψίας αυξάνεται με γρήγορο ρυθμό .



Εικόνα 12.10: Σχετικά μεγέθη μέτρου ελαστικότητας για θερμοκρασίες 0°C και 600°C

Οι χάλυβες των κατασκευών π.χ. χάλυβας που χρησιμοποιείται ως οπλισμός σκυροδέματος ή ως αγκύριο (οπλισμού), έχουν υψηλή αντοχή σε εφελκυσμό. Σε κάποιες περιπτώσεις ο χάλυβας που χρησιμοποιείται για τον οπλισμό σκυροδέματος μπορεί να προεντεταθεί, προκειμένου να προσφέρει μια θλιπτική δύναμη στη δοκό του σκυροδέματος. Σε μία τέτοια περίπτωση αν ο χάλυβας θερμανθεί σε μία θερμοκρασία περίπου 300°C, χάνει την τάνυση και σχεδόν όλη την αντοχή κάτι το οποίο αποτελεί ένα σημαντικό πρόβλημα στον κατασκευαστικό τομέα. Όταν ο χάλυβας χρησιμοποιείται ως αγκύριο για να ενισχύσει τη βραχομάζα, δεν μπορεί να εξασφαλισθεί κανενός είδους προστασία δεδομένου ότι τα αγκύρια έχουν εγκατασταθεί κάθετα προς την επιφάνεια του βράχου, με τα άκρα των αγκυρίων απροστάτευτα από τη θερμότητα. Η συμπεριφορά των χαλύβων κατά την έκθεση σε υψηλές θερμοκρασίες εξαρτάται από:

- Τη θερμοκρασία έκθεσης
- Το χρόνο έκθεσης
- Τη σύσταση και τη μέθοδο παραγωγής των χαλύβων

Από τα παραπάνω και σύμφωνα με τα πρότυπα πυροπροστασίας, NFPA 502, έχει υιοθετηθεί η θερμοκρασία των 250°C ως θερμοκρασιακό όριο για τους δομικούς χάλυβες, πέραν του οποίου θεωρείται ότι χάνουν την δομική τους ακεραιότητα.

Επίσης η συνάφεια μεταξύ του σκυροδέματος και του οπλισμού αποτελεί πρωταρχικό χαρακτηριστικό του οπλισμένου σκυροδέματος και εξαρτάται από μια σειρά παραγόντων οι οποίοι λαμβάνονται υπόψη στον υπολογισμό του μήκους αγκυρώσεως και είναι οι ακόλουθοι: α) ποιότητα σκυροδέματος (θλιπτική–εφελκυστική αντοχή), β) είδος και μέγεθος αδρανών μέσα στο σκυρόδεμα, γ) είδος καταπόνησης που ασκείται

στο σκυρόδεμα, δ) επιφάνεια ράβδου οπλισμού, ε) επικάλυψη οπλισμού, στ) παρουσία εγκάρσιου οπλισμού, ζ) θερμοκρασία. Σχετικά με την επιρροή της θερμοκρασίας στη συνάφεια σκυροδέματος και χάλυβα, έχει παρατηρηθεί ότι προκαλείται μείωση των τάσεων συνάφειας με την αύξηση της μέσης θερμοκρασίας που αναπτύσσεται στην περιοχή της συνάφειας.

12.4 Κανονισμοί που ισχύουν για την προστασία από την πυρκαγιά

12.4.1 Καμπύλες θερμοκρασίας – χρόνου

Η πυρκαγιά είναι αντίδραση καύσης με ταυτόχρονη έκλυση φωτός και θερμότητας. Μια τυπική πυρκαγιά αποτελείται από τρεις φάσεις: τη φάση της επώασης, τη φάση της πλήρους ανάπτυξης και τη φάση της απόσβεσης . Η απόκριση του δομήματος της σήραγγας σε μια πυρκαγιά εξαρτάται από το είδος της πυρκαγιάς. Τα βασικά χαρακτηριστικά μιας πυρκαγιάς σε σήραγγα είναι :

- - Ο ρυθμός ροής θερμότητας, ο οποίος επηρεάζει την ανάπτυξη της θερμοκρασίας, και της πίεσης των πόρων μέσα στο σκυρόδεμα
- - Ο ρυθμός έκλυσης θερμότητας (HRR)
- - Η μέγιστη τιμή της θερμοκρασίας
- - Η διάρκεια της πυρκαγιάς
- - Ο τρόπος απόσβεσης

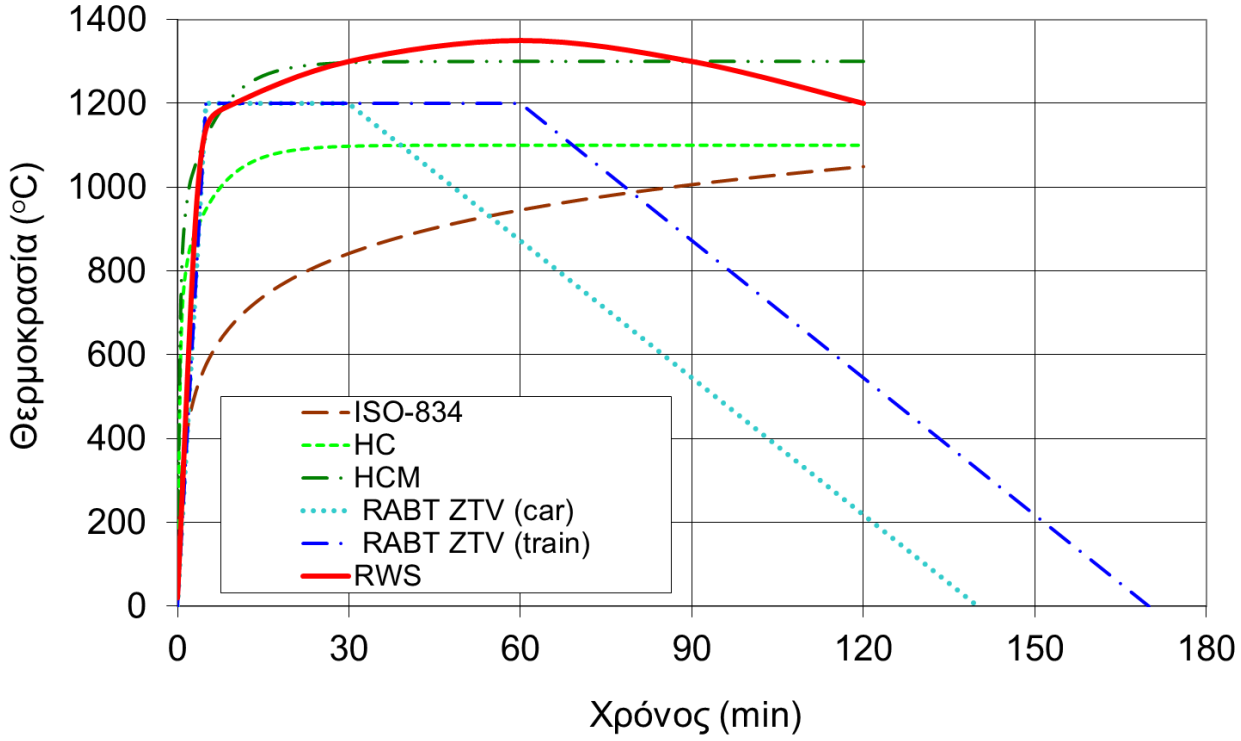
Τα τελευταία χρόνια μια μεγάλη έρευνα έχει λάβει χώρα σε διεθνές επίπεδο για να διαπιστωθεί το είδος της πυρκαγιάς που θα μπορούσε να συμβεί σε μια σήραγγα και γενικότερα σε υπόγειους χώρους. Η έρευνα έλαβε χώρα σε πραγματικές συνθήκες πυρκαγιάς σε εγκαταλελειμμένες σήραγγες αλλά και σε εργαστηριακή κλίμακα. Βάση των δεδομένων που ελήφθησαν από τα πειράματα αναπτύχθηκε μια σειρά από καμπύλες χρόνου / θερμοκρασίας οι οποίες προστέθηκαν στις ήδη υπάρχουσες και χρησιμοποιούνται πλέον για την εκτίμηση και αξιολόγηση διαφόρων υλικών παθητικής πυροπροστασίας. Στο διάγραμμα της εικόνας 2.1 δίνονται οι πρότυπες θερμοκρασιακές καμπύλες πυρκαγιάς.
Διακρίνονται οι εξής έξι πρότυπες καμπύλες (Promat, -; Khoury, 2000; EFNARC, 2009; Both et al., 1999) ανάπτυξης της θερμοκρασίας T σε ºC, με το χρόνο t σε min:

1) <u>καμπύλη ISO (ISO-834)</u> Η καμπύλη αυτή βασίζεται στην ταχύτητα καύσης των υλικών που συναντώνται σε κατοικές και εμπορικά κτίρια (πυρκαγιά κυτταρινικής φύσης) και καθορίζει μια μέθοδο δοκιμής για τον προσδιορισμό της αντοχής στη φωτιά των διαφόρων στοιχείων της κατασκευής. Η εξέλιξη της θερμοκρασίας της καμπύλης περιγράφεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$T = 345 \cdot \log(8 \cdot t + 1) + 20$$

(12-4)

++



Εικόνα 12.11: Πρότυπες θερμοκρασιακές καμπύλες πυρκαγιάς

Η θερμοκρασία μετά από 30min φτάνει τους 842ºC. Η πυρκαγιά διαρκεί δύο ώρες και η θερμοκρασία φτάνει στους 1049ºC.

2) Καμπύλη υδρογονανθράκων (HC). Παρά το γεγονός ότι η προηγούμενη καμπύλη ISO–834 χρησιμοποιήθηκε για πολλά χρόνια, έγινε σύντομα σαφές ότι ο ρυθμός της καύσης για ορισμένα υλικά όπως βενζίνη, χημικά κλπ., ήταν πολύ μεγαλύτερος από το ρυθμό με τον οποίο, για παράδειγμα, καίγεται ο ξυλότυπος μιας οικοδομής. Ως εκ τούτου, προέκυψε η ανάγκη για μία εναλλακτική καμπύλη με σκοπό τη διεξαγωγή δοκιμών σε κατασκευές και υλικά που χρησιμοποιούνται στη βιομηχανία πετροχημικών. Έτσι η καμπύλη υδρογονανθράκων αναπτύχθηκε για να λαμβάνει υπόψη την καύση και άλλων υλικών (πετρέλαιο, άλλα χημικά υλικά) που χρησιμοποιούνται στην πετρελαϊκή βιομηχανία και δεν συναντώνται σε συνήθη οικοδομικά έργα. Η καμπύλη υδρογονανθράκων έχει εφαρμογή σε μικρές πυρκαγιές πετρελαίου όπως για παράδειγμα, σε δεξαμενές καυσίμων αυτοκινήτων. Η θερμοκρασία στην καμπύλη αυτή φτάνει στους 1100ºC από τα πρώτα 15min και διατηρείται στην συγκεκριμένη θερμοκρασία για τρεις ώρες.
Η εξέλιξη της θερμοκρασίας (σε ºC) της καμπύλης υδρογονανθράκων (HC) περιγράφεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$T = 20 + 1080 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2,5 \cdot t})$$

(12-5)

3) Τροποποιημένη καμπύλη υδρογονανθράκων (HCM). Η συγκεκριμένη καμπύλη διαμορφώθηκε κατόπιν αιτήσεως του γαλλικού υπουργείου συγκοινωνιών και ονομάζεται «Τροποποιημένη καμπύλη υδρογονανθράκων» (HCM). Προέρχεται από την προηγούμενη καμπύλη υδρογονανθράκων με μία διαφοροποίηση στη μέγιστη θερμοκρασία. Η μέγιστη θερμοκρασία της καμπύλης HCM είναι 1300ºC αντί των 1100°C, της τυπικής καμπύλης HC.
Ωστόσο, η αύξηση της θερμοκρασίας κατά τα πρώτα λεπτά της καμπύλης HCM είναι τόσο απότομη όσο σε όλες τις καμπύλες υδρογονανθράκων (RWS, HCM, HC), πιθανώς προκαλώντας ένα θερμοκρασιακό σοκ στο σκυρόδεμα με αποτέλεσμα την αποφλοίωση του .
Η εξέλιξη της θερμοκρασίας στην τροποποιημένη καμπύλη υδρογονανθράκων (HCM) περιγράφεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$T = 20 + 1280 \cdot (1 - 0.325 \cdot e^{-0.167 \cdot t} - 0.675 \cdot e^{-2,5 \cdot t})$$

(12-6)

4) Καμπύλες RABT (Richtlinien fur die Ausstatung und den Betrieb von Straβentunneln) ZTV: Οι συγκεκριμένες καμπύλες αναπτύχθηκαν στη Γερμανία ως αποτέλεσμα μιας σειράς πειραμάτων που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο των ευρωπαϊκών προγραμμάτων "EUREKA", ''SOLIT'' και ''UPTUN''. Στις καμπύλες αυτές η αύξηση της θερμοκρασίας μέχρι τους 1200ºC πραγματοποιείται μέσα σε πέντε λεπτά. Η θερμοκρασία παραμένει σταθερή για 30 min στην περίπτωση πυρκαγιάς σε αυτοκίνητο (RABT ZTV car) και για 60min για την περίπτωση πυρκαγιάς σε τρένο (RABT ZTV train) και στη συνέχεια αποσβένεται. Η φάση της απόσβεσης και για τις δύο περιπτώσεις διαρκεί 110 min. Η ανάπτυξη της θερμοκρασίας στις καμπύλες RABT ακολουθεί τις συντεταγμένες του πίνακα 2.1.

5) Καμπύλη RWS (Πίνακας 2.2): Η καμπύλη αυτή αναπτύχθηκε από το υπουργείο συγκοινωνιών της Ολλανδίας και πρόκειται για τη δυσμενέστερη περίπτωση από όλες τις καμπύλες. Βασίζεται στο σενάριο ότι πραγματοποιείται πυρκαγιά σε ένα φορτηγό με 50 m^3 πετρέλαιο, ή οποιοδήποτε άλλο καύσιμο, και η ισχύς είναι της τάξης των 300MW ενώ η διάρκεια της είναι 120min. Η μέγιστη θερμοκρασία στην καμπύλη αυτή είναι 1350ºC.

Πίνακας 12-6: Συντεταγμένες καμπύλης RABT

RABT – ZTV (τρένο)	
Χρόνος (minutes)	**Θερμοκρασία (°C)**
0	15
5	1200
60	1200
170	15
RABT – ZTV (αυτοκίνητο)	
Χρόνος (minutes)	**Θερμοκρασία (°C)**
0	15
5	1200
30	1200
140	15

Η διαφορά της καμπύλης αυτής από εκείνη των υδρογοναναθράκων είναι ότι πρόκειται για πυρκαγιά σε κλειστό χώρο όπως σε σήραγγες κάτι το οποίο δεν ισχύει για τις άλλες καμπύλες (UPTUN, 2008). Όμως οι θερμοκρασίες που εκτιμήθηκαν από πραγματικά γεγονότα πυρκαγιάς σε σήραγγα ήταν σαφώς μικρότερες από τις τιμές της καμπύλης RWS, για παράδειγμα στη σήραγγα της Μάγχης η μέγιστη θερμοκρασία που μετρήθηκε ήταν 1100ºC, στη σήραγγα του Great Belt η μέγιστη θερμοκρασία ήταν 800ºC, στη σήραγγα του Mont-Blanc και Tauern η μέγιστη θερμοκρασία μετρήθηκε ίση με 1000ºC.

Πίνακας 12-7: Συντεταγμένες καμπύλης RWS

RWS, RijksWaterStaat	
Χρόνος (minutes)	**Θερμοκρασία (°C)**
0	20
3	890
5	1140
10	1200
30	1300
60	1350
90	1300
120	1200

Αποτελεί την πιο απαιτητική καμπύλη θερμικών φορτίων σχεδιασμού, που όμως προσομοιώνει καλύτερα την περίπτωση πυρκαγιάς σε σήραγγα. Η απότομη αύξηση της θερμοκρασίας στα πρώτα λεπτά της πυρκαγιάς, που προβλέπεται από την καμπύλη οδηγεί σε καταστροφή της επένδυσης της σήραγγας αν δεν ληφθούν συγκεκριμένα μέτρα προστασίας (Σακκάς et al., 2010).

12.4.2 Κανονισμοί προστασίας σηράγγων από πυρκαγιά

Η Ε.Ε αναγνωρίζοντας τις τραγικές συνέπειες από τις πυρκαγιές στις σήραγγες εξέδωσε το 2004 την οδηγία 2004/54/ΕΚ σχετικά με τις ελάχιστες απαιτήσεις ασφαλείας στις ευρωπαϊκές οδικές σήραγγες. Για την προστασία των ανθρώπων και της σήραγγας από πυρκαγιά προβλέπονται, μεταξύ άλλων, υποχρεωτικές έξοδοι κινδύνου, σχεδιασμός του συστήματος αερισμού για τον έλεγχο της θερμοκρασίας και του καπνού, και επαρκής αντοχή των κατασκευών της σήραγγας στη φωτιά (Οδηγία, 2004). Η Ελλάδα ανταποκρίθηκε στην ανωτέρω οδηγία με το Π.Δ 230/2007, που δημοσιεύθηκε στο ΦΕΚ 264Α/2007 (ΠΔ, 2007). Η συγκεκριμένη οδηγία δεν αναφέρεται καθόλου σε θερμοκρασιακές απαιτήσεις σχετικά με τη δομοστατική επάρκεια της μόνιμης επένδυσης. Αναφέρεται κατά κύριο λόγο στην ύπαρξη κατάλληλου αερισμού, συστημάτων ανίχνευσης καπνού και πυρκαγιάς, στην ύπαρξη πυροσβεστήρων αλλά και στην αντοχή των ηλεκτρονικών και μηχανολογικών εξοπλισμών έναντι της πυρκαγιάς (Σακκάς, et al., 2010).

Παράλληλα ο εθνικός οργανισμός προστασίας από την πυρκαγιά των Η.Π.Α- NFPA (National Fire Protection Association) βασιζόμενος στα θερμικά φορτία έχει δημοσιεύσει από το 2011 πρότυπα σχετικά με τις απαιτήσεις για την προστασία των δομικών στοιχείων των οδικών σηράγγων (NFPA, 2011). Πιο αναλυτικά το συγκεκριμένο πρότυπο αναφέρει στην παράγραφο 7.3 ότι ανεξάρτητα από το μήκος της σήραγγας, τα μέτρα παθητικής πυροπροστασίας πρέπει να περιλαμβάνονται στο σχεδιασμό της για την προστασία των δομικών στοιχείων αυτής, προκειμένου να:

(1) Ελαχιστοποιηθούν οι καταστροφές του δομήματος και η κατάρρευση της σήραγγας

(2) Ελαχιστοποιηθούν οι οικονομικές απώλειες λόγω του κλεισίματος της σήραγγας.

Επίσης σύμφωνα με τον N.F.P.A το δόμημα πρέπει να είναι ικανό να αντέξει στην Rijkswaterstaat (RWS) καμπύλη θερμοκρασίας-χρόνου ή όποια άλλη αναγνωρισμένη πρότυπη καμπύλη θερμοκρασίας – χρόνου. Κατά τη διάρκεια των 120 λεπτών έκθεσης στην πυρκαγιά, πρέπει να πληρούνται τα ακόλουθα κριτήρια αστοχίας (NFPA, 2011):

(1) Σε σήραγγες από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος θα πρέπει να αποφευχθεί η εκρηκτική αποφλοίωση (explosive spalling).

(2) Σε σήραγγες με χαλύβδινο οπλισμό η θερμοκρασία στην επένδυση δεν πρέπει να υπερβαίνει τους 300°C (572°F).

Για τα υλικά πυροπροστασίας το πρότυπο προβλέπει :

(1) Σε σήραγγες με επένδυση από έγχυτο σκυρόδεμα πρέπει:

(α) Η θερμοκρασία στη διεπιφάνεια των υλικών να μην υπερβαίνει τους 380°C (716°F).

(β) Η θερμοκρασία του χάλυβα οπλισμού εντός του σκυροδέματος, υποθέτοντας μια ελάχιστη κάλυψη 25 mm (1 in), να μην υπερβαίνει τους 250°C (482°F).

(2) Το υλικό να είναι άκαυστο σύμφωνα με το πρότυπο ASTM (2011) E136.

(3) Το υλικό να έχει ελάχιστη θερμοκρασία τήξης τους 1350ºC (2462ºF).

Στο πλαίσιο αυτό η Διοικητική Αρχή Σηράγγων (Δ.Α.Σ) πραγματοποίησε μία ανάλυση επικινδυνότητας οδικών σηράγγων χωρίς την εμπλοκή οχημάτων που μεταφέρουν επικίνδυνα εμπορεύματα (ΥΥΜΔ, -). Η ανάλυση αυτή αναφέρεται και στις απαιτήσεις για την δομοστατική επάρκεια της μόνιμης επένδυσης σε περίπτωση πυρκαγιάς διάρκειας δύο ωρών. Σύμφωνα με την παραπάνω μελέτη για την εξασφάλιση της δομοστατικής επάρκειας ισχύουν τα εξής:

Α) Σε περιπτώσεις σηράγγων με επί τόπου έγχυτη από σκυρόδεμα επένδυση η θερμοκρασία στην επιφάνεια του σκυροδέματος δεν πρέπει να υπερβαίνει τους 380°C ενώ η θερμοκρασία στον οπλισμό δεν πρέπει να υπερβαίνει τους 250°C (με επικάλυψη 25 mm).

Β) Σε σήραγγες με επένδυση από προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος θα πρέπει να αποκλείεται η αποφλοίωση (spalling).

Σύμφωνα, εξάλλου, με την ITA (2004) ο δομικός σχεδιασμός σηράγγων ανθεκτικών σε φωτιά κρίνεται απαραίτητος. Στόχοι της πυρανθεκτικότητας των σηράγγων είναι να επιτραπεί η δυνατότητα εκκένωσης της

σήραγγας από τους χρήστες και η εξασφάλιση ασφαλών συνθηκών για τις ενέργειες διάσωσης. Παράλληλα η ITA έχει προτείνει οδηγίες για τα κριτήρια σχεδιασμού των σηράγγων ανάλογα με το είδος των οχημάτων που κινούνται εντός αυτής αλλά και το είδος της σήραγγας, όπως φαίνεται και στον πίνακα 2.3 (ITA, 2004).

Πίνακας 12-8:Απαιτήσεις σύμφωνα με την ITA (2004)

Τύπος Οχήματος	Σήραγγα κάτω από μεγάλη κατασκευή	Σήραγγα σε ασταθές έδαφος	Σήραγγα σε σταθερό έδαφος	Σήραγγα Cut & Cover
Αυτοκίνητα/Βαν	ISO–834 60 min	ISO–834 60 min	[1]	[1]
Φορτηγά/Βυτιοφόρα	RWS/HC 120 min	RWS/HC 120min	[2]	[2]

1 Η ασφάλεια δεν αποτελεί κριτήριο και συνεπώς δεν απαιτείται ανθεκτικότητα στην πυρκαγιά. Παρόλα αυτά υπάρχουν οι παρακάτω απαιτήσεις :

- ISO-834 για 60 min στις περισσότερες περιπτώσεις

- Καμία προστασία αν το σύστημα πυροπροστασίας είναι τόσο ακριβό σχετικά και με το κόστος αλλά και την ενόχληση από τις εργασίες αποκατάστασης μετά από μία πυρκαγιά.

2 Η ασφάλεια δεν αποτελεί κριτήριο και συνεπώς δεν απαιτείται ανθεκτικότητα στην πυρκαγιά. Παρόλα αυτά υπάρχουν οι παρακάτω απαιτήσεις :

- RWS/HC για 120 min αν απαιτείται πυροπροστασία λόγω κάποιας ιδιότητας (π.χ σήραγγα κάτω από κτίριο).

- ISO για 120 min στις περισσότερες περιπτώσεις

- Καμία προστασία αν το σύστημα πυροπροστασίας είναι τόσο ακριβό σε σχέση με το κόστος κατασκευής

12.5 Μέτρα προστασίας από την φωτιά

12.5.1 Είδη προστασίας

Η προστασία των σηράγγων από πυρκαγιές απαιτεί μια προσέγγιση που συνδυάζει την εφαρμογή μεθόδων πυροπροστασίας καθώς και των συστημάτων διαχείρισης κινδύνου (όπως οι διαδικασίες εκκένωσης, διαδικασίες επικοινωνίας, απαγωγή καπνού, κλπ.) (Sakkas, et al., 2013). Στην φάση του σχεδιασμού ο μηχανικός καλείται να προσδώσει στην κατασκευή τον απαιτούμενο βαθμό πυρασφάλειας συνδυάζοντας μεθόδους ενεργητικής και παθητικής πυροπροστασίας.

12.5.2 Ενεργητική προστασία

Με τον όρο ενεργητική πυροπροστασία εννοούμε όλα τα μέτρα που απαιτούνται για την καταστολή της πυρκαγιάς αλλά και τη διαχείριση του κινδύνου. Η ενεργητική πυροπροστασία περιλαμβάνει το σύνολο του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού που εγκαθίσταται σε μία κατασκευή και είναι απαραίτητος για την έγκαιρη ανίχνευση μιας πυρκαγιάς ή την άμεση αντιμετώπισή της πριν αυτή καταστεί ανεξέλεγκτη. Η ενεργοποίηση των μέσων κατάσβεσης μπορεί να πραγματοποιείται είτε με χειροκίνητη επέμβαση είτε αυτόματα, δηλαδή να ενεργοποιούνται από κάποιο αισθητήριο όπως για παράδειγμα με αισθητήρες για την αύξηση της θερμοκρασίας, τον καπνό κ.α (TEE, -). Ο ρόλος της ενεργητικής πυροπροστασίας είναι να αποτρέπει την εξάπλωση της πυρκαγιάς από το ένα όχημα στο άλλο, κάνοντας και το έργο των σωστικών συνεργείων ευκολότερο (Brinson, 2010).



Εικόνα 12.12: Συστήματα ψεκασμού νερού

Οι δύο πιο κοινές μορφές των ενεργητικών μέτρων προστασίας που χρησιμοποιούνται στις σήραγγες είναι τα συστήματα εξαερισμού και τα συστήματα καταιονισμού (Εικόνα 2.9). Τα συστήματα αερισμού δεν μπορούν να καταστείλουν μία πυρκαγιά από μόνα τους αλλά μόνο σε συνδυασμό με τα συστήματα καταιονισμού. Στόχος των συστημάτων αερισμού είναι η απομάκρυνση του καπνού και των τοξικών αερίων από τη σήραγγα με τέτοιο τρόπο που να επιτυγχάνεται η ασφαλής απομάκρυνση των χρηστών της σήραγγας από την πυρκαγιά. Η προσφορά των συστημάτων αερισμού είναι αρκετά σημαντική, όπως φάνηκε και στην περίπτωση της πυρκαγιάς στη σήραγγα του Mont – Blanc, όπου θα μπορούσε η καταστροφή να ήταν σαφώς μικρότερη αν τα συστήματα αερισμού είχαν λειτουργήσει σωστά.

Τα συστήματα καταιονισμού περιλαμβάνουν τους ψεκαστήρες, τα συστήματα κατακλυσμού και το σύστημα ομίχλης νερού. Σχετικά με την αποτελεσματικότητα των συστημάτων καταιονισμού υπάρχει μία έντονη διαφοροποίηση στις απόψεις καθώς άλλοι εκτιμούν ότι είναι αποδοτικά ενώ αντίθετα άλλοι εκτιμούν ότι όχι μόνο δεν αποδίδουν αλλά μπορεί να δυσχεραίνουν και την κατάσταση (Beard & Carvel, 2005). Τα προβλήματα που μπορούν να προκύψουν από τη χρήση των ψεκαστήρων νερού είναι:

- Το νερό μπορεί να προκαλέσει έκρηξη στο καύσιμο ή οποιαδήποτε άλλη χημική διεργασία
- Το νερό που εξατμίζεται μπορεί να προκαλέσει προβλήματα υγείας και ορατότητας στους χρήστες
- Η αποδοτικότητα τους είναι μικρή για πυρκαγιές μέσα σε οχήματα
- Η συντήρηση τους είναι αρκετά ακριβή

12.5.3 Παθητική προστασία

Τα μέτρα παθητικής πυροπροστασίας είναι εκείνα που σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά του δομήματος της σήραγγας. Αποτελούν αναπόσπαστο μέρος της κατασκευής της σήραγγας και παραμένουν εκεί για όλη τη διάρκεια της ζωής της δημιουργώντας ένα εμπόδιο στην εξάπλωση της πυρκαγιάς με στόχο τη διατήρηση της ακεραιότητας των δομικών στοιχείων της (σκυρόδεμα και χάλυβα οπλισμού), ενώ παράλληλα δεν απαιτούν συντήρηση σε αντίθεση με ενεργητικά μέτρα προστασίας. Γενικότερα ο ρόλος της παθητικής πυροπροστασίας είναι:

- • Η ελαχιστοποίηση του ρυθμού αύξησης της θερμοκρασίας εντός του σκυροδέματος και του οπλισμού (εφόσον υπάρχει), έτσι ώστε η δομική ακεραιότητα να διατηρείται κατά τη διάρκεια και μετά την πυρκαγιά.
- • Να μειωθεί ή να εξαλειφθεί ο κίνδυνος εκρηκτικής αποφλοίωσης και απώλειας της επιφάνειας του σκυροδέματος

Οι μέθοδοι παθητικής πυροπροστασίας διακρίνονται σε εξωτερικές (μόνωση) και εσωτερικές (σχεδιασμός σκυροδέματος). Τα εξωτερικά συστήματα πυροπροστασίας περιλαμβάνουν την εφαρμογή ειδικών κονιαμάτων στην επένδυση ή στον οπλισμό της σήραγγας και την εφαρμογή πλακών πυροπροστασίας σε όλη την περίμετρο της σήραγγας (Both et al., 1999). Τα εσωτερικά συστήματα περιλαμβάνουν εφαρμογή ειδικών συνθέσεων σκυροδέματος, προσθήκη πρόσθετων σκυροδέματος, διαφοροποίηση στον τύπο των αδρανών καθώς και εφαρμογή ινών πολυπροπυλενίου ή χαλύβδινων ινών.

Φαινομενικά, μία μέθοδος παροχής παθητικής πυροπροστασίας θα ήταν η χρήση στρωμάτων σκυροδέματος μεγάλου πάχους τα οποία θα θυσιαστούν σε περίπτωση πυρκαγιάς χωρίς να προκληθεί ωστόσο κατάρρευση της σήραγγας. Ωστόσο, η τοποθέτηση υπέρογκων ποσοτήτων σκυροδέματος είναι εξαιρετικά αναποτελεσματική, αντιοικονομική, ενώ παράλληλα προκαλεί διαφοροποίηση στο σχεδιασμό της σήραγγας. Ως εκ τούτου, αποτελεσματικές μέθοδοι παθητικής πυροπροστασίας είναι εκείνες που περιλαμβάνουν τη χρήση μη παραδοσιακών υλικών που έχουν εξαιρετικά υψηλή αντοχή στις υψηλές θερμοκρασίες και ισχυρές μονωτικές ιδιότητες (Davidson et al., 2013).

12.5.3.1 Εκτόξευση τσιμεντοειδών κονιαμάτων στην επένδυση της σήραγγας

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω το οπλισμένο σκυρόδεμα είναι ευάλωτο στην εκρηκτική αποφλοίωση όταν εκτίθεται σε υψηλές θερμοκρασίες. Από την άλλη πλευρά τα κονιάματα τσιμεντοειδούς βάσης τα οποία περιέχουν αδρανή υλικά όπως βερμικουλίτη, μπορούν να παραμείνουν αναλλοίωτα ακόμα και μετά από την έκθεση σε υψηλές θερμοκρασίες. Μπορούν να εφαρμοστούν τόσο σε υφιστάμενες σήραγγες όσο και σε νέες, υπό κατασκευή, σήραγγες. Όμως η κατασκευή της σήραγγας με τη χρήση αυτών των κονιαμάτων αντί του σκυροδέματος είναι απαγορευτική λόγω του υψηλού κόστους τους και για αυτό το λόγο εφαρμόζονται ως επικάλυψη της επένδυσης με ένα λεπτό στρώμα κονιάματος πάχους 50 mm ή λιγότερο ανάλογα με τις απαιτήσεις. Η εγκατάσταση των πυρίμαχων κονιαμάτων (π.χ MeycoFireshield 1350) απεικονίζεται στην εικόνα 2.10.



Εικόνα 12.13: Εφαρμογή κονιάματος πυροπροστασίας (Δηλαβέρης, 2004)

Για την εγκατάσταση ακολουθείται η παρακάτω διαδικασία. Αρχικά εφαρμόζεται ένα χαλύβδινο πλέγμα στην επένδυση της σήραγγας. Στη συνέχεια εκτοξεύεται το πυρίμαχο κονίαμα πάνω στο πλέγμα ανάλογα με το προβλεπόμενο πάχος (το πάχος εξαρτάται από το επιθυμητό επίπεδο πυροπροστασίας). Όμως έχουν αναφερθεί έντονα προβλήματα σχετικά με τη συνάφεια των υλικών στην επένδυση της σήραγγας. Επίσης τα πυρίμαχα κονιάματα πυροπροστασίας μπορούν να εφαρμοσθούν και σε άλλες κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα όπως π.χ σε γέφυρες (Davidson et al., 2013).

Αυτή τη στιγμή στην αγορά υπάρχουν πέντε τύποι κονιαμάτων που χρησιμοποιούνται για την παθητική πυροπροστασία. Το πιο γνωστό, λόγω της εκτεταμένης χρήσης του, είναι το MEYCO Fireshield 1350 της εταιρείας BASF το οποίο αποτελείται από τσιμέντο Portland, ανόργανα αδρανή, νερό, ειδικά πρόσθετα και επιταχυντή. Το συγκεκριμένο κονίαμα μπορεί να εφαρμοσθεί είτε με εκτόξευση είτε με τη μορφή πυράντοχων πλακών. Εμποδίζει τόσο την υποβάθμιση των μηχανικών ιδιοτήτων του σκυροδέματος που εκτίθεται σε θερμοκρασίες >300ºC, αλλά και την εκρηκτική αποφλοίωση του. Σε δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν στο Ολλανδικό κέντρο Έρευνας πυράντοχων υλικών (TNO), το υλικό ανταποκρίθηκε με επιτυχία στις απαιτήσεις της πυρκαγιάς RWS . Έχει εφαρμοσθεί σε διάφορες σήραγγες στο εξωτερικό (Σήραγγα Mitholz Ελβετία, Σήραγγα Soderled Σουηδία) αλλά και στην Ελλάδα, σε μία συνδετήρια σήραγγα του οδικού δικτύου της Κακιάς Σκάλας. Ο λόγος που εφαρμόσθηκε στη συγκεκριμένη σήραγγα είναι ότι στο εσωτερικό της υπάρχουν καλώδια υψηλής τάσης τα οποία δεν πρέπει να εκτεθούν σε υψηλές θερμοκρασίες. Οι βασικές ιδιότητες του υλικού αυτού σύμφωνα με τις δοκιμές της ITA δίνονται στον πίνακα 2.9.

Πίνακας 12-9: Ιδιότητες υλικού πυροπροστασίας Meyco 1350

Φυσικές και Θερμικές Ιδιότητες (Meyco fireshiled 1350)	
Αντίδραση στη φωτιά	Κατηγορία A1
Θερμική αγωγιμότητα	0.41 W/m·K
Ειδική θερμότητα	830 J/kg.K
Πυκνότητα	1200 - 1800 kg/m^3
Συντελεστής απορρόφησης	0.91
Υδαταπορροφητικότητα	18 %
Μηχανικές Ιδιότητες	
Μέτρο ελαστικότητας – E	7900 MPa
Αντοχή σε θλίψη	15-18 MPa
Αντοχή σε εφελκυσμό	1.5 MPa
Συμπληρωματικά στοιχεία	
Πορώδες	52%
pH (αλκαλικότητα)	< 12

Στο συγκεκριμένο κονίαμα λόγω της ευρείας χρήσης του, είναι διαθέσιμα και τα στοιχεία από τη θερμική δοκιμή που πραγματοποιήθηκε προσομοιώνοντας την καμπύλη RWS. Στον πίνακα 2.10 δίνονται οι θερμοκρασίες στη διεπιφάνεια του σκυροδέματος με το κονίαμα, για διάφορα πάχη του κονιάματος. Η δοκιμή θεωρείται επιτυχημένη για πάχος μεγαλύτερο ή ίσο με 50 mm, όπου η θερμοκρασία έχει τιμές χαμηλότερες από τις απαιτούμενες. Για μεγαλύτερο πάχος κονιάματος η θερμοκρασία στη διεπιφάνεια είναι σαφώς χαμηλότερη ενώ αντίθετα για πάχη κονιάματος μικρότερα των 50 mm η θερμοκρασία είναι υψηλή και δεν προσδίδει ασφάλεια στην κατασκευή. Μετά τη δοκιμή το πάχος του κονιάματος το οποίο έχει εκτεθεί σε θερμοκρασία πάνω από τους 600ºC έχει αποσυντεθεί και θα πρέπει να γίνει αποκατάσταση του αρχικού πάχους (Δηλαβέρης, 2004).

Πίνακας 12-10: Αποτελέσματα δοκιμών για το υλικό Meyco Fireshield 1350 υπό την καμπύλη RWS

Πάχος κονιάματος (mm)	30 min (oC)	60 min (oC)	90 min (oC)	120 min (oC)
25	234	383	474	521
30	182	316	401	511
35	148	261	343	393
40	126	217	295	345
45	108	182	254	304
50	94	157	219	267
55	84	139	190	236
60	75	124	167	208
65	67	112	149	185
70	61	100	136	167
75	55	92	124	151

12.5.3.2 Δημιουργία πυράντοχης ασπίδας με τη χρήση πυράντοχων πλακών

Πέραν από την εφαρμογή των υλικών με τη διαδικασία της εκτόξευσης όπως αναφέρθηκε και παραπάνω υπάρχει η δυνατότητα επένδυσης της σήραγγας με πλάκες πυροπροστασίας. Ιστορικά, η επένδυση με πλάκες έχει χρησιμοποιηθεί για αισθητικούς λόγους (Beard & Carvel, 2005). Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια, αρκετοί κατασκευαστές έχουν αναπτύξει συστήματα επένδυσης σηράγγων με πλάκες πυροπροστασίας που είναι ικανά να παρέχουν προστασία στη σήραγγα έναντι υψηλών θερμοκρασιών. Τα σύγχρονα συστήματα επένδυσης σήραγγας συνήθως αποτελούνται από προ-κατασκευασμένες άκαμπτες πλάκες, οι οποίες είναι άκαυστες και περιέχουν πυρίμαχα συστατικά (Davidson et al. 2013) (π.χ. πυριτικά άλατα ασβεστίου, γύψο και ενισχύονται από ίνες για την αποφυγή της αποσύνθεσης τους). Οι πλάκες τοποθετούνται απευθείας η μία δίπλα στην άλλη και εφαρμόζονται με τρεις διαφορετικούς τρόπους (http://www.fire-protection.gr/):

- Εφαρμογή ως παραμένων ξυλότυπος. Οι πλάκες τοποθετούνται πριν από την σκυροδέτηση και ανά τακτά διαστήματα τοποθετούνται μεταλλικά αγκύρια (καρφιά) στις πλάκες για την πλήρη σύνδεση με το σκυρόδεμα.
- Με μηχανική στερέωση επί του σκυροδέματος. Οι πυράντοχες πλάκες σταθεροποιούνται πάνω στο σκυρόδεμα με τη χρήση μεταλλικών, άκαυστων αγκυρίων. Η εργασία αυτή γίνεται μετά την απομάκρυνση του ξυλότυπου.
- Με μηχανική στερέωση σε απόσταση από το σκυρόδεμα, με τη χρήση κατάλληλων μεταλλικών προφίλ



Εικόνα 12.14: Εφαρμογή πλακών πυροπροστασίας (http://www.promat-tunnel.com)

Τα συστήματα επένδυσης με πλάκες πυροπροστασίας χρησιμοποιούνται σε μεγάλο βαθμό στις ευρωπαϊκές οδικές σήραγγες, όπου έχουν πραγματοποιηθεί περισσότερες από 100 εγκαταστάσεις. Αυτή η ανταπόκριση

οφείλεται στην ικανότητα των πλακών πυροπροστασίας να διατηρούν σε χαμηλά επίπεδα τη θερμοκρασία στην επένδυση σε περίπτωση πυρκαγιάς. Στην αγορά αυτή τη στιγμή υπάρχουν οι πλάκες από την εταιρεία PROMAT οι οποίες είναι κατασκευασμένες από πυριτικό ασβέστιο, είναι άφλεκτες και διατίθενται στο εμπόριο με την ονομασία PROMATECT – T (Davidson et al., 2013; http://www.promat-tunnel.com). Οι συγκεκριμένες πλάκες εξετάσθηκαν και σε πλήρους κλίμακας δοκιμές για να αξιολογηθεί το επίπεδο πυροπροστασίας που προσφέρεται. Πιο συγκεκριμένα σε ένα τμήμα της σήραγγας Runehamar μήκους 75 m, που ήταν επενδεδυμένο με πλάκες προστασίας Promatect-T υπεβλήθη σε πυρκαγιά χρησιμοποιώντας ως πηγή ένα όχημα βαρέως τύπου. Κατά τη διάρκεια της δοκιμής, η θερμοκρασία κυμαινόταν σε τιμές άνω των 1300°C στην περιοχή της φωτιάς (Beard & Carvel, 2005). Μετά τη δοκιμή οι πλάκες πυροπροστασίας παρέμειναν άθικτες και η θερμοκρασία στην επένδυση της σήραγγας περιορίστηκε στους 200°C (Davidson et al., 2013).

12.5.3.3 Εφαρμογή διογκωμένων επιστρωμάτων στον οπλισμό της επένδυσης

Τα διογκωμένα επιστρώματα είναι εκτοξευόμενα συνήθως και εφαρμόζονται στον οπλισμό της κατασκευής (Εικόνα2.12) που βρίσκεται σε κίνδυνο όταν εκτίθεται σε υψηλές θερμοκρασίες.



Εικόνα 12.15: Εφαρμογή διογκωμένων επιστρωμάτων στον οπλισμό (Davidson et al., 2013).

Τα διογκωμένα επιστρώματα όταν εκτεθούν σε θερμοκρασίες περίπου 300°C ή μεγαλύτερες, υφίστανται σημαντικούς μετασχηματισμούς, σχηματίζοντας στρώματα καμμένου άνθρακα. Το ανθρακώδες υλικό διαστέλλεται με την έκθεση σε υψηλή θερμοκρασία ογκομετρικά 25-50 φορές. Το διογκωμένο πλέον υλικό έχει ισχυρές μονωτικές ιδιότητες και ιδιότητες πυραντίστασης, με την εφαρμογή ενός λεπτού στρώματος υλικού πάχους μόλις 2 mm. Τα διογκούμενα επιστρώματα δεν έχουν εφαρμοστεί ως υλικά πυροπροστασίας αν και δείχνουν ότι μπορούν να ανταποκριθούν σε θερμοκρασίες μέχρι και 1093°C. Για παράδειγμα, το Burn Barrier 46801 είναι μία διογκούμενη εποξική βαφή η οποία μπορεί να ανταποκριθεί σε άμεση έκθεση στη φλόγα και σε θερμοκρασίες άνω των 1093°C (Davidson et al., 2013). Οι ιδιότητες των υλικών πυροπροστασίας του εμπορίου δίνονται στον πίνακα 2.11.

12.5.3.4 Εσωτερική παθητική πυροπροστασία με τη χρήση ινών πολυπροπυλενίου

Η εσωτερική παθητική πυροπροστασία δύναται να πραγματοποιηθεί είτε με την εφαρμογή ινών πολυπροπυλενίου είτε με κατάλληλο σχεδιασμό του μίγματος του σκυροδέματος με παράλληλη χρήση ειδικών πρόσθετων.

Οι ίνες πολυπροπυλενίου (Εικόνα 2.13) εφαρμόζονται στο σκυρόδεμα κατά τη διάρκεια της παρασκευής του και έχει αποδειχθεί ότι μετριάζουν την τάση του σκυροδέματος προς αποφλοίωση και σε κάποιες περιπτώσεις την αποτρέπουν. Πιο συγκεκριμένα σε μια μελέτη που πραγματοποιήθηκε από τον Haack διαπιστώθηκε ότι σε βελτιστοποιημένα μίγματα σκυροδέματος με την προσθήκη ινών πολυπροπυλενίου δεν

παρατηρήθηκε αποφλοίωση ακόμα και κατά την έκθεση της επιφάνειας του σκυροδέματος σε θερμοκρασίες μέχρι και 1200°C (Davidson et al., 2013; Haack, 2004).

Γενικότερα έχουν αναπτυχθεί δύο θεωρίες σχετικά με τη λειτουργία των ινών πολυπροπυλενίου. Σύμφωνα με τη πρώτη οι ίνες τήκονται σε θερμοκρασία των 160°C σχηματίζοντας διόδους μέσα στη μάζα του σκυροδέματος, επιτρέποντας έτσι στη περιεχόμενη υγρασία να διαφύγει σε μορφή υδρατμών. Αυτό πραγματοποιείται χωρίς να δημιουργείται εσωτερική πίεση αλλά προκαλώντας υψηλή διαπερατότητα και αποτρέποντας την εκρηκτική αποφλοίωση. Μία άλλη θεωρία υποστηρίζει ότι οι μικρο-ρωγμές που δημιουργούνται γύρω από τις ίνες συμβάλλουν στη μείωση της πίεσης του ατμού (Clement & Focaracci, 2011).

Η ποσότητα των ινών που εφαρμόζεται στο σκυρόδεμα διαφέρει ανάλογα με το επιθυμητό επίπεδο πυροπροστασίας, δηλαδή όσο μεγαλύτερη θερμική αντίσταση πρέπει να επιτευχθεί τόσο μεγαλύτερη ποσότητα εφαρμόζεται. Για παράδειγμα για την αντίσταση σε μία πυρκαγιά τύπου ISO–834 απαιτούνται περίπου 1kg/m^3 ινών, ενώ για αντίσταση σε πυρκαγιά τύπου RWS η ποσότητα μπορεί να αυξηθεί μέχρι περίπου 3kg/m^3. Όμως δεν μπορούν να εφαρμόζονται μεγάλες ποσότητες ινών καθώς γίνεται πιο δύσκολη η άντληση και η εφαρμογή του σκυροδέματος.

Πίνακας 12-11: Ιδιότητες εμπορικών υλικών παθητικής πυροπροστασίας (CET, -; www.sika.com)

Κονίαμα / Πλάκα	**Θερμοκρασιακές καμπύλες που μπορεί να ανταποκριθεί**	**Θερμική αγωγιμότητα ($W \cdot m^{-1} \cdot K^{-1}$) στους 300 K**	**Ειδική Θερμότητα (J/kg·K) στους 300 K**	**Πυκνότητα (kg/m^3)**	**Μέτρο ελαστικότητας E (MPa)**	**Αντοχή σε θλίψη / /εφελκυσμό (MPa)**	**Πορώδες %**	**Σκληρότητα**	**PH (αλκαλικότητα)**	**Συνάφεια με το σκυρόδεμα (MPa)**	**Υδαταπορροφητικότητα %**
Cyc Feu 6	ISO 834	0.26	880	850							
Fendolite MII	ISO 834, HC, HCM	0.19		775					12-12.5		
Pyrocrete 241	ISO 834, HC	0.12	1500	881		6 /					
IR 4020	ISO 834, HC, HCM	0.26	880	850						4.17	
Sikacrete 213	ISO 834, HC, HCM,	0.23				2 /			12-12.5		
FireBarrier 135	ISO 834, HC, HCM,RABT, RWS	0.185	765	1150	4050	9 / 0.8	66%	90 Shore A	8	1.1	49 %
Meyco fireshield 1350	ISO 834, HC, HCM,RABT, RWS	0.41	830	1200-1800	7900	15-18/1.5	52%		<12	2	18%
Promatec-πλάκα	ISO 834, HC, HCM,RABT, RWS	0.175		940		9.3			12		
PST-system	ISO 834, HC, HCM,RABT, RWS	0.13	1050	800	1840	0.5/0.5	2%	90 Shore A	13	>0.5	

Η αποτελεσματικότητα της πυροπροστασίας με τη χρήση ινών πολυπροπυλενίου κρίνεται από τους παρακάτω παράγοντες : τον τύπο, τη διάμετρο και το μήκος των ινών, την ποσότητα των ινών ανά κυβικό μέτρο, τον τύπο των αδρανών, το σχεδιασμό του σκυροδέματος, τη διαπερατότητα του σκυροδέματος, την περιεκτικότητα σε υγρασία του σκυροδέματος, το ρυθμό ροής της θερμότητας και τη μέγιστη θερμοκρασία.
Παρά το γεγονός ότι οι ίνες πολυπροπυλενίου προσφέρουν ένα σύστημα για την αποφυγή της αποφλοίωσης δεν προστατεύουν το σκυρόδεμα και τον οπλισμό του από τις αρνητικές επιπτώσεις της υψηλής θερμοκρασίας. Επίσης, η αποτελεσματικότητα των ινών πολυπροπυλενίου, χρήζει βελτιστοποίησης αναφορικά με τη χρήση τους σε σκυροδέματα υψηλής επιτελεστικότητας και αυτοσυμπυκνούμενα σκυροδέματα. Ακόμα, η αντοχή του σκυροδέματος μειώνεται απότομα λόγω της τήξης των ινών, ενώ η εναπομείνουσα θλιπτική αντοχή μετά τη φωτιά είναι ιδιαίτερα χαμηλή, καθιστώντας αναγκαία την εκτεταμένη επισκευή της κατασκευής.



Εικόνα 12.16:Ίνες πολυπροπυλενίου

Πέρα από την εφαρμογή των ινών πολυπροπυλενίου όπως αναφέρθηκε και παραπάνω μπορεί να σχεδιασθεί κατάλληλα το μίγμα του σκυροδέματος με σκοπό να γίνει πυράντοχο. Κάτι τέτοιο πραγματοποιήθηκε, χρησιμοποιώντας σε κατάλληλες αναλογίες τσιμέντο Portland τύπου Ι, πορσελάνη, σκωρία υψικαμίνων και ίνες πολυπροπυλενίου σε αναλογία 0.1% κ.ο.

Γενικά στην εσωτερική παθητική πυροπροστασία ανήκουν και οι μέθοδοι που αναφέρονται στον πίνακα 2.12.

Τέλος τα τελευταία χρόνια πληθαίνουν οι προσπάθειες για την προστασία του σκυροδέματος έναντι της πυρκαγιάς με τη χρήση νέων τεχνικών και υλικών. Οι διεθνείς οργανισμοί έχουν συστήσει ομάδες εργασίας με σκοπό τη συγγραφή προδιαγραφών για τον έλεγχο των μεθόδων παθητικής πυροπροστασίας των ευαίσθητων κατασκευών από σκυρόδεμα. Ενδεικτικά αναφέρεται η σύσταση της επιτροπής πυροπροστασίας οδικών σηράγγων (Fire Protection in Tunnels) της Ευρωπαϊκής Επιτροπής Σκυροδέματος E.F.N.A.R.C, η διεθνής επιτροπή της FIB (Fire Design of Concrete Structures) και το Ευρωπαϊκό πρόγραμμα «Upgrading Tunnels» (UPTUN, 2008). Σύμφωνα με τις παραπάνω επιτροπές οι συνθήκες που πρέπει να εξασφαλίζει η κατασκευή σε περίπτωση πυρκαγιάς είναι με σειρά προτεραιότητας οι κάτωθι : α) αποφυγή της άμεσης κατάρρευσης της κατασκευής και της εκρηκτικής αποφλοίωσης του σκυροδέματος προκειμένου να δοθεί ο απαραίτητος χρόνος στους χρήστες για να την εγκαταλείψουν, και ως εκ τούτου η διατήρηση της θερμοκρασίας του σκυροδέματος σε θερμοκρασίες κάτω από τους 350°C β) η αποφυγή της κατάρρευσης προκειμένου να εξασφαλιστεί η ακεραιότητα των σωστικών συνεργείων και των συνεργείων πυρόσβεσης που εισέρχονται σε αυτήν, μετά την εκκένωση της από τους χρήστες και γ) δυνατότητα εκ των υστέρων επισκευής της με το μικρότερο δυνατό κόστος προκειμένου αυτή να επανέλθει στην κατάσταση που βρισκόταν πριν την πυρκαγιά διατηρώντας τη στατική και αντισεισμική λειτουργία της στο ακέραιο (UPTUN, 2008).

Όμως, παρά την προσπάθεια που γίνεται από διάφορους οργανισμούς και επιτροπές τόσο σε εθνικό επίπεδο όσο και σε παγκόσμιο, η συντριπτική πλειοψηφία των σηράγγων παγκοσμίως δεν περιέχουν παθητική πυροπροστασία που να μπορεί να ανθίσταται σε πολύ υψηλές θερμοκρασίες. Παράλληλα η συντριπτική πλειοψηφία των σηράγγων δεν περιέχει ούτε συστήματα ενεργητικής πυροπροστασίας (Beard & Carvel, 2005). Εντούτοις, όπως αναλύθηκε εκτενώς παραπάνω, το πρόβλημα είναι υψίστης σημασίας καθώς από το 2000 μέχρι το 2005 συνέβησαν 37 πυρκαγιές σε σήραγγες που είχαν ως αποτέλεσμα την απώλεια 350 ανθρώπινων ζωών.

Πίνακας 12-12: Μέθοδοι εσωτερικής παθητικής πυροπροστασίας (UPTUN, 2008)

Μέθοδος	**Αποτελεσματικότητα**	**Σχόλια**
Αερακτικά πρόσθετα στο σκυρόδεμα	Αποτελεσματικά όταν υπάρχει χαμηλό ποσοστό υγρασίας	Μειώνουν τη θλιπτική αντοχή του σκυροδέματος
Περιορισμός υγρασίας στο σκυρόδεμα	Μειώνει την πίεση στο εσωτερικό των πόρων του σκυροδέματος	Στις σήραγγες η υγρασία είναι υψηλή και δύσκολο να ελεγχθεί
Περιορισμός θλιπτικής αντοχής	Μειώνει την πίεση της εκρηκτικής αποφλοίωσης	Αντιοικονομική λύση που οδηγεί σε επιλογή μεγαλύτερων διατομών
Επιλογή αδρανών	Η χρήση αδρανών χαμηλής διαστολής με μικρό μέγιστο κόκκο είναι αποτελεσματική	Σε σκυροδέματα με υψηλή υγρασία δεν αποφεύγεται η εκρηκτική αποφλοίωση
Χρήση οπλισμού	Μειώνει την καταστροφή λόγω εκρηκτικής αποφλοίωσης	Δεν είναι πάντα αποτελεσματική μέθοδος όπως για παράδειγμα στη σήραγγα της Μάγχης
Χρήση βοηθητικού οπλισμού	Μειώνει την καταστροφή λόγω εκρηκτικής αποφλοίωσης	Η χρήση τους είναι δύσκολη σε λεπτές διατομές
Μεταλλικές ίνες	Μειώνει την καταστροφή λόγω εκρηκτικής αποφλοίωσης	Αποτελεσματική λύση σε χαμηλές θερμοκρασίες
Επιλογή διατομής	Λεπτότερες διατομές μειώνουν την καταστροφή λόγω εκρηκτικής αποφλοίωσης	Λύση όχι πάντα εφικτή

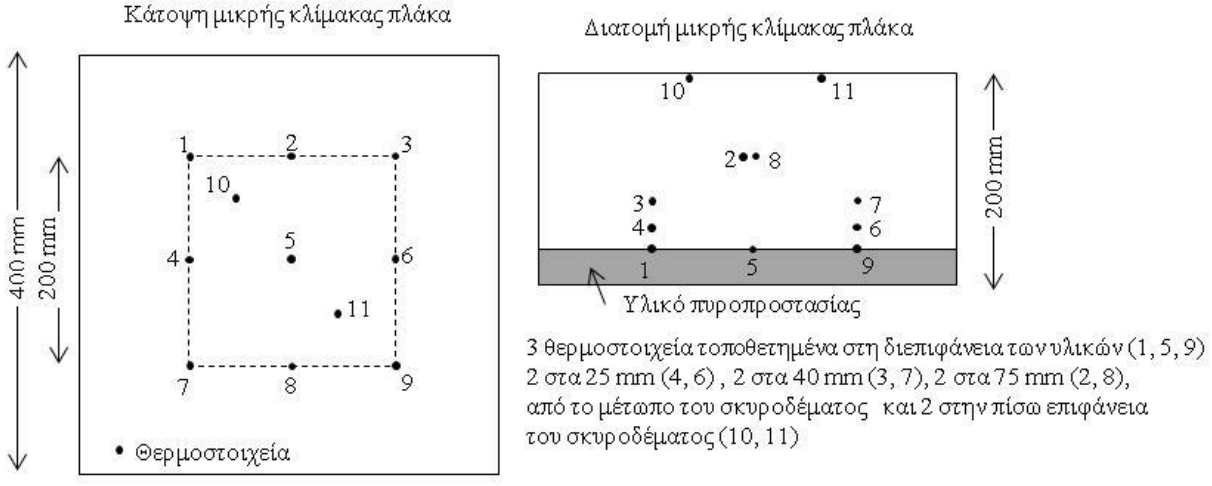
12.5.3.5 Δοκιμές για την απόδοση της προστασίας

Η πρότυπη δοκιμή ελέγχου παθητικής πυροπροστασίας βασίστηκε στις οδηγίες της E.F.N.A.R.C (European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for Concrete) που καλύπτουν την αξιολόγηση των συστημάτων παθητικής πυροπροστασίας της εκ σκυροδέματος μόνιμης επένδυσης των σηράγγων. Η δοκιμή περιλαμβάνει την έκθεση της επιφάνειας ενός δοκιμίου, που αποτελείται από σκυρόδεμα και το επιλεγμένο υλικό πυροπροστασίας, σε θερμοκρασιακές μεταβολές ανάλογα με την καμπύλη που έχει επιλεχθεί να προσομοιωθεί. Παράλληλα μετρείται η θερμοκρασία στη διεπιφάνεια των υλικών αλλά και σε διάφορες θέσεις εντός του δοκιμίου (Εικόνα 13.17). Όπως αναφέρεται και στις οδηγίες, υπάρχουν δύο δοκιμές ελέγχου παθητικής πυροπροστασίας:

• Μικρής κλίμακας δοκιμή που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παροχή ενδεικτικών δεδομένων απόδοσης του υλικού

• Μεγάλης κλίμακας δοκιμή που χρησιμοποιείται για να αποδειχθεί ότι ένα σύστημα προστασίας πληροί όλες τις απαιτήσεις των υλικών παθητικής πυροπροστασίας.

Από τον Σακκάς (2014) πραγματοποίησε μικρής κλίμακας δοκιμή. Στη δοκιμή αυτή χρησιμοποιήθηκε δοκίμιο διατομής 400 x 400 mm ^{2} και πάχους 200 mm. Το δοκίμιο του σκυροδέματος κατασκευάσθηκε σύμφωνα με τις οδηγίες της EFNARC.



Εικόνα 12.17: Διάταξη θερμοστοιχείων στη μικρής κλίμακας δοκιμή

Όπως φαίνεται και στο σχήμα της εικόνας 13.17 για τη μέτρηση της θερμοκρασίας τοποθετούνται τρία θερμοστοιχεία στη διεπιφάνεια των υλικών (1, 5, 9), δύο στα 25 mm (4,6), δύο στα 40 mm (3,7), 2 στα 75 mm (2,8) από το μέτωπο του σκυροδέματος και 2 στην πίσω επιφάνεια του σκυροδέματος (10,11). Στις θέσεις 2,3,4,6,7,8,10,11 τοποθετούνται θερμοστοιχεία τύπου "K" τα οποία έχουν τη δυνατότητα μέτρησης μέχρι 1100°C, ενώ στις θέσεις 1,5,9 τοποθετούνται θερμοστοιχεία τύπου "S" τα οποία έχουν τη δυνατότητα μέτρησης σε θερμοκρασίες άνω των 1100°C. Για την τοποθέτηση των θερμοστοιχείων δημιουργούνται κατάλληλες οπές από την πίσω επιφάνεια του δοκιμίου του σκυροδέματος στη διάμετρο του θερμοστοιχείου μέχρι το επιθυμητό βάθος ανάλογα με την θέση τοποθέτησης. Τα θερμοστοιχεία στη συνέχεια συνδέονται με καταγραφέα δεδομένων ο οποίος μεταφέρει τα αποτελέσματα σε υπολογιστή με σκοπό να παρατηρείται η θερμοκρασία στο δοκίμιο κατά τη διάρκεια της δοκιμής.

12.6 Το παρόν και το μέλλον

12.6.1 Ενεργητική προστασία

Σχετικά με την αποτελεσματικότητα των συστημάτων καταιονισμού υπάρχει μία έντονη διαφοροποίηση στις απόψεις καθώς άλλοι εκτιμούν ότι είναι αποδοτικά ενώ αντίθετα άλλοι εκτιμούν ότι όχι μόνο δεν αποδίδουν αλλά μπορεί να δυσχεραίνουν και την κατάσταση . Τα προβλήματα που μπορούν να προκύψουν από τη χρήση των ψεκαστήρων νερού είναι:

- Το νερό μπορεί να προκαλέσει έκρηξη στο καύσιμο ή οποιαδήποτε άλλη χημική διεργασία
- Το νερό που εξατμίζεται μπορεί να προκαλέσει προβλήματα υγείας και ορατότητας στους χρήστες της σήραγγας
- Η αποδοτικότητα τους είναι μικρή για πυρκαγιές μέσα σε οχήματα
- Η συντήρηση τους είναι αρκετά ακριβή

12.6.2 Παθητική πυροπροστασία

Δύο βασικά προβλήματα υπάρχουν στην περίπτωση της παθητικής πυροπροστασίας

- Ο χρόνος που απαιτείται για την εγκατάσταση των υλικών πυροπροστασίας
- Το κόστος των υλικών που χρησιμοποιούνται

Πάνω σε αυτήν την κατεύθυνση υπάρχει έντονη ερευνητική δραστηριότητα στον τομέα της ανάπτυξης υλικών πυροπροστασίας χαμηλού κόστους.

Βιβλιογραφία

Αγγελόπουλος Γ, Γιόκαρης Σ, (2005). «Επίδραση πυκαγιάς σε σήραγγα- Μέθοδοι επισκευής και ενίσχυσης»,.11ο Φοιτητικό Συνέδριο «Ενισχύσεις – επισκευές κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος και ανασχεδιασμός υφιστάμενων κατασκευών.

ASTM (2011). E136 – 12 Standard Test Method for Behavior of Materials in a Vertical Tube Furnace at 750°C.

Barbauskas V, Peacock R (1992). "Heat release rate: The single most important variable in Fire hazard" Fire Safety Journal:18:255-272.

Beard A, Carvel R (2005). "The Handbook of Tunnel Fire Safety" Thomas Telford Publishing: London.

Both C, van de Haar PW, Tan GL, Wolsink GM (1999). "Evaluation of passive fire protection measures for concrete tunnel linings", Proc. International Conference on tunnel fires and escape from tunnels, lyon, france, 5-7 may, pp. 95-104.

Brinson Alan (2010). "Active Fire Protection in Tunnels", Proceedings Fourth International Symposium on Tunnel Safety and Security, Frankfurt am Main, Germany.

Caliendo C, De Guglielmo M (2012). "Accident Rates in Road Tunnels and Social Cost Evaluation", Procedia - Social and Behavioral Sciences 53: 166 – 177.

Carvel R (2004). "Fire size in tunnels" Phd Thesis. Heriot-Watt University, School of the Built Environment, Division of Civil Engineering Riccarton, Edinburgh.

CEMBUREAU/BIBM/ERMCO (2004). "Improving fire safety in tunnels", http://www.bibm.eu/Content/www.bibm.eu/Documenten/improving%20fire%20safety%20in%20tunnels%20document.pdf, 2004.

CET (Cente d'etudes des tunnels). Data sheets on sprayable mortars for fire protection - http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr/

Clement F, Focaracci A (2011). "Fire Protection in Tunnels: Requirements, Solutions and Case histories", Proccedings of World Tunnel Congress.

Davidson MT, Harik IE, Davis DB (2013). "Fire impact and passive fire protection of infrastructure: State of the Art", Journal of Performance of Constructed Facilities 27 (2):135-143.

Δηλαβέρης Κ (2004). «**Σύστημα Παθητικής Πυροπροστασίας MEYCO Fix Fireshield 1350»**, Ημερίδα Νέες Τεχνολογίες στα Υπόγεια Έργα, Αθήνα.

EFNARC (2009) {European Federation of National Associations Representing producers and applicators of specialist building products for Concrete}, "Specification and guidelines for testing of passive fire protection for concrete Tunnel linings".

Felicetti R, Gambarova PG, Meda A (2006). "Residual behaviour of steel rebars and R/C sections after a fire", Construction and Building Materials; 23:3546–3555.

Frank P (-) "The Causes, Effects & Control of Real Tunnel Fires. An examination of what actually happened in recent incidents and the reaction of fire and rescue teams to these incidents".

Gary M (1916). "Fire tests on reinforced concrete buildings" (στα Γερμανικά), Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Heft 11, Germany.

Haack A (2004). "Technical options for fireproof tunnel linings—Limits, advantages and disadvantages of the various solutions", Proceedings of the 1st Brazilian Congress on Tunnels and Underground Structures—International Seminar on South American Tunneling, São Paulo, Brazil:1–6.

ITA (2004) {International Tunneling Association}. "Guidelines for structural fire resistance for road tunnels", Working Group No.6 Maintenance and Repair.

Jansson R (2006). “Liquid/steam pressure measurement inside concrete exposed to fire”, in Structures in fire, Proceedings of Fourth International Workshop, Aveiro, Portugal:745-776.

Khoury GA (2000). “Effect of fire on concrete and concrete structures”, Progress in Structural Engineering and Materials:2;49–447.

Khoury GA (2003). “Passive fire protection in tunnels”, Concrete, 37(2):31–36.

Leitner A (2001). “The fire catastrophe in the Tauern Tunnel: experience and conclusions for the Austrian guidelines”, Tunnelling and Underground Space Technology 16:217-223.

NCHRP (2011) {National Cooperative Highway Research Program}. “Design Fires in Road Tunnels, A synthesis of Highway practice” Transportation Research Board.

NFPA (2011). “502 - Standard for Road Tunnels, Bridges, and Other Limited Access Highways”, National Fire Protection Association.

Οδηγία (2004)/54/ΕΚ του Ευρωπαϊκού Κοινοβολίου και του Συμβουλίου της 29ης Απριλίου 2004 σχετικά με τις ελάχιστες απαιτήσεις ασφαλείας για τις σήραγγες του διευρωπαϊκού οδικού δικτύου.

Phan LT (2008). “Pore pressure and explosive spalling in concrete”, Materials and Structures; 41:1623–1632.

Promat (-). “Tunnel Fire Protection, For Tunnels Structures and Services”.

ΠΔ (2007). Προεδρικό Διάταγμα 264, Τεύχος Πρώτο.

Σακκάς Κ, Νομικός Π, Πάνιας Δ, Σοφιανός Α (2010). “Προστασία Σηράγγων από πυρκαγιά”. Πρακτικά 6ου Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ: 383-389.

Sakkas K, Nomikos P, Sofianos A, Panias D (2013). “Inorganic polymeric materials for passive fire protection of underground constructions”, Journal of Fire and Materials, 37:140-150.

Σακκάς Κ (2014). “Προστασία των μέτρων στήριξης σηράγγων από πυρκαγιά”, Διδακτορική διατριβή, ΕΜΠ.

ΤΕΕ (-). «Πυροπροστασία», Σεμινάρια Νέων Μηχανικών.

UPTUN (2008). Workpackage 2, “Fire development and mitigation measures, Runehamar Tunnel Fire Tests”, and Workpackage 4, Fire effects and tunnel performance: system structural response, Spalling review: types, assessment and prevention, Evaluation of present technology and design systems.

ΥΥΜΔ (-). «Μέθοδος Ανάλυσης Επικινδυνότητας Οδικών Σηράγγων χωρίς εμπλοκή οχημάτων που μεταφέρουν επικίνδυνα εμπορεύματα», Υπουργείο Υποδομών, Μεταφορών και Δικτύων, Γενική Γραμματεία Δημοσίων Έργων, Διοικητική Αρχή Σηράγγων.

Κεφάλαιο 13

13. Παράρτημα

Πίνακας 13-1. Μεταροπές μονάδων

Μέγεθος	Μονάδες Imperial (Αγγλοσαξωνικές)	Μονάδες SI
Μήκος	1 in	0.025400 m
	1 ft	0.30480 m
	1 mile	1609.3 m
Εμβαδόν	1 in^2	0.64516 × 10^{-3} m^2
	1 ft^2	0.092903 m^2
	1 acre	4046.9 m^2
Όγκος	1 in^3	0.387 × 10^{-3} m^3
	1 ft^3	0.028317 m^3
	1 US gallon	3.7854 × 10^{-3} m^3
Μάζα	1 lbm	0.4536 kg
Πυκνότητα	1 lbm/in^3	27680 kg/m^3
Διαπερατότητα	1ft/year	0.9659 × 10^{-8} m/s
Παροχή	1 ft^3/s	0.02832 m^3/s
Δύναμη	1 lbf	4.4482 N ($kg{\cdot}m/s^2$)
Πίεση, τάση	psi (lbf/in^2)	6894.8 Pa (N/m^2)
Μοναδιαίο βάρος	1 lbf/ft^3	0.1571 kN/m^3
Ενέργεια (και ροπή)	1 ft lbf	1.3558 J (N·m)
Ενέργεια	1 Btu	1055.1 J
Ισχύς	1 ft lbf/s	1.3558 W (N·m/s)
Ισχύς	1 Btu/hr	0.29307 W
Αγωγιμότητα	1 Btu/ft hr ^oF	1.7307 W/m ^oC
	1 Btu/in hr ^oF	20.769 W/m ^oC
Πυκνότητα θερμικής ροής	1 Btu/in^2 hr	454.26 W/m^2
Ειδική θερμότητα	1 Btu/lbm ^oF	4186.8 J/kg ^oC
Θερμοκρασία	1 ^oF	5/9 ^oC
	Temp ^oF	9/5 × Temp ^oC +32°
		9/5 × Temp ^oK -459.67^o
Απόλυτο μηδέν	-459.67 ^oF	-273.15 ^oC
Επιτάχυνση της βαρύτητας	32.174 ft/s^2	9.8066 m/s^2
Ατμοσφαιρική πίεση	14.694 psi	0.10132 × 10^6 Pa
Σταθερά Stefan-Bolzmann	0.1714 × 10^{-8} Btu/hr ft^2 $^oR^4$	5.669 × 10^{-8} W/m^2 $^oK^4$
	$^oR=^oF+459.67$	$^oK=^oC+273.15$

Πίνακας 13-2. Σχέσεις μεταξύ ελαστικών σταθερών και ταχυτήτων για ισότροπα μέσα

Μετα-βλητές	E μέτρο Young	ν λόγος Poisson	K μέτρο ολικό	G μέτρο διάτμησης	λ σταθερά Lamé	α P-ταχύτητα	β S-ταχύτητα	β/α
(E,ν)	-	-	$\frac{E}{3\cdot(1-2\cdot\nu)}$	$\frac{E}{2\cdot(1+\nu)}$	$\frac{E\cdot\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	$\sqrt{\frac{E\cdot(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)\rho}}$	$\sqrt{\frac{E}{2(1+\nu)\rho}}$	$\sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$
E,K	-	$\frac{3K-E}{6K}$	-	$\frac{3KE}{9K-E}$	$3K\left(\frac{3K-E}{9K-E}\right)$	$\sqrt{\frac{3K(3K+E)}{\rho(9K-E)}}$	$\sqrt{\frac{3KE}{\rho(9K-E)}}$	$\sqrt{\frac{E}{3K+E}}$
E,G	-	$\frac{E-2G}{2G}$	$\frac{EG}{3(3G-E)}$	-	$G\left(\frac{E-2G}{3G-E}\right)$	$\sqrt{\frac{G(4G-E)}{\rho(3G-E)}}$	$\sqrt{\frac{G}{\rho}}$	$\sqrt{\frac{3G-E}{4G-E}}$
ν,K	$3K(1-2\nu)$	-	-	$\frac{3K}{2}\cdot\left(\frac{1-2\nu}{1+\nu}\right)$	$3K\cdot\left(\frac{\nu}{1+\nu}\right)$	$\sqrt{\frac{3K(1-\nu)}{\rho(1+\nu)}}$	$\sqrt{\frac{3K}{2\rho}\cdot\left(\frac{1-2\nu}{1+\nu}\right)}$	$\sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$
ν,G	$2G(1+\nu)$	-	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	-	$G\left(\frac{2\nu}{1-2\nu}\right)$	$\sqrt{\frac{2G}{\rho}\left(\frac{1-\nu}{1-2\nu}\right)}$	$\sqrt{\frac{G}{\rho}}$	$\sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$
ν, λ	$\lambda\frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{\nu}$	-	$\lambda\left(\frac{1-2\nu}{2\nu}\right)$	$\lambda\left(\frac{1+\nu}{3\nu}\right)$	-	$\sqrt{\frac{\lambda}{\rho\nu}(1-\nu)}$	$\sqrt{\frac{\lambda}{\rho}\frac{(1-2\nu)}{2\nu}}$	$\sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}$
K,G	$\frac{9KG}{3K+G}$	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$	-	-	$K-\frac{2G}{3}$	$\sqrt{\frac{K+\frac{4G}{3}}{\rho}}$	$\sqrt{\frac{G}{\rho}}$	$\sqrt{\frac{G}{K+\frac{4G}{3}}}$
K,λ	$9K\left(\frac{K-\lambda}{3K-\lambda}\right)$	$\frac{\lambda}{3K-\lambda}$	-	$\frac{3}{2}(K-\lambda)$	-	$\sqrt{\frac{3K-2\lambda}{\rho}}$	$\sqrt{\frac{3(K-\lambda)}{2\rho}}$	$\sqrt{\frac{1}{2}\left(\frac{K-\lambda}{K-\frac{2\lambda}{3}}\right)}$
G, λ	$G\left(\frac{3\lambda+2G}{\lambda+G}\right)$	$\frac{\lambda}{2(\lambda+G)}$	$\lambda+\frac{2G}{3}$	-	-	$\sqrt{\frac{\lambda+2G}{\rho}}$	$\sqrt{\frac{G}{\rho}}$	$\sqrt{\frac{G}{\lambda+2G}}$
α,β	$\rho\beta^2\left(\frac{3\alpha^2-4\beta^2}{\alpha^2-\beta^2}\right)$	$\frac{\alpha^2-2\beta^2}{2(\alpha^2-\beta^2)}$	$\rho\left(\alpha^2-\frac{4}{3}\beta^2\right)$	$\rho\beta^2$	$\rho(\alpha^2-2\beta^2)$	-	-	-

Ευρετήριο