



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Υδατικών Πόρων & Περιβάλλοντος

Μελέτη της θλιπτικής αντοχής Αξονοσυμμετρικών Φραγμάτων Κυλινδρούμενου Σκληρού Επιχώματος

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Επιβλέποντες: Δ.ΔΕΡΜΑΤΑΣ
Ν.Ι.ΜΟΥΤΑΦΗΣ

ΖΑΧΑΡΟΠΟΥΛΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ
ΑΘΗΝΑ, 2014



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Υδατικών Πόρων & Περιβάλλοντος

Μελέτη της θλιπτικής αντοχής Αξονοσυμμετρικών Φραγμάτων Κυλινδρούμενου Σκληρού Επιχώματος

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΖΑΧΑΡΟΠΟΥΛΟΣ ΘΕΟΔΩΡΟΣ

Επιβλέποντες Καθηγητές
Δ. Δερματάς (Επικουρος Καθηγητής ΕΜΠ)
Ν.Ι. Μουτάφης (Λέκτορας ΕΜΠ)

Εγκρίθηκε από την τριμελή εξεταστική επιτροπή την / / 2014

.....

.....

.....

ΑΘΗΝΑ, 2014



Το παρόν έγγραφο υπάγεται στην άδεια (CC BY-NC-SA 3.0)
Ζαχαρόπουλος Θεόδωρος, 2014

"Εκπαίδευση είναι ότι απομένει σε κάποιον,
όταν ξεχάσει αυτά που έμαθε στο σχολείο."

Albert Einstein

Ευχαριστίες

Πρώτα και κύρια, θέλω να ευχαριστήσω θερμά τους επιβλέποντες της παρούσας εργασίας κ.κ. Δερματά Δημήτρη και Μουτάφη Νίκο, οι οποίοι αποτέλεσαν για μένα εξαιρετικοί δάσκαλοι. Όχι μόνο για τις γνώσεις και την βοήθεια που παρείχαν, αλλά για τον τρόπο σκέψης και την αντιμετώπιση των προβλημάτων που εμφανίστηκαν κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας.

Πολλά ευχαριστώ αξίζουν επίσης στους κ.κ. Δημακόπουλο Σταύρο, Κούμουλο Δημήτρη και Φελέκο Στέλιο, οι οποίοι παρά τις αυξημένες επαγγελματικές τους υποχρεώσεις, μου προσέφεραν απλόχερα μεγάλη βοήθεια για την εκπόνηση της παρούσας εργασίας, τόσο μέσω της εμπειρίας τους αλλά και των δεδομένων που μου παρείχαν.

Εκτός όμως των παραπάνω που συνέβαλαν στην εργασία υλικά, θέλω να ευχαριστήσω όλους και όλες τους φίλους που τόσα χρόνια σε εύκολες αλλά και δύσκολες στιγμές στάθηκαν στο πλάι μου και μου συμπαραστάθηκαν και πορευτήκαμε μαζί. Τους συντρόφους του Εγκέλαδου από μικρότερα και μεγαλύτερα έτη, που μάθαμε μαζί τις αξίες της συλλογικής δράσης και του αγώνα.

Κλείνοντας, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, τους γονείς μου Τέλη και Μαργαρίτα και τον αδερφό μου Αντώνη, για τη συνεχή υλική και μη υποστήριξη που μου παρείχαν για να μπορέσω να ολοκληρώσω τις σπουδές μου.

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες.....	iii
Περιεχόμενα	iv
Περιεχόμενα Εικόνων	vii
Περιεχόμενα Πινάκων	ix
Περιεχόμενα Σχημάτων	ix
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	xiii
ABSTRACT.....	xiii
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Κατηγοριοποίηση Φραγμάτων-Βασικά Τεχνικά Χαρακτηριστικά	1
1.1.1 Φράγματα από Σκυρόδεμα:	2
1.1.2 Γεωφράγματα:.....	5
2. ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ.....	8
2.1 Ορισμός και Ιστορική αναδρομή	8
2.2 Αναλυτικά Χαρακτηριστικά Φραγμάτων Βαρύτητας.....	12
2.2.1 Φορτία Σχεδιασμού και μηχανισμοί λειτουργίας τους:	13
2.2.2 Συνδυασμοί Φορτίσεων-Συντελεστές ασφάλειας.....	15
2.2.3 Χαρακτηριστικά και επιλογή θέσης θεμελίωσης.	17
2.3 Η πορεία εξέλιξης προς τα φράγματα RCC και FSHD	18
2.3.1 Μειονεκτήματα Φραγμάτων Βαρύτητας Συμβατικού Σκυροδέματος.....	18
2.3.2 Φράγμα Forebay (Η.Π.Α.) - προπομπός του RCC.....	21
2.3.3 Συνοπτικά χαρακτηριστικά φραγμάτων RCC & πλεονεκτήματα.....	22
3. ΦΡΑΓΜΑΤΑ Α.Κ.Σ.Ε.....	26
3.1 Αρχές Σχεδιασμού και τεχνικά χαρακτηριστικά	26
3.1.1 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Σκληρού Επιχώματος.....	27
3.1.1.1 Θλιπτική Αντοχή:.....	27
3.1.1.2 Μέτρο Ελαστικότητας:.....	27
3.1.1.3 Διαπερατότητα:	28
3.1.1.4 Θερμότητα Ενυδάτωσης:.....	28
3.1.2 Διαστασιολόγηση & Σχεδιασμός.....	29
3.1.2.1 Στατική Ανάλυση:.....	31
3.1.2.2 Δυναμική Ανάλυση:	31
3.1.2.3 Θερμοκρασιακή Ανάλυση:	33
3.2 Υλικά Κατασκευής.....	35
3.2.1 Αδρανή.....	35
3.2.2 Τσιμέντο.....	36
3.2.3 Ιπτάμενη τέφρα.....	36
3.2.4 Νερό.....	36
3.3 Συναφή Τεχνικά Έργα.....	37

3.3.1	Υπερχειλιστής.....	37
3.3.1.1	Συνοπτικοί Υδραυλικοί Υπολογισμοί Υπερχειλιστή	37
3.3.1.2	Σχεδιασμός Βαθμιδωτού Υπερχειλιστή.....	38
3.3.2	Στεγανωτική Πλάκα Συμβατικού Σκυροδέματος.....	41
3.3.2.1	Βασικά Χαρακτηριστικά	41
3.3.2.2	Διαδικασία Κατασκευής.....	42
3.3.2.3	Διαμόρφωση Ανάντη παρειάς	44
3.3.3	Πλίνθος.....	45
3.3.3.1	Διαστασιολόγηση Πλίνθου	45
3.3.3.2	Σκυρόδεμα & Οπλισμοί Πλίνθου	46
3.3.3.3	Μόνωση Πλίνθου	47
3.4	Διαδικασία Κατασκευής Α.Κ.Σ.Ε.	48
3.4.1	Μεταφορά και Διάστρωση	48
3.4.2	Συμπύκνωση	50
3.4.3	Συντήρηση-Προστασία-Σύνδεση των στρώσεων.....	51
4.	ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ ΑΚΣΕ.....	53
4.1	Βασικοί Ορισμοί	53
4.1.1	Συμβατικό Δοκίμιο:	53
4.1.2	Χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη:.....	53
4.1.3	Μέση αντοχή σκληρού επιχώματος σε θλίψη:.....	53
4.1.4	Απαιτούμενη αντοχή σε θλίψη:.....	53
4.1.5	Τυπική Απόκλιση:	53
4.1.6	Βαθμός Συμπύκνωσης:.....	54
4.1.7	Βέλτιστη Υγρασία:	54
4.2	Εργαστηριακές Δοκιμές	54
4.2.1	Δοκιμή Μονοαξονικής Θλίψης	54
4.2.1.1	Διαδικασία Δοκιμής.....	55
4.2.1.2	Συνοπτικοί Υπολογισμοί	55
4.2.2	Προσδιορισμός σχέσης Υγρασίας-Συμπύκνωσης (Proctor Test)	56
4.2.2.1	Διαδικασία Δοκιμής.....	56
4.2.2.2	Κατασκευή του διαγράμματος.....	57
4.2.3	Επί τόπου Έλεγχος της Συμπύκνωσης	58
4.2.4	Κοκκομετρική Ανάλυση Αδρανών	59
4.2.4.1	Διαδικασία Δοκιμής.....	61
4.2.4.2	Αξιολόγηση της Κοκκομετρικής Καμπύλης	62
5.	ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΤΟΧΗΣ Κ.Σ.Ε.....	64
5.1	Φράγμα Άνω Μέρα-Μύκονος.....	65
5.1.1	Τοποθεσία Φράγματος.....	65
5.1.2	Γενικά Χαρακτηριστικά.....	66
5.1.3	Διαδικασία Κατασκευής.....	67
5.1.4	Υλικά Σκληρού Επιχώματος	68

5.1.5	Ποιοτικοί Έλεγχοι	69
5.1.5.1	Κοκκομετρική Ανάλυση.....	69
5.1.5.2	Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.....	69
5.1.5.3	Έλεγχος συνεκτικότητας Σ.Ε.....	70
5.1.5.4	Έλεγχοι συμπίκνωσης Σ.Ε.....	71
5.1.6	Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε.	72
5.1.6.1	Αποτελέσματα Δοκιμών	72
5.1.6.2	Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας.....	76
5.1.7	Παρατηρήσεις	77
5.2	Φράγμα Στενό-Σέριφος	78
5.2.1	Τοποθεσία Φράγματος.....	78
5.2.2	Γενικά Χαρακτηριστικά.....	79
5.2.3	Διαδικασία Κατασκευής.....	80
5.2.4	Υλικά Σκληρού Επιχώματος	81
5.2.5	Ποιοτικοί Έλεγχοι	82
5.2.6	Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε	83
5.2.6.1	Αποτελέσματα Δοκιμών	83
5.2.6.2	Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας.....	87
5.2.7	Παρατηρήσεις	88
5.3	Φράγμα Κόρη-Γεφύρι, Χίος	89
5.3.1	Τοποθεσία Φράγματος.....	89
5.3.2	Γενικά Χαρακτηριστικά.....	90
5.3.3	Διαδικασία Κατασκευής.....	91
5.3.4	Υλικά Σκληρού Επιχώματος	94
5.3.5	Ποιοτικοί Έλεγχοι	95
5.3.5.1	Κοκκομετρική ανάλυση	95
5.3.5.2	Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.....	96
5.3.5.3	Έλεγχοι Συμπύκνωσης Σ.Ε.	97
5.3.6	Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε.	98
5.3.6.1	Αποτελέσματα Δοκιμών	98
5.3.6.2	Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας.....	101
5.4	Φράγμα Βαλαμιώτη-Ν.Χανίων	102
5.4.1	Τοποθεσία Φράγματος.....	102
5.4.2	Γενικά Χαρακτηριστικά.....	103
5.4.3	Διαδικασία Κατασκευής.....	104
5.4.4	Υλικά Σκληρού Επιχώματος	106
5.4.5	Ποιοτικοί Έλεγχοι	107
5.4.5.1	Κοκκομετρική Ανάλυση.....	107
5.4.5.2	Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.....	108
5.4.5.3	Υγρή Πυκνότητα Σ.Ε.	108
5.4.5.4	Έλεγχος Συμπύκνωσης Σ.Ε.	109
5.4.6	Θλιπτική αντοχή Κ.Σ.Ε.....	109

5.4.6.1	Αποτελέσματα Δοκιμών	109
5.4.6.2	Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας.....	114
5.5	Φράγμα Φιλατρινό-Μεσσηνία.....	115
5.5.1	Τοποθεσία Φράγματος	115
5.5.2	Γενικά Χαρακτηριστικά.....	116
5.5.3	Διαδικασία Κατασκευής.....	117
5.5.4	Υλικά Σκληρού Επιχώματος	120
5.5.5	Ποιοτικοί Έλεγχοι	121
5.5.5.1	Κοκκομετρική Ανάλυση.....	121
5.5.5.2	Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.....	122
5.5.5.3	Υγρή Πυκνότητα Σ.Ε.	122
5.5.5.4	Έλεγχος Συμπύκνωσης Σ.Ε.	123
5.5.6	Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε.	125
5.5.6.1	Αποτελέσματα Δοκιμών	125
5.5.6.2	Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας.....	131
5.6	Φράγμα Ληθαιού-Ν.Τρικάλων.....	132
5.6.1	Τοποθεσία Φράγματος.....	132
5.6.2	Γενικά Χαρακτηριστικά.....	133
5.6.3	Διαδικασία Κατασκευής.....	134
5.6.4	Υλικά Σκληρού Επιχώματος	136
5.6.5	Ποιοτικοί Έλεγχοι	137
5.6.5.1	Κοκκομετρική Ανάλυση.....	137
5.6.5.2	Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.....	138
5.6.5.3	Έλεγχος επί τόπου Υγρής Πυκνότητας Σ.Ε.	138
5.6.5.4	Έλεγχος Συμπύκνωσης Σ.Ε.	139
5.6.6	Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε.....	140
5.6.6.1	Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας.....	145
6.	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	147
7.	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	149

Περιεχόμενα Εικόνων

Εικόνα1.1	Άποψη φράγματος Ταυρωπού και του ταμιευτήρα.....	2
Εικόνα.1.2	Κάτοψη φράγματος Ταυρωπού	2
Εικόνα 1.3	Άποψη φράγματος Λούρου την ώρα της υπερχειλίσης	3
Εικόνα 1.4	Άποψη φράγματος Λούρου την ώρα της υπερχειλίσης	3
Εικόνα.1.5	Τυπική διατομή φράγματος Λάδωνα	4
Εικόνα 1.6	Άποψη του φράγματος με τις χαρακτηριστικές αντηρίδες και η λίμνη.....	4
Εικόνα 1.7	Εναέρια άποψη του φράγματος Κρεμαστών και του ταμιευτήρα.	5
Εικόνα 1.8	Καπάντη όψη φράγματος Μεσοχώρας (υπερχειλιστής στο δεξι αντέρεισμα).....	6
Εικόνα 2.1	Φράγμα Κάτω Sennacherib.....	8
Εικόνα 2.2	Φράγμα Marib	9

Εικόνα 2.3 Φράγμα Cornalvo	9
Εικόνα 2.4 Φράγμα Proserpina.....	10
Εικόνα 2.5 Άποψη φράγματος Hoover, όπου φαίνονται οι ξυλότυποι των μονολιθικών μπλοκ.....	19
Εικόνα 2.6 Λεπτομέρειες αρμών διαστολής.....	19
Εικόνα 2.7 Φράγμα Forebay.....	21
Εικόνα 3.1 Θερμοκρασιακές μεταβολές Στο φράγμα του Ληθαίου.....	34
Εικόνα 3.2 Σκυροδέτηση τριγωνικών φατνωμάτων βάσης ανάντη πλάκας.....	42
Εικόνα 3.3 Διάταξη και τάξη μεγέθους οπλισμών πλίνθου.....	46
Εικόνα 3.4 Ολοκληρωμένη πλίνθος.....	47
Εικόνα 3.5 Απόθεση μείγματος Σληρού Επιχώματος.....	48
Εικόνα 3.6 Καθαρισμός εδάφους θεμελίωσης.....	49
Εικόνα 3.7 Διάστρωση μείγματος.....	49
Εικόνα 3.8 Συμπύκνωση υλικού.....	50
Εικόνα 3.9 Τελική επιφάνεια στρώσης σκληρού επιχώματος.....	50
Εικόνα 4.1 Τυπική Μηχανή Συμπύκνωσης Proctor.....	56
Εικόνα 4.2 Τυπική διάταξη κοσκίνων κοκκομετρικής ανάλυσης.....	59
Εικόνα 4.3 Κόσκινα Νο200, Νο4, 6,3mm, 75mm.....	59
Εικόνα 5.1 Κατάντη άποψη φράγματος Άνω Μερά.....	65
Εικόνα 5.2 Τοποθεσία φράγματος μέσω λογισμικού Google Earth.....	65
Εικόνα 5.3 Συγκρότημα παραγωγής αδρανών.....	67
Εικόνα 5.4 Διαρροές στο σώμα του φράγματος.....	77
Εικόνα 5.5 Κατάντη όψη φράγματος Στενό.....	78
Εικόνα 5.6 Τοποθεσία φράγματος μέσω λογισμικού Google Earth.....	78
Εικόνα 5.7 Κατάντη όψη φράγματος Κόρη-Γεφύρι.....	89
Εικόνα 5.8 Τοποθεσία φράγματος μέσω λογισμικού Google Earth.....	89
Εικόνα 5.9 Ανάντη όψη φράγματος Κόρη-Γεφύρι.....	90
Εικόνα 5.10 Καθαρισμός θεμελίωσης Κόρη-Γεφύρι.....	91
Εικόνα 5.11 Σκυρόδεμα εξομάλυνσης θεμελίωσης Κόρη-Γεφύρι.....	91
Εικόνα 5.12 Ξυλότυπος πρανών και τοπική συμπύκνωση υλικού.....	92
Εικόνα 5.13 Ξυλότυπος & σκυροδέτηση υπερχειλιστή.....	92
Εικόνα 5.14 Αποστραγγιστικοί σωλήνες Κόρη-Γεφύρι.....	93
Εικόνα 5.15 Συγκρότημα παραγωγής αδρανών Κόρη-Γεφύρι.....	93
Εικόνα 5.16 Κατάντη όψη φράγματος Βαλσαμιώτη λίγο πριν την ολοκλήρωση.....	102
Εικόνα 5.17 Τοποθεσία φράγματος Βαλσαμιώτη μέσω λογισμικού Google Earth.....	102
Εικόνα 5.18 Διάστρωση Σ.Ε. φράγμα Βαλσαμιώτη.....	104
Εικόνα 5.19 Μεταλλότυποι μόρφωσης πρανών φράγματος Βαλσαμιώτη.....	104
Εικόνα 5.20 Ξυλότυπος Υπερχειλιστή φράγμα Βαλσαμιώτη.....	105
Εικόνα 5.21 Ανάντη πλάκα στεγάνωσης φράγματος Βαλσαμιώτη.....	105
Εικόνα 5.22 Κοντινή δορυφορική εικόνα φράγματος Βαλσαμιώτη.....	106
5.23 Κατάντη όψη φράγματος Φιλιατρινού.....	115
5.24 Τοποθεσία φράγματος Φιλιατρινού μέσω Google Earth.....	115
Εικόνα 5.25 Μεταλλότυπος διαμόρφωσης ανάντη πρανούς (Φιλιατρινό).....	117
Εικόνα 5.26 Προκατασκευασμένα στοιχεία διατομής L (Φιλιατρινό).....	117
Εικόνα 5.27 Μεταλλότυπος & σκυροδέτηση υπερχειλιστή (Φιλιατρινό).....	118
Εικόνα 5.28 Κατάντη πρανές φράγματος & αποστραγγιστικοί σωλήνες (Φιλιατρινό).....	118
Εικόνα 5.29 Μεταφορικές ταινίες υλικού Σ.Ε. (Φιλιατρινό).....	119
Εικόνα 5.30 Συγκρότημα παραγωγής Σ.Ε. (Φιλιατρινό).....	119

Εικόνα 5.31 Κοντινή δορυφορική εικόνα φράγματος Φιλιατρινό	120
Εικόνα 5.32 Κατάντη όψη φράγματος Ληθαίου	132
Εικόνα 5.33 Τοποθεσία φράγματος Ληθαίου μέσω Google Earth	132
Εικόνα 5.34 Πλαϊνή άποψη (διατομή) φράγματος Ληθαίου.	133
Εικόνα 5.35 Μεταλλότοπος διαμόρφωσης ανάντη παρειάς Ληθαίου.....	134
Εικόνα 5.36 Κατάντη πρανές & υπερχειλιστής (Ληθαίο).....	135
Εικόνα 5.37 Διάστρωση Σ.Ε. φράγματος Ληθαίου.....	135
Εικόνα 5.38 Κοντινή δορυφορική εικόνα φράγματος Ληθαίου.	136

Περιεχόμενα Πινάκων

Πίνακας 1. Κατανομή φραγμάτων ανά χρησιμοποιούμενη τεχνολογία (πηγή ICOLD)	11
Πίνακας 2. Συντελεστές ασφαλείας ανάλογα με τη φόρτιση.....	15
Πίνακας 3. Χαρακτηριστικών αντοχών πετρωμάτων. Για φράγματα βαρύτητας κατάλληλα πετρώματα θεμελίωσης είναι τα πετρώματα των 3 πρώτων κατηγοριών.	17
Πίνακας 4. Όρια διαβάθμισης αδρανών Σκληρού Επιχώματος.....	35
Πίνακας 5. Χαρακτηριστικά Πρότυπης μεθόδου Proctor.....	57
Πίνακας 6. Κόσκινα κατά ASTM	60
Πίνακας 7. Γενικά Χαρακτηριστικά φράγματος Άνω-Μερά.....	66
Πίνακας 8. Γενικά χαρακτηριστικά φράγματος Στενό Σερίφου.....	79
Πίνακας 9 Όρια διαβάθμισης αδρανών Στενό	81
Πίνακας 10. Γενικά χαρακτηριστικά φράγματος Κόρη-Γεφύρι.....	90
Πίνακας 11. Συνθέσεις Σκληρού Επιχώματος Κόρη-Γεφύρι	94
Πίνακας 12. Γενικά χαρακτηριστικά φράγματος Βαλσαμιώτη.....	103
Πίνακας 13. Όρια κοκκομετρικής καμπύλης και μέση διαβάθμιση (Βαλσαμιώτη)	107
Πίνακας 14. Γενικά Χαρακτηριστικά φράγματος Φιλιατρινό.....	116
Πίνακας 15. Όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης Σ.Ε. (Φιλιατρινό).....	121
Πίνακας 16. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα θλιπτικών αντοχών (Φιλιατρινό)	125
Πίνακας 17. Γενικά Χαρακτηριστικά φράγματος Ληθαίου.....	133
Πίνακας 18. Κοκκομετρική διαβάθμιση Σ.Ε. (Ληθαίου).....	137
Πίνακας 19 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα θλιπτικών αντοχών 7,28&90 ημ.....	140
Πίνακας 20. Συντελεστές Ασφαλείας Φραγμάτων Α.Κ.Σ.Ε της Ελλάδας.	148

Περιεχόμενα Σχημάτων

Σχήμα 1.1 Κατηγοριοποίηση φραγμάτων.....	1
Σχήμα 1.2 Τυπική διατομή χωμάτινου φράγματος με αργλικό πυρήνα	5
Σχήμα 1.3 Τυπική διατομή φράγματος Λ.Α.Π.Σ.	6
Σχήμα 2.1 Συνήθεις φορτίσεις φράγματος βαρύτητας κατακόρυφης ανάντη παρειάς.....	13
Σχήμα 2.2 Διαδικασία κατασκευής μονολιθικών μπλοκ σε σχέση με τον χρόνο.....	18
Σχήμα 3.1 Διάγραμμα σχέσης ύψους-όγκου φραγμάτων.....	26
Σχήμα 3.2 Διάγραμμα σ-ε για σκληρό επίχωμα ηλικίας 7 ημερών.....	27
Σχήμα 3.3 Διάγραμμα σ-ε για σκληρό επίχωμα ηλικίας 28 ημερών.....	27

Σχήμα 3.4 Τυπική διατομή φράγματος Α.Κ.Σ.Ε.	29
Σχήμα 3.5 Προσδιορισμός κλίσης ανάντη πρανούς Α.Κ.Σ.Ε.	29
Σχήμα 3.6 Κατανομή τάσεων φράγματος Α.Κ.Σ.Ε. πριν και μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα.....	30
Σχήμα 3.7 Κατανομή τάσεων φράγματος συμβατικής διατομής πριν και μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα	30
Σχήμα 3.8 Σύγκριση τάσεων την ώρα του σεισμού (5)	30
Σχήμα 3.9: Διάγραμμα κοκκομετρικής διαβάθμισης Πίνακα 4.	35
Σχήμα 3.10 Διάγραμμα P/Hd	38
Σχήμα 3.11 Τυπική διατομή βαθμιδωτού υπερχειλιστή σε Α.Κ.Σ.Ε.	38
Σχήμα 3.12 Λεπτομέρεια διαμόρφωσης σκαλοπατιών υπερχειλιστή με προκατασκευασμένα στοιχεία τραπεζοειδούς διατομής.....	39
Σχήμα 3.13 Λεπτομέρεια διαμόρφωσης σκαλοπατιών υπερχειλιστή με προκατασκευασμένα στοιχεία τύπου L	39
Σχήμα 3.14 Είδη ροών σε βαθμιδωτό υπερχειλιστή.	40
Σχήμα 3.15 Σχηματική απεικόνιση ανάντη στεγανωτικής πλάκας σκυροδέματος. Απεικονίζονται η πλίνθος, τα τριγωνικά φατνώματα καθώς και οι λωρίδες σκυροδέτησης. ...	41
Σχήμα 3.16 Διαμόρφωση ανάντη παρειάς με τυποποιημένα στοιχεία διατομής L (αριστερά) και τραπεζοειδούς διατομής (δεξιά).....	44
Σχήμα 3.17 Διαμόρφωση ανάντη παρειάς με τυποποιημένα κοίλα στοιχεία. Η ενδεδειγμένη διαμόρφωση για την κατασκευή της πλάκας.....	44
Σχήμα 3.18 Τυπική διατομή πλίνθου	45
Σχήμα 3.19 Εκοκαφές πλίνθου.....	45
Σχήμα 3.20 Διάταξη οπλισμών Πλίνθου	46
Σχήμα 3.21 Σχηματική απεικόνιση μόνωσης πλίνθου.	47
Σχήμα 4.1 Τυπική διάταξη μηχανής μονοαξονικής θλίψης	54
Σχήμα 4.2 Τυποί θραύσης κυλινδρικών δοκιμίων	55
Σχήμα 4.3 Τυπικό Διάγραμμα σ-ε	55
Σχήμα 4.4 Παράδειγμα διαγράμματος Proctor	57
Σχήμα 4.5 Τυπική διάταξη συσκευής κώνου-άμμου	58
Σχήμα 4.6 Προδιαγραφή κοκκομετρικής ανάλυσης Σ.Ε.....	61
Σχήμα 4.7 Καλή διαβάθμιση αδρανούς	62
Σχήμα 4.8 Κακά διαβαθμισμένο υλικό.....	62
Σχήμα 5.1. Τυπική διατομή φράγματος Άνω-Μερά στη θέση υπερχειλιστής.....	66
Σχήμα 5.2 Όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης αδρανών Άνω-Μερά.....	69
Σχήμα 5.3 Γράφημα αποτελεσμάτων ελέγχω υγρασίας	70
Σχήμα 5.4: Γράφημα αποτελεσμάτων ελέγχων συνεκτικότητας	70
Σχήμα 5.5 Γράφημα αποτελεσμάτων υγρής πυκνότητας.....	71
Σχήμα 5.6 Γράφημα αποτελεσμάτων συμπίκνωσης.....	71
Σχήμα 5.7 Ραβδόγραμμα Θλιπτικής Αντοχής 7 ημ.	72
Σχήμα 5.8 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ.....	72
Σχήμα 5.9 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 28 ημ.	73
Σχήμα 5.10 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28ημ.....	73
Σχήμα 5.11 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 91 ημ.	74
Σχήμα 5.12 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 91 ημ.....	74
Σχήμα 5.13 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 365 ημ.	75
Σχήμα 5.14 Σύγκριση θλιπτικών αντοχών 7, 28 & 91 ημ.	75
Σχήμα 5.15 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις σε Α.Κ.Σ.Ε.....	76

Σχήμα 5.16 Τυπική διατομή φράγματος Στενό στη θέση υπερχειλίσσης	79
Σχήμα 5.17 Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών Στενού Σερίφου	82
Σχήμα 5.18 Διάγραμμα βαθμού συμπύκνωσης Στενού Σερίφου	82
Σχήμα 5.19 Διάγραμμα χρονολογικής εξέλιξης αντοχών Στενού Σερίφου	83
Σχήμα 5.20 Θερμοκρασίες Σ.Ε. φράγμα Στενό	83
Σχήμα 5.21 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 7 ημ. (Στενό)	84
Σχήμα 5.22 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Στενό)	84
Σχήμα 5.23 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 28 ημ. (Στενό)	85
Σχήμα 5.24 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχής 28 ημ. (Στενό)	85
Σχήμα 5.25 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 90ημ.	86
Σχήμα 5.26 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90ημ. (Στενό)	86
Σχήμα 5.27 Διάγραμμα σύγκρισης αντοχών 7, 28 & 90 ημ. (Στενό)	86
Σχήμα 5.28 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις σε Α.Κ.Σ.Ε.	87
Σχήμα 5.29 Κοκκομετρική καμπύλη σύνθεσης Σ-1	95
Σχήμα 5.30 Κοκκομετρική καμπύλη σύνθεσης Σ-2	95
Σχήμα 5.31 Κοκκομετρική καμπύλη σύνθεσης Σ-3 (πρανή)	96
Σχήμα 5.32 Ραβδόγραμμα υγρασιών νωπού μείγματος σώματος Κόρη-Γεφύρι	96
Σχήμα 5.33 Ραβδόγραμμα υγρασιών νωπού μείγματος πρανών Κόρη-Γεφύρι	97
Σχήμα 5.34 Ραβδόγραμμα ποσοστών συμπύκνωσης φράγμα Κόρη-Γεφύρι	97
Σχήμα 5.35 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων	98
Σχήμα 5.36 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ. Κόρη-Γεφύρι	98
Σχήμα 5.37 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 28 ημ.	99
Σχήμα 5.38 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ.	99
Σχήμα 5.39 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων δοκιμών πρανών	100
Σχήμα 5.40 Ραβδόγραμμα αντοχών 56÷239 ημ.	100
Σχήμα 5.41 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.	101
Σχήμα 5.42 Τυπική Διατομή φράγματος Βαλοσαμιώτη στη θέση υπερχειλίσσης	103
Σχήμα 5.43 Κοκκομετρική ανάλυση μείγματος Σ.Ε. (Βαλοσαμιώτη)	107
Σχήμα 5.44 Υγρασίες νωπού Σ.Ε. (Βαλοσαμιώτη)	108
Σχήμα 5.45 Ραβδόγραμμα υγρής πυκνότητας Σ.Ε. (Βαλοσαμιώτη)	108
Σχήμα 5.46 Ραβδόγραμμα βαθμού συμπύκνωσης Σ.Ε. (Βαλοσαμιώτη)	109
Σχήμα 5.47 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ. (Βαλοσαμιώτη)	109
Σχήμα 5.48 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 7 ημ. (Βαλοσαμιώτη)	110
Σχήμα 5.49 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Βαλοσαμιώτη)	110
Σχήμα 5.50 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 28 ημ. (Βαλοσαμιώτη)	111
Σχήμα 5.51 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ. (Βαλοσαμιώτη)	111
Σχήμα 5.52 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 90 ημ. (Βαλοσαμιώτη)	112
Σχήμα 5.53 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ. (Βαλοσαμιώτη)	112
Σχήμα 5.54 Διάγραμμα σύγκρισης αποτελεσμάτων αντοχών 7, 28 & 90 ημ. (Βαλοσαμιώτη) ...	113
Σχήμα 5.55 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.	114
Σχήμα 5.56 Τυπική διατομή στη θέση υπερχειλίσσης (Φιλιατρινό)	116
Σχήμα 5.57 Κοκκομετρική καμπύλη Σ.Ε. (Φιλιατρινό)	121
Σχήμα 5.58 Υγρασίες νωπού Σ.Ε. (Φιλιατρινό)	122
Σχήμα 5.59 Υγρή πυκνότητα Σ.Ε. (Φιλιατρινό)	122
Σχήμα 5.60 Εργαστηρική ξηρή πυκνότητα (Φιλιατρινό)	123
Σχήμα 5.61 Επί τόπου ξηρή πυκνότητα (Φιλιατρινό)	123
Σχήμα 5.62 Βαθμός Συμπύκνωσης Σ.Ε. (Φιλιατρινό)	124
Σχήμα 5.63 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ.	125

Σχήμα 5.64 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 7 ημ. (Φιλιατρινό).....	126
Σχήμα 5.65 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Φιλιατρινό).....	126
Σχήμα 5.66 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 28 ημ. (Φιλιατρινό).....	127
Σχήμα 5.67 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ. (Φιλιατρινό).....	127
Σχήμα 5.68 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 90 ημ. (Φιλιατρινό).....	128
Σχήμα 5.69 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ.....	128
Σχήμα 5.70 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 365 ημ. (Φιλιατρινό).....	129
Σχήμα 5.71 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ. (Φιλιατρινό).....	129
Σχήμα 5.72 Σύγκριση Αντοχών Σ.Ε. (7kg τέφρας).....	130
Σχήμα 5.73 Σύγκριση Αντοχών Σ.Ε. (23kg τέφρας).....	130
Σχήμα 5.74 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.	131
Σχήμα 5.75 Διάγραμμα κοκκομετρικής ανάλυσης Σ.Ε. (Ληθαίου)	137
Σχήμα 5.76 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων ελέγχων υγρασίας (Ληθαίου)	138
Σχήμα 5.77 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων ελέγχου επι τόπου υγρής πυκνότητας (Ληθαίου)	138
Σχήμα 5.78 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων βαθμού συμπύκνωσης Σ.Ε. (Ληθαίου)	139
Σχήμα 5.79 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ. (Ληθαίου)	140
Σχήμα 5.80 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 7 ημ. (Ληθαίου)	141
Σχήμα 5.81 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Ληθαίου).....	141
Σχήμα 5.82 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 28 ημ. (Ληθαίου).....	142
Σχήμα 5.83 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ.(Ληθαίου).....	142
Σχήμα 5.84 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 90 ημ.	143
Σχήμα 5.85 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ. (Ληθαίου).....	143
Σχήμα 5.86 Διάγραμμα σύγκρισης αντοχών 7, 28 & 90 ημ.....	144
Σχήμα 5.87 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.	145

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Τα φράγματα από αρχαιοτάτων χρόνων αποτέλεσαν μία μέθοδο ταμίευσης του νερού σε περιοχές που δεν είχαν άμεση πρόσβαση σε αυτό με σκοπό την καλύτερη διαχείρισή του. Την αρχή του 20^{ου} αιώνα τα περισσότερα φράγματα ήταν βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα, αλλά με το πέρασμα των χρόνων τα χωμάτινα φράγματα ήταν αυτά που κυριάρχησαν. Τη δεκαετία του 1980 επανήλθαν στο προσκήνιο τα φράγματα βαρύτητας RCC και μερικά χρόνια αργότερα και τα FSHD. Τα τελευταία άρχισαν τη δεκαετία του 1990 να κατασκευάζονται και στη χώρα μας, και πλέον φτάνουν τα επτά στο σύνολο. Το υλικό από το οποίο κατασκευάζονται αυτά τα φράγματα, το σκληρό επίχωμα, αναλύεται στην παρούσα διπλωματική ως προς της μηχανικές του ιδιότητες και κυρίως ως προς την θλιπτική του αντοχή. Ταυτόχρονα εξετάζονται τα υπάρχοντα φράγματα Σκληρού Επιχώματος που βρίσκονται στον Ελλαδικό χώρο ως προς την χαρακτηριστική θλιπτική αντοχής τους και τον συντελεστή ασφαλείας με τον οποίο τελικά κατασκευάστηκαν.

ABSTRACT

Dams since ancient times were a common method of reserving water in areas that had no direct access to it and in order to better manage it. At the beginning of the 20th century, most dams were gravity dams made with conventional concrete, but in the following years earth dams finally dominated. In the 1980's, gravity dams became popular again mainly, with RCC gravity dams and a few years later with FSHD. In the beginning of the 1990's, FSHD construction appeared for first time in Greece, and nowadays the total amount of FSH dams around the country is seven. In the present thesis, the material that FSHD dams are made of, the hardfill, is analyzed in terms of its mechanical properties and mainly regarding its compressive strength. In the same time, existing FSH dams in Greece are examined in terms of characteristic compressive strength and their actual factor of safety (FS).

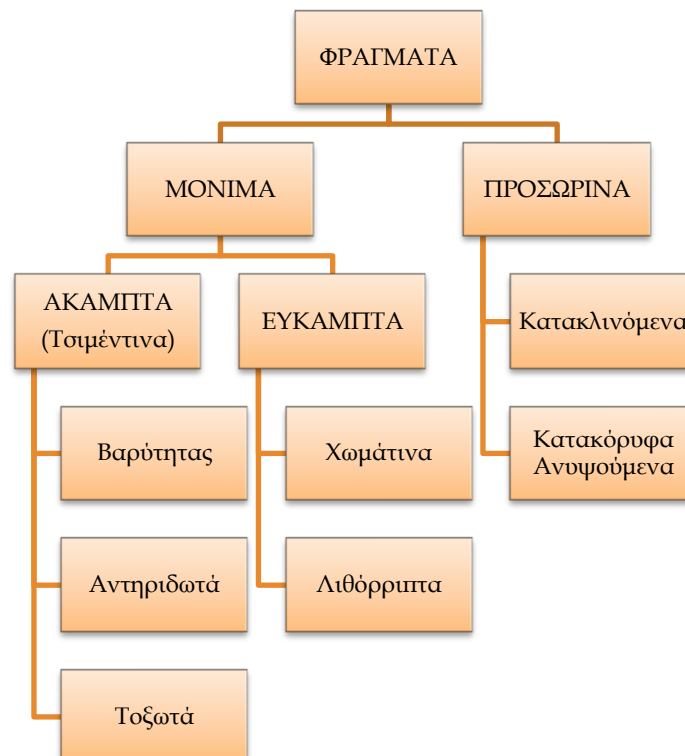
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 Κατηγοριοποίηση Φραγμάτων-Βασικά Τεχνικά Χαρακτηριστικά

Η ανάγκη του ανθρώπου για νερό και η ζωτική σημασία αυτού για την ύπαρξη του τον οδήγησαν ήδη από τα αρχαία χρόνια σε τρόπους συγκέντρωσης του νερού σε περιοχές που δεν υπήρχαν φυσικά αποθέματα. Ξεκινώντας από πρόχειρα αναχώματα για την συγκράτηση των υδάτων, με το πέρασμα των χρόνων, την ανάπτυξη των μέσων παραγωγής, την εξέλιξη της τεχνολογίας και την αποκτημένη τεχνογνωσία, έχουμε πλέον στις μέρες μας πολλούς τύπους φραγμάτων.

Τα φράγματα είναι κατασκευές που σχεδιάζονται και υλοποιούνται σε κοίτες ποταμών και χειμάρρων, με σκοπό τη συγκέντρωση νερού σε ένα ταμιευτήρα για διάφορες χρήσεις αυτού. Πρόκειται για πολύ σημαντικά τεχνικά έργα που σήμερα πολλά από αυτά κατασκευάζονται για να εξυπηρετούν πολλαπλούς σκοπούς (π.χ. παραγωγή ενέργειας, ύδρευση, άρδευση, ανάσχεση πλημμυρών).

Ο κυριότερος τρόπος κατηγοριοποίησης τους γίνεται με βάση τη γεωμετρία τους και τα υλικά κατασκευής. Μια σχηματική απεικόνιση των φραγμάτων δίνεται στο ακόλουθο σχήμα:



Σχήμα 1.1 Κατηγοριοποίηση φραγμάτων

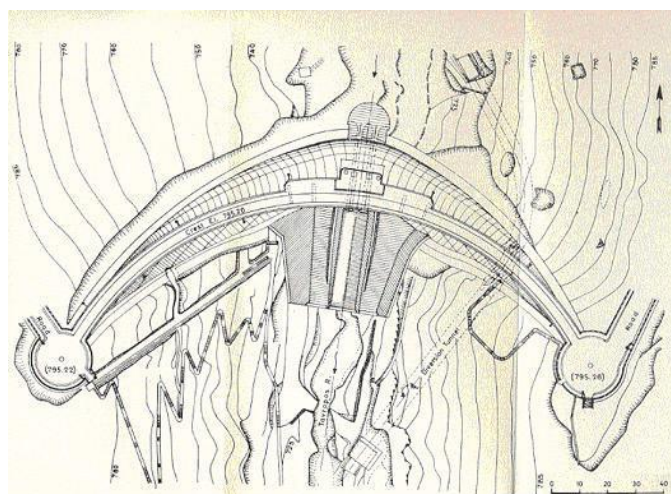
1.1.1 Φράγματα από Σκυρόδεμα:

Τα άκαμπτα φράγματα από σκυρόδεμα, όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα, χωρίζονται σε τρεις επιμέρους κατηγορίες με βάση τα τεχνικά χαρακτηριστικά του σκυροδέματος, αλλά και τη στατική τους λειτουργία και διακρίνονται σε βαρύτητας, τοξωτά και αντηριδωτά.

Όσον αφορά στα *τοξωτά φράγματα*, η στατική τους λειτουργία έγκειται στην παραλαβή του υδατικού φορτίου κάθετα στην κυρτή τους πλευρά και τη μεταφορά αυτού στα αντρείσματα και τη θεμελίωση ως αξονικών τάσεων. Συνεπώς απαιτούνται υψηλές αντοχές τόσο των αντρείσμάτων, όσο και του εδάφους της θεμελίωσης, περίπου 5,5-7,5MPa(δείκτης σημειακής φόρτισης). Κατασκευάζονται συνήθως από άοπλο σκυρόδεμα υψηλής ποιότητας, ενώ παρουσιάζουν οικονομία στον όγκο του σκυροδέματος μέχρι και 70% σε σχέση με τα αντίστοιχα βαρύτητας συμβατικού σκυροδέματος. Το μοναδικό τοξωτό φράγμα στην Ελλάδα είναι το φράγμα του Ταυρωπού (Ν. Πλαστήρα), με ύψος 83m, μήκος στέψης 220m και πλάτος στέψης 4m. Ολοκληρώθηκε το 1960, δημιουργώντας ένα ταμιευτήρα μήκους 14km και πλάτους 4km, με μέγιστο βάθος 60m, μέγιστης χωρητικότητας $400 \times 10^6 \text{ m}^3$ νερού, με τη χρήση του νερού να προορίζεται για άρδευση και παραγωγή ενέργειας εγκατεστημένης ισχύος 130MW. (1)

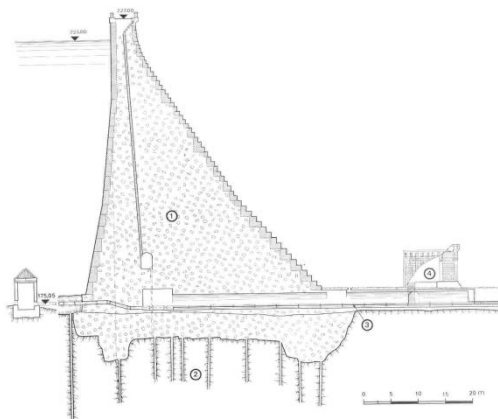


Εικόνα1.1 Άποψη φράγματος Ταυρωπού και του ταμιευτήρα



Εικόνα.1.2 Κάτοψη φράγματος Ταυρωπού

Η δεύτερη υποκατηγορία των άκαμπτων φραγμάτων, τα *φράγματα βαρύτητας*, κατασκευάζονται και αυτά από άοπλο συμβατικό σκυρόδεμα (CVC), ενώ τις τελευταίες δυο δεκαετίες κατασκευάζονται κυρίως από κυλινδρουμενο σκυρόδεμα (RCC). Η λειτουργία των φραγμάτων αυτών στηρίζεται αποκλειστικά στο ίδιο βάρος τους με το οποίο αντισταθμίζουν τις υδροστατικές πιέσεις, την άνωση, τις σεισμικές φορτίσεις και τις δυνάμεις ανατροπής. Όπως και τα τοξωτά φράγματα, έτσι και τα φράγματα βαρύτητας απαιτούν στη θεμελίωση τους πέτρωμα μεγάλης φέρουσας ικανότητας, της τάξης των 0,85-1,1MPa (δείκτης σημ. φόρτισης). Τα καλά τεχνικά χαρακτηριστικά των δομικών υλικών επιτρέπουν την κατασκευή σχεδόν κατακόρυφων παρειών, κυρίως της ανάντη παρειάς, μειώνοντας έτσι τον όγκο του έργου. Τα φράγματα βαρύτητας και η λειτουργία τους θα αναλυθούν εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο. Χαρακτηριστικά φράγματα βαρύτητας είναι το φράγμα του Μαραθώνα στην Αττική, κατασκευάστηκε το 1931, έχει ύψος 63m, μήκος στέφης 285m, πλάτος στέφης 4,5m. Η χρήση του όταν κατασκευάστηκε ήταν η υδροδότηση της Αθήνας, διατηρώντας ακόμα αυτόν το ρόλο, σε υποστηρικτικό επίπεδο όμως. Ο ταμιευτήρας που σχημάτισε έχει μέγιστη επιφάνεια 2,5km² και μέγιστο ωφέλιμο όγκο 34×10⁶m³. (1)



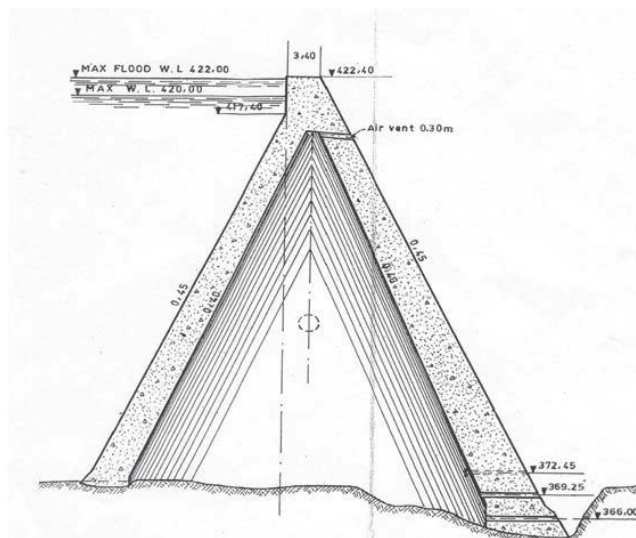
Εικόνα 1.3Τοπική διατομή (αριστερά) και καπάντη όψη φράγματος Μαραθώνα (δεξιά)

Ένα άλλο σημαντικό φράγμα βαρύτητας είναι το φράγμα του Λούρου, το πρώτο ΥΗΕ της Ελλάδας, το οποίο κατασκευάστηκε το 1954, με ύψος 23m και μήκος στέφης 97m.



Εικόνα 1.4Αποψη φράγματος Λούρου την ώρα της υπερχειλίσης

Ο μεγάλος όγκος των φραγμάτων βαρύτητας και το μεγάλο βάρος τους αποτελούν τα κυριότερα μειονεκτήματα των φραγμάτων αυτών, σε συνδυασμό με το υψηλό κόστος τους λόγω της τιμής του σκυροδέματος οδήγησαν στην κατασκευή των *αντηριδωτών φραγμάτων*. Τα φράγματα αυτά στην ουσία είναι μία πλάκα σκυροδέματος η οποία φέρεται σε αντηρίδες μεταβλητού πλάτους, οι οποίες είναι και αυτές που παραλαμβάνουν τις υδροστατικές πιέσεις, μεταφέροντας τις στη θεμελίωση. Διαφέρουν λίγο γεωμετρικά από τα συμβατικά βαρύτητας, καθότι η ανάντη πλευρά έχει μικρότερη κλίση. Για τη θεμελίωση τους απαιτείται πέτρωμα αρκετά υψηλής αντοχής, της τάξης των 2,2-3,2MPa (δείκτης σημειακής φόρτισης), λόγω των συγκεντρωμένων τάσεων από τις αντηρίδες. Πολύ σημαντική είναι η οικονομία στο σκυρόδεμα, η οποία ανέρχεται και στο 80% σε σχέση με ένα συμβατικό φράγμα βαρύτητας στην ίδια θέση. Ένα άλλο βασικό πλεονέκτημα σε σχέση με τα συμβατικά φράγματα βαρύτητας είναι η απουσία υπερπίεσεων στην θεμελίωση, καθώς επίσης και η εύκολη πρόσβαση και επιθεώρηση αυτής. Ένα τέτοιο φράγμα στην Ελλάδα είναι το φράγμα του Λούρου. Κατασκευάστηκε το 1954, έχει ύψος 56m και μήκος 101,5m ενώ η χρήση του είναι η παραγωγή ενέργειας, συγκεντρώνοντας $50 \times 10^6 \text{m}^3$ νερού.



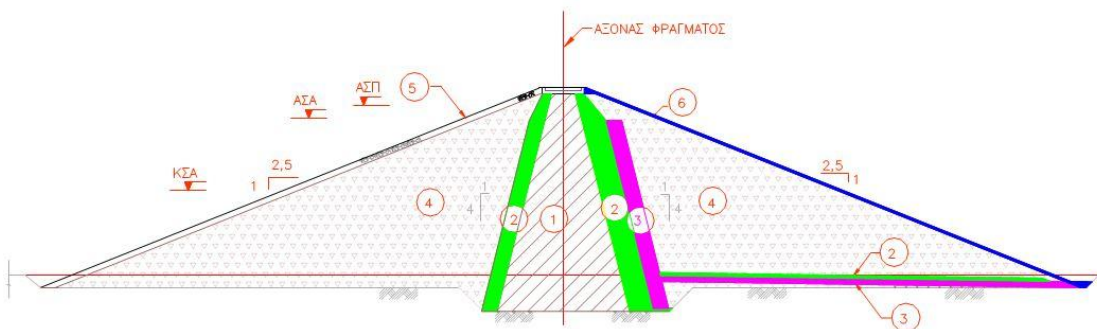
Εικόνα.1.5 Τοπική διατομή φράγματος Λάδωνα



Εικόνα 1.6 Αλοψη του φράγματος με τις χαρακτηριστικές αντηρίδες και η λίμνη

1.1.2 Γεωφράγματα:

Τα εύκαμπτα φράγματα όπως είδαμε και στο διάγραμμα χωρίζονται σε δυο επιμέρους βασικές κατηγορίες, τα χωμάτινα και τα λιθόρριπτα. Τα *χωμάτινα* φράγματα αποτελούνται από διαβαθμισμένα εδαφικά υλικά, έχουν τραπεζοειδή διατομή και πετυχαίνουν τη στεγανότητα με αδιαπέρατο πυρήνα. Ο πυρήνας αυτός συνήθως είναι αργιλικός, τραπεζοειδούς διατομής και αυτός, ενώ σε μερικές περιπτώσεις αντί του αργιλικού πυρήνα εφαρμόζεται ασφαλτική στρώση ή μεμβράνη. Ο αργιλικός πυρήνας έχει κλίσεις ανάντη και κατόντη πρανούς 1:4 (Ο:Κ), ενώ τα κελύφη έχουν κλίσεις ανάντη και κατόντη από 2:1 (Ο:Κ) ÷ 3,5:1 (Ο:Κ), ανάλογα με τη γωνία τριβής του χρησιμοποιούμενου υλικού. Το μεγαλύτερο χωμάτινο φράγμα με αργιλικό πυρήνα στην Ελλάδα, και ένα από τα μεγαλύτερα στην Ευρώπη, είναι το φράγμα των Κρεμαστών (Αχελώος) η κατασκευή του οποίου ολοκληρώθηκε το 1966. Με ύψος 160m, μήκος στέψης 456m και πλάτος στέψης 10m σχηματίζει τον μεγαλύτερο ταμιευτήρα της χώρας, χωρητικότητας $4,7 \times 10^9 \text{m}^3$. Με εγκατεστημένη ισχύ 440MW, χωρισμένη σε τέσσερις υδροστροβίλους αποτελεί ένα από τα μεγαλύτερα ΥΗΕ της Ελλάδας. (2)

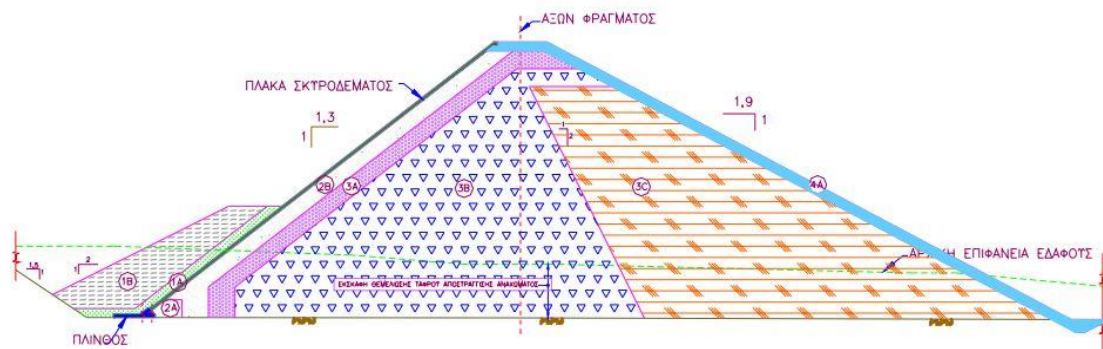


Σχήμα 1.2 Τοπική διατομή χωμάτινου φράγματος με αργιλικό πυρήνα



Εικόνα 1.7 Εναέρια άποψη του φράγματος Κρεμαστών και του ταμιευτήρα.

Όσον αφορά στα λιθόρριπτα φράγματα, παρουσιάζουν λίγες διαφοροποιήσεις σε σχέση με τα χωμάτινα. Σε αυτά του τύπου τα φράγματα τα κελύφη κατασκευάζονται από θραυστά υλικά μεγαλύτερης διαμέτρου απότι στα χωμάτινα, κυρίως στην κατάντη τους πλευρά όπου τοποθετούνται μέχρι και ογκόλιθοι. Η στεγάνωση τους επιτυγχάνεται είτε με αργλικό πυρήνα είτε με ανάντη πλάκα σκυροδέματος, γνωστά και με τη συντόμευση Λ.Α.Π.Σ. Ένα πλεονέκτημα των Λ.Α.Π.Σ. σε σχέση με τα χωμάτινα φράγματα είναι ότι λόγω της αλληλεμπλοκής των λίθων πετυχαίνουμε μεγαλύτερη συνάφεια του υλικού και έχουμε τη δυνατότητα να κατασκευάζουμε πρανή με κλίσεις $1,3:1 \div 1,5:1$ (Ο.Κ) για την ανάντη παρεία και $1,5:1 \div 2,0:1$ (Ο.Κ) για την κατάντη παρεία, εξοικονομώντας υλικά με τον τρόπο αυτό. Η πλάκα στεγάνωσης έχει λειτουργία μεμβράνης, δεν παραλαμβάνει ροπές δηλαδή, κατασκευάζεται απο συμβατικό σκυρόδεμα και συνήθως έχει πάχος περίπου 30cm. Χαρακτηριστικό μεγάλο φράγμα Λ.Α.Π.Σ. στη χώρα μας, αλλά και σε ολόκληρη την ευρώπη είναι το φράγμα της Μεσοχώρας. Έχει ύψος 150m, μήκος στέψης 340m και πλάτος 10m σχηματίζοντας ταμιευτήρα μέγιστου ωφέλιμου όγκου $358 \times 10^6 \text{m}^3$. Η χρήση για την οποία προορίζεται είναι η παραγωγή ενέργειας. (2)



Σχήμα 1.3 Τοπική διατομή φράγματος Λ.Α.Π.Σ.



Εικόνα 1.8 Κατάντη όψη φράγματος Μεσοχώρας (υπερχειλιστής στο δεξι αντέρεισμα)

2. ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

2.1 Ορισμός και Ιστορική αναδρομή

Με τον όρο **φράγματα βαρύτητας** περιγράφονται όλες εκείνες οι μορφές φραγμάτων που διατηρούν την ευστάθεια τους βάσει του αυξημένου ίδιου βάρους τους. Στην κατηγορία αυτή όμως δεν περιλαμβάνονται τα γεωφράγματα, καθότι τα διαφορετικά τεχνικά χαρακτηριστικά τους τα ομαδοποιούν σε τελείως ξεχωριστή κατηγορία όπως αναφέρθηκε παραπάνω. Κατά συνέπεια, ως φράγματα βαρύτητας ορίζονται οι κατασκευές εκείνες που η δομή και το υλικό τους εξασφαλίζουν το μεγάλο ίδιον βάρος.

Τα φράγματα χρονολογούνται ως κατασκευές από πολύ παλιά, με το προϊστορικό φράγμα Marduk στον ποταμό Τίγρη, το οποίο είχε κατασκευαστεί για την ρύθμιση της ροής του ποταμού και παρέμεινε στη θέση του μέχρι και τον 13^ο αιώνα μ.Χ. Το πρώτο λιθόκτιστο φράγμα κατασκευάστηκε το 4000 π.Χ. από τον Menes, πρώτο βασιλέα της Αιγυπτιακής δυναστείας, με στόχο την εκτροπή του ποταμού Νείλου. Η εκτροπή αυτή έγινε για να κατασκευαστεί 19km νοτιότερα η πόλη Memphis. Το φράγμα αυτό με μήκος 457m και ύψος 15m λειτούργησε για τουλάχιστον 4500 χρόνια.

Τα πρώτα όμως φράγματα βαρύτητας που ξεχώρισαν από τα προϋπάρχοντα λιθόκτιστα είναι τα φράγματα Άνω και Κάτω Sennacherib στον ποταμό Κοορ του Ιράκ, της εποχής του 700π.Χ. Κατασκευάστηκαν με σκοπό την ύδρευση της πόλης Νινευή και η καινοτομία που τα διαφοροποιεί από τα ήδη προϋπάρχοντα γεωφράγματα και λιθόκτιστα χωρίς κονίαμα φράγματα είναι η χρησιμοποίηση κονιάματος για τη σύνδεση των ασβεστολιθικών, ψαμμιτικών και κροκαλοπαγών λίθων. Και τα δύο είχαν βαθμιδωτή κατάντη παρειά και βαθμιδωτή ή κεκλιμένη ανάντη παρειά, ενώ ήταν και υπερπηδητά. Όσον αφορά στο Κάτω φράγμα, πρόκειται για τεχνικό έργο μήκους 228 m και ύψους 3 m, με αξιοσημείωτη τη μη ανίχνευση υδροληψίας καθώς και τις διαφοροποιήσεις στη δόμηση του σώματός του, πιθανότατα λόγω κατοπινών επεμβάσεων σε ζημιές λόγω της υπερπήδησης.



Εικόνα 2.1 Φράγμα Κάτω Sennacherib

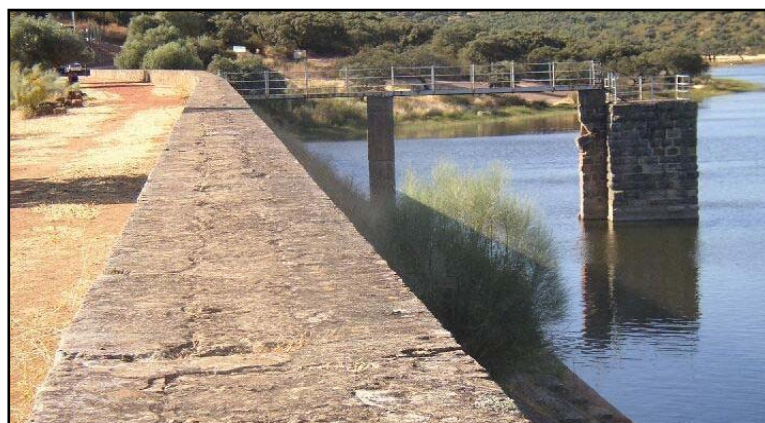
Επόμενο παράδειγμα εξίσου μεγάλης ηλικίας αποτελεί το φράγμα Marib της Υεμένης, η πρώτη κατασκευή του οποίου πραγματοποιήθηκε το 700π.Χ. περίπου, με μήκος στέψης 580 m και ύψος από την κοίτη 4 m, ενώ ανυψώθηκε κατά 7m το 500π.Χ. Πρόκειται για τριγωνικής κατασκευής φράγμα με ιδιαίτερα απότομες κλίσεις πρανών: 45°. Η διατήρηση τέτοιας κλίσης, ιδίως στην ανάντη παρειά, καθίσταται δυνατή και λόγω της εξωτερικής επένδυσής της με λίθους και κονίαμα. Ομοίως, από λιθοδομή με συνδετικό υλικό έχουν κατασκευαστεί και τα συνοδά τεχνικά έργα.



Εικόνα 2.2 Φράγμα Marib

Η ευρύτερη χρησιμοποίηση της τεχνολογίας των φραγμάτων βαρύτητας άρχισε να είναι γεγονός με την καθιέρωση της χρησιμοποίησης συνδετικού υλικού κατά τη ρωμαϊκή εποχή και τη μετάβαση από τη χρήση πηλού σε αυτή του ασβεστοκονιάματος. Χαρακτηριστικά παραδείγματα κατασκευών της ρωμαϊκής εποχής, που συνεχίζουν να λειτουργούν μέχρι κι σήμερα αποτελούν τα φράγματα Cornalvo και Proserpina στην Ισπανία.

Το πρώτο από τα δύο είναι το ψηλότερο, με ύψος 20 m, μήκος 194 m και πλάτος στέψης 8 m. Στο σώμα του έχουν κατασκευαστεί από λιθοδομή εσωτερικοί τοίχοι σχηματίζοντας θήκες, που με τη σειρά τους περιέχουν λίθους και εδαφικά υλικά. Η στεγανότητα επιτυγχάνεται με κτιστή λιθοδομή με κονίαμα στην ανάντη παρειά του φράγματος.



Εικόνα 2.3 Φράγμα Cornalvo

Το φράγμα Proserpina χρονολογείται από τον 1ο μ.Χ. αιώνα και κατασκευάστηκε με σκοπό την ικανοποίηση των αναγκών της πόλης Merida για ύδρευση. Το ύψος του ανέρχεται σε 12 m. Έχει μήκος 427 m και πλάτος στη στέψη 2,30 m. Εσωτερικά το σώμα του περιλαμβάνει ζώνη σκυροδέματος και εξωτερικά λιθοδομή με κονίαμα. Πρόκειται για μία από τις πρώτες εφαρμογές φράγματος σύνθετης διατομής.



Εικόνα 2.4 Φράγμα Proserpina

Το κονίαμα, λοιπόν, σαν συνδετικό υλικό, με αφετηρία ένα μείγμα ασβέστη και ποζολάνης, αποτελεί έκτοτε συνδετικό υλικό στις περισσότερες κατασκευές φραγμάτων, δεδομένου ότι μέχρι το 1930 όπου καθιερώθηκε στις κατασκευές το σκυρόδεμα όπως το αντιλαμβανόμαστε σήμερα, το 50% των φραγμάτων ήταν λιθόκτιστα.

Στα τέλη του 19^{ου} αιώνα, και συγκεκριμένα το 1892 εφευρέθηκε το τοιμέντο τύπου Portland, σηματοδοτώντας την χρήση του σκυροδέματος και στις κατασκευές των φραγμάτων βαρύτητας, με την έννοια που ορίζεται και σήμερα το συμβατικό σκυρόδεμα (Conventional Concrete). Η μεγάλη περιεκτικότητα του σκυροδέματος σε τοιμέντο, της τάξης των $250\pm 300\text{kg/m}^3$, εξασφαλίζει το μεγάλο απαιτούμενο βάρος της κατασκευής και κατά συνέπεια την ευστάθειά της. Επιπλέον η δομή και η σύνθεση του σκυροδέματος το καθιστούν πρακτικά αδιαπέρατο, με αποτέλεσμα να μην απαιτείται η προσαρμογή επιπλέον μεθόδων στεγάνωσης, απλοποιώντας σε ένα βαθμό την κατασκευή και μειώνοντας το κόστος. Η απλή αυτή φιλοσοφία των φραγμάτων βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα τα καθιέρωσε για έναν περίπου αιώνα, μέχρι και την δεκαετία του 1960, όπου η εξέλιξη των χωματουργικών μηχανημάτων και η οικολογική ευαισθησία των μελετητών ευνόησαν την ανάπτυξη της τεχνολογίας και του σχεδιασμού των γεωφραγμάτων. Παρ' όλα αυτά, τα φράγματα βαρύτητας συνεχίζουν να βρίσκονται στο προσκήνιο, διότι τα υλικά κατασκευής, οι μέθοδοι και τα μηχανήματα συνεχώς εξελίσσονται.

Τη δεκαετία του 1980 όλοι οι μέχρι τότε γνωστοί τύποι φραγμάτων είχαν εξελιχθεί στο μέγιστο, οι ανάγκες όμως για ελαχιστοποίηση του όγκου των χρησιμοποιούμενων υλικών, η μείωση του κόστους αλλά ταυτόχρονα η διατήρηση ποιοτικών κατασκευών ήταν το κυρίαρχο ζητούμενο. Συνδυάζοντας λοιπόν την χρήση των χωματοργικών μηχανημάτων, κάνοντας έρευνες στην σύνθεση του σκυροδέματος και συγκεκριμένα μειώνοντας την περιεκτικότητα του τσιμέντου, κατέληξαν στην δημιουργία του Κυλινδρούμενου Σκυροδέματος (Roller Compacted Concrete) γνωστό και ως RCC. Αποτελεί πλέον το κύριο υλικό κατασκευής φραγμάτων βαρύτητας στις σύγχρονες χώρες, ενώ συνεχώς εξελίσσεται σε διαφορετικές μορφές, οι οποίες θα αναλυθούν εκτενέστερα σε επόμενο κεφάλαιο. (3), (2).

	Βιομηχανοποιημένες Χώρες	Μη Βιομηχανοποιημένες Χώρες
Αριθμός Μεγάλων Φραγμάτων	15.000	30.000
Βαρύτητας	22%	4%
Αντηριδωτά	6%	4%
Τοξωτά	3%	-
Σύνολο Βαρύτητας	31%	8%
Σύνολο Γεωφραγμάτων	69%	92%

Πίνακας 1. Κατανομή φραγμάτων ανά χρησιμοποιούμενη τεχνολογία (πηγή ICOLD)

2.2 Αναλυτικά Χαρακτηριστικά Φραγμάτων Βαρύτητας

Όπως έχει ήδη αναφερθεί και στην προηγούμενη ενότητα, ο όρος **φράγμα βαρύτητας** αναφέρεται σε φράγματα η ευστάθεια των οποίων στηρίζεται αποκλειστικά και μόνο στο ίδιο βάρος της κατασκευής. Οποιαδήποτε και αν είναι η τεχνολογία παραγωγής του υλικού κατασκευής του σώματος, ο βασικός μηχανισμός παραλαβής των δυνάμεων είναι εξαιρετικά απλός. Οι οριζόντιες ωθήσεις αναλαμβάνονται από την διατμητική αντοχή του υλικού καθώς και από την μορφολογία της διεπιφάνειας σώματος-εδάφους θεμελίωσης, ενώ το μεγάλο βάρος της κατασκευής σε συνδυασμό με το σχήμα της διατομής αντιστέκονται στις ροπές ανατροπής που προκαλούν οι χρόνιες αλλά και οι τυχηματικές φορτίσεις στο φράγμα.

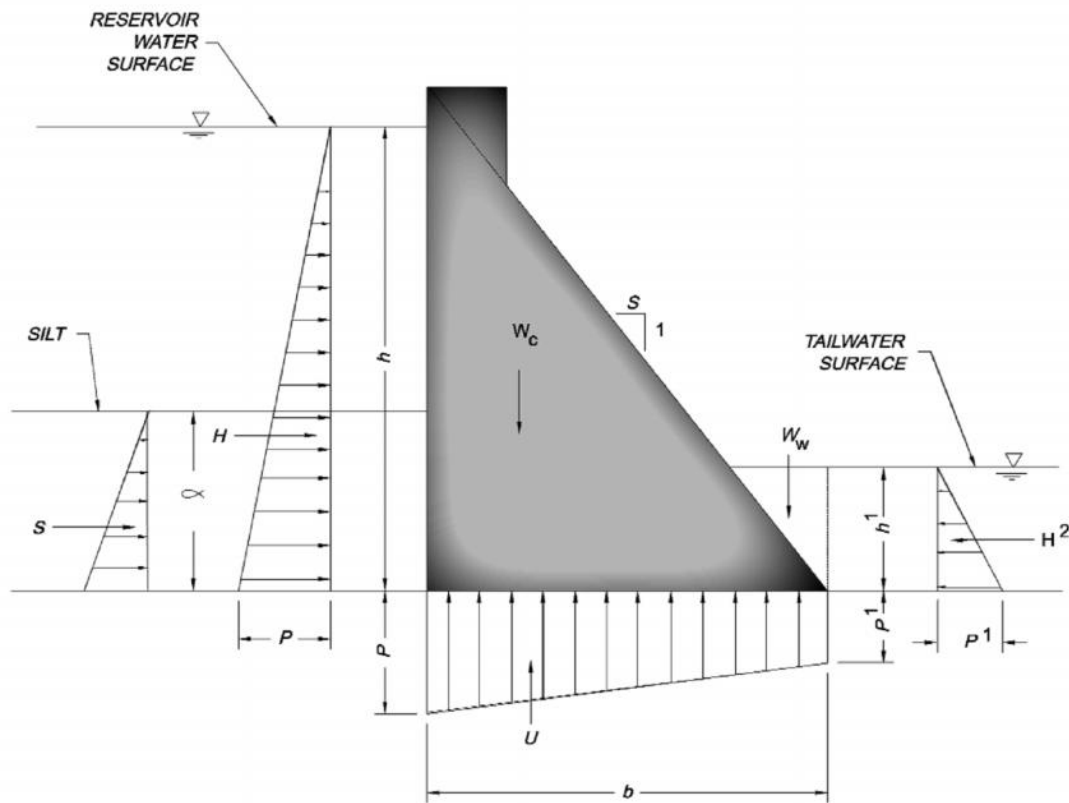
Σε αυτό το σημείο κρίνεται αναγκαίο να υπογραμμιστεί το γεγονός ότι εξετάζοντας κάθε έναν από τους τύπους φραγμάτων βαρύτητας, αφενός εξετάζεται μια παραλλαγή της ίδιας φιλοσοφίας σχεδιασμού και κατασκευής του έργου, αφετέρου πρόκειται σε κάθε περίπτωση για μια ολιστική θεώρηση ενός συστήματος με αλληλεπιδρούσες συνιστώσες, που αφορούν στην τεχνολογία των υλικών, στην κατασκευή του έργου, αλλά και στη γεωμετρία του. Με άλλα λόγια, οποιαδήποτε επιλογή σε κάθε έναν από τους παράγοντες αυτούς επιφέρει αλλαγές και στους υπόλοιπους παράγοντες που συνθέτουν το έργο.

Από τα πρώτα μεγαλύτερα τεχνικά έργα του ανθρώπου στις αρχές του 20^{ου} αιώνα ήταν τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα. Με τον όρο συμβατικό σκυρόδεμα εννοούμε το μείγμα νερού, αδρανών και τσιμέντου, με το τελευταίο σε περιεκτικότητα της τάξης $250\pm 300\text{kg/m}^3$ μείγματος. Το σκληρηθέν μείγμα θεωρείται ως πέτρωμα, έχει αυξημένο βάρος, πυκνότητα 2400kg/m^3 και είναι πρακτικά αδιαπέρατο. Τα χαρακτηριστικά του αυτά επιτρέπουν την κατασκευή φραγμάτων με ασύμμετρη τριγωνική διατομή, με αρκετά απότομες παρειές, με την ανάντη παρειά να είναι τελείως κατακόρυφη ή με κλίση 0,1:1(O:K) και την κατόντη παρειά με κλίσεις μεγαλύτερες από 0,7:1(O:K). Επίσης, παραμένοντας το κομμάτι της γεωμετρίας, οι παρειές τέμνονται νοητά στην στέψη του φράγματος, ενώ η μεθοδολογία κατασκευής με συναρμογή των ογκόλιθων από συμπαγές σκυρόδεμα επιτρέπει μία σχετική ευελιξία ως προς την κατά μήκος σχεδίαση του φράγματος, δίνοντας τη δυνατότητα για μία τεθλασμένη ή καμπύλη χάραξη.

Επιπλέον, σημαντικό είναι να καταδείξουμε ότι οι αρχές σχεδιασμού των φραγμάτων από συμβατικό σκυρόδεμα που εφαρμόζονται μέχρι σήμερα, καλλιεργήθηκαν μέσα από τις ανάγκες που προέκυψαν κατά την εξέλιξη της κατασκευής τους. Τέλος, είναι αξιοσημείωτο, ότι οι αρχές σχεδιασμού παραμένουν ίδιες στη διάρκεια των χρόνων, παρ' όλες τις κατά καιρούς αναπροσαρμογές τους βάσει των διαφοροποιήσεων στα υλικά και τις μεθόδους κατασκευής.

2.2.1 Φορτία Σχεδιασμού και μηχανισμοί λειτουργίας τους:

Όπως θα παρατηρήσουμε και στο επόμενο σχήμα, τα φορτία που ασκούνται σε ένα φράγμα βαρύτητας είναι πολλά και οφείλονται σε πολλούς διαφορετικούς παράγοντες. Την ταυτόχρονη επιβολή των φορτίων αυτών τα λαμβάνουμε υπόψη για τον σχεδιασμό.



Σχήμα 2.1 Συνήθεις φορτίσεις φράγματος βαρύτητας κατακόρυφης ανάντη παρειάς

- Υδροστατική πίεση νερού ταμιευτήρα (H): Είναι η κυριότερη δύναμη που ασκείται στην ανάντη παρειά του φράγματος και σε περίπτωση όπως του σχήματος όπου έχουμε κατακόρυφη παρειά η συνισταμένη έχει μέτρο $H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2$
- Υδροστατική πίεση νερού λεκάνης αποτόνωσης (W_w, H^2): Οι δύο τριγωνικές κατανομές που προσφέρουν κυρίως κάποια μικρή αντίσταση στην ολίσθηση, ενώ αρκετά μικρότερη είναι η συνεισφορά τους απέναντι στις ροπές ανατροπής.
- Η άνωση (U): Οφείλεται στις υποπέσεις του νερού που διηθείται κάτω από το φράγμα. Η κατανομή των πιέσεων σε περίπτωση απουσίας νερού κατάντη είναι τριγωνική, ενώ στην αντίθετη περίπτωση έχει κατανομή τραπεζίου. Η μέγιστη τιμή της στην ανάντη παρειά ισούται με το 60% της υδροστατικής, δηλαδή $p = 0.6 \cdot \gamma \cdot h$. Η αντιμετώπιση της άνωσης χρειάζεται μεγάλη προσοχή, αφού είναι υπαίτια για σοβαρές αστοχίες (π.χ. φράγμα Malpasset).

- Η πίεση των φερτών υλών (S): Συνήθως είναι πολύ μικρή και αμελείται. Μπορεί όμως να υπολογιστεί με βάση τις αρχές της εδαφομηχανικής από τον τύπο $S = (\gamma_1 \cdot \gamma / 2) \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$, με $\varphi = 25^\circ - 30^\circ$ και $\gamma_1 = 1925 \text{ kg/m}^3$.
- Η πίεση του πάγου (H_{ice}): Εμφανίζεται σε περιπτώσεις φραγμάτων όπου τον χειμώνα οι θερμοκρασίες πέφτουν αρκετά κάτω από τους 0°C , με συνέπεια να δημιουργείται ένα στρώμα πάγου στην επιφάνεια της λίμνης. Προσεγγιστικά, η ώθηση του πάγου μπορεί να υπολογιστεί σαν μία οριζόντια δύναμη ασκούμενη στην στέψη του φράγματος, με μέτρο $30 \div 70 \text{ kN}$ ανά μέτρο μήκους του φράγματος.
- Οι σεισμικές φορτίσεις: Οι δυνάμεις αυτές είναι δύο ειδών, αυτές που οφείλονται στην αδράνεια της μάζας του φράγματος και αυτές που οφείλονται στην αδράνεια της μάζας του νερού που έρχεται σε επαφή με το φράγμα, ενώ είναι και οι δύο κατά την οριζόντια διεύθυνση. Έτσι έχουμε $H_\Sigma = m \cdot a' = B/g \cdot a \cdot g = a \cdot B$, για την σεισμική δύναμη από τη μάζα του φράγματος και $H'_\Sigma = 0,543 \cdot a' \cdot \gamma \cdot h^2$, για την αντίστοιχη από τη μάζα του νερού.
- Το ίδιο βάρος του φράγματος (W_c): Είναι η μεγαλύτερη κατακόρυφη δύναμη, η ύπαρξη της οποίας αντισταθμίζει όλες τις άλλες δυνάμεις που τείνουν να ανατρέψουν το φράγμα. Με ειδικό βάρος σκυροδέματος γνωστό και ίσο με 24 kN/m^3 , το βάρος ανά μέτρο μήκους του φράγματος δίνεται από την σχέση $B = \gamma \cdot V = \gamma \cdot E \cdot 1 \text{ m}$, όπου E η διατομή σε m^2 .
- Απρόβλεπτη αύξηση της Στάθμης: Είναι η σπανιότερη φόρτιση που μπορεί να δεχτεί ένα φράγμα βαρύτητας, διότι οφείλεται στην μη διενέργεια των απαιτούμενων υπολογισμών για αποθήκευση της πλημμυρικής παροχής στον ταμιευτήρα, με συνέπεια η εισροή να είναι μεγαλύτερη από την υπερχείλιση. Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται από την αύξηση της στάθμης είναι: $H = \gamma \cdot h \cdot y + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot y^2$, όπου h το ύψος του φράγματος και y η απρόβλεπτη αύξηση της στάθμης. Οι δυνάμεις αυτές δίνουν ροπή ανατροπής ίση με $M = h \cdot y^2 + y^3/4$.

(3), (4)

2.2.2 Συνδυασμοί Φορτίσεων-Συντελεστές ασφαλείας.

Οι δυνάμεις που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα χωρίζονται σε διάφορες κατηγορίες, ανάλογα με τη σοβαρότητα τους στην επίλυση. Πρωτεύοντες θεωρούνται το βάρος, η υδροστατική πίεση, η άνωση και η πίεση του πάγου εφόσον υφίσταται. Οι υπόλοιπες θεωρούνται δευτερεύουσες ως προς τον τρόπο υπολογισμού τους κατά την ανάλυση. Για τον υπολογισμό ενός φράγματος βαρύτητας οι δυνάμεις μπορούν να συνδυαστούν έτσι που να δημιουργηθούν οι ακόλουθες τρεις κατηγορίες φορτίσεων:

- Συνήθεις: Αναφέρονται σε κανονικές συνθήκες λειτουργίας του φράγματος και το φράγμα δέχεται τα φορτία της υδροστατικής πίεσης (η στάθμη του νερού βρίσκεται στην Ανώτατη Στάθμη Λειτουργίας), της άνωσης, των φερτών και του ίδιου βάρους του.
- Μη Συνήθεις: Αναφέρονται σε συνθήκες διόδευσης πλημμύρας, οπότε εκτός του ότι οι υδροστατικές πιέσεις που ασκούνται λαμβάνονται υπόψη στην ανώτατη στάθμη πλημμύρας, έχουμε το πρόσθετο φορτίο λόγω της υπερύψωσης της στάθμης. Επίσης στον συνδυασμό αυτό περιλαμβάνεται και η ελάχιστη θερμοκρασία περιβάλλοντος (κυρίως για τα τοξωτά φράγματα).
- Σπάνια/Εξαιρετική: Αναφέρεται σε συνήθεις συνθήκες φόρτισης με ταυτόχρονη επιβολή σεισμικού φορτίου με οριζόντια διεύθυνση προς τα κατόντη.

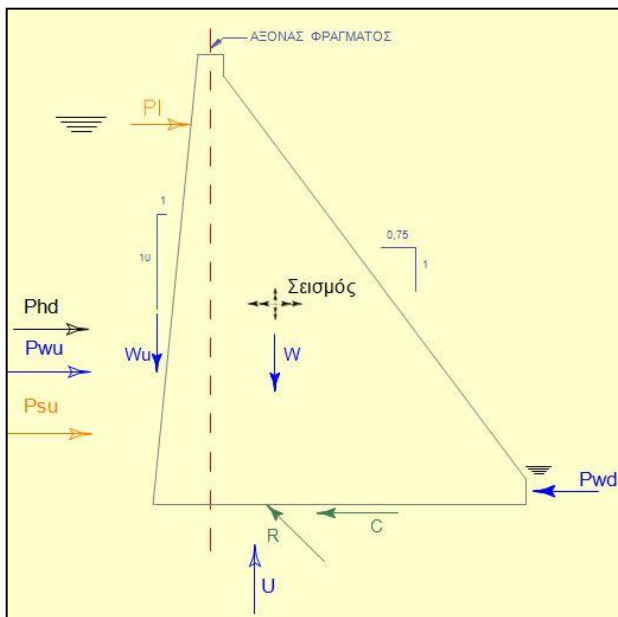
	Συνήθεις	Μη συνήθεις	Σπάνιες
Έλεγχος έναντι ανατροπής	>1,50	>1,20	>1,00
Έλεγχος έναντι ολισθησης	>3,00	>2,00	>1,00
Αναπτυσσόμενες τάσεις	30kg/cm ²	20kg/cm ²	10kg/cm ²

Πίνακας 2. Συντελεστές ασφαλείας ανάλογα με τη φόρτιση

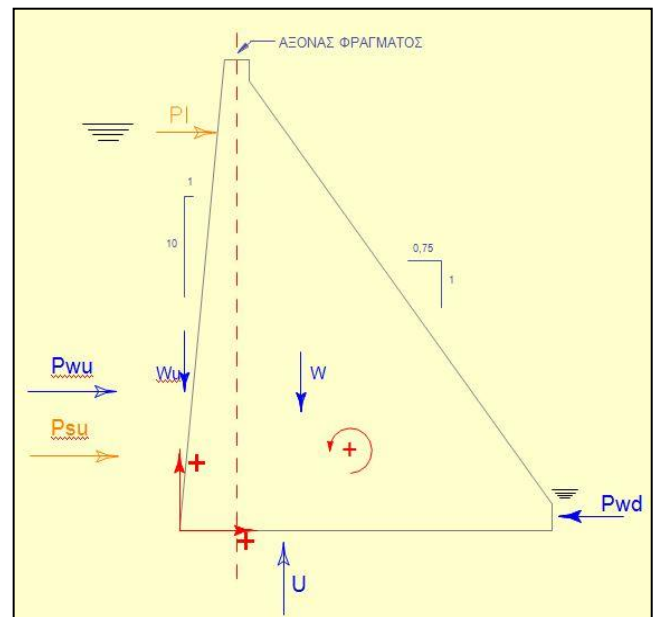
Βασίζόμενοι στους παραπάνω συνδυασμούς φορτίσεων και στις δυνάμεις που δρουν πάνω στο φράγμα, μπορούμε να συνοψίσουμε τους ελέγχους που απαιτούνται για την ευστάθεια του φράγματος σε τρεις περιπτώσεις, οι οποίες αναφέρονται αμέσως παρακάτω.

- Έλεγχος έναντι ανατροπής: Ένα φράγμα κινδυνεύει να ανατραπεί από τις ασκούμενες δυνάμεις, και το βάρος του αντισταθμίζει τις ροπές αυτές. Ο έλεγχος έναντι ανατροπής γίνεται ως προς τον πόδα του φράγματος. Οι δυνάμεις που προκαλούν ροπές ανατροπή είναι η υδροστατική πίεση, η πίεση των φερτών και η άνωση, ενώ η μοναδική δύναμη η οποία αντιβαίνει τις ανατρεπτικές ροπές είναι το βάρος της κατασκευής.

- **Έλεγχος έναντι ολίσθησης:** Ένα φράγμα μπορεί να ολισθήσει πάνω στη βάση του ή κατά ένα οποιοδήποτε οριζόντιο επίπεδο, όταν οι οριζόντιες δυνάμεις (ΣΗ) πάνω από το επίπεδο ολίσθησης είναι μεγαλύτερες από την αντίσταση των τριβών. Στον έλεγχο αυτό έχουμε δύο κριτήρια που πρέπει να πληρούνται. Το πρώτο επιβάλλει ο Συντελεστής Ολίσθησης $\Sigma.Ο = \frac{\Sigma H}{\Sigma V} < 0.75$ και το δεύτερο ο Συντελεστής Τριβής Διάτμησης $\Sigma ΤΔ = \frac{c \cdot A + \Sigma V \cdot \tan \varphi}{\Sigma H} > 3$, με c τη διατμητική αντίσταση σκυροδέματος και φ την αντίστοιχη γωνία τριβής.
- **Έλεγχος αναπτυσσόμενων τάσεων:** Αν V είναι η κατακόρυφη δύναμη που ασκείται σε ένα οριζόντιο επίπεδο πλάτους b , τότε η μέση τάση στο επίπεδο αυτό είναι ίση με $\sigma_0 = V/b$. Εάν η δύναμη ασκείται εκτός του κέντρου της διατομής τότε οι τάσεις στα δύο άκρα θα είναι $\sigma_E = V/b \cdot (1 \pm 6 \cdot e/b)$, με e την εκκεντρότητα ίση με $\Sigma M / \Sigma V$. Με αντικαταστάσεις στη παραπάνω σχέση προκύπτει ότι $\sigma_E = 0$ αν $e = b/6$. Αυτό σημαίνει ότι αν δεν θέλουμε εφελκυστικές τάσεις, η εκκεντρότητα δεν πρέπει να υπερβαίνει την τιμή αυτή, ή πιο απλά η συνισταμένη του βάρους θα πρέπει να διέρχεται από το μεσαίο 1/3 της διατομής. (4)



Εικόνα 2.5 Απεικόνιση δυνάμεων κατά τον έλεγχο έναντι ολίσθησης



Εικόνα 2.6 Απεικόνιση δυνάμεων κατά τον έλεγχο έναντι ανατροπής

2.2.3 Χαρακτηριστικά και επιλογή θέσης θεμελίωσης.

Η θεμελίωση του φράγματος αποτελεί ίσως το βασικότερο στάδιο εκπόνησης μίας μελέτης καθώς από αυτήν εξαρτάται η επιτυχία του έργου. Τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα, λόγω του μεγάλου βάρους τους απαιτούν, όπως έχουμε προαναφέρει, ιδιαίτερα ανθεκτικό έδαφος θεμελίωσης. Για τον λόγο αυτό επιλέγουμε για η θεμελίωση των φραγμάτων αυτών να γίνεται πάνω σε υγιείς βραχώμαζες, στις οποίες ερευνώνται οι αντοχές τους σε ορθή και διατμητική καταπόνηση, η περατότητα και συχνά ο συντελεστής Poisson. Επίσης, τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα, λόγω της μεγάλης ακαμψίας τους και της μονολιθικότητας τους έχουν πολύ μεγάλη ευαισθησία στις καθιζήσεις, κυρίως στις διαφορικές. Γι αυτό το βραχώδες πέτρωμα πάνω στο οποίο πρόκειται να θεμελιωθούν μελετάται ως προς τις τυχόν ασυνέχειες του σε βάθος ίσο με το 1/3-1/2 του ύψους του φράγματος. Σε περιπτώσεις λοιπόν σχετικά πτωχής σε ποιότητα, ή επιφανειακά ασυνεχούς βραχώμαζας, η συνηθέστερη επιλογή ενίσχυσης είναι οι τοιμεντενέσεις. Τις περισσότερες φορές εκτελούνται κατά ομάδες και ανά συγκεκριμένη απόσταση σχηματίζοντας την λεγόμενη κουρτίνα τοιμεντενέσεων, στεγανοποιώντας και ενισχύοντας με αυτόν τον τρόπο το έδαφος της θεμελίωσης.

ΒΑΘΜΟΝΟΜΗΣΗ	ΟΡΟΣ	ΜΟΝΟΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΠΤΙΚΗ ΑΝΤΟΧΗ (MPa)	ΔΕΙΚΤΗΣ ΣΗΜΕΙΑΚΗΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ
R6	ΕΞΑΙΡΕΤΙΚΑ ΣΚΛΗΡΟ	>250	>10	Υγειής Βασάλτης, Γνεύσιος, Γρανίτης
R5	ΠΟΛΥ ΣΚΛΗΡΟ	100÷250	4÷10	Ψαμμίτης, Ασβεστόλιθος, Μάρμαρο
R4	ΣΚΛΗΡΟ	50÷100	2÷4	Φυλίτης, Σχιστόλιθος, Ψαμμίτης
R3	ΜΕΤΡΙΑ ΣΚΛΗΡΟ	25÷50	1÷2	Αργιλικός Σχιστόλιθος, Ιλυόλιθος
R2	ΑΣΘΕΝΕΣ	5÷25	—	Τάλκης, Ορυκτό αλάτι
R1	ΠΟΛΥ ΑΣΘΕΝΕΣ	1÷5	—	Πολύ αποσαθρωμένο πέτρωμα
R0	ΕΞΑΙΡΕΤΙΚΑ ΑΣΘΕΝΕΣ	0,25÷1	—	Αργιλικό υλικό

Πίνακας 3. Χαρακτηριστικών αντοχών πετρωμάτων. Για φράγματα βαρύτητας κατάλληλα πετρώματα θεμελίωσης είναι τα πετρώματα των 3 πρώτων κατηγοριών.

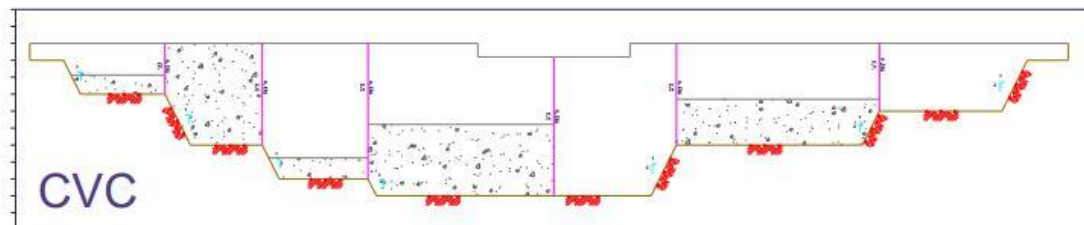
2.3 Η πορεία εξέλιξης προς τα φράγματα RCC και FSHD

Αξιολογώντας κάποιος την ιστορική εξέλιξη των φραγμάτων βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα από την απαρχή τους μέχρι σήμερα, σε συνδυασμό με την αντίστοιχη εξέλιξη των γεωφραγμάτων, αντιλαμβάνεται πολύ εύκολα τις ανάγκες που ώθησαν στην κατασκευή των φραγμάτων βαρύτητας από R.C.C. και ακόμα παραπέρα των Αξονοσυμμετρικών Φραγμάτων Σκληρού Επιχώματος (σ.σ. ισχνό RCC).

2.3.1 Μειονεκτήματα Φραγμάτων Βαρύτητας Συμβατικού Σκυροδέματος.

Από την αρχή της κατασκευής τους, τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα εμφάνισαν κάποια μειονεκτήματα, κυρίως κατά την διάρκεια κατασκευής τους. Κάποια από τα μειονεκτήματα αυτά με την εξέλιξη των χρόνων αντιμετωπίστηκαν ή μετριάστηκαν, χωρίς όμως να αποτελέσουν παρελθόν, γεγονός το οποίο οδήγησε τους μηχανικούς στην αναζήτηση νέου τρόπου κατασκευής φραγμάτων βαρύτητας. Κάποια από τα βασικά αυτά μειονεκτήματα θα αναφερθούν αμέσως παρακάτω.

Το κυριότερο πρόβλημα που εμφανίζουν τα φράγματα του τύπου αυτού, είναι η έκλυση θερμότητας από την ενυδάτωση του κονιάματος του τσιμέντου. Η θερμότητα αυτή που εκλύεται τις πρώτες 4-7 μέρες ανυψώνει πολύ τη θερμοκρασία στη μάζα του φράγματος, διαχέεται με αργούς ρυθμούς σε πολλούς μήνες και προκαλεί ανομοιόμορφη συστολή του σκυροδέματος. Για τον λόγο αυτό λοιπόν, τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα ανυψώνονται κατά τμήματα μονολιθικών μπλοκ. Η διαδικασία αυτή εκτός από πολύπλοκη, είναι και χρονοβόρα, καθότι απαιτείται η τοποθέτηση καλουπιών για την σκυροδέτηση, καθώς και αναμονή ημερών για την πήξη του σκυροδέματος και την ψύξη του.



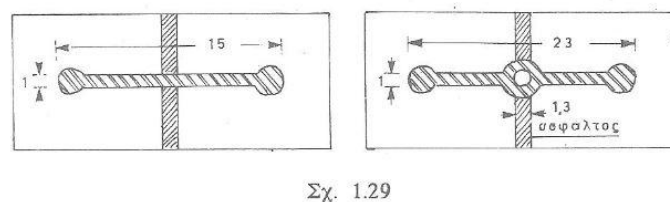
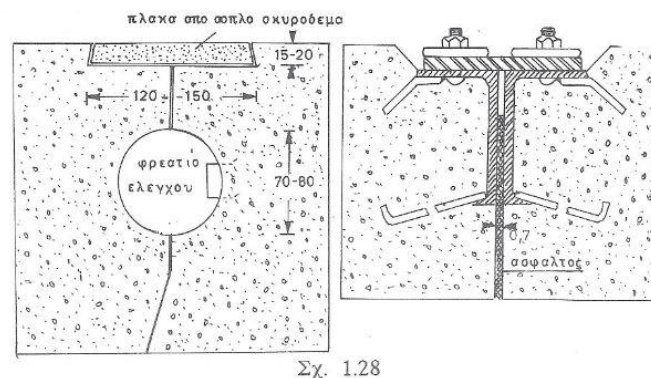
Σχήμα 2.2 Διαδικασία κατασκευής μονολιθικών μπλοκ σε σχέση με τον χρόνο

Κατά την δεκαετία του 1930 και συγκεκριμένα στην κατασκευή του τοξωτού-βαρύτητας φράγματος του Hoover (1931-1936), χρησιμοποιήθηκε τσιμέντο χαμηλής θερμότητας ενυδάτωσης, με αποτέλεσμα τη μείωση της εκλυόμενης θερμότητας κατά 33% και της θερμοκρασίας του σώματος του φράγματος κατά 25%. Επίσης εφαρμόστηκε για πρώτη φορά μια τεχνοτροπία ψύξης του σκυροδέματος με την εγκατάσταση σωληνώσεων μικρής διαμέτρου μέσα στα μπλοκ των μονολιθών, μέσα από τις οποίες περνούσε κρύο νερό για την ψύξη του σκυροδέματος. Η τεχνοτροπία αυτή της ψύξης του σκυροδέματος εφαρμόστηκε και σε πολλά ακόμα φράγματα βαρύτητας. Τέλος, η χρήση τσιμέντου χαμηλής θερμότητας ενυδάτωσης εδραιώθηκε την δεκαετία του 1940, πετυχαίνοντας την εξαφάνιση των ρηγματώσεων από την αιτία αυτή.



Εικόνα 2.5 Άποψη φράγματος Hoover, όπου φαίνονται οι ξυλότυποι των μονολιθικών μπλοκ.

Ένα άλλο μειονέκτημα των φραγμάτων από συμβατικό σκυρόδεμα είναι η απαίτηση κατασκευής αρμών διαστολής. Οι αρμοί μπορούν να διακριθούν ανάλογα με τη λειτουργία τους σε αρμούς που αποσκοπούν στην αντιμετώπιση του προβλήματος της συρρίκνωσης του σκυροδέματος κατά την κατασκευαστική περίοδο και σε αρμούς διαστολής που αποσκοπούν στην αντιμετώπιση μικρών μετακινήσεων των μονολιθικών μπλοκ λόγω θερμοκρασιακών μεταβολών και των φορτίων λειτουργίας του φράγματος. Σημαντικό ρόλο στην αντίσταση έναντι της ολίσθησης παίζουν οι αρμοί κατά την οριζόντια έννοια, που δημιουργούνται από τις επιθέσεις των στρώσεων, γιατί η αντοχή σε ολίσθηση εξαρτάται από τον βαθμό πρόσφυσης μεταξύ των στρώσεων. Η κατασκευή, αλλά κυρίως η πλήρωση και η μόνωση των αρμών μετά το πέρας της κατασκευής του φράγματος είναι μία δύσκολη και δαπανηρή εργασία, ενώ απαιτεί και συντήρηση ανά τακτά χρονικά διαστήματα, γεγονός που αυξάνει ακόμα περισσότερο το κόστος λειτουργίας του έργου. (4)



Εικόνα 2.6 Λεπτομέρειες αρμών διαστολής.

Επιπρόσθετα, ένα άλλο μειονέκτημα των φραγμάτων βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα είναι η απαίτηση υψηλής ποιότητας βράχου στη θεμελίωση, αλλά και η ευαισθησία στις διαφορικές καθιζήσεις. Τα φράγματα αυτά δεν έχουν καμία ανοχή στις διαφορικές καθιζήσεις που μπορεί να προκύψουν από ένα σεισμό, με αποτέλεσμα να απαιτείται εξαιρετική επιλογή του εδάφους και της θέσης θεμελίωσης κατά τη μελέτη. Η ευαισθησία αυτή στις διαφορικές καθιζήσεις αντιμετωπίζεται με την δόμηση του φράγματος σε μπλοκ, τα οποία όμως για να έχουν ενιαία συμπεριφορά συνδέονται μεταξύ τους με κλείδες.

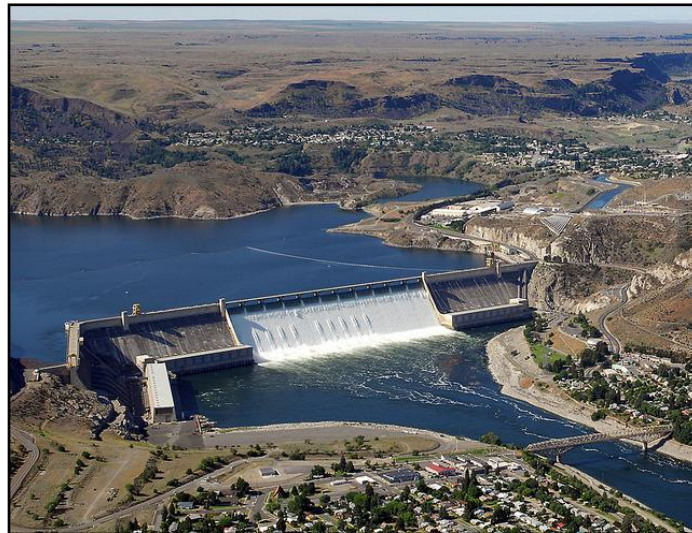
Τέλος, το υψηλό κόστος κατασκευής είναι ένας ανασταλτικός παράγοντας για τα φράγματα συμβατικού σκυροδέματος. Οι τεχνολογίες που πρέπει να χρησιμοποιηθούν για να αποφευχθούν τα προαναφερθέντα προβλήματα, οι αργοί ρυθμοί κατασκευής που κοστίζουν σε εργατοώρες αλλά και το υψηλό κόστος του σκυροδέματος σε συνδυασμό με τον μεγάλο χρησιμοποιούμενο όγκο παραγκώνισαν τα φράγματα βαρύτητας από συμβατικό σκυρόδεμα. Τις δεκαετίες του 1930-1950 αντικαταστάθηκαν από τα τοξωτά και τα αντηριδωτά με την έμφαση να δίνεται στην στατική ανάλυση των κατασκευών, εξοικονομώντας έτσι και χρόνο και όγκο υλικών.

Παρ' όλους όμως τους τρόπους αντιμετώπισης, το κυριότερο πρόβλημα παρέμενε η έκλυση θερμότητας από την ενυδάτωση του τσιμέντου. Έτσι, το 1950 εισάγεται για πρώτη φορά η υπάμενη τέφρα συμπληρωματικά και αντικαθιστώντας ποσότητες τσιμέντου στα μείγματα σκυροδέματος. Αυτό, έχει ως άμεση συνέπεια τη μείωση της φόρτισης της κατασκευής από την έκλυση θερμότητας, χωρίς όμως την ανάλογη μείωση των αντοχών. Εξ' άλλου έχει παρατηρηθεί ότι η συμπεριφορά της υπάμενης τέφρας ως συνδετικού υλικού είναι ίδια με του τσιμέντου, με την διαφορά ότι αποκτά τις αντοχές σε μεγαλύτερο χρονικό διάστημα.

Σε γενικές γραμμές όμως, τα χρόνια που ακολούθησαν, τα φράγματα βαρύτητας ουσιαστικά εγκαταλείφθηκαν. Η εξέλιξη των χωματουργικών μηχανημάτων, η αφθονία των υλικών και η ταχύτητα κατασκευής έδωσαν προβάδισμα στα γεωφράγματα, τα οποία και καθιερώθηκαν τις επόμενες δεκαετίες. Τα πλεονεκτήματα των γεωφραγμάτων απέναντι στα βαρύτητας συμβατικού σκυροδέματος εκτός από τα προαναφερθέντα, είναι η μεγάλη ανοχή τους στις διαφορικές καθιζήσεις, αλλά και η οικονομία του κόστους λόγω της λήψης των υλικών κατασκευής από κοντινές αποστάσεις. Τέλος, το μικρό βάρος της κατασκευής τους δεν απαιτεί υψηλές αντοχές του εδάφους θεμελίωσης, με αποτέλεσμα να μην απαιτούνται ενισχυτικές παρεμβάσεις.

2.3.2 Φράγμα Forebay (Η.Π.Α.) - προπομπός του RCC.

Το 1974 σημειώνεται η καινοτομία του φράγματος Forebay, που κατασκευάζεται σαν βαρύτητας κόντρα στην τάση της εποχής εκείνης. Η καινοτομία του συγκεκριμένου φράγματος δεν έγκειται στην επιλογή του τύπου, αλλά στην επιλογή των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή του, θέτοντας το ως προπομπό των σημερινών φραγμάτων RCC. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικοί τύποι σκυροδέματος στην κατασκευή. Το εσωτερικό του σώματος κατασκευάστηκε με ένα πιο ισχνό από το συμβατικό σκυρόδεμα μείγμα, ενώ το τελευταίο χρησιμοποιήθηκε μόνο για την διαμόρφωση των εξωτερικών παρειών για λόγους μόνωσης, καθώς και για την θεμελίωση λόγω υψηλών τάσεων. Ακόμη, για την περαιτέρω μείωση της εκλυόμενης θερμότητας χρησιμοποιήθηκε ιπτάμενη τέφρα προς αντικατάσταση του τσιμέντου, ενώ έγιναν συνεχείς έλεγχοι της θερμοκρασίας των αδρανών. Επιπλέον, αξιοσημείωτη είναι και η χρήση κλειδών μεταξύ των μονόλιθων προκειμένου να εξασφαλισθεί η ενιαία συμπεριφορά της κατασκευής και η ελεγχόμενη αποτόνωση των τάσεων σε περιπτώσεις μη ομοιόμορφης φόρτισης των μονόλιθων.



Εικόνα 2.7 Φράγμα Forebay

Λαμβάνοντας υπόψη τα μειονεκτήματα των φραγμάτων βαρύτητας που αναφέρθηκαν στην ενότητα 2.3.1, καθώς επίσης και τα πλεονεκτήματα των γεωφραγμάτων τα οποία απαντούν σε μερικά από αυτά, τη δεκαετία του 1980 καλλιεργήθηκε η ιδέα του συνδυασμού στην πράξη των τεχνολογιών και τεχνικών τόσο των φραγμάτων βαρύτητας όσο και των γεωφραγμάτων με σκοπό τη βελτιστοποίηση αυτών. Έτσι προέκυψε η ανάγκη για τη δημιουργία ενός νέου σκυροδέματος, ικανό να έχει χαρακτηριστικά εφάμιλλα του συμβατικού και ταυτοχρόνως να επιτρέπουν τη χρήση του από τα χωματοουργικά μηχανήματα. Έτσι προέκυψε το **Κυλινδρούμενο Σκυρόδεμα (Roller Compacted Concrete)** και κάποια χρόνια αργότερα το **Κυλινδρούμενο Σκληρό Επιχώμα** το οποίο θα αναλυθεί εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο.

2.3.3 Συνοπτικά χαρακτηριστικά φραγμάτων RCC & πλεονεκτήματα

Η παρασκευή του RCC, οι έλεγχοι καθ' όλη τη διάρκεια παρασκευής του καθώς και η αντιμετώπιση του κατά τη διάρκεια του σχεδιασμού και της κατασκευής του έργου είναι παρεμφερείς με αυτές του συμβατικού σκυροδέματος. Η κατασκευή με RCC περισσότερο ξεκίνησε σαν μία διαφορετική μέθοδος κατασκευής φραγμάτων από σκυρόδεμα. Η οικονομικότητα μίας τέτοιας κατασκευής, η αυξημένη ταχύτητα κατασκευής με τη χρησιμοποίηση χωματουργικών μηχανημάτων οδήγησε στην αναπροσαρμογή των υλικών έτσι ώστε να είναι εύκολα χρησιμοποιήσιμα από τα μηχανήματα αυτά.

Το κυρίως χαρακτηριστικό του RCC το οποίο το διαφοροποιεί από το συμβατικό σκυρόδεμα είναι η μείωση της περιεκτικότητας του τοιμέντου στο μείγμα. Το κυλινδρούμενο σκυρόδεμα χωρίζεται σε τέσσερις επιμέρους κατηγορίες ανάλογα με την περιεκτικότητα σε τοιμέντο. Οι κατηγορίες αυτές είναι:

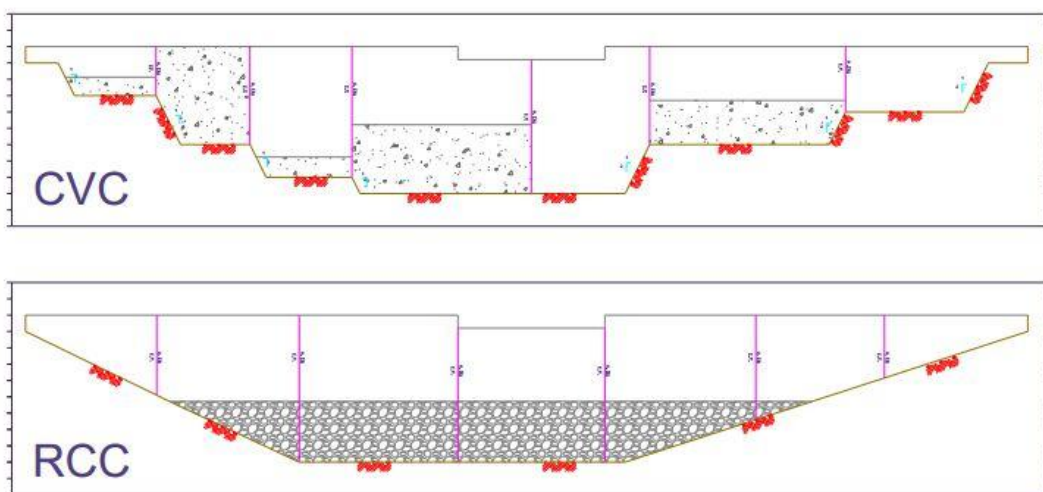
- High-paste RCC: Περιεκτικότητα σε υδραυλικές κονίες **μεγαλύτερη των 150kg/m^3** .
- Medium-paste RCC: Περιεκτικότητα σε υδραυλικές κονίες μεταξύ **$100\div 149\text{kg/m}^3$** .
- Ιαπωνικό RCD: Περιεκτικότητα υδραυλικών κονιών μεταξύ **$120\div 130\text{kg/m}^3$** .
- Lean RCC & FSHD: Περιεκτικότητα σε υδραυλικές κονίες **μικρότερη των 99kg/m^3** .

Επίσης διαφοροποίηση σε σχέση με το συμβατικό σκυρόδεμα υπάρχει και στην κοκκομετρική διαβάθμιση, τόσο ως προς τα όρια του μεγέθους των κόκκων, όσο και ως προς την ποιότητα και την αντοχή τους. Στο RCC ο επιτρεπόμενος μέγιστος κόκκος είναι περί τα 50mm σε αντίθεση με το συμβατικό σκυρόδεμα που ανέρχεται συνήθως στα 31mm, αλλά και οι απαιτήσεις για αντοχή σε τριβή και θλίψη είναι και αυτές μικρότερες. Έτσι επιτυγχάνουμε ευκολότερη παραγωγή υλικού καθώς επίσης και μεγαλύτερη αφθονία, λόγω του εύρους των ορίων της ποιότητας.

Τα καλά χαρακτηριστικά του κυλινδρούμενου σκυροδέματος μετά την πήξη και την σκλήρυνση του και η υψηλή φέρουσα ικανότητα του μας επιτρέπουν την διατήρηση της ίδιας γεωμετρίας στα φράγματα βαρύτητας. Η διαμόρφωση της ανάντη παρειάς γίνεται με κλίση 0,2:1 (Ο:Κ), ενώ λόγω μικρής σχετικά μείωσης των τριβών εξαιτίας των πολλαπλών στρώσεων η κατάντη παρειά έχει κλίσεις της τάξης του 0,6:1÷0,7:1 (Ο:Κ), εξασφαλίζοντας έτσι τον σχεδιασμό έναντι ολίσθησης.

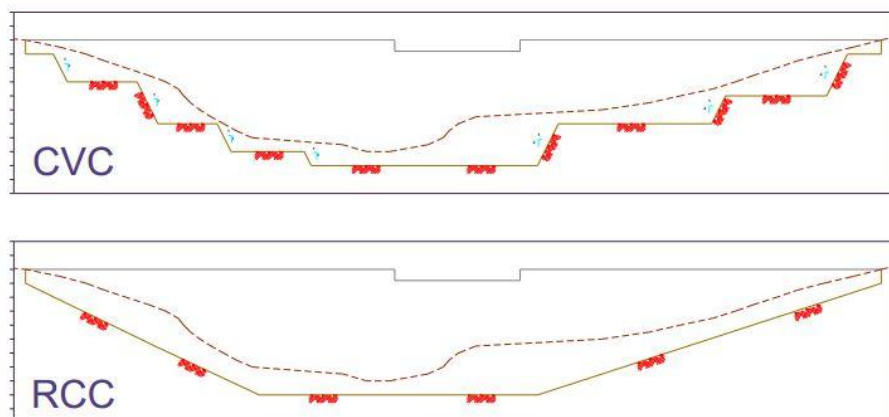
Το μείγμα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος μετά την πήξη του παραμένει αδιαπέρατο, ακόμα και σε σχετικά δυσμενείς καιρικές συνθήκες. Έτσι δεν υπάρχει απαίτηση για κάποιον μανδύα μόνωσης στα φράγματα αυτού του τύπου. Σε ακραίες περιπτώσεις όπου παρουσιαστεί απαίτηση για περεταίρω στεγανοποίηση της ανάντη παρειάς, αυτή επιτυγχάνεται με την μέθοδο Grout enriched RCC, κατά την οποία τοποθετείται RCC στην ανάντη παρειά με μεγαλύτερη περιεκτικότητα σε κονίες. (2), (5)

Σημαντικό πλεονέκτημα που παρουσιάζουν τα φράγματα από RCC απέναντι σε αυτά από συμβατικό σκυρόδεμα (Conventional Vibrated Concrete) είναι η ταχύτητα κατασκευής. Τα φράγματα από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα κατασκευάζονται σε στρώσεις των 30cm συνήθως και συμπυκνώνονται με δονητικούς οδοστρωτήρες. Η διάστρωση πρέπει να γίνεται σε συνεχείς ρυθμούς, ενώ σε περίπτωση διακοπής, προτείνεται η εξογίαση της τελευταίας στρώσης πριν την επανάστρωση της επόμενης. Η διαδικασία αυτή πετυχαίνει μία ταχύτητα κατασκευής ενός φράγματος 95m και όγκου 500.000m³ σε 14,5 μήνες, δηλαδή σε 50 εργάσιμες εβδομάδες. Το ανάλογο χρονικό διάστημα που θα απαιτούνταν για ένα φράγμα συμβατικού σκυροδέματος θα ήταν περίπου 3 έτη. Ακόμα αποφεύγεται η εκτεταμένη χρήση ξυλότυπων και οπλισμού, μειώνοντας έτσι το κόστος και τον χρόνο διεκπεραίωσης.



Σχήμα 2.3 Συγκριτική απεικόνιση ανύψωσης φράγματος CVC & RCC

Ένα ακόμα πλεονέκτημα της κατασκευής φραγμάτων από RCC είναι η μείωση των εκσκαφών που απαιτούνται για την ανύψωση του φράγματος. Στα φράγματα συμβατικού σκυροδέματος απαιτείται η διαμόρφωση του εδάφους θεμελίωσης αλλά και των αντρευσμάτων σε επίπεδα, με τέτοιο τρόπο ώστε να είναι εύκολη η ανύψωση των μονόλιθων. Στα φράγματα από RCC δεν υπάρχει τέτοια απαίτηση και οι εκσκαφές γίνονται σχετικά κοντά και παράλληλα με τη γραμμή του εδάφους, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.4.



Σχήμα 2.4 Συγκριτική απεικόνιση εκσκαφών φράγματος CVC & RCC

Μία ακόμα υπεροχή των φραγμάτων από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα είναι η υψηλή αντίσταση που παρουσιάζουν έναντι σπηλαιώσης και διάβρωσης, ακόμα και σε υψηλές ταχύτητες ροής. Το γεγονός αυτό τα καθιστά ικανά να φέρουν τον υπερχειλιστή πάνω στη στέψη του φράγματος προσφέροντας έτσι μία σειρά πλεονεκτημάτων απέναντι στα γεωφράγματα. Τα πλεονεκτήματα της ύπαρξης υπερχειλιστή πάνω στη στέψη του φράγματος παρουσιάζονται παρακάτω.

- Αποφυγή πρόσθετων εκοκαφών και σκυροδεμάτων για την κατασκευή τους στα αντρείσματα.
- Μεγαλύτερο διαθέσιμο μήκος για την στέψη του υπερχειλιστή, το οποίο συνεπάγεται μικρότερο υδραυλικό φορτίο.
- Δυνατότητα διαχείρισης πλημμυρών με υψηλές παροχές αιχμής, αφού υπάρχει η δυνατότητα κατασκευής υπερχειλιστή μεγάλης παροχευτικότητας λόγω του μήκους της στέψης.
- Αποφυγή των εκχειλιστών-σηράγγων σε περιπτώσεις πολύ απότομων αντρείσμάτων
- Ευνοϊκός προσανατολισμός των έργων υπερχειλίστη και αποτόνωσης της ενέργειας, ως προς την κοίτη του ποταμού, αποφεύγοντας τυχόν υποσκαφές και περεταίρω περιβαλλοντικές παρεμβάσεις.
- Δυνατότητα αποτόνωσης σημαντικού ποσοστού της ενέργειας της πλημμύρας πάνω στο κατάντη πρανές. (βαθμιδωτός υπερχειλιστής)

Συνοψίζοντας λοιπόν, όλα όσα αναφέρθηκαν στην παραπάνω ενότητα αποτελούν τα βασικά πλεονεκτήματα των φραγμάτων από Κυλινδρούμενο Σκυρόδεμα και είναι απόρροια του παντρέματος των πλεονεκτημάτων των φραγμάτων από συμβατικό σκυρόδεμα και των γεωφραγμάτων. Τα χρόνια που ακολούθησαν την αρχική χρήση του RCC, η ανάγκη για ακόμα πιο οικονομικές και γρήγορες κατασκευές έφερε στο προσκήνιο και το **Σκληρό Επίχωμα (HardFill)**, μία αν θέλετε παραλλαγή του RCC. Τα διαφορετικά χαρακτηριστικά τόσο του υλικού, όσο και της γεωμετρίας των φραγμάτων από Σκληρό Επίχωμα θα αναλυθούν εκτενώς στο επόμενο κεφάλαιο. (6) (5) (2)

3. ΦΡΑΓΜΑΤΑ Α.Κ.Σ.Ε.

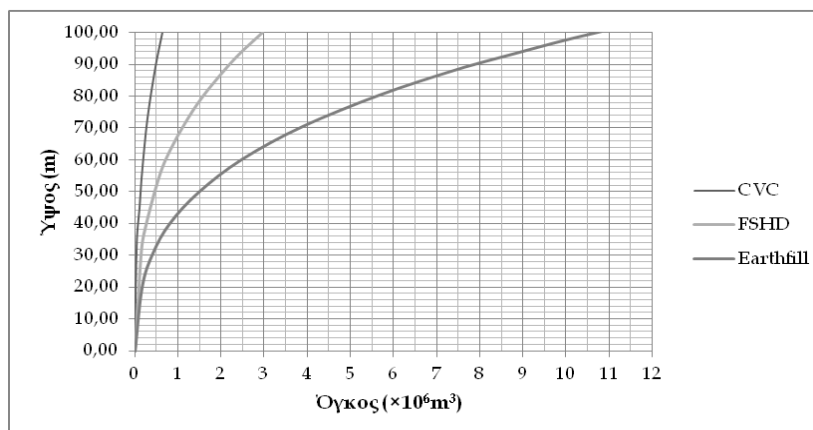
3.1 Αρχές Σχεδιασμού και τεχνικά χαρακτηριστικά

Το σώμα ενός Αξονοσυμμετρικού φράγματος Κυλινδρούμενου Σκληρού Επιχώματος (Α.Κ.Σ.Ε.) κατασκευάζεται από ένα μείγμα αδρανών, νερού και τσιμέντου, σε συγκεκριμένες αναλογίες. Πρόκειται ουσιαστικά για έναν τύπο σκυροδέματος με χαρακτηριστικά περισσότερο κοντινά σε αυτά του RCC παρά του συμβατικού σκυροδέματος, αλλά οι ιδιαιτερότητές του λόγω των αναλογιών σύνθεσης του παρουσιάζονται στις ανά τον κόσμο χώρες με πολλές διαφορετικές ονομασίες (πχ ισχνό κυλινδρούμενο σκυρόδεμα-lean RCC, ή υπερισχνό κυλινδρούμενο σκυρόδεμα- super lean RCC).

Πρόκειται για παραλλαγές στη σύνθεση, με αυξομείωση κυρίως της περιεκτικότητας του τσιμέντου και της διαβάθμισης των αδρανών. Οι διαφορετικές αυτές ορολογίες που υφίστανται οφείλονται στην προσπάθεια επισήμανσης των διαφορών μεταξύ των προϋπαρχόντων τεχνολογιών τόσο παγκόσμια, όσο και ανά χώρα. Έτσι, οι διαφοροποιήσεις των μειγμάτων ως παραλλαγές του κυλινδρούμενου σκυροδέματος, δημιούργησαν τις ανάγκες για νέο σχεδιασμό και διαχείριση του νέου υλικού, καταλήγοντας έτσι στα **Αξονοσυμμετρικά Κυλινδρούμενου Σκληρού Επιχώματος (Faced Symmetrical HardFill Dams)**

Το **σκληρό επιχώμα**, είναι υλικό το οποίο έχει τα εξής πολύ βασικά χαρακτηριστικά. Το μείγμα των αδρανών έχει **Μέγιστη Διάσταση Κόκκου** της τάξης των **60÷75mm**, **νερό 130÷150kg/m³** και περιεκτικότητα σε **τσιμέντο 50÷80kg/m³**, κατά περίπτωση συνεπικουρούμενη από ιπτάμενη τέφρα με ποζολανικές ιδιότητες, σε ποσοστό τέτοιο ώστε να μην υπερβαίνουν τα τσιμεντοειδή την ποσότητα των 99kg/m³. Λόγω των ιδιοτήτων του υλικού οι παρειές του φράγματος μπορούν να μορφωθούν με κλίσεις 0,7:1 ÷ 0,8:1 (Ο:Κ). Παρότι η σύνθεση και ο τρόπος παρασκευής του σκληρού επιχώματος μοιάζει πολύ με τα αντίστοιχα του RCC, δεν αντιμετωπίζεται σαν είδος σκυροδέματος, αλλά περισσότερο σαν γεωλικό.

Δεδομένου ότι η επιλογή ενός φράγματος Α.Κ.Σ.Ε. γίνεται τόσο για την ταχύτητα, όσο και για την οικονομικότητα της κατασκευής και των υλικών, παρατίθεται ένα διάγραμμα σύγκρισης των όγκων μεταξύ των τύπων ενός φράγματος.



Σχήμα 3.1 Διάγραμμα σχέσης ύψους-όγκου φραγμάτων

3.1.1 Τεχνικά Χαρακτηριστικά Σκληρού Επιχώματος

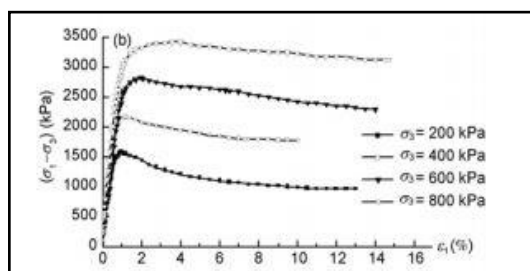
3.1.1.1 Θλιπτική Αντοχή:

Από τις δοκιμές πριν, κατά τη διάρκεια και μετά το πέρας της κατασκευής σε πολλά Α.Κ.Σ.Ε., είναι παραπάνω από εμφανές ότι η θλιπτική αντοχή του υλικού λόγω της χαμηλής περιεκτικότητας σε τοιμέντο εξαρτάται από την ποιότητα των αδρανών υλικών. Με τον όρο ποιότητα των αδρανών υλικών εννοούμε την μονοαξονική αντοχή σε θλίψη του πετρώματος καθώς και τα αποτελέσματα των δοκιμών υγείας και της δοκιμής Los Angeles που γίνονται στα αδρανή. Επίσης, η κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών επηρεάζει και αυτή την θλιπτική αντοχή του σκληρού επιχώματος, αφού ρυθμίζει την ποσότητα του τοιμέντου που θα προστεθεί στο μείγμα, έτσι ώστε να πληρούνται οι προδιαγραφές για συμπίκνωση, εργασιμότητα και αντοχή. Συνοψίζοντας και μελετώντας όλα αυτά τα αποτελέσματα, προκύπτει μία χαρακτηριστική αντοχή για το σκληρό επίχωμα ίση με 4,0MPa για δοκίμια 28 ημερών, ενώ το υλικό στις 90 μέρες παρουσιάζει αύξηση στην αντοχή του μέχρι και 60%.

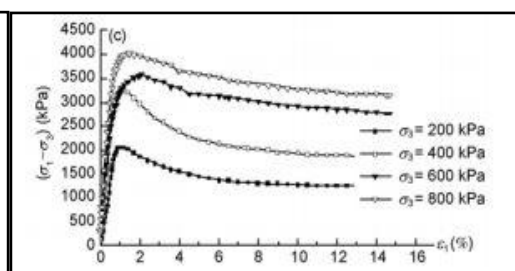
Άξιο επισήμανσης είναι ότι η θλιπτική αντοχή παίζει μεγάλο ρόλο στην αντοχή του υλικού σε διάβρωση και απόξεση, ιδιότητες εξαιρετικά σημαντικές για τις υδραυλικές κατασκευές. Πιο συγκεκριμένα, η αντοχή και η ποιότητα των αδρανών, η περιεκτικότητα του τοιμέντου αλλά και το μεγάλο ποσοστό χονδρόκοκκων αυξάνουν την αντοχή έναντι διάβρωσης και απόξεσης, ειδικά όταν οι επιφάνειες χαρακτηρίζονται ως λείες.

3.1.1.2 Μέτρο Ελαστικότητας:

Η συμπεριφορά του σκληροθέντος μείγματος είναι ελαστική έως ότου ξεπεραστεί το όριο θλιπτικής αντοχής, όπου από ελαστική μετατρέπεται σε ελαστοπλαστική για κάθε επόμενο κύκλο φόρτισης. Η συμπεριφορά του αυτή τελικά του δίνει το πλεονέκτημα της παραλαβής των παραμορφώσεων και της καλής συμπεριφοράς απέναντι στα σεισμικά φορτία. Το όριο των προδιαγραφών όπως αυτό ορίζεται για την ελαστική περιοχή του υλικού είναι τα 2000MPa. Από τις δοκιμές που έχουν γίνει στα πλαίσια κατασκευής φραγμάτων, οι πυρήνες από το σώμα του φράγματος δίνουν τιμές από 400÷1500MPa, ενώ στο εργαστήριο δίνουν 200÷300MPa. Συνεπώς είναι εμφανής η ευκαμψία του σε σχέση με το συμβατικό σκυρόδεμα. Τέλος, το μέτρο ελαστικότητας επηρεάζεται τόσο από την περιεκτικότητα σε τοιμέντο, όσο και από τον κοκκομετρική σύνθεση των αδρανών.



Σχήμα 3.2 Διάγραμμα σ - ε για σκληρό επίχωμα ηλικίας 7 ημερών



Σχήμα 3.3 Διάγραμμα σ - ε για σκληρό επίχωμα ηλικίας 28 ημερών

3.1.1.3 Διαπερατότητα:

Παρατηρώντας τα φράγματα που είναι κατασκευασμένα από σκληρό επίχωμα, παρατηρείται ότι είναι υδατοπερατά, και αυτό επιβεβαιώνεται από το γεγονός ότι η περιεκτικότητα σε τοιμέντο είναι το πολύ $99\text{kg}/\text{m}^3$, ενώ συνήθως κυμαίνεται από $50\div 75\text{kg}/\text{m}^3$. Προκειμένου λοιπόν να εξασφαλιστεί η στεγανότητα των φραγμάτων αυτών, χρησιμοποιούνται τεχνικές που προέρχονται από τα λιθόρριπα φράγματα.

Πιο συγκεκριμένα, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων χρησιμοποιείται στεγανωτική πλάκα συμβατικού σκυροδέματος στην ανάντη παρειά. Με όλο το σύστημα της πλίνθου για την στερέωση της, η μεμβράνη από συμβατικό σκυροδέμα διαδραματίζει το ρόλο του στεγανωτικού στοιχείου, εκμεταλλεζόμενη την υπάρχουσα εγκατάσταση παραγωγής σκληρού επιχώματος, αλλά και την υπάρχουσα τεχνογνωσία.

Επιπλέον, πρόσφατη τάση αποτελεί η μόνωση με τοποθέτηση συνθετικών μεμβρανών αντί της πλάκας από συμβατικό σκυροδέμα. Αυτή η λύση ικανοποιεί την ανάγκη εξάλειψης των όποιων πιθανών κακοτεχνιών στη σκυροδέτηση της πλάκας, δεν υπάρχει απαίτηση για οπλισμό, ενώ ο χρόνος που απαιτείται για την κάλυψη της ανάντη παρειάς είναι αρκετά μικρότερος συγκριτικά με την σκυροδέτηση της πλάκας. Αναγκαία είναι η αναπροσαρμογή των χαρακτηριστικών των μεμβρανών για την κατάλληλη συναρμογή τους στο μέγεθος του έργου (π.χ. αύξηση του πάχους της μεμβράνης για την αποφυγή σχισμάτων). Σε κάθε περίπτωση όμως, όποια και αν είναι η μέθοδος της στεγανοποίησης, απαιτείται η κατασκευή αποστραγγιστικού δικτύου ανάμεσα στο σώμα του φράγματος και στο στεγανωτικό μανδύα.

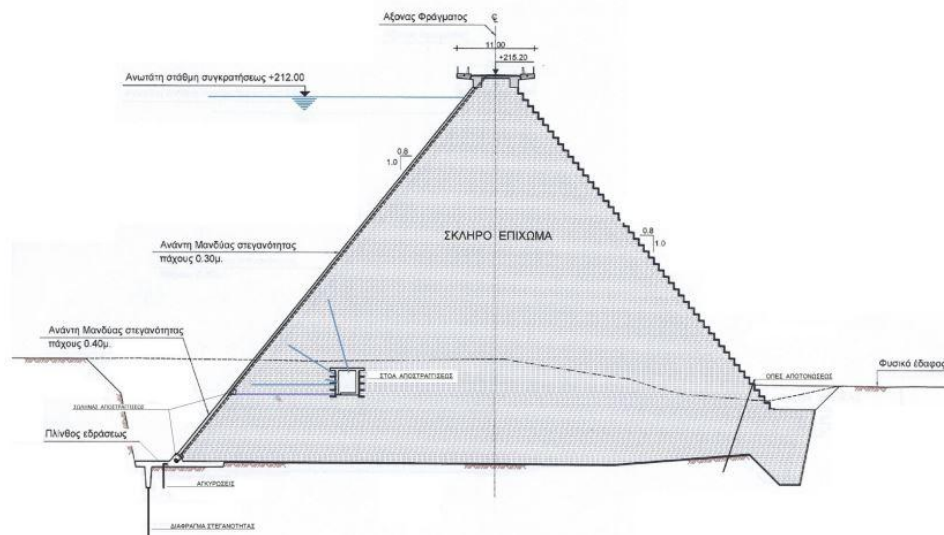
Τέλος, η διαπερατότητα του υλικού έχει και δύο βασικά πλεονεκτήματα, αφενός την φυσική αποστράγγιση του σώματος του φράγματος και αφετέρου την αποφυγή ανάπτυξης πίεσης πόρων στο εσωτερικό του φράγματος.

3.1.1.4 Θερμότητα Ενυδάτωσης:

Το κυρίαρχο πρόβλημα από τη χρήση συμβατικού σκυροδέματος σε μεγάλο όγκου κατασκευές είναι η καταπόνηση των δομών λόγω των θερμοκρασιακών μεταβολών που οφείλονται στην έκλυση θερμότητας από την ενυδάτωση του τοιμέντου. Με τη μείωση όμως του περιεχόμενου τοιμέντου σε ποσότητες κάτω των $80\text{kg}/\text{m}^3$, η θερμότητα που αναπτύσσεται κατά την ενυδάτωση του μείγματος είναι σαφώς μικρότερη. Έτσι δεν απαιτείται η κατασκευή αρμών συστολής-διαστολής διευκολύνοντας έτσι κ άλλο την διαδικασία της κατασκευής. Έχει παρατηρηθεί ότι στις ελληνικές κατασκευές αυτού του τύπου δεν εμφανίζονται θερμοκρασίες μεγαλύτερες των 34°C στο σώμα των φραγμάτων, ακόμα και κατά τους θερινούς μήνες.

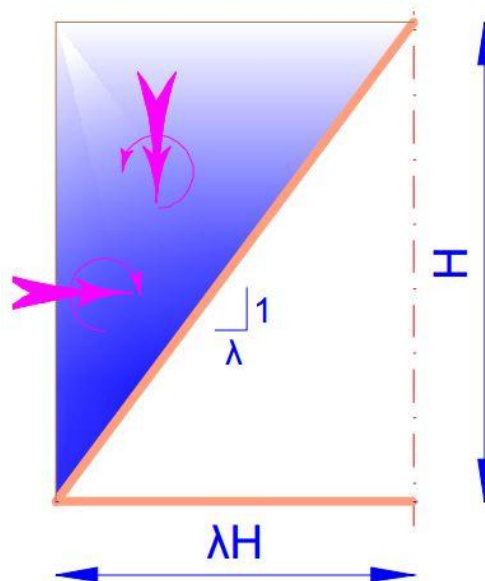
3.1.2 Διαστασιολόγηση & Σχεδιασμός

Η τραπεζοειδής συμμετρική διατομή των φραγμάτων Α.Κ.Σ.Ε. προέκυψε από την αναζήτηση του βέλτιστου συνδυασμού των χαρακτηριστικών του σκληρού επιχώματος και των πλεονεκτημάτων αυτής της διατομής. Από συγκρίσεις που πραγματοποιήθηκαν ανάμεσα στη συμπεριφορά του εν λόγω φράγματος και των συμβατικών φραγμάτων βαρύτητας παρατηρήθηκε εμφανές προβάδισμα των πρώτων.



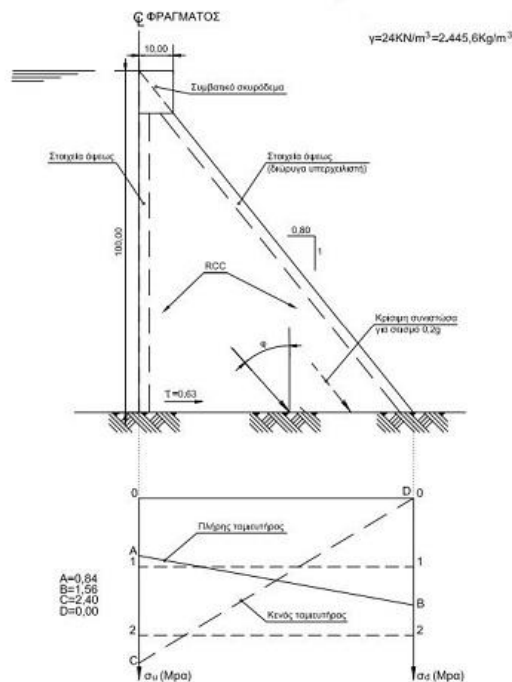
Σχήμα 3.4 Τοπική διατομή φράγματος Α.Κ.Σ.Ε.

Μετά από δοκιμές και υπολογισμούς που έγιναν για τον προσδιορισμό της κλίσης της ανάντη, και κατά συνέπεια και της κατάντη παρειάς του φράγματος, παρατηρήθηκε ότι για κλίση $\lambda:1$ (Ο:Κ), η ροπή από την πλευρική ώθηση και η ροπή από το βάρος του νερού είναι ίσες, για τιμή του $\lambda=0,7$. (Σχήμα 3.5)

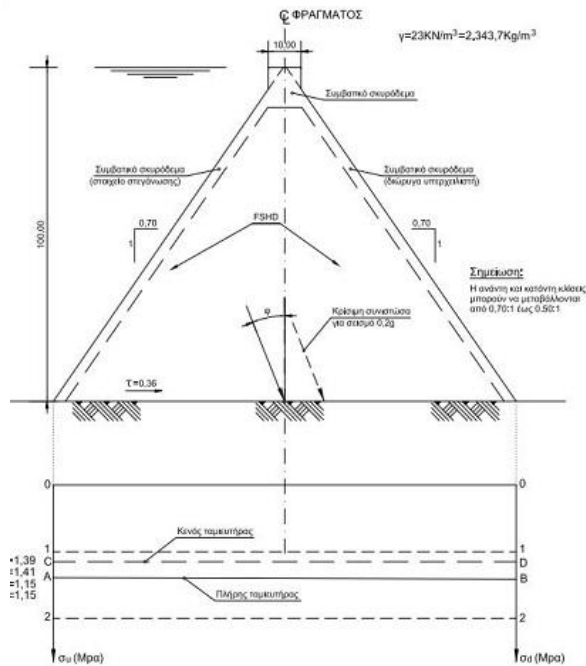


Σχήμα 3.5 Προσδιορισμός κλίσης ανάντη πρανούς Α.Κ.Σ.Ε.

Η γεωμετρία των φραγμάτων Α.Κ.Σ.Ε., και με την προϋπόθεση ότι ο σχεδιασμός των παρειών γίνεται με κλίση παραπλήσια ή ίση με 0,7:1 (Ο:Κ), οδηγεί στην ομοιόμορφη κατανομή της κατακόρυφης συνιστώσας της τάσης, ακόμα και μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα. Η σύγκρισή δύο φραγμάτων ύψους 100m, ενός Α.Κ.Σ.Ε. και ενός συμβατικού φράγματος βαρύτητας, με απλούς υπολογισμούς δίνει τις εξής τάσεις στην βάση τους. Για το Α.Κ.Σ.Ε. έχουμε μέγιστη θλιπτική τάση ίση με 1,4MPa, η οποία είναι σημαντικά μικρότερη από τα 2,4MPa του συμβατικού φράγματος βαρύτητας. Αντίστοιχα μειωμένες αναμένονται και οι αναγκαίες διατμητικές αντοχές, με του συμβατικού σκυροδέματος να είναι στα 0,63MPa ενώ του Α.Κ.Σ.Ε. στα 0,36MPa. (Σχήμα 3.6 & 3.7)

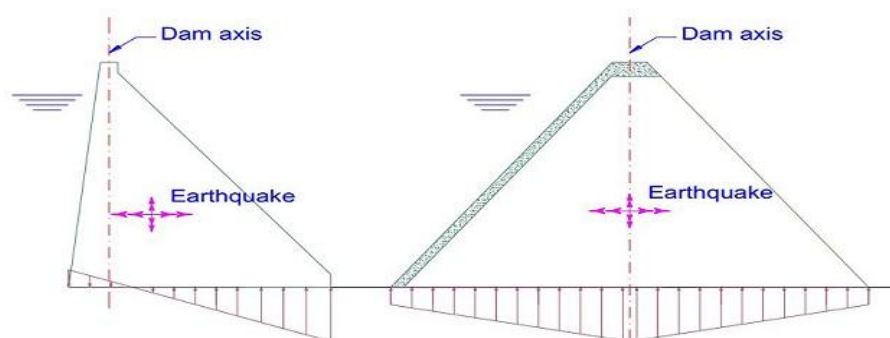


Σχήμα 3.7 Κατανομή τάσεων φράγματος συμβατικής διατομής πριν και μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα



Σχήμα 3.6 Κατανομή τάσεων φράγματος Α.Κ.Σ.Ε. πριν και μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα.

Επιπλέον, για τα Α.Κ.Σ.Ε., όπως σχεδιάζονται, δεν αναπτύσσονται εφελκυστικές τάσεις στο σώμα του φράγματος, ακόμα και σε περιπτώσεις σεισμών με επιτάχυνση έως και 0,2g, με αποτέλεσμα να μην υπάρχει απαίτηση για εφελκυστική αντοχή του υλικού, ενώ μηδενίζεται και ο κίνδυνος απόσχισης της κεφαλής της διατομής όπως στα φράγματα συμβατικής διατομής. Σχήμα 3.8.



Σχήμα 3.8 Σύγκριση τάσεων την ώρα του σεισμού (5)

Για τον ακριβή σχεδιασμό τον έλεγχο ευστάθειας ενός Α.Κ.Σ.Ε. απαιτείται η διεξαγωγή στατικών και δυναμικών αναλύσεων. Οι αναλύσεις αυτές στοχεύουν στον προσδιορισμό της εντατικής κατάστασης του φράγματος λόγω των στατικών φορτίων αλλά και της σεισμικής φόρτισης και κατά συνεπαγωγή ο προσδιορισμός των κατάλληλων συντελεστών ασφαλείας όσον αφορά στα κριτήρια αστοχίας.

3.1.2.1 Στατική Ανάλυση:

Όσον αφορά στη στατική ανάλυση, πραγματοποιείται για τον προσδιορισμό της εντατικής κατάστασης και των παραμορφώσεων στο εσωτερικό του σώματος του φράγματος, αλλά και στην θεμελίωση αυτού. Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη είναι το ίδιο βάρος της κατασκευής, καθώς και οι υδροστατικές πιέσεις για όλες τις στάθμες λειτουργίας του φράγματος. Η άνωση λόγω νερού στην θεμελίωση λαμβάνεται υπόψη μόνο για τον προσδιορισμό των Συντελεστών Ασφαλείας (FS).

3.1.2.2 Δυναμική Ανάλυση:

Για τον προσδιορισμό της δυναμικής συμπεριφοράς του φράγματος κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αναλύεται το ακόλουθο σύστημα: i) σώμα του φράγματος, ii) υποκείμενος βράχος θεμελίωσης, iii) νερό ταμιευτήρα, iv) ιζήματα πυθμένα ταμιευτήρα, για τις οποίες συνιστώσες του συστήματος λαμβάνονται οι παρακάτω παραδοχές.

- Το φράγμα θεωρείται δισδιάστατο ελαστικό στερεό σώμα.
- Το υπέδαφος λαμβάνεται ως ομοιογενές, ισότροπο και ιζοελαστικό.
- Το νερό του ταμιευτήρα συνυπολογίζεται ως συμπιεστό υγρό, επηρεάζοντας με την ιδιότητα του αυτή τη σεισμική απόκριση του συστήματος.
- Η σεισμική μετακίνηση του εδάφους προκαλεί ταυτόχρονα οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα, με την κατακόρυφη να δημιουργεί αντίστοιχα κατακόρυφη καταπόνηση και οριζόντια υδροδυναμική συνιστώσα.

Για την απλοποίηση της υπολογιστικής διαδικασίας, όλο το παραπάνω σύστημα μαζί με τις παραδοχές του χωρίζεται σε τρία υποσυστήματα:

- i. Φράγμα: Για τον προσδιορισμό της απόκρισής του, συνυπολογίζονται η μάζα του, η ακαμψία του φορέα, η οριζόντια και κατακόρυφη συνιστώσα της εδαφικής σεισμικής κίνησης, η σχετική του κίνηση ως προς το έδαφος, η απόσβεση στο χρόνο και τέλος οι υδροδυναμικές δυνάμεις στην ανάντη παρειά του φράγματος.
- ii. Νερό Ταμιευτήρα: Για την περιγραφή της κίνησης του νερού στον ταμιευτήρα κατά τη διάρκεια του σεισμού χρησιμοποιείται η κυματική διαφορική εξίσωση Helmholtz: $(\partial^2 p / \partial x^2) + (\partial^2 p / \partial y^2) = (1/c^2) \cdot (\partial^2 p / \partial t^2)$, όπου p η υδροδυναμική πίεση, c η ταχύτητα των κυμάτων, t ο χρόνος και x, y οι συντεταγμένες του σημείου αναφοράς. Ειδικότερα για τις υπερπίεσεις, αιτία τους είναι οι οριζόντιες μετακινήσεις της ανάντη παρειάς και οι κατακόρυφες μετακινήσεις του πυθμένα.

iii. Υπέδαφος θεμελίωσης: Για την αλληλεπίδραση φράγματος-θεμελίωσης, συνυπολογίζονται οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης μεταξύ των δύο συνιστωσών, οι σχετικές προς την κίνηση του εδάφους μετακινήσεις και η ακαμψία. Η επίδραση του ιζήματος που συγκεντρώνεται στον πυθμένα του ταμιευτήρα λαμβάνεται υπόψη με τον συντελεστή ανάκλασης α . Για την τιμή $\alpha=1$ το ιζημα δεν απορροφά τα σεισμικά κύματα και η ανάκλαση τους είναι ολική. Για την τιμή $\alpha=0$ συμβαίνει το αντίθετο. Τέλος, για το χαρακτηρισμό του εδάφους θεμελίωσης χρησιμοποιούνται το μέτρο ελαστικότητας E και ο συντελεστής υστερικής απόσβεσης η .

Η μέθοδος ανάλυσης που χρησιμοποιείται κυρίως για την επίλυση του δυναμικού αντισεισμικού προβλήματος είναι η μέθοδος της φασματικής ανάλυσης. Οι μετακινήσεις του φράγματος κατά την διάρκεια του σεισμού, λαμβανομένης και της υδροδυναμικής επιρροής, εκφράζονται σαν γραμμικός συνδυασμός των τριών πρώτων ιδιομορφών της ιδιοσταλάντωσης του φράγματος. Η αλληλεπίδραση φράγματος-νερού και φράγματος-υπέδαφους τροποποιεί την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής καθώς και τον συντελεστή απόσβεσης. Για τον προσδιορισμό των τροποποιημένων μεταβλητών λύνονται τα τρία υποσυστήματα που παρατέθηκαν παραπάνω. Έπειτα υπολογίζονται η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης, η μέγιστη υδροδυναμική πίεση για κάθε στάθμη και οι σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται στο σώμα του φράγματος, χωριστά για κάθε ιδιοσυχνότητα και συνιστώσα της σεισμικής καταπόνησης.

Οι δυνάμεις που υπολογίζονται στη δυναμική ανάλυση εφαρμόζονται στη συνέχεια στο στατικό προσομοίωμα του φράγματος και η τελική επίλυση για την εύρεση των εντατικών μεγεθών και των παραμορφώσεων γίνεται με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Στο στατικό προσομοίωμα συμπεριλαμβάνονται επίσης το ίδιο βάρος της κατασκευής και τα υδροστατικά φορτία. Η εντατική κατάσταση, που αποτελεί και το ζητούμενο αυτών των υπολογισμών, αφορά στις διατμητικές και στις ορθές τάσεις σε διάφορα κρίσιμα σημεία του φράγματος και στις παραμορφώσεις σε κάθε άξονα αναφοράς. Οι συνήθεις παραδοχές που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των συντελεστών ασφαλείας είναι το κριτήριο Mohr-Coulomb ενώ για την ασφάλεια έναντι των υποπίεσεων η συνθήκη Maurice-Levy.

Το σκληρό επίχωμα σαν δομικό υλικό του φράγματος διαθέτει από μόνο του αντοχή, οπότε ο συντελεστής ασφαλείας για κάθε σημείο του φράγματος στη δισδιάστατη εντατική κατάσταση ορίζεται κατ' αναλογία με τον αντίστοιχο σε απλή θλίψη. Έτσι εφαρμόζεται το κριτήριο θραύσης της περιβάλλουσας Mohr-Coulomb κατά τη σχέση $\tau_a = c + \sigma \cdot \tan \varphi$ με c τη συνοχή του υλικού, φ τη γωνία τριβής, τ τη διατμητική τάση και σ την αντίστοιχη ορθή.

Η συνθήκη Maurice-Levy ορίζει ότι $\sigma_u = \gamma_w \cdot h < \sigma_t$, όπου σ_u η ολική κατακόρυφη τάση στην ανάντη παρειά του φράγματος, h το βάθος του νερού στην εξεταζόμενη διατομή, γ_w το ειδικό βάρος του νερού και σ_t η εφελκυστική αντοχή του υλικού. Για το υλικό του φράγματος λαμβάνεται η εφελκυστική αντοχή ίση με μηδέν δεδομένης της ψαθυρής συμπεριφοράς του.

Οι συνήθεις τιμές που λαμβάνονται για την επίλυση αυτού του τύπου φραγμάτων με βάση την μέχρι τώρα εμπειρία είναι οι ακόλουθες:

- το ειδικό βάρος του σκληρού επιχώματος είναι ίσο με $\gamma_{\text{στ}}=23,5\text{kN/m}^3$,
- ενώ για τα στοιχεία από συμβατικό σκυρόδεμα το αντίστοιχο είναι 24kN/m^3 .

Για το κυλινδρούμενο σκληρό επιχώμα λαμβάνονται επίσης:

- το στατικό μέτρο ελαστικότητας $E_c=2,0\text{ GPa}$
- το δυναμικό μέτρο ελαστικότητας $E_{cd}=2,5\text{GPa}$
- ο συντελεστής απόσβεσης ίσος με 5%
- ο λόγος Poisson $\omega=0,17$
- γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi=40^\circ$
- συνοχή για φορτίσεις με σεισμό $c=1,16\text{MPa}$ και για φορτίσεις χωρίς σεισμό $c=0,94\text{MPa}$.

Στην εξαγωγή του τελικού πορίσματος θεωρείται ελάχιστος συντελεστής ασφαλείας χωρίς σεισμό $FS \geq 3$, ενώ σε περίπτωση σεισμού $FS \geq 1,5$. Η δε ελάχιστη απαιτούμενη αντοχή του υλικού, αν δεν προσδιορίζεται από τη μελέτη, λαμβάνεται στα $4,0\text{MPa}$, τιμή συνήθως υπερδιπλάσια της ελάχιστης απαιτούμενης αντοχής που προκύπτει από τους υπολογισμούς. (3)

3.1.2.3 Θερμοκρασιακή Ανάλυση:

Το βασικό πλεονέκτημα των Α.Κ.Σ.Ε. από τεχνικής πλευράς είναι η κατά πολύ μειωμένη περιεκτικότητα του τσιμέντου στο υλικό, το οποίο σημαίνει μειωμένη έκλυση θερμότητας από την αντίδραση της ενυδάτωσης. Η σημασία της καταπόνησης του σώματος του φράγματος από τις θερμικές φορτίσεις που αναπτύσσονται οδηγεί στην ανάγκη εκτέλεσης θερμικών υπολογισμών για τον προσδιορισμό του αναμενόμενου τρόπου απόκρισης της κατασκευής στην καταπόνηση αυτή.

Η διαδικασία ενυδάτωσης του τσιμέντου στο σώμα του έργου οδηγεί σε αύξηση της θερμοκρασίας στο εσωτερικό της κατασκευής. Η χρονική εξέλιξη των θερμοκρασιών στη μάζα του σώματος του φράγματος σε συνδυασμό με την διακόμανση της εξωτερικής θερμοκρασίας, δημιουργεί διαφορές θερμοκρασίας σε διαφορετικά σημεία του φράγματος με αποτέλεσμα την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων και ρωγμών. Δεδομένου ότι λόγω των σχετικά μικρών αναμενόμενων θερμοκρασιών ενυδάτωσης, ο συγκεκριμένος τύπος φράγματος δεν προβλέπεται να έχει αρμούς διαστολής-συστολής, κρίνοντας έτσι αναγκαία την πρόβλεψη της θερμικής καταπόνησης μέσω των κατάλληλων υπολογισμών.

Μία σύντομη ανασκόπηση του μηχανισμού ανάπτυξης της θερμικής καταπόνησης αιτιολογεί την ανάγκη και τα μέτρα αντιμετώπισής τη. Μετά την διάστρωση κάθε στρώσης υλικού, εκλύεται για λίγες μέρες θερμότητα, η οποία προκαλεί την προσθήκη ενέργειας στο κατώτερο τμήμα του φράγματος που έχει ήδη κατασκευασθεί. Στο θερμικό ισοζύγιο προστίθεται η ενέργεια που παράγεται από όλες τις προηγούμενες στρώσεις, αφαιρώντας όμως το ποσοστό που μεταφέρεται στον αέρα και στην θεμελίωση.

Συνοπτικά, οι κύριοι παράγοντες που επιδρούν στην εξέλιξη του θερμοκρασιακού πεδίου αφορούν στα παρακάτω φυσικά φαινόμενα:

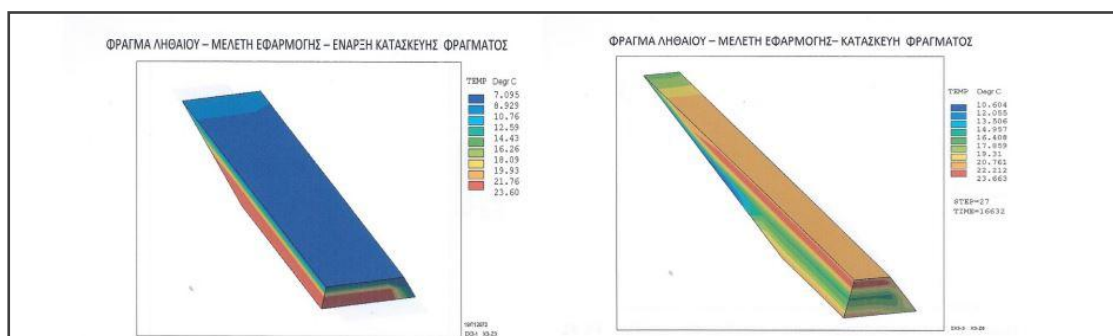
- Η εξώθερμη αντίδραση ενυδάτωσης του τοιμέντου.
- Η μετάδοση της θερμότητας με αγωγή μεταξύ των στρώσεων.
- Η μετάδοση της θερμότητας με μεταβίβαση μεταξύ του περιβάλλοντος αέρα και του φράγματος
- Η μετάδοση θερμότητας με μεταβίβαση μεταξύ της επιφάνειας του φράγματος και του νερού του ταμιευτήρα.
- Η απορρόφηση θερμότητας από την ηλιακή ακτινοβολία.

Ο προαναφερθείς μηχανισμός έχει ως αποτέλεσμα τη μεταβολή των διαφορών θερμοκρασίας από σημείο σε σημείο τόσο κατά την οριζόντια όσο και κατά την κατακόρυφη διεύθυνση και προφανώς και με την πάροδο του χρόνου. Με άλλα λόγια κάθε χρονική στιγμή επικρατεί μία διαφορετική τρισδιάστατη ανομοιόμορφη θερμοκρασιακή κατανομή που προκαλεί την αντίστοιχη εντατική κατάσταση.

Για την διενέργεια των απαιτούμενων υπολογισμών λαμβάνονται για το υλικό του σώματος οι ακόλουθες τιμές, σε σχέση με τις ιδιότητες, που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς:

- Πυκνότητα $\rho = 2300 \text{ kg/m}^3$.
- Ειδική θερμότητα $c = 1000 \text{ J/kg}^\circ\text{C}$
- Συντελεστής διάχυσης $a = 0.0026 \text{ m}^2/\text{h}$
- Συντελεστής θερμικής αγωγιμότητας $K = 600 \text{ J/m} \cdot \text{h} \cdot ^\circ\text{C}$
- Συντελεστής θερμικής διαστολής $\alpha_t = 0.75 \times 10^{-5}$

Επιπρόσθετα, για τη θερμική μεταβίβαση νερού-σκυροδέματος λαμβάνεται ο συντελεστής θερμικής μεταβίβασης $27 \text{ kJ/h/m}^2/^\circ\text{C}$. Οι αντίστοιχες τιμές για τη θερμική μεταβίβαση αέρος-σκυροδέματος προκύπτουν ξεχωριστά για κάθε μήνα και υπολογίζονται από τα μετεωρολογικά στοιχεία για την εν λόγω περίοδο αναφοράς. Τέλος η **εξωθερμική αντίδραση του σκληρού επιχώματος** λαμβάνεται για τη συνήθη πρακτική χρησιμοποίησης τοιμέντου τύπου II σε αναλογία $50 \pm 70 \text{ kg/m}^3$ μείγματος σε 80 kJ/h/m^3 και η διάρκεια της είναι περίπου 8 ημέρες.



Εικόνα 3.1 Θερμοκρασιακές μεταβολές Στο φράγμα του Ληθαίου.

3.2 Υλικά Κατασκευής

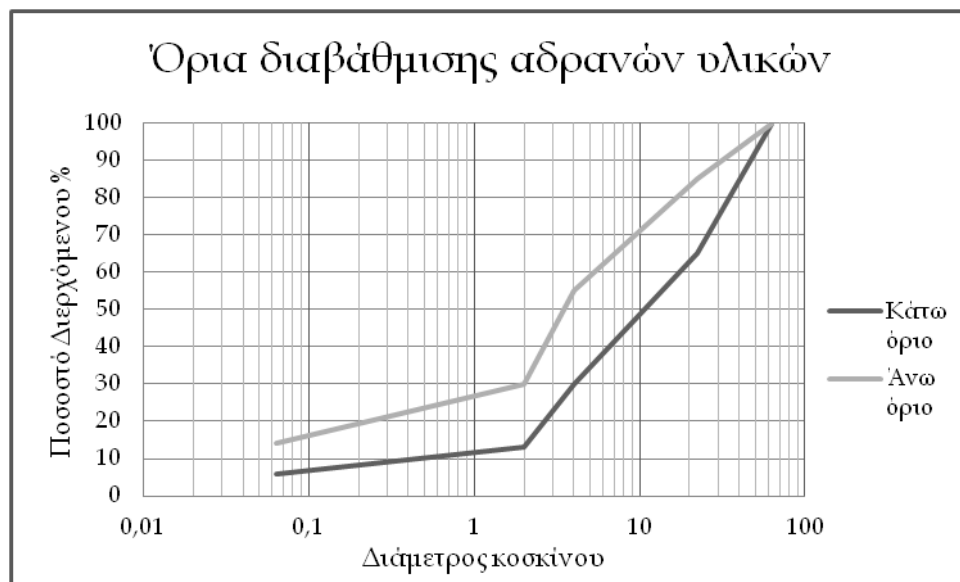
Το σκληρό επιχώμα, ως είδος σκυροδέματος, κατασκευάζεται από τρία διαφορετικά υλικά κατασκευής, το νερό το τσιμέντο και τα αδρανή. Επειδή η διάστρωσή του πρέπει να είναι άμεση μετά την παρασκευή του, επιδιώκεται η βέλτιστη χρησιμοποίηση των υλικών κοντά στην περιοχή της ανέγερσης του φράγματος.

3.2.1 Αδρανή.

Η αντοχή του σκληρού επιχώματος και γενικότερα η συνολική του συμπεριφορά εξαρτάται κυρίως από τα αδρανή υλικά που χρησιμοποιούνται. Η Μέγιστη Διάσταση Κόκκου των αδρανών που χρησιμοποιούνται είναι τα 60mm, ενώ τα όρια της διαβάθμισης φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα καθώς και στο Σχήμα 3.9.

Κόσκινα (mm)	63	22,4	4	2	0,063
Ποσοστό Διερχόμενο (%)	100	85-65	55-30	30-13	14-6

Πίνακας 4. Όρια διαβάθμισης αδρανών Σκληρού Επιχώματος



Σχήμα 3.9: Διάγραμμα κοκκομετρικής διαβάθμισης Πίνακα 4.

Παράλληλα, πολύ μεγάλο κλάσμα λεπτόκοκκου υλικού οδηγεί σε μείωση των αντοχών του υλικού, ενώ η αύξηση του χονδρόκοκκου δυσχεραίνει την επεξεργασία και την επί τόπου εφαρμογή του υλικού. Επίσης τα αδρανή υπόκεινται σε δοκιμές υγείας και αντοχής, όπως δοκιμή Los Angeles, όπου το ποσοστό εκτριβής να μην υπερβαίνει το 40%, και πετρογραφική εξέταση για τον αποκλεισμό της πιθανότητας αλκαλοπυριτικής αντίδρασης με το τσιμέντο. Τα αδρανή είναι είτε αμμοχάλικα ποταμού ή βραχώδη προϊόντα λατομείου, και πολλές φορές προέρχονται από την εκοκαφή για την θεμελίωση της κατασκευής. Τέλος, όσον αφορά στο μείγμα, ο δείκτης πλαστικότητας πρέπει να είναι $\leq 15\%$ και αντιστοίχα το όριο υδαρότητας $\leq 35\%$.

3.2.2 Τσιμέντο.

Στην πλειοψηφία των περιπτώσεων το τσιμέντο που χρησιμοποιείται είναι τύπου Πόρτλαντ CEM IV/B ή CEM II/B, με συναλεσμένη θηραϊκή γη σε ποσοστό 20%, κατηγορίας αντοχής 32,5N σύμφωνα με το Πρότυπο ΕΛΟΤ EN 197.01. Προκειμένου να προσδιοριστεί η απαιτούμενη ποσότητα τσιμέντου βάσει της εκάστοτε ποιότητας των αδρανών πραγματοποιούνται δοκιμαστικές συνθέσεις με αφητηρία τα $60\text{kg}/\text{m}^3$, κυμαινόμενη στο όριο των $50\pm 75\text{kg}/\text{m}^3$. Ταυτόχρονα παρασκευάζονται δοκίμια για την υποβολή της δοκιμής σε μονοαξονική θλίψη, προκειμένου να επιτευχθεί το προκαθορισμένο όριο αντοχής από τη μελέτη.

3.2.3 Ιπτάμενη τέφρα.

Είναι δυνατόν, μετά από κατάλληλη εργαστηριακή μελέτη, να χρησιμοποιηθεί στο μείγμα Ιπτάμενη Τέφρα που ικανοποιεί τις απαιτήσεις του Προτύπου ΕΛΟΤ EN 450.01+A1 ως εργαστηριακό πρόσμικτο σκυροδέματος ή σε αντικατάσταση μέρους του χρησιμοποιούμενου τσιμέντου. Η ιπτάμενη τέφρα δρα σαν κονίαμα χωρίς όμως την προβληματική εξώθερμη αντίδραση ενυδάτωσης του τσιμέντου, ενώ μακροπρόθεσμα αναπτύσσει τις ίδιες αντοχές με αυτό. Η αφθονία της στη Ελλάδα διευκολύνει την εκμετάλλευσή της και αποτελεί και ενίσχυση του φιλικού προς το περιβάλλον χαρακτήρα των Α.Κ.Σ.Ε.

3.2.4 Νερό.

Η περιεκτικότητα σε νερό επιδιώκεται να είναι η ελάχιστη δυνατή. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται η κατάλληλη εργασιμότητα του μείγματος ώστε αυτό να χειρίζεται με χωματουργικά μηχανήματα. Η υγρασία των αδρανών συμπεριλαμβάνεται στον προσδιορισμό του περιεχόμενου νερού. Έτσι με στόχο την ελάχιστη περιεκτικότητα, η προσθήκη νερού συνεχώς αναπροσαρμόζεται. Η πρώτη διεργασία αναπροσαρμογής είναι η μέτρηση της υγρασίας των αδρανών, διαδικασία η οποία επαναλαμβάνεται κατά την κατασκευή του έργου. Επίσης περιοδικά πραγματοποιούνται έλεγχοι συμπύκνωσης με την τροποποιημένη δοκιμή Proctor και με την θεωρητική υγρή πυκνότητα του μείγματος, για περιεκτικότητα αέρα 2%, να αναμένεται σε $24\text{kN}/\text{m}^3$.

3.3 Συναφή Τεχνικά Έργα

Τα φράγματα συνοδεύονται από διάφορα άλλα τεχνικά έργα που συντελούν στην εύρυθμη λειτουργία τους, όπως ο υπερχειλιστής, η λεκάνη ηρεμίας, η σήραγγα εκτροπής για την κατασκευή τους και άλλα πολλά. Για τα Αξονοσυμμετρικά Κυλινδρούμενοι Σκληρού Επιχώματος όμως ξεχωρίζουμε τρία σημαντικά "έργα", τα οποία κρίνουν κατά πολύ την λειτουργία και την αξιοπιστία του φράγματος, ενώ είναι ενσωματωμένα σε αυτό. Πρόκειται για τον υπερχειλιστή, την πλίνθο και την ανάντη πλάκα στεγάνωσης.

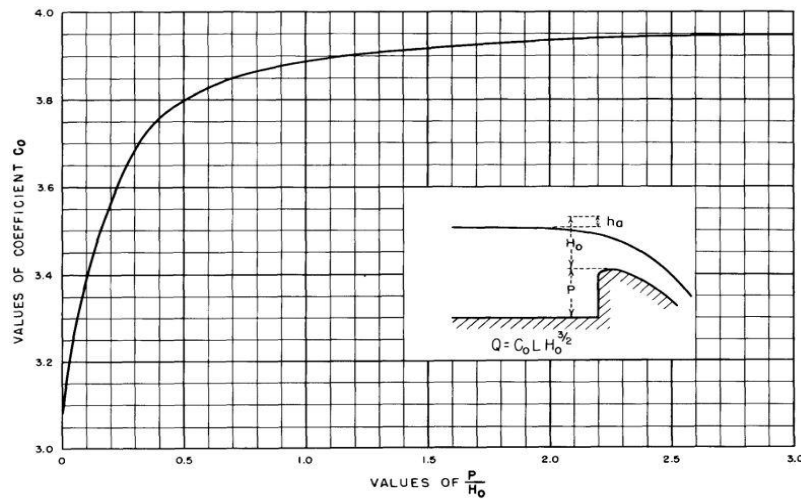
3.3.1 Υπερχειλιστής.

Ο υπερχειλιστής ίσως θεωρείται το σημαντικότερο έργο για την ομαλή λειτουργία του φράγματος. Αναλαμβάνει τον ρόλο της ανάσχεσης των πλημμυρών αφού μέσω της αποθηκευτικότητας του ταμιευτήρα φέρνει τον περισσευούμενο όγκο νερού με ελεγχόμενη ροή και ασφάλεια στον πόδα του φράγματος, ενώ σε συνδυασμό με την λεκάνη ηρεμίας προστατεύει από την υδραυλική υποσκαφή του πράγματος ή διάβρωση της θεμελίωσης. Στα συγκεκριμένα φράγματα επιλέγεται ο υπερχειλιστής να είναι πάνω στο σώμα του φράγματος. Αυτή η επιλογή έχει τα εξής πλεονεκτήματα:

- Η εξοικονόμηση χρημάτων και χρόνου αφού αποφεύγονται επιπλέον εκσκαφές και χρήση σκυροδέματος, όπως για παράδειγμα θα γινόταν σε έναν υπερχειλιστή που βρίσκεται σε κάποιο από τα δύο αντερείσματα του φράγματος.
- Η δυνατότητα επιλογής μεγάλου πλάτους υπερχειλιστή χωρίς περαιτέρω εκσκαφές, κατασκευάζοντας έτσι ένα ασφαλέστερο σύστημα ανάσχεσης πλημμυρών.
- Το είδος του φράγματος και ο τρόπος κατασκευής αυτού, βοηθάει στην χρήση τέτοιου είδους υπερχειλιστών και ειδικότερα βαθμιδωτών υπερχειλιστών, όπου μεγάλο μέρος της ενέργειας καταστρέφεται πάνω σε αυτούς, εξοικονομώντας έτσι από την καταντή κατασκευή αποτόνωσης της ενέργειας.
- Καλύτερη τοποθέτηση της λεκάνης ηρεμίας κοντά στην κοίτη του ποταμού, βελτιστοποιώντας τις εκσκαφές, καθώς επίσης και την κατασκευή των έργων διόδευσης του νερού κατάντη.

3.3.1.1 Συνοπτικοί Υδραυλικοί Υπολογισμοί Υπερχειλιστή

Η παροχή, το πλάτος καθώς και το φορτίο σχεδιασμού του υπερχειλιστή συνδέονται με τον τύπο: $Q = C_D \cdot L \cdot \dot{H}'^3$. Με γνωστή την Ανώτατη Στάθμη Πλημμύρας, το μήκος της στέψης του υπερχειλιστή L και την παροχή αιχμής Q υπολογίζεται ο συντελεστής $c_d = (Q/L)/H_d^3$, όπου H_d το ελεύθερο ύψος πάνω από τον υπερχειλιστή. Από το διάγραμμα (Σχήμα 3.10) υπολογίζουμε τον λόγο P/H_d από τον οποίο προκύπτει μία τιμή για το P .



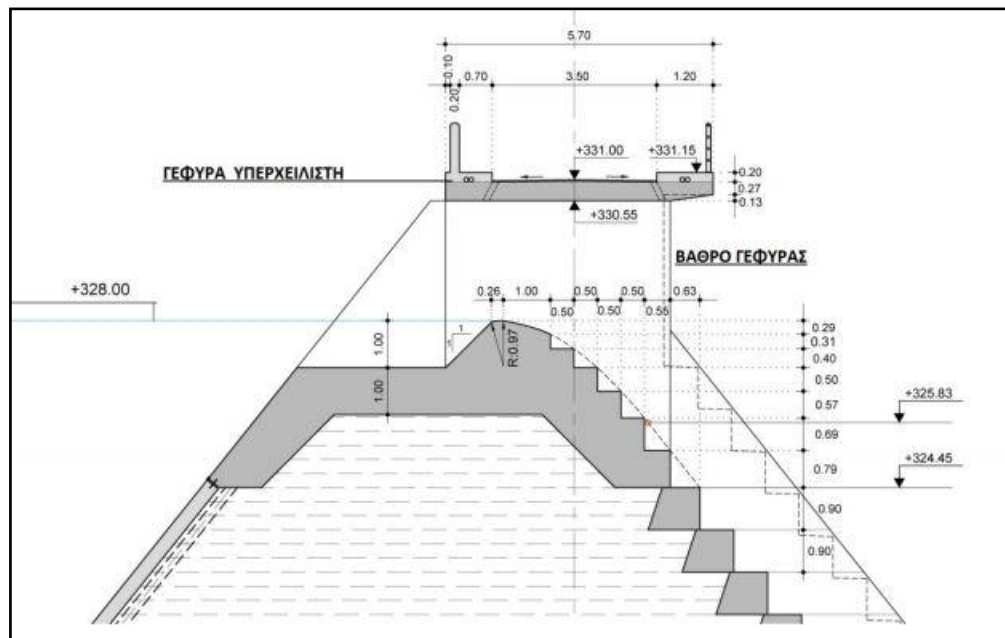
Σχήμα 3.10 Διάγραμμα P/H_d
(πηγή: *Design of small dams*)

Στη συνέχεια μέσω του Σχήματος 3.11 υπολογίζουμε αναλυτικά όλα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του υπερχειλιστή. Η μορφή της καμπύλης του υπερχειλιστή δίνεται

από τον τύπο $Y = \frac{X^{1,85}}{2 \cdot H_d^{0,85}}$, για τις διάφορες τιμές του X .

3.3.1.2 Σχεδιασμός Βαθμιδωτού Υπερχειλιστή

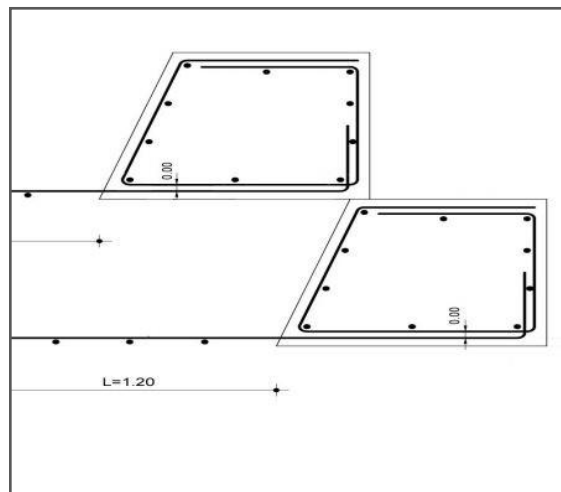
Το κύριο πλεονέκτημα του βαθμιδωτού υπερχειλιστή εκτός του μειωμένου κόστους, είναι και η καταστροφή ενέργειας στις βαθμίδες με άμεσο αποτέλεσμα τον περιορισμό των αντίστοιχων έργων στον πόδα του πρανούς. Στο σχήμα 3.11 αποτυπώνεται μία τυπική διατομή βαθμιδωτού υπερχειλιστή.



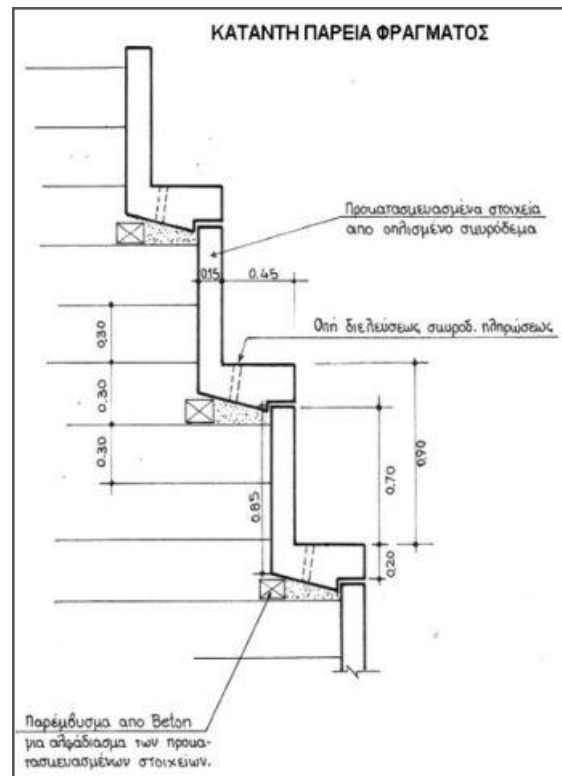
Σχήμα 3.11 Τυπική διατομή βαθμιδωτού υπερχειλιστή σε Α.Κ.Σ.Ε.

Οι βαθμίδες είναι προκατασκευασμένα στοιχεία σχήματος L (Σχήμα 3.13) ή τραπεζοειδούς διατομής(Σχήμα 3.12), από συμβατικό σκυρόδεμα και τοποθετούνται στην κατάντη παρειά του φράγματος, πάνω στις υπάρχουσες από την διάστρωση του σκληρού επιχώματος βαθμίδες. Κοντά στην στέψη έχουν το μισό L και h από ότι στο υπόλοιπο τμήμα, με την γωνία α να κυμαίνεται από 45° - 55° , όπου η γωνία α δείχνει την κλίση του υπερχειλιστή ως προς την οριζόντια.

Βασική παράμετρος που διέπει την υδραυλική λειτουργία των βαθμιδωτών υπερχειλιστών είναι ο λόγος του ύψους της βαθμίδας h προς το κρίσιμο βάθος y_k , που όπως είναι γνωστό αποτελεί μέτρο της διερχόμενης παροχής ανά μονάδα πλάτους.



Σχήμα 3.12 Λεπτομέρεια διαμόρφωσης σκαλοπατιών υπερχειλιστή με προκατασκευασμένα στοιχεία τραπεζοειδούς διατομής

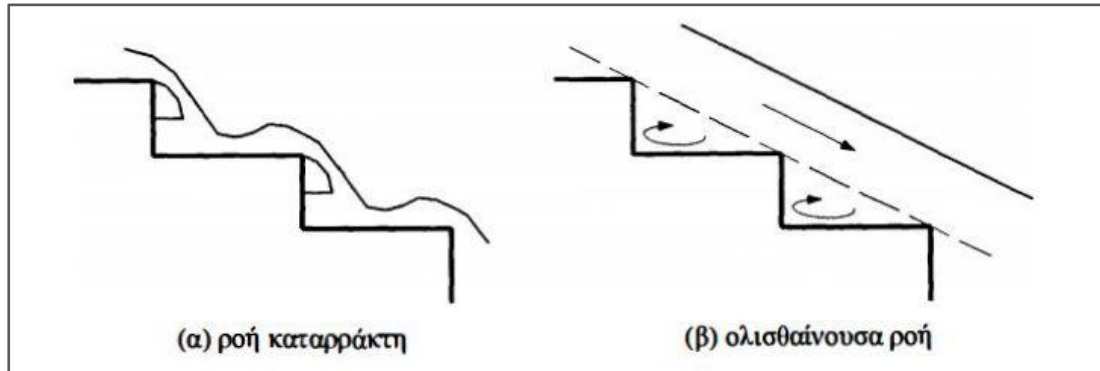


Σχήμα 3.13 Λεπτομέρεια διαμόρφωσης σκαλοπατιών υπερχειλιστή με προκατασκευασμένα στοιχεία τύπου L

Σε τέτοιου είδους υπερχειλιστές διακρίνονται 2 κατηγορίες ροής:

- Για μικρούς λόγους y_k/h , δηλαδή για μικρές παροχές και μεγάλα ύψη βαθμίδων η ροή γίνεται με αλληπάλληλες πτώσεις από σκαλοπάτι σε σκαλοπάτι και έχει τη μορφή καταρράκτη.
- Για μεγάλες τιμές του λόγου y_k/h , δηλαδή μεγάλες παροχές και σχετικά μικρά ύψη βαθμίδας η ροή μετατρέπεται σε ολισθαίνουσα, δηλαδή σαν ροή ενός στρώματος νερού όπου οι απώλειες εμφανίζονται σαν ανακυκλώσεις του νερού στις εσοχές των βαθμίδων.

Στην πρώτη περίπτωση ουσιαστικά έχουμε αλληπάλληλους αναβαθμούς πτώσης, ενώ στη δεύτερη περίπτωση ροή σε αγωγό πολύ αυξημένης τραχύτητας που εισάγεται από τη μορφή των βαθμίδων. Η πρώτη περίπτωση βρίσκει εφαρμογή σε κατασκευές μικρής κλίμακας, π.χ. σε τεχνητούς καταρράκτες, αλλά δεν μπορεί να εφαρμοστεί για σημαντικές παροχές διότι αφ' ενός θα απαιτούσε μεγάλο πλάτος υπερχειλιστή (για την απαιτούμενη μείωσή της ανά μονάδα πλάτους παροχής) και αφ' ετέρου οι φθορές από την πρόσπτωση στις βαθμίδες θα ήταν σημαντικές.



Σχήμα 3.14 Είδη ροών σε βαθμιδατό υπερχειλιστή.

Μετά από πειραματικές μετρήσεις βρέθηκε ότι το όριο για την ολισθαίνουσα ροή είναι:

$$\frac{y_{\kappa}}{h} \approx 1,2 - 0,325 \frac{h}{L}$$

Ενώ για την ροή καταρράκτη το ανώτατο όριο διατήρησης της ροής αυτής είναι:

$$\frac{y_{\kappa}}{h} \approx 0,9 - 0,4 \frac{h}{L}$$

Ο εμπειρικός τύπος που χρησιμοποιείται συνήθως για τον υπολογισμό των ενεργειακών απωλειών σε τέτοιου τύπου υπερχειλιστές είναι ο τύπος του Hager:

$$\frac{\Delta H}{H_o} = \exp \left[-30 \left(\frac{y_{\kappa}}{N \cdot h} \right)^2 \right], \text{ με } N \text{ ο αριθμός των βαθμίδων.}$$

Η ενέργεια στον πόδα προκύπτει από τη διαφορά του $H_{o \text{ αρχ.}}$ μείον το $\Delta H_{\text{ολικό}}$, δηλαδή τις απώλειες ενέργειας σε όλες τις βαθμίδες του υπερχειλιστή. Το αρχικό φορτίο $H_{o \text{ αρχ.}}$ υπολογίστηκε ως το άθροισμα του ύψους του φράγματος και του πλημμυρικού φορτίου σχεδιασμού $H_d = 2 \text{ m}$.

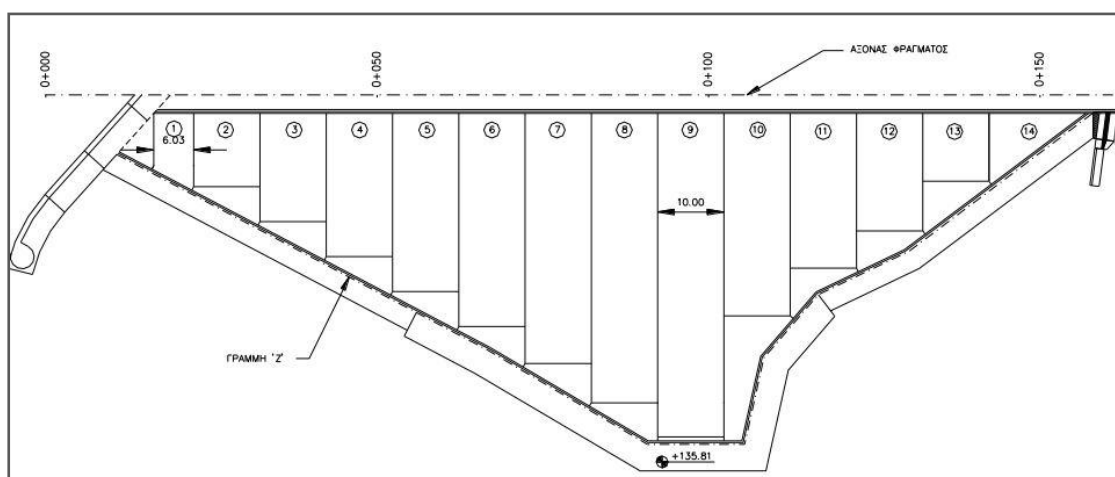
3.3.2 Στεγανωτική Πλάκα Συμβατικού Σκυροδέματος.

Η υψηλή διαπερατότητα του υλικού κατασκευής των φραγμάτων Α.Κ.Σ.Ε. δημιουργεί την ανάγκη κατασκευής στεγανωτικού μανδύα στην ανάντη παρειά του φράγματος. Για την επίτευξη αυτή, δανειζόμαστε την τεχνολογία στεγάνωσης που χρησιμοποιείται στα λιθόρριπτα φράγματα και επιτυγχάνεται είτε με ανάντη πλάκα από συμβατικό σκυρόδεμα είτε με την τοποθέτηση συνθετικής γεωμεμβράνης.

3.3.2.1 Βασικά Χαρακτηριστικά

Είναι η συνηθέστερη μέθοδος στεγάνωσης στα φράγματα Α.Κ.Σ.Ε. καθότι υπάρχει μακροχρόνια εμπειρία από τα λιθόρριπτα, καθώς επίσης και υψηλή αποτελεσματικότητα. Τα βασικά χαρακτηριστικά της είναι τα ακόλουθα:

- Η στεγανωτική πλάκα παρουσιάζει λειτουργία μεμβράνης, με την έννοια ότι δεν παραλαμβάνει ροπές, γι αυτό και μπορεί να χρησιμοποιηθεί και σε πολύ μεγάλες εκτάσεις χωρίς να αστοχεί το σκυρόδεμα.
- Συνήθως έχει μεταβλητό πάχος, για οικονομία του σκυροδέματος, με το ελάχιστο πάχος να είναι τα 30cm, ενώ αυξάνεται όσο πλησιάζει στην βάση του φράγματος. Σε περιπτώσεις μικρότερων φραγμάτων το πάχος παραμένει σταθερό για την ευκολία της σκυροδέτησης.
- Έχει κεντρικό οπλισμό, με συνήθεις διαστάσεις #Φ20 ή Φ25, ο οποίος τοποθετείται ως συνεχής ή κατά λωρίδες. (Εικόνα 3.4)
- Η πλάκα κατασκευάζεται σε λωρίδες πλάτους από 8÷15m, ενώ στο ενδιάμεσο των λωρίδων κατασκευάζονται αρμοί διαστολής. Η σκυροδέτηση της κάθε λωρίδας πρέπει να είναι συνεχής. (Σχήμα 3.5)
- Πριν από την σκυροδέτηση των λωρίδων σκυροδετούνται τα τριγωνικά φατνώματα, τα σημεία δηλαδή της ένωσης της ανάντη πλάκας με την πλίνθο. (Εικόνα 3.2)



Σχήμα 3.15 Σχηματική απεικόνιση ανάντη στεγανωτικής πλάκας σκυροδέματος. Απεικονίζονται η πλίνθος, τα τριγωνικά φατνώματα καθώς και οι λωρίδες σκυροδέτησης.

3.3.2.2 Διαδικασία Κατασκευής

Η διαδικασία κατασκευής της ανάντη πλάκας είναι περίπλοκη διαδικασία και απαιτεί την χρήση ειδικού εξοπλισμού και εξειδικευμένου προσωπικού. Η σκυροδέτηση των τριγωνικών φατνωμάτων γίνεται με συμβατικούς ξυλότυπους, ενώ πρέπει να δοθεί σημασία στην προστασία της στεγανωτικής ταινίας της πλίνθου που θα έρθει σε επαφή με την πλάκα (λεπτομέρειες για την κατασκευή της πλίνθου θα δοθούν σε επόμενη ενότητα).

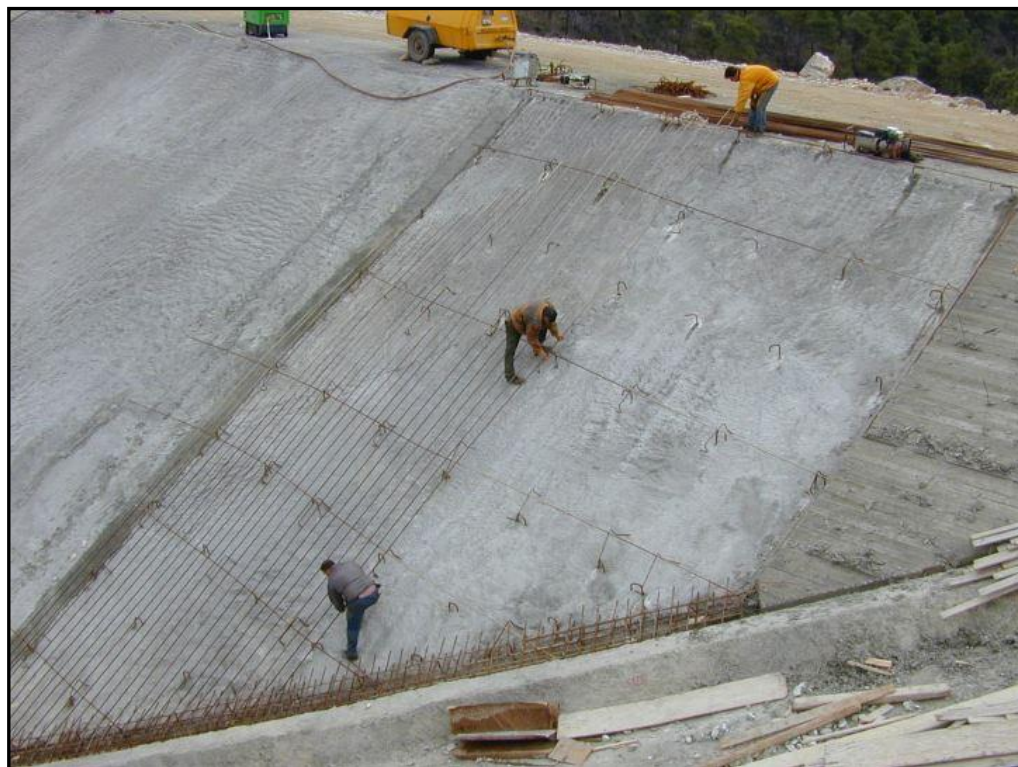


Εικόνα 3.2 Σκυροδέτηση τριγωνικών φατνωμάτων βάσης ανάντη πλάκας

Όσον αφορά στην σκυροδέτηση των λωρίδων, όπως προαναφέρθηκε πρέπει να είναι συνεχής. Για να επιτευχθεί αυτή η σημαντική απαίτηση, η σκυροδέτηση γίνεται μέσω της χρήσης κυλιόμενων μεταλλότυπων (Εικόνα 3.3). Πριν την τοποθέτηση του κυλιόμενου μεταλλότυπου, έχουν τοποθετηθεί όλοι οι προβλεπόμενοι από την μελέτη οπλισμοί, όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.4. Προσοχή πρέπει να δοθεί κατά την μεταφορά του σκυροδέματος από την στέψη του αναχώματος -όπου βρίσκονται τα οχήματα μεταφοράς του-, στην διάστρωση, ειδικά όταν αυτή είναι στην βάση των λωρίδων ώστε να μην υπάρξει διαχωρισμός των χονδρόκοκκων του σκυροδέματος. Επιπλέον, η επιφάνεια του ολισθαίνοντος τύπου πρέπει να είναι μεταλλική. Το πλάτος του κατά τη φορά της σκυροδέτησης πρέπει να είναι τέτοιο ώστε, σε συνάρτηση με την εγκεκριμένη σύνθεση του σκυροδέματος και την ταχύτητα ανόδου του μεταλλότυπου, το σκυρόδεμα που θα εμφανίζεται να παρουσιάζει μηδενική κάθιση. Τέλος, μετά την διάστρωση μίας λωρίδας, η λωρίδα αυτή καλύπτεται με βρεγμένες λινάτσες για την προστασία του νωπού σκυροδέματος.



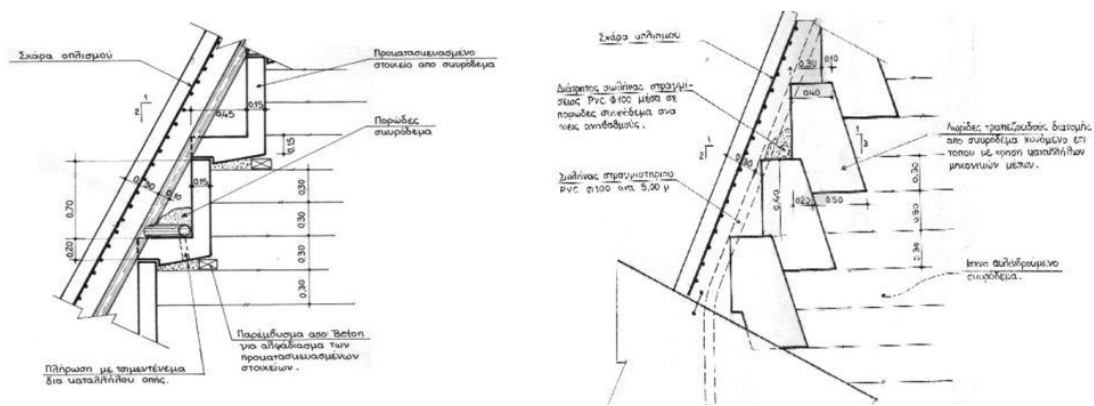
Εικόνα 3.3 Απεικόνιση τοπικής μορφής κλιόμενου μεταλλότυπου.



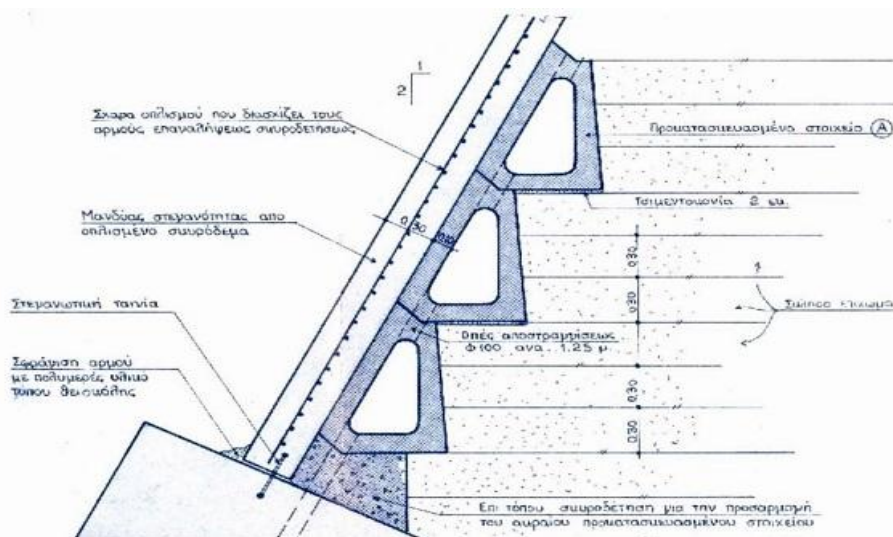
Εικόνα 3.4 Τοποθέτηση οπλισμού ανάντη πλάκας

3.3.2.3 Διαμόρφωση Ανάντη παρειάς

Η διαμόρφωση της ανάντη παρειάς πριν την κατασκευή της ανάντη πλάκας γίνεται με δύο τρόπους. Ο πρώτος τρόπος είναι με μηχανική συμπύκνωση και χωρίς τη χρήση τύπων, ενώ ο δεύτερος με χρήση τύπων ή προκατασκευασμένων στοιχείων. Στην πρώτη περίπτωση ειδικά διαμορφωμένοι συμποκνωτές φροντίζουν για τη συμπύκνωση των άκρων της κάθε λωρίδας στρώσης, δημιουργώντας μία ενιαία επιφάνεια παρειάς. Η διαδικασία αυτή βολεύει κυρίως για την ανάντη παρειά, διότι η διαμόρφωση αυτή διευκολύνει την σκυροδέτηση της πλάκας, αφού πρώτα τοποθετηθεί ο οπλισμός και γίνουν βελτιώσεις όπου χρειάζεται με εκτοξευόμενο σκυρόδεμα. Ο δεύτερος τρόπος περιλαμβάνει την χρήση τύπων ή προκατασκευασμένων στοιχείων και τη συμπύκνωση του υλικού εντός των ορίων τους. Η τεχνοτροπία αυτή βολεύει πολύ κυρίως για τη διαμόρφωση του κατόντη πρανούς, καθώς μπορεί πολύ εύκολα η δημιουργία σκαλοπατιών να γίνει μηχανισμός καταστροφής ενέργειας για τον υπερχειλιστή (Σχήμα 3.13). Τυπικές διατομές διαμόρφωσης ανάντη πρανών με τυποποιημένα στοιχεία φαίνονται στα παρακάτω σχήματα.



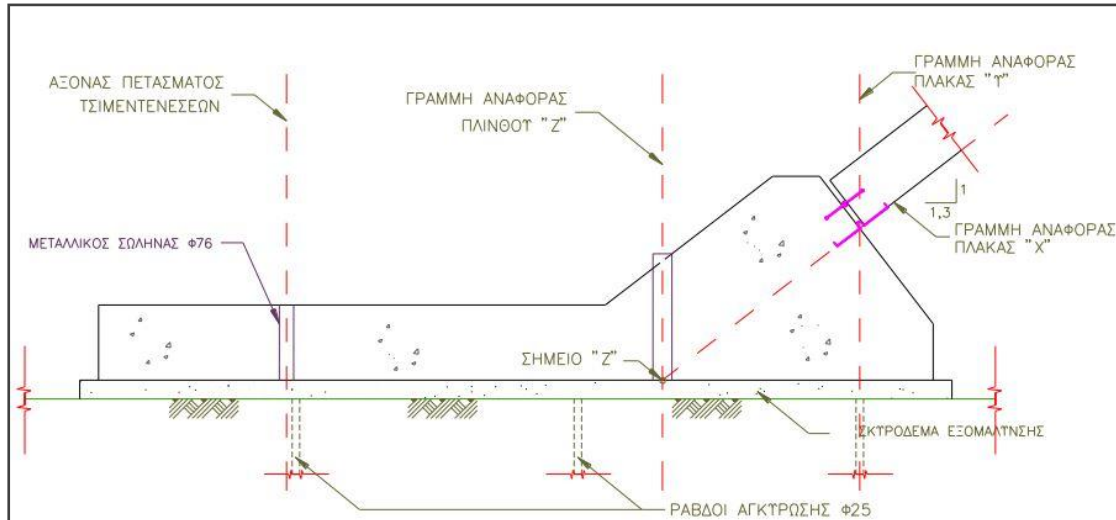
Σχήμα 3.16 Διαμόρφωση ανάντη παρειάς με τυποποιημένα στοιχεία διατομής L (αριστερά) και τραπεζοειδούς διατομής (δεξιά)



Σχήμα 3.17 Διαμόρφωση ανάντη παρειάς με τυποποιημένα κοίλα στοιχεία. Η ενδεικτική διαμόρφωση για την κατασκευή της πλάκας.

3.3.3 Πλίνθος.

Η σύνδεση της πλάκας με την θεμελίωση και η συνέχιση του στεγανού στοιχείου (πλάκα) με τη στεγανοποιημένη ζώνη της θεμελίωσης (ζώνη τσιμεντενέσεων) επιτυγχάνεται μέσω του τεχνικού έργου της πλίνθου, η οποία κατασκευάζεται από συμβατικό οπλισμένο σκυρόδεμα και είναι αγκυρωμένη με ράβδους στο πέτρωμα της θεμελίωσης. (2)

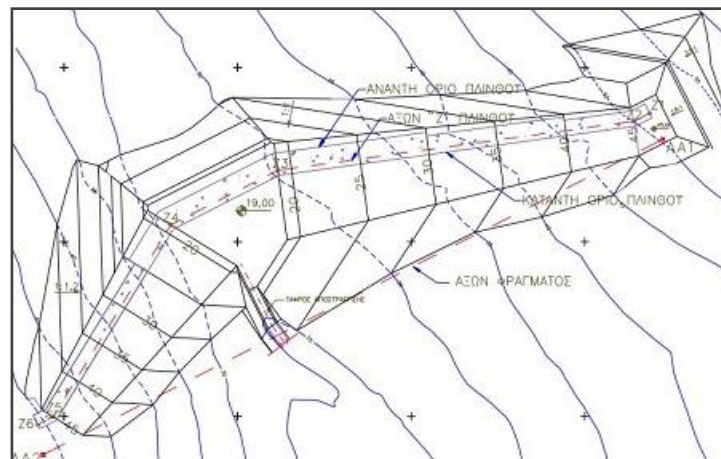


Σχήμα 3.18 Τοπική διατομή πλίνθου

3.3.3.1 Διαστασιολόγηση Πλίνθου

Η διαστασιολόγηση της Πλίνθου εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης. Όσο μεγαλύτερη είναι η διαβρωσιμότητα του εδάφους, τόσο μικρότερη είναι η υδραυλική κλίση, η πυκνότητα δηλαδή του δικτύου ροής κάτω από την πλίνθο. Έτσι ελλοχεύει ο κίνδυνος υδραυλικής υποσκαφής, οπότε το πλάτος της πλίνθου αυξάνεται. Γενικά όσο πιο υγιές είναι το πέτρωμα τόσο μικρότερο πλάτος θα έχει η πλίνθος. Τα βασικά της χαρακτηριστικά είναι τα ακόλουθα:

- Ελάχιστο πλάτος ίσο με 2m
- Ελάχιστο πάχος ίσο με 30cm, ενώ το αντίστοιχο μέγιστο ίσο με 80cm
- Απουσία αρμών διαστολής
- Συνεχής οπλισμός

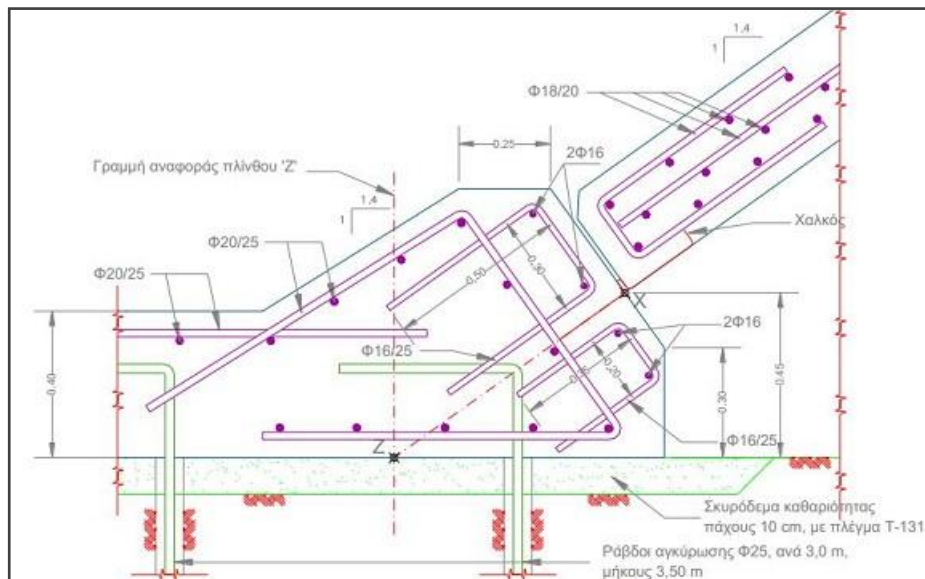


Σχήμα 3.19 Εκσκαφές πλίνθου

3.3.3.2 Σκυρόδεμα & Οπλισμοί Πλίνθου

Η πλίνθος ως κατασκευή δεν παραλαμβάνει ροπές, εκτός από μερικά σημεία της και μόνο λόγω ανομοιομορφίας της θεμελίωσης, αν και στις περιπτώσεις αυτές προηγείται η διάστρωση εξομαλυντικού σκυροδέματος. Τα χαρακτηριστικά του σκυροδέματος και των οπλισμών είναι τα ακόλουθα:

- Για τον παραπάνω λόγω δεν απαιτείται κατηγορία σκυροδέματος υψηλής αντοχής, ενώ συνήθως χρησιμοποιείται κατηγορία C16/20 ή C20/25.
- Η απαίτηση του οπλισμού είναι η ελάχιστη και ισούται με το 0,3% του εμβαδού της διατομής της πλίνθου
- Ο οπλισμός τοποθετείται στην άνω παρειά της πλίνθου. (Σχήμα 3. 20)
- Η ελάχιστη διάμετρος του οπλισμού είναι $\Phi 20$
- Η ελάχιστη επικάλυψη του οπλισμού είναι 60mm.



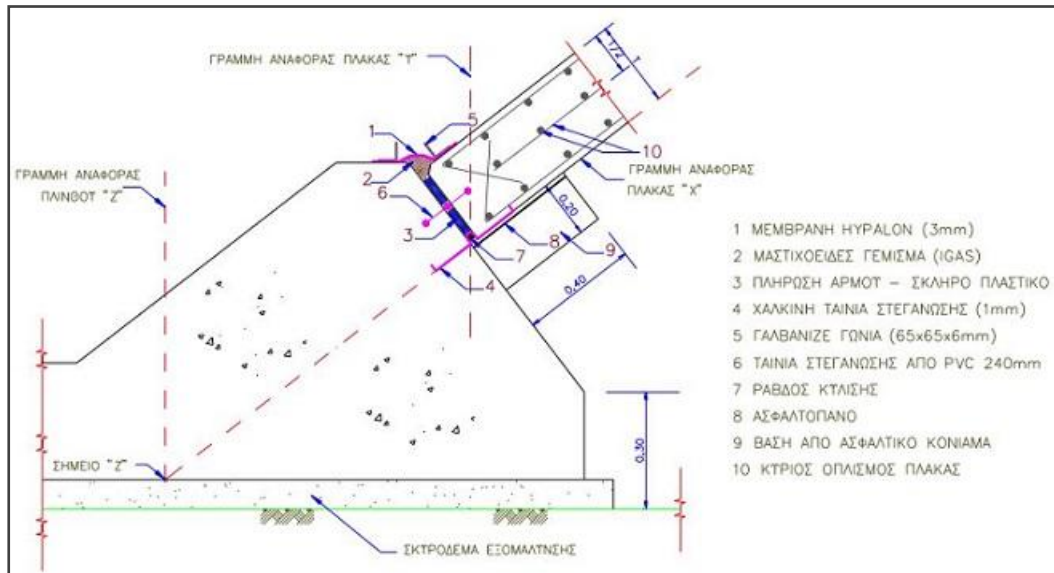
Σχήμα 3.20 Διάταξη οπλισμών Πλίνθου



Εικόνα 3.3 Διάταξη και τάξη μεγέθους οπλισμών πλίνθου.

3.3.3.3 Μόνωση Πλίνθου

Η σύνδεση της πλίνθου με την πλάκα στεγάνωσης επιτυγχάνεται μέσω περιμετρικού αρμού, χωρίς όμως να έρχονται σε επαφή μεταξύ τους. Μεταξύ τους μεσολαβεί διάκενο μεγέθους 2÷3cm. Ο περιμετρικός αρμός στεγανοποιείται με την τοποθέτηση στεγανοποιητικών ταινιών από χαλκό και πλαστικό, καθώς και άλλων υλικών. Λεπτομερή στοιχεία της στεγανοποίησης του αρμού φαίνονται στο παρακάτω Σχήμα 3.21.



Σχήμα 3.21 Σχηματική απεικόνιση μόνωσης πλίνθου.



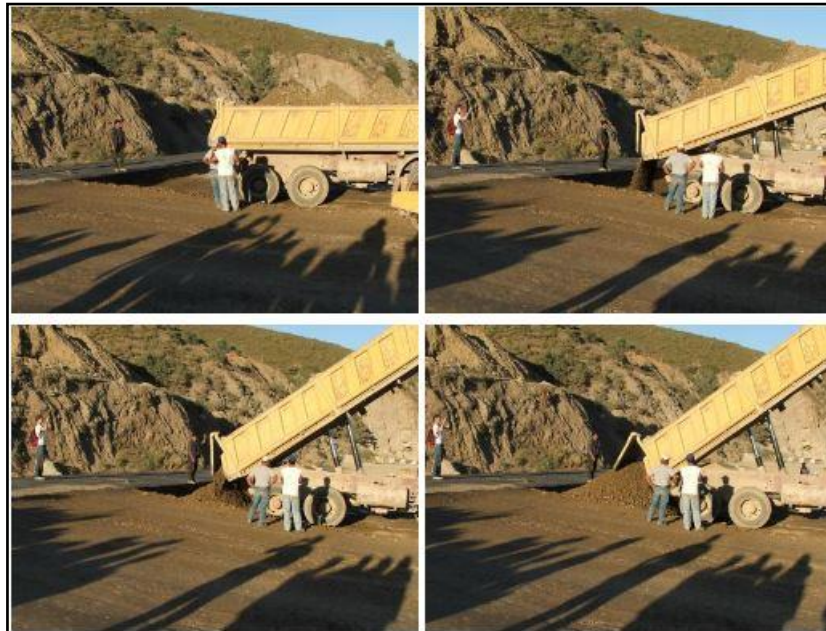
Εικόνα 3.4 Ολοκληρωμένη πλίνθος

3.4 Διαδικασία Κατασκευής Α.Κ.Σ.Ε.

3.4.1 Μεταφορά και Διάστρωση

Η παρασκευή του μείγματος πραγματοποιείται σε συγκροτήματα παρασκευής, τροποποιημένα κατάλληλα για τα χαρακτηριστικά του σκληρού επιχώματος. Η εγκατάσταση πρέπει να έχει απόδοση 1,5 φορά μεγαλύτερη από την προβλεπόμενη και να μην είναι μικρότερη από 80m³/h.

Η μεταφορά και η διάστρωση είναι διαδικασίες οι οποίες χρειάζονται πολύ καλό χρονικό προγραμματισμό λόγω των στενών περιθωρίων τους. Το μείγμα από την στιγμή της παρασκευής του πρέπει να διαστρώνεται μέσα σε 15min για θερμοκρασία αέρα μεγαλύτερη των 20°C. Για τον λόγο αυτό είναι προτιμότερη η χρήση ταινιόδρομων αντί των παραδοσιακών οχημάτων μεταφοράς. Λόγω όμως της πολυπλοκότητας της εγκατάστασης συνήθως χρησιμοποιούνται οχήματα με ανατρεπόμενο κάδο. Προκειμένου να αποφευχθεί ο διαχωρισμός των κόκκων, η αρχική εναπόθεση του εκάστοτε μεταφερόμενου δείγματος θα γίνεται σε σωρούς, το ύψος των οποίων δεν πρέπει να υπερβαίνει το 1,5m.



Εικόνα 3.5 Απόθεση μείγματος Σκληρού Επιχώματος

Πριν από την πρώτη στρώση του κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος, στην διεπιφάνεια φράγματος-θεμελίωσης θα πρέπει να πραγματοποιηθεί καθαρισμός των σαθρών πετρωμάτων και των χωμάτων (Εικόνα 3.6). Επιπλέον από τον κανονισμό του ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-13-03-00:2009 θα πρέπει να διαστρωθεί εξισωτική στρώση από συμβατικό σκυρόδεμα κατηγορίας C8/10 ή C12/15. Τέλος, κάθε στρώση του υλικού, εκτός των θέσεων όπου αυτό θα περιορίζεται από τύπους ή προκατασκευασμένα στοιχεία, διαμορφώνεται με την προβλεπόμενη κλίση, μέσω της χρήσης των μηχανημάτων που έχει επιλέξει ο κατασκευαστής.



Εικόνα 3.6 Καθαρισμός εδάφους θεμελίωσης

Η αρχική διάστρωση γίνεται με την βοήθεια ερπυστριοφόρων προωθητών. Η διάστρωση γίνεται κατά οριζόντιες στρώσεις κατάλληλου πάχους έτσι ώστε το συμπυκνωμένο υλικό να έχει πάχος 30cm, με μέγιστη ανοχή ± 5 cm. Σημαντικό είναι τα μηχανήματα διάστρωσης να μην κυκλοφορούν στην επιφάνεια του συμπυκνωθέντος υλικού ώστε να μην δημιουργήσουν διαταραχές και βλάβες. Πριν από την διάστρωση μίας νέας στρώσης καταβρέχεται ελαφρώς η προηγούμενη.



Εικόνα 3.7 Διάστρωση μείγματος

3.4.2 Συμπύκνωση

Για τη συμπύκνωση του μείγματος χρησιμοποιούνται αυτοκινούμενοι δονητικοί συμπυκνωτές, στατικού βάρους 7,5ton τουλάχιστον, με διπλά λεία τύμπανα διαμέτρου 1,4m. Οι συμπυκνωτές διαθέτουν όργανο μέτρησης του αριθμού διαδρομών που εκτελούν. Ο αριθμός των διελεύσεων που απαιτούνται για την ικανοποιητική συμπύκνωση του υλικού προκύπτει από τις εργαστηριακές μελέτες με την τροποποιημένη δοκιμή Proctor, αλλά δεν είναι μικρότερος από 6 διελεύσεις. Η πρώτη διέλευση πραγματοποιείται με στατική λειτουργία του συμπυκνωτή, ενώ οι υπόλοιπες με δονητική, με την ταχύτητα του οχήματος να μην υπερβαίνει τα 2km/h.



Εικόνα 3.8 Συμπύκνωση υλικού

Η προκύπτουσα τελική επιφάνεια της κάθε στρώσης θα έχει ομοιόμορφη, ελαφρώς τραχεία υφή, χωρίς όμως χαλαρά χαλίκια, εγκοπές ή προεξοχές. Η μάζα κάθε στρώσης πρέπει να είναι ομοιογενής, με τη μεγαλύτερη δυνατή πυκνότητα.



Εικόνα 3.9 Τελική επιφάνεια στρώσης σκληρού επιχώματος

3.4.3 Συντήρηση-Προστασία-Σύνδεση των στρώσεων.

Η Επιφάνεια κάθε περατωμένης στρώσης πρέπει να προστατεύεται από την κυκλοφορία των οχημάτων και από τυχόν ρύπους. Επίσης πρέπει να διατηρείται συνεχώς επαρκώς υγρή για την προετοιμασία της διάστρωσης της επόμενης. Πριν από τη διάστρωση μίας νέας στρώσης πρέπει να γίνονται οι κατάλληλοι έλεγχοι της τελευταίας στρώσης, έτσι ώστε να υπάρχει καλή πρόσφυση μεταξύ τους. Διαδικασίες που μπορεί να χρειαστεί να εκτελεστούν πριν τη νέα στρώση είναι η απομάκρυνση χαλαρών αδρανών, λιμναζόντων υδάτων καθώς και καθαρισμός από τυχόν ρύπους.

Συνοψίζοντας λοιπόν τα χαρακτηριστικά των φραγμάτων Α.Κ.Σ.Ε. καταλήγουμε στα ακόλουθα **συμπεράσματα- πλεονεκτήματα** που αυτά παρουσιάζουν:

- Λόγω της χαμηλής περιεκτικότητας του μείγματος σε τσιμέντο δεν απαιτείται η κατασκευή αρμών διαστολής.
- Λόγω της γεωμετρίας τους αντέχουν σε υψηλές σεισμικές καταπονήσεις χωρίς την εμφάνιση εφελκυστικών τάσεων στο σώμα του φράγματος.
- Οι τυχόν διακοπή των εργασιών δεν δημιουργούν ιδιαίτερο πρόβλημα στην κατασκευή.
- Ακόμη και μαλακοί βράχοι αρκούν για την θεμελίωση της κατασκευής.
- Χαμηλό συνολικό κόστος του έργου, καθότι ο υπερχειλιστής τοποθετείται πάνω στη στέψη.
- Γρήγοροι ρυθμοί κατασκευής. Εφικτό να κατασκευαστεί φράγμα ύψους 50m σε 60 ημέρες.

4. ΕΛΕΓΧΟΙ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ Α.Κ.Σ.Ε.

Όπως έχει αναφερθεί και στα προηγούμενα κεφάλαια, το μείγμα του Σκληρού Επιχώματος θεωρείται ως ένα είδος σκυροδέματος, το οποίο έχει κάποιες ιδιότητες ίδιες με αυτές του συμβατικού σκυροδέματος. Για τους λόγους αυτούς, καθώς επίσης και λόγω της σπουδαιότητας των φραγμάτων ως μεγάλα τεχνικά έργα απαιτείται μία σειρά ελέγχων και δοκιμών, τόσο στα υλικά τα οποία συνθέτουν το μείγμα του σκληρού επιχώματος, όσο και στην κατασκευή του έργου.

4.1 Βασικοί Ορισμοί

Για την εκτέλεση των δοκιμών και την εξαγωγή των συμπερασμάτων, χρήσιμο είναι να δοθούν πρώτα κάποιοι βασικοί ορισμοί που αφορούν το σκληρό επίχωμα και γενικότερα τα μείγματα σκυροδέματος.

4.1.1 Συμβατικό Δοκίμιο:

Είναι δοκίμιο σκληρού επιχώματος το οποίο λαμβάνεται από το όχημα μεταφοράς και μορφώνεται σε κυβική μορφή με ακμή 20 ή 30cm ή συννηθέστερα σε κυλινδρική μορφή διαμέτρου $d=15\text{cm}$ και ύψους $h=30\text{cm}$, έχει δηλαδή λόγο $\frac{h}{d} = 2$. Τα δοκίμια κατασκευάζονται με βάση τους κανονισμούς τυποποίησης ΣΚ-303 και εν τέλει υπόκεινται σε δοκιμή μονοαξονικής θλίψης, 28 ημέρες μετά την κατασκευή τους σύμφωνα με την Μέθοδο Ελέγχου ΣΚ-304. Η αντοχή που προκύπτει από τη θραύση του δοκιμίου ηλικίας 28 ημερών ορίζεται ως **συμβατική αντοχή σε θλίψη** και συμβολίζεται με f_{28} .

4.1.2 Χαρακτηριστική αντοχή σε θλίψη:

Ως χαρακτηριστική αντοχή του σκληρού επιχώματος σε θλίψη, θεωρείται εκείνη η τιμή αντοχής κάτω της οποίας υπάρχει 5% πιθανότητα να βρεθεί η τιμή αντοχής ενός τυχαίου δοκιμίου. Η χαρακτηριστική αντοχή συμβολίζεται με f_{ck} .

4.1.3 Μέση αντοχή σκληρού επιχώματος σε θλίψη:

Προκύπτει από τον μέσο όρο της αντοχής όλων των συμβατικών δοκιμίων που θα μπορούσαν να παρασκευαστούν από μία σημαντικά μεγάλη ποσότητα σκληρού επιχώματος αν ολόκληρη αυτή η ποσότητα μετατρεπόταν σε δοκίμια. Η μέση θλιπτική αντοχή συμβολίζεται με f_m .

4.1.4 Απαιτούμενη αντοχή σε θλίψη:

Είναι η τιμή της μέσης αντοχής σε θλίψη f_m για την οποία το σκληρό επίχωμα του έργου έχει μία ορισμένη πιθανότητα αποδοχής, και συμβολίζεται με f_a . Στα έργα που γίνεται η χρήση Σκληρού Επιχώματος απαιτείται $f_a=f_m$.

4.1.5 Τυπική Απόκλιση:

Η έννοια της τυπικής απόκλισης χρησιμοποιείται στην θεωρία των πιθανοτήτων και δείχνει την απόκλιση μίας ομάδας τιμών γύρω από τον μέσο όρο. Όσο μικρότερη είναι η τιμή της τυπικής απόκλισης, τόσο πιο ομοιογενές είναι το δείγμα. Η τυπική απόκλιση συμβολίζεται είτε με τον ελληνικό χαρακτήρα σ είτε με τον λατινικό χαρακτήρα s .

4.1.6 Βαθμός Συμπύκνωσης:

Ως βαθμός συμπύκνωσης μίας στρώσης σκληρού επιχώματος ορίζεται ο λόγος της ξηρής πυκνότητας του υλικού που επιτυγχάνεται επί τόπου στην κατασκευή, προς αυτή που έχει υπολογιστεί στο εργαστήριο με τις μεθόδους Proctor, Vebe ή με δονητική σφύρα και εκφράζεται σε ποσοστό %. Ο **ελάχιστος επιτρεπτός βαθμός συμπύκνωσης** του υλικού του σκληρού επιχώματος ισούται με το **96%** της μέγιστης ξηρής πυκνότητας.

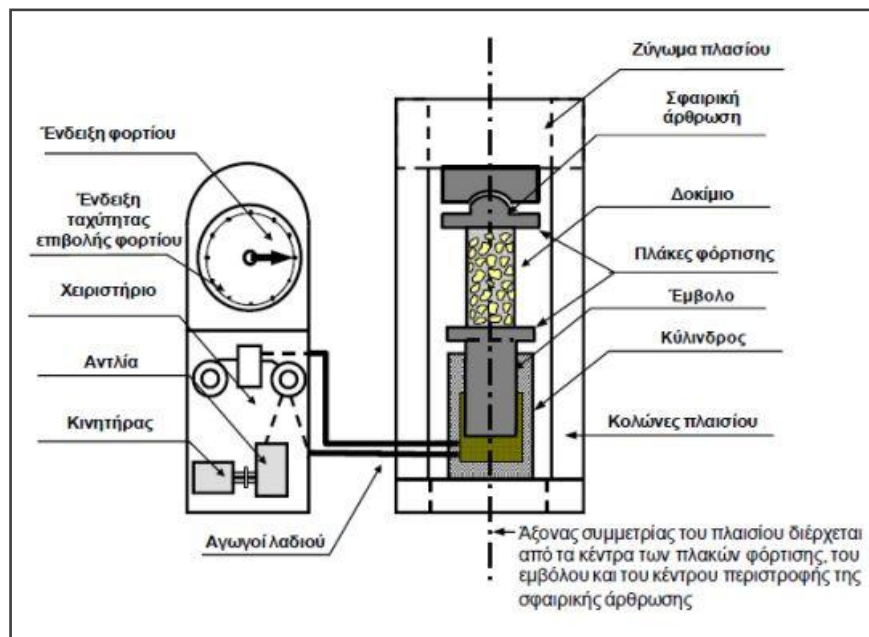
4.1.7 Βέλτιστη Υγρασία:

Η βέλτιστη υγρασία σχετίζεται άμεσα με τον βαθμό συμπύκνωσης. Σαν βέλτιστη υγρασία ορίζεται η υγρασία του μείγματος στην οποία μεγιστοποιείται η πυκνότητα του υλικού. Συμβολίζεται με W_p .

4.2 Εργαστηριακές Δοκιμές

4.2.1 Δοκιμή Μονοαξονικής Θλίψης.

Η δοκιμή σε μονοαξονική θλίψη αποτελεί την πιο απλή και ταυτόχρονα την πιο σημαντική δοκιμή για το υλικό του σκληρού επιχώματος. Τα δοκίμια που χρησιμοποιούνται, όπως αναφέρθηκε και στην παράγραφο 4.1.1. είναι κυλινδρικού σχήματος διαστάσεων 15cm×30cm.

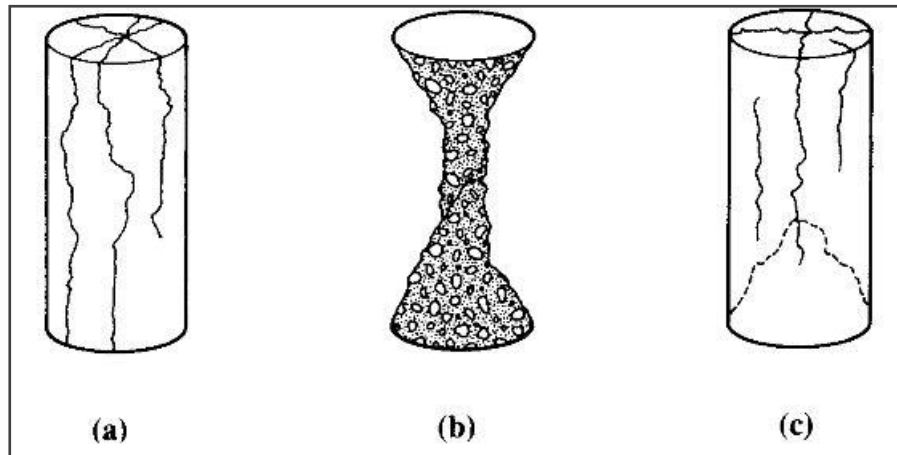


Σχήμα 4.1 Τυπική διάταξη μηχανής μονοαξονικής θλίψης

Τα κυλινδρικά δοκίμια με λόγο $\frac{h}{d} \geq 2$ προτιμώνται έναντι των κυβικών καθότι στο μέσο τους, κατά τη διάρκεια της δοκιμής ισχύουν συνθήκες μονοαξονικής θλίψης, σε αντίθεση με τα άκρα του δοκιμίου όπου λόγω της τριβής από την επαφή με την μηχανή ισχύουν συνθήκες τριαξονικής θραύσης.

4.2.1.1 Διαδικασία Δοκιμής

Αφού τοποθετηθεί το δοκίμιο στην κατάλληλη θέση, ξεκινάει η επιβολή του φορτίου με ρυθμό μεταξύ $0,2 \pm 1,0 \text{ N/mm}^2$, ενώ η διάρκεια της δοκιμής είναι στα 30sec. Η δοκιμή ολοκληρώνεται όταν σημειωθεί απότομη μείωση του επιβαλλόμενου φορτίου, γεγονός που σηματοδοτεί την θραύση του δοκιμίου.

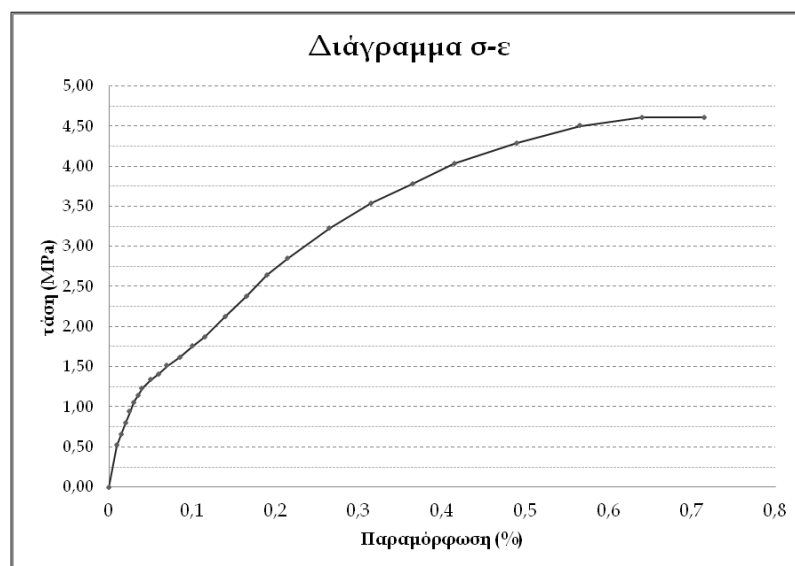


Σχήμα 4.2 Τύποι θραύσης κυλινδρικών δοκιμίων

4.2.1.2 Συνοπτικοί Υπολογισμοί

Κατά την διάρκεια της δοκιμής σημειώνονται είτε με το χέρι είτε πλέον ηλεκτρονικά στις σύγχρονες μηχανές, οι τιμές του επιβαλλόμενου φορτίου και της μείωσης του ύψους του δοκιμίου. Έτσι από την μέτρηση του επιβαλλόμενου φορτίου και με γνωστή την επιφάνεια επιβολής προκύπτει η θλιπτική τάση από τον τύπο $\sigma = \frac{P}{A}$, όπου P η τιμή του φορτίου και A η επιφάνεια του δοκιμίου. Επίσης, με γνωστό το αρχικό και το εκάστοτε ύψος του δοκιμίου προκύπτει η παραμόρφωση ϵ από τον τύπο $\epsilon = \frac{\Delta H}{H_0}$.

Έτσι με γνωστές τις τάσεις και τις παραμορφώσεις προκύπτει το διάγραμμα σ - ϵ , από το οποίο μπορεί να υπολογισθεί και το μέτρο ελαστικότητας E .



Σχήμα 4.3 Τυπικό Διάγραμμα σ - ϵ

4.2.2 Προσδιορισμός σχέσης Υγρασίας-Συμπύκνωσης (Proctor Test)

Σκοπός της δοκιμής είναι ο προσδιορισμός της σχέσης μεταξύ της περιεκτικότητας σε νερό και του φαινομένου ξηρού βάρους για μια συγκεκριμένη διαδικασία συμπακνώσεως. Με τη συμπύκνωση πετυχαίνουμε αύξηση της διατμητικής αντοχής του υλικού, μείωση της διαπερατότητας καθώς επίσης και μείωση των καθιζήσεων.

Συνήθως Εκτελούνται δύο τύποι δοκιμών συμπακνώσεως: Η πρότυπη δοκιμή Proctor και η τροποποιημένη Proctor. Στην πρότυπη δοκιμή το υλικό συμπυκνώνεται με ένα κόπανο μάζας 2,49kg που πέφτει από ύψος 304,8mm στον τύπο του δοκιμίου. Το δοκίμιο αποτελείται από 3 όμοιες στρώσεις του υλικού και για την πλήρη συμπύκνωση απαιτούνται 25 κτύποι σε κάθε στρώση. Στην τροποποιημένη δοκιμή ο κόπανος έχει μάζα 4,54kg και πέφτει από ύψος 457,2mm και το έδαφος μοιράζεται σε 5 όμοιες στρώσεις.



Εικόνα 4.1 Τυπική Μηχανή Συμπύκνωσης Proctor

4.2.2.1 Διαδικασία Δοκιμής

- Αρχικά το δείγμα ξηραίνεται σε κλιβανο ή σε αέρα σε θερμοκρασία $\leq 60^{\circ}\text{C}$. Αφού ξηρανθεί καταγράφεται το βάρος του τύπου στον οποίο θα τοποθετηθεί, καθώς και το βάρος του ξηρού μείγματος.
- Έπειτα υπολογίζεται το νερό που πρέπει να προστεθεί στο δείγμα έτσι ώστε να προκύψει αρχική υγρασία του δείγματος κοντά και λίγο χαμηλότερη από την αναμενόμενη βέλτιστη και αναμοχλεύεται καλά το υλικό με το νερό.
- Συναρμολογείται ο τύπος με το υλικό και επιτελείται ο απαραίτητος αριθμός κτύπων και την κάθε στρώση του υλικού. Αφού γίνει αυτό, ο τύπος θα πρέπει να είναι γεμάτος με το υλικό μέχρι το άνω χείλος του.
- Στη συνέχεια αφού γίνουν τα παραπάνω βήματα, ζυγίζεται ο τύπος μαζί με το υλικό και προσδιορίζεται το βάρος $W_{\text{τυπ.}} + W_{\text{δειγ.}}$.
- Αφαιρείται το δοκίμιο από τον τύπο και λαμβάνεται αντιπροσωπευτικό δείγμα του υλικού για τον προσδιορισμό του ποσοστού υγρασίας w . Το υπόλοιπο υλικό τρίβεται και επανατοποθετείται με το μη χρησιμοποιημένο.

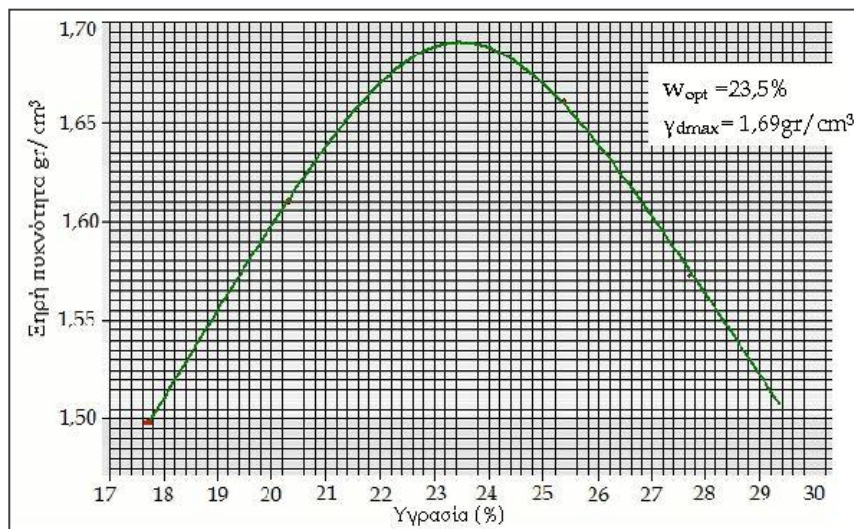
- Τέλος, προσθέτουμε νερό με αύξηση της τάξης 1÷2% και επαναλαμβάνουμε όλα τα προηγούμενα βήματα μέχρις ότου να ελαττωθεί το υγρό βάρος του συμπυκνωμένου δείγματος.

4.2.2.2 Κατασκευή του διαγράμματος

Από την κάθε δοκιμή λαμβάνουμε τα εξής δεδομένα:

- Την περιεχόμενη υγρασία W_i
- Την ξηρή πυκνότητα γ_{di} από τη σχέση $\gamma_{di} = \frac{\gamma}{1+w}$.

Από τα σημεία $A_i(W_i, \gamma_{di})$ προσδιορίζεται η καμπύλη, το ψηλότερο σημείο της οποίας αντιστοιχεί στη βέλτιστη υγρασία (W_{β}) και στη μέγιστη ξηρή πυκνότητα (γ_{dmax}).



Σχήμα 4.4 Παράδειγμα διαγράμματος Proctor

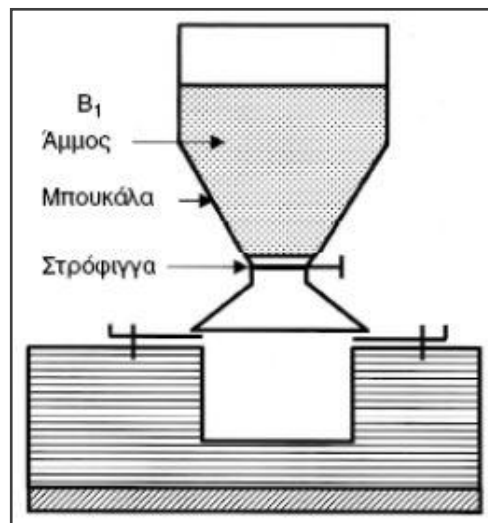
	ΠΡΟΤΥΠΗ ΜΕΘΟΔΟΣ			
	Μέθοδος Α	Μέθοδος Β	Μέθοδος Γ	Μέθοδος Δ
Υλικό	Διερχόμενο από κόσκινο Νο 4	Διερχόμενο από κόσκινο Νο 4	Διερχόμενο από κόσκινο βρογχ. 19mm	Διερχόμενο από κόσκινο βρογχ. 19mm
Διαμ. Τύπου (mm)	101,6	152,4	101,6	152,4
Βάρος Δείγμ. (kg)	3	7	5,5	11,5
Αριθ. Στρώσεων	3	3	3	3
Κτύποι/στρώση	25	56	25	56
Βάρος Κοπάνου (kg)	2,49	2,49	2,49	2,49
Ύψος πτώσης (mm)	304,8	304,8	304,8	304,8

Πίνακας 5. Χαρακτηριστικά Πρότυπης μεθόδου Proctor

4.2.3 Επί τόπου Έλεγχος της Συμπύκνωσης.

Η μέθοδος κώνου-άμμου είναι μία επί τόπου δοκιμή για την μέτρηση της συμπύκνωσης, η οποία μας δείχνει στην περίπτωση του σκληρού επιχώματος μία ένδειξη για τις αναμενόμενες αντοχές των καρότων που θα ληφθούν μετά την κατασκευή. Η δοκιμή βασίζεται στην ακόλουθη αρχή:

- Ανοίγεται στη στρώση του υλικού οπή διαστάσεων $\Phi 150$ και βάθους περίπου 150mm.
- Τοποθετείται η συσκευή πάνω στην οπή με ζυγισμένη την άμμο που περιέχεται στο δοχείο. Αφού σιγουρευτεί η καλή τοποθέτηση, ανοίγει η στρόφιγγα και γεμίζει η οπή με την ξηρή άμμο.
- Αφού πληρωθεί η οπή με την άμμο, ζυγίζεται η άμμος που έχει μείνει μέσα στο δοχείο καθώς και μέσα στον κώνο, και έτσι βρίσκουμε από το αρχικό γνωστό βάρος, το βάρος της άμμου που έχει γεμίσει την οπή.
- Ο όγκος της άμμου της οπής ισούται με το $\frac{\text{βάρος της άμμου}}{\text{φαινόμενη πυκνότητα}}$, όπου η φαινόμενη πυκνότητα είναι γνωστή.
- Η επί τόπου πυκνότητα δίνεται από το βάρος του ξηρού εδάφους προς τον όγκο της οπής.
- Τέλος, το ποσοστό συμπύκνωσης προκύπτει από τη σχέση $\frac{\text{επί τόπου πυκνότητα}}{\text{εργαστηριακή πυκνότητα}} \times 100\%$



Σχήμα 4.5 Γενική διάταξη συσκευής κώνου-άμμου

4.2.4 Κοκκομετρική Ανάλυση Αδρανών

Η κοκκομετρική ανάλυση ενός αδρανούς υλικού είναι ο προσδιορισμός της αναλογίας με την οποία περιέχονται στο υλικό διάφορα μεγάθη κόκκων του αδρανούς. Με την ολοκλήρωση της διαδικασίας που θα αναλυθεί παρακάτω, αξιολογείται η καταλληλότητα του αδρανούς για τη χρήση του στο υλικό του σκληρού επιχώματος.

Η συσκευή που χρησιμοποιείται για την κοκκομετρική ανάλυση ενός αδρανούς υλικού, αποτελείται από μία σειρά ειδικά διαβαθμισμένων κοσκίνων, τα οποία τοποθετούνται πάνω σε μία δονητική πλάκα για την πραγματοποίηση της δοκιμής. (Εικ. 4.2)



Εικόνα 4.2 Τυπική διάταξη κοσκίνων κοκκομετρικής ανάλυσης

Τα κόσκινα είναι κατασκευασμένα από πεπλεγμένο σύρμα, τετραγωνικών ανοιγμάτων των οποίων το μέγεθος κυμαίνεται από 101,6mm - το οποίο κατακρατεί τα πλέον χονδρόκοκκα αδρανή-, έως 0,075mm ή αλλιώς Νο 200, το οποίο είναι και το κόσκινο με την μικρότερη διάμετρο οπής, το οποίο διαχωρίζει τα αμμώδη από τα αργιλικά υλικά.



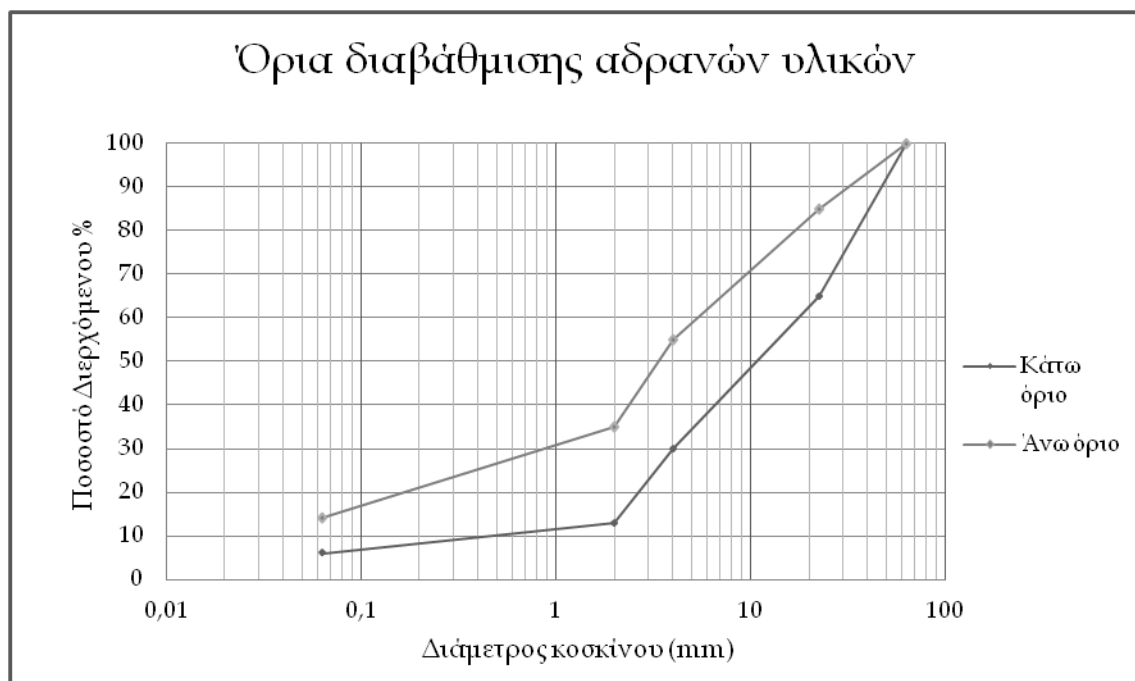
Εικόνα 4.3 Κόσκινα Νο200, Νο4, 6,3mm, 75mm

Χαρακτηριστικά Κόσκινα ASTM			
Λίθοι	Το κόσκινο των 75mm διαχωρίζει τις λίθους από τα χαλίκια	-	-
Χαλίκια	Τα χαλίκια είναι η διαβάθμιση μεταξύ των κόσκινων 75mm και No4 (4,75mm)	Χονδρόκοκα χαλίκια	Συγκρατούνται μεταξύ 75÷19mm
		Λεπτόκοκα χαλίκια	Συγκρατούνται μεταξύ 19mm÷No4 (4,75mm)
Άμμος	Η άμμος συγκρατείται μεταξύ των κόσκινων No4 (4,75mm) και No200 (0,075mm)	Χονδρόκοκη άμμος	No4 (4,75mm)÷No10 (2mm)
		Μεσόκοκη άμμος	No10 (2mm)÷No40 (0,425mm)
		Λεπτόκοκη άμμος	No40 (0,425mm)÷No200 (0,075mm)
Ίλυσ-Άργιλος	Η ίλυσ και η άργιλος είναι τα υλικά που διέρχονται από το κόσκινο No200 (0,075mm)	Ίλυσ (0,075÷0,005mm)	Απαιτείται υδραυλική κοκκομετρική ανάλυση με χρήση αραιόμετρου
		Άργιλος (έως 0,005mm)	

Πίνακας 6. Κόσκινα κατά ASTM

4.2.4.1 Διαδικασία Δοκιμής

- Επιλέγουμε 2000gr δείγματος, το οποίο έχει ψηθεί και ξηρανθεί. Προσέχουμε ώστε το δείγμα να είναι αντιπροσωπευτικό. Η προαναφερθείσα επιλογή του μείγματος γίνεται με την μέθοδο του τετραμερισμού, δηλαδή αρχικά επιλέγεται ποσότητα τετραπλάσια της απαιτούμενης, ανακατεύεται καλά και τοποθετείται σε έναν ειδικό δίσκο όπου χωρίζεται σε τεταρτοκύκλια. Έπειτα λαμβάνονται τα δύο αντικριστά τεταρτοκύκλια, αναμοχλεύονται και επαναλαμβάνεται η παραπάνω διαδικασία. Το τελικό δείγμα προκύπτει από το ένα τεταρτοκύκλιο της δεύτερης επανάληψης.
- Αφού έχουν τοποθετηθεί τα κόσκινα σε κατάλληλη διάταξη στη μηχανή, και ζυγιστεί λεπτομερώς το δείγμα, ξεκινάει η κοσκίνιση μέσω δόνησης η οποία διαρκεί περίπου 10 λεπτά.
- Μετά το πέρας της διαδικασίας, αφαιρούμε τα κόσκινα από τη μηχανή και ζυγίζουμε το υλικό που έχει συγκρατηθεί σε κάθε κόσκινο. Αν το άθροισμα των ζυγισμάτων αυτών έχει απόκλιση μεγαλύτερη από 2% σε σχέση με την ζύγιση πριν τη διαδικασία, το πείραμα επαναλαμβάνεται.
- Υπολογίζουμε το ποσοστό του συγκρατούμενου υλικού σε κάθε κόσκινο, διαιρώντας το βάρος του με το συνολικό ξηρό βάρος που μετρήθηκε πριν τη δοκιμή.
- Υπολογίζουμε το ποσοστό του διερχόμενου ξεκινώντας από το 100% και αφαιρώντας το ποσοστό του συγκρατούμενου σε κάθε κόσκινο.
- Τέλος, σχεδιάζουμε την καμπύλη σε ένα ημιλογαριθμικό χαρτί όπου στον οριζόντιο (λογαριθμικό) άξονα τοποθετείται το μέγεθος των κόκκων και στον κατακόρυφο το ποσοστό των διερχόμενων.

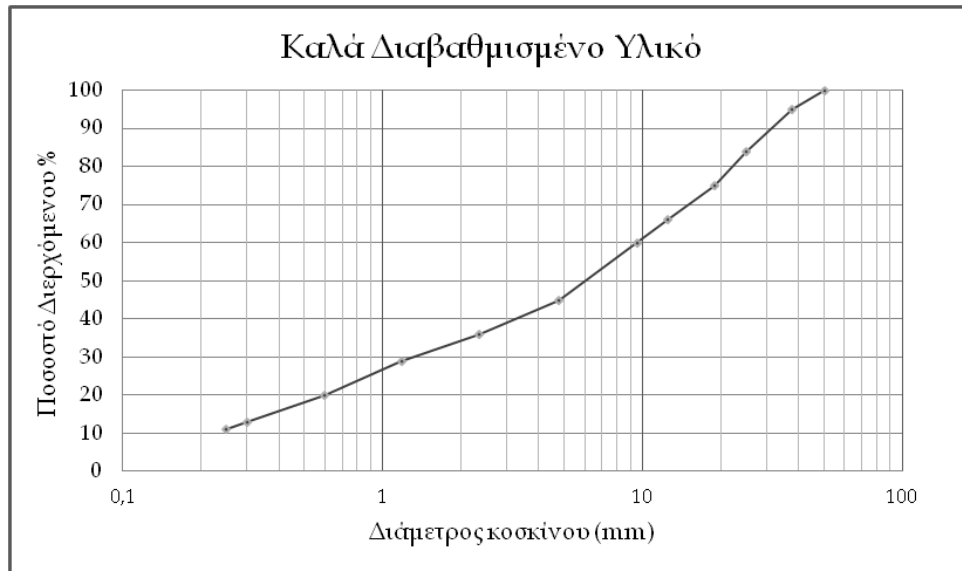


Σχήμα 4.6 Προδιαγραφή κοκκομετρικής ανάλυσης Σ.Ε.

4.2.4.2 Αξιολόγηση της Κοκκομετρικής Καμπύλης

- **Καλά διαβαθμισμένο έδαφος:**

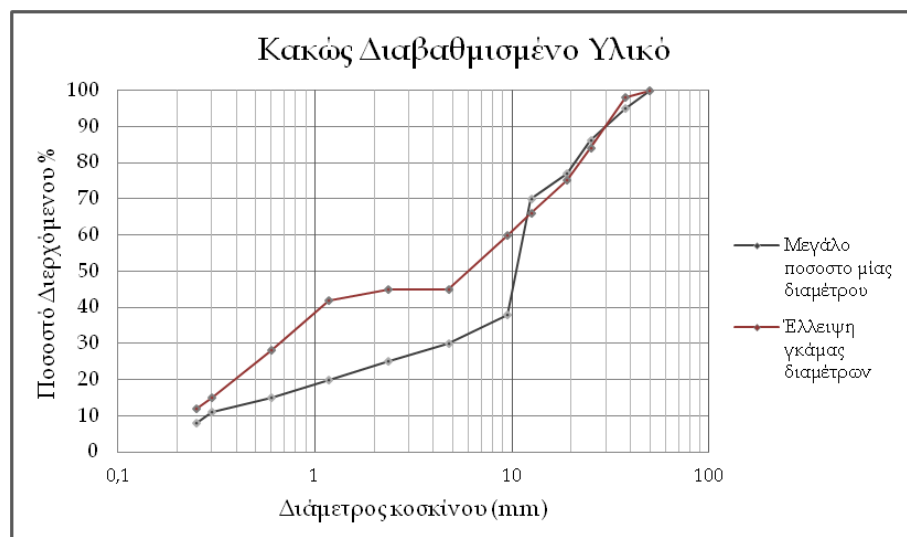
Ένα καλά διαβαθμισμένο έδαφος είναι σχετικά σταθερό, μπορεί να συμπυκνωθεί πολύ καλά αποκτώντας μεγάλη πυκνότητα και ανθίσταται στη διάβρωση. Οι καλές ιδιότητες του υλικού οφείλονται στο γεγονός ότι δεν υπάρχουν μεγάλα κενά, αφού αυτά συμπληρώνονται από τα μικρόκοκκα υλικά. Η κοκκομετρική καμπύλη έχει σιγμοειδή μορφή με γραμμικό το κύριο σκέλος (Σχ.).



Σχήμα 4.7 Καλή διαβάθμιση αδρανούς

- **Κακώς διαβαθμισμένο υλικό:**

Ένα έδαφος στο οποίο επικρατεί πολύ μία συγκεκριμένη διάσταση κόκκου ή λείπει μία γκάμα διαστάσεων θεωρείται ως κακά διαβαθμισμένο. Η καμπύλη διαβάθμισης ενός υλικού στο οποίο επικρατεί πολύ μία διάσταση κόκκου θα εμφανίζει ένα κατακόρυφο σκέλος, και το υλικό αυτό δεν θα είναι δεκτικό στη συμπύκνωση μειώνοντας έτσι την φέρουσα ικανότητα του. Από την άλλη, η καμπύλη ενός υλικού με απουσία μίας γκάμας αδρανών θα παρουσιάζει ένα οριζόντιο τμήμα. Το υλικό αυτό λόγω της μη επαρκούς συμπλήρωσης των κενών θα παρουσιάσει ευαισθησία στην διάβρωση.



Σχήμα 4.8 Κακώς διαβαθμισμένο υλικό

5. ΜΕΛΕΤΗ ΑΝΤΟΧΗΣ Κ.Σ.Ε

Στον ελληνικό χώρο, την τελευταία 20ετία έχουν κατασκευαστεί 7 φράγματα Α.Κ.Σ.Ε. μεσαίου μεγέθους. Τα φράγματα αυτά, τα οποία στην πλειοψηφία τους βρίσκονται σε νησιά, επιλέχθηκαν να είναι τέτοιου τύπου λόγω των πλεονεκτημάτων που έχουν προαναφερθεί, αλλά και γιατί στις τοποθεσίες στις οποίες κατασκευάστηκαν τα υλικά ήταν σχετικά πτωχά.

Λόγω της περιορισμένης εμπειρίας που υπήρχε στην αρχή της δεκαετίας του 1990 και σε ένα βαθμό και στη συνέχεια, αλλά και του τρόπου κατασκευής των συγκεκριμένων φραγμάτων, το υλικό του σκληρού επιχώματος αντιμετωπίστηκε κυρίως σαν εδαφικό υλικό και όχι ως ένα σκυρόδεμα. Συνεπώς, στα φράγματα αυτά, περισσότερη σημασία δόθηκε στη συμπίκνωση του υλικού παρά στη θλιπτική του αντοχή. Στο σημείο αυτό πρέπει να επισημάνουμε ότι εξαιτίας του τρόπου κατασκευής των φραγμάτων οι έννοιες της συμπίκνωσης και της θλιπτικής αντοχής συνδέονται άμεσα.

Στο παρόν κεφάλαιο της διπλωματικής εργασίας, θα παρουσιαστούν αναλυτικά τα φράγματα Α.Κ.Σ.Ε. που υπάρχουν στην Ελλάδα, και θα γίνει μία επεξεργασία των δεδομένων από τις δοκιμές της θλιπτικής αντοχής που έχουν εκτελεστεί στο εκάστοτε έργο, με στόχο τον προσδιορισμό της πραγματικής **χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής** του υλικού f_{ck} . Έπειτα, με έναν χονδρικό υπολογισμό των μέγιστων αναπτυσσόμενων θλιπτικών τάσεων στο σώμα του κάθε φράγματος θα προσδιοριστεί ο τελικός Συντελεστής Ασφαλείας (FS) που έχει κατασκευαστεί το κάθε φράγμα. Τέλος από εκεί θα εξαχθούν τα όποια συμπεράσματα για την επιτυχία (τόσο την κατασκευαστική όσο και την οικονομική) των φραγμάτων αυτών.

Για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής αντοχής f_{ck} καθώς και για την ποιότητα και την ομοιομορφία του υλικού, έγινε στατιστική επεξεργασία των δεδομένων και των αποτελεσμάτων των δοκιμών που έγιναν σε κάθε φράγμα. Μέσω της στατιστικής ανάλυσης και με εφαρμογή της **κανονικής κατανομής**, προσδιορίστηκαν για τις **θλιπτικές αντοχές** των δοκιμών ο **μέσος όρος** και η **τυπική απόκλιση**. Επίσης συμπληρωματικά υπολογίστηκαν οι μέσοι όροι των υγρασιών του μείγματος, των βαθμών συμπίκνωσης καθώς και του φαινόμενου βάρους γ_a .

Τέλος, έγιναν και κάποιοι έλεγχοι για τις τιμές που προέκυψαν, σύμφωνα με τον κανονισμό τυποποίησης του ΕΛΟΤ ΤΠ 1501-13-03-00:2009, αν και η κατασκευή όλων αυτών των φραγμάτων είχε ξεκινήσει πολύ πριν την κατάρτιση του συγκεκριμένου κανονισμού τυποποίησης.

5.1 Φράγμα Άνω Μερά-Μύκονος



Εικόνα 5.1 Καπάντη άποψη φράγματος Άνω Μερά

5.1.1 Τοποθεσία Φράγματος

Το φράγμα Άνω Μερά βρίσκεται στη Βορειοανατολική πλευρά της Μυκόνου (Εικ. 5.2). Σε απόσταση 500m από την ακτή και 3km από τον οικισμό Άνω Μερά, επί του ομώνυμου χείμαρρου.



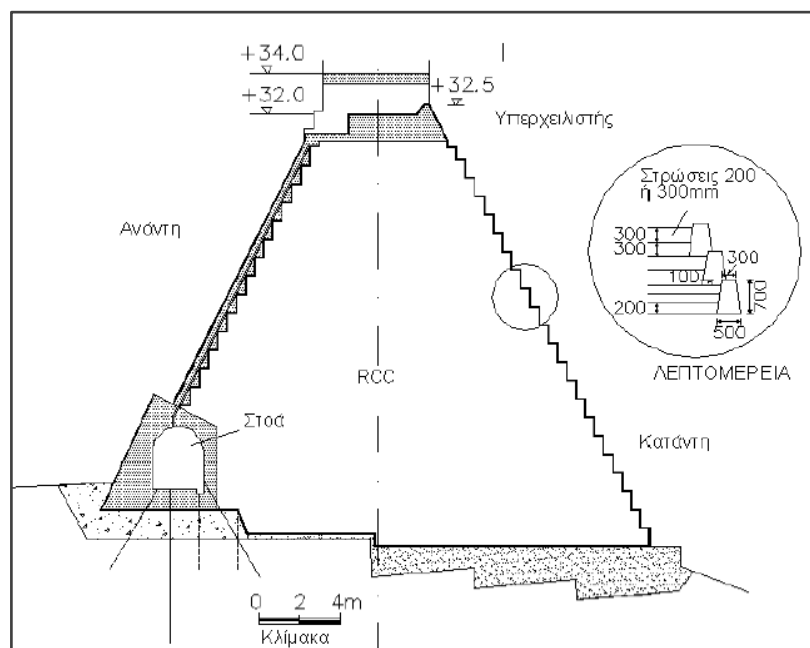
Εικόνα 5.2 Τοποθεσία φράγματος μέσω λογισμικού Google Earth

5.1.2 Γενικά Χαρακτηριστικά

Η κατασκευή του φράγματος Άνω-Μερά ξεκίνησε τον 4/1993 και ολοκληρώθηκε το 1997. Η κατασκευή έγινε με σκοπό την εξοπηρέτηση των υδρευτικών και αρδευτικών αναγκών της περιοχής, ενώ υπάρχει και ένα δεύτερο φράγμα αντίστοιχου τύπου στο νησί, προγενέστερης κατασκευής, το οποίο θα αναλυθεί παρακάτω. Στο συγκεκριμένο φράγμα οι παρειές διαμορφώθηκαν με στοιχεία συμβατικού σκυροδέματος τραπεζοειδούς διατομής, ενώ τοποθετήθηκε στηθαίο ύψους 1,2m στη στέψη του φράγματος. Στην στέψη του υπερχειλιστή δεν υπάρχει γέφυρα. Τα βασικά τεχνικά χαρακτηριστικά του φράγματος παρουσιάζονται στον ακόλουθο Πίνακα.

Πίνακας Γενικών Χαρακτηριστικών	
Ύψος	34,0m
Μήκος Στέψης	170,0m
Πλάτος Στέψης	5,0m
Υψόμετρο Στέψης	52,0m
Μήκος βάσης	-
Πλάτος βάσης	-
Κλίση Ανάντη πρανούς (Ο:Κ)	0,5:1,0
Κλίση Κατόντη πρανούς (Ο:Κ)	0,5:1,0
Όγκος Σ.Ε	$0,49 \times 10^6 \text{m}^3$
Στάθμη Υπερχειλίσσης	32,0m
Α.Σ. Υδροληψίας	-
Κ.Σ. Υδροληψίας	-
Χωρητικότητα Ταμιευτήρα	$1,1 \times 10^6 \text{m}^3$
Έκταση Ταμιευτήρα	-

Πίνακας 7. Γενικά Χαρακτηριστικά φράγματος Άνω-Μερά



Σχήμα 5.1. Τοπική διατομή φράγματος Άνω-Μερά στη θέση υπερχειλίσσης

5.1.3 Διαδικασία Κατασκευής

Οι αρχικές διαδικασίες που αφορούσαν τα υλικά κατασκευής του επιχώματος ξεκίνησαν το 1991, ταυτόχρονα με του φράγματος της Μαραθιάς. Η διαδικασία κατασκευής ξεκίνησε με τη μελέτη σύνθεσης του υλικού, την εύρεση δηλαδή των απαιτούμενων ποσοστών αδρανών, τσιμέντου και νερού ώστε να καλύπτονται οι απαιτήσεις της κατασκευής καθώς επίσης και το υλικό να έχει την απαραίτητη εργασιμότητα. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε για την κατασκευή είναι η ακόλουθη.

Αρχικά τοποθετούνται σε προκαθορισμένες αποστάσεις και κάθετα στον άξονα του φράγματος τα πλαίσια εγκιβωτισμού του υλικού. Τα στερεά αυτά είναι κατασκευασμένα από συμβατικό σκυρόδεμα και κατασκευάζονται επί τόπου με ειδικό αυτοκινούμενο όχημα που μεταφέρει κυλιόμενους μεταλλότυπους τύπου Comaco. Η διατομή των στοιχείων αυτών είναι τραπεζοειδής, επιτρέποντας έτσι την συμπύκνωση του υλικού στην εσωτερική μεριά. Μετά την κατασκευή των στοιχείων αυτών το υλικό διαστρώνεται σε **στρώσεις των 200÷300mm** και στη συνέχεια συμπυκνώνονται με τη διέλευση δονητικού συμπυκνωτή.

Η ανάμιξη του μείγματος γινόταν σε συγκρότημα παραγωγής αδρανών το οποίο ήταν εγκατεστημένο δίπλα από τη θέση του φράγματος (Εικ. 5.) και η μεταφορά γινόταν με φορτηγά αυτοκίνητα .



Εικόνα 5.3 Συγκρότημα παραγωγής αδρανών

Ακολούθως γινόταν η διάστρωση με αυτοκινούμενους ισοπεδωτές (grader) σε πάχη στρώσεων τέτοια ώστε η συμπυκνωμένη στρώση να προκύπτει σύμφωνα με τις προδιαγραφές. Τέλος ο δονητικός συμπυκνωτής πραγματοποιούσε τον προκαθορισμένο από τη μελέτη αριθμό διελεύσεων για τη καλή συμπύκνωση του υλικού. Στο σημείο αυτό να σημειωθεί ότι το υλικό του Κ.Σ.Ε διατηρούνταν υγρό με διαβροχή μέχρι την επόμενη διάστρωση.

5.1.4 Υλικά Σκληρού Επιχώματος

Προκειμένου το μείγμα να έχει την κατάλληλη εργασιμότητα όσο ακόμα ήταν νωπό αλλά να αναπτύσσει και τις απαιτούμενες αντοχές μετά την σκλήρυνση του έγιναν κατάλληλες γεωτεχνικές μελέτες, μελέτες ποιότητας αδρανών καθώς και δοκιμαστικές συνθέσεις του Κ.Σ.Ε

Το **τσιμέντο** του μείγματος σε ποσότητα ανέρχεται σε **70÷80kg/m³** μείγματος. Πρόκειται για τσιμέντο Πόρτλαντ ελληνικού τύπου **Π-35** με 20% περιεκτικότητα σε θηραϊκή γη, με λεπτότητα άλεσης κατά Blaine από 4400÷4780cm²/gr και ειδικό βάρος από **29,3÷29,9kN/m³**. Κατά περίπτωση χρησιμοποιήθηκε και τσιμέντο τύπου **I-45** με λεπτότητα άλεσης κατά Blaine 3350÷3800cm²/gr και ειδικό βάρος 3,01÷3,10t/m³.

Το **νερό** της ανάμιξης προήλθε από τον ποταμό στον οποίο κατασκευάστηκε το φράγμα, αφού όμως πρώτα εξετάστηκε η αλκαλικότητα του και η περιεκτικότητα του σε άλατα και κρίθηκε κατάλληλο για τη χρήση στην ανάμιξη του υλικού.

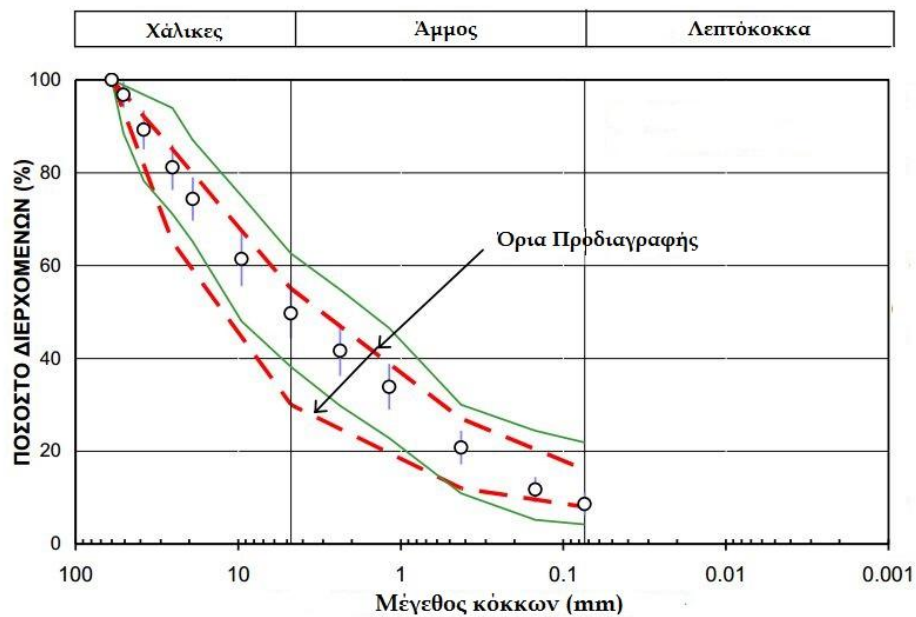
Προκειμένου να διαπιστωθεί η επάρκεια των **αδρανών υλικών**, μετά από έρευνα που πραγματοποιήθηκε βρέθηκε επαρκής ποσότητα αποσαθρωμένου υλικού. Τα ποσοστά **απωλειών τους σε τριβή** ήταν αρκετά υψηλά και κυμάνθηκαν σε ποσοστό **48÷62%**. Η χρησιμοποίηση των αδρανών αυτών επέφερε την πτώση της αντοχής του σκληρού επιχώματος, γεγονός που οφείλεται στην περεταιίρω θραύση των κόκκων κατά τη συμπύκνωση του υλικού. Αυτό αποδόθηκε στην έλλειψη αδρομερούς υλικού στα εναπομείναντα υλικά της κοίτης και στο έντονα αποσαθρωμένο γρανιτικό υλικό στην περιοχή των εκοκαφών. Τελικά, τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν για την παρασκευή του υλικού ήταν **γρανιτικά ελαφράς έως μέσης αποσάθρωσης** προερχόμενα από την ανάντη κοίτη, χονδρόκοκκα από το σπαστήρα που είχαν αποθηκευτεί, και υλικά από την επεξεργασία των εκοκαφών σε ποσοστό 20÷30%. Για την αποφυγή της μείωσης της αντοχής προστέθηκαν στο μείγμα **ασβεστολιθικά αδρανή σε ποσοστό 30%**, προερχόμενα από λατομεία της Αττικής και της Χίου.

5.1.5 Ποιοτικοί Έλεγχοι

Οι ποιοτικοί έλεγχοι σε σχέση με τις απαιτούμενες ιδιότητες του υλικού αφορούν στους ακόλουθους ελέγχους και δοκιμές: κοκκομετρικές αναλύσεις αδρανών, υγρασία νωπού μείγματος Κ.Σ.Ε., συνεκτικότητα Κ.Σ.Ε., έλεγχοι συμπύκνωσης και τέλος αντοχή σε θλίψη.

5.1.5.1 Κοκκομετρική Ανάλυση

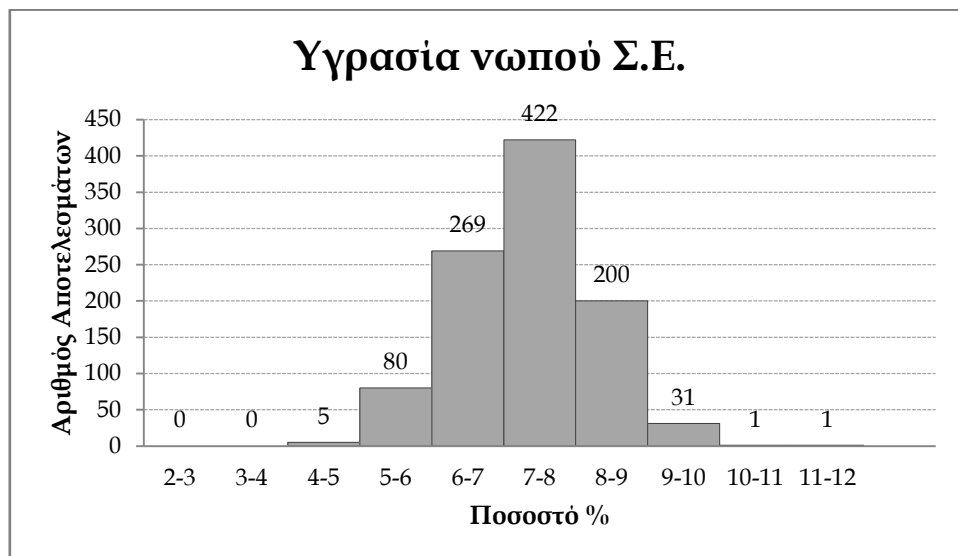
Όπως προαναφέρθηκε και στην προηγούμενη ενότητα, ως αδρανή χρησιμοποιήθηκαν αποσαθρωμένα γρανιτικά υλικά και ασβεστολιθικά σε ποσοστό 30%. Μετά από 149 δοκιμαστικές συνθέσεις και αναπροσαρμογές, τελικώς προέκυψαν τα όρια προδιαγραφών που φαίνονται παρακάτω (Σχ. 5.)



Σχήμα 5.2 Όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης αδρανών Άνω-Μερά

5.1.5.2 Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.

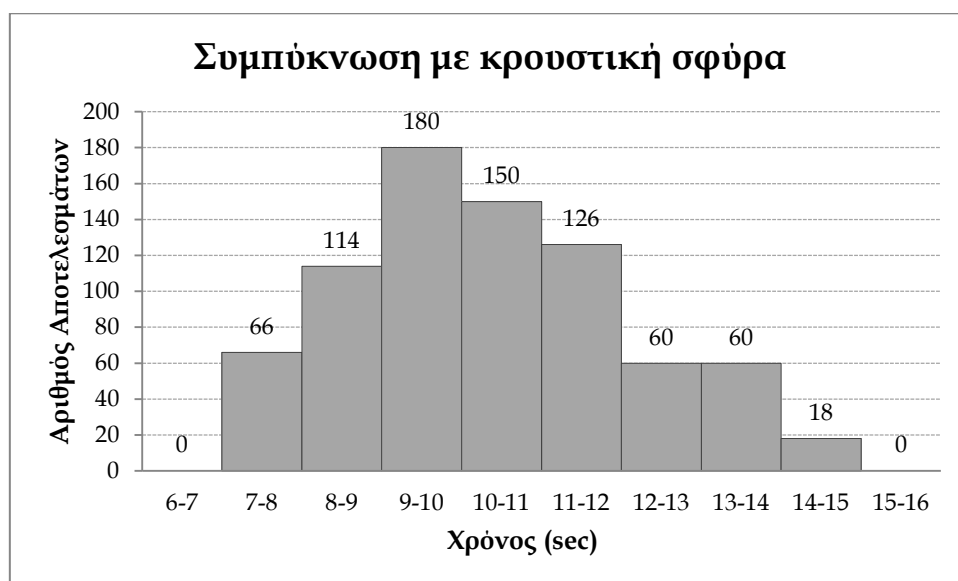
Προσδιορισμοί της υγρασίας των αδρανών του μείγματος στους σωρούς αποθήκευσης γινόταν καθημερινά νωρίς το πρωί και πριν από την έναρξη παραγωγής του μείγματος, αλλά και κατά τη διάρκεια της διάστρωσης σε τακτά χρονικά διαστήματα της μέρας. Με βάση λοιπόν τις υγρασίες των αδρανών γινόταν αναπροσαρμογή της απαιτούμενης ποσότητας νερού του μείγματος. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν **N=1009** έλεγχοι, με μέση τιμή $x_m=7,4\%$, τυπική απόκλιση $\sigma=0,94$ δείχνοντας έτσι τη σημασία του μεγάλου πλήθους των ελέγχων καθώς και την ομοιογένεια της υγρασίας στο υλικό. (Σχ. 5.3)



Σχήμα 5.3 Γράφημα αποτελεσμάτων ελέγχων υγρασίας

5.1.5.3 Έλεγχος συνεκτικότητας Σ.Ε.

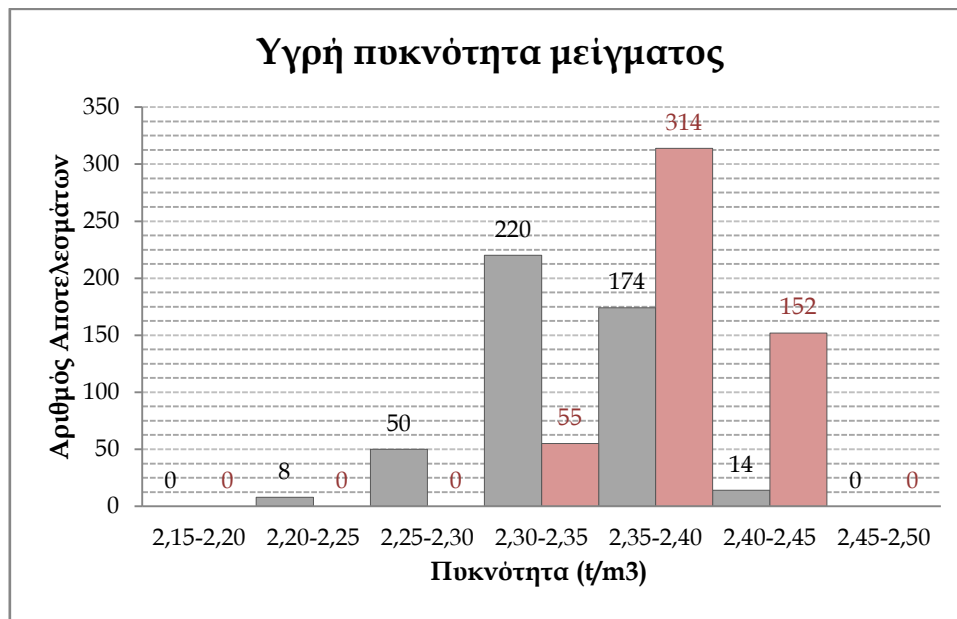
Η συνεκτικότητα είναι μία από τις πιο σημαντικές ιδιότητες του σκληρού επιχώματος, διότι μείγματα με τη σωστή συνεκτικότητα έχουν και την κατάλληλη εργασιμότητα ώστε να διευκολύνεται η διάστρωση και η συμπύκνωση χωρίς διαχωρισμό. Ο έλεγχος συνεκτικότητας των μειγμάτων έγινε με τη χρήση δονητικής σφύρας. Για το συγκεκριμένο έργο επελέγη η **ηλεκτρική σφύρα Hilti TP80** με συχνότητα λειτουργίας 2000κτύπους/min. Στο κάτω άκρο της σφύρας τοποθετήθηκε κυκλική πλάκα διαμέτρου 140mm με το συνολικό βάρος του μηχανισμού να ανέρχεται στα 11,5kg. Η συμπύκνωση του μείγματος γινόταν σε **κυλινδρικά δοκίμια** διαστάσεων **15×30cm** σε τρεις ίσες στρώσεις. Το μέγεθος της συμπύκνωσης μετρούνταν ως η μέση τιμή του χρόνου λειτουργίας της κρουστικής σφύρας των τριών μετρήσεων του κάθε δοκιμίου. Η συμπύκνωση της κάθε στρώσης σταματούσε όταν εμφανιζόταν δακτύλιος κονιάματος στην περιφέρεια της δονητικής πλάκας. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν **N=774** δοκιμές, με μέση τιμή $x_m=10,9sec$, $\sigma=1,8sec$ και τα αποτελέσματα φαίνονται στο Σχ. 5.4.



Σχήμα 5.4: Γράφημα αποτελεσμάτων ελέγχων συνεκτικότητας

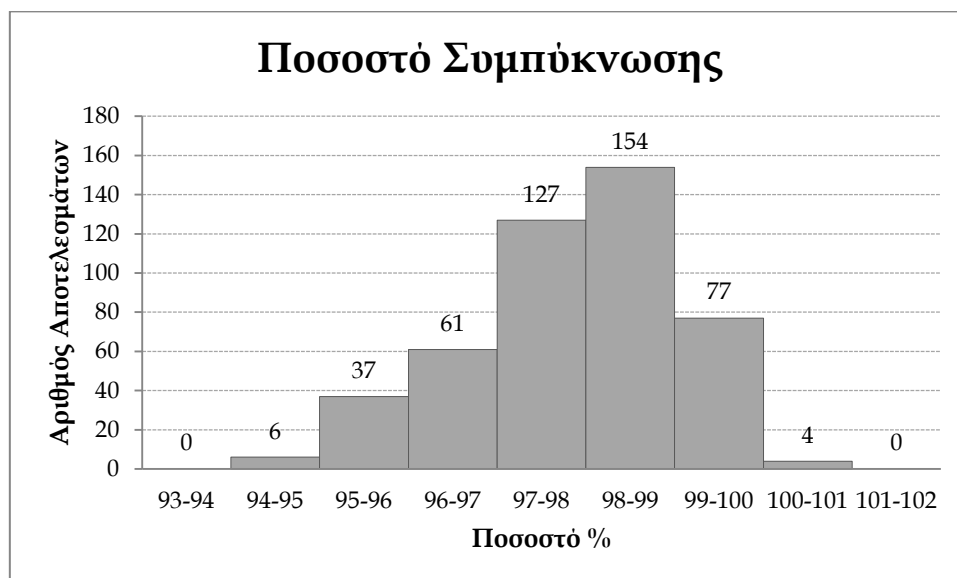
5.1.5.4 Έλεγχος συμπίκνωσης Σ.Ε.

Η συμπίκνωση του μείγματος εκφράζεται σαν ποσοστό της υγρής πυκνότητας επί τόπου προς την υγρή πυκνότητα που επιτυγχάνεται στο εργαστήριο σε υλικό από το ίδιο μείγμα, με τη βοήθεια της ηλεκτρικής κρουστικής σφύρας, σε κυλινδρικές μήτρες διαστάσεων 15×30cm σε τρεις ίσες στρώσεις, όπως και στον προηγούμενο έλεγχο. Η επί τόπου υγρή πυκνότητα προσδιορίζεται με την μέθοδο άμμου-κόνου που περιγράφηκε στο Κεφ.4. Το απαιτούμενο ποσοστό συμπίκνωσης έπρεπε να υπερβαίνει το 96%. Στο **εργαστήριο** πραγματοποιήθηκαν **N=521** δοκιμές, με μέση τιμή $x_m=23,9\text{kN/m}^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,0025$ και απεικονίζονται με κόκκινο χρώμα στο Σχ. 5.5. Κατά τη διάρκεια του έργου πραγματοποιήθηκαν **N=466** **επί τόπου δοκιμές**, οι οποίες έδωσαν μέση τιμή $x_m=23,4\text{kN/m}^3$, και τυπική απόκλιση $\sigma=0,04$ και απεικονίζονται με γκρι χρώμα στο Σχ. 5.5.



Σχήμα 5.5 Γράφημα αποτελεσμάτων υγρής πυκνότητας.

Στο Σχ. 5.6 παρουσιάζονται απ' ευθείας σε μορφή γραφήματος τα αποτελέσματα των ελέγχων συμπίκνωσης.



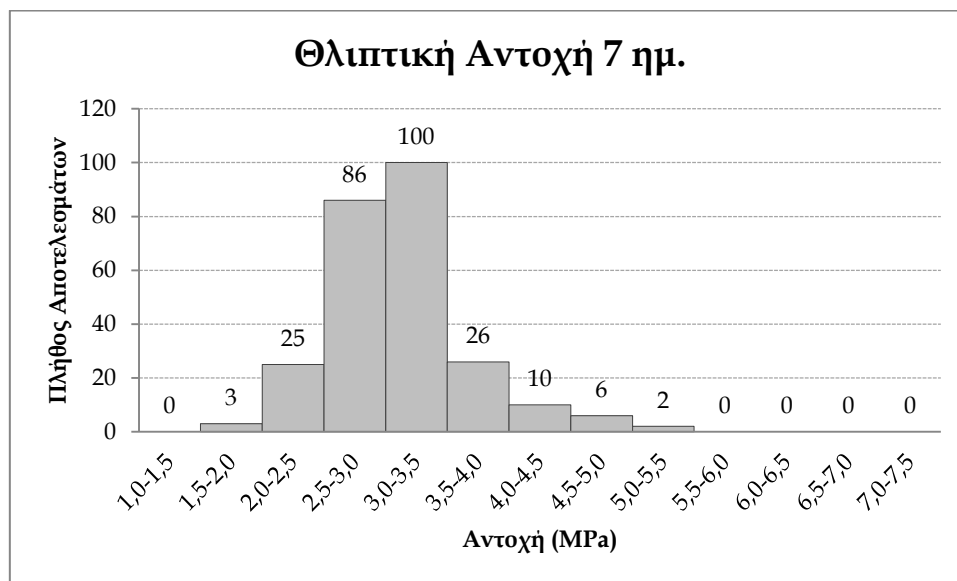
Σχήμα 5.6 Γράφημα αποτελεσμάτων συμπίκνωσης

5.1.6 Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε.

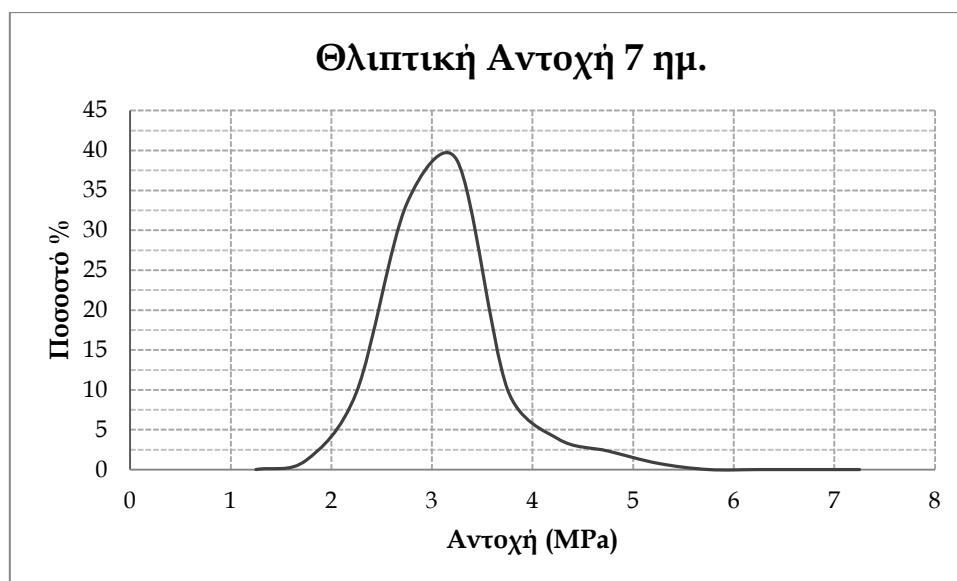
5.1.6.1 Αποτελέσματα Δοκιμών

Η **θλιπτική αντοχή** του υλικού ελέγχθηκε σε δοκίμια **7, 28 & 91** ημερών, με το μείγμα να λαμβάνεται αμέσως πριν τη διάστρωση του υλικού και να τοποθετείται στα καλούπια των δοκιμίων. Τα δοκίμια ήταν κυλινδρικά, διαστάσεων $d \times h = 15 \times 30 \text{cm}$, και αφού συμπυκνώθηκαν με τη δονητική σφύρα, φυλάχθηκαν σε κατάλληλες συνθήκες μέχρι την ημέρα της δοκιμής. Επίσης, ένα χρόνο μετά την περάτωση του έργου έγιναν πυρηνοληψίες, από τις οποίες προσδιορίστηκε η θλιπτική αντοχή του σκληρού επιχώματος σε ηλικία 365 ημερών.

Στις δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια **7 ημερών**, η μέση τιμή που προέκυψε ήταν $x_m = 3.10 \text{MPa}$ και η **τυπική απόκλιση** $\sigma = 0,57$ σε δείγμα **N=258** δοκιμίων. Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα τα αποτελέσματα των δοκιμών των 7 ημερών.

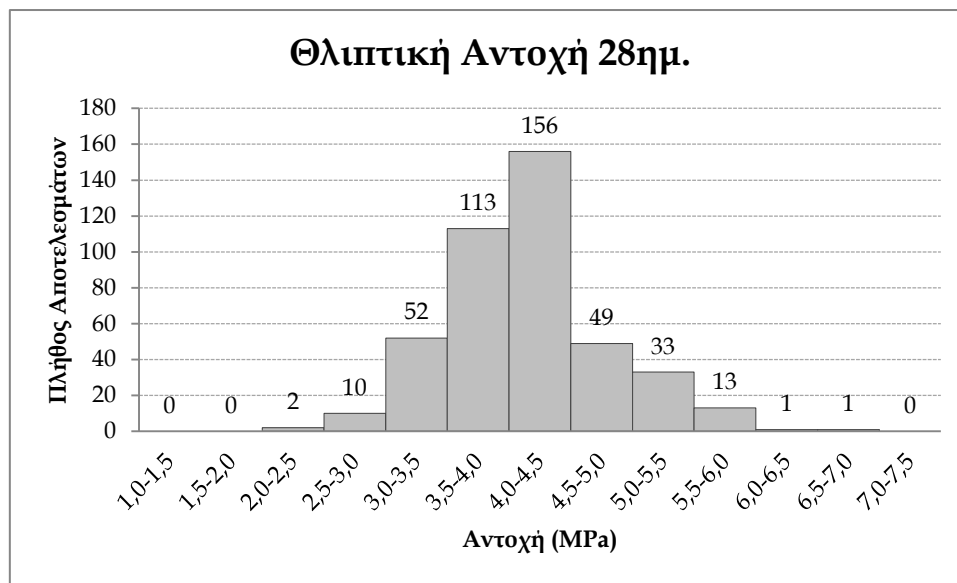


Σχήμα 5.7 Ραβδόγραμμα Θλιπτικής Αντοχής 7 ημ.

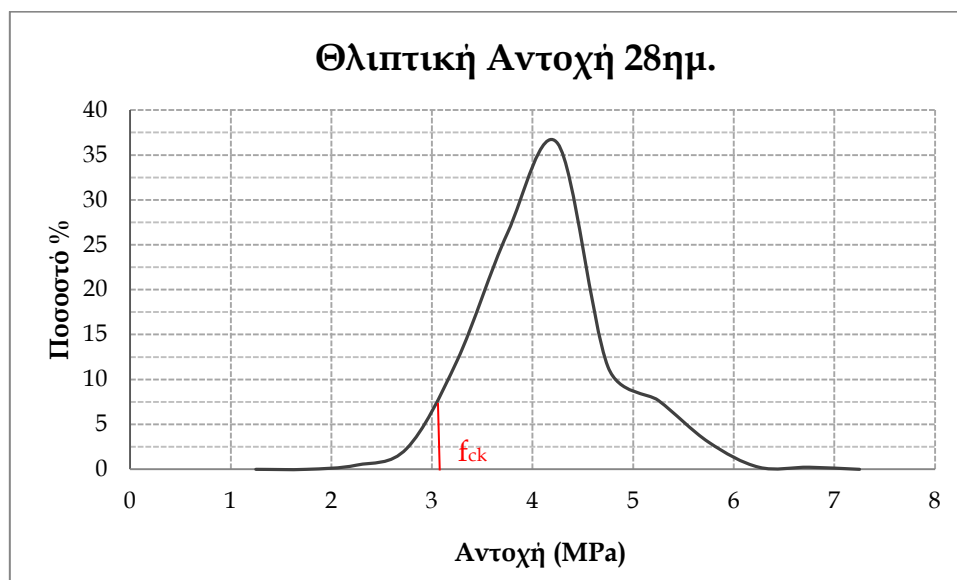


Σχήμα 5.8 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ.

Στα δοκίμια των **28 ημερών** πραγματοποιήθηκαν συνολικά **N=430** δοκιμές, καθότι αποτελούν και τις πιο κρίσιμες αντοχές για τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής. Από την στατιστική ανάλυση των αποτελεσμάτων, προκύπτει μέση τιμή $\bar{x}_m=4,13\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,64$ για το παραπάνω δείγμα. Όπως προαναφέρθηκε, ως χαρακτηριστική αντοχή προσδιορίζεται η τιμή εκείνη την οποία δεν την υπερβαίνει το 5% των τιμών του δείγματος. Από τα αποτελέσματα για το φράγμα Άνω-Μερά, η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή προκύπτει ίση με $f_{ck}=3,1\text{MPa}$.

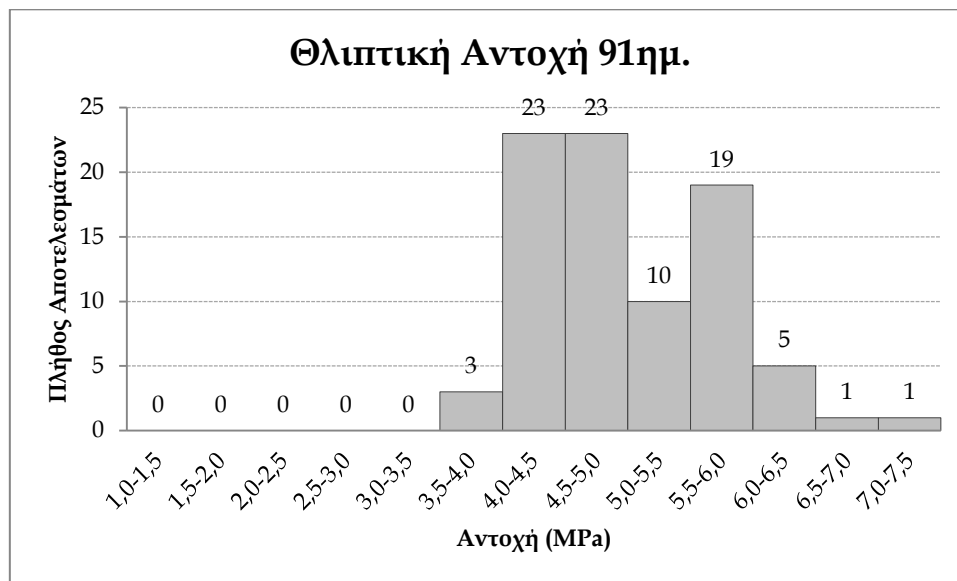


Σχήμα 5.9 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 28 ημ.

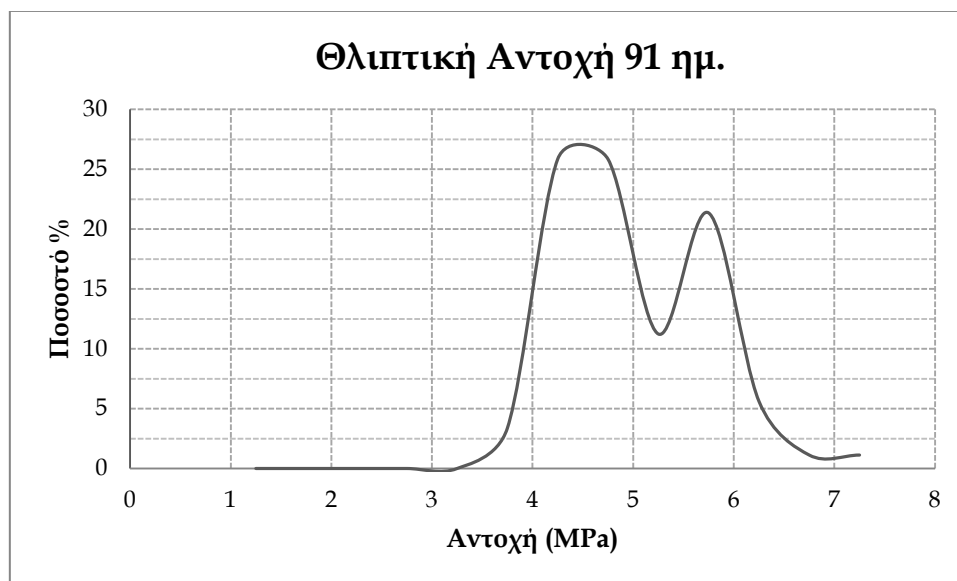


Σχήμα 5.10 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28ημ.

Στα δοκίμια των **91 ημερών**, εκτελέστηκαν **N=89** δοκιμές οι οποίες έδωσαν μέση τιμή $\chi_m=5,0\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,79\text{MPa}$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στα παρακάτω διαγράμματα.



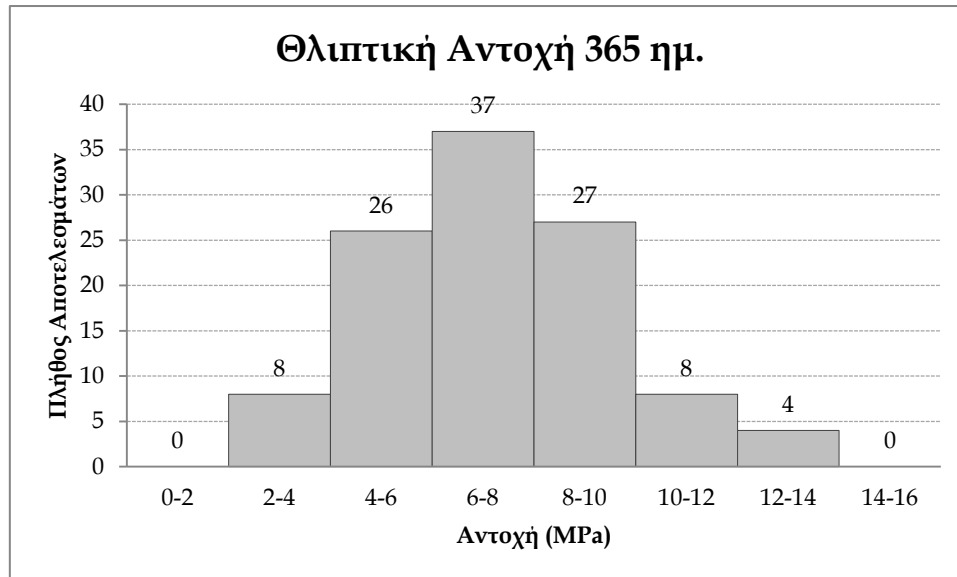
Σχήμα 5.11 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 91 ημ.



Σχήμα 5.12 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 91 ημ.

Οι δοκιμές των 91 ημερών είναι αρκετά μικρότερες σε σχέση με αυτές των 28 ημερών, γι αυτό και παρατηρείται μια σχετική ανομοιομορφία στο δείγμα, με τις τιμές να εμφανίζουν μία σχετική πτώση στο διάστημα $5,0\div 5,5\text{MPa}$.

Τέλος, ένα χρόνο μετά την ολοκλήρωση του έργου, έγιναν λήψεις πυρήνων χωρίς την εισροή νερού για να πραγματοποιηθούν δοκιμές θλίψης. Σε σύνολο $N=110$ δοκιμών, προέκυψε μέση τιμή θλιπτικής αντοχής $x_m=7,19\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=2,30\text{MPa}$.



Σχήμα 5.13 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 365 ημ.

Από τη σύγκριση και την ανάλυση των αποτελεσμάτων των παραπάνω δοκιμών αρχικά παρατηρούμε μία **αύξηση 21%** στην μέση τιμή της αντοχής μεταξύ **28ημ.** και **91ημ.**, ενώ η αντίστοιχη **αύξηση** μεταξύ των **28ημ.** και των **365ημ.** φτάνει στο **74%**. Έτσι τελικώς συμπεραίνουμε ότι το υλικό αναπτύσσει αρκετά μεγάλες αντοχές σε σχέση με τις πρώτες ημέρες εφαρμογής του. Ακόμα, για τα δοκίμια των 28ημ. που μας απασχολούν κυρίως, παρατηρούμε ότι η **μικρή τυπική απόκλιση** που υπάρχει **υποδηλώνει την μεγάλη ομοιογένεια του μείγματος και την καλή παρασκευή και σύνθεσή του καθ' όλη τη διάρκεια του έργου.**

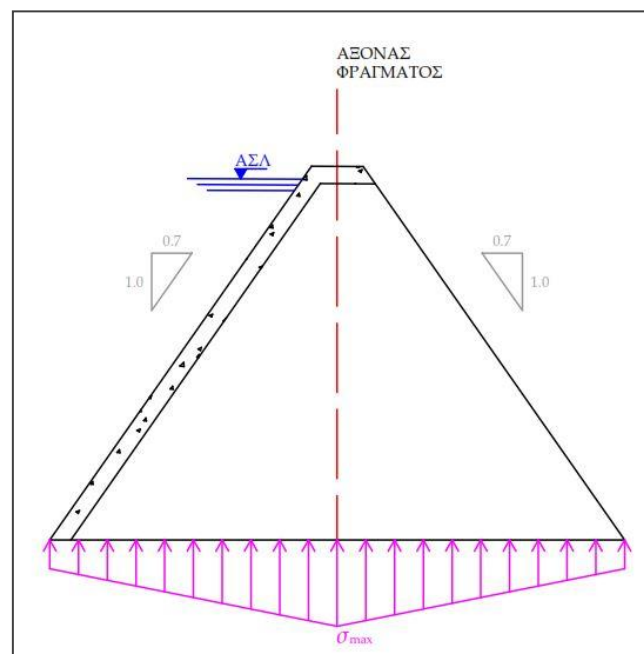


Σχήμα 5.14 Σύγκριση θλιπτικών αντοχών 7, 28 & 91 ημ.

5.1.6.2 Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας

Αφού αναλύθηκαν και επεξεργάστηκαν τα αποτελέσματα των δοκιμών θλιπτικής αντοχής, και βρέθηκε και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή των 28 ημερών, σειρά έχει ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS του φράγματος, αφού έχει κατασκευαστεί. Ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από τον τύπο $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}}$. Αυτό προκύπτει άμα σκεφτεί κανείς την αντίστροφη πορεία του σχεδιασμού, δηλαδή αρχικά υπολογίζουμε τη μέγιστη θλιπτική τάση στο σώμα του φράγματος και την πολλαπλασιάζουμε με έναν συντελεστή ασφαλείας και προκύπτει από το γινόμενο αυτό η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} .

Στην πραγματικότητα, στην εκπόνηση μίας μελέτης, ο υπολογισμός των τάσεων στο σώμα ενός φράγματος γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να προσδίδεται μεγάλη ακρίβεια στην τιμή αλλά και στα σημεία που αναπτύσσονται οι τάσεις. Στην παρούσα εργασία η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για τον υπολογισμό της μέγιστης τάσης είναι ιδιαίτερα απλοποιημένη και σχετικά χονδροειδής.



Σχήμα 5.15 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις σε Α.Κ.Σ.Ε.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στη βάση του φράγματος καθώς και η μέγιστη θλιπτική. Για το φράγμα Άνω-Μερά, η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση $\sigma_{max} = \gamma \cdot h$, όπου γ το ειδικό βάρος του υλικού και h το ύψος του φράγματος. Έτσι έχουμε: $\sigma_{max} = \gamma \cdot h = 24,0 \text{ kN/m} \cdot 34 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{max} = 0,82 \text{ MPa}$. Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος είναι ίσος με $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}} = \frac{3,10}{0,82} > FS = 3,78$.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι το φράγμα Άνω-Μερά της Μυκόνου έχει σχεδιαστεί με έναν σχετικά μεγάλο συντελεστή ασφαλείας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι σε αρκετές περιπτώσεις αυξήθηκε η ποσότητα του τσιμέντου μέχρι και στα 80 kg/m^3 . Έτσι αυξήθηκε αρκετά η αντοχή του υλικού, παρότι η απαίτηση της μέγιστης θλιβόμενης τάσης ήταν αρκετά μικρή.

5.1.7 Παρατηρήσεις

Το φράγμα Άνω-Μερά αποτέλεσε τη δεύτερη απόπειρα εφαρμογής του σκληρού επιχώματος σαν υλικό κατασκευής μετά το αντίστοιχο φράγμα Μαραθιάς, πάλι στη Μύκονο. Η επανεφαρμογή αυτής της μεθοδολογίας έγινε παραλήπτης αξιολογής δεκτικότητας από τους τοπικούς φορείς ενώ παράλληλα ώθησε τους εμπλεκόμενους μηχανικούς να ασχοληθούν με την περαιτέρω βελτίωση της σύνθεσης και των τρόπων κατασκευής.

Δεκαεπτά χρόνια περίπου μετά την αποπεράτωση της κατασκευής του, το φράγμα αυτό παρουσιάζει πολύ ικανοποιητική λειτουργία, ενώ δεν έχει διατρέξει κάποιο σοβαρό κίνδυνο. Το ότι είναι υπερπηδητό συντελεί στην ήδη πολύ καλή ευστάθεια του.

Παρόλα αυτά, το φράγμα έχει υποστεί κάποιες φθορές, μερικές από αυτές κάποιας σημαντικότητας. Χαρακτηριστικά, σε μέρα λειτουργίας του υπερχειλιστή όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.4 εντοπίζονται διαρροές σε όλο το σώμα του φράγματος. Οι περισσότερες είναι ενεργές λόγω του αυξημένου υδραυλικού φορτίου, ενώ σαν συνέπεια των διαρροών αυτών αλλοιώνεται η εμφάνιση του φράγματος στην κατάντη παρειά. Τέλος, η προαναφερθείσα κατάσταση επιδεινώνεται από την κακή εφαρμογή του στηθαίου ασφαλείας πάνω στο σώμα του φράγματος, επιτρέποντας στο νερό να κυλάει κάτω από το στηθαίο. (7) (8) (9)



Εικόνα 5.4 Διαρροές στο σώμα του φράγματος.

5.2 Φράγμα Στενό-Σέριφος



Εικόνα 5.5 Καπάντη όψη φράγματος Στενό

5.2.1 Τοποθεσία Φράγματος

Το φράγμα Στενό βρίσκεται στην ανατολική πλευρά της Σεριφου (Εικ. 5.6). Είναι κατασκευασμένο στο μέσο της κοιλάδας του ομώνυμου ρέματος που εκβάλλει στον όρμο Λιβιάδι και απέχει περίπου 2,5km από το λιμάνι του νησιού (Λιβιάδι).



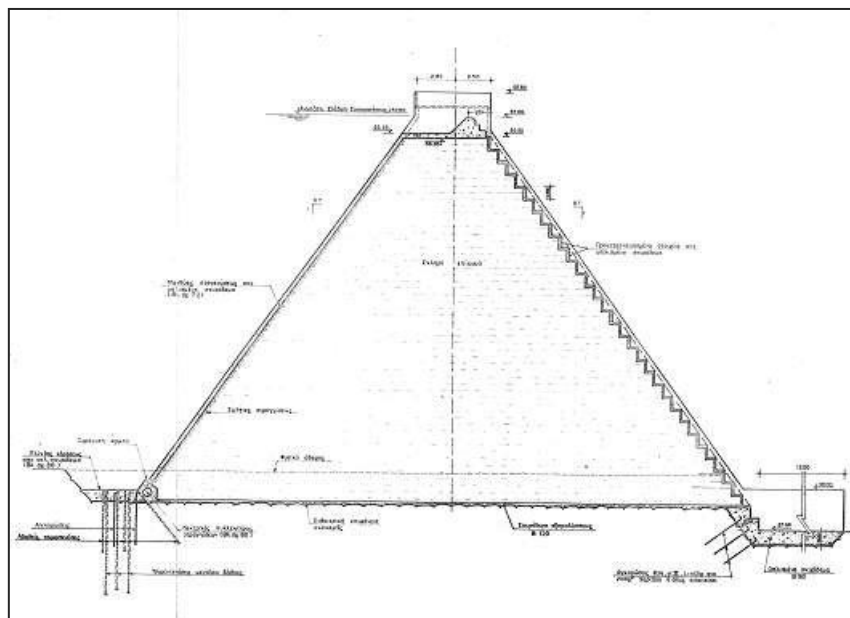
Εικόνα 5.6 Τοποθεσία φράγματος μέσω λογισμικού Google Earth

5.2.2 Γενικά Χαρακτηριστικά

Η κατασκευή του φράγματος Στενό στη Σέριφο ξεκίνησε τον 2/2000 και ολοκληρώθηκε τον 6/2003, διήρκεσε δηλαδή συνολικά 3,5 έτη. Η κατασκευή έγινε με σκοπό την ταμίευση νερού για αρδεύσεις καθώς και για την ύδρευση της Σερίφου. Στο φράγμα Στενό ακολουθήθηκε παραπλήσια διαδικασία κατασκευής με τα φράγματα της Μυκόνου. Στη στέψη του υπερχειλιστή υπάρχει γέφυρα το υψόμετρο της οποίας είναι +59,00m, δηλαδή 1,25m υψηλότερη από την στέψη του φράγματος. Τα γενικά χαρακτηριστικά του φράγματος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας Γενικών Χαρακτηριστικών	
Ύψος	30,25m
Μήκος Στέψης	168,0m
Πλάτος Στέψης	5,0m
Υψόμετρο Στέψης	+57,75m
Μήκος βάσης	-
Πλάτος βάσης	-
Κλίση Ανάντη πρανούς (Ο:Κ)	0,7:1
Κλίση Κατόντη πρανούς (Ο:Κ)	0,7:1
Όγκος Σ.Ε	56.250m ³
Στάθμη Υπερχειλίστη	+57,0m
Α.Σ. Υδροληψίας	+42,0m
Κ.Σ. Υδροληψίας	+34,0m
Χωρητικότητα Ταμιευτήρα	0,7×10 ⁶ m ³
Έκταση Ταμιευτήρα	-

Πίνακας 8. Γενικά χαρακτηριστικά φράγματος Στενό Σερίφου



Σχήμα 5.16 Τοπική διατομή φράγματος Στενό στη θέση υπερχειλίστη

5.2.3 Διαδικασία Κατασκευής

Προτού αναλυθεί η κατασκευαστική διαδικασία, πρέπει να επισημανθεί ότι η μελέτη του φράγματος Στενό Σερίφου εκπονήθηκε το 1994, κατά τη διάρκεια κατασκευής των δύο φραγμάτων της Μυκόνου, παρόλα αυτά όμως δεν ακολουθήθηκε η ίδια κατασκευαστική μέθοδος.

Αρχικά και πριν την έναρξη κατασκευής του κυρίως φράγματος, κατασκευάστηκε 60m ανάντη της θέσης θεμελίωσης πρόφραγμα, ύψους 2,5m πλάτους στέψης 3,0m και μήκους 25m για την δοκιμή του υλικού. Επίσης, λόγω της ύπαρξης αυχένα κατασκευάστηκε εκτός του κυρίου φράγματος και **φράγμα αυχένα ύψους 7,25m, μήκους 150,00m και πλάτους στέψεως 3,00m με κλίσεις ανάντη και κατόντη πρανούς 0,7:1(O:K).**

Εφόσον εξασφαλίστηκαν οι κατάλληλοι χώροι για αποθήκευση και επεξεργασία των αδρανών υλικών, εγκαταστάθηκε το συγκρότημα παραγωγής του κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος, με τον ρυθμό παραγωγής του να είναι 1,5 φορές μεγαλύτερος από τον μέγιστο ημερήσιο απαιτούμενο. Η **μεταφορά** στον τόπο διάστρωσης έγινε με απλά χωματουργικά φορτηγά **εντός 10'** από την ώρα παρασκευής του μείγματος και η **διάστρωση** πραγματοποιούνταν με **ερπυστριοφόρους προωθητές**. Η **συμπύκνωση** πραγματοποιούνταν με αυτοκινούμενο **δονητικό συμποκνωτή βάρους 7,5ton**, λείου τομπάνου με πίεση στη γενέτειρα 2,0t/m ενώ θεωρείτο επαρκής μετά τις **6 διελεύσεις**. Το πάχος της κάθε στρώσης ήταν **300mm**.

Το κυρίως φράγμα, όπως και το αυχενικό, κατασκευάστηκαν αξονοσυμμετρικά, από Κ.Σ.Ε. Οι κλίσεις των πρανών όπως αναφέρονται και παραπάνω είναι 0,7:1 (O:K). Για τη διαμόρφωση του **ανάντη πρανούς** του σκληρού επιχώματος χρησιμοποιήθηκε μηχανήμα **Gomaco**, το οποίο είχε υποστεί τροποποιήσεις. Κατά τις τροποποιήσεις αυτές είχε αλλάξει η φορά κίνησης του μηχανήματος και η θέση του καλουπιού, ενώ είχαν τοποθετηθεί δονητικές πλάκες με δονητές επιφανείας. Το **κατόντη πρανές** διαμορφώθηκε κατά **ένα τμήμα** με το προαναφερθέν μηχανήμα **Gomaco** και κατά **ένα άλλο τμήμα με συμβατικούς ξυλότυπους**.

Το στοιχείο στεγανότητας του φράγματος είναι ανάντη **πλάκα συμβατικού σκυροδέματος**, κατασκευασμένη σε ζώνες με κυλιόμενο μεταλλότυπο. Οι στεγανωτικές τοιμεντενέσεις εκτελέστηκαν πάνω από την πλίνθο, έτσι ώστε το σύστημα στεγάνωσης να συνεχίζεται και κάτω από το φράγμα. Η κουρτίνα τοιμεντενέσεων περιλαμβάνει τοιμεντενέσεις μεγάλου βάρους 15÷25m και ένα σύστημα αβαθών τοιμεντενέσεων βάρους 4,0m.

Τέλος, ο **υπερχειλιστής** κατασκευάστηκε ανοιχτός, **πάνω στη στέψη** του φράγματος και έχει σχεδιαστεί με παροχετευτικότητα **Q=24,4m³/sec**. Η διώρυγα του υπερχειλιστή στο κατόντη πρανές του φράγματος διαμορφώθηκε απο προκατασκευασμένα στοιχεία συμβατικού σκυροδέματος.

5.2.4 Υλικά Σκληρού Επιχώματος

Τα πορίσματα των γεωμορφολογικών μελετών για το έργο έδειξαν στην περιοχή υπάρχουν γρανοδιορίτες εξωτερικά ρηγματωμένοι, ενώ στο νησί υπάρχουν και ασβεστολιθικά πετρώματα για την εξαγωγή αδρανών. Επίσης κατάλληλοι κρίθηκαν γνευσιακοί ασβεστόλιθοι καθώς και αλουβικές αποθέσεις. Η σύνθεση των αδρανών έγινε με βάση τις προδιαγραφές της μελέτης και παρουσιάζεται στον πίνακα 8.

Κοκκομετρική Διαβάθμιση	
Κόσκινο	Διερχόμενο %
60mm	100%
1"	85%÷65%
No4	55%÷30%
No40	27%÷12%
No200	16%÷8%

Πίνακας 9 Όρια διαβάθμισης αδρανών Στενό

Μετά από εργαστηριακή μελέτη συνθέσεων υλικών σκληρού επιχώματος και επιβεβαίωση των ιδιοτήτων των υλικών κατά την κατασκευή χαμηλών δοκιμαστικών επιχωμάτων καθορίστηκε η καταλληλότερη σύνθεση για την παραγωγή του μείγματος. Οι αναλογίες για την παρασκευή 1m³ νωπού μείγματος είναι οι εξής:

- Τσιμέντο: **60kg** (Ελληνικό τύπου Πα-35 με συναλεσμένη θηραϊκή γη σε ποσοστό 20%)
 - Νερό: **145kg** (6,5% επί ξηρών υλικών)
 - Χονδροί χάλικες: **540kg**
 - Λεπτοί χάλικες-γαρμπίλι: **650kg**
 - Άμμος: **970kg**
- } Σύνολο αδρανών: **2160kg**

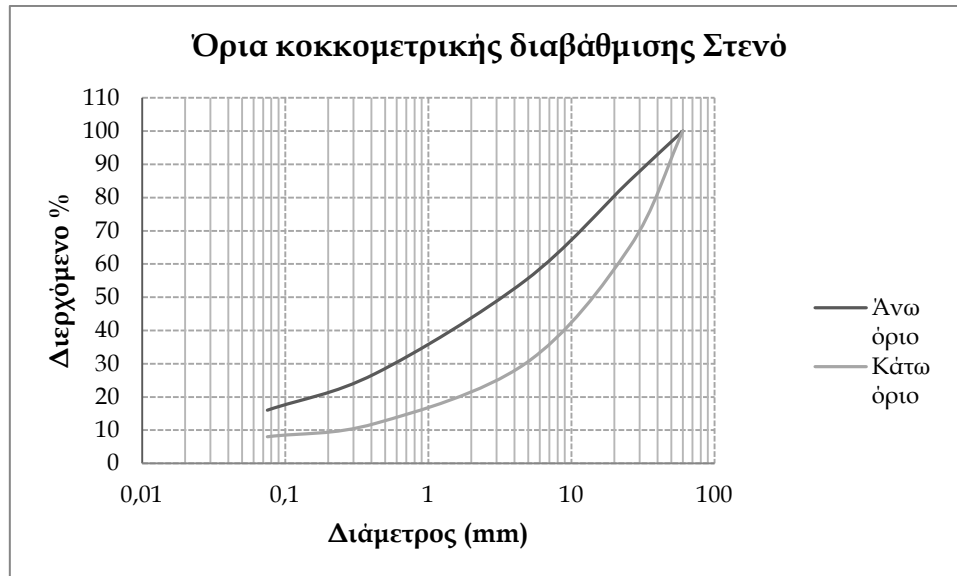
Στις άκρες των πρανών, λόγω της μη δυνατότητας για καλή συμπύκνωση του υλικού, αλλά και για αυξημένη προστασία από τη διάβρωση, χρησιμοποιήθηκε μείγμα με περισσότερο ποσοστό τσιμέντου. Έτσι οι αναλογίες διαμορφώθηκαν ως εξής:

- Τσιμέντο: **150kg**
 - Νερό: **180kg**
 - Χονδροί χάλικες: **520kg**
 - Λεπτοί χάλικες-γαρμπίλι: **620kg**
 - Άμμος: **930kg**
- } Σύνολο αδρανών: **2070kg**

Τέλος, προκειμένου να αποφευχθεί η ανάγκη για κατασκευή αρμού συστολής-διαστολής, ήταν επιβεβλημένο από τις προδιαγραφές η θερμότητα ενυδάτωσης του τσιμέντου κατά ASTM να μην ξεπερνά τις 28kcal/kg στις 28 ημέρες.

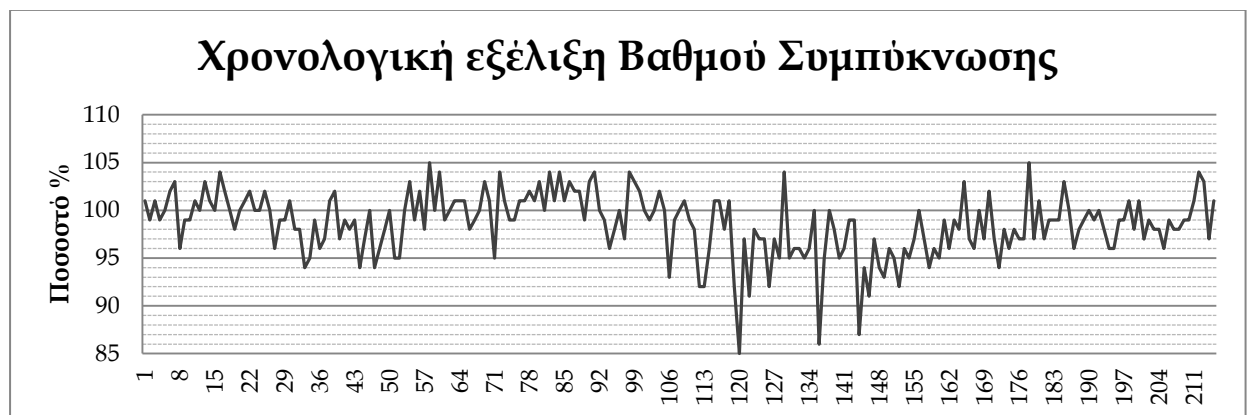
5.2.5 Ποιοτικοί Έλεγχοι

Σύμφωνα με τις τεχνικές προδιαγραφές του έργου, η καμπύλη της κοκκομετρικής διαβάθμισης θα πρέπει να είναι εντός καθορισμένων ορίων. Τα όρια αυτά φαίνονται στο παρακάτω σχήμα. Επίσης η δοκιμή Los Angeles για τα αδρανή έδωσε ανώτατο όριο φθοράς 40% και η δοκιμή υγείας φθορά μικρότερη του 10% για την άμμο και 12% για τα χονδρόκοκκα.



Σχήμα 5.17 Κοκκομετρική διαβάθμιση αδρανών Στενού Σερίφου

Τα δοκίμια για τις δοκιμαστικές συνθέσεις αλλά και για τον έλεγχο αντοχής του έργου παρασκευάστηκαν στη μήτρα του τροποποιημένου Proctor και συμπυκνώνονταν σε 5 στρώσεις. Δείκτης συμπύκνωσης 100% αντιστοιχεί σε 56 κτύπους ανά στρώση. Στη συνέχεια συμπυκνώθηκαν σε βαθμό 98% που αντιστοιχεί σε 45 κτύπους ανά στρώση. Δείγματα με βαθμό συμπύκνωσης μικρότερο του 95% έδωσαν πολύ μικρές θλιπτικές αντοχές, οπότε το ποσοστό αυτό τέθηκε σαν όριο στην κατασκευή. Στο παρακάτω διάγραμμα εμφανίζονται με χρονολογική σειρά τα αποτελέσματα των δοκιμών συμπύκνωσης. Σε δείγμα $N=220$ δοκιμών η μέση τιμή ήταν ίση με $x_m=99,5\%$ και η τυπική απόκλιση $\sigma=2,3\%$.

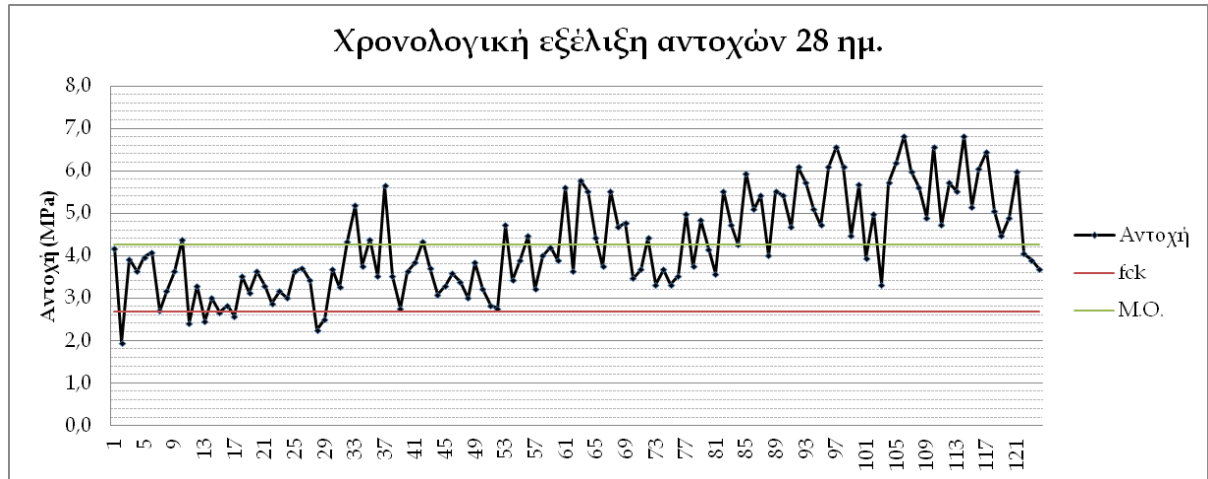


Σχήμα 5.18 Διάγραμμα βαθμού συμπύκνωσης Στενού Σερίφου

5.2.6 Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε

5.2.6.1 Αποτελέσματα Δοκιμών

Στο φράγμα αυτό πραγματοποιήθηκαν δοκιμές θλιπτικής αντοχής σε κυλινδρικά δοκίμια διαστάσεων $d \times h = 15 \times 30 \text{ cm}$, αφού πρώτα είχαν συμπυκνωθεί στη μηχανή Proctor. Το υλικό λήφθηκε πριν την διάστρωση του και συντηρήθηκε στις κατάλληλες συνθήκες μέχρι την εκτέλεση των δοκιμών. Η χρονολογική εξέλιξη των αντοχών παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 5.19 Διάγραμμα χρονολογικής εξέλιξης αντοχών Στενού Σερίφου

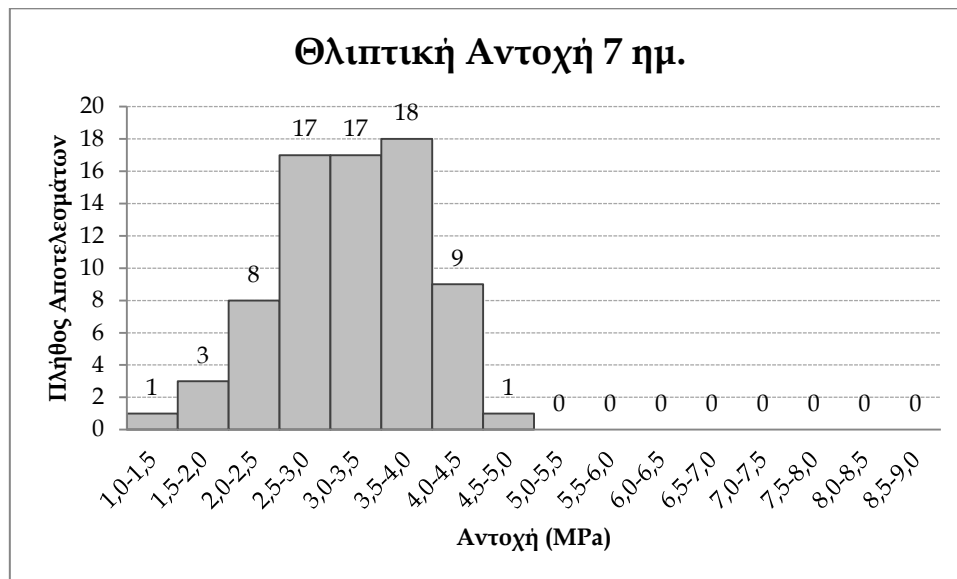
Από την χρονολογική εξέλιξη των αντοχών παρατηρούμε ότι δεν υπήρξε κάποια χρονική περίοδος όπου το μείγμα που παρασκευαζόταν δεν ήταν καλό. Το μόνο που μπορούμε να παρατηρήσουμε είναι η αύξηση της αντοχής από τη μέση και μετά του διαγράμματος.

Από τη μέτρηση των θερμοκρασιών του μείγματος κατά τη διάστρωση, την περίοδο 10/2001÷10/2002, παρατηρήθηκε ότι η θερμοκρασία δεν μεταβάλλεται πολύ σε σχέση με αυτή του περιβάλλοντος καθώς επίσης επιβεβαιώνεται και το γεγονός ότι οι εκλυόμενες θερμότητες ενυδάτωσης είναι πολύ μικρή. Για το φράγμα Στενό, σε δείγμα $N=79$ μετρήσεων, η μέση τιμή της θερμοκρασίας ήταν $x_m=23,7^\circ\text{C}$ και η τυπική απόκλιση $\sigma=3,98^\circ\text{C}$.

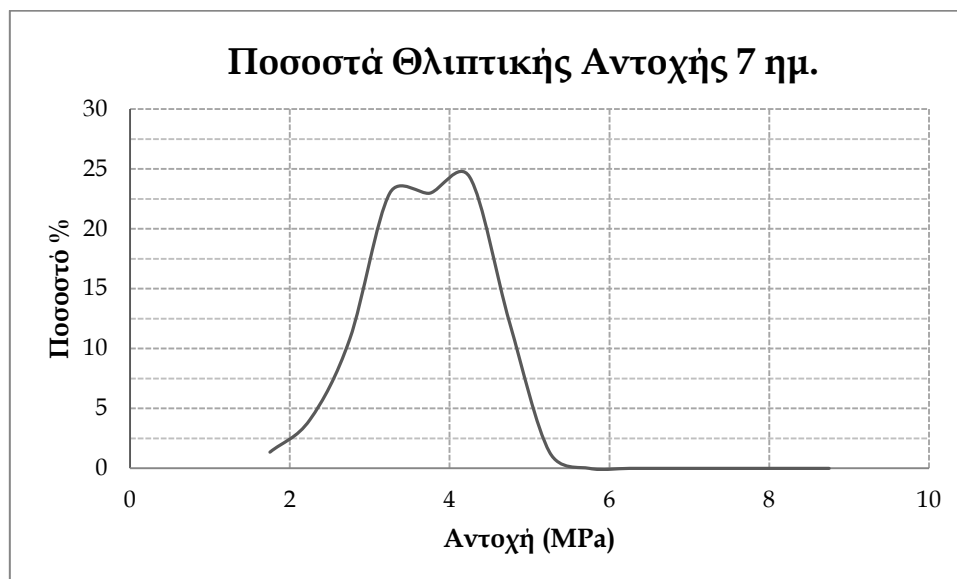


Σχήμα 5.20 Θερμοκρασίες Σ.Ε. φράγμα Στενό

Στις δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια **7 ημερών**, η μέση τιμή που προέκυψε ήταν $\bar{x}_m=3,23\text{MPa}$ και η τυπική απόκλιση $\sigma=0,73$ σε δείγμα $N=74$ δοκιμών. Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα τα αποτελέσματα των δοκιμών των 7 ημερών.



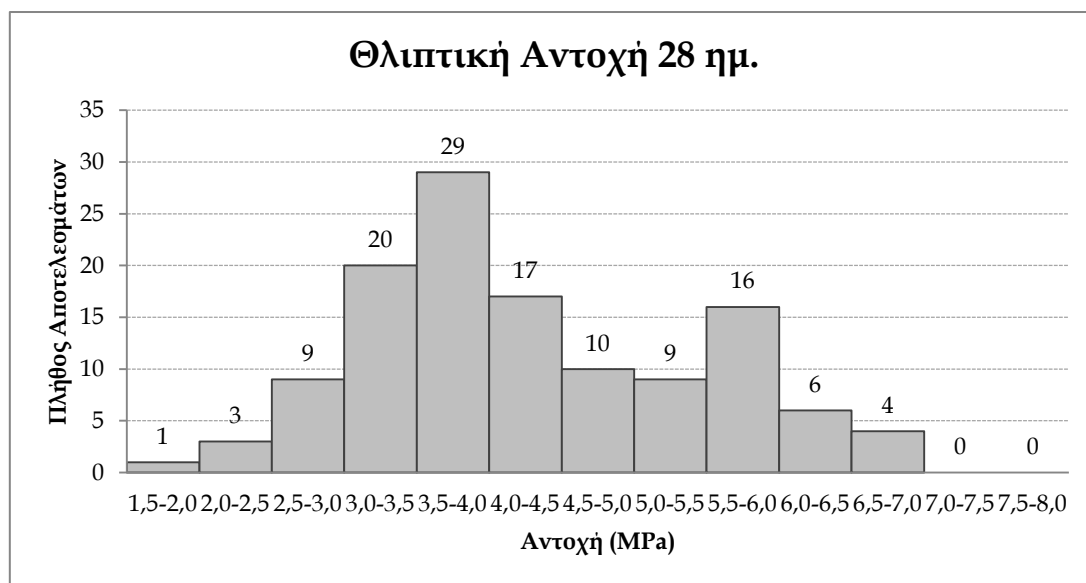
Σχήμα 5.21 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 7 ημ. (Στενό)



Σχήμα 5.22 Διάγραμμα ποσοτών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Στενό)

Οι δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια ηλικίας **28 ημερών** ήταν σύνολο **N=124**. Η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής ισούται με **$x_m=4,26\text{MPa}$** ενώ η τυπική απόκλιση **$\sigma=1,13\text{MPa}$** . Έπειτα από στατιστική επεξεργασία του δείγματος, ως χαρακτηριστική αντοχή προσδιορίζεται η τιμή εκείνη την οποία δεν την υπερβαίνει το 5% του δείγματος μας. Έτσι για το φράγμα Στενό στη Σέριφο, η θλιπτική χαρακτηριστική αντοχή του σκληρού επιχώματος είναι ίση με **$f_{ck}=2,70\text{MPa}$** .

Για τα δοκίμια των 28 ημερών που μας απασχολούν κυρίως, παρατηρούμε ότι η **τυπική απόκλιση** που υπάρχει είναι ικανοποιητική έως λίγο μεγάλη, ενώ η χαρακτηριστική αντοχή απέχει αρκετά από την μέση τιμή σε σχέση με άλλα φράγματα. Το γεγονός αυτό **υποδηλώνει την μέτρια ομοιογένεια του μείγματος και την χρήση ίσως λίγο περισσότερου τσιμέντου στην πράξη από ότι το υπολογισμένο**. Παρ' όλα αυτά, είναι αρκετά ικανοποιητικά τα αποτελέσματα των δοκιμών.

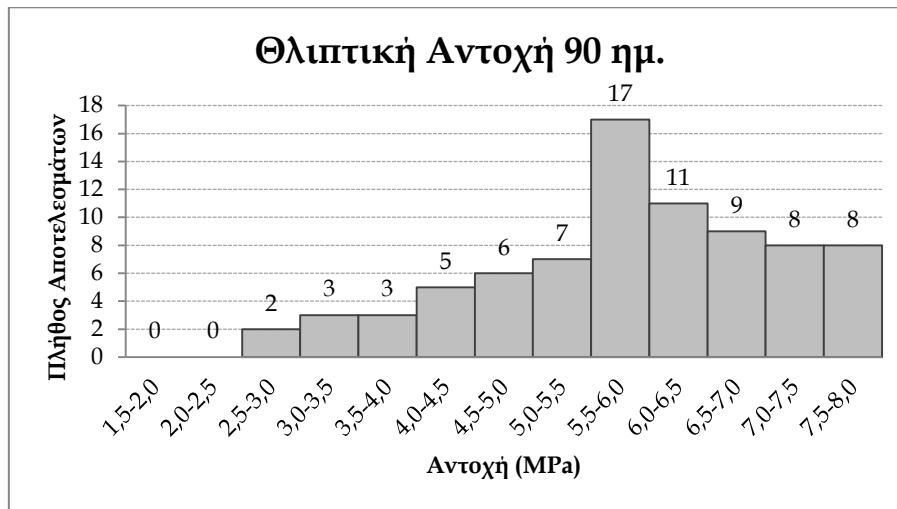


Σχήμα 5.23 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 28 ημ. (Στενό)

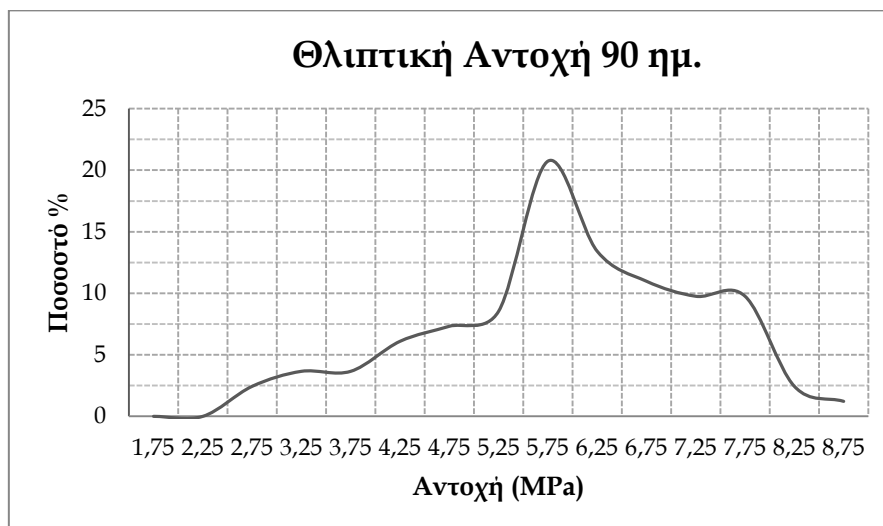


Σχήμα 5.24 Διάγραμμα ποσοτών εμφάνισης αντοχής 28 ημ. (Στενό)

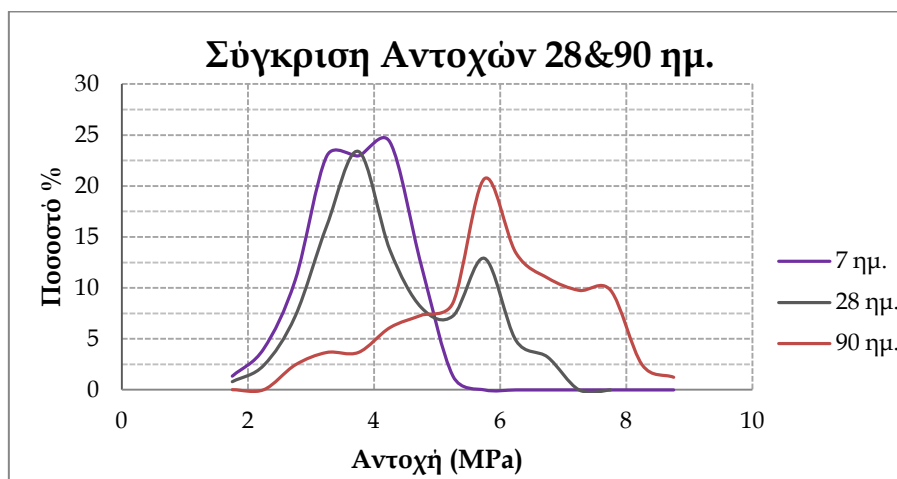
Επίσης πραγματοποιήθηκαν δοκιμές θλιπτικής αντοχής και σε δοκίμια ηλικίας **90 ημερών**. Το πλήθος των δοκιμών ήταν **N=82**, με μέση τιμή $\chi_m=5,92\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=1,33\text{MPa}$. Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων, παρά τον διαφορετικό αριθμό δοκιμών, παρατηρούμε μία **αύξηση κατά 39%** της αντοχής του υλικού από τις 28 στις 90 ημέρες.



Σχήμα 5.25 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 90ημ.



Σχήμα 5.26 Διάγραμμα ποσοτών εμφάνισης αντοχών 90ημ. (Στενό)

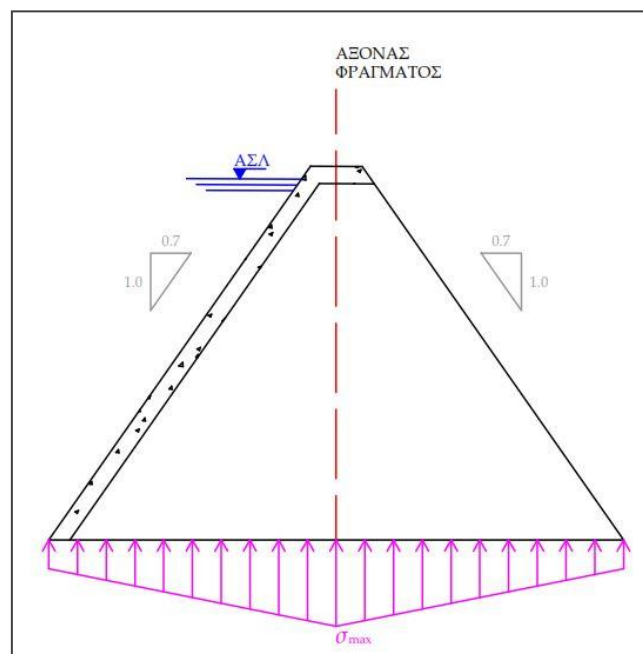


Σχήμα 5.27 Διάγραμμα σύγκρισης αντοχών 7, 28 & 90 ημ. (Στενό)

5.2.6.2 Υπολογισμός συντελεστή ασφαλείας

Αφού αναλύθηκαν και επεξεργάστηκαν τα αποτελέσματα των δοκιμών θλιπτικής αντοχής, και βρέθηκε και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή των 28 ημερών, σειρά έχει ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS του φράγματος, αφού έχει κατασκευαστεί. Ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από τον τύπο $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}}$. Αυτό προκύπτει άμα σκεφτεί κανείς την αντίστροφη πορεία του σχεδιασμού, δηλαδή αρχικά υπολογίζουμε τη μέγιστη θλιπτική τάση στο σώμα του φράγματος και την πολλαπλασιάζουμε με έναν συντελεστή ασφαλείας και προκύπτει από το γινόμενο αυτό η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} .

Στην πραγματικότητα, στην εκπόνηση μίας μελέτης, ο υπολογισμός των τάσεων στο σώμα ενός φράγματος γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να προσδίδεται μεγάλη ακρίβεια στην τιμή αλλά και στα σημεία που αναπτύσσονται οι τάσεις. Στην παρούσα εργασία η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για τον υπολογισμό της μέγιστης τάσης είναι ιδιαίτερα απλοποιημένη και σχετικά χονδροειδής.



Σχήμα 5.28 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις σε Α.Κ.Σ.Ε.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στη βάση του φράγματος καθώς και η μέγιστη θλιπτική. Για το φράγμα Στενό, η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση $\sigma_{max} = \gamma \cdot h$, όπου γ το ειδικό βάρος του υλικού και h το ύψος του φράγματος. Έτσι έχουμε: $\sigma_{max} = \gamma \cdot h = 23,1 \text{ kN/m} \cdot 32 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{max} = 0,74 \text{ MPa}$. Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος είναι ίσος με $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}} = \frac{2,70}{0,74} > FS = 3,64$.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι το φράγμα Στενό της Σερίφου έχει σχεδιαστεί με έναν σχετικά μεγάλο συντελεστή ασφαλείας. Αυτό το συμπέρασμα δεν ξέρουμε αν είναι όμως απολύτως ασφαλές, καθότι μπορεί μερικές από τις δοκιμές να έχουν γίνει σε υλικό που τοποθετήθηκε κοντά στις παρειές του φράγματος, όπου η ποσότητα του τοιμέντου ήταν διπλάσια σε σχέση με το υπόλοιπο σώμα. Επίσης το ότι και αυτό το έργο ήταν από τα πρώτα που κατασκευάστηκαν δικαιολογούν ως ένα βαθμό μια μικρή "υπερδιαστασιολόγηση".

5.2.7 Παρατηρήσεις

Εξαιτίας της διαφοροποίησης του φράγματος αυτού από τα προηγούμενα στον ελλαδικό χώρο αλλά και από τη μέχρι τότε συνήθη πρακτική σχεδιασμού του, σκόπιμη κρίνεται η ξεχωριστή αναφορά στον τρόπο στεγάνωσής του, στο σύστημα αποστράγγισης αλλά και στη μέθοδο μόρφωσης των ανάντη και κατάντη παρειών.

Η προτεινόμενη ακολουθία σχεδίασης, όπως έχει ήδη επισημανθεί, είναι ο εγκιβωτισμός των στρώσεων νωπού μίγματος ανάμεσα σε στερεά συμβατικού σκυροδέματος. Με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται τόσο ο περιορισμός του ισχνού σκυροδέματος κατά τη διάστρωση και η καλή συμπίκνωση των άκρων του όσο και η ταυτόχρονη στεγάνωση του σώματος του φράγματος. Στο «Στενό» η στεγάνωση μελετήθηκε προδιαγράφηκε και πραγματοποιήθηκε με τοποθέτηση ανάντη πλάκας συμβατικού σκυροδέματος, κατά την τεχνική που συνηθίζεται στα Λιθόρριπα με Ανάντη Πλάκα Σκυροδέματος φράγματα. Η πλάκα αυτή λειτουργεί ως μεμβράνη στεγάνωσης πάχους 30 cm με οπλισμό στο μέσο του πάχους της, ώστε να αποφεύγεται τυχούσα ανεξέλεγκτη ρηγμάτωση από στατικές ή και θερμοκρασιακές καταπονήσεις. Όπως ήταν αναμενόμενο, για τη σύνδεση της πλάκας με τη θεμελίωση κατασκευάστηκε πλίνθος από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία χρησίμευσε και για τη διεξαγωγή τσιμεντενέσεων από κατακόρυφες οπές στο σώμα της.

Το αποστραγγιστικό σύστημα τοποθετήθηκε μέσα από το μανδύα στεγανώσεως και σε εγκάρσιες εγκοπές που έγιναν για το σκοπό αυτό στο επίχωμα. Αποτελείται από διάτρητους πλαστικούς σωλήνες ανά 3 m. Όλοι οι σωλήνες καταλήγουν σε συλλεκτήριο αγωγό από PVC, εγκιβωτισμένο στην πλίνθο. Στο χαμηλότερο σημείο της διατομής και σε δύο ακόμα σημεία συνδέεται με αγωγούς απαγωγής που διοχετεύουν το διηθούμενο νερό κατάντη του φράγματος. Όμοια γίνεται και η αποστράγγιση των νερών που συλλέγονται στο συμπληρωματικό ανάχωμα. Στο εσωτερικό του σώματος του φράγματος δεν έχει προβλεφθεί στοά πρόσβασης, όπως σε αυτά της Μυκόνου.

Τέλος, πέντε χρόνια μετά το πέρας της κατασκευής του Στενού, δεν υπάρχουν κάποια ιδιαίτερα σημάδια φθοράς ή αστοχίας παραμόνο διαφαίνονται στην εκτεθειμένη επιφάνεια του σκληρού επιχώματος σημάδια διαρροών από το σώμα του φράγματος. (10) (11)

5.3 Φράγμα Κόρη-Γεφύρι, Χίος



Εικόνα 5.7 Κατάντη όψη φράγματος Κόρη-Γεφύρι

5.3.1 Τοποθεσία Φράγματος

Το φράγμα Κόρης-Γεφύρι βρίσκεται στη νήσο Χίο, στην ανατολική πλευρά του νησιού, πάνω στην κοιτή των ρεμάτων Παρθένι και Κακός Ποταμός, και σε απόσταση περίπου 2,5km από την πόλη της Χίου (Εικ. 5.8). Το όνομά του το έχει πάρει από ένα ιστορικό γεφύρι που υπάρχει κατάντη του φράγματος.



Εικόνα 5.8 Τοποθεσία φράγματος μέσω λογισμικού Google Earth

5.3.2 Γενικά Χαρακτηριστικά

Η κατασκευή του φράγματος Κόρη-Γεφύρι ξεκίνησε τον 11/2005 και ακόμα δεν έχει ολοκληρωθεί, αφού για ένα μεγάλο διάστημα είχαν σταματήσει οι όποιες εργασίες. Η κατασκευή του έργου γίνεται με πρωταρχικό σκοπό την κάλυψη των αναγκών ύδρευσης της πόλης της Χίου και δευτερευόντως για άρδευση. Ακολουθήθηκε η ίδια διαδικασία κατασκευής με το φράγμα Στενό της Σερίφου, αφού επιλέχθηκε και η ίδια σχεδόν διατομή. Τα γενικά χαρακτηριστικά του φράγματος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας Γενικών Χαρακτηριστικών	
Ύψος	41m
Μήκος Στέψης	221m
Πλάτος Στέψης	5m
Υψόμετρο Στέψης	-
Μήκος βάσης	-
Πλάτος βάσης	-
Κλίση Ανάντη πρανούς (Ο:Κ)	0,8:1
Κλίση Κατόντη πρανούς (Ο:Κ)	0,8:1
Όγκος Σ.Ε	0,17×10 ⁶ m ³
Στάθμη Υπερχείλισης	-
Α.Σ. Υδροληψίας	-
Κ.Σ. Υδροληψίας	-
Χωρητικότητα Ταμιευτήρα	3,0×10 ⁶ m ³
Έκταση Ταμιευτήρα	-

Πίνακας 10. Γενικά χαρακτηριστικά φράγματος Κόρη-Γεφύρι



Εικόνα 5.9 Ανάντη όψη φράγματος Κόρη-Γεφύρι

5.3.3 Διαδικασία Κατασκευής

Η διαδικασία κατασκευής του φράγματος Κόρη-Γεφύρι είναι παρόμοια με αυτή του φράγματος της Σερίφου. Επιλέχθηκε η ίδια διατομή φράγματος με κλίσεις πρανών 0,8:1,0 (Ο:Κ) ενώ η στεγανοποίηση του φράγματος επιτυγχάνεται με ανάντη πλάκα από συμβατικό σκυρόδεμα η οποία εδράζεται πάνω στην πλίνθο.

Αρχικά καθαρίστηκε η θέση θεμελίωσης του φράγματος με τη μέθοδο του πεπεισμένου αέρα για την απομάκρυνση των χαλαρών υλικών και έπειτα στρώθηκε το σκυρόδεμα εξομάλυνσης (Εικ 5.10& 5.11).



Εικόνα 5.10 Καθαρισμός θεμελίωσης Κόρη-Γεφύρι



Εικόνα 5.11 Σκυρόδεμα εξομάλυνσης θεμελίωσης Κόρη-Γεφύρι

Τα πρανή του φράγματος διαμορφώθηκαν με τυπικό ξυλότυπο (Εικ. 5.12) ο οποίος μετακινούταν χειροκίνητα για την διάστρωση της κάθε νέας στρώσης. Μόνο στην περιοχή του υπερχειλιστή, ο οποίος σκυροδετούνταν με συμβατικό σκυρόδεμα το υλικό του σκληρού επιχώματος εγκιβωτιζόταν από τα παραπάνω καλούπια του υπερχειλιστή (Εικ. 5.13). Στα πρανή του φράγματος, στις άκρες δηλαδή των στρώσεων, λόγω της δυσκολίας της καλής συμπίκνωσης χρησιμοποιήθηκε κονίαμα με μεγαλύτερη ποσότητα τσιμέντου.



Εικόνα 5.12 Ξυλότυπος πρανών και τοπική συμπίκνωση υλικού



Εικόνα 5.13 Ξυλότυπος & σκυροδέτηση υπερχειλιστή

Ακόμα, η ανάντη πλάκα από συμβατικό σκυρόδεμα σκυροδετήθηκε με κυλιόμενους μεταλλότοπους, ενώ πριν την κατασκευή της είχαν τοποθετηθεί αποστραγγιστικοί σωλήνες διαμέτρου $\Phi 200\text{mm}$ (Εικ. 5.14) οι οποίοι καταλήγουν εντός της μεγάλης σωλήνας αποστράγγισης μέσα στην πλίνθο. Τέλος, το συγκρότημα παραγωγής αδρανών ήταν εγκατεστημένο ανάντη του φράγματος και σε πολύ κοντινή απόσταση ενώ το υλικό μεταφερόταν με φορτηγά αυτοκίνητα στο σημείο διάστρωσης. (Εικ. 5.15)



Εικόνα 5.14 Αποστραγγιστικοί σωλήνες Κόρη-Γεφύρι



Εικόνα 5.15 Συγκρότημα παραγωγής αδρανών Κόρη-Γεφύρι

5.3.4 Υλικά Σκληρού Επιχώματος

Τα πορίσματα και η γεωλογικές μελέτες στην περιοχή θεμελίωσης και κατασκευής του φράγματος έδειξαν την ύπαρξη ενσωματωμένου Γραουβάκη σε υγιή αλλά και αποσαθρωμένη μορφή. Αφού λοιπόν καθαρίστηκε η επιφανειακή στρώση βάθους 1,0m εξετάστηκε το πέτρωμα του **Γραουβάκη** ως προς την καταλληλότητά του. Η **αντοχή του** γραουβάκη κυμάνθηκε από **8÷20MPa**, ενώ σε εξαιρετικές περιπτώσεις πολύ υγιούς πετρώματος η αντοχή αυτή έφτανε τα 60MPa. Για την παραγωγή των αδρανών χρησιμοποιήθηκε το πέτρωμα που εμφάνιζε αντοχές κυρίως μέχρι τα 20MPa γιατί από εκεί και πάνω υπήρχε δυσλειτουργία του σπαστήρα. Η μεγάλη σκληρότητα όμως του Γραουβάκη δεν επέτρεπε την ομοιόμορφη κοκκομετρική του διαβάθμιση και εμφάνιζε έλλειμμα στα λεπτόκοκκα αδρανή, με αποτέλεσμα το μείγμα του Σκληρού Επιχώματος να μην φτάνει την απαιτούμενη αντοχή των 2,5MPa από τη μελέτη. Έτσι, αποφασίστηκε η προσθήκη **ασβεστολιθικής άμμου**, προερχόμενη από λατομείου της Χίου.

Μετά από πολλές δοκιμαστικές συνθέσεις αποφασίστηκαν να χρησιμοποιούνται **τρεις συνθέσεις** για το υλικό του Σκληρού Επιχώματος, δύο για το σώμα του φράγματος και μία τρίτη για τη διαμόρφωση των πρανών του φράγματος, με αυξημένη ποσότητα σκυροδέματος εξαιτίας της μέτριας συμπίκνωσης του υλικού αλλά και της ανάγκης προστασίας του από τη διάβρωση. Τελικά για την κατασκευή του σώματος του φράγματος από ένα σημείο και έπειτα κυριάρχησε για λόγους οικονομίας η σύνθεση Σ-2. Οι συνθέσεις αυτές για 1,0m³ υλικού παρουσιάζονται αναλυτικά στον παρακάτω Πίνακα 11.

	Σώμα Φράγματος		Πρανή Φράγματος
Όνομασία Σύνθεσης	Σ-1	Σ-2	Σ-3
Αναλογία Γραουβ.-Ασβεστ.	70%-30%	90%-10%	90%-10%
Τσιμέντο (kg)	60	60	130
Νερό (kg)	142	144	200
Γραουβάκης (kg)	1508	1935	1665
Ασβεστόλιθος (kg)	647	215	185

Πίνακας 11. Συνθέσεις Σκληρού Επιχώματος Κόρη-Γεφύρι

5.3.5 Ποιοτικοί Έλεγχοι

Οι ποιοτικοί έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στο φράγμα Κόρη-Γεφύρι κατηγοριοποιούνται σε δύο επιμέρους ελέγχους. Αυτοί είναι οι εξής:

1. Έλεγχοι παραγωγής μείγματος Σ.Ε.:

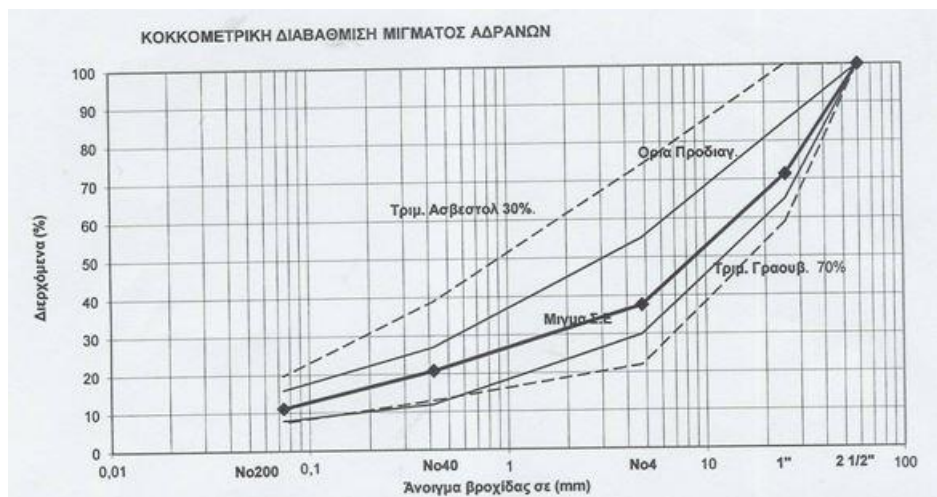
- i. Κοκκομετρική ανάλυση
- ii. Έλεγχος υγρασιών μείγματος

2. Έλεγχοι κατά την κατασκευή:

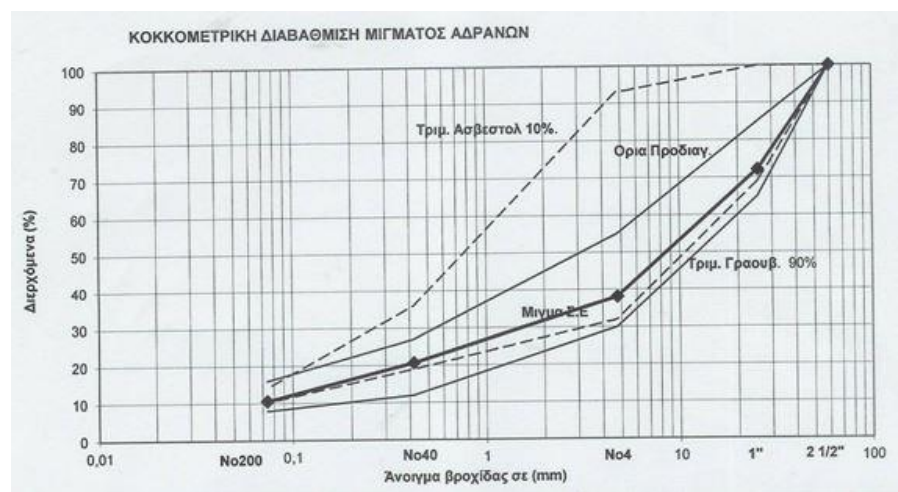
- i. Πάχος στρώσης ίσο με 35cm
- ii. Έλεγχος θερμοκρασίας μείγματος
- iii. Εργαστηριακή δοκιμή proctor
- iv. Έλεγχος ποσοστού συμπόκνωσης
- v. Δειγματοληψία κυλινδρικών δοκιμών
- vi. Έλεγχος αντοχής σε θλίψη και προσδιορισμός μέτρου ελαστικότητας

5.3.5.1 Κοκκομετρική ανάλυση

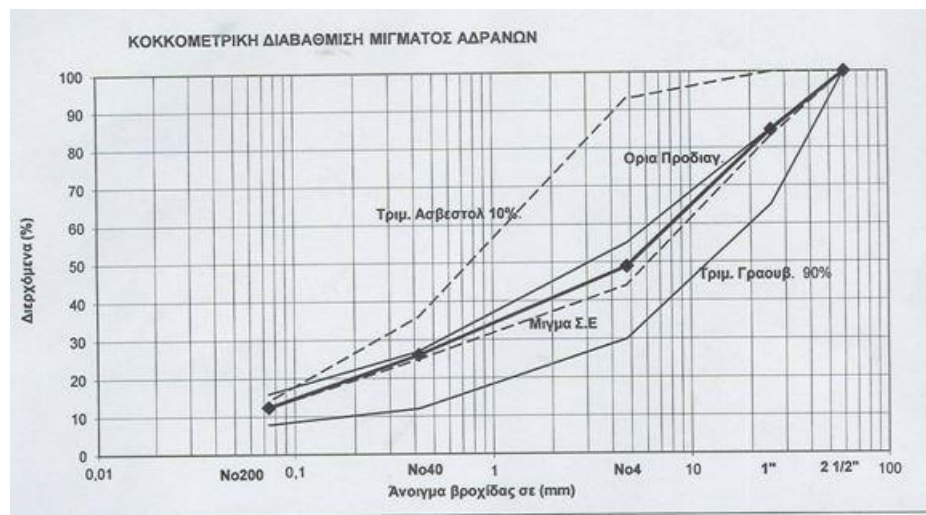
Όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενη ενότητα, για την σύνθεση του σκληρού επιχώματος χρησιμοποιήθηκαν αδρανή από γραουβάκη και ασβεστόλιθο σε συγκεκριμένες αναλογίες, δημιουργώντας τρεις πρότυπες συνθέσεις, τα γραφήματα των οποίων φαίνονται παρακάτω.



Σχήμα 5.29 Κοκκομετρική καμπύλη σύνθεσης Σ-1



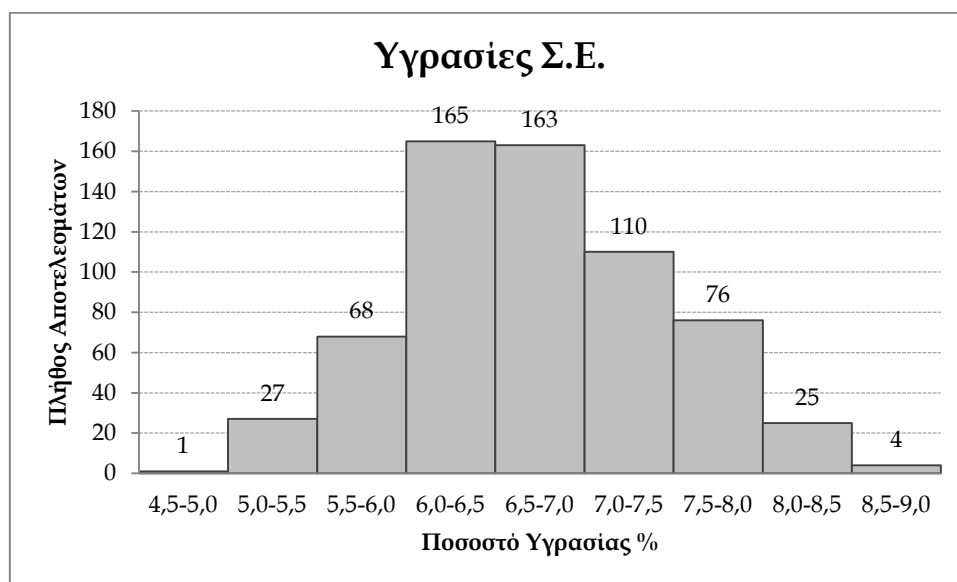
Σχήμα 5.30 Κοκκομετρική καμπύλη σύνθεσης Σ-2



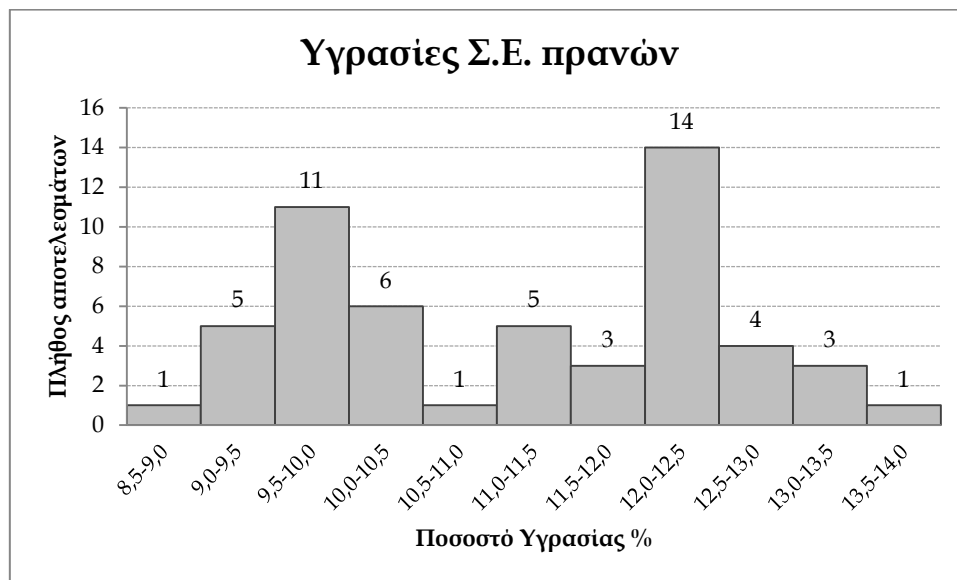
Σχήμα 5.31 Κοκκομετρική καμπύλη σύνθεσης Σ-3 (πρανή)

5.3.5.2 Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.

Καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι της υγρασίας του νωπού μείγματος του σώματος αλλά και των πρανών. Για τις υγρασίες του σώματος έγιναν $N=689$ δοκιμές, με μέσο όρο $x_m=6,69\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,717\%$. Αντίστοιχα για τα πρανή πραγματοποιήθηκαν $N=54$ δοκιμές με μέση τιμή $x_m=11,02\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=1,37\%$. Οι παραπάνω δοκιμές πραγματοποιήθηκαν το διάστημα 12/2006÷7/2008 και παρουσιάζονται αναλυτικά στα ακόλουθα διαγράμματα (Σχ.5.26 & Σχ.5.27).



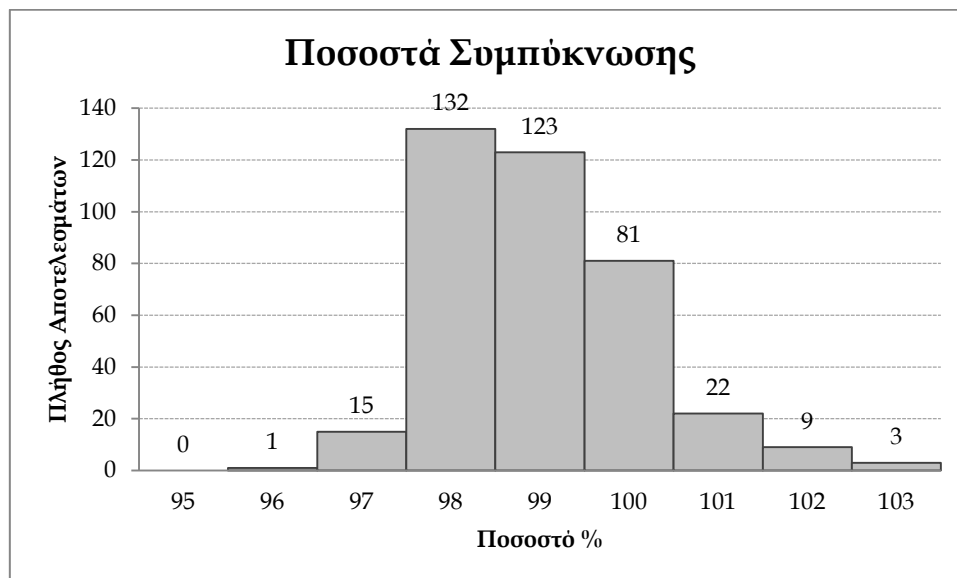
Σχήμα 5.32 Ραβδόγραμμα υγρασιών νωπού μείγματος σώματος Κόρη-Γεφύρι.



Σχήμα 5.33 Ραβδόγραμμα υγρασιών νερού μείγματος πρανών Κόρη-Γεφύρι.

5.3.5.3 Έλεγχοι Συμπύκνωσης Σ.Ε.

Η συμπύκνωση του μείγματος εκφράζεται σαν ποσοστό της υγρής πυκνότητας επί τόπου προς την υγρή πυκνότητα που επιτυγχάνεται στο εργαστήριο με τη μέθοδο της δοκιμής Proctor. Στην κατασκευή του έργου πραγματοποιήθηκαν $N=386$ δοκιμές συμπύκνωσης, με μέση τιμή $x_m=98.99\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=1,14\%$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στο διάγραμμα του Σχήματος 5.28.

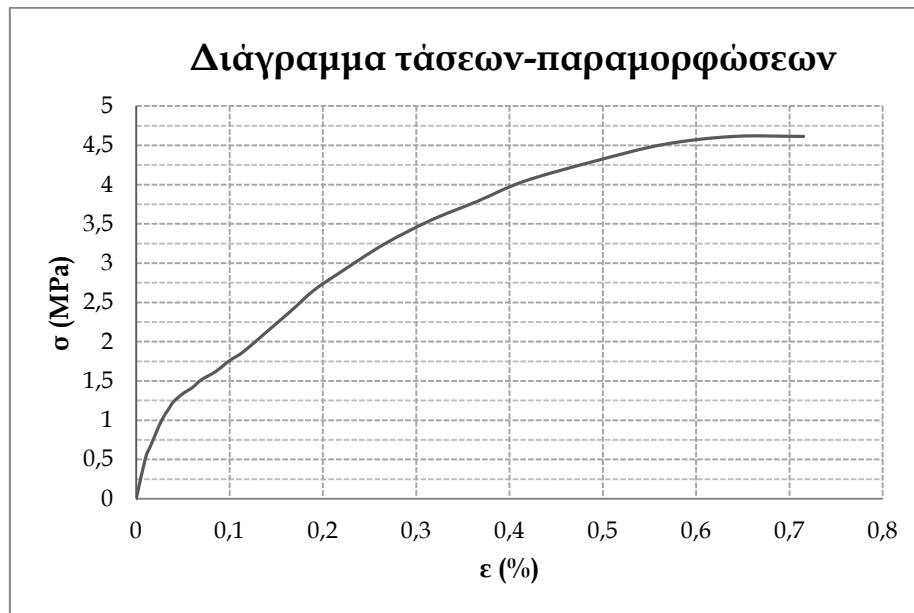


Σχήμα 5.34 Ραβδόγραμμα ποσοστών συμπύκνωσης φράγμα Κόρη-Γεφύρι

5.3.6 Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε.

5.3.6.1 Αποτελέσματα Δοκιμών

Η θλιπτική αντοχή του υλικού εξετάστηκε σε δοκίμια ηλικίας **28 ημερών** καθώς επίσης έγιναν και πυρηνοληψίες και εκτελέστηκαν δοκιμές σε δοκίμια από 56÷217 ημερών. Τα δοκίμια ήταν κυλινδρικά, διαστάσεων **$d \times h = 15 \times 30 \text{cm}$** , και αφού συμπυκνώθηκαν φυλάχθηκαν σε κατάλληλες συνθήκες μέχρι την ημέρα της δοκιμής. Επίσης καταρτίστηκε από δοκιμή μονοαξονικής θλίψης το διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων από όπου και προέκυψε και το μέτρο ελαστικότητας του υλικού (Σχ. 5.29).

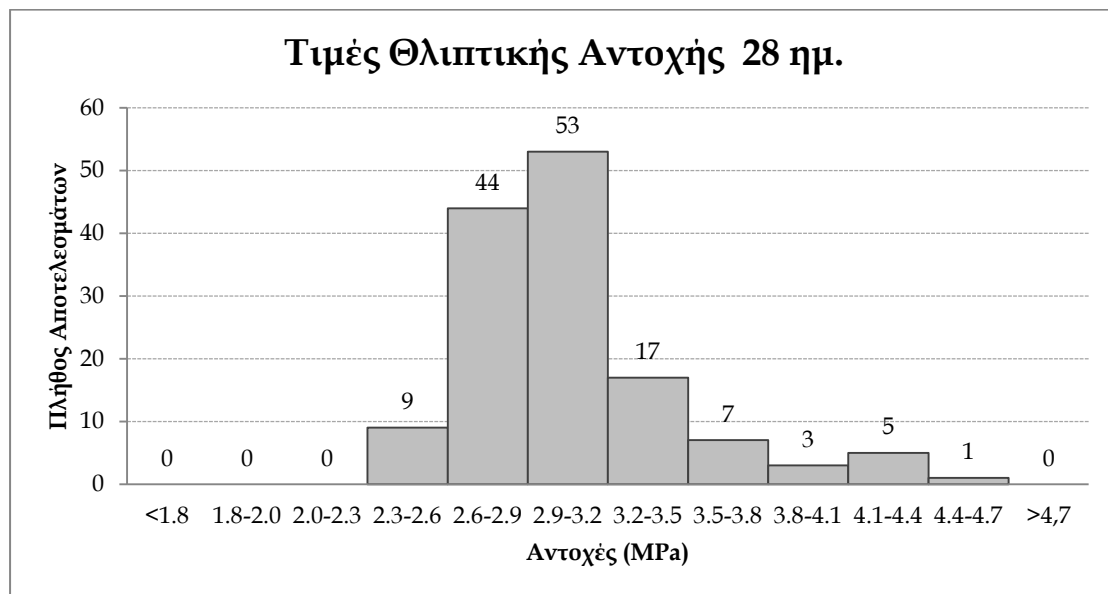


Σχήμα 5.35 Διάγραμμα τάσεων-παραμορφώσεων

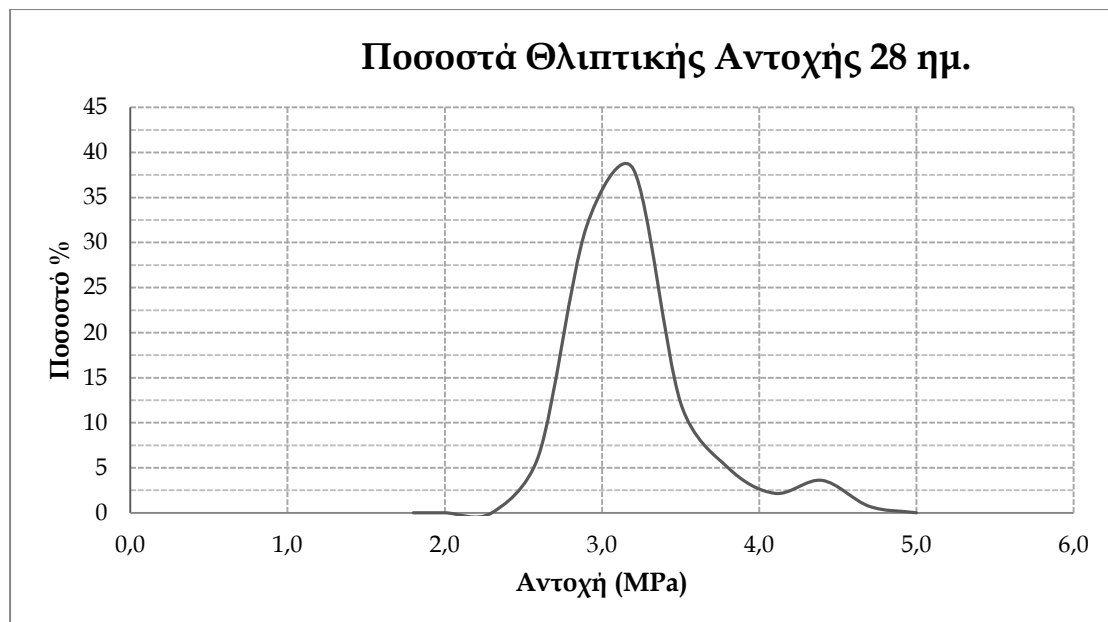
Στα δοκίμια των **28 ημερών** του **σώματος** πραγματοποιήθηκαν συνολικά **N=139** δοκιμές. Από την στατιστική ανάλυση των αποτελεσμάτων, προκύπτει μέση τιμή **$\chi_m = 3,05 \text{MPa}$** και τυπική απόκλιση **$\sigma = 0,42 \text{MPa}$** για το παραπάνω δείγμα. Όπως προαναφέρθηκε, ως χαρακτηριστική αντοχή προσδιορίζεται η τιμή εκείνη την οποία δεν την υπερβαίνει το 5% των τιμών του δείγματος. Από τα αποτελέσματα για το φράγμα Κόρη-Γεφύρι, η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή προκύπτει ίση με **$f_{ck} = 2,57 \text{MPa}$** .



Σχήμα 5.36 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ. Κόρη-Γεφύρι

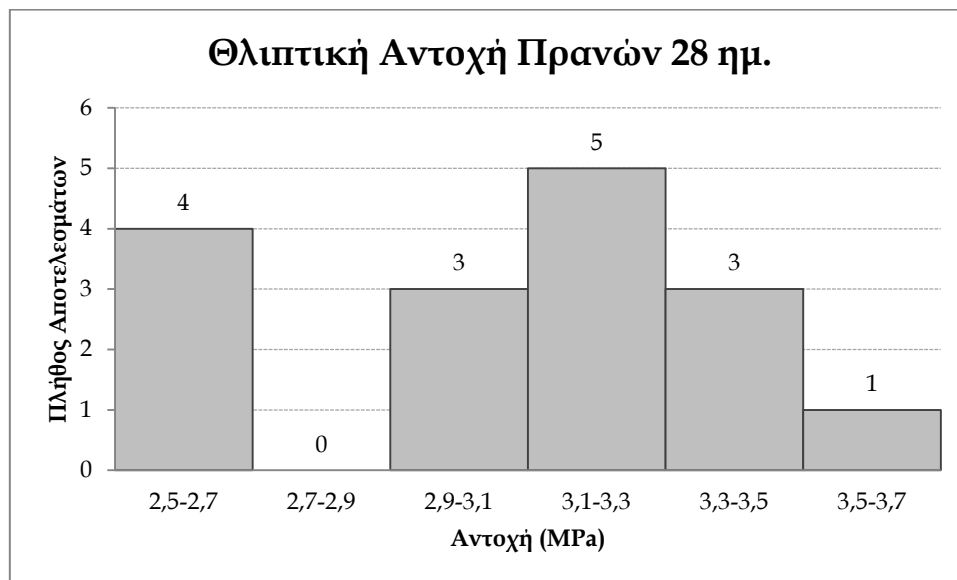


Σχήμα 5.37 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 28 ημ.



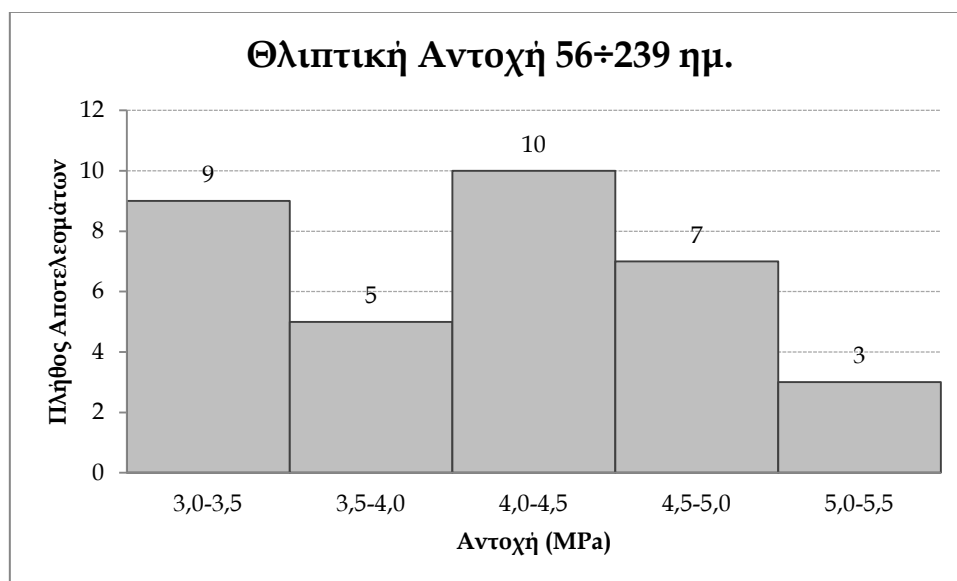
Σχήμα 5.38 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ.

Επίσης, λόγω της διαφορετικής σύνθεσης του υλικού που τοποθετήθηκε στα πρανή του φράγματος, πραγματοποιήθηκαν επιπλέον 48 δοκιμές, σε ομάδες των τριών, επομένως έχουμε $N=16$, με μέση τιμή θλιπτικής αντοχής $\bar{x}_m=3,10\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,33\text{MPa}$. Τα διαγράμματα για τα δοκίμια των πρανών παρατίθενται παρακάτω, λόγω όμως του μικρού δείγματος δεν ενδείκνυται η εξαγωγή συμπερασμάτων.



Σχήμα 5.39 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων δοκιμών πρανών

Τέλος, σε δοκιμές που πραγματοποιήθηκαν σε δοκίμια ηλικίας από 56÷239 ημερών, δείγμα $N=34$ δοκιμών έδωσε μέση τιμή $\bar{x}_m=4,10\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,62\text{MPa}$. Συγκρίνοντας τους μέσους όρους των αντοχών των 28 ημ. και των πολλών ημερών παρατηρούμε μία αύξηση της αντοχής κατά 33%.



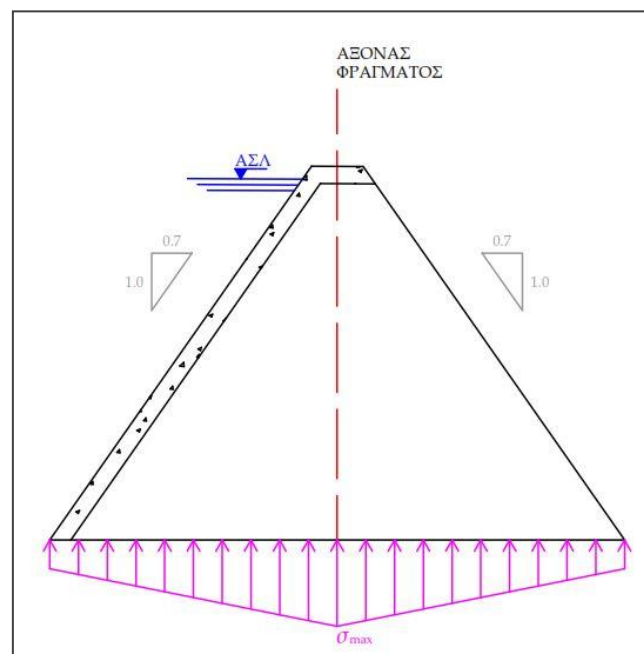
Σχήμα 5.40 Ραβδόγραμμα αντοχών 56÷239 ημ.

Παρατηρούμε λοιπόν από την **πολύ μικρή τυπική απόκλιση** του δείγματος, ότι υπάρχει **πολύ μεγάλη ομοιογένεια του υλικού** αφού κινείται πολύ κοντά στη μέση τιμή. Επίσης, το γεγονός ότι η **μέση τιμή** βρίσκεται **πολύ κοντά** στην **χαρακτηριστική αντοχή**, υποδηλώνει την **ακριβή και σωστή ποσότητα τσιμέντου** στο δείγμα, καθώς και την **σωστή επιλογή των αδρανών υλικών** για την **επίτευξη των αντοχών**.

5.3.6.2 Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας

Αφού αναλύθηκαν και επεξεργάστηκαν τα αποτελέσματα των δοκιμών θλιπτικής αντοχής, και βρέθηκε και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή των 28 ημερών, σειρά έχει ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS του φράγματος, αφού έχει κατασκευαστεί. Ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από τον τύπο $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}}$. Αυτό προκύπτει άμα σκεφτεί κανείς την αντίστροφη πορεία του σχεδιασμού, δηλαδή αρχικά υπολογίζουμε τη μέγιστη θλιπτική τάση στο σώμα του φράγματος και την πολλαπλασιάζουμε με έναν συντελεστή ασφαλείας και προκύπτει από το γινόμενο αυτό η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} .

Στην πραγματικότητα, στην εκπόνηση μίας μελέτης, ο υπολογισμός των τάσεων στο σώμα ενός φράγματος γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να προσδίδεται μεγάλη ακρίβεια στην τιμή αλλά και στα σημεία που αναπτύσσονται οι τάσεις. Στην παρούσα εργασία η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για τον υπολογισμό της μέγιστης τάσης είναι ιδιαίτερα απλοποιημένη και σχετικά χονδροειδής.



Σχήμα 5.41 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στη βάση του φράγματος καθώς και η μέγιστη θλιπτική. Για το φράγμα Κόρη-Γεφύρι, η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση είναι $\sigma_{max} = \gamma \cdot h$, όπου γ το ειδικό βάρος του υλικού και h το ύψος του φράγματος. Έτσι έχουμε: $\sigma_{max} = \gamma \cdot h = 23,5 \text{ kN/m} \cdot 41 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{max} = 0,964 \text{ MPa}$. Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος είναι ίσος με $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}} = \frac{2,57}{0,964} \Rightarrow FS = 2,66$.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι το φράγμα Κόρη-Γεφύρι της Χίου έχει σχεδιαστεί με έναν πολύ καλό συντελεστή ασφαλείας, αφενός γιατί εξασφαλίζει το φράγμα ακόμα και έναντι ολίσθησης, αλλά δεν είναι και πολύ μεγάλος ώστε να υποδηλώνει σπατάλη σε υλικά. Αυτό οφείλεται αφενός στην πολύ καλή σύνθεση του υλικού, αλλά και στην εξοικείωση με την κατασκευή των φραγμάτων Α.Κ.Σ.Ε. (11)

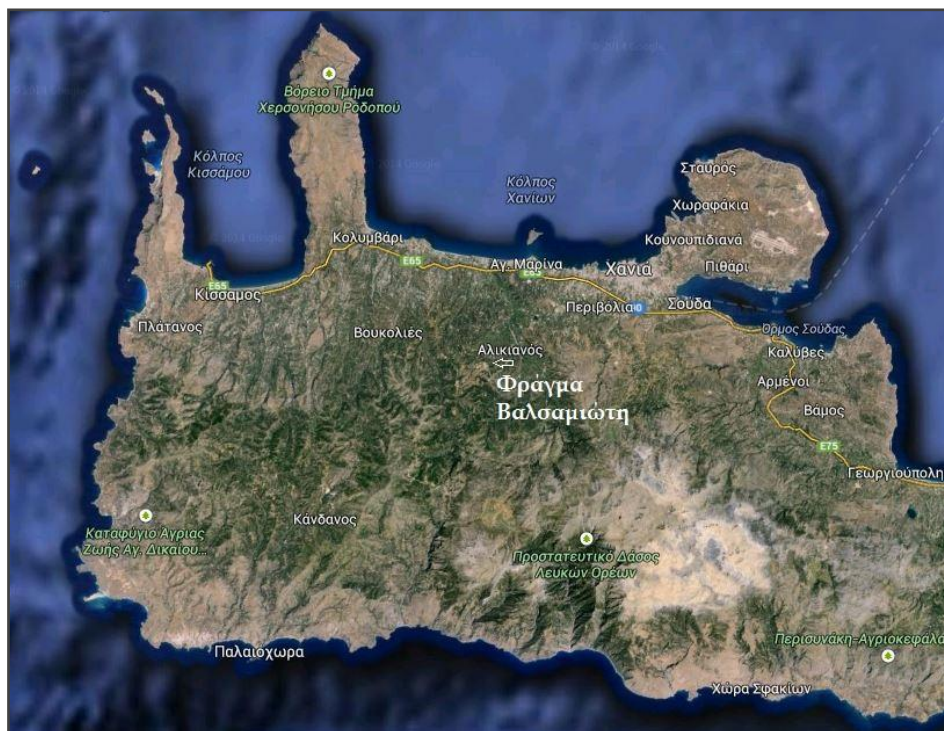
5.4 Φράγμα Βαλσαμιώτη-Ν.Χανίων



Εικόνα 5.16 Κατάντη όψη φράγματος Βαλσαμιώτη λίγο πριν την ολοκλήρωση

5.4.1 Τοποθεσία Φράγματος

Το φράγμα βρίσκεται στο Ν. Χανίων της Κρήτης, και απέχει 16km Νοτιοδυτικά της πόλης των Χανίων και 900m από το χωριό Βατόλακκο. Ο ταμιευτήρας του φράγματος τροφοδοτείται από τις πηγές των Μεσκλών, που βρίσκονται σε υψόμετρο +206,00m.



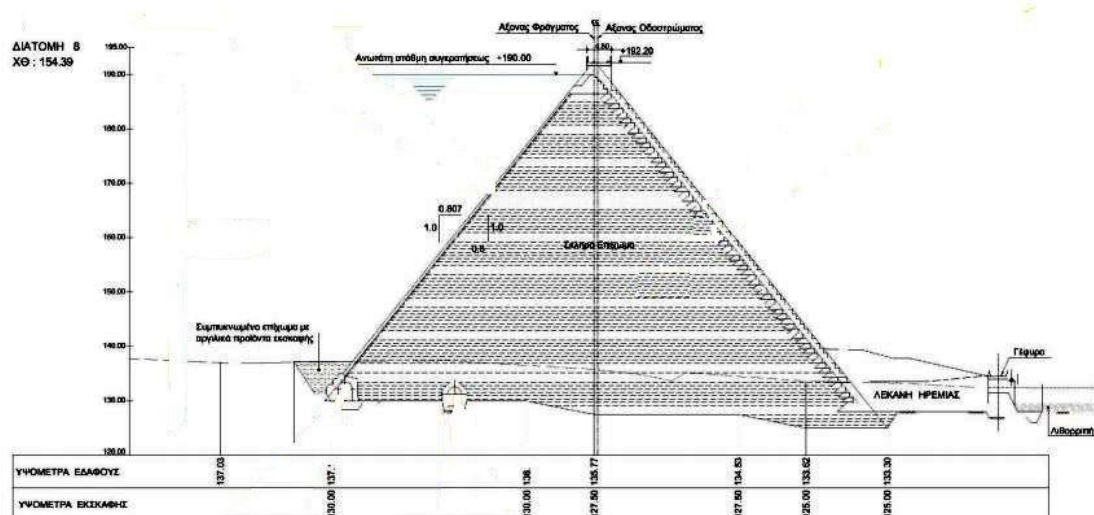
Εικόνα 5.17 Τοποθεσία φράγματος Βαλσαμιώτη μέσω λογισμικού Google Earth

5.4.2 Γενικά Χαρακτηριστικά

Οι εργασίες για την κατασκευή του φράγματος ξεκίνησαν τον 5/2005 και ολοκληρώθηκαν τον 3/2014, όπου και ξεκίνησε η πλήρωση του ταμιευτήρα του φράγματος. Η κατασκευή του φράγματος γίνεται με πρωταρχικό σκοπό την κάλυψη των αναγκών ύδρευσης του Ν. Χανίων και τροφοδοτείται μέσω αγωγού μήκους 8,0km από τις πηγές Μεσκλών. Οι πηγές αυτές έχουν παροχή 960lt/sec, ενώ ετησίως μπορούν να παροχετεύσουν ποσότητα νερού ίση με $30 \times 10^6 \text{m}^3$. Τέλος, ο αγωγός εκτροπής έχει διάμετρο 1,2m και μήκος 187m. Τα γενικά χαρακτηριστικά του φράγματος παρουσιάζονται αναλυτικά στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας Γενικών Χαρακτηριστικών	
Ύψος	67,20m
Μήκος Στέψης	387,00m
Πλάτος Στέψης	4,5m
Υψόμετρο Στέψης	+192,00m
Μήκος βάσης	82,00m
Πλάτος βάσης	120,00m
Κλίση Ανάντη πρανούς (Ο:Κ)	0,807:1
Κλίση Κατόντη πρανούς (Ο:Κ)	0,8:1
Όγκος Σ.Ε	$0,625 \times 10^6 \text{m}^3$
Στάθμη Υπερχείλισης	+190,00m
Α.Σ. Υδροληψίας	+177,00m
Κ.Σ. Υδροληψίας	+142,00m
Χωρητικότητα Ταμιευτήρα	$5,5 \times 10^6 \text{m}^3$
Έκταση Ταμιευτήρα	$2,85 \text{km}^2$

Πίνακας 12. Γενικά χαρακτηριστικά φράγματος Βαλοσιμιώτη.



Σχήμα 5.42 Τυπική Διατομή φράγματος Βαλοσιμιώτη στη θέση υπερχείλισης.

5.4.3 Διαδικασία Κατασκευής

Η διαδικασία κατασκευής του φράγματος Βαλαμιώτη είναι παρόμοια με αυτή του φράγματος Κόρη-Γεφύρι. Επιλέχθηκε η ίδια διατομή φράγματος με κλίσεις πρηνών 0,8:1,0 (Ο:Κ) κατάντη και 0,807:1(Ο:Κ) ανάντη, ενώ η στεγανοποίηση του φράγματος επιτυγχάνεται με ανάντη πλάκα από συμβατικό σκυρόδεμα η οποία εδράζεται πάνω στην πλίνθο.

Η κάθε στρώση του υλικού είχε πάχος 300mm και η διάστρωση γινόταν με ερπυστριοφόρο προωθητή και η συμπύκνωση με δονητικό συμποκνωτή βάρους 7,5ton (Εικ. 5.18). Τα πρηνή του φράγματος διαμορφώνονταν με μεταλλότυπο μεγάλου μήκους, και ύψους λίγο μεγαλύτερο από το πάχος της στρώσης (Εικ. 5.19).



Εικόνα 5.18 Διάστρωση Σ.Ε. φράγμα Βαλαμιώτη.



Εικόνα 5.19 Μεταλλότυποι μόρφωσης πρηνών φράγματος Βαλαμιώτη.

Μόνο στην περιοχή του υπερχειλιστή, ο οποίος σκυροδετούνταν με συμβατικό σκυρόδεμα το υλικό του σκληρού επιχώματος εγκιβωτιζόταν από τα παραπάνω καλούπια του υπερχειλιστή (Εικ. 5.20). Ο υπερχειλιστής έχει πλάτος 22,0m και παροχευτικότητα $Q=95,0\text{m}^3/\text{sec}$.



Εικόνα 5.20 Εσλότοπος Υπερχειλιστή φράγμα Βαλσαμιώτη

Ακόμα, η ανάντη πλάκα από συμβατικό σκυρόδεμα σκυροδετήθηκε με κυλιόμενους μεταλλότυπους, ενώ πριν την κατασκευή της είχαν τοποθετηθεί αποστραγγιστικοί σωλήνες διαμέτρου $\Phi 200\text{mm}$ (Εικ. 5.21) οι οποίοι καταλήγουν εντός της μεγάλης σωλήνας αποστράγγισης μέσα στην πλίνθο. Το εμβαδόν της ανάντη πλάκας είναι $15825,00\text{m}^2$.



Εικόνα 5.21 Ανάντη πλάκα στεγάνωσης φράγματος Βαλσαμιώτη

5.4.4 Υλικά Σκληρού Επιχώματος

Τα πορίσματα από τις γεωλογικές μελέτες που πραγματοποιήθηκαν στην περιοχή κατασκευής του φράγματος έδειξαν ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι σχιστόλιθοι της σειράς των φυλλιτών με ενδιάμεσες στρώσεις χαλαζιτών.

Τα αδρανή που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή του φράγματος είναι ασβεστολιθικής προέλευσης κατάλληλα διαβαθμισμένα. Το τσιμέντο που χρησιμοποιήθηκε για την παρασκευή του σκληρού επιχώματος είναι ελληνικό CEM II-42,5. Μετά από πολλές δοκιμές σύνθεσης για το υλικό, προέκυψε η βέλτιστη σύνθεση η οποία είναι για 1,0m³ μείγματος η ακόλουθη:

- Τσιμέντο (CEM II-45): **50,0kg**
- Νερό: **122,0kg**
- Αδρανή (ξηρά): **2170kg**

Ο υπολογισμός των αναλογιών έγινε έτσι ώστε η ποσότητα νερού ως προς τα αδρανή να αντιστοιχεί σε ποσοστό 5,5%.



Εικόνα 5.22 Κοντινή δορυφορική εικόνα φράγματος Βαλσαμιώτη

5.4.5 Ποιοτικοί Έλεγχοι

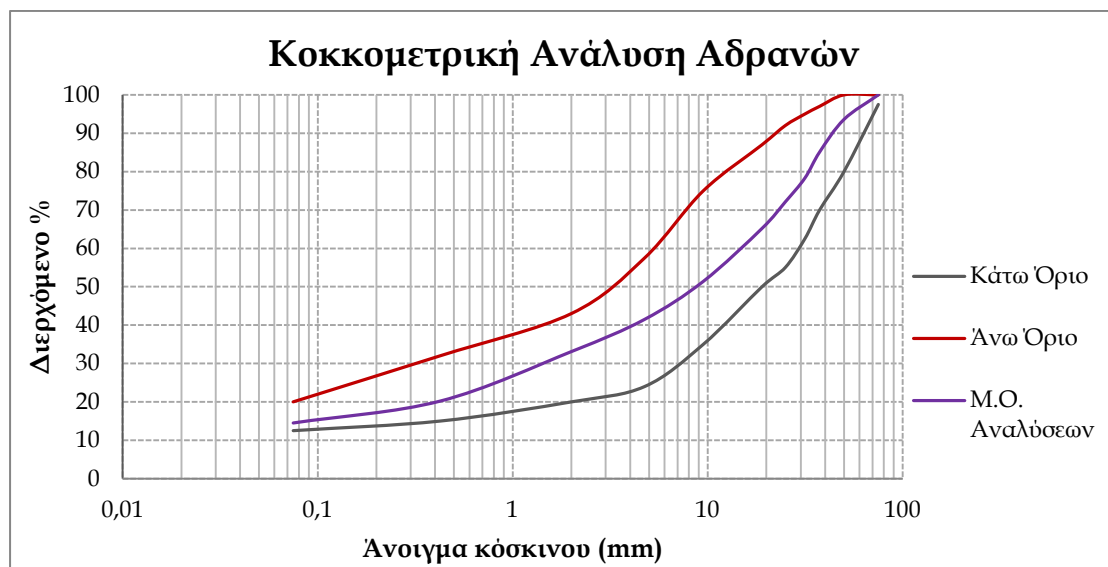
Οι ποιοτικοί έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στο φράγμα του Βαλαμιώτη είναι η κοκκομετρική ανάλυση του μείγματος, ο προσδιορισμός της βέλτιστης υγρασίας, ο επιτόπου έλεγχος της συμπύκνωσης, ο προσδιορισμός της υγρής πυκνότητας του μείγματος και τέλος ο έλεγχος σε θλιπτική αντοχή του σκληρού επιχώματος.

5.4.5.1 Κοκκομετρική Ανάλυση

Για την βέλτιστη ποιότητα του μείγματος του σκληρού επιχώματος, προσδιορίστηκαν αρχικά τα όρια της κοκκομετρικής καμπύλης μέσα στα οποία θα πρέπει να βρίσκονται οι εκάστοτε δοκιμές. Επίσης μετά από πολλές δειγματοληψίες υλικού και την κοκκομετρική ανάλυση προέκυψε και μία "μέση" διαβάθμιση του υλικού. Τόσο τα όρια της καμπύλης όσο και η μέση διαβάθμιση παρουσιάζονται στον Πίνακα 13 και στο Σχ. 5.28.

Ον. Κόσκινου		3"	2"	1,5"	1,25"	1"	3/4"	3/8"	No4	No10	No40	No200
Άνοιγμα (mm)		75	50	37,5	31,5	25	19	9,5	4,75	2	0,425	0,075
Διερχόμενο %	Κάτω όριο	97,5	80	70	62,5	55	50	35	24	20	15	12,5
	Ανω όριο	100	100	97	95	92	87	75	57,5	43	32	20
	M.O. 8 Αναλύσεων	100	93,6	85,1	78,3	72,1	65,2	51,4	41,5	33,1	20,2	14,5

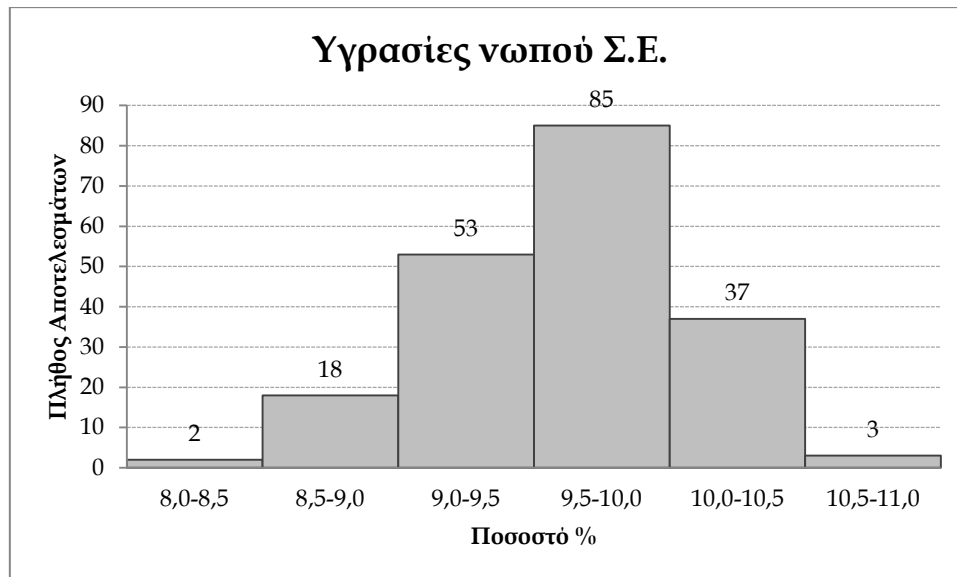
Πίνακας 13. Όρια κοκκομετρικής καμπύλης και μέση διαβάθμιση (Βαλαμιώτη)



Σχήμα 5.43 Κοκκομετρική ανάλυση μείγματος Σ.Ε. (Βαλαμιώτη)

5.4.5.2 Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.

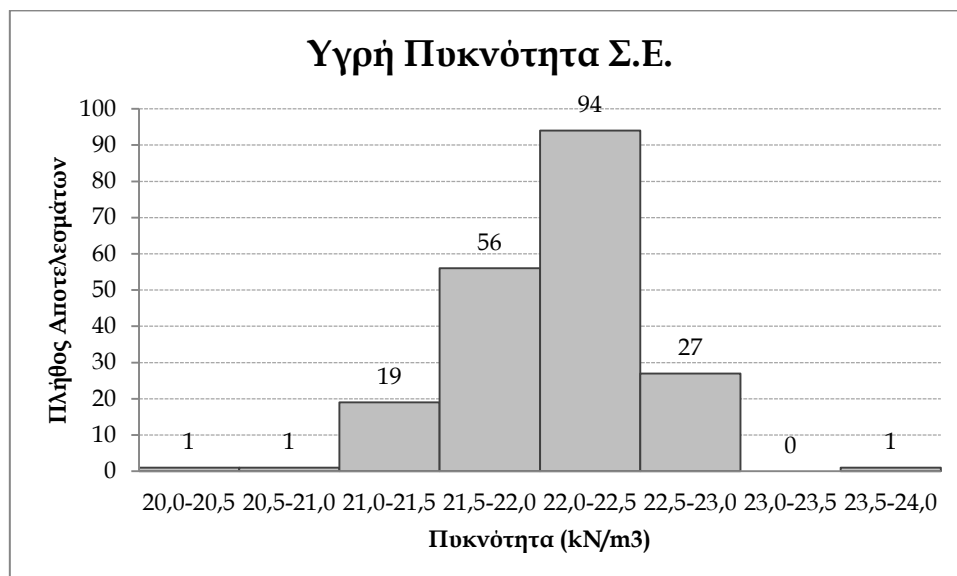
Καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι της υγρασίας του νωπού μείγματος του σώματος αλλά και των πρανών. Για τις υγρασίες του σώματος έγιναν $N=200$ δοκιμές, με μέσο όρο $x_m=9,58\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,479\%$. Οι δοκιμές αυτές πραγματοποιήθηκαν στο διάστημα 2/2011÷5/2012 και παρουσιάζονται αναλυτικά στα παρακάτω διαγράμματα (Σχ. 5.44)



Σχήμα 5.44 Υγρασίες νωπού Σ.Ε. (Βαλοαμιώτη)

5.4.5.3 Υγρή Πυκνότητα Σ.Ε.

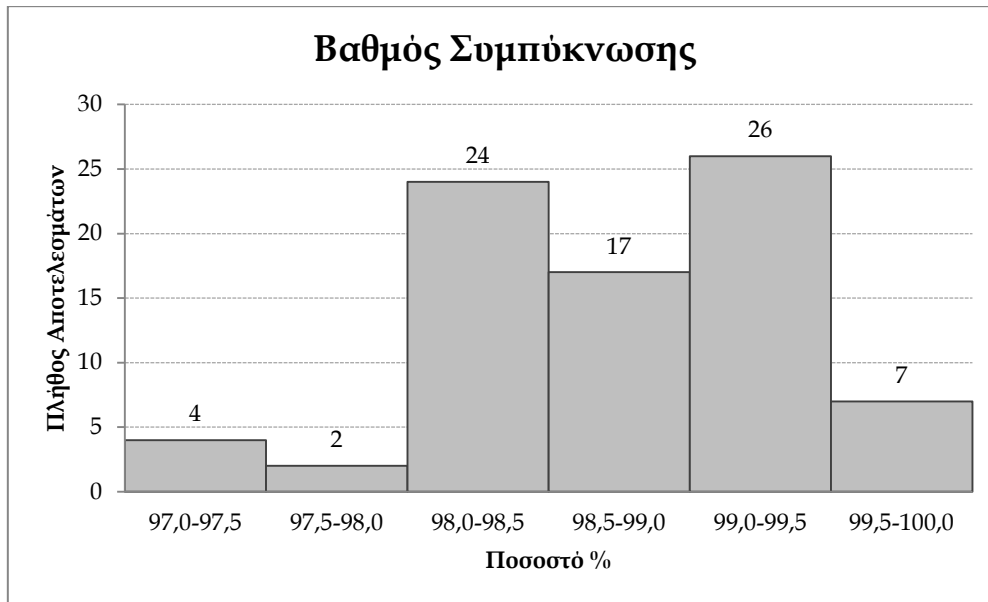
Καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι της υγρής πυκνότητας του νωπού μείγματος του σώματος. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά $N=200$ δοκιμές, με μέσο όρο $x_m=22,0\text{kN/m}^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,43\text{kN/m}^3$. Οι παραπάνω δοκιμές πραγματοποιήθηκαν το διάστημα 2/2011÷5/2012 και παρουσιάζονται αναλυτικά στο ακόλουθο διάγραμμα.



Σχήμα 5.45 Ραβδόγραμμα υγρής πυκνότητας Σ.Ε. (Βαλοαμιώτη)

5.4.5.4 Έλεγχος Συμπύκνωσης Σ.Ε.

Η συμπύκνωση του μείγματος εκφράζεται σαν ποσοστό της υγρής πυκνότητας επί τόπου προς την υγρή πυκνότητα που επιτυγχάνεται στο εργαστήριο με τη μέθοδο της δοκιμής Vebe. Στην κατασκευή του έργου πραγματοποιήθηκαν $N=80$ δοκιμές συμπύκνωσης, με μέση τιμή $x_m=98.68\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0.612\%$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στο διάγραμμα του Σχήματος 5.46.



Σχήμα 5.46 Ραβδόγραμμα βαθμού συμπύκνωσης Σ.Ε. (Βαλασιμώτη)

5.4.6 Θλιπτική αντοχή Κ.Σ.Ε.

5.4.6.1 Αποτελέσματα Δοκιμών

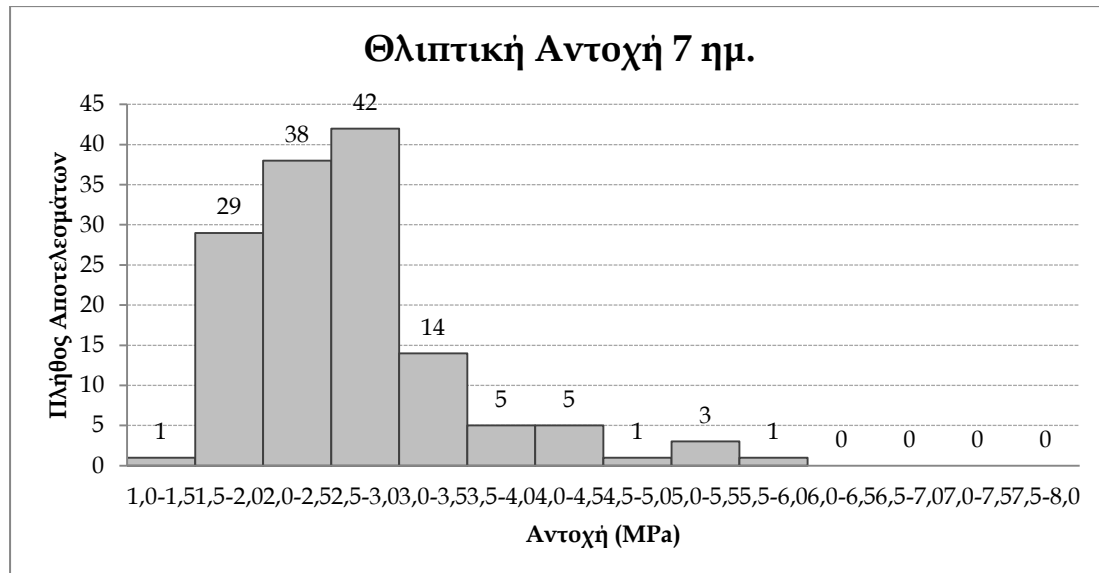
Στο φράγμα αυτό πραγματοποιήθηκαν δοκιμές θλιπτικής αντοχής σε κυλινδρικά δοκίμια διαστάσεων $d \times h=15 \times 30 \text{cm}$, αφού πρώτα είχαν συμπυκνωθεί στη μηχανή Vebe. Το υλικό λήφθηκε πριν την διάστρωση του και συντηρήθηκε στις κατάλληλες συνθήκες μέχρι την εκτέλεση των δοκιμών. Η χρονολογική εξέλιξη των αντοχών παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 5.47 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ. (Βαλασιμώτη)

Από την χρονολογική εξέλιξη των αντοχών παρατηρούμε ότι δεν υπήρξε κάποια χρονική περίοδος όπου το μείγμα που παρασκευαζόταν δεν ήταν καλό. Το μόνο που μπορούμε να παρατηρήσουμε είναι ότι σε δύο περιπτώσεις έχουμε πολύ αυξημένες αντοχές σε σχέση με τις υπόλοιπες τιμές.

Στις δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια **7 ημερών**, η μέση τιμή που προέκυψε ήταν $\chi_m=2,59\text{MPa}$ και η τυπική απόκλιση $\sigma=0,808\text{MPa}$ σε δείγμα **N=139** δοκιμών. Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα τα αποτελέσματα των δοκιμών των 7 ημερών.

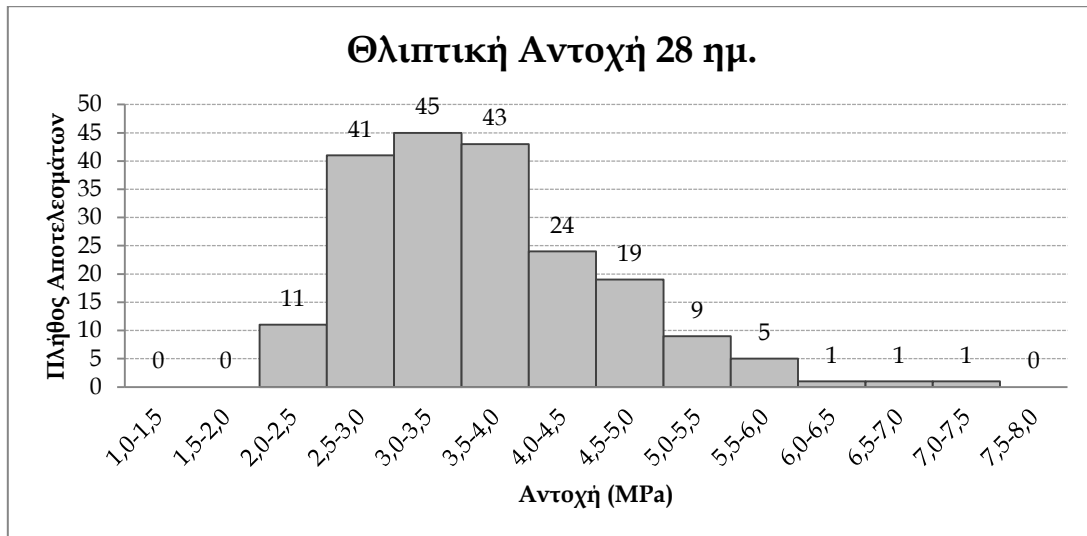


Σχήμα 5.48 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 7 ημ. (Βαλσαμιώτη)

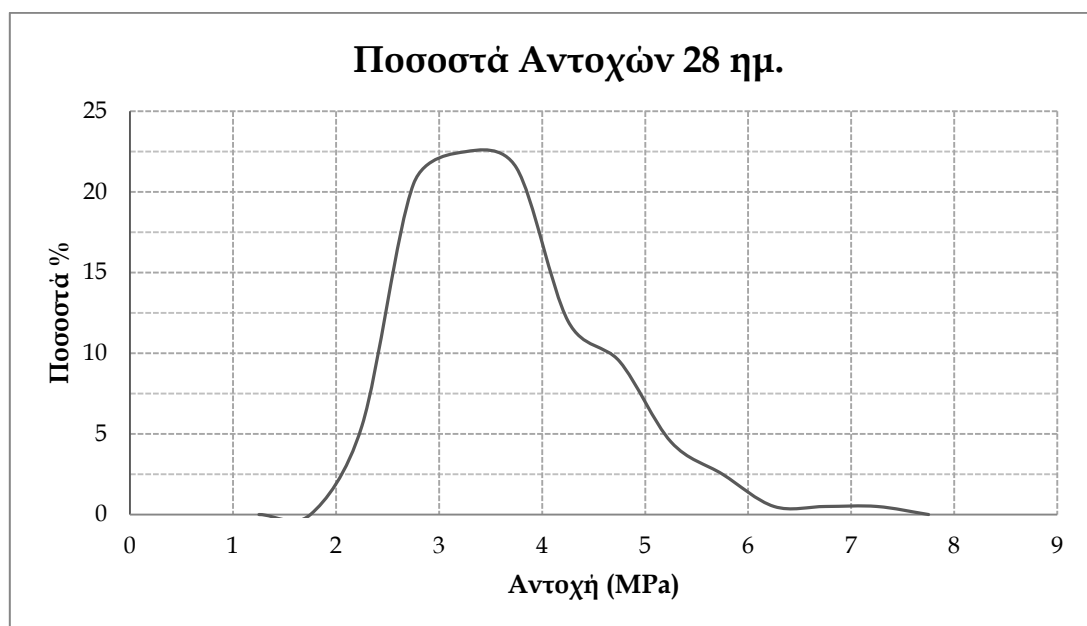


Σχήμα 5.49 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Βαλσαμιώτη)

Οι δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια ηλικίας **28 ημερών** ήταν σύνολο **N=200**. Η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής ισούται με **$x_m=3,60\text{MPa}$** ενώ η τυπική απόκλιση **$\sigma=0,898\text{MPa}$** . Έπειτα από στατιστική επεξεργασία του δείγματος, ως χαρακτηριστική αντοχή προσδιορίζεται η τιμή εκείνη την οποία δεν την υπερβαίνει το 5% του δείγματος μας. Έτσι για το φράγμα Βαλοσαμιώτη, η θλιπτική χαρακτηριστική αντοχή του σκληρού επιχώματος είναι ίση με **$f_{ck}=2,61\text{MPa}$** .



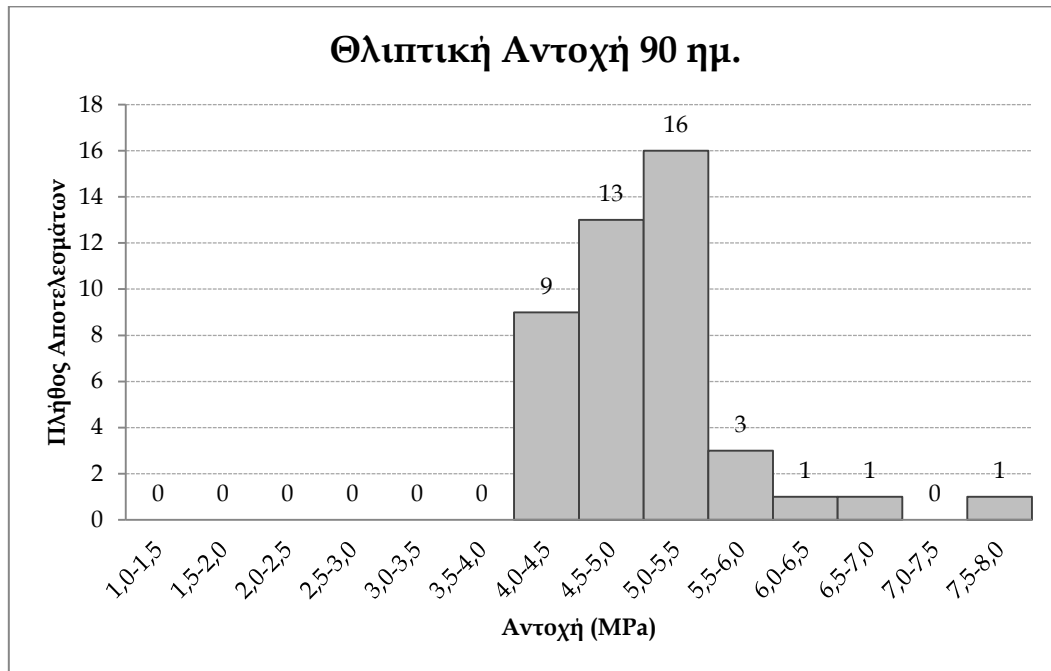
Σχήμα 5.50 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 28 ημ. (Βαλοσαμιώτη)



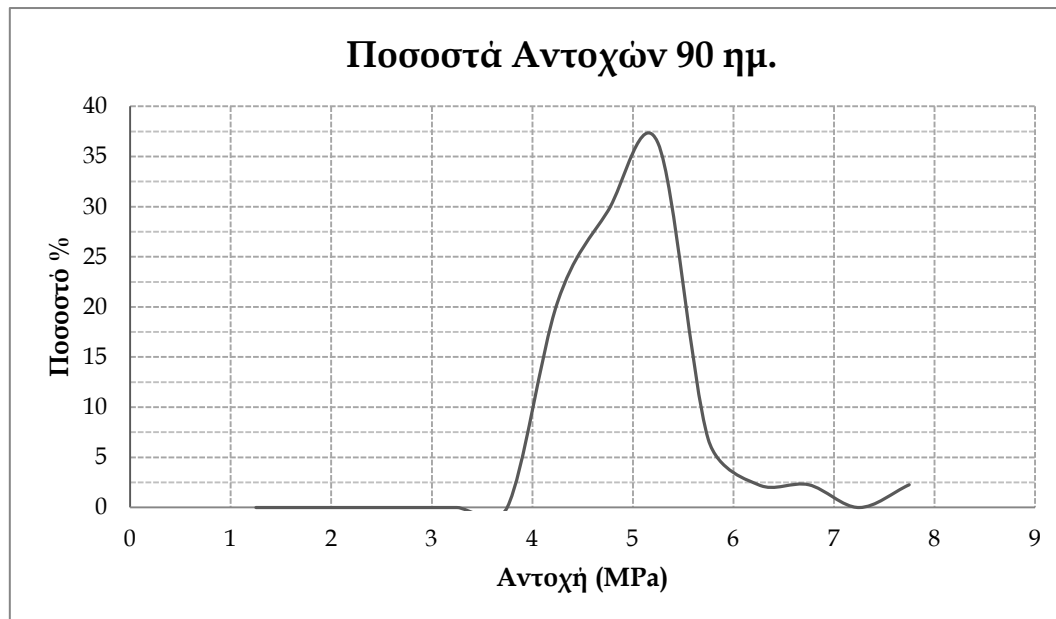
Σχήμα 5.51 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ. (Βαλοσαμιώτη)

Για τα δοκίμια των 28 ημερών που μας απασχολούν κυρίως, παρατηρούμε ότι η **τυπική απόκλιση** που υπάρχει είναι πολύ ικανοποιητική, ενώ η χαρακτηριστική αντοχή απέχει φυσιολογικά έως λίγο από την μέση τιμή. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει την **καλή ομοιογένεια του μείγματος και την ιδανική χρήση τσιμέντου τόσο ως προς την ποσότητα, αλλά ως προς και την ποιότητα και την κατηγορία.**

Επίσης πραγματοποιήθηκαν δοκιμές θλιπτικής αντοχής και σε δοκίμια ηλικίας **90 ημερών**. Το πλήθος των δοκιμών ήταν **N=44**, με μέση τιμή $\chi_m=5,00\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,684\text{MPa}$.

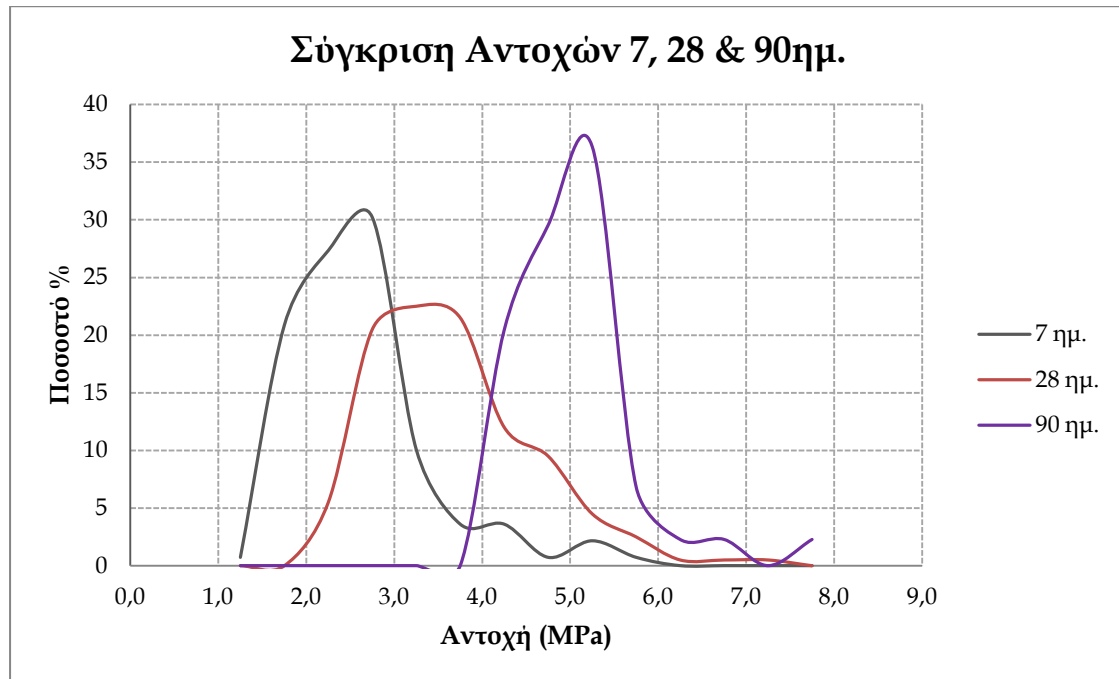


Σχήμα 5.52 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 90 ημ. (Βαλσαμιώτη)



Σχήμα 5.53 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ. (Βαλσαμιώτη)

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων, παρά τον διαφορετικό αριθμό δοκιμών, παρατηρούμε μία **αύξηση** κατά **38,9%** της αντοχής του υλικού από τις **28** στις **90** ημέρες, **αύξηση 39,3%** από τις 7 στις **28** ημέρες και **αύξηση 93,4%** από τις 7 στις **90** ημέρες.

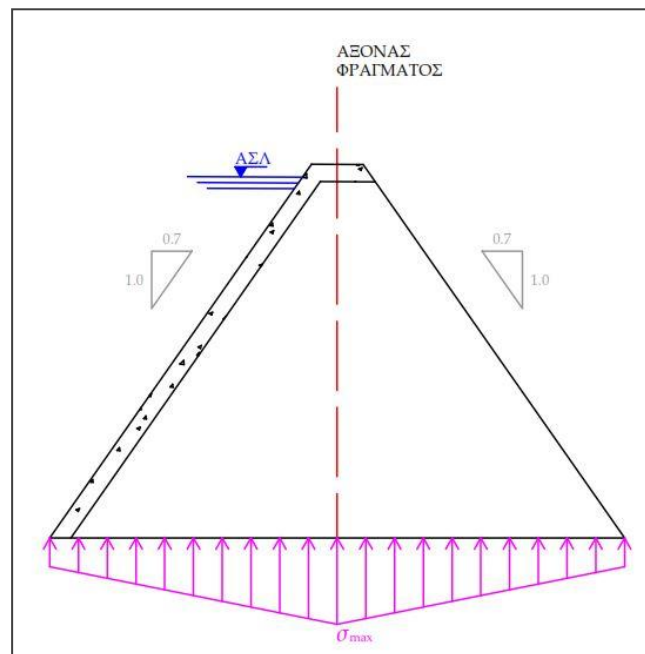


Σχήμα 5.54 Διάγραμμα σύγκρισης αποτελεσμάτων αντοχών 7, 28 & 90 ημ. (Βαλαμισιώτη)

5.4.6.2 Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας

Αφού αναλύθηκαν και επεξεργάστηκαν τα αποτελέσματα των δοκιμών θλιπτικής αντοχής, και βρέθηκε και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή των 28 ημερών, σειρά έχει ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS του φράγματος, αφού έχει κατασκευαστεί. Ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από τον τύπο $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}}$. Αυτό προκύπτει άμα σκεφτεί κανείς την αντίστροφη πορεία του σχεδιασμού, δηλαδή αρχικά υπολογίζουμε τη μέγιστη θλιπτική τάση στο σώμα του φράγματος και την πολλαπλασιάζουμε με έναν συντελεστή ασφαλείας και προκύπτει από το γινόμενο αυτό η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} .

Στην πραγματικότητα, στην εκπόνηση μίας μελέτης, ο υπολογισμός των τάσεων στο σώμα ενός φράγματος γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να προσδίδεται μεγάλη ακρίβεια στην τιμή αλλά και στα σημεία που αναπτύσσονται οι τάσεις. Στην παρούσα εργασία η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για τον υπολογισμό της μέγιστης τάσης είναι ιδιαίτερα απλοποιημένη και σχετικά χονδροειδής.



Σχήμα 5.55 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στη βάση του φράγματος καθώς και η μέγιστη θλιπτική. Για το φράγμα Βαλοαμιώτη, η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση είναι $\sigma_{max} = \gamma \cdot h$, όπου γ το ειδικό βάρος του υλικού και h το ύψος του φράγματος. Έτσι έχουμε: $\sigma_{max} = \gamma \cdot h = 22,0 \text{ kN/m} \cdot 65,0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{max} = 1,43 \text{ MPa}$.

Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος είναι ίσος με $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}} = \frac{2,61}{1,43} \Rightarrow$

FS=1,83.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι το φράγμα Βαλοαμιώτη έχει σχεδιαστεί με έναν αρκετά καλό συντελεστή ασφαλείας, ίσως λίγο συντηρητικό όμως. Εξασφαλίζει όμως το φράγμα έναντι ολίσθησης αφού η βάση του φράγματος έχει πλάτος 120m. Επίσης, είναι το ψηλότερο φράγμα Α.Κ.Σ.Ε. στην Ελλάδα και ίσως το πιο άρτιο από άποψη κατασκευής και τεχνολογίας.

5.5 Φράγμα Φιλιατρινό-Μεσσηνία



5.23 Καπάντη όψη φράγματος Φιλιατρινού.

5.5.1 Τοποθεσία Φράγματος.

Το φράγμα του Φιλιατρινού κατασκευάζεται σε περιοχή που ανήκει στο Δήμο Φιλιατρών, επί του ομώνυμου χειμάρρου, και σε απόσταση 5km Δ-ΝΔ της πόλης των Φιλιατρών σε ευθεία γραμμή.



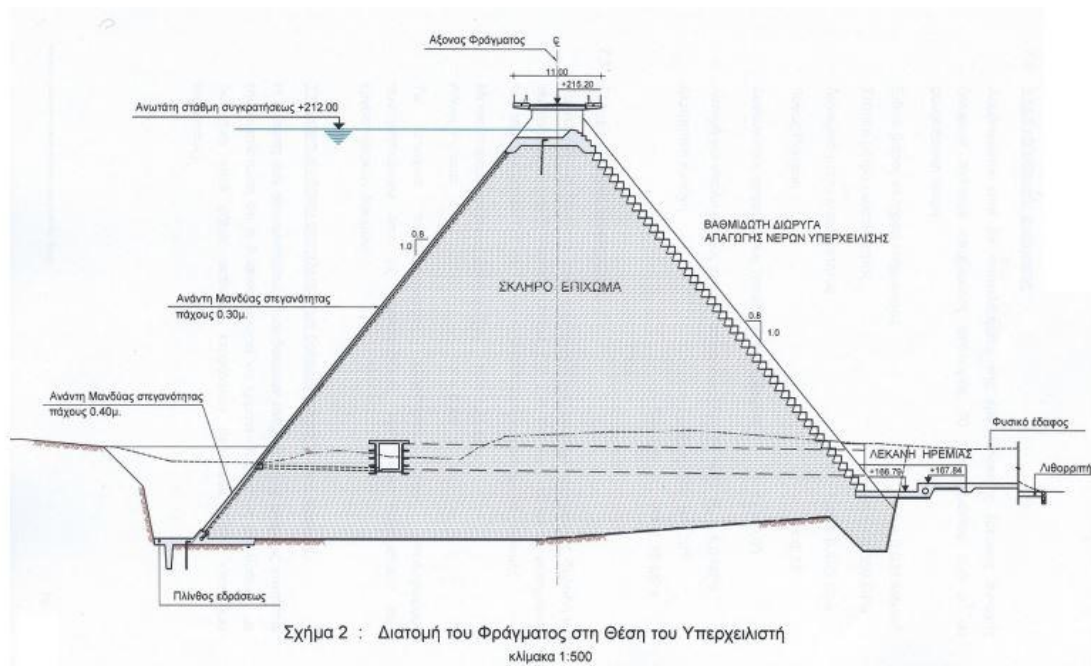
5.24 Τοποθεσία φράγματος Φιλιατρινού μέσω Google Earth

5.5.2 Γενικά Χαρακτηριστικά

Οι εργασίες για την κατασκευή του φράγματος ξεκίνησαν τον 5/2009, αλλά δεν έχουν ολοκληρωθεί ακόμα. Το σώμα του φράγματος έχει ολοκληρωθεί και υπολείπεται η ανάντη στεγάνωση. Σκοπός της κατασκευής του φράγματος είναι η άρδευση της περιοχής και η ανακούφιση του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα από τις γεωτρήσεις. Ο αγωγός μεταφοράς του νερού από το φράγμα είναι D1000 και έχει μήκος 3,372km. Τα γενικά χαρακτηριστικά του φράγματος παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας Γενικών Χαρακτηριστικών	
Ύψος	55,00m
Μήκος Στέψης	246,00m
Πλάτος Στέψης	5,0m
Υψόμετρο Στέψης	+215,20m
Μήκος βάσης	-
Πλάτος βάσης	-
Κλίση Ανάντη πρανούς (Ο:Κ)	0,8:1
Κλίση Κατόντη πρανούς (Ο:Κ)	0,8:1
Όγκος Σ.Ε	$0,43 \times 10^6 \text{ m}^3$
Στάθμη Υπερχείλισης	+212,00m
Α.Σ. Υδροληψίας	+212,00m
Κ.Σ. Υδροληψίας	+180,00m
Χωρητικότητα Ταμιευτήρα	$7,81 \times 10^6 \text{ m}^3$
Έκταση Ταμιευτήρα	$0,494 \text{ km}^2$

Πίνακας 14. Γενικά Χαρακτηριστικά φράγματος Φιλιατρινό



Σχήμα 5.56 Τοπική διατομή στη θέση υπερχείλισης (Φιλιατρινό)

5.5.3 Διαδικασία Κατασκευής

Η διαδικασία κατασκευής του φράγματος Φιλιατρινό είναι παρόμοια με αυτή του Βαλοαμιώτη, με μικρές διαφορές, κυρίως στη διαμόρφωση του κατάντη πρανούς. Οι κλίσεις των πρανών ανάντη και κατάντη είναι ίσες με **0,8:1,0(Ο:Κ)** ενώ η στεγανοποίηση του φράγματος δεν έχει κατασκευαστεί ακόμα, αλλά θα είναι με αδιαπέρατη γεωμεμβράνη. Στο συνολικό έργο εντάσσονται η κατασκευή του φράγματος, ο αγωγός μεταφοράς του ύδατος από το φράγμα καθώς επίσης και η αποκατάσταση της οδού προσπελάσεως προς αυτό.

Το υλικό αρχικά διαστρώνόταν σε στρώση των 400mm και με τη χρήση δονητικού συμποκνωτή στατικού βάρους 18,0ton και **6 διελεύσεις** επιτυχαινόταν **πάχος συμποκνωμένης στρώσης 350mm**. Το **ανάντη πρανές** του φράγματος διαμορφώθηκε με **μεταλλότυπο προσαρμοσμένο πάνω σε τσάπα** (Εικ. 5.25) και με το πέρας της κάθε στρώσης μετακινούνταν για την διάστρωση της επόμενης. Το **κατάντη πρανές** του φράγματος διαμορφώθηκε με διαφορετικό τρόπο από κάθε άλλο φράγμα. Σε όλο το μήκος του φράγματος, εκτός της θέσης του υπερχειλιστή όπου σκυροδετήθηκε συμβατικά, τοποθετήθηκαν **προκατασκευασμένα στοιχεία από συμβατικό σκυρόδεμα, διατομής L** (Εικ. 5.26) για τον εγκιβωτισμό του υλικού, για την προστασία του κατάντη πρανούς από τη διάβρωση και για αισθητικούς λόγους.



Εικόνα 5.25 Μεταλλότυπος διαμόρφωσης ανάντη πρανούς (Φιλιατρινό)



Εικόνα 5.26 Προκατασκευασμένα στοιχεία διατομής L (Φιλιατρινό)

Ο **υπερχειλιστής** είναι ενσωματωμένος στη στέψη του φράγματος, βαθμιδωτός και έχει μήκος $L=24,0m$ ενώ η παροχευτικότητα του είναι $Q=135,45m^3/sec$. Έχει σκυροδετηθεί με μεταλλότυπους και είναι κατασκευασμένος από συμβατικό σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25.



Εικόνα 5.27 Μεταλλότυπος & σκυροδέτηση υπερχειλιστή (Φιλιατρινό)

Στην ανάντη παρειά του φράγματος, όπως και στα προηγούμενα φράγματα έχουν τοποθετηθεί αποστραγγιστικοί σωλήνες $\Phi 200$, οι οποίοι καταλήγουν εντός της πλίνθου όπου και απομακρύνεται το νερό. Η ανάντη παρειά δεν έχει στεγανοποιηθεί ακόμα, με το αρχικό πλάνο για ανάντη πλάκα σκυροδέματος να αντικαθίσταται με μόνωση μέσω στεγανωτικής γεωμεμβράνης.



Εικόνα 5.28 Κατάντη πρηνές φράγματος & αποστραγγιστικοί σωλήνες (Φιλιατρινό)

Τέλος, το **συγκρότημα παραγωγής** του μείγματος είναι τοποθετημένο στο δεξιό αντέρεισμα του φράγματος, και η μεταφορά του υλικού γίνεται με **μεταφορικές ταινίες** στη θέση διάστρωσης (Εικ. 5.). Τα βασικά πλεονεκτήματα της επιλογής αυτής είναι η μείωση του κόστους μεταφοράς σε σχέση με τη μεταφορά με φορτηγά, η μείωση του χρόνου ανάμεσα στην παραγωγή και τη διάστρωση του υλικού καθώς και η αποφυγή μεταφοράς λάσπης με την είσοδο των φορτηγών στον τόπο διάστρωσης.



Εικόνα 5.29 Μεταφορικές ταινίες υλικού Σ.Ε. (Φιλιατρινό)



Εικόνα 5.30 Συγκρότημα παραγωγής Σ.Ε. (Φιλιατρινό)

5.5.4 Υλικά Σκληρού Επιχώματος

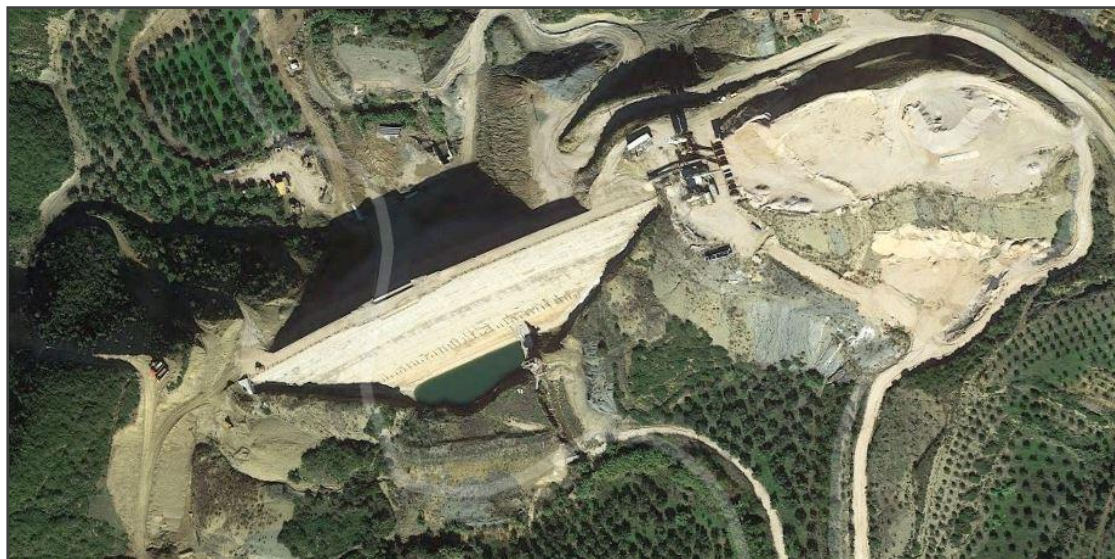
Τα πορίσματα από τις γεωλογικές μελέτες που πραγματοποιήθηκαν στην περιοχή κατασκευής του φράγματος έδειξαν ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι **φλύσχης μαλακός** και αρκετά **συμπαγής**.

Τα **αδρανή** που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή του μείγματος του σκληρού επιχώματος είναι **ασβεστολιθικά** και προήλθαν από λατομείο πλησίον του φράγματος. Ο **δείκτης πλαστικότητας** του διερχόμενου από το κόσκινο **No200** πρέπει να είναι **<15%**, ενώ τα όρια της κοκκομετρικής διαβάθμισης παρουσιάζονται αναλυτικά σε επόμενη ενότητα.

Για τη σύνθεση του σκληρού επιχώματος στο φράγμα Φιλιατρινό χρησιμοποιήθηκαν οι μέθοδοι της εδαφομηχανικής. Με την τροποποιημένη δοκιμή Proctor προσδιορίστηκε η βέλτιστη υγρασία μείγματος. Η περιεκτικότητα σε νερό του Σ.Ε. προσεγγίζει τη βέλτιστη υγρασία, όπως προκύπτει από τη δοκιμή της εργαστηριακής πυκνότητας έτσι ώστε να είναι δυνατή η μέγιστη συμπίκνωση του υλικού. Το **τσιμέντο** που χρησιμοποιήθηκε για την παρασκευή του Σ.Ε. είναι **CEM IV/B-32,5N**. Επίσης για πρώτη φορά στα φράγματα σκληρού επιχώματος χρησιμοποιήθηκε επιπλέον **ιπτάμενη τέφρα**, ανεπεξέργαστη από τον **ΑΗΣ Μεγαλόπολης**, σε ποσότητες **7÷23kg/m³**. Έτσι η μελέτη σύνθεσης έδωσε τις παρακάτω αναλογίες για 1,0m³ Σ.Ε.:

- **Τσιμέντο: 51kg**
- **Ιπτάμενη Τέφρα: 7÷23kg** (τα 7kg χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή του δοκιμαστικού επιχώματος, ενώ στο κυρίως σώμα χρησιμοποιήθηκαν κυρίως τα 23kg)
- **Νερό: 152kg**
- **Αδρανή: 2087kg**

Τελικώς, τα **τσιμεντοειδή** του φράγματος κυμάνθηκαν από **58÷74kg/m³** Σ.Ε.



Εικόνα 5.31 Κοντινή δορυφορική εικόνα φράγματος Φιλιατρινό

5.5.5 Ποιοτικοί Έλεγχοι

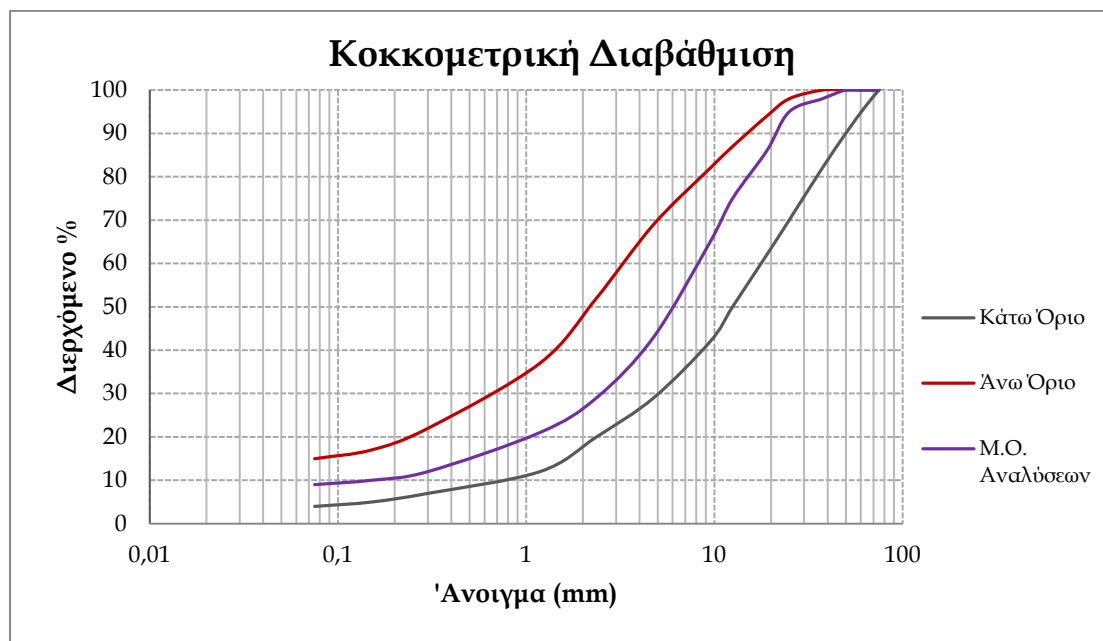
Οι ποιοτικοί έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν κατά την διάρκεια κατασκευής του φράγματος είναι η κοκκομετρική ανάλυση των αδρανών, ο προσδιορισμός των ορίων Atterberg, ο προσδιορισμός της περιεχόμενης υγρασίας, ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής και ο βαθμός συμπόκνωσης.

5.5.5.1 Κοκκομετρική Ανάλυση

Για την βέλτιστη ποιότητα του μείγματος του σκληρού επιχώματος, προσδιορίστηκαν αρχικά τα όρια της κοκκομετρικής καμπύλης μέσα στα οποία θα πρέπει να βρίσκονται οι εκάστοτε δοκιμές. Επίσης μετά από πολλές δειγματοληψίες υλικού και την κοκκομετρική ανάλυση προέκυψε και μία "μέση" διαβάθμιση του υλικού. Τόσο τα όρια της καμπύλης όσο και η μέση διαβάθμιση παρουσιάζονται στον Πίνακα 15 και στο Σχ. 5.57

Ον. Κόσκινου		3"	2,5"	2"	1,5"	1"	3/4"	1/2"
Άνοιγμα (mm)		75	63	50	37,5	25	19	12,5
Διερχόμενο %	Κάτω όριο	100	96	90	82	70	62	50
	Ανω όριο	100	100	100	100	98	94	87
	Μ.Ο. Αναλύσεων	100	100	100	98	95	86	75
Ον. Κόσκινου		3/8"	No4	No8	No16	No50	No100	No200
Άνοιγμα (mm)		9,5	4,75	2,36	1,18	0,3	0,15	0,075
Διερχόμενο %	Κάτω όριο	42	29	20	12	7	5	4
	Ανω όριο	82	69	52	37	22	17	15
	Μ.Ο. Αναλύσεων	65	43	29	21	12	10	9

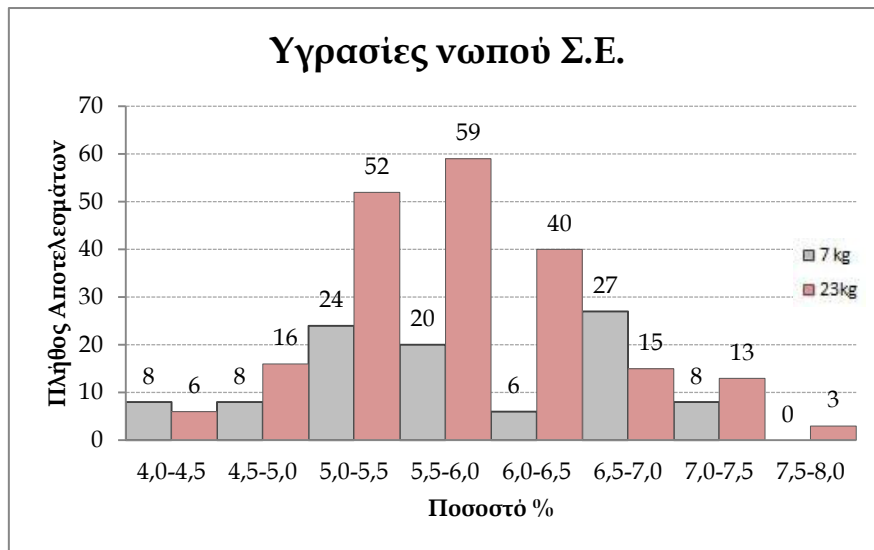
Πίνακας 15. Όρια κοκκομετρικής διαβάθμισης Σ.Ε. (Φιλιατρινό)



Σχήμα 5.57 Κοκκομετρική καμπύλη Σ.Ε. (Φιλιατρινό)

5.5.5.2 Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.

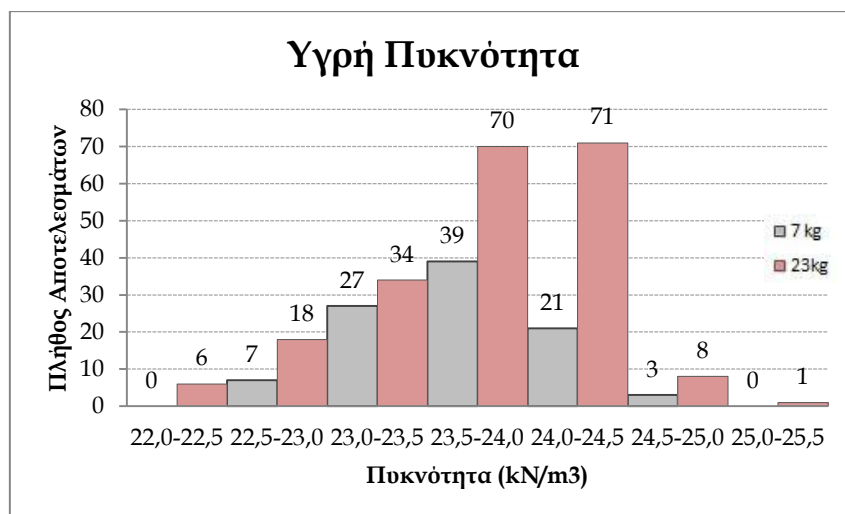
Καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι της υγρασίας του νωπού μείγματος του σώματος. Για τις υγρασίες του μείγματος με περιεκτικότητα **7kg υπάμενης τέφρας** έγιναν **N=101** δοκιμές, με μέσο όρο $x_m=5,85\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,85\%$. Για το μείγμα με περιεκτικότητα **23kg υπάμενης τέφρας** πραγματοποιήθηκαν **N=209** δοκιμές με μέσο όρο $x_m=5,77\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,776\%$. Οι δοκιμές αυτές παρουσιάζονται αναλυτικά στα παρακάτω διαγράμματα, όπου με **γκρι** απεικονίζονται τα αποτελέσματα για **7kg τέφρας** και με **κόκκινο** τα αντίστοιχα για **23kg τέφρας**. (Σχ. 5.44)



Σχήμα 5.58 Υγρασίες νωπού Σ.Ε.(Φιλιατρινό)

5.5.5.3 Υγρή Πυκνότητα Σ.Ε.

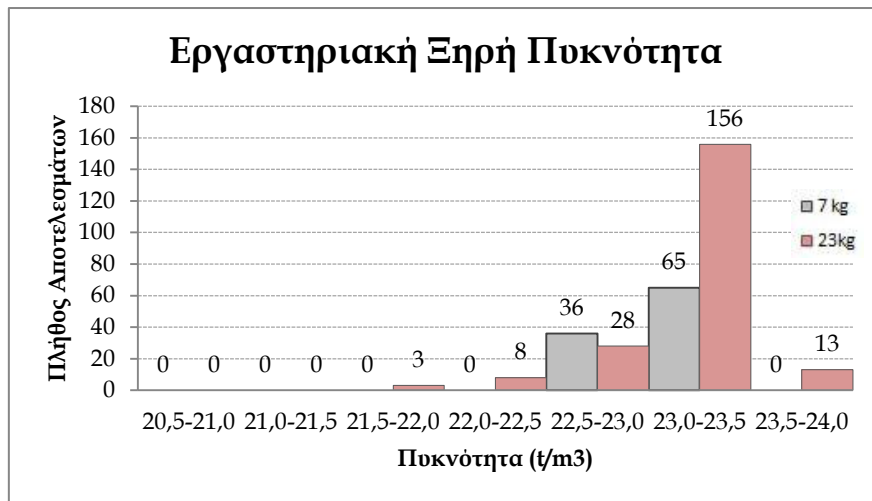
Καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι της υγρής πυκνότητας του νωπού μείγματος του σώματος. Για τις υγρασίες του μείγματος με περιεκτικότητα **7kg υπάμενης τέφρας** έγιναν **N=101** δοκιμές, με μέσο όρο $x_m=23,7kN/m^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,45kN/m^3$. Για το μείγμα με περιεκτικότητα **23kg υπάμενης τέφρας** πραγματοποιήθηκαν **N=209** δοκιμές με μέσο όρο $x_m=23,8kN/m^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,54kN/m^3$. Με **γκρι** απεικονίζονται τα αποτελέσματα για **7kg τέφρας** και με **κόκκινο** τα αντίστοιχα για **23kg τέφρας**.



Σχήμα 5.59 Υγρή πυκνότητα Σ.Ε. (Φιλιατρινό)

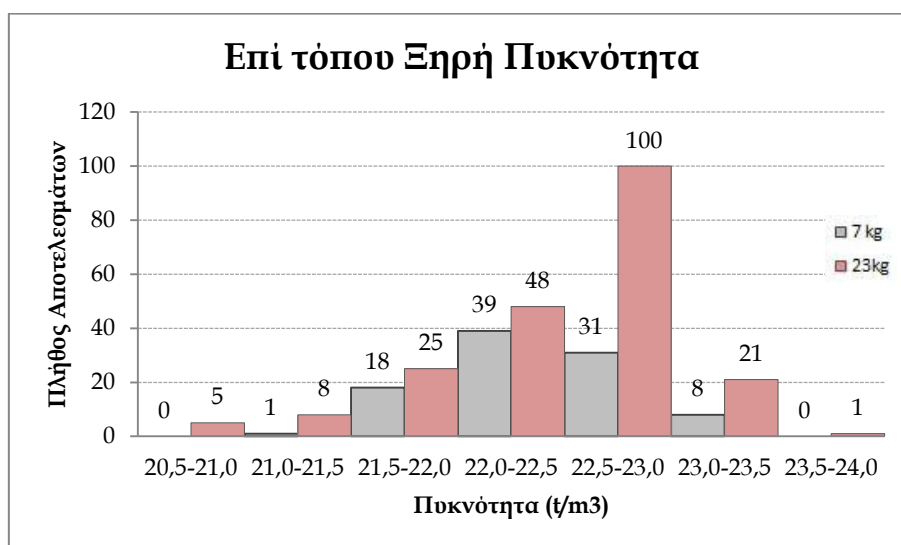
5.5.5.4 Έλεγχος Συμπύκνωσης Σ.Ε.

Ο βαθμός συμπύκνωσης προκύπτει ως ο λόγος της επί τόπου ξηρής πυκνότητας του μείγματος προς την ξηρή πυκνότητα που προσδιορίστηκε στο εργαστήριο αφού ξηρανθούν τα δοκίμια που έχουν υποβληθεί σε τροποποιημένη δοκιμή Proctor. Για τον προσδιορισμό της εργαστηριακής ξηρής πυκνότητας πραγματοποιήθηκαν **N=101** δοκιμές για το μείγμα με περιεκτικότητα **7kg τέφρας**, με μέσο όρο $x_m=22,9\text{kN/m}^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,22\text{kN/m}^3$, ενώ για το μείγμα με περιεκτικότητα **23kg τέφρας** πραγματοποιήθηκαν **N=209** δοκιμές με μέση τιμή $x_m=23,1\text{kN/m}^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,32\text{ t/m}^3$ (Σχ. 5.60)



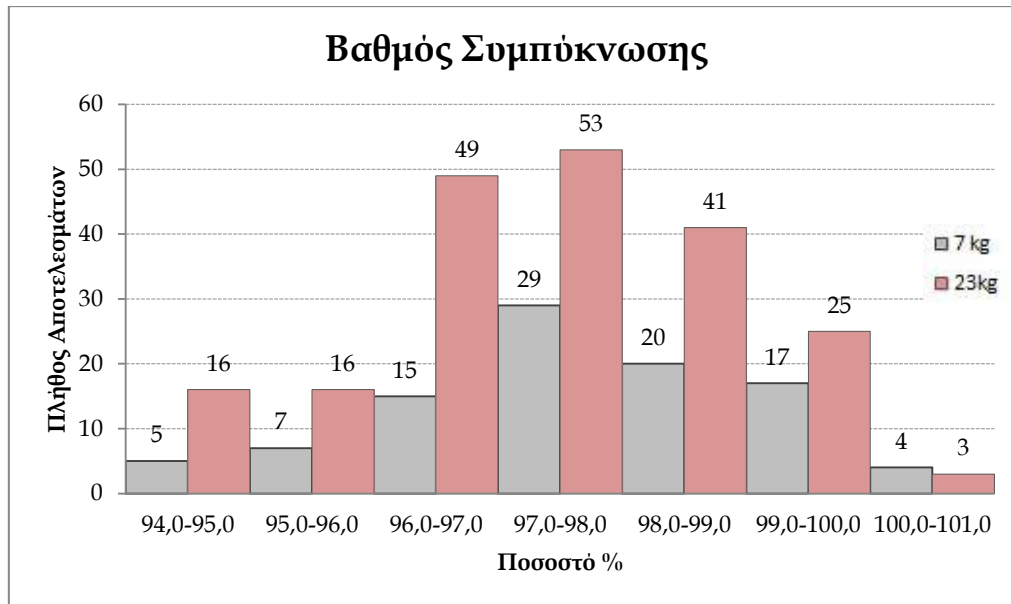
Σχήμα 5.60 Εργαστηριακή ξηρή πυκνότητα (Φιλιατρινό)

Οι μετρήσεις της επί τόπου ξηρής πυκνότητας έδωσαν για το μείγμα με περιεκτικότητα **7kg τέφρας**, μέσο όρο $x_m=22,4\text{kN/m}^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,42\text{kN/m}^3$ με **N=97**, ενώ για το μείγμα με περιεκτικότητα **23kg τέφρας** πραγματοποιήθηκαν **N=209** δοκιμές με μέση τιμή $x_m=22,5\text{kN/m}^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,53\text{kN/m}^3$.



Σχήμα 5.61 Επί τόπου ξηρή πυκνότητα (Φιλιατρινό)

Έτσι τελικά, προέκυψαν οι **βαθμοί συμπόκνωσης** του Σ.Ε. Για το μείγμα με περιεκτικότητα σε ιπτάμενη τέφρα **7kg** έγιναν **N=97** δοκιμές με μέση τιμή $x_m=97,72\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=1,41\%$, ενώ για το μείγμα με περιεκτικότητα **23kg** ιπτάμενης τέφρας πραγματοποιήθηκαν **N=209** δοκιμές με μέση τιμή $x_m=97,26\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=1,53\%$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στο παρακάτω διάγραμμα (Σχ. 5.62)

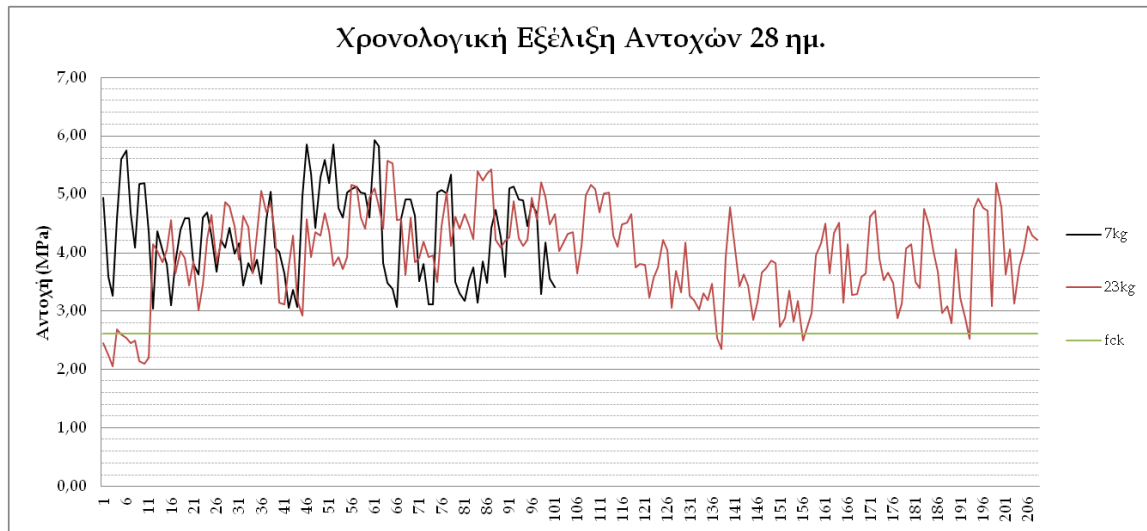


Σχήμα 5.62 Βαθμός Συμπόκνωσης Σ.Ε. (Φιλιατρινό)

5.5.6 Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε.

5.5.6.1 Αποτελέσματα Δοκιμών

Στο παρόν φράγμα πραγματοποιήθηκαν δοκιμές θλιπτικής αντοχής σε κυλινδρικά δοκίμια διαστάσεων $d \times h = 15 \times 30 \text{ cm}$ ηλικίας 7, 28, 90 & 365 ημερών. Τα δοκίμια συμποκνώθηκαν με **δονητική σφύρα** (ASTM 1435/C), με ενέργεια ίση με αυτή της τροποποιημένης δοκιμής Proctor. Το υλικό τοποθετούνταν σε 4 στρώσεις, η κάθε μία από τις οποίες συμποκνώνονταν για χρονικό διάστημα 1 min. Τα δοκίμια συμποκνώνονταν στο $96 \div 97\%$ της μέγιστης δυνατής συμπόκνωσης για να προσομοιάζουν τις πραγματικές συνθήκες διάστρωσης. Η χρονολογική εξέλιξη των αντοχών των 28 ημερών παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 5.63 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ.

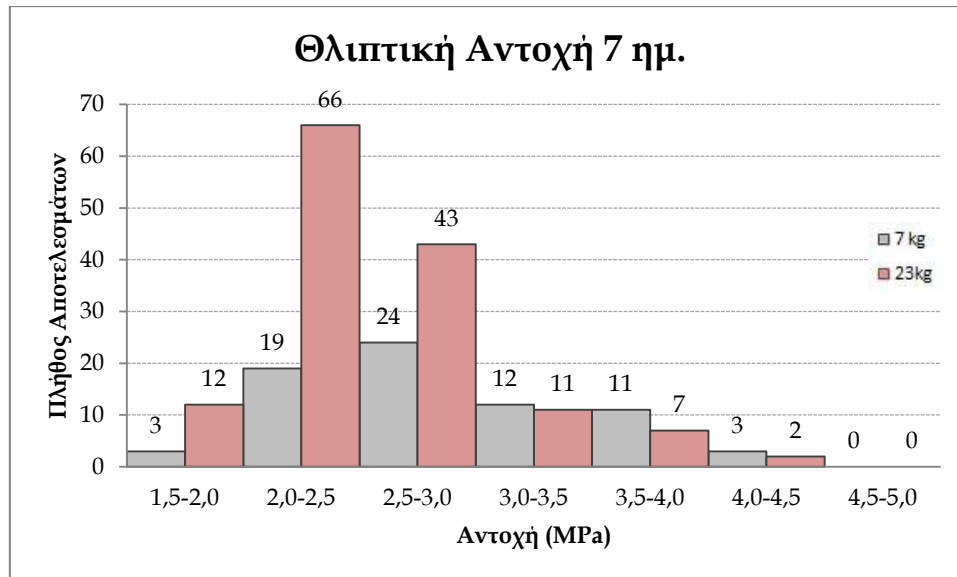
Από την χρονολογική εξέλιξη των αντοχών παρατηρούμε ότι δεν υπήρξε κάποια χρονική περίοδος όπου το μείγμα που παρασκευαζόταν δεν ήταν καλό. Το μόνο που μπορούμε να παρατηρήσουμε είναι ότι σε μία περιοχή τα δοκίμια με περιεκτικότητα 7kg τέφρας έχουν μεγαλύτερη αντοχή από τα αντίστοιχα με τα 23kg.

Λόγω του πλήθους των δοκιμών και των διαγραμμάτων, παρουσιάζονται αρχικά οι μέσες τιμές και οι τυπικές αποκλίσεις των δοκιμών των θλιπτικών αντοχών στον Πίνακα και στη συνέχεια θα παρουσιαστούν και αναλυτικά.

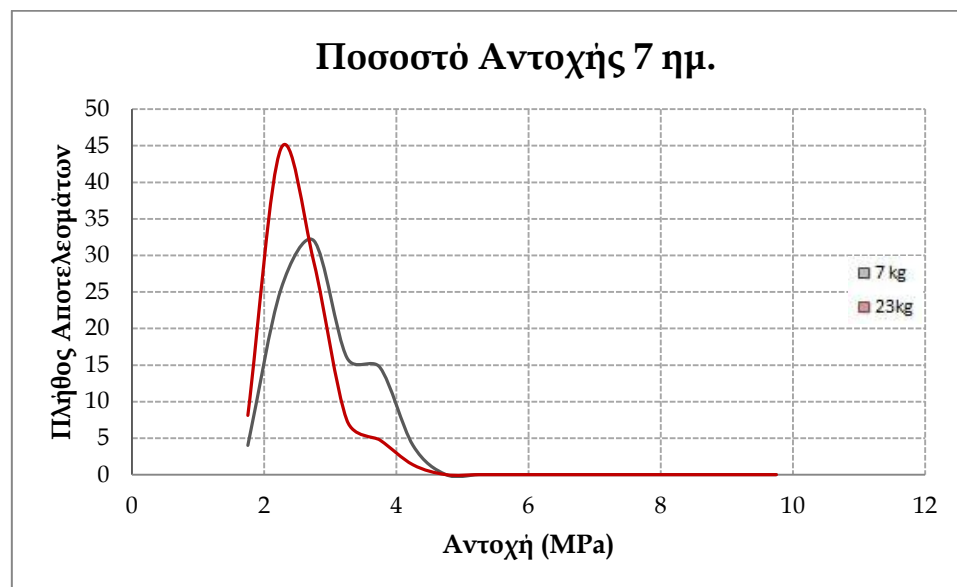
Θλιπτική Αντοχή (Μρα)			
	Τέφρα	x_m	σ
7 ημ	7kg	2,90	0,632
	23kg	2,54	0,511
28 ημ	7kg	4,55	1,015
	23kg	3,93	0,774
90 ημ	7kg	5,58	0,995
	23kg	5,68	1,075
365 ημ	7kg	6,64	1,458
	23kg	6,09	0,960

Πίνακας 16. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα θλιπτικών αντοχών (Φιλιπρινό)

Αρχικά, δοκιμές πραγματοποιήθηκαν και για τα δύο μείγματα στην ηλικία των 7 ημερών. Για το μείγμα με 7kg τέφρας πραγματοποιήθηκαν $N=75$ δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=2,90\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,632\text{MPa}$. Αντίστοιχα, για το μείγμα με περιεκτικότητα τέφρας 23kg, έγιναν $N=148$ δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=2,54\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,511\text{MPa}$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στα ακόλουθα διαγράμματα.

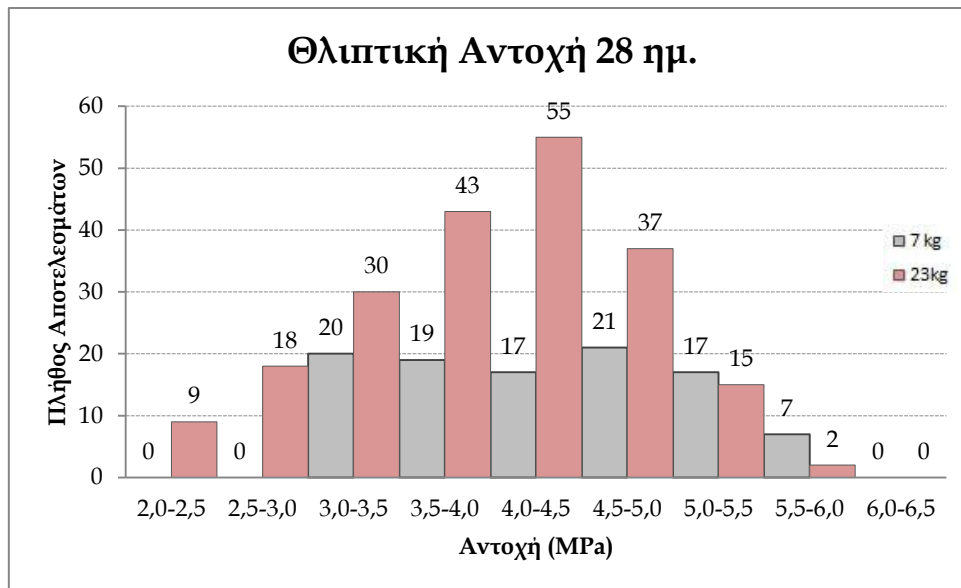


Σχήμα 5.64 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 7 ημ. (Φιλιαρινό)

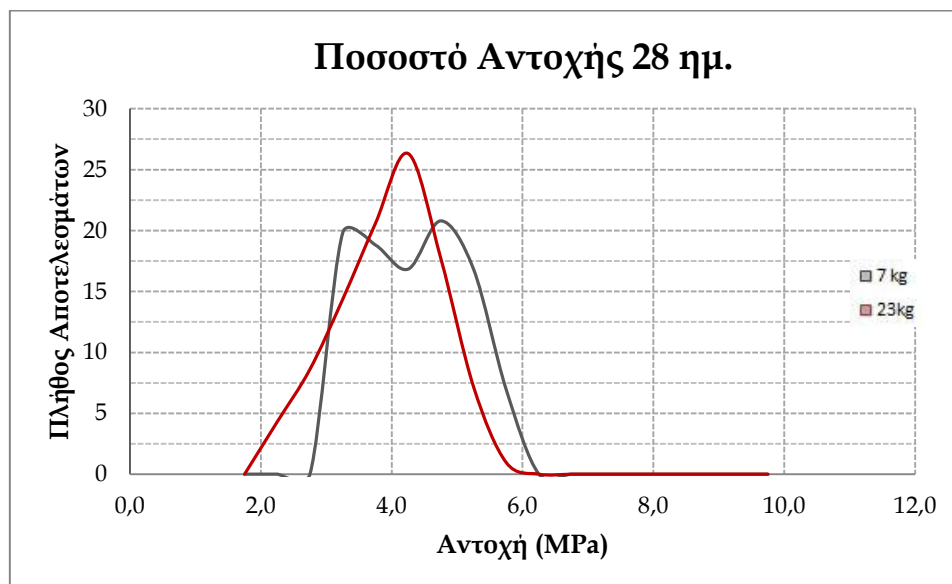


Σχήμα 5.65 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Φιλιαρινό)

Όσον αφορά στα δοκίμια ηλικίας **28 ημερών**, αρχικά να επισημανθεί ότι λόγω του αρχικού μικρού όγκου δείγματος, χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές των 90 ημερών μειωμένες κατά 31%, ποσοστό το οποίο προκύπτει από τη σύγκριση των μέσων όρων των αρχικών τιμών των 28 & 90 ημερών. Επίσης μετά την αναπροσαρμογή, έγινε επαλήθευση-σύγκριση με τις τιμές των 7 ημερών, αυξημένες κατά 25% σε σχέση με τις αρχικές, διότι τόση ήταν η διαφορά των μέσων όρων των 7& 28 ημερών. Για το μείγμα με **7kg** τέφρας πραγματοποιήθηκαν **N=101** δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=4,31\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,778\text{MPa}$. Αντίστοιχα, για το μείγμα με περιεκτικότητα τέφρας **23kg**, έγιναν **N=209** δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=3,95\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,778\text{MPa}$



Σχήμα 5.66 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 28 ημ. (Φιλιατρινό)

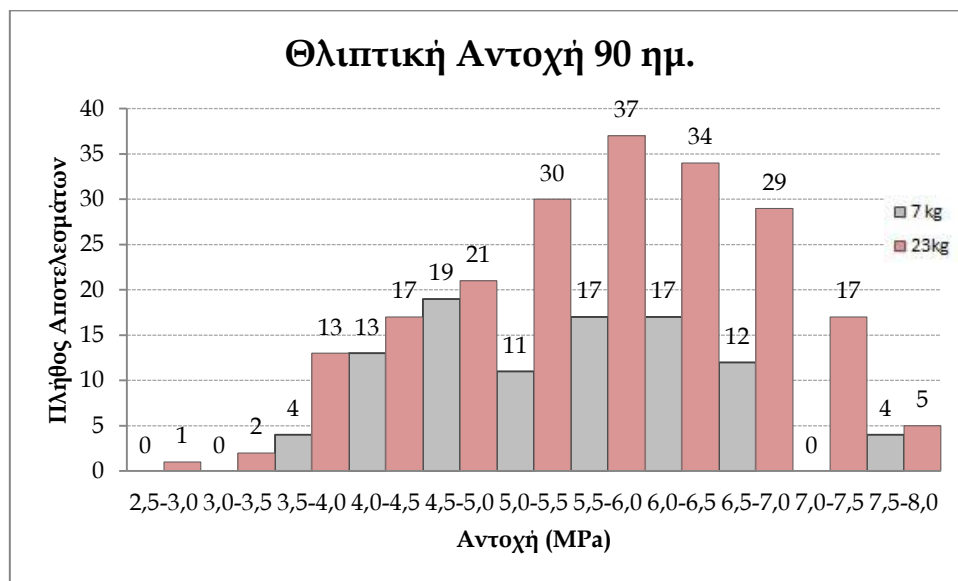


Σχήμα 5.67 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ. (Φιλιατρινό)

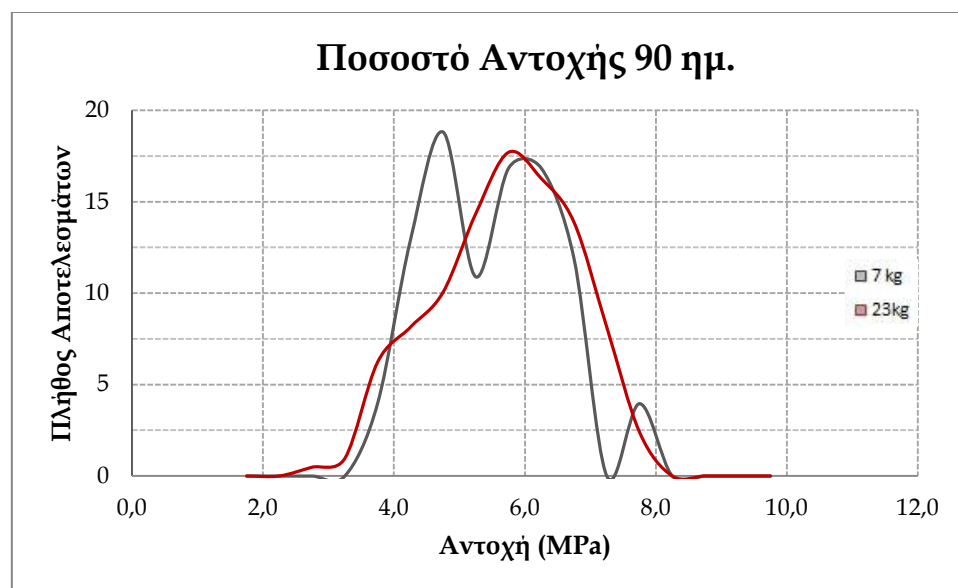
Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} προσδιορίστηκε από τον μέσο όρο των χαρακτηριστικών αντοχών για μείγμα με 7kg τέφρας και για το μείγμα με 23kg τέφρας. Τελικά, προκύπτει $f_{ck}=2,71\text{MPa}$.

Για τα δοκίμια των 28 ημερών που μας απασχολούν κυρίως, παρατηρούμε ότι η **τυπική απόκλιση** που υπάρχει είναι πολύ ικανοποιητική, ενώ η χαρακτηριστική αντοχή απέχει ικανοποιητικά από την μέση τιμή. Το γεγονός αυτό **υποδηλώνει την καλή ομοιογένεια του μείγματος και την ιδανική χρήση τσιμέντου τόσο ως προς την ποσότητα, αλλά ως προς και την ποιότητα και την κατηγορία.**

Ακόμα, δοκιμές πραγματοποιήθηκαν και για τα δύο μείγματα στην ηλικία των **90 ημερών**. Για το μείγμα με **7kg** τέφρας πραγματοποιήθηκαν **N=101** δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=5,58\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,995\text{MPa}$. Αντίστοιχα, για το μείγμα με περιεκτικότητα τέφρας **23kg**, έγιναν **N=209** δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=5,68\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=1,075\text{MPa}$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στα ακόλουθα διαγράμματα.

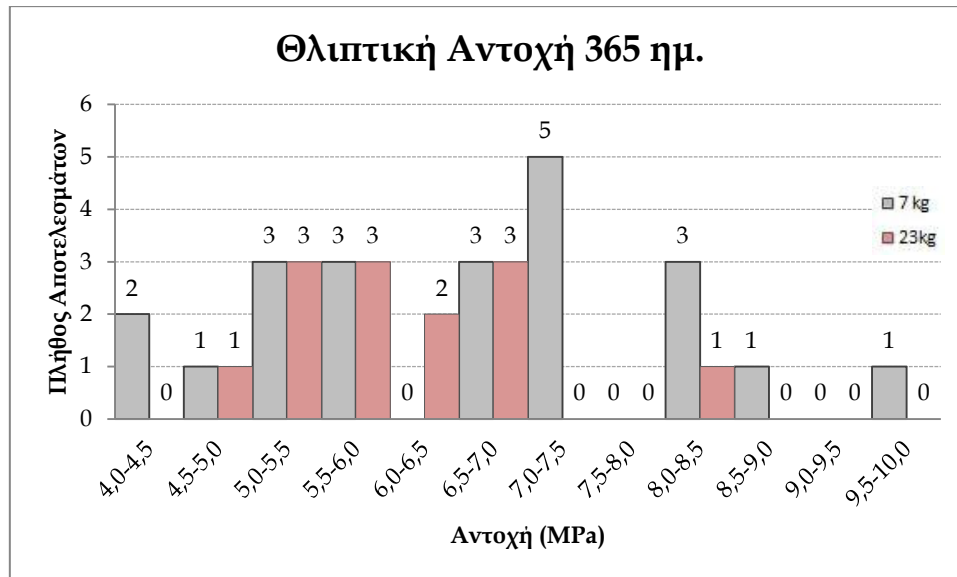


Σχήμα 5.68 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 90 ημ. (Φιλιατρινό)

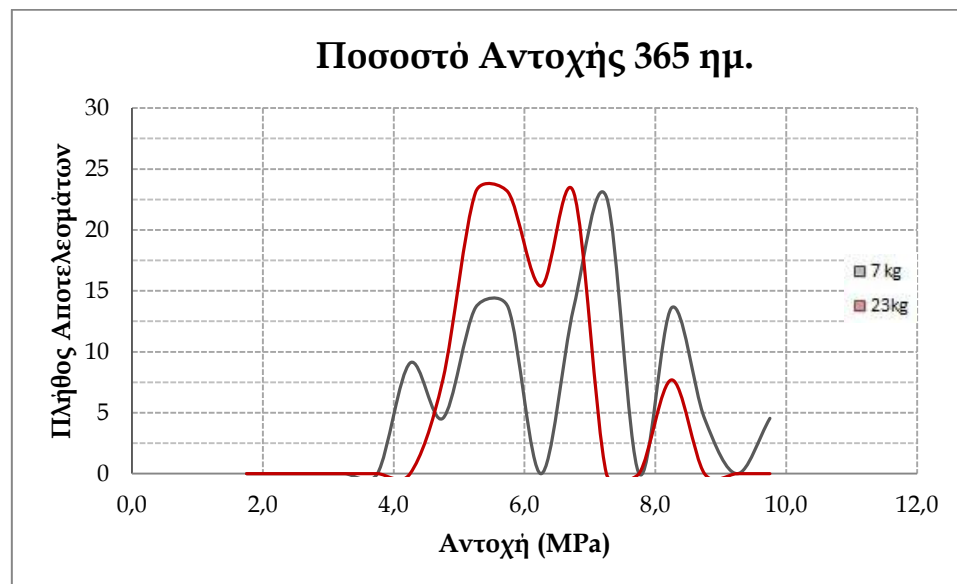


Σχήμα 5.69 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ.

Τέλος, δοκιμές πραγματοποιήθηκαν και για τα δύο μείγματα στην ηλικία των **365 ημερών**. Για το μείγμα με **7kg** τέφρας πραγματοποιήθηκαν **N=22** δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=6,64$ MPa και τυπική απόκλιση $\sigma=1,458$ MPa. Αντίστοιχα, για το μείγμα με περιεκτικότητα τέφρας **23kg**, έγιναν **N=13** δοκιμές, με μέση τιμή $\chi_m=6,09$ MPa και τυπική απόκλιση $\sigma=0,960$ MPa. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στα ακόλουθα διαγράμματα.



Σχήμα 5.70 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 365 ημ. (Φιλιαρινό)

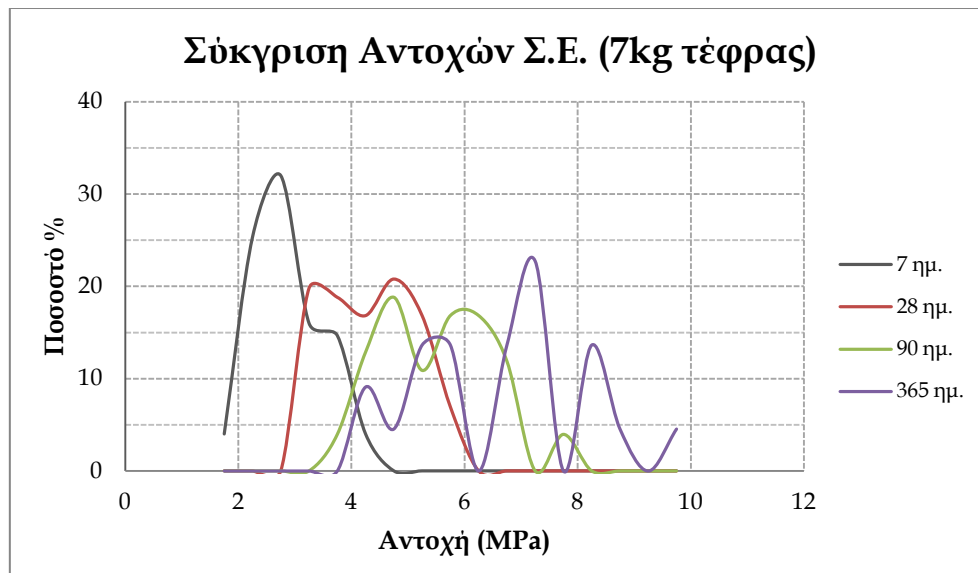


Σχήμα 5.71 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ. (Φιλιαρινό)

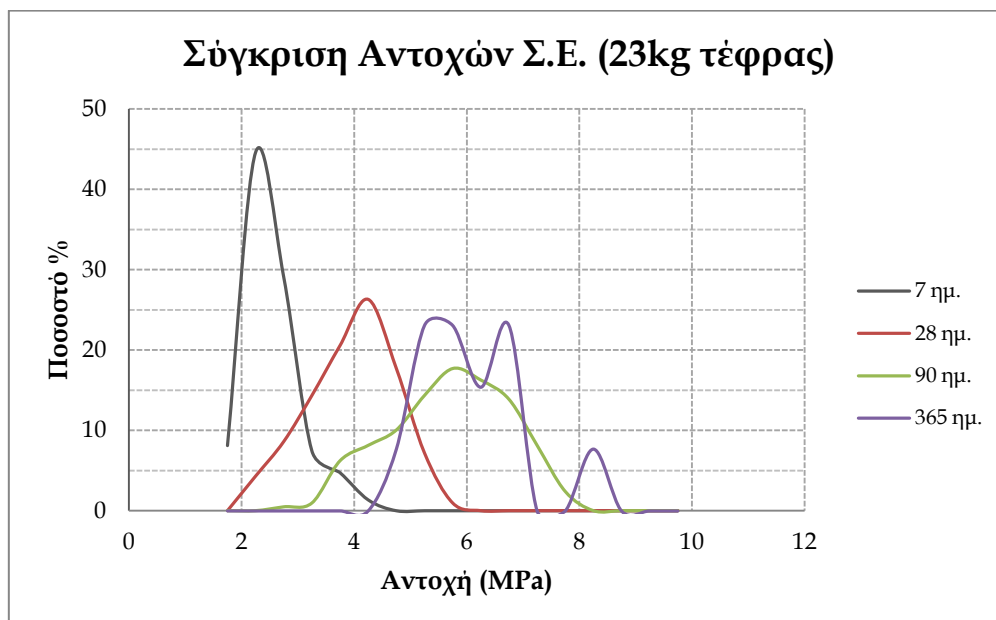
Λόγω των πολύ λίγων τιμών στις δοκιμές των 365 ημερών, δεν είναι να ασφαλές να εξαχθεί κάποιο συμπέρασμα για την αύξηση των αντοχών.

Από τη σύγκριση των παραπάνω αποτελεσμάτων παρατηρούμε τα εξής:

- Αύξηση της αντοχής κατά **48,55%** από τις **7 ημ.** στις **28 ημ.** για **7kg** τέφρας.
- Αύξηση της αντοχής κατά **55,30%** από τις **7 ημ.** στις **28 ημ.** για **23kg** τέφρας.
- Αύξηση της αντοχής κατά **29,36%** από τις **28 ημ.** στις **90 ημ.** για **7kg** τέφρας.
- Αύξηση της αντοχής κατά **31,67%** από τις **28 ημ.** στις **90 ημ.** για **23kg** τέφρας.
- Αύξηση της αντοχής κατά **92,16%** από τις **7 ημ.** στις **90 ημ.** για **7kg** τέφρας.
- Αύξηση της αντοχής κατά **123,13%** από τις **7 ημ.** στις **90 ημ.** για **23kg** τέφρας.



Σχήμα 5.72 Σύγκριση Αντοχών Σ.Ε. (7kg τέφρας)

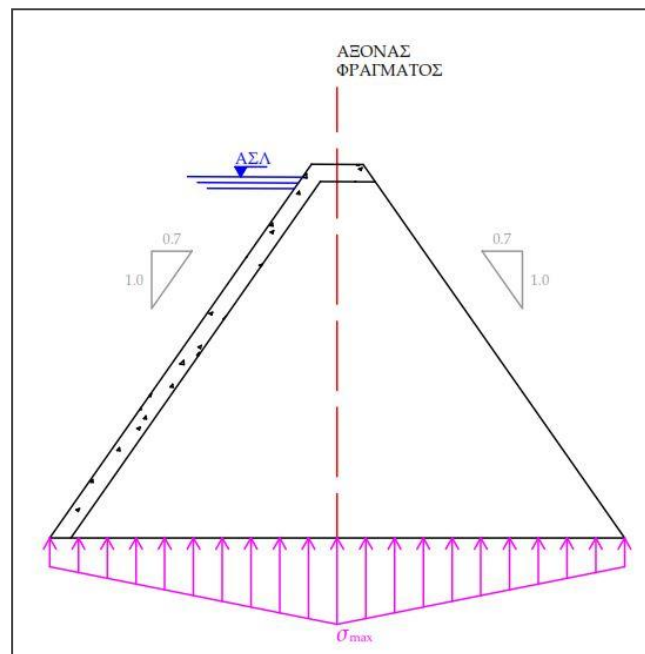


Σχήμα 5.73 Σύγκριση Αντοχών Σ.Ε. (23kg τέφρας)

5.5.6.2 Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας

Αφού αναλύθηκαν και επεξεργάστηκαν τα αποτελέσματα των δοκιμών θλιπτικής αντοχής, και βρέθηκε και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή των 28 ημερών, σειρά έχει ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS του φράγματος, αφού έχει κατασκευαστεί. Ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από τον τύπο $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}}$. Αυτό προκρίπτει άμα σκεφτεί κανείς την αντίστροφη πορεία του σχεδιασμού, δηλαδή αρχικά υπολογίζουμε τη μέγιστη θλιπτική τάση στο σώμα του φράγματος και την πολλαπλασιάζουμε με έναν συντελεστή ασφαλείας και προκρίπτει από το γινόμενο αυτό η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} .

Στην πραγματικότητα, στην εκπόνηση μίας μελέτης, ο υπολογισμός των τάσεων στο σώμα ενός φράγματος γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να προσδίδεται μεγάλη ακρίβεια στην τιμή αλλά και στα σημεία που αναπτύσσονται οι τάσεις. Στην παρούσα εργασία η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για τον υπολογισμό της μέγιστης τάσης είναι ιδιαίτερα απλοποιημένη και σχετικά χονδροειδής.



Σχήμα 5.74 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στη βάση του φράγματος καθώς και η μέγιστη θλιπτική. Για το φράγμα Φιλιατρινό, η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση είναι $\sigma_{max} = \gamma \cdot h$, όπου γ το ειδικό βάρος του υλικού και h το ύψος του φράγματος. Έτσι έχουμε: $\sigma_{max} = \gamma \cdot h = 22,5 \text{ kN/m} \cdot 55,0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{max} = 1,24 \text{ MPa}$. Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος είναι ίσος με $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}} = \frac{2,71}{1,24} \Rightarrow FS = 2,19$.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι το φράγμα Φιλιατρινό έχει σχεδιαστεί με έναν πολύ καλό συντελεστή ασφαλείας. Εξασφαλίζει το φράγμα σίγουρα έναντι ολίσθησης, καθώς λόγω κλίσης πρανών και ύψους η βάση του φράγματος είναι περίπου 95,0m. (12)

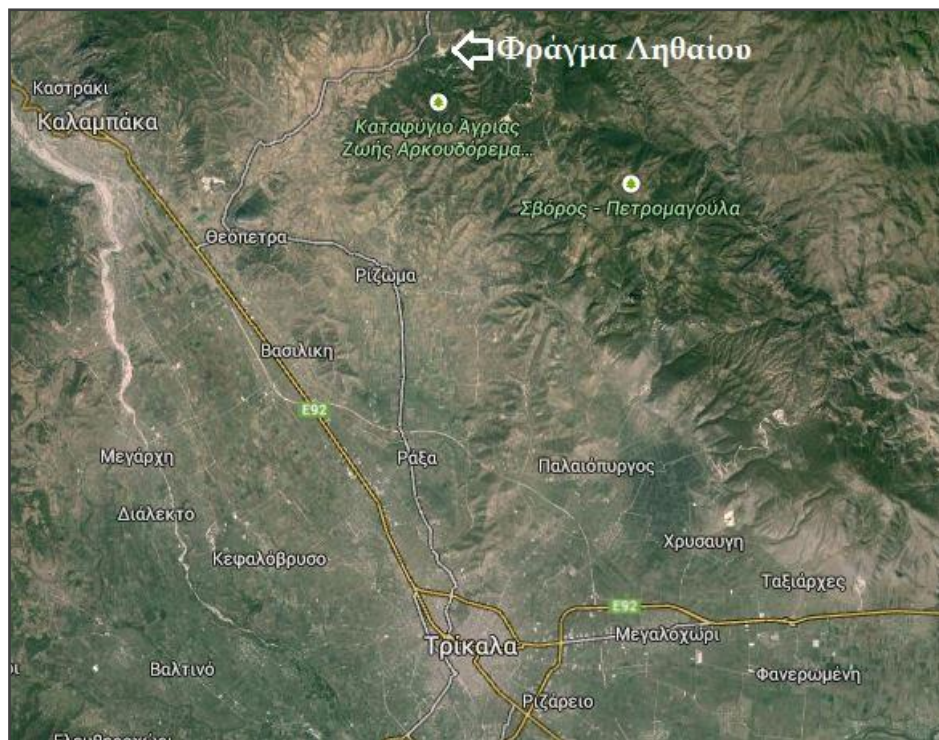
5.6 Φράγμα Ληθαιού-Ν.Τρικάλων



Εικόνα 5.32 Κατάλητη όψη φράγματος Ληθαιού

5.6.1 Τοποθεσία Φράγματος

Το φράγμα Ληθαιού Τρικάλων κατασκευάζεται επί του ποταμού Ληθαιού, σε υψόμετρο κοίτης +300,00m, ΒΑ του οικισμού Θεόπετρα και σε απόσταση 10km από αυτόν, ενώ απέχει σε ευθεία γραμμή 20km Β της πόλης των Τρικάλων.



Εικόνα 5.33 Τοποθεσία φράγματος Ληθαιού μέσω Google Earth

5.6.2 Γενικά Χαρακτηριστικά

Οι εργασίες της κατασκευής του φράγματος ξεκίνησαν το 1^ο εξάμηνο του 2008 ενώ μέχρι σήμερα έχουν ολοκληρωθεί οι εργασίες κατασκευής του κυρίως σώματος. Πρόκειται για μεικτού τύπου φράγμα, Α.Κ.Σ.Ε και γεώφραγμα συνολικού μήκους 526,00m. Σκοπός της κατασκευής του συγκεκριμένου φράγματος είναι η άρδευση της ευρύτερης περιοχής. Τα γενικά χαρακτηριστικά του τμήματος του φράγματος από Κ.Σ.Ε. παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

Πίνακας Γενικών Χαρακτηριστικών	
Ύψος	32,00m
Μήκος Στέψης	246,00m
Πλάτος Στέψης	5,7m
Υψόμετρο Στέψης	+260,00m
Μήκος βάσης	-
Πλάτος βάσης	-
Κλίση Ανάντη πρανοός (Ο:Κ)	0,8:1
Κλίση Κατόντη πρανοός (Ο:Κ)	0,8:1
Όγκος Σ.Ε	$0,16 \times 10^6 \text{m}^3$
Στάθμη Υπερχείλισης	+331,00m
Α.Σ. Υδροληψίας	+328,00m
Κ.Σ. Υδροληψίας	+310,00m
Χωρητικότητα Ταμιευτήρα	$2,5 \times 10^6 \text{m}^3$
Έκταση Ταμιευτήρα	-

Πίνακας 17. Γενικά Χαρακτηριστικά φράγματος Ληθαίου



Εικόνα 5.34 Πλαϊνή άποψη (διατομή) φράγματος Ληθαίου.

5.6.3 Διαδικασία Κατασκευής

Η διαδικασία κατασκευής του φράγματος Ληθαίου είναι παρόμοια με την κατασκευή του φράγματος του Φιλιατρινού. Όπως αναγράφεται και σε παραπάνω πίνακα, οι **κλίσεις** των ανάντη και κατόντη **πρανών** είναι ίσες με **0,8:1,0 (Ο:Κ)**, ενώ η στεγανοποίηση του φράγματος προβλέπεται να είναι ανάντη πλάκα συμβατικού σκυροδέματος.

Η κάθε στρώση του υλικού έχει συμπυκνωμένο **πάχος 300mm**. Για την κατασκευή του **ανάντη πρανούς** τοποθετήθηκε στην άκρη του βραχίονα ενός μεγάλου ερπυστριοφόρου εκσκαφέα **μεταλλική πλάκα διαστάσεων 6,0×1,0m** (Εικ. 5.35) Η πλάκα αυτή χρησιμοποιείται ως καλούπι. Πίσω από το καλούπι αυτό διαστρώνεται με φτυάρια υλικό σκληρού επιχώματος, το οποίο συμπυκνώνεται με δύο φορητά μηχανήματα συμπύκνωσης. Μετά από αυτή τη διαδικασία και αφού συμπυκνωθεί καλά η στρώση των 300mm, ο μεταλλότυπος μετακινείται σε νέα θέση για διάστρωση.



Εικόνα 5.35 Μεταλλότυπος διαμόρφωσης ανάντη παρειάς Ληθαίου.

Για την διαμόρφωση του **κατόντη πρανούς** του φράγματος χρησιμοποιήθηκαν όπως στο φράγμα του Φιλιατρινού, **προκατασκευασμένα στοιχεία σκυροδέματος C16/20, διατομής L** με ύψος 0,90m και πλάτος 0,72m. Ο **υπερχειλιστής** του φράγματος έχει τοποθετηθεί πάνω στη στέψη του τμήματος από σκληρό επιχώμα και είναι και ο ίδιος διαμορφωμένος **από τα τοποποιημένα στοιχεία τύπου L**, βρίσκεται σε υψόμετρο στέψης +328,00m και έχει **πλάτος 26,0m** (Εικ. 5.36).



Εικόνα 5.36 Κατάντη πρανές & υπερχειλιστής (Ληθαίο)

Τέλος, η παραγωγή του μείγματος του σκληρού επιχώματος πραγματοποιούνταν σε συγκρότημα παραγωγής αδρανών, η μεταφορά στη θέση διάστρωσης γινόταν με φορτηγά, η διάστρωση με αυτοκινούμενους ερπυστριοφόρους προωθητές και η συμπίκνωση με δονητικούς συμποκνωτές.



Εικόνα 5.37 Διάστρωση Σ.Ε. φράγματος Ληθαίου

5.6.4 Υλικά Σκληρού Επιχώματος

Τα πορίσματα από τις γεωλογικές μελέτες που πραγματοποιήθηκαν στην περιοχή κατασκευής του φράγματος έδειξαν ότι το έδαφος θεμελίωσης είναι **ιλυόλιθοι** με ενστρώσεις **ψαμμίτη**.

Τα αδρανή υλικά για την κατασκευή του σκληρού επιχώματος ήταν κυρίως ιλυολιθικά και λιγότερο ψαμμιτικά, πτωχής ποιότητας, με απώλεια στη δοκιμή Los Angeles της τάξης του 68÷72%.

Μετά από εργαστηριακές μελέτες συνθέσεων υλικών σκληρού επιχώματος και επιβεβαίωση των ιδιοτήτων των υλικών κατά την κατασκευή χαμηλών δοκιμαστικών επιχωμάτων καθορίστηκε η καταλληλότερη σύνθεση. Οι αναλογίες για 1,0m³ νωπού μείγματος είναι οι ακόλουθες:

- Τσιμέντο: **57kg**
 - Νερό: **130kg**
 - Χονδροί χάλικες: **610kg**
 - Λεπτοί χάλικες: **650kg**
 - Άμμος: **970kg**
- } Σύνολο αδρανών: **2230kg**



Εικόνα 5.38 Κοντινή δορυφορική εικόνα φράγματος Ληθαίου.

5.6.5 Ποιοτικοί Έλεγχοι

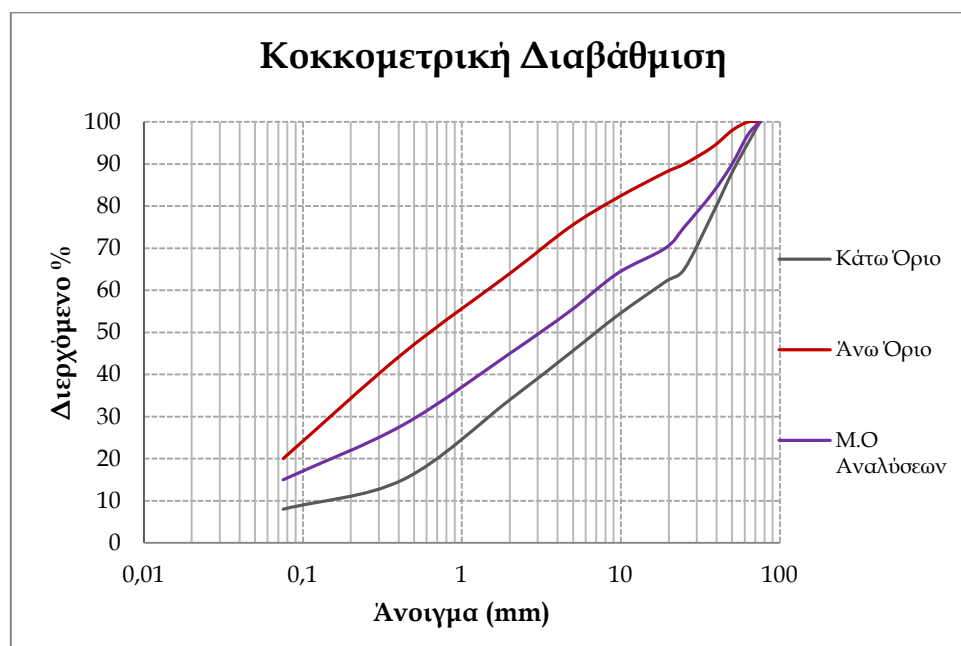
Οι ποιοτικοί έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν κατά την διάρκεια κατασκευής του φράγματος είναι η κοκκομετρική ανάλυση των αδρανών, ο προσδιορισμός της περιεχόμενης υγρασίας, ο υπολογισμός της θλιπτικής αντοχής και ο βαθμός συμπύκνωσης. Οι έλεγχοι αυτοί πραγματοποιήθηκαν στο διάστημα 5/2010÷10/2011.

5.6.5.1 Κοκκομετρική Ανάλυση

Για την βέλτιστη ποιότητα του μείγματος του σκληρού επιχώματος, προσδιορίστηκαν αρχικά τα όρια της κοκκομετρικής καμπύλης μέσα στα οποία θα πρέπει να βρίσκονται οι εκάστοτε δοκιμές. Επίσης μετά από πολλές δειγματοληψίες υλικού και την κοκκομετρική ανάλυση προέκυψε και μία "μέση" διαβάθμιση του υλικού. Τόσο τα όρια της καμπύλης όσο και η μέση διαβάθμιση παρουσιάζονται στον Πίνακα 1 και στο Σχ. 5.57

Ον. Κόσκινου		3"	2,5"	2"	1,5"	1"	3/4"
Άνοιγμα (mm)		75	63	50	37,5	25	19
Διερχόμενο %	Κάτω όριο	100	95	88	78	65	62
	Ανω όριο	100	100	98	94	90	88
	Μ.Ο. Ανάλυσεων	100	97	90	83	75	70
Ον. Κόσκινου		3/8"	No4	No10	No40	No200	
Άνοιγμα (mm)		9,5	4,75	2	0,425	0,075	
Διερχόμενο %	Κάτω όριο	54	45	34	15	8	
	Ανω όριο	82	75	64	45	20	
	Μ.Ο. Ανάλυσεων	64	55	45	28	15	

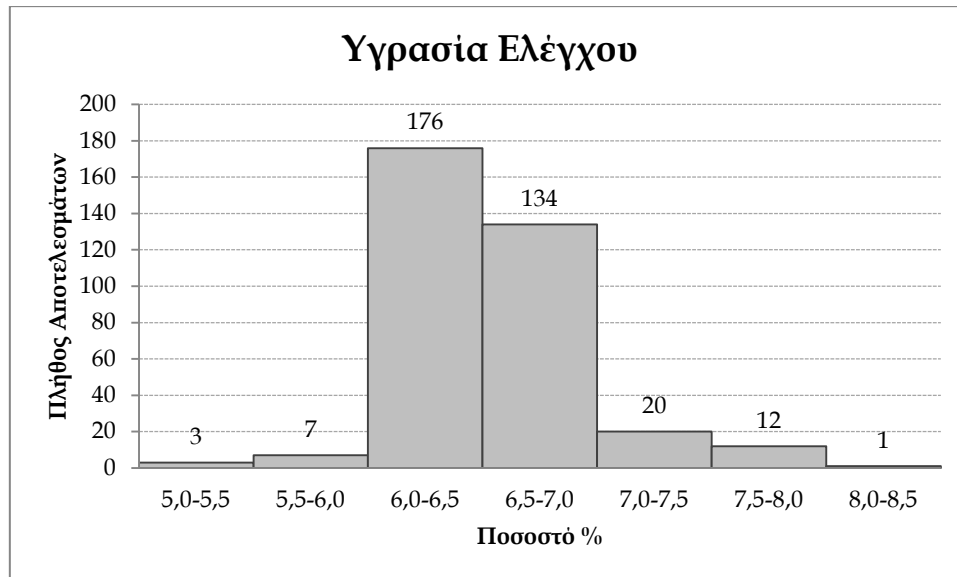
Πίνακας 18. Κοκκομετρική διαβάθμιση Σ.Ε. (Ληθαίου)



Σχήμα 5.75 Διάγραμμα κοκκομετρικής ανάλυσης Σ.Ε. (Ληθαίου)

5.6.5.2 Έλεγχος Υγρασίας νωπού μείγματος Σ.Ε.

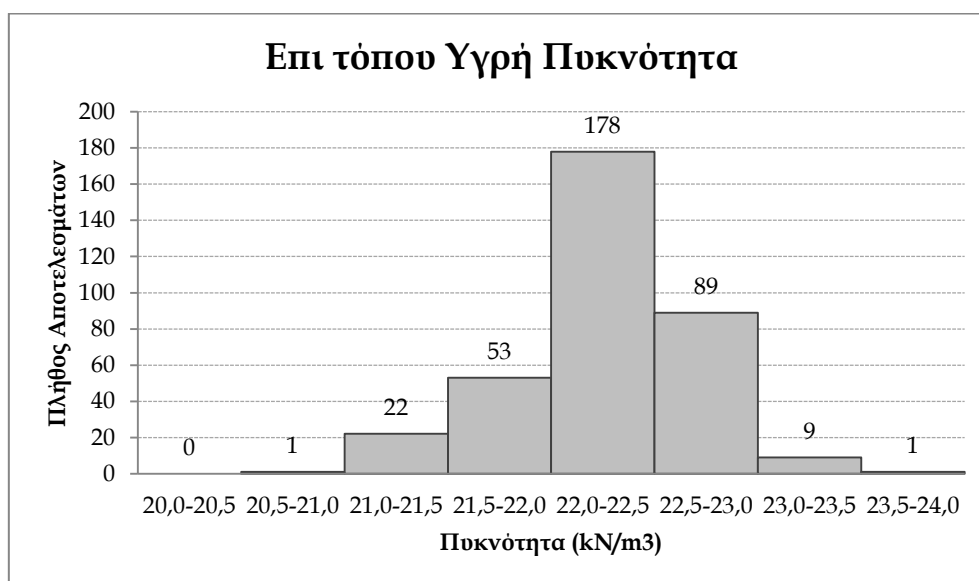
Καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι της υγρασίας του νωπού μείγματος του σώματος. Για τις υγρασίες του μείγματος έγιναν $N=353$ δοκιμές, με μέσο όρο $x_m=6,49\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,381\%$. Η βέλτιστη υγρασία που προσδιορίστηκε στο εργαστήριο ήταν $w_{opt}=7,3\%$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο ακόλουθο διάγραμμα.



Σχήμα 5.76 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων ελέγχων υγρασίας (Ληθαίου)

5.6.5.3 Έλεγχος επί τόπου Υγρής Πυκνότητας Σ.Ε.

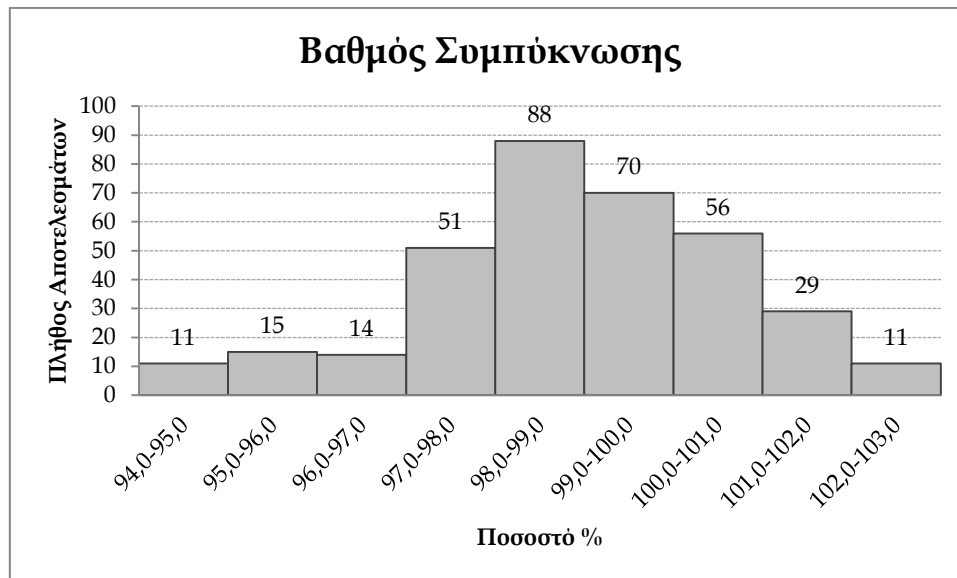
Καθ' όλη τη διάρκεια της κατασκευής του φράγματος πραγματοποιήθηκαν έλεγχοι της υγρής πυκνότητας του νωπού μείγματος του σώματος. Για τις υγρασίες του μείγματος έγιναν $N=353$ δοκιμές, με μέσο όρο $x_m=22,2\text{kN/m}^3$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,43\text{kN/m}^3$. Από την τροποποιημένη δοκιμή Proctor έχει προκύψει $\gamma_{max}=22,5\text{kN/m}^3$.



Σχήμα 5.77 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων ελέγχου επί τόπου υγρής πυκνότητας (Ληθαίου)

5.6.5.4 Έλεγχος Συμπύκνωσης Σ.Ε.

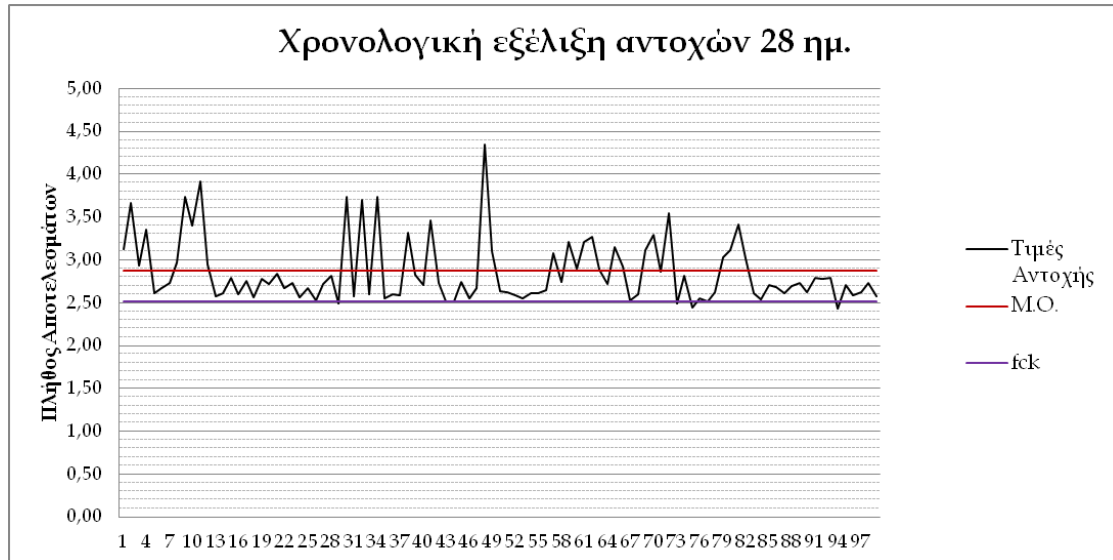
Ο βαθμός συμπύκνωσης προκύπτει ως ο λόγος της επί τόπου υγρής πυκνότητας του μείγματος προς την μέγιστη υγρή πυκνότητα που προσδιορίστηκε στο εργαστήριο με την τροποποιημένη δοκιμή Proctor. Έτσι τελικά, προέκυψαν οι **βαθμοί συμπύκνωσης** του Σ.Ε. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά **N=345** δοκιμές με μέση τιμή $x_m=98,88\%$ και τυπική απόκλιση $\sigma=1,89\%$.



Σχήμα 5.78 Ραβδόγραμμα αποτελεσμάτων βαθμού συμπύκνωσης Σ.Ε. (Ληθαίου)

5.6.6 Θλιπτική Αντοχή Κ.Σ.Ε

Στο φράγμα αυτό πραγματοποιήθηκαν δοκιμές θλιπτικής αντοχής σε κυλινδρικά δοκίμια διαστάσεων $d \times h = 15 \times 30 \text{ cm}$, αφού πρώτα είχαν συμποκνωθεί στη μηχανή Proctor. Το υλικό λήφθηκε πριν την διάστρωση του και συντηρήθηκε στις κατάλληλες συνθήκες μέχρι την εκτέλεση των δοκιμών. Η χρονολογική εξέλιξη των αντοχών παρουσιάζεται στο παρακάτω διάγραμμα.



Σχήμα 5.79 Χρονολογική εξέλιξη αντοχών 28 ημ. (Ληθαίου)

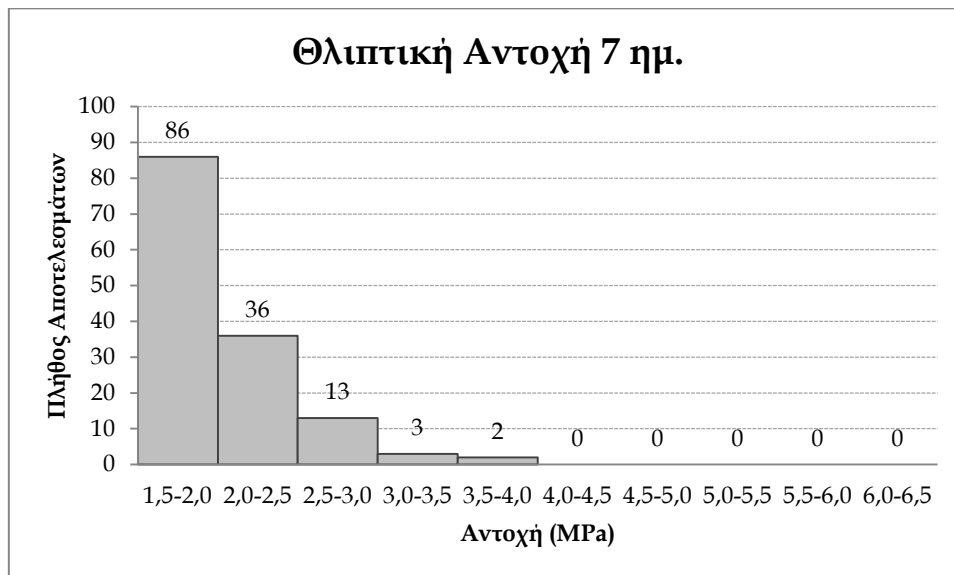
Από την χρονολογική εξέλιξη των αντοχών παρατηρούμε ότι δεν υπήρξε κάποια χρονική περίοδος όπου το μείγμα που παρασκευαζόταν δεν ήταν καλό. Το μόνο που μπορούμε να παρατηρήσουμε είναι η υψηλή αντοχή μεμονωμένων δοκιμών σε σχέση με τη γενικότερη εικόνα του διαγράμματος.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των θλιπτικών αντοχών 7, 28 & 90 ημ.

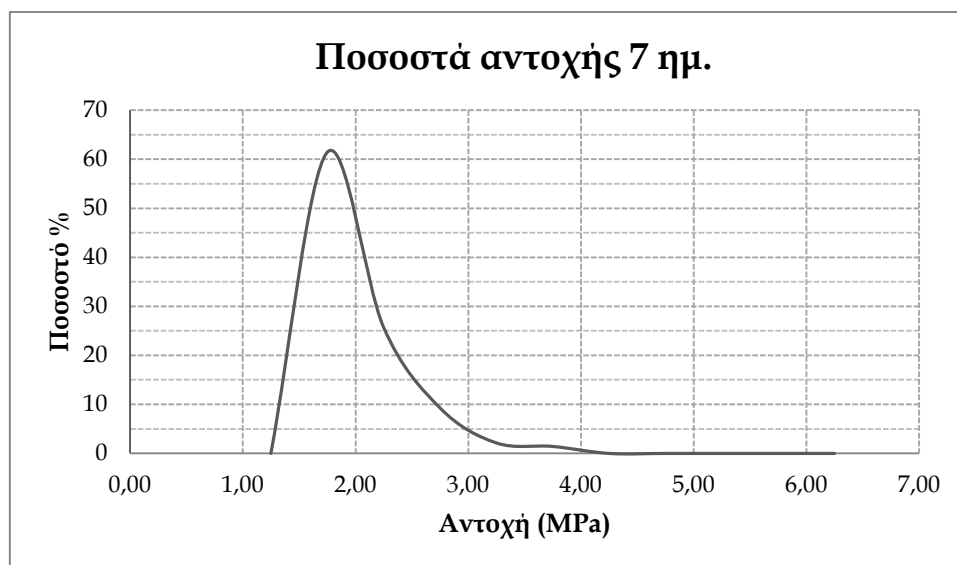
Μπα	7 ημ.		28 ημ.		90 ημ.	
	Πλήθος Αποτελεσμ.	Ποσοστό %	Πλήθος Αποτελεσμ.	Ποσοστό %	Πλήθος Αποτελεσμ.	Ποσοστό %
1,0-1,5	0	0,00	0	0,00	0	0,00
1,5-2,0	86	61,43	0	0,00	0	0,00
2,0-2,5	36	25,71	5	2,27	0	0,00
2,5-3,0	13	9,29	149	67,73	42	32,81
3,0-3,5	3	2,14	34	15,45	35	27,34
3,5-4,0	2	1,43	20	9,09	28	21,88
4,0-4,5	0	0,00	2	0,91	11	8,59
4,5-5,0	0	0,00	0	0,00	5	3,91
5,0-5,5	0	0,00	0	0,00	3	2,34
5,5-6,0	0	0,00	0	0,00	2	1,56
6,0-6,5	0	0,00	0	0,00	1	0,78

Πίνακας 19 Συγκεντρωτικά αποτελέσματα θλιπτικών αντοχών 7,28&90 ημ.

Στις δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια **7 ημερών**, η μέση τιμή που προέκυψε ήταν $\bar{x}_m=2,00\text{MPa}$ και η τυπική απόκλιση $\sigma=0,417$ σε δείγμα $N=140$ δοκιμών. Παρακάτω παρουσιάζονται σε διαγράμματα τα αποτελέσματα των δοκιμών των 7 ημερών.

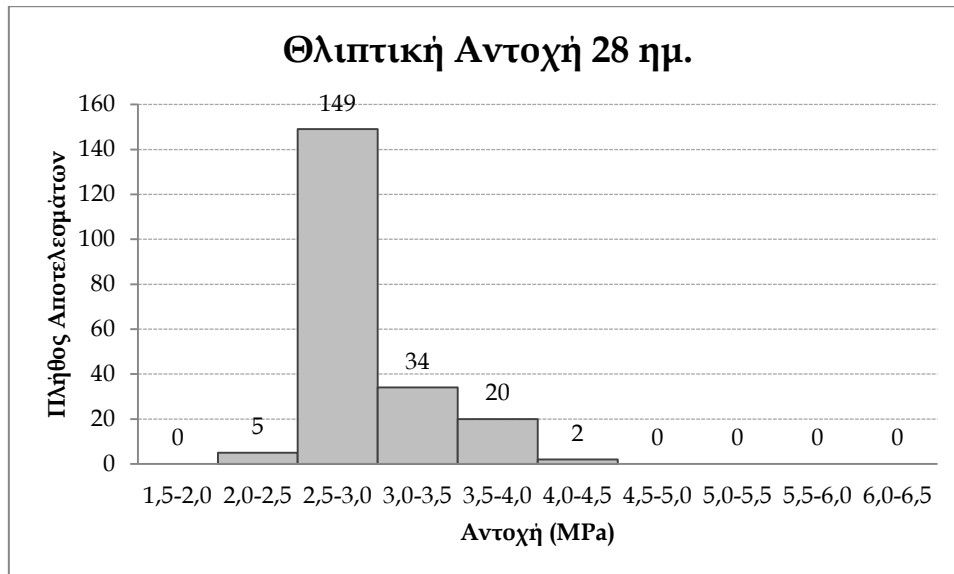


Σχήμα 5.80 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 7 ημ. (Ληθαίου)

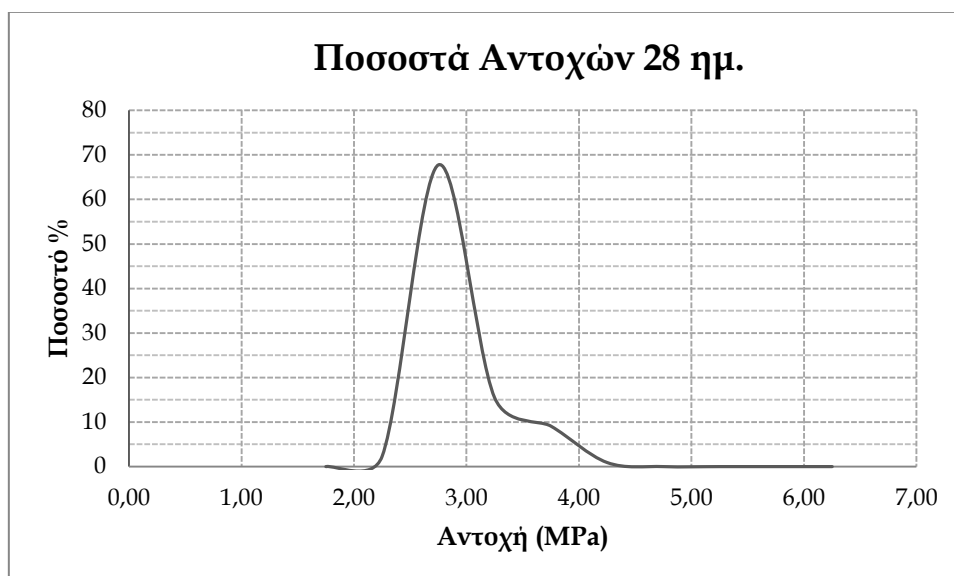


Σχήμα 5.81 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 7 ημ. (Ληθαίου)

Οι δοκιμές που έγιναν σε δοκίμια ηλικίας **28 ημερών** ήταν σύνολο **N=220**. Η μέση τιμή της θλιπτικής αντοχής ισούται με **$x_m=2,87\text{MPa}$** ενώ η τυπική απόκλιση **$\sigma=0,370\text{MPa}$** . Έπειτα από στατιστική επεξεργασία του δείγματος, ως χαρακτηριστική αντοχή προσδιορίζεται η τιμή εκείνη την οποία δεν την υπερβαίνει το 5% του δείγματος μας. Έτσι για το φράγμα Βαλοαμιώτη, η θλιπτική χαρακτηριστική αντοχή του σκληρού επιχώματος είναι ίση με **$f_{ck}=2,52\text{MPa}$** .



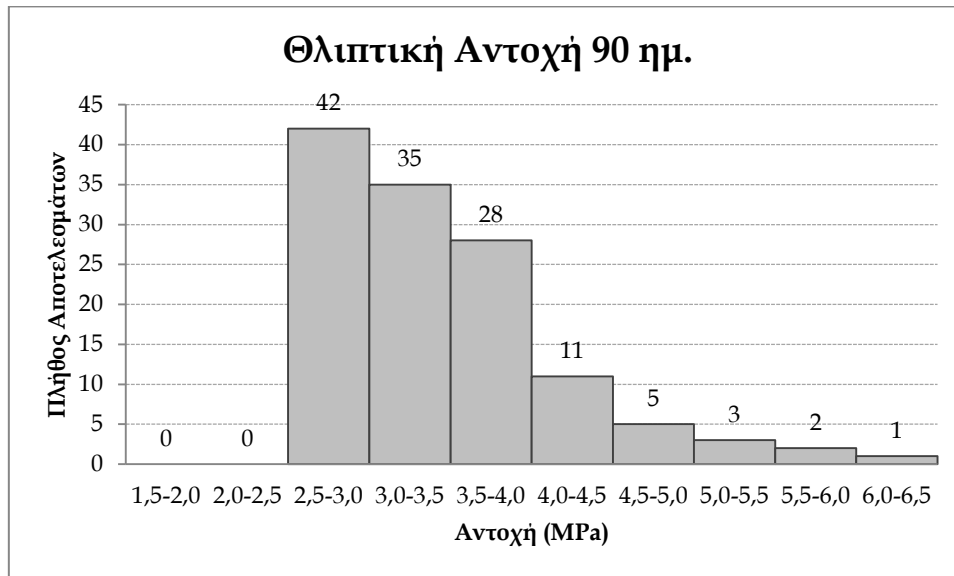
Σχήμα 5.82 Ραβδόγραμμα θλιπτικών αντοχών 28 ημ. (Ληθαίου)



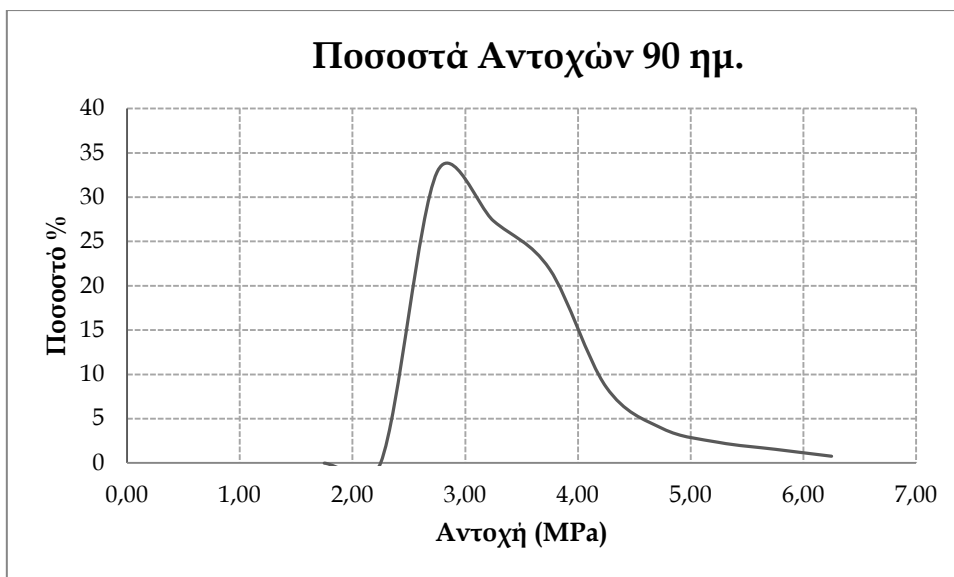
Σχήμα 5.83 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 28 ημ. (Ληθαίου)

Για τα δοκίμια των 28 ημερών που μας απασχολούν κυρίως, παρατηρούμε ότι η **τυπική απόκλιση** που υπάρχει είναι πάρα πολύ ικανοποιητική, ενώ η χαρακτηριστική αντοχή απέχει πολύ λίγο από την μέση τιμή. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει την πολύ καλή ομοιογένεια του μείγματος και την ιδανική χρήση τοιμέntου τόσο ως προς την ποσότητα, αλλά ως προς και την ποιότητα και την κατηγορία.

Επίσης πραγματοποιήθηκαν δοκιμές θλιπτικής αντοχής και σε δοκίμια ηλικίας **90 ημερών**. Το πλήθος των δοκιμών ήταν **N=128**, με μέση τιμή $\bar{x}_m=3,47\text{MPa}$ και τυπική απόκλιση $\sigma=0,763\text{MPa}$.

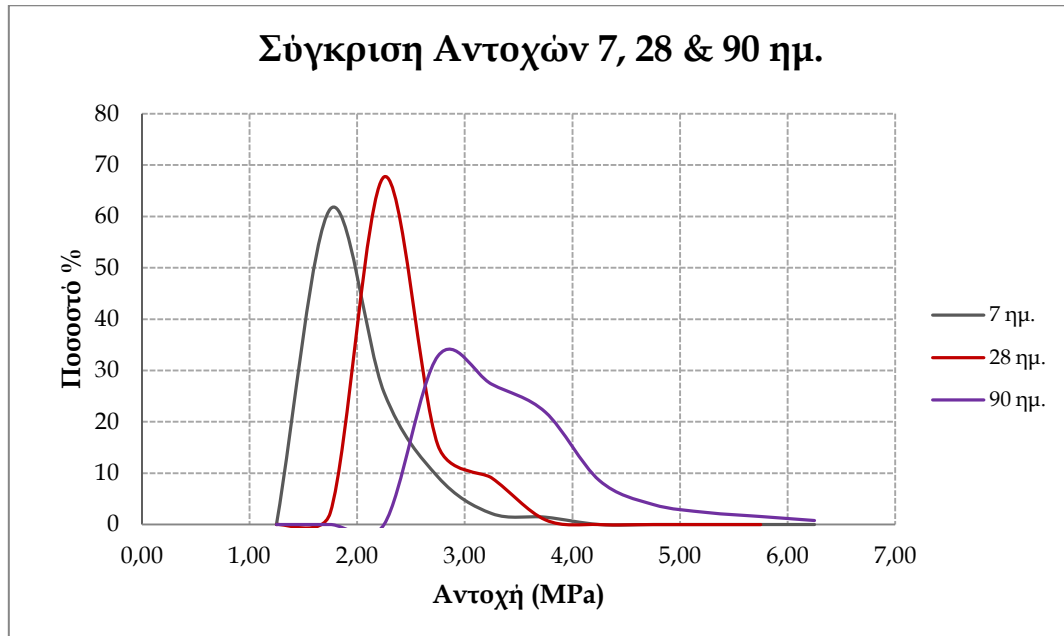


Σχήμα 5.84 Ραβδόγραμμα θλιπτικής αντοχής 90 ημ.



Σχήμα 5.85 Διάγραμμα ποσοστών εμφάνισης αντοχών 90 ημ. (Ληθαίου)

Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων, παρά τον διαφορετικό αριθμό δοκιμών, παρατηρούμε μία **αύξηση** κατά **20,91%** της αντοχής του υλικού από τις **28** στις **90** ημέρες, **αύξηση 43,50%** από τις 7 στις **28** ημέρες και **αύξηση 73,50%** από τις 7 στις **90** ημέρες.

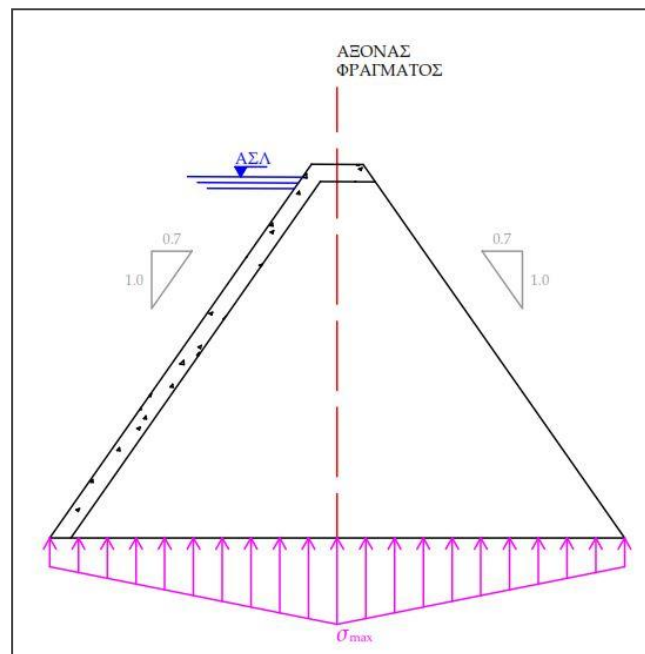


Σχήμα 5.86 Διάγραμμα σύγκρισης αντοχών 7, 28 & 90 ημ.

5.6.6.1 Υπολογισμός Συντελεστή Ασφαλείας

Αφού αναλύθηκαν και επεξεργάστηκαν τα αποτελέσματα των δοκιμών θλιπτικής αντοχής, και βρέθηκε και η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή των 28 ημερών, σειρά έχει ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας FS του φράγματος, αφού έχει κατασκευαστεί. Ο συντελεστής ασφαλείας δίνεται από τον τύπο $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}}$. Αυτό προκύπτει άμα σκεφτεί κανείς την αντίστροφη πορεία του σχεδιασμού, δηλαδή αρχικά υπολογίζουμε τη μέγιστη θλιπτική τάση στο σώμα του φράγματος και την πολλαπλασιάζουμε με έναν συντελεστή ασφαλείας και προκύπτει από το γινόμενο αυτό η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή f_{ck} .

Στην πραγματικότητα, στην εκπόνηση μίας μελέτης, ο υπολογισμός των τάσεων στο σώμα ενός φράγματος γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για να προσδίδεται μεγάλη ακρίβεια στην τιμή αλλά και στα σημεία που αναπτύσσονται οι τάσεις. Στην παρούσα εργασία η διαδικασία που θα ακολουθηθεί για τον υπολογισμό της μέγιστης τάσης είναι ιδιαίτερα απλοποιημένη και σχετικά χονδροειδής.



Σχήμα 5.87 Αναπτυσσόμενες θλιπτικές αντοχές Α.Κ.Σ.Ε.

Στο παραπάνω σχήμα φαίνονται οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στη βάση του φράγματος καθώς και η μέγιστη θλιπτική. Για το φράγμα Ληθαίου, η μέγιστη αναπτυσσόμενη τάση είναι $\sigma_{max} = \gamma \cdot h$, όπου γ το ειδικό βάρος του υλικού και h το ύψος του φράγματος. Έτσι έχουμε: $\sigma_{max} = \gamma \cdot h = 22,2 \text{ kN/m} \cdot 32,0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_{max} = 0,72 \text{ MPa}$. Επομένως ο συντελεστής ασφαλείας του φράγματος είναι ίσος με $FS = \frac{f_{ck}}{\sigma_{max}} = \frac{2,52}{0,72} \Rightarrow FS = 3,5$.

Συμπεραίνουμε λοιπόν, ότι το φράγμα Ληθαίου έχει σχεδιαστεί με έναν σχετικά μεγάλο συντελεστή ασφαλείας. (13) (14) (11)

6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, μελετήθηκαν ως προς την κατασκευή τα έξι από τα επτά φράγματα κυλινδρούμενου σκληρού επιχώματος που υπάρχουν στην Ελλάδα και αναλύθηκαν ως προς την θλιπτική αντοχή που εμφανίζει σαν σκυρόδεμα το κυλινδρούμενο σκληρό επίχωμα.

Το σκληρό επίχωμα είναι ένα σύνθετο δομικό υλικό με μηχανικές ιδιότητες ευαίσθητες στην μεταβολή διαφόρων παραγόντων. Οι παράγοντες αυτοί παρουσιάζονται συμπερασματικά ακολούθως.

1. Κύριος παράγοντας που επηρεάζει την αντοχή σε μονοαξονική θλίψη είναι η **ποιότητα των αδρανών υλικών**. Η **πλαστικότητα** του πετρώματος, το **σχήμα** και η **διαβάθμιση** της καμπύλης του **λεπτόκοκκου** κλάσματος διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην θλιπτική αντοχή. Αδρανή με **μεγάλη πλαστικότητα δεν επιτρέπουν την εξέλιξη και την ανάπτυξη αντοχών** μετά τις 90 ημέρες, σε αντίθεση με πετρώματα με **χαμηλή πλαστικότητα που αναπτύσσουν την αντοχή τους μέχρι και 365 ημέρες μετά την διάστρωση**.

2. Σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την θλιπτική αντοχή του σκληρού επιχώματος ανεξάρτητα από την περιεκτικότητα σε τσιμέντο είναι ο **βαθμός συμπόκνωσης** του μείγματος. Από τη σύγκριση των αποτελεσμάτων από τα φράγματα του Ελλαδικού χώρου προκύπτει ότι ο **ελάχιστος βαθμός συμπόκνωσης** θα πρέπει να ανέρχεται στο **96%** του μέγιστου βαθμού συμπόκνωσης. Δοκιμές έδειξαν ότι δοκίμια συμποκνωμένα στο $90\pm 93\%$ δίνουν μόνο το 45% της αντοχής που θα είχαν με συμπόκνωση $99\pm 100\%$. Επίσης η ανάπτυξη της αντοχής θα σημειωνόταν το πολύ μέχρι τις 90 ημέρες ωρίμανσης και όχι ως τις 365 όπως συμβαίνει σε δοκίμια με συμπόκνωση $>96\%$. Επιπλέον, δοκιμές μονοαξονικής θλίψης σε δοκίμια συμποκνωμένα στο 99%, η περιεκτικότητα των οποίων σε τσιμεντοειδή διέφερε έως και 40%, έδωσαν πολύ μικρή διαφορά στη θλιπτική αντοχή, γεγονός που υποδεικνύει τη σημαντικότητα της συμπόκνωσης.

3. Ο τρόπος **προσδιορισμού της μέγιστης πυκνότητας** του μείγματος του σκληρού επιχώματος ποικίλει. Στα περισσότερα φράγματα, η μέγιστη πυκνότητα προσδιορίζεται μέσω της τροποποιημένης δοκιμής Proctor, ενώ σε άλλα έχει προσδιοριστεί με δονητική σφύρα και σε ένα με τη μέθοδο Vebe. **Το σκληρό επίχωμα, πρέπει να αντιμετωπίζεται ως σκυρόδεμα και όχι ως εδαφικό υλικό. Γι αυτό και η μέθοδος συμπόκνωσης Vebe θεωρώ ότι είναι και η πλέον σωστή.** Το μέγεθος όμως της μηχανής, καθώς και η διαδικασία της δοκιμής πολλές φορές την καθιστούν την δοκιμή αυτή δύσκολη. Έτσι, προκειμένου να διατηρείται η ποσότητα του νερού και του τσιμέντου σταθερή, καθότι μιλάμε για σύνθεση σκυροδέματος, ίσως η πλέον ενδεδειγμένη μέθοδος προσδιορισμού της μέγιστης εργαστηριακής πυκνότητας είναι με την **δονητική σφύρα**, όπως είχε γίνει στα φράγματα της Μυκόνου.

4. Σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει τη θλιπτική αντοχή είναι ο **λόγος νερού προς τα τσιμεντοειδή και συμβολίζεται με $\frac{w}{c}$** . Μετά από τον υπολογισμό του λόγου $\frac{w}{c}$ για κάθε φράγμα, διαπιστώθηκε ότι η σχέση μεταξύ του λόγου αυτού και

της θλιπτικής αντοχής είναι εκθετική συνάρτηση που σχετίζεται ικανοποιητικά με την καμπύλη του ACI για το RCC χωρίς αερακτικά. Συμπεραίνουμε λοιπόν ότι **για να αυξηθεί η αντοχή του σκληρού επιχώματος πρέπει να μειωθεί ο λόγος $\frac{w}{c}$** . Για να επιτευχθεί επίσης η μείωση της απαιτούμενης ποσότητας τοιμεντοειδών στο μείγμα, γεγονός που σημαίνει μικρότερο κόστος της κατασκευής, είναι επιθυμητή η χρήση ενός αδρανούς με χαμηλή βέλτιστη υγρασία, ώστε να μπορεί να συμπυκνωθεί επαρκώς και παράλληλα να διατηρεί χαμηλή την τιμή του $\frac{w}{c}$. Η **μέση τιμή του $\frac{w}{c}$** από όλα τα φράγματα της Ελλάδας είναι ίση με **2,31**.

5. Στο φράγμα του Φιλατρινού, η συνολική ποσότητα των τοιμεντοειδών που είχε υπολογιστεί στα 74kg/m³, με διαφορετική αναλογία υπάμενης τέφρας μέσα στο μείγμα, με ποσοστό αντικατάστασης από 0÷31%. Παρατηρείται ότι **όσο αυξάνεται το ποσοστό υπάμενης τέφρας στο μείγμα η αντοχή μειώνεται**, κυρίως στις δοκιμές των 7&28 ημερών. Αυτό οφείλεται στο ότι η υπάμενη τέφρα εκτός του ότι έχει μικρότερη αντοχή από αυτή του τοιμέντου, την εμφανίζει και σε αργότερο διάστημα. Είναι χαρακτηριστικό ότι μέχρι περίπου 50% κατά βάρος αντικατάστασης τοιμέντου με υπάμενη τέφρα η μείωση της αντοχής είναι περίπου 15%, ενώ η πτώση είναι απότομη και μεγαλύτερη για ποσοστό μεγαλύτερο του 50%.

6. Από τον προσδιορισμό της χαρακτηριστικής θλιπτικής αντοχής f_{ck} των **28 ημερών**, τιμή η οποία δεν είχε προσδιοριστεί προγενέστερα για το υλικό του σκληρού επιχώματος αφού αντιμετωπιζόταν ως εδαφικό υλικό, **προσδιορίστηκαν οι συντελεστές ασφαλείας** για το κάθε φράγμα. Πρόκειται για τους πραγματικούς συντελεστές ασφαλείας με τους οποίους είναι κατασκευασμένα τα φράγματα αφού η f_{ck} έχει προσδιοριστεί από τις δοκιμές του μείγματος. Παρατηρούμε ότι τα πρώτα φράγματα που κατασκευάστηκαν έχουν σχετικά μεγάλους συντελεστές ασφαλείας, αφού σχεδιάζονταν πιο συντηρητικά και η εμπειρία ήταν μικρή, ενώ με την εξέλιξη των χρόνων, των μέσων κατασκευής και της αποκτημένης εμπειρίας, οι συντελεστές έπεσαν σε πιο φυσιολογικά και οικονομικά ως προς το κόστος κατασκευής νούμερα.

7. Κατά τη διάρκεια εκπόνησης της συγκεκριμένης εργασίας και μετά από συζητήσεις με τον επιβλέποντα, συμπεραίνουμε ότι αφενός μέχρι στιγμής τα φράγματα σχεδιάζονται με βάση την ελαστική περιοχή του διαγράμματος τάσεων παραμορφώσεων του υλικού και αφετέρου ότι κατά την φάση της μελέτης και του σχεδιασμού, ο συντελεστής ασφαλείας θεμιτό είναι να κυμαίνεται μεταξύ των τιμών 2,0÷2,5. Με βάση τον συντελεστή αυτόν και την τιμή σ_y του υλικού, θα πρέπει να προσδιορίζεται από το διάγραμμα σ-ε η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή του Σ.Ε.

Συγκεντρωτικός Πίνακας Φραγμάτων						
Όνομα Φράγματος	Έτος κατασκευής			Κλίση πρανών (Ο:Κ)	Τοιμεντοειδή (kg/m ³)	FS
	Έναρξη	Πέρασ	Έτη κατασκ.			
Άνω Μερά, Μύκονος	1993	1997	4	0,5:1,0	70÷80	3,78
Στενό, Σέρφιος	1999	2003	4	0,7:1,0	60	3,64
Κόρη-Γεφύρι, Χίος	2006	-	8	0,7:1,0	60	2,66
Βαλοαμιώτη, Ν.Χανίων	2005	2014	9	0,8:1,0	50	1,83
Φιλατρινό, Ν.Μεσσηνίας	2009	2014	5	0,8:1,0	58÷74	2,25
Ληθαίου, Ν.Τρικάλων	2008	-	6	0,8:1,0	57	3,50

Πίνακας 20. Συντελεστές Ασφαλείας Φραγμάτων Α.Κ.Σ.Ε της Ελλάδας.

7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. www.itia.ntua.gr.
2. **Μουτάφης, Ν.Ι.** Διαλέξεις Μαθήματος: "Υδραυλικές Κατασκευές-Φράγματα 9ο εξ.". Αθήνα : ΕΜΠ, 2012.
3. **Δημοπούλου, Αικ.** Διπλωματική Εργασία: "Αξονοσυμμετρικά Φράγματα Κυλινδρούμενου Σκληρού Επιχώματος". Αθήνα : ΕΜΠ, 2008.
4. **Τσόγκα, Χρήστος Ε. Τσόγκας - Ελισάβετ Χ.** Υδροδυναμικά Έργα- Φράγματα. Αθήνα : ΙΩΝ, 2009.
5. **Στεφανάκος, Ι.** Διαλέξεις Μαθήματος "Υδραυλικές Κατασκευές-Φράγματα". Αθήνα : ΕΜΠ, 2012.
6. **M., P. Londe Lino.** *The Faced Symmetrical Hardfill Dam: A new concept for RCC Water Power Dam Construction.* Feb. 1992 p. 19-24.
7. **Coumoulos, D.G., Koryalos, T.P.** *Lean RCC Dams – Testing and QC of a special geomaterial The Interplay between Geotechnical Engineering and Engineering Geology – Proceedings of the 11th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Volume 7.* Copenhagen : s.n., 1995.
8. **ΚΑΣΤΩΡ ΕΠΕ.** Φράγμα Άνω Μεράς Μυκόνου: Ποιοτικός έλεγχος κατά την κατασκευή. Χαλάνδρι : Κάστωρ ΕΠΕ.
9. **Κούμouλος, Δ.Γ.** Φράγματα από ισχνό κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (RCC). Λάρισα : 1ο Πανελλήνιο Συνέδριο Φραγμάτων, 2008.
10. **Φελέκος, Σ.Γ.** Αξονοσυμμετρικό Φράγμα Στενού Σερίφου απο κυλινδρούμενο σκληρό επίχωμα. Λάρισα : 1ο Πανελλήνιο συνέδριο μεγάλων φραγμάτων, 2008.
11. **κκ. Δημακόπουλος Σ., Κούμouλος Δ., Φελέκος Σ.** κατ' ιδίαν συζητήσεις - εμπειρίες από τη μελέτη και την κατασκευή των Φραγμάτων Κόρης-Γεφύρι, Άνω Μεράς, Φιλατρινού & Ληθαίου.
12. **Μαμαγκάκης, Μ.** Φράγμα Βαλοσαμιώτη Ν.Χανίων. Αθήνα : s.n., 2012.
13. **ΥΔΡΟΣΥΣΤΗΜΑ ΕΠΕ Δραγουμάνος Θ., Παχατουρίδης Β., .** Λιμνοδεξαμενές νομού Τρικάλων Φράγμα Λήθαίου Οριστική μελέτη. Αθήνα : ΥΔΡΟΣΥΣΤΗΜΑ ΕΠΕ, 2004.
14. **Φελέκος, Σ.Γ.** Εμπειρίες από την κατασκευή των φραγμάτων Στενού Σερίφου και Ληθαίου Τρικάλων. Αθήνα : 2ο Πανελλήνιο Συνέδριο Φραγμάτων και Ταμιευτήρων, 2013.
15. www.eeft.gr.
16. www.rccdams.co.uk.
17. **Σαμπατακάκης, Γεώργιος ΧΡ. Κούκης - Νικόλαος Στ.** Γεωλογία Τεχνικών Έργων. Αθήνα : Παπασωτηρίου, 2007.
18. **Καββαδάς, Μ.** Σημειώσεις Μαθήματος Ειδικά γεωτεχνικά έργα. Αθήνα : ΕΜΠ, 2008.

19. **Χ Γκούβας, Χ. Ορφανός.** Προσδιορισμός παραγόντων που επιδρούν στην αντοχή μειγμάτων Σκληρού επιχώματος. Η εμπειρία του Φράγματος Φιλιατρινού. Αθήνα: 2ο Πανελλήνιο Συνέδριο Φραγμάτων και Ταμιευτήρων, 2013.
20. **2002, FORUM.** *The safest Dam.* s.l. : Lournal of Hydraulic Engineering, Feb. 2002.
21. **C1170, ASTM.** *Determining consistency and density of roller compacted concrete using a vibrating table.* s.l. : ASTM.
22. **ΥΔΡΟΣΥΣΤΗΜΑ ΕΠΕ.** Οριστική Μελέτη Φράγματος Στενό. 1994.
23. **www.flyash.gr.**