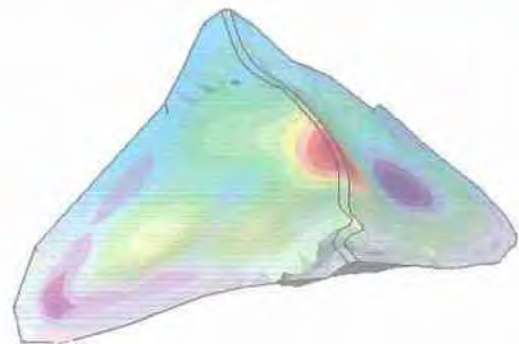




**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ – ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΤΟΜΕΑΣ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Φράγμα Μεσοχώρας: Τρισδιάστατη δυναμική ανάλυση λιθόρριπτου φράγματος με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRD)



Εκπόνηση: Ευαγγέλου Βασίλειος

**Επιβλέποντες: Ντακούλας Παναγιώτης, Επικ. Καθηγητής Π.Θ.
Θανόπουλος Ιωάννης, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός**

**ΒΟΛΟΣ
Οκτώβριος 2004**

**Φράγμα Μεσοχώρας: Τρισδιάστατη δυναμική ανάλυση
λιθόρριπτου φράγματος με ανάντη πλάκα σκυροδέματος
(Concrete Faced Rockfill Dam)**

Εκπόνηση: Ευαγγέλου Βασίλειος

**Επιβλέποντες: Ντακούλας Παναγιώτης, Επικ. Καθηγητής Π.Θ.
Θανόπουλος Ιωάννης, Δρ. Πολιτικός Μηχανικός**

**Τομέας Γεωτεχνικός
Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών
ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΟΛΟΣ**

Οκτώβριος 2004

ΟΜΑΔΙΚΟ ΠΟΡΤΡΑΙΤΟ

Έσκαψαν το βουνό. Έβγαλαν πέτρα.
Το 'χτισαν πάλι με την ίδια του την πέτρα.
Στερέωσαν τα χώματα. Πιάσαν νερά.
Σημάδεψαν τα βήματα του Θεού στους λόφους
κι έφεραν λάδι από μακριά για το καντήλι τους.

Μιχάλης Γκανάς

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Τις τελευταίες δεκαετίες έχουν αναπτυχθεί παγκοσμίως και με αυξανόμενο ρυθμό τα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Πρόκειται για κατασκευές επιχωμάτων (συνήθως από λιθορριπή) επί των οποίων εδράζεται μια πλάκα σκυροδέματος στην ανάντη παρειά, κατασκευασμένη σε λωρίδες με ειδικό εξοπλισμό. Η ασφαλής συμπεριφορά και η ευκολία κατασκευής έχουν οδηγήσει στην αυξανόμενη χρήση αυτού του τύπου φραγμάτων.

Στην Ελλάδα το πρώτο λιθόρριπτο φράγμα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος που κατασκευάστηκε είναι το φράγμα της Μεσοχώρας (ύψους 150 m). Επιπλέον, έχουν κατασκευαστεί μερικά ακόμα φράγματα αυτού του τύπου σε διάφορα μέρη της Ελλάδος (Πάτμο, Νάξο, Πήλιο). Αναμένεται να κατασκευαστούν περισσότερα λόγω της καταλληλότητάς του, ιδιαίτερα για τον νησιωτικό χώρο όπου συνήθως δεν υπάρχει διαθέσιμο αργιλικό υλικό για την κατασκευή λιθόρριπτου φράγματος με αδιαπέρατο πυρήνα, ενώ υπάρχουν πηγές εξόρυξης υλικού κατάλληλου για λιθορριπή.

Στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς του φράγματος της Μεσοχώρας. Η μελέτη γίνεται με εφαρμογή της ισοδύναμης γραμμικής επίλυσης στο τρισδιάστατο προσομοίωμα του φράγματος. Η ανάλυση γίνεται με το πρόγραμμα ABAQUS.

Η εργασία αποτελείται από τέσσερα κεφάλαια:

Στο πρώτο κεφάλαιο περιγράφονται τα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Παρουσιάζονται οι αρχές σχεδιασμού τους, τα χαρακτηριστικά των επιμέρους τμημάτων τους και ο συνήθης τρόπος κατασκευής. Επίσης, γίνεται αναφορά στη συμπεριφορά του αναχώματος των CFRDs.

Στο δεύτερο κεφάλαιο γίνεται η περιγραφή του φράγματος της Μεσοχώρας.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι δύο μέθοδοι ανάλυσης σεισμικού κινδύνου, η προσδιοριστική (deterministic) και η πιθανοτική (probabilistic). Επιπλέον γίνεται μία πιθανοτική ανάλυση σεισμικής επικινδυνότητας για το φράγμα της Μεσοχώρας, όπου οι αβεβαιότητες για τη θέση, το μέγεθος και το χρόνο σεισμού του περιστατικού λαμβάνονται υπόψη.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων βασισμένων σε ρεαλιστικές παραδοχές ως προς τη γεωμετρία, τη δυναμική μη – γραμμική συμπεριφορά των υλικών και με κορυφαία εδαφική επιτάχυνση 0.35 g στη βραχώδη θεμελίωση. Επίσης, δίνονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την εργασία.

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον επίκουρο καθηγητή κ. Παναγιώτη Ντακούλα για την ανάθεση της παρούσας διπλωματικής εργασίας και τη συνεχή πολύτιμη

καθοδήγηση που μου παρείχε. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον έτερο επιβλέποντα αυτής της εργασίας και διδάσκοντα του Γεωτεχνικού τομέα του τμήματος κ. Ιωάννη Θανόπουλο για την πολύτιμη και ουσιαστική συμβολή του στην εκπόνηση της εργασίας.

Θερμές ευχαριστίες οφείλω και στους υπαλλήλους της Δ.Ε.Η., ιδιαίτερα στον κ. Απόστολο Λένη, για την παραχώρηση στοιχείων σχετικών με το φράγμα της Μεσοχώρας, για την ξενάγηση στο φράγμα καθώς και για την ενημέρωση σχετικά με την κατασκευή του.

Επιπλέον, αισθάνομαι την ανάγκη να ευχαριστήσω τον κ. Γιώργο Αναγνώστου (Μηχανολόγο Μηχανικό Βιομηχανίας) για τη βοήθεια του στην κατανόηση του προγράμματος ABAQUS και στην εκπόνηση του προσομοιώματος. Εύστοχες συμβουλές πάνω στο πρόγραμμα μου παρείχε και ο κ. Κωνσταντίνος Νικολαΐδης (Μηχανολόγος Μηχανικός Βιομηχανίας).

Τέλος, θα ήθελα να αφιερώσω αυτή την εργασία στους γονείς μου που τόσο επιθυμούσαν να τη δουν να ολοκληρώνεται.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1: ΛΙΘΟΡΡΙΠΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΜΕ ΑΝΑΝΤΗ ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

1.1 Συνοπτική αναφορά στα φράγματα	σελ. 1-2
1.2 Εξέλιξη των λιθορριπτών φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος	σελ. 1-5
1.3 Σχεδιασμός και κατασκευή των λιθορριπτών φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος	σελ. 1-9
1.3.1 Εισαγωγή	σελ. 1-9
1.3.2 Πλίνθος	σελ. 1-11
1.3.2.1 Θεμελίωση	σελ. 1-11
1.3.2.2 Διαστάσεις	σελ. 1-12
1.3.2.3 Διάταξη	σελ. 1-13
1.3.2.4 Αγκυρώσεις, Οπλισμός και Αρμοί	σελ. 1-15
1.3.2.5 Ευστάθεια	σελ. 1-17
1.3.2.6 Τσιμεντενέσεις	σελ. 1-18
1.3.3 Περιμετρικός αρμός	σελ. 1-20
1.3.4 Πλάκα σκυροδέματος	σελ. 1-23
1.3.4.1 Πάχος της πλάκας σκυροδέματος	σελ. 1-23
1.3.4.2 Σκυρόδεμα	σελ. 1-25
1.3.4.3 Οπλισμός	σελ. 1-27
1.3.4.4 Αρμοί της πλάκας σκυροδέματος	σελ. 1-29
1.3.4.5 Κατασκευή της πλάκας σκυροδέματος	σελ. 1-34
1.3.5 Τοιχίο στέψης	σελ. 1-39
1.3.6 Αναχώμα	σελ. 1-41
1.3.6.1 Εκσκαφή και επεξεργασία της θεμελίωσης	σελ. 1-41
1.3.6.2 Διαχωρισμός του αναχώματος σε ζώνες	σελ. 1-42
1.3.6.3 Ποιότητα και Διαβάθμιση του αναχώματος	σελ. 1-46
1.3.6.4 Τοποθέτηση της λιθορριπής	σελ. 1-49
1.3.6.5 Προσθήκη νερού στη λιθορριπή	σελ. 1-51
1.3.6.6 Κλίση πρανών	σελ. 1-52
1.3.6.7 Σταδιακή κατασκευή του αναχώματος	σελ. 1-53
1.4 Συμπεριφορά των λιθορριπτών φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος	σελ. 1-56
1.4.1 Καθίζηση αναχώματος μετά την κατασκευή	σελ. 1-56
1.4.2 Συμπεριφορά σε σεισμό	σελ. 1-57

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2: ΦΡΑΓΜΑ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

2.1 Υδροηλεκτρικό έργο Μεσοχώρας	σελ. 2-1
2.2 Γεωλογία της περιοχής του έργου	σελ. 2-4
2.3 Περιγραφή του έργου	σελ. 2-11
2.3.1 Σήραγγα εκτροπής και κυρίως ανάντη πρόφραγμα	σελ. 2-12
2.3.2 Φράγμα	σελ. 2-12
2.3.3 Τα υπόλοιπα τμήματα του έργου	σελ. 2-26

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3: ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟ ΦΡΑΓΜΑ ΤΗΣ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

3.1 Εισαγωγή	σελ. 3-1
3.2 Τεκτονικά ρήγματα	σελ. 3-3
3.3 Χαρακτηριστικά της ισχυρής σεισμικής δόνησης	σελ. 3-7
3.4 Ανάλυση σεισμικού κινδύνου	σελ. 3-10
3.4.1 Γενικά	σελ. 3-10
3.4.2 Προσδιορισμική ανάλυση σεισμικού κινδύνου	σελ. 3-11
3.4.3 Πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου	σελ. 3-14
3.4.3.1 Χαρακτηρισμός της σεισμικής πηγής	σελ. 3-16
3.4.3.2 Σχέσεις πρόβλεψης	σελ. 3-21
3.4.3.3 Χρονική αβεβαιότητα – Κατανομή Poisson	σελ. 3-22
3.4.3.4 Υπολογισμοί πιθανότητας	σελ. 3-24
3.5 Εφαρμογή της PSHA στο φράγμα της Μεσοχώρας	σελ. 3-25

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4: ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

4.1 Εισαγωγή	σελ. 4-1
4.2 Θεωρητική προσομοίωση	σελ. 4-4
4.3 Δυναμική προσομοίωση – Ανακυκλική συμπεριφορά της λιθορριπής	σελ. 4-14
4.4 Δυναμική απόκριση - Αποτελέσματα	σελ. 4-20
4.5 Συμπεράσματα	σελ. 4-26

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1

ΛΙΘΟΡΡΙΠΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΜΕ ΑΝΑΝΤΗ ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

1 ΛΙΘΟΡΡΙΠΤΑ ΦΡΑΓΜΑΤΑ ΜΕ ΑΝΑΝΤΗ ΠΛΑΚΑ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑΤΟΣ

1.1 Συνοπτική αναφορά στα φράγματα

Τα φράγματα είναι τεχνικά έργα μεγάλων διαστάσεων που φράσσουν τη ροή ενός ποταμού. Κατασκευάζονται συνήθως στις κοίτες των ποταμών, με διάταξη του άξονα κάθετα προς τη διεύθυνση ροής. Καταλαμβάνουν όλο το πλάτος της κοίτης και έχουν ύψος, το οποίο εξαρτάται από μεγάλο αριθμό παραμέτρων. Με την κατασκευή ενός φράγματος δημιουργείται τεχνητή λίμνη, όπου συγκεντρώνονται τα νερά του ποταμού.

Συνεπώς, ο ρόλος των φραγμάτων είναι η δημιουργία ταμιευτήρων νερού. Το νερό που αποθηκεύεται μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας, για υδρευτικούς ή για αρδευτικούς σκοπούς. Τα φράγματα αποτελούν πολυσύνθετα έργα. Η κατασκευή και η λειτουργία τους προκαλούν επεμβάσεις στο φυσικό περιβάλλον μεγαλύτερες από κάθε άλλο τεχνικό έργο. Ως εκ τούτου γίνεται αντιληπτό ότι και τα προβλήματα είναι ανάλογα, ενώ τυχόν αστοχία ενός έργου των διαστάσεων του φράγματος (καταστροφή αυτού) θα έχει σοβαρές οικονομικές και κοινωνικές επιπτώσεις.

Τα φράγματα που κατασκευάζονται για τη δημιουργία ταμιευτήρων, ανάλογα με τα υλικά κατασκευής ταξινομούνται σε **άκαμπτα** και **εύκαμπτα**. Τα άκαμπτα κατασκευάζονται από σκυρόδεμα ενώ τα εύκαμπτα από γαιώδη υλικά (αργίλους, άμμους, κροκάλες και ευμεγέθη βραχώδη τεμάχια). Τα άκαμπτα φράγματα περιλαμβάνουν τα φράγματα βαρύτητας, τα τοξωτά και τα αντηριδωτά. Τα εύκαμπτα φράγματα τα διακρίνουμε σε δυο βασικές κατηγορίες σε χωμάτινα και σε λιθόρριπτα φράγματα. Όταν ο κύριος όγκος του φράγματος αποτελείται από εδαφικά υλικά τότε το φράγμα θεωρείται χωμάτινο. Αντίθετα, όταν πάνω από το 50% του όγκου του φράγματος αποτελείται από κομμάτια βράχου και λίθων με διάμετρο πάνω από 7.5 cm, το φράγμα θεωρείται λιθόρριπτο.

Τα τελευταία χρόνια τα χωμάτινα ή τα λιθόρριπτα φράγματα θεωρούνται τα πλέον κατάλληλα και συνεχώς κερδίζουν έδαφος έναντι των φραγμάτων από σκυρόδεμα. Το γεγονός αυτό οφείλεται στους εξής λόγους :

Κατ'αρχάς, τα φράγματα από σκυρόδεμα εισάγουν μεγάλες διατμητικές τάσεις στη θεμελίωση. Επομένως, η κατασκευή φραγμάτων βαρύτητας προϋποθέτει κοίτη καλής ποιότητας, ενώ η κατασκευή θολωτών φραγμάτων διατομή μικρού πλάτους και όχθες βραχώδεις. Σε αντίθεση, τα εύκαμπτα φράγματα μπορούν να κατασκευαστούν σε οιαδήποτε μορφή κοιλάδας και δεν απαιτούν εδάφη θεμελίωσης εξαιρετικής ποιότητας, καθώς οι τάσεις που εισάγουν στη θεμελίωση είναι σχετικά χαμηλές.

Επιπρόσθετα, τα εύκαμπτα φράγματα σε αντίθεση με τα άκαμπτα μπορούν να δεχτούν χωρίς θραύση παραμορφώσεις που πιθανόν να προέλθουν από διαφορικές καθιζήσεις ή σεισμικές ωθήσεις. Αυτό σημαίνει ότι τα εύκαμπτα φράγματα έχουν μεγαλύτερες ανοχές απ' ό,τι τα άκαμπτα φράγματα από σκυρόδεμα έναντι πιθανών υποχωρήσεων της έδρασης και μετακινήσεων των αντερεισμάτων τους.

Δεν πρέπει επίσης να ξεχνάμε ότι για τα χωμάτινα ή για τα λιθόρριπτα φράγματα καθοριστικό ρόλο παίζει η επάρκεια κοντά στην περιοχή του φράγματος γαιωδών υλικών που χρειάζονται για την κατασκευή τους. Εξαιτίας της εκτεταμένης χρήσης χωματοσυγκολλητικών μηχανημάτων μεγάλης απόδοσης, το κόστος κατασκευής τους, ανά μονάδα όγκου, διαρκώς μειώνεται. Αντίθετα, το κόστος των φραγμάτων από σκυρόδεμα αυξάνει.

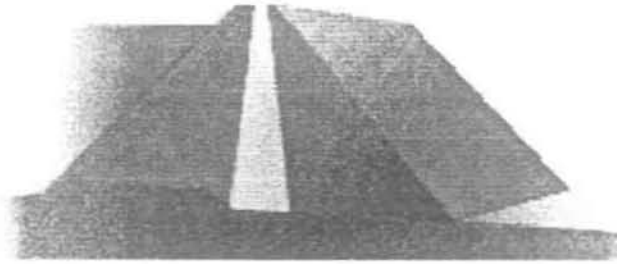
Πρέπει να σημειωθεί ότι πρόσφατα στην προσπάθεια να γίνουν οικονομικότερα τα φράγματα βαρύτητας από σκυρόδεμα, ένας καινούριος τύπος φράγματος έχει αναπτυχθεί, το φράγμα από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (R.C.C = Roller compacted concrete) αναμεμιγμένο με πτάμενη τέφρα. Η μεγάλη οικονομία οφείλεται στο γεγονός ότι το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται σχηματίζεται από μία αναλογία τσιμέντου - τέφρας. Η τέφρα προστίθεται στη σύνθεση, όχι με το ποσοστό 20% που περιέχει το σύνηθες τσιμέντο, αλλά χωριστά. Γίνεται αντιληπτό λοιπόν ότι, στον τεράστιο όγκο σκυροδέματος που απαιτείται για την κατασκευή ενός φράγματος, το μέγεθος της οικονομίας που επιτυγχάνεται είναι πολύ μεγάλο με δεδομένη την τεράστια διαφορά κόστους τέφρας - τσιμέντου.

Στο RCC το σκυρόδεμα τοποθετείται σε στρώσεις, των 30 cm συνήθως, και συμπυκνώνεται με μηχανήματα που χρησιμοποιούνται στα χωμάτινα και λιθόρριπτα φράγματα. Στην ουσία πρόκειται για ένα συνδυασμό της τεχνολογίας σκυροδέματος με αυτήν της κατασκευής αναχωμάτων. Η ποιότητα του RCC αυξάνει και το κόστος μειώνεται όταν το σκυρόδεμα τοποθετείται γρήγορα και σωστά. Αργές ή διακοπτόμενες τοποθετήσεις έχουν σαν αποτέλεσμα ένα RCC με χαμηλή πυκνότητα και με φτωχές ποιοτικά επιφάνειες στρώσεων. Παρόλο που ακόμα υπάρχουν κάποια προβλήματα, ειδικότερα στα ψηλότερα φράγματα, το RCC είναι ένας πολλά υποσχόμενος νέος τύπος φράγματος βαρύτητας.

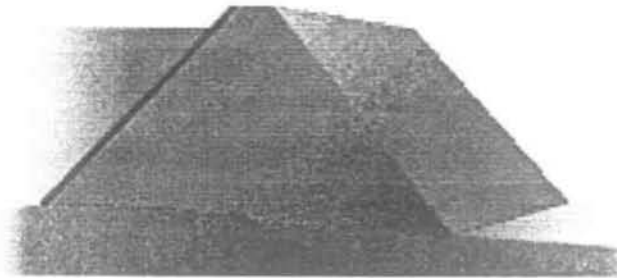
Όπως αναφέρθηκε παραπάνω τα λιθόρριπτα φράγματα ορίζονται ως γεωφράγματα τα οποία έχουν ως κύριο δομικό στοιχείο τη λιθορριπή. Οι βασικοί τύποι των λιθόρριπτων φραγμάτων είναι:

- (α) Λιθόρριπτα φράγματα με εσωτερικό αδιαπέρατο πυρήνα (ECRD = Earth core rockfill dam).
- (β) Λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRD = Concrete faced rockfill dam).

Στο παρακάτω σχήμα 1.1 διακρίνονται οι δύο τύποι λιθόρριπτων φραγμάτων.



Λιθόρριπτο φράγμα με εσωτερικό αδιαπέρατο πυρήνα (ECRD). Η πορτοκαλί ζώνη αντιπροσωπεύει τον κεντρικό αδιαπέρατο πυρήνα.



Λιθόρριπτο φράγμα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRD). Η μαύρη γραμμή αντιπροσωπεύει την πλάκα σκυροδέματος.

Σχήμα 1.1 : Τύποι λιθόρριπτων φραγμάτων.

Τα λιθόρριπτα φράγματα με εσωτερικό αδιαπέρατο πυρήνα χαρακτηρίζονται από μια κεντρική, πρακτικά αδιαπέρατη ζώνη που ονομάζεται πυρήνας και από δύο ζώνες λιθορριπής που χρησιμοποιούνται για να εξασφαλίσουν την ευστάθεια του πυρήνα. Οι ζώνες λιθορριπής αποτελούν το σώμα στήριξης του φράγματος. Διαβαθμισμένα φίλτρα μεταξύ του πυρήνα και της λιθορριπής διασφαλίζουν ότι το λεπτόκοκκο αργιλικό υλικό του πυρήνα δεν θα ξεπλυθεί στη λιθορριπή. Το νερό διαπερνά την ανάντη πλευρά του φράγματος, αλλά εμποδίζεται η ροή του λόγω του αργιλικού πυρήνα. Αναπτύσσεται λοιπόν ένα δίκτυο ροής μέσα στο σώμα του φράγματος.

Στα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος τοπικά διαθέσιμη λιθορριπή, καλής ποιότητας, μεταφέρεται και συμπιέζεται με τη χρησιμοποίηση βαριών μηχανημάτων. Το αδιαπέρατο στοιχείο είναι μια πλάκα σκυροδέματος που τοποθετείται σε μια μεταβατική ζώνη πάνω από το ανάντη πρηνές της λιθορριπής. Σε αυτή την περίπτωση δεν αναπτύσσεται δίκτυο ροής μέσα στο φράγμα.

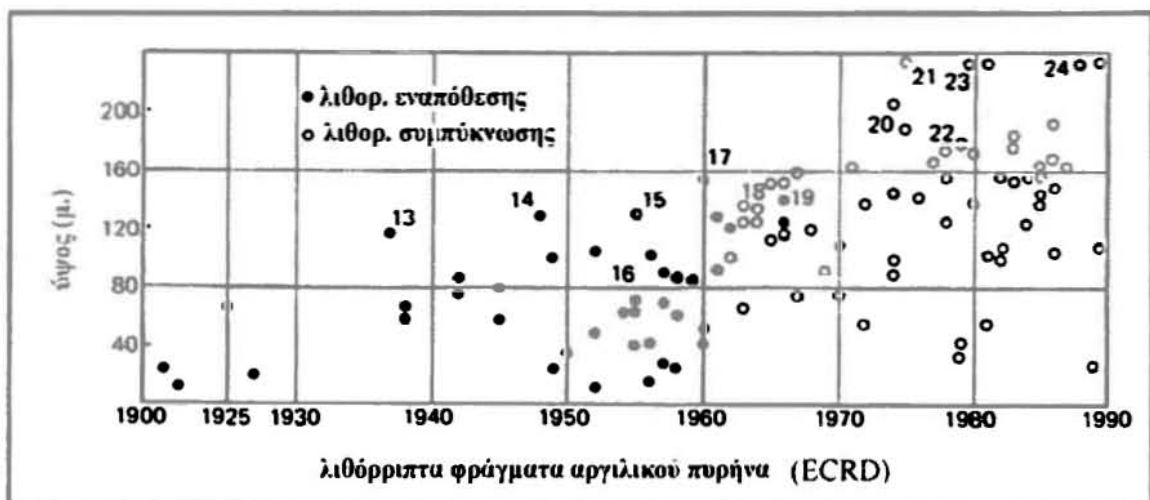
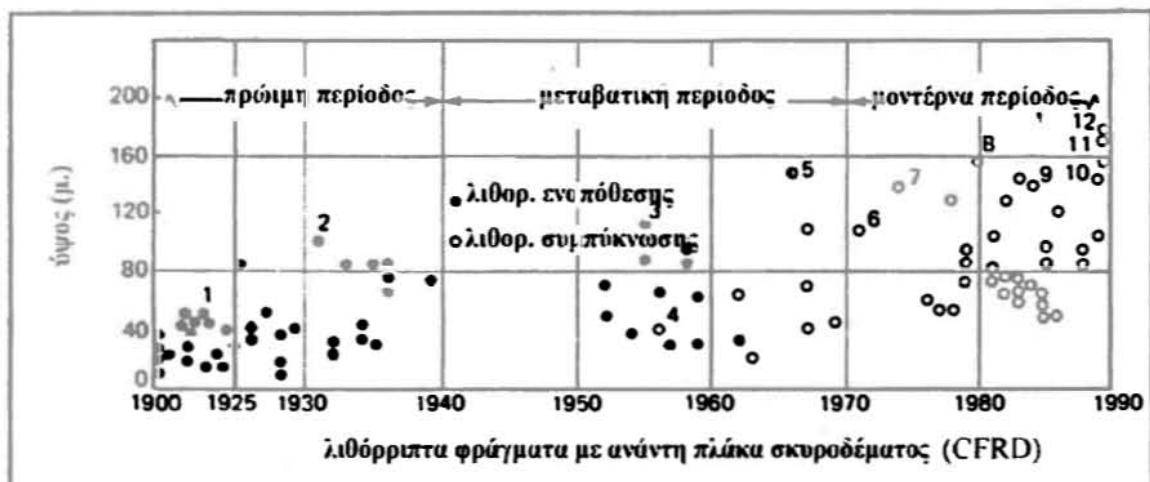
1.2 Εξέλιξη των λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος

Το λιθόρριπτο φράγμα με ανάντη στεγανωτική επένδυση, όπως είναι σήμερα γνωστό, θεωρείται ότι προέρχεται από λιθόρριπτα φράγματα με επένδυση από ξύλο στην ανάντη παρειά. Τέτοια φράγματα κατασκευάζονταν από χρυσοθήρες στην Καλιφόρνια τις δεκαετίες του 1860 και 1870. Αυτά τα φράγματα μέχρι και το 1900 είχαν ανάντη επένδυση από ξύλο, δεν ξεπερνούσαν σε ύψος τα 30 μέτρα και η τοποθέτηση της λιθορριπής γινόταν με τα χέρια, με αποτέλεσμα να έχουν αρκετά απότομα πρηνή με κλίση από 0.54:1 έως 0.75:1 (οριζόντια απόσταση : κατακόρυφη απόσταση). Η εφαρμογή της ανάντη πλάκας σκυροδέματος ξεκίνησε στην Αμερική το 1895. Την ίδια εποχή περίπου, η πρακτική της τοποθέτησης πέτρας σε απότομες κλίσεις με τα χέρια εγκαταλείφθηκε για οικονομικούς λόγους και υιοθετήθηκε η πρακτική της λιθορριπής απλής εναπόθεσης.

Επομένως φαίνεται ότι η εξέλιξη του λιθόρριπτου φράγματος ξεκίνησε στις αρχές του 1900 με το λιθόρριπτο φράγμα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRD). Μετέπειτα αναπτύχθηκε και ο άλλος τύπος λιθόρριπτου φράγματος με εσωτερικό αργιλικό πυρήνα (ECRD). Το σχήμα 1.2 δείχνει την ιστορική εξέλιξη και το αυξανόμενο ύψος και των δύο τύπων λιθόρριπτων φραγμάτων.

Τα πρώτα CFRDs (πριν το 1935) με λιθορριπή απλής εναπόθεσης συμπεριφέρθηκαν ικανοποιητικά για ύψη έως 75 μέτρα. Όμως, τα ψηλότερα φράγματα εμφάνισαν πολύ μεγάλες διαρροές εξαιτίας ρωγμών στην πλάκα σκυροδέματος, ανοιγμάτων στους αρμούς κοντά στα αντερείσματα καθώς και ανοιγμάτων στον περιμετρικό αρμό. Αυτό το φαινόμενο ήταν κατά κύριο λόγο αποτέλεσμα της μεγάλης συμπίεσότητας της λιθορριπής εναπόθεσης. Επιπλέον, ο σχεδιασμός των αρμών με συμπιεστά υλικά πλήρωσης οδήγησε στη συμπίεση αυτών των υλικών στην κεντρική περιοχή της πλάκας που είναι υπό θλίψη, οπότε αυξήθηκε το άνοιγμα του περιμετρικού αρμού. Πρέπει να τονισθεί ότι ακόμη και οι μεγάλες διαρροές δεν απειλούσαν την ευστάθεια του φράγματος, αλλά τη λειτουργικότητά του. Το σημαντικό κόστος των επισκευών των ρωγμών στα ψηλά φράγματα οδήγησε σε μείωση της κατασκευής, τόσο ψηλών όσο και χαμηλών φραγμάτων, στα επόμενα 20 χρόνια.

Όμως ανεξάρτητα από τα προβλήματα, τα απότομα πρηνή των CFRDs έδειχναν από τότε την πολύ υψηλή διατμητική αντοχή της λιθορριπής και τη χρησιμότητα της σαν υλικό κατασκευής φραγμάτων. Η λιθορριπή απλής εναπόθεσης έδειχνε να ήταν ασύμβατη με την πλάκα σκυροδέματος του CFRD. Σε αντίθεση, ήταν αρκετά συμβατή με την άργιλο και τα φίλτρα του ECRD. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα το ECRD με λιθορριπή απλής εναπόθεσης να επικρατήσει και από τις αρχές του 1940 να γίνει το τυπικό λιθόρριπτο φράγμα.



CFRDs: 1=Strawberry, 2=Salt Springs, 3=Paradela, 4=Quioch, 5=Exchequer, 6=Cethana, 7=Anchicaya, 8=Areia, 9=Khao Laem, 10=Segredo, 11=Aguamilpa, 12=Tianshenqiao.

ECRDs: 13=San Gabriel, 14=Mud Mountain, 15=Ambuklao, 16=Brownlee, 17=Goescheneralp, 18=Congar, 19=Akosombo, 20=New Melones, 21=Chivor, 22=Dartmouth, 23=Nurek, 24=Guavio.

Σχήμα 1.2: Τάσεις στον τύπο και το ύψος των λιθόρριπτων φραγμάτων (Cooke 1991).

Η κατασκευή λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRD) επανήλθε στη δεκαετία του 1950, όταν η κατασκευή όλων των τύπων φραγμάτων αυξήθηκε σε όλο τον κόσμο. Ωστόσο, τα CFRDs παρουσίαζαν και πάλι προβλήματα διαρροών. Ουσιαστική αλλαγή συντελέστηκε όταν η λιθορριπή απλής εναπόθεσης αντικαταστάθηκε από συμπυκνωμένη λιθορριπή. Η μετάβαση άρχισε το 1955 και έως το 1967 δεν κατασκευάζονταν πλέον φράγματα με λιθορριπή απλής εναπόθεσης. Το παραπάνω σχήμα 1.2 δείχνει τη μετάβαση αυτή.

Η συμπυκνωμένη λιθορριπή έδινε μικρότερη συμπίεστικότητα που ήταν επιθυμητή για την καλύτερη λειτουργία της πλάκας σκυροδέματος. Για να αποκτηθεί χαμηλότερο μέτρο συμπίεστικότητας χρησιμοποιήθηκε από το 1960 και μετά κυλινδρικός δονητικός συμπυκνωτής, ο οποίος σύντομα έγινε απαραίτητος εξοπλισμός για την κατασκευή των λιθορριπτών φραγμάτων.

Η καθιέρωση της συμπυκνωμένης λιθορριπής επιτρέπει το σχεδιασμό φραγμάτων με μικρές παραμορφώσεις και σηματοδοτεί την έναρξη της μοντέρνας περιόδου για τα CFRDs. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα να κατασκευάζονται αρκετά φράγματα αυτού του τύπου ενώ ταυτόχρονα αυξάνεται και το ύψος τους. Κατά τη διάρκεια της μοντέρνας περιόδου μεγάλες βελτιώσεις έγιναν και στον τρόπο σχεδιασμού τους, όπως για παράδειγμα οι καλύτερες λεπτομέρειες των αρμών χωρίς συμπίεστα υλικά πλήρωσης καθώς και ο περιορισμός των οριζόντιων αρμών στην πλάκα σκυροδέματος. Η πλάκα έπαψε να έχει τη μορφή σκακίερας και κατασκευάζεται με ανερχόμενο μεταλλότυπο, όπου το σκυρόδεμα ρίχνεται στην πλάκα με κινητή φόρμα (slipforming). Αυτό το χαρακτηριστικό χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά στην Ισπανία στο φράγμα Piedras (ύψους 40m) που ολοκληρώθηκε το 1967. Ακολουθώντας την επιτυχημένη λειτουργία σε τρία φράγματα στην Αυστραλία (Kangaroo Creek 1968, Pindari 1969, Cethana 1971), όλα τα φράγματα που ακολούθησαν σχεδιάστηκαν με ανερχόμενο μεταλλότυπο που είναι μια μέθοδος κατασκευής η οποία ευνοεί τη γρήγορη σκυροδέτηση της πλάκας σε λωρίδες από τη βάση του φράγματος προς τη στέψη του.

Μετά την κατασκευή του Cethana, ύψους 110 μέτρων, και την καλή συμπεριφορά του, η ανάπτυξη του CFRD ήταν ραγδαία σε όλο τον κόσμο. Το Alto Anchicaya στην Κολομβία (140 m), το Foz de Azeia (160 m) στην Βραζιλία και το Aguamilpa (187 m) στο Μεξικό ήταν τα CFRDs που ξεπέρασαν το μέσο ύψος στις δεκαετίες 1970, '80 και '90, αντίστοιχα.

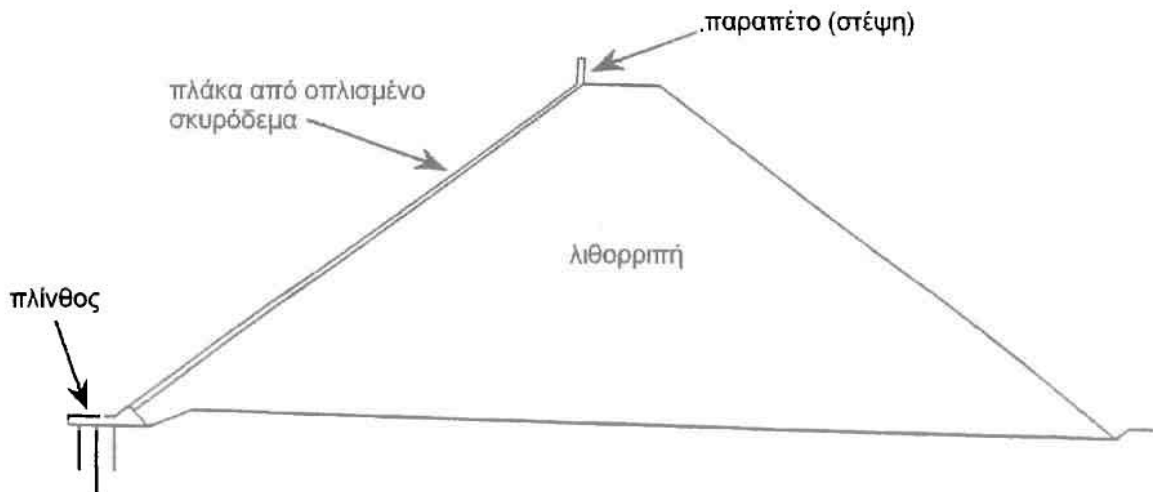
Μετά το 1990, με την κατασκευή και την ικανοποιητική λειτουργία αρκετών φραγμάτων τύπου CFRD με μέσο ύψος γύρω στα 150 m, αποκτήθηκε σημαντική εμπειρία πάνω στα προβλήματα που αντιμετωπίζουν τα πολύ ψηλά CFRDs. Τα φράγματα Segredo (145 m) και Xingo (150 m) στη Βραζιλία καθώς και το Tianshengqiao (180 m) που ολοκληρώθηκε το 1998 στην Κίνα βοήθησαν αρκετά προς την κατεύθυνση αυτή. Στην Ελλάδα το 1996 ολοκληρώθηκε η κατασκευή του φράγματος της Μεσοχώρας με ύψος 150 m, που είναι μέχρι και σήμερα το ψηλότερο CFRD στην Ευρώπη.

Τη σημερινή εποχή αρκετά λιθορριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος, έως 240 m ύψος, κατασκευάζονται σε όλο τον κόσμο. Ειδικότερα, η Νότια Αμερική αλλά και η Κίνα τα τελευταία χρόνια είναι οι περιοχές του κόσμου που οδηγούν τις εξελίξεις στο χώρο των CFRDs.

1.3 Σχεδιασμός και κατασκευή των λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος

1.3.1 Εισαγωγή

Κανένας τύπος φράγματος δεν έχει σταθερό σχεδιασμό, καθώς το κάθε φράγμα θα πρέπει να προσαρμόζεται στις συνθήκες θεμελίωσης και στα διατιθέμενα υλικά κατασκευής. Ο σχεδιασμός του CFRD, όπως έχει χαρακτηριστικά τονισθεί από τον Cooke, είναι κυρίως εμπειρικός και βασίζεται στην πείρα και την κρίση του μηχανικού. Ωστόσο, το CFRD έχει εξελιχθεί σε ένα στάδιο, όπου τα κύρια χαρακτηριστικά του παραμένουν ίδια. Τα τμήματα από σκυρόδεμα για παράδειγμα είναι κοινά για όλα τα CFRDs: η πλίνθος, η πλάκα σκυροδέματος με τους απαραίτητους αρμούς και το τοίχιο της στέψης. Η τυπική διατομή ενός CFRD φαίνεται στο σχήμα 1.3.

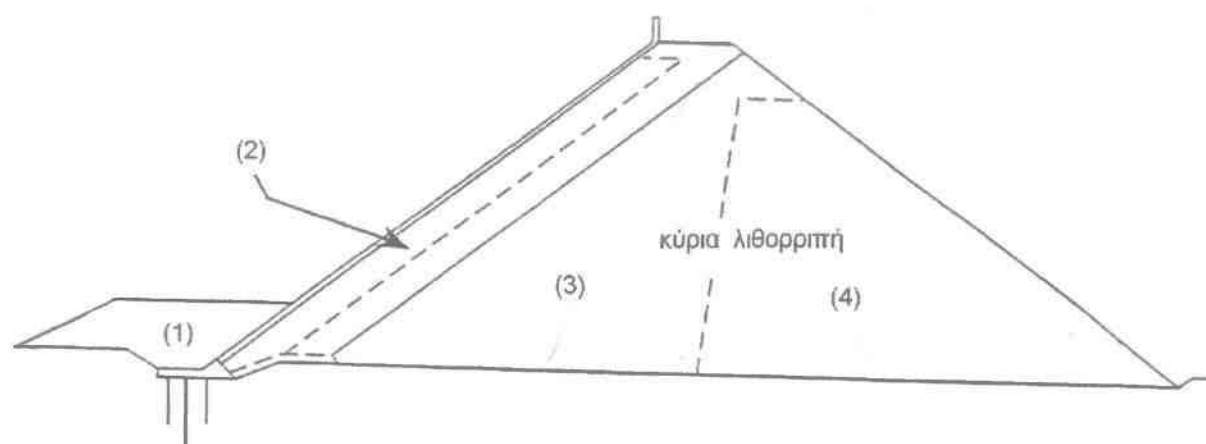


Σχήμα 1.3 : Τυπική διατομή φράγματος με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (Australian National Committee On Large Dams 1991).

Αρχικά κατασκευάζεται η πλίνθος στα βραχώδη αντερείσματα της κοιλάδας, η κατασκευή της οποίας αρχίζει από ψηλά και σταδιακά φτάνει στην κοίτη του ποταμού, ενώ παράλληλα γίνονται οι τσιμεντενέσεις του βράχου θεμελίωσης διαμέσου της πλίνθου. Έπειτα τοποθετείται η λιθορριπή και συμπιέζεται κατάντη της πλίνθου, διαμορφώνοντας το ανάχωμα του φράγματος. Μετά την ολοκλήρωση του αναχώματος, στο ανάντη μέρος του τοποθετείται η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος σε λωρίδες, κατασκευασμένη με ειδικό εξοπλισμό. Η σύνδεση της πλάκας με την πλίνθο γίνεται με τον περιμετρικό αρμό και μαζί δημιουργούν την αδιαπέρατη μεμβράνη του φράγματος, η οποία εμποδίζει το νερό να διαρρεύσει έξω από τον ταμιευτήρα.

Το είδος της λιθορριπής και η διαζώνιση του φράγματος εξαρτώνται περισσότερο από τα διαθέσιμα υλικά. Παρόλο που η καλά διαβαθμισμένη και ελεύθερα αποστραγγιζόμενη λιθορριπή αποτελεί την ευκολότερη επιλογή, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και αποσαθρωμένη λιθορριπή η οποία με την κατάλληλη προσοχή δύναται να δώσει ένα πολύ καλό ανάχωμα.

Η τυπική διαζώνιση του αναχώματος που ακολουθείται διακρίνεται στο σχήμα 1.4 και είναι η εξής:



Σχήμα 1.4 : Τυπική διαζώνιση του αναχώματος ενός CFRD (ANCOLD 1991).

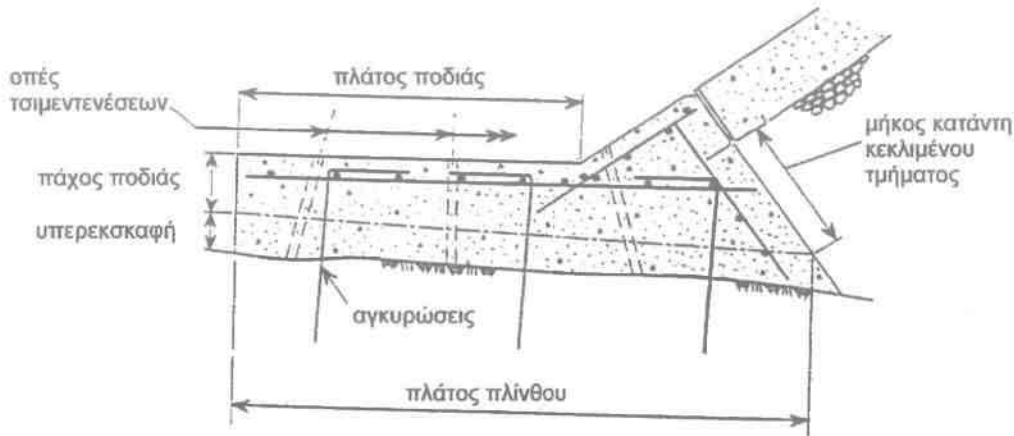
Η ζώνη (1) προστατεύει την πλίνθο και συμβάλλει στη στεγανότητα του περιμετρικού αρμού στην κρίσιμη περιοχή του μέγιστου υδραυλικού φορτίου.

Η ζώνη (2) αποτελεί τη μεταβατική ζώνη μεταξύ της πλάκας σκυροδέματος και της κύριας λιθορριπής. Παρέχει ομοιόμορφη στήριξη στην πλάκα σκυροδέματος και δρα ως ημιπερατό όριο που περιορίζει τη διαρροή του φράγματος, σε ένα τυχαίο γεγονός καταστροφής της πλάκας ή ανοίγματος των αρμών.

Οι ζώνες (3) και (4) αποτελούν την κύρια λιθορριπή και είναι δυνατό να διαφέρουν μεταξύ τους ως προς το υλικό και το πάχος των στρώσεων που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή τους. Η ζώνη (3) αναλαμβάνει το υδραυλικό φορτίο και συμπυκνώνεται με πάχος στρώσεων 1 m. Η ζώνη (4) δέχεται πολύ μικρό μέρος του υδραυλικού φορτίου και συμπυκνώνεται συνήθως με πάχος στρώσεων 1.5 m.

1.3.2 Πλίνθος

Η πλίνθος αποτελεί τον στεγανοποιητικό σύνδεσμο μεταξύ της πλάκας σκυροδέματος και της θεμελίωσης του φράγματος. Η πλίνθος επίσης λειτουργεί τόσο ως βάση για την εκτέλεση των τσιμεντενέσεων, όσο και ως σημείο εκκίνησης για την κατασκευή της πλάκας σκυροδέματος.



Σχήμα 1.5 : Τυπική τομή πλίνθου (ANCOLD 1991).

1.3.2.1 Θεμελίωση

Η πλίνθος είναι επιθυμητό να εδράζεται σε σκληρό, μη διαβρώσιμο υγιή βράχο, ο οποίος να είναι ενέσιμος. Συνεπώς, τόσο στα αντερείσματα όσο και στην κοίτη γίνονται προσεκτικά οι απαραίτητες εκκαφές στο βράχο θεμελίωσης, μέχρι να βρεθεί το παραπάνω αποδεκτό επίπεδο ποιότητας. Στόχος είναι σε κάθε περίπτωση να εξαλειφθούν οι πιθανότητες διάβρωσης ή διασωλήνωσης στη θεμελίωση. Για το λόγο αυτό, οι εκκαφές πραγματοποιούνται με προσοχή ώστε να ελαχιστοποιηθεί η διατάραξη της επιφάνειας του βράχου στην οποία θα τοποθετηθεί η πλίνθος. Στη συνέχεια, η επιφάνεια του βράχου καθαρίζεται με αέρα ή αέρα και νερό λίγο πριν τοποθετηθεί το σκυρόδεμα, προκειμένου να επιτευχθεί σταθερή σύνδεση μεταξύ του σκυροδέματος και της επιφάνειας θεμελίωσης.

Παρόλο που τα περισσότερα CFRDs είναι θεμελιωμένα σε σχετικά σκληρό μη διαβρώσιμο βράχο, αρκετά έχουν επιτυχημένα θεμελιωθεί τόσο σε βράχο με πολλές ασυνέχειες και με έντονη αποσάθρωση όσο και σε μαλακότερο βράχο που είναι αρκετά επιρρεπής σε διάβρωση. Και στις δύο περιπτώσεις, το μήκος της διαδρομής του διηθούμενου νερού θα πρέπει να αυξηθεί κατά ένα τέταρτο του υδραυλικού φορτίου. Αυτό επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση ενός στρώματος σκυροδέματος στην τελική επιφάνεια θεμελίωσης, αμέσως κατάντη της πλίνθου. Επιπλέον, τοποθετείται φίλτρο για τη συγκράτηση των υλικών διάβρωσης.

1.3.2.2 Διαστάσεις

Παραδοσιακά, το πλάτος της πλίνθου σε ένα CFRD σχεδιάζεται λαμβάνοντας υπόψη τις εμπειρικές σχέσεις μεταξύ του ύψους της δεξαμενής και της υπάρχουσας γεωλογίας.

$$B = K H$$

όπου

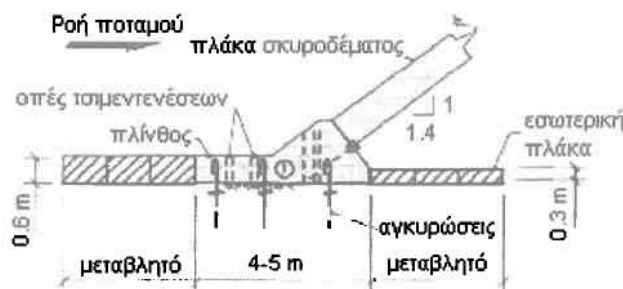
B: Πλάτος της πλίνθου σε m.

K: Εμπειρική τιμή που εξαρτάται από την ποιότητα του βράχου θεμελίωσης της πλίνθου και κυμαίνεται μεταξύ 0.05 και 0.1 για φρέσκο και αποσαθρωμένο βράχο αντίστοιχα.

H: Υδραυλικό φορτίο σε m.

Το πλάτος της πλίνθου, στις περιπτώσεις της επιθυμητής υγιούς θεμελίωσης, είναι της τάξης του 1/20 του υδραυλικού φορτίου H. Το ελάχιστο πλάτος που γενικά χρησιμοποιείται είναι 3 m. Ωστόσο, σε φράγματα ύψους μικρότερου των 40 m, θεμελιωμένα σε σκληρό βράχο, αυτό μπορεί να μειωθεί στα 2 m. Στα αντερείσματα το πλάτος της πλίνθου μεταβάλλεται ανάλογα με το υδραυλικό φορτίο H. Για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας, η αλλαγή αυτή γίνεται σε ορισμένα βήματα και όχι σταδιακά.

Πρόσφατα, σε πολλά φράγματα έχει υιοθετηθεί ο σχεδιασμός μιας συνεχούς πλίνθου με πλάτος 4 - 5 m σε όλο το ύψος του φράγματος. Αμέσως κατόπιν της πλίνθου, υπάρχει μια εσωτερική πλάκα μεταβλητού πλάτους με σκοπό να εξασφαλίζεται αποδεκτή υδραυλική κλίση στη θεμελίωση. Ανάντη της πλίνθου υπάρχει, όποτε κρίνεται απαραίτητο, και μια εξωτερική πλάκα της οποίας το πλάτος μεταβάλλεται ανάλογα με την υδροστατική πίεση και τη γεωλογία της θεμελίωσης. Συνεπώς, το πλάτος της πλίνθου μεταβάλλεται εσωτερικά και εξωτερικά δίνοντας μια πιο οικονομική λύση καθώς έχουμε από τη μια λιγότερες εκσκαφές του βράχου και από την άλλη μικρότερες ποσότητες σκυροδέματος στη πλίνθο.



Σχήμα 1.6 : Πλίνθος με μεταβλητή εσωτερική και εξωτερική πλάκα (Materon 2002).

Για μια πλίνθο που εδράζεται σε υγιή βράχο το πάχος της ποδιάς συχνά επιλέγεται σχεδόν ίσο με το πάχος της πλάκας σκυροδέματος. Ωστόσο, τόσο οι υπερεκκαφές της θεμελίωσης όσο και η τοπογραφία συνήθως επιβάλουν μεγαλύτερα πάχη, έτσι ώστε ένα ελάχιστο πάχος ποδιάς της τάξης των 0.3 - 0.4 m να φαίνεται λογικό για τα περισσότερα φράγματα. Σε πολύ υψηλά φράγματα (πάνω από 100 m) ένα ελάχιστο πάχος ποδιάς της τάξης των 0.5 - 0.6 m μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τα χαμηλότερα σε υψόμετρο μέρη της πλίνθου.

Το κάθε κομμάτι της πλάκας σκυροδέματος που βρίσκεται γειτονικά με την πλίνθο συμπεριφέρεται κάτω από τη φόρτιση του νερού σαν μια δοκός πάνω σε μια ελαστική θεμελίωση. Ένα ελάχιστο μήκος 0.9 m για το κατάντη κεκλιμένο πρόσωπο της πλίνθου καθορίζεται, έτσι ώστε να διατηρείται ένα ελάχιστο πάχος λιθορριπής αμέσως κατάντη της πλίνθου. Με τον τρόπο αυτόν εξασφαλίζεται η συνεχής ελαστική υποστήριξη του κάθε κομματιού της πλάκας.

Είναι σαφές ότι απαιτείται ομαλή μετάβαση από τη θεμελίωση της πλίνθου στη θεμελίωση του αναχώματος για να μην υπάρχουν ξαφνικές αλλαγές στην υποστήριξη της πλάκας σκυροδέματος. Απότομες μεταβολές 1 m και πάνω στο πάχος της λιθορριπής κοντά στη πλίνθο οδηγούν στην ανάπτυξη σημαντικών καμπτικών τάσεων στο κάθε κομμάτι της πλάκας με διεύθυνση παράλληλη στη πλίνθο. Το πρόβλημα αυτό αντιμετωπίζεται με σκυρόδεμα που μπαίνει στη θεμελίωση κατάντη της πλίνθου για ομαλότερη μετάβαση ή με επιπλέον όπλιση της πλάκας σκυροδέματος γειτονικά της πλίνθου και σε μεγάλα βάθη.

1.3.2.3 Διάταξη

Διάφορες μέθοδοι εκσκαφής και προσανατολισμοί της πλίνθου χρησιμοποιούνται, κυρίως ανάλογα με την κλίση των πρανών των αντερεισμάτων, καθώς και με το πάχος και τη φύση του εδάφους και του διαβρωμένου βράχου, που βρίσκονται πάνω από την επιθυμητή θεμελίωση της πλίνθου.

Η εκσκαφή του βράχου γίνεται με ανατινάξεις ή με μηχανική εκσκαφή. Περιστασιακά, μόνο αφαίρεση γαιών απαιτείται για να αποκαλυφθεί η επιθυμητή θεμελίωση σε ένα μέρος ή και σε ολόκληρο το μήκος της πλίνθου. Μερικές φορές όμως, εκσκάπτεται μία συνεχής τάφος με μηχανήματα, πριν αποφασιστεί η ακριβής γραμμή αναφοράς για την θεμελίωση της πλίνθου. Με τον τρόπο αυτόν οι προβληματικές περιοχές, όπως τα διαβρωμένα πετρώματα, αποκαλύπτονται. Επίσης, σε απότομες κοιλάδες με κατάλληλο σκληρό βράχο κοντά στην επιφάνεια, η πλίνθος τοποθετείται πολύ κοντά στην υπάρχουσα επιφάνεια προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν οι δύσκολες εκσκαφές.

Η πλίνθος κατασκευάζεται σε τμήματα που βρίσκονται σε μια ευθεία. Πρέπει να σημειωθεί ότι οι αλλαγές στη διεύθυνση της πλίνθου καλό είναι να περιορίζονται για την απλοποίηση της κατασκευής. Τα απαραίτητα γωνιακά στοιχεία είναι επιλεγμένα έτσι ώστε να ταιριάζουν στις συνθή-

κες θεμελίωσης και στην τοπογραφία, ενώ δεν απαιτείται κάποια συσχέτισή τους με τους κατακόρυφους αρμούς της πλάκας σκυροδέματος.

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.7, η πλίνθος στα αντερείσματα μπορεί να τοποθετηθεί είτε οριζόντια είτε με γωνία.



(α) προσανατολισμός οριζόντιος

(β) προσανατολισμός με γωνία

Σχήμα 1.7 : Τυπική τομή της γραμμής πλίνθου στα αντερείσματα.

Στη πρώτη περίπτωση ο οριζόντιος προσανατολισμός τοποθετεί το ανάντη μέρος της πλίνθου σε βαθύτερο και συνήθως λιγότερο αποσαθρωμένο βράχο. Επίσης, ο οριζόντιος προσανατολισμός διευκολύνει την κατασκευή τόσο της κουρτίνας των τσιμεντενέσεων όσο και της πλάκας σκυροδέματος. Επιπρόσθετα, η βροχή δεν οδηγείται μέσα στο ανάχωμα με αποτέλεσμα να μη συντελείται επιπλέον διάβρωση. Το μειονέκτημα του οριζόντιου προσανατολισμού είναι ο μεγάλος όγκος των εκσκαφών.

Στη δεύτερη περίπτωση που η πλίνθος τοποθετείται με γωνία, τόσο οι εκσκαφές όσο και ο όγκος του σκυροδέματος ελαχιστοποιούνται. Αυξάνεται όμως το κόστος των τσιμεντενέσεων και δημιουργούνται προβλήματα στην πρόσβαση για την κατασκευή της πλάκας σκυροδέματος. Ακόμη, υπάρχει μεγαλύτερος κίνδυνος η βροχή να υπερπηδήσει και να διαβρώσει τη μεταβατική ζώνη της λιθορριπής.

Στον οριζόντιο προσανατολισμό, το γεγονός ότι απαιτείται μεγαλύτερος όγκος εκσκαφών αντισταθμίζεται από καλύτερο έλεγχο της λιθορριπής κάτω από τον περιμετρικό αρμό, καλύτερη σκυροδέτηση της πλίνθου και εικολότερη κατασκευή του διαφράγματος των τσιμεντενέσεων. Επομένως, ο οριζόντιος προσανατολισμός προτιμάται. Από την άλλη, ο προσανατολισμός με γωνία αν και μπορεί να εφαρμοστεί σε κάποια μήκη της πλίνθου ψηλά στα αντερείσματα, δεν

συνίσταται να υιοθετείται σε όλο το μήκος της πλίνθου χωρίς την πραγματοποίηση ενδελεχούς μελέτης των εργασιών και του χρόνου που απαιτούνται.

1.3.2.4 Αγκυρώσεις, Οπλισμός και Αρμοί

Σκοπός των αγκυρώσεων στην πλίνθο είναι να κρατήσουν την επαφή του σκυροδέματος της πλίνθου με το βράχο της θεμελίωσης. Τα αγκύρια δεν τοποθετούνται για να αντιστέκονται στην άνωση και στις πιέσεις που ασκούνται από τις τσιμεντενέσεις. Τα μήκη, οι αποστάσεις μεταξύ τους και η διάμετρος τους επιλέγονται με βάση τα χαρακτηριστικά της θεμελίωσης. Τα αγκύρια που γενικά χρησιμοποιούνται έχουν διάμετρο 25 - 35 mm, μεταξύ τους απόσταση 1.0 - 1.5 m σε κάθε διεύθυνση και μήκος 3 - 5 m (Φωτ. 1.1).



Φωτογραφία 1.1 : Αγκυρώσεις (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1992 – Αρχείο ΔΕΗ).

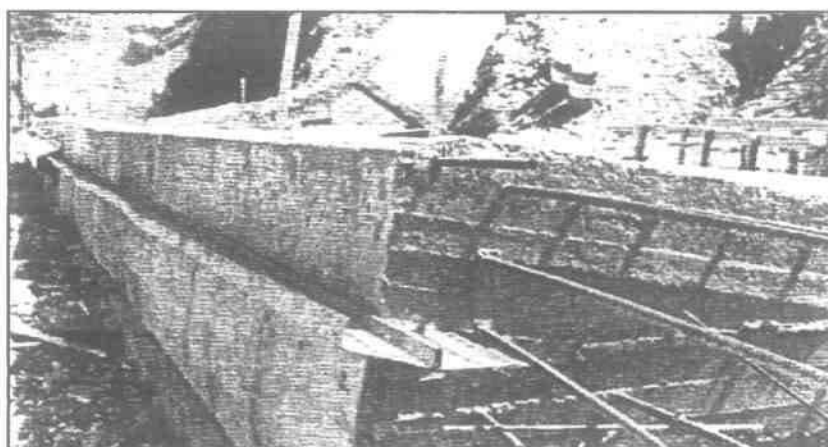
Οι ράβδοι οπλισμού των αγκυρώσεων ενεματώνονται σε όλο το μήκος τους μέσα στο βράχο και αγκιστρώνονται (90°) στη στρώση του οπλισμού μέσα στην πλίνθο.

Ο κύριος στόχος του οπλισμού της πλίνθου είναι να ελαχιστοποιήσει τα πλάτη των ρωγμών που τείνουν να δημιουργηθούν, από τη θερμοκρασία και από τις μικρές καμπτικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται. Παρόλο που στο παρελθόν χρησιμοποιούνταν δύο στρώσεις διαμήκους οπλισμού, τώρα είναι γενικά αποδεκτή μία στρώση. Ο οπλισμός, συνήθως 0.3% του εμβαδού της διατομής της ποδιάς στις δύο διευθύνσεις, τοποθετείται 10 - 15 cm από την πάνω επιφάνεια της πλίνθου και αγκυρώνεται (Φωτ. 1.2). Μία διπλή σειρά διαμήκους οπλισμού έχει ένα μικρό θεωρητικό μειονέκτημα γιατί κάνει την πλίνθο δύσκαμπτη και λιγότερο ικανή να προσαρμοστεί σε μικρές διαφορικές καθιζήσεις του υποκείμενου βράχου. Επίσης, μία σειρά οπλισμού που τοποθετείται χαμηλότερα, κοντά στο κατώτερο τμήμα της πλίνθου, κάνει δυσκολότερη τη διαδικασία καθαρισμού του βράχου πριν την τοποθέτηση του σκυροδέματος.



Φωτογραφία 1.2 : Οπλισμός πλίνθου (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1992 - Λιάκουρης).

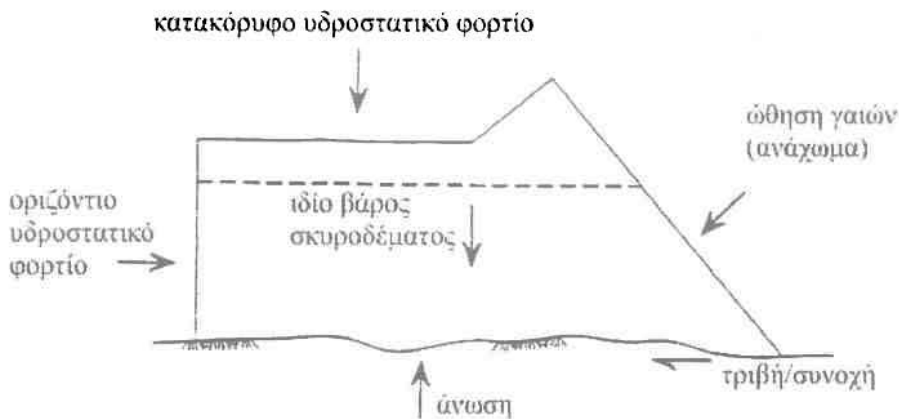
Όσον αφορά τους αρμούς στην πλίνθο, στο παρελθόν χρησιμοποιούνταν αρμοί με στεγανωτικά υλικά τοποθετημένα σε προκαθορισμένες θέσεις. Αυτά ήταν απαραίτητα, καθώς οι αρμοί άνοιγαν. Η σύνδεση των υλικών στεγάνωσης της πλίνθου με αυτά του περιμετρικού αρμού ήταν αρκετά δύσκολη. Στη σημερινή εποχή η τακτική αυτή έχει εγκαταλειφθεί. Ο διαμήκης οπλισμός της πλίνθου, όπως διακρίνεται στη φωτογραφία 1.3, συνεχίζεται διαπερνώντας τους κατασκευαστικούς αρμούς χωρίς την ύπαρξη υλικών στεγάνωσης. Αυτή θεωρείται η καλύτερη πρακτική, είναι πιο οικονομική και έχει υιοθετηθεί σε όλα τα πρόσφατα φράγματα. Με το διαμήκη οπλισμό να διαπερνά τον αρμό δεν χρειάζονται υλικά στεγάνωσης.



Φωτογραφία 1.3 : Κατασκευαστικός αρμός σε τμήμα πλίνθου με τις αναμονές οπλισμού. Διακρίνεται και η στεγανωτική ταινία χαλκού του περιμετρικού αρμού (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1992 - Λιάκουρης).

1.3.2.5 Ευστάθεια

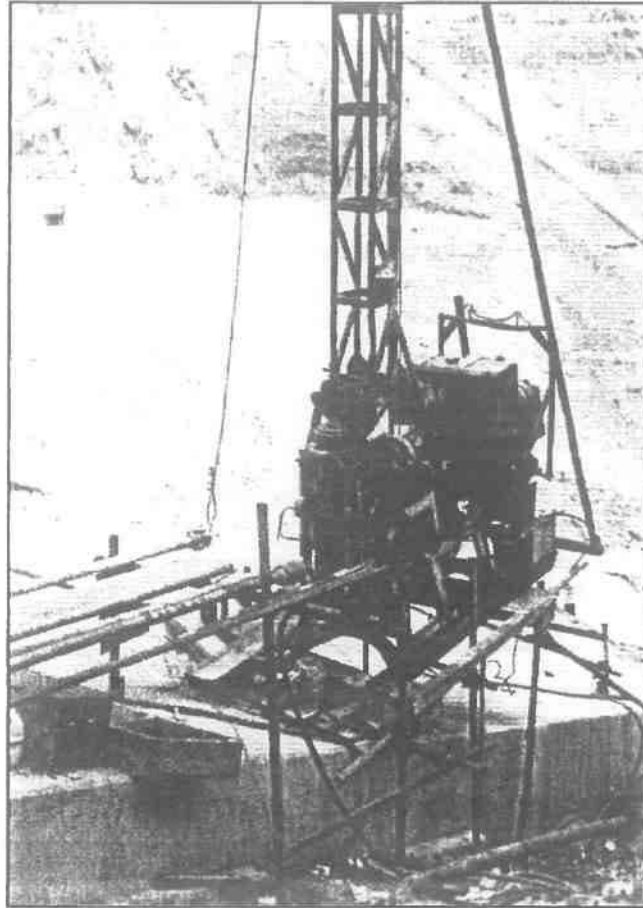
Οι δυνάμεις που ασκούνται στη πλίνθο φαίνονται στο σχήμα 1.8. Η πλίνθος πρέπει να αντιστέκεται στην οριζόντια ώθηση του νερού χωρίς την υποστήριξη της λιθορριπής. Σε πλίνθους κανονικού πάχους, ο έλεγχος ευστάθειας δεν θεωρείται απαραίτητος, καθώς η αντίσταση τριβής είναι αρκετή για να αντισταθμίσει την ώθηση του νερού. Αντίθετα, στις πλίνθους μεγάλου πάχους και σε συγκεκριμένα τμήματα ο έλεγχος ευστάθειας κρίνεται αναγκαίος.



Σχήμα 1.8 : Δυνάμεις που ασκούνται στην πλίνθο (ANCOLD 1991).

Ο έλεγχος ευστάθειας περιλαμβάνει τους συμβατικούς ελέγχους (ολίσθησης, ανατροπής) που γίνονται και στα φράγματα βαρύτητας από σκυρόδεμα. Η λιθορριπή μπορεί να ασκεί ώθηση στην πλίνθο, αλλά όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, η ώθηση αυτή δεν λαμβάνεται υπόψη στον έλεγχο ευστάθειας. Επιπλέον, στην ευστάθεια δεν συμβάλλει ούτε η πλάκα σκυροδέματος, καθώς οι υδροστατικές πιέσεις ανοίγουν τον περιμετρικό αρμό με αποτέλεσμα να μην υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ πλίνθου και πλάκας σκυροδέματος. Η άνωση που ασκείται στη πλίνθο θεωρείται ότι μεταβάλλεται γραμμικά κατά πλάτος.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι υπερεκκαφές που ενδέχεται να γίνουν ανάντη της πλίνθου, κυρίως στην κοίτη του ποταμού, αποτελούν σημαντικό κίνδυνο καθώς αυξάνουν το οριζόντιο υδροστατικό φορτίο. Επίσης, στο σχεδιασμό της πλίνθου επιχειρείται ελαχιστοποίηση του πάχους της, όχι μόνο από άποψη ευστάθειας αλλά και για τον περιορισμό του πάχους της λιθορριπής που βρίσκεται αμέσως κατόπιν της πλίνθου. Σε περιπτώσεις που είναι μεγάλο το πάχος αυτής της λιθορριπής, η φόρτιση του νερού θα προκαλέσει τη συμπίεση της, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε επιπλέον μετακινήσεις στον περιμετρικό αρμό και στην πλάκα γειτονικά της πλίνθου. Επομένως, ένα μέγιστο πάχος 2 - 3 m, συνίσταται για την πλίνθο.



Φωτογραφία 1.4 : Τσιμεντενέσεις διαμέσου της πλίνθου (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1992 - Αρχείο ΔΕΗ).

Κατά κανόνα οι τσιμεντενέσεις διαμέσου της πλίνθου αποτελούνται από την κεντρική βαθύτερη διαφραγματική κουρτίνα και από τις τσιμεντενέσεις τάπητα, οι οποίες εκτελούνται ανάντη και κατάντη αυτής.

Στα CFRDs ο ρόλος της διαφραγματικής κουρτίνας είναι, όπως και σε άλλα φράγματα, να διαμορφώσει μία βαθύτερη ζώνη χαμηλής διαπερατότητας. Το βάθος της κυμαίνεται από $1/3 H$ έως $2/3 H$ (όπου H = ύψος φράγματος στην αντίστοιχη θέση).

Οι τσιμεντενέσεις τάπητα στοχεύουν στη μείωση της διαρροής στο ανώτερο στρώμα του βράχου θεμελίωσης, αμέσως κάτω από την πλίνθο. Στα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος, οι τσιμεντενέσεις τάπητα είναι εξαιρετικής σημασίας καθώς στην περιοχή που τοποθετούνται, η υδραυλική κλίση είναι μέγιστη. Το ελάχιστο βάθος που συνήθως υιοθετείται είναι $0.1 H$ ή 5 m . Η παραπάνω διαπίστωση της μεγάλης σπουδαιότητάς τους, ειδικά στα CFRDs, έχει οδηγήσει σε μία επιθυμητή τάση για μεγαλύτερη προσοχή στην εκτέλεση των τσιμεντενέσεων τάπητα συγκριτικά με την κατασκευή της διαφραγματικής κουρτίνας. Για παράδειγμα, δίνεται λιγότερη έμφαση στο βάθος και στα κριτήρια κλεισίματος της διαφραγματικής κουρτίνας.

1.3.3 Περιμετρικός αρμός

Οι οργανομετρήσεις στα CFRDs έχουν δείξει ότι θλιπτικές παραμορφώσεις αναπτύσσονται σε ποσοστό μεγαλύτερο του 90% της επιφάνειας της πλάκας σκυροδέματος, εξαιτίας της καθίζησης της λιθορριπής. Μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα, παρατηρείται επιπλέον συμπίεση των περισσότερων κατακόρυφων αρμών στην κεντρική περιοχή της πλάκας καθώς αυτή υπόκειται σε θλίψη. Όμως, τόσο στους αρμούς της πλάκας κοντά στα αντερείσματα όσο και στους περιμετρικούς αρμούς αναμένεται να παρατηρηθούν ανοίγματα, λόγω εφελκυστικών τάσεων. Συνεπώς, ο περιμετρικός αρμός μεταξύ πλίνθου και πλάκας σκυροδέματος αποτελεί μία πιθανή πηγή διαρροής, εάν δεν έχει σχεδιαστεί και κατασκευαστεί σωστά. Πρέπει σε κάθε περίπτωση να είναι ελαστικός, έτσι ώστε να μπορεί να παραλάβει τις αναμενόμενες μετακινήσεις και στις τρεις διευθύνσεις χωρίς να καταστρέφονται τα στεγανωτικά του υλικά.

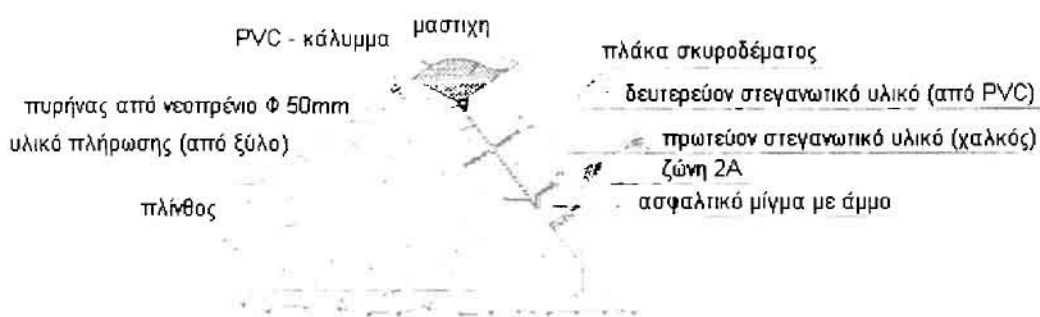
Στις αρχές του 1970, ο σχεδιασμός του περιμετρικού αρμού αλλά και των κατακόρυφων αρμών της πλάκας ήταν πολύ απλός. Περιελάμβανε ένα στεγανωτικό υλικό από πλαστικό (PVC) ή από καουτσούκ (rubber) στο κέντρο των αρμών και χρήση συμπιεστών υλικών πλήρωσης. Σε αυτούς τους αρμούς υπήρχε μόνο μία ζώνη άμυνας. Για φράγματα ύψους μέχρι 75 m, οι αρμοί αυτοί δεν παρουσίασαν προβλήματα. Όμως κατά τη διάρκεια της πλήρωσης του ταμιευτήρα, τα πολύ ψηλά φράγματα παρουσίασαν μεγάλες διαρροές. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το ύψους 140 m φράγμα Alto Anchicaya (1974) στην Κολομβία, το οποίο παρουσίασε διαρροές της τάξης του 1.8 m³/sec. Με χαμήλωμα της στάθμης διαπιστώθηκε ότι η διαρροή γινόταν από τους περιμετρικούς αρμούς, καθώς παρουσίασαν μεγάλα ανοίγματα.

Τα παραπάνω μεγάλα ανοίγματα οφείλονταν σε σημαντικό βαθμό στη συμπιεστότητα των υλικών πλήρωσης των κατακόρυφων αρμών της πλάκας αλλά και στην αδυναμία προσκόλλησης του κεντρικού στεγανωτικού υλικού με το σκυρόδεμα. Το σχήμα 1.10 δείχνει την κατάσταση του περιμετρικού αρμού μετά την πλήρωση και τα μέτρα θεραπείας που λήφθηκαν.



Σχήμα 1.10 : Μέτρα θεραπείας του περιμετρικού αρμού του φράγματος Alto Anchicaya (Materon 1985).

Εξαιτίας αυτού του ιστορικού της διαρροής στους περιμετρικούς αρμούς, στα μετέπειτα φράγματα δημιουργήθηκε η τάση για ειδική μέριμνα στο περιμετρικό αρμό με χρήση πολλών ασθενών μέτρων που να φράσσουν τη διαρροή και να λειτουργούν συμπληρωματικά. Από τις αρχές της δεκαετίας του 1980, σε όλα τα ψηλά φράγματα ο περιμετρικός αρμός αποτελούνταν από τρία στεγανωτικά υλικά. Στην τυπική διάταξη του περιμετρικού αρμού του φράγματος Foz do Areia (1980) που παρουσιάζεται στο σχήμα 1.11 διακρίνονται: η πρωτεύουσα στεγανωτική διάταξη μεταλλικού τύπου στο κάτω μέρος του αρμού, η δευτερεύουσα από PVC στο κέντρο και η τρίτη στεγανωτική διάταξη της μαστίχης με το κάλυμμα της στο πάνω μέρος του αρμού.



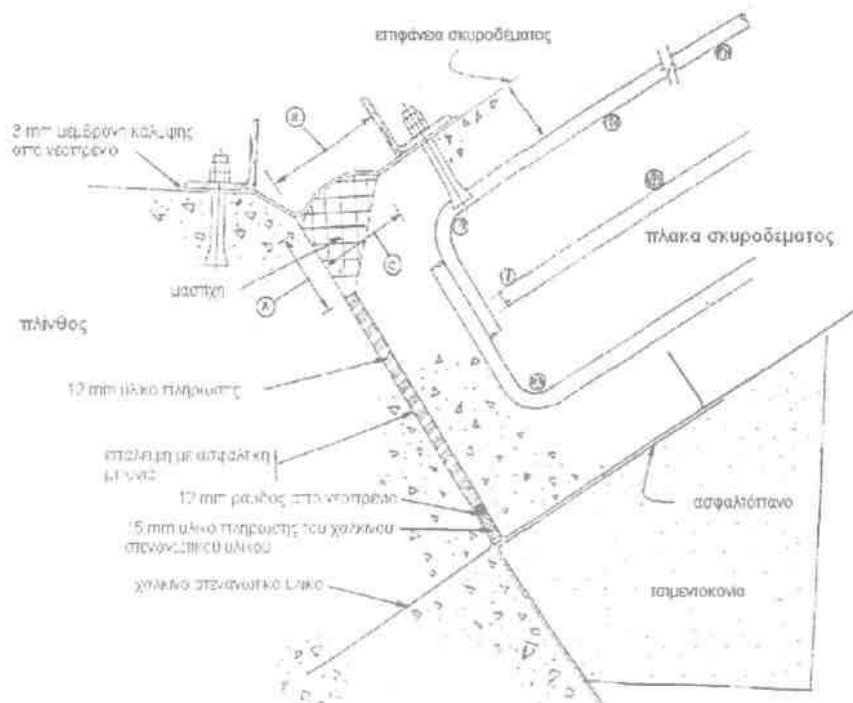
Σχήμα 1.11 : Λεπτομέρειες του περιμετρικού αρμού του φράγματος Foz do Areia (Pinto et al. 1985).

Ο ρόλος της μαστίχης είναι να εισχωρήσει με τη βοήθεια της πίεσης του νερού μέσα στον περιμετρικό αρμό και να τον σφραγίσει, όταν αυτός ανοίξει. Για να λειτουργήσει σωστά ο παραπάνω σχεδιασμός της μαστίχης κρίνεται σκόπιμο η μεμβράνη κάλυψης της να είναι καλά αγκυρωμένη στο σκυροδέμα. Ακόμη, για να διευκολυνθεί η κίνηση της μαστίχης προς το εσωτερικό του αρμού πρέπει η μεμβράνη κάλυψης της να καμπυλώνεται προς τα πάνω και να μην είναι επίπεδη. Η μεμβράνη κάλυψης της μαστίχης μπορεί να είναι είτε από PVC είτε από συνθετικό καουτσούκ (hyalon or neoprene rubber). Όσο μεγαλύτερο άνοιγμα προβλέπεται για τον περιμετρικό αρμό τόσο μεγαλύτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στις λεπτομέρειες του στεγανωτικού υλικού της μαστίχης.

Ένα συμπιεστό υλικό πλήρωσης, πάχους 12 - 20 mm, τοποθετείται συνήθως στη διεπιφάνεια μεταξύ της πλίνθου και της πλάκας σκυροδέματος. Σκοπός του είναι να εμποδίσει τη συγκέντρωση τάσεων στη διεπιφάνεια κατά τη διάρκεια της κατασκευής της πλάκας προτού γεμίσει ο ταμιευτήρας. Το πρωτεύον στεγανωτικό υλικό είναι κατά κανόνα μία χάλκινη ταινία σχήματος W ή F. Το μισό μέρος της ταινίας στηρίζεται μέσα στην πλίνθο ενώ στον αρμό, μεταξύ πλίνθου και πλάκας σκυροδέματος, διαμορφώνεται μία κεντρική δίπλωσή της. Ο ρόλος της δίπλωσης αυτής είναι να τεντωθεί και να εμποδίσει τη διαρροή σε περίπτωση που ανοίξει ο αρμός και αστοχή-

σουν τα στεγανωτικά υλικά που βρίσκονται πιο πάνω. Για να αποφευχθεί η πλήρης συμπίεση των δύο πλευρών της δίπλωσης του χάλκινου στεγανωτικού υλικού τοποθετούνται εντός της δίπλωσης υλικά πλήρωσης από καουτσούκ, όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.12. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι κάτω από το πρωτεύον στεγανωτικό υλικό του χαλκού τοποθετείται είτε τσιμεντοκονία είτε ασφαλτικό μίγμα με άμμο.

Η πράξη έδειξε ότι η παρουσία κεντρικού στεγανωτικού υλικού (πλαστικό ή καουτσούκ) δυσκόλευε τη σωστή τοποθέτηση σκυροδέματος με αξιόπιστο και συνεχή τρόπο γύρω από αυτό. Οι άλλες στεγανωτικές διατάξεις όμως, παρουσίασαν ικανοποιητική συμπεριφορά. Το γεγονός αυτό οδήγησε στην εξάλειψη του κεντρικού στεγανωτικού υλικού στα επόμενα χρόνια, ακόμη και στα πολύ ψηλά φράγματα. Το παρακάτω σχήμα 1.12 δείχνει την τυπική τομή του περιμετρικού αρμού που εφαρμόστηκε στο φράγμα της Μεσοχώρας στα μέσα της δεκαετίας του 1990.



Σχήμα 1.12 : Τυπική τομή του περιμετρικού αρμού (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1995 – Αρχείο ΔΕΗ).

Τα τελευταία χρόνια έχουν προταθεί και χρησιμοποιηθεί εξωτερικά στεγανωτικά υλικά από νεοπρένιο ή EPDM (αιθυλένιο – προπυλένιο - διένιο), τύπου JEENE, έπειτα από εργαστηριακές δοκιμές, οι οποίες προσομοίωναν τη μετακίνηση του περιμετρικού αρμού και στις τρεις διευθύνσεις υπό καθεστώς πιέσεων γύρω στα 20 MPa. Στο φράγμα Machadinho (2001) καθώς και σε πιο πρόσφατα CFRDs στην Νότια Αμερική έχει χρησιμοποιηθεί ένα εξωτερικό στεγανωτικό υλικό, τύπου Omega W JEENE, στο οποίο το κυρτό σχήμα έχει την ίδια κατεύθυνση με την εξωτερική πίεση του νερού. Αυτό το στεγανωτικό υλικό τοποθετείται στην άνω επιφάνεια του σκυροδέματος με χρήση μίας ειδικής κόλλας. Τα εξωτερικά στεγανωτικά υλικά έχουν μεγάλη αντοχή, εγκαθίστανται πιο απλά και ελέγχονται πιο εύκολα καθώς είναι προσβάσιμα.

1.3.4 Πλάκα σκυροδέματος

Η πλάκα σκυροδέματος είναι το αδιαπέρατο όριο του φράγματος. Η πλάκα κατασκευάζεται σε λωρίδες με ολισθαίνων μεταλλότυπο και εδράζεται στην ανάντη παρειά του φράγματος, η οποία θα πρέπει να έχει τέτοια κλίση ώστε η πλάκα να συγκρατείται με την αναπτυσσόμενη τριβή. Η αντοχή του σκυροδέματος και η ακεραιότητα των υλικών στεγάνωσης είναι σημαντικά για την ικανοποιητική συμπεριφορά και τη διάρκεια ζωής του φράγματος.

1.3.4.1 Πάχος της πλάκας σκυροδέματος

Οι παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή του πάχους της πλάκας σκυροδέματος είναι το ύψος του φράγματος, η προσαρμογή των υλικών στεγάνωσης στους αρμούς και κυρίως στον περιμετρικό αρμό, καθώς και οι κατασκευαστικές δυνατότητες. Η κάλυψη του σπλισμού, η καλή κατασκευή και η ελαχιστοποίηση των ρωγμών λόγω συστολής ξήρανσης επιβάλλουν ένα ελάχιστο πάχος από 0.25 έως 0.30 m. Παραδοσιακά, το πάχος της πλάκας σκυροδέματος αυξάνεται προοδευτικά από την ελάχιστη τιμή του στη στέψη του φράγματος ανάλογα με το υδροστατικό φορτίο H.

Το πάχος της πλάκας στα φράγματα με λιθορριπή απλής εναπόθεσης ήταν $0.3 + 0.0067H$ m. Η πλάκα εδραζόταν πάνω σε μία στρώση από μεγάλες πέτρες τοποθετημένες με γερανό. Έπειτα, στα φράγματα με συμπυκνωμένη λιθορριπή και συμπυκνωμένη ανάντη στρώση, η αύξηση του πάχους της πλάκας μειώθηκε σε $0.003H$ ή ακόμα και σε $0.002H$. Αυτές οι πλάκες παρουσίασαν ικανοποιητική απόδοση και δημιουργήθηκε η γενική τάση να χρησιμοποιούνται λεπτότερες πλάκες, ενώ σε νεότερα φράγματα μετρίου ύψους έχουν χρησιμοποιηθεί πλάκες με ενιαίο πάχος. Η τάση αυτή δικαιολογείται καθώς με την τεχνολογία σκυροδέματος η ποιότητα και η αντοχή αυξάνονται και υπάρχει μεγαλύτερη αξιοπιστία απ' ό,τι στο παρελθόν.

Οι Cooke & Sherard (1987) καθώς και η Διεθνής Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων – ICOLD (1989) προτείνουν τη χρήση πλακών ενιαίου πάχους 0.25 ή 0.30 m για φράγματα χαμηλού και μετρίου ύψους (το πολύ μέχρι 100 m). Για φράγματα μεγάλης σημασίας ή για πολύ ψηλά φράγματα, προτείνουν τον εμπειρικό τύπο $0.3 + 0.002H$ m. Πρέπει να σημειωθεί ότι όλες οι παραπάνω τιμές είναι θεωρητικές καθώς προϋποθέτουν μία πολύ καλά συμπυκνωμένη μεταβατική ζώνη. Στην πράξη το πραγματικό πάχος της πλάκας σκυροδέματος είναι μεγαλύτερο εξαιτίας των ανωμαλιών στη μεταβατική ζώνη.

Σύμφωνα με τα παραπάνω ο σχεδιασμός του πάχους της πλάκας σκυροδέματος έχει ακολουθήσει τον παρακάτω εμπειρικό τύπο:

$$t = 0.3 + KH \text{ m}$$

όπου

t: Μεταβλητό πάχος της πλάκας σε m.

K: Εμπειρική τιμή = 0.002 (για τα πρόσφατα φράγματα).

H: Υδραυλικό φορτίο σε m.

Ο γενικός σκοπός της σταδιακής αύξησης του πάχους της πλάκας σκυροδέματος είναι ο περιορισμός της υδραυλικής κλίσης διαμέσου της πλάκας σε αποδεκτά όρια. Η κλίση αυτή είναι πιο κρίσιμη στους αρμούς και στις λεπτές ρωγμές, οι οποίες γενικά αναπτύσσονται στην πλάκα. Γενικά από έρευνες που έχουν πραγματοποιηθεί πάνω στη διαρροή διαμέσου λεπτών ρωγμών, κρίνεται σκόπιμο η μέγιστη αποδεκτή υδραυλική κλίση διαμέσου της πλάκας να μην ξεπερνά το 200.

Όπως διατυπώθηκε από τον Pinto (2000) η παραδοσιακή φόρμουλα $0.3 + 0.002H$ m καλύπτει την παραπάνω απαίτηση μέχρι ενός ορίου. Στα πάρα πολύ ψηλά φράγματα, άνω των 125 m, η υδραυλική κλίση διαμέσου της πλάκας σκυροδέματος αυξάνει με ένα πιο γρήγορο ρυθμό σε σχέση με το ρυθμό αύξησης του πάχους της, το οποίο υπολογίζεται με βάση τον παραπάνω εμπειρικό τύπο. Στα CFRDs με ύψος μικρότερο των 125 m η εφαρμογή του εμπειρικού τύπου δεν δημιουργεί προβλήματα. Όμως, η παρουσία ρωγμών σε μερικά νέα πολύ ψηλά CFRDs υποδεικνύει το γεγονός ότι η εφελκυστική παραμόρφωση του σκυροδέματος έχει ξεπεράσει την αποδεκτή τιμή ($\epsilon < 0.0001$).

Περιορισμός της εφελκυστικής παραμόρφωσης στο χαμηλότερο κομμάτι της πλάκας μπορεί να επιτευχθεί είτε αυξάνοντας το πάχος της πλάκας είτε την αντοχή του σκυροδέματος και τον σπλισμό στις περιοχές των υψηλών πιέσεων. Η χρήση ποζολάνης ως πρόσθετο ή γενικότερα ποζολανικού τσιμέντου θα βελτιώσει την αντοχή αυξάνοντας το μέτρο ελαστικότητας με οικονομικό τρόπο. Η πείρα έχει δείξει ότι το ποζολανικό τσιμέντο αυξάνει σε 60 μέρες, την αντοχή των 28 ημερών κατά 20%.

Συνεπώς, η χρήση ποζολανικού τσιμέντου διαμορφώνει τα εξής κριτήρια για το σχεδιασμό του πάχους της πλάκας σκυροδέματος.

Για φράγματα ύψους μέχρι 125 m:

$$t = 0.3 + 0.002H \text{ m}, \quad f_{ck} = 20 \text{ MPa στις 60 μέρες}$$

Για φράγματα με ύψος μεγαλύτερο των 125 m:

$$t = 0.3 + 0.0045H \text{ m}, \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa στις 60 μέρες}$$

Αυτός ο σχεδιασμός είναι οικονομικός και αποτρέπει τη δημιουργία ανεπιθύμητων ρωγμών.

1.3.4.2 Σκυρόδεμα

Τα κύρια κριτήρια για την ποιότητα του σκυροδέματος στην πλάκα του φράγματος είναι η υψηλή ανθεκτικότητα, η χαμηλή διαπερατότητα, η μικρή συστολή και η επαρκής εργασιμότητα. Η υψηλή αντοχή δεν αποτελεί τόσο σημαντικό κριτήριο καθώς οι παραμορφώσεις στην πλάκα σκυροδέματος καθορίζονται κυρίως από τις παραμορφώσεις της λιθορριπής και κατά ένα πολύ μικρό ποσοστό από τη συστολή του σκυροδέματος.

Ο μέγιστος κόκκος των αδρανών περιορίζεται συνήθως στα 38 mm, με σκοπό την αποφυγή της πιθανότητας μικρορηγματώσεων στους μεγάλους κόκκους. Όμως, όσο πιο μεγάλος είναι ο μέγιστος κόκκος τόσο μικρότερη είναι η ειδική επιφάνεια και κατά συνέπεια μικρότερο ποσοστό τσιμεντόπαστας θα απαιτηθεί για να καλυφθεί η επιφάνεια των αδρανών (για δεδομένο λόγο νερού / τσιμέντου). Επομένως, αρκετές φορές για οικονομικούς λόγους ο μέγιστος κόκκος που υιοθετείται είναι 64 mm, πρακτική που είναι αποδεκτή αν δοθεί η απαραίτητη προσοχή στους κατασκευαστικούς αρμούς και στις περιοχές που τοποθετούνται στεγανωτικά υλικά.

Στα CFRDs δεν έχει παρατηρηθεί το φαινόμενο της αλκαλικής αντίδρασης των αδρανών στην πλάκα σκυροδέματος, γεγονός που οφείλεται σε μεγάλο ποσοστό και στη χρήση ποζολάνης σε πολλά φράγματα. Επιπλέον, τα τσιμέντα που περιέχουν ποζολάνες παρουσιάζουν μεγαλύτερη αντίσταση σε θειικές ή όξινες προσβολές. Γενικότερα, η χρήση της ποζολάνης θεωρείται πολύ καλή πρακτική και συνίσταται στα CFRDs καθώς συμβάλλει σε ένα πιο αδιαπέρατο και ανθεκτικό σκυρόδεμα.

Αερακτικά εφαρμόζονται στα CFRDs σε περιοχές όπου υπάρχει κίνδυνος παγοπληξίας της πλάκας σκυροδέματος. Με τα αερακτικά εισάγεται στο σκυρόδεμα ένα σταθερό σύστημα μικροσκοπικών φυσαλίδων αέρα ομοιόμορφα διασκορπισμένων που δεν φαίνονται με γυμνό μάτι. Η αύξηση του όγκου των κενών αέρα που εισάγεται δεν ξεπερνά το 4% του όγκου του σκυροδέματος. Σε αυτό το σύστημα κενών οφείλεται η προστασία από παγοπληξία. Επιπλέον, επειδή τα αερακτικά αυξάνουν την αδιαπερατότητα καθώς και την εργασιμότητα ιδιαίτερα των φτωχών σε τσιμέντο σκυροδεμάτων, βρίσκουν ευρύτατη εφαρμογή στα CFRDs. Η ανθεκτικότητα στην παγοπληξία, που προσφέρει η αύξηση της περιεκτικότητας σε αέρα, είναι αποτελεσματικότερη σε σύνθεση σκυροδέματος με χαμηλό λόγο νερού / τσιμέντου.

Γενικά για να προκύψει σκυρόδεμα με μικρή διαπερατότητα, ο λόγος νερού / τσιμέντου πρέπει να είναι 0.5 ή μικρότερος. Η αναλογία αυτή όμως είναι δύσκολο να συνδυαστεί με την επιθυμητή εργασιμότητα χωρίς να αυξηθεί και η περιεκτικότητα σε τσιμέντο σε σχέση με τα αδρανή (για σταθερό λόγο νερού / τσιμέντου). Πάντως σε κάθε περίπτωση η μέγιστη επιτρεπόμενη αναλογία είναι 0.55.

Ως ελάχιστη περιεκτικότητα του σκυροδέματος σε τσιμέντο συνιστώνται τα 280 kg/m³, προκειμένου να εξασφαλίζεται η υψηλή ανθεκτικότητα. Η περιεκτικότητα αυτή σε συνδυασμό με χρήση στρογγυλεμένων αμμοχάλικων επιτυγχάνει και επιθυμητή εργασιμότητα. Σε περίπτωση που τα αδρανή έχουν γωνιώδεις επιφάνειες, για να επιτευχθεί η επιθυμητή εργασιμότητα μπορεί να απαιτηθεί παρόμοια ή και μεγαλύτερη περιεκτικότητα σε τσιμέντο. Ωστόσο η περιεκτικότητα σε τσιμέντο πρέπει να είναι η ελάχιστη δυνατή για να ελαχιστοποιείται η θερμική συστολή, μείωση της οποίας επιτυγχάνεται και με την αντικατάσταση ενός ποσοστού τσιμέντου με ιπτάμενη τέφρα. Τότε όμως, επειδή η αντοχή αναπτύσσεται με αργούς ρυθμούς, το σκυρόδεμα θα αποκτήσει την επιθυμητή αντοχή σε 90 ημέρες αντί των 28 που συνηθίζεται.

Ο ερπυσμός και η συστολή ξηράνσεως είναι χρόνια φαινόμενα και γίνονται εντονότερα όταν αυξηθεί η ποσότητα τσιμέντου σε σχέση με τα αδρανή. Υπενθυμίζεται ότι το τσιμέντο στο οποίο οφείλει την αντοχή του το σκυρόδεμα είναι συγχρόνως και η αιτία όλων των δεινών από τα οποία υποφέρει το σκληρυμένο σκυρόδεμα σε κατάσταση λειτουργίας. Οπότε η χρήση της μικρότερης δυνατής ποσότητας τσιμέντου για την επίτευξη της απαιτούμενης αντοχής αποτελεί γενική αρχή. Η συστολή ξηράνσεως του σκυροδέματος δημιουργεί μόνο θλιπτικές παραμορφώσεις και επηρεάζεται σημαντικά από την ομοιομορφία των αδρανών, η οποία θα πρέπει να εκτιμάται από την κοκκομετρική διαβάθμιση.

Η εργασιμότητα είναι η ιδιότητα του νωπού σκυροδέματος που χαρακτηρίζει την ευκολία με την οποία αυτό μεταφέρεται, διαστρώνεται και συμπυκνώνεται. Στα CFRDs αποδεκτή εργασιμότητα είναι αυτή που αντιστοιχεί σε μία κάθιση 4 – 5 cm στο σημείο διάστρωσης του σκυροδέματος στον ολισθαίνοντα μεταλλότυπο. Θεωρείται ότι μία κάθιση άνω των 6 cm πιθανότατα θα προκαλέσει τη διαφυγή σκυροδέματος από τον ολισθαίνοντα μεταλλότυπο, γεγονός που θα επιβραδύνει την όλη διαδικασία σκυροδέτησης της πλάκας. Σε περίπτωση που η κάθιση είναι πολύ χαμηλή υπάρχει πιθανότητα να αποκτήσει το σκυρόδεμα κυψελοειδή μορφή (honeycombing), η οποία προκαλεί αύξηση της διαρροής διαμέσου της πλάκας.

Η εξασφάλιση της απαραίτητης υγρασίας για τη σκλήρυνση και τη συντήρηση του σκυροδέματος μπορεί να επιτευχθεί είτε με μεθόδους που επιβραδύνουν την εξάτμιση νερού του μίγματος, όπως η χρήση μεμβρανών, είτε με μεθόδους που αντικαθιστούν το νερό που εξατμίζεται, όπως η διαβροχή. Η σκλήρυνση με διαβροχή είναι τεχνικά καλύτερη από τη χρήση μεμβρανών, καθώς εξασφαλίζει επαρκή υγρασία κατά τη διαδικασία σκλήρυνσης και εμποδίζει την ξήρανση του σκυροδέματος. Μία ελάχιστη περίοδος διαβροχής 14 ημερών κρίνεται απαραίτητη αν και διαβροχή για μεγαλύτερες περιόδους, που ενδέχεται να φτάσουν και τις 90 ημέρες, μπορεί να είναι ωφέλιμη. Η περίοδος διαβροχής σε κάθε περίπτωση εξαρτάται από τις κλιματολογικές συνθήκες, τις διακυμάνσεις της θερμοκρασίας και της υγρασίας. Εάν προτιμηθεί η χρήση κάποιων μεμβράνης, θα πρέπει το είδος του υλικού να επιλέγεται μετά από έλεγχο, καθώς τα διάφορα διαθέσιμα υλικά έχουν διαφορετική απόδοση.

1.3.4.3 Οπλισμός

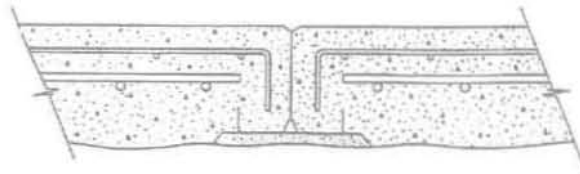
Στα CFRDs οι τάσεις που αναπτύσσονται στην πλάκα σκυροδέματος είναι κατά κανόνα ορθές, και συμφωνά με τις οργανομετρήσεις θλιπτικές στην κεντρική ζώνη της πλάκας και εφελκυστικές μόνο κοντά στην πλίνθο. Παρά το γεγονός ότι αναπτύσσονται κυρίως θλιπτικές τάσεις, αποτελεί γενικότερη πρακτική ο οπλισμός να τοποθετείται σε όλο το εύρος της πλάκας. Αυτό κρίνεται σκόπιμο καθώς ο οπλισμός λειτουργεί προληπτικά σε περίπτωση που αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις εξαιτίας της θερμοκρασίας ή οφειλόμενες σε ανομοιόμορφη στήριξη της πλάκας σε μη προβλέψιμες περιοχές, λόγω κατασκευαστικών ατελειών. Η κύρια λειτουργία του οπλισμού είναι να κατανέμει και να περιορίζει το εύρος των ρωγμών που αναπτύσσονται στις εφελκυστικές περιοχές.

Η χρήση δομικού χάλυβα δίνει συνήθως ικανοποιητικά αποτελέσματα. Ωστόσο, αρκετές φορές χρησιμοποιείται χάλυβας υψηλότερης αντοχής, καθώς είναι εξίσου διαθέσιμος χωρίς ουσιαστικά μεγαλύτερη οικονομική επιβάρυνση.

Δεν υπάρχει καθορισμένος τρόπος υπολογισμού του ακριβούς ποσοστού οπλισμού, το οποίο πρέπει να χρησιμοποιηθεί. Η γενική τάση στα φράγματα με λιθορριπή εναπόθεσης ήταν να τοποθετείται οπλισμός σε ποσοστό 0.5% του σχεδιαστικού εμβαδού της πλάκας σκυροδέματος σε κάθε διεύθυνση. Στα περισσότερα φράγματα συμπυκνωμένης λιθορριπής το ποσοστό οπλισμού μειώθηκε στο 0.4%. Η μείωση αυτή ήταν μια οικονομική και πετυχημένη αλλαγή. Σε ορισμένα πρόσφατα φράγματα παρατηρήθηκε η τάση για επιπλέον μείωση του ποσοστού οπλισμού σε 0.3 ή 0.35%, πρακτική όμως που προκάλεσε ρωγμές σε λωρίδες της πλάκας κοντά στην πλίνθο. Κατά συνέπεια κρίνεται σκόπιμο αυτή η επιπλέον μείωση να γίνεται μόνο σε περιοχές της πλάκας που βρίσκονται σίγουρα υπό θλίψη (κεντρική ζώνη της πλάκας).

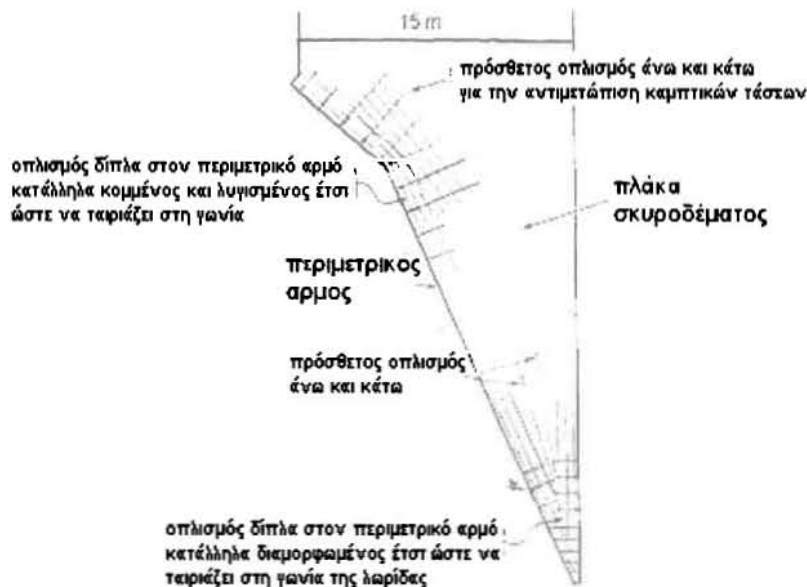
Σε όλο το εύρος της πλάκας ο οπλισμός τοποθετείται στο κέντρο της διατομής σε μια στρώση, καθώς οι τάσεις που αναπτύσσονται είναι κατά κανόνα ορθές και όχι καμπτικές. Επίσης, η κεντρική τοποθέτηση του οπλισμού συμβάλλει στον ικανοποιητικότερο έλεγχο των ρωγμών λόγω συστολής. Ο οπλισμός θα πρέπει να τοποθετείται ανά διαστήματα μικρότερα του πάχους της πλάκας και γενικά ανά 15 - 30 cm για να παρέχει ασφάλεια έναντι της δημιουργίας ρωγμών. Για λόγους κατασκευαστικής ευκολίας, αυτά τα διαστήματα είναι καλό να μη μειώνονται περισσότερο και μια ενδεχόμενη αύξηση του ποσοστού του οπλισμού να πραγματοποιείται μόνο με αύξηση της διαμέτρου του.

Συχνά τοποθετείται επιφανειακός δευτερεύων οπλισμός στην κεντρική περιοχή της πλάκας για την αποφυγή του θρυμματισμού λόγω θλίψης των γωνιών, κοντά στους κεντρικούς αρμούς συστολής. Ο δευτερεύων οπλισμός φαίνεται στο σχήμα 1.13 και τοποθετείται σε τέτοια απόσταση από το χάλκινο υλικό στεγάνωσης, ώστε να μην εμποδίζεται η συμπίκνωση του σκυροδέματος.



Σχήμα 1.13 : Τυπική τομή κεντρικού κατακόρυφου αρμού συστολής. Διακρίνεται ο δευτερεύων επιφανειακός οπλισμός έναντι θρυμματισμού των γωνιών της πλάκας (ANCOLD 1991).

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι νεότερες τεχνικές κατασκευής του αναχώματος έχουν περιορίσει κατά πολύ την ανάγκη για οπλισμό που να αντιστέκεται σε τοπικές καμπτικές τάσεις, οι οποίες ενδέχεται να δημιουργηθούν λόγω ανομοιομόρφης στήριξης της πλάκας στη λιθορριπή. Όμως, στις λωρίδες της πλάκας κοντά στον περιμετρικό αρμό σε ορισμένα δύσκολα σημεία και ιδιαίτερα στα ψηλά φράγματα, μπορεί να απαιτηθεί πρόσθετος οπλισμός άνω και κάτω για την αντιμετώπιση πιθανών καμπτικών τάσεων, εάν η στήριξη της πλάκας στη λιθορριπή είναι ανομοιομόρφη. Στο παρακάτω σχήμα 1.14 φαίνεται η ενίσχυση που έγινε με προσθετό οπλισμό σε μια λωρίδα της πλάκας δίπλα στον περιμετρικό αρμό για το φράγμα της Μεσοχώρας, ενώ στο σχήμα 1.12 (παράγραφος 1.3.3) διακρίνονται οι δύο πρόσθετες στρώσεις του άνω και κάτω οπλισμού στην πλάκα σκυροδέματος.



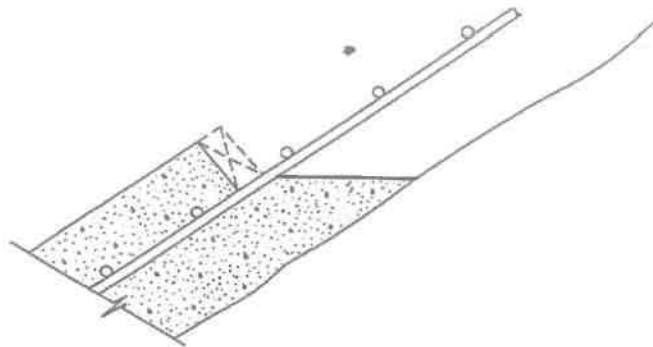
Στο παραπάνω σχήμα δεν απεικονίζεται η κεντρική στρώση οπλισμού για λόγους ευκρίνειας.

Σχήμα 1.14 : Σκαρίφημα του τοπικού πρόσθετου οπλισμού σε λωρίδα της πλάκας σκυροδέματος δίπλα στον περιμετρικό αρμό (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1995 – Αρχείο ΔΕΗ).

1.3.4.4 Αρμοί της πλάκας σκυροδέματος

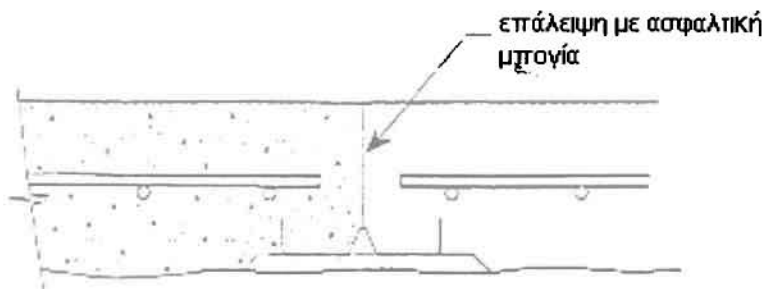
Η ορολογία που γενικά χρησιμοποιείται είναι η εξής:

1) Κατασκευαστικός αρμός: Είναι ένας αρμός απαραίτητος για τη συνεχή κατασκευή, όπου η καλή σύνδεση εξασφαλίζεται με συνεχή οπλισμό διαμέσου του αρμού και τράχυνση των επιφανειών. Στον κατασκευαστικό αρμό δεν χρησιμοποιούνται στεγανωτικά υλικά.



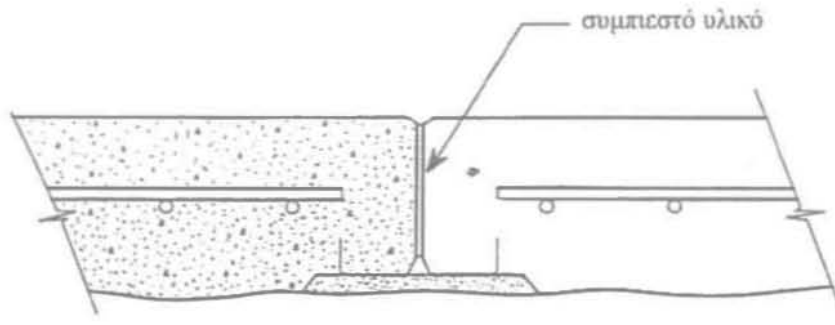
Σχήμα 1.15 : Οριζόντιος κατασκευαστικός αρμός (ANCOLD 1991).

2) Αρμός συστολής: Είναι ένας αρμός σχεδιασμένος να επιτρέπει τη συστολή του σκυροδέματος. Στην ουσία λοιπόν, είναι ένας αρμός όπου μόνο το άνοιγμα του (και όχι το κλείσιμο του) επιτρέπεται. Μεταξύ των δύο επιφανειών του αρμού γίνεται επάλειψη ασφαλικής μπογιάς έτσι ώστε να είναι λείες και να μειώνονται οι πιθανές αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις. Ο οπλισμός δεν συνεχίζεται μέσα από τον αρμό και επομένως η ύπαρξη στεγανωτικού υλικού κρίνεται απαραίτητη.



Σχήμα 1.16 : Κατακόρυφος αρμός συστολής (ANCOLD 1991).

3) Αρμός διαστολής: Είναι ένας αρμός σχεδιασμένος να επιτρέπει τη διαστολή του σκυροδέματος. Αυτό επιτυγχάνεται με την πλήρωσή του με ένα συμπιεστό υλικό. Επομένως, είναι ένας αρμός όπου και το άνοιγμα του αλλά και το κλείσιμο του επιτρέπονται. Ο σπλισμός της πλάκας δεν περνάει από αυτούς τους αρμούς. Η ύπαρξη υλικών στεγάνωσης είναι απαραίτητη.



Σχήμα 1.17 : Κατακόρυφος αρμός διαστολής (ANCOLD 1991).

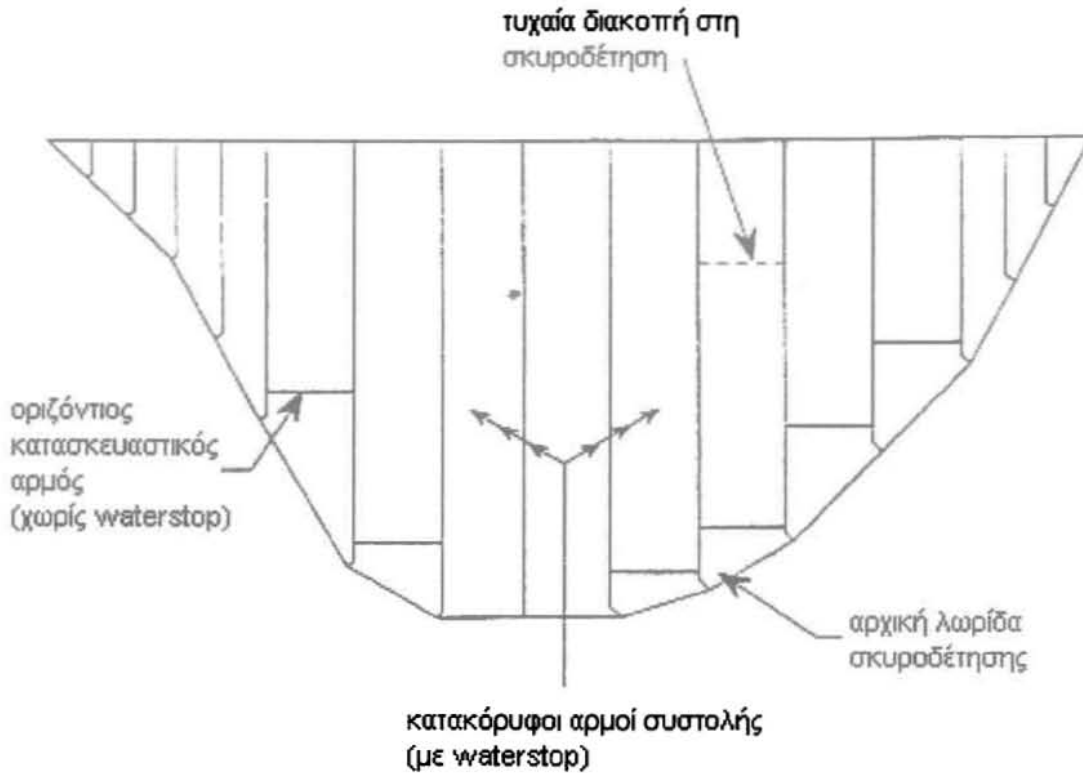
Πρέπει να σημειωθεί ότι η χρήση του αρμού διαστολής έχει πλέον εξαλειφθεί από τους αρμούς της πλάκας των CFRDs. Αυτό συμβαίνει γιατί το συμπιεστό υλικό πλήρωσης τους είχε προκαλέσει στο παρελθόν μεγάλα προβλήματα, όπως προαναφέρθηκε και στην παράγραφο 1.3.3. Βέβαια σε κάποιες ειδικές περιπτώσεις όπου ο άξονας του φράγματος είναι κυρτός, οπότε και η πλάκα είναι κυρτή, έχει παρατηρηθεί ότι η χρήση κατακόρυφων αρμών διαστολής προφυλάσσει τις δύο επιφάνειες από θραύση.

Η φύση του σκυροδέματος και οι μέθοδοι κατασκευής έχουν ως αποτέλεσμα την ύπαρξη αρμών στην ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Η πλάκα σκυροδέματος έχει οριζόντιους και κατακόρυφους αρμούς, οι οποίοι φαίνονται στο σχήμα 1.18.

(α) Οριζόντιοι αρμοί: Στις νεότερες κατασκευές δεν χρησιμοποιούνται οριζόντιοι αρμοί συστολής ή διαστολής (με στεγανωτικά υλικά), καθώς η μικρή, σε σχέση με το παρελθόν, παραμόρφωση της πλάκας μπορεί να διευθετηθεί χωρίς να προκαλείται αύξηση των ρωγμών. Όμως, οριζόντιοι κατασκευαστικοί αρμοί είναι απαραίτητοι όταν κατασκευάζονται οι αρχικές λωρίδες σκυροδέτησης (starter slabs) ως σημείο εκκίνησης για το μεταλλότυπο που διαμορφώνει τις κύριες λωρίδες της πλάκας (standard slabs). Επίσης, οριζόντιοι κατασκευαστικοί αρμοί χρησιμοποιούνται όταν η κατασκευή της πλάκας γίνεται σε στάδια, ή όταν για κάποιο λόγο διακοπεί η σκυροδέτηση.

(β) Κατακόρυφοι αρμοί: Είναι απαραίτητοι στην πλάκα για τη διευκόλυνση της κατασκευής της με ολισθαίνων μεταλλότυπο. Η απόσταση μεταξύ των κατακόρυφων αρμών κυμαίνεται από 12 m έως 18 m, ανάλογα με το εύρος του μεταλλότυπου που θεωρείται το οικονομικότερο για την

κάθε κατασκευή. Είναι σκόπιμο όλοι οι κατακόρυφοι αρμοί της πλάκας να κατασκευάζονται ως αρμοί συστολής, καθώς έτσι δεν υπάρχουν συμπιεστά υλικά μεταξύ των παράλληλων λωρίδων.



Σχήμα 1.18 : Αρμοί της πλάκας σκυροδέματος.

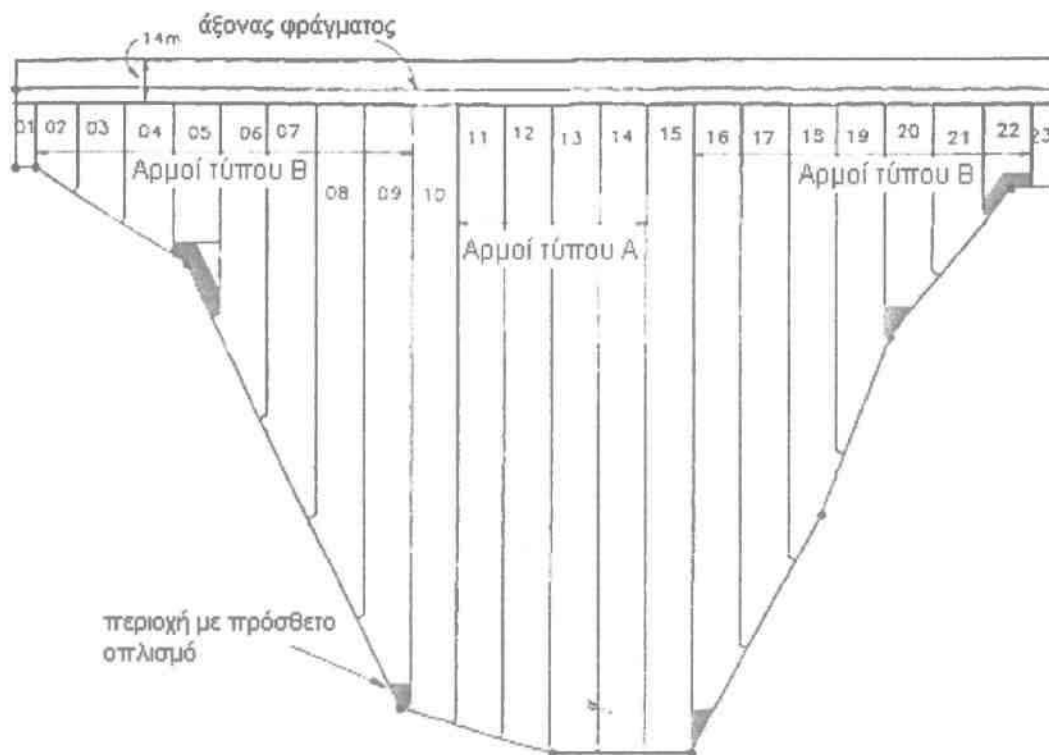
Παρατηρήσεις των παραμορφώσεων σε πλάκες σκυροδέματος έχουν δείξει ότι στο κεντρικό τμήμα του φράγματος αναπτύσσονται οριζόντιες θλιπτικές τάσεις, ενώ στα τμήματα που βρίσκονται στα αντερείσματα ενδέχεται να αναπτυχθούν οριζόντιες εφελκυστικές τάσεις. Όταν οι κατακόρυφοι αρμοί κατασκευάζονται ως αρμοί συστολής, δεν είναι απαραίτητο να προβλέπονται οι περιοχές της πλάκας που μπορεί να αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις.

Μερικές φορές η απόσταση μεταξύ των κατακόρυφων αρμών συστολής μικραίνει κοντά στα αντερείσματα, όταν έχουν μεγάλες κλίσεις, προκειμένου να αναλάβουν τις μεγαλύτερες εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται εκεί αλλά και να διανεμηθεί η μετακίνηση σε μερικούς αρμούς και όχι μόνο στον περιμετρικό αρμό. Επίσης, σε περιπτώσεις που υπάρχουν απότομες αλλαγές στα επίπεδα θεμελίωσης της λιθορριπής, απαιτείται ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή κατάλληλων θέσεων για τους κατακόρυφους αρμούς, ώστε να παραλάβουν τις διαφορικές καθιζήσεις που θα συμβούν χωρίς να σημειωθούν σε αυτούς μεγάλα ανοίγματα.

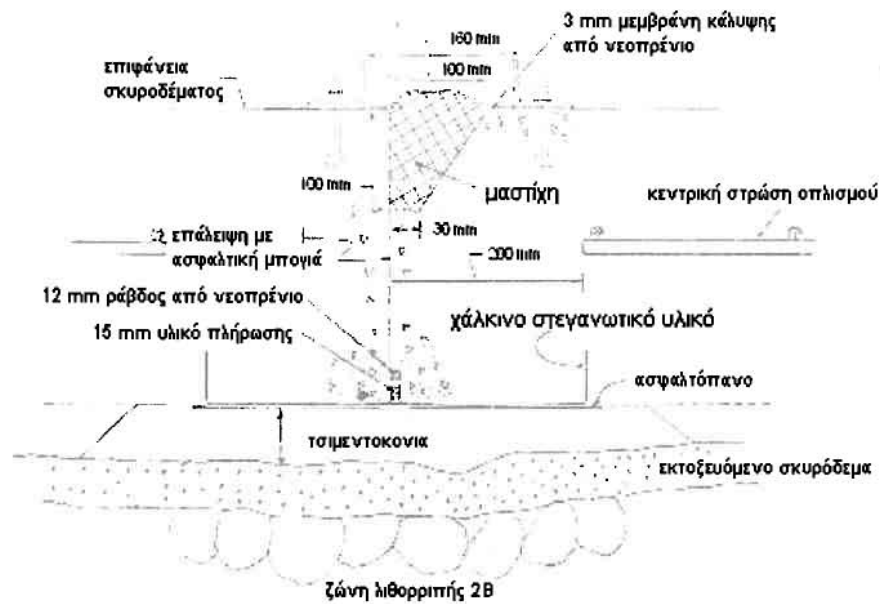
Όταν κρίνεται σκόπιμη η ύπαρξη αρχικών λωρίδων σκυροδέτησης, αυτές κατασκευάζονται χειρωνακτικά με κανονικό ξυλότυπο. Στο παρελθόν, οι αρχικές λωρίδες είχαν κατακόρυφους αρμούς στο μέσο τους, οι οποίοι όμως στα σύγχρονα φράγματα έχουν εξαλειφθεί.

Σε αντίθεση με τον περιμετρικό αρμό, οι μετακινήσεις στους κατακόρυφους αρμούς της πλάκας σκυροδέματος είναι σχεδόν αμελητέες και συνεπώς οι απαιτήσεις από τα υλικά στεγάνωσης τους είναι μικρότερες. Για τους κατακόρυφους αρμούς συστολής, που βρίσκονται στο κεντρικό κομμάτι της πλάκας η χρήση μόνο του χάλκινου στεγανωτικού υλικού είναι επαρκής. Κοντά στα αντερείσματα, όπου αναμένονται ανοίγματα λόγω εφελκυσμού στους κατακόρυφους αρμούς συστολής, κρίνεται σκόπιμη η χρησιμοποίηση δύο στεγανωτικών υλικών.

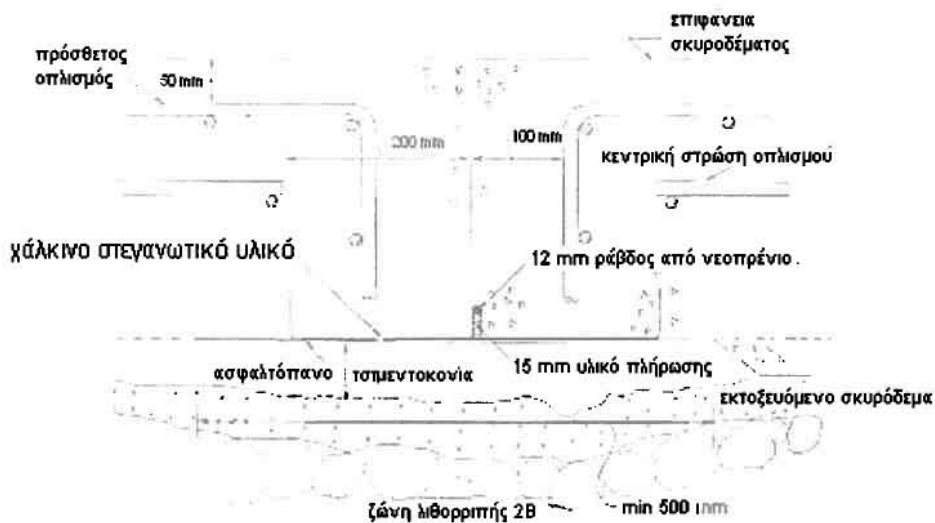
Στα παρακάτω σχήματα 1.19 και 1.20 διακρίνονται αντίστοιχα η διάταξη και οι λεπτομέρειες των κατακόρυφων αρμών συστολής του φράγματος της Μεσοχώρας.



Σχήμα 1.19 : Διάταξη των κατακόρυφων αρμών συστολής στο φράγμα της Μεσοχώρας (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1995 – Αρχείο ΔΕΗ).



Κατακόρυφος αρμός συστολής τύπου Β (κοντά στα αντερείσματα)



Κατακόρυφος αρμός συστολής τύπου Α (στην κεντρική περιοχή της πλάκας)

Σχήμα 1.20 : Λεπτομέρειες των κατακόρυφων αρμών συστολής στο φράγμα της Μεσοχώρας (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1995 – Αρχείο ΔΕΗ).

1.3.4.5 Κατασκευή της πλάκας σκυροδέματος

Η κατασκευή της πλάκας σκυροδέματος απαιτεί ειδικό εξοπλισμό και σημαντική εμπειρία. Όλα τα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος από το 1967 και μετά κατασκευάζονται με χρήση ανερχόμενου μεταλλότυπου. Ο μεταλλότυπος αυτός, που χρησιμοποιείται για τη σκυροδέτηση της πλάκας, αποτελείται από ένα ολισθαίνον καλούπι επάνω στην ανάντη παρειά του φράγματος, το οποίο στηρίζει προσωρινά το σκυρόδεμα μέχρι να στερεοποιηθεί αρκετά ώστε να συγκρατείται στην πλαγιά χωρίς να ολισθαίνει. Η σκυροδέτηση γίνεται κατά λωρίδες από τον πόδα του φράγματος μέχρι τη στέψη.

Η Υδροηλεκτρική Επιτροπή της Τασμανίας στην Αυστραλία υπήρξε πρωτοπόρος στην αρχική διαμόρφωση των μεθόδων κατασκευής της ανάντη πλάκας για τα CFRDs. Έπειτα από την κατασκευή αρκετών φραγμάτων σε όλο τον κόσμο, περίπου στα τέλη της δεκαετίας του 1980, προτάθηκε και υιοθετήθηκε μία αναθεωρημένη προσέγγιση των παραδοσιακών μεθόδων με σκοπό τη βελτιστοποίηση της κατασκευής της πλάκας. Οι νέες μέθοδοι αναιρούν τους περιορισμούς των αρχικών καθώς κατάφεραν:

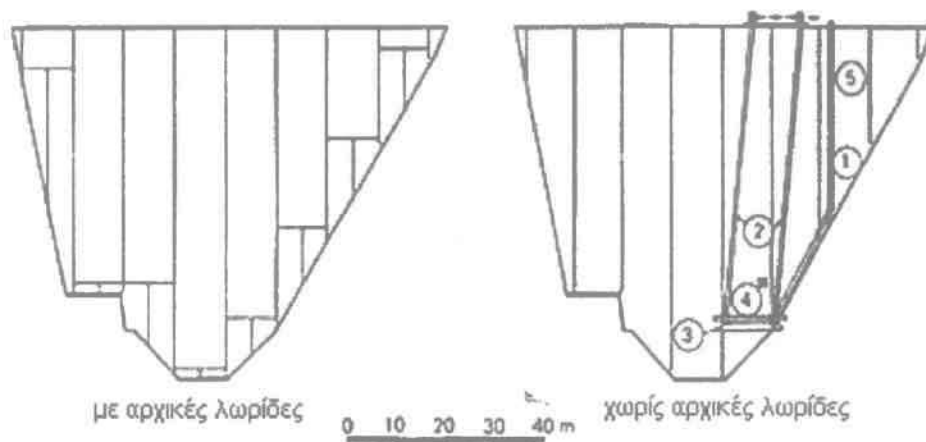
- να ελαχιστοποιήσουν την καθυστέρηση μεταξύ της ολοκλήρωσης της κατασκευής του αναχώματος και της έναρξης κατασκευής της πλάκας.
- να παραλείψουν τις διπλές αρχικές λωρίδες σκυροδέτησης, οι οποίες ενώνονταν με κατακόρυφο κατασκευαστικό αρμό.
- να ελαχιστοποιήσουν την καθυστέρηση της μεταφοράς του μεταλλότυπου μεταξύ γειτονικών λωρίδων, επιτυγχάνοντας με τον τρόπο αυτό τη σχεδόν συνεχή σκυροδέτηση.
- να εξασφαλίσουν την ευκολότερη προσαρμογή του μεταλλότυπου στα ποικίλα επιθυμητά πλάτη.
- να απλοποιήσουν τις κατασκευαστικές απαιτήσεις.
- να εξασφαλίσουν ομοιόμορφο φόρτο εργασίας σε όλα τα στάδια κατασκευής της πλάκας.

Ο εξοπλισμός για τις νέες αυτές μεθόδους αποτελείται από ένα νέο ειδικό όχημα μεταφοράς (τρόλεϊ) που μετακινείται στο πρηνές για την τοποθέτηση των προκατασκευασμένων καννάβων οπλισμού (rebar mats). Αυτό το τρόλεϊ παίρνει τους προκατασκευασμένους καννάβους οπλισμού από τη στέψη, έναν κάθε φορά, και τους τοποθετεί διαδοχικά από τη βάση προς τα πάνω. Επίσης, με τις νέες μεθόδους κατασκευής υιοθετήθηκε ελαφρότερος ολισθαίνων μεταλλότυπος ο οποίος μπορεί να ολισθήσει πάνω στην επιφάνεια κατάλληλα προσαρμοσμένων πλευρικών καλουπιών. Επιπλέον, τόσο τα πλευρικά ξύλινα καλούπια όσο και οι ράγες του μεταλλότυπου τοποθετούνται ευκολότερα και γρηγορότερα απευθείας πάνω στο χάλκινο στεγανωτικό υλικό, το

οποίο εδράζεται σε τσιμεντοκονία. Επιπρόσθετα, έχει αναπτυχθεί ένα βελτιωμένο σύστημα διανομής σκυροδέματος με σωλήνες πτώσης από τη στέψη, οι οποίες τροφοδοτούν με σκυρόδεμα μια οριζόντια ζώνη διανομής ακριβώς πάνω από τον ολισθαίνοντα μεταλλότυπο. Ακόμη, οι νέες μέθοδοι κατασκευής έχουν εξαλείψει τη χρήση βαριών μεταλλικών ραγών πάνω στη στέψη του φράγματος, οι οποίες χρειαζόνταν τόσο για τη μετακίνηση και στήριξη των βαρούλκων του παραδοσιακού, αρκετά βαρύτερου, ολισθαίνοντα μεταλλότυπου όσο και για την έδραση ενός ιδιαίτερα ψηλού γερανού. Οι μεταλλικοί σκελετοί των νέων, μικρότερων σε όγκο, βαρούλκων ανύψωσης του ελαφρότερου ολισθαίνοντα μεταλλότυπου απαιτούν μικρότερα πλάτη έδρασης στη στέψη και επομένως διευκολύνουν τη μετακίνηση οχημάτων πάνω σε αυτή. Όλες αυτές οι βελτιώσεις αυξάνουν την παραγωγικότητα και ελαχιστοποιούν τη διάρκεια και το κόστος της κατασκευής.

Σύμφωνα με την παραδοσιακή μέθοδο της Υδροηλεκτρικής Επιτροπής της Τασμανίας, το μέγιστο πλάτος των κύριων λωρίδων σκυροδέτησης ήταν 12 m. Ωστόσο, με τον εξοπλισμό που χρησιμοποιείται στην προτεινόμενη μέθοδο το πλάτος των παράλληλων λωρίδων μπορεί να είναι από 12 - 18 m. Στο φράγμα της Μεσοχώρας χρησιμοποιήθηκαν ανοίγματα των 15 m, το οποίο είναι ένα τυπικό πλάτος λωρίδας που χρησιμοποιείται σε αρκετές κατασκευές.

Ο κύριος στόχος της νέας κατασκευαστικής μεθόδου είναι να μειωθεί η χρονική διάρκεια της κατασκευής της πλάκας παραλείποντας τις αρχικές λωρίδες σκυροδέτησης, πλάτους 6 m, οι οποίες κατασκευάζονταν γειτονικά της πλίνθου προκειμένου να δημιουργηθεί ένα οριζόντιο σημείο εκκίνησης για την κατασκευή των κυρίως λωρίδων, πλάτους 12 m.



όπου: 1=σωλήνας πτώσης σκυροδέματος, 2=συρματόσχοινα στήριξης του καλουπιού από το βαρούλκο, 3=ολισθαίνων μεταλλότυπος, 4=διεύθυνση μετακίνησης στην έναρξη της έγχυσης του σκυροδέματος, και 5=περιοχή που έχει οπλιστεί.

Σχήμα 1.21 : Σύγκριση παλαιότερης μεθόδου σκυροδέτησης με αρχικές λωρίδες με την νέα μέθοδο σκυροδέτησης χωρίς αρχικές λωρίδες (Beach et al. 1991).

Αυτές οι διπλές αρχικές λωρίδες επιδρούσαν αρνητικά τόσο στην αποτελεσματικότητα της κατασκευής της πλάκας όσο και στο συνολικό χρόνο ολοκλήρωσης της. Αυτό οφειλόταν στο γεγονός ότι απαιτούνταν διαφορετικός εξοπλισμός για την κατασκευή των αρχικών και των κύριων λωρίδων. Ακόμη, η απαίτηση ασφάλειας της κατασκευής εμπόδιζε τη διεξαγωγή εργασιών στις κύριες λωρίδες προτού την πλήρη ολοκλήρωση της κατασκευής των αρχικών τους. Επιπλέον, σε μικρά φράγματα με απότομα αντερείσματα οι αρχικές λωρίδες καταλάμβαναν μεγάλο μέρος του συνολικού εμβαδού της πλάκας.

Σύμφωνα με την νέα μέθοδο που παρουσιάζεται στο σχήμα 1.21, για την σκυροδέτηση του αρχικού κομματιού της λωρίδας και την απευθείας σύνδεσή του με την κύρια λωρίδα, ο ολισθαίνων μεταλλότυπος στηρίζεται στην ήδη κατασκευασμένη γειτονική λωρίδα και ανεβαίνει διαγώνια ακολουθώντας τη διεύθυνση της γραμμής της πλίνθου. Οι ανυψωτικές μηχανές που χρησιμοποιούνται γι' αυτό το σκοπό, είναι βαρούλκα τοποθετημένα στη στέψη. Οι πλευρικές μετακινήσεις γίνονται με μικρότερα βαρούλκα στερεωμένα στην πλίνθο. Μόλις ο ολισθαίνων μεταλλότυπος καλύψει το πλήρες πλάτος της νέας λωρίδας και σκυροδετηθεί το αρχικό κομμάτι της, η διεύθυνση κίνησης του μεταλλότυπου γίνεται κατακόρυφη και συνεχίζεται χωρίς διακοπή η σκυροδέτηση προς τα πάνω του εναπομείναντος κομματιού της λωρίδας.

Βέβαια πρέπει να τονισθεί και το γεγονός ότι σε ορισμένα σημεία είναι δύσκολο να εφαρμοστεί πλήρως η νέα μέθοδος οπότε κρίνεται σκόπιμη η ύπαρξη οριζόντιου κατασκευαστικού αρμού στο αρχικό κομμάτι της λωρίδας. Σε αυτές τις περιπτώσεις, το αρχικό κομμάτι της λωρίδας κατασκευάζεται χειρωνακτικά με κανονικό ξυλότυπο, σε όλο το πλάτος του, και μετέπειτα συνεχίζεται η σκυροδέτηση με τον ολισθαίνοντα μεταλλότυπο έχοντας ως σημείο εκκίνησης τον οριζόντιο κατασκευαστικό αρμό. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.19 το αρχικό κομμάτι της λωρίδας 5 του φράγματος της Μεσοχώρας κατασκευάστηκε με τον τρόπο αυτό.

Η συνολική διάρκεια της κατασκευής της πλάκας ελαχιστοποιείται, εάν η σκυροδέτηση από λωρίδα σε λωρίδα πραγματοποιείται χωρίς σημαντική διακοπή. Αυτό προϋποθέτει την εκ των προτέρων τοποθέτηση του οπλισμού τόσο στη λωρίδα που σκυροδετείται όσο και στη γειτονική της, με γρήγορη επανατοποθέτηση των ξύλινων πλευρικών καλουπιών και του ολισθαίνοντα μεταλλότυπου. Για τη σκυροδέτηση μιας νέας λωρίδας, ο ολισθαίνων μεταλλότυπος είτε τοποθετείται στην αρχή της με τη βοήθεια γερανού είτε προσαρμόζονται σε αυτόν ρόδες έτσι ώστε να κατέβει στη βάση κυλώντας πάνω στη ήδη κατασκευασμένη γειτονική λωρίδα.

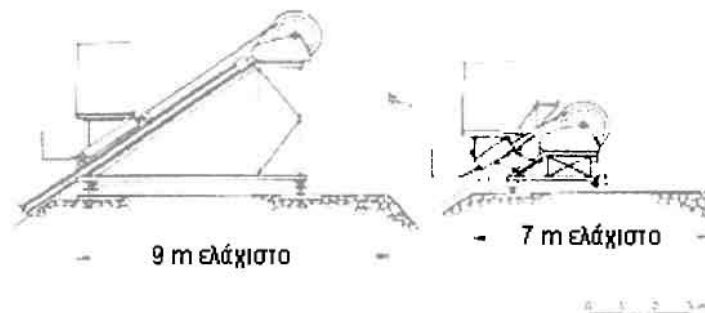
Οι νέοι ολισθαίνοντες μεταλλότυποι ζυγίζουν 11 t, και το πλάτος του μεταλλικού τους καλουπιού είναι 1.2 m. Το μήκος τους προσαρμόζεται ανάλογα με το πλάτος της λωρίδας που σκυροδετείται και όπως προαναφέρθηκε κυμαίνεται από 12 έως 18 m. Αυτό επιτρέπει τη σχεδίαση λωρίδων διαφορετικού πλάτους που να προσαρμόζονται στη γεωμετρία της πλίνθου. Κατά κανόνα ο ολισθαίνων μεταλλότυπος περιέχει μια βασική πλατφόρμα εργασίας πάνω από το μεταλλικό καλούπι, όπου το σκυρόδεμα τοποθετείται και συμπυκνώνεται από το πλήρωμα. Υπάρχει επί-

σης μισ δευτερεύουσα πλατφόρμα ακριβώς πίσω από το μεταλλικό καλούπι, όπου ένα δεύτερο πλήρωμα διορθώνει τις όποιες ατέλειες στην επιφάνεια του σκυροδέματος. Ακόμη, ένα κάλυμμα προστασίας τοποθετείται στο πίσω μέρος του ολισθαίνοντα μεταλλότυπου έτσι ώστε να προφυλαχθεί το φρέσκο σκυρόδεμα από τις καιρικές συνθήκες. Στο σχήμα 1.22 φαίνεται μια τυπική τομή ενός ολισθαίνοντα μεταλλότυπου.



Σχήμα 1.22 : Τυπική τομή ολισθαίνοντα μεταλλότυπου.

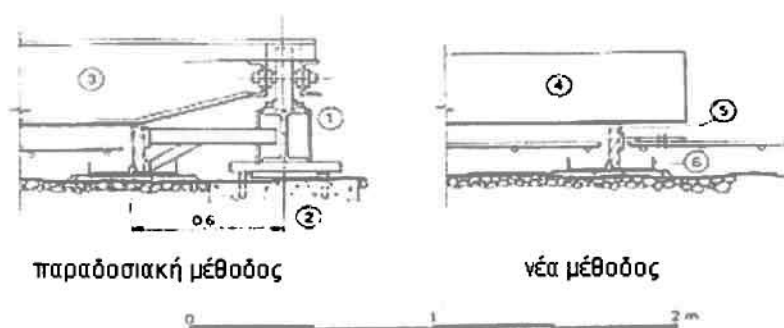
Τα ηλεκτρομηχανικά βαρούλκα τα οποία χρησιμοποιούνται για την ανύψωση του ολισθαίνοντα μεταλλότυπου, εδράζονται σε μεταλλικά πλαίσια πάνω στη στέψη του φράγματος. Αυτά τα πλαίσια είναι αρκετά στενά ώστε να επιτρέπουν τη διπλή κυκλοφορία των οχημάτων κατά μήκος της στέψης η οποία πρέπει να έχει πλάτος τουλάχιστον 7 m.



Σχήμα 1.23 : Βαρούλκα στη στέψη, με τους ολισθαίνοντες μεταλλότυπους παλαιού και νέου τύπου (Beach et al. 1991).

Τα πλαίσια του παραδοσιακού εξοπλισμού υπαγόρευαν ένα ελάχιστο πλάτος στέψης 9 m που εντούτοις δεν επαρκούσε για τη διπλή κυκλοφορία των οχημάτων. Στον καινούριο εξοπλισμό τα πλαίσια εδράζονται σε τροχούς -και όχι σε ράγες- επιτρέποντας την μεταφορά του ολισθαίνοντα μεταλλότυπου κατά μήκος της στέψης στις γειτονικές λωρίδες.

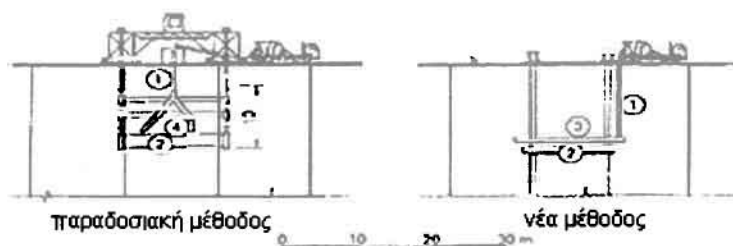
Τα νέα πλευρικά καλούπια είναι ξύλινα μαδέρια μήκους 3 m, τα οποία εδράζονται πάνω στο χάλκινο στεγανωτικό υλικό. Αυτά στηρίζονται και σφίγγονται πάνω στον οπλισμό της γειτονικής λωρίδας με τη χρήση ειδικών συνδέσμων. Τα πλευρικά καλούπια εγκαθίστανται εύκολα και η επανατοποθετούνται γρήγορα για τις επάλληλες σκυροδετήσεις. Η νέα διάταξη των πλευρικών καλουπιών αντιπαραβάλλεται με την παραδοσιακή στο σχήμα 1.24.



όπου: 1=μεταλλικός οδηγός-ράγα, 2=σκυροδετημένη περιοχή για τη στήριξη του μεταλλικού οδηγού, 3=παλαιότερος τύπος ολισθαίνοντα μεταλλότυπου, 4=νέος τύπος ελαφρύτερου ολισθαίνοντα μεταλλότυπου, 5=πλευρικό καλούπι, 6=ανοξειδωτη μεταλλική διάταξη στεγάνωσης και τσιμεντοκονία.

Σχήμα 1.24 : Σύγκριση του συστήματος κύλισης πάνω σε οδηγό για το ολισθαίνον καλούπι παλαιού και νέου τύπου (Beach et al. 1991).

Το σκυρόδεμα διοχετεύεται από το φορητό που βρίσκεται στη στέψη, σε σωλήνα πτώσεως που τροφοδοτεί τον οριζόντιο διανομέα ακριβώς πάνω από τον ολισθαίνοντα μεταλλότυπο.

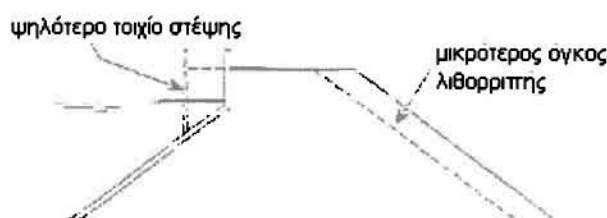


όπου : 1=σωλήνας πτώσεως σκυροδέματος, 2=ολισθαίνων μεταλλότυπος, 3=οριζόντιος διανομέας σκυροδέματος, 4=περιστρεφόμενος άξονας για τη διανομή του σκυροδέματος.

Σχήμα 1.25 : Σύστημα μεταφοράς σκυροδέματος παλαιού και νέου τύπου (Beach et al. 1991).

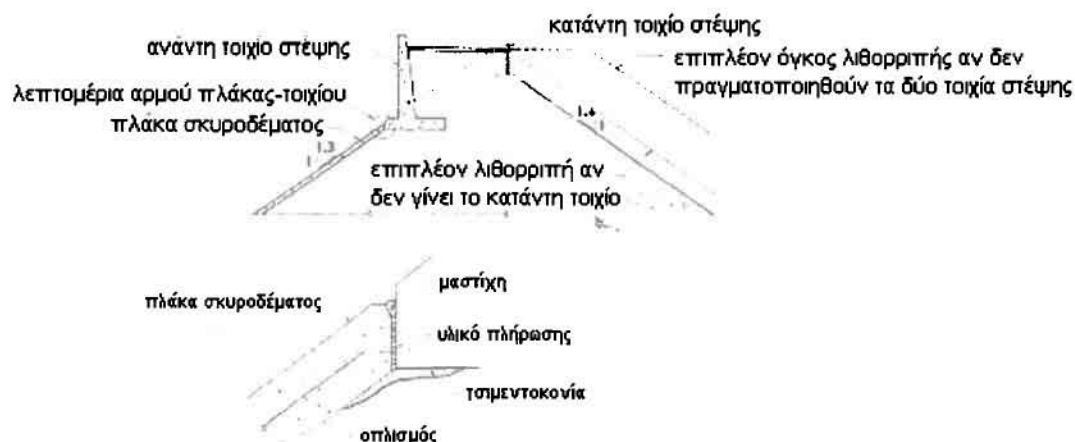
1.3.5 Τοιχίο στέψης

Αποτελεί κοινή πρακτική να κατασκευάζεται ένα τοιχίο στη στέψη για τη θραύση των κυματισμών. Στα πρώτα φράγματα το ύψος του ήταν 1.2 m. Μετέπειτα ένα ύψος από 3 – 6 m υιοθετήθηκε ως μια πιο οικονομική και επιθυμητή λύση. Ο σχεδιασμός αυτός έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση του όγκου λιθορριπής και επομένως τη μείωση του κόστους. Αυτή η μείωση του όγκου της λιθορριπής είναι εύλογα μεγαλύτερη στα ψηλότερα φράγματα, γεγονός που καθιστά το τοιχίο στέψης ιδιαίτερα σημαντικό σε αυτά. Επίσης, θα πρέπει να σημειωθεί ότι η χρήση ενός ψηλού τοιχίου στέψης δημιουργεί ένα πιο βολικό χώρο στη βάση του για την έδραση του εξοπλισμού της κατασκευής της πλάκας σκυροδέματος και την παρακείμενη διέλευση των οχημάτων. Στο παρακάτω σχήμα η διακεκομμένη δείχνει την προκαλούμενη μείωση του όγκου της λιθορριπής με την τοποθέτηση ψηλότερου τοιχίου στέψης.



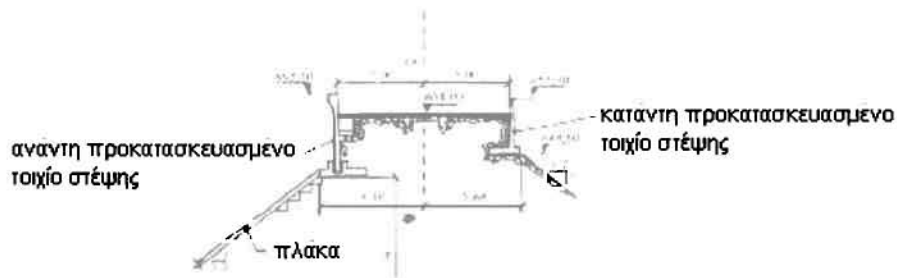
Σχήμα 1.26 : Ύψος του τοιχίου στέψης (ANCOLD 1991).

Τα τελευταία χρόνια κατασκευάζεται τοιχίο στέψης όχι μόνο ανάντη αλλά και κατάντη. Ο λόγος είναι ότι η υιοθέτηση δύο τοιχίων στέψης μειώνει περαιτέρω τον απαιτούμενο όγκο της λιθορριπής. Το σχήμα 1.27 δείχνει μία τυπική τομή φράγματος με δύο παραπέτα καθώς και τις λεπτομέρειες του αρμού μεταξύ του ανάντη τοιχίου στέψης και της πλάκας σκυροδέματος. Ο αρμός αυτός πρέπει να είναι αρκετά ελαστικός ώστε να αναλαμβάνει τις ενδεχόμενες καθιζήσεις.



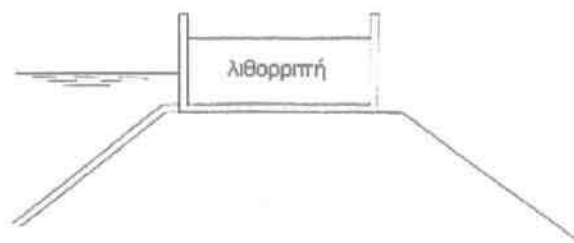
Σχήμα 1.27 : Φράγμα με δύο τοιχία στέψης – Λεπτομέρεια του αρμού μεταξύ του ανάντη τοιχίου στέψης και της πλάκας σκυροδέματος (ICOLD 1989).

Η χρήση δύο τοιχίων στέψης είναι χρονοβόρα διαδικασία και γι' αυτό γίνονται προσπάθειες να επιταχυνθεί η κατασκευή τους. Μια πολύ πρόσφατη λύση, η οποία προτιμήθηκε στα φράγματα που βρίσκονται σε περιοχές με μέτρια σεισμικότητα, είναι τα προκατασκευασμένα τοιχία στέψης.



Σχήμα 1.28 : Ανάντη και κατάντη προκατασκευασμένα τοιχία στέψης του φράγματος Barra Grande (Materon 2003a).

Το τοιχίο στέψης είναι δυνατό να χρησιμοποιηθεί για την ανύψωση έως και 10 m ενός προϋπάρχοντος φράγματος, με την προσθήκη λιθορριπής στο κατάντη μέρος του. Όμως, η ανύψωση μπορεί να γίνει ακόμη και χωρίς την προσθήκη λιθορριπής στο κατάντη μέρος αν κατασκευαστεί ένα τοιχίο στέψης σχήματος U. Σε αυτή την περίπτωση όπως φαίνεται στο σχήμα 1.29 προστίθεται λιθορριπή μόνο στο εσωτερικό του τοιχίου στέψης.



Σχήμα 1.29 : Τοιχίο στέψης σε σχήμα U, για την αύξηση του ύψους του φράγματος χωρίς την αύξηση του αναχώματος (ANCOLD 1991).

1.3.6 Ανάχωμα

Ο ρόλος της λιθορριπής είναι να υποστηρίξει ομοιόμορφα την πλάκα σκυροδέματος, η οποία αποτελεί το αδιαπέρατο στοιχείο του φράγματος. Είναι σαφές ότι η παραμόρφωση της πλάκας σκυροδέματος, που πρέπει να είναι η ελάχιστη δυνατή, εξαρτάται κυρίως από τις μετακινήσεις της λιθορριπής, οι οποίες προκαλούνται λόγω του ίδιου βάρους της και του υδροστατικού φορτίου. Το μέγεθος αυτών των μετακινήσεων είναι συνάρτηση του ύψους του φράγματος και του μέτρου παραμορφωσιμότητας της λιθορριπής. Πιο συγκεκριμένα οι μετακινήσεις που δέχεται η πλάκα σκυροδέματος, μετρημένες από το αρχικό επίπεδο της, είναι αντιστρόφως ανάλογες του μέτρου παραμορφωσιμότητας της λιθορριπής, ενώ για σταθερό μέτρο παραμορφωσιμότητας είναι ανάλογες του τετραγώνου του ύψους του φράγματος.

1.3.6.1 Εκσκαφή και επεξεργασία της θεμελίωσης

Στα CFRDs, ολόκληρος ο όγκος της λιθορριπής βρίσκεται κατάντη του ταμιευτήρα νερού. Ο συντελεστής ολίσθησης (βάρος / οριζόντια ώθηση νερού) είναι περίπου 7.5. Το πλάτος της βάσης του αναχώματος είναι 2.6 φορές μεγαλύτερο από το ύψος του και ουσιαστικά όλο το φορτίο του νερού μεταβιβάζεται στη θεμελίωση, που βρίσκεται ανάντη του άξονα του φράγματος. Άρα απαιτείται χαμηλή ομοιόμορφη συμπίεστικότητα στη θεμελίωση της λιθορριπής για μια απόσταση 0.3 H, που ενδεχομένως να φτάσει και τα 0.5 H, μετά από τη θεμελίωση της πλίνθου (όπου H το ύψος του φράγματος). Αντίθετα, η συμπίεστικότητα γίνεται σταδιακά λιγότερο σημαντική για μια απόσταση μεγαλύτερη του 0.5 H από την πλίνθο, καθώς πολύ μικρό μέρος του υδροστατικού φορτίου μεταβιβάζεται σε αυτή την περιοχή της θεμελίωσης.

Μετρήσεις σε πολλά φράγματα έχουν επιβεβαιώσει ότι η πλήρωση του ταμιευτήρα προκαλεί πολύ μικρές μετακινήσεις στο κατάντη πρηνές της λιθορριπής. Συνεπώς, στο κατάντη μισό μέρος του φράγματος η εκσκαφή και επεξεργασία της θεμελίωσης των CFRDs είναι λιγότερο απαιτητική σε σχέση με τις εργασίες θεμελίωσης των ECRDs.

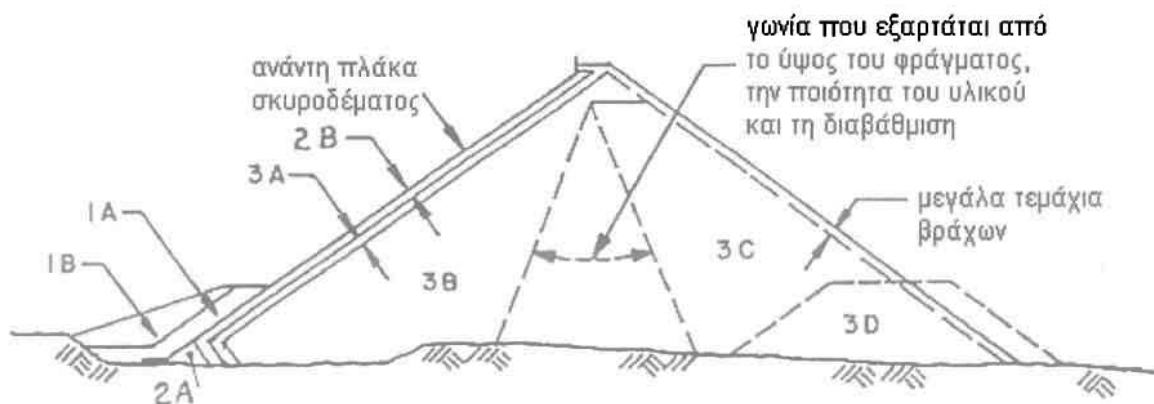
Γενικά αποδεκτή πρακτική είναι να εξομαλύνονται οι επιφάνειες και να αποκόπτονται οι βράχοι που προεξέχουν για μια απόσταση περίπου 30% του ύψους του φράγματος, και όχι μικρότερη των 10 m, μετά από τη θεμελίωση της πλίνθου. Στην υπόλοιπη θεμελίωση της λιθορριπής δεν χρειάζεται να αφαιρούνται οι όποιες προεξοχές βράχου υπάρχουν. Σε αυτήν την περιοχή της θεμελίωσης, τα κενά στήριξης ή οι ζώνες χαμηλής πυκνότητας που μπορεί να υπάρχουν κάτω και δίπλα από τις προεξοχές καλύπτονται από την λιθορριπή που αναπτύσσει μεγάλη τριβή και επομένως δεν επηρεάζουν την μετακίνηση της πλάκας ή την απόδοση του φράγματος.

Στο μεγαλύτερο μέρος της θεμελίωσης της λιθορριπής, οι εκσκαφές γίνονται μόνο με μηχανικά μέσα που απεμακρύνουν το επιφανειακό στρώμα του εδάφους και αποκλύπτουν το βραχώδες υπόστρωμα. Στη θεμελίωση του ανάντη μισού αναχώματος, στα ψηλά φράγματα, είναι απαραί-

τητη η απομάκρυνση των γεωυλικών και του αποσαθρωμένου βράχου. Στο κατάντη τμήμα της θεμελίωσης το επιφανειακό στρώμα δεν αφαιρείται με τόση σχολαστικότητα. Στην κοίτη οι αλλουβιακές αποθέσεις που αποτελούνται από καθαρά αμμοχάλικα κατά κανόνα δεν αφαιρούνται, εκτός αν βρίσκονται αμέσως κατάντη της πλίνθου ή αν υπάρχει κίνδυνος ρευστοποίησής τους. Χρειάζεται όμως έρευνα με εκσκαφή στην περιοχή της κοίτης για τον εντοπισμό τυχόν θυλάκων ή και στρωμάτων αργιλοϊλυωδών, ή αργιλοαμμόδων εδαφών. Αυτά τα χαλαρά υλικά πρέπει να αφαιρούνται.

1.3.6.2 Διαχωρισμός του αναχώματος σε ζώνες

Είναι σκόπιμο να χρησιμοποιείται κοινή ονομασία για τις ζώνες των λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος και με κεντρικό αδιαπέρατο πυρήνα. Συγκεκριμένα, η ζώνη 1 δηλώνει αδιαπέρατο υλικό, η ζώνη 2 φίλτρο ή τη μεταβατική ζώνη κάτω από την πλάκα σκυροδέματος και η ζώνη 3 αποτελεί την κυρίως λιθορριπή. Το σχήμα 1.30 δείχνει τη διαζώνιση ενός φράγματος CFRD, η λιθορριπή του οποίου είναι υγιής και εδράζεται σε σκληρό, μη διαβρώσιμο βράχο.



Σχήμα 1.30 : Τυπική διαζώνιση του αναχώματος ενός CFRD, το οποίο αποτελείται από υγιή λιθορριπή και εδράζεται σε σκληρό, μη διαβρώσιμο βράχο (Cooke 1997).

Ζώνη 1. Ο σκοπός αυτής της ζώνης είναι να προστατεύσει και να καλύψει με αδιαπέρατο υλικό την πλίνθο, τον περιμετρικό αρμό και την πλάκα σκυροδέματος στα χαμηλότερα υψόμετρα. Η ζώνη 1A αποτελείται από μία λεπτή στρώση αδιαπέρατου υλικού, κατά προτίμηση ιλύς, η οποία καλείται να σφραγίσει τυχόν ρωγμές στην πλάκα ή ανοίγματα του περιμετρικού αρμού. Ακριβώς πάνω από το λεπτό στρώμα της ζώνης 1A τοποθετείται για λόγους ευστάθειας η ζώνη 1B, η οποία αποτελείται από τυχαίο υλικό, μικρού κόστους.

Φράγματα χωρίς τη ζώνη 1 έχουν λειτουργήσει απολύτως ικανοποιητικά, υποδεικνύοντας ότι αυτή δεν είναι τόσο απαραίτητη. Αποδεικνύεται όμως χρήσιμη σε περίπτωση που δημιουργηθεί

κάποιο πρόβλημα. Ιδιαίτερα στα ψηλά φράγματα η τοποθέτηση της θεωρείται επιθυμητή και μάλιστα σε ένα επίπεδο αρκετά ψηλότερα από τη στάθμη της κοίτης, όχι μόνο γιατί προσφέρει ωφέλιμο φορτίο στην πλίνθο, αλλά και γιατί περιορίζει τη συσσώρευση διαπερατών υλικών στη βάση της πλίνθου και της πλάκας.

Ζώνη 2. Η ζώνη αυτή συνήθως υποδιαιρείται σε δύο ζώνες, τη 2B που αποτελεί το μεγαλύτερο μέρος της ζώνης 2, καθώς βρίσκεται κάτω από όλη την επιφάνεια της πλάκας σκυροδέματος, και τη 2A η οποία τοποθετείται στην περιοχή του περιμετρικού αρμού.

Ζώνη 2B: Στα CFRDs που κατασκευάστηκαν τη δεκαετία του 1960 ο βασικός ρόλος της ζώνης αυτής ήταν να παρέχει σταθερή και ομοιόμορφη στήριξη στην πλάκα σκυροδέματος. Οι τότε προδιαγραφές απαιτούσαν την απομάκρυνση από τη ζώνη 2B όλων εκείνων των υλικών που είχαν μέγεθος κόκκου μικρότερο από τα 50 ή 25 mm. Η πρακτική αυτή αποσκοπούσε στη μη ύπαρξη λεπτόκοκκων υλικών στη ζώνη 2B, τα οποία θα μπορούσαν να διαβρωθούν και να ξεπλυθούν σε μία ενδεχόμενη διαρροή, γεγονός που θα οδηγούσε σε τοπική απώλεια στήριξης της πλάκας και επακόλουθο ράγισμά της. Ωστόσο η πρακτική αυτή καθιστούσε τη ζώνη 2B πολύ διαπερατή. Επιπρόσθετα, απόρροια της τραχιάς και πορώδους επιφάνειας που σχηματιζόταν ήταν η χρήση μεγάλων ποσοτήτων σκυροδέματος για την κατασκευή της ανάντη πλάκας.

Μια σημαντική αλλαγή στη φιλοσοφία σχεδιασμού της ζώνης 2B συντελέστηκε στο φράγμα Cethana, ύψους 110 m, το οποίο ολοκληρώθηκε στην Αυστραλία το 1971. Σε αυτό το φράγμα για τη ζώνη 2B χρησιμοποιήθηκαν, όπως και προηγουμένως, μικρά κομμάτια βράχων (μέγιστο μέγεθος κόκκου 225 mm) χωρίς όμως να απομακρύνονται τα εδαφικά υλικά που είχαν μέγεθος κόκκου μικρότερο από τα 50 ή 25 mm. Η αλλαγή αυτή είχε ως αποτέλεσμα η ζώνη 2B να γίνει λιγότερο διαπερατή και με μια επιφάνεια ομαλότερη και περισσότερο σταθερή, γεγονός που οδήγησε σε μείωση της ποσότητας σκυροδέματος για την κατασκευή της ανάντη πλάκας. Πολλά φράγματα κατασκευάστηκαν και υιοθέτησαν αυτή την πρακτική μέχρι τα μέσα περίπου της δεκαετίας του 1980. Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι από το 1975 και μετά το μέγιστο μέγεθος κόκκου της ζώνης 2B μειώθηκε αρχικά στα 150 mm και μετέπειτα στα 75 mm.

Ωστόσο, σε όλα τα φράγματα που κατασκευάστηκαν μέχρι το 1985, η ζώνη 2B είχε ποσοστό διερχομένων από το κόσκινο Νο. 4 (4.76 mm) μικρότερο του 20%. Η μικρή περιεκτικότητα σε άμμο δεν επέτρεπε τη σωστή τοποθέτηση και συμπίκνωση του υλικού της ζώνης 2B, καθώς συντελούνταν σημαντικός διαχωρισμός του. Αποτέλεσμα του διαχωρισμού αυτού ήταν το υλικό της ζώνης 2B να παραμένει αρκετά διαπερατό, γεγονός που σε μεγάλο βαθμό εξηγούσε και τις σημαντικές διαρροές που παρατηρήθηκαν σε αρκετά από τα φράγματα αυτά.

Σύμφωνα με τον Sherard (1985) ο διαχωρισμός του υλικού της ζώνης 2B θα μπορούσε να αποφευχθεί αυξάνοντας την περιεκτικότητά του σε άμμο. Έτσι πρότεινε ότι η ζώνη 2B θα έπρεπε να αποτελείται από υλικά με διάμετρο κόκκου μικρότερη από 75 mm και παράλληλα να έχει ένα

ποσοστό διερχομένων από το κόσκινο Νο. 4 γύρω στο 40%. Πιο συγκεκριμένα πρότεινε μια επιθυμητή διαβάθμιση για τη ζώνη 2B, η οποία φαίνεται στον πίνακα 1.1 και υιοθετήθηκε σε μεγάλο βαθμό και από τη Διεθνή Επιτροπή Μεγάλων φραγμάτων – ICOLD (1989).

Πίνακας 1.1

Επιθυμητή διαβάθμιση για τη ζώνη 2B.

Διάμετρος	Sherard (1985) % διερχόμενα	ICOLD (1989) % διερχόμενα
75 mm	90-100	90-100
37 mm	70-95	70-100
19 mm	55-80	55-80
4.76 mm	35-55	35-55
0.6 mm	8-30	8-30
0.075 mm	2-12	5-15



Το κύριο πλεονέκτημα της παραπάνω διαβάθμισης του υλικού της ζώνης 2B είναι ότι τοποθετείται χωρίς να συντελεστεί σημαντικός διαχωρισμός του και κατά συνέπεια έχει πολύ χαμηλή διαπερατότητα, που κυμαίνεται από 10^{-3} - 10^{-4} cm/sec. Η ζώνη 2B, πέρα από την ομοιόμορφη στήριξη που παρέχει στην πλάκα σκυροδέματος, λειτουργεί και ως ημιπερατό όριο, καθώς εμποδίζει τη σημαντική διαφυγή νερού ακόμα και αν δημιουργηθεί δίοδος μέσα από πιθανή ρωγμή της πλάκας ή από κάποιο ελάττωμα στα στεγανωτικά υλικά των αρμών. Επιπρόσθετα, η ανάντη επιφάνεια της ζώνης 2B γίνεται πιο ομαλή και δεν υπάρχουν σημαντικές αποκλίσεις μεταξύ του σχεδιαστικού και του πραγματικού πάχους της πλάκας σκυροδέματος. Το μοναδικό μειονέκτημα αυτής της διαβάθμισης είναι ότι το υλικό της ζώνης 2B, όταν έχει υψηλή περιεκτικότητα σε άμμο, είναι πιο επιρρεπές σε διάβρωση.

Κάθε στρώση της ζώνης 2B έχει πάχος 0.4 ή 0.5 m και συμπυκνώνεται συνήθως με κυλινδρικό δονητικό οδοστρωτήρα. Η συμπύκνωση που επιτυγχάνεται για αυτό το υλικό δεν επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από την περιεκτικότητά του σε νερό. Γενικά κατά τη μεταφορά του έχει περιεκτικότητα σε νερό 4 - 10% και συμπυκνώνεται ικανοποιητικά χωρίς επιπλέον διαβροχή. Επειδή το υλικό είναι ημιπερατό, δεν πρέπει να έχει μεγάλο ποσοστό νερού. Το οριζόντιο πλάτος της ζώνης 2B είναι κατά κανόνα 4 m.

Σε κάθε περίπτωση όμως, η ζώνη 2B πρέπει να σχεδιάζεται με τέτοιο τρόπο ώστε να είναι ασφαλής έναντι της εσωτερικής διάβρωσης και να μπορεί να αποστραγγίζεται εύκολα χωρίς να αναπτύσσεται πίεση πόρων. Επιπλέον, η ζώνη 2B πρέπει να διαθέτει επαρκή διατμητική αντοχή και να είναι από μόνη της ευσταθής χωρίς την υποστήριξη της πλάκας σκυροδέματος, ακόμα

και στο ενδεχόμενο της μέγιστης πλήρωσης του ταμιευτήρα.

Σε περιοχές με έντονες βροχοπτώσεις, είναι απαραίτητο η ζώνη 2B να προφυλάσσεται από τον κίνδυνο διάπλυσης. Η διάβρωση προκαλείται κυρίως από τη συγκέντρωση της απορροής από τα αντερείσματα και την οριζόντια επιφάνεια του αναχώματος, παρά από την βροχή που πέφτει απευθείας επάνω στη ζώνη. Επομένως, η πιο αποτελεσματική προστασία είναι η δημιουργία αποστραγγιστικών διατάξεων που να εκτρέπουν την ροή. Η επιφανειακή προστασία μπορεί να γίνει με ένα στρώμα εκτοξευόμενου σκυροδέματος, πάχους 5 - 7.5 cm, ή με ασφαλική επάλειψη. Επίσης, τα τελευταία 5 χρόνια σε αρκετά φράγματα χρησιμοποιείται η τεχνική διάστρωσης άοπλου σκυροδέματος (extruded curb) για την προστασία του υλικού της ζώνης 2B και τον περιορισμό του διαχωρισμού του. Η τεχνική αυτή λειτουργεί ικανοποιητικά και σε αρκετές περιπτώσεις έχει επιτρέψει ακόμα και τη μείωση του οριζόντιου πλάτους της ζώνης 2B στα 3 m. Η προστασία έναντι της διάβρωσης είναι σκόπιμο να γίνεται όσο το δυνατόν συντομότερα, αμέσως μετά την τοποθέτηση του αναχώματος.

Ζώνη 2A: Κατασκευάζεται αμέσως κάτω από τον περιμετρικό αρμό και ο ρόλος της είναι να περιορίζει τη διέλευση του νερού σε περίπτωση αστοχίας όλων των στεγανωτικών υλικών του περιμετρικού αρμού. Επιπλέον, η ζώνη 2A επιτρέπει την καλύτερη σφράγιση των τυχόν διαρροών με υποβρύχια εναπόθεση ιλυώδους άμμου στην προβληματική περιοχή. Είναι ένα ειδικό υλικό φίλτρου από εγκεκριμένο λατομείο. Στην ουσία είναι το ίδιο υλικό της ζώνης 2B, αλλά όλα τα υλικά που έχουν μέγεθος κόκκου μεγαλύτερο από 20 mm έχουν αφαιρεθεί. Με την πρακτική αυτή επιτυγχάνεται καλύτερη συμπίκνωση του υλικού της ζώνης 2A στην κρίσιμη περιοχή του περιμετρικού αρμού.

Ζώνη 3. Το ανάχωμα κατασκευάζεται σε τρεις ζώνες (3A, 3B και 3C) με διαδοχικά αυξανόμενο πάχος στρώσεων προκειμένου να επιτευχθεί η επιθυμητή μετάβαση συμπιεστότητας και διαπερατότητας από τα ανάντη προς τα κατόντη. Μικρότερη συμπιεστότητα είναι επιθυμητή στο ανάντη μέρος της λιθορριπής, το οποίο μεταβιβάζει το φορτίο του νερού στην θεμελίωση. Η σταδιακή αύξηση της διαπερατότητας από την ζώνη 2, στις ζώνες 3A, 3B και 3C είναι επιθυμητή κατά τη διάρκεια της κατασκευής, σε περίπτωση που συμβεί μία πλημμύρα πριν την τοποθέτηση της πλάκας σκυροδέματος.

Η ζώνη 3A που αποσκοπεί στην ομαλότερη μετάβαση από τη ζώνη 2 στην κύρια λιθορριπή, τοποθετείται σε στρώσεις ίδιου πάχους με τη ζώνη 2 και συμπυκνώνεται συγχρόνως με αυτή. Ο κύριος σκοπός της είναι να περιορίσει το μέγεθος των κενών και να εξασφαλίσει ότι το υλικό της ζώνης 2 δεν θα ξεπλυθεί μέσα στα μεγάλα κενά της κύριας λιθορριπής.

Επειδή το μεγαλύτερο μέρος του υδροστατικού φορτίου μεταβιβάζεται στη θεμελίωση μέσω του ανάντη τμήματος της λιθορριπής, επιδιώκεται η ζώνη 3B να έχει τη μικρότερη δυνατή συμπιεστότητα ώστε να ελαχιστοποιείται η καθίζηση της πλάκας. Η εμπειρία έχει δείξει ότι τα αναχώ-

ματα που τοποθετούνται σε στρώσεις πάχους 1 m και συμπυκνώνονται με 4 διελεύσεις 10τονου κυλινδρικού δονητικού οδοστρωτήρα δίνουν ικανοποιητικά αποτελέσματα.

Η κατάντη ζώνη 3C αναλαμβάνει ένα αμελητέο μέρος του υδροστατικού φορτίου και η συμπιεστότητά της έχει μικρή επίδραση στην καθίζηση της πλάκας. Συνεπώς, η ζώνη 3C τοποθετείται σε παχύτερες στρώσεις, συνήθως 1.5 – 2 m, οι οποίες συμπυκνώνονται με 4 διελεύσεις του οδοστρωτήρα. Αξίζει να σημειωθεί ότι η χρησιμοποίηση παχύτερων στρώσεων στη ζώνη 3C, πρακτική που δέχεται μεγαλύτερο μέγεθος ογκόλιθων με μικρότερη επεξεργασία, συμβάλει στη μείωση του κόστους. Επιπλέον, επειδή οι στρώσεις χρειάζονται λιγότερη επεξεργασία, υπάρχει κέρδος και στη μείωση των φθορών του εξοπλισμού.

Η ζώνη 3D βρίσκεται στον κατάντη πόδα του αναχώματος και μπορεί να αποτελείται από λιθορριπή απλής εναπόθεσης. Η συμπιεστότητά της δεν μπορεί να επηρεάσει την καθίζηση της πλάκας σκυροδέματος. Η ζώνη αυτή, εξαιτίας της μεγάλης διαπερατότητας της, προσφέρει προστασία έναντι του φαινομένου της διασωλήνωσης.

1.3.6.3 Ποιότητα και Διαβάθμιση του αναχώματος

Είναι γεγονός ότι η κύρια λιθορριπή, που προέρχεται από λατομεία που βρίσκονται σε βραχώδεις σχηματισμούς, περιέχει συνήθως υλικά με ποσοστό διερχομένων από το κόσκινο 1' μικρότερο του 30%. Εξαιτίας αυτού είναι σύνηθες να προσδιορίζεται ότι η λιθορριπή δεν πρέπει να περιέχει υλικά με διάμετρο μικρότερη των 2.5 cm σε ποσοστό μεγαλύτερο του 30 - 40%, αν και λιθορριπές με ποσοστό διερχομένων από το κόσκινο 1' που φτάνει ακόμα και το 50% έχουν λειτουργήσει ικανοποιητικά. Τα τελευταία χρόνια έχουν χρησιμοποιηθεί επιτυχώς υλικά μικρής διαμέτρου μαζί με μεγάλα κομμάτια βράχου, καθώς δημιουργούν εξαιρετικά αναχώματα με μικρή συμπιεστότητα και μεγάλη διατμητική αντοχή.

Τα πιο σημαντικά χαρακτηριστικά του αναχώματος ενός CFRD είναι η χαμηλή συμπιεστότητα και η μεγάλη διατμητική αντοχή. Επίσης, η λιθορριπή επιθυμητό είναι να έχει υψηλή διαπερατότητα, αν και μια λιγότερο διαπερατή λιθορριπή μπορεί να χρησιμοποιηθεί με την προσθήκη εσωτερικών αποστραγγιστικών ζωνών ώστε να μην αναπτύσσεται πίεση πόρων. Ως γενικός κανόνας ισχύει ότι οποιαδήποτε λιθορριπή, που προέρχεται από λατομείο σε σκληρό βράχο, θα σχηματίσει λιθορριπή με την απαραίτητη διατμητική αντοχή και χαμηλή συμπιεστότητα, όταν τηρούνται οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- το μέγιστο ποσοστό των διερχομένων από το κόσκινο No.4 να είναι 20%.
- το μέγιστο ποσοστό των διερχομένων από το κόσκινο No.200 να είναι 10%.

Αυτοί οι περιορισμοί προσδιορίζουν καλύτερα τη διαβάθμιση της λιθορριπής από το γενικότερο περιορισμό μέγιστου ποσοστού σε υλικά μικρότερα των 2.5 cm.

Όταν η περιεκτικότητα της λιθορριπής σε λεπτόκοκκα ξεπερνάει αυτούς τους περιορισμούς, η τελική απόφαση για την καταλληλότητά της μπορεί να ληφθεί, σύμφωνα με τους Sherard & Cooke, από την παρατήρηση του τρόπου κυκλοφορίας των φορτηγών στην επιφάνεια του αναχώματος, όταν αυτό είναι ελαφρώς υγρό. Η σταθερότητα της επιφάνειας κάτω από την κυκλοφορία βαριών φορτηγών δείχνει ότι τα φορτία που ασκούνται από τις ρόδες μεταφέρονται στη θεμελίωση μέσω του σκελετού της λιθορριπής. Μία ασταθής επιφάνεια που δυσκολεύει την κίνηση των φορτηγών δημιουργώντας αυλάκια στο πέρασμά τους, υποδηλώνει ότι ο όγκος των λεπτόκοκκων υλικών είναι αρκετός για να κάνει το ανάχωμα σχετικά αδιαπέρατο. Επομένως, όταν η επιφάνεια είναι ασταθής, το ανάχωμα που κατασκευάζεται πιθανότατα δεν θα έχει τα χαρακτηριστικά της επιθυμητής διαπερατής λιθορριπής.

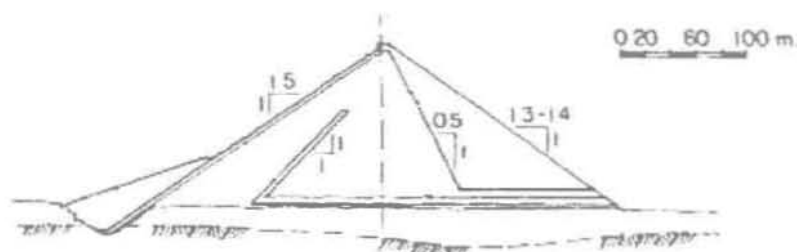
Βέβαια αξίζει να σημειωθεί ότι πολύ καλό ανάχωμα για ένα CFRD μπορεί να δώσει και η χρήση συμπυκνωμένων χαλίκιων, όταν αυτά είναι διαθέσιμα. Σύμφωνα με τον Cooke, τα χαλίκια είναι συχνά πιο οικονομικό υλικό από ό,τι η λιθορριπή, καθώς επεξεργάζονται ευκολότερα (μικρότερο κόστος εκσκαφής και μεταφοράς και μικρότερη φθορά στο μηχανολογικό εξοπλισμό). Επιπλέον, τα χαλίκια έχουν πολύ υψηλό μέτρο παραμορφωσιμότητας, 5 με 10 φορές μεγαλύτερο από αυτό της λιθορριπής. Κατά συνέπεια, τα χαλίκια αποτελούν την ευκολότερη επιλογή για τα πολύ ψηλά φράγματα.

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ακόμα και ασθενής λιθορριπή για το ανάχωμα ενός CFRD με την κατάλληλη συμπύκνωση. Όμως, ακόμα και αν η επαρκής συμπύκνωση της ασθενούς λιθορριπής δημιουργήσει ένα ανάχωμα με χαμηλή συμπίεστικότητα, δεν πρέπει τα τεμάχια της να σπάσουν σε τέτοιο βαθμό, ώστε να αναπτύσσεται πίεση πόρων μέσα στο ανάχωμα. Σε ένα τέτοιο ενδεχόμενο η ασθενής λιθορριπή μπορεί ακόμα να χρησιμοποιηθεί, εφόσον κατασκευαστούν αποστραγγιστικές ζώνες πίσω από την πλάκα σκυροδέματος και πάνω από τη θεμελίωση. Επιτυχημένα παραδείγματα εφαρμογής ασθενούς λιθορριπής αποτελούν τα φράγματα Kangaroo Creek (1968), Little Para (1977) και Mangrove Creek (1981), τα οποία βρίσκονται στην Αυστραλία.

Παρόμοια αντιμετώπιση με την ασθενή λιθορριπή πρέπει να ακολουθείται και στα ανάχωματα από συμπυκνωμένα χαλίκια, όταν αυτά έχουν σημαντικό ποσοστό λεπτοκόκκων. Δηλαδή στο σχεδιασμό τους πρέπει να περιλαμβάνεται μια αποστραγγιστική διάταξη, τόσο κοντά στην ανάντη πλάκα όσο και στη βάση του φράγματος. Παραδείγματα επιτυχημένης εφαρμογής της παραπάνω πρακτικής αποτελούν τα φράγματα Golillas (1978) και Salvajina (1984), του οποίου η μέγιστη διατομή φαίνεται στο σχήμα 1.31.

Ο Cooke σε άρθρο του το 1991 είχε επισημάνει ότι ο μόνος πιθανός μηχανισμός αστοχίας ενός CFRD είναι διάβρωση από έντονη και παρατεταμένη ροή λόγω υπερπήδησης. Μέχρι τότε δεν είχε συμβεί καμία αστοχία στα CFRDs. Όμως, το 1993 το 71 m φράγμα Γου Χου στη νοτιοδυτική Κίνα αποτέλεσε το πρώτο CFRD που κατέρρευσε ολοκληρωτικά και προκάλεσε το θάνατο

242 ανθρώπων και τον τραυματισμό άλλων 330. Ο αριθμός των σπιτιών που καταστράφηκαν ανήλθε σε 2932, ενώ το κόστος των περιουσιών που χάθηκαν υπολογίζεται σε 22.7 εκατομμύρια δολάρια. Μία από τις κύριες αιτίες της αστοχίας, πέρα από τη συνολικά κακή ποιότητα κατασκευής, ήταν η έλλειψη εσωτερικής αποστράγγισης τόσο του υλικού της μεταβατικής ζώνης όσο και ολόκληρου του αναχώματος, που αποτελούταν από συμπυκνωμένα χαλίκια με υψηλό ποσοστό λεπτοκόκκων. Η διαρροή, που δημιουργήθηκε από άνοιγμα του αρμού μεταξύ του τοιχίου στέψης και της πλάκας σκυροδέματος, προκάλεσε την υδραυλική υποσκαφή του αναχώματος. Εντωμεταξύ, λόγω της φθοράς της ζώνης που υποστήριζε την πλάκα και της πίεσης του νερού του ταμιευτήρα, η πλάκα κατέρρευσε επιτρέποντας την υπερπήδηση του φράγματος. Αυτή η υπερπήδηση προκάλεσε την ολοκληρωτική καταστροφή του φράγματος μέσα σε δύο ώρες.



Σχήμα 1.31 : Αποστραγγιστική διάταξη στο φράγμα Salvajina.

Οι πρακτικές τοποθέτησης και διαζώνισης της λιθορριπής όπως περιγράφονται παραπάνω, εφαρμόζονται σε όλους τους τύπους λιθορριπής των CFRDs, ανεξάρτητα από την αντοχή των μεμονωμένων τεμαχίων. Η αντοχή σε ανεμπόδιστη θλίψη των κομματιών των βράχων, που χρησιμοποιούνται στα λιθόρριπτα φράγματα, κυμαίνεται από 100 - 200 kg/cm² (πολύ χαμηλή) έως 2500 kg/cm² (πολύ υψηλή), με την πλειοψηφία να βρίσκεται στο εύρος των 500 - 1500 kg/cm². Γενικά, οποιοσδήποτε βράχος με αντοχή σε θλίψη μεγαλύτερη των 300 kg/cm² (30 MPa) θεωρείται κατάλληλης αντοχής.

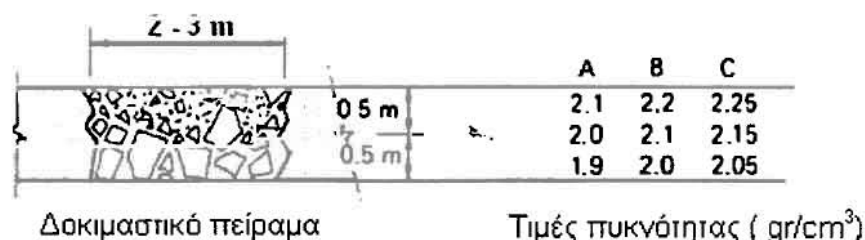
Για τα λιθόρριπτα φράγματα δεν υπάρχει τεχνική ανάγκη να χρησιμοποιείται βράχος με υψηλή αντοχή σε θλίψη, αφού συμπυκνωμένα αναχώματα από βράχους αντοχής 300 - 400 kg/cm² μετά το τέλος της κατασκευής δεν είναι περισσότερο συμπίεστα από αναχώματα αποτελούμενα από βράχους μεγαλύτερης αντοχής. Επιπλέον, η λιθορριπή από βράχο χαμηλής έως μέτριας αντοχής έχει πλεονεκτήματα στο θέμα του κόστους, αφού η εξόρυξή της είναι ευκολότερη και προκαλεί λιγότερες φθορές στον εξοπλισμό του εργοταξίου κατά την επεξεργασία της, σε αντίθεση με την λιθορριπή από βράχο υψηλής αντοχής, που όχι μόνο έχει δύσκολη εξόρυξη, αλλά επιπλέον σπάει σε κομμάτια με γωνιώδεις άκρες που καταστρέφουν τα λάστιχα των φορτηγών.

Πολλοί τύποι βράχου με μεγάλη απορροφητικότητα ή μικρή αντοχή σε θλίψη σε ξηρές συνθήκες, παρουσιάζουν σημαντικά μειωμένη αντοχή σε θλίψη όταν είναι κορεσμένοι, περίπου το 20 - 40% της αντοχής σε ξηρές συνθήκες. Όταν αυτοί οι βράχοι συμπυκνώνονται με βαριούς δονη-

τικούς οδοστρωτήρες, τα μεγαλύτερα κομμάτια των βράχων θραύονται. Παρόλα αυτά, τέτοια υλικά μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην κατασκευή αναχωμάτων με την κατάλληλη διαζώνιση και τις κατάλληλες κατασκευαστικές μεθόδους. Έχει παρατηρηθεί ότι όταν αυτά τα χαμηλής ποιότητας υλικά χρησιμοποιούνται στο κατάντη τμήμα του αναχώματος (ζώνη 3C), παρόλο που κατά την κατασκευή παρουσιάζουν μεγάλη καθίζηση, οι μετακινήσεις του κατάντη τμήματος από το φορτίο του νερού είναι αμελητέες.

1.3.6.4 Τοποθέτηση της λιθορριπής

Τοποθέτηση υγιούς λιθορριπής: Η εναπόθεση και η εξάπλωση της λιθορριπής, η οποία αποτελείται από υγιές υλικό, γίνεται σκόπιμα με τέτοιο τρόπο ώστε να επιτυγχάνεται διαχωρισμός του υλικού, με τα μεγαλύτερα τεμάχια να συσσωρεύονται στη βάση της κάθε στρώσης ενώ τα μικρότερα στο ανώτερο τμήμα της. Η μέθοδος που προτιμάται για την τοποθέτηση της υγιούς λιθορριπής προτάθηκε από τους Sherard & Cooke και φαίνεται στο σχήμα 1.32. Η σωρός εναποτίθεται πάνω στην άκρη του ήδη κατασκευασμένου τμήματος της υπό κατασκευή στρώσης και εν συνεχεία ωθείται με μερικές διελεύσεις του προωθητή (dozer) πέφτοντας στο επίπεδο της υπό κατασκευή στρώσης, η οποία και διευρύνεται. Επομένως, υπάρχει ένας εγγενής διαχωρισμός κατά την εναπόθεση του υλικού και ένας σκόπιμος κατά τη διάστρωσή του. Πρέπει να σημειωθεί ότι η παλιότερη πρακτική που εφαρμοζόταν κατά την τοποθέτηση της λιθορριπής επιχειρούσε να αποφύγει το διαχωρισμό του υλικού και να μορφώσει μια ομογενής και συμπυκνωμένη μάζα.



- A = κακώς διαβαθμισμένο υγιές υλικό λιθορριπής με λίγα λεπτόκοκκα
 B = σύνηθες υγιές υλικό λιθορριπής
 C = καλώς διαβαθμισμένο υγιές υλικό λιθορριπής

Σχήμα 1.32 : Τοποθέτηση της υγιούς λιθορριπής και συνεπακόλουθη μεταβολή της πυκνότητας καθ' ύψος της κάθε στρώσης, ανάλογα με τη διαβάθμιση της λιθορριπής (Cooke 1991).

Όμως, σημαντική εμπειρία, η οποία αποκτήθηκε από την πετυχημένη λειτουργία πολλών λιθορριπτων φραγμάτων, έχει δείξει ότι δεν υπάρχουν τεχνικά μειονεκτήματα για την προτιμώμενη μέθοδο της τοποθέτησης υγιούς λιθορριπής σε διαχωρισμένες στρώσεις. Το υγιές υλικό της λιθορριπής αντλεί την τυπική αποδεκτή διατμητική αντοχή του από έναν συνδυασμό της πυκνότητας των λεπτότερων τεμαχίων (που βρίσκονται κυρίως στο άνω τμήμα της κάθε στρώσης) και της αλληλεμπλοκής των μεγαλύτερων τεμαχίων (που βρίσκονται κυρίως στη βάση της κάθε στρώσης).

Γενικά, είναι επιθυμητό οι επιφάνειες των υποκείμενων στρωμάτων να είναι όσο το δυνατόν πιο ομαλές. Το κύριο πλεονέκτημα αυτής της τεχνικής τοποθέτησης της υγιούς λιθορριπής απορρέει από τη σχετικά ομαλή επιφάνεια η οποία δημιουργείται στο ανώτερο τμήμα της κάθε στρώσης, καθώς εκεί συσσωρεύονται τα λεπτόκοκκα υλικά. Αυτή η ομαλή επιφάνεια είναι επιθυμητή καθώς μειώνει τη φθορά των οχημάτων και επιτρέπει την ταχύτερη διέλευση τους. Επιπλέον, σε αυτήν την τεχνική τοποθέτησης της υγιούς λιθορριπής οποιαδήποτε διαρροή κινείται πολύ πιο εύκολα στη οριζόντια κατεύθυνση από ότι στην κατακόρυφη. Στην πράξη η οριζόντια διαπερατότητα στη βάση της κάθε στρώσης είναι πολύ μεγάλη, οπότε η βάση της στρώσης λειτουργεί ως φίλτρο. Το γεγονός αυτό παρέχει μεγαλύτερη ευστάθεια στο κατάντη πρσανές για ένα CFRD στην περίπτωση που δημιουργηθεί ανάντη λίμνη ή το φράγμα υπερπηδηθεί κατά τη διάρκεια της κατασκευής. Ακόμα και στην περίπτωση μιας υγιούς λιθορριπής με αρκετά λεπτόκοκκα η παραπάνω τεχνική έχει ως αποτέλεσμα μια μεγαλύτερη μέση διαπερατότητα συγκριτικά με μία λιθορριπή η οποία θα είχε τοποθετηθεί με την παλιά πρακτική που δημιουργεί ένα πιο ομογενές χαρακτήρα αναχώματος.

Όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.32, λόγω του διαχωρισμού που γίνεται σε κάθε στρώση προκύπτουν διαφορετικές τιμές πυκνότητας στα διάφορα επίπεδα της ίδιας στρώσης της συμπυκνωμένης λιθορριπής. Πρέπει να σημειωθεί ότι η τιμή της πυκνότητας κατά την τοποθέτηση της υγιούς λιθορριπής μας ενδιαφέρει ως ένα βαθμό, αλλά δεν δίνεται τόσο μεγάλη σημασία σε αυτήν όσο κατά την τοποθέτηση και συμπύκνωση της αργίλου. Σύμφωνα με τον Cooke, η επιρροή των θεωριών και της πρακτικής της εδαφομηχανικής στην τοποθέτηση της λιθορριπής είχε ως αποτέλεσμα να κατασκευάζονται αναχώματα με πολύ υψηλές αλλά πρακτικά ανώφελες τιμές πυκνότητας, έχοντας πιο απαιτητικές προδιαγραφές από ό,τι στην πραγματικότητα χρειάζονταν.

Επιπλέον, καθώς σε κάθε στρώση η υγιής λιθορριπή διαχωρίζεται σε μεγάλο βαθμό, η διαβάθμισή της δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική. Ακόμη και λιθορριπές με κακή διαβάθμιση έχουν λειτουργήσει ικανοποιητικά. Το Foz do Azeia αποτελεί ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα ενός CFRD που αποτελείται από κακώς διαβαθμισμένο βασάλτη και λειτούργησε επιτυχώς. Βέβαια, ένα καλώς διαβαθμισμένο υγιές υλικό λιθορριπής – περίπτωση C στο σχήμα 1.32 – θα δώσει υψηλότερη πυκνότητα και μεγαλύτερο μέτρο παραμορφωσιμότητας (άρα και χαμηλότερη συμπίεστικότητα).

Τοποθέτηση ασθενούς λιθορριπής: Η λιθορριπή απλής εναπόθεσης – που σήμερα χρησιμοποιείται μόνο στον κατάντη πόδα – απαιτούσε για την κατασκευή του αναχώματος υγείς βραχώδεις υλικό. Επομένως, ένα από τα μεγάλα πλεονεκτήματα που έφερε η συμπυκνωμένη λιθορριπή σε σχέση με τη λιθορριπή απλής εναπόθεσης είναι το γεγονός ότι τα ασθενή υλικά, που παλιότερα έμεναν ανεκμετάλλευτα, γίνονται πλέον αποδεκτά με την κατάλληλη επεξεργασία ακόμα και στην κατασκευή πολύ ψηλών αναχωμάτων.

Η ασθενής λιθορριπή αντλεί τη διατμητική αντοχή της κυρίως από την πυκνότητα και γι' αυτό το λόγο εναποτίθεται και εξαπλώνεται απευθείας πάνω στην προηγούμενη στρώση. Σκοπός αυτής της τοποθέτησης, σε αντίθεση με την υγιή λιθορριπή, είναι να ελαχιστοποιηθεί ο διαχωρισμός του υλικού και να μορφωθεί μια πιο ομογενής μάζα. Σε σημαντικά φράγματα κρίνεται σκόπιμο να διερευνάται η συμπεριφορά της ασθενούς λιθορριπής με την κατασκευή δοκιμαστικών αναχωμάτων, σύμφωνα με τα οποία καθορίζονται το πάχος της κάθε στρώσης, ο αριθμός διελεύσεων του συμπυκνωτή καθώς και η προσθήκη του νερού.

Επειδή όπως αναφέρθηκε προηγουμένως το ανάχωμα, που αποτελείται από ασθενέστερους βράχους και σχετικά υψηλό ποσοστό λεπτοκόκκων, αντλεί την αντοχή του από την υψηλή πυκνότητα, τα δοκιμαστικά αναχώματα δείχνουν κατά κανόνα ότι απαιτούνται λεπτότερες στρώσεις – της τάξης των 0.45 με 0.6 m – με παράλληλη αύξηση των διελεύσεων του δονητικού οδοστρωτήρα από 4 (που είναι για υγιή βράχο) σε 6 έως 8. Η προσθήκη νερού κατά τη συμπύκνωση του ασθενούς βράχου μπορεί να αποδειχτεί οικονομική και να οδηγήσει σε μεγαλύτερα πάχη στρώσεων. Μερική θραύση της ασθενούς λιθορριπής είναι επιθυμητή ώστε να επιτευχθεί η απαιτούμενη αντοχή. Ωστόσο, η διαβρεχόμενη ασθενής λιθορριπή δεν πρέπει να σπάσει σε τέτοιο βαθμό ώστε να αναπτύσσεται πίεση πόρων μέσα στο ανάχωμα.

1.3.6.5 Προσθήκη νερού στη λιθορριπή

Η προσθήκη νερού γενικά βελτιώνει τα χαρακτηριστικά της λιθορριπής, μειώνοντας τη συμπίεστίότητά της. Ωστόσο, στην περίπτωση σκληρού βράχου με χαμηλή απορροφητικότητα νερού (μικρότερη από 2%), η βελτίωση που συντελείται είναι μικρή και πιθανότατα δεν δικαιολογεί το κόστος, ιδιαίτερα σε φράγματα μετρίου ύψους και για τη ζώνη 3C.

Κατά συνέπεια η ανάγκη της προσθήκης νερού είναι συζητήσιμη, καθώς ενδέχεται να αποδειχτεί αρκετά ακριβή. Σε κάθε περίπτωση πρέπει να καθορίζονται τα οφέλη της χρήσης νερού με ξεκάθαρο τρόπο. Παρακάτω δίνονται ορισμένες γενικές οδηγίες.

- Για τους περισσότερους υγείς σκληρούς βράχους, στα CFRDs χαμηλού και μετρίου ύψους, η προσθήκη νερού έχει αμελητέα επίδραση στη συμπεριφορά του αναχώματος.
- Αν η λιθορριπή μαλακώνει σημαντικά με τη διαβροχή, τότε προστίθεται νερό κατά την τοποθέτησή της προκειμένου να εμποδιστούν οι υπερβολικές καθιζήσεις του φράγματος κατά τη

λειτουργία του. Γενικά, κρίνεται σκόπιμο να ελέγχεται η επιρροή της διαβροχής στην ανεμπόδιση θλιπτική αντοχή του βράχου. Σε κάθε βράχο που χάνει το 40 – 50% της θλιπτικής του αντοχής με τη διαβροχή πρέπει να προστίθεται νερό πριν τη συμπύκνωση. Έχει παρατηρηθεί ότι ακόμα και ελαφρά αποσαθρωμένοι σκληροί βράχοι, όπως για παράδειγμα ο γρανίτης, επιδεικνύουν σημαντική μείωση της αντοχής τους έπειτα από προσθήκη νερού.

- Σε υγιείς λιθορριπές με μεγάλη περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα υλικά η προσθήκη νερού είναι σχεδόν πάντα απαραίτητη.
- Η προσθήκη νερού σε μια ασθενή λιθορριπή αποτελεί γενικότερη πρακτική. Πρέπει όμως, στην περίπτωση της ασθενούς λιθορριπής με υψηλό ποσοστό λεπτόκοκκων να δοθεί μεγάλη προσοχή, καθώς η υπερβολική χρήση νερού μπορεί να παράγει επιφάνειες ακατάλληλες για εύκολη διέλευση και σωστή συμπύκνωση. Όπως τονίστηκε και προηγουμένως για έναν ασθενή βράχο, που χάνει σημαντικό κομμάτι της αντοχής του με την προσθήκη νερού, ένα δοκιμαστικό ανάχωμα είναι αυτό που θα καθορίσει τις προδιαγραφές της τοποθέτησης και συμπύκνωσης της λιθορριπής.

Ο κύριος λόγος της προσθήκης νερού είναι να αποκτήσει υγρασία η λιθορριπή, να μαλακώσουν τα λεπτόκοκκα υλικά της και να μειωθεί η αντοχή σε θλίψη των τραχέων βραχωδών κομματιών της. Αυτό σκοπεύει στην καλύτερη δυνατή συμπύκνωση κατά τη διάρκεια της κατασκευής και συνεπώς στην ελαχιστοποίηση της καθίζησης μετά το πέρας της κατασκευής.

Δεν υπάρχει ανάγκη ή πρόθεση να χρησιμοποιηθεί το νερό για να ξεπλυθούν τα λεπτόκοκκα υλικά μέσα στα κενά της λιθορριπής. Γι' αυτό το νερό δεν είναι απαραίτητο να διανέμεται υπό πίεση, αντίθετα πρέπει να διανέμεται με τρόπο που να εξασφαλίζει την ομοιόμορφη διαβροχή του υλικού πριν τη συμπύκνωση, για να διατηρείται το πλεονέκτημα της υγρασίας κατά τη διάρκεια της κατασκευής.

Η ποσότητα νερού που χρησιμοποιείται γενικά είναι 10 - 20% του όγκου της λιθορριπής. Σχεδόν για όλα τα πετρώματα ένα ποσοστό της τάξης του 10% (100 lt ανά m³) είναι αρκετό. Γενικά, απαιτείται προσθήκη νερού αν η υδροαπορροφητικότητα του πετρώματος είναι μεγαλύτερη του 2.5%. Η διαβροχή του υλικού στα φορτηγά, μόλις πριν την εκφόρτωση είναι οικονομική μέθοδος και εξασφαλίζει ομοιόμορφη διαβροχή.

1.3.6.6 Κλίση πρηνών

Η επιλογή της κλίσης των πρηνών εξαρτάται από την ποιότητα του πετρώματος της λιθορριπής, την ποιότητα του πετρώματος της θεμελίωσης, και τη σεισμικότητα της περιοχής. Ένα ανάχωμα με λιθορριπή από πέτρωμα μεγάλης αντοχής είναι σταθερό για κλίσεις πρηνών της τάξης του 1.3 : 1 (οριζόντια απόσταση : κατακόρυφη απόσταση). Αλλαγή της κλίσης σε 1.4 : 1 μπορεί να γίνεται στο κατώτερο τμήμα του αναχώματος όπου η γωνία υϊάτμησης φ μειώνεται με την αύξη-

ση της εφαρμοζόμενης τάσης.

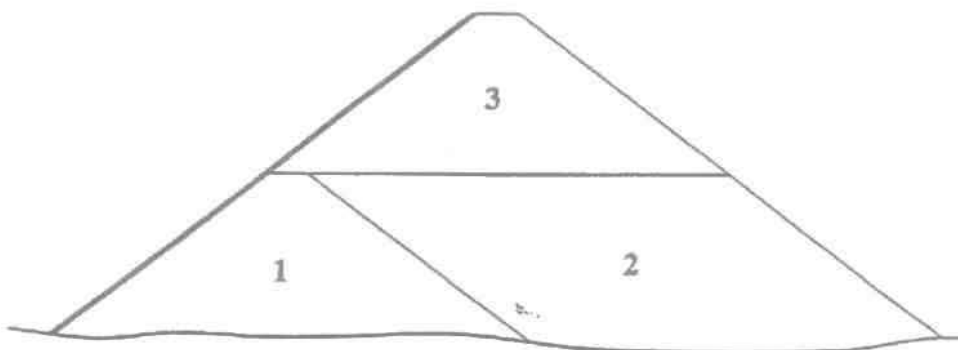
Σε σεισμικές περιοχές χρησιμοποιούνται οι κλίσεις 1.4 : 1 ή 1.5 : 1. Αυτές οι κλίσεις χρησιμοποιούνται επίσης και σε περιπτώσεις που η λιθορριπή αποτελείται από πέτρωμα χαμηλής αντοχής, έτσι ώστε να προκύπτει ικανοποιητικός συντελεστής ασφαλείας.

Πρέπει να αναφερθεί ότι καθώς δεν υπάρχουν αστοχίες των πρανών στα CFRDs (είτε λιθορριπής απλής εναπόθεσης, είτε συμπυκνωμένης λιθορριπής), οι κλίσεις πρανών που εφαρμόζονται γενικά βασίζονται στην πείρα από προηγούμενες κλίσεις πρανών παρά σε αναλύσεις ευστάθειας.

1.3.6.7 Σταδιακή κατασκευή του αναχώματος

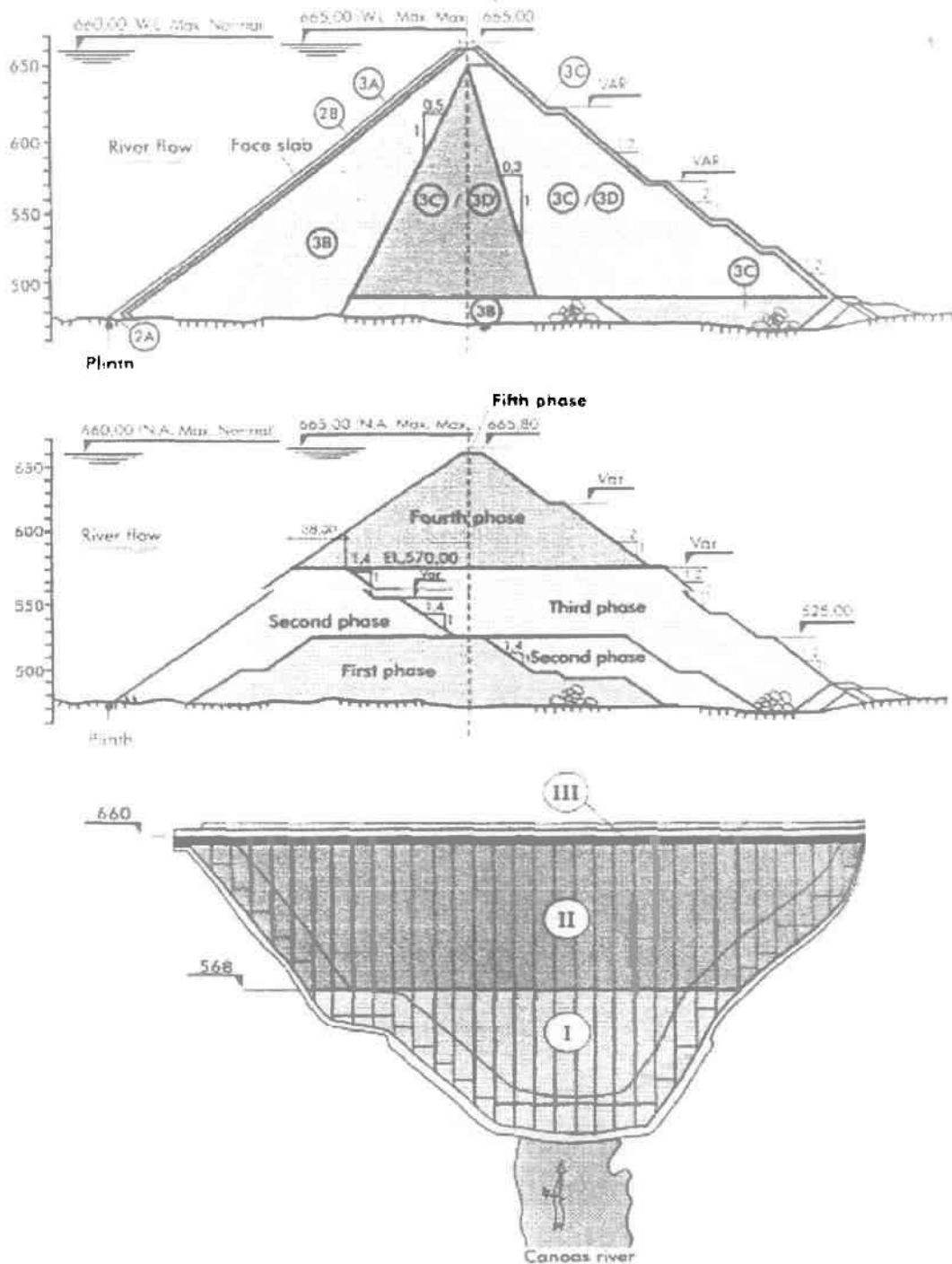
Τα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος επιτρέπουν το διαχωρισμό της κατασκευής τους σε επιμέρους τμήματα, τα οποία μπορούν να γίνουν ανεξάρτητα χωρίς τους περιορισμούς που επιβάλλουν άλλου τύπου λιθόρριπτα φράγματα. Η αλληλουχία της κατασκευής της πλίνθου, του αναχώματος και της πλάκας σκυροδέματος μπορεί να προσαρμοστεί στις ανάγκες του κάθε έργου.

Τα CFRDs προσφέρονται για σταδιακή κατασκευή, είτε αυτή αφορά την προκαταρκτική κατασκευή αναχώματος για προστασία έναντι της πλημμύρας, είτε αφορά την τμηματική κατασκευή για την διευκόλυνση της εκτροπής του ποταμού. Η γενική διάταξη της σταδιακής κατασκευής φαίνεται παρακάτω:



Σχήμα 1.33 : Σταδιακή κατασκευή του αναχώματος (ANCOLD 1991).

Αντιπροσωπευτικό παράδειγμα σταδιακής κατασκευής αποτελεί το φράγμα Campos Novos στη νότια Βραζιλία. Στο παρακάτω σχήμα δίνονται η κεντρική διατομή του φράγματος, οι φάσεις κατασκευής του αναχώματος και τα τρία στάδια κατασκευής της ανάντη πλάκας σκυροδέματος.



Σχήμα 1.34 : Κεντρική διατομή του φράγματος Campos Novos, φάσεις κατασκευής του αναχώματος και στάδια κατασκευής της ανάντη πλάκας σκυροδέματος (Materon 2003b).

Το φράγμα Campos Novos είναι το ψηλότερο φράγμα αυτού του τύπου στη Βραζιλία και ένα από τα ψηλότερα σε ολόκληρο τον κόσμο. Η κατασκευή του αναχώματος σχεδιάστηκε σε πέντε

φάσεις. Στην πρώτη φάση η τοποθέτηση της λιθορριπής ξεκίνησε αμέσως μετά την εκτροπή του ποταμού, ενώ πριν ακόμη ολοκληρωθεί η εκτροπή, είχε αρχίσει η κατασκευή της πλίνθου στα αντερείσματα. Κατά τη δεύτερη φάση κατασκευάστηκε η πλίνθος στην κοίτη του ποταμού και τοποθετήθηκε η ανάντη λιθορριπή με τη μεταβατική της ζώνη. Παράλληλα, τοποθετήθηκε λιθορριπή κατάντη του άξονα του φράγματος. Στην τρίτη φάση ξεκίνησε το πρώτο στάδιο κατασκευής της ανάντη πλάκας σκυροδέματος, ενώ παράλληλα συνεχιζόταν η τοποθέτηση της κατάντη λιθορριπής. Στην τέταρτη φάση κατασκευής του φράγματος, που βρίσκεται ακόμη σε εξέλιξη, το ανάχωμα υψώθηκε μέχρι τη στέψη, ενώ συνεχίζεται το δεύτερο στάδιο κατασκευής της ανάντη πλάκας. Η πέμπτη και τελική φάση περιλαμβάνει την κατασκευή των προκατασκευασμένων τοιχίων στέψης, καθώς και την κατασκευή δρόμου.

Η ευελιξία που παρουσιάζει η κατασκευή του CFRD είναι ένα από τα μεγαλύτερα πλεονεκτήματα για την επιλογή αυτού του τύπου φράγματος. Γενικά, η εμπειρία έχει δείξει ότι η κατασκευή της λιθορριπής κατά τμήματα έχει αμελητέα επίδραση στις μετακινήσεις του ανάντη πρηνούς μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής καθώς και στην πλάκα σκυροδέματος μετά την πλήρωση του ταμιευτήρα. Αιτία είναι το γεγονός ότι η λιθορριπή μετά την συμπύκνωσή της είναι σχετικά ασυμπίεστη και οι δυνάμεις που ασκούνται κατανέμονται ομοιόμορφα μέσω της επαφής των βραχωδών τεμαχίων, αποτρέποντας την δημιουργία περιοχών διαφορετικού μέτρου συμπίεστικότητας.

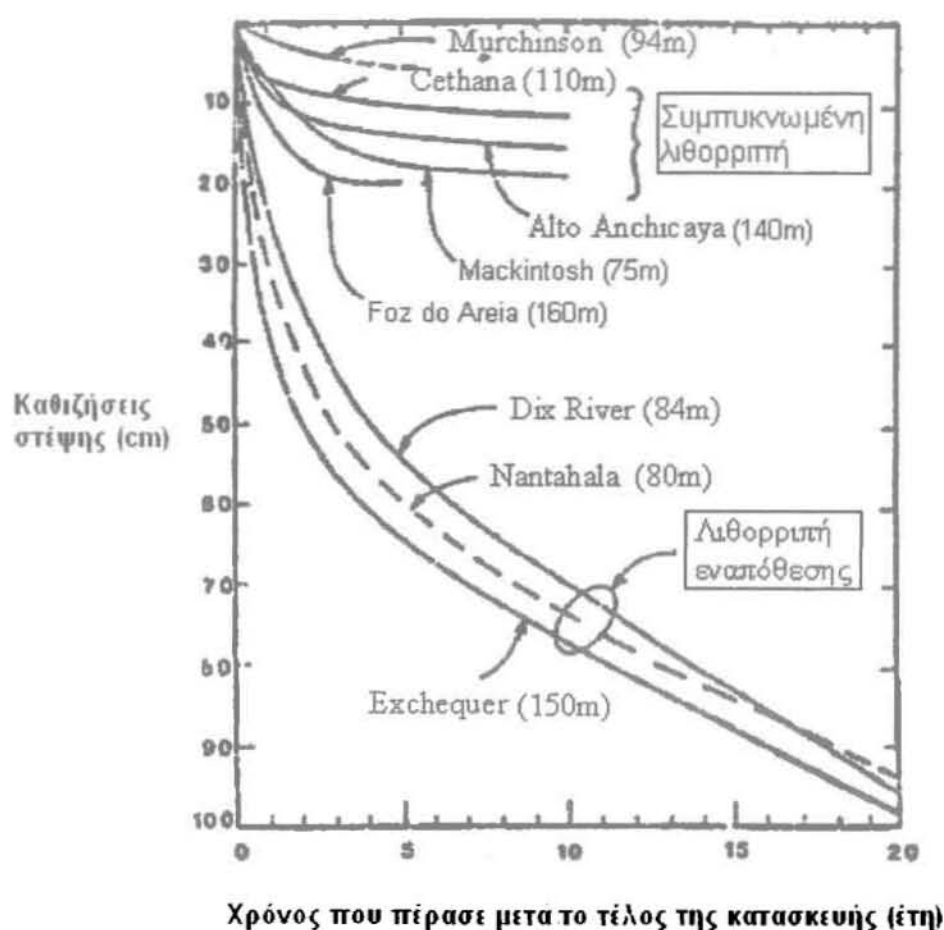
Αυτό το χαρακτηριστικό δίνει μεγάλη ευελιξία στον τρόπο κατασκευής και επιτρέπει την απευθείας χρησιμοποίηση των υλικών της εκσκαφής για τη δημιουργία του αναχώματος. Το γεγονός αυτό συνεπάγεται τη βελτιστοποίηση του κόστους και τη μείωση της διάρκειας κατασκευής. Στο φράγμα Campos Novos χρησιμοποιήθηκαν δύο σήραγγες εκτροπής, ενώ παράλληλα τέθηκαν σε λειτουργία μικρότερα βοηθητικά τούνελ για τη μεταφορά των προϊόντων εκσκαφής των δύο σηράγγων. Τα προϊόντα αυτά χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή του αναχώματος.

Η κατασκευή εσωτερικών προσωρινών πρηνών στο ανάχωμα προσφέρει τη δυνατότητα κατασκευής ενός προσωρινού δικτύου διαδρόμων για τη μετακίνηση των οχημάτων. Επίσης, μπορεί να δημιουργηθεί ένας μόνιμος δρόμος στο κατάντη πρηνές, χρήσιμος όχι μόνο κατά την κατασκευή του αναχώματος αλλά και κατά την λειτουργία του έργου για την εύκολη και γρήγορη πρόσβαση στα διάφορα τμήματα του.

1.4 Συμπεριφορά των λιθορριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος

1.4.1 Καθίζηση αναχώματος μετά την κατασκευή

Η συμπύκνωση της λιθορριπής έχει αποδειχθεί πολύ αποτελεσματική στη μείωση των καθιζήσεων του αναχώματος. Το σχήμα 1.35 αποτυπώνει χαρακτηριστικά τις καθιζήσεις της στέψης που έχουν σημειωθεί σε πέντε CFRDs με συμπυκνωμένη λιθορριπή και σε τρία παλιότερα CFRDs με λιθορριπή απλής εναπόθεσης.



Σχήμα 1.35 : Συγκρίση των καθιζήσεων της στέψης σε λιθορριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος για συμπυκνωμένη λιθορριπή και για λιθορριπή απλής εναπόθεσης (Sherard & Cooke 1987).

Ο ρυθμός και το μέγεθος της καθίζησης του αναχώματος επηρεάζονται τόσο από τα χαρακτηριστικά της λιθορριπής όσο και από το σχήμα της κοιλάδας. Σε στενές κοιλάδες, η συμπυκνωμένη λιθορριπή κρεμιέται από τα αντερείσματα μειώνοντας την καθίζηση της στέψης κατά τα πρώτα χρόνια της λειτουργίας. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 1.35, στα φράγματα Cethana και Alto Anchicaya που είναι κατασκευασμένα σε στενές κοιλάδες, η καθίζηση της στέψης είναι μικρή

αλλά συνεχίζεται για αρκετά χρόνια με μειωτικές τάσεις, πιθανότητα λόγω της σταδιακής μείωσης των τάσεων συνάφειας μεταξύ του αναχώματος και των αντερεισμάτων (ερπυσμός). Αντίθετα, στο φράγμα Foz do Azeite που είναι κατασκευασμένο σε ανοιχτή κοιλάδα, η καθίζηση της στέψης ήταν μεγαλύτερη σε σχέση με τα δύο προηγούμενα φράγματα αλλά πρακτικά σταμάτησε σε τρία χρόνια. Αξίζει να αναφερθεί ότι η λιθορριπή του φράγματος Foz do Azeite είχε μεγαλύτερο ποσοστό βραχωδών τεμαχίων και λιγότερα λεπτόκοκκα από τη συνηθισμένη λιθορριπή που χρησιμοποιείται στα CFRDs.

1.4.2 Συμπεριφορά σε σεισμό

Η σεισμική δόνηση δεν μπορεί να προκαλέσει πίεση πόρων στα κενά της λιθορριπής, αφού το ανάχωμα των CFRDs, κατά κανόνα, δεν περιέχει νερό. Τα CFRDs θεμελιώνονται σε βράχο που δεν μεγεθύνει τις επιταχύνσεις. Το ανάχωμα είναι συμπυκνωμένο ανά στρώσεις και έχει σταθερή δομή. Ο σεισμός μπορεί μόνο να προκαλέσει μικρές παραμορφώσεις κατά τη σύντομη διάρκεια των μεγάλων επιταχύνσεων. Μετά το πέρας του σεισμού το φράγμα παραμένει το ίδιο σταθερό όσο ήταν πριν την εμφάνιση του φαινομένου.

Σε πολύ δυνατούς σεισμούς η πλάκα σκυροδέματος μπορεί να ρηγματωθεί, λόγω της καθίζησης του αναχώματος, και να αυξηθεί η διαρροή. Ωστόσο, η ενδεχόμενη ρηγμάτωση δεν απειλεί τη συνολική ευστάθεια της κατασκευής, γιατί ο όγκος του νερού που μπορεί να περάσει από τις ρωγμές διέρχεται εύκολα και με ασφάλεια από τη λιθορριπή.

Εξαιτίας των παραπάνω, τα CFRDs θεωρούνται ως τα πιο ασφαλή για την αντιμετώπιση του σεισμού και αυτός είναι ο λόγος που χρησιμοποιούνται ευρέως τόσο σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας όσο και σε ασεισμικές περιοχές.

Μέχρι τώρα έχουν γίνει προσπάθειες για να συμπεριληφθεί η σεισμική ανάλυση στο σχεδιασμό των λιθορριπτών φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Οι απλές αναλύσεις στατικής ευστάθειας, που χρησιμοποιούνταν για δεκαετίες στο σχεδιασμό φραγμάτων, θεωρούνται πλέον άσκοπες στο σχεδιασμό των CFRDs και το ενδιαφέρον έχει στραφεί στις δυναμικές αναλύσεις. Ακόμα όμως, επικρατεί απροθυμία στην εμπιστοσύνη των αποτελεσμάτων δυναμικών αναλύσεων, η οποία δικαιολογείται από το γεγονός ότι οι νέες θεωρίες πάνω στις οποίες βασίζονται περιλαμβάνουν υποθέσεις η εγκυρότητα των οποίων είναι δύσκολο να εκτιμηθεί. Επιπλέον, δεν υπάρχουν αρκετές καταγεγραμμένες περιπτώσεις φραγμάτων αυτού του τύπου που να έχουν πληγεί από σεισμό και συνεπώς δεν υπάρχουν στοιχεία για να συγκριθούν με τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων. Τα λίγα στοιχεία που υπάρχουν έως τώρα δείχνουν ότι οι μετακινήσεις που υπολογίζονται με δυναμική ανάλυση είναι αρκετά μεγαλύτερες από αυτές που έχουν μετρηθεί.

Αξίζει να αναφερθούν τα κοινά αποτελέσματα που έχουν προκύψει από ανεξάρτητες μεταξύ

τους δυναμικές αναλύσεις, το κυριότερο των οποίων είναι ότι τα νεότερα CFRDs με κλίσεις πρηνών 1.3:1 (Ο:Κ) διατηρούν την ευστάθειά τους ακόμα και για πολύ δυνατούς σεισμούς. Επιπλέον, από τις μελέτες προκύπτει ότι σε φράγματα που βρίσκονται κοντά στο επίκεντρο υποθετικού σεισμού της τάξης των 7.5 βαθμών της κλίμακας Richter, η αναμενόμενη καθίζηση της στέψης κυμαίνεται μεταξύ 0.5 – 1.0 m για ύψος φράγματος 100 – 150 m, μέγεθος σχετικά μικρό και εύκολα αντιμετωπίσιμο. Ακόμα, το μεγαλύτερο μέρος των παραμορφώσεων πραγματοποιείται στο ανώτερο δεύτερο ή τρίτο του αναχώματος.

Ο καταλληλότερος και πιο οικονομικός τρόπος πρόληψης είναι η αύξηση του ελεύθερου ύψους του φράγματος (freeboard). Το δυσμενέστερο αποτέλεσμα που θα μπορούσε να επιφέρει ένας μεγάλος σεισμός θα ήταν να ολισθήσει τμήμα του επάνω μέρους του αναχώματος. Ακόμη και τότε όμως, δεν απειλείται η συνολική ευστάθεια του φράγματος εκτός αν η καθίζηση ξεπερνάει το ελεύθερο ύψος.

Συνοψίζοντας, τονίζεται ότι ακόμη και κάτω από δυσμενείς υποθετικές συνθήκες σεισμικής δόνησης, η καθίζηση της στέψης δεν ξεπερνά το 1% έως 2% του ύψους του φράγματος, γεγονός που δεν απειλεί τη συνολική ευστάθεια της κατασκευής.

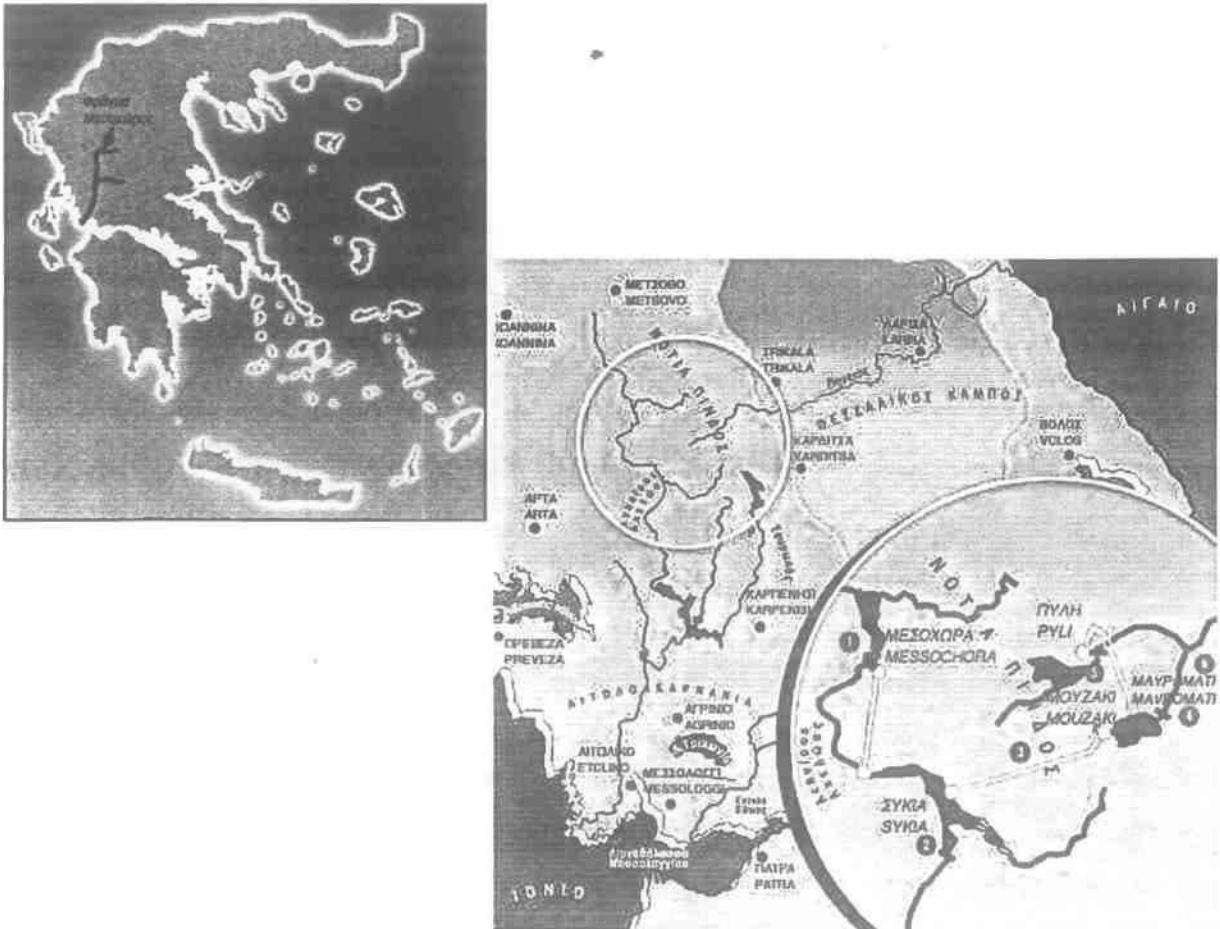
2

ΦΡΑΓΜΑ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

2 ΦΡΑΓΜΑ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

2.1 Υδροηλεκτρικό έργο Μεσοχώρας

Το υδροηλεκτρικό έργο της Μεσοχώρας βρίσκεται, περίπου 4 Km ΝΔ του χωριού Μεσοχώρα Τρικάλων και σε απόσταση 70 Km από τα Τρίκαλα, 86 Km από την Άρτα και επί της εθνικής οδού Άρτας - Τρικάλων.



Σχήμα 2.1 : Θέση του έργου της Μεσοχώρας.

Σύμφωνα με τον αρχικό σχεδιασμό του 1984 το υδροηλεκτρικό έργο της Μεσοχώρας αποτελεί ένα από τα έργα κεφαλής της εκτροπής του Αχελώου προς τη Θεσσαλία. Αρχισε να κατασκευάζεται το 1985 και είναι το πρώτο, κατά τη ροή του ποταμού, έργο ταμίευσης και αξιοποίησης των νερών του. Στο σχήμα 2.2 διακρίνεται το σύνολο των έργων που έχει εκπονήσει η ΔΕΗ κατά μήκος του Αχελώου.

Στην αρχαιότητα υπήρχαν έξι ποταμοί με το όνομα Αχελώος αλλά ο ποταμός της Αιτωλοακαρνανίας ήταν ο μεγαλύτερος και σημαντικότερος.

Κατά τον Όμηρο ήταν «ποταμός των πάντων αρχων», από τον οποίο πήγαιναν όλα τα ποτάμια, οι πηγές και τα πηγάδια (Όμηρ. 1λ. Ν 194). Η μυθολογία θεοποίησε τον Αχελώο και τον προσωποποίησε. Λατρευόταν στην Ακαρνανία, όπου προς τιμήν του οργανώνονταν και αγώνες, αλλά η λατρεία του επεκτάθηκε πέρα από την επικράτεια του, στην Αθήνα, τη Ρόδο και τη Σικελία. Σώζονται αρκετές αναφορές για τον Αχελώο στην αρχαία γραμματεία καθώς και απεικονίσεις του σε αγγεία, νομίσματα και ανάγλυφα.

Σύμφωνα με τον μύθο ήταν γιος του Ωκεανού και της Τηθύς ή της Γης και ήταν πατέρας των Νυμφών και των Σειρήνων, που τις γέννησε με μία από τις Μούσες Καλλιόπη, Καλλιρρόη ή Τερψιχόρη ή με τη Στερόπη κόρη του Παρθόνα. Ενώ, με την κόρη του Αϊόλου απέκτησε τον Ορέστη και τον Ιπποδάμαντα.

Ήδη από την αρχαιότητα, τα νερά του Αχελώου, με τις προσχώσεις που σχημάτιζαν στις εκβολές του, είχαν συντελέσει στη συνένωση ορισμένων από τις Εχινάδες νήσους μεταξύ τους, αλλά και με την ηπειρωτική χώρα (Ηροδ. ΙΙ, 10). Το γεγονός αυτό αποτέλεσε την αφορμή για τους μύθους που διηγούνταν ότι οι Εχινάδες ήταν αρχικά Νύμφες οι οποίες μεταμορφώθηκαν από τον Αχελώο σε νησιά, όταν αρνήθηκαν να πάρουν μέρος σε θυσιαστική γιορτή προς τιμήν του.

Ο γνωστότερος και πιο διαδεδομένος μύθος σχετικά με τον ποτάμιο θεό αναφέρεται στην πάλη του Αχελώου με τον Ηρακλή για την απόκτηση της κόρης του Οινέα, Δηιάνειρας. Η αρχαιότερη μυθική παράδοση παρουσιάζει τον Αχελώο με τρεις διαφορετικές μορφές: αρχικά ως άντρας με κεφάλι ταύρου, που μόλις χτυπήθηκε από τον Ηρακλή και έπεσε κάτω πήρε τη μορφή φιδιού, ενώ τη στιγμή που πνιγόταν από την ημίθεο μεταμορφώθηκε σε ταύρο που επιτέθηκε. Νικήθηκε όμως από τον Ηρακλή, ο οποίος του έκοψε το δεξί κέρατο, το οποίο έδωσε ως γαμήλιο δώρο στον Οινέα για το γάμο του με την Δηιάνειρα.

Ήδη από τους αρχαίους χρόνους είχε γίνει προσπάθεια για την ερμηνεία του μύθου, κυρίως από τον Στράβωνα και τον Διόδωρο, που πίστευαν ότι η πάλη του Αχελώου με τον Ηρακλή συμβόλιζε τις αναχώσεις και τα φράγματα που έκανε ο ημίθεος στο ποτάμι, εμποδίζοντας το έτσι να πλημμυρίζει και να καταστρέφει τις φυτείες του βασιλιά Οινέα. Σύμφωνα με τον Στράβωνα ο Ηρακλής «με παραχώματα και διαχετεύσεις δάμασε τον ποταμό, έβαλε σε έλεγχο την ακατάστατη ροή του και εξυγίανε έτσι τη χώρα. Και αυτό ήταν το κέρασ της Αμάλθειας». Συμβόλιζε λοιπόν, τους αγώνες των πανάρχαιων κατοίκων της Ακαρνανίας για την κατασκευή μεγάλων έργων με σκοπό την περίφραξη της κοίτης του ποταμού και την εξυγίανση των γύρω ελών.



Στάμνος του ζωγράφου του Όλτου που παριστάνει την πάλη του Αχελώου με τον Ηρακλή (520 π.Χ. περίπου) (Βρετανικό Μουσείο, Λονδίνο).



Ο Αχελώος σε χαρακτηριστική για ποταμούς απεικόνιση, με σώμα ταύρου και κεφαλή ανθρώπου, αγωνίζεται εναντίον του Ηρακλή, ο οποίος του έχει ήδη ξεριζώσει το ένα κέρατο και τον κρατά από το άλλο, απειλώντας τον με το ρόπαλο. Αριστερά η Δηιάνειρα παρακολουθεί τον αγώνα. Ερυθρόμορφος κρατήρας περ. 460-450 π.Χ. (Παρίσι, Λούβρο).



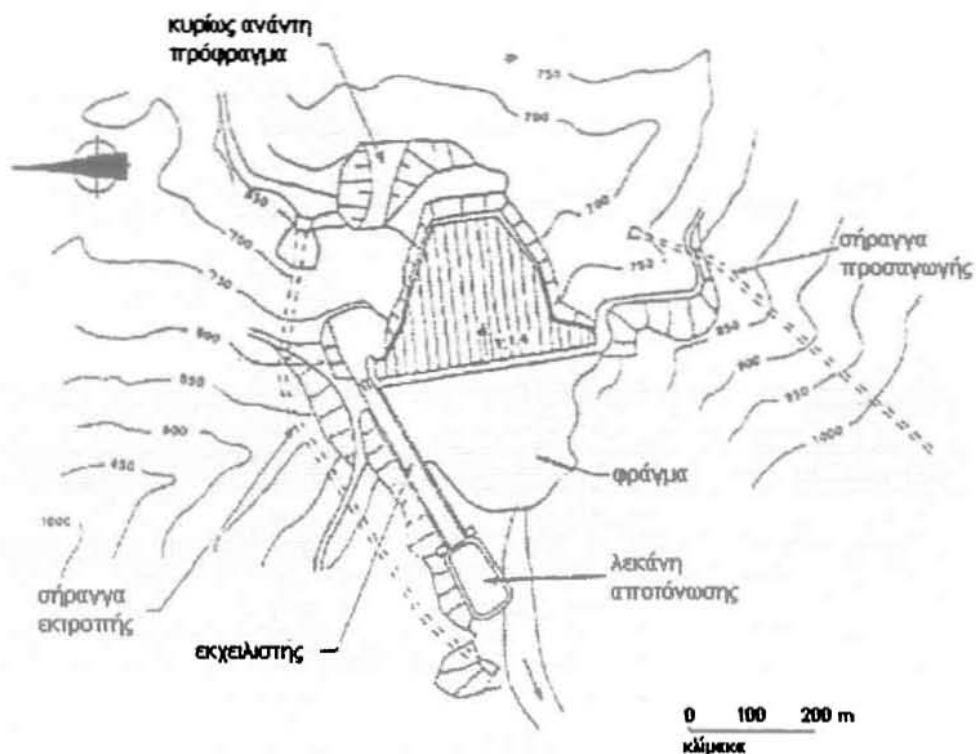
Απεικονίσεις Αχελώου σε νομίσματα

Αριστερά: νόμισμα των Ακαρνανών. Δεξιά: αργυρό νόμισμα τον Μεταποντίων



Απεικονίσεις του Αχελώου και Ηρακλή: ο Αχελώος παριστάνεται ως ταύρος με ανθρώπινο πρόσωπο (σε αγγεία και ακαρνανικά νομίσματα)

Το υδροηλεκτρικό έργο της Μεσοχώρας στον ποταμό Αχελώο περιλαμβάνει μια σειρά από μεγάλες κατασκευές συνολικής δαπάνης 185 δις (B95). Πιο συγκεκριμένα περιλαμβάνει μια σήραγγα εκτροπής, ένα λιθόρριπτο φράγμα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (Concrete Faced Rockfill Dam) ύψους 150 m, έναν εκχειλιστή δυνατότητας 3300 m³/sec με τη λεκάνη ηρεμίας του, μια σήραγγα προσαγωγής μήκους 8 Km και ένα σταθμό παραγωγής 2 x 80 MW. Η διάταξη του φράγματος φαίνεται στο σχήμα 2.3.



Σχήμα 2.3 : Διάταξη του φράγματος (ΥΗΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Αρχείο ΔΕΗ).

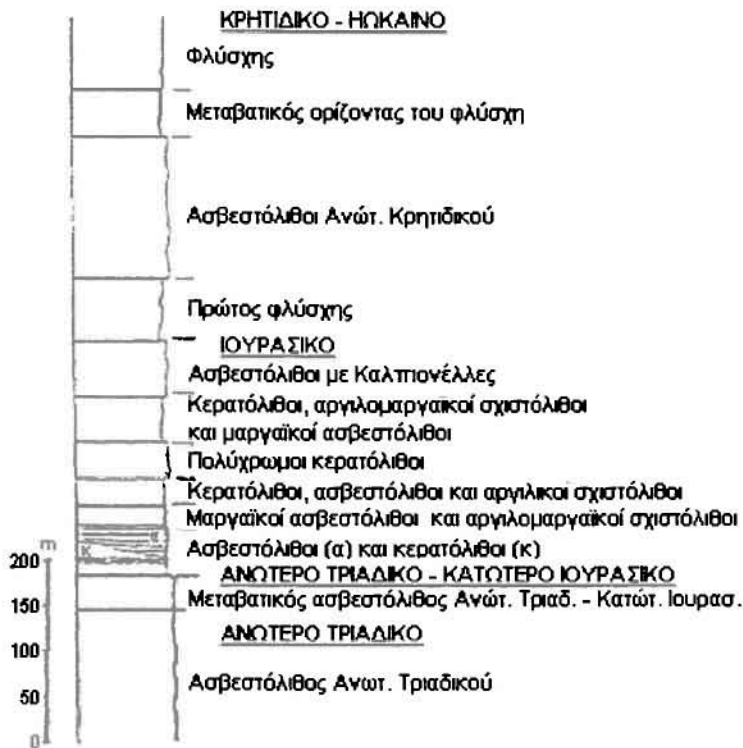
Η κατασκευή του φράγματος έγινε από την Κοινοπραξία ΜΕΤΩΝ - ΑΕΓΕΚ, σύμφωνα με την μελέτη και την επίβλεψη της Δημόσιας Επιχείρησης Ηλεκτρισμού / ΔΑΥΕ. Η επιλογή του συγκεκριμένου τύπου φράγματος (CFRD) υπαγορεύτηκε από τεchnοοικονομικά κριτήρια, ένα από τα οποία είναι η ανυπαρξία εκμεταλλεύσιμου αργιλικού υλικού στην κοντινή ορεινή περιοχή του έργου.

Το μεγάλο ύψος του επιχώματος, το υψηλότερο στην Ευρώπη στον τύπο του, και η πρωτοτυπία στεγάνωσής του είναι στοιχεία που προκαλούν το ενδιαφέρον για την περαιτέρω εμβάθυνση στις ιδιαιτερότητες της μελέτης και της κατασκευής του.

2.2 Γεωλογία της περιοχής του έργου

Η ευρύτερη περιοχή του έργου γεωλογικά, δομείται από σχηματισμούς της Πίνδου, δηλαδή λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθους, κερατόλιθους, ιλυόλιθους, αργιλόλιθους και ψαμμίτες.

Η γεωτεκτονική ζώνη της Πίνδου ταυτίζεται σχεδόν με τη βασική ομώνυμη οροσειρά της Ελλάδος και αποτελεί τη συνέχεια των Δειναρικών Άλπεων και της Αλβανικής οροσειράς. Έχει διεύθυνση από Β.ΒΔ - Ν.ΝΑ και ΒΔ - ΝΑ με ορισμένες μικρές αποκλίσεις από τις δύο αυτές βασικές διευθύνσεις. Στο σχήμα 2.4 δίνεται η στρωματογραφική ακολουθία των γεωλογικών σχηματισμών της ζώνης Πίνδου όπως προέκυψε από τις γεωλογικές χαρτογραφήσεις, που πραγματοποίησε το ΙΓΜΕ το 1985, στο πλαίσιο των γεωλογικών ερευνών του έργου εκτροπής του Αχελώου στη Θεσσαλία για λογαριασμό της ΔΕΗ.



Σχήμα 2.4 : Στρωματογραφική ακολουθία των σχηματισμών Πίνδου (ΙΓΜΕ.-1985).

Όπως φαίνεται και στο παραπάνω σχήμα οι ασβεστόλιθοι αντιπροσωπεύουν το 50-53%, κατά μέσο όρο, των γεωλογικών σχηματισμών της ζώνης Πίνδου και από αυτούς το 23% περίπου είναι Ανωκρητιδικοί που παρεμβάλλονται μεταξύ του πρώτου και του νεότερου φλύσχη της Πίνδου. Οι ασβεστόλιθοι στην πλειονότητά τους είναι λεπτοστρωματώδεις. Από μετρήσεις 5800 m μήκους καρότων στις θέσεις που μελετήθηκαν ή κατασκευάστηκαν φράγματα (Μεσοχώρα, Αγ. Γεώργιος, Συκιά) ενδεικτικά αναφέρεται ότι οι λεπτοστρωματώδεις ασβεστόλιθοι είναι το 70% του συνόλου αυτών, οι μεσοστρωματώδεις το 13% και οι παχυστρωματώδεις (κυρίως Ανωκρητιδικοί) το 17%. Επίσης, είναι φανερό ότι οι ασβεστόλιθοι στη ζώνη Πίνδου δεν παρουσιάζουν

μονοτονία ανάπτυξης, συνέχεια και ομοιογένεια για πολλά μέτρα πάχους, διότι η συνέχειά τους διακόπτεται από ορίζοντες ή διαστρώσεις κερατόλιθων, πρώτου φλύσχη και αργιλικών σχιστόλιθων, που επηρεάζουν σημαντικά την μηχανική συμπεριφορά τους, το υπόγειο υδραυλικό και τεκτονικό καθεστώς. Εξάλλου, πρέπει να σημειωθεί ότι από όλους τους γεωλογικούς σχηματισμούς της Πίνδου οι ασβεστόλιθοι είναι οι πλέον ανθεκτικοί στη διάβρωση και ως εκ τούτου δημιουργούν στις κοιλάδες στενωπούς, από τις οποίες γίνεται και η επιλογή των θέσεων των φραγμάτων, όπως για παράδειγμα οι θέσεις Μεσοχώρας και Συκιάς.

Σε αυτό το σημείο κρίνεται σκόπιμο να γίνει αναφορά στην υδρογεωλογική συμπεριφορά των σχηματισμών της Πίνδου. Η μεγάλη ποικιλία των σχηματισμών σε συνδυασμό με το μεγάλο ύψος βροχοπτώσεων – χιονοπτώσεων της ευρύτερης περιοχής, δημιουργεί τις προϋποθέσεις για την ανάπτυξη υπογείων υδραυλικών καθεστώτων έντονης μεταβλητότητας.

Από τις υδρογεωλογικές έρευνες που πραγματοποιήθηκαν στις περιοχές που μελετήθηκαν ή κατασκευάστηκαν φράγματα προέκυψε, ότι οι σχηματισμοί του πρώτου φλύσχη, των αργιλικών σχιστόλιθων και των κερατόλιθων είναι πρακτικά στεγανοί. Οι ασβεστόλιθοι που παρουσιάζουν και τη μεγαλύτερη ανάπτυξη, τόσο στην κλίμακα των ταμιευτήρων, όσο και σε εκείνη των φραγμάτων, δεν δημιουργούν συνθήκες σοβαρών διαρροών. Αυτές είναι περιορισμένες και μπορούν να ελέγχονται με συνήθη στεγανοποιητικά μέσα. Με τις διαπιστώσεις αυτές καταργείται ένας μύθος, που δημιουργούσε προβληματισμούς και σοβαρές αναστολές στην κατασκευή φραγμάτων μέσα στο ασβεστολιθικό περιβάλλον της Πίνδου.

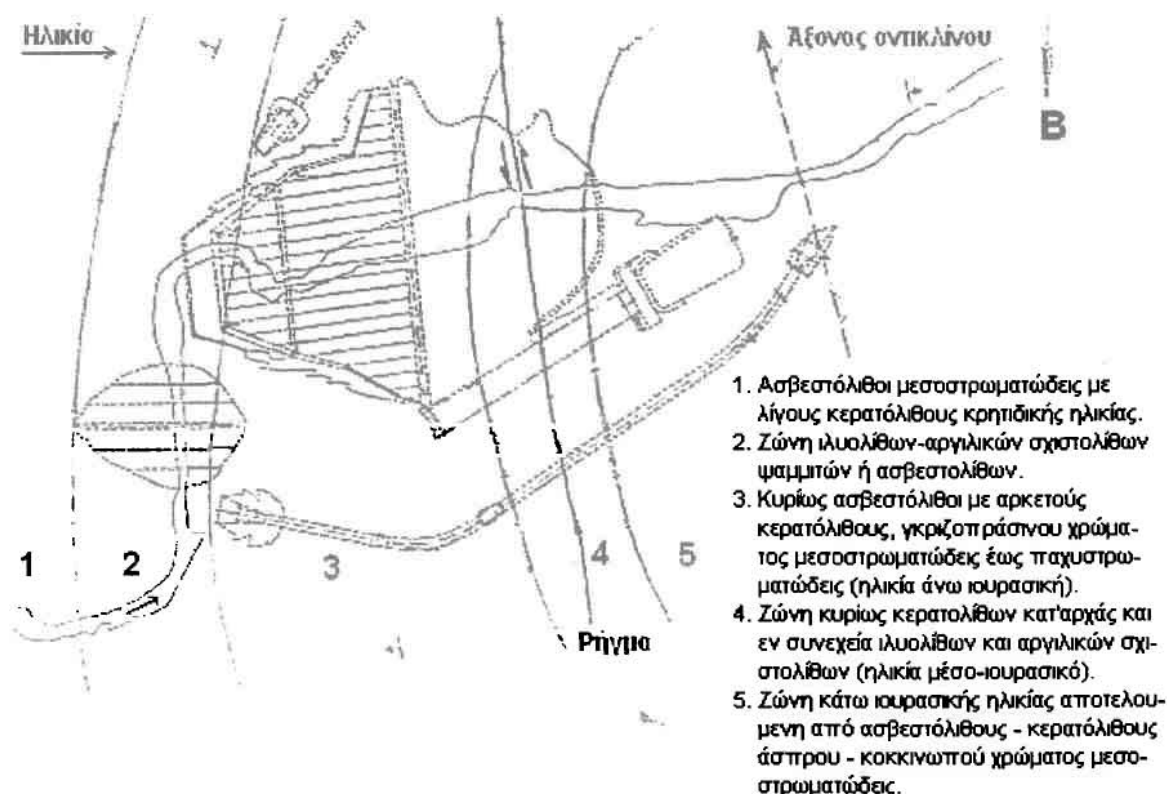
Η ευνοϊκή υδρογεωλογική συμπεριφορά των ασβεστόλιθων οφείλεται στη στρωματογραφική και τεκτονική ιδιαιτερότητα που παρουσιάζουν μέσα στο πακέτο των γεωλογικών σχηματισμών της ζώνης Πίνδου. Οι ασβεστόλιθοι, όπως αναφέρθηκε, είναι σχεδόν πάντοτε εγκλωβισμένοι μεταξύ στεγανών οριζόντων, όπως είναι ο πρώτος φλύσχης, ο νεότερος φλύσχης, οι αργιλικοί σχιστόλιθοι και οι κερατόλιθοι κατά μήκος της γραμμικής ανάπτυξης αυτών υπό μορφή λωρίδων με διεύθυνση Β.ΒΔ - Ν.ΝΑ.

Η συγκέντρωση νερού μέσα στη βραχομάζα τους πραγματοποιείται στα ανοίγματα των διακλάσεων και των ρηγμάτων. Όταν οι διαβρώσεις των ποταμών διακόπτουν τη συνέχεια της στρωματογραφικής σειράς, τότε αρχίζει η αποστράγγιση της βραχομάζας με την εκδήλωση πηγών στα χαμηλότερα σημεία της διάβρωσης (κοίτη). Η κίνηση του υπόγειου νερού γίνεται κατά μήκος της παράταξης των στρωμάτων. Κοντά στα ελεύθερα πρηνή των κοιλάδων η πιεζομετρική γραμμή κατέρχεται απότομα προς την κοίτη, όπως διαπιστώθηκε από γεωτρήσεις στα πρηνή των φαραγγιών.

Οι συνεχείς επαναλήψεις στεγανών και υδροπερατών οριζόντων συνετέλεσαν στον περιορισμό της κυκλοφορίας του υπογείου νερού, με αποτέλεσμα να μην έχει αναπτυχθεί έντονη καρστικότητα και αυτή που υπάρχει να εντοπίζεται κοντά στα πρηνή των κοιλάδων, όπου η

κίνηση του υπογείου νερού είναι μεγαλύτερη, λόγω ύπαρξης όλο και περισσότερων ανοικτών τεκτονικών ασυνεχειών. Η περιορισμένη υδροφορία των ασβεστόλιθων επιβεβαιώνεται και από το γεγονός ότι οι περισσότερες πηγές έχουν εποχιακό χαρακτήρα, εμφανίζονται κατά την υγρά περίοδο και μόνο ελάχιστες διατηρούνται μέχρι την ξηρά και αυτές με μειωμένες παροχές.

Το φράγμα της Μεσοχώρας με τα συναφή του έργα (σήραγγα εκτροπής, εκχειλιστής, υδροληψία) θεμελιώνονται στο ανατολικό σκέλος μεγάλου αντικλίνου με γενική κλίση των στρωμάτων 50° - 60° περίπου ΒΑ. Η βύθιση του αντικλίνου προς Ν.ΝΑ επηρεάζει τις κλίσεις των παχυστρωματών ασβεστόλιθων, οι οποίοι αντιπροσωπεύουν κυρίως τη γεωλογική στρώση 3 στην περιοχή του έργου. Κατά συνέπεια στο αριστερό αντέρισμα κοντά στη στέψη του φράγματος οι ασβεστόλιθοι παρουσιάζουν υποοριζόντιες κλίσεις. Επίσης, η βύθιση αυτή δημιουργεί μικρές αντικλινικές μορφές και συμβάλλει στην αύξηση του πλήθους των διακλάσεων με αποτέλεσμα μια γενικότερη χαλάρωση της βραχομάζας στο ανώτερο τμήμα έδρασης της πλίνθου. Στο σχήμα 2.5 φαίνονται και περιγράφονται τα 5 γεωλογικά στρώματα που συναντώνται στην περιοχή του έργου.



Σχήμα 2.5 : Γεωλογικά στρώματα στην περιοχή του φράγματος (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Αρχείο ΔΕΗ).

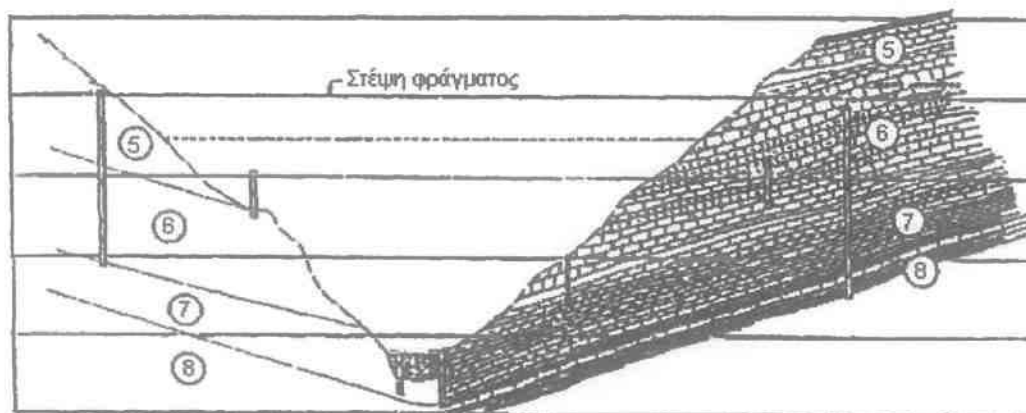
Η πλίνθος και η κουρτίνα τσιμεντενέσεων εδράζονται κυρίως στα γεωλογικά στρώματα 2 και 3. Το άνω υψομετρικά μεγαλύτερο τμήμα τους εδράζεται σε ασβεστόλιθους – κερατόλιθους (γεωλογικό στρώμα 3), ενώ το κάτω τρίτο του ύψους τους εδράζεται σε μικτή φάση από ασβεστό-

λιθους, αργιόλιθους, ιλυόλιθους και κερατόλιθους (όριο στρωμάτων 2 - 3, στρώμα 2). Το σώμα του φράγματος στην περιοχή της κοίτης του ποταμού έχει εδρασθεί σε βραχώδες υπόβαθρο αλλά και σε αλλουβιακό αμμοχάλικο ποταμού.

Η κανονικότητα των σχηματισμών έχει διαταραχθεί από 3 ρήγματα με κυριότερο εκείνο που διέρχεται εγκάρσια προς το ποτάμι και σε απόσταση μεγαλύτερη των 100 m κατάντη του άξονα του φράγματος. Είναι σχεδόν κατακόρυφο, έχει τάση κλίσης προς τα ανατολικά με άλμα μετάπτωσης 40-50 m περίπου.

Είναι γνωστό ότι ουσιαστικά όλο το φορτίο του νερού μεταβιβάζεται στη θεμελίωση, που βρίσκεται ανάντη του άξονα του φράγματος. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.5 το γεωλογικό στρώμα 3, το οποίο αποτελείται κυρίως από μεσοστρωματώδεις έως παχυστρωματώδεις ασβεστόλιθους, είναι αρκετά ισχυρό στρώμα και ικανοποιεί την απαίτηση της χαμηλής ομοιόμορφης συμπίεσότητας για εκείνο το μέρος της θεμελίωσης που φέρει το φορτίο του νερού.

Στο σχήμα 2.6, όπου δίνεται η γεωλογική τομή κατά μήκος του άξονα του φράγματος, διακρίνονται οι λιθολογικοί ορίζοντες του γεωλογικού στρώματος 3, όπως προκύπτουν από συγκερασμό εργασιών της SNC και του ΙΓΜΕ της ΔΕΗ.



Ορίζοντας 5 : Ιουρασικοί μεσο-παχυστρωματώδεις ασβεστόλιθοι με παρεμβολές αργιλικών ενστρώσεων σε ποσοστό 3-5% του πάχους αυτών και κερατόλιθων σε ποσοστό 28% περίπου.

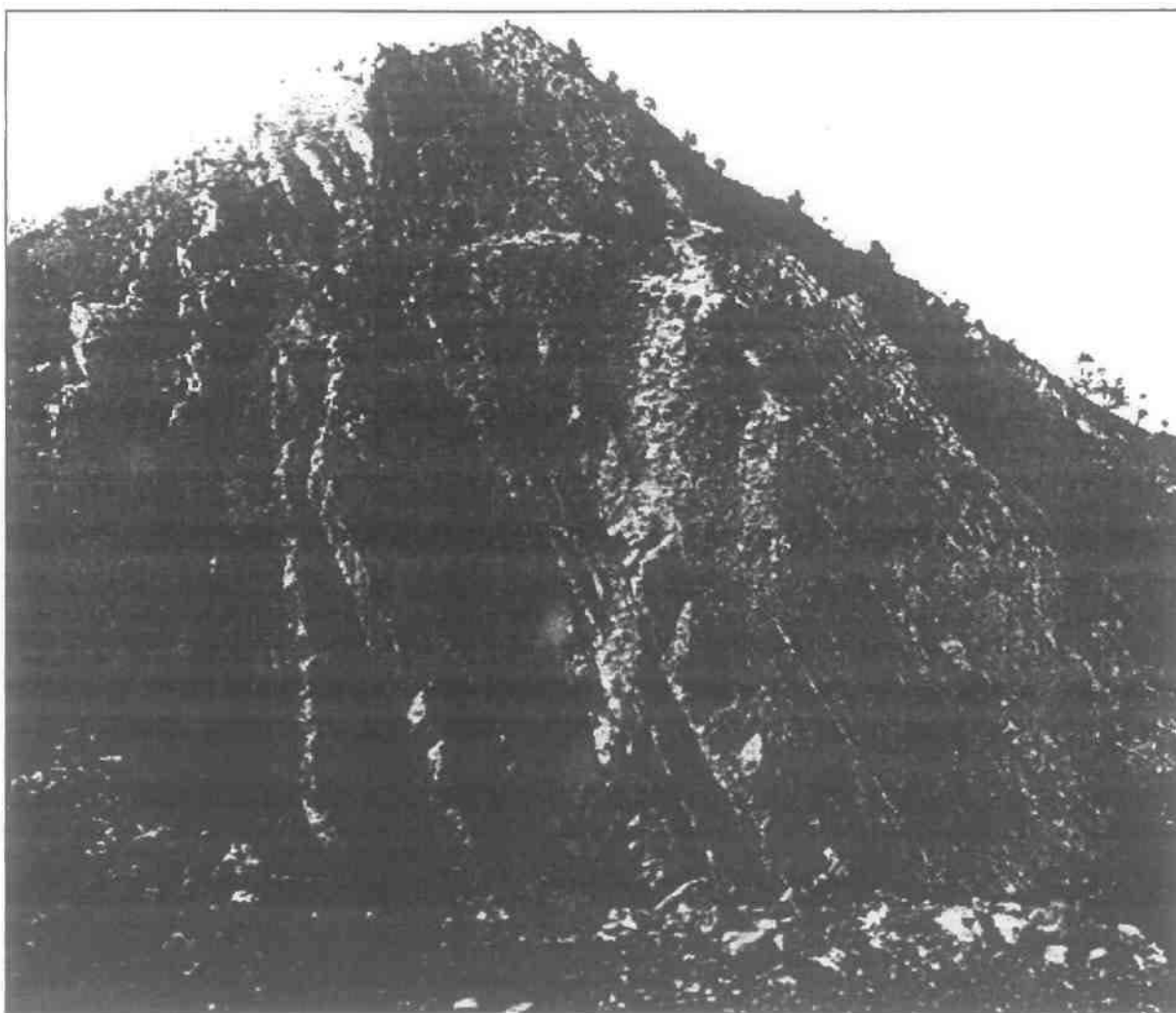
Ορίζοντας 6 : Εναλλαγές μεσοστρωματωδών και παχυστρωματωδών, μικροατυποπαγών ασβεστόλιθων και λεπτών παρεμβολών αργιλικών σχιστόλιθων.

Ορίζοντας 7 : Λεπτοστρωματώδεις μάργες, ασβεστόλιθοι, αργιικοί σχιστόλιθοι και κερατόλιθοι.

Ορίζοντας 8 : Λεπτοστρωματώδεις πράσινοι κερατόλιθοι με ενστρώσεις αργιλικών σχιστόλιθων και πυριτικοί ασβεστόλιθοι.

Σχήμα 2.6 : Γεωλογική τομή κατά μήκος του άξονα του φράγματος (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ. – Αρχείο ΔΕΗ).

Στη φωτογραφία 2.1 διακρίνεται η στρωματογραφία στην περιοχή του δεξιού αντερείσματος καθώς και η πτύχωση των γεωλογικών στρωμάτων των πετρωμάτων (ασβεστόλιθων κυρίως) κατά μια αντικλινική δομή. Τα στρώματα κλίνουν προς το ανάντη της κοιλάδας με παράταξη κάθετη στον άξονα της. Επομένως, τα φορτία του φράγματος και η υδροστατική ώθηση πιέζουν τις στρώσεις μεταξύ τους. Είναι γεγονός ότι η στρωματογραφία αυτή παρέχει πολύ ευνοϊκές συνθήκες για την στεγανότητα του φράγματος.



Φωτογραφία 2.1 : Ασβεστόλιθοι στο δεξί αντέρεισμα της κοιλάδας (SNC 1972).

Στο σύνολο τους οι γεωλογικοί σχηματισμοί στη θέση του φράγματος παρουσιάζουν καλή αντοχή με καλές σχετικά μηχανικές ιδιότητες που επιτρέπουν την κατασκευή φραγμάτων και άκαμπτου τύπου, όπως αρχικά είχε σχεδιασθεί το φράγμα Μεσοχώρας από την SNC. Επί τόπου δοκιμές φόρτισης πλάκας, οι οποίες πραγματοποιήθηκαν μέσα σε ερευνητικές στοές, έδωσαν ορισμένες ενδεικτικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας και της διατμητικής αντοχής των πετρωμάτων.

Πίνακας 2.1

Υψόμετρο δοκιμής	Αριστερό πρανές	Δεξιό πρανές	Κοίτη ποταμού
760 – 720 m	30 – 40x10 ³ Kgr/cm ²	30 – 40x10 ³ Kgr/cm ²	–
720 – 680 m	30 – 50x10 ³ Kgr/cm ²	50 – 60x10 ³ Kgr/cm ²	–
680 – 645 m	60x10 ³ Kgr/cm ²	60 – 100x10 ³ Kgr/cm ²	–
645 m	–	–	60x10 ³ Kgr/cm ²

Εξάλλου δοκιμές τριαξονικής θλίψης σε δοκίμια πυρήνων γεωτρήσεων έδωσαν τιμές αντοχής που κυμάνθηκαν από 250 – 270 Kgr/cm².

Οι ασυνέχειες είναι επιφάνειες μηχανικής θραύσεως που δημιουργήθηκαν από τεκτονικές ή άλλες φορτίσεις των αρχικά άρρηκτων πετρωμάτων. Η παρουσία ασυνεχειών στους γεωλογικούς σχηματισμούς έχει ως αποτέλεσμα την ποιοτική υποβάθμιση των μηχανικών χαρακτηριστικών τους, ιδίως όσον αφορά τα άκαμπτα μέλη τους, όπως είναι για παράδειγμα οι ασβεστόλιθοι στην περιοχή του φράγματος της Μεσοχώρας. Τα κύρια συστήματα ασυνεχειών καθορίζουν τη μηχανική συμπεριφορά των ασβεστόλιθων, τη διάβρωση αυτών, τη μορφή και τις διαστάσεις των γραμμών διάβρωσης (κοίτες ποταμών, φαράγγια) καθώς και την υδροπερατότητά τους.

Στη βραχομάζα της θέσης του φράγματος μετρήθηκαν τέσσερα συστήματα διακλάσεων.

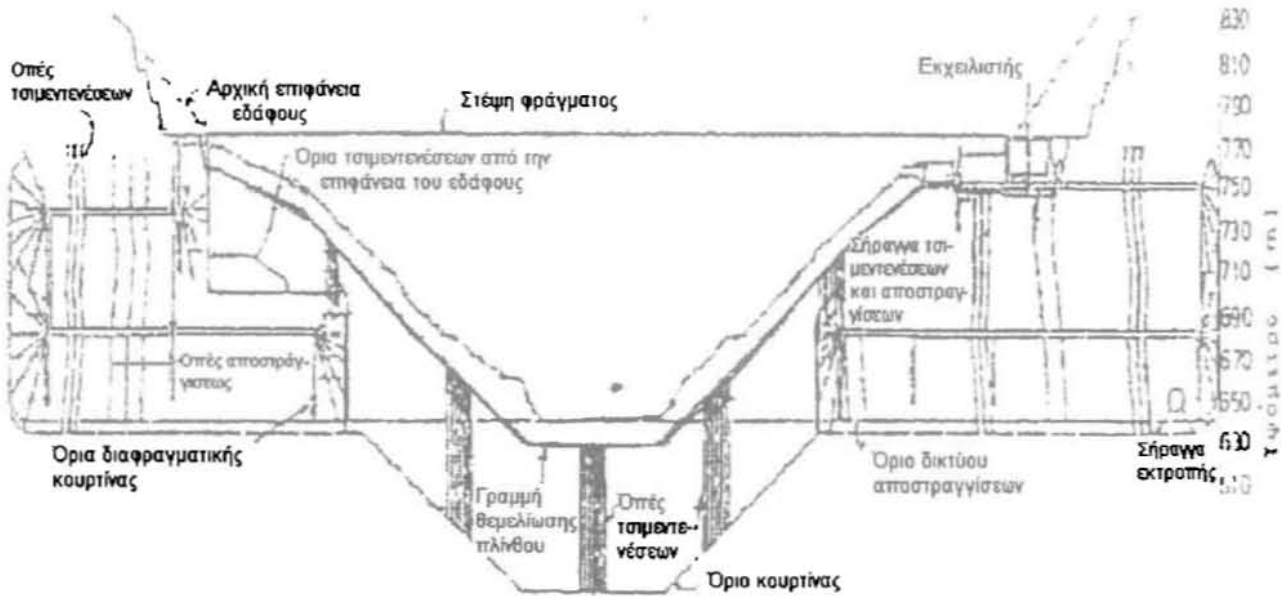
Το σύστημα "a", το οποίο αναπτύσσεται παράλληλα προς τα επίπεδα στρώσεων των ιζηματογενών πετρωμάτων.

Το σύστημα "b", το οποίο έχει διεύθυνση Α-Δ (παράλληλο προς την κοίτη) και η κλίση του είναι σχεδόν κατακόρυφη. Είναι καλά αναπτυγμένο και ορατό, διατέμνει τα δύο ακρόβαθρα εγκάρσια και είναι σημαντικό από την άποψη των διαρροών και απορροφήσεων ενέματος στις τσιμεντενέσεις.

Το σύστημα "c", με κλίση 20°-50° προς τα ανάντη, ελαφρώς προς την κοίτη στο δεξιό πρανές και το σύστημα "d", με κλίση 20°-50°, προς τα κατόντη και προς την κοίτη στο δεξιό αντέρεισμα ή προς το εσωτερικό του πρανούς στα αριστερά.

Μια γενική εικόνα της υδροπερατότητας των πετρωμάτων, που προέκυψε από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων 362 δοκιμών εισπίεσεων με την μέθοδο lugeon σε 1810 m μήκους γεωτρήσεων μέχρι 100 m βάθους έδειξε, ότι η βραχομάζα στο σύνολο της είχε ικανοποιητική υδρογεωλογική συμπεριφορά, γεγονός που εξασφάλιζε τη στεγανότητα στη θέση του φράγματος με τη χρήση συνήθων στεγανοποιητικών μέτρων. Με βάση την διαπίστωση αυτή σχεδιάστηκαν τόσο οι διατécξεις και τα μήκη των σηράγγων τσιμεντενέσεων – αποστραγγίσεων όσο και μια συμβατική διαφραγματική κουρτίνα (σχήμα 2.7), κατά την υλοποίηση της οποίας δεν προέκυψαν

ουσιαστικές μεταβολές στο όριο της.



Σχήμα 2.7 : Συμβατική διαφραγματική κουρτίνα του φράγματος της Μεσοχώρας.

Στο 75% του συνόλου των μέτρων μήκους που διατρήθηκαν, ο συντελεστής υδροπερατότητας "K" είχε τιμές που κυμάνθηκαν από $K = 10^{-4} - 10^{-5}$ cm/sec. Η κατανομή του πλήθους των τιμών ανάλογα με το βάθος έδειξε ότι ο "K" παρουσιάζει τάση μείωσης της τιμής του, όσο αυτό αυξάνει.

Ο ταμιευτήρας του φράγματος της Μεσοχώρας δεν παρουσιάζει προβλήματα διαφυγών του νερού, διότι οι υδροπερατοί οριζόντες (ασβεστόλιθοι, παχυστρωματώδεις ψαμμίτες) του πακέτου των γεωλογικών σχηματισμών έχουν περιορισμένη καρστικότητα και είναι εγκλωβισμένοι από στεγανούς οριζόντες αργιλικών σχιστόλιθων, κερατόλιθων και φλύσχη (πρώτου και νεοτέρου).

Ανάτη της θέσης του φράγματος και κατά μήκος του Αχελώου επισημάνθηκαν ορισμένες περιοχές που παρουσίασαν τεκμήρια ολίσθησης ή ερπυσμών γεωυλικών, χαλαρών επικαλυμμάτων ή ακόμη και τμημάτων βραχώδους υποβάθρου. Οι κατολισθήσεις στο χωριό Μεσοχώρα μπορούν να χαρακτηρισθούν ως ερπυσμοί των χαλαρών γεωυλικών του μανδύα αποσάθρωσης που υπέρκεινται του υγιούς βράχου. Από γεωφυσικές έρευνες διαπιστώθηκαν τρεις ζώνες ταχύτητων μετάδοσης των σεισμικών κυμάτων. Η ανώτερη, μεταβλητού πάχους 1-10 m, έδωσε ταχύτητες 300-700 m/sec και αντιπροσωπεύεται από τα επιφανειακά πολύ χαλαρά γαιώδη υλικά και θραύσματα ψαμμιτών του μανδύα αποσάθρωσης. Η αμέσως υποκείμενη ζώνη μεταβλητού πάχους 1-10 m με ταχύτητες 1000-2300 m/sec αντιπροσωπεύεται από περισσότερο συνεκτικούς αργιλοαμμώδεις και πηλικοσχηματισμούς με θραύσματα ψαμμιτών. Τέλος, η τρίτη ζώνη με ταχύτητες μεγαλύτερες των 2300 m/sec αντιπροσωπεύεται από σχηματισμούς του υγιούς υποβάθρου. Οι ερπυσμοί που παρατηρήθηκαν έχουν προσβάλλει τις δύο πρώτες ζώνες.

2.3 Περιγραφή του έργου

2.3.1 Σήραγγα εκτροπής και κυρίως ανάντη πρόφραγμα

Προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι εργασίες κατασκευής του φράγματος απαιτείται η εκ των προτέρων εκτροπή των νερών του ποταμού από την κοίτη του, γεγονός που επιτυγχάνεται στα μεγάλα ποτάμια με τη διάνοιξη της σήραγγας εκτροπής. Αμέσως μετά την εκτροπή αρχίζει η κατασκευή του κυρίως ανάντη προφράγματος, που αποκόπτει τις υπόγειες και τις επιφανειακές ροές προς τη θέση του φράγματος και που προστατεύει τις εργασίες ακόμα και στην περίπτωση πλημμύρας. Τα έργα εκτροπής του ποταμού από τη θέση της κατασκευής του φράγματος της Μεσοχώρας περιλαμβάνουν:

1) Τη Σήραγγα Εκτροπής: Βρίσκεται στο δεξιό αντέρεισμα και έχει μήκος 673 m. Η διατομή της είναι πεταλοειδής διαμέτρου 10 m και σχεδιάστηκε για παροχευτικότητα $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ που αντιστοιχεί σε πλημμυρική παροχή πεντηκονταετίας, με στάθμη νερού στο υψόμετρο 672 (λειτουργία υπό πίεση).

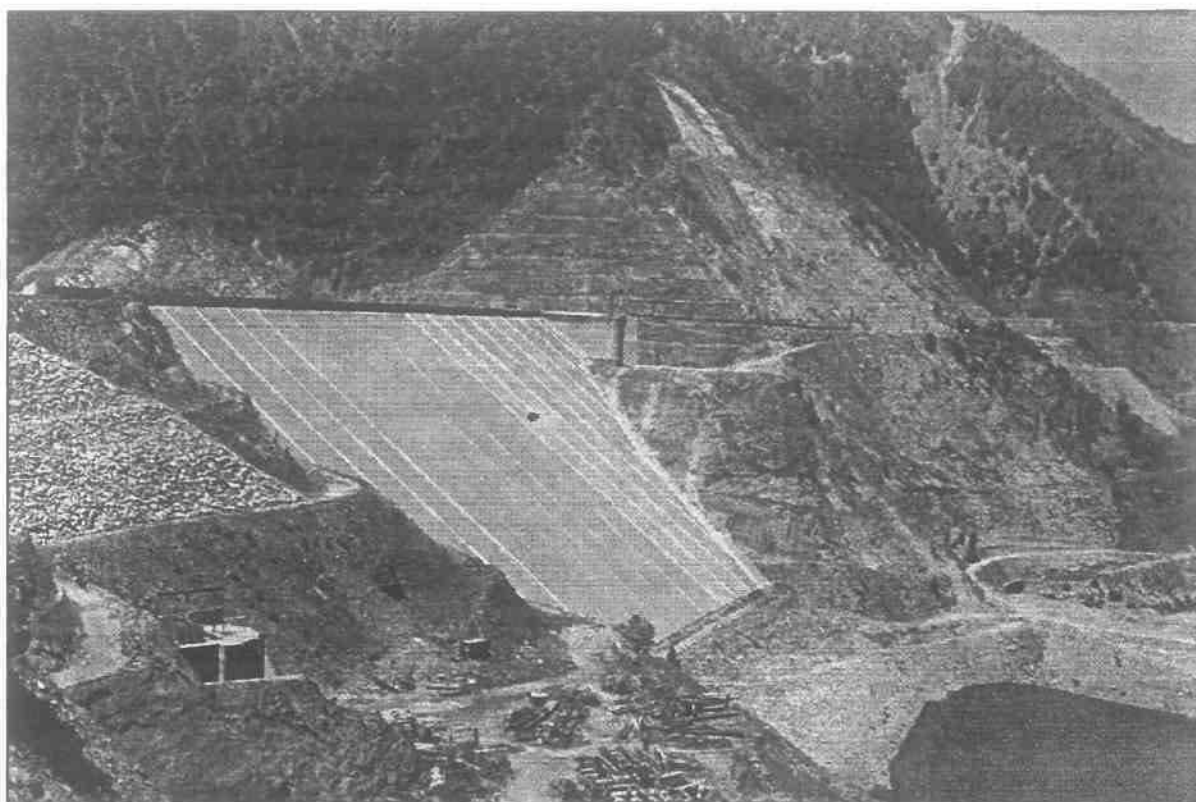
Μετά την κατασκευή των έργων και την πλήρωση του ταμιευτήρα, η σήραγγα εκτροπής θα εμφραχθεί με πώμα, από σκυρόδεμα και θυροφράγματα στο μέσον του μήκους της, έτσι ώστε να μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως εκκενωτής πυθμένα, σε περίπτωση που απαιτηθεί η γρήγορη εκκένωση του ταμιευτήρα. Πάνω από το πώμα κατασκευάστηκε ο θάλαμος θυροφραγμάτων και χειρισμών, επισκέψιμος διαμέσου μικρής σήραγγας προσπέλασης, μήκους 250 m και διαμέτρου 4 m. Στην περιοχή του πώματος προβλέπεται δικλείδα παροχής $2.3 \text{ m}^3/\text{sec}$ με σκοπό την εξασφάλιση δίκαιας της κοίτης του ποταμού κατάντη του φράγματος για περιβαλλοντικούς λόγους. Επίσης, στον εκκενωτή πυθμένα περιλαμβάνεται και ένας μικρός υδροηλεκτρικός σταθμός ισχύος 1.65 MW (Μικρό ΥΗΕ).

2) Το Κυρίως Ανάντη Πρόφραγμα (ΚΑΠ): Είναι χωμάτινο φράγμα με αργιλικό πυρήνα, φίλτρο από αμμοχάλικο, σώμα από γαιώδες υλικό και λιθορριπή προστασίας ανάντη και κατάντη, εδρασμένο σε αμμοχάλικα ποταμού. Το ύψος του ΚΑΠ είναι 30 m και το μήκος στέψης 185 m. Για τον έλεγχο διήθησης του ύδατος, κάτω από το ΚΑΠ κατασκευάστηκε τάφρος, με αργιλικό υλικό μέχρι βάθους 5 m. Στη συνέχεια κατασκευάστηκε κουρτίνα τσιμεντενέσεων στα αλλούβια της κοίτης με τη μέθοδο των βαλβιδωτών σωλήνων (tube a manchette). Στην περίπτωση του έργου της Μεσοχώρας το ΚΑΠ δεν ενσωματώνεται στο σώμα του φράγματος.

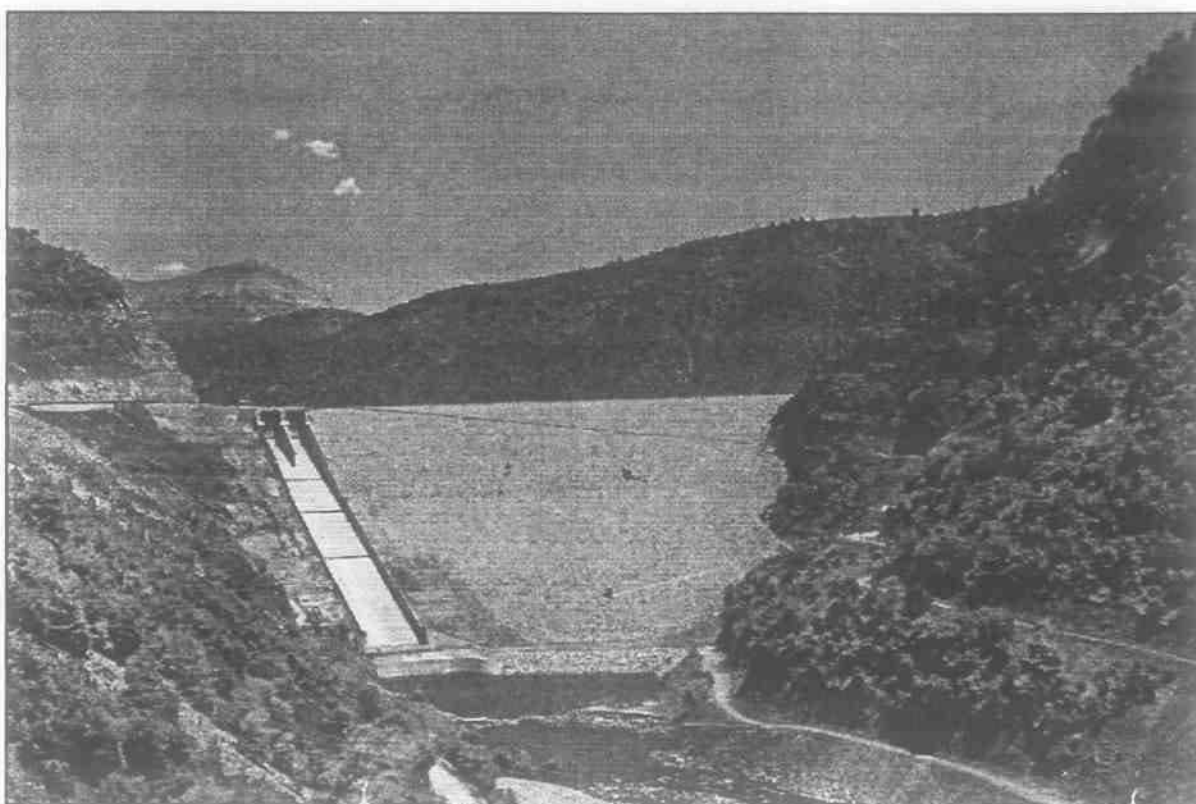
2.3.2 Φράγμα

Το φράγμα του ΥΗΕ Μεσοχώρας είναι λιθόρριπτου τύπου, με ανάντη πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα (Concrete Faced Rockfill Dam). Ο συνολικός όγκος του φράγματος είναι $5.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ και το μέγιστο ύψος του από τη θεμελίωση είναι 150 m. Η στέψη του φράγματος βρίσκεται στο απόλυτο υψόμετρο των 775 m, έχει πλάτος 10 m, μήκος 340 m και μέσω αυτής θα γίνεται η προσπέλαση προς

την κοινότητα Μεσοχώρας.



Φωτογραφία 2.2 : Ανάντη όψη φράγματος (ΥΓΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.3 : Κατάντη όψη φράγματος (ΥΓΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Αρχείο ΔΕΗ).

Η κλίση του ανάντη πρανούς είναι 1 : 1.4 (κατακόρυφη : οριζόντια). Το κατόντη πρανές διαμορφώνεται και αυτό με κλίση 1 : 1.4, που όμως μεταβάλλεται σε 1 : 1.55 για τα πρώτα 40 m από τη στέψη για την αντιμετώπιση των επιπτώσεων ενδεχόμενου σεισμού στην στενή κοιλάδα που είναι τοποθετημένο το φράγμα. Η κεντρική διατομή του φράγματος καθώς και τα υλικά των ζωνών του φαίνονται στο σχήμα 2.8.



ΥΛΙΚΟ	ΠΗΓΗ	ΖΩΝΗ	ΑΠΕΡΧΟΜΕΝΟ ΠΕΤΡΗΝΟ ΣΥΜΠΥΚΝΩΣΗΣ		ΠΑΧΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (cm)	ΑΠΑΙΤΗΣΕΙΣ ΣΥΜΠΥΚΝΩΣΗΣ		
			ΠΡΟΣΤΟΙΧΙΣΜΟΣ ΤΕΡΑΤΩΝ (%)	ΠΡΟΣΤΟΙΧΙΣΜΟΣ ΣΤΡΩΣΗΣ (%)		ΕΞΟΠΛΙΣΜΟΣ ΣΥΜΠΥΚΝΩΣΗΣ	ΑΡΙΘΜΟΣ ΔΙΕΣΤΡΩΣΕΩΝ ΑΝΑ ΣΤΡΩΣΗ	ΔΙΑΒΡΟΧΗ ΜΕ ΝΕΡΟ
Υλικά Ζώνης 1	Αδιεπέρετα υλικά από δακτυλοειδείς.	1A	80% < 4.75	Διερχόμενο # 200 > 30%	30	Εξοπλισμός διέστρωσης.	-	-
	Τυχεύει υλικά. Προϊόντα εκσκαφών ή υλικά από δακτυλοειδείς.	1B	300	-	30	Κυλινδρικός δονητής.	4	-
Φίλτρα (Ζώνη 2)	Ειδικό υλικό φίλτρου διεβημισμένο, από αμμοχάλικο ποταμού.	2A	19.5	Διερχόμενο # 200 < 5%	40	Κυλινδρικός και επίπεδος δονητής και δονητής κεκλιμένης επιφ.	4	-
	Αμμοχάλικο ποταμού διεβημισμένο και εμπλουτισμένο.	2B	75	Διερχόμενο # 4 > 25% # 200 < 5%	40	Κυλινδρικός δονητής και δονητής κεκλιμένης επιφ.	4	-
Λιθορριπή (Ζώνη 3)	Επάλειψιμο υλικό λιθορριπής από λατομεία ή επαιτούμενες εκσκαφές βράχους υψών ως ελαφρώς επσοσθεθ.	3A	400	Διερχόμενο 1" < 50% # 200 < 5%	40	Κυλινδρικός δονητής.	4	10% του συμπυκνωμένου όγκου κ.δ.Ε
	Υλικό λιθορριπής από λατομεία ή επαιτούμενες εκσκαφές. Βράχος υψών ως ελαφρώς επσοσθεθωμένος.	3B	1000	Διερχόμενο 1" < 40% # 200 < 5%	100	Κυλινδρικός δονητής.	4	>>
	>>	3C	1500	Διερχόμενο 1" < 40% # 200 < 5%	150	Κυλινδρικός δονητής.	4	>>
Λιθορριπή (Ζώνη 4)	Επάλειψιμο υλικό λιθορριπής από λατομεία ή επαιτούμενες εκσκαφές υψών βράχου.	4	1500	Ελάχιστη διάσταση τεμαχίων > 400 mm	-	-	-	-

Σχήμα 2.8 : Μέγιστη διατομή και υλικά ζωνών του φράγματος (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Αρχείο ΔΕΗ).

Η κατασκευή του φράγματος της Μεσοχώρας έγινε με το συνήθη τρόπο κατασκευής φραγμάτων τύπου CFRD και τις κλασικές ζώνες υλικών. Πρέπει να σημειωθεί ότι την περίοδο της κατασκευής του φράγματος της Μεσοχώρας τα φράγματα Foz do Areia, Salvajina, Khao Laem, Cirata, Segredo είχαν ήδη κατασκευαστεί σε ύψη μεγαλύτερα των 130 m. Η εμπειρία από την κατασκευή αυτών των φραγμάτων αξιοποιήθηκε στο σχεδιασμό της γεωμετρίας και των ζωνών του αναχώματος, καθώς και στον σχεδιασμό των λεπτομερειών του περιμετρικού αρμού.

Το σώμα του φράγματος αποτελείται από συμπυκνωμένο υλικό λιθορριπής. Τα υλικά των ζωνών 3B και 3C είναι ασβεστόλιθος κυρίως από λατομεία που βρίσκονται ανάντη του φράγματος καθώς και από εκσκαφές για την θεμελίωση άλλων κατασκευών (π.χ. υπερχειλιστή). Το θεωρητικό πάχος στρώσης των ζωνών 3B και 3C ήταν, μετά την συμπύκνωση, 100 και 150 cm αντίστοιχα. Η συμπύκνωση έγινε με 4 διελεύσεις από 12τονο κυλινδρικό δονητικό συμπυκνωτή. Για αυτές τις ζώνες, που αποτελούν την κύρια λιθορριπή του φράγματος, το ποσοστό των διερχομένων από το κόσκινο #200 ήταν μικρότερο του 5% και από το κόσκινο 1' μικρότερο του 40%.

Κατάντη της ζώνης 3C και στο χαμηλότερο σημείο του φράγματος κατασκευάστηκε η ζώνη 4 από ογκόλιθους (rip - rap), με σκοπό την προστασία του φράγματος στην περιοχή της λεκάνης ηρεμίας του εκχειλιστή.

Ανάντη της ζώνης 3B κατασκευάστηκε η ζώνη 3A, σε στρώσεις μετά τη συμπύκνωση 40 cm, από επιλεγμένο υλικό λιθορριπής, του οποίου το ποσοστό των λεπτοκόκκων διερχομένων από το κόσκινο #200 ήταν μικρότερο από 5%, ενώ το ποσοστό των διερχομένων από το κόσκινο 1' ήταν μικρότερο από 50%. Το οριζόντιο πλάτος της ζώνης 3A είναι 4 m.

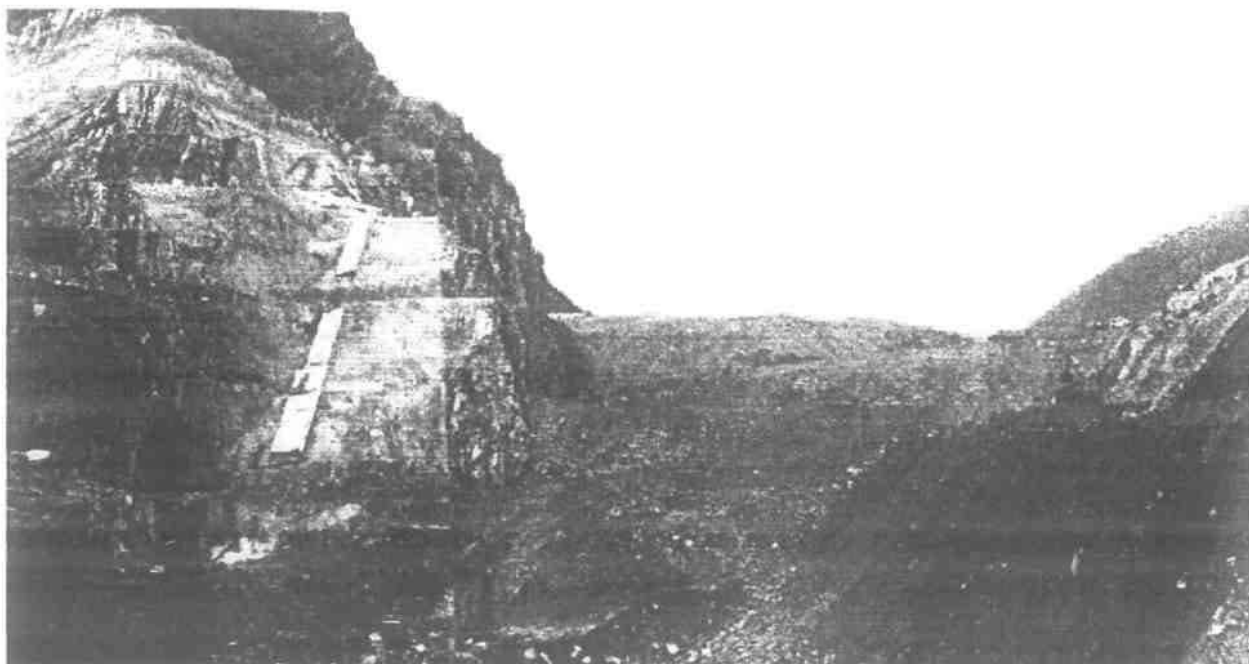
Ανάντη της ζώνης 3A και κάτω από την πλάκα κατασκευάστηκε η μεταβατική ζώνη 2B, σε πάχος στρώσης μετά την συμπύκνωση 40 cm, από διαβαθμισμένο αμμοχάλικο ποταμού, του οποίου το ποσοστό των διερχομένων από το κόσκινο #4 ήταν μεγαλύτερο από 25%, ενώ το ποσοστό των διερχομένων από το κόσκινο #200 ήταν μικρότερο από 5%. Η ζώνη αυτή έχει οριζόντιο πλάτος 4 m και κατασκευάστηκε για να δεχθεί επάνω της την ανάντη πλάκα του φράγματος.

Η ζώνη 2B έχει μέγιστη διάμετρο κόκκου τα 7.5 cm και το υλικό που χρησιμοποιήθηκε για αυτήν τη ζώνη ήταν καλά διαβαθμισμένο με περιεκτικότητα σε άμμο μεταξύ 35 και 55%. Πρέπει να αναφερθεί ότι επιπλέον της συμπύκνωσης κατά την οριζόντια διεύθυνση με 12τονο κυλινδρικό δονητικό συμπυκνωτή, η ζώνη 2B συμπυκνώθηκε και κατά μήκος του ανάντη πρανούς με 6τονο δονητικό συμπυκνωτή κεκλιμένης επιφάνειας. Για την προσωρινή προστασία της ζώνης 2B έναντι της διάβρωσης, μέχρι την κατασκευή της πλάκας σκυροδέματος, τοποθετήθηκε μία στρώση εκτοξευόμενου σκυροδέματος πάχους 5 cm.

Το πρόγραμμα κατασκευής απαιτούσε την ολοκλήρωση της κατασκευής του αναχώματος πριν την τοποθέτηση της πλάκας σκυροδέματος. Ο λόγος αυτής της απαίτησης ήταν να έχουν

σχεδόν ολοκληρωθεί οι καθιζήσεις του λιθόρριπτου τμήματος του φράγματος λόγω του ιδίου βάρους του πριν την τοποθέτηση της πλάκας σκυροδέματος. Με αυτόν τον τρόπο κατασκευής οι μακροχρόνιες στατικές παραμορφώσεις της πλάκας οφείλονται κυρίως στις υδροστατικές πιέσεις λόγω πλήρωσης του ταμιευτήρα, γεγονός που περιορίζει τα ανοίγματα στους αρμούς.

Μετά την εκτροπή του ποταμού αρχικά κατασκευάστηκε η πλίνθος στα βραχώδη αντερείσματα της κοιλάδας, η κατασκευή της οποίας άρχισε από ψηλά και σταδιακά έφτασε στην κοίτη του ποταμού, ενώ ταυτόχρονα άρχισε η τοποθέτηση και συμπύκνωση της λιθορριπή κατάντη της πλίνθου. Στη φωτογραφία 2.4 φαίνεται η κατάσταση του φράγματος της Μεσοχώρας τον Μάρτιο του 1992.



Φωτογραφία 2.4 : Κατασκευή της πλίνθου στο αριστερό αντέρεισμα και τοποθέτηση λιθορριπής κατάντη του άξονα του φράγματος, κατά την πρώτη φάση κατασκευής του αναχώματος (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ 1992 – Binnie & Partners/Halcrow).

Όπως διακρίνεται και στην παραπάνω φωτογραφία η πλίνθος είναι μια δοκός από οπλισμένο σκυρόδεμα, η οποία θεμελιώνεται σε υγιή βράχο, μέσα σε ανοικτή εκσκαφή. Το σύστημα στεγανοποίησης κάτω από το φράγμα αποτελείται από κουρτίνα τσιμεντενέσεων, η οποία κατασκευάστηκε διαμέσου της πλίνθου. Η στεγανοποίηση συνεχίστηκε στα αντερείσματα, με τσιμεντενέσεις μέσα από τις σήραγγες τσιμεντενέσεων και αποστραγγίσεων, από τις οποίες διατρήθηκαν και οι οπές αποστραγγίσεως στα αντερείσματα του φράγματος (σχήμα 2.7).

Πρέπει να σημειωθεί ότι σε πρώτη φάση τοποθετήθηκε το υλικό της λιθορριπής των ζωνών 3B και 3C έως το απόλυτο υψόμετρο των 750 m, αφήνοντας περίπου 60 m στα ανάντη για τη δεύτερη φάση. Κατά την διάρκεια της πρώτης φάσης κατασκευάστηκαν προσωρινοί δρόμοι

προσπέλασης, παράλληλα με την κατασκευή της ανάντη ζώνης 3B. Η δεύτερη φάση περιελάμβανε την κατασκευή των μεταβατικών ζωνών 2A, 2B και 3A, την τοποθέτηση της προστατευτικής στρώσης από εκτοξευόμενο σκυρόδεμα και την ολοκλήρωση των ζωνών 3B και 3C έως το επίπεδο της στέψης.



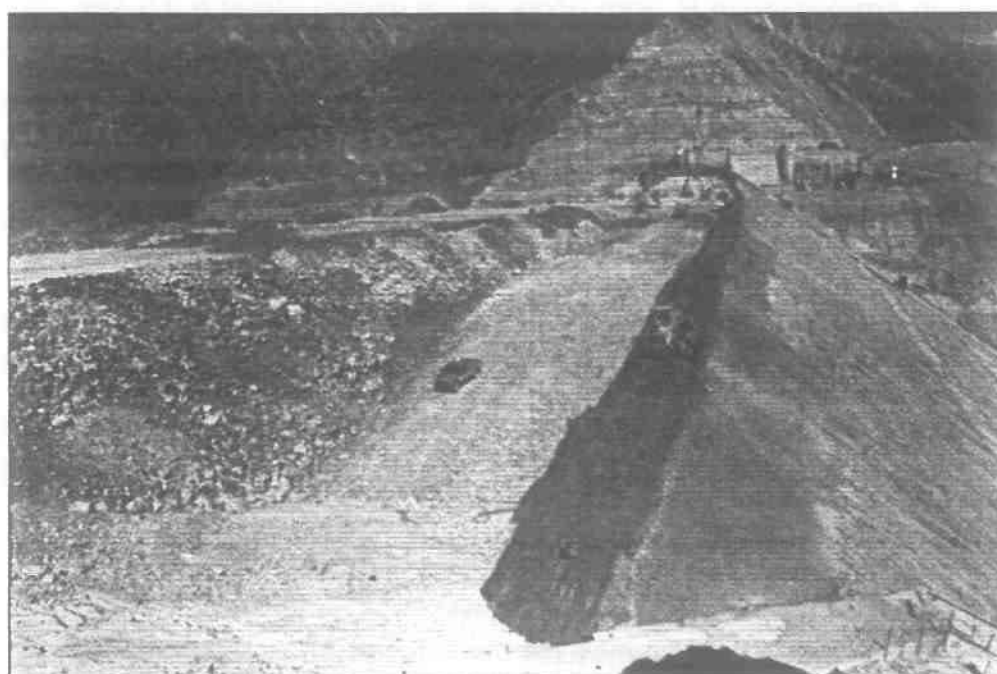
Φωτογραφία 2.5 : Γενική άποψη της κατασκευής του αναχώματος (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ καλοκαίρι 1993 - Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.6 : Κατασκευή αναχώματος (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ καλοκαίρι 1993 - Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.7 : Άποψη του αναχώματος από το δεξί αντέρεισμα. Διακρίνεται και η στρώση του εκτοξευόμενου σκυροδέματος στο ανάντη πρανές (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ Δεκέμβριος 1993 - Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.8 : Άποψη του αναχώματος από το αριστερό αντέρεισμα κατά τη διάστρωση υλικού της μεταβατικής ζώνης 2B κοντά στη στέψη (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ Απρίλιος 1994 - Αρχείο ΔΕΗ)

Μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής του αναχώματος άρχισε η κατασκευή της πλάκας σκυροδέματος, η οποία αποτελεί το αδιαπέρατο στοιχείο του φράγματος. Η πλάκα (παραμορφώσιμο τμήμα σκυροδέματος) απολήγει μέσω ενός στεγανού περιμετρικού αρμού στην πλίνθο (μη παραμορφώσιμο τμήμα σκυροδέματος αφού θεμελιώνεται σε υγιή βράχο). Ο συνολικός όγκος της πλίνθου είναι 3800 m³.

Η πλάκα σκυροδέματος σχεδιάστηκε με μεταβαλλόμενο πάχος σύμφωνα με τον εμπειρικό τύπο:

$$t = 0.3 + 0.003H \text{ m}$$

όπου

t: Μεταβλητό πάχος της πλάκας σε m.

H: Υδραυλικό φορτίο σε m κάτω από τη μέγιστη στάθμη νερού.

Επομένως, το πάχος της πλάκας στη θεμελίωσή της έφτανε τα 75 cm, ενώ στη στέψη κατέληγε στα 30 cm.

Για τον σχεδιασμό της σύνθεσης του μίγματος σκυροδέματος της ανάντη πλάκας ελήφθη υπόψη περισσότερο η αντοχή σε γήρανση, η χαμηλή διαπερατότητα, η περιορισμένη συμπύκνωση και η εργασιμότητα αυτού, από ό,τι η υψηλή αντοχή του σκυροδέματος. Η περιεκτικότητα σε τσιμέντο ήταν 320 Kg/m³, ενώ ο λόγος νερού / τσιμέντου περίπου 0.55. Παράλληλα, η κάθιση (slump) δεν ξεπέρασε τα 5 cm στο σημείο διάστρωσης (slip form). Πιο συγκεκριμένα, οι προδιαγραφές που προτάθηκαν από τους τεχνικούς συμβούλους των Binnie & Partners/Halcrow για το σκυρόδεμα είναι οι εξής:

Αντοχή:	30 N/mm (4200 psi)
Μέγιστος κόκκος αδρανών:	60 mm
Μέγιστη επιτρεπόμενη αναλογία νερού / τσιμέντου:	0.55
Ελάχιστη περιεκτικότητα σκυροδέματος σε τσιμέντο:	280 kg/m ³
Κάθιση:	50 mm στο σημείο διάστρωσης
Αερακτικά:	4%
Ποζολάνη:	Χρήση της ως πρόσθετο

Οι τάσεις στην πλάκα σκυροδέματος, υπό την υδροστατική φόρτιση είναι θλιπτικές στην κεντρική περιοχή, ενώ κάποιος εφελκυσμός εμφανίζεται, κατά μήκος του περιμετρικού αρμού και κοντά στην στέψη του φράγματος.

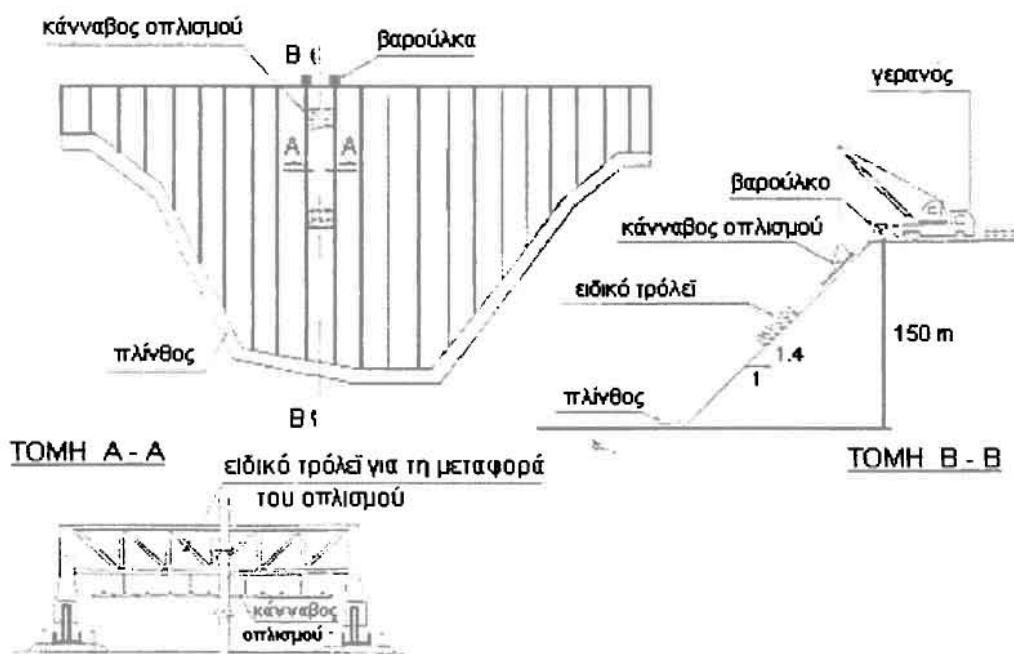
Παρόλη όμως, την εμπειρία που υπάρχει σχετικά με την εμφάνιση περιορισμένων ζωνών εφελκυσμού, η τοποθέτηση μιας κεντρικής εσχάρας οπλισμού (0.4% της διατομής του σκυροδέματος) αποτέλεσε κοινά αποδεκτή πρακτική. Η χρήση αυτού του ποσοστού οπλισμού στο φράγμα της

Μεσοχώρας και προς τις δύο διευθύνσεις παρέχει μια ασφάλεια έναντι της εμφάνισης εφελκυσμού λόγω συρρίκνωσης και λόγω απρόβλεπτης τοπικά άνισης υποστήριξης της πλάκας. Κύριος ρόλος του οπλισμού, που τοποθετήθηκε στο κέντρο, ήταν να καταναίμει και να περιορίσει το πλάτος των τριχοειδών ρωγμών. Στο φράγμα της Μεσοχώρας χρησιμοποιήθηκε ο εξής οπλισμός:

Υψόμετρο	Εγκάρσιος και διαμήκης
733 και άνω	Φ25 / 300 mm
733 έως 708	Φ25 / 250 mm
708 έως 653	Φ25 / 200 mm
653 και κάτω	Φ25 / 150 mm

Οι σύγχρονες κατασκευαστικές τεχνικές έχουν αποκλείσει, την αναγκαιότητα τοποθέτησης πρόσθετου οπλισμού ανάληψης καμπτικών εντατικών καταστάσεων, λόγω πιθανής ανομοιομορφίας της επιφάνειας έδρασης. Στο φράγμα της Μεσοχώρας χρησιμοποιήθηκε πρόσθετος οπλισμός, άνω και κάτω, μόνο σε ορισμένα δύσκολα σημεία της πλάκας κοντά στον περιμετρικό αρμό (βλ. σχήματα 1.12 και 1.14).

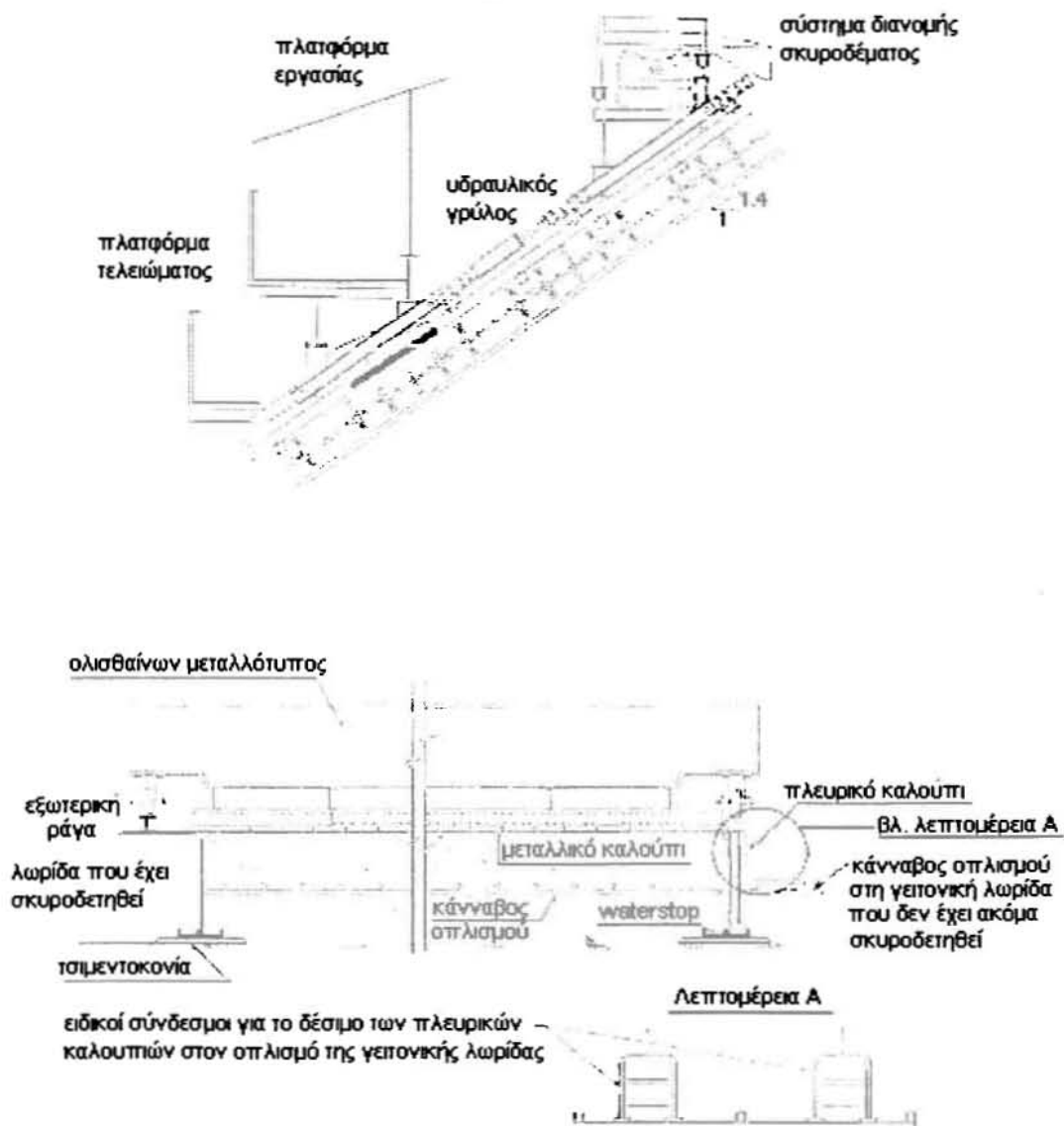
Η τοποθέτηση του οπλισμού στο φράγμα Μεσοχώρας έγινε με ειδικό τρόλεϊ, που μετακινείται στο πρηνές από την στέψη του φράγματος για την τοποθέτηση των προκατασκευασμένων καννάβων οπλισμού (rebar mats), όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 2.9.



Σχήμα 2.9 : Σκαρίφημα του ειδικού τρόλεϊ που μεταφέρει τους προκατασκευασμένους καννάβους οπλισμού (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Binnie & Partners/Halcrow).

Ο συνολικός όγκος σκυροδέματος της πλάκας, η οποία είναι χωρισμένη σε λουρίδες των 15 m, ανήλθε σε 28.000 m³, ενώ η επιφάνεια της είναι περίπου 52.000 m².

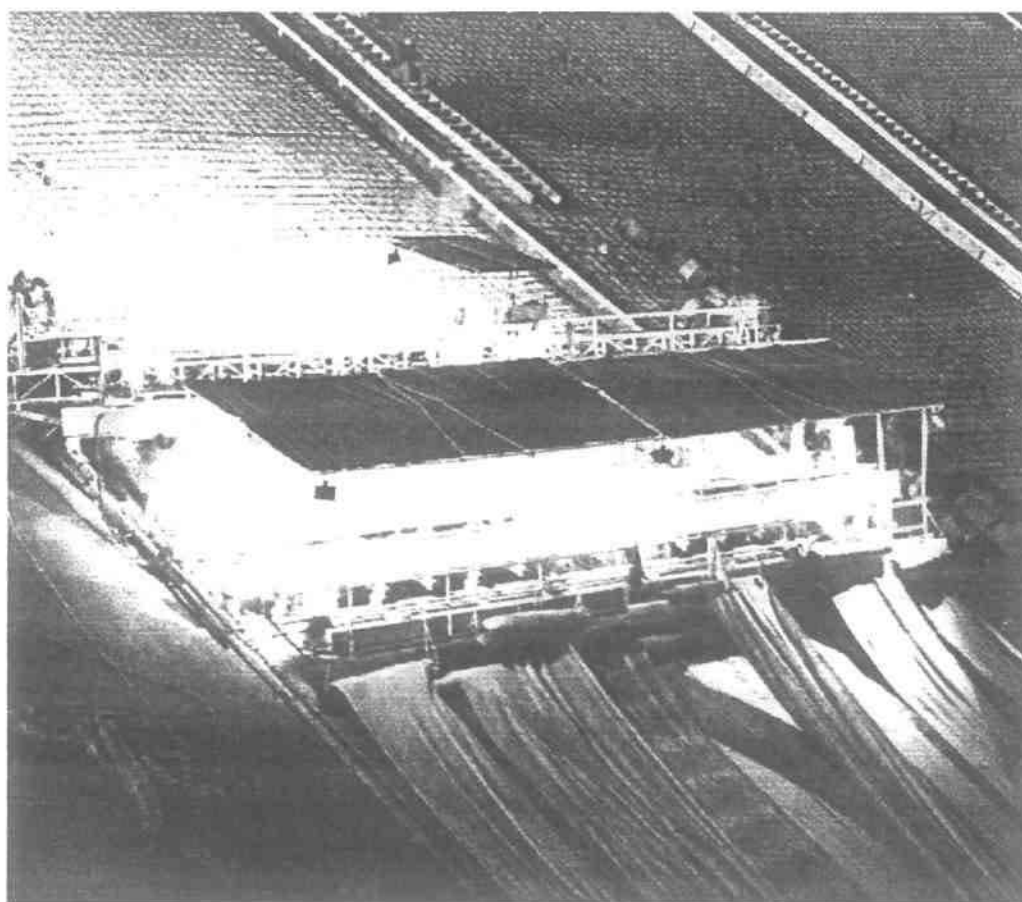
Το σύστημα σκυροδέτησης της Μεσοχώρας είχε ήδη χρησιμοποιηθεί στο φράγμα Foz de Azeia. Πρόκειται για σύστημα συνεχούς σκυροδέτησης, από τη βάση του φράγματος προς τη στέψη με ανερχόμενο μεταλλότυπο νέου τύπου. Το μέγιστο μήκος συνεχούς διάστρωσης ήταν 260 m. Ο μεταλλότυπος πλάτους 15 m, κινήθηκε από δύο υδραυλικούς γρύλους, ένα σε κάθε παρειά, φερόμενους σε σιδηροτροχιές. Στο παρακάτω σχήμα 2.10 παρουσιάζονται οι δύο χαρακτηριστικές τομές του ολισθαίνοντα μεταλλότυπου.



Σχήμα 2.10 : Τυπικές τομές του ολισθαίνοντα μεταλλότυπου (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Binnie & Partners/Halcrow).

Ο ολισθαίνων μεταλλότυπος περιλάμβανε δύο πλατφόρμες: μία για τη διάστρωση και δόνηση του σκυροδέματος (πλατφόρμα εργασίας) και μία για τη τελική μόρφωση της επιφάνειας (πλατφόρμα τελειώματος). Η προχώρηση έγινε με βήματα 1.10 m.

Πρέπει να σημειωθεί ότι στη σκυροδέτηση της ανάντη πλάκας της Μεσοχώρας σημειώθηκαν δύο παγκόσμιες πρωτιές που αφορούσαν, η μεν πρώτη τη μεγαλύτερη συνεχή διάστρωση σκυροδέματος σε λωρίδα μήκους 260 m, η δε άλλη τη μεγαλύτερη μέση ταχύτητα σκυροδέτησης (ανύψωσης ολισθαίνοντα μεταλλότυπου) η οποία ήταν περίπου 2.85 m/h έναντι της 1.5 m/h που ήταν μέχρι τότε. Στην παρακάτω φωτογραφία φαίνεται ο ολισθαίνων μεταλλότυπος και η συνεχής σκυροδέτηση μίας λωρίδας της ανάντη πλάκας κατά τη νυχτερινή βάρδια.



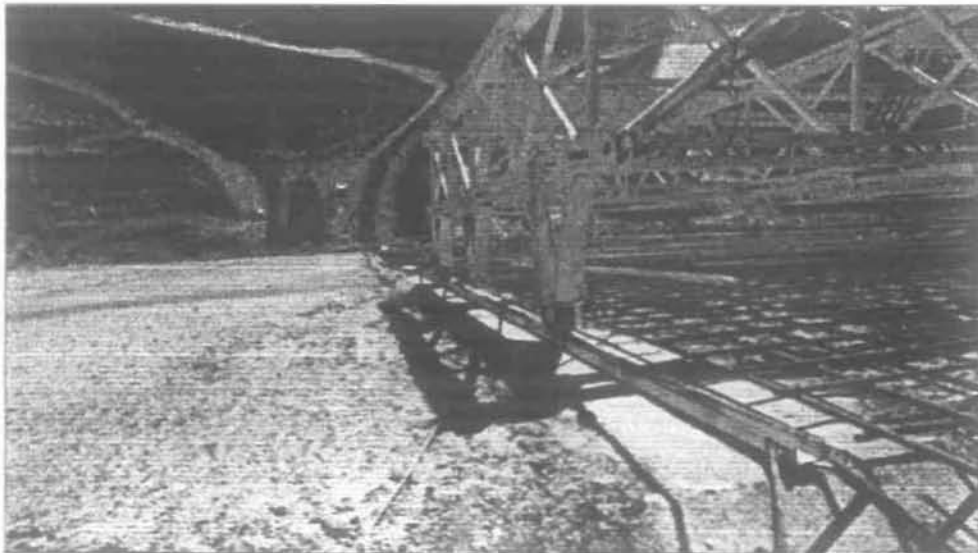
Φωτογραφία 2.9 : Ολισθαίνων μεταλλότυπος (ΥΠΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ – Ρεμπής).

Για την εξοικονόμηση χρόνου κατά τη σκυροδέτηση της πλάκας αποτελεί κοινή πρακτική να τοποθετείται εκ των προτέρων οπλισμός τόσο στη λωρίδα που σκυροδετείται όσο και στη γειτονική της, με γρήγορη επανατοποθέτηση των ξύλινων πλευρικών καλουπιών και του ολισθαίνοντα μεταλλότυπου. Καθώς όλες οι εργασίες στη σκυροδέτηση της πλάκας είναι αλληλένδετες και αλληλοεξαρτώμενες, είναι απαραίτητη η σωστή εκτέλεση τους χωρίς καθυστερήσεις, που υποβαθμίζουν την ποιότητα της κατασκευής. Οι διαδοχικές εργασίες που ακολουθήθηκαν στο φρά-

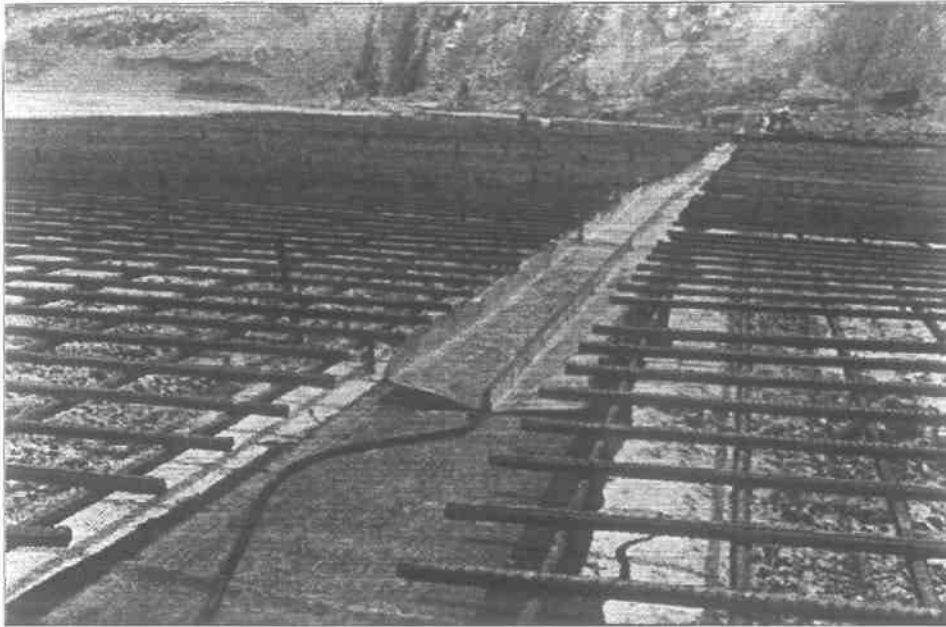
γμα της Μεσοχώρας με σκοπό την ελαχιστοποίηση της συνολικής διάρκειας της κατασκευής της πλάκας φαίνονται στις ακόλουθες φωτογραφίες.



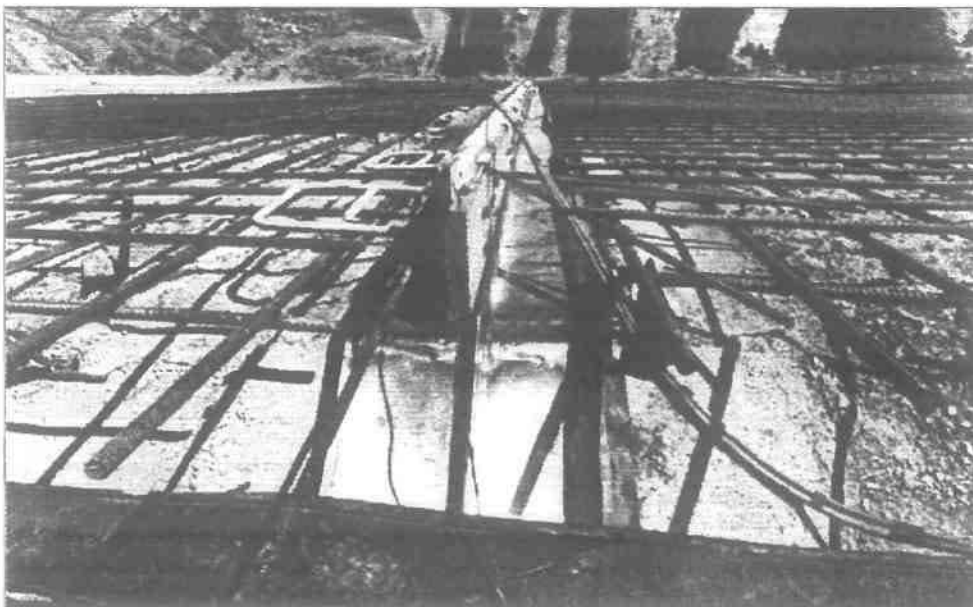
Φωτογραφία 2.10 : Τοποθέτηση τσιμεντοκονίας στις περιοχές όπου αργότερα θα κατασκευαστούν οι κατακόρυφοι αρμοί συστολής της πλάκας. Επίβλεψη της επιφάνειας του ανάντη πρανούς και διόρθωση των τυχόν ατελειών. Τοποθέτηση των ράβδων υποστήριξης ανά 1.5 m, όπου πάνω τους θα καθίσουν μετέπειτα οι προκατασκευασμένοι κάναβοι οπλισμού (ΥΓΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ Ιούλιος 1994 - Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.11 : Τοποθέτηση κάναβου οπλισμού με το ειδικό τρόλεϊ (ΥΓΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ Ιούλιος 1994 - Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.12 : Τοποθέτηση ασφαλτόπανου και χάλκινου στεγανωτικού υλικού κατά μήκος των κατακόρυφων αρμών συστολής της ανάντη πλάκας (ΥΗΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ Ιούλιος 1994 – Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.13 : Τοποθέτηση των ξύλινων πλευρικών καλουπιών πάνω από το χάλκινο στεγανωτικό υλικό. Τα πλευρικά καλούπια στηρίζονται και σφίγγονται πάνω στον οπλισμό της γειτονικής λωρίδας με τη χρήση των ειδικών συνδέσμων. Διακρίνεται επίσης και η ράγα όπου πάνω της θα κινηθεί ο ανερχόμενος μεταλλότυπος (ΥΗΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ Ιούλιος 1994 – Αρχείο ΔΕΗ).



Φωτογραφία 2.14 : Γενική άποψη του εργοταξίου κατά την κατασκευή της ανάντη πλάκας σκυροδέματος (ΥΗΕ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ Ιούλιος 1994 – Αρχείο ΔΕΗ).

Ανάντη της πλάκας σκυροδέματος και στον πόδα του φράγματος κατασκευάστηκε στεγανή επένδυση από άργιλο (ζώνη 1Α) και στη συνέχεια αντίβαρο από γαιώδη υλικά (ζώνη 1Β).

Στη στέψη του φράγματος, η οποία έχει πλάτος 10 m, διαμορφώθηκε οδόστρωμα με ασφαλτικό τάπητα. Επίσης, η στέψη του φράγματος προστατεύεται με τοιχίο στέψης (parapet wall).

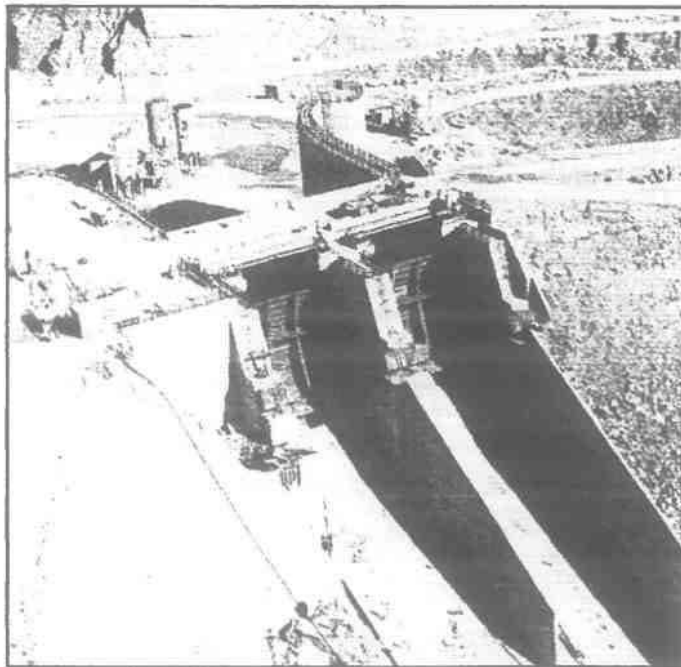
Μέσα στο σώμα του φράγματος, επί της πλάκας σκυροδέματος, στη στέψη και μέσα στα αντερείσματα τοποθετήθηκαν όργανα μετρήσεων. Τα όργανα μετρήσεων περιλαμβάνουν συσκευές ελέγχου επιφανειακών μετακινήσεων, πλευρικών μετακινήσεων (κλισιόμετρα), καθιζήσεων εντός του φράγματος, μετακίνησης αρμών, παραμορφωσιόμετρα της πλάκας σκυροδέματος, φρέατα παρατήρησης στάθμης (πιεζόμετρα), επιταχυνσιογράφους, μηκυνσιογράφους, μηκυνσιόμετρα βράχου και κύτταρα μέτρησης φορτίων.

Ο ταμιευτήρας του ΥΗΕ Μεσοχώρας έχει έκταση περίπου 10 Km² και ωφέλιμο όγκο, ίσο προς 228 εκατομμύρια m³.

2.3.3 Τα υπόλοιπα τμήματα του έργου

Εκχειλιστής: Πρόκειται για το σπουδαιότερο από τα συναφή έργα ενός φράγματος. Από τον εκχειλιστή παροχετεύονται τα νερά των πλημμυρών, πάνω από τη μέγιστη στάθμη, για την οποία έχει υπολογισθεί ο ταμιευτήρας. Ο εκχειλιστής διαστασιολογείται με βάση την πλημμύρα μελέτης του. Τόσο η επιλογή της στατιστικής μεθόδου ανάλυσης των μέγιστων αιχμών και όγκων των ιστορικών πλημμυρών, όσο και η επιλογή της περιόδου επαναφοράς εξαρτώνται από τα κριτήρια που θα λάβει υπόψη η υδρολογική μελέτη. Μερικά από αυτά τα κριτήρια είναι: η φύση και η αξιοπιστία της ιστορικής χρονοσειράς των διαθέσιμων υδρολογικών στοιχείων, ο βαθμός ενδιαφέροντος για την προστασία της κατάντη του φράγματος περιοχής, το χρονοδιάγραμμα κατασκευής του έργου, οι επιπτώσεις στο κόστος αυτού και η γεωλογία της περιοχής.

Ο εκχειλιστής του έργου της Μεσοχώρας είναι τύπου ανοικτού κεκλιμένου αγωγού από οπλισμένο σκυρόδεμα με διώρυγα προσαγωγής στο υψόμετρο 753 m και στέψη στο 757.50 m (κατώφλι υπερχειλιστή).



Φωτογραφία 2.15 : Εκχειλιστής του φράγματος στη Μεσοχώρα (Ρεμπής 1996)

Ο εκχειλιστής κατασκευάστηκε στο δεξιό αντέρεισμα και αποτελείται από τη διώρυγα προσαγωγής (έργο εισόδου), την κεκλιμένη διώρυγα, το έργο εκτόξευσης (flip bucket) και τη λεκάνη αποτόνωσης (plunge pool). Ο συνολικός όγκος σκυροδέματος του εκχειλιστή ανήλθε σε 52.000 m³ και εξασφαλίζει μέγιστη εκροή 3300 m³ /sec. Η μεγάλη κλίση και το μήκος της κεκλιμένης διώρυγας (47%) επέβαλαν την κατασκευή τριών αεριστών εκατέρωθεν αυτής.

Υδροληψία. Σήραγγα Προσαγωγής και Σταθμός Παραγωγής: Το έργο υδροληψίας κατασκευάστηκε στο αριστερό αντέρεισμα. Η σήραγγα προσαγωγής μήκους 8 Km και επενδεδυμένης διαμέτρου 5,5 m έγινε με μηχάνημα ολομέτωπης κοπής (T.B.M.). Λόγω του μεγάλου μήκους της διανοίχτηκε μία σήραγγα προσπέλασης ενδιάμεσου μετώπου στη θέση Κορυφή για την αποκομιδή των προϊόντων εκσκαφής και τη μεταφορά σκυροδέματος μέσω αυτής.

Σε απόσταση 7,5 Km κατόντη της υδροληψίας, η σήραγγα προσαγωγής μετατρέπεται, σε κεκλιμένο αγωγό ύψους 125 m και στη συνέχεια, μετά από 450 m, καταλήγει στον υπαίθριο σταθμό παραγωγής στη θέση Γλύστρα.

Η ελάχιστη υψομετρική διαφορά υδροληψίας - σταθμού Παραγωγής είναι ίση προς 170 m και η μέγιστη ίση με 225 m.

3

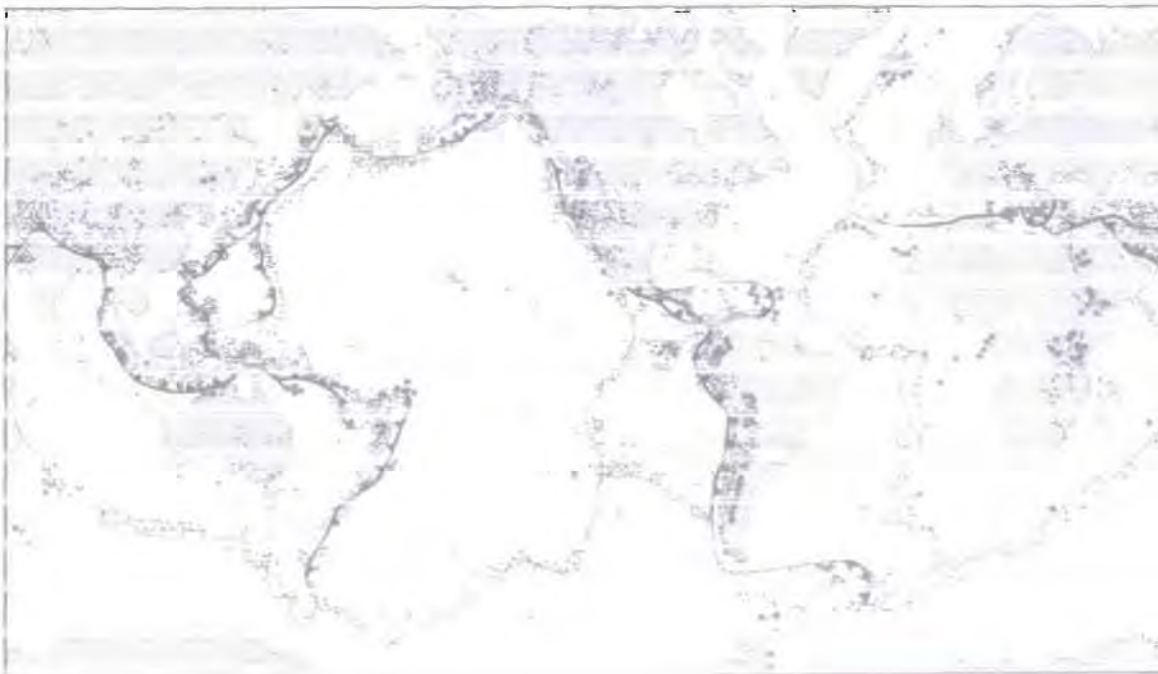
ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟ ΦΡΑΓΜΑ ΤΗΣ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

3 ΑΝΑΛΥΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΣΤΟ ΦΡΑΓΜΑ ΤΗΣ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

3.1 Εισαγωγή

Οι σεισμοί ορίζονται σαν εδαφικές κινήσεις, σχετικά μικρής περιόδου, οι οποίες παράγονται από φυσικά αίτια που βρίσκονται στο εσωτερικό της Γης. Σύμφωνα με την έως τώρα πιο αποδεκτή θεωρία, τα θερμικά ρεύματα του ημίρρευστου υλικού του μανδύα επιβάλλουν σημαντικές δυνάμεις ιξώδους μορφής (τεκτονικές δυνάμεις) που προκαλούν τις διάφορες ενδογενείς ή εσωτερικές διεργασίες. Παραδείγματα ενδογενών διεργασιών είναι οι ηφαιστειακές εκρήξεις και οι διάφορες κινήσεις των λιθοσφαιρικών πλακών του φλοιού. Λόγω των τεράστιων διατμητικών τεκτονικών δυνάμεων αλλά και των βαρυτικών δυνάμεων ο φλοιός της Γης, που είναι χωρισμένος σε έξι μεγάλες και αρκετές μικρότερες λιθοσφαιρικές πλάκες, βρίσκεται σε συνεχή κίνηση.

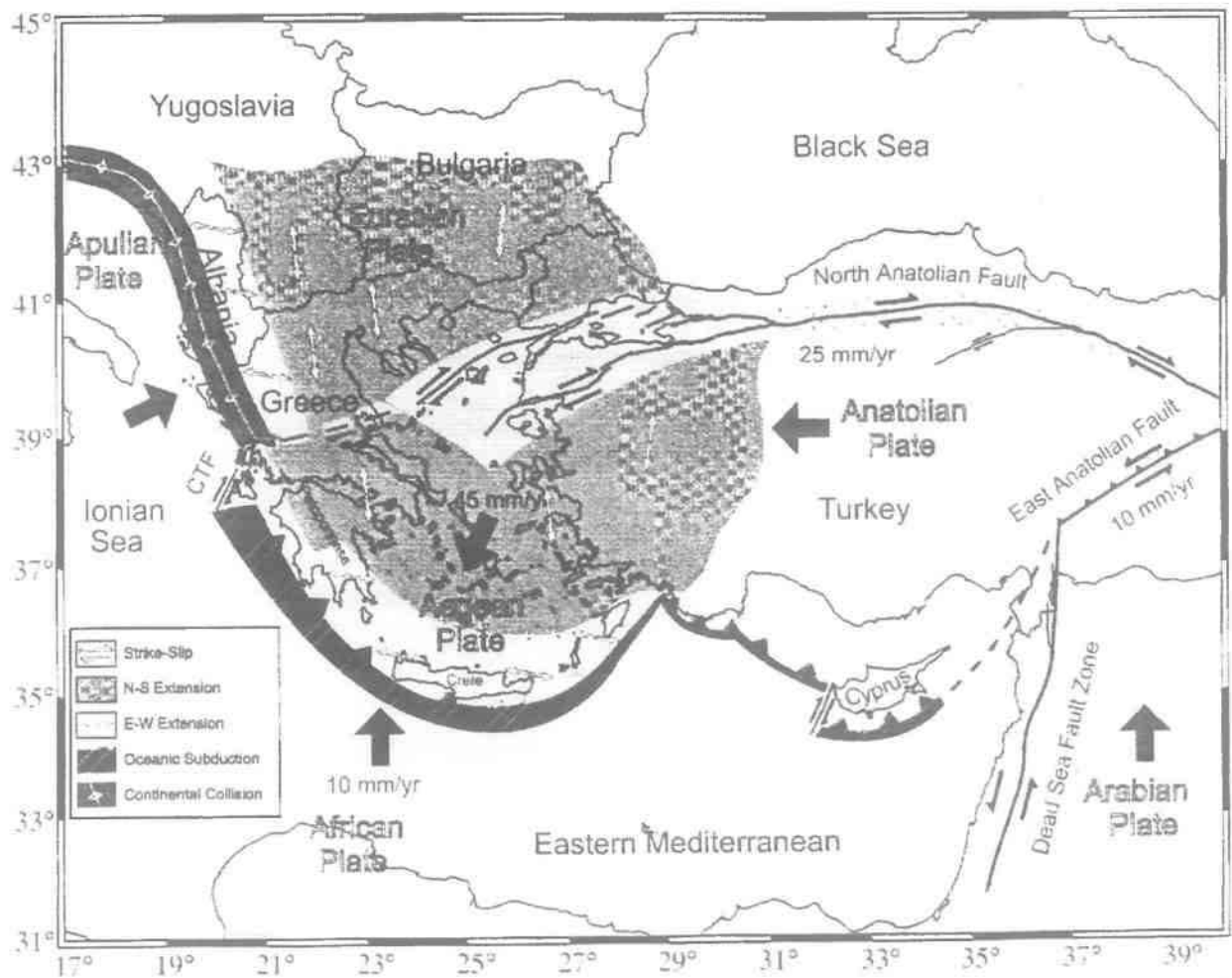
Η σχετική παραμόρφωση των λιθοσφαιρικών πλακών λαμβάνει χώρα κοντά στα σύνορα τους. Αυτή η παραμόρφωση είναι δυνατόν να συμβαίνει αργά και συνεχώς (μη σεισμική παραμόρφωση) ή απότομα υπό τη μορφή σεισμικής δόνησης. Επειδή η παραμόρφωση είναι συγκεντρωμένη στα σύνορα των πλακών, αναμένεται ότι οι σεισμοί θα δημιουργούνται επίσης εκεί. Το Σχήμα 3.1 παρουσιάζει την παγκόσμια σεισμική δραστηριότητα, όπου οι μαύροι κύκλοι δείχνουν επίκεντρα σημαντικών σεισμών. Η πλειοψηφία των σεισμών παρουσιάζεται όντως στα όρια των τεκτονικών πλακών, επιβεβαιώνοντας τη θεωρία των τεκτονικών πλακών.



Σχήμα 3.1 : Παγκόσμια σεισμική δραστηριότητα (Bolt 1993).

Στην περιοχή της Ελλάδας έχουμε υποβύθιση της ωκεάνιας πλάκας της Αφρικής κάτω από την ηπειρωτική πλάκα του Αιγαίου, που αποτελεί μέρος της μεγάλης πλάκας της Ευρασίας. Έχουμε επομένως όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.2 συγκλίνοντα όρια πλακών. Σε τέτοια όρια, εξαιτίας της σύγκρουσης των πλακών έχουμε δημιουργία μεγάλων οροσειρών με παραμόρφωση – είτε θραύσης (ρήγματα), είτε πλαστική (πτυχώσεις) – των γεωλογικών στρωμάτων. Με αυτό τον τρόπο έχουν δημιουργηθεί οι μεγάλες οροσειρές των Άλπεων, των Ιμαλαΐων και των δυτικών ακτών της Αμερικανικής ηπείρου (Βόρειας και Νότιας Αμερικής).

Όλη η διαδικασία της δημιουργίας των οροσειρών καλείται ορογένεση. Τρεις τέτοιες ορογενέσεις (ορογενετικοί κύκλοι) έχουν συμβεί στην περιοχή της Ευρώπης από το κατώτερο Παλαιοζωϊκό έως σήμερα (τελευταία 500 εκατομμύρια χρόνια): η Καληδονία, η Ερκύνια και η Αλπική. Η Ελλάδα αποτελεί μέρος της Αλπικής ορογένεσης που βρίσκεται σε εξέλιξη έως σήμερα.



Σχήμα 3.2 : Κινήσεις τεκτονικών πλακών στην Νότιο – Ανατολική Μεσόγειο (Parazachos et al. 1997).

3.2 Τεκτονικά ρήγματα

Τα ανωτέρω σημαίνουν ότι ο φλοιός της Γης βρίσκεται σε συνεχή εντατική κατάσταση, ενώ η συγκέντρωση τεκτονικών τάσεων σε ορισμένες θέσεις ή επιφάνειες δημιουργήσε, λόγω διάρρηξης του φλοιού κατά τις αντίστοιχες ορογενέσεις, τεκτονικά ρήγματα. Από άποψη σεισμικής δράσης τα τεκτονικά ρήγματα διακρίνονται σε **αδρανή** και **ενεργά**. Τα αδρανή ρήγματα δεν παρουσιάζουν μετακίνηση και προέρχονται κυρίως από παλαιότερες ορογενέσεις στα οποία η προηγούμενη δραστηριότητα σεισμού είναι απίθανο να επαναληφθεί. Ως ενεργά μπορούμε να χαρακτηρίσουμε τα ρήγματα που βρίσκονται κάτω από ένα συνεχές καθεστώς συσσωρευμένων θλιπτικών ή εφελκυστικών τάσεων, οι οποίες απελευθερώνονται και προκαλούν μετακίνηση των πετρωμάτων. Επομένως, ενεργό ρήγμα καλείται κάθε διάρρηξη των πετρωμάτων η οποία συνοδεύεται από σχετική μετακίνηση των δύο τμημάτων που προκύπτουν κατά μήκος της επιφανείας διάρρηξης.

Τεκτονικά ενεργό είναι το ρήγμα το οποίο θα μετακινηθεί πάλι. Σύμφωνα με τον Sherard από πρακτική τεχνική άποψη ένα τεκτονικό ρήγμα θεωρείται δυνητικά ενεργό, εάν γεωλογικά στοιχεία υπαγορεύουν μία λογική πιθανότητα μετατοπίσεως εντός της διάρκειας της ζωής ενός έργου (για παράδειγμα 100 έτη για ένα φράγμα). Ατυχώς, δεν υπάρχει ακόμα συναίνεση για τον τρόπο με τον οποίο η δραστηριότητα ρηγμάτων πρέπει να αξιολογηθεί. Οι επίσημοι ορισμοί της δραστηριότητας ρηγμάτων προκαλούν συχνά νομικές απαιτήσεις για ειδικές έρευνες ή ειδικούς σχεδιασμούς. Εντούτοις, υπάρχουν μεγάλες παραλλαγές στα κριτήρια για τη δραστηριότητα ρηγμάτων στους συνήθως χρησιμοποιημένους ορισμούς. Υπάρχουν άνω των 30 διαφορετικών ορισμών του ενεργού ρήγματος. Οι περισσότεροι βασίστηκαν στην παρερχόμενη χρονική περίοδο από την πιο πρόσφατη μετακίνηση του ρήγματος. Η Πολιτεία της Καλιφόρνια θεωρεί ως ενεργό ένα ρήγμα, εάν έχει μετακινηθεί εντός της Ολοκαίνου περιόδου δηλαδή εντός των τελευταίων 10000 ετών. Μερικά παραδείγματα διαφορετικών ορισμών της χαρακτηριστικής περιόδου είναι τα εξής:

California Division of Mines and Geology:	10000 έτη
U.S. Army Corps of Engineers:	35000 έτη
U.S. Bureau of Reclamation:	100000 έτη
U.S. Nuclear Regulatory Commission:	35000 έτη για μία δραστηριότητα 100000 έτη για πολλές δραστηριότητες

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο προσδιορισμός της δραστηριότητας ρηγμάτων με βάση συγκεκριμένα χρονικά διαστήματα δεν είναι πολύ ρεαλιστικός. Τα ρήγματα δεν γίνονται ξαφνικά ανενεργά στην επέτειο των οιονδήποτε ετών από την τελευταία μετακίνησή τους. Η δραστηριότητα των ρηγμάτων είναι σχετική και μπορεί να αλλάξει καθώς κινούνται από ενεργές σε ανενεργές κατα-

στάσεις κατά τη διάρκεια του γεωλογικού χρόνου.

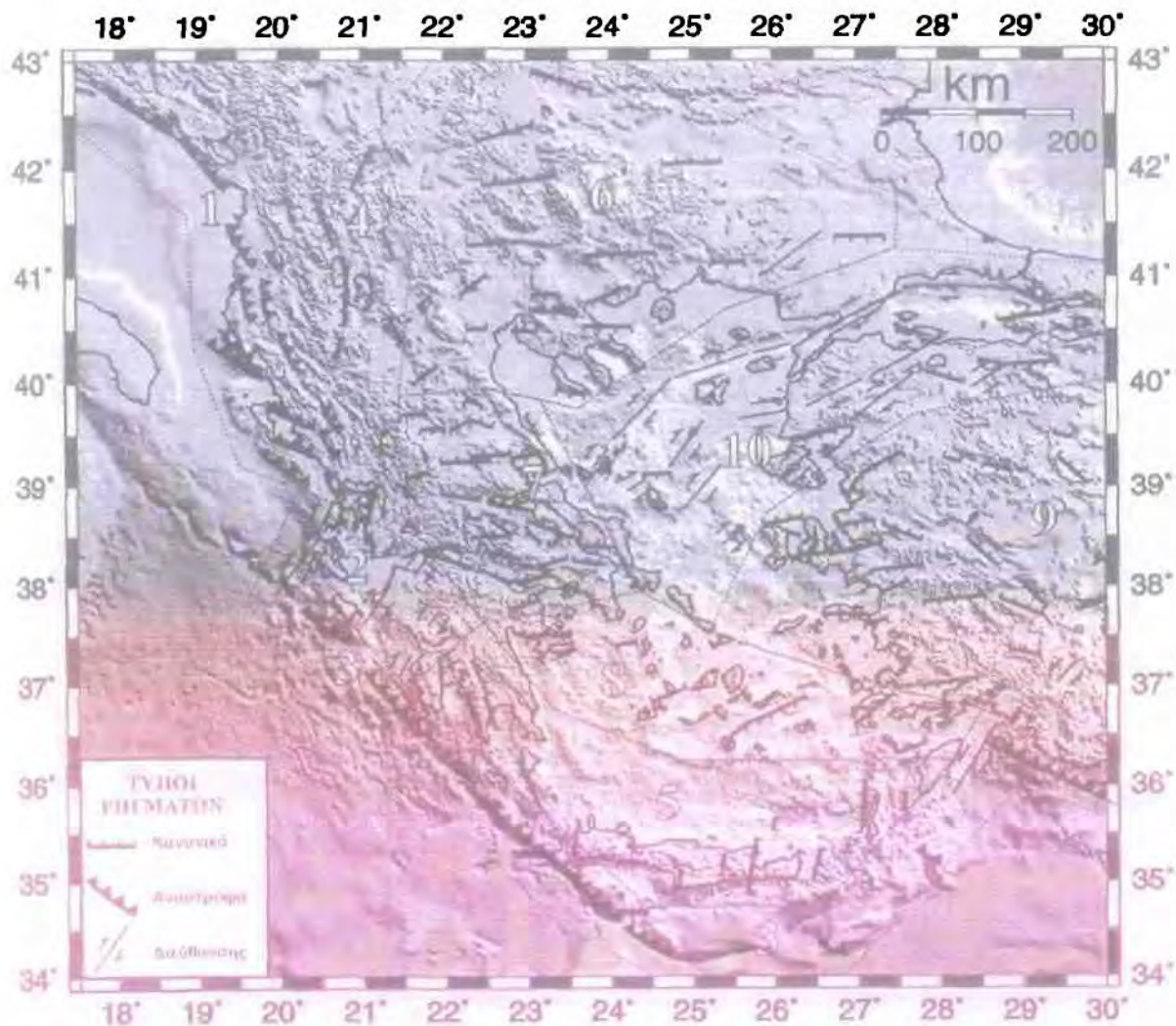
Τα ενεργά ρήγματα ανάλογα με τη δυνατότητα τους να εκδηλώσουν σεισμικό φαινόμενο διακρίνονται σε ασεισμικά και σε σεισμογόνα. Ασεισμικά τεκτονικά ρήγματα είναι εκείνα τα ενεργά ρήγματα στα οποία η μετακίνηση των εκατέρωθεν τεμαχών γίνεται με αργή συνεχή ερπυστική ολίσθηση χωρίς την εκδήλωση σεισμικού φαινομένου. Σεισμογόνα είναι εκείνα τα ενεργά ρήγματα στα οποία η μετακίνηση των εκατέρωθεν τεμαχών εκδηλώνεται με απότομη μετακίνηση και με εκδήλωση σεισμικού φαινομένου. Προφανώς, τα σεισμογόνα ρήγματα είναι αυτά που ενδιαφέρουν περισσότερο τον μηχανικό και λαμβάνονται σήμερα σοβαρά υπόψη, πριν ή κατά την κατασκευή μεγάλων συνήθως τεχνικών έργων. Η ύπαρξη ενεργών σεισμογόνων ρηγμάτων είναι ένα πολύ συνηθισμένο φαινόμενο στις περιοχές σύγκλισης των λιθοσφαιρικών πλακών. Όπως προαναφέρθηκε μία τέτοια περιοχή είναι αυτή του Ελληνικού χώρου και αυτός είναι ο κυριότερος λόγος που η Ελλάδα είναι μία από τις πλέον σεισμογενείς περιοχές.

Γίνονται σήμερα προσπάθειες για τον προσδιορισμό της πιθανής τιμής της σεισμικότητας σε συνάρτηση με τη θέση των επικίνδυνων γεωλογικών ρηγμάτων στα οποία βρίσκονται οι εστίες των περισσότερων από τους σεισμούς που έγιναν στο παρελθόν. Ο εντοπισμός των ενεργών σεισμικών ρηγμάτων και ο καθορισμός των ιδιοτήτων τους (μήκος, παράταξη, κλίση, γωνία ολίσθησης) παρουσιάζει εξαιρετικό θεωρητικό και πρακτικό ενδιαφέρον. Το θεωρητικό ενδιαφέρον οφείλεται στο ότι η γνώση αυτή συμβάλλει στην κατανόηση της ενεργού τεκτονικής μιας περιοχής (καθορισμός ορίων και κατεύθυνση κίνησης λιθοσφαιρικών πλακών, μέτρηση της παραμόρφωσης του φλοιού της Γης) και το πρακτικό ενδιαφέρον στο ότι χάρτες τέτοιων ρηγμάτων είναι χρήσιμοι για τη λύση προβλημάτων σεισμικής επικινδυνότητας (γνώση των σεισμικών πηγών) καθώς και πρόγνωσης σεισμών (γνώση του χώρου γένεσης μελλοντικών σεισμών).

Ο καθορισμός των σεισμικών ρηγμάτων τα οποία έδωσαν ισχυρούς σεισμούς κατά τους ιστορικούς χρόνους στον ευρύτερο Ελληνικό χώρο είναι ένα δύσκολο πρόβλημα για δύο κυρίως λόγους. Ο πρώτος λόγος είναι το γεγονός ότι ο χώρος αυτός καλύπτεται κατά μεγάλο μέρος από θάλασσα και οι εστίες πολλών σεισμών προσδιορίζονται κατά μήκος υποθαλάσσιων ρηγμάτων, τα οποία δεν είναι εύκολο να διερευνηθούν με γεωλογικές μεθόδους. Ο δεύτερος λόγος είναι το ότι οι ισχυροί σεισμοί στον Ελλαδικό χώρο δεν είναι πολύ μεγάλοι (συνήθως $M < 7.0$) και για το λόγο αυτό οι επιφανειακές εκδηλώσεις των ρηγμάτων τους (όταν υπάρχουν) είναι σχετικά μικρές και συνεπώς δύσκολα αναγνωρίσιμες. Επομένως, είναι ανάγκη να γίνει συνδυασμός σεισμολογικών (κατανομή επικέντρων, μακροσεισμικές παρατηρήσεις, μηχανισμοί γένεσης, σεισμικές διασκοπήσεις) και γεωλογικών μεθόδων (επιφανειακά ίχνη ρηγμάτων, στρωματογραφικά και γεωμορφολογικά δεδομένα) για να επιτευχθεί όσο το δυνατόν καλύτερο αποτέλεσμα.

Μετά από πολυετείς έρευνες, που διεξήγαγε το γεωφυσικό εργαστήριο του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης, καθορίστηκαν 159 κύρια ρήγματα (23 ανάστροφα, 105 κανονικά και 31 διεύθυνσης) όπου έγιναν 567 γνωστοί ισχυροί ($M > 6.0$) επιφανειακοί σεισμοί από το 5ο π.Χ.

αιώνα έως σήμερα (Παπαζάχος κ.α. 2001). Στην παραπάνω μελέτη με τον όρο «κύριο ρήγμα» εννοείται το ρήγμα όπου γεννήθηκε ο μεγαλύτερος γνωστός σεισμός στην περιοχή αυτή. Μικρότεροι σεισμοί που αποδίδονται στο ίδιο κύριο ρήγμα μπορεί να προκλήθηκαν από θραύση τμήματος του ρήματος αυτού ή από άλλα μικρότερα γειτονικά ρήγματα. Στο σχήμα 3.3 έχουν χαρτογραφηθεί τα ρήγματα αυτά με μήκος ανάλογο του πραγματικού μήκους των ρηγμάτων και σύμβολα αντίστοιχα με τα είδη των ρηγμάτων.



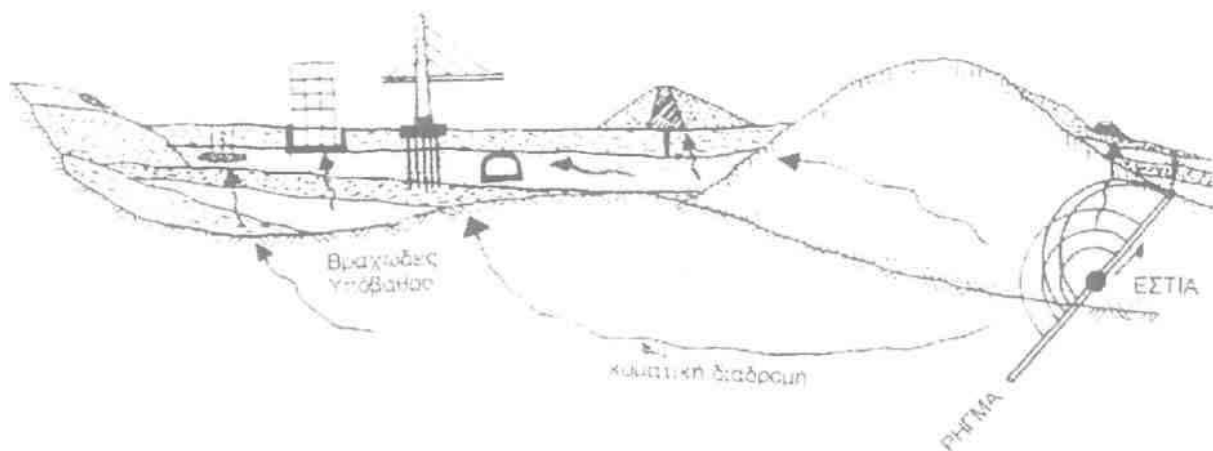
Σχήμα 3.3 : Τα κύρια σεισμικά ρήγματα επιφανειακών σεισμών στον ευρύτερο Ελληνικό χώρο (Παπαζάχος κ.α. 2001).

Το υπάρχον σεισμικό καθεστώς στην περιοχή της Μεσοχώρας (η οποία σημειώνεται με κίτρινο κύκλο στο παραπάνω σχήμα) επηρεάζεται κυρίως από τα κανονικά ρήγματα που βρίσκονται κοντά στη θέση του φράγματος. Τα ρήγματα αυτά, με χαρακτηριστικότερο αυτό της Δροσσοπηγής που βρίσκεται σε απόσταση 5 - 10 Km από το φράγμα, θεωρούνται ενεργά διότι ανέδρασαν με νεότερες κινήσεις κατά το Πλειόκαινο, όπως πιθανολογείται από τη διαπίστωση ότι έχουν προσβάλει νεότερες αποθέσεις του Τεταρτογενούς.

3.3 Χαρακτηριστικά της ισχυρής σεισμικής δόνησης

Η ελαστική ενέργεια συσσωρεύεται με τη μορφή διατμητικών τάσεων στη ζώνη του ρήγματος που συνεχώς αυξάνουν και σε κάποια στιγμή φθάνουν τη διατμητική αντοχή του βράχου στη διεπιφάνεια του ρήγματος. Τότε ο βράχος αστοχεί και ελευθερώνεται η συσσωρευμένη ελαστική ενέργεια. Οι επιπτώσεις της αστοχίας εξαρτώνται από τη φύση του βράχου κατά μήκος του ενεργού ρήγματος. Αν ο βράχος είναι αποσαθρωμένος η αντοχή του και η συσσωρευμένη ελαστική ενέργεια θα είναι μικρές. Αντίθετα, αν ο βράχος είναι υγιής και ψαθυρός, η ελευθερούμενη ενέργεια είναι σημαντική και η αστοχία θα είναι απότομη. Η απελευθέρωση της ενέργειας γίνεται υπό μορφή σεισμικών κυμάτων και θερμότητας.

Άρα, οι σεισμοί γεννιούνται σε γεωτεκτονικά ρήγματα, όταν οι διατμητικές τάσεις που "συσσωρεύονται" λόγω της συνεχούς βραδείας μικρομετατόπισης του φλοιού της Γης ξεπερνούν τη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας του ρήγματος. Η επακολουθούσα "διάρρηξη" (ή ολίσθηση) εκπέμπει στον περιβάλλοντα βράχο κύματα P (διαστολικά) και S (διατμητικά). Όταν τα κύματα αυτά φτάσουν στην επιφάνεια του εδάφους, ενδέχεται να δημιουργήσουν και επιφανειακά κύματα (Rayleigh και Love). Επομένως, η σεισμική ενέργεια μεταφέρεται με τη μορφή κυμάτων δηλαδή με μορφή κινητικής ενέργειας. Τελικώς όλα αυτά τα κύματα "προσπίπτουν" (όχι ταυτόχρονα, βεβαίως) στη συγκεκριμένη θέση του έργου. Στόχος του μηχανικού είναι η "πρόβλεψη" και αντιμετώπιση των προβλημάτων που συνδέονται με τη μετάδοση τέτοιων κυμάτων μέσα στις γεωλογικές στρώσεις, και επιπλέον των συνεπειών των κυμάτων αυτών στη θεμελίωση των διάφορων κατασκευών.



Σχήμα 3.4 : Το σεισμικό πρόβλημα από τη σκοπιά της Εδαφοδυναμικής (Γκαζέτας 1996).

Οι σεισμολόγοι επικεντρώνουν το ενδιαφέρον τους κυρίως στις καθολικές επιδράσεις των σεισμών σε γήινη κλίμακα ή σε πολύ μεγάλες περιοχές, και συνεπώς ενδιαφέρονται για πολύ μικρού εύρους εδαφικές κινήσεις οι οποίες δεν έχουν σημαντικές επιπτώσεις στις κατασκευές. Οι μηχανικοί, από την άλλη πλευρά, ενδιαφέρονται κυρίως για τις τοπικές επιδράσεις των μεγάλων

σεισμών, όπου οι εδαφικές κινήσεις είναι αρκετά έντονες ώστε να προκαλέσουν ζημιές στις κατασκευές. Οι σεισμοί αυτοί (strong-motion earthquakes) είναι πολύ ισχυροί για να καταγραφούν από τους πολύ ευαίσθητους τυπικούς σειсмоγράφους που χρησιμοποιούν οι σεισμολόγοι, γεγονός που κατέστησε αναγκαία την ανάπτυξη ειδικών τύπων σειсмоγράφων εντόνων κινήσεων (επιταχυνσιογράφοι).

Οι σεισμικές κινήσεις είναι γενικά αρκετά περίπλοκες. Σε ένα δεδομένο σημείο, η σεισμική κίνηση μπορεί να περιγραφεί πλήρως από τρεις ορθογώνιες συνιστώσες της επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετατόπισης. Τυπικές καταγραφές της εδαφικής κίνησης, όπως τα επιταχυνσιογραφήματα, περιέχουν ένα τεράστιο αριθμό πληροφοριών οι οποίες μας δίνουν τη δυνατότητα να περιγράψουμε τα χαρακτηριστικά της ισχυρής σεισμικής δόνησης που είναι σημαντικά για την αξιόπιστη πρόβλεψη της απόκρισης των κατασκευών. Τα πιο **θεμελιώδη χαρακτηριστικά** της σεισμικής δόνησης είναι: (α) το εύρος της δόνησης, (β) το περιεχόμενο συχνοτήτων και (γ) η διάρκεια της δόνησης. Τα τρία παραπάνω χαρακτηριστικά έχουν σημαντική επιρροή στη ζημιά που προκαλεί ένας σεισμός στη συγκεκριμένη περιοχή.

Ευτυχώς, δεν είναι απαραίτητο να αναπαραχθεί κάθε φορά ακριβώς η χρονική ιστορία επιτάχυνσης ώστε να περιγραφεί επαρκώς η σεισμική κίνηση. Είναι όμως απαραίτητο, για να είναι δυνατή η ποσοτική περιγραφή των θεμελιωδών χαρακτηριστικών της σεισμικής κίνησης να προσδιοριστούν διάφορες **παράμετροι των σεισμικών κινήσεων** που να απεικονίζουν εκείνα τα χαρακτηριστικά.

Οι παράμετροι της σεισμικής κίνησης (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, μέγιστη εδαφική ταχύτητα, φασματικές τιμές της επιτάχυνσης, κλπ) είναι απαραίτητες για την αξιόπιστη ποσοτική περιγραφή των σημαντικών χαρακτηριστικών της ισχυρής σεισμικής δόνησης. Πολλές παράμετροι έχουν προταθεί για να χαρακτηρίσουν το εύρος, το περιεχόμενο συχνότητας και τη διάρκεια των ισχυρών δονήσεων. Μερικές περιγράφουν μόνο ένα από αυτά τα χαρακτηριστικά, ενώ άλλες μπορούν να απεικονίσουν δύο ή τρία. Λόγω της πολυπλοκότητας των σεισμικών δονήσεων, ο προσδιορισμός μίας ενιαίας παραμέτρου που να περιγράφει όλα τα σημαντικά χαρακτηριστικά είναι αδύνατος.

Τα θεμελιώδη χαρακτηριστικά (εύρος και συχνοτικό περιεχόμενο) μιας ισχυρής δόνησης σε μια συγκεκριμένη θέση εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από το μέγεθος M του σεισμού, αλλά και από την απόσταση R που υπάρχει μεταξύ του ρήγματος και της περιοχής του έργου.

Στην περίπτωση που ένα σώμα είναι ελαστικό, ομοιογενές και ισότροπο τα κύματα θα έχουν σφαιρική μορφή με κέντρο την εστία και η ενέργεια σε κάθε σημείο θα είναι αντιστρόφως ανάλογη του τετραγώνου της απόστασης. Το έδαφος όμως είναι ανομοιομόρφο, ανισότροπο, παρουσιάζει πλαστικότητα και περιορίζεται από επιφάνεια ανώμαλη. Κατά συνέπεια το σεισμικό φαινόμενο παρουσιάζεται με πολύπλοκη μορφή, που εξαρτάται όχι μόνο από την ολική σεισμική ενέργεια (μέγεθος

M) και την απόσταση R από την εστία, αλλά και από πλήθος άλλων παραγόντων. Πιο συγκεκριμένα μερικοί από τους παράγοντες που επηρεάζουν τα θεμελιώδη χαρακτηριστικά της δόνησης είναι: ο μηχανισμός της σεισμικής διάρρηξης, η κατευθυντικότητα της σεισμικής δόνησης, η γεωλογία της σεισμογενούς ζώνης και της "κυματικής διαδρομής", ο προσανατολισμός της περιοχής ως προς το ρήγμα, το ανάγλυφο της τοπογραφίας και του γεωλογικού υποβάθρου της περιοχής, καθώς και οι τοπικές εδαφικές συνθήκες της εξεταζόμενης περιοχής.

Με βάση μία μεγάλη συλλογή μετρήσεων πραγματικών σεισμικών δονήσεων, έχει αναπτυχθεί μία σειρά εμπειρικών σχέσεων που επιτρέπουν την εκτίμηση των σεισμικών παραμέτρων της αναμενόμενης σεισμικής δόνησης. Οι σχέσεις αυτές διαδραματίζουν ένα σημαντικό ρόλο στις αναλύσεις σεισμικής επικινδυνότητας που χρησιμοποιούνται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και σύμφωνα με τα παραπάνω θα έχουν τη μορφή:

$$Y = f(M, R, P_i)$$

όπου

Y: Μέση τιμή της παραμέτρου της ισχυρής σεισμικής δόνησης στη συγκεκριμένη θέση του έργου (π.χ. P_{HA}, P_{HV}).

M: Μέγεθος σεισμού.

R: Απόσταση της θέσης του έργου από την πηγή του σεισμού.

P_i: Διάφοροι παράγοντες που έχουν σχέση με τη "σεισμική πηγή", την "κυματική διαδρομή" και τις τοπικές συνθήκες στη θέση του έργου.

Αυτές οι εμπειρικές σχέσεις έχουν αναπτυχθεί από αναλύσεις που έγιναν σε πολλές καταγραφές και μετρήσεις πραγματικών ισχυρών δονήσεων. Επομένως, καθώς συνεχώς προστίθενται και νέες μετρήσεις οι παραπάνω εμπειρικές σχέσεις συνεχώς βελτιστοποιούνται και αναβαθμίζονται. Είναι σαφές ότι οι σχέσεις αυτές είναι καταλληλότερες για συνθήκες παρόμοιες με εκείνες που αντιστοιχούν στις βάσεις δεδομένων από τις οποίες αναπτύχθηκαν.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης τις περισσότερες φορές εκφράζουν τη μέση τιμή της παραμέτρου της ισχυρής σεισμικής δόνησης και περικλείουν ένα μέτρο της διασποράς των πιθανών τιμών γύρω από τη μέση τιμή. Συνήθως υπολογίζεται η τυπική απόκλιση σ_γ. Επίσης, οι σχέσεις εκτίμησης σεισμικών παραμέτρων, οι οποίες μειώνονται καθώς αυξάνει η απόσταση R από την πηγή του σεισμού (όπως για παράδειγμα η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση P_{HA} και η μέγιστη οριζόντια ταχύτητα P_{HV}), συχνά αναφέρονται ως σχέσεις απόσβεσης ή απομείωσης.

3.4 Ανάλυση σεισμικού κινδύνου

3.4.1 Γενικά

Ο στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού είναι να δημιουργηθούν κατασκευές που να μπορούν να αντισταθούν σε κάποιο επίπεδο σεισμικής δόνησης χωρίς υπερβολική ζημιά. Αυτό το επίπεδο της δόνησης περιγράφεται από την αναμενόμενη σεισμική δόνηση σχεδιασμού (πιθανή σεισμική διέγερση). Ως «σεισμός σχεδιασμού» νοείται ένα πλήρες επιταχυνσιογράφημα, το οποίο περιγράφει τον αναμενόμενο σεισμό με τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια. Η σεισμική δόνηση σχεδιασμού μπορεί να χαρακτηριστεί ποσοτικά από τις παραμέτρους της και συνήθως καθορίζεται με τη βοήθεια μιας ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας.

Οι αναλύσεις σεισμικού κινδύνου μπορούν να γίνουν είτε προσδιοριστικά (deterministic) είτε πιθανοτικά (probabilistic), όπου οι αβεβαιότητες για το μέγεθος, τη θέση, και το χρόνο σεισμού του περιστατικού λαμβάνονται υπόψη. Για την αξιολόγηση του σεισμικού κινδύνου σε μια περιοχή, όλες οι πιθανές πηγές σεισμικής δραστηριότητας πρέπει να προσδιοριστούν και να αξιολογηθεί η δυνατότητά τους να παράγουν μελλοντικά μια ισχυρή σεισμική δόνηση. Οι πηγές των σεισμών μπορούν να προσδιοριστούν από γεωλογικά, τεκτονικά, ιστορικά στοιχεία αλλά και από καταγραφές προηγούμενων μεγάλων σεισμών.

Ο προσδιορισμός των παραμέτρων της σεισμικής δόνησης σχεδιασμού είναι ένα από τα δυσκολότερα και σημαντικότερα προβλήματα στη γεωτεχνική σεισμική μηχανική. Ένα μεγάλο μέρος της δυσκολίας προκύπτει από τις υποκειμενικές αποφάσεις που πρέπει να ληφθούν λόγω ελλιπών ή αβέβαιων δεδομένων. Οι αποφάσεις αυτές αφορούν κατά ένα μεγάλο μέρος τον καθορισμό του ορίου μεταξύ της αποδεκτής και υπερβολικής ζημίας, και την αβεβαιότητα στο μέγεθος, το χρόνο, και τη θέση των μελλοντικών σεισμών. Εάν πολύ λίγη ζημιά είναι αποδεκτή, τα μέτρα που απαιτούνται για να αντισταθούν σε μία ισχυρή σεισμική δόνηση μπορεί να έχουν σημαντικό κόστος. Εάν μεγαλύτερα επίπεδα ζημίας είναι ανεκτά, χαμηλότερα επίπεδα σεισμικής έντασης μπορούν να χρησιμοποιηθούν στο σχεδιασμό και, επομένως, η κατασκευή θα έχει μικρότερο κόστος. Προφανώς, επιδιώκεται μία εξισορρόπηση μεταξύ του βραχυπρόθεσμου κόστους ενός αντισεισμικού σχεδιασμού και του πιθανού μακροπρόθεσμου κόστους της σεισμικής ζημίας.

Ο σχεδιασμός μίας γεωτεχνικής κατασκευής προσβλέπει στον έλεγχο των μετακινήσεων του συστήματος έδαφος και κατασκευή υπό την επενέργεια των διαφόρων επιβαλλόμενων εξαιτίσεων. Ως έλεγχος των μετακινήσεων νοείται πρακτικώς ο περιορισμός τους σε όρια τιμών, οι οποίες καταδεικνύεται εμπειρικώς ότι δεν ενέχουν κινδύνους δομικής και λειτουργικής αστοχίας (επιτρεπόμενες μετακινήσεις). Ο περιορισμός των μετακινήσεων θα πρέπει λοιπόν να συντελείται τόσο στη φάση κατασκευής, όσο και στη φάση λειτουργίας του έργου.

Η σύγχρονη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών βασίζεται στην επιτελεσιτικότητα, δηλαδή στην παραδοχή ότι οι μόνιμες μετατοπίσεις του εδάφους και των κατασκευών αποτελούν το κατεξοχήν σημαντικό κριτήριο σχεδιασμού και ότι μία περιορισμένη τιμή μόνιμης παραμόρφωσης είναι αποδεκτή, με βάση προκαθορισμένα κριτήρια συμπεριφοράς.

Δύο επίπεδα σεισμικής δόνησης χρησιμοποιούνται για το σχεδιασμό, τα επίπεδα EQ1 και EQ2, με σκοπό:

- (α) να εξασφαλισθεί ένα καθορισμένο επίπεδο ασφάλειας και λειτουργικότητας για την κατηγορία EQ1.
- (β) να περιορισθεί ο βαθμός και ο τύπος των σεισμικών βλαβών για την κατηγορία EQ2.

3.4.2 Προσδιορισμική ανάλυση σεισμικού κινδύνου

Στην πρώτη περίοδο της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής επικράτησε η χρήση της προσδιορισμικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου (**Deterministic Seismic Hazard Analysis**). Η ανάλυση αυτή περιλαμβάνει την ανάπτυξη ενός συγκεκριμένου σεισμικού σεναρίου πάνω στο οποίο βασίζεται η αξιολόγηση του σεισμικού κινδύνου. Το σενάριο υποθέτει ένα περιστατικό σεισμού κάποιου δεδομένου μεγέθους που εμφανίζεται σε μια δεδομένη θέση. Μία τυπική ανάλυση σεισμικού κινδύνου αποτελείται από τα εξής τέσσερα βήματα:

1. Προσδιορισμός και χαρακτηρισμός όλων των σεισμικών πηγών που είναι ικανές για σημαντική σεισμική δόνηση. Ο χαρακτηρισμός της πηγής περιλαμβάνει τον καθορισμό της γεωμετρίας κάθε πηγής και της δυνατότητας σεισμού.
2. Επιλογή μιας παραμέτρου απόστασης για κάθε σεισμική πηγή. Κατά κανόνα επιλέγεται η πιο κοντινή απόσταση μεταξύ της σεισμική πηγής και της περιοχής ενδιαφέροντος (είτε επικεντρική απόσταση είτε εστιακή απόσταση, ανάλογα με τη χρησιμοποιούμενη εμπειρική σχέση).
3. Επιλογή του επικρατούντος σεισμού (**controlling earthquake**) που είναι ο σεισμός που αναμένεται να παράγει την ισχυρότερη ένταση και γενικά εκφράζεται ως κάποια παράμετρος της σεισμικής δόνησης στη συγκεκριμένη θέση. Η επιλογή γίνεται με τη σύγκριση των επιπέδων δόνησης που παράγονται από τους σεισμούς (οι οποίοι καθορίζονται στο βήμα 1) και που εμφανίζονται στις αποστάσεις (οι οποίες καθορίζονται στο βήμα 2). Ο επικρατών σεισμός περιγράφεται

από το μέγεθος του και την απόσταση του από την περιοχή.

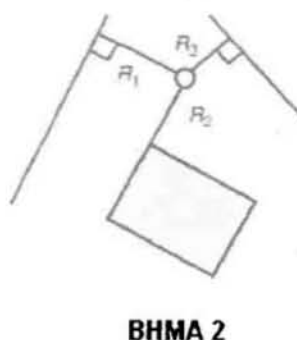
4. Ο κίνδυνος στην περιοχή ενδιαφέροντος καθορίζεται από την ένταση των δονήσεων του επικρατούντος σεισμού. Τα χαρακτηριστικά του περιγράφονται από μία ή περισσότερες παραμέτρους σεισμικών δονήσεων. Συνήθως χρησιμοποιούνται για να χαρακτηρίσουν το σεισμικό κίνδυνο η μέγιστη επιτάχυνση, η μέγιστη ταχύτητα και οι συντεταγμένες του φάσματος απόκρισης.

Η διαδικασία παρουσιάζεται σχηματικά στο σχήμα 3.5.

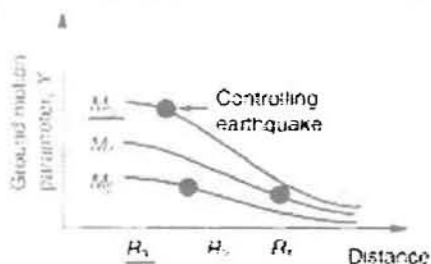
Έστω τρία ρήγματα όπου γνωρίζω τη θέση τους, τη γεωμετρία τους και το μέγιστο μέγεθος σεισμού που μπορεί να δώσει το κάθε ρήγμα. Υποθέτω ότι και στις τρεις σεισμικές πηγές θα γίνει σίγουρα σεισμός μεγέθους M_1 , M_2 και M_3 .



Θεωρώ την ελάχιστη απόσταση από το κάθε ρήγμα.



Και για τις τρεις σεισμικές πηγές με βάση το σεισμικό σενάριο που έχω υποθέσει υπολογίζω τα χαρακτηριστικά της κάθε σεισμικής δόνησης στη θέση του έργου. Κρατάω το σεισμικό σενάριο που παράγει την ισχυρότερη ένταση (controlling earthquake).



Παράμετροι της σεισμικής δόνησης του επικρατούντος σεισμού.

$$Y = \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \vdots \\ Y_n \end{Bmatrix}$$

BHEMA 4

Σχήμα 3.5: Βήματα της προσδιοριστικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου (Kramer 1996)

Όταν εφαρμόζεται σε κατασκευές για τις οποίες η αστοχία θα μπορούσε να έχει καταστροφικές συνέπειες, όπως οι εγκαταστάσεις πυρηνικής ενέργειας και τα μεγάλα φράγματα, η μέθοδος παρέχει ένα απλό πλαίσιο για την αξιολόγηση των δυσμενέστερων περιπτώσεων σεισμικής δόνησης. Εντούτοις, δεν παρέχει καμία πληροφορία για την πιθανότητα εμφάνισης του επικρατούντος σεισμού, την πιθανότητα της δημιουργίας εστίας στο σημείο όπου υποτίθεται ότι εμφανίστηκε, το επίπεδο της έντασης που αναμένεται κατά τη διάρκεια της ζωής μιας κατασκευ-

ής, ή των συνεπειών της αβεβαιότητας στα διάφορα βήματα που απαιτήθηκαν για να υπολογισθούν τα χαρακτηριστικά της δόνησης.

Η παραπάνω μέθοδος εφαρμόστηκε στο φράγμα της Μεσοχώρας από τον καθηγητή του Ε.Μ.Π. Γ. Γκαζέτα. Από τη μελέτη εκτιμήθηκε ότι ο επικρατών σεισμός είναι μεγέθους $M_w = 6.5$ (κανονικό ρήγμα) και σε απόσταση **5 – 10 Km** από τη θέση του φράγματος. Ένας τέτοιος σεισμός θα προκαλούσε επιτάχυνση αιχμής της θεμελίωσης 0.35 g (0.25 g – 0.50 g) με κυριαρχούσες περιόδους 0.10 – 0.30 sec. Οι ανωτέρω διαπιστώσεις στηρίχθηκαν και στο γεγονός ότι σε αποστάσεις 5 – 10 Km από τη θέση του φράγματος το 1967¹ είχε συμβεί σεισμός μεγέθους $M = 6.4$ και το 1969 $M = 5.7$.

Η μέθοδος περιλαμβάνει υποκειμενικές αποφάσεις, ιδιαίτερα σχετικά με τη δυνατότητα σεισμού (ΒΗΜΑ 1), και μπορεί να απαιτήσει τη συνεργασία των σεισμολόγων, των σεισμικών γεωλόγων, των μηχανικών, των αναλυτών κινδύνου, των οικονομολόγων, των κοινωνικών επιστημόνων και των κυβερνητικών εκπροσώπων. Οι διαφορετικές ειδικότητες και οι διαφορετικοί στόχοι τέτοιων επαγγελματιών μπορεί να προκαλέσουν δυσκολία στη συναίνεση.

Ιστορικά, οι σεισμοί σχεδιασμού έχουν συνδεθεί με δύο επίπεδα σχεδιασμού, στα οποία απαιτείται και να αποφεύγει η κατασκευή την καταστροφική αστοχία στο πρώτο πιο ισχυρό επίπεδο δόνησης, αλλά και να παραμείνει λειτουργική στο δεύτερο επίπεδο δόνησης. Μέχρι τώρα έχουν χρησιμοποιηθεί πολλοί όροι για να περιγράψουν τη δυνατότητα σεισμού και για τα δύο επίπεδα σχεδιασμού. Μεταξύ αυτών οι πιο γνωστοί είναι:

Για το πρώτο ισχυρό επίπεδο δόνησης:

Σεισμός MCE (Maximum Credible Earthquake). Ορίζεται ως ο μέγιστος σεισμός που μπορεί να εμφανισθεί στα γνωστά τεκτονικά πλαίσια.

Σεισμός SSE (Safe Shutdown Earthquake). Ορίζεται ως ο σεισμός που αν συμβεί παρ' όλες τις σοβαρές βλάβες που αναμένεται να προξενήσει θα διασφαλίζεται η ασφαλής διακοπή της

¹ Ειδικά ο σεισμός του 1967 που έγινε στο γνωστό ρήγμα της Δροσοπηγής προκάλεσε σημαντικές ζημιές στα περιχώρα της Άρτας και των Ιωαννίνων και μικρότερες στα περιχώρα των Τρικάλων και της Καρδίτσας. Συνολικά, 940 σπίτια κατέρρευσαν, 2567 υπέστησαν ανεπανόρθωτες ζημιές, 2674 σοβαρές ζημιές και 4609 πιο ελαφριές. Σύμφωνα με δημοσιεύματα 9 άνθρωποι βρήκαν το θάνατο και 56 τραυματίστηκαν. Οι μεγαλύτερες εντάσεις παρατηρήθηκαν στη Δροσοπηγή (IX), στους Μελισσουρούς (VIII+), στα Θεοδωριανά, στο Αθαμάνιο, στο Τετράκωμο (VIII) της Άρτας, στη Πράμαντα, στο Μεγάλο Περιστέρι (VIII), στο Μέτσοβο και στο Βαθύπεδο (VII+) των Ιωαννίνων

λειτουργίας χωρίς επιπτώσεις στον περιβάλλοντα χώρο. Αυτός ο σεισμός χρησιμοποιείται σε κατασκευές πυρηνικών σταθμών ισχύος.

Σε αρκετές περιοχές ο σεισμός MCE έχει τα ίδια χαρακτηριστικά με τον SSE. Θεωρείται προτιμότερο ο MCE να εκτιμάται με μία προσδιορισμική προσέγγιση παρά με μία πιθανοτική. Όταν η προσδιορισμική προσέγγιση δεν μπορεί να εφαρμοστεί για τον υπολογισμό του MCE, τότε μια πιθανοτική προσέγγιση μπορεί να χρησιμοποιηθεί θεωρώντας ως MCE τον σεισμό με περίοδο επανάληψης 10000 χρόνια. Η Διεθνής Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων (ICOLD) αναγνωρίζοντας το γεγονός ότι οι ανωτέρω ορισμοί πολλές φορές ενδέχεται να αποθαρρύνουν και να παραπλανήσουν, εισήγαγε την έννοια του σεισμού **MDE** (Maximum Design Earthquake) που είναι ο MCE, αλλά συνήθως με μικρότερο μέγεθος.

Για το δεύτερο επίπεδο δόνησης:

Σεισμός MPE (Maximum Probable Earthquake). Ορίζεται ως ο μέγιστος ιστορικός σεισμός ή επίσης ως μέγιστος πιο πιθανός σεισμός να εμφανιστεί σε ένα διάστημα 100 χρόνων. Συνήθως εκτιμάται από πιθανοτικές αναλύσεις των καταγεγραμμένων σεισμών στην περιοχή του έργου. Για τον MPE κάποια μόνιμη παραμόρφωση είναι πιθανή και μπορεί να γίνει αποδεκτή. Η αντοχή όμως του φράγματος δεν επηρεάζεται σημαντικά. Κατά συνέπεια η εφαρμογή του MPE στο φράγμα κατά τη διαδικασία σχεδιασμού εξυπηρετεί μόνο στο να δοθεί μία εκτίμηση της πιθανής μετατόπισης του φράγματος.

Σεισμός OBE (Operating Basis Earthquake). Είναι ο σεισμός, με πιθανότητα 10% υπέρβασης στα επόμενα 50 χρόνια, που αν συμβεί θα συνεχιστεί η απρόσκοπτη λειτουργία του φράγματος με πολύ μικρές επιπτώσεις.

Οι διαφωνίες στον καθορισμό και στη χρήση των παραπάνω όρων έχουν καθυστερήσει ή ακυρώσει διάφορα μεγάλα τεχνικά έργα.

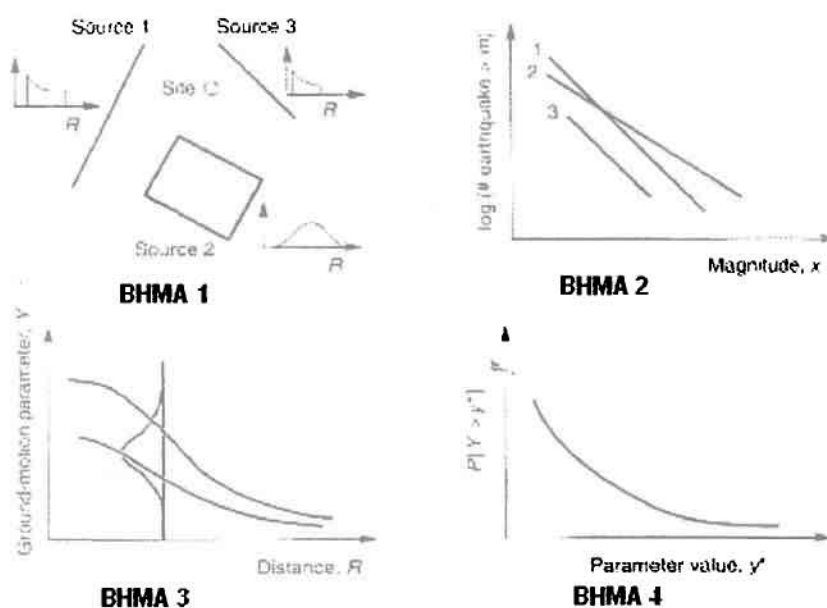
3.4.3 Πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου

Η χρήση της πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου (**Probabilistic Seismic Hazard Analysis**) έχει επιτρέψει τον συνυπολογισμό των αβεβαιοτήτων (που υπάρχουν στο μέγεθος, τη θέση, το ρυθμό επανάληψης των σεισμών και στη μεταβλητότητα των χαρακτηριστικών των σεισμικών δονήσεων με το μέγεθος και τη θέση σεισμού) στην αξιολόγηση σεισμικών κινδύνων.

Η πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου (PSHA) παρέχει ένα πλαίσιο εργασίας μέσα στο οποίο οι αβεβαιότητες μπορούν να προσδιοριστούν, να βαθμονομηθούν και να συνδυαστούν κατά λογικό τρόπο ώστε να παρέχουν μια πληρέστερη εικόνα του σεισμικού κινδύνου. Η μεθοδολογία μπορεί να περιγραφεί ως διαδικασία τεσσάρων βημάτων.

1. Γίνεται προσδιορισμός και χαρακτηρισμός των σεισμικών πηγών και επιπλέον κατανομή της πιθανότητας της θέσης ρήξης στην πηγή. Στις περισσότερες περιπτώσεις, ορίζεται ομοιόμορφη κατανομή πιθανότητας σε κάθε σεισμική πηγή (δηλαδή οι σεισμοί είναι εξίσου πιθανό να εμφανιστούν σε οποιοδήποτε σημείο μέσα στην πηγή). Αυτές οι κατανομές συνδυάζονται έπειτα με τη γεωμετρία της πηγής για να λάβουν την αντίστοιχη κατανομή της πιθανότητας της απόστασης. Η DSHA υποθέτει ότι η πιθανότητα του σεισμού είναι ένα στο σημείο του ρήγματος που είναι πιο κοντά στην περιοχή και μηδέν αλλού.
2. Προσδιορίζεται η σεισμικότητα κάθε πηγής. Χρησιμοποιείται η σχέση της επαναληπτικότητας, η οποία δίνει την μέση συχνότητα (λ_m) με την οποία ένας σεισμός θα υπερβεί το μέγεθος M . Με τον τρόπο αυτό γίνεται η κατανομή της πιθανότητας του μεγέθους.
3. Προσδιορίζεται η σεισμική δόνηση που παράγεται στη συγκεκριμένη θέση του έργου από τους σεισμούς οποιουδήποτε πιθανού μεγέθους που εμφανίζονται σε οποιοδήποτε πιθανό σημείο σε κάθε πηγή με τη χρήση των σχέσεων πρόβλεψης. Η αβεβαιότητα που εμπεριέχεται στη σχέση πρόβλεψης συνυπολογίζεται στην PSHA.
4. Τέλος, οι αβεβαιότητες στη θέση σεισμού, στο μέγεθος σεισμού και στην πρόβλεψη των παραμέτρων της σεισμικής δόνησης συνδυάζονται για να υπολογισθεί η πιθανότητα υπέρβασης της παραμέτρου της σεισμικής δόνησης κατά τη διάρκεια ενός δεδομένου χρονικού διαστήματος.

Η διαδικασία παρουσιάζεται σχηματικά στο σχήμα 3.6.



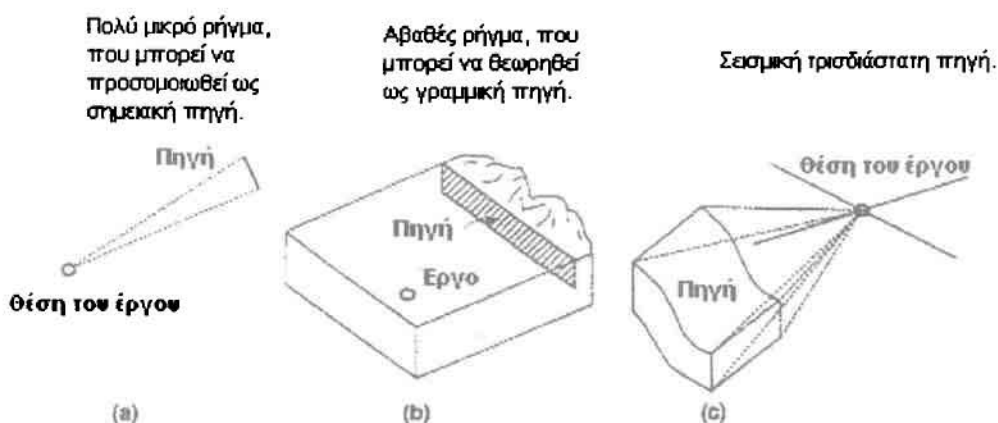
Σχήμα 3.6 : Βήματα της πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου (Kramer 1996)

Η αποτελεσματικότητα μιας PSHA απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή στο χαρακτηρισμό της σεισμικής πηγής, στην πρόβλεψη των παραμέτρων της σεισμικής δόνησης και στη διαδικασία των υπολογισμών πιθανότητας.

3.4.3.1 Χαρακτηρισμός της σεισμικής πηγής

Ο χαρακτηρισμός μιας σεισμικής πηγής απαιτεί θεώρηση των χωρικών χαρακτηριστικών της πηγής, της κατανομής των σεισμικών εστιών εντός της πηγής, της κατανομής του μεγέθους σεισμού για κάθε πηγή και της κατανομής των σεισμών με τον χρόνο. Κάθε ένα από τα χαρακτηριστικά αυτά περιλαμβάνει κάποιο βαθμό αβεβαιότητας.

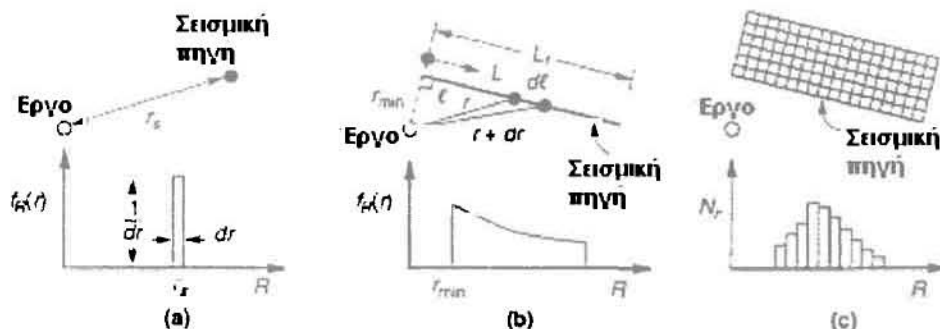
Χωρική αβεβαιότητα (καθορισμός σεισμικών πηγών). Η γεωμετρία των σεισμικών πηγών εξαρτάται από τις τεκτονικές διεργασίες που συνετέλεσαν στη διαμόρφωσή τους. Οι σεισμοί που συνδέονται με ηφαιστειακή δραστηριότητα δημιουργούνται στη ζώνη του ηφαιστείου που είναι αρκετά μικρή και μπορεί να περιγραφεί ως σημειακή πηγή. Τα επίπεδα ρήγματα που είναι σαφώς καθορισμένα στο χώρο μπορούν να θεωρηθούν ως δισδιάστατες πηγές. Τέλος, περιοχές όπου ο μηχανισμός του σεισμού δεν είναι σαφώς καθορισμένος, ή που το ρήγμα είναι αρκετά εκτενές ώστε να είναι δύσκολη η διάκριση μεταξύ των μεμονωμένων ρηγμάτων, μπορούν να αντιμετωπιστούν ως τρισδιάστατες πηγές (σχήμα 3.7).



Σχήμα 3.7 : Διαφορετικοί τύποι σεισμικών πηγών (Kramer 1996)

Συνήθως οι σεισμοί υποτίθεται ότι διανέμονται ομοιόμορφα μέσα σε μια πηγή (δηλαδή θεωρούνται εξίσου πιθανοί να εμφανιστούν σε οποιαδήποτε θέση). Η υπόθεση της ομοιομορφίας μέσα σε μια πηγή δεν είναι απαραίτητη, και ανομοιόμορφες κατανομές μπορούν να χρησιμοποιηθούν όταν υπάρχουν αρκετά δεδομένα. Όμως, αξίζει να σημειωθεί ότι μια ομοιόμορφη κατανομή μέσα σε μια πηγή δεν μεταφράζεται και σε ομοιόμορφη κατανομή της πιθανότητας της απόστασης της θέσης που μελετείται από την πηγή. Δεδομένου ότι οι σχέσεις πρόβλεψης

εκφράζουν τις παραμέτρους σεισμικών δονήσεων με την απόσταση από την πηγή, η χωρική αβεβαιότητα ως προς την απόσταση μπορεί να περιγραφεί από μια συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.8.



Σχήμα 3.8 : Κατανομή της πιθανότητας της απόστασης για διάφορες σεισμικές πηγές (Kramer 1996).

Για τη σημειακή πηγή η απόσταση είναι γνωστή και συνεπώς η πιθανότητα που συνδέεται με την απόσταση είναι ένα. Δηλαδή $P[R = r_s] = 1$ ενώ $P[R \neq r_s] = 0$.

Για τη γραμμική πηγή, η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας της απόστασης R είναι:

$$f_R(r) = \frac{r}{L\sqrt{r^2 - r_{\min}^2}} \quad r_{\min} \leq r \leq r_{\max}$$

και η αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας της απόστασης R είναι:

$$P[R = r] = \frac{\sqrt{r^2 - r_{\min}^2}}{L} \quad r_{\min} \leq r \leq r_{\max}$$

όπου L το μήκος του ρήγματος.

Για ζώνες πηγής με πιο σύνθετη γεωμετρία είναι ευκολότερο να υπολογισθεί η $f_R(r)$ με αριθμητικές μεθόδους. Για παράδειγμα διαιρώντας τη ζώνη της πηγής του σχήματος (3.8 c) σε μεγάλο αριθμό στοιχειωδών ίσων εμβαδών, μπορεί να κατασκευαστεί ένα ιστόγραμμα που προσεγγίζει την $f_R(r)$.

Αβεβαιότητα μεγέθους. Μόλις προσδιορισθεί μια πηγή σεισμού, η προσοχή στρέφεται προς την εκτίμηση των μεγεθών του σεισμού που η πηγή μπορεί να παραγάγει. Όλες οι σεισμικές πηγές έχουν ένα μέγιστο μέγεθος σεισμού που δεν μπορεί να ξεπεραστεί. Γενικά, η πηγή θα παράγει τους σεισμούς διαφορετικών μεγεθών μέχρι ένα μέγιστο σεισμό, με τους μικρότερους σεισμούς να εμφανίζονται συχνότερα. Για κάθε πηγή, η διανομή των μεγεθών σεισμού σε μια δεδομένη χρονική περίοδο περιγράφεται από μια σχέση επαναληπτικότητας.

↓ *Νόμος επαναληπτικότητας των Gutenberg - Richter*

Οι Gutenberg και Richter συγκέντρωσαν δεδομένα για τους σεισμούς της Καλιφόρνιας για μια μεγάλη χρονική περίοδο και στη συνέχεια οργάνωσαν τα δεδομένα αυτά ανάλογα με τον αριθμό των σεισμών που είχαν υπερβεί διάφορες τιμές μεγεθών κατά τη διάρκεια αυτής της χρονικής περιόδου. Έπειτα, διαίρεσαν τον αριθμό των υπερβάσεων του κάθε μεγέθους με το μήκος του χρονικού διαστήματος ορίζοντας με τον τρόπο αυτό τη μέση ετήσια συχνότητα λ_m υπέρβασης σεισμών μεγέθους $> M$. Όπως είναι φυσικό το λ_m των μικρότερων μεγεθών σεισμού έχει μεγαλύτερη τιμή από το λ_m των μεγαλύτερων μεγεθών σεισμού.

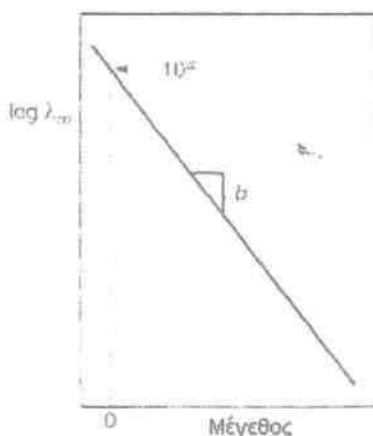
Το αντίστροφο του λ_m είναι η περίοδος επαναφοράς σεισμών μεγέθους $\geq M$.

$$T_m = 1 / \lambda_m$$

Η ανάλυση μιας μεγάλης βάσης δεδομένων οδήγησε τους Gutenberg και Richter στη σχέση επαναληπτικότητας.

$$\log \lambda_m = a - bM$$

όπου 10^a είναι η μέση ετήσια συχνότητα σεισμών με μέγεθος $> M = 0$ και b είναι μια σταθερά που εκφράζει τη σχετική συχνότητα των μικρών και των μεγάλων σεισμών. Ο νόμος επαναληπτικότητας των Gutenberg και Richter φαίνεται στο σχήμα 3.9.



Σχήμα 3.9 : Στατιστικός νόμος επαναληπτικότητας των Gutenberg – Richter.

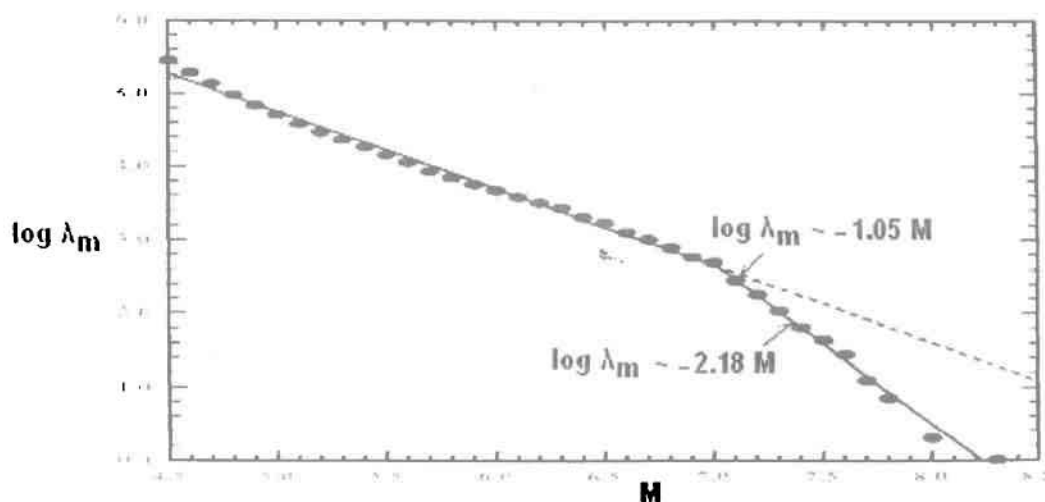
Όταν αυξάνει το b , μειώνεται η συχνότητα των σεισμών μεγάλου μεγέθους. Από τα παραπάνω είναι φανερή η μεγάλη σημασία των παραμέτρων a και b για τον καθορισμό της σεισμικότητας μιας περιοχής. Τέτοιες παράμετροι έχουν δοθεί για ορισμένες σεισμικές πηγές στην Ελλάδα.

Τα δεδομένα από τα οποία βγαίνουν οι παράμετροι της σχέσης επαναληπτικότητας για την κάθε σεισμική πηγή είναι συνήθως αραιά, εκτός αν αυτή είναι εξαιρετικά ενεργή. Είναι σαφές ότι η σεισμολογική βάση δεδομένων πρέπει να απαρτίζεται μόνο από ανεξάρτητα σεισμικά γεγονότα και να μην περιλαμβάνει προσεισμικές ή μετασεισμικές δονήσεις. Επίσης, πρέπει να εκτιμηθεί και η πληρότητα της βάσης δεδομένων. Οι ιστορικοί σεισμοί (πριν το 1900) είναι συνήθως πιο πλήρεις στους μεγάλους σεισμούς απ' ό,τι στους μικρούς. Στο παρελθόν αρκετοί σχετικά μικροί σεισμοί δεν ανιχνεύονταν για διάφορους φυσικούς και δημογραφικούς λόγους. Το να γίνει η προσαρμογή μια ευθείας (όπως αυτή των Gutenberg – Richter) σε δεδομένα στα οποία ο μέσος ρυθμός επανάληψης των μικρών σεισμών υποεκτιμάται θα έχει ως αποτέλεσμα η γραμμή αυτή να γίνεται πιο επίπεδη (κάτι που είναι λογικό καθώς η παράμετρος b μειώνεται). Επομένως, το λ_m των μικρότερων μεγεθών σεισμού θα υποεκτιμάται ενώ το λ_m των μεγάλων μεγεθών σεισμών που ενδιαφέρουν τον μηχανικό θα υπερεκτιμάται. Σε κάθε περίπτωση χρειάζεται διόρθωση των ελλειπόντων δεδομένων και για αυτό το σκοπό διάφορες μέθοδοι έχουν προταθεί (Stepp 1972, Weichert 1980 και EPRI 1986).

Εκτός από τις σχέσεις επαναληπτικότητας που έχουν προταθεί για διάφορες μεμονωμένες σεισμικές πηγές της Ελλάδας, ο Παπαζάχος (1997) έχει προτείνει ένα διγραμμικό νόμο επαναληπτικότητας για το συνολικό ελλαδικό χώρο που παρουσιάζεται στο σχήμα 3.10.

$$\log \lambda_m = 6.58 - 1.05M \quad \text{για } 4.5 < M < 7.0$$

$$\log \lambda_m = 14.51 - 2.18M \quad \text{για } 7.0 < M < 8.3$$



Σχήμα 3.10 : Νόμος επαναληπτικότητας για την Ελλάδα (Παπαζάχος 1997)

Ο νόμος επαναληπτικότητας των Gutenberg και Richter μπορεί επίσης και να εκφραστεί ως:

$$\lambda_m = 10^{a-bm} = \exp(\alpha - \beta m) = v$$

όπου $a = 2.303a$ και $\beta = 2.303b$

Ο νόμος Gutenberg – Richter καλύπτει μια σειρά μεγεθών από το 0 έως το ∞ . Για τον μηχανικό οι πολύ μικροί σεισμοί δεν έχουν ενδιαφέρον και αν είναι μικρότεροι από ένα μέγεθος m_0 απόβλλονται. Επιπλέον αν τεθεί κάποιο μέγιστο μέγεθος m_{max} , τότε μπορεί να υπολογιστεί ότι:

$$\lambda_m = v \frac{\exp[-\beta(m - m_0)] - \exp[-\beta(m_{max} - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{max} - m_0)]} \quad m_0 < m < m_{max}$$

Η αθροιστική συνάρτηση πιθανότητας (CDF) δίδεται από τη σχέση:

$$F_M(m) = P[M < m | m_0 \leq m \leq m_{max}] = \frac{1 - \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{max} - m_0)]}$$

και η συνάρτηση πυκνότητας πιθανότητας (PDF) είναι:

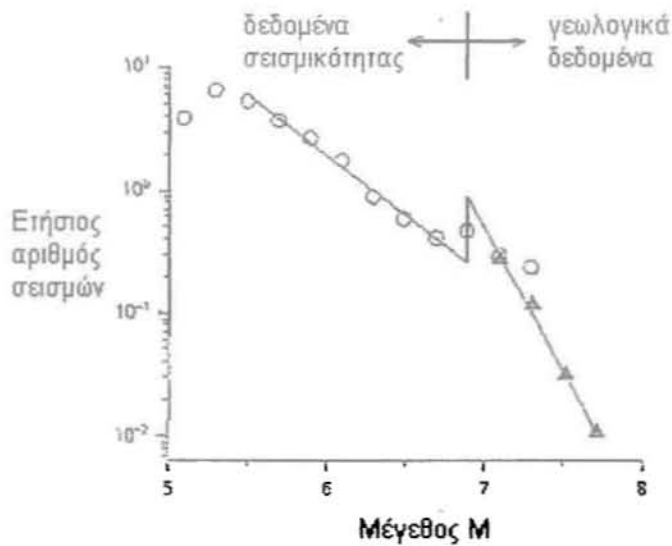
$$f_m(m) = \frac{\beta \exp[-\beta(m - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{max} - m_0)]}$$

✦ *Χαρακτηριστικοί σεισμοί*

Ο νόμος Gutenberg – Richter αναπτύχθηκε από ένα σύνολο δεδομένων που περιέλαβαν πολλές διαφορετικές σεισμικές πηγές. Όμως, για συγκεκριμένες περιοχές τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά των μεμονωμένων ρηγμάτων είναι σημαντικά. Πρόσφατα η ικανότητα των νόμων επαναληπτικότητας να περιγράψουν τη συμπεριφορά μιας συγκεκριμένης σεισμικής πηγής αμφισβητείται. Οι μελέτες παλαιοσεισμικότητας δείχνουν ότι τα ρήγματα τείνουν να κινηθούν περίπου την ίδια απόσταση σε κάθε σεισμό. Αυτό υπονοεί ότι τα ρήγματα παράγουν επανειλημμένα σεισμούς παρόμοιου μεγέθους (με διακύμανση περίπου μισή μονάδα μεγέθους κοντά στο μέγιστο μέγεθος τους), που είναι γνωστοί ως χαρακτηριστικοί σεισμοί.

Με τη χρονολόγηση αυτών των χαρακτηριστικών σεισμών, μπορεί να υπολογιστεί η συχνότητα επανάληψής τους. Τα γεωλογικά στοιχεία δείχνουν ότι οι χαρακτηριστικοί σεισμοί εμφανίζονται περισσότερο συχνά από ότι προκύπτει από τον νόμο Gutenberg – Richter. Το αποτέλεσμα είναι ένας πιο σύνθετος νόμος επαναληπτικότητας από τα δεδομένα σεισμικότητας στα χαμηλά μεγέθη και από γεωλογικά στοιχεία στα υψηλά μεγέθη.

όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.11.



Σχήμα 3.11 : Σύνθετος νόμος επαναληπτικότητας από τα δεδομένα σεισμικότητας στα χαμηλά μεγέθη και από γεωλογικά στοιχεία στα υψηλά μεγέθη.

Τα περιορισμένα ιστορικά στοιχεία είναι ανεπαρκή για να αξιολογηθεί εάν ο νόμος Gutenberg – Richter, ο χαρακτηριστικός σεισμός, ή κάποιος άλλος νόμος επαναληπτικότητας είναι σωστόι. Πάντως, η θεωρία του χαρακτηριστικού σεισμού φαίνεται να συμφωνεί καλύτερα με την κατανομή των μεγεθών των σεισμών.

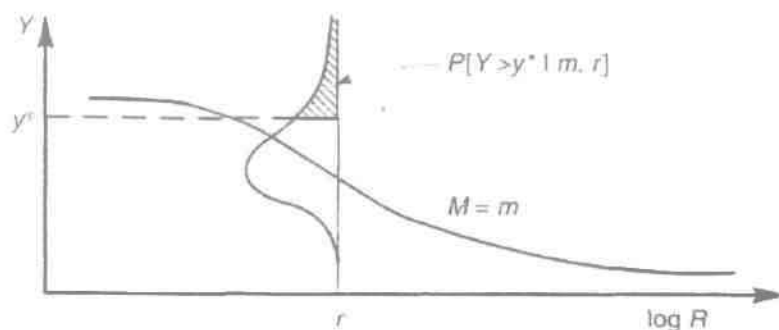
3.4.3.2 Σχέσεις πρόβλεψης

Η πιθανότητα ότι μία παράμετρος Y της σεισμικής δόνησης θα υπερβεί την τιμή y^* για ένα δεδομένο μέγεθος σεισμού m και σε μια δεδομένη απόσταση r διακρίνεται στο σχήμα 3.12 και δίδεται από την παρακάτω σχέση:

$$P[Y > y^* | m, r] = 1 - F_Y(y^*)$$

όπου $F_Y(y^*)$ είναι η τιμή της (CDF) της Y .

Η τιμή της $F_Y(y^*)$ εξαρτάται από την κατανομή της πιθανότητας της μεταβλητής Y . Οι παράμετροι Y (PHA, PHV) της ισχυρής σεισμικής δόνησης ακολουθούν τη λογαριθμική κανονική κατανομή (δηλαδή, οι $\ln PHA$ και $\ln PHV$ κατανέμονται κανονικά). Όμως, πρέπει να προσεχτεί το γεγονός ότι καθώς δεν υπάρχει άνω όριο στη λογαριθμική κατανομή, είναι δυνατόν να δοθούν μη μηδενικές πιθανότητες σε σεισμικές παραμέτρους που είναι μη ρεαλιστικές.



Σχήμα 3.12 : Πιθανότητα υπέρβασης μίας συγκεκριμένης τιμής μιας παραμέτρου της σεισμικής δόνησης για ένα δεδομένο μέγεθος m και μια δεδομένη απόσταση r (Kramer 1996).

3.4.3.3 Χρονική αβεβαιότητα – Κατανομή Poisson

Οι σεισμοί μπορούν να συμβούν σε οποιαδήποτε περιοχή ενός ρήγματος και σε οποιοδήποτε χρονική στιγμή. Για μία δεδομένη κατασκευή μας ενδιαφέρει η πιθανότητα υπέρβασης της παραμέτρου της σεισμικής δόνησης εντός της χρήσιμης διάρκειας ζωής του έργου. Η συχνότητα εμφάνισης των σεισμών συνήθως περιγράφεται με την κατανομή Poisson, με την οποία υπολογίζονται οι τιμές μιας τυχαίας μεταβλητής N που αντιπροσωπεύει τον αριθμό περιστατικών ενός σεισμού κατά τη διάρκεια ενός δεδομένου χρονικού διαστήματος. Οι απαραίτητες υποθέσεις για το χαρακτηρισμό μιας διαδικασίας ως τύπου Poisson είναι:

- (α) Ένα ενδεχόμενο μπορεί να συμβεί τυχαία σε οποιοδήποτε χρονικό σημείο.
- (β) Ο αριθμός περιστατικών μέσα σε κάποιο χρονικό διάστημα είναι ανεξάρτητος από τον αριθμό που εμφανίζονται σε οποιοδήποτε άλλο χρονικό διάστημα.
- (γ) Η πιθανότητα ενός περιστατικού μέσα σε ένα πολύ μικρό διάστημα Δt είναι ανάλογη του διαστήματος Δt και είναι ίση με $\nu \Delta t$, όπου ν ο μέσος αριθμός πραγματοποιήσεων του ενδεχομένου στην μονάδα του χρόνου (υποτίθεται σταθερός). Η πιθανότητα δύο ή περισσότερων συμβάντων στο διάστημα Δt είναι 0.

Αυτές οι παραδοχές δείχνουν ότι τα γεγονότα της κατανομής Poisson εμφανίζονται τυχαία, χωρίς τη μνήμη του χρόνου, του μεγέθους, ή της θέσης οποιουδήποτε προηγούμενου γεγονότος.

Όμως, η θεωρία της εκτόνωσης της ελαστικής ενέργειας υπονοεί ότι η πραγματοποίηση ενός σεισμού θα ανακουφίσει τις τάσεις κατά μήκος του τμήματος του ρήγματος στο οποίο εμφανίστηκε η ρήξη, και ότι η επόμενη ρήξη δεν θα γίνει σε εκείνο το τμήμα έως ότου οι τάσεις αυξηθούν και πάλι με το χρόνο. Επομένως, οι πιθανότητες ενός σεισμού που εμφανίζεται σε ένα ιδιαίτερο τμήμα ρήγματος εξαρτώνται από τον χρόνο που έχει παρέλθει από τον τελευταίο σεισμό και το ποσό ενέργειας που αποδεσμεύθηκε. Υπό μια πιθανολογική έννοια, οι μεμονωμένοι σεισμοί σε

ένα ιδιαίτερο τμήμα ρηγμάτων δεν είναι σωστό να θεωρηθούν ως τυχαία, ανεξάρτητα γεγονότα.

Για μια κατανομή Poisson η πιθανότητα μιας τυχαίας μεταβλητής N , η οποία αντιπροσωπεύει τον αριθμό περιστατικών ενός σεισμού κατά τη διάρκεια ενός δεδομένου χρονικού διαστήματος δίνεται από τη σχέση:

$$P[N = n] = \frac{\mu^n e^{-\mu}}{n!}$$

όπου μ είναι ο μέσος αριθμός σεισμών σε αυτό το χρονικό διάστημα.

Για να προσδιοριστεί η συχνότητα επανάληψης σεισμού, η ανωτέρω σχέση εκφράζεται συνήθως ως εξής:

$$P[N = n] = \frac{(\lambda t)^n e^{-\lambda t}}{n!} \quad \mu = \lambda t$$

όπου λ είναι η μέση συχνότητα στη μονάδα του χρόνου.

Η πιθανότητα ενός τουλάχιστον σεισμού σε μια χρονική περίοδο t δίνεται από τη σχέση:

$$P[N = n] = P[N = 1] + P[N = 2] + \dots + P[N = \infty] = 1 - e^{-\lambda t}$$

Όταν απαιτείται ο υπολογισμός της πιθανότητας υπέρβασης ενός συγκεκριμένου μεγέθους σεισμού η κατανομή Poisson μπορεί να συνδυαστεί με έναν κατάλληλο νόμο επαναληπτικότητας για να προβλέψει την πιθανότητα μιας τουλάχιστον υπέρβασης σε ένα χρονικό διάστημα t με τη βοήθεια της σχέσης:

$$P[N > 1] = 1 - e^{-\lambda t}$$

Η διερεύνηση πολλών κατανομών έδειξε ότι, η κατανομή Poisson είναι κατάλληλη για την ανάλυση σεισμικού κινδύνου, εκτός αν ο σεισμικός κίνδυνος καθορίζεται από μια πηγή για την οποία το χρονικό διάστημα από το προηγούμενο σημαντικό γεγονός είναι μεγαλύτερο από το μέσο χρόνο και όταν η πηγή αυτή έχει έντονη συμπεριφορά «χαρακτηριστικού χρόνου επανάληψης». Επομένως, λόγω απλότητας, ευκολίας χρήσης, αλλά και λόγω έλλειψης ικανοποιητικών στοιχείων για περιπλοκότερα μοντέλα, το μοντέλο Poisson χρησιμοποιείται ευρύτατα στις αναλύσεις σεισμικού κινδύνου.

3.4.3.4 Υπολογισμοί πιθανότητας

Τα αποτελέσματα μιας πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου μπορούν να εκφραστούν με πολλούς διαφορετικούς τρόπους. Γενικά όλοι οι τρόποι περιλαμβάνουν κάποιους υπολογισμούς πιθανότητας που συνδυάζουν τις αβεβαιότητες στο μέγεθος, τη θέση, τη συχνότητα και στα αποτελέσματα του σεισμού ώστε να υπολογίσουν τους σεισμικούς κινδύνους. Μια κοινή προσέγγιση περιλαμβάνει τη δημιουργία των καμπυλών σεισμικού κινδύνου, οι οποίες δείχνουν την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης των διαφορετικών τιμών μιας παραμέτρου της σεισμικής δόνησης. Οι καμπύλες αυτές μπορούν να χρησιμοποιηθούν για να υπολογισθεί η πιθανότητα υπέρβασης της παραμέτρου της σεισμικής δόνησης σε μια καθορισμένη χρονική περίοδο.

Ο τελικός στόχος μιας τέτοιας πιθανοτικής ανάλυσης είναι, αφού ληφθούν υπ' όψιν όλες οι χρονικές, χωρικές και λοιπές αβεβαιότητες των σεισμικών συμβάντων, να συνταχθούν διαγράμματα τα οποία να συνδέουν μια παράμετρο της ισχυρής εδαφικής κίνησης (εδαφική επιτάχυνση ή ταχύτητα) με την πιθανότητα εμφάνισης.

Καμπύλες σεισμικού κινδύνου. Οι καμπύλες σεισμικού κινδύνου μπορούν να ληφθούν για τις μεμονωμένες ζώνες πηγών και να συνδυαστούν για να εκφράσουν το συνολικό κίνδυνο μιας περιοχής. Η βασική ιδέα των υπολογισμών που απαιτούνται είναι απλή. Η πιθανότητα της υπέρβασης μιας ιδιαίτερης τιμής, y^* , μιας παραμέτρου της σεισμικής δόνησης, Y , υπολογίζεται για ένα σεισμό πιθανού μεγέθους M σε μια πιθανή απόσταση R και πολλαπλασιάζεται με την πιθανότητα της εμφάνισης ενός σεισμού μεγέθους M σε μια απόσταση R . Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλα τα πιθανά μεγέθη M και αποστάσεις R και οι πιθανότητες αθροίζονται.

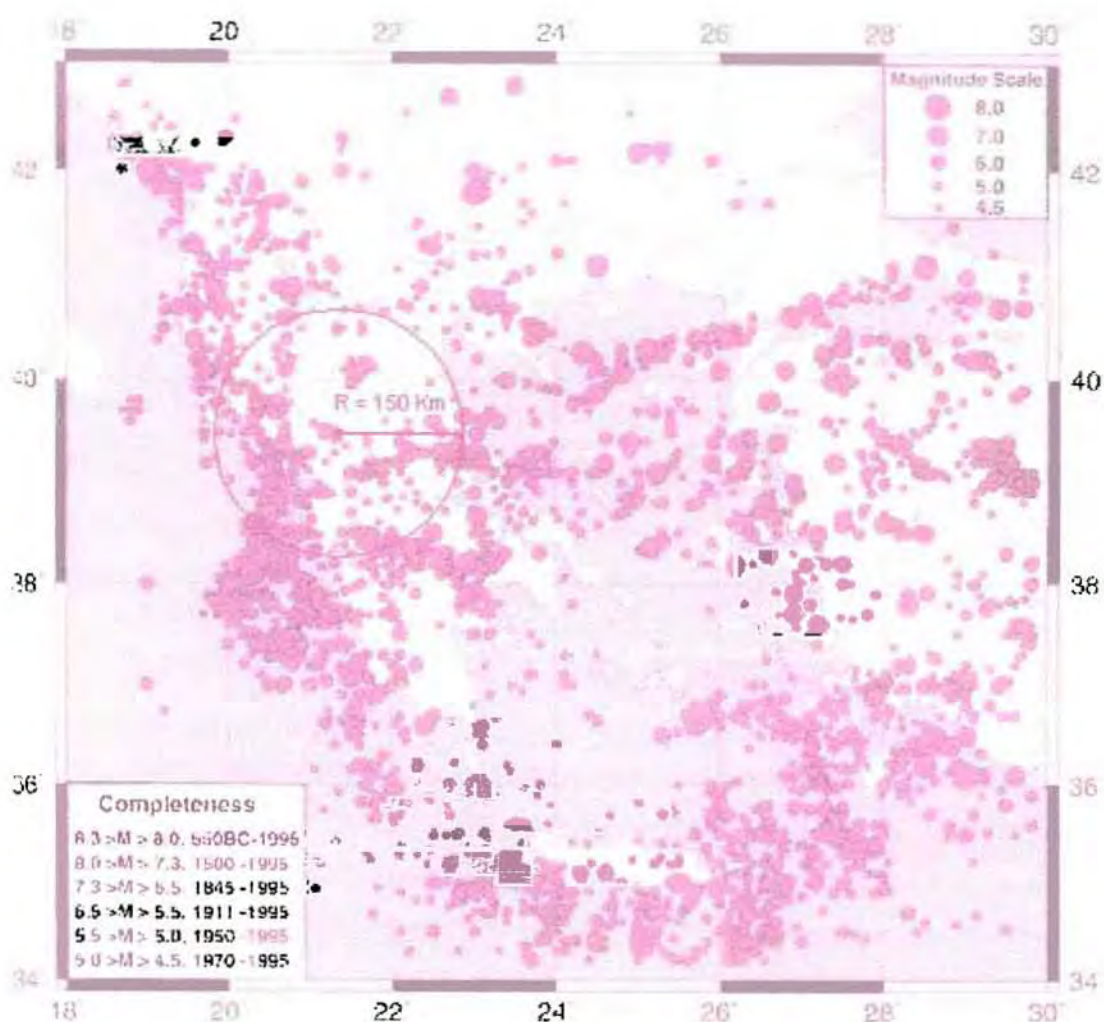
$$\lambda_{y^*} = P[Y \geq y^*] = \sum_{i=1}^{N_S} \sum_{j=1}^{N_M} \sum_{k=1}^{N_R} \lambda_i P[Y \geq y^* | m_j, r_k] P[M = m_j] P[R = r_k]$$

όπου N_S είναι ο αριθμός των πηγών και κάθε πηγή είναι ικανή να παράγει N_M σεισμούς μεγέθους m_j , σε N_R διαφορετικές αποστάσεις r_k .

3.5 Εφαρμογή της PSHA στο φράγμα της Μεσοχώρας

Η περιοχή ενδιαφέροντος, όπου θα πραγματοποιηθεί η μέθοδος της πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικού κινδύνου, εστιάζεται στην περιοχή της Μεσοχώρας. Ακολουθούνται τα βήματα όπως ακριβώς περιγράφηκαν στη μεθοδολογία και σκοπός είναι η κατάρτιση της καμπύλης που να συνδέει τη μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση σχεδιασμού με την περίοδο επαναφοράς της.

Το παρακάτω σχήμα περιλαμβάνει όλα τα σεισμικά γεγονότα του Ελλαδικού χώρου από την αρχαιότητα έως και σήμερα (2001).

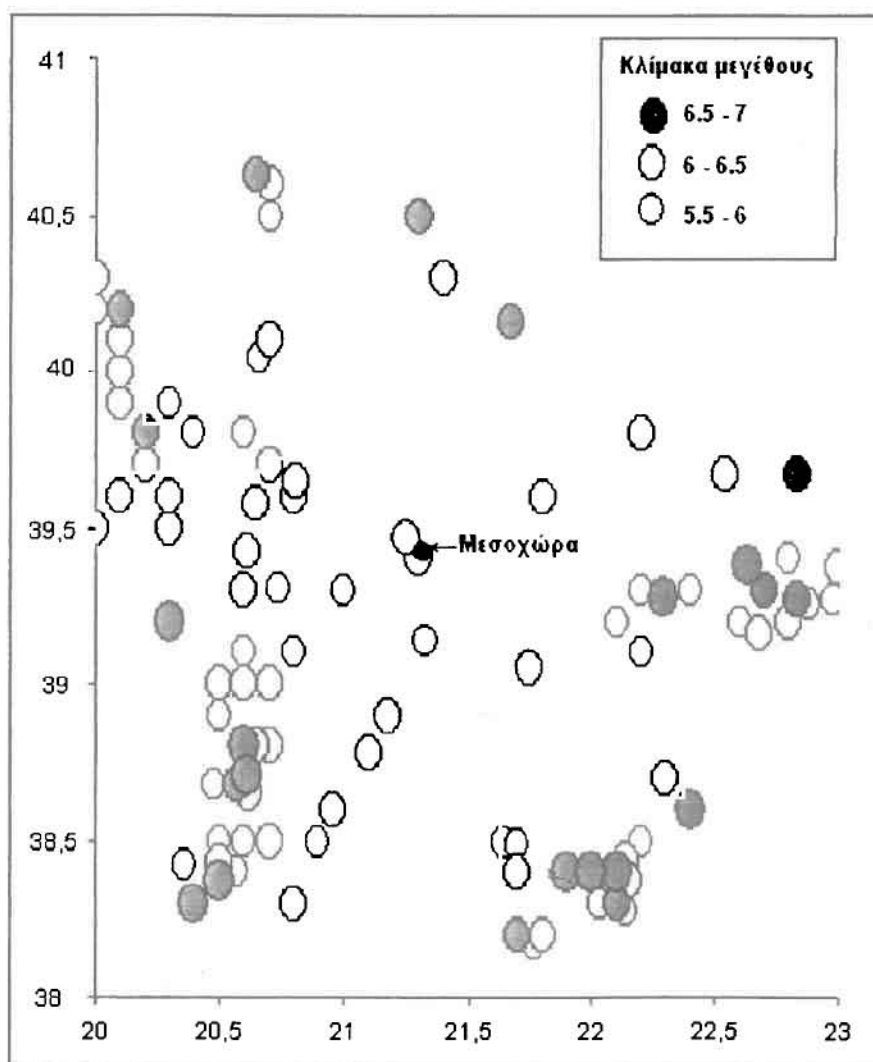


Σχήμα 3.13 : Κατάλογος των αβαθών σεισμών από το γεωφυσικό εργαστήριο του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης (Παπαζάχος κ.α. 2001).

Από την ανωτέρω μεγάλη βάση δεδομένων επιλέγονται τα σεισμικά γεγονότα που βρίσκονται σε μια ακτίνα ίση με 150 Km έχοντας ως κέντρο τη θέση του φράγματος της Μεσοχώρας (κόκκινος κύκλος στο σχήμα 3.13) και με ένα περιορισμό μεγέθους σεισμού M από 5.5 έως 7.

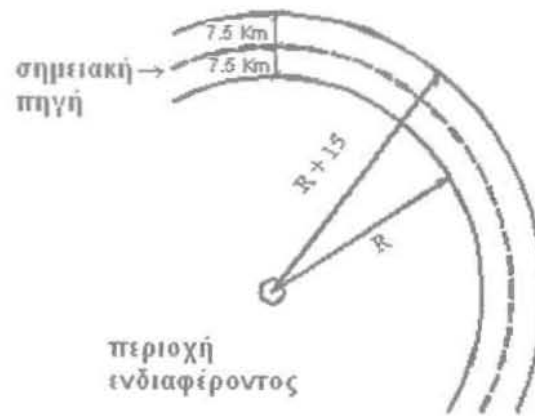
Για τον μηχανικό οι πολύ μικροί σεισμοί δεν έχουν ενδιαφέρον και αν είναι μικρότεροι από ένα μέγεθος M_0 αποβάλλονται. Εδώ λαμβάνεται $M_0 = 5.5$ Richter. Σύμφωνα με τις μελέτες σεισμικότητας το μέγιστο πιθανό μέγεθος σεισμού στην ευρύτερη περιοχή της Μεσοχώρας είναι $M_{max} = 7.0$ Richter που αποτελεί και το άνω όριο του δείγματος. Στα τελευταία 250 χρόνια παρατηρείται μια πύκνωση των δεδομένων, που οφείλεται σαφώς στα βελτιωμένα και σύγχρονα μέσα που προσφέρει η σεισμολογία για την καταγραφή και αξιολόγηση των σεισμών. Επομένως, κρίθηκε σκόπιμο να τεθεί στην ανάλυση ένας ακόμα περιορισμός, αυτός του χρόνου, για την επιλογή του τελικού δείγματος βάσει του οποίου θα υπολογισθεί ο σεισμικός κίνδυνος.

Στο παρακάτω σχήμα παρουσιάζονται τα επίκεντρα και τα μεγέθη των 123 σεισμών που επηρεάζουν την περιοχή της Μεσοχώρας και θα ληφθούν υπόψη στη μελέτη.



Σχήμα 3.14 : Επίκεντρα σεισμών στην περιοχή της Μεσοχώρας τα τελευταία 250 χρόνια.

Η ακτίνα επιρροής των 150 Km υποδιαιρείται σε 10 ίσα μέρη θεωρώντας 10 πλασματικές σημειακές πηγές στο μέσο κάθε ενός από τα 10 υποδιαστήματα, όπως φαίνεται και στο σχήμα που ακολουθεί.



Σχήμα 3.15 : Διαμέριση της περιοχής σε 10 ζώνες - δακτυλίους

Αυτές οι 10 σημειακές πηγές ($N_R=10$) θεωρείται ότι παράγουν τους σεισμούς που περικλείονται σε μια ζώνη 7.5 Km εκατέρωθεν της κάθε σημειακής πηγής σχηματίζοντας ένα νοητό δακτύλιο πάχους 15 Km. Αυτές οι πηγές βρίσκονται σε αποστάσεις η κάθε μία από την περιοχή της Μεσοχώρας αντίστοιχα:

$$R = 7.5, 22.5, 37.5, 52.5, 67.5, 82.5, 97.5, 112.5, 127.5, 142.5 \text{ Km.}$$

Είναι λοιπόν φανερό ότι:

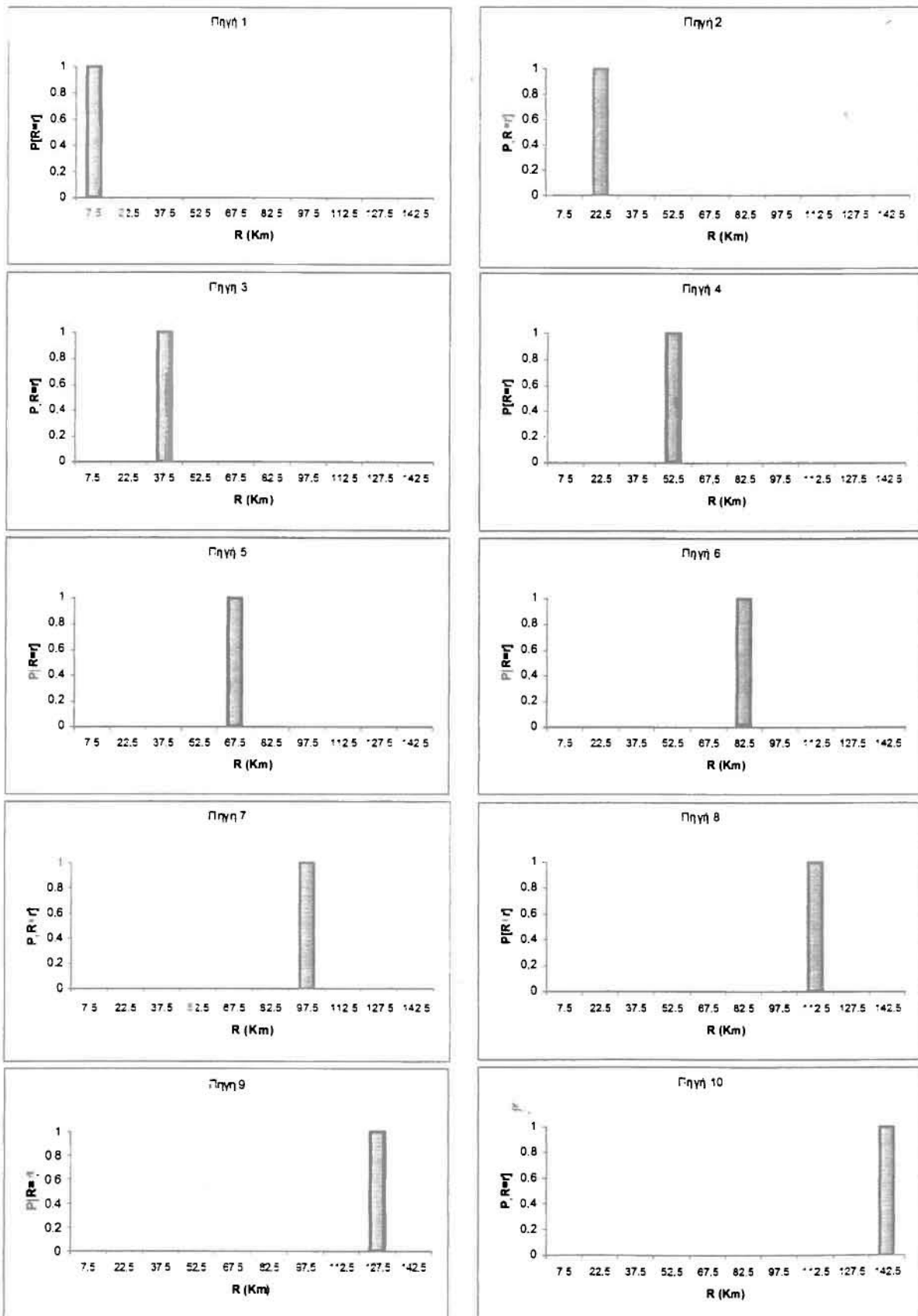
$$P[R = R_{\text{κάθε σημειακής πηγής}}] = 1$$

ενώ

$$P[R \neq R_{\text{κάθε σημειακής πηγής}}] = 0$$

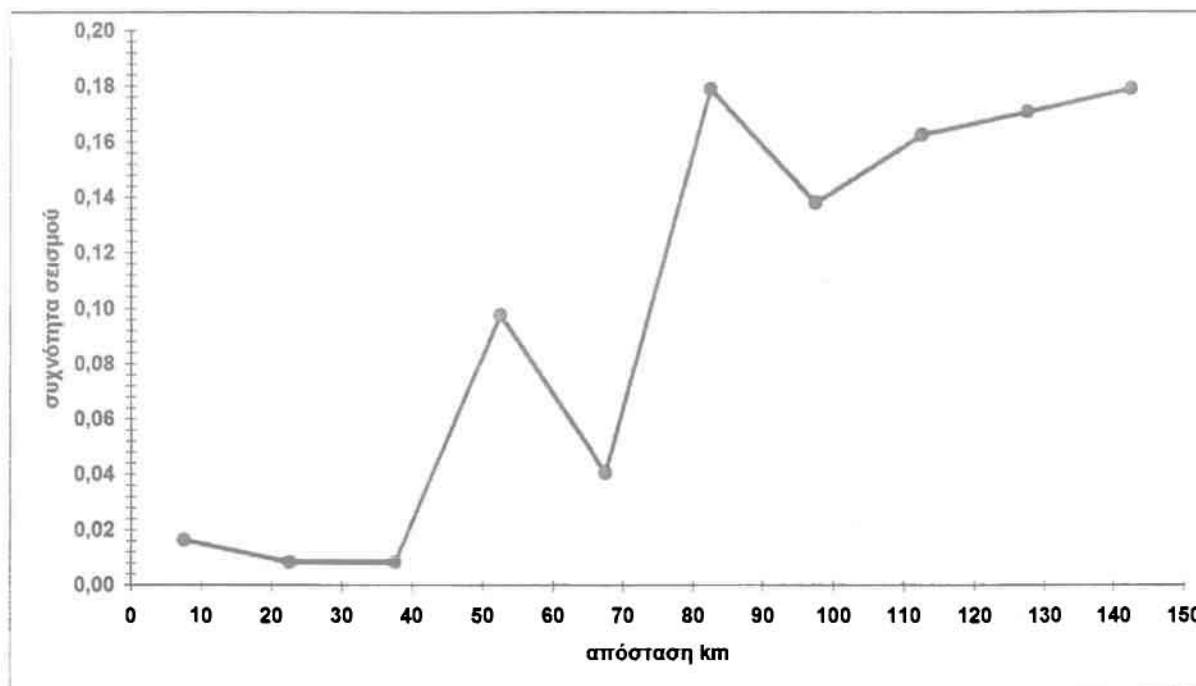
Στο σχήμα 3.16 παρουσιάζεται η κατανομή πιθανότητας της απόστασης R και για τις 10 σημειακές πηγές από το σημείο αναφοράς.

Για την ευρύτερη περιοχή της Μεσοχώρα η μέση ετήσια συχνότητα $\lambda_{5.5}^{\text{περιοχής}}$ υπέρβασης σεισμών μεγέθους $M > 5.5$ ορίζεται από τον Παπαζάχο ίση με $\lambda_{5.5}^{\text{περιοχής}} = 0.45$ κάτι που συμφωνεί και με τα σεισμολογικά δεδομένα των τελευταίων 250 ετών.



Σχήμα 3.16 : Κατανομή πιθανότητας της απόστασης R και για τις 10 σημειακές πηγές.

Επομένως, γνωρίζουμε ότι το $\lambda_{5.5}^{\text{περιοχής}} = 0.45$. Έπειτα μετρίεται ο αριθμός εμφανίσεων των σεισμών μέσα σε κάθε ζώνη σημειακής πηγής και υπολογίζεται η σχετική συχνότητα σεισμών για κάθε σημειακή πηγή.

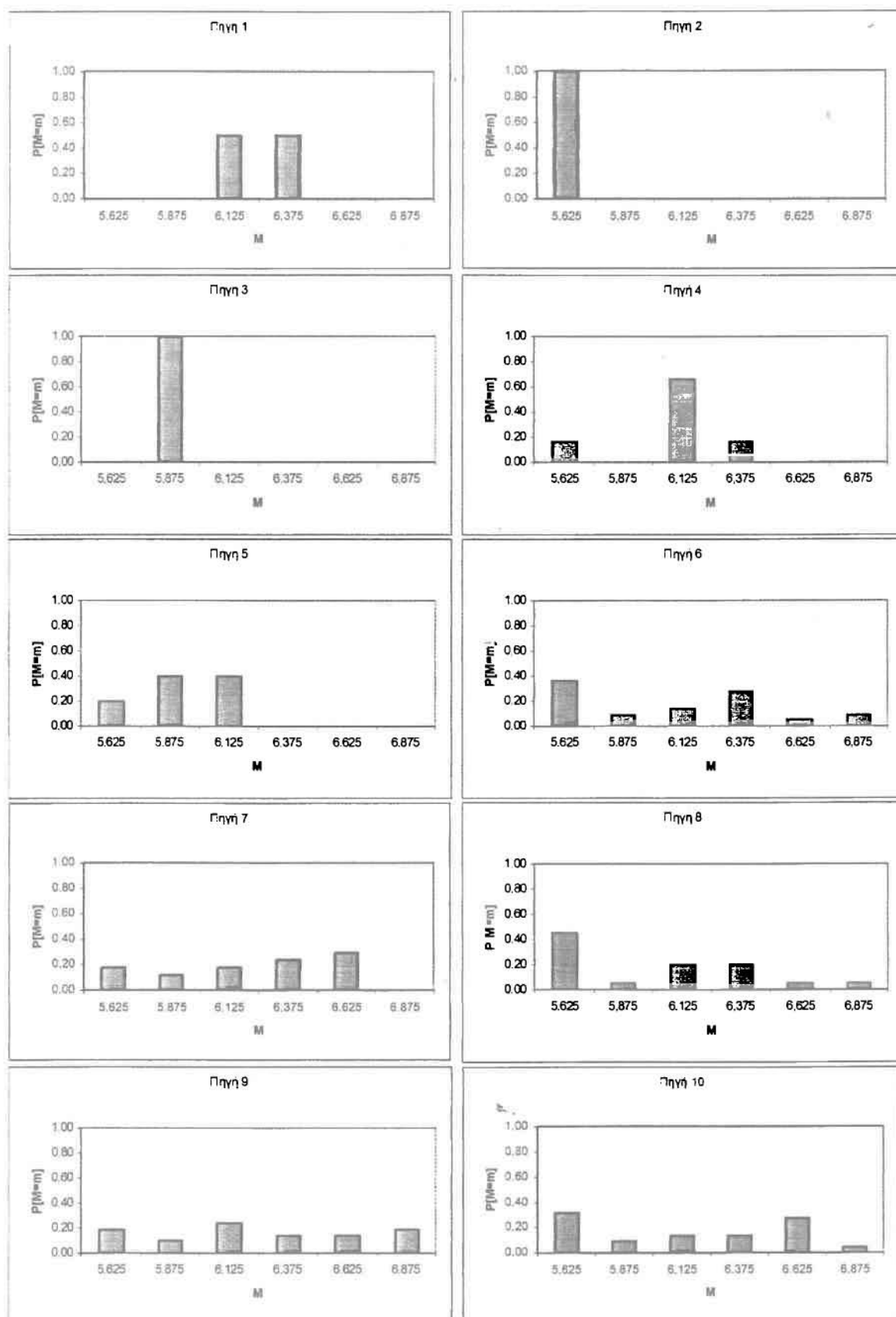


Σχήμα 3.17 : Μεταβολή της συχνότητας των σεισμών με την απόσταση

Όπως φαίνεται και από το παραπάνω γράφημα η συχνότητα ενός σεισμικού γεγονότος αυξάνεται όσο απομακρυνόμαστε από το φράγμα της Μεσοχώρας. Είναι δηλαδή πιθανότερο ένας σεισμός να συμβεί σε απόσταση μεγαλύτερη των 80 Km από τη θέση του φράγματος.

Βάσει αυτών των ποσοστών κατανέμεται και η τιμή του $\lambda_{5.5}^{\text{περιοχής}}$ για να εκφράσει του νόμου της επαναληπτικότητας σεισμών μεγέθους $M > 5.5$ Richter για κάθε μία από τις 10 σημειακές σεισμικές πηγές. Προκύπτουν έτσι 10 τιμές $\lambda_{5.5}^i$.

Στη συνέχεια για κάθε μία σημειακή πηγή, χωρίζουμε τη διαφορά μεγέθους $M_{\text{max}} - M_0$ σε 6 ίσα τμήματα ($N_M=6$) και υπολογίζουμε την κατανομή πιθανότητας ως προς το μέγεθος για κάθε σημειακή πηγή. Αύτη η κατανομή πιθανότητας παρουσιάζεται στο παρακάτω σχήμα για κάθε σημειακή πηγή.



Σχήμα 3.18 : Κατανομή πιθανότητας της κάθε σημειακής πηγής ως προς το μέγεθος.

Δεδομένου ότι η μέγιστη επιτάχυνση είναι η συνηθέστερα χρησιμοποιούμενη παράμετρος σεισμικών δονήσεων, έχουν αναπτυχθεί πολλές σχέσεις απομείωσης της μέγιστης επιτάχυνσης. Για την απόσβεση (εξασθένηση) της σεισμικής κίνησης με την απόσταση θα χρησιμοποιηθούν η σχέση που προτάθηκε από τον Θεοδουλίδη (1998) καθώς και η σχέση που προτάθηκε από τον Αμβράση.

Σχέση εξασθένησης Θεοδουλίδη (1998)

$$\ln(\text{PGA}) = 5.57 + 0.82M_s - 1.59\ln(R+15) - 0.14S - 0.18 F$$

όπου

PGA: Μέση τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε cm/sec^2 .

M_s : Επιφανειακό μέγεθος του σεισμού.

R: Επικεντρική απόσταση σε Km.

S: Μεταβλητή που παίρνει τιμές 0 για «βράχο» και 1 για αλλουβιακές αποθέσεις.

F: Μεταβλητή που αφορά τον τύπο του ρήγματος (1 για κανονικό και 0 για ρήγματα ώθησης και ανάστροφα).

M_s : Επιφανειακό μέγεθος του σεισμού.

Η τυπική απόκλιση της σχέσης είναι $\sigma = 0.68$. Η πιθανότητα ότι η παράμετρος PGA της σεισμικής δόνησης θα υπερβεί την τιμή y^* για ένα μέγεθος σεισμού M και απόσταση R είναι:

$$P[Y > y^* | m, r] = 1 - F_Y(y^*)$$

όπου $F_Y(y^*)$ είναι η τιμή της αθροιστικής συνάρτησης πιθανότητας. Η τιμή της $F_Y(y^*)$ εξαρτάται από την κατανομή της πιθανότητας της μεταβλητής Y.

Για τα δεδομένα της περιοχής το $S = 0$, για να υπολογιστεί η αναμενόμενη μέγιστη επιτάχυνση στην επιφανειακή έξαρση του βραχώδους υποστρώματος (outcrop) και το $F = 1$ γιατί ο τύπος των ρηγμάτων είναι κανονικός.

Σχέση εξασθένησης Αμβράση

$$\text{Log}(\text{PGA}) = -1.09 + 0.238M_s - 0.0005\sqrt{R^2 + 6^2} - \log(\sqrt{R^2 + 6^2})$$

όπου PGA η μέση τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε g, M_s το επιφανειακό μέγεθος του σεισμού, R η επικεντρική απόσταση σε Km. Η τυπική απόκλιση της σχέσης είναι $\sigma = 0.27$.

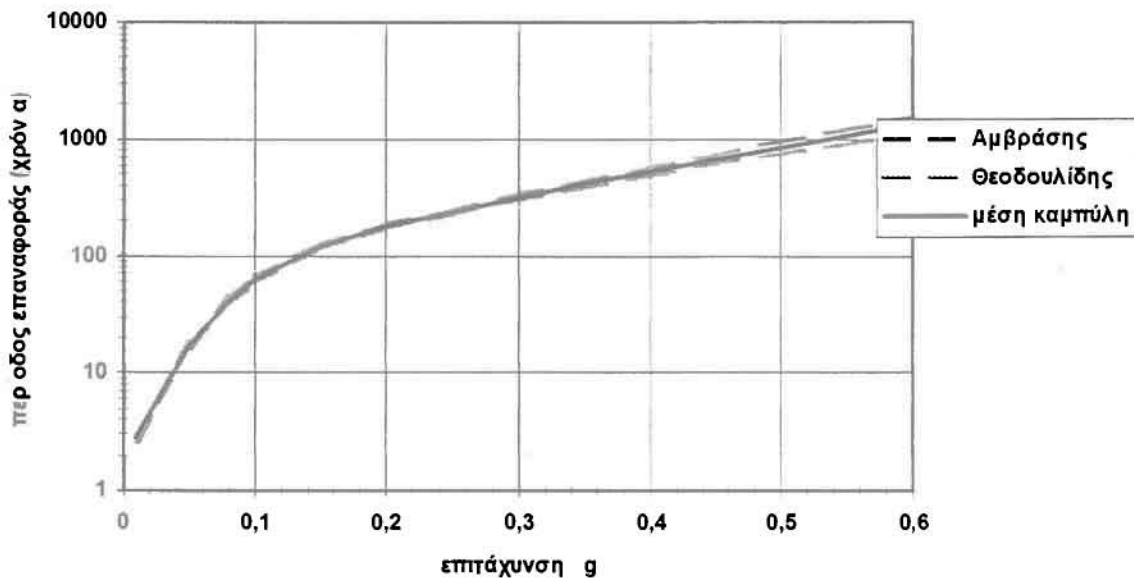
ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Τελικά η πιθανότητα της υπέρβασης μιας ιδιαίτερης τιμής, y^* , μιας παραμέτρου της σεισμικής δόνησης, Y , υπολογίζεται για ένα σεισμό πιθανού μεγέθους M σε μια πιθανή απόσταση R και πολλαπλασιάζεται με την πιθανότητα της εμφάνισης ενός σεισμού μεγέθους M σε μια απόσταση R . Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για όλα τα πιθανά μεγέθη M και αποστάσεις R και οι πιθανότητες αθροίζονται.

$$\lambda_{y^*} = P[Y > y^*] = \sum_{i=1}^{N_S} \sum_{j=1}^{N_M} \sum_{k=1}^{N_R} \lambda_i P[Y > y^* | m_j, r_k] P[M = m_j] P[R = r_k]$$

Κατά συνέπεια η εφαρμογή των σχέσεων Θεοδουλίδη και Αμβράση οδηγεί στον υπολογισμό δύο σεισμικών καμπυλών που συνδέουν τις τιμές της **μέγιστης επιτάχυνσης** με την περίοδο επαναφοράς της.

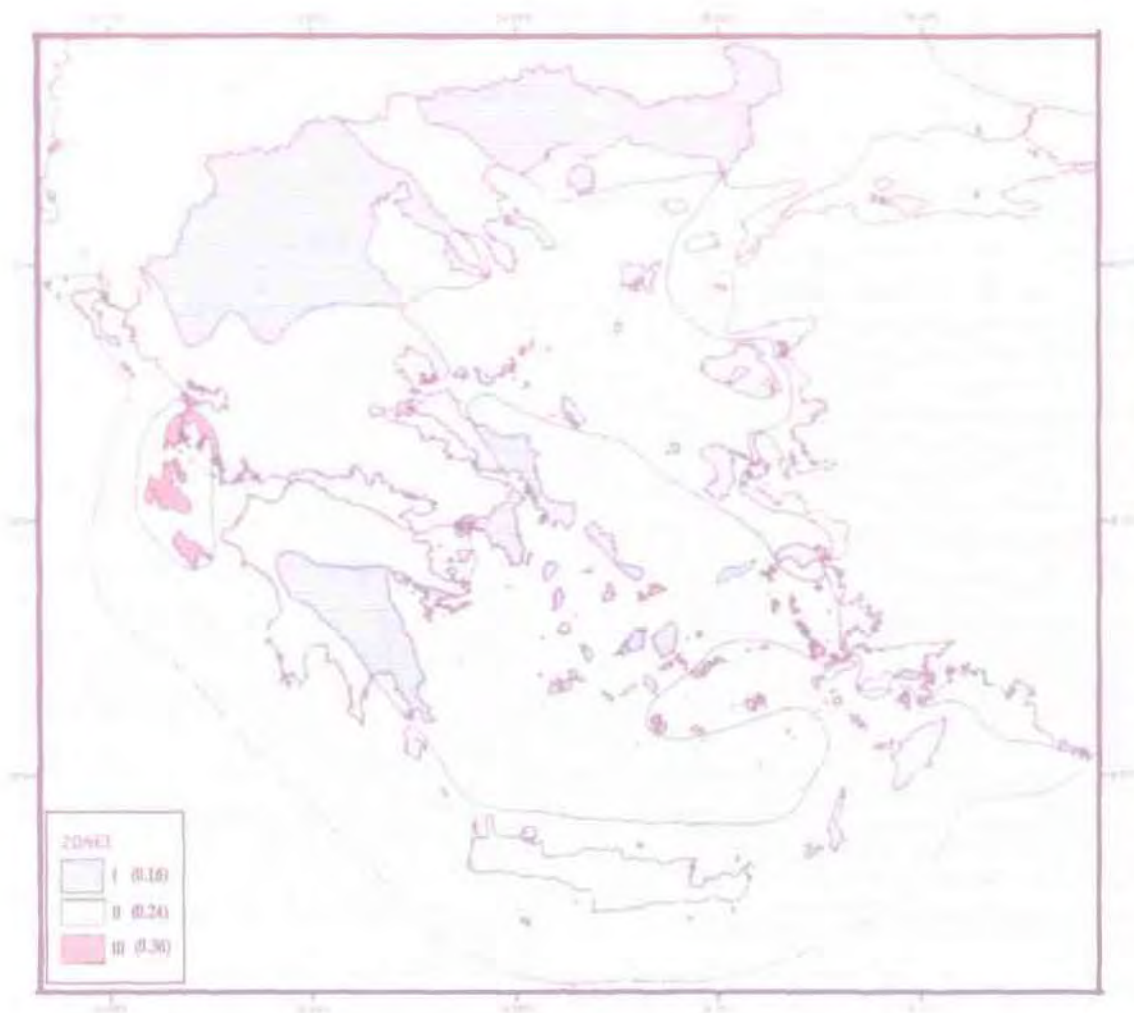
Διάγραμμα $T_{\text{επιαναφοράς}}$ της ΡΗΑ για $\lambda_{5,5}=0.45$



Σχήμα 3.19 : Διάγραμμα περιόδου επαναφοράς της PGA.

Για το φράγμα της Μεσοχώρας έχουμε την τιμή 0.35 g για $T_{\text{επιαναφοράς}} = 475$ χρόνια. Σχεδόν το σύνολο των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών δίνουν τιμές της οριζόντιας επιτάχυνσης σε μια περιοχή ενδιαφέροντος του μηχανικού όπου υπάρχει 10% πιθανότητα υπέρβασης της, στα επόμενα 50 χρόνια, όσος είναι δηλαδή και ο χρόνος ζωής μιας κατασκευής. Αυτό υπονοεί μια περίοδο επαναφοράς του σεισμικού μεγέθους της επιτάχυνσης ίση προς 475 χρόνια.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να γίνει σαφές ότι στο χάρτη ζωνών σεισμικού κινδύνου που προτείνεται από τον Ε.Α.Κ οι τιμές αναφέρονται στην **μέγιστη ενεργό επιτάχυνση** [2/3 (P.G.A)] και όχι στην κορυφαία τιμή τους.



Σχήμα 3.20 : Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας (2004).

Συνεπώς η παρούσα μελέτη έρχεται σε πλήρη συμφωνία αφού η τιμή της επιτάχυνσης για την εξεταζόμενη περιοχή είναι $a = 0.24 \text{ g}$ [2/3(0.35 g)] .

4

**ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΤΗΣ
ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ**

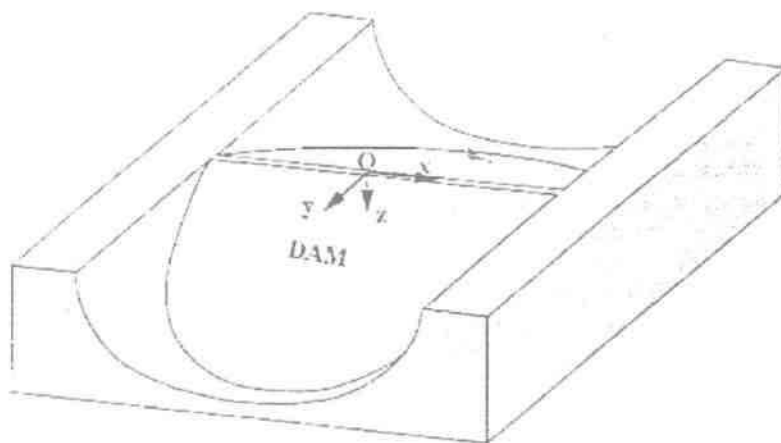
4 ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΤΗΣ ΜΕΣΟΧΩΡΑΣ

4.1 Εισαγωγή

Οι σεισμοί επιβάλλουν πρόσθετα φορτία στα φράγματα πέρα από εκείνα που δημιουργούνται λόγω των στατικών συνθηκών. Η σεισμική φόρτιση είναι ταχεία, ανακυκλική (επαναλαμβανόμενη ετερόσημη ένταση), "ελεγχόμενη" από την παραμόρφωση και εμπεριέχει κίνηση και στις τρεις κατευθύνσεις. Η συνδυασμένη επίδραση του στατικού φορτίου και των δυνάμεων αδράνειας που συνδέονται με την ισχυρή σεισμική δόνηση μπορεί να προκαλέσει στα λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος ρωγμές (κάθες και παράλληλες στον άξονα του φράγματος), ρηγματώσεις του αναχώματος πλησίον κατασκευών από σκυρόδεμα, διαφορικές καθιζήσεις, επιφανειακές κατολισθήσεις των πρανών, μείωση του ελεύθερου ύψους (που στη δυσμενέστερη περίπτωση μπορεί να οδηγήσει στην υπερπήδηση του φράγματος) και μόνιμες παραμορφώσεις του αναχώματος.

Στις σύγχρονες σεισμικές αξιολογήσεις, ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά σημαίνει ότι οι προσδοκώμενες μόνιμες παραμορφώσεις για το σεισμό σχεδιασμού παραμένουν μέσα σε αποδεκτά όρια. Κατά συνέπεια, όποτε ο συντελεστής ασφαλείας είναι χαμηλός, απαιτούνται λεπτομερείς αναλύσεις που μπορούν να εξασφαλίσουν ότι η προσδοκώμενη μόνιμη παραμόρφωση είναι αποδεκτή. Παρά τη σημαντική πρόοδο, η πρόβλεψη με μεγάλη ακρίβεια των μόνιμων παραμορφώσεων για το σεισμό σχεδιασμού παραμένει ακόμα μία πρόκληση.

Γενικά, ένα φράγμα είναι δυνατόν να υποστεί μόνιμες μετατοπίσεις στις τρεις κατευθύνσεις x , y , και z όπως φαίνονται στο σχήμα 4.1. Η θεωρία και η εμπειρία, όμως, δείχνουν ότι οι περισσότερες ζημιές γίνονται σαν αποτέλεσμα της εγκάρσιας μετατόπισης (δηλαδή στην κατεύθυνση y στο σχήμα 4.1) και συνδέονται με τη διατμητική φόρτιση που ενεργεί σε μια διατομή.



Σχήμα 4.1 : Γεωμετρία ενός φράγματος (Ντακούλας 2004)

Τα φράγματα που κατασκευάζονται σε σειсмоγενείς περιοχές, πρέπει να σχεδιαστούν έτσι ώστε να είναι αφενός μεν ασφαλή να αντισταθούν στους πιθανούς ισχυρούς σεισμούς, αφετέρου δε οικονομικά. Μια ρεαλιστική αξιολόγηση της απόκρισης τέτοιων φραγμάτων σε ισχυρή σεισμική δόνηση εξαρτάται σημαντικά από την ορθή εκτίμηση παραγόντων όπως:

- Οι δυναμικές ιδιότητες και η μη-γραμμική ανελαστική συμπεριφορά των υλικών του φράγματος.
- Η τρισδιάστατη γεωμετρία του φράγματος και της κοιλάδας.
- Η μεταβολή της δυσκαμψίας ως προς το ύψος (εξάρτηση της δυσκαμψίας από την περιβάλλουσα μέση ενεργό τάση) καθώς και η εξάρτηση της δυσκαμψίας από το εύρος της διατμητικής παραμόρφωσης.
- Η σχετική δυστροπία των υλικών του φράγματος και της κοιλάδας (επίδραση της δυσκαμψίας του υλικού της βάσης).
- Η χωρική μεταβλητότητα και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης.

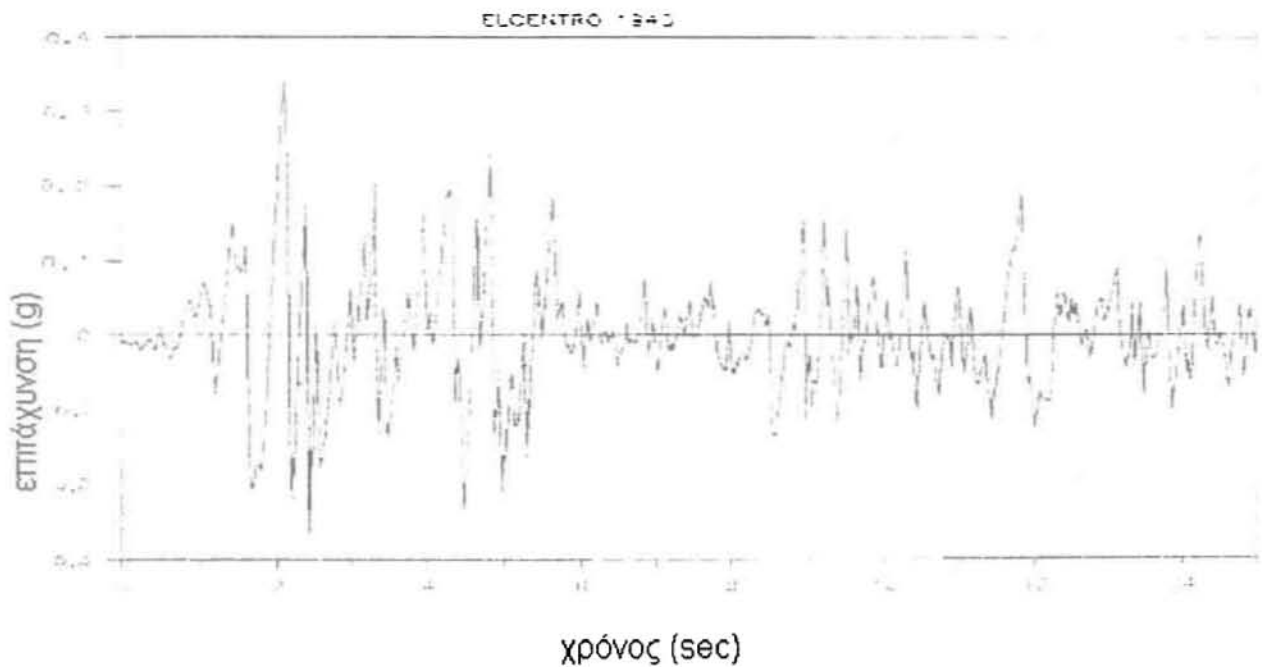
Σύμφωνα με τον Cooke η σεισμική δόνηση δεν μπορεί να προκαλέσει πίεση πόρων στα κενά της λιθορριπής, αφού το ανάχωμα των CFRDs δεν περιέχει νερό. Επίσης, στα CFRDs, ολόκληρος ο όγκος της λιθορριπής βρίσκεται κατάντη του ταμιευτήρα νερού και παρουσιάζει υψηλή σεισμική αντοχή. Επιπλέον, σύμφωνα με τον Sherard η παρουσία της ανάντη πλάκας σκυροδέματος σε λιθόρριπτα φράγματα θεωρείται ευνοϊκή για την ασφάλεια του φράγματος έναντι διατμητικής αστοχίας. Αν και υπάρχει μεγάλος βαθμός αλήθειας στους ισχυρισμούς αυτούς, κανένα CFRD μέχρι σήμερα δεν έχει δοκιμαστεί σε μια ισχυρή σεισμική δόνηση ώστε να διαπιστωθεί η πραγματική σεισμική απόκριση των φραγμάτων αυτών.

Πράγματι, τα πιο πολλά CFRDs έχουν κατασκευαστεί σε περιοχές με χαμηλή σεισμικότητα όπως είναι η Αυστραλία και η Βραζιλία. Κατά συνέπεια δεν μπορεί να αποκλειστεί χωρίς ανάλυση ο κίνδυνος βλαβών σε περίπτωση πολύ ισχυρής δόνησης όπως ρηγμάτωση της πλάκας, διαρροή και επιφανειακή κατολίπηση πρηνών. Τέτοιου είδους βλάβες θα σημάνουν σημαντικό κόστος επιδιορθώσεως, ιδίως σε φράγματα σημαντικού ύψους.

Στο αντικείμενο της δυναμικής μελέτης του φράγματος της Μεσοχώρας συμπεριλαμβάνεται ο υπολογισμός της 'μη γραμμικής' απόκρισης του φράγματος, ο υπολογισμός των κορυφαίων επιταχύνσεων, των κορυφαίων ελαστικών μετακινήσεων, των κορυφαίων ενεργών διατμητικών παραμορφώσεων, καθώς και ο εκ των υστέρων και μη συζευγμένος υπολογισμός των ανελαστικών μετακινήσεων με την επιβολή των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού.

Με βάση τη μελέτη σεισμικής επικινδυνότητας που έγινε στο τρίτο κεφάλαιο, αλλά και το χάρτη

σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος επιλέχθηκε ως κορυφαία οριζόντια εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού σε βράχο η τιμή 0.35 g. Ως σεισμική διέγερση χρησιμοποιήθηκε η ιστορική καταγραφή του σεισμού El Centro (1940). Η επιλογή αυτής της σεισμικής διέγερσης δεν ήταν τυχαία καθώς η συγκεκριμένη καταγραφή ήταν η μεγαλύτερη σε εύρος δόνηση που χρησιμοποιήθηκε από τον Γ. Γκαζέτα στη δυναμική ανάλυση σχεδιασμού του φράγματος.

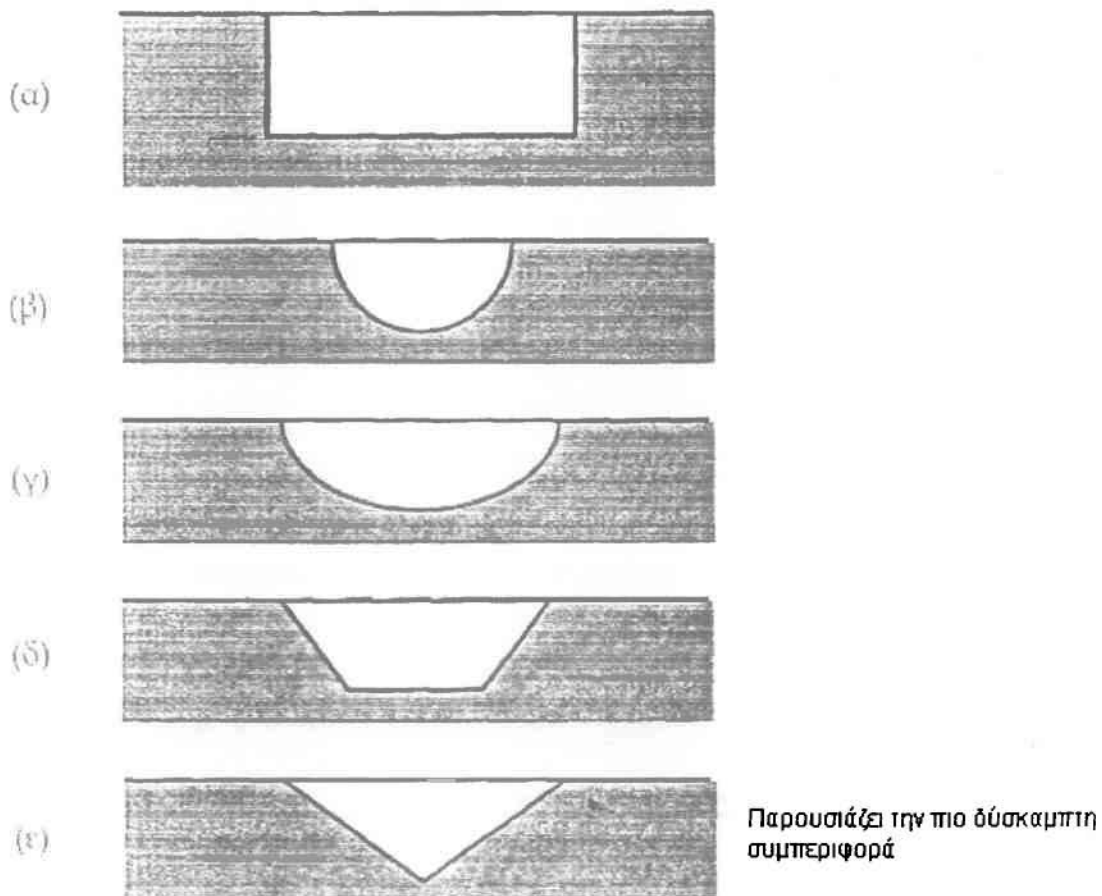


Σχήμα 4.2 : Σεισμική διέγερση σχεδιασμού στην κατεύθυνση y του φράγματος.

4.2 Θεωρητική προσομοίωση

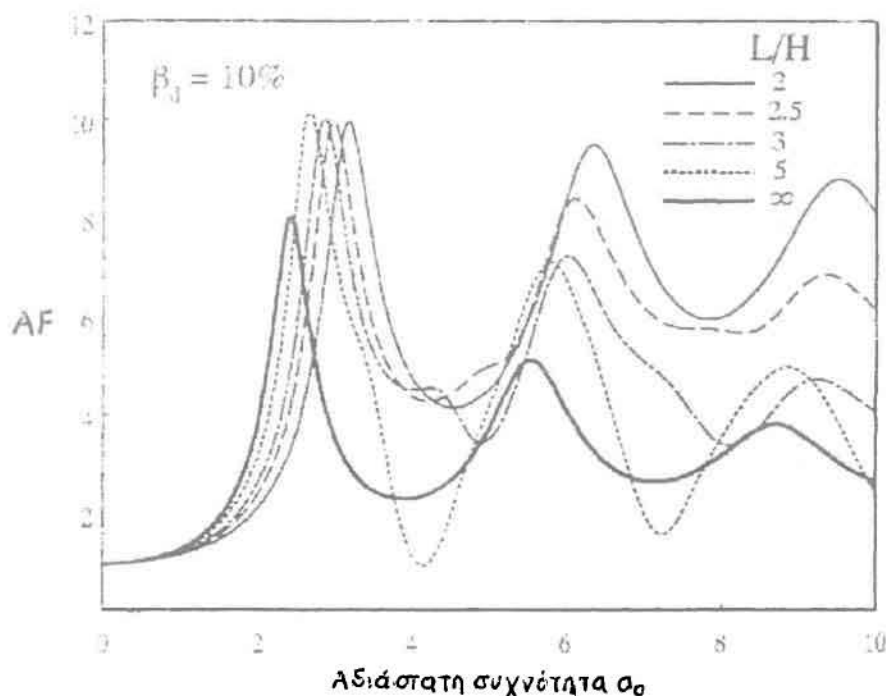
Φράγματα που βρίσκονται μέσα σε μία στενή κοιλάδα με λόγο μήκους φράγματος στη στέψη προς μέγιστο ύψος από την επιφάνεια θεμελίωσης $L/H < 5$ επηρεάζονται από την κοντινή παρουσία των αντρεισμάτων της κοιλάδας. Όσο πιο στενή είναι η κοιλάδα (δηλαδή όσο πιο μικρός είναι ο λόγος L/H και όσο πιο μικρό είναι το εμβαδόν της διατομής της) τόσο πιο μεγάλη είναι η επίδραση της, η οποία τείνει να αυξήσει τη δυσκαμψία του σώματος του φράγματος.

Η επίδραση της κοιλάδας έχει μελετηθεί για κοιλάδες με διατομή σχήματος ορθογωνικού, ημι-κυκλικού, ημι-ελλειπτικού, τραπεζοειδούς και τριγωνικού. Για τα τρία πρώτα σχήματα διατομών αναπτύχθηκαν μαθηματικές λύσεις, ενώ για τα δύο τελευταία ήταν δυνατές μόνο αριθμητικές λύσεις πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 4.3 : Σχήματα διατομών κοιλάδας (α) ορθογωνική διατομή (Ambraseys 1960) (β) ημι-κυκλική διατομή (Dakoulas 1985) (γ) ημι-ελλειπτική διατομή (Dakoulas and Hsu 1995) (δ) τραπεζοειδής διατομή και (ε) τριγωνική διατομή.

Τα αποτελέσματα μίας παραμετρικής διερεύνησης της επίδρασης της στενότητας της κοιλάδας στην απόκριση του φράγματος είναι πολύ σημαντικά. Το σχήμα 4.4 παρουσιάζει την επίδραση του λόγου L/H στη δυναμική μεγέθυνση της σεισμικής δόνησης του φράγματος, που βρίσκεται σε μια ημι - ελλειπτική κοιλάδα.



Σχήμα 4.4 : Επίδραση του λόγου L/H στη δυναμική μεγέθυνση AF της σεισμικής δόνησης του φράγματος (Dakoulas and Hsu 1995).

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται ως προς την αδιάστατη συχνότητα:

$$\alpha_0 = \frac{\omega H}{V_d} \quad (\text{όπου } V_d \text{ είναι ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στο φράγμα})$$

και για τιμές του λόγου $L/H = 2, 2.5, 3, 4, 5$, και ∞ . και για απόσβεση $\beta = 10\%$.

Τα αποτελέσματα στο παραπάνω σχήμα δείχνουν ότι για τις στενές ημι - ελλειπτικές κοιλάδες με λόγο $L/H < 5$, η δυναμική μεγέθυνση στο μεσαίο σημείο της στέψης κατά την πρώτη συχνότητα συντονισμού είναι περίπου $AF = 10$, ενώ για $L/H \rightarrow \infty$ μειώνεται στην τιμή $AF = 8$. Αυτό είναι σε συμφωνία με προηγούμενα αποτελέσματα για φράγματα σε τριγωνικές και ορθογωνικές κοιλάδες.

Επιπρόσθετα, η δυναμική μεγέθυνση στις υψηλότερες συχνότητες είναι πολύ μεγαλύτερη για τα φράγματα στις στενές κοιλάδες απ' ό,τι για τα απειρομήκη φράγματα. Παραδείγματος χάριν, η AF στην τρίτη συχνότητα συντονισμού είναι περίπου 8.7 για $L/H = 2$, και μειώνεται σε 4.7 για $L/H = 3$ και σε 3.8 όταν $L/H \rightarrow \infty$. Επομένως, στις στενές κοιλάδες οι υψηλές συχνότητες έχουν

μεγάλη σημασία.

Αυτή η ουσιαστικά υψηλότερη δυναμική μεγέθυνση για φράγματα σε κοιλάδες με $L/H = 2$ οφείλεται σε δύο παράγοντες:

- (α) την αναμενόμενη επίδραση της αυξημένης δυσκαμψίας λόγω της στενότητας της κοιλάδας.
- (β) τα φαινόμενα εστίασης των διερχομένων κυμάτων (**wave focusing**) στην περιοχή του 'κέντρου' της ημι - ελλειπτικής διατομής. Για $L/H \rightarrow \infty$, η επίδραση αυτών των δύο παραγόντων μηδενίζεται και οι μεγάλες τιμές της δυναμικής μεγέθυνσης μειώνονται εντυπωσιακά.

Επίσης, αξίζει να αναφερθεί ότι για τα φράγματα με $L/H < 5$, οι καμπύλες δυναμικής μεγέθυνσης AF παρουσιάζουν περισσότερη ανομοιομορφία από ό,τι αντίστοιχες καμπύλες για απειρομήκη φράγματα. Το φαινόμενο συμβαίνει καθότι στην απόκριση υπεισέρχεται ένας πολύ μεγαλύτερος αριθμός ιδιομορφών και πολύ πιο σύνθετα φαινόμενα διάδοσης και ανάκλασης κυμάτων.

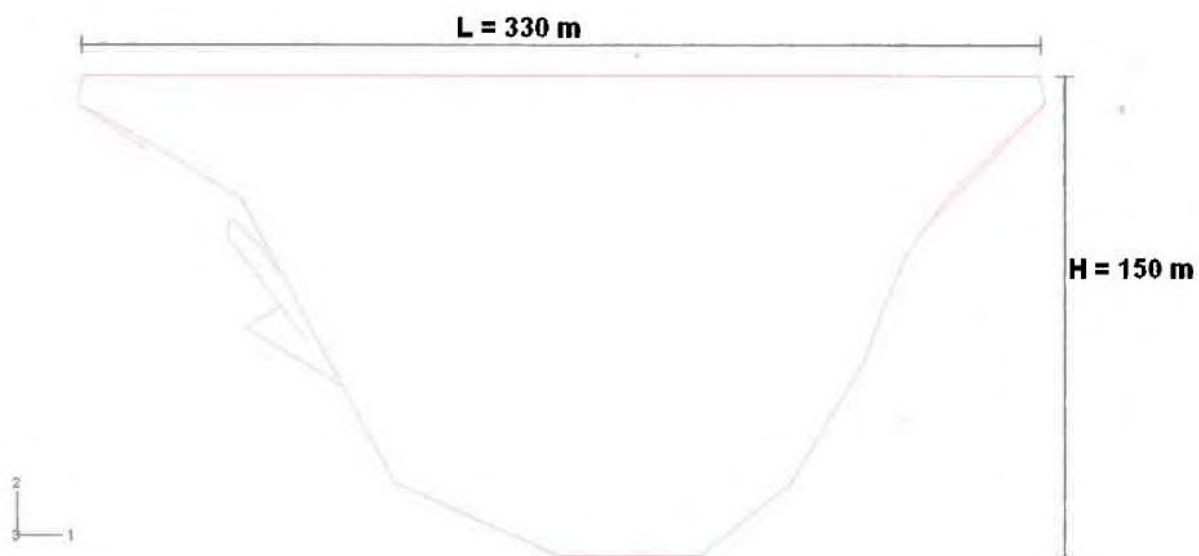
Σε πολλά επιμήκη αναχώματα, η επίδραση των άκρων μπορεί να παραμεληθεί σε πρώτη προσέγγιση, και το πραγματικό τρισδιάστατο πρόβλημα μπορεί να προσεγγισθεί από ένα απλούτερο δισδιάστατο μοντέλο της διατομής που υποβάλλεται σε σεισμική δόνηση της βάσης. Όντως, σύμφωνα με τη διεθνή εμπειρία η δισδιάστατη προσομοίωση των κρισιμότερων διατομών του φράγματος κρίνεται ικανοποιητική.

Σύμφωνα με τους Γκαζέτα & Ντακούλα όταν:

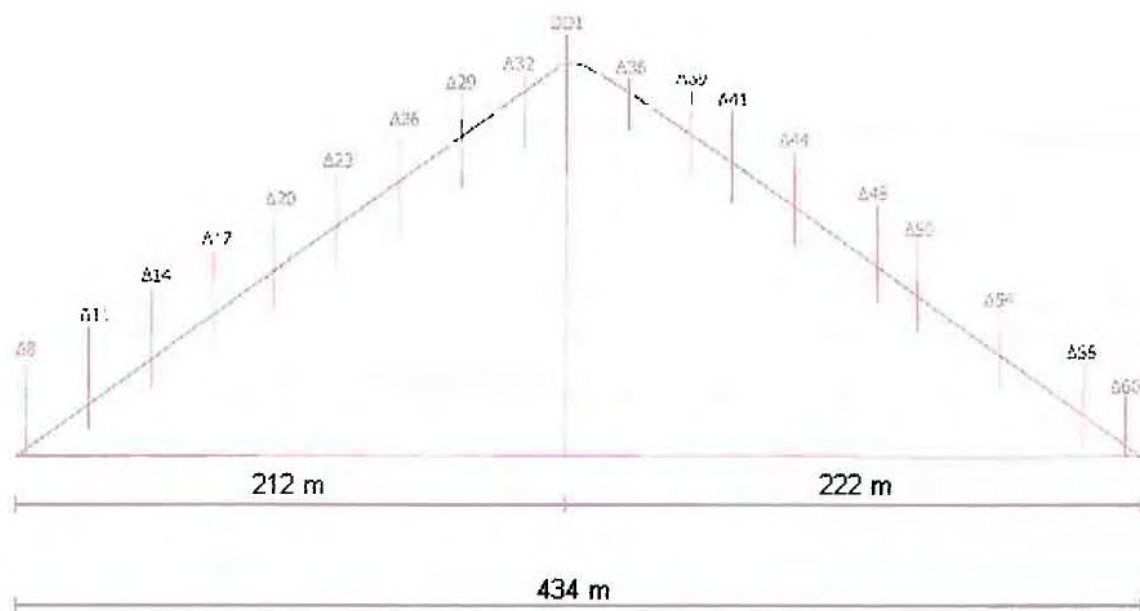
- $\frac{L}{H} > 5 \rightarrow$ 2D ανάλυση (όταν $\frac{L}{H} > 10$ τότε υπάρχει ξεκάθαρα καθεστώς επίπεδης παραμόρφωσης)
- $\frac{L}{H} < 5 \rightarrow$ 3D ανάλυση

Στο φράγμα της Μεσοχώρας, δεδομένου ότι ο λόγος μήκους φράγματος στη στέψη προς το ύψος είναι περίπου 2 ($L/H = 2.2$, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.5), η επίδραση της τρισδιάστατης γεωμετρίας της κοιλάδας είναι μεγάλη και δεν αρκεί η δισδιάστατη προσομοίωση διατομών του φράγματος.

Για τον ανωτέρω λόγο κρίθηκε σκόπιμο να κατασκευαστεί τρισδιάστατο προσομοίωμα του φράγματος. Πράγματι χρησιμοποιήθηκαν πραγματικές επιμετρικές διατομές του φράγματος, οι οποίες ψηφιοποιήθηκαν με το πρόγραμμα AutoCAD. Στο σχήμα 4.6 δίνεται η μέγιστη κατά μήκος διατομή του φράγματος ενώ σημειώνονται και οι θέσεις των 20 κατά πλάτος τομών, οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στη δημιουργία του τρισδιάστατου προσομοιώματος του φράγματος της Μεσοχώρας.

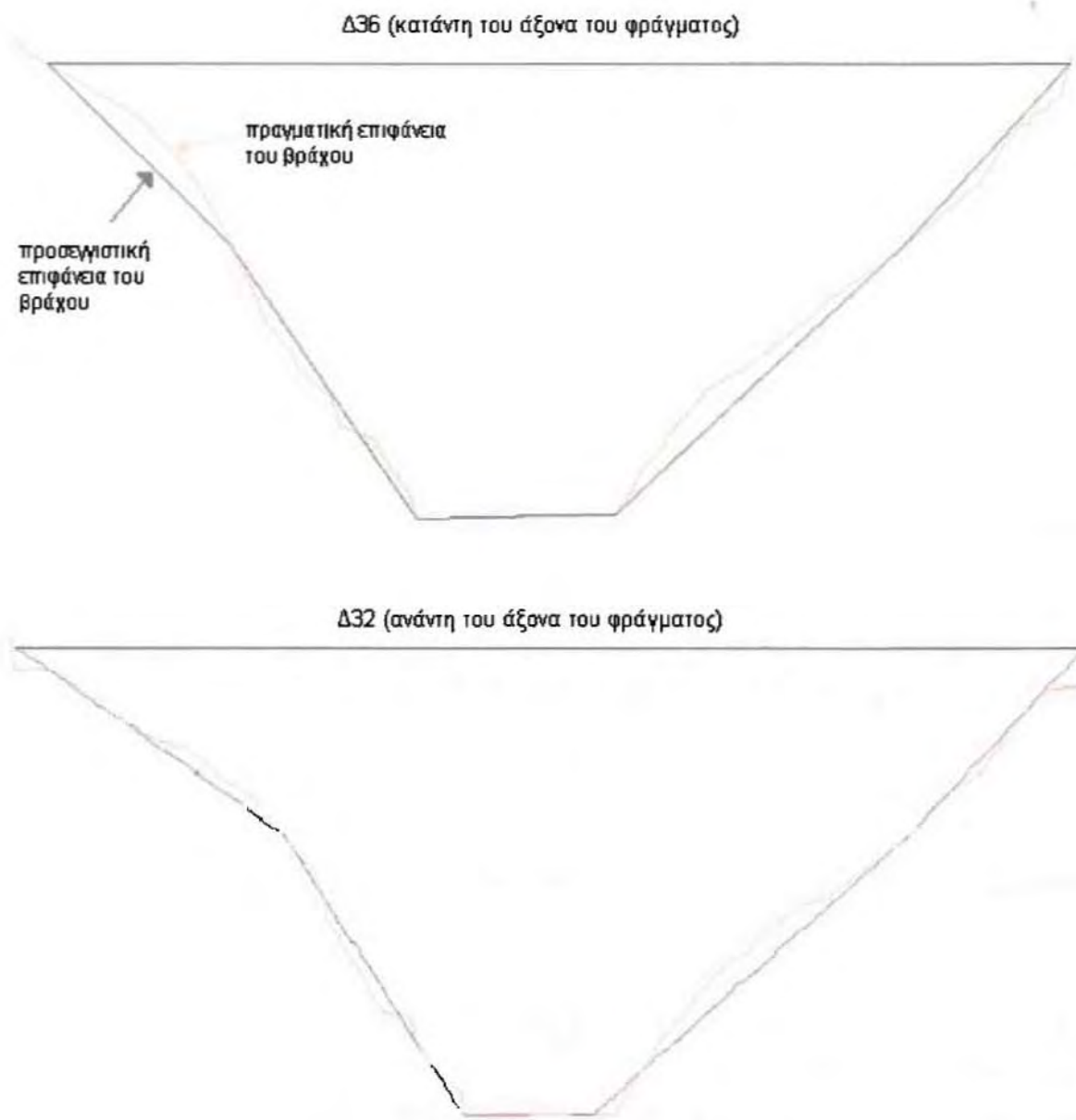


Σχήμα 4.5 : Ανάντη όψη του φράγματος της Μεσοχώρας.



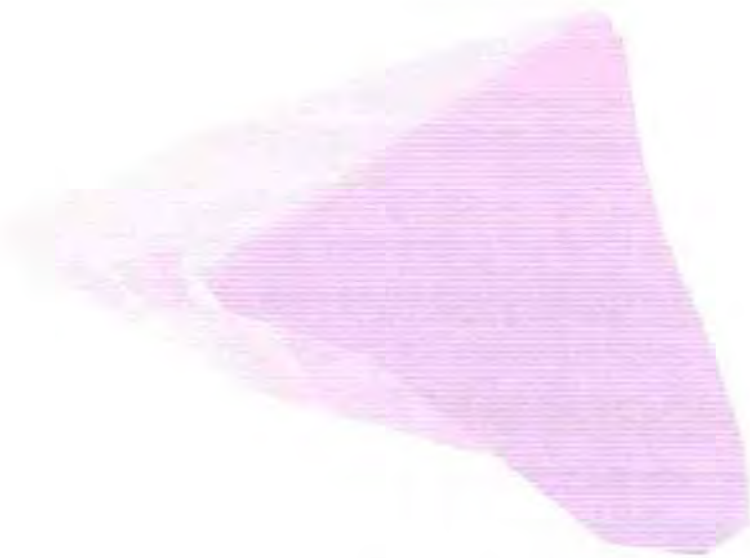
Σχήμα 4.6 : Μέγιστη κατά μήκος διατομή του φράγματος της Μεσοχώρας.

Ενδεικτικά παρουσιάζονται και ορισμένες κατά πλάτος τομές του φράγματος.



Σχήμα 4.7 : Κατά πλάτος τομές Δ32 και Δ36 του φράγματος της Μεσοχώρας.

Έπειτα, με το πρόγραμμα ABAQUS κατασκευάστηκε η τρισδιάστατη γεωμετρία του φράγματος. Όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα το προσομοίωμα του φράγματος προσεγγίζει σε μεγάλο βαθμό την πραγματική γεωμετρία του φράγματος της Μεσοχώρας.



Σχήμα 4.8 : Προσομοίωση της γεωμετρίας του φράγματος.

Το φράγμα που εξετάζεται στην παρούσα μελέτη θεωρείται ότι έχει κατασκευαστεί πάνω σε ένα άκαμπτο βράχο. Η παραδοχή αυτή είναι αρκετά συντηρητική καθότι υπονοεί ότι δεν διαφεύγει καθόλου σεισμική ενέργεια από τη βάση του φράγματος υπό μορφή ακτινοβολίας, και συνεπώς η συνολική ενέργεια αναλώνεται εντός του φράγματος υπό μορφή μεγαλύτερων παραμορφώσεων.

Επίσης, όπως συνήθως γίνεται και στα περισσότερα προβλήματα, η επίδραση της χωρικής μεταβλητότητας της σεισμικής δόνησης στη βάση δεν λαμβάνεται υπόψη. Κατά συνέπεια η σεισμική διέγερση επιβάλλεται ταυτόχρονα σε όλα τα σημεία εδράσεως του φράγματος (κατά την εγκάρσια κατεύθυνση y ή z , όπως φαίνεται και στα ακόλουθα σχήματα), πράγμα που αποτελεί δυσμενή παραδοχή.

Η εν - χρόνω επίλυση των διακριτοποιημένων μέσω πεπερασμένων στοιχείων εξισώσεων κίνησης πραγματοποιήθηκε με θεώρηση "ισοδύναμου γραμμικού" υλικού με υστερητικού τύπου απόσβεση.

Ο κάναβος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελείται από τετράεδρα τύπου C3D10 (τετραεδρικό στοιχείο 2^{ης} τάξης – 10 κόμβων άρα 30 βαθμών ελευθερίας) και φαίνεται στο παρακάτω σχήμα.



Σχήμα 4.9 : Κάνναβος των πεπερασμένων στοιχείων.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μία προσεγγιστική μέθοδος ανάλυσης του

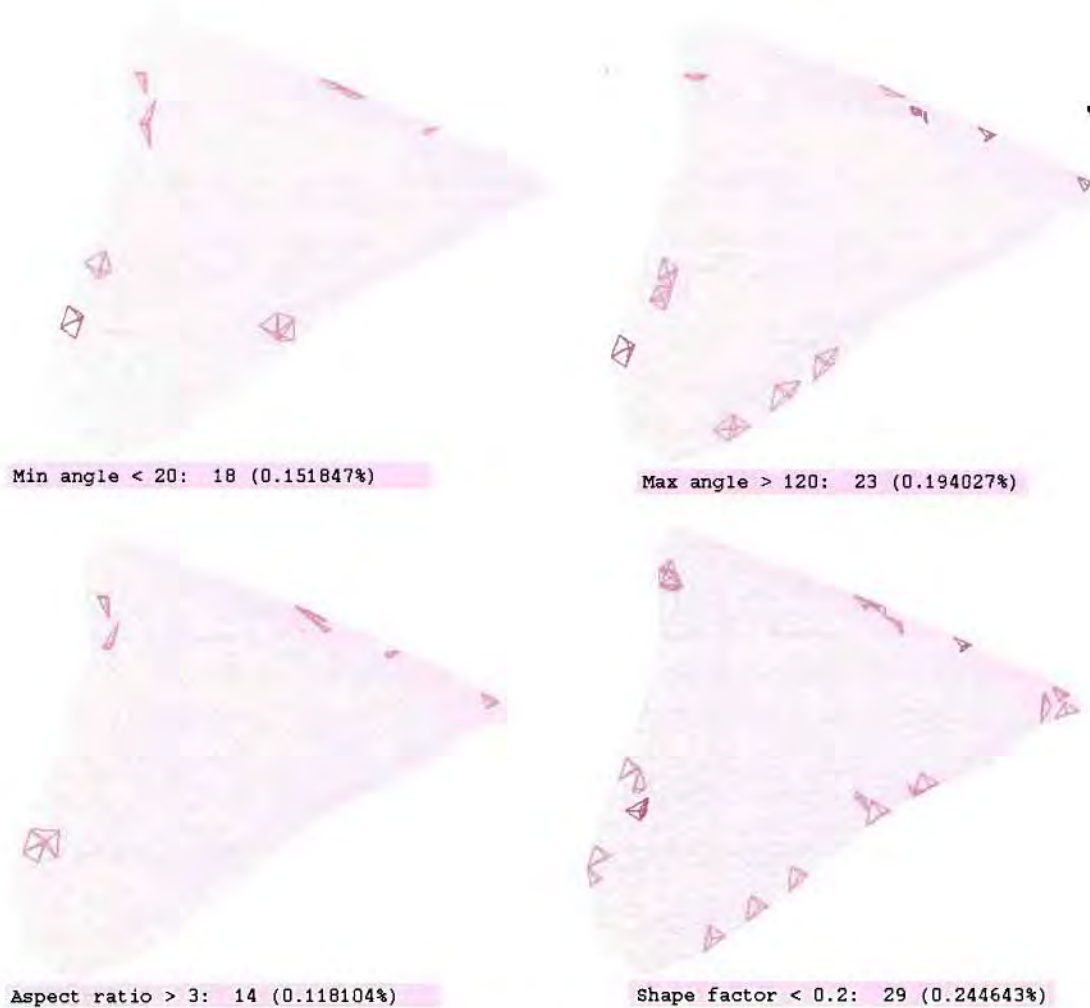
προβλήματος του παραμορφώσιμου σώματος. Στην ουσία η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων προσπαθεί προσεγγιστικά να λύσει τις διαφορικές εξισώσεις του προβλήματος. Η θεμελιώδης αρχή της μεθόδου βασίζεται στην αντικατάσταση του γεωμετρικά σύνθετου πεδίου του προβλήματος με ένα σύνολο απλών υποπεδίων, τα οποία ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία (διακριτοποίηση του φορέα). Με τη διακριτοποίηση μεταφέρεται η διαδικασία επίλυσης στους κόμβους. Στη συνέχεια γίνεται η βασική υπόθεση της μεθόδου, σύμφωνα με την οποία είναι γνωστή η συμπεριφορά του κάθε στοιχείου (μέσω των συναρτήσεων σχήματος) και επιλύεται το σύστημα εξισώσεων μόνο στους κόμβους, οι οποίοι έχουν μέσα τους συγκεντρωμένη την πληροφορία της συμπεριφοράς του κάθε στοιχείου. Ουσιαστικά, ικανοποιείται το σύστημα των διαφορικών εξισώσεων που περιγράφουν το φορέα μόνο στους κόμβους. Τα επιμέρους τμήματα του προβλήματος, μετά τη διακριτοποίηση και την αποσύζευξη συζευγμένων φαινομένων όπου χρειαστεί, μπορούν να προσομοιωθούν με καταστατικούς νόμους συμπεριφοράς (μαθηματικά προσομοιώματα), κατάλληλης για κάθε ειδική περίπτωση μορφής.

Θα πρέπει να διευκρινισθεί στο σημείο αυτό ότι οι επιλύσεις που προκύπτουν από τη χρήση των πεπερασμένων στοιχείων (αλλά και όλων των αριθμητικών μεθόδων) δεν αποτελούν παρά προσέγγιση της αναλυτικής λύσης, η οποία για σύνθετα προβλήματα είναι αδύνατη. Τόσο η διακριτοποίηση όσο, και η χρήση κατάλληλου καταστατικού νόμου συμπεριφοράς, και εν γένει η προσομοίωση του προβλήματος, επηρεάζουν καθοριστικά την ακρίβεια της επίλυσης.

Ένας παράγοντας που επιδρά σημαντικά στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων και στην ταχύτητα της σύγκλισης είναι και η μορφή των στοιχείων που χρησιμοποιούνται στον κάρναβο.

Μία σημαντική παράμετρος είναι ο λόγος της μεγαλύτερης διάστασης του στοιχείου ως προς τη μικρότερη (*aspect ratio*). Η βέλτιστη τιμή αυτού του λόγου είναι συνήθως η μονάδα. Αυτό σημαίνει ότι τα καλύτερα αποτελέσματα δίδουν τα στοιχεία που έχουν κανονικό σχήμα (ισόπλευρα τρίγωνα, τετράγωνα, κύβοι, κανονικά τετράεδρα στην παρούσα περίπτωση). Κάτι τέτοιο βέβαια δεν είναι πάντα εφικτό αλλά γενικά πρέπει να αποφεύγονται στοιχεία με λόγο διαστάσεων πλευρών μεγαλύτερο του τρία.

Μία άλλη σημαντική παράμετρος είναι το μέγεθος των γωνιών των στοιχείων. Τα καλύτερα αποτελέσματα δίδουν τα τετράεδρα που οι γωνίες τους κυμαίνονται ανάμεσα στις 20° και στις 120° . Οι ανωτέρω έλεγχοι του κάρναβου ανάλυσης των πεπερασμένων στοιχείων δίνονται στο σχήμα 4.10. Με κόκκινο χρώμα είναι τα στοιχεία που δεν ικανοποιούν τους ελέγχους. Από το παρακάτω σχήμα διαπιστώνεται ότι η ποιότητα του κάρναβου ανάλυσης των πεπερασμένων στοιχείων είναι αρκετά καλή.



Σχήμα 4.10 : Έλεγχος ποιότητας του καννάβου ανάλυσης των πεπερασμένων στοιχείων.

Ένας άλλος σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την καταλληλότητα του καννάβου είναι και η πυκνότητα της υποδιαίρεσης του. Ως προς την ποιότητα της υποδιαίρεσης εν γένει δεν είναι γνωστό εκ των προτέρων ποιος είναι ο κατάλληλος κάρναβος. Η διακριτοποίηση πάντως του φράγματος γίνεται κατά τέτοιο τρόπο ώστε η κατακόρυφη διάσταση των εδαφικών στοιχείων (Δz) να είναι επαρκώς μικρότερη από το μήκος κύματος των κατακόρυφα διαδομένων διαμητρικών κυμάτων. Κατά συνέπεια η κατακόρυφη διάσταση των περισσότερων εδαφικών στοιχείων του καννάβου δεν υπερβαίνει την τιμή:

$$\Delta z = V_s / (8 \cdot f_{\max}) \quad [m]$$

όπου f_{\max} : μέγιστη συχνότητα στην ανάλυση

Στη παρούσα ανάλυση ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελείται από 11854 στοιχεία και 18614 κόμβους (κάτα συνέπεια ο φορέας έχει $3 \times 18614 = 55842$ βαθμούς ελευθερίας).

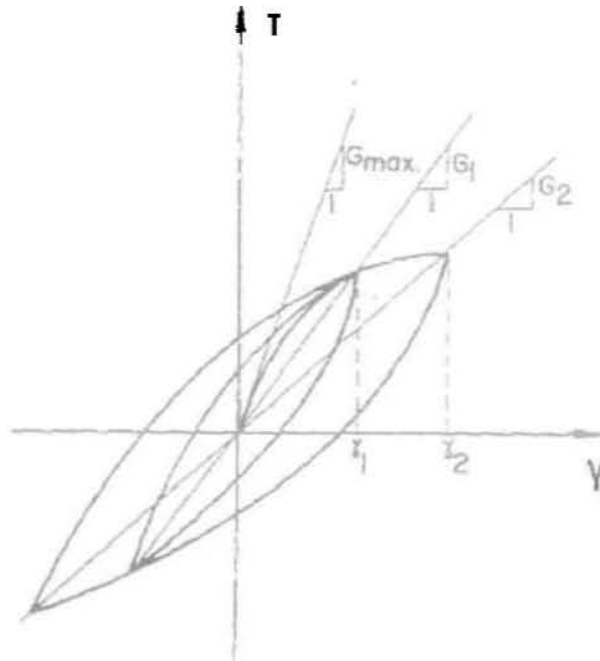
4.3 Δυναμική προσομοίωση – Ανακυκλική συμπεριφορά της λιθορριπής

Οι εδαφικές ιδιότητες που κυρίως επηρεάζουν τη δυναμική απόκριση των εδαφικών μαζών συνδέονται με τη διατμητική επιπόνηση. Σε ταλαντώσεις μικρού πλάτους που επιβάλλουν παραμορφώσεις $\gamma < 10^{-5}$, η συμπεριφορά του εδάφους περιγράφεται ικανοποιητικά από ένα γραμμικώς-υστερητικό προσομοίωμα, με μέτρο διατμήσεως G_0 και βαθμό αποσβέσεως ξ_0 . Το G_0 (που συμβολίζεται και ως G_{max} στη βιβλιογραφία) είναι η κλίση της αρχικής επαπτομένης της καμπύλης διατμητικής τάσης-τροπής (τ - γ). Είναι συνάρτηση κυρίως της ενεργού μέσης ορθής τάσης και του λόγου κενών e . Ο λόγος ξ_0 , που συνήθως παίρνει τιμές από 0.02 έως 0.04, εξαρτάται ουσιαστικά μόνο από τη φύση του υλικού (π.χ., τη συνοχή, το σχήμα των κόκκων, κ.ά.). Στην ουσία, για πολύ μικρές παραμορφώσεις ($\gamma < 10^{-5}$) το έδαφος συμπεριφέρεται ως "ημιελαστικό" γραμμικό υλικό. Η συμπεριφορά του είναι ανεξάρτητη από τη συχνότητα και από τον αριθμό των κύκλων φόρτισης.

Σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις, $10^{-5} < \gamma < 10^{-4}$, η εδαφική συμπεριφορά μπορεί καλύτερα να περιγραφεί ως οιονεί γραμμική, με τέμνον μέτρο διατμήσεως, G , και συντελεστή αποσβέσεως, ξ . Το G είναι φθίνουσα συνάρτηση του γ και συνήθως είναι $G_0 > G > 0,80G_0$. Αντίθετα, το ξ αυξάνει με το γ και μπορεί να πάρει τιμές μέχρι 0.07 για $\gamma = 10^{-4}$. Η συμπεριφορά του εδάφους είναι πάλι ανεξάρτητη από τη συχνότητα.

Όσο το πλάτος της διατμητικής τροπής αυξάνει πέρα απ' το 10^{-4} , τόσο τα ανελαστικά φαινόμενα γίνονται σημαντικότερα. Στο διάστημα $10^{-4} < \gamma < 10^{-3}$, συνεκτικά και μη-συνεκτικά υλικά ενδέχεται προοδευτικά να χάσουν μέχρι τα 3/4 της αρχικής τους δυσστησίας, ενώ το εμβαδόν του βρόχου υστερήσεως σε ημιτονοειδή ανακυκλική φόρτιση μεγαλώνει μ' έναν αυξανόμενο ταχύ ρυθμό. Μια επιτυχημένη και δημοφιλής προσέγγιση αυτής της συμπεριφοράς, το "ισοδύναμο γραμμικό" προσομοίωμα, θεωρεί γραμμική συμπεριφορά ακόμα και σ' αυτό το εύρος των γ , αλλά με τέμνον μέτρο διατμήσεως $G = G(\gamma_{eff})$ και ενεργό απόσβεση $\xi = \xi(\gamma_{eff})$, τα οποία προκύπτουν απ' το ενεργό πλάτος γ_{eff} της επιβαλλόμενης διατμητικής τροπής. Η διαδικασία σε μια τέτοια προσεγγιστική μέθοδο είναι επαναληπτική, χρησιμοποιείται δηλαδή σε κάθε διαδοχική γραμμική ανάλυση το μέτρο διατμήσεως και ο λόγος αποσβέσεως όπως προκύπτουν απ' τις πειραματικές καμπύλες με το γ_{eff} της προηγούμενης ανάλυσης.

Για πολύ μεγάλες παραμορφώσεις $\gamma > 10^{-3}$, η μη γραμμική – ανελαστική συμπεριφορά κυριαρχεί. Το γραμμικό – υστερητικό προσομοίωμα είναι ακατάλληλο. Επιπλέον, εκτός από το πλάτος της παραμόρφωσης γ , μεγάλη σημασία έχει και ο αριθμός των κύκλων φορτίσεων. Πρέπει να σημειωθεί ότι, όταν η μη γραμμική συμπεριφορά είναι έντονη, η μη-γραμμικότητα είναι η πλέον σημαντική παράμετρος της σεισμικής απόκρισης του φράγματος. Τα χαρακτηριστικά της μη-γραμμικής ανακυκλικής σχέσης τάσης-παραμόρφωσης των εδαφών διακρίνονται στο σχήμα 4.11.



Σχήμα 4.11 : Μη-γραμμική ανακυκλική σχέση τάσης – παραμόρφωσης των εδαφών.

Για τη μαθηματική προσομοίωση της δυναμικής συμπεριφοράς του εδαφικού στοιχείου και την εκτίμηση κατάλληλων παραμέτρων σχεδιασμού για τις δυναμικές αναλύσεις είναι διαθέσιμες αρκετές μέθοδοι δοκιμασίας, ερασιτηριακές και επιτόπιες (δοκιμές πεδίου). Η επιλογή ανάμεσά τους γίνεται με βάση κυρίως το πλάτος των αναμενόμενων διατμητικών τροπών στο πραγματικό πρόβλημα.

Αξιόπιστη μέτρηση του μέτρου διατμήσεως G_{max} (για $\gamma < 10^{-5}$), ιδίως σε λιθορριπή μπορεί να γίνει μόνο με επιτόπου δοκιμές οι οποίες όμως δεν υπήρχαν για το φράγμα της Μεσοχώρας. Κατά συνέπεια οι παράμετροι σχεδιασμού για τις δυναμικές αναλύσεις του φράγματος προέκυψαν από βιβλιογραφικές πηγές. Για τη λιθορριπή, όπως εξάλλου και για το αμμοχάλικο, το G_{max} μπορεί να θεωρηθεί ως συνάρτηση της πυκνότητας και της μέσης (ορθής οκταεδρικής) ενεργού τάσης, η οποία φυσικά ποικίλει από θέση σε θέση στο σώμα του φράγματος.

Σύμφωνα με τον Seed ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$G_{max} = 1000 K_2 (\sigma_0)^{1/2} \quad (\text{KPa})$$

Όπου: $\sigma_0 = (\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz})/3$ είναι η μέση (ορθή οκταεδρική) ενεργός τάση, προφανώς διαφορετική για κάθε πεπερασμένο στοιχείο, ενώ

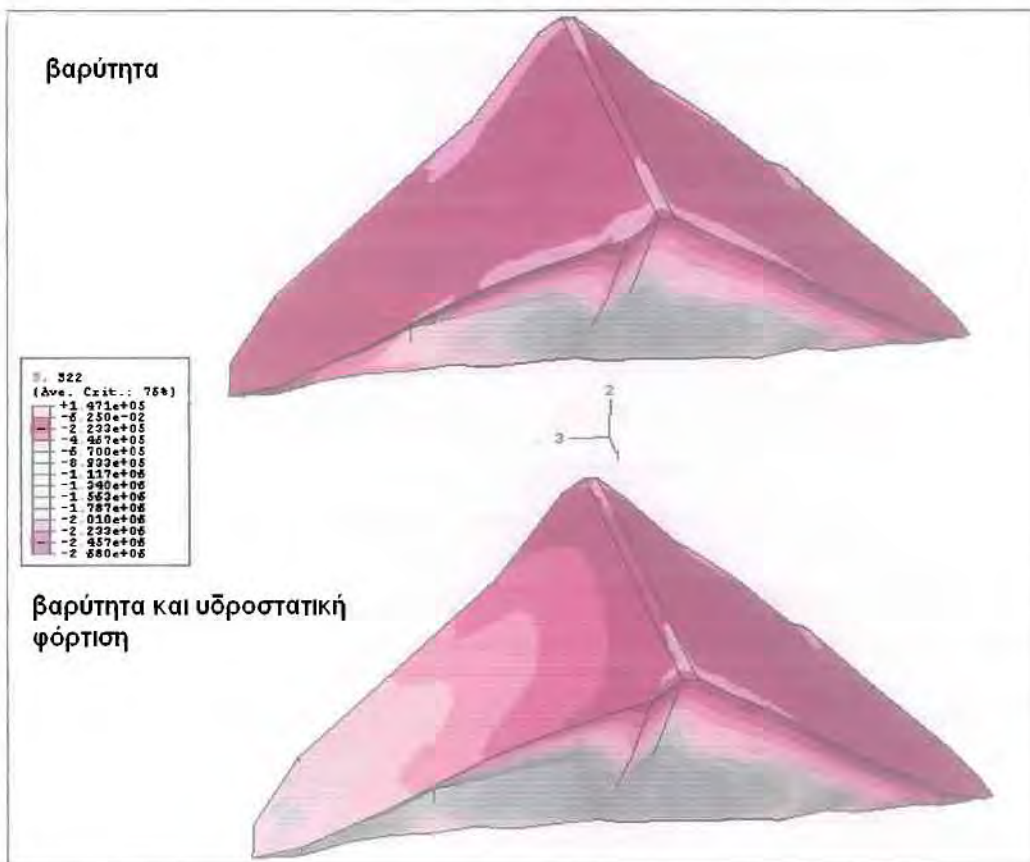
$K_2 = 30$ (σε KPa) είναι η τιμή που εξαρτάται από την ποιότητα συμπύκνωσης του υλικού.

Νεότερες πειραματικές εργασίες και τα αποτελέσματα αντίστροφων αναλύσεων καταγραμμένων σεισμικών ταλαντώσεων φραγμάτων από όμοια υλικά δείχνουν ότι μία καλύτερη σχέση για τη λιθορριπή είναι η:

$$G_{\max} = 1000 K_2 (\sigma_0)^{0,35} \quad (\text{KPa})$$

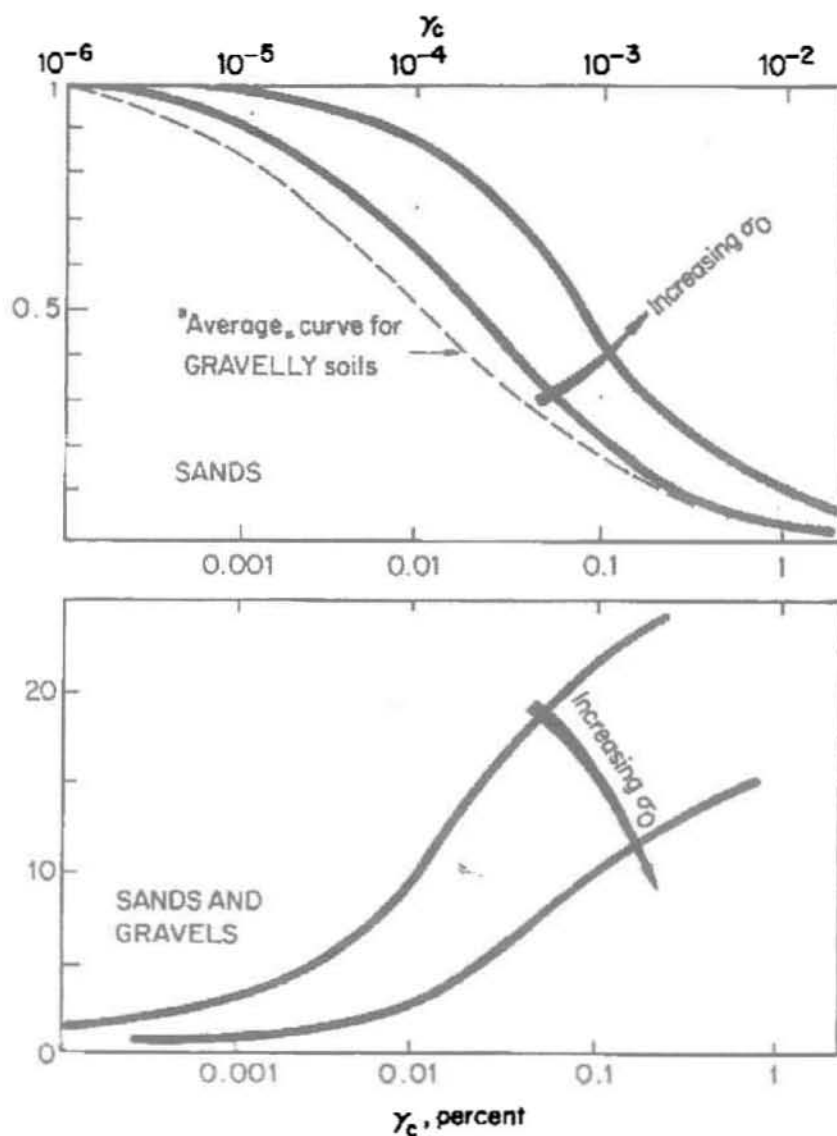
Η ανωτέρω σχέση χρησιμοποιήθηκε στη παρούσα δυναμική ανάλυση του φράγματος της Μεσοχωρας.

Η μέση (ορθή οκταεδρική) ενεργός τάση για το κάθε στοιχείο ξεχωριστά υπολογίστηκε με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, λαμβάνοντας υπόψη το ίδιο βάρος του φράγματος και τις υδροστατικές πιέσεις του ταμιευτήρα (θεώρηση των υλικών ως γραμμικών ελαστικών μέσων). Το εύρος τιμών των στατικών μέσων ενεργών τάσεων κυμαίνεται από 0 – 1057 KPa. Σε περίπτωση δισδιάστατης ανάλυσης το εύρος τιμών των στατικών μέσων τάσεων θα ήταν από 0 – 1500 KPa. Η μείωση των τάσεων (περίπου 30%) δικαιολογείται λόγω του φαινομένου arching στα αντερείσματα της κοιλάδας. Στο σχήμα 4.12 δίνονται οι κατακόρυφες τάσεις σ_{22} πριν και μετά την επιβολή της υδροστατικής φόρτισης, η οποία επηρεάζει σε σημαντικό βαθμό τις ανάντη τάσεις της λιθορριπής.



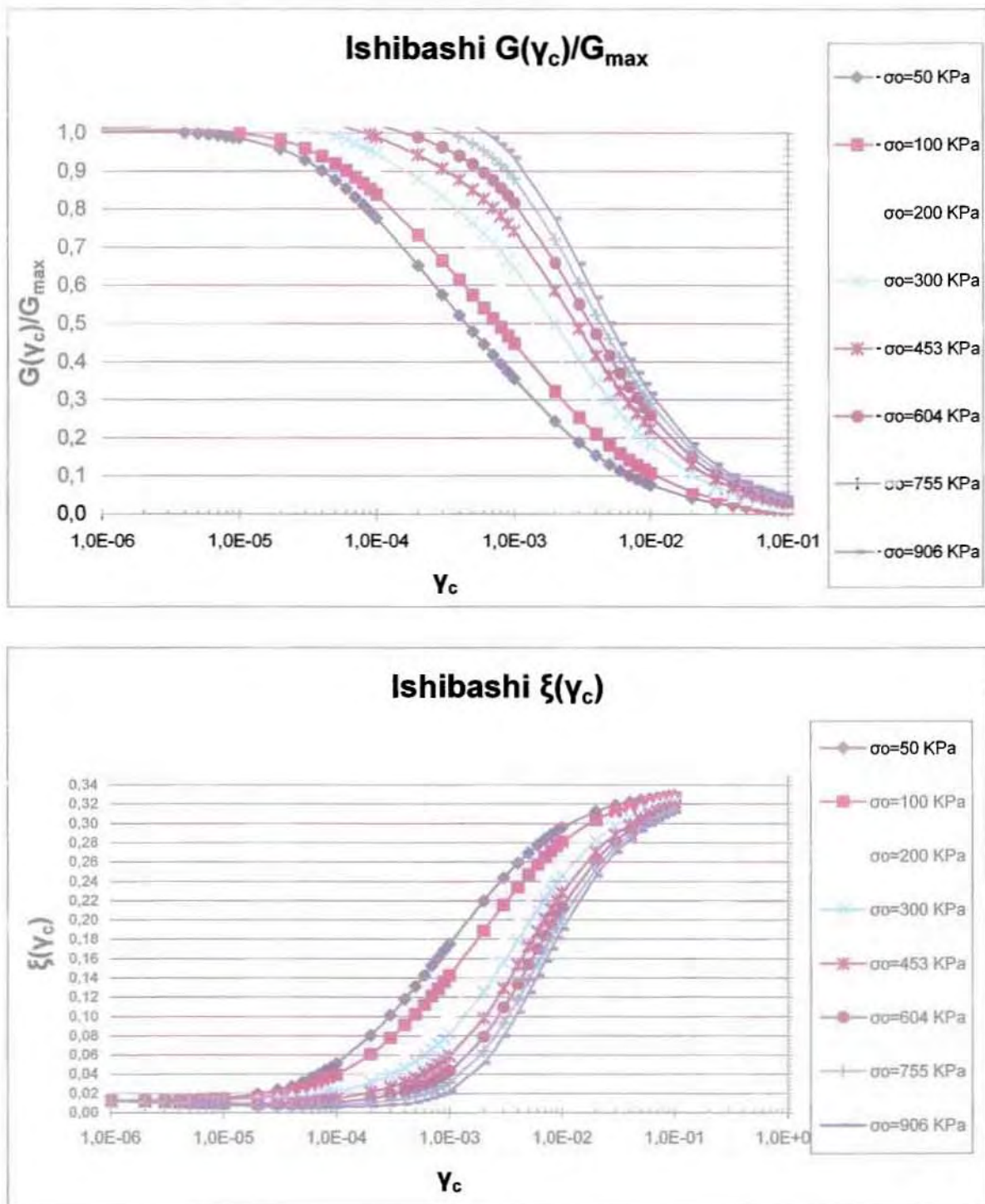
Σχήμα 4.12 : Μεταβολή των τάσεων σ_{22} λόγω της υδροστατικής φόρτισης.

Η ανακυκλική συμπεριφορά των λιθορριπτών υλικών περιγράφεται με καμπύλες εξασθένισης του G/G_{max} και αυξήσεως του μέτρου απόσβεσης ξ συναρτήσει της διατμητικής παραμόρφωσης γ_{eff} . Με βάση εκτενή κατάλογο πειραματικών και εμπειρικών αποτελεσμάτων, οι καμπύλες αυτές κυμαίνονται μεταξύ των αντίστοιχων καμπύλων που ισχύουν για άμμους και χάλικες (Seed et al. 1984). Σύμφωνα μάλιστα με πιο πρόσφατες εργασίες (Boulanger et al. 1995) η συμπεριφορά των λιθορριπτών σε συνθήκες ανακυκλικής φόρτισης είναι συγγενέστερη προς εκείνη των αμμωδών εδαφών. Δεν πρέπει επίσης να αγνοηθεί η επιρροή της υψηλής μέσης ενεργού τάσης στις παραπάνω καμπύλες. Όσο αυξάνεται η σ_o η σχέση τάσεων – παραμορφώσεων γίνεται πιο γραμμική. Συγκεκριμένα παρατηρείται διατήρηση του ελαστικού μέτρου δυσκαμψίας για μεγαλύτερο εύρος διατμητικών παραμορφώσεων, με ταυτόχρονη μείωση της απόσβεσης του υλικού ακόμη και σε επίπεδα μικρών παραμορφώσεων.



Σχήμα 4.13 : Επιρροή του σ_o στις καμπύλες G/G_{max} και ξ .

Για τους ανωτέρω λόγους ως καμπύλες σχεδιασμού G/G_{max} και ξ συναρτήσεϊ του γ_{eff} (ή γ_c) χρησιμοποιήθηκαν οι καμπύλες του Ishibashi (1992) που είναι μεν για καθαρές άμμους, αλλά λαμβάνουν υπόψη την πρόσθετη επίδραση της σ_v .



Σχήμα 4.14: Καμπύλες σχεδιασμού G/G_{max} και ξ του Ishibashi για το φράγμα της Μεσοχώρας.

Επομένως, στην ισοδύναμη γραμμική επίλυση με υστερητικού τύπου απόσβεση, χρησιμοποιείται μία επαναληπτική διαδικασία δοκιμασίας – ελέγχου – διόρθωσης (trial and error), όπου μετά από κάθε δοκιμαστική ανάλυση επαναπροσδιορίζεται το τέμνον μέτρο διατμήσεως και ο βαθμός απόσβεσης ώστε αυτά να είναι συμβιβαστά με την υπολογισθείσα (σε κάθε εδαφικό στοιχείο) διατμητική παραμόρφωση $\gamma_{eff}(0.65 \gamma_{max})$.

Η παραπάνω “ισοδύναμη γραμμική επίλυση” προσπαθεί να προσεγγίσει τη μη γραμμική ανελαστική σχέση τ-γ για το κάθε εδαφικό στοιχείο.

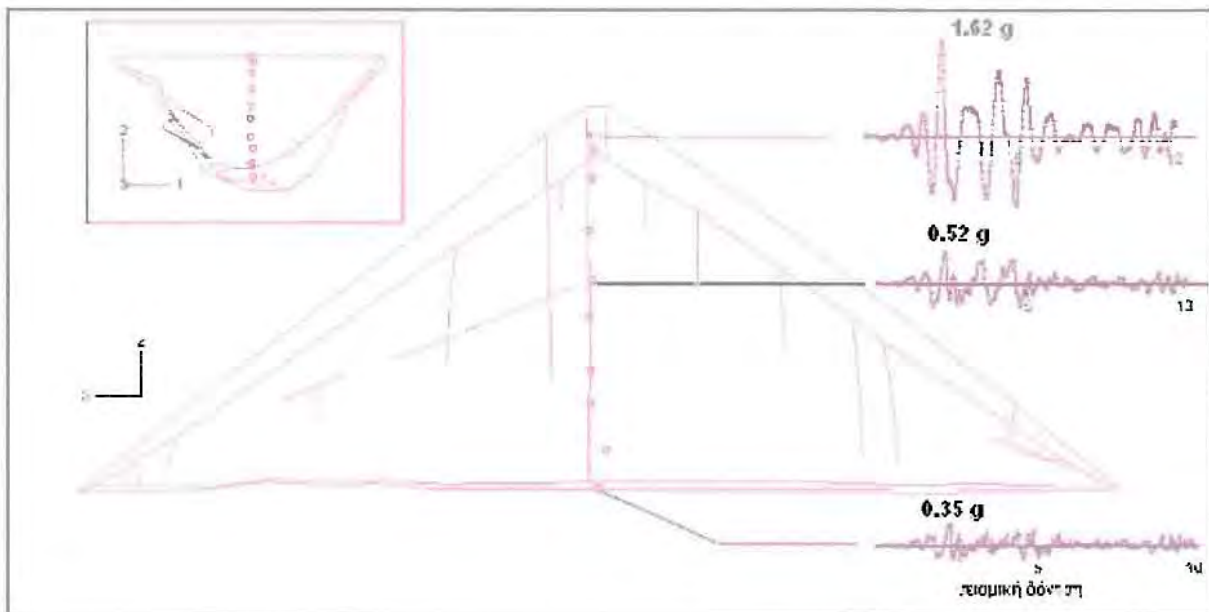
Πρέπει να σημειωθεί ότι στα εδαφικά υλικά η απόσβεση είναι υστερητική και άρα ανεξάρτητη της συχνότητας. Όμως, είναι δύσκολο να αναπαραστήσεις αριθμητικά την υστερητική απόσβεση. Στην παρούσα μελέτη και γενικά στα περισσότερα προσομοιώματα στις εν – χρόνω αναλύσεις χρησιμοποιείται η απόσβεση Rayleigh, η οποία είναι όντως ανεξάρτητη της συχνότητας για κάποιο εύρος συχνοτήτων.

Όλες οι εν – χρόνω επιλύσεις έγιναν με το πρόγραμμα ABAQUS, το οποίο χρησιμοποιεί ως μέθοδο επίλυσης την απ' ευθείας ολοκλήρωση (direct integration). Στην απ' ευθείας ολοκλήρωση οι εξισώσεις κίνησης ολοκληρώνονται χρησιμοποιώντας μία αριθμητική βήμα προς βήμα (step-by-step) διαδικασία. Πιο συγκεκριμένα χρησιμοποιείται από το ABAQUS η έμμεση (implicit) μέθοδος ολοκλήρωσης του Newmark.

4.4 Δυναμική απόκριση - Αποτελέσματα

Η ιδιοπερίοδος της πρώτης (και συνήθως σημαντικότερης) ιδιομορφής είναι περίπου 0.79 sec. Αυτό και μόνο προδικάζει σημαντική δυναμική ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού, αν ληφθεί υπόψη και το φασματικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης.

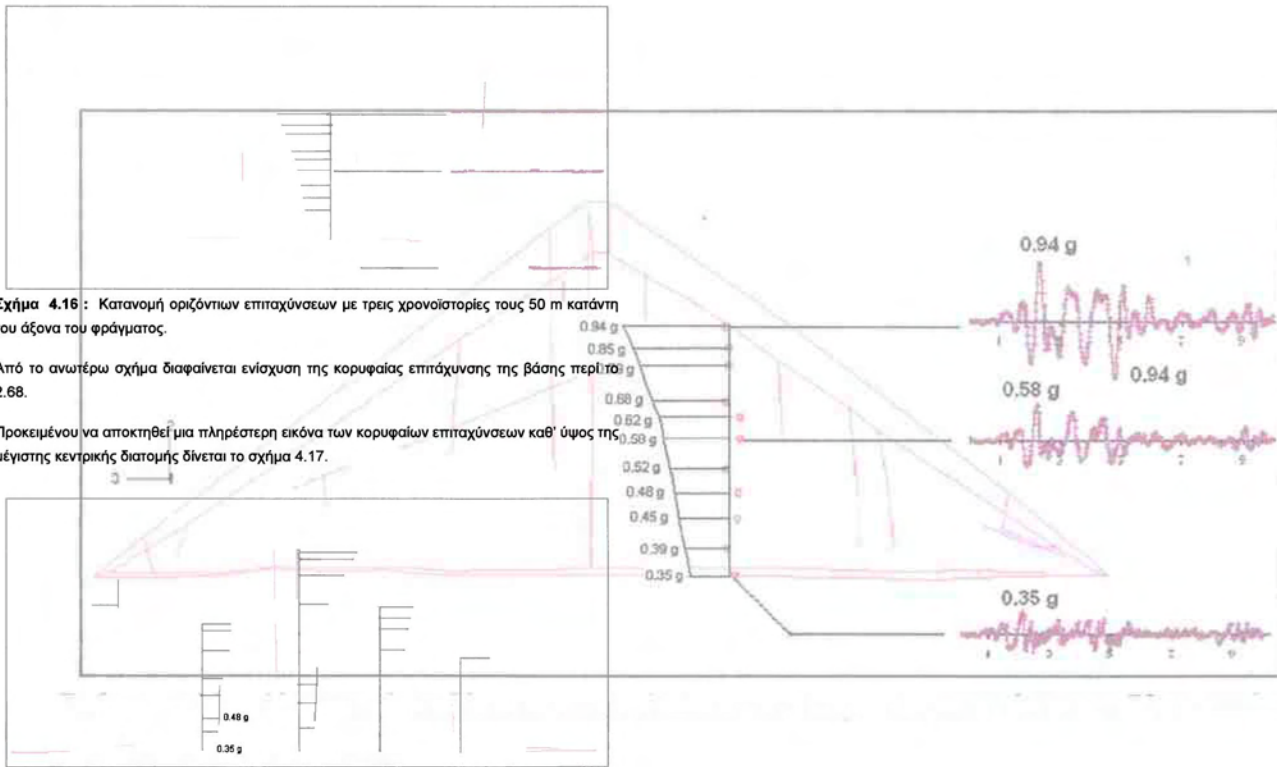
Στο σχήμα 4.15 παρουσιάζονται, στη μέγιστη κατά μήκος διατομή, τρεις χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης στην περιοχή της στέψης.



Σχήμα 4.15 : Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης στη μέγιστη κατά μήκος διατομή στην περιοχή της στέψης.

Είναι επομένως φανερό μια πολύ σημαντική ενίσχυση της σεισμικής δόνησης στην κεντρική περιοχή της στέψης. Η ενίσχυση, όπως φαίνεται και στο ανωτέρω σχήμα, της κορυφαίας επιτάχυνσης στην κεντρική περιοχή της στέψης ως προς την κορυφαία επιτάχυνση στη βάση του φράγματος κυμαίνεται περί το 4.50.

Ενίσχυση της δόνησης παρατηρείται, όχι βέβαια σε τέτοιο βαθμό, και σε περιοχές ανάντη και κατόντη της κεντρικής περιοχής της στέψης. Στο σχήμα 4.16 που ακολουθεί παρουσιάζονται στη μέγιστη κατά μήκος διατομή τρεις χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης σε απόσταση 50 m κατόντη του άξονα του φράγματος καθώς και η υπολογισθείσα κατανομή καθ' ύψος των οριζόντιων επιταχύνσεων στη συγκεκριμένη θέση.



Σχήμα 4.16 : Κατανομή οριζόντιων επιταχύνσεων με τρεις χρονιοιστορίες τους 50 m καπάνη του άξονα του φράγματος.

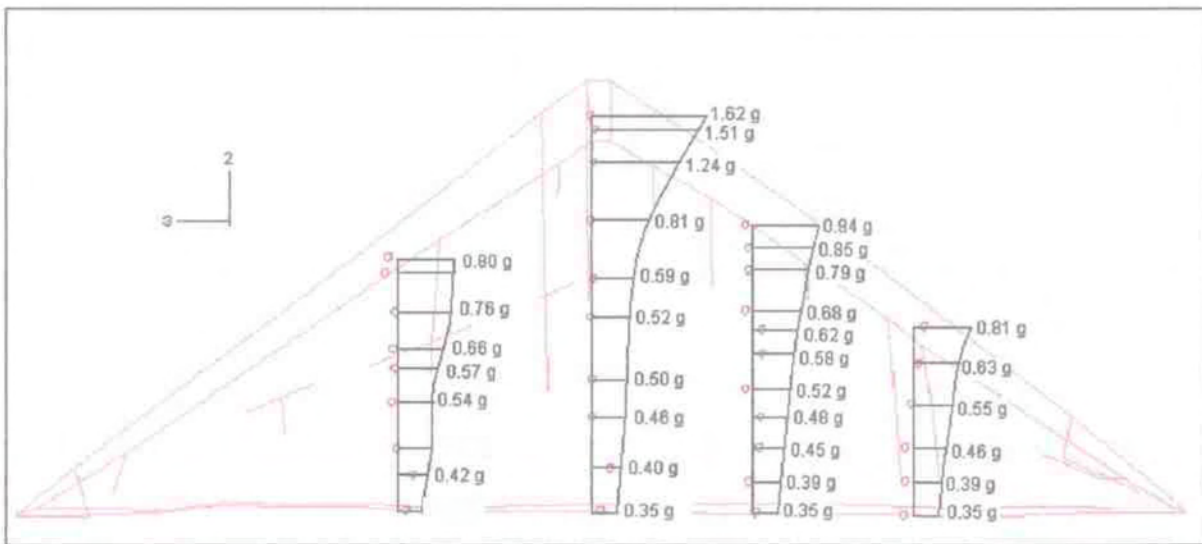
Από το ανωτέρω σχήμα διαφαιίνεται ενίσχυση της κορυφαιάς επιτάχυνσης της βάσης περί τα 2.68.

Προκειμένου να αποκτηθεί μια πληρέστερη εικόνα των κορυφαιών επιταχύνσεων καθ' ύψος της μέγιστης κεντρικής διατομής δίνεται το σχήμα 4.17.

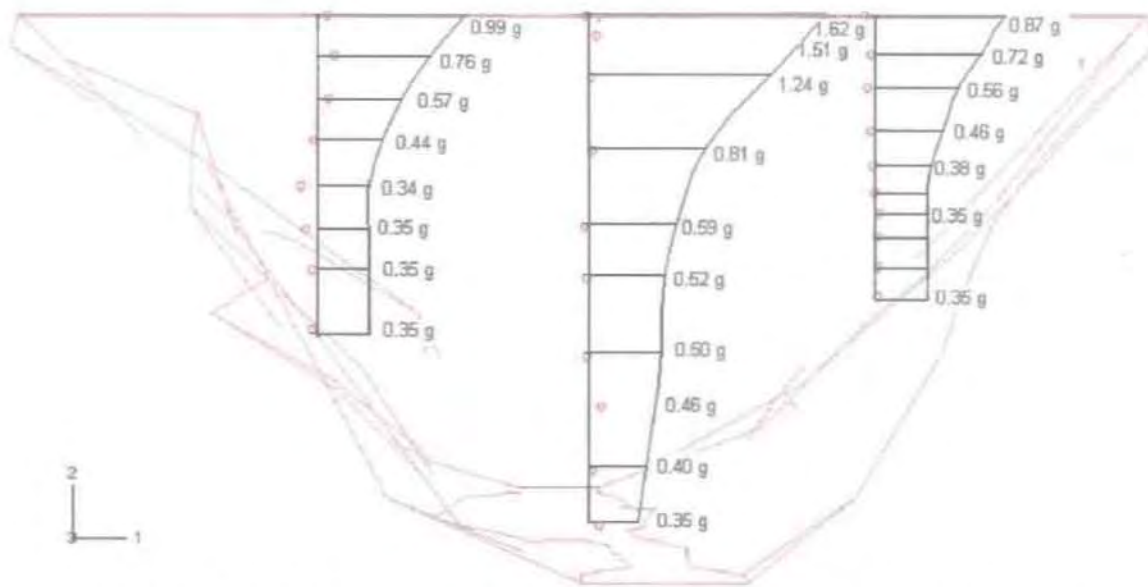
Σχήμα 4.17 : Κορυφαιές επιταχύνσεις καθ' ύψος της μέγιστης κεντρικής διατομής σε χαρακτηριστικά σημεία.

Πρέπει να τονισθεί το γεγονός ότι η τιμή της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης κατά μήκος της στέψης φθίνει εκατέρωθεν της ψηλότερης διατομής προς τη διεύθυνση των αντρερισμάτων.

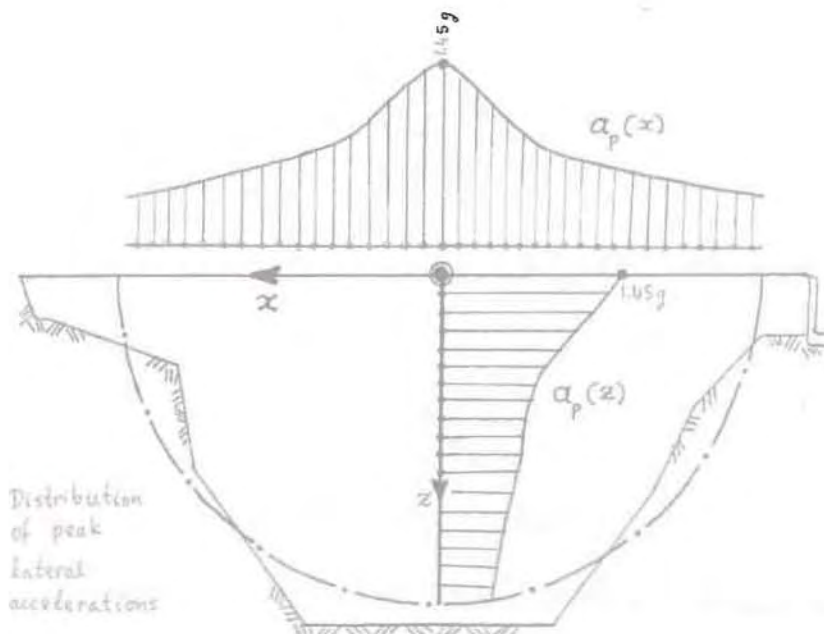
-20



όπως φαίνεται και από τα σχήματα 4.18 και 4.19 (από τη μελέτη του Γ. Γκαζέτα).

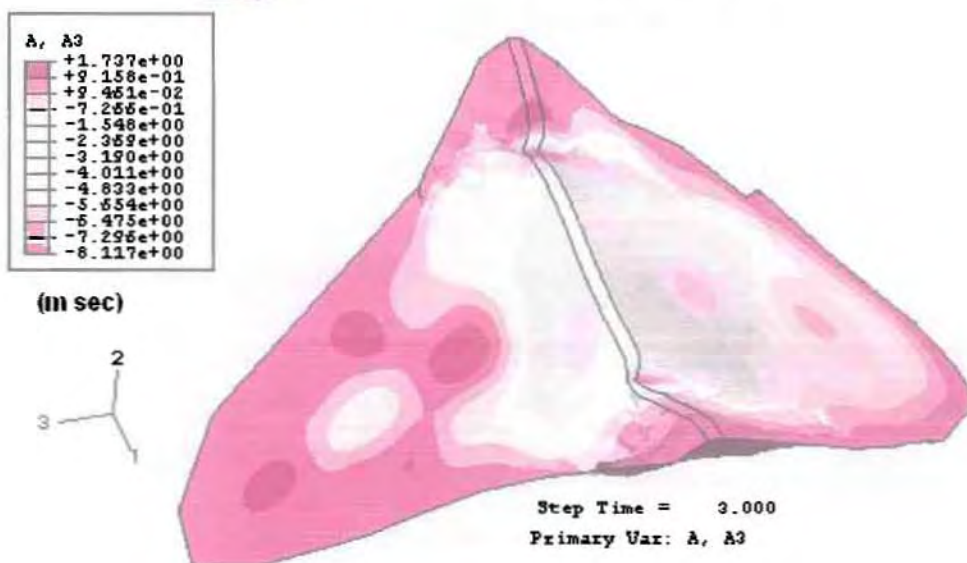
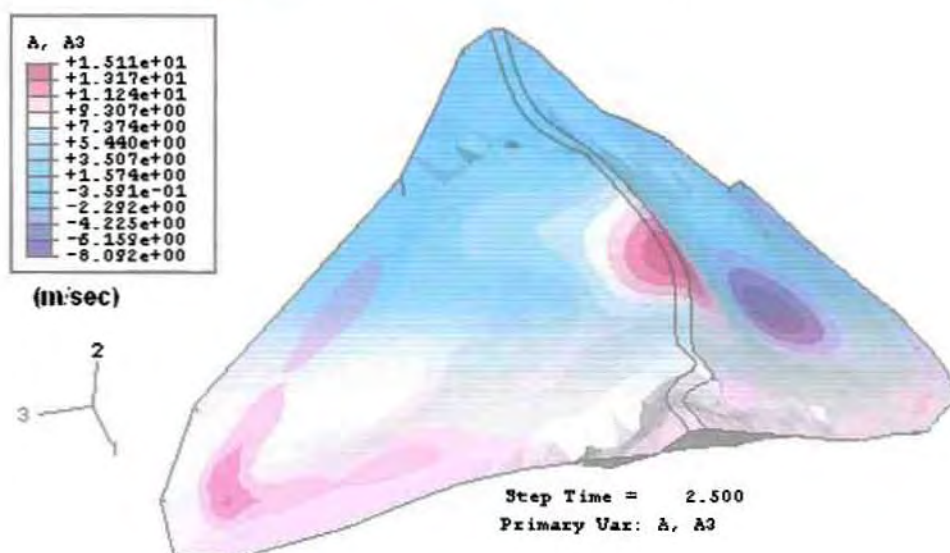
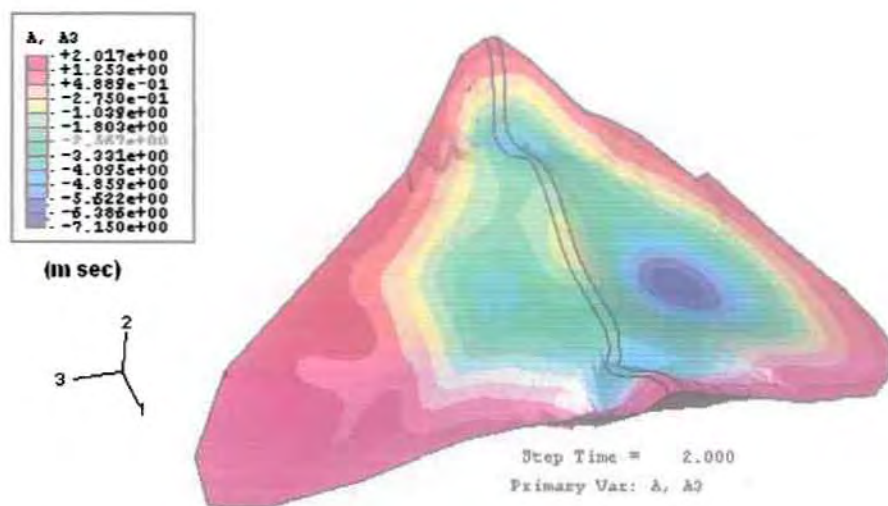


Σχήμα 4.18 : Μεταβολή της κορυφαίας οριζόντιας επιτάχυνσης καθ' ύψος τριών εγκάρσιων δι-
στομών.



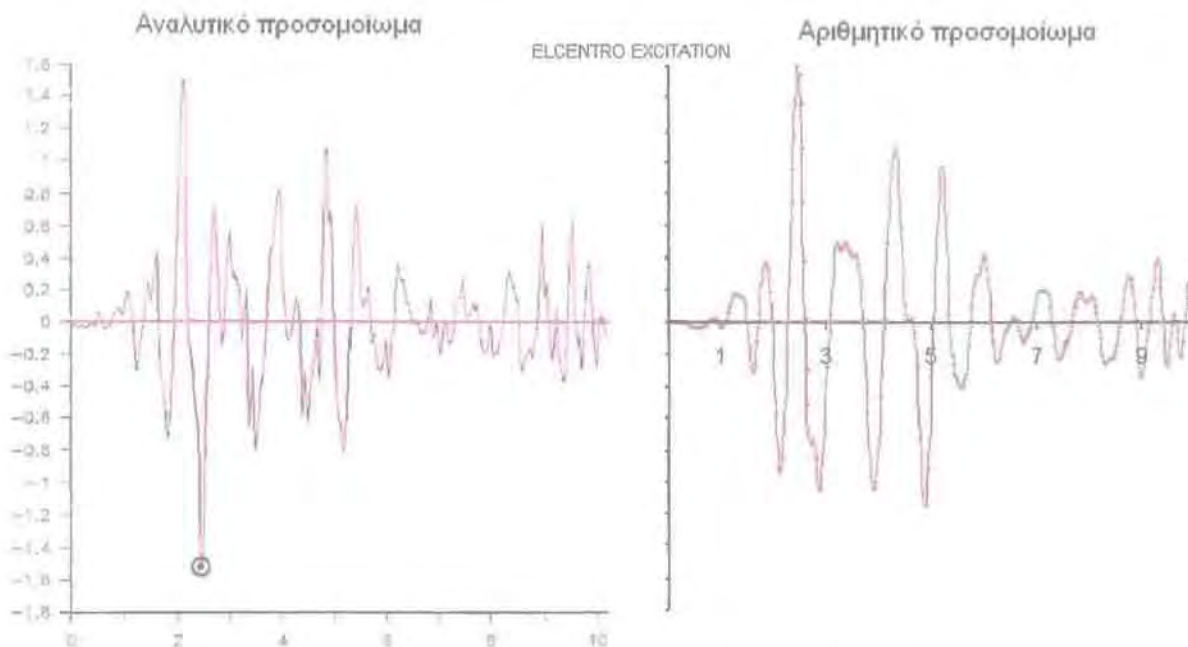
Σχήμα 4.19 : Μεταβολή της κορυφαίας οριζόντιας επιτάχυνσης κατά μήκος της στέψης (Γκαζέ-
τας 1991)

Επίσης, κρίνεται σκόπιμο να παρουσιαστεί η κατάσταση των οριζόντιων επιταχύνσεων σε τρεις συγκεκριμένες χρονικές στιγμές (2 sec, 2.5 sec, 3 sec) σε ολόκληρο το φράγμα.



Σχήμα 4.20 : Επιταχύνσεις σε τρεις χρονικές στιγμές (2 sec, 2.5 sec, 3 sec).

Πρέπει να αναφερθεί ότι οι ανωτέρω τιμές επιταχύνσεως, που υπολογίσθηκαν με το τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα της παρούσας ανάλυσης, είναι αρκετά κοντά στις τιμές επιταχύνσεως, που υπολογίσθηκαν με το τρισδιάστατο αναλυτικό προσομοίωμα για ημι – κυλινδρική διατομή (Dakoulas 1985). Ενδεικτικά δίνεται στο παρακάτω σχήμα η χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης (και για τις δύο προσεγγίσεις) σε ένα σημείο στο κέντρο της στέψης.

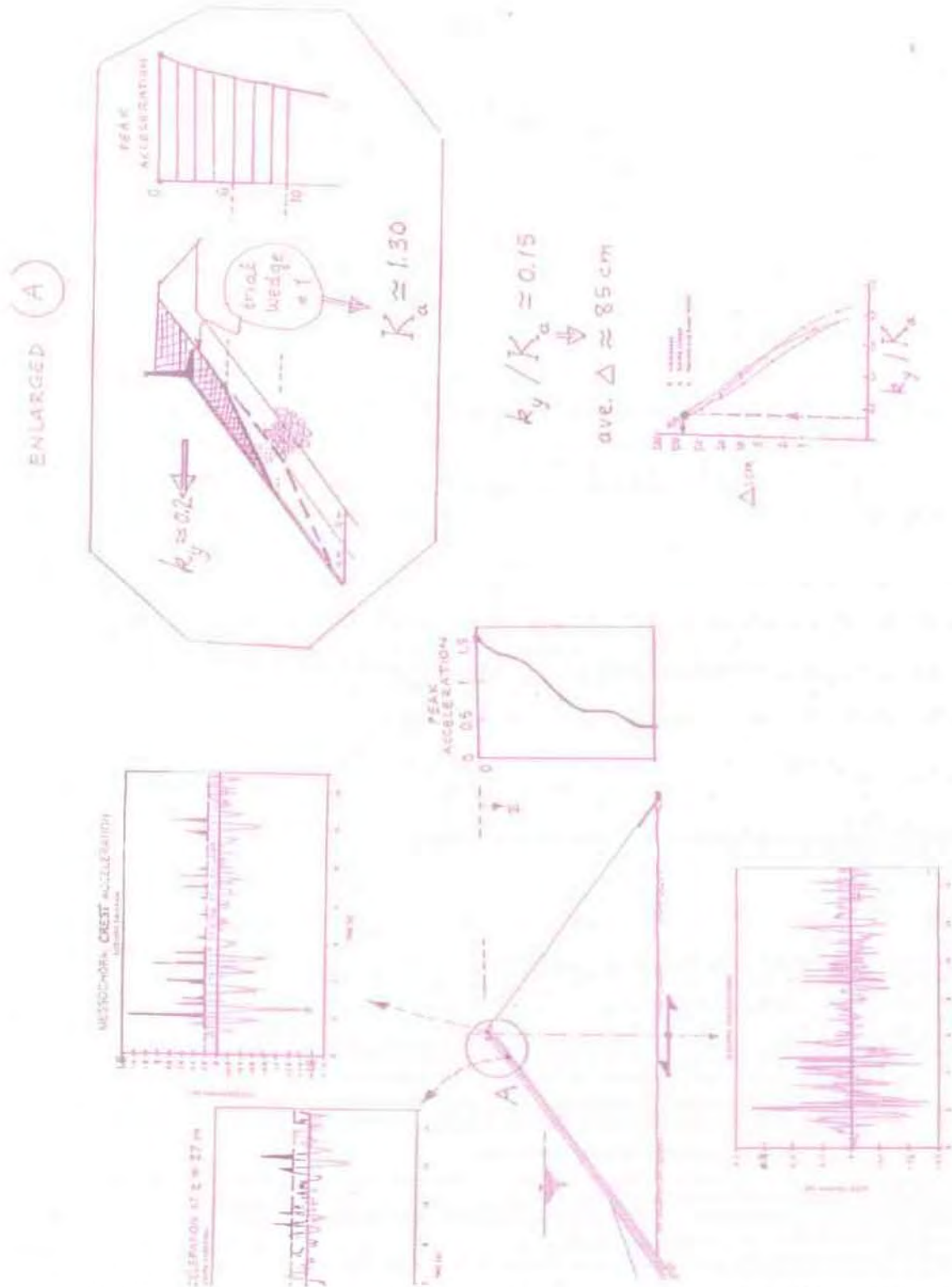


Σχήμα 4.21 : Χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης στο κέντρο της στέψης.

Οι τιμές των κορυφαίων "ελαστικών" δυναμικών μετατοπίσεων, οι οποίες υπολογίσθηκαν με την εν – χρόνω επίλυση, κυμαίνονται μεταξύ 20 – 25 cm στην κεντρική περιοχή της στέψης του φράγματος. Τα αποτελέσματα αυτά έχουν κάποια σημασία καθώς συνδέονται με τη δυναμική καταπόνηση της ανάντη πλάκας σκυροδέματος. Όμως, δεν πρόκειται για μόνιμες παραμορφώσεις.

Ο υπολογισμός των ανελαστικών μετακινήσεων γίνεται εκ των υστέρων (ασύζευκτα) με τη μεθοδολογία των Makdisi & Seed (1978), επέκταση της μεθόδου του 'ολισθαίνοντος πρίσματος' κατά Newmark (1965). Αυτή η απλουστευμένη διαδικασία υποθέτει ότι όλη η μόνιμη παραμόρφωση εμφανίζεται μόνο κατά μήκος της επιφάνειας ολίσθησης και ότι ο υπολογισμός της απόκρισης του φράγματος και της ολίσθησης μπορεί να εκτελεσθεί σε δύο αποσυνδεδεμένα βήματα. Ανελαστικές μετακινήσεις συντελούνται μόνο εφόσον οι προκαλούμενες διατμητικές τάσεις επί των υποθετικών επιφανειών ολίσθησης υπερβαίνουν τη διατμητική αντοχή που υφίσταται επί των υπόψη επιφανειών. Η επιτάχυνση που οδηγεί σε οριακό συντελεστή ευστάθειας $FS = 1$ καλείται 'κρίσιμη επιτάχυνση ή επιτάχυνση διαρροής a_c '. Η υπόψη μεθοδολογία δεν εφαρμόστηκε στην παρούσα ανάλυση, εφαρμόστηκε όμως στη δυναμική μελέτη του φράγματος της Μεσοχώρας

και παριστάνεται σχηματικά στο σχήμα 4.22.



Σχήμα 4.21 : Υπολογισμός ανελαστικών μετακινήσεων του φράγματος της Μεσοχώρας (Γκαζέτας 1991).

4.5 Συμπεράσματα

Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων του τρισδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος της παρούσας ανάλυσης, οδήγησε στη διατύπωση των ακόλουθων συμπερασμάτων:

- Παρατηρείται σημαντική ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού στην κεντρική περιοχή της στέψης (1.5 g). Οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται περί το μέσον της στέψης του φράγματος είναι περίπου 4 φορές μεγαλύτερες από την τιμή 0.35 g της διεγείρουσας επιτάχυνσης στη βάση του. Το γεγονός αυτό οφείλεται στην επίδραση της αυξημένης δυσκαμψίας λόγω της στενότητας της κοιλάδας (το φράγμα διεγείρεται σε ταλάντωση όχι μόνο από τη βάση, αλλά και από τις πλευρές του) και στα φαινόμενα εστίασης των διερχομένων κυμάτων στην κεντρική περιοχή της στέψης. Απομακρυνόμενοι από την κεντρική περιοχή της στέψης έχουμε μείωση της επιτάχυνσης, η οποία πάντως παραμένει μεγαλύτερη του 0.80 g σε μεγάλο τμήμα της στέψης. Αντίθετα, η επιτάχυνση φθίνει ταχέως με το βάθος από τη στέψη.
- Η σχετικώς μεγάλη δυστημσία της λιθορριπής περιορίζει τη μέγιστη διατμητική παραμόρφωση σε τιμές μικρότερες του 0.001 (ή 0.1%). Οι μέγιστες ενεργές διατμητικές παραμορφώσεις που ξεπερνούν την ανωτέρω τιμή εμφανίζονται στο ανώτερο τμήμα του φράγματος, είναι χωρικά πολύ περιορισμένες με αποτέλεσμα να μην χαρακτηρίζουν συνολικά τη σεισμική συμπεριφορά του φράγματος.
- Τα δυναμικά χαρακτηριστικά της λιθορριπής και κυρίως οι καμπύλες σχεδιασμού G/G_{max} και ξ συναρτήσεως του γ_{eff} επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Κρίνεται σκόπιμη για το λόγο αυτό η όσο το δυνατόν καλύτερη εκτίμηση των χαρακτηριστικών αυτών.
- Συνολικά η συμπεριφορά του φράγματος της Μεσοχώρας κρίνεται σταθερή και αρκετά καλή, ενισχύοντας τους ισχυρισμούς ότι ο συγκεκριμένος τύπος φράγματος παρουσιάζει πολύ καλή σεισμική συμπεριφορά. Από τα αποτελέσματα της παρούσας ανάλυσης διαφαίνεται ότι, ενώ δεν ανακύπτει σοβαρή απειλή για την ακεραιότητα του φράγματος, αναμένονται ωστόσο κάποιες ζημιές όπως καθίζηση της στέψης, απώλεια ελεύθερου ύψους έναντι της στάθμης του ταμιευτήρα, ολίσθηση, ανατροπή και ζημιές του τοιχίου στέψης στο μέσον της στέψης, τοπική θραύση της πλάκας στο άνω μέρος καθώς και κάποιες ζημιές στα ακρόβαθρα. Πρέπει να τονισθεί ότι όλες οι παραπάνω ζημιές έχουν τοπικό χαρακτήρα.

Τέλος πρέπει να αναφερθεί ότι κανένα CFRD μέχρι σήμερα δεν έχει δοκιμαστεί σε μια ισχυρή σεισμική δόνηση ώστε να διαπιστωθεί η πραγματική σεισμική απόκριση των φραγμάτων αυτών. Επομένως, χρειάζεται να δοθεί έμφαση στη συλλογή επί τόπου μετρήσεων.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Γκαζέτας, Γ., (1996), Εδαφοδυναμική και Σεισμική Μηχανική – Ιστορικά Περιστατικά, Εκδόσεις Συμεών, Αθήνα.
- Γκαζέτας, Γ., (1997), Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής, Εκδόσεις Υπηρεσία Δημοσιευμάτων Ε.Μ.Π., Αθήνα.
- ΔΑΥΕ/ΚΕΨΕ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ, (1999), Υδροηλεκτρικό Έργο Μεσοχώρας – Ενημερωτικό φυλλάδιο.
- Θανόπουλος, Ι., (2002), Σημειώσεις από τις παραδόσεις του μαθήματος Φράγματα – Χωμάτινες κατασκευές, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Θεσσαλίας.
- Καββαδάς, Μ., (1998), Στοιχεία Εδαφομηχανικής, Εκδόσεις ΕΜΠ, 6^η έκδοση, Αθήνα.
- Κατσικαδέλης, Θ., (2002), Δυναμική των κατασκευών, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
- Κλήμης, Ν., Αναστασιάδης, Α., Κωμοδρόμος Α. και Σιάχου, Σ., (2001), Διερεύνηση σεισμικής συμπεριφοράς λιθόρριπτου φράγματος με αρνιλικό πυρήνα, 4^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής (τόμος 2), 497-504.
- Κωμοδρόμος, Α., (2001), Υπολογιστική Γεωτεχνική Μηχανική – Γραμμική-Μη Γραμμική Ανάλυση, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- Κωστόπουλος, Σ., (1999), Σημειώσεις Γεωτεχνικών Κατασκευών, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Θεσσαλίας.
- Λυγούρα, Αικ., (2001), Διπλωματική εργασία με θέμα «Λιθόρριπτα φράγματα με ανάντη πλάκα σκυροδέματος: Ανάλυση τάσεων και παραμορφώσεων στο φράγμα Μεσοχώρας», Αθήνα.
- Λιάκουρης, Δ., (1995), Η γεωλογία και τα φράγματα της ΔΕΗ, Δημόσια Επιχείρηση Ηλεκτρισμού, Διεύθυνση Εκπαίδευσης, Αθήνα.
- Μαραγκός, Χ., (2001), Τεχνικά έργα υποδομής (Κατασκευές στην επιφάνεια του βράχου – Υπόγειες κατασκευές – Φράγματα), Θεσσαλονίκη.
- Ντακούλας, Π., (2004), Σημειώσεις Εδαφοδυναμικής, Πανεπιστημιακές Εκδόσεις Θεσσαλίας.
- Παπαγεωργίου, Ο., (2001), Σεισμικότητα και Ταμιευτήρες, 4^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής (τόμος 2), 545-560.
- Παπαζάχος, Β.Κ., Μουντράκης, Δ.Μ., Παπαζάχος, Κ.Β. κ.α., (2001), Τα ρήγματα που προκάλεσαν τους γνωστούς ισχυρούς σεισμούς στην Ελλάδα από τον 5^ο αιώνα π.Χ. μέχρι σήμερα, 2^ο

Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας (τόμος Α), ΤΕΕ, 17-26.

Ρεμπής, Π., (1996), Η κατασκευή του υδροηλεκτρικού έργου Μεσοχώρας. Εργοταξιακά Θέματα, 10-15.

Τσελέντης, Α., (1997), Σύγχρονη Σεισμολογία, Παπασωτηρίου, Αθήνα.

ANCOLD (Australian National Committee on Large Dams), (1991), Guidelines on Concrete - Faced Rockfill Dams.

Beach, A., Gill, R. and Van Emmerick, P. (1991), Advances in face slab construction techniques for CFRDs. Water Power & Dam Construction, 19-23.

Binnie & Partners, Halcrow, (1995), Messochora Dam Project. London – Athens.

Christian, K., (1997), Earth and Rockfill dams, A. A. Balkema, Rotterdam.

Clough, R. W. and Penzien, J., (1973), Δυναμική των Κατασκευών, Εκδόσεις Φούντας, Αθήνα.

Cooke, J. B. and Sherard, J. L., (1985), Concrete Faced Rockfill Dams – Design, Construction and Performance ASCE Geotechnical Symposium, ASCE publication, Detroit.

Cooke, J. B. and Sherard, J. L., (1987), Concrete - Faced Rockfill Dams: I. Assessment. II. Design. Journal of Geotechnical Engineering ASCE, Vol. 113, No. GT 10, 1096-1112.

Cooke, J. B., (1991), The concrete - faced rockfill dam. Water Power & Dam Construction, 11-14.

Dakoulas, P. and Gazetas, G., (1986), Seismic Lateral Vibration of Embankment Dams in Semi - Cylindrical Valleys, International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, 19-40.

Dakoulas, P. and Gazetas, G., (1987), Vibration Characteristics of Dams in Narrow Canyons. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, No 8, 899-904.

Dakoulas, P., (1993), Earth Dam – Canyon Interaction Effects For Obliquity Incident SH Waves. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No.11, 1696-1716.

Dakoulas, P. and Hsu, C., (1995), Response of Dams in Semielliptical Canyons to Oblique SH Waves, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 121, No. 3, 379-391.

- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D. (1992), Geotechnical Engineering of Embankment Dams, A. A. Balkema, Rotterdam.
- Ganan, H. and Fell, R., (2003), Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dam, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 909-917.
- Gazetas, G. (1991), Seismic Performance Analysis of The Proposed Messochora Concrete – Faced Rockfill Dam.
- Gazetas, G. and Dakoulas, P. (1992), Seismic Analysis and Design of Rockfill Dams: State of the Art, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, 27-61.
- ICOLD (International Commission on Large Dams), Bulletin No.72, (1989), Rockfill Dams with Concrete Facing.
- Krammer, L. (1996), Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall.
- Marulanda, A., Amaya, F. and Ramirez C. A., (1991), Colombian experience with concrete face rockfill dams, Water Power & Dam Construction, 25-32.
- Materon, B. (1992), Evolution in slab construction for the highest CFRDs, Water Power & Dam Construction.
- Materon, B., Pitanga, W. and Arfelli, E., (1992), Construction planning for the Xinqo CFRD, Water Power & Dam Construction.
- Materon, B., (2002), Responding to the demands of EPC Contracts, Water Power & Dam Construction.
- Materon, B. et al, (2003a), Construction Strategies Keep Barra Grande CFRD On Schedule in Brazil, Water Power & Dam Construction, 20-24.
- Materon, B. et al, (2003b), Building plans (Campos Novos hydroelectric project), Water Power & Dam Construction, 22-25.
- Papazaxos, B. and Papazaxou, C., (1997), The Earthquakes of Greece, Ziti.
- Pinto N. L. de S, (2001), Questions to Ponder on designing very high CFRDs, Hydropower & Dams, Vol. 8, Issue 5.
- Thanopoulos, J. and Ticof, J., (1998), Erosion problems of concrete faced rockfill dams during construction : The case of Messochora dam, Dam Safety, Proceedings of the international symposium on new trends and guidelines on dam safety, Barcelona.

Seed, H.B., Wong, R.T., Idriss, I.M., Tokimatsu, K. (1984), Moduli and Damping Factors for Dynamic Analyses of Cohesionless Soils, University of California, Berkeley, EERC Report No. 84-14.

Sherard, J. L., (1985), The Upstream Zone in Concrete - Face Rockfill Dams, ASCE.

SNC (Surveyer, Nenniger & Chenevert), (1972), Messochora Engineering Report (Geological and Geotechnical Report – volume 3 and 4), Montreal – Athens.

Uddin, N., Gazetas, G., (1995), Dynamic Response of Concrete-Faced Rockfill Dams to Strong Seismic Excitation, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 121, No. 2.

Wu, X. Z., Luan, M.T. and Xin, J. X. (2003), Effects of Dynamic Properties of Rockfill Materials on Seismic Response of Concrete-Faced Rockfill Dams, Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Paper No. 5.22.

