



UNIVERSITY OF
THESSALY

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ

ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ

ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Μεταπτυχιακή Διατριβή

**ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΞΩΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ
ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΑΠΟ ΚΥΛΙΝΔΡΟΥΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ**

ΚΟΛΛΑΤΟΥ ANNA-MΑΡΙΑ

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των
απαιτήσεων για την απόκτηση
Μεταπτυχιακού Τίτλου Σπουδών

2017

© 2017 Κολλάτου Άννα-Μαρία

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν. 5343/32 αρ. 202 παρ. 2).

Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής (Επιβλέπων) Δρ. Παναγιώτης Ντακούλας
Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο
Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής Δρ. Γεώργιος Εφραιμίδης
Λέκτορας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πανεπιστήμιο
Θεσσαλίας

Τρίτος Εξεταστής Δρ. Πολυξένη Καλλιόγλου
Επίκουρος Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών,
Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Ευχαριστίες

Πρώτα απ' όλα, θέλω να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα της διπλωματικής εργασίας μου, Καθηγητή κ. Παναγιώτη Ντακούλα, για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγησή του κατά τη διάρκεια της δουλειάς μου. Επίσης, είμαι ευγνώμων στα υπόλοιπα μέλη της εξεταστικής επιτροπής της διπλωματικής εργασίας μου, καθηγητές κυρία Πολυξένη Καλλιόγλου και κύριο Γεώργιο Εφραιμίδη για την προσεκτική ανάγνωση της εργασίας μου και για τις πολύτιμες υποδείξεις τους. Ευχαριστώ τη συνάδελφό μου Αναστασία Παμπουροπούλου καθώς και τους λοιπούς φίλους και φίλες μου για την πολύτιμη βοήθειά τους, ηθική υποστήριξη και κατανόηση κατά τη διάρκεια της προσπάθειάς μου. Πάνω απ' όλα, είμαι ευγνώμων στους γονείς μου, Γεώργιο και Μαρίνα Κολλάτου για την ολόψυχη αγάπη και υποστήριξή τους όλα αυτά τα χρόνια.

Άννα-Μαρία Κολλάτου

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΞΩΤΟΥ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ ΑΠΟ
ΚΥΛΙΝΔΡΟΥΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Άννα-Μαρία Κολλάτου

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, 2017

Επιβλέπων Καθηγητής: Παναγιώτης Ντακούλας, Καθηγητής,
Κατεύθυνση Γεωτεχνικής Μηχανικής

Περίληψη

Τα φράγματα αποτελούν ιδιαίτερα κρίσιμες κατασκευές ενεργειακών υποδομών των οποίων η ασφαλής λειτουργία είναι υψίστης σημασίας. Εξαιτίας αυτού, επιβάλλεται η συνεχής βελτίωση των μεθοδολογιών αξιολόγησης της ασφάλειάς τους. Η παρούσα εργασία έχει ως αντικείμενο την δυναμική ανάλυση ενός τοξωτού φράγματος βαρύτητας, το οποίο βρίσκεται υπό κατασκευή στην περιοχή του Λιβάνου. Για τον έλεγχο της συμπεριφοράς του φράγματος Janneh υπό τις συνθήκες λειτουργίας, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, και οι αναλύσεις έγιναν με το γενικής χρήσης πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το φράγμα ελέγχθηκε τόσο σε στατική όσο και σε σεισμική φόρτιση, με ιδιαίτερη έμφαση στις διάφορες μεθοδολογίες που χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά έξι τρισδιάστατες αναλύσεις, δύο στατικές και τέσσερις υπό σεισμική φόρτιση. Χρησιμοποιήθηκαν γραμμικά και μη-γραμμικά μοντέλα και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης. Πιο συγκεκριμένα, η σεισμική απόκριση της κατασκευής ελέγχθηκε με ψευδοστατική ανάλυση και με τριών ειδών δυναμικές αναλύσεις, οι οποίες περιλάμβαναν γραμμικά και μη-γραμμικά μοντέλα, καθώς και διαφορετικές μεθοδολογίες που χρησιμοποιούνται για τη δυναμική ανάλυση κατασκευών και τα αποτελέσματα ελέγχθηκαν μεταξύ τους. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων καταδεικνύουν ότι η μη-γραμμική συμπεριφορά της διεπιφάνειας φράγματος-θεμελίωσης επηρεάζει σημαντικά τις θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή. Οι συνοριακές συνθήκες και η χρήση αποσβεστήρων στη θεμελίωση διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην δυναμική απόκριση του συστήματος.

Dynamic Analysis of An RCC Arch-Gravity Dam

Anna-Maria Kollatou

University of Thessaly, Faculty of Civil Engineering, 2017

Supervisor Professor: Panos Dakoulas, Professor,
Department of Geotechnical Engineering

Abstract

Dams are structures of great significance in the field of energy infrastructure with great benefits for the public and the environment. For this reason, a lot of research has been done in the design and analysis process of these structures in order to reassure their safe operation. The objective of this master thesis is the dynamic analysis of an arch-gravity dam under construction in Lebanon, the Janneh Dam. For the assessment of the stability of the dam 3D numerical analysis are executed using the finite element method. The dam and canyon geometry are modeled using the general purpose finite element program ABAQUS. The dam behavior is assessed primarily by two static analysis, a linear one and a non-linear one that considers the possibility of sliding and gap opening at the dam foundation interface. Subsequently a pseudo-static analysis based on the response spectra is conducted using the non-linear model, in which the inertia forces are computed based on accelerations derived from the 1st vibrational mode. Finally three time domain dynamic analyses are conducted. A simplified dynamic analysis based on the linear model, a dynamic analysis based on the linear model in which complete radiation conditions are adopted only at the canyon base and a dynamic analysis based on the non-linear model with complete radiation conditions adopted in the dam base. The analyses results indicate that the non-linear behavior of the dam-foundation interface affects significantly the compressive and tensile stresses in the dam. The boundary conditions and the use of dashpots also play significant role in the response of the dam-foundation system.

Πίνακας Περιεχομένων

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1	Σκοπός	9
1.2	Κίνητρο και Υπόβαθρο.....	9
1.3	Δομή της διπλωματικής εργασίας.....	10

Κεφάλαιο 2 Θεωρητικό Υπόβαθρο..... 11

2.1	Φράγματα βαρύτητας από κυλινδρούμενο σκυροδέμα RCC	11
2.1.1	Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος.....	13
2.1.2	Μείγματα κυλινδρούμενου σκυροδέματος.....	13
2.1.3	Ιδιότητες Κυλινδρούμενου σκυροδέματος	19
2.1.4	Τοποθέτηση και Συμπύκνωση.....	21
2.2	Φράγματα Βαρύτητας	23
2.3	Τοξωτά φράγματα	25
2.3.1	Στατικές Φορτίσεις επί τοξωτών φραγμάτων βαρύτητας.....	28
2.3.2	Δυναμικές Φορτίσεις επί τοξωτών φραγμάτων βαρύτητας.....	31
2.4	Μέθοδοι ανάλυσης φραγμάτων βαρύτητας.....	35
2.4.1	Στατική Ανάλυση	35
2.4.2	Δυναμική ανάλυση	36

Κεφάλαιο 3 Ανάλυση του φράγματος **Janneh**..... 38

3.1	Το φράγμα Janneh	38
3.1.1	Μοντέλο Προσομοίωσης	39
3.1.2	Αναλύσεις	40
3.2	Στατικές Αναλύσεις.....	43
3.2.1	Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης.....	44
3.2.2	Αποτελέσματα μη-γραμμικής ανάλυσης.....	46
3.3	Δυναμικές Αναλύσεις.....	54
3.3.1	Ψευδοστατική ανάλυση	54
3.3.1.1	Αποτελέσματα Ψευδοστατικής ανάλυσης.....	57
3.3.2	Δυναμική ανάλυση Χρονοϊστορίας	66

Κεφάλαιο 4 Συμπεράσματα

4.1	Στατικές Αναλύσεις.....	88
4.2	Σεισμικές Αναλύσεις.....	90
4.3	Σύγκριση αποτελεσμάτων	91

Κεφάλαιο 5 Βιβλιογραφία..... 100

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή

1.1 Σκοπός

Αντικείμενο της παρούσης διπλωματικής εργασίας αποτελεί η στατική και σεισμική ανάλυση της προαναφερθείσας κατασκευής. Η ανάλυση του φράγματος ήταν αντικείμενο μελέτης του 14ου BenchmarkWorkshop της διεθνούς επιτροπής φραγμάτων ICOLD. Η γεωμετρία του φράγματος και της κοιλάδας, δεδομένα για τη στάθμη λειτουργίας, τις σεισμικές επιταχύνσεις σχεδιασμού, τα φάσματα απόκρισης, οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων καθώς και οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις δόθηκαν από την αρμόδια συντονιστική επιτροπή του θέματος.

1.2 Κίνητρο και Υπόβαθρο

Οι αυξανόμενες απαιτήσεις του σύγχρονου πολιτισμού για πόσιμο και αξιοποιήσιμο νερό και ηλεκτρισμό σε συνδυασμό με την καταστροφή του περιβάλλοντος και την ανάγκη για παραγωγή «πράσινης» ενέργειας οδηγούν διεθνώς τα κράτη στην κατασκευή υδροηλεκτρικών φραγμάτων. Τα φράγματα αποτελούν αξιόλογη εναλλακτική λύση για την παραγωγή ενέργειας, καθώς ταυτόχρονα μπορούν να καλύπτουν τις ανάγκες του πληθυσμού σε πόσιμο νερό και νερό για άρδευση καλλιεργήσιμων εκτάσεων, συνεισφέροντας σημαντικά στην οικονομία των κρατών. Αποτελούν λοιπόν πολύ μεγάλες επενδύσεις με σημαντικά οφέλη.

Υπάρχουν δύο ειδών κυρίαρχοι τύποι φραγμάτων οι οποίοι διαχωρίζονται αναλόγως το υλικό που χρησιμοποιείται για την κατασκευή τους.

1. Τα χωμάτινα φράγματα
2. Τα φράγματα σκυροδέματος

Τα χωμάτινα φράγματα αποτελούν το 63% των διεθνώς καταγεγραμμένων φραγμάτων. Κατασκευάζονται είτε από εδαφικά υλικά με εσωτερικό αργιλικό πυρήνα ως στεγανωτικό στοιχείο είτε από λιθορριπή με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Τα υλικά κατασκευής αποτελούν υλικά εκσκαφής και εξασφαλίζονται από τη γύρω περιοχή του φράγματος. Η ευρεία χρήση τους οφείλεται στο γεγονός ότι δεν έχουν ιδιαίτερες απαιτήσεις για τη θεμελίωσή τους, μπορούν να κατασκευαστούν τόσο σε ευρείες όσο και σε στενές κοιλάδες και έχουν χαμηλότερο κόστος. Ωστόσο ένα από

τα κυριότερα μειονεκτήματά τους είναι η ευπάθειες που εμφανίζουν σε υπερπήδηση, εσωτερική διάβρωση κλπ.

Τα φράγματα βαρύτητας αποτελούν το 17% των καταγεγραμμένων φραγμάτων, καθώς για πολλά χρόνια δεν μπορούσαν να ανταγωνιστούν τα πολύ πιο οικονομικά χωμάτινα φράγματα. Ωστόσο η διάδοση και εξέλιξη του κυλινδρούμενου σκυροδέματος, έδωσε τη δυνατότητα για περαιτέρω μείωση του χρόνου και του κόστους κατασκευής και πλέον γίνεται όλο και πιο συχνή η κατασκευή τοξοτών ή μη, φραγμάτων βαρύτητας από RCC.

Το φράγμα Janneh είναι ένα τοξωτό φράγμα βαρύτητας το οποίο κατασκευάζεται στο Λίβανο. Η κατασκευή του γίνεται με σκοπό τόσο την παραγωγή ενέργειας όσο και την υδροδότηση των παραλιακών περιοχών του Λιβάνου. Πρόκειται για πολύ σημαντικό έργο για τη χώρα κατασκευής και η εύρυθμη και ασφαλής λειτουργία του είναι υψίστης σημασίας.

1.3 Δομήτηςδιπλωματικής εργασίας

Το υπόλοιπο της παρούσα διπλωματικής εργασίας αποτελείται από τρία τμήματα, τα κεφάλαια 2-4.

Το κεφάλαιο 2 αποτελείται από το θεωρητικό υπόβαθρο που καλύπτει η συγκεκριμένη διπλωματική. Αρχικά περιγράφεται η τεχνολογία του κυλινδρούμενου σκυροδέματος, οι μέθοδοι παρασκευής των μειγμάτων του και οι ιδιότητες του υλικού. Στη συνέχεια περιγράφονται κάποιες βασικές έννοιες που αφορούν τα φράγματα σκυροδέματος, οι φορτίσεις που δέχονται οι εν λόγω κατασκευές και οι μεθοδολογίες στατικής και σεισμικής ανάλυσής τους.

Στο κεφάλαιο 3, περιγράφεται η γεωμετρία και τα τεχνικά χαρακτηριστικά του φράγματος Janneh, το μοντέλο προσομοίωσης που χρησιμοποιήθηκε για την ανάλυση της κατασκευής και αναφέρονται οι αναλύσεις που διενεργήθηκαν. Στη συνέχεια του κεφαλαίου παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των στατικών και δυναμικών αναλύσεων.

Στο 4ο κεφάλαιο, γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων μεταξύ τους, αλλά και με τα αποτελέσματα αναλύσεων που έγιναν από άλλες ομάδες στα πλαίσια του workshop. Επίσης περιγράφονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων.

Τέλος, ακολουθεί η βιβλιογραφία που χρησιμοποιήθηκε για τις ανάγκες αυτής της διπλωματικής εργασίας.

Κεφάλαιο 2 Θεωρητικό Υπόβαθρο

2.1 Φράγματα βαρύτητας από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα RCC

Όπως προαναφέρθηκε, τα φράγματα αποτελούν θεμελιώδεις κατασκευές υποδομής για τα κράτη παγκοσμίως και η ανάγκη για νέες κατασκευές φραγμάτων είναι έκδηλη. Θα μπορούσαμε να πούμε ότι πρόοδος στον τομέα της κατασκευής επιτυγχάνεται όταν υπάρχει η δυνατότητα να ανεγείρονται πιο ασφαλείς και αξιόπιστες κατασκευές, με το μικρότερο δυνατό κόστος, τόσο σε όρους οικονομικούς όσο και σε όρους χρόνου.

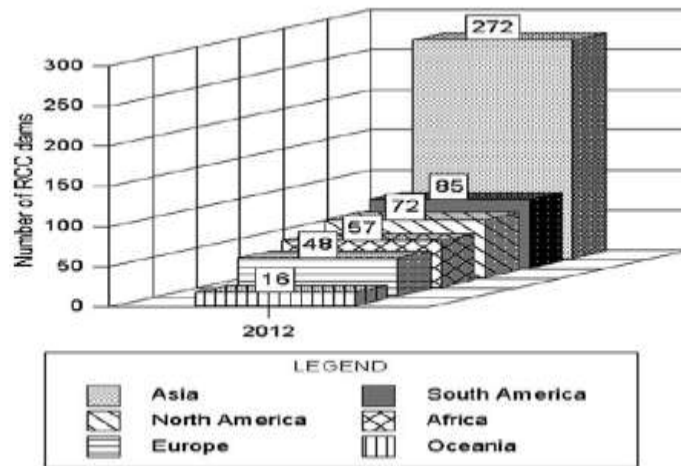
Για την κατασκευή φραγμάτων βαρύτητας, παγκοσμίως οι κατασκευαστές χρησιμοποιούσαν παραδοσιακά το συμβατικό σκυρόδεμα. Όμως, παρά το μικρό όγκο τους, συγκριτικά με τα χωμάτινα φράγματα, το κόστος εργασιών και υλικών παρέμενε υψηλό. Τα φράγματα σκυροδέματος κατασκευάζονταν τμηματικά σε μπλοκ, τα οποία απαιτούσαν ειδική αρμολόγηση, η συμπύκνωση του σκυροδέματος γινόταν με δόνηση και η θεμελίωση απαιτούσε ειδική προεργασία και εκτεταμένες εκσκαφές. Αυτά, ήταν και τα εμπόδια που έπρεπε να ξεπεραστούν προκειμένου να μειωθεί το κόστος και ο χρόνος κατασκευής.

Γεννήθηκε λοιπόν η ιδέα χρήσης χωματουργικών μηχανημάτων για τη διάστρωση διαβαθμισμένου υλικού ανακατεμένου με τσιμέντο για την ανέγερση φραγμάτων βαρύτητας χωρίς αρμούς. Η τεχνολογία αυτή χρησιμοποιούνταν ήδη από τη δεκαετία του '50 για την κατασκευή βάσης οδοποιίας και την ενίσχυση χωμάτων φραγμάτων στην Αμερική. Αυτό το μείγμα από τσιμέντο και χώμα ονομάστηκε κυλινδρούμενο σκυρόδεμα (Roller-compacted concrete- RCC) από τον εφευρέτη του JohnLoweIII[5].

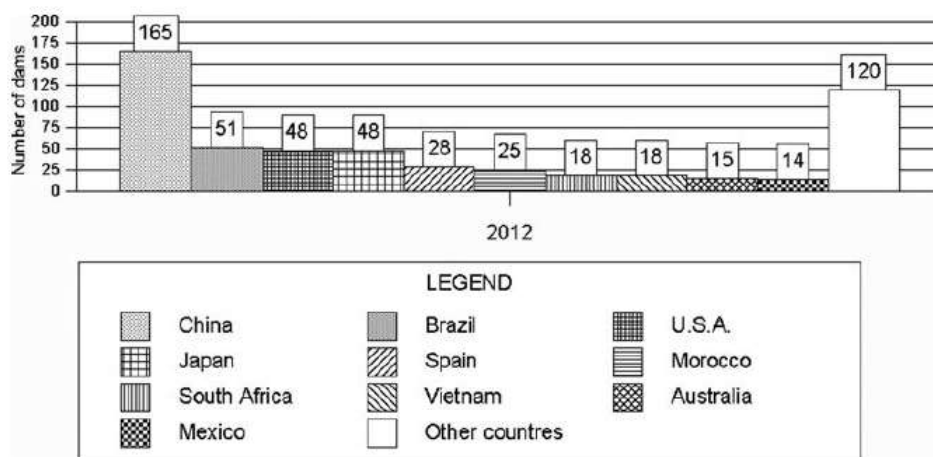
Αρχικά, το RCC χρησιμοποιήθηκε για πρώτη φορά τη δεκαετία του '60, στην κατασκευή του πυρήνα του φράγματος Shimen στην Ταϊβάν, ενός χωμάτινου φράγματος 70μ, και αργότερα για την αποκατάσταση του χωμάτινου φράγματος Tarbella στο Πακιστάν. Η πρώτη ολοκληρωμένη πρόταση για κατασκευή φράγματος βαρύτητας εξ' ολοκλήρου από RCC δημοσιεύτηκε το 1970 και υλοποιήθηκε το 1980 όπου στις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής κατασκευάστηκαν 7 φράγματα από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα.

Από τότε, η φήμη των φραγμάτων RCC διαδόθηκε ευρέως λόγω της εξαιρετικής του συμπεριφοράς σε υπερπήδηση και σεισμούς. Η τεχνολογία τοποθέτησης κυλινδρούμενου σκυροδέματος έχει εξελιχθεί σημαντικά και πλέον οι κατασκευές από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα κατασκευάζονται με χαρακτηριστικά όμοια με τα φράγματα από συμβατικό σκυρόδεμα.

Μέχρι και το 2012 καταγράφηκαν 550 φράγματα ύψους μεγαλύτερου των 15μ από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα παγκοσμίως. Στα σχήματα 2.1 και 2.2 παρουσιάζονται οι κατανομές των καταγεγραμμένων φραγμάτων από RCC στις ηπείρους και χώρες αντίστοιχα.

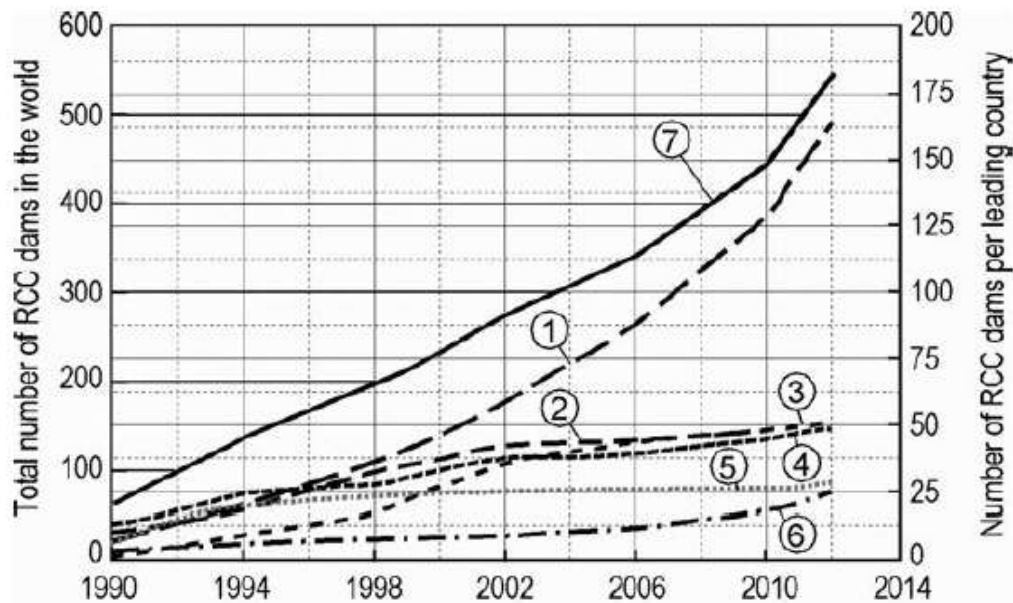


Σχήμα 2. 1 Κατανομή των καταγεγραμμένων φραγμάτων από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα ανά ήπειρο [Πηγή: Dams and Appurtenant Hydraulic Structures, L. Tanchev [16]].



Σχήμα 2. 2 Κατανομή των καταγεγραμμένων φραγμάτων από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα ανά χώρα [Πηγή: Dams and Appurtenant Hydraulic Structures, L. Tanchev [16]].

Στον παγκόσμιο χάρτη έξι χώρες κατέχουν την πρώτη θέση στην κατασκευή φραγμάτων από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα η Κίνα, η Ιαπωνία, η Βραζιλία, οι Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής, η Ισπανία και το Μαρόκο. Ο αριθμός των φραγμάτων που κατασκευάστηκαν ανά έτος, σε αυτές τις χώρες, σε σύγκριση και με τον συνολικό αριθμό φραγμάτων RCC παρουσιάζονται στο σχήμα 2.3. Αξιοσημείωτη είναι συνεχής αύξηση του αριθμού τέτοιου τύπου φραγμάτων που κατασκευάζονται.



Σχήμα 2. 3 Αριθμός φραγμάτων από RCC για κάθε χρόνο για τις έξι πρωτοπόρες χώρες στην κατασκευή RCC φραγμάτων, 1) Κίνα, 2) Βραζιλία, 3) USA, 4) Ιαπωνία, 5) Ισπανία, 6) Μαρόκο, 7) συνολικός αριθμός φραγμάτων RCC. [Πηγή: DamsandAppurtenantHydraulicStructures, L. Tanchev [16]].

2.1.1 Πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος

Ένα από τα κυριότερα πλεονεκτήματα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος είναι η εύκολη μεταφορά και τοποθέτησή του, σε σύντομο χρονικό διάστημα, με συμβατικά χωματουργικά μηχανήματα. Η «ευκολία» αυτή οδηγεί σε δραματική μείωση του κόστους κατασκευής έως και 50% σε σχέση με τη χρήση συμβατικού σκυροδέματος για την κατασκευή φραγμάτων βαρύτητας. Ωστόσο, κύριο μειονέκτημα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος είναι ότι το υλικό δεν φέρει συγκεκριμένες προδιαγραφές. Το κάθε μείγμα είναι ξεχωριστό, έχει διαφορετικές αναλογίες και κατ' επέκταση διαφορετικές ιδιότητες [6].

2.1.2 Μείγματα κυλινδρούμενου σκυροδέματος

Το κυλινδρούμενο σκυρόδεμα αποτελείται από σύνθεση λεπτόκοκκων και χονδρόκοκκων αδρανών υλικών και υδραυλικών κονιών όπως τσιμέντο, τα οποία αναμειγνύονται με νερό και πιθανώς πρόσθετα όπως επιβραδυντικό πήξεως. Το σκυρόδεμα που παράγεται είναι μικρής συνεκτικότητας ώστε η διάστρωσή του να γίνει με συνήθη χωματουργικά μηχανήματα και η συμπύκνωσή του με δονητικούς συμπυκνωτές. Το τσιμέντο που χρησιμοποιείται για την παραγωγή μειγμάτων

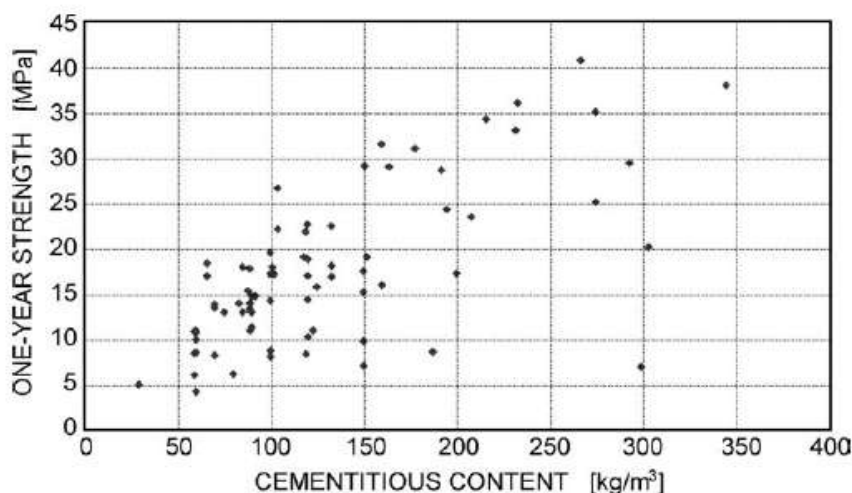
RCC είναι τύπου Portland, ενώ συχνά συνδυάζεται με άλλες υδραυλικές κονίες όπως ποζολάνες ή ιπτάμενη τέφρα. Η αντικατάσταση μέρους του τσιμέντου με ιπτάμενη τέφρα μειώνει την αύξηση θερμοκρασίας κατά τη διάρκεια πήξης του σκυροδέματος ενώ ταυτόχρονα αυξάνει την αντοχή του.

Τα μείγματα κυλινδρούμενου σκυροδέματος διαχωρίζονται σε μείγματα με υψηλό ποσοστό κονιαμάτων (High-pasteRCC) και μείγματα με χαμηλό ποσοστό (Low-pasteRCC). Και οι δύο τύποι μειγμάτων έχουν πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα. Μείγματα με μεγαλύτερο ποσοστό κονιαμάτων έχουν υψηλότερο κόστος και έχουν μεγαλύτερες απαιτήσεις στη διαβάθμιση και την πλύση των αδρανών. Αντίστοιχα σε μείγματα με μικρό ποσοστό κονιαμάτων εμφανίζεται ο κίνδυνος διαχωρισμού, αυξάνεται η διαπερατότητα του μείγματος και απαιτείται η προσθήκη λεπτόκοκκου κλάσματος αδρανών προκειμένου να εξασφαλιστεί ενιαία δομή στο μείγμα σκυροδέματος. Η αντοχή του μείγματος είναι ανάλογη του ποσοστού κονιαμάτων στο μείγμα όπως φαίνεται και στον πίνακα 2.1 όπου παρουσιάζονται τυπικές συστάσεις μειγμάτων RCC καθώς και οι τυπικές τιμές αντοχής σε θλίψη.

Πίνακας 2. 1 Ταξινόμηση των τύπων κυλινδρούμενου σκυροδέματος[16]

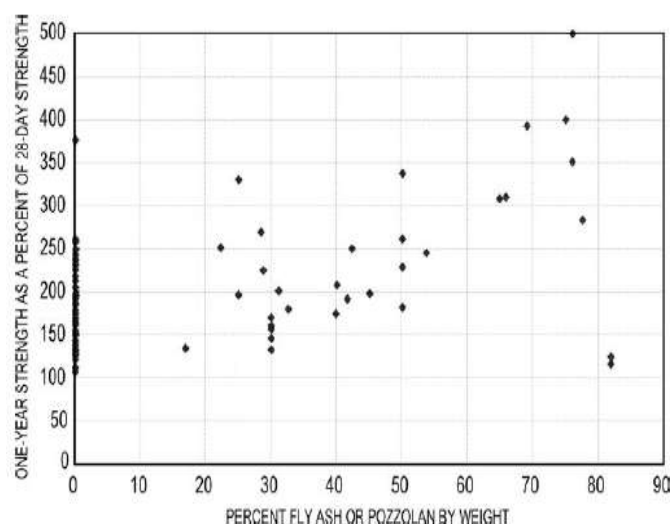
Τύπος Μείγματος	Ποσοστό υδραυλικών κονιών στο μείγμα		
	Χαμηλό	Υψηλό	Μεσαίο
Ποσοστό υδραυλικών κονιών (τσιμέντο +ποζολάνη [Kg/m ³])	<99	>150	100-149
Ποσοστό περιεχόμενης ποζολάνης [% της συνολικής μάζας λεπτοκόκκων]	0-40	30-80	20-60
Θλιπτική Αντοχή [Mpa]	5-15	17,5-31,5	11-21

Εν γένει, απαιτείται σημαντικό ποσοστό κονιαμάτων στο μείγμα ώστε να καλύπτονται τα κενά μεταξύ των κόκκων της άμμου, μεγαλύτερο από αυτό που χρησιμοποιείται για το συμβατικό σκυρόδεμα, της τάξεως του 19%-22%. Στο σχήμα 2.4 παρουσιάζεται η αντοχή του μείγματος κυλινδρούμενου σκυροδέματος σε ένα χρόνο, συναρτήσει του περιεχόμενου του μείγματος σε κονίες. Τα αποτελέσματα αυτά προέκυψαν από επιτόπου δοκιμές ποιοτικού ελέγχου RCC σε φράγματα. Παρατηρείται ότι γενικά η αντοχή αυξάνεται με την αύξηση του ποσοστού κονιαμάτων, ωστόσο εμφανίζεται έντονη διαφοροποίηση στην αντοχή ακόμη και για μείγματα με παρόμοια σύσταση.



Σχήμα 2. 4 Συσχέτιση της αντοχής κυλινδρούμενου σκυροδέματος σε ένα χρόνο με το ποσοστό κονιαμάτων του μείγματος.[16]

Δεν είναι ακόμα ξεκάθαρο ποια είναι η επίδραση της προσθήκης ιπτάμενης τέφρας ή ποζολάνης στην αντοχή του σκυροδέματος. Όπως φαίνεται και στο σχήμα 2.5 μείγματα με υψηλό ποσοστό ποζολάνης ή ιπτάμενης τέφρας, αυξάνουν έως 500% την αντοχή τους σε ένα χρόνο σε σχέση με την αντοχή του μείγματος στις 28 ημέρες. Αντίστοιχα σε μείγματα που περιέχουν μόνο τσιμέντο παρατηρείται αύξηση της αντοχής τους από 100-250% και σε εξαιρετικές περιπτώσεις έως και 350%. Οι τιμές ωστόσο διαφοροποιούνται έντονα, γεγονός που καταδεικνύει ότι η τελική αντοχή του μείγματος κυλινδρούμενου σκυροδέματος εξαρτάται και από άλλους παράγοντες όπως είναι η καμπύλη κοκκομετρίας των αδρανών και η συμπίκνωση του μείγματος.



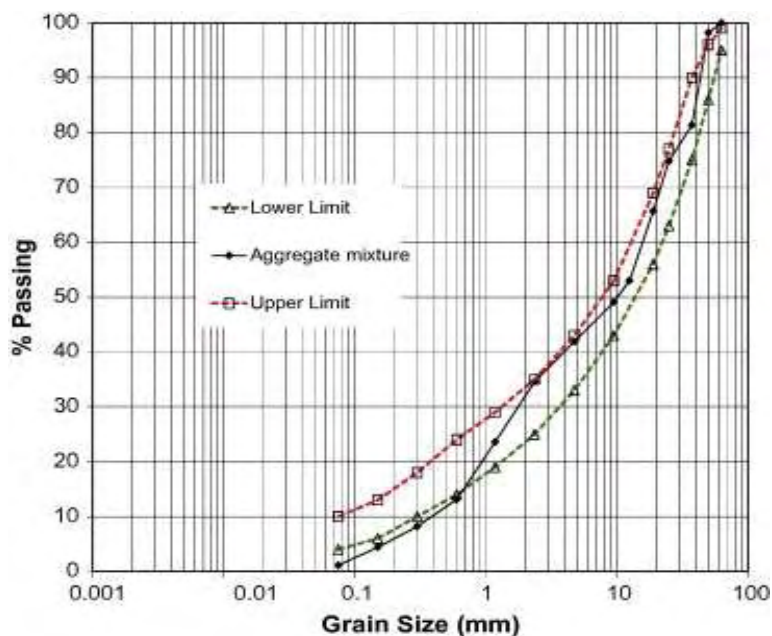
Σχήμα 2. 5 Συσχέτιση του ποσοστού αύξησης της αντοχής, από τις 28 ημέρες έως ένα χρόνο, δειγμάτων κυλινδρούμενου σκυροδέματος με διαφορετικά ποσοστά ποζολάνης ή ιπτάμενης τέφρας. [16]

Η αντοχή του μείγματος εξαρτάται σε σημαντικό βαθμό από την ποιότητα και την κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών. Αδρανή με μεγαλύτερη διάμετρο κόκκου αυξάνουν την αντοχή του μείγματος ωστόσο δημιουργούν προβλήματα διάστρωσης και κακής ποιότητας αρμούς. Η πρόταση του Αμερικάνικου Ινστιτούτου Σκυροδέματος (ACI) ήταν να χρησιμοποιούνται αδρανή με μέγιστη διάμετρο τα 76mm, η σύγχρονη πρακτική όμως χρησιμοποιεί μικρότερες διαμέτρους αδρανών ίσες περίπου με 38mm έως 50mm.

Σε μείγματα με μικρό ποσοστό κονιαμάτων η διαβάθμιση της άμμου και των αδρανών έχουν πολύ σημαντικό ρόλο στην παραγωγή καλής ποιότητας μειγμάτων κυλινδρούμενου σκυροδέματος. Η γενική απαίτηση είναι ομαλές κοκκομετρικές καμπύλες, χωρίς κενά, με ποσοστό άμμου (διαμέτρου μικρότερης των 4,75 mm) ίσο με 35-45%, τουλάχιστον 50% διερχόμενα διαμέτρου 9,5mm και μη-πλαστικά λεπτόκοκκα (κόσκινο N° 200) σε ποσοστό 4-8%. Η ύπαρξη λεπτόκοκκων επιτρέπει τη μείωση του τσιμέντου, μειώνει τον όγκο των κενών, βελτιώνει την συμπίκνωση του μείγματος και μειώνει τη διαπερατότητα. Στον πίνακα 2.2 παρουσιάζονται οι κοκκομετρίες που χρησιμοποιήθηκαν σε μείγματα RCC για την κατασκευή έξι φραγμάτων στις USA και στο σχήμα 2.6 τυπικά όρια κοκκομετρικών καμπυλών για RCC όπως προτείνονται από το Αμερικανικό Ινστιτούτο Σκυροδέματος.

Πίνακας 2. 2Κοκκομετρικές καμπύλες υλικού αδρανών που χρησιμοποιήθηκαν για την κατασκευή έξι φραγμάτων RCC [20].

Sieve size(mm)	Willow Creek	Upper Stillwate	Christian Siegrist	Zintel Canyon	Stagecoach	Elk Creek
100						
75	100					100
62	95			100		96
50	90	100		98	100	86
37,5	80	95	100	91	95	76
25	62	82	99	77	82	64
19	54	66	91	70	69	58
9,5	42	45	60	50	52	51
4,75	30	35	49	39	40	41
2,36	23	26	38	25	32	34
1,18	17	21	23	18	25	31
0,6	13	17	14	15	15	21
0,3	9	10	10	12	10	15
0,15	7	2	6	11	8	10
0,075	5	0	5	9	5	7



Σχήμα 2. 6 Τυπικά όρια κοκκομετρικής καμπύλης αδρανών για μείγματα κυλινδρούμενο σκυροδέματος [20].

Το περιεχόμενο σε νερό για κάθε μείγμα κυλινδρούμενου σκυροδέματος καθορίζεται από την κοκκομετρική διαβάθμιση των αδρανών και τον τύπο τους. Το

ποσοστό νερού υπολογίζεται από την πυκνότητα των αδρανών σε κορεσμένη επιφανειακά στεγνή κατάσταση (SSD) [6] και όχι από την απαίτηση για σταθερό λόγο νερού προς τσιμέντο όπως παράγονται τα μείγματα συμβατικού σκυροδέματος. Έτσι, μείγματα με χαμηλό ποσοστό σε τσιμέντο έχουν υψηλό λόγο νερού προς τσιμέντο (N/T), όχι όμως λόγω αύξησης της ποσότητας νερού. Σε αυτή την περίπτωση η συμπύκνωση του μείγματος στη βέλτιστη υγρασία είναι αυτή που προσδίδει την τελική αντοχή στο σκυρόδεμα. Στον πίνακα 2.3 παρουσιάζονται τυπικές αναλογίες για διάφορα μείγματα RCC.

Πίνακας 2. 3 Αναλογίες συστατικών μειγμάτων RCC για τις διάφορες μεθόδους μίξης, όπως προκύπτουν από καταγεγραμμένα δεδομένα μειγμάτων ήδη κατασκευασμένων φραγμάτων από κυλινδρούμενο σκυρόδεμα. [16]

Υλικό Τύπος Μείγματος	Τσιμέντο (c) [Kg/m ³]	Ποζολάνη (p) [Kg/m ³]	Σύνολο (c+p) [Kg/m ³]	Νερό (w) [Kg/m ³]	w/(c+p) [ratio]
Χαμηλό ποσοστό υδραυλικών κονιών	68	11	79	123	1,55
Υψηλό ποσοστό υδραυλικών κονιών	88	108	196	110	0,56
Μεσαίο ποσοστό υδραυλικών κονιών	77	40	117	116	0,99
RCD (το αντίστοιχο RCC που χρησιμοποιείται στην Ιαπωνία)	86	36	122	94	0,77
Σκληρό Επίχωμα	60	13	73	135	1,86

Υπάρχουν δύο προσεγγίσεις για την παραγωγή μειγμάτων κυλινδρούμενου σκυροδέματος:

1. Μία πιο θεωρητική προσέγγιση, η οποία στηρίζεται στην τεχνολογία του συμβατικού σκυροδέματος
2. Και μία λιγότερο θεωρητική, γεωτεχνική προσέγγιση, η οποία στηρίζεται σε εργαστηριακές δοκιμές για την τελική διαμόρφωση των αναλογιών του μείγματος.

Η πρώτη προσέγγιση παράγει συνήθως πιο ακριβά μείγματα πλούσια σε τσιμέντο με μεγαλύτερη όμως αντοχή. Τα χαρακτηριστικά των μειγμάτων είναι παρόμοια με αυτά του συμβατικού σκυροδέματος. Τα αδρανή έχουν παρόμοιες απαιτήσεις σε ποιότητα και επεξεργασία πριν την ανάμειξη. Το νερό που προστίθεται στο μείγμα εξαρτάται από την απαίτηση για σταθερό λόγο νερού-τσιμέντου.

Στη δεύτερη προσέγγιση οι αναλογίες των συστατικών του μείγματος εξαρτώνται από την κοκκομετρία των αδρανών. Πρόκειται για μείγματα πιο στεγνά, μικρότερης αντοχής, με χαμηλό ποσοστό σε τσιμέντο. Μείγματα με διαφορετικές αναλογίες σε τσιμέντο και ποζολάνη, δημιουργούνται και υπόκεινται σε δομικές προκειμένου να

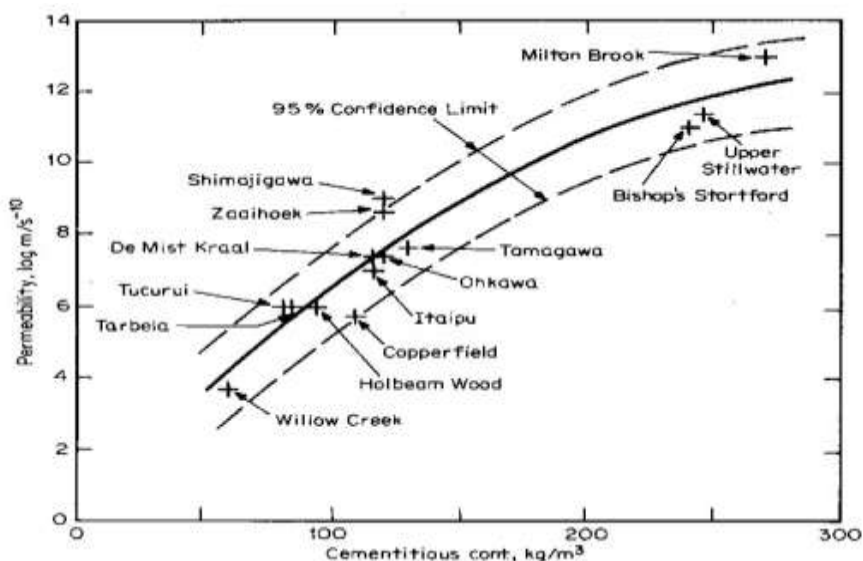
υπολογιστούν η αντοχή τους σε θλίψη, η πυκνότητα, η εφελκυστική αντοχή και το μέτρο ελαστικότητας για 3, 14, 28, 56, 90, 180 και 365 μέρες. Από το συνδυασμό αυτών των αποτελεσμάτων προκύπτουν οι τελικές αναλογίες του μείγματος, αναλόγως με τις απαιτήσεις της εκάστοτε κατασκευής.

2.1.3 Ιδιότητες Κυλινδρούμενου σκυροδέματος

2.1.3.1 Διαπερατότητα

Η διαπερατότητα του μείγματος εξαρτάται από το ποσοστό κονιαμάτων που χρησιμοποιούνται. Ως κονιάματα θεωρούνται το τσιμέντο, οι φυσικές ή τεχνητές ποζολάνες και το λεπτόκοκκο κλάσμα της κοκκομετρικής καμπύλης των αδρανών. Κυρίαρχο, βέβαια ρόλο διαδραματίζουν τα φυσικά λεπτόκοκκα υλικά που εμπεριέχονται στο μείγμα και όχι τόσο το τσιμέντο στην περίπτωση των μειγμάτων που στηρίζονται στη γεωτεχνική προσέγγιση. Για τα μείγματα που παράγονται σύμφωνα με τη θεωρία του συμβατικού σκυροδέματος με ξεπλυμένα αδρανή, ο λόγος νερού προς τσιμέντο θα πρέπει να μείνει χαμηλός προκειμένου να μειωθεί σε ικανοποιητικό βαθμό η διαπερατότητα του μείγματος. Στο σχήμα 2.7 παρουσιάζεται η διαπερατότητα των μειγμάτων από κατασκευασμένα φράγματα σε σχέση με το ποσοστό τσιμέντου.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το φράγμα WillowCreek, το οποίο κατασκευάστηκε εξ' ολοκλήρου από RCC χαμηλής περιεκτικότητας σε τσιμέντο (66kg/m^3). Η διαπερατότητα που επιτεύχθηκε λόγω της προσθήκης ιλύος ήταν της τάξης του 10^{-9}m/sec .



Σχήμα 2. 7 Συσχέτιση μεταξύ της περιεκτικότητας σε υδραυλική κονία (τσιμέντο και τέφρα) με τη διαπερατότητα του μείγματος σε φράγματα κυλινδρούμενου σκυροδέματος.[16]

2.1.3.2 Πυκνότητα

Η πυκνότητα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος εξαρτάται από το ειδικό βάρος των αδρανών, την κοκκομετρική τους καμπύλη, το ποσοστό υγρασίας και το βαθμό συμπίκνωσης. Λόγω της συμπίκνωσης, το κυλινδρούμενο σκυρόδεμα έχει ελαφρώς μεγαλύτερη πυκνότητα από το συμβατικό σκυρόδεμα.

2.1.3.3 Θλιπτική Αντοχή

Η θλιπτική αντοχή του RCC διαφοροποιείται έντονα αναλόγως με την ποιότητα των αδρανών, το ποσοστό, την ποιότητα και τη χημική σύσταση των λεπτόκοκκων, την ποιότητα και την ποσότητα του τσιμέντου στο μείγμα, το βαθμό συμπίκνωσης και το ποσοστό υγρασίας. Πρόσμικτα επιβραδυντικά δεν επηρεάζουν άμεσα την αντοχή, ωστόσο προκειμένου να δράσουν απαιτούν την προσθήκη αρκετής ποσότητας νερού, γεγονός που οδηγεί στην παραγωγή μειγμάτων με χαμηλότερη αντοχή.

2.1.3.4 Εφελκυστική αντοχή

Ο κυρίαρχος παράγοντας που επηρεάζει την εφελκυστική αντοχή του κυλινδρούμενου σκυροδέματος είναι το ποσοστό του τσιμέντου που χρησιμοποιείται για την παραγωγή του εκάστοτε μείγματος. Μείγματα πλούσια σε τσιμέντο με χαμηλό ποσοστό υγρασίας και αδρανή αποτελούμενα από θραυστό υλικό λατομείου εμφανίζουν μεγαλύτερη εφελκυστική αντοχή. Ωστόσο, η δυνατότητα εφελκυστικής παραμόρφωσης είναι πιο σημαντική από ίδια την εφελκυστική αντοχή. Έτσι, μείγματα με μικρά μέτρα ελαστικότητας που έχουν την δυνατότητα να παραμορφωθούν χωρίς να αστοχούν ψαθυρά σε εφελκυσμό είναι πιο επιθυμητά. Τυπικές τιμές εφελκυστικής αντοχής ως ποσοστό της θλιπτικής για φράγματα τα οποία έχουν ήδη κατασκευαστεί εμφανίζονται στον πίνακα 2.4.

Πίνακας 2. 4Ποσοστό της εφελκυστικής αντοχής σε σχέση με την θλιπτική αντοχή μειγμάτων κυλινδρούμενου σκυροδέματος που χρησιμοποιήθηκαν στην κατασκευή φραγμάτων RCC. [6]

Φράγμα	Εφελκυστική Αντοχή	Τσιμέντο	Ποζολάνη ή Ιπτάμενη	Συνολικός όγκος λεπτόκοκκου υλικού
Willow Creek	7%-12%	47 kg/m ³	19 kg/m ³	66 kg/m ³
Upper Stillwater	4%-7%	79 kg/m ³	173 kg/m ³	252 kg/m ³
Monksville	9%-13%	64 kg/m ³	-	64 kg/m ³
Urugua-I	10%-18%	60 kg/m ³	-	60 kg/m ³
Middle Fork	13%-19%	66 kg/m ³	-	66 kg/m ³

2.1.3.5 Δυνατότητα ανάληψης εφελκυστικής παραμόρφωσης

Εξαρτάται από το μέτρο ελαστικότητας του μείγματος και από την εφελκυστική αντοχή. Στα φράγματα οι φορτίσεις (εξωτερικά φορτία, θερμικές τάσεις λόγω πήξης σκυροδέματος κλπ.) αναπτύσσονται με αργό ρυθμό. Λόγω του ερπυσμού τα φράγματα μπορούν να παραμορφωθούν χωρίς να ρηγματωθεί το υλικό τους όταν παραμορφώνονται αργά. Μείγματα με χαμηλό ποσοστό σε τσιμέντο έχουν μικρό μέτρο ελαστικότητας και υψηλό βαθμό ερπυσμού, ενώ ταυτόχρονα εμφανίζουν περιορισμένη ανάπτυξη θερμικών τάσεων. Όλοι αυτοί οι παράγοντες συντελούν στο να παραμείνει σταθερή ή να αυξάνεται η ικανότητα του σκυροδέματος να αναλάβει εφελκυστική παραμόρφωση ακόμα και με μείωση της αντοχής του.

2.1.3.6 Λόγος Poisson

Ο λόγος Poisson για το κυλινδρούμενο σκυρόδεμα κυμαίνεται σε ανάλογες τιμές με αυτόν του συμβατικού σκυροδέματος. Αναλόγως το μείγμα οι τιμές του κυμαίνονται από 0,18-0,24.

2.1.4 Τοποθέτηση και Συμπύκνωση

Το κυλινδρούμενο σκυρόδεμα εναποτίθεται στην περιοχή κατασκευής με φορτηγά και διαστρώνεται και συμπυκνώνεται σε οριζόντιες στρώσεις των 30cm στην περίπτωση στεγνού μείγματος με χαμηλό ποσοστό σε τσιμέντο, ενώ η διάστρωση των πιο υγρών μειγμάτων με μεγαλύτερο ποσοστό τσιμέντου γίνεται σε διαδοχικές

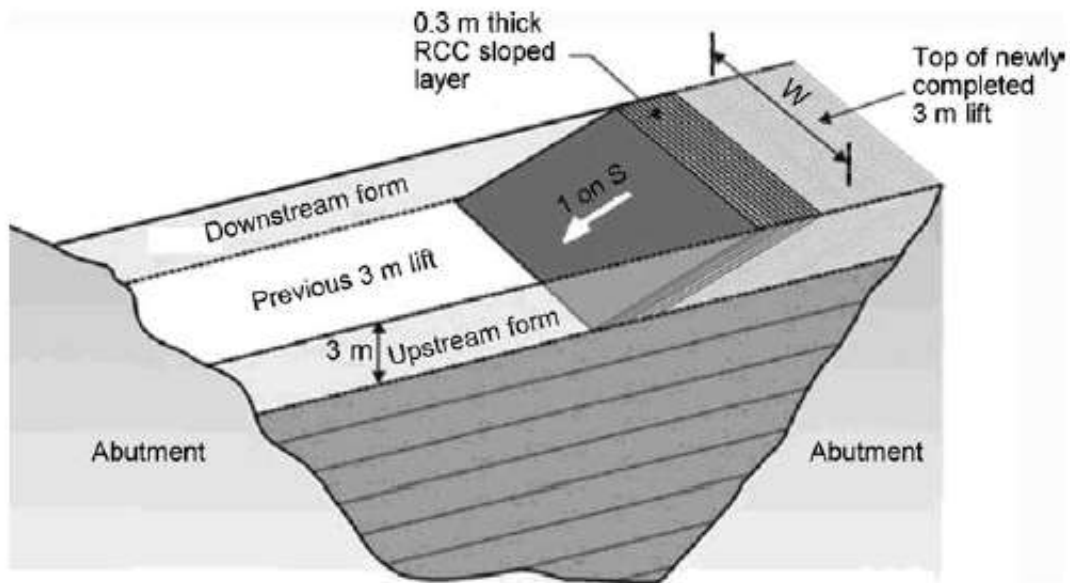
στρώσεις των 15-40cm και η συμπύκνωση γίνεται για διαδοχικές στρώσεις ανά 0,5m έως 1m. Η συμπύκνωση των στρώσεων γίνεται αμέσως μετά την τοποθέτησή τους και απαιτούνται συνήθως τέσσερις διελεύσεις δονητικού συμπυκνωτή των 10tn (σχ. 2.8).

Από την ανάμειξη έως την διάστρωση και τη συμπύκνωση του σκυροδέματος ο μέγιστος επιτρεπόμενος χρόνος είναι τα 40min σε περιβάλλον με ευνοϊκές συνθήκες υγρασίας και θερμοκρασίας. Λόγω της τοποθέτησής του σε στρώσεις είναι κρίσιμο να εξασφαλίζεται καλή συνάφεια μεταξύ των στρώσεων. Απαιτείται λοιπόν διαβροχή της επιφάνειας της προηγούμενης στρώσης προτού τοποθετηθεί η νέα.



Σχήμα 2. 8 Τοποθέτηση και διάστρωση κυλινδρούμενου σκυροδέματος σε στρώσεις.

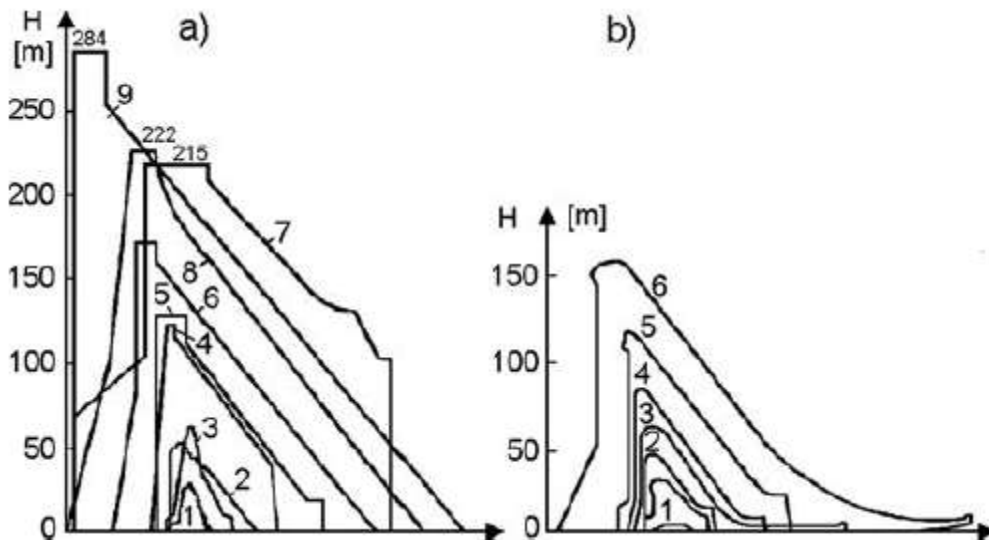
Η τοποθέτηση του RCC σε στρώσεις των 30cm είχε σαν αποτέλεσμα τη δημιουργία πολλών οριζόντιων αρμών, οι οποίοι αποτελούσαν πιθανά επίπεδα αστοχίας. Για να ξεπεραστεί αυτό το εμπόδιο μία νέα μέθοδος τοποθέτησης κυλινδρούμενου σκυροδέματος ξεκίνησε να χρησιμοποιείται, η μέθοδος των κεκλιμένων επιπέδων. Η τοποθέτηση γίνεται σε κεκλιμένες στρώσεις των 30cm κλίσεων 1:10 έως 1:20, με συνολικό ύψος στρώματος ανάμεσα στα οριζόντια επίπεδα τα 3m (σχήμα 2.9). Η νέα αυτή μέθοδος τοποθέτησης του κυλινδρούμενου σκυροδέματος μειώνει σημαντικά τον αριθμό των οριζόντιων αρμών και το χρόνο τοποθέτησης του σκυροδέματος.



Σχήμα 2. 9 Τοποθέτηση κυλινδρούμενου σκυροδέματος με τη μέθοδο των κεκλιμένων επιπέδων.[16]

2.2 Φράγματα Βαρύτητας

Τα φράγματα βαρύτητας είναι ογκώδεις κατασκευές από σκυρόδεμα, των οποίων η ευστάθεια οφείλεται στο ίδιο βάρος τους, στην αντοχή που τους προσδίδεται λόγω του υλικού τους και στη διατμητική αντοχή της θεμελίωσης. Η ανάντη παρειά τους είναι συνήθως κατακόρυφη ενώ η κατόντη παρακατακόρυφη με κλίση μεγαλύτερη από 0,67:1 ώστε η διατομή να είναι ευσταθής [1]. Διαχωρίζονται σε υπερπηδητά και μη-υπερπηδητά. Συνήθως, ο υπερχειλιστής του φράγματος είναι ενσωματωμένος και τοποθετείται στο κεντρικό τμήμα της κατασκευής. Στο σχήμα 2.10 παρουσιάζονται οι διατομές μερικών φραγμάτων βαρύτητας που έχουν κατασκευαστεί.



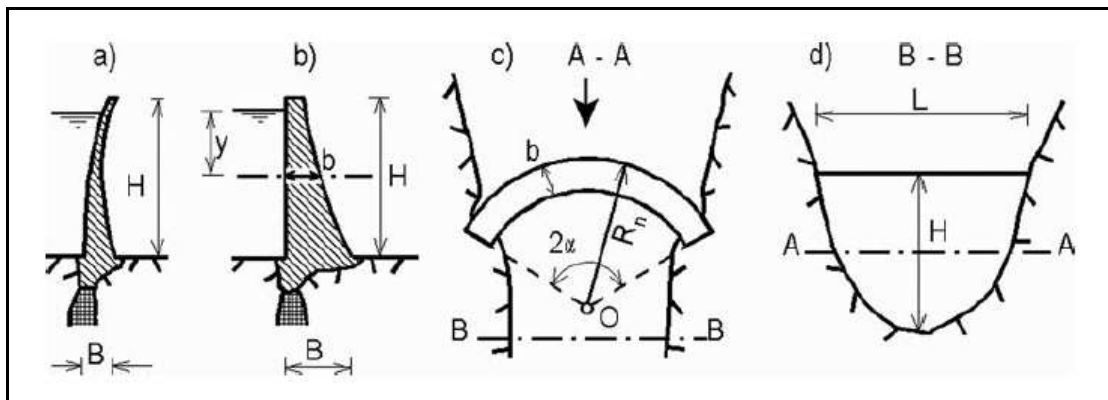
Σχήμα 2. 10 Διατομές κατασκευασμένων φραγμάτων βαρύτητας a) μη-υπερπηδητά φράγματα 1. Grobois(1838) 2. Puentes (1791), 3. Furens (1866), 4. Chambon (1934), 5.Bratskaya (1965), 6. Grand Coolee (1942), 7. Toktogul (1978), 8. Hoover (1935), 9. Grand Dixens (1961) b) Υπερπηδητάφράγματα 1. Tsimlanskaya (1951), 2. Dneprovskaya, (1932) 3. Noris (1935), GrandCoolee (1942), 5. Krasnoyarskaya (1970), 6. Shasta (1944)[16]

Οι συνήθεις στατικοί έλεγχοι για τέτοιου είδους κατασκευές είναι έναντι ολίσθησης πάνω στο βράχο θεμελίωσης και έναντι ανατροπής. Το βάρος τους και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής τους παίζουν καθοριστικό ρόλο στην ευστάθειά τους έναντι ανατροπής, ενώ η ποιότητα του βράχου θεμελίωσης και η καλή συνάφεια μεταξύ θεμελίωσης και φράγματος εξασφαλίζουν την ευστάθεια της κατασκευής έναντι ολίσθησης. Ο βράχος θεμελίωσης πρέπει να είναι καλής ποιότητας, με επαρκή αντοχή, οι ασυνέχειές του να είναι τραχείς και μην έχουν δυσμενή προσανατολισμό, δηλαδή, να μην είναι προσανατολισμένες οριζόντια είτε με κλίση προς τη φορά των ωθήσεων, ώστε να αποτελούν πιθανά επίπεδα ολίσθησης του φράγματος.

Κατασκευάζονται είτε σε ευρείς είτε σε στενές κοιλάδες. Τα φράγματα βαρύτητας με ευθύγραμμη γεωμετρία που κατασκευάζονται σε ευρείς κοιλάδες μπορούν να αναλυθούν ως δυσδιάστατες (2D) κατασκευές, καθώς η κατασκευή θεωρείται ότι λειτουργεί σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Στην περίπτωση όπου κατασκευάζονται σε στενές κοιλάδες, το φράγμα μεταφέρει φορτία τόσο κατακόρυφα στη θεμελίωση όσο και περιφερειακά στα αντερείσματα, ενώ η κλίση των πρανών της κοιλάδας επηρεάζει την ευστάθεια του φράγματος και γι' αυτό προτείνεται να λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της τρισδιάστατης γεωμετρίας τους κατά το σχεδιασμό τους.

2.3 Τοξωτά φράγματα

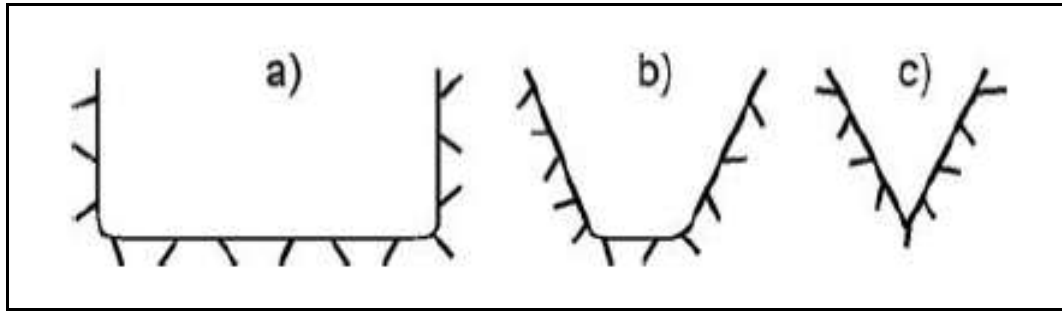
Τα τοξωτά φράγματα είναι καμπυλωμένες κατασκευές οι οποίες μεταφέρουν την οριζόντια ώθηση του συγκρατούμενου νερού στη θεμελίωση και τα αντερείσματα στήριξης. Τα βασικά χαρακτηριστικά των τοξωτών φραγμάτων είναι 1) η ακτίνα καμπυλότητας του τόξου, R (σχήμα 2.11c) 2) η εσωτερική γωνία του τόξου, 2α , της οριζόντιας διατομής (σχήμα 2.11c) 3) ο λόγος του εύρους του φράγματος στη βάση του ως προς το ύψος του φράγματος B/H και 4) ο λόγος του πλάτους της κοιλάδας προς το ύψος του φράγματος L/H (σχήμα 2.11d).



Σχήμα 2. 11 Χαρακτηριστικά φραγμάτων βαρύτητας a) τυπική διατομή τοξωτού φράγματος b) τυπική διατομή τοξωτού φράγματος βαρύτητας c) γεωμετρικά χαρακτηριστικά τοξωτού φράγματος d) γεωμετρικά χαρακτηριστικά κοιλάδας θεμελίωσης.[16]

Αναλόγως του λόγου πλάτους της βάσης του φράγματος προς το ύψος του (B/H) τα τοξωτά φράγματα διαχωρίζονται σε δύο κατηγορίες:

- Σε τοξωτά φράγματα διπλής καμπυλότητας (σχήμα 2.11a) όπου $B < 0.3 H$ στα οποία σχεδόν ολόκληρο το φορτίο λόγω υδροστατικής πίεσης του νερού μεταφέρεται στα αντερείσματα. Αυτός ο τύπος φράγματος προτιμάται στις περιπτώσεις στενών κοιλάδων όπου ο λόγος πλάτους κοιλάδας προς ύψος φράγματος είναι μικρότερος του 2,5. Η ευστάθειά τους εξαρτάται περισσότερο από το σχήμα τους παρά από το βάρος τους. Κατά περιπτώσεις, αυτή η επιλογή γεωμετρίας αποτελεί τον πιο οικονομικό σχεδιασμό με μείωση του όγκου σκυροδέματος έως και 75% σε σχέση με τα τοξωτά φράγματα βαρύτητας.
- Σε τοξωτά φράγματα βαρύτητας (σχήμα 2.11b) για τα οποία ισχύει $B = (0.3 - 0.5) H$. Αυτού του είδους τα τοξωτά φράγματα αναλαμβάνουν μέρος του επιβαλλόμενου φορτίου μέσω του ίδιου βάρους τους. Η κατασκευή τους προτιμάται συνήθως σε ευρείς κοιλάδες ορθογωνικής μορφής ή τύπου U.

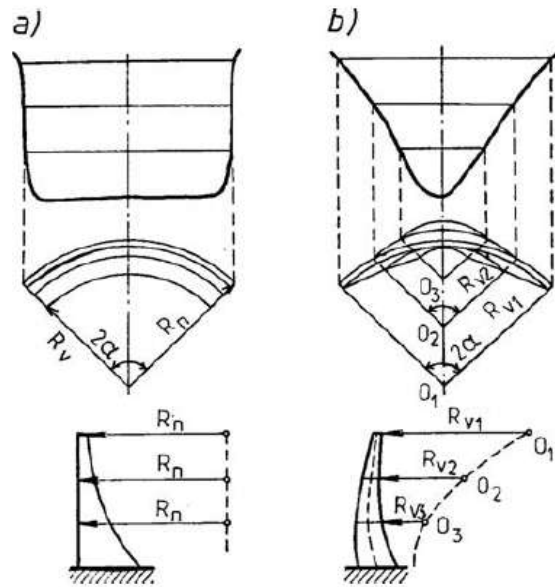


Σχήμα 2. 12 Διαφόρων τύπου κοιλάδες a) ορθογωνική κοιλάδα b) τραπεζοειδούς τύπου κοιλάδα c) κοιλάδα τριγωνικού τύπου[16]

Το σχήμα της κοιλάδας είναι σημαντικός παράγοντας στην επιλογή του τύπου φράγματος που θα κατασκευαστεί. Οι τρεις τύποι κοιλάδων που συναντώνται παρουσιάζονται στο σχήμα 2.12. Σε κοιλάδες ορθογωνικής μορφής το πάχος του φράγματος θα πρέπει να αυξάνεται από την στέψη προς τη βάση εξαιτίας της αύξησης της υδροστατικής πίεσης με το βάθος. Στην περίπτωση στενών κοιλάδων τριγωνικού (σχ. 2.12c) ή τραπεζοειδούς τύπου (σχ. 2.12b), λόγω μείωσης του μήκους των τόξων με το βάθος, δεν είναι απαραίτητο να αυξάνεται το πάχος της διατομής του φράγματος.

Τα τοξωτά φράγματα σχεδιάζονται:

- ο Με σταθερή εξωτερική ακτίνα R_n καθ' όλο το ύψος του φράγματος και με σταθερή ή μεταβαλλόμενη εσωτερική γωνία τόξου 2α (σχ. 2.13a). Η εσωτερική ακτίνα, R_v , μειώνεται από την κορυφή προς τη βάση του φράγματος και η διαφορά εξωτερικής και εσωτερικής ακτίνας είναι το πάχος του φράγματος $b=R_n-R_v$. Τα φράγματα τα οποία κατασκευάζονται σε κοιλάδες ορθογωνικού τύπου ή ευρείς κοιλάδες τραπεζοειδούς σχήματος σχεδιάζονται με αυτή τη μέθοδο.
- ο Με σταθερή εσωτερική γωνία καθ' όλο το ύψος του φράγματος αλλά με μεταβαλλόμενη ακτίνα R και κέντρο τόξου (σχ. 2.13b). Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για το σχεδιασμό σε στενές κοιλάδες τριγωνικού και τραπεζοειδούς τύπου.



Σχήμα 2. 13 Περιγραφή των δύο μεθόδων σχεδιασμού τοξωτών φραγμάτων
 α) Σχεδιασμός φράγματος με σταθερή ακτίνα και σταθερό κέντρο τόξου β)
 σχεδιασμός τοξωτού φράγματος με σταθερή εσωτερική γωνία τόξου και
 μεταβαλλόμενη ακτίνα. [16]

Τα τοξωτά φράγματα βαρύτητας σχεδιάζονται με σταθερή εξωτερική ακτίνα καθ' όλο το ύψος τους και σταθερή ή μεταβαλλόμενη εσωτερική γωνία τόξου. Η ευστάθειά τους οφείλεται τόσο στο ίδιο βάρος τους και στη θεμελίωση όσο και στη γεωμετρία τους. Η καμπυλωμένη γεωμετρία συνεισφέρει θετικά στην ανάληψη φορτίου σε σχέση με τα ευθύγραμμα φράγματα βαρύτητας, με αποτέλεσμα να προκύπτουν λιγότερο ογκώδεις και πιο οικονομικές διατομές, με πιο απότομη κατάντη παρειά.

Η φόρτιση που δέχεται η κατασκευή μεταφέρεται στη θεμελίωση μέσω λειτουργίας του φορέα ως πρόβολος και στα αντερείσματα μέσω της λειτουργίας του φορέα ως τόξο. Η λειτουργία τόξου δημιουργεί θλιπτικές περιφερειακές τάσεις στο σώμα του φράγματος, ενώ η λειτουργία προβόλου δημιουργεί εφελκυστικές τάσεις στη βάση του φράγματος. Κατά τα φορτία λειτουργίας οι εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται είναι πολύ μικρές και δεν ξεπερνάνε την εφελκυστική αντοχή του σκυροδέματος. Ωστόσο υπό σεισμική διέγερση οι εφελκυστικές τάσεις αυξάνονται σημαντικά και ελλοχεύει ο κίνδυνος ανάπτυξης ρωγμών στον ανάντη πόδα του φράγματος.

2.3.1 Στατικές Φορτίσεις επί τοξωτών φραγμάτων βαρύτητας

2.3.1.1 Ίδιον Βάρος

Το ίδιο βάρος περιλαμβάνει το βάρος της κατασκευής και των παράπλευρων κατασκευών όπως υπερχειλιστές, γέφυρες κλπ. Το βάρος της κατασκευής υπολογίζεται πολλαπλασιάζοντας τον όγκο της κατασκευής με το ειδικό βάρος σκυροδέματος. Για την στατική ανάλυση στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus, το ίδιο βάρος εφαρμόζεται πολλαπλασιάζοντας την πυκνότητα του υλικού με τον όγκο του κάθε στοιχείου και την επιτάχυνση της βαρύτητας.

$$W = \rho * V * g \quad (2.1)$$

Όπου:

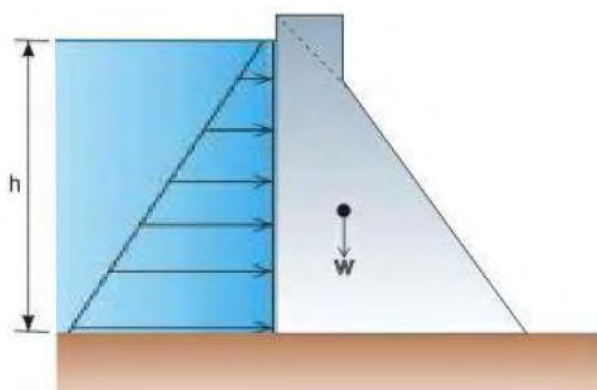
ρ : πυκνότητα σκυροδέματος ίση με 2400kg/m^3 .

V : ο όγκος αναφοράς του εκάστοτε στοιχείου.

g : η επιτάχυνση της βαρύτητας ίση με $9,81\text{m/s}^2$.

2.3.1.2 Υδροστατική Φόρτιση

Υδροστατική είναι η φόρτιση που προκαλείται από την στατική ώθηση του νερού στην ανάντη παρειά του φράγματος. Η υδροστατική πίεση είναι γραμμικό κατανομημένο φορτίο αυξανόμενο με το βάθος, το οποίο εφαρμόζεται κάθετα στην επιφάνεια της ανάντη παρειάς του φράγματος. Η τιμή της υδροστατικής πίεσης στη στέψη του φράγματος είναι μηδέν και στη βάση του φράγματος παίρνει τη μέγιστη τιμή της (εξ. 2.2), ίση με την πυκνότητα του νερού επί το βάθος του νερού και την επιτάχυνση της βαρύτητας (σχ. 2.14).



Σχήμα 2. 14 Κατανομή υδροστατικής πίεσης στην ανάντη παρειά τοξωτού φράγματος βαρύτητας.

$$p_w = \rho_w * g * h_w \quad (2.2)$$

Όπου:

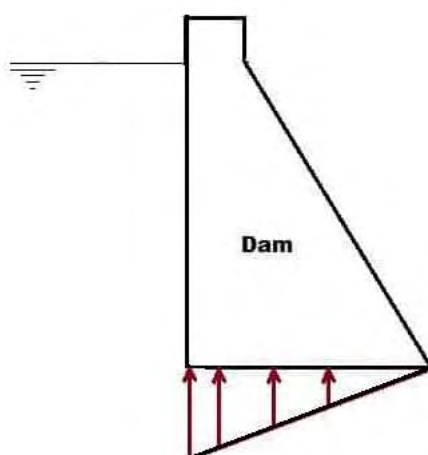
ρ_w : η πυκνότητα του νερού ίση με 1000kg/m^3

g : η επιτάχυνση της βαρύτητας ίση με $9,81\text{m/s}^2$

h_w : το βάθος νερού

2.3.1.3 Άνωση

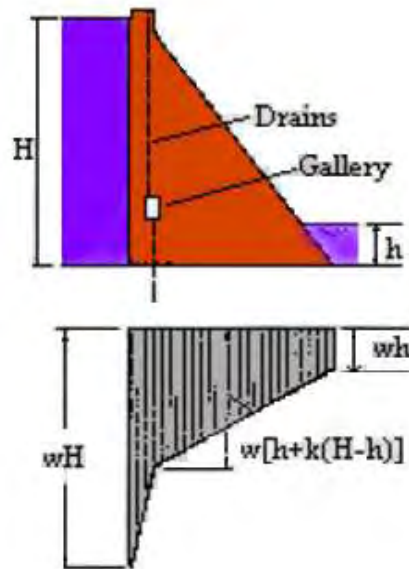
Δυνάμεις άνωσης αναπτύσσονται κάτω από τα φράγματα βαρύτητας λόγω της εισχώρησης του νερού ανάμεσα στη βάση του φράγματος και τη θεμελίωση ή στην περίπτωση ανάπτυξης ρωγμών λόγω εισχώρησης ύδατος στις ρωγμές. Η άνωση τείνει να αποσταθεροποιήσει το φράγμα, γι' αυτό και κατά την στατική ανάλυση θεωρείται ότι επιδρά στο 100% της επιφάνειας της θεμελίωσης και με τη μέγιστη τιμή της. Το φορτίο άνωσης θεωρείται εν γένει γραμμικό τριγωνικό (σχ. 2.15) με τη μέγιστη τιμή του ίση με την ολική υδροστατική πίεση να ασκείται στα ανάντη της βάσης του φράγματος και μειώνεται γραμμικά προς τα κατόντη. Η επίδρασή της θεωρείται σημαντική μόνο σε περιπτώσεις κατασκευών με μεγάλο πλάτος βάσης όπως είναι τα φράγματα βαρύτητας και τα τοξωτά φράγματα βαρύτητας, ενώ θεωρείται αμελητέα για τα τοξωτά φράγματα με μικρό πλάτος βάσης.



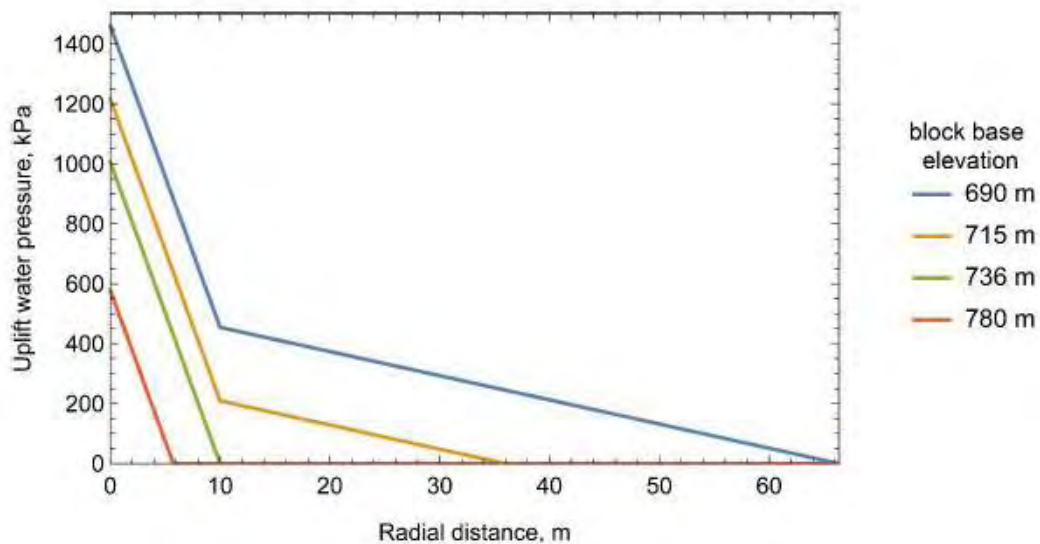
Σχήμα 2. 15 Κατανομή της πίεσης άνωσης κάτω φράγμα βαρύτητας όταν δεν υπάρχουν γαλαρίες αποστράγγισης ή κουρτίνα τσιμεντενέσεων.

Μείωση του φορτίου άνωσης επέρχεται με την κατασκευή συστήματος γαλαριών αποστράγγισης, κουρτίνας τσιμεντενέσεων ή απλά με την τοποθέτηση στεγανωτικής στρώσης υλίου στον ανάντη πόδα του φράγματος προκειμένου να μειωθεί περαιτέρω

η διαπερατότητα της περιοχής εκείνης. Στην περίπτωση αυτή η πίεση άνωσης μειώνεται και ακολουθεί την κατανομή του σχήματος 2.16. Για το φράγμα Janneh λόγω της κατασκευής γαλαριών αποστράγγισης, η άνωση ακολουθεί διγραμμική κατανομή όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.17.



Σχήμα 2. 16 Κατανομή της πίεσης άνωσης κάτω από φράγμα βαρύτητας στη περίπτωση κατασκευής γαλαριών αποστράγγισης.



Σχήμα 2. 17 Κατανομή της πίεσης άνωσης για το φράγμα Janneh σε σχέση με το πλάτος βάσης του κάθε μπλοκ σκυροδέματος και το υψόμετρο της βάσης.

2.3.1.4 Φορτίο θερμοκρασίας

Η επίδραση της θερμοκρασίας στα φράγματα βαρύτητας θεωρείται από τις πιο σημαντικές φορτίσεις που δέχεται η κατασκευή τόσο κατά το στάδιο ανέγερσης όσο και κατά τη διάρκεια της λειτουργίας της. Κατά την πήξη του σκυροδέματος η θερμοκρασία του αυξάνεται σημαντικά και η διαφορά της εξωτερικής θερμοκρασίας με τη θερμοκρασία του σκυροδέματος προκαλεί την ανάπτυξη θερμικών τάσεων και την παραμόρφωση του τόξου, ενώ υπάρχει ο κίνδυνος ανάπτυξης μικρο-ρωγμών. Κατά τη λειτουργία του φράγματος, λόγω της ύπαρξης νερού το οποίο έχει διαφορετική θερμοκρασία από το περιβάλλον, δημιουργείται διαφορά θερμοκρασίας ανάμεσα στην ανάντη και κατάντη παρειά της κατασκευής με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται θερμικές τάσεις που ενδεχομένως να οδηγήσουν στην δημιουργία ρηγματώσεων.

Παρά τη σημασία τους, η επίδραση των θερμικών τάσεων δεν λαμβάνεται υπόψη στις αναλύσεις που έγιναν στην παρούσα διπλωματική εργασία καθώς δεν υπήρχαν διαθέσιμα τα απαραίτητα στοιχεία για να πραγματοποιηθούν τέτοιου είδους αναλύσεις.

2.3.1.5 Φορτίο παγετού

Η φόρτιση αυτή λαμβάνεται υπόψη σε περιοχές όπου ο ταμιευτήρας υπάρχει περίπτωση να παγώσει λόγω πολύ χαμηλής εξωτερικής θερμοκρασίας. Σε περιοχές με χαμηλή θερμοκρασία περιβάλλοντος ο παγετός μπορεί να προκαλέσει σημαντικές φορτίσεις στην ανάντη παρειά του φράγματος και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση, ωστόσο στο Λίβανο, την περιοχή κατασκευής του φράγματος Janneh δεν σημειώνονται τέτοιου είδους θερμοκρασίες και γι' αυτό η φόρτιση αυτή δεν χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις που έγιναν.

2.3.2 Δυναμικές Φορτίσεις επί τοξοτών φραγμάτων βαρύτητας

2.3.2.1 Υδροδυναμική Φόρτιση

Η αλληλεπίδραση μεταξύ του φράγματος και του ταμιευτήρα είναι πολύ σημαντική κατά τη διάρκεια του σεισμού και όπως έχει αποδειχτεί αυξάνει σημαντικά την απόκριση του φράγματος και ειδικά των λεπτών τοξοτών φραγμάτων. Υπάρχουν τρεις μεθοδολογίες για την ενσωμάτωση των υδροδυναμικών φορτίσεων στην δυναμική ανάλυση [1]:

1. Χρήση συγκεντρωμένων μαζών, που στηρίζονται στην θεωρία προστιθέμενης μάζας του Westergaard ή τη θεωρία του Zangar.

2. Προσομοίωση του ταμιευτήρα με πεπερασμένα στοιχεία και χρήση της θεωρίας ασυμπίεστου ρευστού.
3. Προσομοίωση του ταμιευτήρα με πεπερασμένα στοιχεία και χρήση της θεωρίας συμπιεστού ρευστού.

Στην δυναμική ανάλυση του φράγματος Janneheγια την προσομοίωση των υδροδυναμικών φαινομένων και την αλληλεπίδραση του συστήματος ταμιευτήρα-φράγματος, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος προστιθέμενων μαζών και η θεωρία του Westergaardγια τον υπολογισμό τους.

Γενικευμένη Μέθοδος Προστιθέμενης Μάζας κατά Westergaard

Η μέθοδος Westergaardαποτελεί την πιο απλή μεθοδολογία για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών δυνάμεων που ασκούνται στο σώμα του φράγματος κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Οι υποθέσεις που χρησιμοποιούνται για τη διαμόρφωση της λύσης είναι η ασυμπίεστότητα του υγρού, ότι η επιφάνεια στην οποία επιδρούν οι δυνάμεις είναι κατακόρυφη και ευθύγραμμη και ότι το φράγμα είναι άκαμπτο. Η μεθοδολογία αυτή υποθέτει ότι η υδροδυναμική πίεση που ασκείται σε κάθε σημείο είναι ανάλογη της επιτάχυνσης που επιδρά κάθετα στο φράγμα σε αυτό το σημείο.

Στις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων η μεθοδολογία του Westergaard ενσωματώνεται προσθέτοντας επιπλέον μάζα σε κάθε κόμβο της ανάντη παρειάς του φράγματος, και καθορίζεται από την επιφάνεια συμβολής του κάθε κόμβου και το ύψος του νερού σε αυτό το σημείο. Η ποσότητα μάζας σε κάθε κόμβο υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση (2.3) και η κατανομή των υδροδυναμικών πιέσεων φαίνεται στο σχήμα 2.18.

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{Hy} \frac{\gamma_w}{g} A \quad (2.3)$$

Όπου:

b: η προστιθέμενη μάζα, kgs^2/m

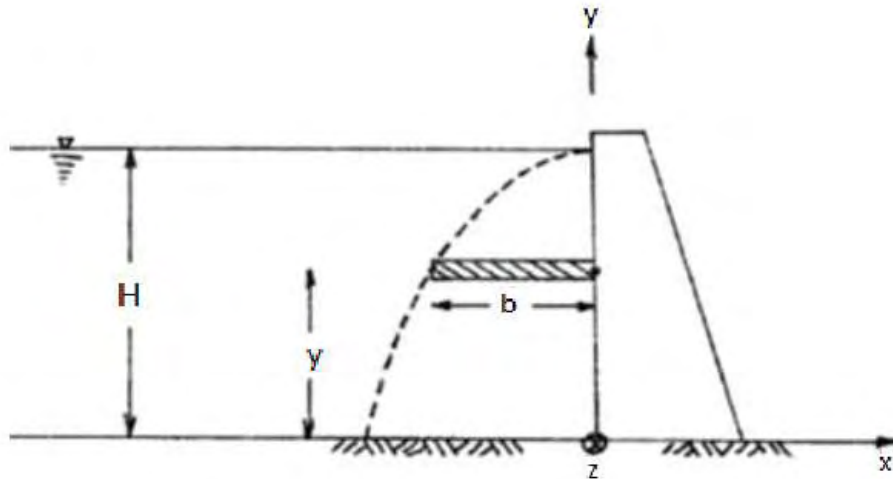
H: το βάθος του νερού έως το ύψος του κόμβου

y: το βάθος του κόμβου κάτω από την επιφάνεια του νερού

γ_w : το ειδικό βάρος του νερού

g: η επιτάχυνση της βαρύτητας

A: η συμβαλλόμενη στον κόμβο επιφάνεια



Σχήμα 2.18 Κατανομή υδροδυναμικών πιέσεων κατά Westergaard στην ανάντη παρειά ευθύγραμμου, άκαμπτου φράγματος βαρύτητας.

Μέθοδος προστιθέμενων μαζών κατά Zangar

Ο Zangar τροποποίησε τη μέθοδο του Westergaard ώστε οι προστιθέμενες μάζες να υπολογίζονται για κεκλιμένη ανάντη παρειά του φράγματος. Η εξίσωση 2.4 χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των προστιθέμενων μαζών σε κάθε κόμβο σύμφωνα με τη μέθοδο Zangar [9].

$$b = 0.5 * H * C_m * \left[\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right) + \sqrt{\frac{y}{H} \left(2 - \frac{y}{H} \right)} \right] * \frac{\gamma_w}{g} * A \quad (2.4)$$

όπου:

C_m : συντελεστής απομείωσης της υδροδυναμικής πίεσης συναρτήσει γωνίας

κλίσης (σχ. 2.19)

b: η προστιθέμενη μάζα, kgs^2/m

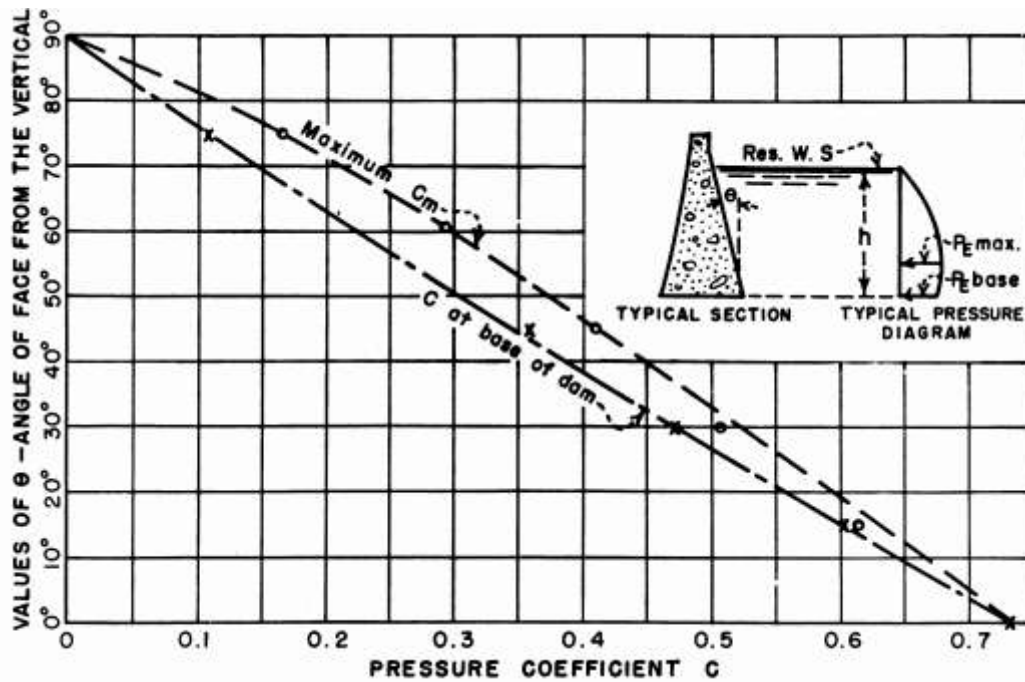
H: το βάθος του νερού έως το ύψος του κόμβου

y: το βάθος του κόμβου κάτω από την επιφάνεια του νερού

γ_w : το ειδικό βάρος του νερού

g: η επιτάχυνση της βαρύτητας

A: η συμβαλλόμενη στον κόμβο επιφάνεια



Σχήμα 2.19 Υπολογισμός συντελεστή πίεσης C_m , συναρτήσει της γωνίας κλίσης της ανάντη παρειάς.[9]

2.3.2.2 Σεισμικό Φορτίο

Για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς τους, τα φράγματα σκυροδέματος πρέπει να ελέγχονται για δύο είδη σεισμικών διεγέρσεων [11]:

- Σεισμόςλειτουργίας(Operating Basis Earthquake-OBE). Είναι η διέγερση την οποία η κατασκευή θα πρέπει να ξεπεράσει χωρίς σημαντικές βλάβες οι οποίες να επηρεάζουν τη λειτουργία της.Η κατασκευή αναμένεται να συμπεριφέρεται γραμμικά σε αυτό το επίπεδο φόρτισης.
- ΣεισμόςΑσφαλείας (Safety Evaluation Earthquake-SEE). Είναι η μέγιστη δυνατή διέγερση που θα καταπονήσει την κατασκευή, επιτρέπονται ελεγχόμενες βλάβες οι οποίες όμως σε καμία περίπτωση δεν θα έπρεπε να επηρεάζουν τη δυνατότητα της κατασκευής να συγκρατεί το αποταμιευόμενο νερό.

Τα σεισμικά φορτία εισάγονται στην ανάλυση είτε ως ισοδύναμες στατικές δυνάμεις στην ψευδοστατική μέθοδο, είτε ως επιταχύνσεις ή ταχύτητες στην περίπτωση πιο περίπλοκων δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας φόρτισης.

Στην περίπτωση που χρησιμοποιείται η ψευδοστατική ανάλυση για την μελέτη της απόκρισης της κατασκευής υπό σεισμική φόρτιση, αρχικά πρέπει να καθοριστεί το φάσμα επιταχύνσεων της περιοχής κατασκευής και σύμφωνα με αυτό να υπολογιστεί η επιτάχυνση που δέχεται η κατασκευή, λαμβάνοντας υπόψη απόσβεση 5%.

Στην περίπτωση όπου χρησιμοποιούνται χρονοϊστορίες φόρτισης διέγερσης εδάφους, οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων ή ταχυτήτων και για τις τρεις διευθύνσεις του χώρου, θα πρέπει να διαμορφωθούν σύμφωνα με διεθνείς οδηγίες. Τα δεδομένα μπορούν να προέρχονται είτε από καταγεγραμμένες διεγέρσεις είτε να δημιουργούνται συναρτήσει του φάσματος επιταχύνσεων της περιοχής κατασκευής.

2.4 Μέθοδοι ανάλυσης φραγμάτων βαρύτητας

Η ασφάλεια των φραγμάτων οφείλεται σε πολύ μεγάλο βαθμό στον επαρκή και αποτελεσματικό σχεδιασμό. Ο σχεδιασμός μιας κατασκευής πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις ρεαλιστικές συνθήκες υπό τις οποίες θα λειτουργεί η κατασκευή, τους παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθειά της και τις ιδιαίτερες συνθήκες που αντιμετωπίζονται σε κάθε περίπτωση έργου ξεχωριστά.

Προκειμένου να εξασφαλιστεί ο ασφαλής σχεδιασμός ενός φράγματος σκυροδέματος θα πρέπει η κατασκευή να μελετάται για όλες τις πιθανές φορτίσεις που είναι δυνατόν να δεχθεί, τόσο σε στατικές όσο και σε δυναμικές αναλύσεις. Από διεθνείς κανονισμούς ([1], [11], [12], [13]) προτείνεται σταδιακή μελέτη της κατασκευής, με τον προκαταρκτικό σχεδιασμό της γεωμετρίας να γίνεται με απλές αναλυτικές λύσεις εάν το επιτρέπει η απλή γεωμετρία ή γραμμικές αναλύσεις και στη συνέχεια ο έλεγχος επάρκειας και λειτουργίας της κατασκευής να γίνεται με πιο περίπλοκες μη-γραμμικές αναλύσεις.

2.4.1 Στατική Ανάλυση

Στην περίπτωση των φραγμάτων βαρύτητας με ευθύγραμμη γεωμετρία η μέθοδος οριακής ισορροπίας για τον σχεδιασμό της δυσδιάστατης διατομής ήταν η επικρατέστερη, με την υπόθεση ότι η κατασκευή αναλαμβάνει φορτία σε κατάσταση επίπεδης παραμόρφωσης. Ωστόσο, με αυτό τον τρόπο δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση κοιλάδας-φράγματος, που στην περίπτωση των στενών κοιλάδων έχει σημαντική επίδραση στη συμπεριφορά των φραγμάτων σκυροδέματος. Επιπλέον, στην περίπτωση τοξοτών φραγμάτων βαρύτητας δεν λαμβάνεται υπόψη η λειτουργία της τρισδιάστατης γεωμετρίας του φράγματος ως κέλυφος στην ανάληψη του φορτίου.

Αντίστοιχα, λόγω της πολύπλοκης γεωμετρίας των τοξοτών φραγμάτων, οι μαθηματικές λύσεις που προκύπταν για την ανάλυσή τους ήταν πολύ πολύπλοκες και δύσκολες στην επίλυσή τους. Αυτό οδήγησε στην ανάπτυξη προσεγγιστικών μεθόδων για την ανάλυση των τοξωτών φραγμάτων, οι οποίες χρησιμοποιούν όμως πολλές παραδοχές και απλοποιήσεις. Η αδρότητα των αναλυτικών αυτών μεθόδων τις καθιστά χρήσιμες μόνο για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό του φράγματος και όχι

ικανές να αξιολογήσουν την συνολική τους συμπεριφορά υπό στατικές και δυναμικές φορτίσεις.

Η εξέλιξη των υπολογιστικών εργαλείων και της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων έδωσε τη δυνατότητα ανάπτυξης πιο αποτελεσματικών μεθόδων ανάλυσης. Πλέον, οι αναλύσεις γίνονται όλο και πιο περίπλοκες χωρίς σημαντικό υπολογιστικό κόστος και μπορούν να προσομοιώσουν με το βέλτιστο τρόπο τις πραγματικές συνθήκες υπό τις οποίες λειτουργεί μια κατασκευή.

Για το σχεδιασμό όσο και την εκτίμηση της συμπεριφοράς φραγμάτων κατά τη διάρκεια λειτουργίας τους προτείνεται ο συνδυασμός γραμμικής και μη-γραμμικής τρισδιάστατης ανάλυσής τους. Στις μη-γραμμικές αναλύσεις μπορούν να ληφθούν υπόψη τριών ειδών μη-γραμμικότητες:

- Η μη-γραμμικότητα του υλικού, όπου χρησιμοποιούνται μη-γραμμικοί καταστατικοί νόμοι για την περιγραφή της συμπεριφοράς του, γίνεται προσπάθεια προσομοίωσης της ανισοτροπίας υλικού όπου αυτή εμφανίζεται κλπ.
- Η μη-γραμμική συμπεριφορά σε διεπιφάνειες, οι οποίες μπορούν να ολισθήσουν μεταξύ τους ή να ανοίξουν και να σχηματισθεί κενό.
- Γεωμετρικές μη-γραμμικότητες, όπου η παραμόρφωση της γεωμετρίας της κατασκευής λόγω επιβολής φορτίου αλλάζει το μητρώο δυσκαμψίας.

Οι γραμμικές αναλύσεις μπορούν να καταδείξουν το επίπεδο των τάσεων στο οποίο λειτουργεί η κατασκευή και τα πιθανά σημεία όπου θα προκληθούν βλάβες στο σώμα του φράγματος. Οι μη-γραμμικές αναλύσεις λαμβάνουν υπόψη τους την αναδιανομή των τάσεων με την παραμόρφωση του φορέα και μπορούν να προβλέψουν την αστοχία του.

2.4.2 Δυναμική ανάλυση

Ιστορικά, τα φράγματα σκυροδέματος και ειδικά τα τοξωτά φράγματα έχουν συμπεριφερθεί πολύ ικανοποιητικά σε σεισμικές δονήσεις ακόμα και σε περιπτώσεις σεισμών μεγαλύτερων από το σεισμό σχεδιασμού τους. Ακόμα λιγότερες είναι οι περιπτώσεις φραγμάτων σκυροδέματος τα οποία αστόχησαν ή υπέστησαν σοβαρές βλάβες κατά τη διάρκεια σεισμών. Εξαιτίας αυτού δημιουργήθηκε η αντίληψη ότι τα φράγματα σκυροδέματος είναι απρόσβλητα από σεισμούς. Ωστόσο, πολύ λίγα φράγματα, ειδικά κατασκευές ύψους μεγαλύτερων των 150m, έχουν καταπονηθεί από πολύ ισχυρούς σεισμούς. Μετά το γεγονός της σοβαρής ρηγμάτωσης του φράγματος Κοϋνα στην Ινδία, αναδείχθηκε η ανάγκη για εξέλιξη της μεθόδου δυναμικής ανάλυσης των φραγμάτων σκυροδέματος.

Μέχρι και τα μέσα της δεκαετίας του 1960 η δυναμική ανάλυση των εν λόγω κατασκευών γινόταν χρησιμοποιώντας την ψευδοστατική μέθοδο, εισάγοντας τις αδρανειακές δυνάμεις λόγω κίνησης της μάζας του σκυροδέματος και του ταμιευτήρα ως στατικές και η κατασκευή ελεγχόταν έναντι ολίσθησης και ανατροπής [8]. Οι σεισμικές δυνάμεις υπολογίζονταν συναρτήσει ενός σεισμικού συντελεστή, ο οποίος θεωρούνταν ομοιόμορφος καθ' όλο το ύψος του φράγματος, και του βάρους της κατασκευής. Αντίστοιχα οι υδροδυναμικές πιέσεις του νερού, υπολογίζονταν συναρτήσει του σεισμικού συντελεστή, ενός συντελεστή πίεσης και του βάθους του νερού. Η θεώρηση αυτή υποτιμούσε σημαντικά τις δυνάμεις που προκαλούνται λόγω της σεισμικής δόνησης και την απόκριση της κατασκευής και δεν λάμβανε υπόψη την αλληλεπίδραση την κατασκευής και του εδάφους θεμελίωσης.

Με την ανάπτυξη της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων, την εξέλιξη της τεχνολογίας και την αύξηση της υπολογιστικής ισχύος, η ανάλυση της δυναμικής απόκρισης κατασκευών εξελίχθηκε σημαντικά και δόθηκε η δυνατότητα να λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση του συστήματος ταμιευτήρα-φράγμα-θεμελίωση μέσα από την ανάλυση τρισδιάστατων μοντέλων και την προσομοίωση και των τριών μελών του συστήματος.

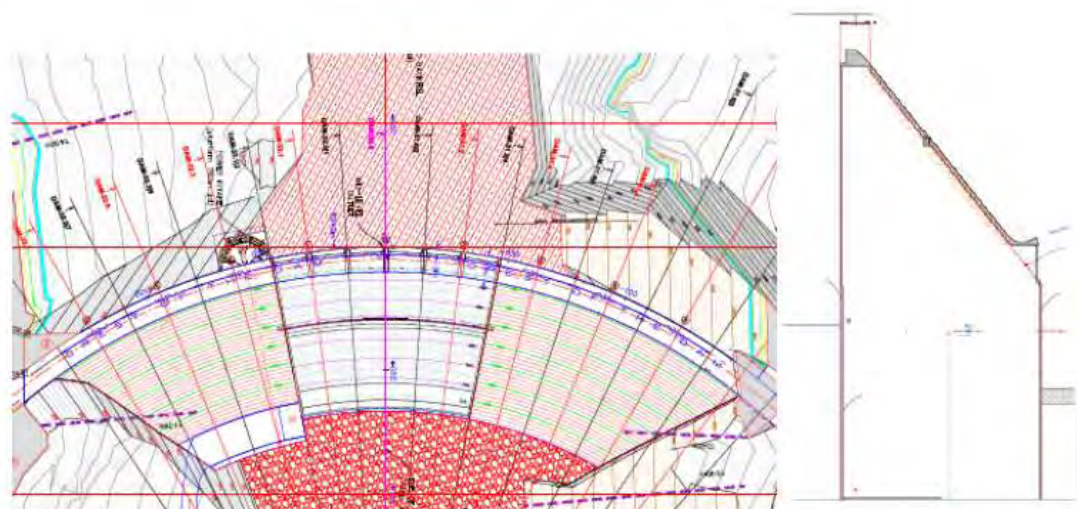
Με χρήση της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων οι αναλύσεις γίνονταν σε τρισδιάστατα μοντέλα στα οποία το φράγμα και ένα περατό τμήμα της θεμελίωσης προσομοιώνονταν με στοιχεία στερεού μέσου. Η προσομοίωση του ταμιευτήρα γίνονταν είτε με τη μέθοδο της προστιθέμενης μάζας, είτε με στοιχεία Euler σε πιο προηγμένες αναλύσεις και χρήση της θεωρίας συσμπιεστού ή ασυμπιεστού ρευστού. Η σεισμική διέγερση εισαγόταν στο σύστημα μέσω χρονοϊστορίας διέγερσης επιταχύνσεων με μικρό βήμα, και η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας γινόταν για κάθε βήμα με απευθείας ολοκλήρωση. Έτσι, η συμπεριφορά του φράγματος μπορούσε να αποτυπωθεί για όλη τη διάρκεια της διέγερσης με τις κατανομές των τάσεων και των παραμορφώσεων να μεταβάλλονται χρονικά. Ένα ακόμη μεγάλο πλεονέκτημα αυτής της μεθόδου ανάλυσης ήταν η δυνατότητα που δόθηκε για τη διενέργεια μη-γραμμικών αναλύσεων.

Ωστόσο, νέες παραδοχές και υποθέσεις έπρεπε να γίνουν για να ξεπεραστούν προβλήματα που προκύπταν. Ένα από τα προβλήματα που παρατηρήθηκε, ήταν ότι κατά την ανάλυση τρισδιάστατων μοντέλων το μέγεθος του τμήματος της θεμελίωσης που χρησιμοποιούνταν για την ανάλυση, επηρέαζε σημαντικά τα αποτελέσματα λόγω «εγκλωβισμού» και ανάκλασης της ενέργειας της σεισμικής διέγερσης. Για να προσπεραστεί ο σκόπελος αυτός, η πρώτη λύση που δόθηκε ήταν η θεμελίωση να μην συμμετέχει στο πρόβλημα με τη μάζα της παρά μόνο με τη δυσκαμψία της. Με την πάροδο των χρόνων, νέες λύσεις δόθηκαν στο εν λόγω πρόβλημα, χρησιμοποιώντας αποσβεστήρες (dashpots) ενέργειας ως συνοριακές συνθήκες στη θεμελίωση, θεωρώντας συνοριακές συνθήκες ελεύθερου πεδίου κ.α.

3.1 Το φράγμα Janneh

Το φράγμα Janneh είναι ένα τοξωτό φράγμα βαρύτητας από κυλινδρικό σκυρόδεμα (RCC), το οποίο κατασκευάζεται στο Λίβανο στον ποταμό Ibrahim στην κοιλάδα Nahk και η κατασκευή του αποσκοπεί στην παραγωγή ενέργειας, την ύδρευση των παραλιακών περιοχών του Λιβάνου και την άρδευση καλλιεργήσιμων εκτάσεων. Το φράγμα έχει ύψος 157 m, μήκος στέγης περίπου 300 m, πλάτος στέγης 10 m και μέγιστο πλάτος βάσης 66.7 m. Το φράγμα Janneh δημιουργεί ταμιευτήρα χωρητικότητας 38 εκατομμυρίων m^3 και σχεδιάστηκε για να παράγει ηλεκτρική ισχύ 150 MW. Ο υπερχειλιστής του φράγματος, μέγιστης παροχής $2830 m^3/s$, βρίσκεται στο κεντρικό τμήμα του σώματος της κατασκευής. Η περιοχή κατασκευής του φράγματος είναι υψηλής σεισμικότητας με επιτάχυνση σεισμού λειτουργικότητας ίση με 0,37g και σεισμού ασφαλείας ίση με 0,51g [2].

Αρχικά σχεδιάστηκε ως ευθύγραμμο φράγμα βαρύτητας, η εν λόγω όμως διατομή κρίθηκε ακατάλληλη λόγω μη-αποδεκτής ολίσθησης του φράγματος σε σεισμικές συνθήκες και αποφασίστηκε η καμπύλωσή του. Επιπλέον, για περαιτέρω εξοικονόμηση σκυροδέματος, εκμεταλλευόμενη την καμπυλωμένη γεωμετρία, η κατάντη παρειά του φράγματος κατασκευάζεται κατακόρυφη [3]. Στο σχήμα 3.1 παρουσιάζονται η νέα καμπυλωμένη γεωμετρία και η κεντρική διατομή του φράγματος.



Σχήμα 3. 1 Οριζοντιογραφία και διατομή του κεντρικού μπλοκ του φράγματος Janneh.[2]

Λόγω της τελικής διαμόρφωσης της γεωμετρίας της διατομής του, η δισδιάστατη διατομή του φράγματος δεν ικανοποιεί τους ελέγχους ευστάθειας και η ευστάθεια του φράγματος οφείλεται εξ' ολοκλήρου στην τρισδιάστατη συμπεριφορά του κελύφους.

Τα μπλοκ των αντρεισμάτων δέχονται τόσο τη φόρτιση λόγω πίεσης νερού όσο και την επιπλέον φόρτιση λόγω λειτουργίας τόξου, η οποία ενεργοποιείται υπό τα φορτία της στάθμης λειτουργίας του ταμιευτήρα, με αποτέλεσμα να αποφορτίζεται το κεντρικό μπλοκ σκυροδέματος και να φορτίζονται περισσότερο τα μπλοκ κοντά στα αντρείσματα. Η περαιτέρω φόρτιση που δέχονται οδηγεί στη δημιουργία ανοίγματος μεταξύ της βάσης του φράγματος και της θεμελίωσης σε αυτές τις θέσεις [3].

Εξαιτίας του ανοίγματος που δημιουργείται πρέπει να προσδιοριστεί η θέση της κουρτίνας τσιμεντενέσεων και των γαλαριών αποστράγγισης προκειμένου οι τελευταίες να μην κορεσθούν με νερό και η κουρτίνα να λειτουργεί αποτελεσματικά.

Επιπλέον η σεισμική συμπεριφορά του φράγματος επιδέχεται περαιτέρω ανάλυση προκειμένου να εξασφαλιστεί η ευστάθεια του φράγματος στην υψηλή σεισμικότητα της περιοχής κατασκευής.

Για την ανάλυση του φράγματος Janneh τόσο το σκυρόδεμα του φράγματος όσο και για το βράχο θεμελίωσης τα υλικά ακολουθούν γραμμικό ελαστικό καταστατικό νόμο και χρησιμοποιείται η θεωρία μικρών παραμορφώσεων.

3.1.1 Αριθμητικό Προσομοίωμα

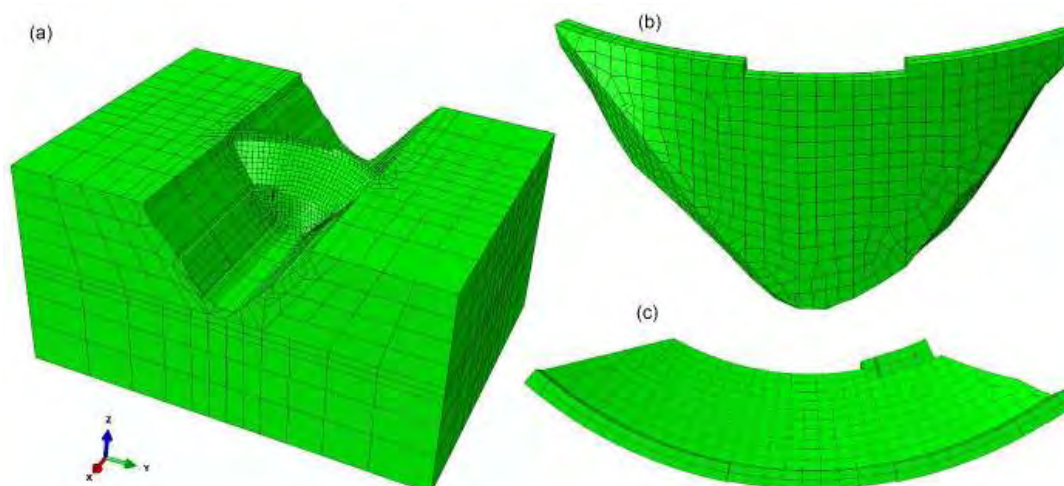
Για την ανάλυση του φράγματος Janneh χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό γενικής χρήσης πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το μοντέλο προσομοίωσης αποτελείται από δύο τμήματα (Parts) το φράγμα και την κοιλάδα. Ο κάνναβος σχεδιάστηκε πιο πυκνός στην περιοχή γύρω από το φράγμα όπου ήταν επιθυμητή μεγαλύτερη ακρίβεια. Επίσης στο σώμα του φράγματος και στην εκσκαφή θεμελίωσής του η διακριτοποίηση του καννάβου ήταν πιο πυκνή με τυπική απόσταση μεταξύ των κόμβων τα 10m. Ολόκληρο το μοντέλο (σχ. 3.2) αποτελείται από 6509 κόμβους και 8856 οκτακομβικά γραμμικά στοιχεία πλήρους ολοκλήρωσης, τύπου C3D8 [4].

Το υλικό του φράγματος θεωρήθηκε ομογενές και ισότροπο αποτελούμενο μόνο από σκυρόδεμα, ενώ ειδικές κατασκευές όπως οι γαλαρίες αποστράγγισης υδάτων δεν έχουν ληφθεί υπόψη στην ανάλυση. Η θεμελίωση επίσης θεωρήθηκε ομοιογενής αποτελούμενη μόνο από βράχο. Και τα δύο υλικά θεωρήθηκε ότι συμπεριφέρονται γραμμικώς ελαστικά. Οι ιδιότητες του σκυροδέματος κατασκευής του φράγματος, του βράχου θεμελίωσης καθώς και της διεπιφάνειας μεταξύ του φράγματος και της θεμελίωσης συνοψίζονται στον πίνακα 3.1.

Πίνακας 3. 1 Πίνακας ιδιοτήτων υλικών του φράγματος Janneh και του βράχου θεμελίωσης.

Υλικό	Πυκνότητα (Kg/m ³)	Μέτρο Ελαστικότητας (Gpa)	Δυναμικό Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	Λόγος Poisson	C (Kpa)	Φ (°)	Εφελκυστική αντοχή (Mpa)
Σκυρόδεμα	2400	20	30	0,2	-	-	-
Βράχος Θεμελίωσης	2800	25	30	0,25	-	-	-
Διεπιφάνεια φράγματος/ Θεμελίωσης	-	-			0	45°	0

Η διεπιφάνεια μεταξύ του φράγματος και της θεμελίωσής του προσομοιώθηκε ως επιφάνεια επαφής με τη δυνατότητα ολίσθησης και αποκόλλησης του φράγματος από τη θεμελίωσή του. Μεταξύ των δύο επιφανειών θεωρήθηκε ότι δεν υπάρχει καθόλου συνοχή.



Σχήμα 3. 2 Μοντέλο προσομοίωσης της γεωμετρίας του φράγματος Janneh και της κοιλάδας.

Για την προσομοίωση των υδροδυναμικών πιέσεων στην ανάντη πλευρά του φράγματος χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος της προστιθέμενης μάζας κατά Westergaard η οποία έχει ενσωματωθεί στο πρόγραμμα ABAQUS και επαληθευθεί σε προηγούμενη μελέτη [18, 19].

3.1.2 Αναλύσεις

Έγιναν δύο στατικές αναλύσεις μία γραμμική και μία μη-γραμμική η οποία λαμβάνει υπόψη την ύπαρξη διεπιφάνειας ανάμεσα στο φράγμα και τη θεμελίωσή του. Οι συνοριακές συνθήκες που χρησιμοποιήθηκαν για το μοντέλο, δέσμευαν τις

μετακινήσεις του κάτω οριζόντιου ορίου της κοιλάδας κατά τις κατευθύνσεις x , y , z και των 4 κατακόρυφων ορίων της κατά τους άξονες x , y . Με αυτόν τον τρόπο τα κατακόρυφα όρια της κοιλάδας είχαν τη δυνατότητα να παραμορφωθούν μόνο κατά την κατακόρυφη διεύθυνση.

Για την αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς του φράγματος έγινε μία μη-γραμμική ψευδοστατική ανάλυση, δύο γραμμικές δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας φόρτισης και μία μη-γραμμική ανάλυση με χρονοϊστορία φόρτισης, στην οποία λαμβάνεται υπόψη η μη-γραμμική συμπεριφορά της διεπιφάνειας φράγματος-θεμελίωσης.

Για την ψευδοστατική ανάλυση οι συνοριακές συνθήκες παραμένουν οι ίδιες όπως και στην στατική ανάλυση. Στις αναλύσεις χρονοϊστορίας, χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικές συνοριακές συνθήκες για την κάθε ανάλυση. Στην πρώτη γραμμική ανάλυση τα όρια της κοιλάδας προσομοιώθηκαν «ελεύθερα», χωρίς να επιτρέπεται η ακτινοβολία ενέργειας στη θεμελίωση, ενώ στη δεύτερη γραμμική και τη μη-γραμμική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν αποσβεστήρες ως συνοριακές συνθήκες στο κάτω οριζόντιο όριο της κοιλάδας προκειμένου να αποσβένεται η ανακλώμενη ενέργεια του σεισμού.

Στους πίνακες 3.2 έως 3.7 παρουσιάζονται συνοπτικά οι αναλύσεις που εκτελέστηκαν και οι θεωρήσεις σύμφωνα με τις οποίες έγινε η κάθε ανάλυση.

Πίνακας 3. 2 Παραδοχές στατικής γραμμικής ανάλυσης

Στατική Ανάλυση Μοντέλο 1					
Τύπος	Νόμος Υλικού	Συνοριακές Συνθήκες		Διεπιφάνεια φράγματος/θεμελίωσης	Φόρτιση
Γραμμική	Γραμμικός Ελαστικός	Κάτω οριζόντιο όριο κοιλάδας	Κατακόρυφα Όρια κοιλάδας	Δεσμευμένη μετακίνηση	Στατικά Φορτία (εκτός από την πίεση άνωσης)
		Δεσμευση μετακινήσεων κατά x , y , z	Δέσμευση μετακινήσεων κατά x , y		

Πίνακας 3. 3 Παραδοχές μη-γραμμικής στατικής ανάλυσης

Στατική Ανάλυση Μοντέλο 2					
Τύπος	Νόμος Υλικού	Συνοριακές Συνθήκες		Διεπιφάνεια φράγματος/θεμελίωσης	Φόρτιση
Μη Γραμμική	Γραμμικός Ελαστικός	Κάτω οριζόντιο όριο κοιλάδας	Κατακόρυφα Όρια κοιλάδας	Επιτρέπεται η σχετική μετακίνηση μεταξύ του φράγματος και της θεμελίωσης	Στατικά Φορτία
		Δεσμευση μετακινήσεων κατά x , y , z	Δέσμευση μετακινήσεων κατά x , y		

Πίνακας 3. 4 Παραδοχέςψευδοστατικής ανάλυσης

Ψευδοστατική Ανάλυση Μοντέλο 3							
Τύπος	Νόμος Υλικού	Συνοριακές Συνθήκες		Διεπιφάνεια φράγματος/θεμελίωσης	Φόρτιση	Υδροδυναμικές πιέσεις στο φράγμα	Θεμελίωση
Μη-γραμμική	Γραμμικός Ελαστικός	Κάτω οριζόντιο όριο κοιλάδας	Κατακόρυφα Όρια κοιλάδας	Επιτρέπεται η σχετική μετακίνηση μεταξύ του φράγματος και της θεμελίωσης	Σεισμικές ψευδοστατικές δυνάμεις	Θεωρία προστιθέμενης μάζας κατά Westergaard	Δεν λαμβάνεται υπόψη η μάζα της θεμελίωσης
		Δεσμευση μετακινήσεων κατά x, y, z	Δέσμευση μετακινήσεων κατά x, y				

Πίνακας 3. 5 Παραδοχές 1ης γραμμικής δυναμικής ανάλυσης- Μοντέλο Α

Δυναμική Ανάλυση Μοντέλο 4							
Τύπος	Νόμος Υλικού	Συνοριακές Συνθήκες		Διεπιφάνεια φράγματος/θεμελίωσης	Φόρτιση	Υδροδυναμικές πιέσεις στο φράγμα	Θεμελίωση
Γραμμική	Γραμμικός Ελαστικός	Κάτω οριζόντιο όριο κοιλάδας	Κατακόρυφα Όρια κοιλάδας	Δεσμευμένη μετακίνηση	Χρονοϊστορία επιταχύνσεων 15s	Θεωρία προστιθέμενης μάζας κατά Westergaard	Δεν λαμβάνεται υπόψη η μάζα της θεμελίωσης
		Ελεύθερο όριο	Ελεύθερο Όριο				

Πίνακας 3. 6 Παραδοχές 2ης γραμμικής δυναμικής ανάλυσης-Μοντέλο Β

Δυναμική Ανάλυση Μοντέλο 5							
Τύπος	Νόμος Υλικού	Συνοριακές Συνθήκες		Διεπιφάνεια φράγματος/θεμελίωσης	Φόρτιση	Υδροδυναμικές πιέσεις στο φράγμα	Θεμελίωση
Γραμμική	Γραμμικός Ελαστικός	Κάτω οριζόντιο όριο κοιλάδας	Κατακόρυφα Όρια κοιλάδας	Δεσμευμένη μετακίνηση	Χρονοϊστορία επιταχύνσεων 15s	Θεωρία προστιθέμενης μάζας κατά Westergaard	Δεν λαμβάνεται υπόψη η μάζα της θεμελίωσης
		Αποσβεστήρες	-				

Πίνακας 3. 7 Παραδοχές μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης-Μοντέλο C

Δυναμική Ανάλυση Μοντέλο 6							
Τύπος	Νόμος Υλικού	Συνοριακές Συνθήκες		Διεπιφάνεια φράγματος/θεμελίωσης	Φόρτιση	Υδροδυναμικές πιέσεις στο φράγμα	Θεμελίωση
Μη-Γραμμική	Γραμμικός Ελαστικός	Κάτω οριζόντιο όριο κοιλάδας	Κατακόρυφα Όρια κοιλάδας	Επιτρέπεται η σχετική μετακίνηση μεταξύ του φράγματος και της θεμελίωσης	Χρονοϊστορία επιταχύνσεων 15s	Θεωρία προστιθέμενης μάζας κατά Westergaard	Δεν λαμβάνεται υπόψη η μάζα της θεμελίωσης
		Αποσβεστήρες	-				

3.2 Στατικές Αναλύσεις

Για την ανάλυση του φράγματος Jannehπραγματοποιήθηκαν δύο ειδών στατικές αναλύσεις, μία γραμμική και μία μη-γραμμική ανάλυση. Των στατικών αναλύσεων προηγείται υπολογισμός του ιδίου βάρους του φράγματος με σταδιακή κατασκευή σε 16 στρώσεις ισοδύναμου πάχους.

Η υδροστατική πίεση και η πίεση άνωσης εφαρμόζονται ως κατανεμημένα φορτία επιφάνειας τα οποία δρουν κάθετα στην επιφάνεια του κάθε στοιχείου και οι τιμές τους υπολογίζονται όπως υποδεικνύεται στο προηγούμενο κεφάλαιο. Συγκεκριμένα για την πίεση της άνωσης στην βάση του φράγματος ο υπολογισμός γίνεται ως εξής: στην ανάντη άκρη η πίεση γίνεται ίση προς την μέγιστη υδροστατική, ενώ στο διάστημα μέχρι τη απόσταση 10 m από την ανάντη άκρη μειώνεται γραμμικά μέχρι ένα ποσοστό της ολικής πίεσης που εξαρτάται από την αποτελεσματικότητα των στραγγιστηρίων που ευρίσκονται στην θέση αυτή. Στο φράγμα Janneh η αποτελεσματικότητα των στραγγιστηρίων είναι 33% (βλέπε Σχήμα 2.17). Από την θέση των στραγγιστηρίων μέχρι την θέση που η αποκόλληση της βάσης είναι μικρότερη από 0.2 mm ή μέχρι την κατάντη πλευρά, η πίεση μειώνεται επίσης γραμμικά με πιο ήπια κλίση και μηδενίζεται.

Τα φορτία που λαμβάνονται υπόψη στις αναλύσεις είναι το ίδιο βάρος της κατασκευής, η υδροστατική πίεση του συγκρατούμενου νερού του ταμιευτήρα και η πίεση άνωσης, η οποία λαμβάνεται υπόψη μόνο στη μη-γραμμική ανάλυση στην οποία παρουσιάζεται άνοιγμα του αρμού της βάσης. Το φράγμα ελέγχεται για την ανώτατη στάθμη λειτουργίας του, στα 149m. Η υδροστατική πίεση τοποθετείται σταδιακά προσομοιώνοντας τη σταδιακή ανύψωση της στάθμης του ταμιευτήρα. Τα σενάρια φόρτισης για τη γραμμική και μη-γραμμική ανάλυση παρουσιάζονται στον πίνακα 3.8.

Πίνακας 3. 8 Σενάρια φόρτισης στατικών αναλύσεων.

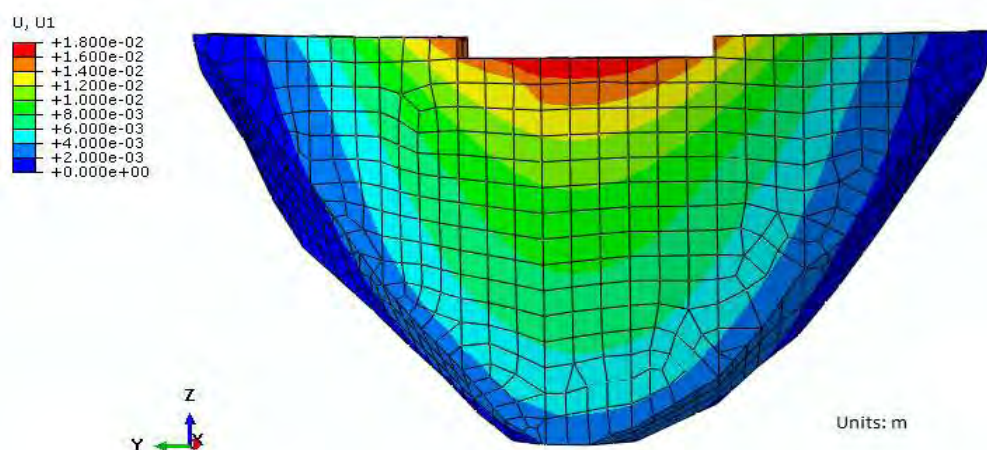
Φορτίο	Γραμμική Ανάλυση	Μη-Γραμμική Ανάλυση
Ίδιον Βάρος	X	X
Υδροστατική Πίεση	X	X
Πίεση Άνωσης	-	X

Και στις δύο αναλύσεις το υλικό του φράγματος και του βράχου θεμελίωσης θεωρείται γραμμικό ελαστικό και η θεμελίωση θεωρείται χωρίς μάζα. Επίσης οι συνοριακές συνθήκες στη βάση του βράχου θεμελίωσης παραμένουν οι ίδιες και στις δύο αναλύσεις. Το κατώτερο τμήμα της θεμελίωσης έχει δεσμευμένους και τους τρεις βαθμούς ελευθερίας των μετακινήσεων, ενώ τα τέσσερα κατακόρυφα όρια είναι δεσμευμένα κατά τις οριζόντιες μετατοπίσεις (x,y).

Στη μη-γραμμική ανάλυση λαμβάνεται υπόψη η μη-γραμμική συμπεριφορά της επαφής του φράγματος με τη θεμελίωση. Λόγω της λειτουργίας τόξου τα μπλοκ των αντρεισμάτων υπερφορτίζονται. Η επιπλέον φόρτιση που δέχονται οδηγεί το φράγμα να ανασηκώνεται στην ανάντη πλευρά στις θέσεις αυτές, όπως παρουσιάζεται και στα αποτελέσματα των αναλύσεων. Έτσι, η διεπιφάνεια ανάμεσα στο φράγμα και τη θεμελίωση ακολουθεί μοντέλο τριβής, το οποίο δίνει τη δυνατότητα ανοίγματος ανάμεσα στις δύο επιφάνειες και την ολίσθηση της μίας επιφάνειας πάνω στην άλλη.

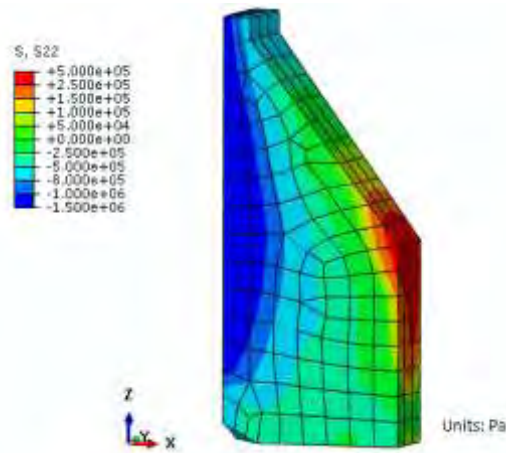
3.2.1 Αποτελέσματα Γραμμικής Ανάλυσης

Παρατηρείται ότι η μέγιστη μετατόπιση του φράγματος προς τα κατόντη εμφανίζεται στο κεντρικό τμήμα της στέψης του φράγματος και η μέγιστη τιμή της είναι τα 18cm όπως φαίνεται στο σχήμα 3.3. Το τόξο λόγω της υδροστατικής πίεσης συμπιέζεται στο μέσο του. Έτσι η ανάντη παρειά του εφελκύεται στα αντρείσματα, ενώ η κατόντη εφελκύεται στο κέντρο. Η συμπεριφορά αυτή, καταδεικνύεται και από τις κατανομές των τάσεων στο ανάντη τμήμα του φράγματος (σχ. 3.5) καθώς και από την κατανομή των τάσεων στο κεντρικό μπλοκ (σχ. 3.4).

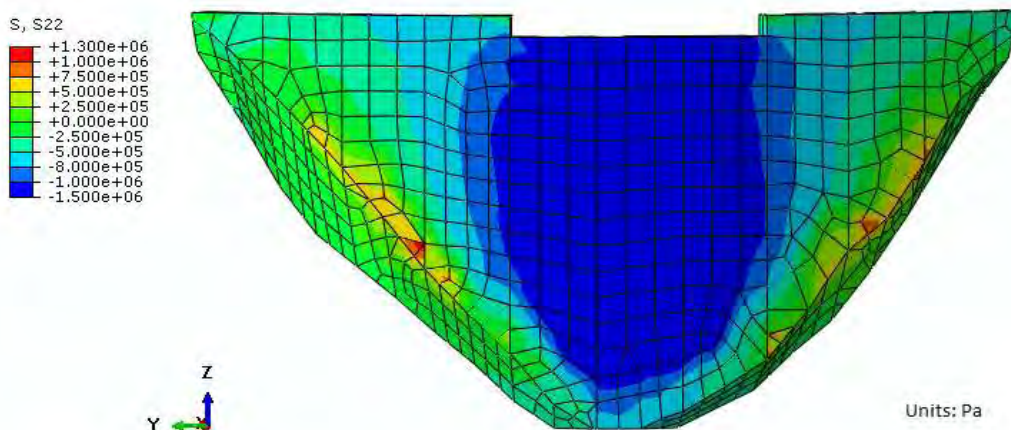


Σχήμα 3. 3 Κατανομή οριζόντιων μετακινήσεων του φράγματος κατά την εγκάρσια διεύθυνση.

Η πίεση που δέχεται η κατασκευή λόγω της υδροστατικής ώθησης του νερού, προκαλεί συμπίεση στο μέσο του τόξου του φράγματος ίση με 1.5MPa και εφελκυσμό στο μέσο περίπου του φράγματος ίσο με 0.5MPa.

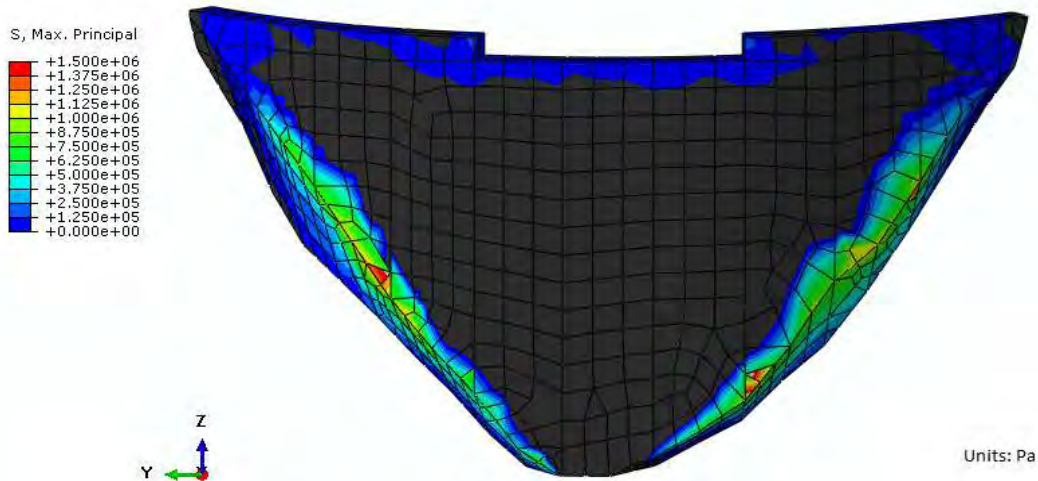


Σχήμα 3. 4 Κατανομή περιφερειακών τάσεων (hoopstress) στο κεντρικό μπλοκ Β0 του φράγματος.



Σχήμα 3. 5 Κατανομή περιφερειακών τάσεων (hoop stress) στο σώμα του φράγματος.

Από την κατανομή των μέγιστων κυρίων τάσεων στο σώμα του φράγματος (σχ. 3.6) παρατηρείται ότι η κατασκευή εφελκύεται στην βάση του φράγματος, στις θέσεις των μπλοκ των αντερεισμάτων. Η μέγιστη εφελκυστική τάση που καταγράφεται είναι 1.5MPa, εμφανίζεται όμως σημειακά. Η μέση τάση σε αυτές τις περιοχές είναι ίση με 1MPa.

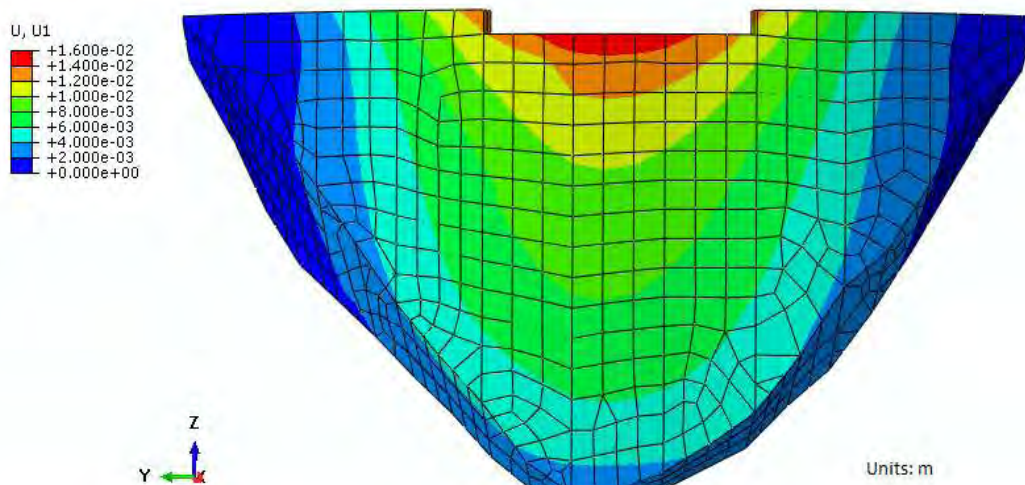


Σχήμα 3. 6 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στο σώμα του φράγματος.

Η συγκέντρωση εφελκυστικών τάσεων στην επαφή του φράγματος με τη θεμελίωση υποδεικνύει την τάση του φράγματος να ανασηκωθεί και δημιουργείται η ανάγκη περαιτέρω διερεύνησης της επαφής του φράγματος με τη θεμελίωσή του.

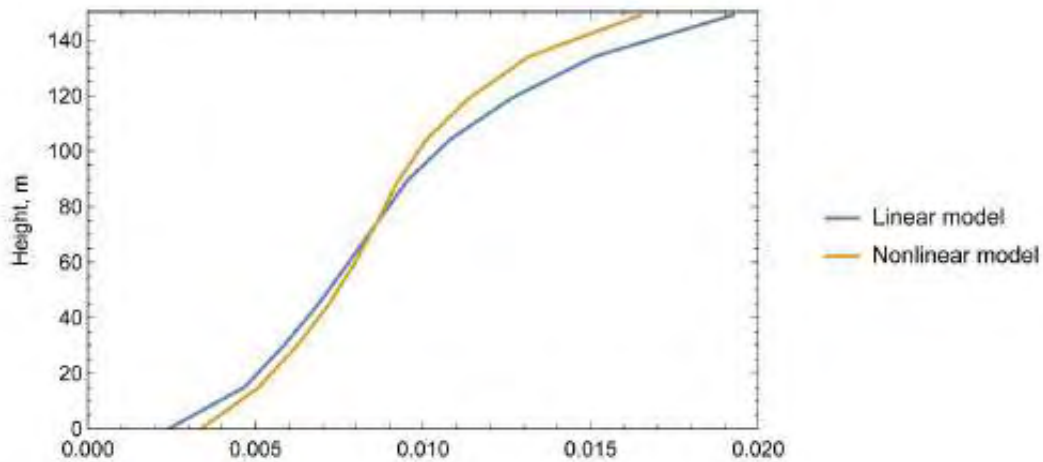
3.2.2 Αποτελέσματα μη-γραμμικής ανάλυσης

Τα αποτελέσματα της μη-γραμμικής ανάλυσης δεν διαφέρουν σημαντικά από τα αποτελέσματα της γραμμικής ανάλυσης ότι αφορά την οριζόντια μετακίνηση του φράγματος προς τα κατόντη (σχ.3.7 και 3.8). Ωστόσο οι κατανομές των τάσεων στο σώμα του φράγματος αλλάζουν.



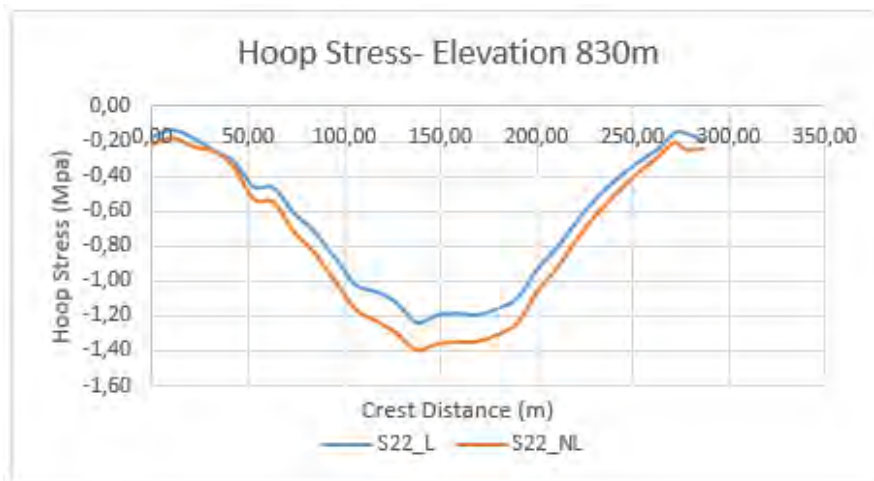
Σχήμα 3. 7 Μετατοπίσεις κατά την εγκάρσια διεύθυνση (x διεύθυνση) στο σώμα του φράγματος στη μη-γραμμική ανάλυση.

Πιο συγκεκριμένα η μέγιστη μετακίνηση στη μέση της στέψης του φράγματος υπολογίζεται ίση με 16,3cm για τη μη-γραμμική ανάλυση.

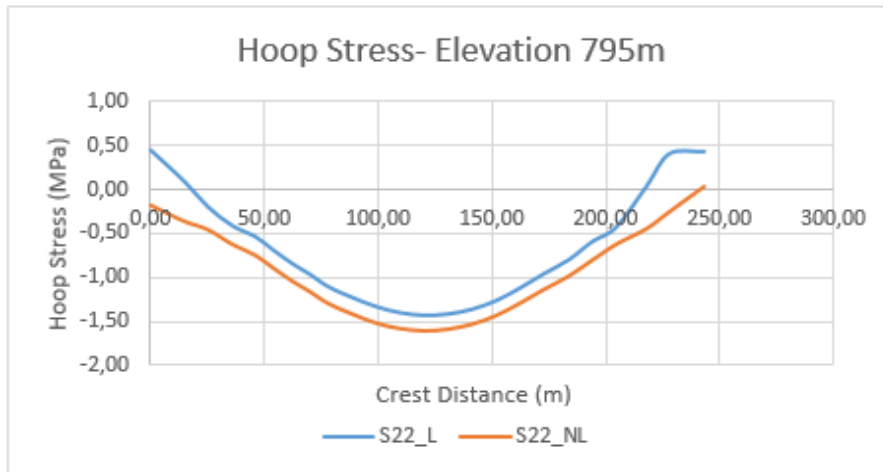


Σχήμα 3. 8 Διάγραμμα οριζόντιας μετατόπισης καθ' ύψος του κεντρικού μπλοκ Β0 για τη γραμμική και μη-γραμμική ανάλυση.

Παρατηρείται ότι η ορθή περιφερειακή τάση με κατεύθυνση κατά μήκος του τόξου (hoopstress) αναδιανέμεται στο σώμα του φράγματος σε σχέση με τη γραμμική ανάλυση και αυξάνεται όπως φαίνεται και στα διαγράμματα σύγκρισής τους στα σχήματα 3.9 έως 3.11. Στο σχήμα 3.12 παρουσιάζεται η κατανομή της περιφερειακής τάσης σε όλο το φράγμα στην ανάντη και κατάντη παρειά του.

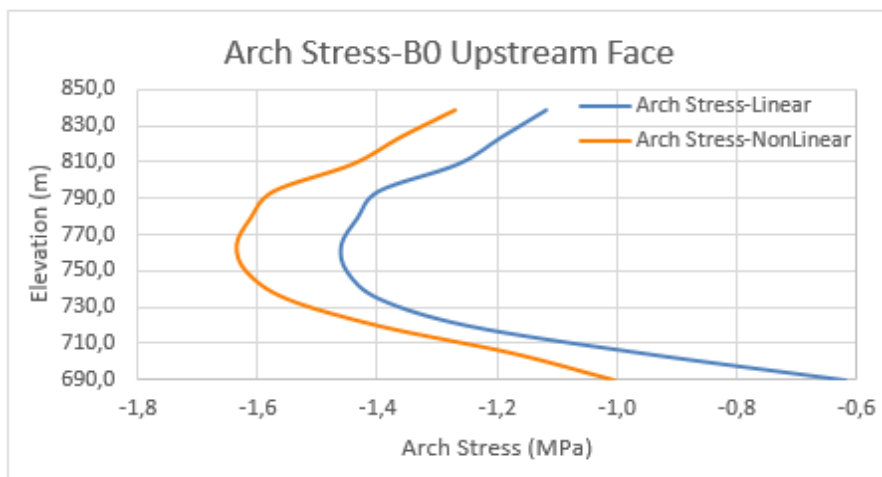


Σχήμα 3. 9 Περιφερειακή τάση στην περιφέρεια του φράγματος σε απόλυτο υψόμετρο 830m για τη γραμμική και μη-γραμμική ανάλυση (υψόμετρο στέψης: 847 m)

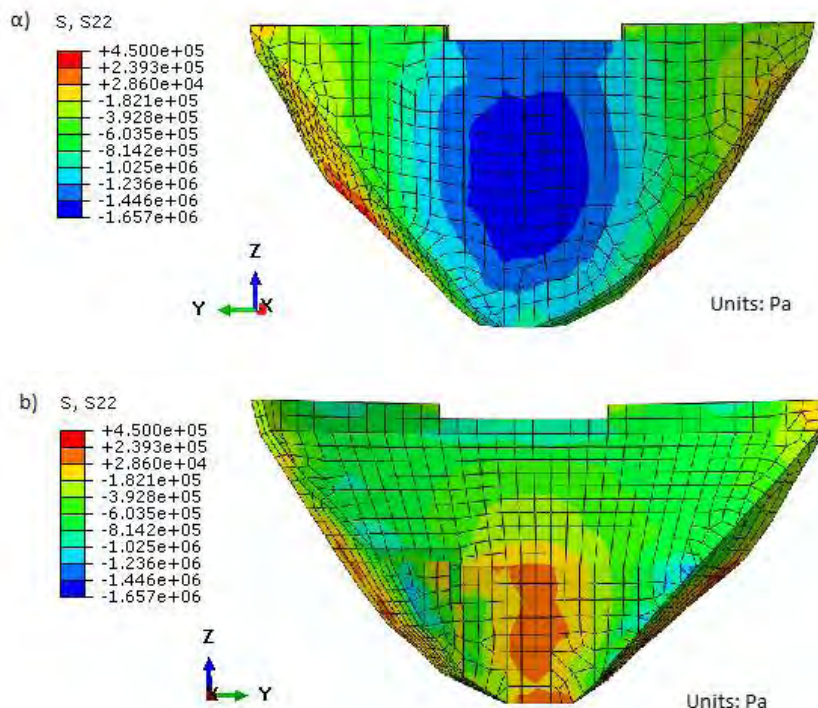


Σχήμα 3. 10 Περιφερειακή τάση στην περιφέρεια του φράγματος σε απόλυτο υψόμετρο 795m για τη γραμμική και μη-γραμμική ανάλυση.

Όπως είναι εμφανές, το τόξο θλίβεται σε όλη του την περιφέρεια, και οι θλιπτικές τάσεις που αναπτύσσονται στην μη-γραμμική ανάλυση είναι ελαφρώς μεγαλύτερες, της τάξης του 1.67MPa.

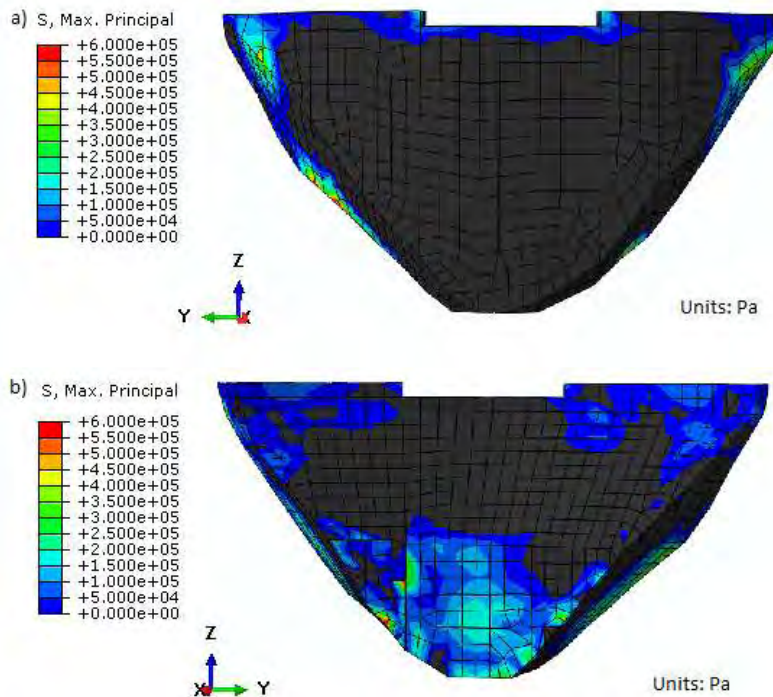


Σχήμα 3. 11 Περιφερειακή τάση καθ' ύψος του μπλοκ Β0 για τη γραμμική και μη-γραμμική ανάλυση.



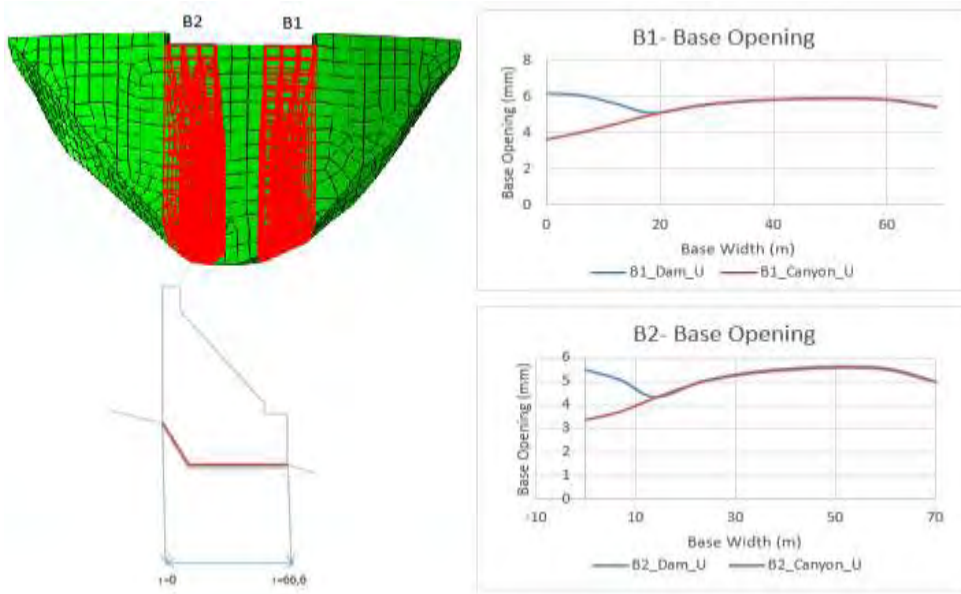
Σχήμα 3. 12 Κατανομή περιφερειακών τάσεων (HoopStress) στο σώμα του φράγματος για τη μη-γραμμική ανάλυση α) ανάντη παρειά β) κατόντη παρειά.

Οι εφελκυστικές τάσεις στην ανάντη παρειά του φράγματος περιορίζονται, κυρίως λόγω της δυνατότητας που δόθηκε στο φράγμα να μετατοπίζεται σε σχέση με τη θεμελίωσή του. Παρατηρείται ότι η ζώνη εφελκυσμού μειώνεται, όπως και το μέγεθος των εφελκυστικών τάσεων (σχ. 3.13). Πρέπει να σημειωθεί ότι οι τάσεις που αναπτύσσονται δεν ξεπερνούν την ικανότητα του κυλινδρούμενου σκυροδέματος σε εφελκυσμό.

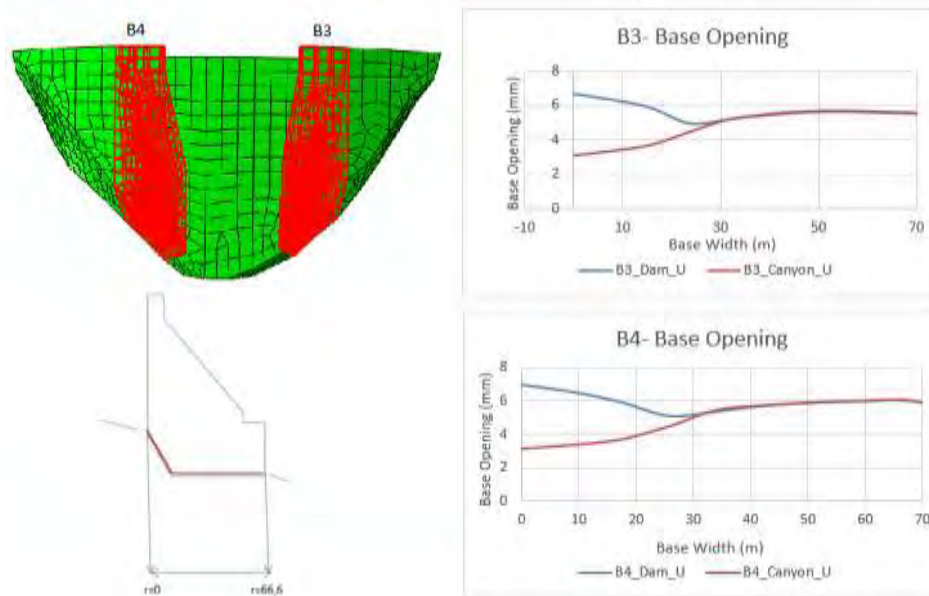


Σχήμα 3. 13 Κατανομή μέγιστων εφελκυστικώντάσεων στο σώμα του φράγματος για τη μη-γραμμική ανάλυση. a) ανάντη παρειά b) κατόντη παρειά

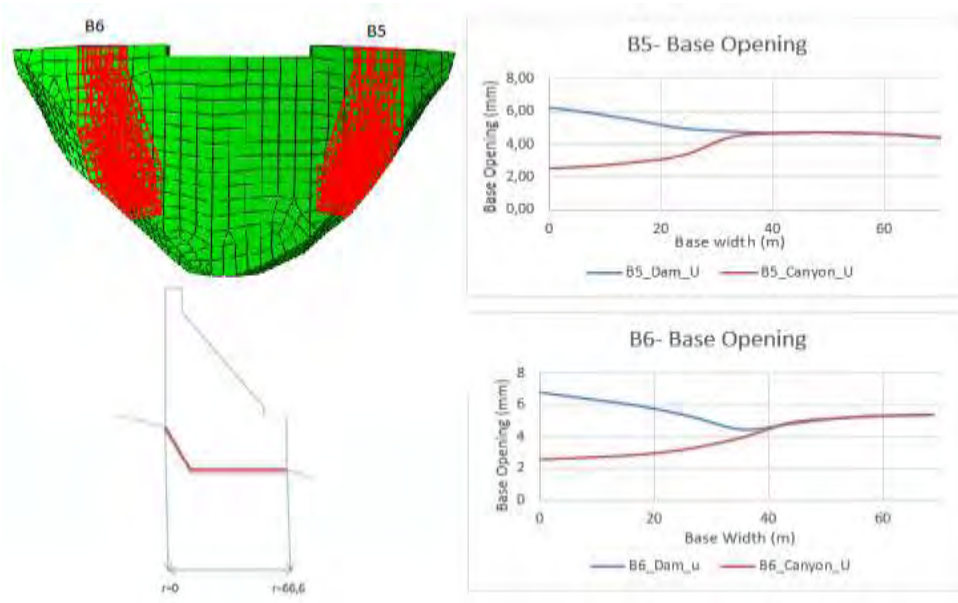
Η υπόθεση ότι τα μπλοκ των αντρεισμάτων ανασηκώνονται λόγω επιβολής της υδροστατικής πίεσης επιβεβαιώνεται από την επεξεργασία των αποτελεσμάτων των μετακινήσεων της βάσης των μπλοκ του φράγματος. Το κεντρικό μπλοκ B0 δεν εμφανίζει κανένα άνοιγμα ανάμεσα στο φράγμα και τη θεμελίωση, ενώ το φράγμα αρχίζει να αποκολλάται από τη θεμελίωσή του, στις θέσεις των μπλοκ B1 και B2 (σχ. 3.14) και το μέγιστο άνοιγμα εμφανίζεται στις θέσεις των μπλοκ B3, B4 (σχ. 3.15), B5 και B6 (σχ. 3.16). Το μέγιστο άνοιγμα ανάμεσα στη θεμελίωση και το φράγμα είναι τις τάξεως των 4,5mm.



Σχήμα 3. 14 Άνοιγμα στη διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης στις θέσεις των BlockB1 και B2.

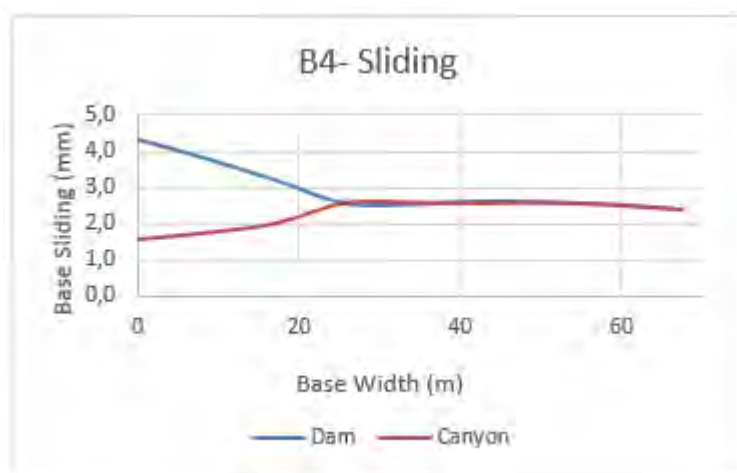


Σχήμα 3. 15 Άνοιγμα στη διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης στις θέσεις των BlockB3 και B4.



Σχήμα 3. 16 Άνοιγμα στη διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης στις θέσεις των BlockB5 και B6.

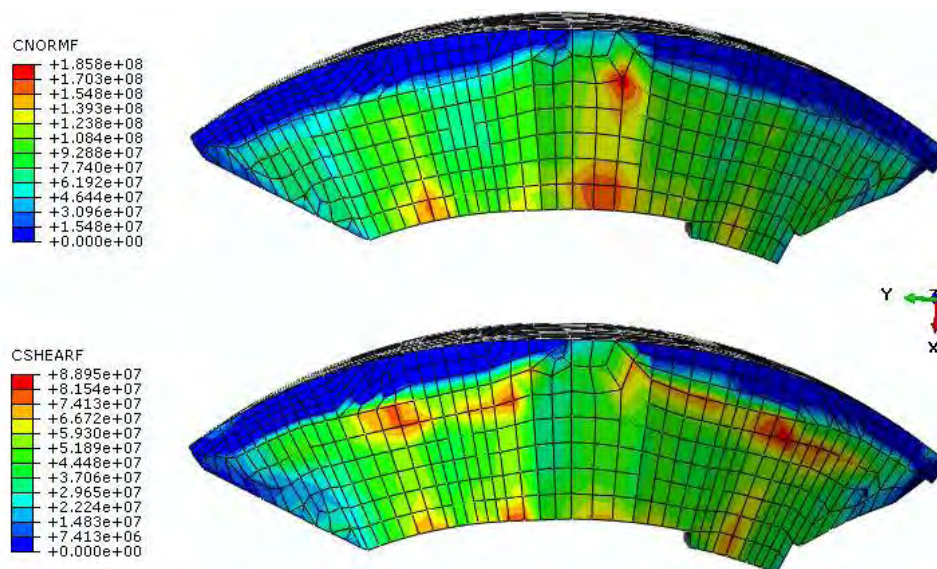
Το φράγμα ολισθαίνει ελάχιστα πάνω στη θεμελίωσή του, με τη μέγιστη ολίσθηση να ισούται με 2,78mm στη θέση του μπλοκ B4 (σχ. 3.17). Στις υπόλοιπες θέσεις της βάσης του φράγματος η σχετική μετατόπιση φράγματος και θεμελίωσης είναι μικρότερη από την προαναφερόμενη τιμή έως και μηδενική.



Σχήμα 3. 17 Ολίσθηση της βάσης του φράγματος στη θεμελίωσή του στη θέση του μπλοκ B4.

Η κατανομή των κάθετων στη θεμελίωση δυνάμεων και των δυνάμεων διάτμησης παρουσιάζεται στο σχήμα 3.18. Είναι εμφανές ότι τα μπλοκ B4 και B5 των αντερείσμάτων αναλαμβάνουν μεγαλύτερη διατμητική δύναμη ενώ το κεντρικό μπλοκ B0 περισσότερη κάθετη. Αυτό συμβαίνει διότι αφενός τα τμήματα B4 και B5 λαμβάνουν σημαντικά οριζόντια φορτία λόγω της λειτουργίας του τόξου τα οποία μεταφέρουν στα αντερείσματα και αφετέρου η ευστάθειά τους εξαρτάται από την

κλίση των αντερεισμάτων της κοιλάδας [15]. Λόγω της κλίσης η κάθετη δύναμη λόγω του βάρους της κατασκευής αναλύεται σε μία κάθετη και μία οριζόντια. Έτσι, αφενός μειώνεται η εξισορροπητική δύναμη του βάρους και αφετέρου αυξάνεται η δύναμη τριβής.



Σχήμα 3. 18 Κατανομή κάθετων στη βάση δυνάμεων και διατμητικών δυνάμεων στη βάση του φράγματος για τη μη-γραμμική ανάλυση.

Πιο συγκεκριμένα για τα μπλοκ B0 και B5 υπολογίστηκαν η συνολική κατακόρυφη και διατμητική δύναμη που δέχονται και υπολογίστηκαν οι συντελεστές ασφαλείας, πριν και μετά την επιβολή της δύναμης άνωσης. Παρατηρείται ότι, η άνωση επιδρά καταλυτικά στη μείωση του συντελεστή ασφαλείας στο κεντρικό μπλοκ. Στον πίνακα 3.9 παρουσιάζονται οι δυνάμεις που υπολογίζονται στις βάσεις των μπλοκ B0 και B5 και οι αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας.

Πίνακας 3. 9 Κατακόρυφες δυνάμεις στις βάσεις των μπλοκ B0 και B5 και αντίστοιχοι συντελεστές ασφαλείας.

Χωρίς πίεση άνωσης	Μπλοκ	Συνολική διατμητική δύναμη	Συνολική κατακόρυφη δύναμη	Συντελεστής Ασφαλείας
		MN	MN	
	B0	1651,9	3672,0	2,2
B5	1524,4	3060,3	2,0	
Με πίεση άνωσης	Μπλοκ	Συνολική διατμητική δύναμη	Συνολική κατακόρυφη δύναμη	Συντελεστής Ασφαλείας
		MN	MN	
	B0	1883,7	3088,0	1,6
B5	1614,4	3169,2	2,0	

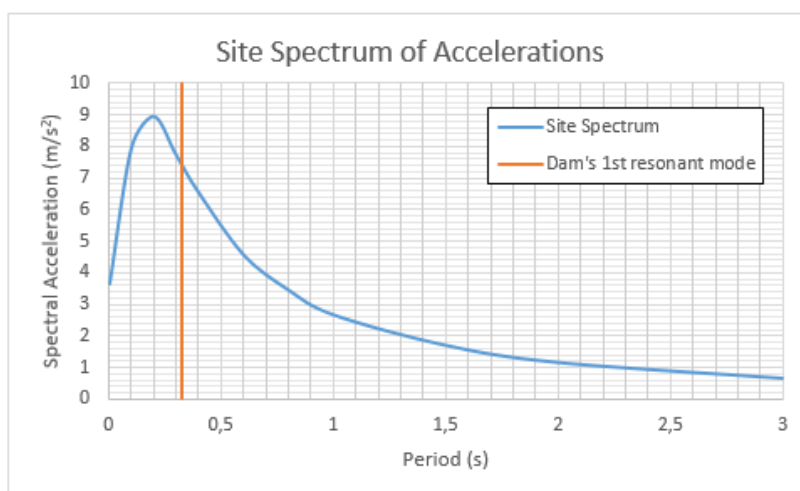
3.3 Δυναμικές Αναλύσεις

Για την ανάλυση της δυναμικής απόκρισης του φράγματος Janneh χρησιμοποιήθηκαν δύο μεθοδολογίες ανάλυσης. Η πρώτη μέθοδος που χρησιμοποιήθηκε είναι η ψευδοστατική στην οποία λαμβάνεται υπόψη η μη-γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης και η δεύτερη, η δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, η οποία στηρίζεται τόσο στο γραμμικό μοντέλο συμπεριφοράς της θεμελίωσης όσο και στο μη-γραμμικό. Συνολικά εκτελέστηκαν τέσσερις αναλύσεις:

1. Μία μη-γραμμική ψευδοστατική ανάλυση
2. Μία γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, στην οποία δεν χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες ως συνοριακές συνθήκες και δεν επιτρέπεται η αντανάκλαση ενέργειας στην θεμελίωση.
3. Μία γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας στην οποία χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες και η αντανάκλαση ενέργειας στη θεμελίωση επιτρέπεται.
4. Μία μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας στην οποία επίσης χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες και επιτρέπεται η αντανάκλαση ενέργειας στη θεμελίωση.

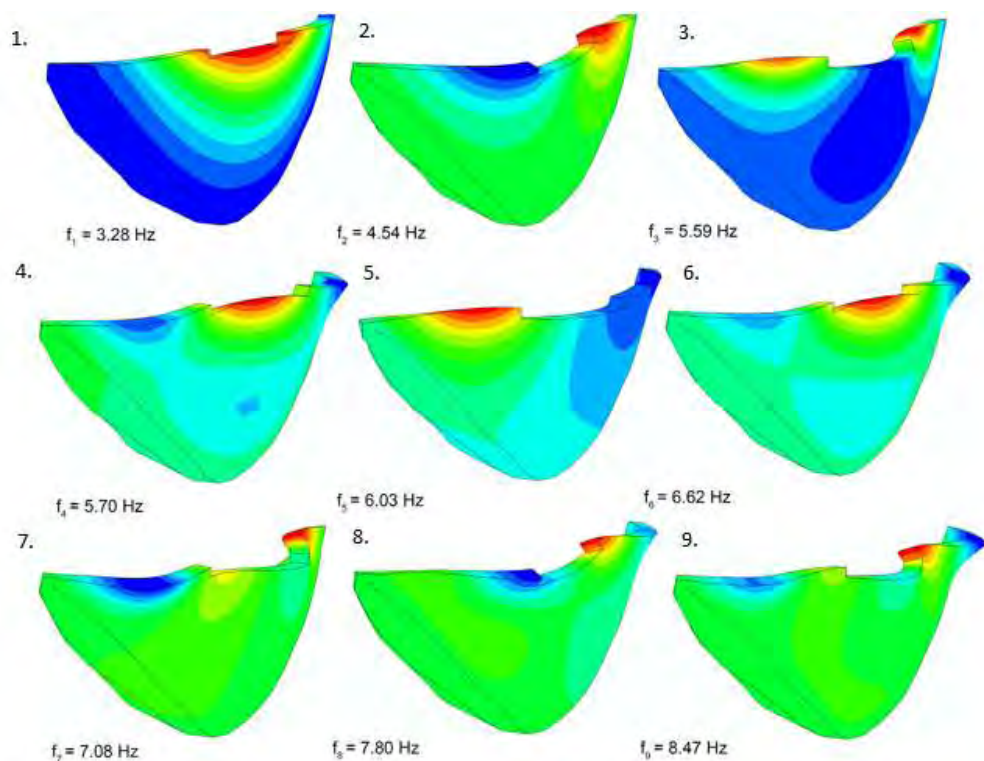
3.3.1 Ψευδοστατική ανάλυση

Πριν από την σεισμική ανάλυση έγινε μία ανάλυση ιδιομορφών και ιδιοσυχνοτήτων του φράγματος. Η ιδιοπερίοδος της 1^{ης} ιδιομορφής του φράγματος χρησιμοποιήθηκε για τον υπολογισμό της φασματικής επιτάχυνσης από το φάσμα επιταχύνσεων της περιοχής κατασκευής (σχ. 3.19).



Σχήμα 3. 19 Φάσμα επιταχύνσεων της περιοχής κατασκευής του φράγματος Janneh και ιδιοπερίοδος 1^{ης} ιδιομορφής του φράγματος.

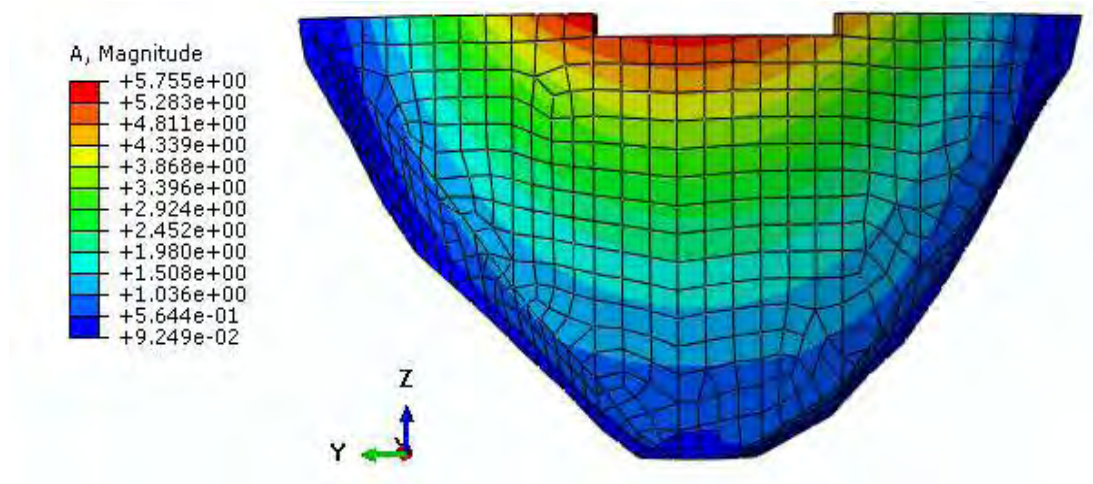
Οι πρώτες εννιά ιδιομορφές του φράγματος και οι αντίστοιχες ιδιοσυχνότητες που προέκυψαν από την ανάλυση ιδιομορφών παρουσιάζονται στο σχήμα 3.20.Επισημαίνεται ότι η ιδιομορφική ανάλυση έγινε με την υπόθεση γεμάτου ταμιευτήρα.



Σχήμα 3. 20 Πρώτες εννιά ιδιομορφές και αντίστοιχες ιδιοσυχνότητες του φράγματοςJanneh.

Η ιδιοπερίοδος της πρώτης ιδιομορφής του φράγματος υπολογίστηκε ίση με 0.33s και η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε αυτή την τιμή είναι $7,61\text{m/s}^2$ όπως προκύπτει από το φάσμα επιταχύνσεων της περιοχής.

Το πρόγραμμα Abaqus δίνει τη δυνατότητα ανάλυσης της απόκρισης μιας κατασκευής για τον καθορισμό των επιταχύνσεων απόκρισης, όταν αυτή υπόκειται σε δεδομένη διέγερση. Έτσι με δεδομένο το φάσμα επιταχύνσεων της περιοχής κατασκευής, το πρόγραμμα Abaqus υπολογίζει για κάθε ιδιομορφή της κατασκευής, τις επιταχύνσεις απόκρισής της. Από την ανάλυση απόκρισης προέκυψε η κατανομή των επιταχύνσεων απόκρισης του φράγματος (σχ. 3.21).



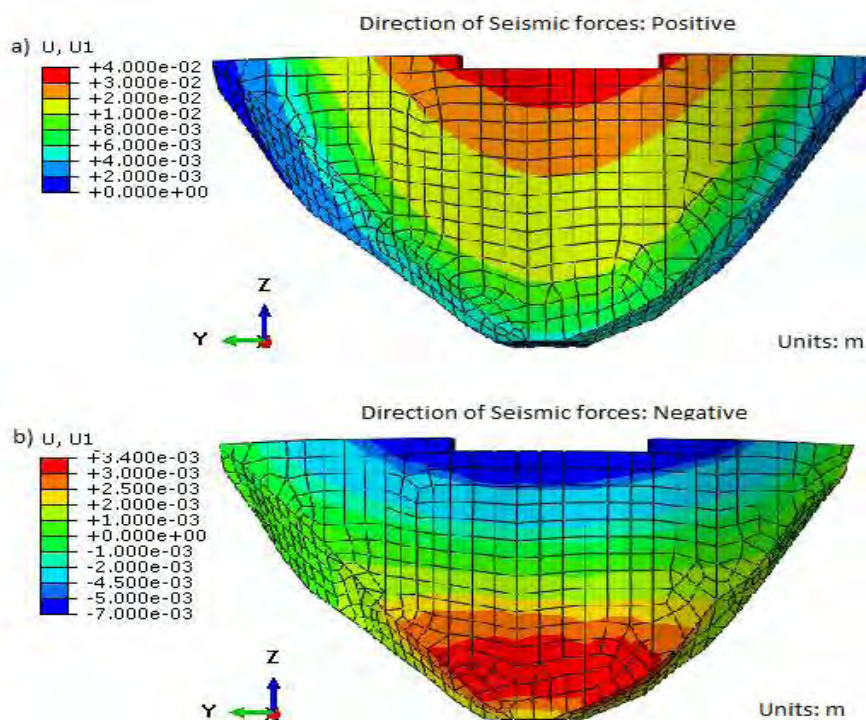
Σχήμα 3. 21Επιταχύνσεις απόκρισης του φράγματος, όπως προέκυψαν από την ανάλυση απόκρισης για το δεδομένο φάσμα επιταχύνσεων της περιοχής κατασκευής, για την 1^η ιδιομορφή του φράγματος.

Πολλαπλασιάζοντας τις επιταχύνσεις αυτές με τη μάζα του εκάστοτε στοιχείου προέκυψαν οι αδρανειακές σεισμικές δυνάμεις οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στην ψευδοστατική ανάλυση.

Στην ψευδοστατική ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν δύο σενάρια, στο πρώτο οι αδρανειακές δυνάμεις έχουν κατεύθυνση από τα ανάντη προς τα κατόντη, η οποία ορίζεται ως θετική, και στο δεύτερο σενάριο οι αδρανειακές δυνάμεις ασκούνται από τα κατόντη προς τα ανάντη, και η φορά αυτή ορίζεται ως αρνητική.

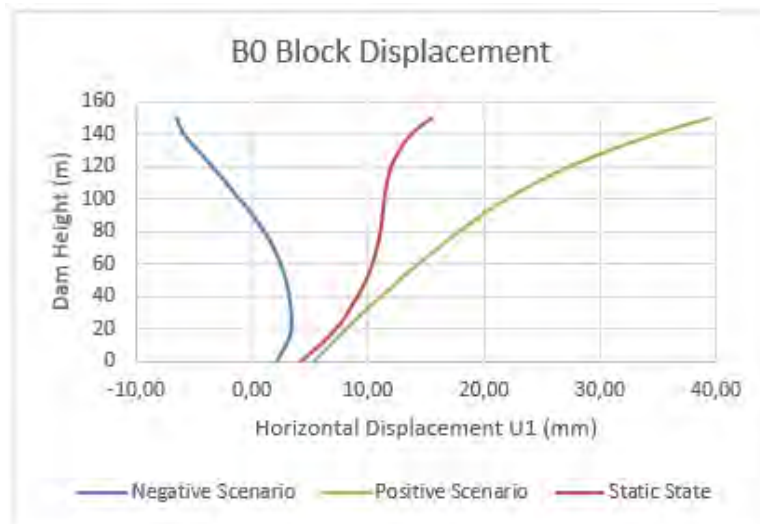
3.3.1.1 Αποτελέσματα Ψευδοστατικής Ανάλυσης

Στο σχήμα 3.22 παρουσιάζονται οι κατανομές των οριζόντιων μετατοπίσεων του φράγματος για το θετικό και αρνητικό σενάριο φόρτισης, και συγκρίνονται μεταξύ τους για την κεντρική διατομή (μπλοκ B0) στο σχήμα 3.23.



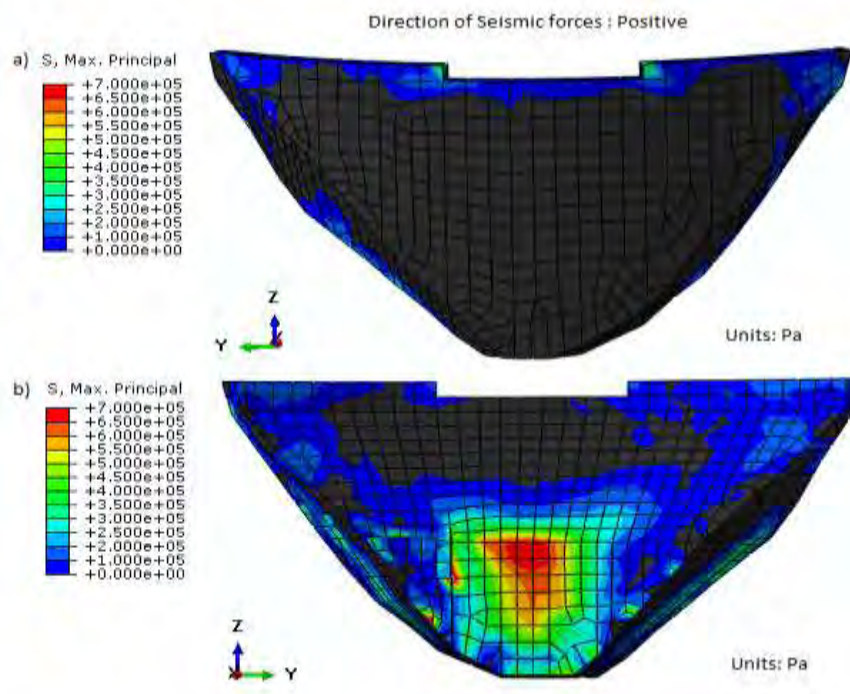
Σχήμα 3. 22 Μετακινήσεις ψευδοστατικής ανάλυσης στην οριζόντια διεύθυνση για
a) το θετικό σενάριο επιβολής της φόρτισης b) το αρνητικό σενάριο επιβολής
φόρτισης.

Όπως παρατηρείται, για τη θετική φορά σεισμικής φόρτισης η μέγιστη απόλυτη οριζόντια μετατόπιση στο μέσο της στέψης του φράγματος ισούται με 39.4cm ενώ στο αρνητικό σενάριο φόρτισης η μετατόπιση της στέψης είναι προς την αντίθετη κατεύθυνση και ίση με 6.6cm.



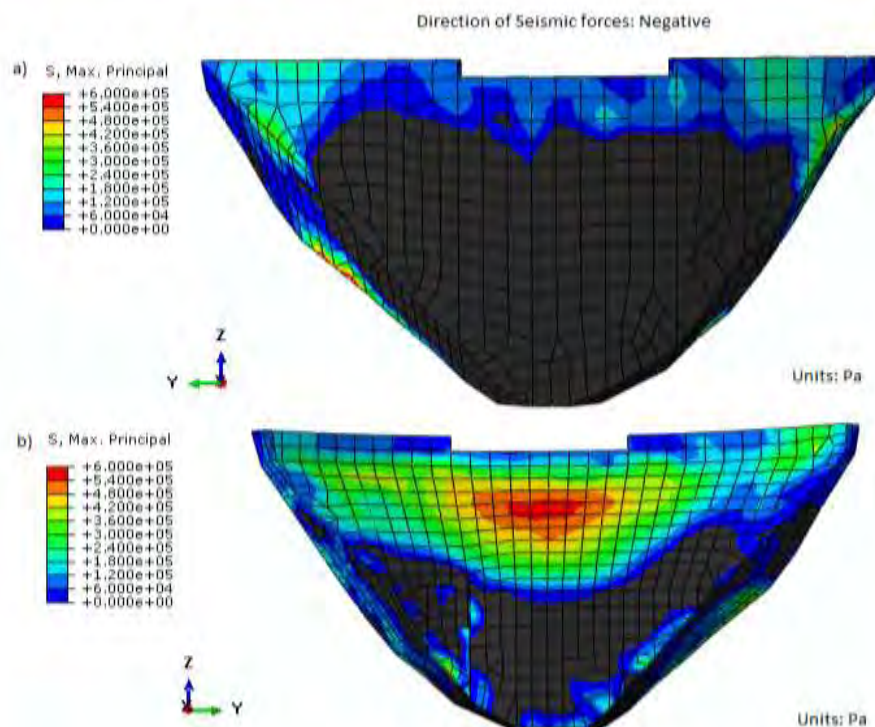
Σχήμα 3. 23 Οριζόντια μετατόπιση του μπλοκ B0, όπως προκύπτει για τη στατική ανάλυση και τη ψευδοστατική ανάλυση.

Στα σχήματα 3.24 και 3.25 παρουσιάζονται οι κατανομές των μέγιστων τάσεων και για τα δύο σενάρια αντίστοιχα, για την ανάντη και κατάντη παρειά του φράγματος. Παρατηρείται εφελκυσμός του φράγματος κυρίως στην κατάντη πλευρά του τόξου, ενώ η συγκέντρωση των εφελκυστικών τάσεων αλλάζει περιοχή σε κάθε σενάριο φόρτισης.



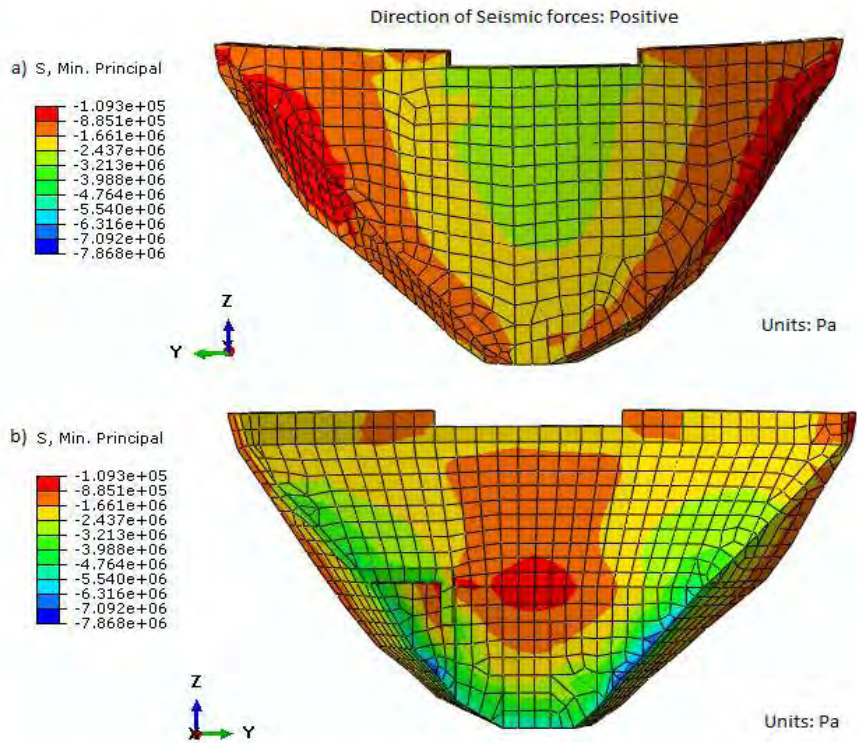
Σχήμα 3. 24 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στο σώμα του φράγματος για το θετικό σενάριο φόρτισης a) ανάντη παρειά του φράγματος, b) κατάντη παρειά.

Όταν η σεισμική φόρτιση ασκείται κατά τη θετική φορά παρατηρείται εφελκυσμός στο μέσο περίπου του μπλοκ Β0 στο σημείο αλλαγής κλίσης της κατάντη παρειάς, ενώ όταν η σεισμική φόρτιση ασκείται κατά την αντίθετη κατεύθυνση οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις εμφανίζονται πιο ψηλά στο μέσο του τόξου. Οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις που σημειώνονται είναι 0,7MPa και 0,6 MPa για το θετικό και το αρνητικό σενάριο φόρτισης, αντίστοιχα.

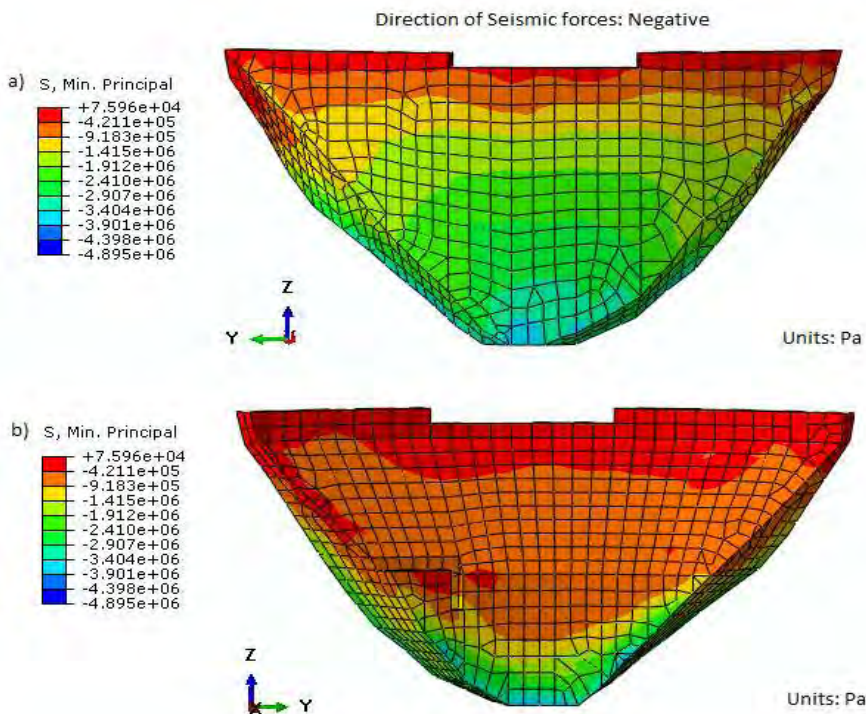


Σχήμα 3. 25 Κατανομή μέγιστης κύριας τάσης στο σώμα του φράγματος για το αρνητικό σενάριο φόρτισης a) ανάντη παρειά του φράγματος, b) κατάντη παρειά.

Οι μέγιστες θλιπτικές τάσεις αναλόγως της φοράς της φόρτισης εμφανίζονται στον κατάντη και τον ανάντη πόδα του φράγματος. Κατά τη θετική φορά της φόρτισης, η μέγιστη συμπίεση εμφανίζεται στον κατάντη πόδα, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.26, ενώ στην αντίθετη περίπτωση συμπιέζεται ολόκληρη η κάτω πλευρά του φράγματος και στα ανάντη και στα κατάντη λόγω της κίνησης του φράγματος προς τα ανάντη η οποία το ωθεί προς τη θεμελίωση (σχ. 3.27). Η μέγιστη θλιπτική τάση που σημειώνεται στο φράγμα είναι 7,87MPa στον κατάντη πόδα,κατά το θετικό σενάριο φόρτισης και 4,9MPa στον ανάντη πόδα, κατά το αρνητικό σενάριο φόρτισης.

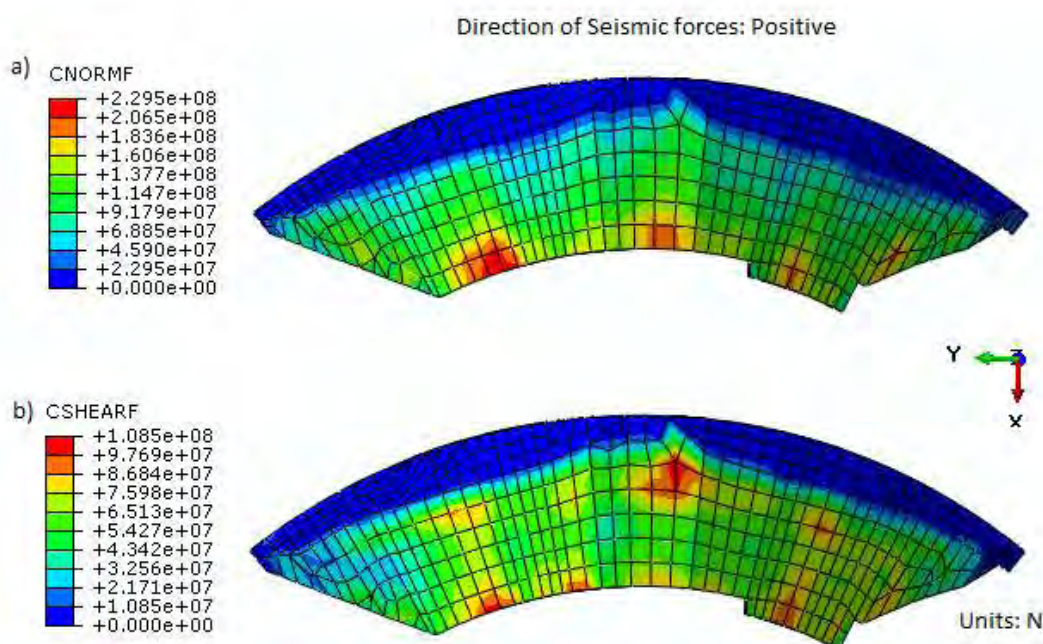


Σχήμα 3. 26 Κατανομή ελάχιστης κύριας τάσης στο σώμα του φράγματος για το θετικό σενάριο φόρτισης a) ανάντη παρειά του φράγματος, b) κατόντη παρειά.



Σχήμα 3. 27 Κατανομή ελάχιστης κύριας τάσης στο σώμα του φράγματος για το αρνητικό σενάριο φόρτισης a) ανάντη παρειά του φράγματος, b) κατόντη παρειά.

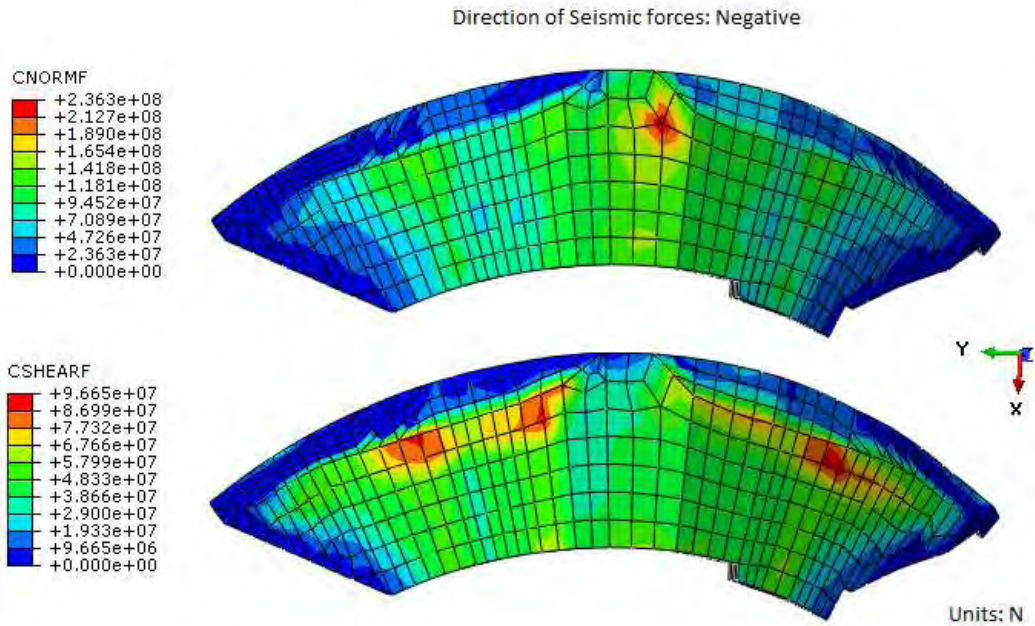
Αντίστοιχη εικόνα επικρατεί και στις κατανομές των κατακόρυφων και διατμητικών δυνάμεων (σχ. 3.28 και 3.39) που ασκούνται στη διεπιφάνεια του φράγματος με τη θεμελίωσή του. Όταν η σεισμική φόρτιση ασκείται κατά της θετικής φορά παρατηρείται ότι η μέγιστες τιμές κατακόρυφης δύναμης σημειώνονται στα κατάντη της βάσης του φράγματος και είναι της τάξης των 229,5MN ενώ στην ανάντη παρειά η κατακόρυφη δύναμη σημειώνει μικρότερες τιμές της τάξης των 70MN-50MN.



Σχήμα 3. 28 Κατανομή δυνάμεων στη βάση του φράγματος για το θετικό σενάριο φόρτισης a) Κάθετη στην επιφάνεια της βάσης δύναμη b) δύναμη διάτμησης

Υπενθυμίζεται ότι η κατακόρυφη δύναμη επιδρά εξισορροπητικά για το φράγμα και η μείωσή της στην ανάντη πλευρά της βάσης υποδεικνύει την τάση του φράγματος να ανασηκωθεί από τη θεμελίωσή του. Στις θέσεις όπου παρατηρείται μειωμένη κατακόρυφη δύναμη, σημειώνονται και οι μέγιστες τιμές διατμητικών δυνάμεων.

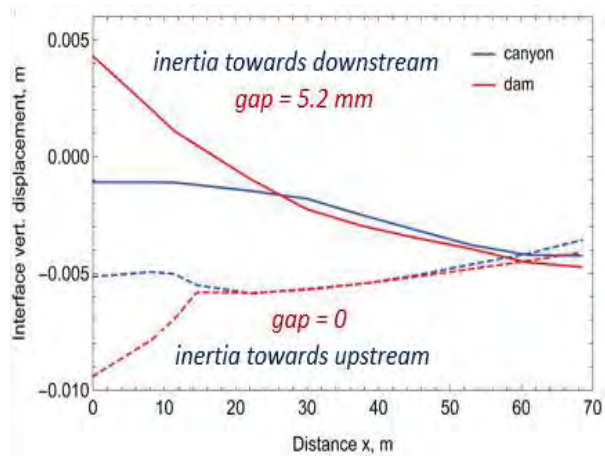
Όταν η επιβαλλόμενη σεισμική φόρτιση ασκείται προς τα ανάντη το φράγμα τείνει να μετακινηθεί προς αυτή την κατεύθυνση με αποτέλεσμα η κατακόρυφη δύναμη του βάρους η οποία μεταφέρεται στην έδραση να μετατοπίζεται προς τα ανάντη. Έτσι, οι μέγιστες τιμές της κατακόρυφης δύναμης που καταγράφονται στη θεμελίωση (σχ. 3.29), σημειώνονται στην ανάντη πλευρά της βάσης και είναι της τάξης των 120MN έως 90MN. Παρατηρείται επίσης ότι οι διατμητικές δυνάμεις, σε αυτό το σενάριο φόρτισης έχουν δεσπόζουσα θέση στο μεγαλύτερο τμήμα της βάσης του φράγματος με την τιμή τους να φτάνει τα 100MN.



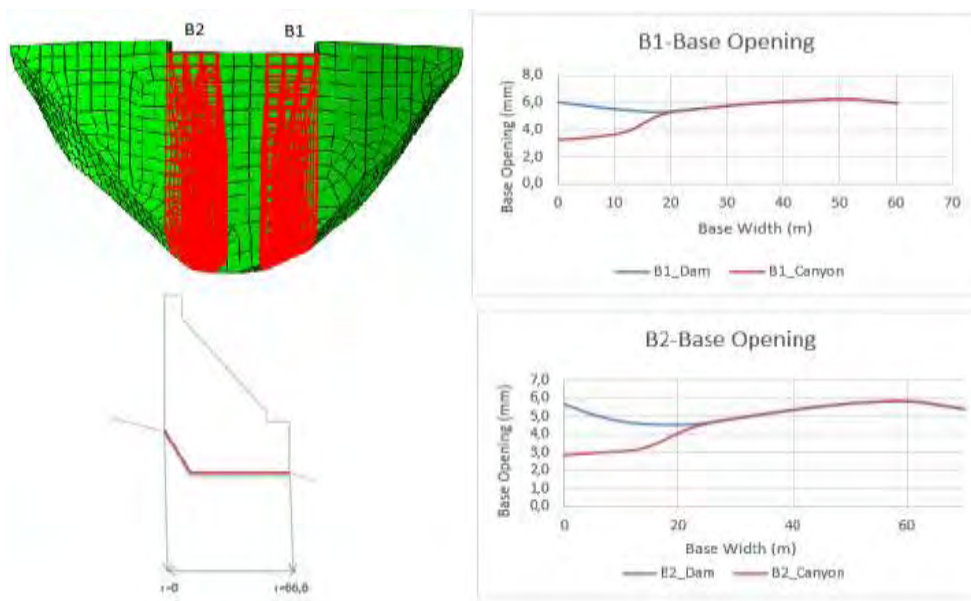
Σχήμα 3. 29 Κατανομή δυνάμεων στη βάση του φράγματος για το αρνητικό σενάριο φόρτισης a) Κάθετη στην επιφάνεια της βάσης δύναμη b) δύναμη διάτμησης

Από την καταγραφή των σχετικών μετακινήσεων του φράγματος με τη θεμελίωσή του, παρατηρήθηκε άνοιγμα στην ανάντη πλευρά της βάσης του φράγματος, όπως παρουσιάζεται στα σχήματα 3.31 έως 3.33, όταν η σεισμική φόρτιση ασκείται προς τα κατόντη.

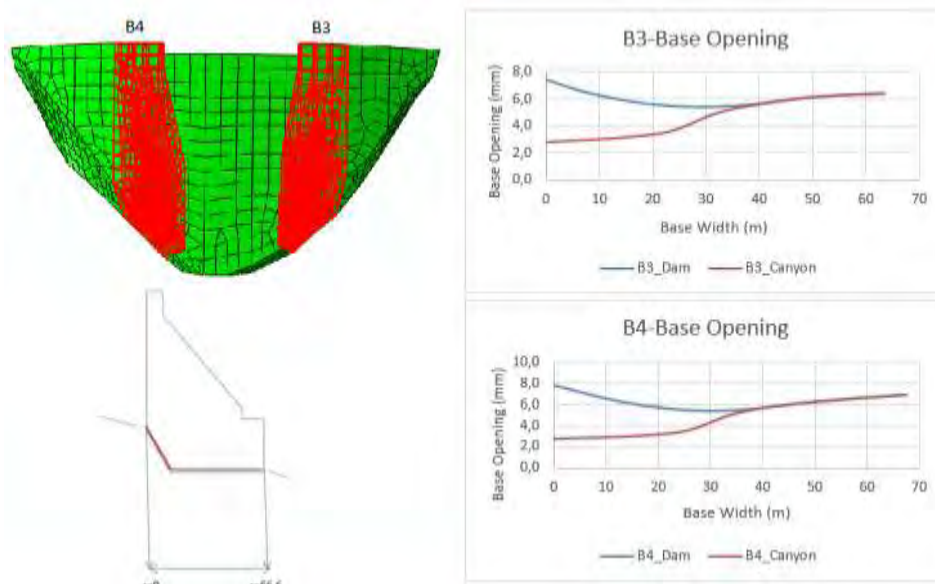
Το μέγιστο άνοιγμα ισούται με 6mm και παρατηρείται στη βάση του μπλοκ B6, ενώ σημαντικές είναι και οι σχετικές μετατοπίσεις που εντοπίζονται στις βάσεις των μπλοκ B3 και B4 και είναι ίσες με 5,5mm. Τα πλευρικά μπλοκ B7, B8, B9 και B10 παρουσιάζουν μικρότερες τιμές ανοίγματος της τάξης των 2mm. Επισημαίνεται ότι κατά το αρνητικό σενάριο ψευδοστατικής ανάλυσης δεν παρατηρείται άνοιγμα ανάμεσα στο φράγμα και τη θεμελίωσή του καθώς η κίνηση του φράγματος προς τα ανάντη ωθεί το φράγμα πιο βαθιά προς τη θεμελίωσή του όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.30.



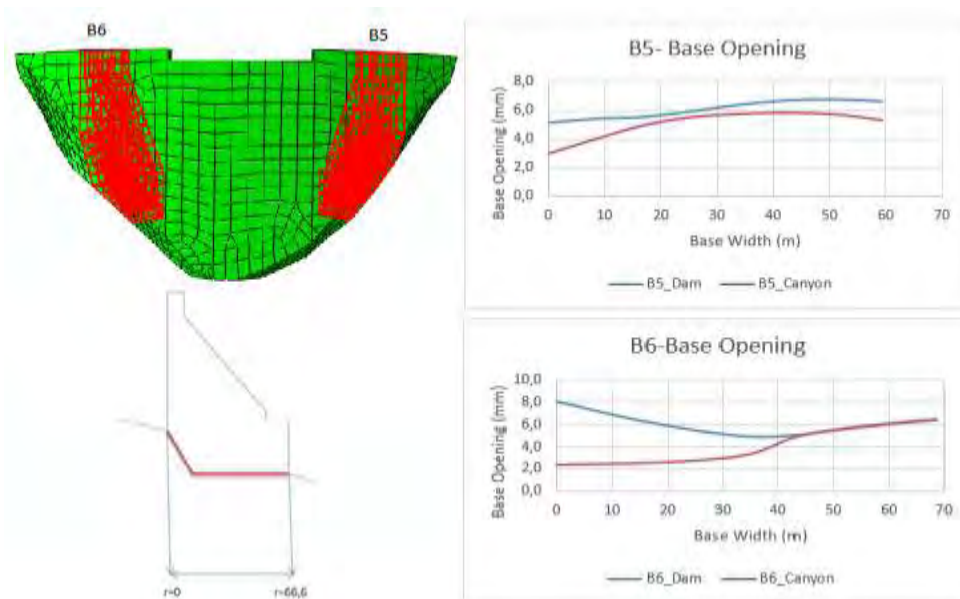
Σχήμα 3. 30 Διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης για το θετικό και αρνητικό σενάριο φόρτισης της ψευδοστατικής ανάλυσης στο μπλοκ B5.



Σχήμα 3. 31 Άνοιγμα στη διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης στις θέσεις των Block B1 και B2.

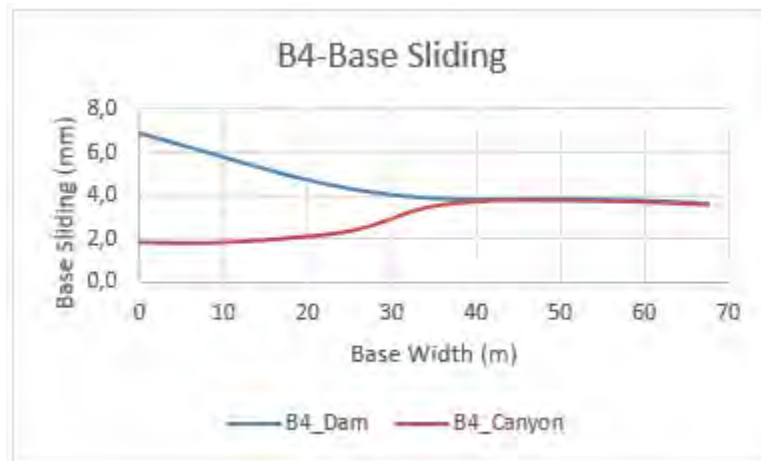


Σχήμα 3. 32 Άνοιγμα στη διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης στις θέσεις των BlockB3 και B4.



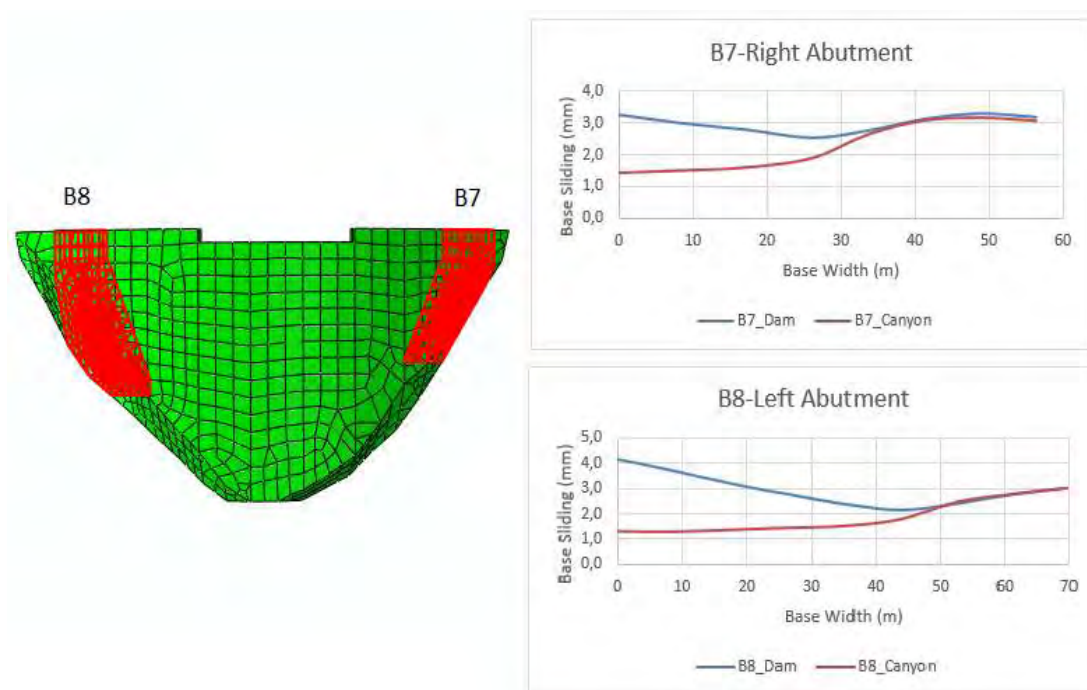
Σχήμα 3. 33 Άνοιγμα στη διεπιφάνεια μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης στις θέσεις των BlockB5 και B6.

Επίσης, ελέγχοντας τις σχετικές οριζόντιες μετακινήσεις φράγματος-θεμελίωσης υπολογίστηκε και η ολίσθηση του φράγματος πάνω στη θεμελίωσή του. Η μέγιστη τιμή σχετικής οριζόντιας μετατόπισης υπολογίστηκε ίση με 5mm και παρατηρείται στη βάση του μπλοκ B4 (σχ. 3.34).



Σχήμα 3. 34 Ολίσθηση της βάσης του φράγματος στη θεμελίωσή του στη θέση του μπλοκ B4.

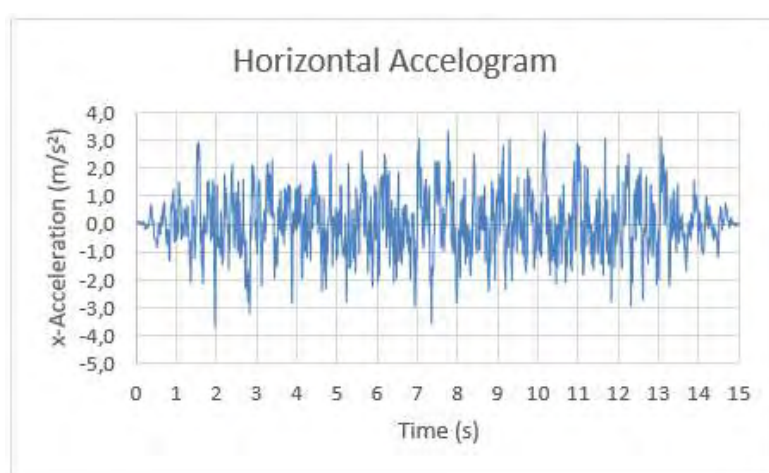
Στη βάση των υπόλοιπων μπλοκ παρατηρήθηκαν μικρότερες σχετικές μετατοπίσεις, με γενική εικόνα τα μπλοκ του αριστερού αντερείσματος να μετακινούνται περισσότερο προς τα κατάντη σε σχέση με τα μπλοκ του δεξιού αντερείσματος (σχ. 3.35) και οι μετακινήσεις εκτείνονται σε μεγαλύτερη επιφάνεια της βάσης. Επισημαίνεται όμως ότι η ολίσθηση είναι μικρότερη στα αντερείσματα ίση με 3,5mm και λιγότερο.



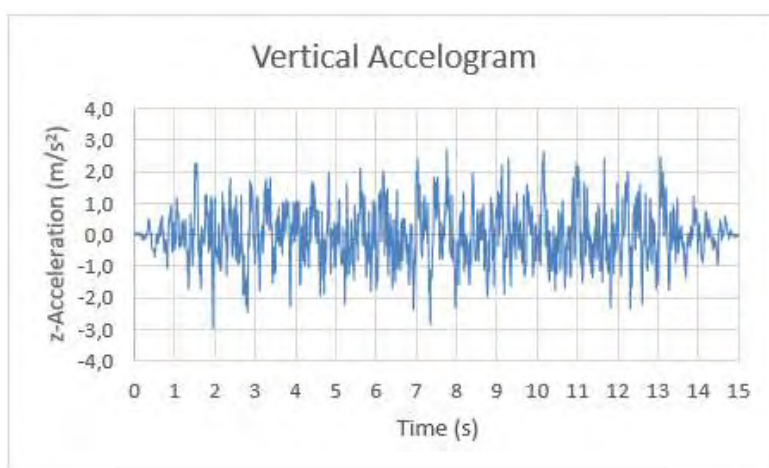
Σχήμα 3. 35 Σχετική οριζόντια μετατόπιση μεταξύ του φράγματος και της θεμελίωσής του στις θέσεις των μπλοκ των αντερείσματος B7 και B8.

3.3.2 Δυναμική ανάλυση Χρονοϊστορίας

Για την δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιήθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα που παρουσιάζονται στα σχήματα 3.36 και 3.37 για τη διέγερση κατά την οριζόντια διεύθυνση (xdirection), η οποία είναι η διεύθυνση κατά μήκος της κοιλάδας, και κατά την κατακόρυφη διεύθυνση (zdirection) αντίστοιχα. Η διέγερση είναι συνολικής διάρκειας 15 δευτερολέπτων. Το επιταχυνσιογράφημα για την διεύθυνση που είναι παράλληλη με τον άξονα του φράγματος δεν χρησιμοποιείται για την ανάλυση της κατασκευής.



Σχήμα 3. 36 Οριζόντιο επιταχυνσιογράφημα διέγερσης



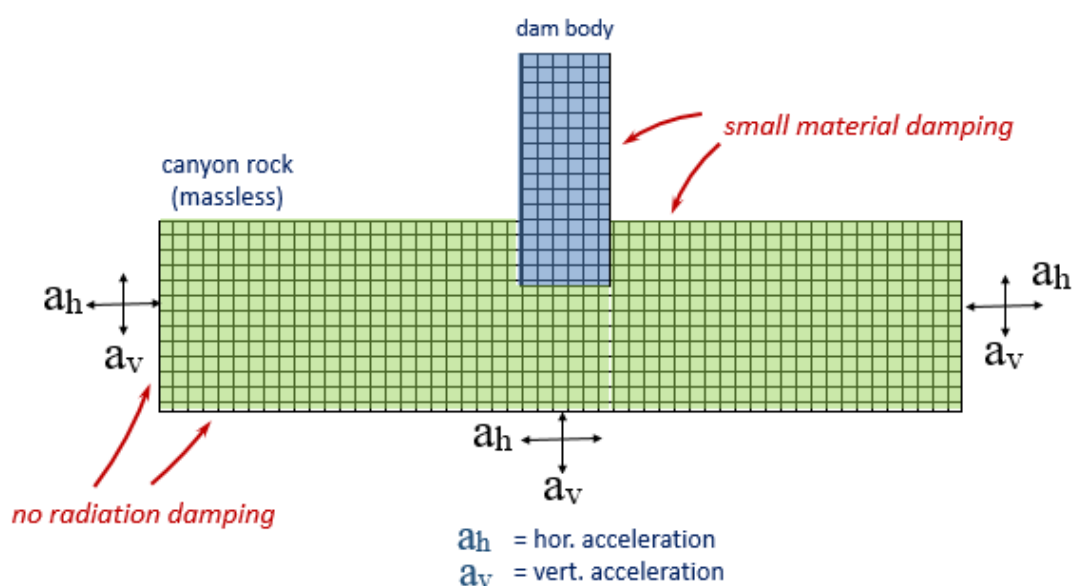
Σχήμα 3. 37 Κατακόρυφο επιταχυνσιογράφημα διέγερσης

Όπως προαναφέρθηκε έγιναν τρεις αναλύσεις, δύο γραμμικές και μία μη-γραμμική στην οποία λαμβάνεται υπόψη η μη-γραμμική συμπεριφορά της διεπιφάνειας φράγματος-θεμελίωσης.

Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκαν διαφορετικές συνοριακές συνθήκες στην κοιλάδα θεμελίωσης, ώστε να υπάρχει η δυνατότητα απορρόφησης των ανακλώμενων κυμάτων και όχι. Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των τριών δυναμικών αναλύσεων χρονοϊστορίας φόρτισης.

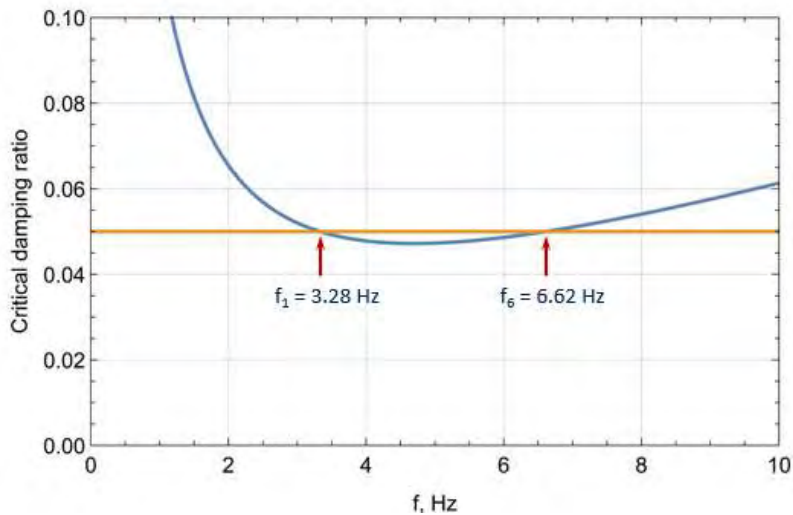
3.3.2.1 Γραμμική Δυναμική ανάλυση- Μοντέλο A

Η ανάλυση αυτή στηρίζεται στο γραμμικό μοντέλο συμπεριφοράς της θεμελίωσης και δεν χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες στη θεμελίωση. Πιο συγκεκριμένα οι συνοριακές συνθήκες του προβλήματος περιγράφονται στο σχήμα 3.38.



Σχήμα 3. 38 Περιγραφή των συνοριακών συνθηκών που χρησιμοποιούνται στην 1^η δυναμική ανάλυση του φράγματος.

Ο λόγος κρίσιμης απόσβεσης που χρησιμοποιείται για την κατασκευή είναι 5% κατά Raleigh. Παρατηρήθηκε ότι η μέγιστη απόκριση της κατασκευής προκύπτει στις συχνότητες 3.28Hz και 6.62Hz οι οποίες αντιστοιχούν στην 1^η και 5^η ιδιομορφή αντίστοιχα. Οι συντελεστές α και β της απόσβεσης κατά Raleigh υπολογίστηκαν ίσοι με $\alpha=1,39206$ και $\beta=0,00159955$ ώστε η απόσβεση να ισούται ακριβώς με 5% γι' αυτές τις συχνότητες και περίπου ίση με 5% για τις ενδιάμεσες όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.39.



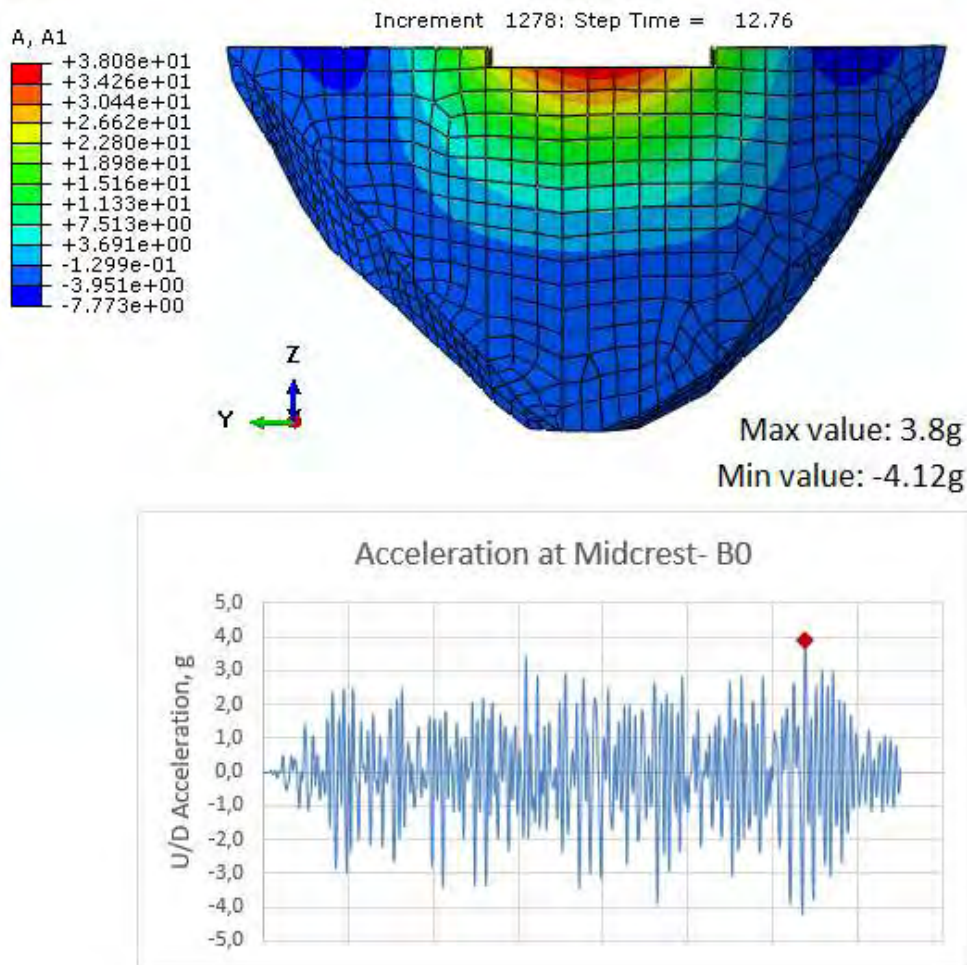
Σχήμα 3. 39 Υπολογισμός παραμέτρων απόσβεσης κατά Raleigh.

Οι υδροδυναμικές πιέσεις του νερού υπολογίστηκαν σύμφωνα με τη θεωρία της προστιθέμενης μάζας κατά Westergaard και η μάζα της θεμελίωσης δεν λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση.

Για την ανάλυση της σεισμικής απόκρισης του φράγματος ελέγχθηκαν:

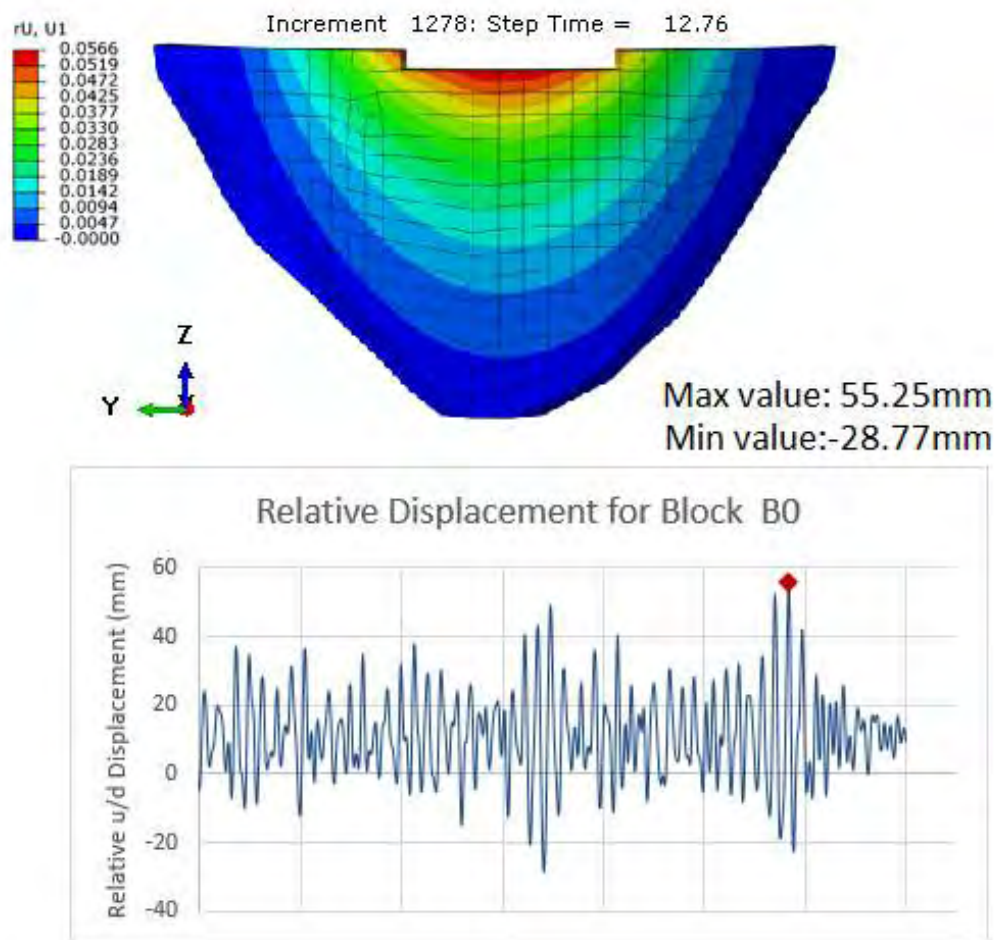
- Οι οριζόντιες επιταχύνσεις απόκρισης του φράγματος κατά την οριζόντια κατεύθυνση, από ανάντη προς τα κατόντη.
- Η σχετική μετακίνηση της στέψης του φράγματος με τη βάση του φράγματος για κάθε μπλοκ ξεχωριστά.
- Η κατανομή της μέγιστης κύριας τάσης που καταδεικνύει τις περιοχές εφελκυσμού.
- Η κατανομή της ελάχιστης κύριας τάσης, της μέγιστης θλίψης δηλαδή που υφίσταται η κατασκευή.

Από τις επιταχύνσεις απόκρισης της κατασκευής, οι οποίες παρουσιάζονται στο σχήμα 3.40 προκύπτει ότι η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση εμφανίζεται στο μέσο της στέψης του φράγματος και ισούται με 3.8gπρος τα κατόντη και με -4.12gπρος τα ανάντη.



Σχήμα 3. 40Χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης απόκρισης του φράγματος στο μέσο της στέψης.

Από τον έλεγχο των μετακινήσεων του φράγματος, παρατηρήθηκε ότι η μέγιστη μετατόπιση εμφανίζεται στο μέσο της στέψης του φράγματος, στο μπλοκ B0. Τα διπλανά μπλοκ B1 και B2 εμφανίζουν και αυτά σημαντική σχετική μετατόπιση αλλά μικρότερη και τα μπλοκ των αντρεϊσμάτων, όσο μειώνεται το ύψος τους κινούνται μονολιθικά και η μετακίνηση της στέψης και της βάσης τους είναι σχεδόν η ίδια. Στο σχήμα 3.41 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία των σχετικών μετατοπίσεων του μπλοκ B0 και στον πίνακα 3.10 οι μέγιστες και ελάχιστες σχετικές μετατοπίσεις για τα υπόλοιπα μπλοκ του φράγματος.

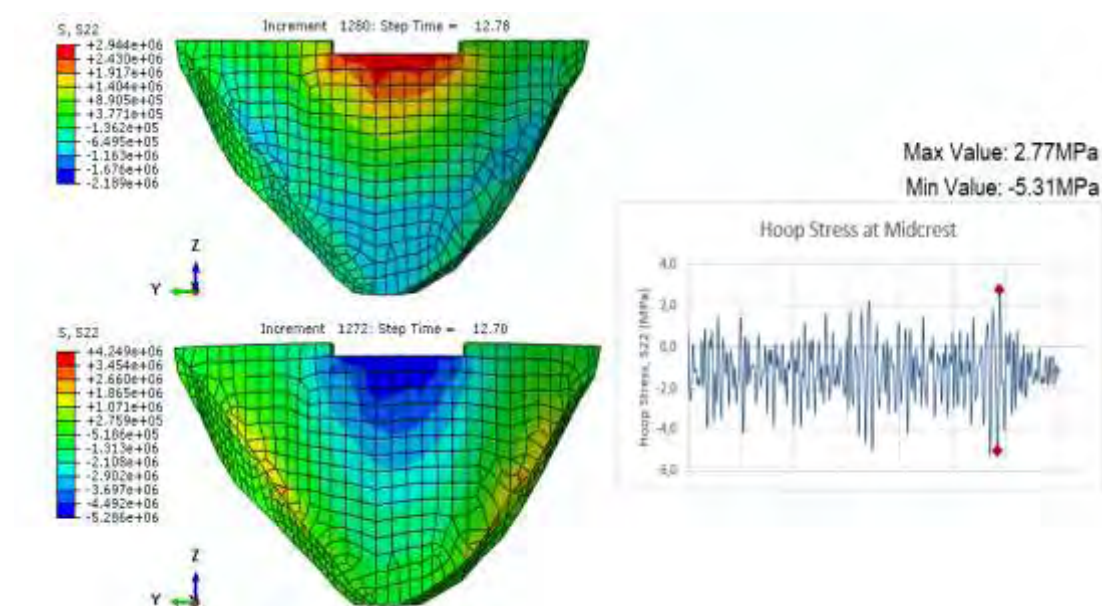


Σχήμα 3. 41Χρονοϊστορία οριζόντιας σχετικής μετατόπισης στο μέσο της στέγης του φράγματος.

Πίνακας 3. 10 Πίνακας τιμών μέγιστων και ελάχιστων σχετικών μετατοπίσεων στην στέγη για κάθε μπλοκ του φράγματος.

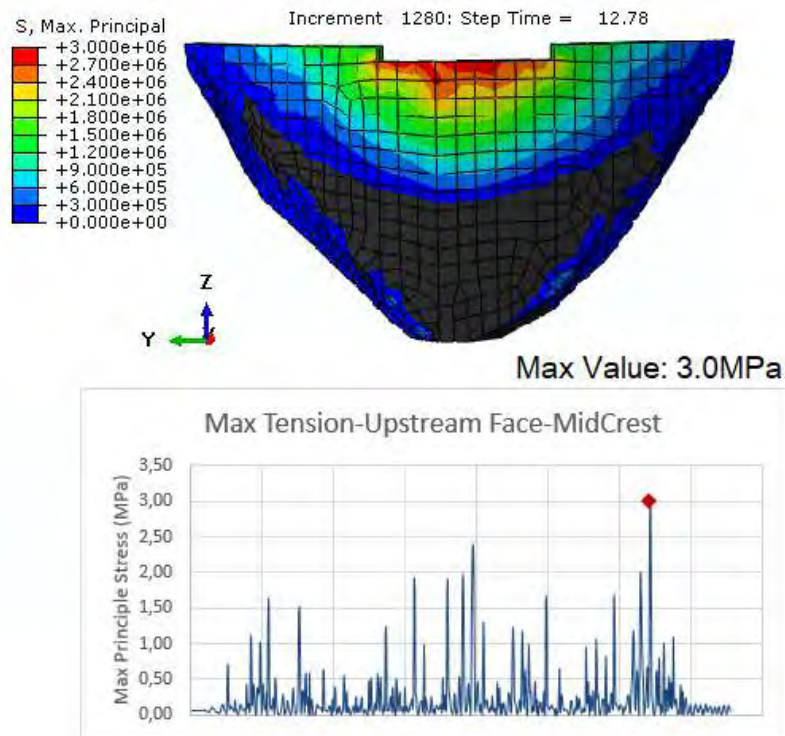
Μπλοκ	Μέγιστη ανάντη προς κατόντη μετατόπιση	Μέγιστη κατόντη προς κατόντη μετατόπιση
B0	55,25mm	-28,77mm
B1	49,05mm	-26,76mm
B2	50,79mm	-27,22mm
B3	36,99mm	-23,91mm
B4	41,19mm	-24,66mm
B5	14,27mm	-10,52mm
B6	20,74mm	-14,30mm
B7	3,02mm	-2,53mm
B8	8,96mm	-6,45mm
B9	0,36mm	-0,28mm
B10	1,23mm	-0,75mm

Η μέγιστη περιφερειακή τάση (hoopstress) στο τόξο εμφανίζεται στο μέσο της στέψης και οι μέγιστες και ελάχιστες τιμές που καταγράφονται είναι 2.77MPa και -5.31MPa αντίστοιχα, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.42.

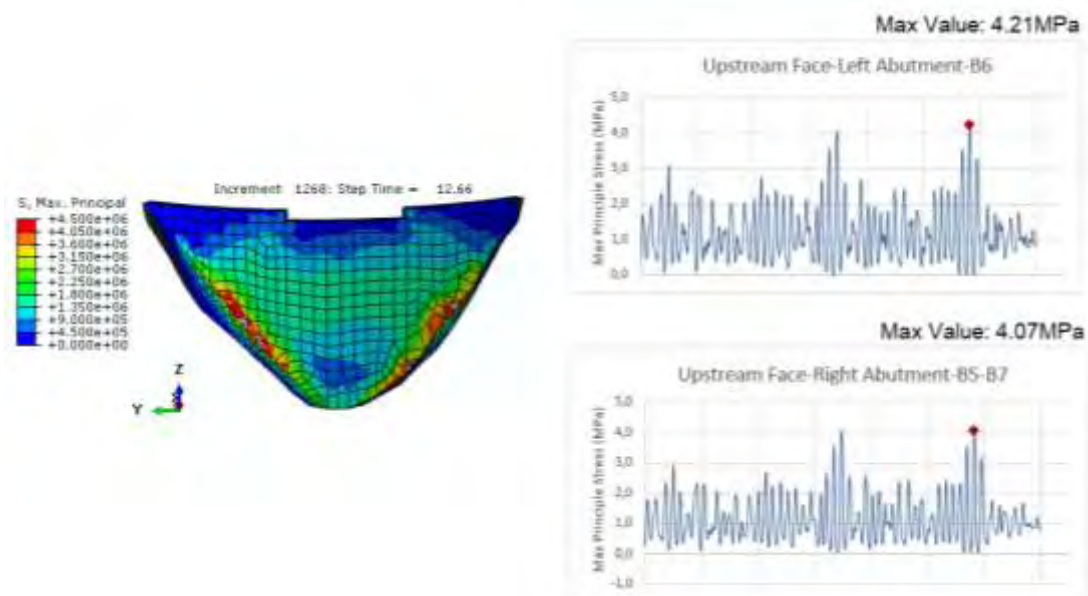


Σχήμα 3. 42Χρονοϊστορία κατανομής περιφερειακής τάσης στο μέσο της στέψης του φράγματος και στιγμιότυπα μέγιστης και ελάχιστης τάσης.

Παρατηρήθηκε επίσης, ότι η κατασκευή εφελκύεται τόσο στην ανάντη όσο και στην κατόντη παρειά του φράγματος. Στην ανάντη παρειά το φράγμα εφελκύεται στην επαφή της κατασκευής με τη θεμελίωσή, στις θέσεις των μπλοκ B3,B5 για το δεξί αντέρεισμα και B4,B6 για το αριστερό, αλλά και στο μέσο της στέψης. Οι χρονοϊστορίες των μέγιστων κυρίων τάσεων σε αυτές τις περιοχές παρουσιάζονται στο σχήμα 3.43 για το μέσο της στέψης και στο σχήμα 3.44 για τα μπλοκ των αντερεισμάτων.



Σχήμα 3. 43 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στην ανάντη παρειάς του φράγματος στο μέσο της στέγης και στιγμιότυπο φόρτισης.

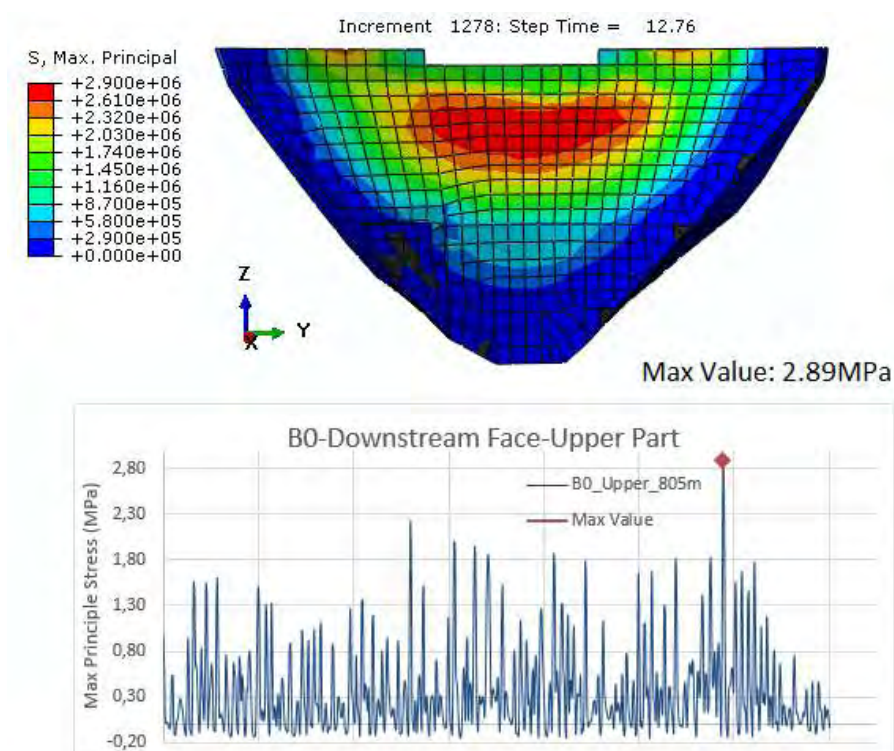


Σχήμα 3. 44 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στη στέγη του φράγματος στην ανάντη παρειά στις θέσεις των αντερεισμάτων και στιγμιότυπο φόρτισης.

Η μέγιστη τάση που αναπτύσσεται στο αριστερό αντέρεισμα ισούται με 4.21MPa ενώ στο δεξί με 4.07MPa. Πρέπει να σημειωθεί ότι αυτή είναι η μέση τάση που καταγράφεται στην περιοχή και ότι σημειακά παρατηρούνται υψηλότερες τιμές

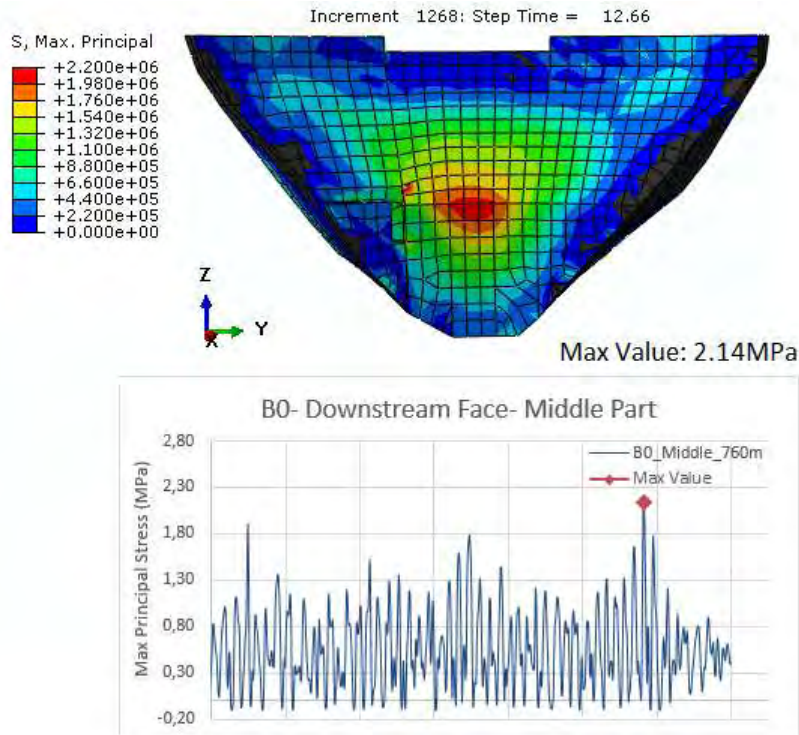
που δεν ξεπερνούν όμως τα 5MPa. Στη στέγη του φράγματος η μέγιστη εφελκυστική τάση που σημειώνεται είναι 3.0MPa.

Στα κατάντη, το φράγμα εφελκύεται κυρίως στη θέση του κεντρικού μπλοκ B0, στο μεσαίο και ανώτερο τμήμα του, σε απόλυτα υψόμετρα 760m και 805m αντίστοιχα, καθώς και στα μπλοκ των αντερεισμάτων B5, B6 και B7. Οι καταγραφές των μέγιστων κυρίων τάσεων στις κατάντη περιοχές εφελκυσμού και τα στιγμιότυπα φόρτισης για τις μέγιστες τιμές των κατανομών παρουσιάζονται στα σχήματα 3.45 έως 3.47.

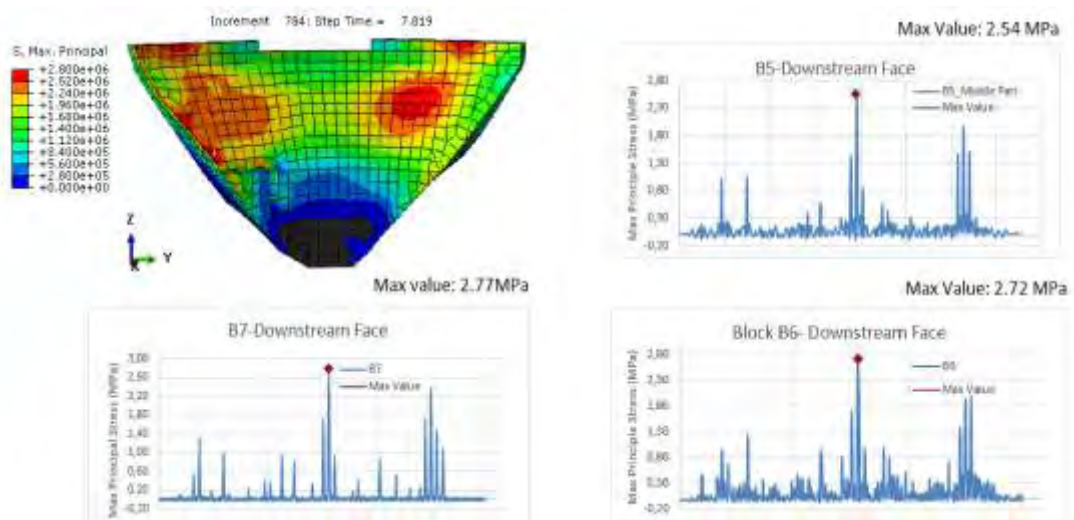


Σχήμα 3. 45 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στο πάνω τμήμα της κατάντη παρειάς του μπλοκ B0 και στιγμιότυπο φόρτισης.

Στο κεντρικό μπλοκ B0, η μέγιστη εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται στο πάνω τμήμα του ισούται με 2.89MPa, και στο μεσαίο τμήμα του με 2.14MPa. Στα αντερείσματα, η μέγιστη εφελκυστική τάση καταγράφεται στις θέσεις των μπλοκ B5 και B7, κοντά στη βάση τους, για το δεξί αντέρεισμα, με μέγιστες τιμές τα 2.54MPa και 2.77MPa αντίστοιχα. Στο αριστερό αντέρεισμα, εφελκύεται κυρίως το πάνω τμήμα του μπλοκ B6 και η μέγιστη τάση που καταγράφεται είναι 2.72MPa.



Σχήμα 3. 46 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στο μεσαίο τμήμα της κατάντη παρειάς του μπλοκ B0 και στιγμιότυπο φόρτισης.

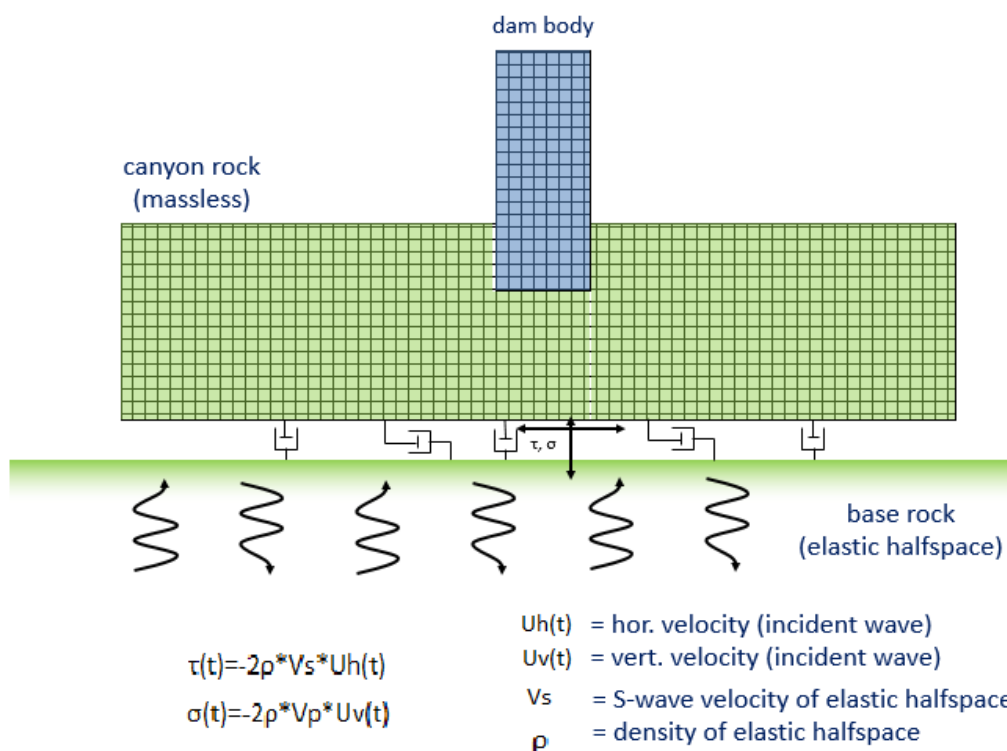


Σχήμα 3. 47 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στα αντερείσματα στα μπλοκ B5, B6 και B7 και στιγμιότυπο φόρτισης.

3.3.2.2 Γραμμική Δυναμική ανάλυση- Μοντέλο B

Η ανάλυση αυτή είναι όμοια με την προηγούμενη γραμμική, με τη διαφορά ότι χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες ως συνοριακές συνθήκες στη θεμελίωση όπως παρουσιάζεται στο σχήμα 3.48. Ο λόγος κρίσιμης απόσβεσης που χρησιμοποιείται

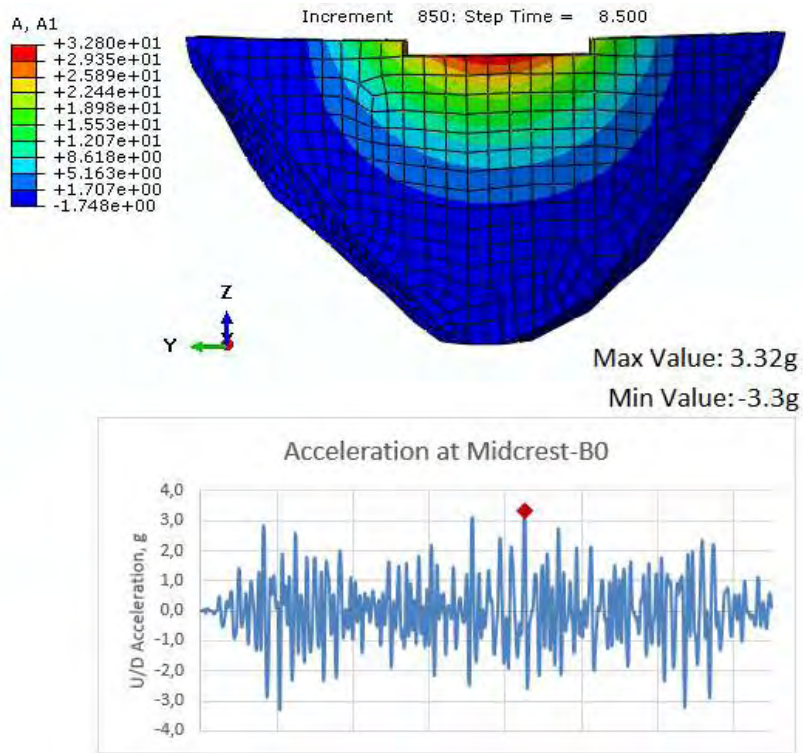
για το φράγμα και τη θεμελίωση είναι 5% κατά Raleigh, όπως υπολογίστηκε και στην προηγούμενη ανάλυση.



Σχήμα 3. 48 Σχηματική περιγραφή των συνοριακών συνθηκών που χρησιμοποιούνται στην 2^η δυναμική ανάλυση του φράγματος.

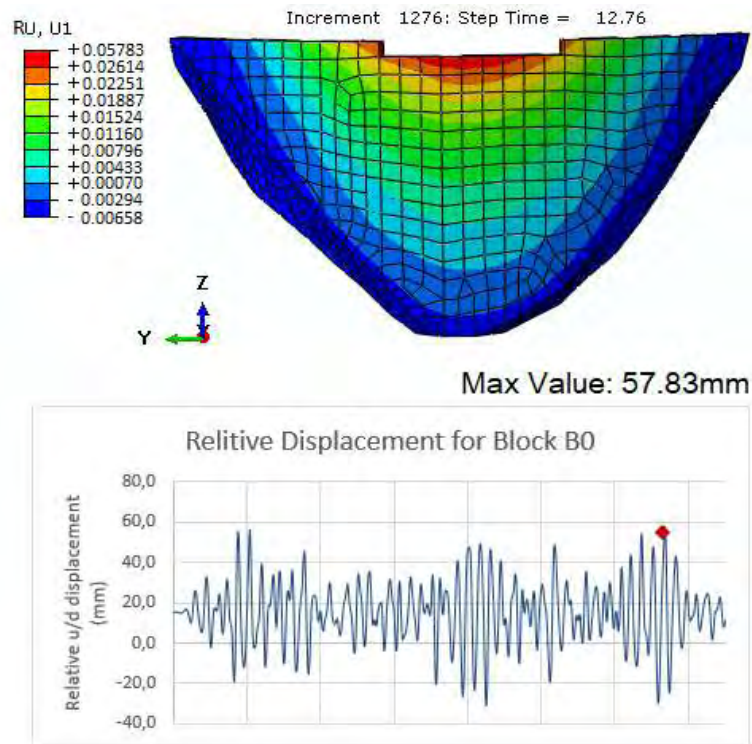
Για την αξιολόγηση της απόκρισης του φράγματος ελέγχθηκαν και πάλι οι οριζόντιες επιταχύνσεις απόκρισης του φράγματος, οι σχετικές οριζόντιες μετατοπίσεις, οι θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις.

Στο σχήμα 3.49 παρουσιάζονται οι μέγιστες επιταχύνσεις απόκρισης της κατασκευής. Παρατηρείται ότι η μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης σημειώνεται και πάλι στη στέψη του φράγματος και ισούται με 3.32g προς τα ανάντη και -3.3g προς τα κατόντη.



Σχήμα 3. 49Χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης απόκρισης του φράγματος στο μέσο της στέψης.

Από τον έλεγχο των μετακινήσεων της κατασκευής, διαπιστώθηκε ότι η μέγιστη μετατόπιση προς τα κατόντη εμφανίζεται στο μέσο της στέψης. Ελέγχθηκαν οι σχετικές μετατοπίσεις στέψης-βάσης για κάθε μπλοκ του φράγματος ξεχωριστά. Από τα αποτελέσματα προκύπτει ότι η μέγιστη σχετική μετατόπιση σημειώνεται στο κεντρικό μπλοκ B0 και έχει τιμή ίση με 57.83mm, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.50.



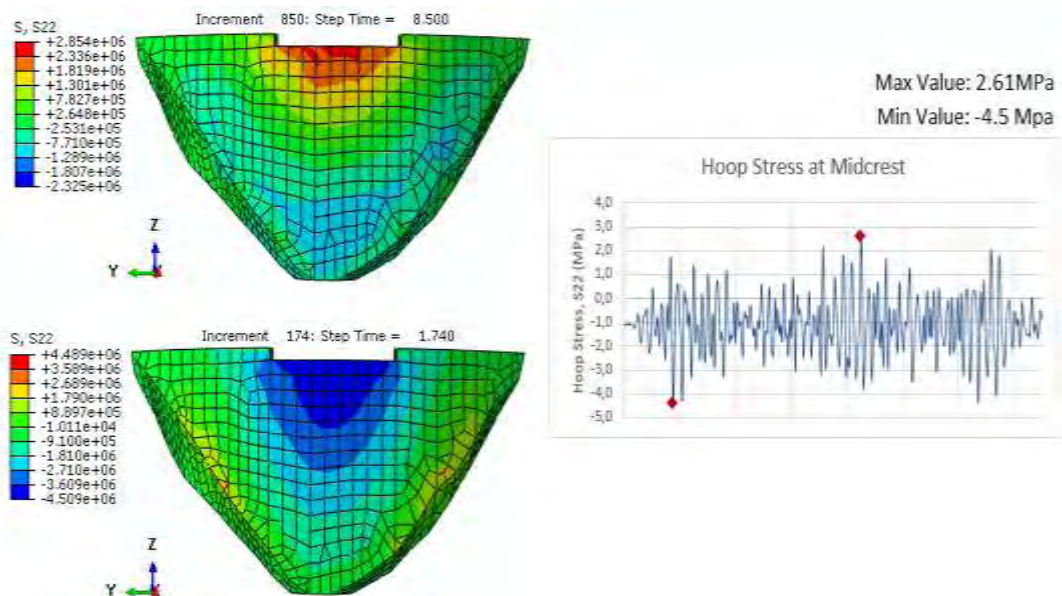
Σχήμα 3. 50Χρονοϊστορία οριζόντιας σχετικής μετατόπισης στο μέσο της στέψης του φράγματος.

Τα υπόλοιπα μπλοκ του φράγματος εμφανίζουν μικρότερες τιμές και στα πλευρικά μπλοκ των αντερεισμάτων η σχετική μετατόπιση περιορίζεται σε τιμές της τάξης των 0.5mm-2mm. Στον πίνακα 3.11 παρουσιάζονται οι τιμές των σχετικών μετατοπίσεων για κάθε μπλοκ ξεχωριστά.

Πίνακας 3. 11 Πίνακας τιμών μέγιστων και ελάχιστων σχετικών μετατοπίσεων για κάθε μπλοκ του φράγματος.

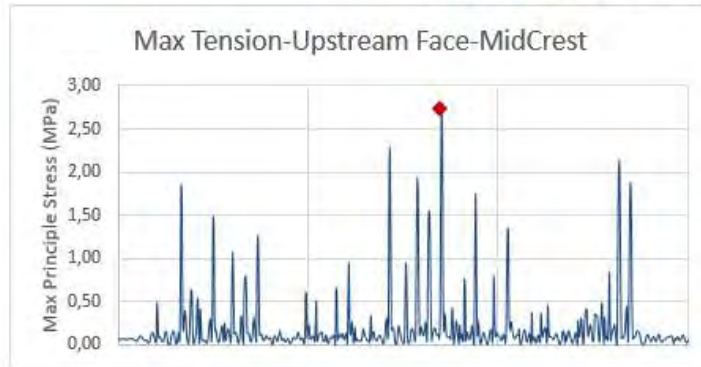
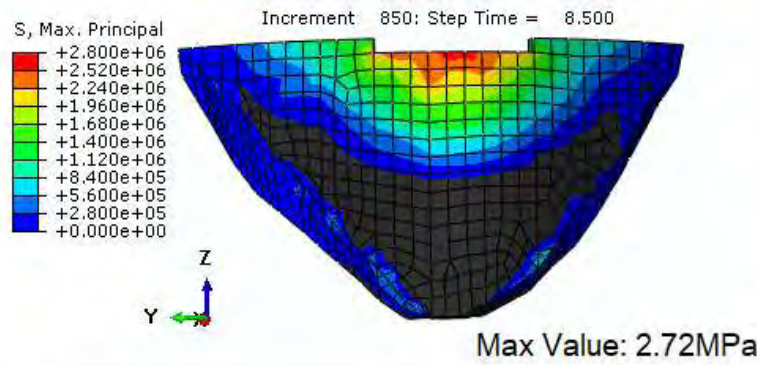
Block	Μέγιστη ανάντη προς κατόντη μετατόπιση	Μέγιστη κατόντη προς κατόντη μετατόπιση
B0	57,83mm	-30,97mm
B1	51,39mm	-27,36mm
B2	53,26mm	-28,27mm
B3	37,22mm	-20,61mm
B4	25,82mm	-46,17mm
B5	19,31mm	-8,34mm
B6	29,07mm	-13,44mm
B7	7,85mm	4,07mm
B8	11,73mm	-5,37mm
B9	0,37mm	-0,42mm
B10	1,84mm	-0,89mm

Η μέγιστη περιφερειακή τάση (hoopstress) στο τόξο εμφανίζεται στο μέσο της στέψης και οι μέγιστες και ελάχιστες τιμές που καταγράφονται είναι 2.61MPa και -4.5MPa αντίστοιχα, όπως φαίνεται και στο σχήμα 3.51.

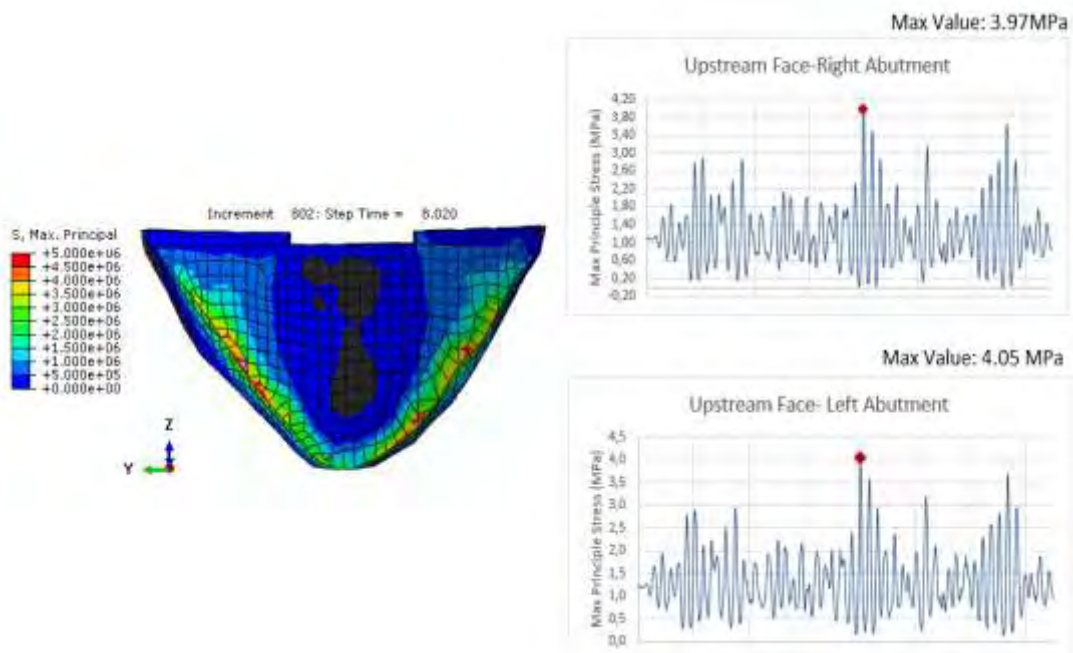


Σχήμα 3. 51Χρονοϊστορία κατανομής περιφερειακής τάσης στο μέσο της στέψης του φράγματος και στιγμιότυπα μέγιστης και ελάχιστης τάσης.

Και σε αυτή την ανάλυση η κατασκευή εφελκύεται στα ανάντη στην επαφή του φράγματος με τη θεμελίωση, στις θέσεις των μπλοκ των αντερεισμάτων B5, B7 για το δεξί αντέρεισμα και B4, B6 για το αριστερό, καθώς και στο μέσο της στέψης. Οι χρονοϊστορίες μέγιστης κύριας τάσης για τα δύο αντερείσματα παρουσιάζονται στο σχήμα 3.52 και μέγιστες τιμές εφελκυστικών τάσεων που σημειώνονται είναι 3.97MPa και 4.05MPa για το δεξί και αριστερό αντέρεισμα αντίστοιχα. Η χρονοϊστορία μέγιστης κύριας τάσης στο μέσο της στέψης του φράγματος παρουσιάζεται στο σχήμα 3.52 και η μέγιστη τιμή της εφελκυστικής τάσης είναι ίση με 2.72MPa.

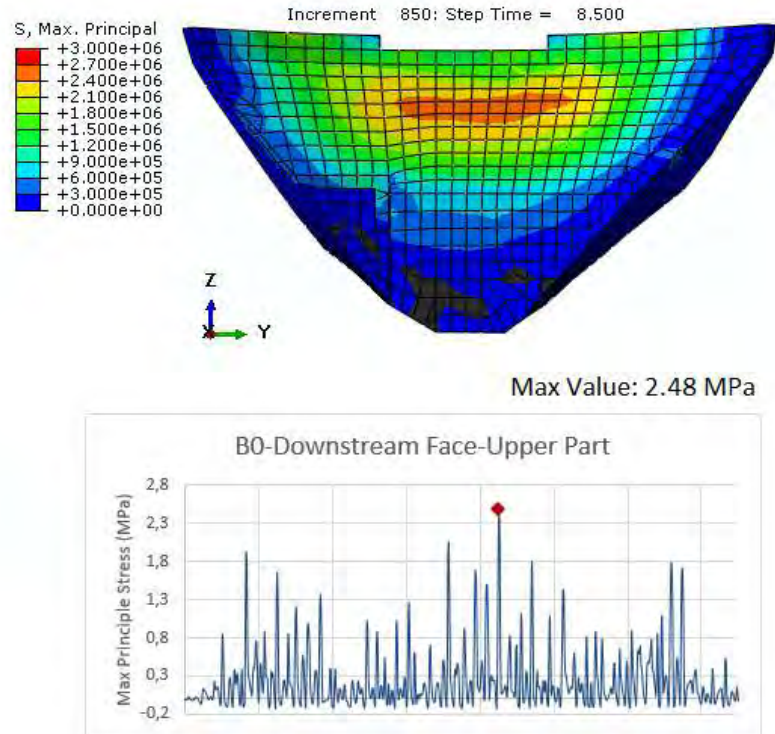


Σχήμα 3. 52 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στη στέψη του φράγματος στην ανάντη παρειά και στιγμιότυπο φόρτισης.



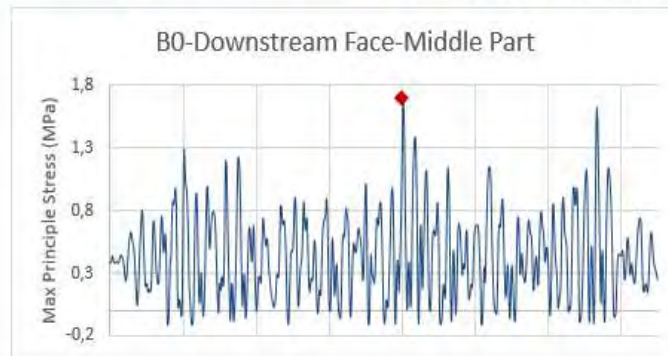
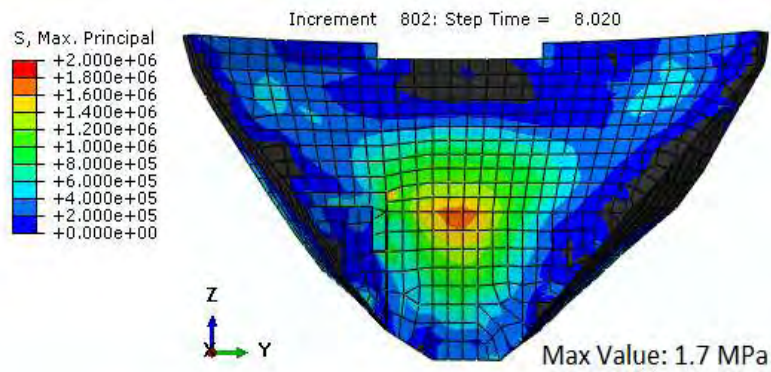
Σχήμα 3. 53 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στην ανάντη παρειά του φράγματος, στην επαφή της κατασκευής με τη θεμελίωση και στιγμιότυπο φόρτισης.

Στην κατάντη παρειά του, το φράγμα εφελκύεται στο πάνω κεντρικό του τμήμα, με το κεντρικό μπλοκ να σημειώνει τις υψηλότερες εφελκυστικές τάσεις της τάξεως των 2.5MPa όπως παρουσιάζεται στο σχήμα 3.54.

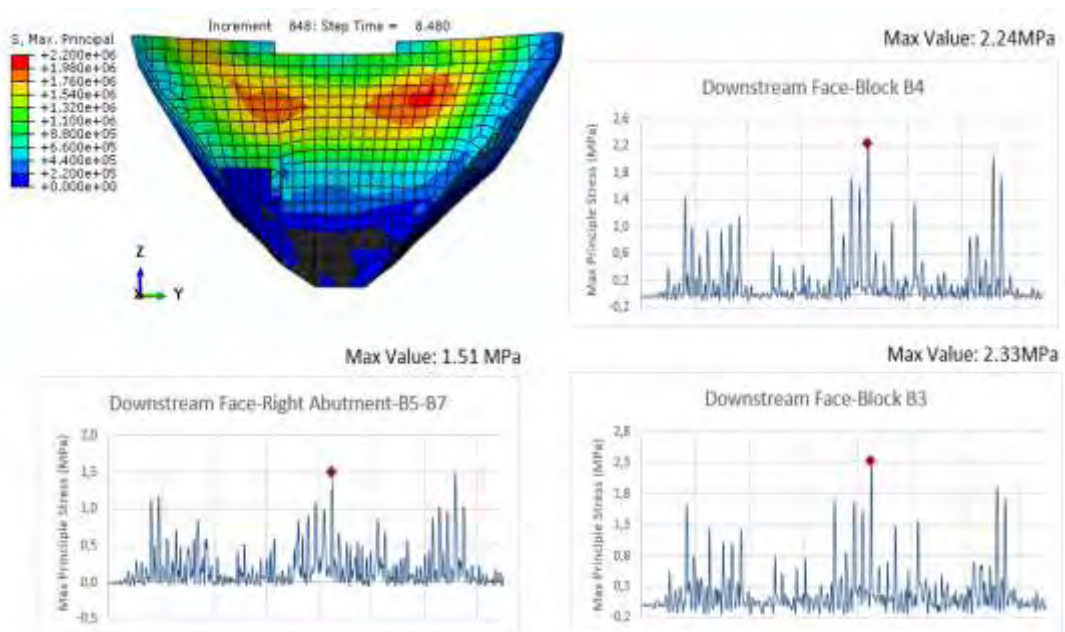


Σχήμα 3. 54 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στο πάνω τμήμα της κατάντη παρειάς του μπλοκ B0 και στιγμιότυπο φόρτισης.

Επιπλέον, σημαντικές είναι οι τάσεις που εμφανίζονται στο μεσαίο τμήμα του κεντρικού μπλοκ B0, και οι τάσεις που καταγράφονται στα αντερείσματα στα μπλοκ B4,B6 για το αριστερό αντέρεισμα και B5,B7 για το δεξί. Οι χρονοϊστορίες μέγιστων κυρίων τάσεων στο μεσαίο τμήμα του B0 παρουσιάζονται στο σχήμα 3.55, ενώ οι χρονοϊστορίες των μέγιστων κυρίων τάσεων στα αντερείσματα παρουσιάζονται στο σχήμα 3.56.



Σχήμα 3. 55 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στο μεσαίο τμήμα της κατάντη παρειάς του μπλοκ B0 και στιγμιότυπο φόρτισης.



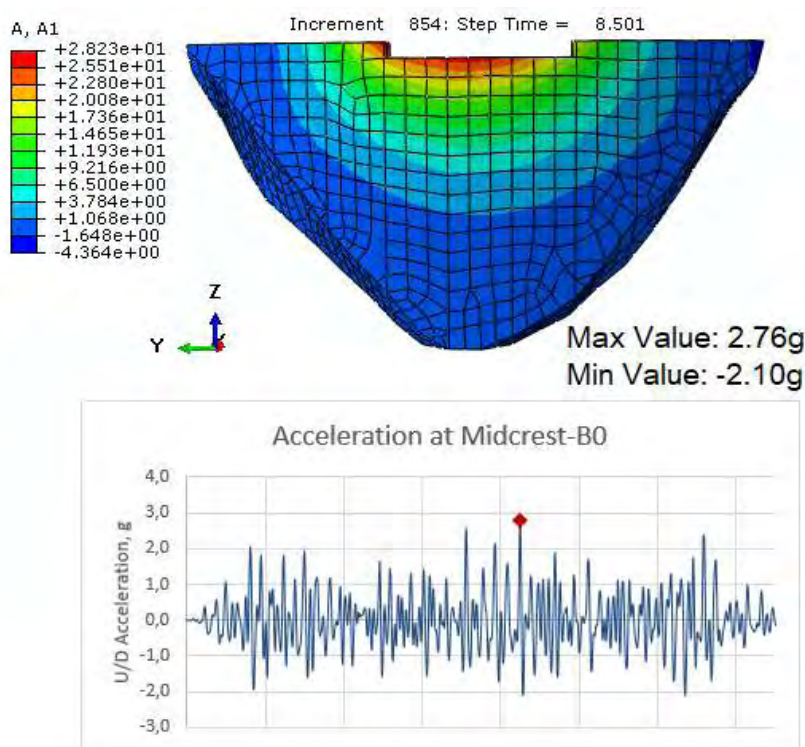
Σχήμα 3. 56 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στα αντερείσματα στα μπλοκ B3, B4, B5 και B7 και στιγμιότυπο φόρτισης.

3.3.2.3 Μη-Γραμμική Δυναμική ανάλυση- Μοντέλο C

Η ανάλυση αυτή γίνεται κατά τον ίδιο τρόπο όπως η προηγούμενη, χρησιμοποιούνται δηλαδή αποσβεστήρες στη βάση της θεμελίωσης για την απορρόφηση της ανακλώμενης ενέργειας, με τη διαφορά όμως ότι λαμβάνεται υπόψη η μη-γραμμική συμπεριφορά της διεπιφάνειας φράγματος-θεμελίωσης.

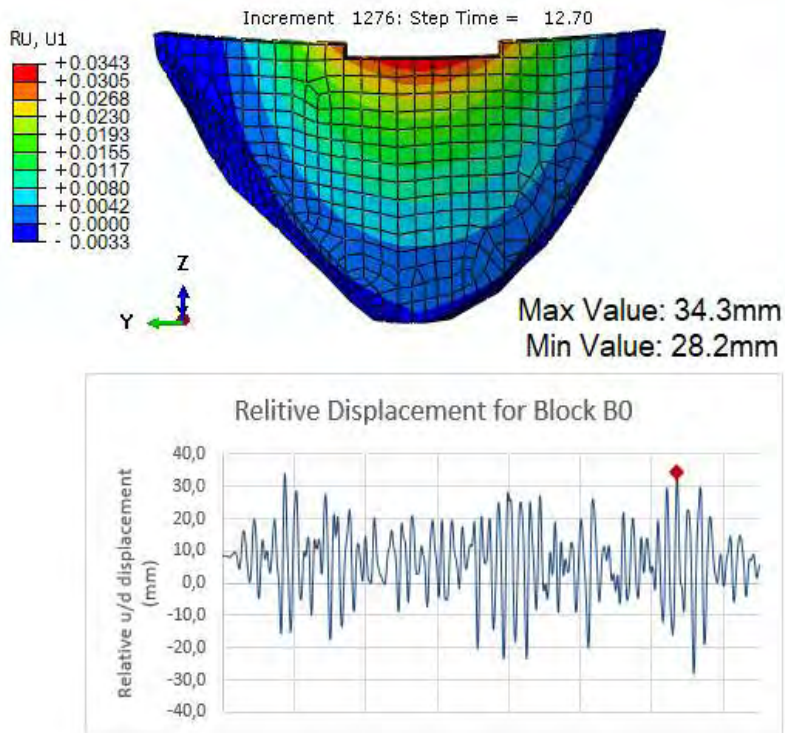
Και γι' αυτή την ανάλυση υπολογίστηκαν οι οριζόντιες επιταχύνσεις απόκρισης του φράγματος, οι σχετικές οριζόντιες μετατοπίσεις, η περιφερειακή τάση στο σώμα του φράγματος και τέλος οι θλιπτικές και εφελκυστικές τάσεις.

Οι οριζόντιες επιταχύνσεις απόκρισης για τη μη-γραμμική ανάλυση παρουσιάζονται στο σχήμα 3.57. Παρατηρείται ότι η μέγιστη τιμή επιτάχυνσης, η οποία ισούται με 2.76g με φορά προς τα ανάντη και -2.10g με φορά προς τα κατόντη, έχει μειωθεί σε σύγκριση με τις γραμμικές αναλύσεις.



Σχήμα 3. 57Χρονοϊστορία οριζόντιας επιτάχυνσης απόκρισης του φράγματος στο μέσο της στέψης.

Η μείωση των επιταχύνσεων οδήγησε στη μείωση και των μέγιστων μετακινήσεων του φράγματος. Η μέγιστη σχετική μετατόπιση προς τα κατόντη της στέψης προς τη βάση του φράγματος προέκυψε ίση με 34.2mm για τη μη-γραμμική ανάλυση. Στο σχήμα 3.58 παρουσιάζεται η χρονοϊστορία της σχετικής οριζόντιας μετακίνησης στη στέψη του φράγματος, στο μέσο του κεντρικού μπλοκ B0.



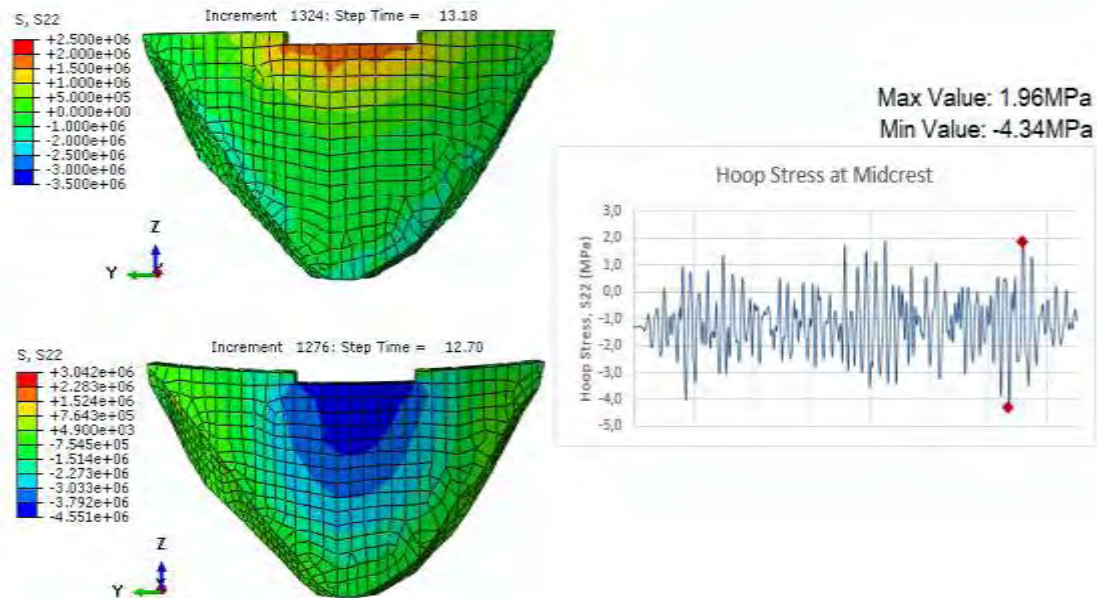
Σχήμα 3. 58Χρονοϊστορία οριζόντιας σχετικής μετατόπισης στο μέσο της στέψης του φράγματος.

Οι σχετικές οριζόντιες μετατοπίσεις και των υπολοίπων μπλοκ μειώθηκαν αντίστοιχα και οι τιμές των μέγιστων τιμών προς κατάντη και ανάντη παρουσιάζονται στον πίνακα 3.12.

Πίνακας 3. 12 Πίνακας τιμών μέγιστων και ελάχιστων σχετικών μετατοπίσεων για κάθε μπλοκ του φράγματος.

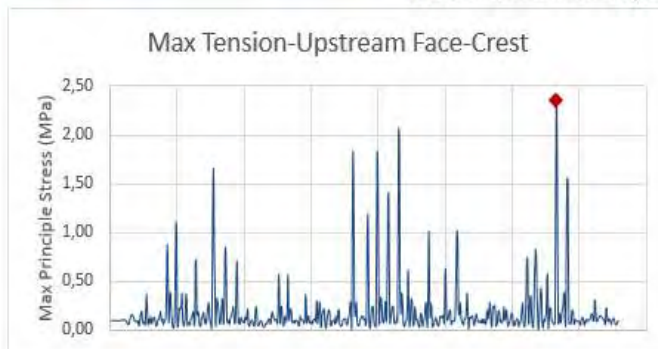
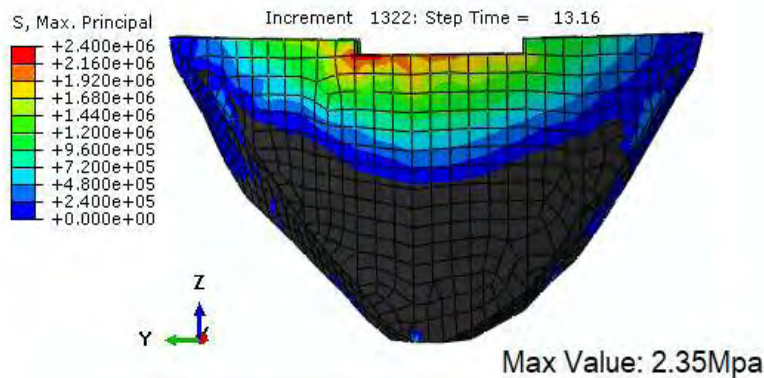
Block	Μέγιστη ανάντη προς κατάντη μετατόπιση	Μέγιστη κατάντη προς κατάντη μετατόπιση
B0	34,20mm	-28,18mm
B1	28,57mm	-24,86mm
B2	31,80mm	-26,76mm
B3	20,21mm	-22,16mm
B4	25,28mm	-27,52mm
B5	9,81mm	-12,95mm
B6	14,81mm	-16,93mm
B7	1,53mm	-5,25mm
B8	7,32mm	-7,08mm
B9	0,70mm	-3,37mm
B10	1,36mm	-2,12mm

Η κατανομή μέγιστης περιφερειακής τάσης στο φράγμα παρουσιάζεται στο σχήμα 3.59. Η μέγιστη τιμή της ισούται με 1.96MPa και η ελάχιστη με -4.34MPa.

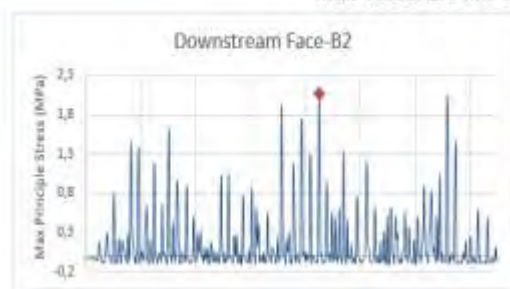
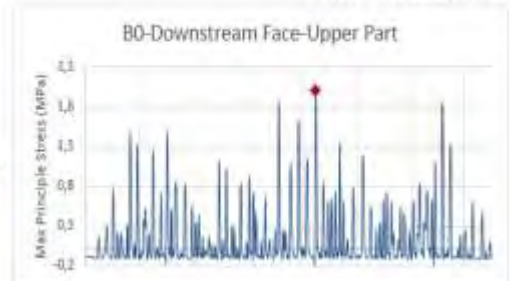
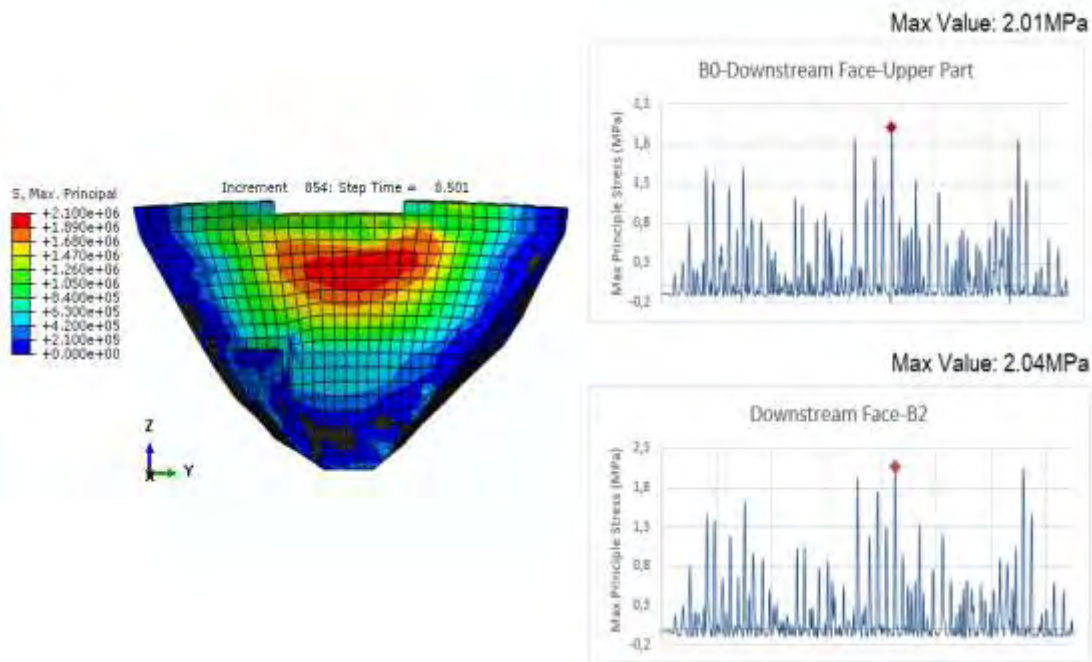


Σχήμα 3. 59 Χρονοϊστορία κατανομής περιφερειακής τάσης στο μέσο της στέψης του φράγματος και στιγμιότυπα μέγιστης και ελάχιστης τάσης

Λόγω της δυνατότητας μετακίνησης του φράγματος πάνω στη θεμελίωσή του οι εφελκυστικές τάσεις περιορίζονται καθώς και οι ζώνες εφελκυσμού. Στην ανάντη παρειά του φράγματος η εφελκυστική ζώνη περιορίζεται μόνο στη στέψη του φράγματος και το τμήμα επαφής της κατασκευής με τη θεμελίωση δεν εφελκύεται όπως στις προηγούμενες δύο αναλύσεις. Στο σχήμα 3.60 παρουσιάζεται η μέγιστη τάση που καταγράφεται στη στέψη του φράγματος, η οποία ισούται με 2.35MPa.



Σχήμα 3. 60 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στη στέψη του φράγματος στην ανάντη παρειά και στιγμιότυπο φόρτισης.

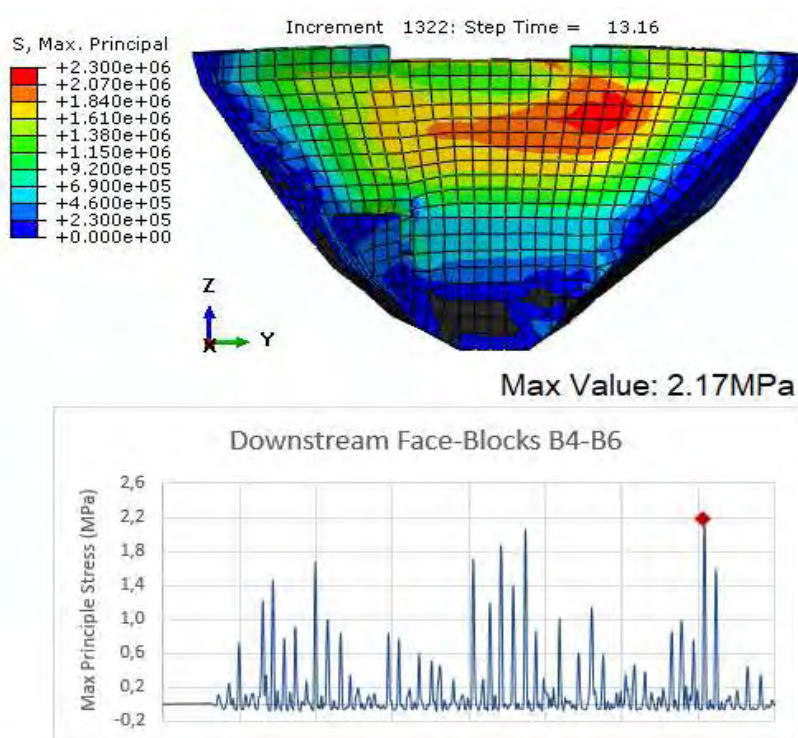


Σχήμα 3. 61 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στο πάνω τμήμα της κατάντη παρειάς των μπλοκ B0 και B2 και στιγμιότυπο φόρτισης.

Η κατάντη πλευρά είναι αυτή η οποία κυρίως εφελκύεται, όμως και πάλι οι περιοχές όπου σημειώνονται σημαντικές εφελκυστικές τάσεις έχουν περιοριστεί. Πιο

συγκεκριμένα, εφελκύεται κυρίως το πάνω τμήμα της κατάντη παρειάς του φράγματος. Εμφανίζονται δύο περιοχές αυξημένων εφελκυστικών τάσεων, η μία βρίσκεται στο πάνω κεντρικό μέρος του φράγματος και φορτίζονται σημαντικά τα μπλοκ B0 και B2 (σχ. 3.61) και η δεύτερη περιοχή βρίσκεται στο αριστερό αντέρεισμα, με τις σημαντικότερες τάσεις να παρουσιάζονται στα μπλοκ B4 και B6 (σχ. 3.62).

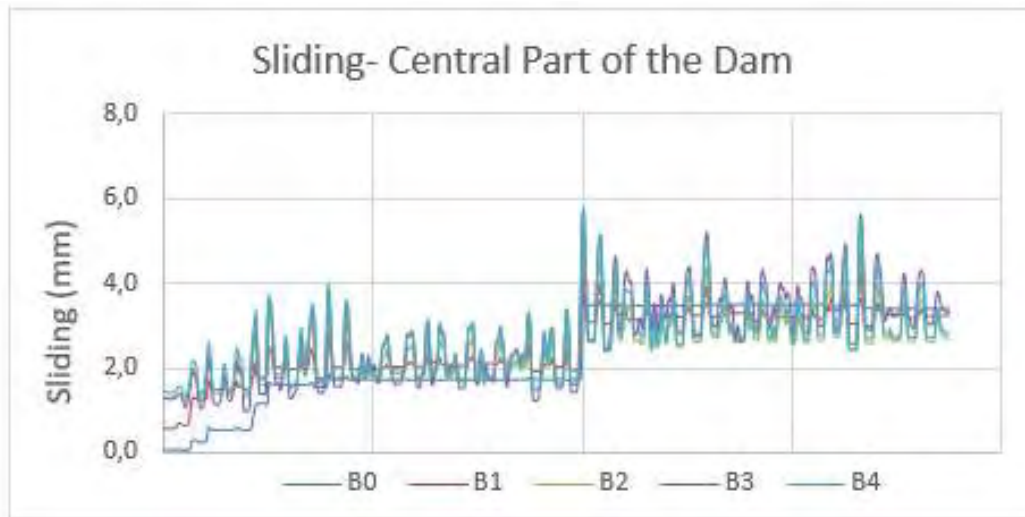
Οι τάσεις που σημειώνονται είναι περιορισμένες σε μέγεθος σε σχέση με τις δύο προηγούμενες αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα στα μπλοκ B0 και B2 η μέγιστη εφελκυστική τάση δεν ξεπερνάει τα 2MPa, ενώ στα πλαϊνά μπλοκ η μέγιστη τάση που σημειώνεται είναι 2.17MPa.



Σχήμα 3. 62 Μεταβολή μέγιστης κύριας τάσης στο πάνω τμήμα της κατάντη παρειάς των μπλοκ B4 και B6 και στιγμιότυπο φόρτισης.

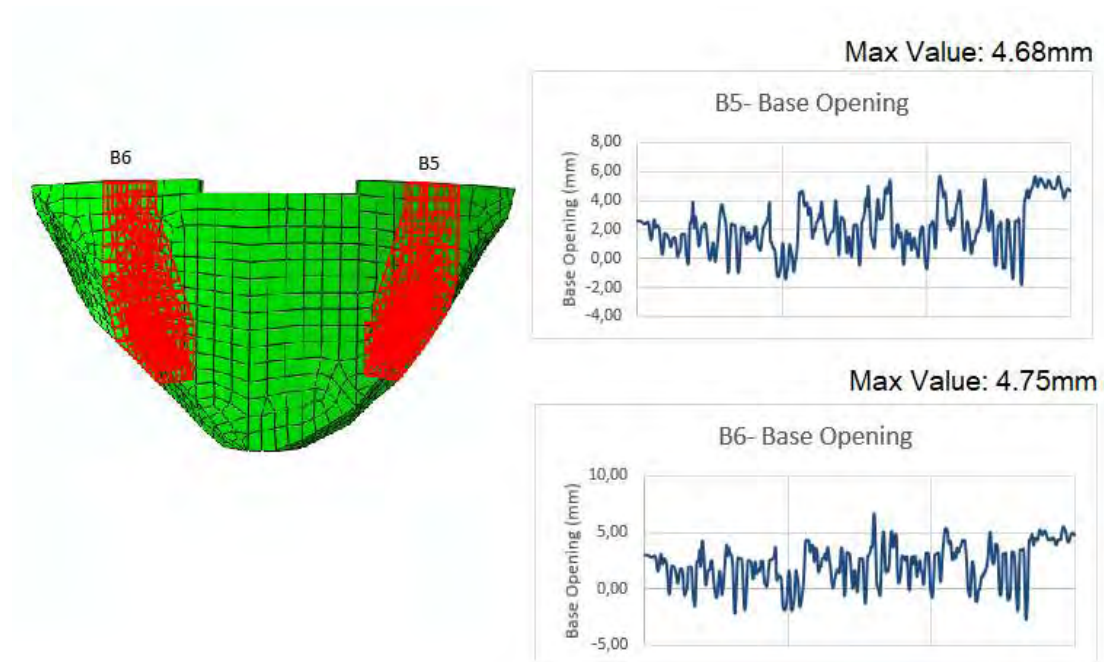
Για την αξιολόγηση της μη γραμμικής συμπεριφοράς της διεπιφάνειας φράγματος-θεμελίωσης ελέγχθηκαν οι σχετικές οριζόντιες και κατακόρυφες μετατοπίσεις, προκειμένου να διερευνηθεί η ολίσθηση του φράγματος πάνω στη θεμελίωσή του καθώς και το ενδεχόμενο το φράγμα να ανασηκώνεται στην ανάντη παρειά.

Πράγματι, όπως έδειξαν και τα αποτελέσματα της ψευδοστατικής ανάλυσης, πραγματοποιείται ολίσθηση του φράγματος πάνω στη θεμελίωσή του. Η μέγιστη τιμή της ισούται με 3,38mm και εμφανίζεται στο κεντρικό μπλοκ B0. Εν γένει, παρατηρήθηκε ότι σχεδόν όλο το φράγμα ολισθαίνει κατά μέσο όρο 3mm πάνω στη θεμελίωσή του (σχ. 3.63) με εξαίρεση τα πλευρικά μπλοκ B8, B9 και B10 στα οποία η ολίσθηση μειώνεται από 1,8mm έως και 0,7mm.



Σχήμα 3. 63 Σχετικές οριζόντιες μετατοπίσεις φράγματος-θεμελίωσης στις βάσεις των μπλοκ B0, B1, B2, B3 και B4.

Όπως και στις υπόλοιπες μη-γραμμικές αναλύσεις παρατηρήθηκε απόκλιση στις κατακόρυφες μετακινήσεις μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης, γεγονός που υποδεικνύει τη δημιουργία ανοίγματος μεταξύ της θεμελίωσης και του φράγματος. Η μέγιστη σχετική κατακόρυφη μετακίνηση παρατηρείται στις θέσεις των μπλοκ των αντρεισμάτων και είναι ίση με 4,75mm(σχ. 3.64).



Σχήμα 3. 64 Σχετική κατακόρυφη μετακίνηση φράγματος-θεμελίωσης στις βάσεις των μπλοκ B5 και B6.

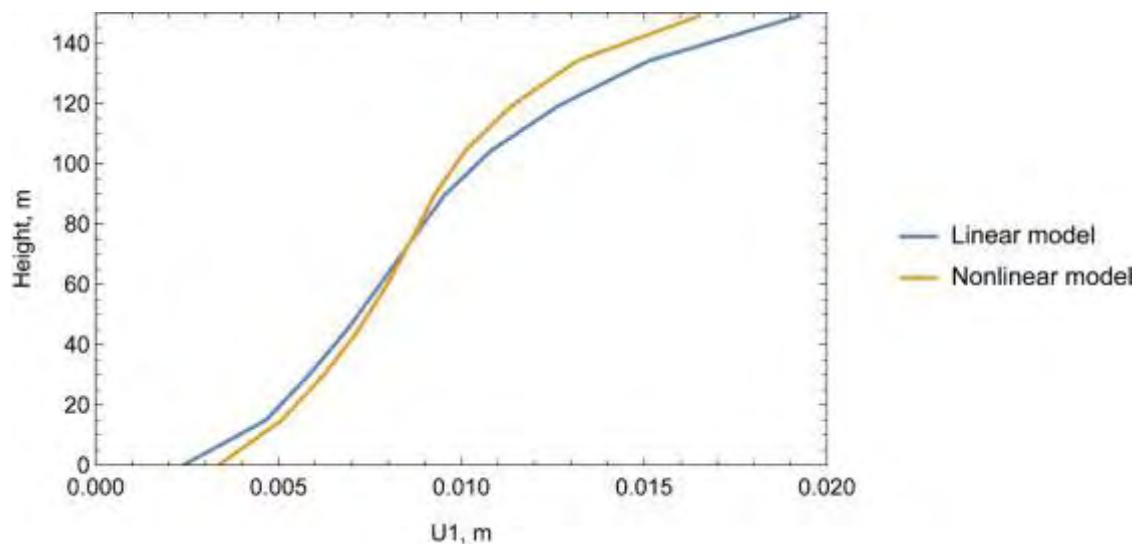
Κεφάλαιο 4 Συμπεράσματα

Σε αυτό το κεφάλαιο γίνεται μία αξιολόγηση των αποτελεσμάτων και συνοψίζονται τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν για τη συμπεριφορά της κατασκευής για κάθε ανάλυση ξεχωριστά. Επίσης, γίνεται σύγκριση των μεθόδων ανάλυσης με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων.

4.1 Στατικές Αναλύσεις

Η κυρίαρχη διαφορά στην μεθοδολογία ανάλυσης των δύο στατικών αναλύσεων ήταν η μη-γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης. Διερευνώντας τις διαφορές των δύο αναλύσεων μπορούμε να συμπεράνουμε την επίδραση της μη-γραμμικότητας στη μεταβολή των υπολογιζόμενων μεγεθών από την ανάλυση του φράγματος καθώς και την ανάγκη χρήσης πιο περίπλοκων αναλύσεων για την αποτίμηση της συμπεριφοράς της κατασκευής.

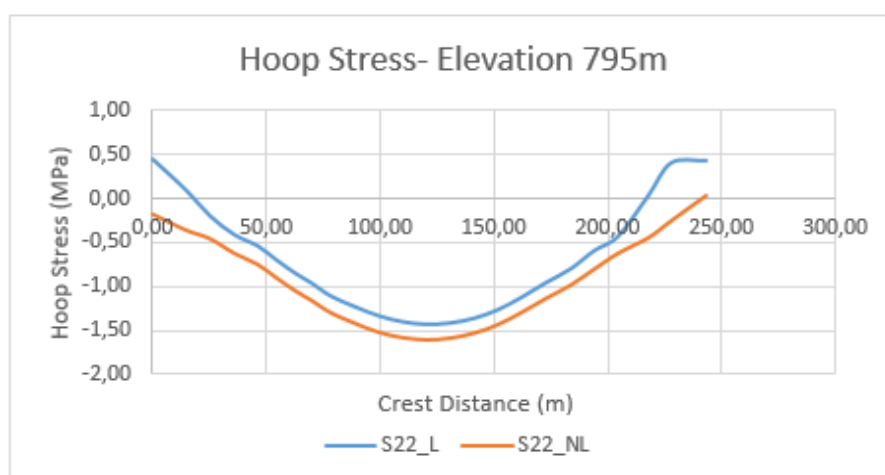
Μεταξύ της γραμμικής και μη-γραμμικής ανάλυσης δεν προέκυψαν μεγάλες διαφορές σε όρους μετακινήσεων. Πιο συγκεκριμένα η οριζόντια μετακίνηση στο μέσο της στέψης προέκυψε μικρότερη κατά 2cm στη μη-γραμμική ανάλυση, όπως φαίνεται και στο σχήμα 4.1.



Σχήμα 4. 1 Συγκριτικό διάγραμμα των μετακινήσεων του μπλοκ B0 στη γραμμική και μη-γραμμική ανάλυση.

Ωστόσο, το γεγονός ότι το φράγμα έχει τη δυνατότητα να μετακινηθεί πάνω στη θεμελίωσή του επιδρά σημαντικά στις τάσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή με δύο τρόπους:

1. Το φράγμα ολισθαίνει πάνω στη θεμελίωση με αποτέλεσμα να προσαρμόζεται καλύτερα στο σχήμα της κοιλάδας και τα μπλοκ των αντρεισμάτων να επεκτείνονται προς τα πρηνή στήριξης. Η θλιπτική περιφερειακή τάση που αναπτύσσεται στο σώμα του φράγματος αυξάνεται και αναδιανέμεται σε σχέση με τη γραμμική ανάλυση. Η λειτουργία τόξου ενεργοποιείται ήδη υπό το φορτίο νερού, για τη στάθμη λειτουργίας του ταμιευτήρα, σε όλη την ανάντη παρειά του φράγματος. Η ώθηση του νερού προκαλεί θλιπτικές τάσεις στο φράγμα με μέγιστη τιμή 1,50MPaγια τη γραμμική ανάλυση και 1,67MPaγια τη μη-γραμμική.
2. Το φράγμα ανασηκώνεται από τη θεμελίωσή του, στις θέσεις επαφής των μπλοκ των αντρεισμάτων. Οι εφελκυστικές τάσεις που εμφανίζονται στην ανάντη παρειά του φράγματος, στην επαφή των μπλοκ των αντρεισμάτων με τη θεμελίωση στη γραμμική ανάλυση, μετατρέπονται σε θλιπτικές στη μη-γραμμική ανάλυση, όπως φαίνεται πολύ χαρακτηριστικά στο σχήμα 4.2, με αποτέλεσμα να εφελκύεται μόνο το πάνω τμήμα της στέψης στην ανάντη παρειά και το μεσαίο τμήμα του κεντρικού μπλοκ στην κατάντη παρειά. Οι μέγιστες τιμές των εφελκυστικών τάσεων είναι 1.5MPaστην ανάντη παρειά και 0.45MPaκατάντη για την γραμμική ανάλυση και 0.6MPaστη μη-γραμμική ανάλυση.



Σχήμα 4. 2 Διάγραμμα περιφερειακής τάσης στην ανάντη παρειά του φράγματος, κατά μήκος της περιφέρειας για τη γραμμική και τη μη-γραμμική ανάλυση.

Πρέπει να σημειωθεί ότι οι μέγιστες τιμές εφελκυστικών τάσεων που καταγράφονται τόσο στη γραμμική όσο και στη μη-γραμμική ανάλυση δεν ξεπερνούν την αντοχή του κυλινδρούμενου σκυροδέματος σε εφελκυσμό και δεν ελλοχεύει ο κίνδυνος ρηγματώσης της κατασκευής υπό στατική φόρτιση. Επίσης, η ολίσθηση του φράγματος πάνω στη θεμελίωσή του είναι πολύ μικρή, ίση με 3mm η μέγιστη και το μέγιστο άνοιγμα μεταξύ φράγματος και θεμελίωσης ίσο με 5,5mm. Τα αποτελέσματα αυτά δεν κρίνεται ότι θέτουν σε κίνδυνο την ευστάθεια της κατασκευής.

Από τον έλεγχο των δυνάμεων που αναπτύσσονται στη θεμελίωση του φράγματος παρατηρήθηκε ότι η επίδραση της πίεσης άνωσης στη θεμελίωση του φράγματος είναι σημαντική. Πιο συγκεκριμένα, λόγω της επιβολής της πίεσης άνωσης ο συντελεστής ασφαλείας του κεντρικού μπλοκ Β0 μειώθηκε κατά 27% (πιν. 4.1) , αν και παραμένει ικανά επαρκής ώστε να μην τίθεται ζήτημα απώλειας της ευστάθειας της κατασκευής λόγω ολίσθησης.

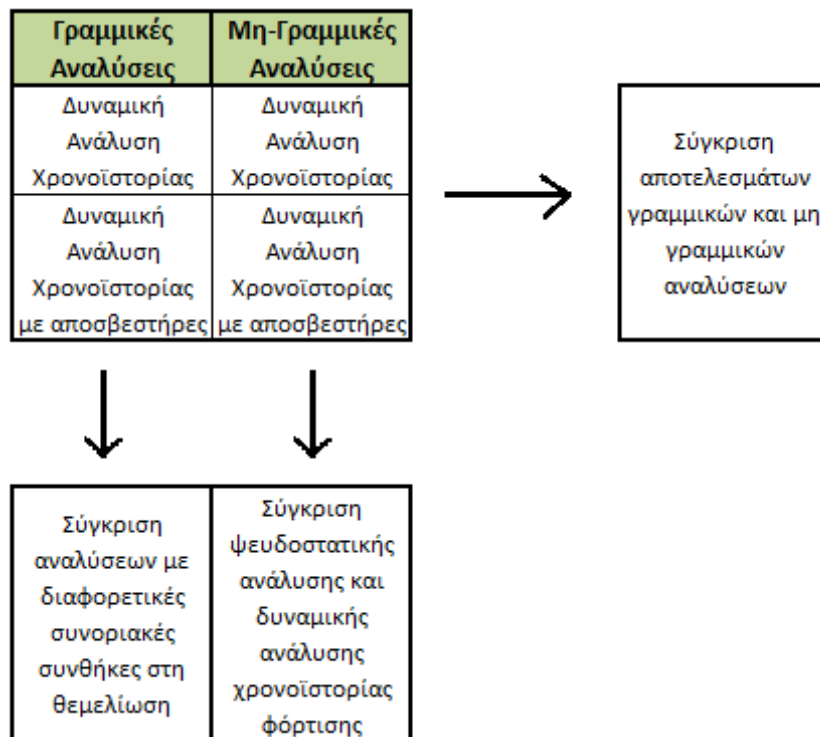
Πίνακας 4. 1 Συντελεστές ασφαλείας για τα μπλοκ Β0 και Β5 πριν και μετά την επιβολή της πίεσης άνωσης.

Χωρίς πίεση άνωσης		Με πίεση άνωσης	
Μπλοκ	Συντελεστής Ασφαλείας	Μπλοκ	Συντελεστής Ασφαλείας
B0	2,2	B0	1,6
B5	2,0	B5	2,0

4.2 Σεισμικές Αναλύσεις

Για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς του φράγματος Jannehuπό σεισμική φόρτιση, διενεργήθηκαν συνολικά τέσσερις αναλύσεις, δύο γραμμικές και δύο μη-γραμμικές. Οι αναλύσεις συγκρίνονται όλες μεταξύ τους. Στο σχήμα 4.3 παρουσιάζονται σχηματικά οι δυναμικές αναλύσεις που έγιναν και ο τρόπος σύγκρισης των αποτελεσμάτων. Η σύγκριση των αποτελεσμάτων μπορεί να γίνει σε δύο άξονες:

1. Σύγκριση γραμμικής και μη-γραμμικής ανάλυσης.
2. Σύγκριση μεθοδολογιών δυναμικής ανάλυσης.



Σχήμα 4. 3 Σχηματική παρουσίαση των σεισμικών αναλύσεων και της μεθόδου σύγκρισης των αποτελεσμάτων τους

4.3 Σύγκριση αποτελεσμάτων

Αρχικά συγκρίνονται οι αναλύσεις μεταξύ τους σε όρους επιταχύνσεων και μετακινήσεων, όπως παρουσιάζονται στους πίνακες 4.2 και 4.3 αντίστοιχα. Παρατηρείται ότι:

- Στην ψευδοστατική ανάλυση η μέγιστη επιτάχυνση η οποία προκύπτει από το φάσμα επιταχύνσεων της περιοχής κατασκευής για την 1^η ιδιομορφή του φράγματος είναι σημαντικά μικρότερη από τις επιταχύνσεις απόκρισης που προκύπτουν από τις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Πρέπει να αναφερθεί σε αυτό το σημείο, ότι από την ιδιομορφική ανάλυση που προηγήθηκε της ψευδοστατικής προέκυψε ότι η μεγαλύτερη ενέργεια απόκρισης του συστήματος παρουσιάζεται στις πρώτες 5 ιδιομορφές και όχι μόνο στην πρώτη. Υποθέτουμε ότι εάν για τον υπολογισμό της σεισμικής επιτάχυνσης λαμβανόταν υπόψη περισσότερες από μία ιδιομορφές τα αποτελέσματα θα ήταν πιο ρεαλιστικά.
- Μεταξύ των δυναμικών αναλύσεων, παρατηρείται ότι οι μέγιστες επιταχύνσεις απόκρισης της κατασκευής διαφέρουν μεταξύ τους, αλλά όχι

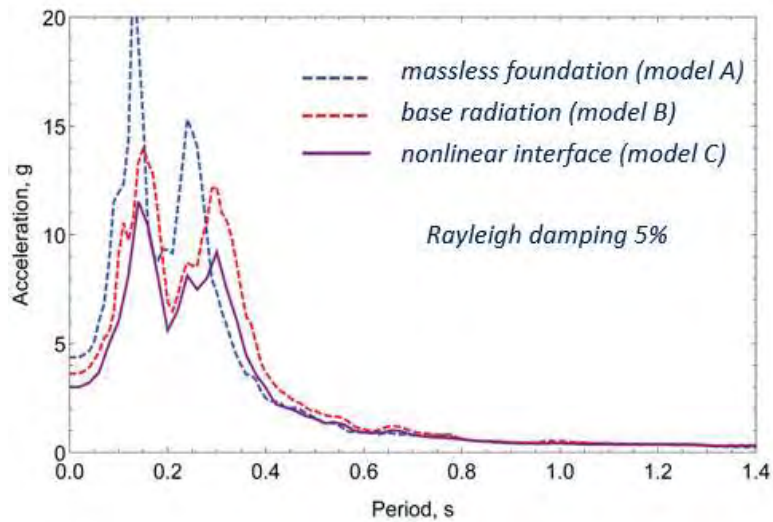
σε πολύ μεγάλο βαθμό. Πιο συγκεκριμένα, μεταξύ των γραμμικών μοντέλων A και B, η χρήση των αποσβεστήρων στη θεμελίωση για το μοντέλο B, προκαλεί μείωση της μέγιστης επιτάχυνσης απόκρισης κατά 15%.

- ο Η επίδραση της μη-γραμμικής συμπεριφοράς της θεμελίωσης μπορεί να αξιολογηθεί συγκρίνοντας το γραμμικό μοντέλο B και το μη-γραμμικό C, στα οποία και στα δύο χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες στη θεμελίωση. Το γεγονός ότι η κατασκευή δεν κινείται μονολιθικά με τη θεμελίωση μειώνει περαιτέρω κατά 15% την μέγιστη επιτάχυνση απόκρισης.

Πίνακας 4. 2 Μέγιστες τιμές επιταχύνσεων απόκρισης της κατασκευής για όλες τις σεισμικές αναλύσεις.

	Μοντέλο A	Μοντέλο B	Μοντέλο Γ	Ψευδοστατική
Φορά ανάντη προς κατάντη	38,1m/s ²	32,5m/s ²	27,10m/s ²	5,35m/s ²
Φορά κατάντη προς ανάντη	-31,7m/s ²	-32,4m/s ²	-20,44m/s ²	-5,35m/s ²

Συμπεράσματα για τη διαφορετική απόκριση του φράγματος στις τρεις δυναμικές αναλύσεις, μπορούν να εξαχθούν παρατηρώντας τα φάσματα επιταχύνσεων απόκρισης για τις τρεις αναλύσεις στο σχήμα 4.4. Η απόκριση του φράγματος είναι σαφώς ηπιότερη στις δύο αναλύσεις όπου χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες στη θεμελίωση για την απόσβεση της ανακλώμενης ενέργειας του σεισμού. Επίσης, στη μη-γραμμική ανάλυση, η δυνατότητα να μετακινηθεί το φράγμα πάνω στη θεμελίωσή του μειώνει περαιτέρω της απόκριση της κατασκευής.

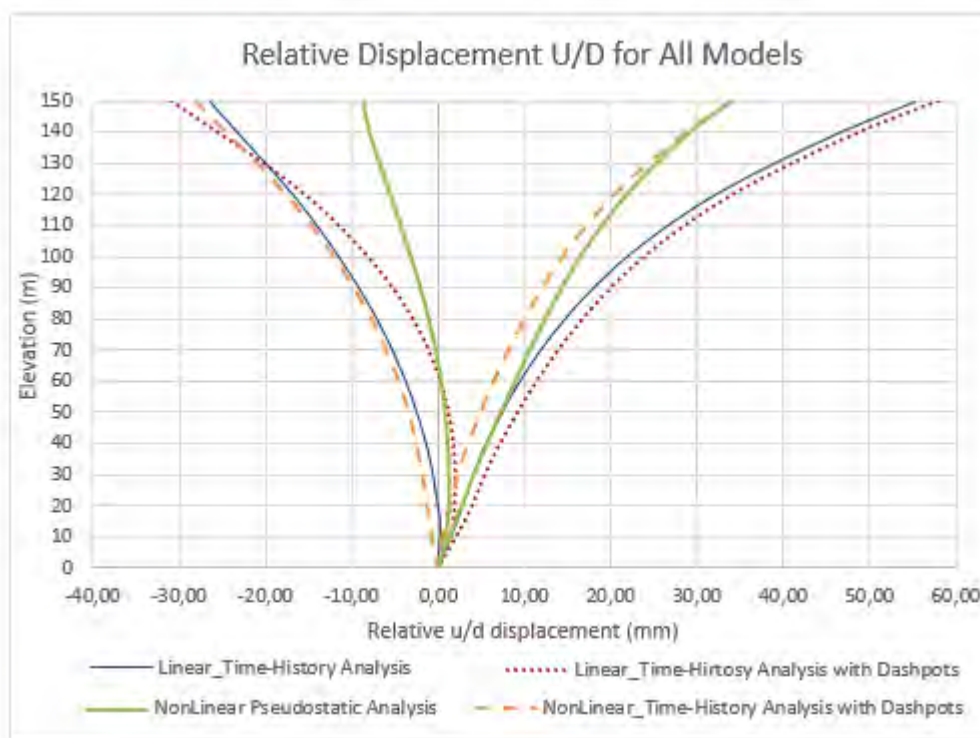


Σχήμα 4. 4 Φάσματα απόκρισης του φράγματος για τις τρεις δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας φόρτισης.

Οι μέγιστες σχετικές μετακινήσεις της στέψης του φράγματος με τη βάση του, παρουσιάζονται στον πίνακα 4.3 και συγκρίνονται μεταξύ τους στο σχήμα 4.5. Παρατηρείται ότι στις γραμμικές αναλύσεις σημειώνονται μεγαλύτερες τιμές σχετικής μετατόπισης προς τα κατόντη. Αυτό οφείλεται στη δέσμευση της βάσης του φράγματος να κινείται μονολιθικά με τη θεμελίωση.

Πίνακας 4. 3 Μέγιστες τιμές σχετικών μετακινήσεων στέψης-βάσης φράγματος για όλες τις σεισμικές αναλύσεις.

	Μοντέλο Α	Μοντέλο Β	Μοντέλο Γ	Ψευδοστατική
Φορά ανάντη προς κατόντη	55,2mm	57,8mm	36,6mm	34,5mm
Φορά κατόντη προς ανάντη	-26,5mm	-31mm	-31,4mm	-8,5mm



Σχήμα 4. 5 Σχετικές μετακινήσεις καθ' ύψος του κεντρικό μπλοκ Β0 για όλες τις αναλύσεις.

Σε όρους τάσεων σημαντικό είναι να ελεγχθούν τα αποτελέσματα που αφορούν τις μέγιστες εφελκυστικές τάσεις που σημειώνονται στην κατασκευή, λόγω της κρισιμότητάς τους. Υπενθυμίζεται ότι η αντοχή του σκυροδέματος σε εφελκυσμό είναι πολύ μικρή και του κυλινδρούμενου σκυροδέματος ακόμα μικρότερη. Η εμφάνιση υψηλών εφελκυστικών τάσεων ενδέχεται να προκαλέσει ρηγμάτωση της κατασκευής.

Εν γένει, οι περιοχές που εφελκύνονται είναι:

1. Η στέψη του φράγματος, και ειδικότερα τρεις περιοχές της ανάντη παρειάς: το κέντρο και τα σημεία στα άκρα του υπερχειλιστή.
2. Στην βάση της ανάντη παρειάς, και ειδικότερα στην επαφή των μπλοκ των αντρεισμάτων με τη θεμελίωση.
3. Στην κατόντη παρειά, όπου ο εφελκυσμός εμφανίζεται στο πάνω κεντρικό τμήμα του φράγματος, στο σημείο αλλαγής κλίσης στο μέσο του κεντρικού μπλοκ Β0 και στα μπλοκ των αντρεισμάτων.

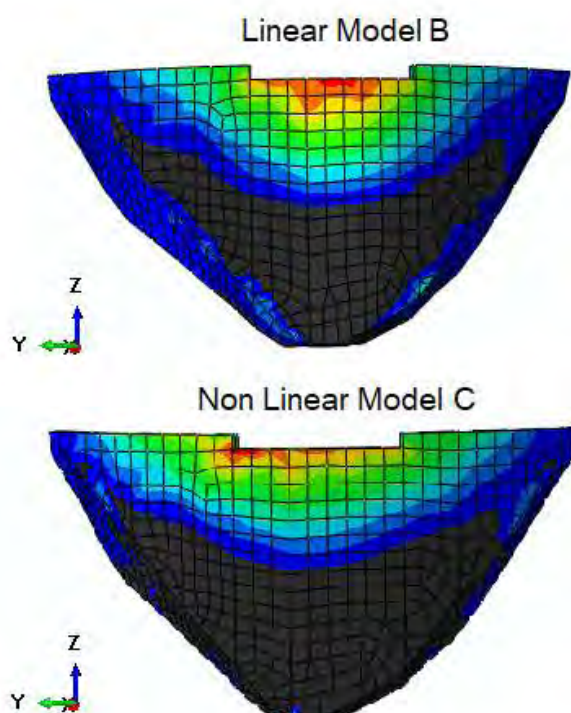
Όπως και στις στατικές αναλύσεις, παρατηρήθηκε ότι στις μη-γραμμικές αναλύσεις όπου το φράγμα ολισθαίνει πάνω στη θεμελίωσή του, ο εφελκυσμός της ανάντη παρειάς του φράγματος περιορίστηκε μόνο στη στέψη του. Έτσι, για την περιοχή επαφής του φράγματος με τη θεμελίωση, οι εφελκυστικές τάσεις συγκρίνονται μόνο για τις γραμμικές δυναμικές αναλύσεις και τα αποτελέσματα

παρουσιάζονται στον πίνακα 4.4. Οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις διαφέρουν ελάχιστα μεταξύ τους.

Πίνακας 4. 4 Πίνακας μέγιστων μέσων εφελκυστικών τάσεων στην επαφή των μπλοκ των αντερεισμάτων με τη θεμελίωση για τις γραμμικές δυναμικές αναλύσεις.

Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις-Ανάτη Παρειά		
Περιοχή	Μοντέλο A	Μοντέλο B
Δεξί Αντέρεισμα	4,07MPa	3,97MPa
Αριστερό Αντέρεισμα	4,20MPa	4,05MPa

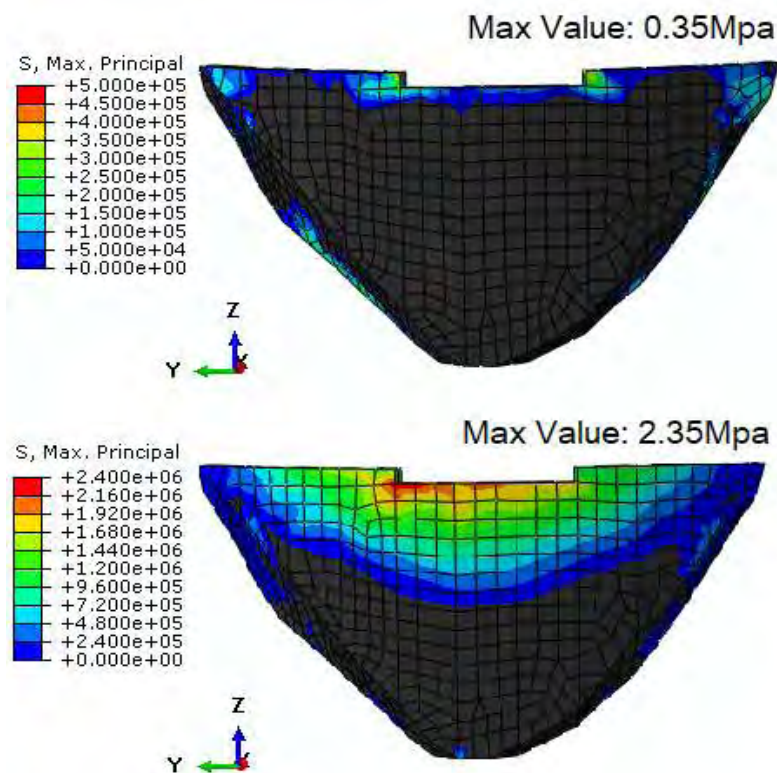
Σχετικά με τις εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στη στέψη του φράγματος, παρατηρήθηκε ότι στις γραμμικές αναλύσεις η μέγιστη τάση σημειώνεται στο μέσο της στέψης, ενώ στις μη-γραμμικές παρουσιάζεται στα άκρα του υπερχειλιστή. Στο σχήμα 4.6 παρουσιάζονται στιγμιότυπα μέγιστης εφελκυστικής τάσης στη στέψη του φράγματος για το γραμμικό μοντέλο B και το μη-γραμμικό μοντέλο C.



Σχήμα 4. 6 Κατανομή των μέγιστων εφελκυστικών τάσεων στη στέψη του φράγματος, σύγκριση μεταξύ γραμμικού και μη-γραμμικού μοντέλου.

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων εφελκυστικών τάσεων όπως προκύπτουν από τη ψευδοστατική μη-γραμμική ανάλυση και τη δυναμική μη-γραμμική ανάλυση

παρουσιάζεται στο σχήμα 4.7. Είναι εμφανές ότι οι τάσεις που προκύπτουν από την ψευδοστατική ανάλυση είναι πολύ υποτιμημένες σε σχέση με τις εφελκυστικές τάσεις που προκύπτουν από τη δυναμική ανάλυση. Η μέγιστη εφελκυστική τάση που καταγράφεται στη στέψη του φράγματος στη δυναμική ανάλυση ισούται με 2,35MPa, τιμή περίπου 7 φορές μεγαλύτερη από την τάση στην αντίστοιχη θέση που προκύπτει από την ψευδοστατική ανάλυση.



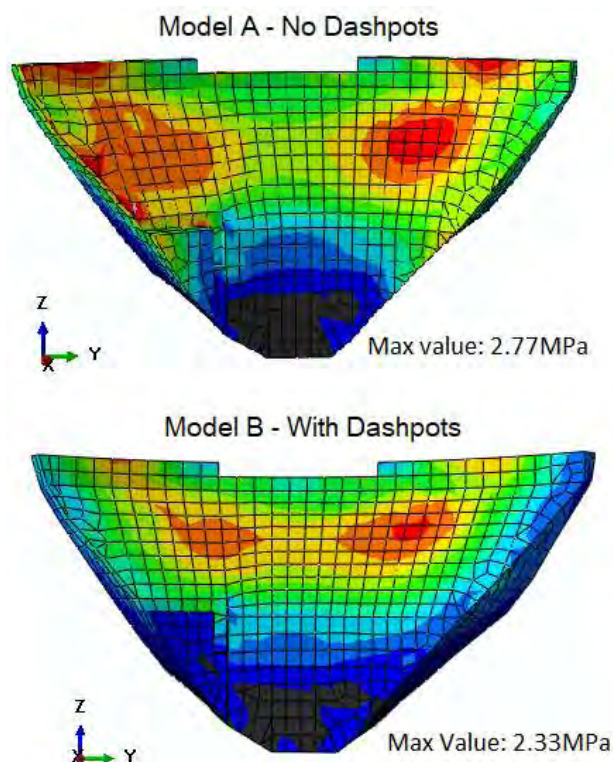
Σχήμα 4. 7 Σύγκριση των μεγίστων κυρίων τάσεων στη στέψη του φράγματος στην ψευδοστατική ανάλυση (πάνω εικόνα) και τη δυναμική μη-γραμμική ανάλυση (κάτω εικόνα).

Τέλος συγκρίνονται οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις που υπολογίστηκαν στη στέψη του φράγματος για τις τρεις δυναμικές αναλύσεις και οι τιμές τους συγκρίνονται στον πίνακα 4.5. Παρατηρείται ότι οι τιμές διαφέρουν αλλά όχι σημαντικά και ότι στις αναλύσεις όπου χρησιμοποιούνται αποσβεστήρες ως συνοριακές συνθήκες (μοντέλα Β και C) στη θεμελίωση είναι ελαφρώς μικρότερες.

Πίνακας 4. 5 Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στη στέψη του φράγματος για τα τρία μοντέλα δυναμικής ανάλυσης.

Μέγιστες εφελκυστικές τάσεις-Ανάντη Παρειά			
Περιοχή	Μοντέλο Α	Μοντέλο Β	Μοντέλο Γ
Στέψη	3MPa	2,72MPa	2,35MPa

Στην κατάντη παρειά του φράγματος παρατηρήθηκαν διαφορετικά μοτίβα κατανομής εφελκυστικών τάσεων ανάμεσα σε γραμμικές και μη γραμμικές αναλύσεις. Πιο συγκεκριμένα, η δόνηση του συστήματος κοιλάδας-φράγματος χωρίς την δυνατότητα ακτινοβολίας της ενέργειας των κυμάτων στην βάση ή τα κατακόρυφα τοιχώματα (μοντέλο A), επιβάλλει την ανάπτυξη υψηλότερων εφελκυστικών τάσεων κοντά στα αντερείσματα του φράγματος. Στο σχήμα 4.8 συγκρίνονται τα γραμμικά μοντέλα A και B.



Σχήμα 4. 8 Σύγκριση περιοχών εφελκυσμού μεταξύ των γραμμικών μοντέλων A και B.

Στο μη-γραμμικό μοντέλο C δυναμικής ανάλυσης, οι τάσεις περιορίζονται περαιτέρω τόσο σε έκταση όσο και σε τιμή, λόγω της δυνατότητας κίνησης του φράγματος σε σχέση με τη θεμελίωση. Οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις που σημειώνονται, παρουσιάζονται στο πάνω κεντρικό τμήμα της κατασκευής και δεν ξεπερνούν τα 2,2MPa. Στα μοντέλα A και B οι μέγιστες εφελκυστικές τάσεις στην κατάντη παρειά έφταναν σε τιμή τα 2,9MPa και τα 2,3MPa αντίστοιχα. Οι τιμές αυτές βρίσκονται οριακά κάτω από τη μέγιστη αντοχή σε εφελκυσμό του κυλινδρούμενου σκυροδέματος, γι' αυτό κρίνεται απαραίτητη η περαιτέρω διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης του φράγματος χρησιμοποιώντας ελαστοπλαστικό νόμο υλικού για το σκυρόδεμα.

Τέλος, μεταξύ των μη-γραμμικών αναλύσεων, της ψευδοστατικής και της δυναμικής ανάλυσης συγκρίνονται τα αποτελέσματα που προκύπτουν για τη σχετική μετατόπιση του φράγματος με τη θεμελίωσή του.

Στην ψευδοστατική ανάλυση σημειώνεται μέγιστη ολίσθηση του φράγματος ίση με 3,5mm τιμή που συμπίπτει με τη δυναμική ανάλυση, οι μέγιστες όμως ολισθήσεις εμφανίζονται στα μπλοκ των αντρεισμάτων B4, B5 και B6 στην ψευδοστατική ανάλυση ενώ στη δυναμική στο κεντρικό μπλοκ B0. Ωστόσο, οι διαφορές είναι αμελητέες, διότι η ολίσθηση των μπλοκ των αντρεισμάτων είναι μόλις κατά μισό χιλιοστό μεγαλύτερη σε σχέση με την ολίσθηση του κεντρικού μπλοκ στη ψευδοστατική ανάλυση.

Το μέγιστο άνοιγμα ανάμεσα στο φράγμα και τη θεμελίωση που καταγράφεται στην ψευδοστατική ανάλυση προκύπτει ίσο με 6mm και σημειώνεται στις θέσεις των μπλοκ B5 και B6. Το ίδιο παρατηρείται και στη δυναμική ανάλυση, μόνο που η μέγιστη σχετική κατακόρυφη μετακίνηση είναι λίγο μικρότερη και ισούται με 4,75mm.

Από τα παραπάνω εξάγονται τα εξής συμπεράσματα για τη συμπεριφορά του φράγματος Janneh:

1. Το φράγμα συμπεριφέρεται ικανοποιητικά υπό στατική φόρτιση.
2. Οι τιμές της ολίσθησης του φράγματος πάνω στη θεμελίωσή του υπό στατικά και σεισμικά φορτία δεν κρίνεται ότι θέτουν σε κίνδυνο την ασφάλεια της κατασκευής.
3. Η συμπεριφορά του φράγματος υπό σεισμικό φορτίο επίσης κρίνεται ικανοποιητική.
4. Επισημαίνεται ότι μία επιπλέον μη-γραμμική ανάλυση στην οποία θα χρησιμοποιείται ελαστοπλαστικός νόμος υλικού για το κυλινδρικό σκυρόδεμα, προκειμένου να προβλεφθούν τυχόν περιοχές ρηγματώσεων στο σώμα του φράγματος, κρίνεται απαραίτητη για την πληρότητα της αξιολόγησης της συμπεριφοράς της κατασκευής.

Από τη γενική εικόνα των αποτελεσμάτων μπορούν να εξαχθούν τα εξής συμπεράσματα σχετικά με τις μεθόδους ανάλυσης:

1. Η ψευδοστατική ανάλυση με βάση μόνο την πρώτη ιδιομορφή κρίνεται ανεπαρκής για την πρόβλεψη πιθανής αστοχίας της κατασκευής υπό σεισμικό φορτίο. Αντίθετα, με την ενσωμάτωση ενός περιορισμένου αριθμού ιδιομορφών μπορεί να αποτελέσει ένα αξιόπιστο εργαλείο για την αξιολόγηση της συμπεριφοράς της κατασκευής στο πρώτο αναγνωριστικό στάδιο ανάλυσης.
2. Η μη-γραμμική συμπεριφορά της διεπιφάνειας φράγματος-θεμελίωσης επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα των αναλύσεων, κυρίως σε ό,τι αφορά τα επίπεδα των τάσεων και τις εφελκυστικές τάσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή. Τα αποτελέσματα των μη-γραμμικών

αναλύσεων κρίνονται πιο ρεαλιστικά, καθώς η κατασκευή σε δυναμικές συνθήκες δεν συμπεριφέρεται μονολιθικά με τη θεμελίωση.

3. Οι συνοριακές συνθήκες στη θεμελίωση διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο στην απόκριση του συστήματος στη δυναμική ανάλυση. Η χρήση αποσβεστήρων βελτιώνει την απόκριση της κατασκευής στη σεισμική διέγερση.

Κεφάλαιο 5 Βιβλιογραφία

- [1] U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, (2006), “State-of-Practice for the Nonlinear Analysis of Concrete Dams at the Bureau of Reclamation”
- [2] A. Yziquel, F. Andrian, and P. Agresti, (2015) “Janneh dam Project: Non-linear numerical simulation of an arch-gravity dam” Artelia Eau & Environment, ICOLD 13th Benchmark Workshop, Switzerland
- [3] F. Adrian, P. Agresti, G. Mathieu (2017) “Static and seismic analysis of an arch-gravity dam”, ICOLD, Technical Committee A
- [4] ABAQUS, (2014), User’s Manual, Simulia, Providence, RI, USA
- [5] LjubomirTanchev (2014), “Dams and Appurtenant Hydraulic Structures- 2nd Edition”, CRC Press-Taylor & Francis Group, USA
- [6] E. Schrader, (1994) “Roller Compacted Concrete for Dams: The State-of-the-art”, In *Advances in Concrete Technology*, 2nd ed., Malhotra, V.M., Ed., pp. 371-417. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- [7] G. Ruggeri “Uplift pressure under concrete dams-Final Report”, Working group on uplift pressure under concrete dams, ICOLD
- [8] Anil K. Chopra, (1988) “Earthquake Response Analysis of Concrete Dams”, In *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*, pp 416-465, Robert B. Jansen, USA
- [9] C.N. Zangar, (1952) “Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earthquake Effects”, In *Engineering Monographs* No 11, Colorado, USA
- [10] H.M Westergaard, (1933) “ Water Pressure on dam during earthquakes”, American Society of Civil Engineers, USA
- [11] M. Jonker, R. Espandar, (2014) “Evaluation of Existing Arch Dam Design Criteria in Lieu of ANCOLD Guidelines”, Australia
- [12] ANCOLD, (2013) “Guidelines on design criteria for concrete gravity dams”, Australian National Committee on Large Dams, Australia
- [13] ANCOLD, (1998) “Guidelines for design of dams for earthquake”, Australian National Committee on Large Dams, Australia
- [14] USACE, (1994) “Arch dam design, Engineering Manual, EM-1110-2-2201”, US Army Corps Of Engineers, Washington DC, USA

- [15] F. Amberg, “Stability of Concrete Dams-Some basic Requirements”, Lombardi Engineering LTD, Switzerland
- [16] Tanchev, L., Dams and Appurtenant Hydraulic Structures, CRC Press/Balkema, The Netherlands, 2014
- [17] Kollatou A.M. and Dakoulas P. (2017), Simplified Seismic Analysis of an Arch-Gravity Dam:TheJanneh Dam Project, 14th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, International Committee on Large Dams, Stockholm, Sweden, Sept. 2017
- [18] Dakoulas, P., Thanopoulos, Y., Anastassopoulos, C. and Demou, C. (2013), “Seismic Performance and Safety Evaluation of Tavropos Arch Dam”, 9th ICOLD European Club Symposium, 10-12 April, Venice, Italy.
- [19] Dakoulas, P. (2013), “Seismic Analysis of an Arch Dam Considering Concrete Heat Generation Damage Effects”, 12th Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams. International Committee on Large Dams, Graz, Austria, Oct. 2013
- [20] ACI Committee 207, Roller Compacted Mass Concrete, American Concrete Institute, ACI 207.5R-89, Reapproved 1997.