



**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ**

**ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**

## **ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

### **Σεισμική ευστάθεια γεωφραγμάτων**

**Γεράσιμος Σ. Αχιλλέως**

#### **Τριμελής Εξεταστική Επιτροπή:**

Ιωάννης Τσομπανάκης (Επιβλέπων)

Γεώργιος Καρατζάς

Κωνσταντίνος Προβιδάκης

**Χανιά, 2015**



# ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

---

Για την πραγματοποίηση της παρούσας διπλωματικής εργασίας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της εργασίας, Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης, κ. **Ιωάννη Τσομπανάκη**, για την καθοδήγηση και τις πολύτιμες γνώσεις που μου παρείχε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής, τον κ. **Γεώργιο Καρατζά**, Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος και τον κ. **Κωνσταντίνο Προβιδάκη**, Καθηγητή της Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών του Πολυτεχνείου Κρήτης για τις εποικοδομητικές παρατηρήσεις τους. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον κ. **Πρόδρομο Ψαρρόπουλο**, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό για τη σημαντικότερη βοήθεια που μου παρείχε στην κατανόηση και υλοποίηση της αριθμητικής διερεύνησης.

Σας ευχαριστώ όλους θερμά,  
Γεράσιμος Σ. Αχιλλέως  
Χανιά, 2015

# ΠΕΡΙΛΗΨΗ

---

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, το βασικό αντικείμενο μελέτης αποτελούν τα εδαφικά φράγματα και πιο συγκεκριμένα η δυναμική απόκριση τους σε αδρανειακή σεισμική καταπόνηση. Τα φράγματα εξετάζονται σε συνθήκες οριακής αστοχίας του σώματος του κάθε φράγματος που οδηγεί σε αστάθεια των πρανών του, εκτιμώντας με τον τρόπο αυτόν τις βασικές σεισμικές παραμέτρους που θα δράσουν στο φράγμα και που ενδέχεται να οδηγήσουν στην αστοχία.

Αρχικά, παρουσιάζονται κάποια εισαγωγικά στοιχεία για τα φράγματα, όπως είναι το είδος των φραγμάτων, ο λόγος κατασκευής τους, τα οφέλη και οι αρνητικές συνέπειες που ενδεχομένως παρουσιάσουν και τέλος κάποια περιβαλλοντικά θέματα που μπορεί να προκύπτουν για την ευρύτερη περιοχή του φράγματος. Στη συνέχεια, περιγράφονται οι αντισεισμικοί κανονισμοί και οι σύγχρονες αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού των φραγμάτων που ισχύουν σήμερα τόσο στην Ελλάδα όσο και παγκοσμίως. Ακολούθως, αναλύονται οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο της ευστάθειας των πρανών, δηλαδή η ψευδοστατική ανάλυση, η μέθοδος των μόνιμων μετακινήσεων και η αριθμητική μέθοδος των τάσεων-παραμορφώσεων. Εν γένει, οι σεισμικές καταπονήσεις προκαλούν εδαφικές παραμορφώσεις και μετακινήσεις στους εδαφικούς σχηματισμούς. Για τον λόγο αυτόν, περιγράφονται σε συντομία και οι παραμορφώσεις αυτές, όπως είναι η ρευστοποίηση, οι κατολισθήσεις, οι καθιζήσεις και η μετακίνηση κάποιου ρήγματος και οι δυνητικές επιβλαβείς επιπτώσεις τους σε φράγματα.

Σε πολλά φράγματα έχουν προκληθεί αστοχίες εξαιτίας σεισμικών καταπονήσεων. Στην παρούσα εργασία περιγράφονται χαρακτηριστικά φαινόμενα αστοχίας φραγμάτων καθώς και τα αίτια αστοχίας τους. Βασικό τμήμα της παρούσας εργασίας αποτελεί η περιγραφή και η εφαρμογή μίας απλής αλλά αποτελεσματικής μεθόδου η οποία έχει παρουσιαστεί από μία ελληνική επιστημονική ομάδα του καθηγητή κ. Γ. Μπουκοβάλα από το ΕΜΠ. Η εν λόγω μεθοδολογία μπορεί να οδηγήσει στην ορθή και ρεαλιστικότερη (σε σύγκριση με τους αντισεισμικούς κανονισμούς) εκτίμηση της σεισμικής επιτάχυνσης σχεδιασμού (ή σεισμικού συντελεστή) η οποία χρησιμοποιείται στην ευρέως εφαρμοζόμενη στην ψευδοστατική μέθοδο. Εφαρμόζοντας τη μέθοδο αυτή εξετάζονται ορισμένα από τα σημαντικότερα υφιστάμενα φράγματα στην Ελλάδα και στην Κύπρο. Επιπλέον στην εργασία αυτή, μέσω κατάλληλου λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων γίνεται δυναμική αριθμητική ανάλυση τυπικού εδαφικού φράγματος. Στο τέλος της εργασίας παρουσιάζονται τα βασικά συμπεράσματα όσον αφορά στη δυναμική απόκριση των γεωφραγμάτων.



# ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Ευχαριστίες.....	i
Περίληψη.....	ii
Περιεχόμενα .....	iii
<b>1. Κεφάλαιο Εισαγωγή .....</b>	<b>1</b>
1.1 Ο ρόλος των φραγμάτων .....	1
1.2 Τύποι φραγμάτων .....	3
1.3 Φράγματα βαρύτητας .....	3
1.3.1 Τοξωτά και κελυφωτά φράγματα.....	4
1.3.2 Αντηριδωτά φράγματα .....	5
1.3.3 Εδαφικά φράγματα ή φράγματα αναχώματος .....	5
1.4 Οφέλη και αρνητικές συνέπειες των φραγμάτων.....	6
1.5 Οφέλη .....	6
1.6 Αρνητικές συνέπειες.....	7
1.7 Αρχικές μελέτες σχεδιασμού .....	8
1.8 Αστοχίες φραγμάτων .....	10
1.9 Περιβαλλοντικά Θέματα .....	11
<b>2. Κεφάλαιο Αντισεισμικός σχεδιασμός φραγμάτων .....</b>	<b>15</b>
2.1 Εισαγωγή.....	15
2.2 Βασικοί παράγοντες εξέτασης σεισμικού κινδύνου .....	16
2.3 Αντισεισμικοί κανονισμοί και οδηγίες .....	17
2.3.1 Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός.....	19
2.3.2 Ευρωπαϊκός αντισεισμικός κανονισμός.....	21
2.3.3 Ομοσπονδιακές οδηγίες ΗΠΑ για την ασφάλεια φραγμάτων .....	25
2.3.4 Οδηγίες διεθνούς επιτροπής μεγάλων φραγμάτων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό .....	28
2.3.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας .....	35
2.4 Ανάλυση σεισμικής ευστάθειας πρανών .....	42
2.4.1 Ψευδοστατική ανάλυση .....	43
2.4.2 Μέθοδος μόνιμων μετακινήσεων (ανάλυση κατά Newmark).....	46
2.4.3 Μέθοδος τάσεων-παραμορφώσεων ανάλυση .....	48
2.5 Κινηματικές σεισμικές καταπονήσεις.....	49
2.5.1 Ρευστοποίηση .....	49
2.5.2 Καθιζήσεις.....	51
2.5.3 Κατολισθήσεις.....	52
2.5.4 Μετακίνηση ρήγματος.....	55

<b>3. Κεφάλαιο Σεισμικές αστοχίες φραγμάτων.....</b>	<b>57</b>
3.1 Εισαγωγή.....	57
3.2 Αίτια αστοχίας ενός φράγματος.....	58
3.2.1 Υπερχείλιση ταμιευτήρα.....	58
3.2.2 Ολίσθηση .....	59
3.2.3 Ρωγμές λόγω διαφορικών καθιζήσεων .....	59
3.2.4 Διασωλήνωση του φράγματος.....	60
3.2.5 Άλλες αιτίες.....	60
3.3 Σεισμός και αστοχία φραγμάτων .....	62
3.3.1 Επιπτώσεις στα φράγματα από μία σεισμική δραστηριότητα .....	62
3.3.2 Ιστορικά παραδείγματα αστοχίας φραγμάτων από σεισμική δραστηριότητα.....	64
 <b>4. Κεφάλαιο Μέθοδος εκτίμησης σεισμικών συντελεστών.....</b>	 <b>88</b>
4.1 Γενικά .....	88
4.2 Σεισμικοί συντελεστές .....	90
4.3 Ανάλυση μεθοδολογίας ΕΜΠ για την εκτίμηση των σεισμικών συντελεστών .....	93
4.4 Ακρίβεια και περιορισμοί της μεθόδου .....	104
4.5 Εφαρμογή της μεθόδου σε φράγματα της Ελλάδας και της Κύπρου .....	106
4.5.1 Ελληνικά φράγματα.....	108
4.5.2 Κυπριακά φράγματα.....	125
4.6 Σύνοψη των αποτελεσμάτων .....	134
 <b>5. Κεφάλαιο Αριθμητική ανάλυση.....</b>	 <b>136</b>
5.1 Εισαγωγή.....	136
5.2 Περιγραφή του προγράμματος Quad4m .....	140
5.3 Αποτελέσματα αναλύσεων Quad4m.....	145
5.4 Σύνοψη των αποτελεσμάτων .....	154
 <b>6. Κεφάλαιο Συμπεράσματα.....</b>	 <b>159</b>
 <b>7. Κεφάλαιο Βιβλιογραφία .....</b>	 <b>161</b>
7.1 Ελληνική βιβλιογραφία .....	161
7.2 Ξένη βιβλιογραφία .....	162
7.3 Ηλεκτρονικές πηγές .....	164



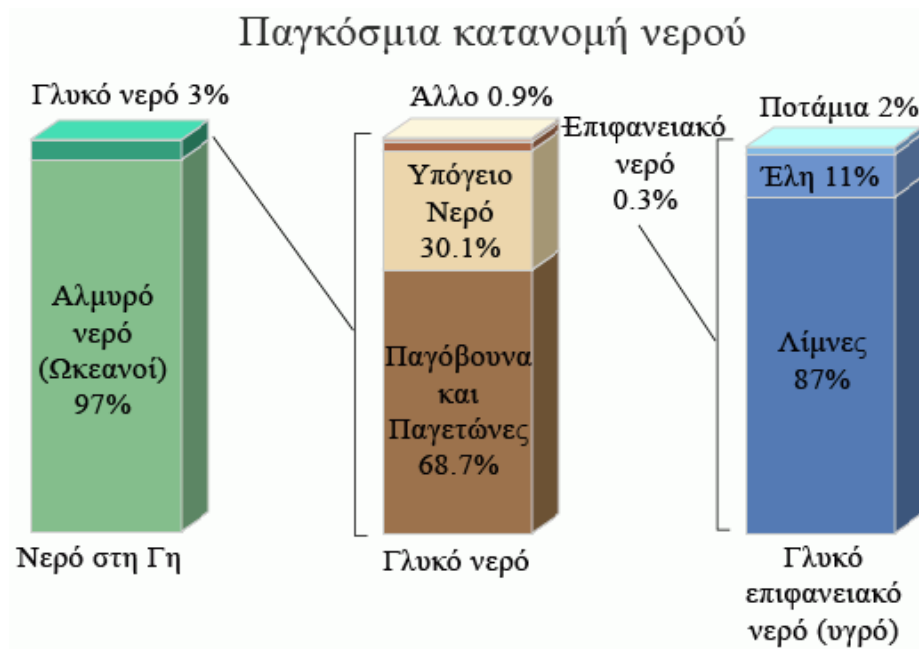
# 1<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

---

### 1.1 Ο ρόλος των φραγμάτων

Κάθε οργανισμός για να αναπτυχθεί και να επιβιώσει στη Γη χρειάζεται νερό. Ειδικά για τον άνθρωπο το νερό αποτελεί πολύτιμο αγαθό. Η Γη έχει χαρακτηριστεί ως Γαλάζιος Πλανήτης εξαιτίας του μπλε χρώματος που κυριαρχεί, λόγω της μεγάλης ποσότητας νερού που υπάρχει στην επιφάνεια και στο εσωτερικό της. Συγκεκριμένα, το νερό πάνω στη Γη καταλαμβάνει περίπου το 70% και ποσοτικά ανέρχεται περίπου στα 1386 εκατομμύρια κυβικά χιλιόμετρα. Από την ποσότητα αυτή μόλις το 3% είναι γλυκό νερό, ενώ το υπόλοιπο είναι νερό των ωκεανών. Όσο αφορά στο γλυκό νερό, ποσοστό 68.7% είναι εγκλωβισμένο στα παγόβουνα και στους παγετώνες, το 30,1% ανήκει στα υπόγεια νερά, τέλος το επιφανειακό νερό είναι της τάξης του 0,3%. Στην Εικόνα 1.1 παρουσιάζεται η κατανομή του νερού πάνω στην επιφάνεια της Γης.



Εικόνα 1.1. Κατανομή νερού στη Γη (Πηγή: <http://water.usgs.gov/edu/watercycle.html> ).

Με βάση τα παραπάνω, γίνεται αντιληπτό ότι είναι αναγκαία η όσο δυνατόν καλύτερη και αποτελεσματικότερη αξιοποίηση του νερού, αφού το πόσιμο νερό δεν βρίσκεται στο μεγαλύτερο ποσοστό του στην επιφάνεια της Γης. Τα φράγματα αποτελούν τεχνικές κατασκευές μεγάλης κλίμακας και σημασίας, που έχουν ως στόχο τη ρύθμιση της ροής των υδάτων και τη χρησιμοποίηση των υδατικών πόρων με τρόπο οικονομικότερο και αποδοτικότερο. Η εκμετάλλευση του νερού από ποτάμια και χείμαρρους κίνησε το ενδιαφέρον του ανθρώπου εδώ και χιλιάδες χρόνια. Κάνοντας μία ιστορική αναδρομή, τα πρώτα φράγματα κατασκευάστηκαν με σκοπό την προστασία από πλημμύρες και την αποθήκευση του νερού για μετέπειτα χρήση, κυρίως για άρδευση και ύδρευση. Σαν παράδειγμα μπορούμε να αναφέρουμε το φράγμα Jawa (Γιάβα) της Ιορδανίας, το οποίο αποτελεί το παλιότερο γνωστό φράγμα στον κόσμο, αφού χρονολογείται περίπου στο 3000 π.Χ., και χρησιμοποιήθηκε για τη συλλογή όμβριων υδάτων ως πόσιμου νερού. Επίσης, άλλο ένα φράγμα το οποίο διατηρείται ακόμα είναι αυτό στον ποταμό Ορόντες στη Συρία, που κατασκευάστηκε γύρω στο 1300 π.Χ. και είχε ως στόχο τη συλλογή νερού για άρδευση και ύδρευση της περιοχής.

Όσο αναπτύσσεται η τεχνολογία, επαναπροσδιορίζονται οι στόχοι και οι δυνατότητες των φραγμάτων. Δηλαδή, τα φράγματα σήμερα κατασκευάζονται έχοντας ως επιπρόσθετους στόχους: την παραγωγή υδροηλεκτρικής ενέργειας, για ιχθυοκαλλιέργειες, για χώρους αναψυχής, κ.α. Επίσης, τα σημερινά φράγματα είναι πολύ μεγαλύτερα σε σχέση με τα παλαιότερα, πιο αποδοτικά, αφού έχουν κατασκευαστεί με βάση τις σύγχρονες γνώσεις της υδρολογίας και της μηχανικής. Ένα σύγχρονο παράδειγμα φράγματος αποτελεί το φράγμα Three Gorges Dam (Τριών Φαραγγιών), το οποίο αποτελεί το μεγαλύτερο υδροηλεκτρικό φράγμα του κόσμου (βλέπε Εικόνα 1.2). Βρίσκεται στην επαρχία Χουμπέι στην Κίνα, κατασκευασμένο πάνω στον ποταμό Yangtze και έχει ως στόχο την αντιμετώπιση των καταστροφικών πλημμύρων κατά τη διάρκεια έντονων βροχοπτώσεων. Επίσης, είναι εντυπωσιακό ότι μπορεί να δέχεται  $70000m^3$  νερού ανά δευτερόλεπτο, ενώ από τη λειτουργία του παράγεται μεγάλη ποσότητα ηλεκτρικής ενέργειας.



Εικόνα 1.2. Φράγμα Τριών Φαραγγιών (Πηγή : <http://www.dailymail.co.uk/>).

## 1.2 Τύποι φραγμάτων

Τα φράγματα ταξινομούνται ανάλογα με τον τύπο των υλικών που κατασκευάζονται, καθώς και από τον τρόπο με τον οποίο επιτυγχάνεται η στεγανότητα και η ευστάθειά τους. Σύμφωνα με μία πρώτη ταξινόμηση χωρίζονται σε φράγματα σκυροδέματος και σε χωμάτινα φράγματα ή φράγματα αναχώματος ή γεωφράγματα, ενώ ανάλογα με τη δεύτερη ταξινόμηση χωρίζονται περαιτέρω ως ακολούθως:

Για τα φράγματα σκυροδέματος έχουμε την εξής ταξινόμηση:

- φράγματα βαρύτητας,
- τοξωτά και κελυφοειδή φράγματα,
- αντηριδωτά φράγματα.

Για τα χωμάτινα φράγματα έχουμε:

- χωμάτινα φράγματα με αργιλικό πυρήνα,
- χωμάτινα-λιθόρριπτα φράγματα με αργιλικό πυρήνα.

### 1.2.1 Φράγματα βαρύτητας

Τα φράγματα βαρύτητας (βλέπε Εικόνα 1.3) κατασκευάζονται από σκυρόδεμα σε περιοχές με βραχώδες υπόβαθρο και με αντοχή πετρωμάτων 800 έως 1100 kPa. Χρησιμοποιούνται κυρίως σε κατασκευές υπερχειλίσας, αφού το σκυρόδεμα παραμένει ανεπηρέαστο από τη ροή του νερού. Το σχήμα τους είναι ευθύγραμμο ή καμπύλο, ανάλογα με το κόστος και την απαιτούμενη ασφάλεια της κατασκευής, ενώ η καμπύλωση του φράγματος είναι μεγαλύτερη όταν στο υψηλότερο σημείο έχουμε σταθερότερο υπόβαθρο. Η διατομή τους είναι τριγωνική ή τραπεζοειδής και με μεγάλο πλάτος, περίπου τα 2/3 του ύψους τους. Τέτοιου τύπου φράγματα απαιτούν μεγάλη ποσότητα σκυροδέματος και το βάρος τους δημιουργεί την τριβή που τα κάνει ικανά να αντιστέκονται στις τεράστιες υδροστατικές πιέσεις.

Εφόσον η μελέτη και η κατασκευή τους είναι ορθή, κυρίως στην θεμελίωσή τους, τότε αυτά τα φράγματα έχουν τη δυνατότητα να είναι ασφαλή και να μην υπάρξουν αστοχίες σε μεγάλο βάθος χρόνου. Η ενδεδειγμένη θέση για την κατασκευή τους είναι στην περιοχή που το βραχώδες υπόβαθρο εμφανίζεται κοντά στην επιφάνεια, τόσο στη θέση θεμελίωσης, όσο και στα πρανή του φράγματος. Η κατασκευή των φραγμάτων βαρύτητας, από οικονομικής σκοπιάς, είναι συμφέρουσα όταν ο λόγος χορδής τόξου του φράγματος προς το ύψος του φράγματος κυμαίνεται από 3 έως 6.



Εικόνα 1.3. Φράγμα βαρύτητας (Πηγή: <http://www.zbcc168.com/eshowproducts.asp?ID=181>).

### 1.2.2 Τοξωτά και κελυφωτά φράγματα

Τα φράγματα αυτού του τύπου είναι κατασκευασμένα από σκυρόδεμα, από τα οποία τα τοξωτά είναι κυρτά προς το κατακόρυφο επίπεδο, ενώ τα κελυφωτά προς το οριζόντιο επίπεδο. Τα τοξωτά φράγματα έχουν λεπτή διατομή, η βάση του φράγματος είναι πολύ πιο μικρή από το ύψος του, της τάξης του 10%-20% του ύψος του (βλέπε Εικόνα 1.4). Απαραίτητη προϋπόθεση για την κατασκευή αυτού του είδους φραγμάτων, είναι η ύπαρξη σταθερού βραχώδους υπόβαθρου, που μπορεί να αντέξει την ασκούμενη πίεση χωρίς σημαντικές καθιζήσεις. Οι δυνάμεις του νερού στον ταμιευτήρα ασκούνται πλευρικά στις συναρμογές στα τοξωτά φράγματα, συνεπώς τα πετρώματα στα πρανή πρέπει να είναι υψηλών αντοχών. Η κατασκευή αυτού του είδους φραγμάτων αποτελείται από μία σειρά κατακόρυφα τμήματα που ενώνονται μεταξύ τους, με σκοπό να εμποδίζεται η ροή του νερού μεταξύ των τμημάτων. Από οικονομικής πλευράς τα τοξωτά φράγματα αποτελούν μία συμφέρουσα λύση, όταν ο λόγος χορδής τόξου φράγματος προς το ύψος φράγματος είναι μικρότερος του 3 και τα πετρώματα έχουν επαρκείς μηχανικές αντοχές.



Εικόνα 1.4. Τοξωτό Φράγμα (Πηγή: [http://en.wikipedia.org/wiki/File:Gordon\\_Dam.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Gordon_Dam.jpg) ).

### 1.2.3 Αντηριδωτά Φράγματα

Αυτός ο τύπος φράγματος προήλθε από τη δυσκολία κατασκευής τοξωτών φραγμάτων σε κοιλάδες, αλλά και από την ανάγκη αποφυγής των φραγμάτων βαρύτητας. Τα αντηριδωτά φράγματα είναι ουσιαστικά φράγματα βαρύτητας, στα οποία μειώνεται η μάζα του σκυροδέματος που απαιτείται και οι δυνάμεις μεταφέρονται στα θεμέλια του φράγματος μέσω κατακόρυφων στηριγμάτων. Ένα φράγμα αυτού του είδους έχει παράλληλες αντηρίδες με άξονες παράλληλους στον άξονα της κοιλάδας και ημικυλινδρικά τμήματα μεταξύ των αντηρίδων. Στα αντηριδωτά φράγματα το πέτρωμα θα πρέπει να έχει αντοχές μεταξύ 2200-3200 kPa.



Εικόνα 1.5. Χωμάτινο φράγμα (Πηγή : <http://www.2steps.gr/index.asp?xkey=216> ).

### 1.2.4 Εδαφικά φράγματα ή φράγματα αναχώματος

Αυτός ο τύπος φράγματος αποτελεί τον πιο συνηθισμένο τύπο φραγμάτων (βλέπε Εικόνα 1.5), καθώς η κατασκευή τους βασίζεται στη χρήση γεωυλικών, στην φυσική τους κατάσταση χωρίς περεταίρω επεξεργασία. Η κατασκευή τους γίνεται σε περιοχές που τα πετρώματα στη θεμελίωση και στα πρανή έχουν χαμηλές τιμές μηχανικών αντοχών. Η διάκριση τους σε χωμάτινα ή σε λιθόρριπτα γίνεται ανάλογα με το υλικό κατασκευής τους, δηλαδή από το αν το σώμα του φράγματος αποτελείται από συμπιεσμένο έδαφος ή συμπιεσμένο βράχο. Επιπλέον, συνήθως τα φράγματα αυτά έχουν έναν πυρήνα ο οποίος είναι κατασκευασμένος από αργιλικά υλικά που είναι αδιαπέρατα από το νερό. Ένα φράγμα τέτοιου τύπου αποτελείται από τα παρακάτω μέρη:

1. Από τον αργιλικό πυρήνα, ο οποίος λειτουργεί και ως υπόγειο διάφραγμα καθώς επεκτείνεται συνήθως σε μεγάλο βάθος.
2. Από ένα φίλτρο στα ανάντη του πυρήνα, με στόχο την προστασία του από το νερό του ταμιευτήρα και την αποφυγή εμφάνισης τυχόν προβλημάτων από τη συνεχή και άμεση επαφή του με το νερό.



3. Από ένα φίλτρο στα κατάντη, για την αποφυγή της εσωτερικής διάβρωσης του πυρήνα, καθώς με το φίλτρο επιτυγχάνεται η αποστράγγιση του.
4. Από ένα σώμα στήριξης αποτελούμενο από χονδρόκοκα υλικά για την καλύτερη στήριξη και σταθεροποίηση του πυρήνα και των φίλτρων.
5. Από αδρομερή υλικά για την προστασία του πρανούς στα ανάντη του φράγματος από κυματισμούς που θα επέφεραν βλάβη στο φράγμα.

Τα εδαφικά φράγματα (ή γεωφράγματα) έχουν τα παρακάτω πλεονεκτήματα έναντι των άλλων τύπων φραγμάτων:

- Έχουν σχετικά χαμηλό κόστος, λόγω κατασκευής τους με επιτόπου διαθέσιμα υλικά.
- Μπορούν να κατασκευασθούν σε εδάφη θεμελίωσης και αντερείσμάτων χαμηλών απαιτήσεων αντοχής και παραμορφωσιμότητας, λόγω μεγάλου εύρους βάσης.
- Ως εύκαμπτες κατασκευές έχουν μεγάλες ανοχές καθιζήσεων (ακόμα και διαφορικών καθιζήσεων), ιδίως αν κατασκευασθούν με μεγάλων διαστάσεων αργιλικό πυρήνα, το υλικό του οποίου έχει συμπυκνωθεί με σχετικά υψηλή υγρασία, και εάν έχουν επαρκή φίλτρα.

### **1.3 Οφέλη και αρνητικές συνέπειες των φραγμάτων**

#### **1.3.1 Οφέλη**

Τα φράγματα κατασκευάζονται σε κοίτες ποταμών και χείμαρρων με σκοπό τη δημιουργία ταμιευτήρων με νερό. Συνεπώς, με κατάλληλες μονάδες και έργα επιτυγχάνεται η εκμετάλλευση του νερού για ύδρευση και άρδευση. Αυτό αποτελεί το βασικό πλεονέκτημα των φραγμάτων, δηλαδή η συνεχής παροχή νερού για την εξυπηρέτηση πολλών αναγκών κυρίως σε περιόδους με αυξημένη ζήτηση. Επιπλέον, η κατασκευή φραγμάτων σε περιοχές που έχουν σοβαρό θέμα λόγω λειψυδρίας αντιμετωπίζει το πρόβλημα αυτό εξασφαλίζοντας το απαραίτητο πόσιμο νερό για την κάλυψη των αναγκών του πληθυσμού σε αυτές τις περιοχές. Τα φράγματα δρουν ευεργετικά στην κάλυψη αναγκών για άρδευση σε περιόδους με έντονη ξηρασία, καθώς κατά τη διάρκεια της περιόδου των βροχών το νερό συλλέγεται και αποθηκεύεται στους ταμιευτήρες και χρησιμοποιείται στις περιόδους ξηρασίας. Επομένως, έμμεσα με αυτόν τον τρόπο επιτυγχάνεται η συνέχιση της αγροτικής παραγωγής και η προώθηση μη εποχιακών καλλιεργειών, και η ανάπτυξη των γεωργικών δραστηριοτήτων.

Όπως προαναφέρθηκε, τα φράγματα κατασκευάζονται σε κοίτες ποταμών προσφέροντας τη δυνατότητα ελέγχου της ροής τους. Κατά συνέπεια, σε περιόδους έντονων βροχοπτώσεων και καταιγίδων, όπου αυξάνεται δραματικά η στάθμη του νερού των ποταμών, προφυλάσσονται οι καλλιέργειες, οι οικισμοί και ο

ανθρώπινος πληθυσμός, αφού περιορίζονται σημαντικά οι πλημμύρες. Επιπροσθέτως, η ελεγχόμενη ροή του ποταμού ευνοεί την ανάπτυξη της ναυσιπλοΐας στα ανάντη του φράγματος, κι αυτό έχει ως επακόλουθο να προωθείται το εμπόριο και ο τουρισμός μεταξύ των κρατών της ευρύτερης περιοχής. Με τις συνθήκες που υπάρχουν μέσα στον ταμιευτήρα στα ανάντη του φράγματος είναι δυνατή η αύξηση του πλαγκτόν, συγκεντρώνοντας όλο και περισσότερα ψάρια, οδηγώντας έτσι στην αναβάθμιση του ταμιευτήρα σε περιοχή με δυνατότητα αλιείας, παρέχοντας με αυτόν τον τρόπο τροφή και απασχόληση στους κατοίκους της ευρύτερης περιοχής.

Τέλος, η σημαντικότερη προσφορά των υδροηλεκτρικών φραγμάτων (τα οποία έχουν όλο και μεγαλύτερη ανάπτυξη στη σύγχρονη εποχή) είναι η αποθήκευση του νερού για την παραγωγή υδροηλεκτρικής ενέργειας. Η υδροηλεκτρική ενέργεια αποτελεί πλέον μία από τις πιο διαδεδομένες ανανεώσιμες μορφές ενέργειας, η οποία παράγεται από την κίνηση του νερού.

### **1.3.2 Αρνητικές συνέπειες**

Έχει ήδη αναφερθεί ότι με την κατασκευή ενός φράγματος εξομαλύνεται η ροή του νερού στα κατάντη και αυτό συνεπάγεται τη μείωση της ροής στις λεκάνες απορροής με συνεπακόλουθο την έκλυση μικρότερης ποσότητας ιζήματος στις παραλίες. Όμως, αυτό οδηγεί στη μη ανανέωση των διαβρωτικών υλικών της ακτογραμμής, δημιουργώντας έτσι μία απότομη και βραχώδη περιοχή. Επιπλέον, με τη μείωση της ποσότητας του ιζήματος, η διάβρωση της περιοχής είναι αναπόφευκτη κάνοντας έτσι τις άλλοτε εύφορες και καλλιεργήσιμες περιοχές, μη καλλιεργήσιμες. Παράλληλα με την κατασκευή ενός φράγματος η ποσότητα του πλαγκτόν και των άλλων θρεπτικών στοιχείων για τα ψάρια ελαττώνεται στην εκβολή του ποταμού με ταυτόχρονη αύξηση της αλατότητας του νερού. Έτσι έχουμε τη μετανάστευση πολλών ειδών ψαριών σε άλλες περιοχές ή ακόμα και την εξαφάνισή τους.

Η συγκέντρωση μεγάλης ποσότητας νερού και υλικών λόγω του φράγματος οδηγεί στην αύξηση του φορτίου και την επιβάρυνση του πυθμένα του ποταμού σε τέτοιο βαθμό που μπορεί ακόμα και να αυξηθεί η σεισμική δραστηριότητα στην περιοχή. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί το μεγάλο φράγμα των Τριών Φαραγγιών, όπου οι κάτοικοι αναφέρουν αύξηση των σεισμικών δονήσεων μετά την κατασκευή του φράγματος. Εξαιτίας του μεγάλου χρόνου παραμονής του νερού στον ταμιευτήρα μεταβάλλεται η περιεκτικότητά του σε οξυγόνο προκαλώντας τη μείωση του αποθηκευμένου νερού, καθώς επίσης σε πολλές περιπτώσεις παρατηρείται εμφάνιση τοξικών ουσιών, όπως το υδρόθειο, κάνοντας έτσι το νερό του ταμιευτήρα μη πόσιμο, τοξικό και επικίνδυνο για την ανθρώπινη υγεία. Άλλα προβλήματα, που μπορεί να δημιουργήσει η κατασκευή ενός φράγματος είναι η

εμφάνιση πολλών ασθενειών, λόγω των λιμναζόντων υδάτων αλλά και την εμφάνιση διαφόρων ειδών εντόμων και ζώων επιβλαβών για την ανθρώπινη υγεία στην ευρύτερη περιοχή.

## **1.4 Αρχικές μελέτες σχεδιασμού**

Προτού ξεκινήσει η κατασκευή ενός φράγματος πρέπει αρχικά να γίνει η μελέτη και η αντιμετώπιση τυχόν προβλημάτων που υπάρχουν στην περιοχή αυτή. Είναι χαρακτηριστικό ότι από μελέτες σε φράγματα που έχουν υποστεί κάποια μορφής βλάβες οι κυριότερες αιτίες αστοχίας ήταν οι παρακάτω:

- θραύση θεμελίωσης,
- υποπιέσεις, διαβρώσεις και υδραυλικές υποσκαφές,
- μετακινήσεις ρηγμάτων λόγω σεισμού,
- κατολισθήσεις αντερεισμάτων,
- μεγάλες παραμορφώσεις τόσο στη θεμελίωση όσο και στο σώμα του φράγματος.

Συνεπώς, γίνεται αντιληπτό ότι ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός φράγματος απαιτεί μεγάλη προσοχή για να μην υπάρξουν προϋποθέσεις αστοχίας, ειδικά σε προβληματικές από γεωτεχνικής σκοπιάς περιοχές.

Γενικά, είναι η αναγκαία η επίλυση και η μελέτη των ακόλουθων τεχνικών-γεωλογικών προβλημάτων:

- ποιότητα θεμελίωσης του φράγματος,
- στεγανότητα κάτω και γύρω από το φράγμα,
- στεγανότητα λίμνης,
- ευστάθεια αντερεισμάτων γύρω από το φράγμα,
- κίνδυνοι κατολίσθησης στη λίμνη,
- συνθήκες συνδρόμων έργων-σήραγγες, υπερχειλιστές, κλπ,
- υλικά κατασκευής.

Πριν την κατασκευή του έργου χρειάζεται να γίνει και μία σεισμοτεκτονική μελέτη της ευρύτερης περιοχής. Δηλαδή, να γίνει καταγραφή κατά πόσο συχνά επηρεάζεται η περιοχή εγκατάστασης του έργου από σεισμούς και σε ποια ζώνη επικινδυνότητας ανήκει, καθώς αυτές οι συνθήκες επηρεάζουν σε μεγάλο βαθμό τον σχεδιασμό και τη λειτουργία ενός φράγματος. Πιο αναλυτικά και ανά είδος φράγματος θα αναλυθεί περαιτέρω ο σχεδιασμός τους με βάση τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας.

Επίσης, προτού γίνει η κατασκευή ενός φράγματος εξετάζονται θέματα που σχετίζονται με τις υδραυλικές-υδρολογικές συνθήκες στην περιοχή. Πιο συγκεκριμένα, εξετάζονται δύο ή περισσότερες εναλλακτικές θέσεις κατά μήκος της κοίτης ενός ποταμού για την πραγματοποίηση του έργου. Για κάθε θέση μελετάται

ακόμα και η μέγιστη στάθμη του νερού στο ταμιευτήρα, δηλαδή ποια είναι η ανώτερη στάθμη νερού του ταμιευτήρα, που μπορεί να φτάσει από τις βροχοπτώσεις και τα υλικά που παρασύρει ο ποταμός αλλάζοντας και επηρεάζοντας έτσι το ύψος του φράγματος.

Εν συνεχεία, γίνεται μελέτη των γεωλογικών συνθηκών στην ευρύτερη περιοχή. Αναλυτικότερα, εξετάζονται τα παρακάτω:

- Οι λιθολογικοί τύποι πετρωμάτων.
- Η ύπαρξη υπόγειων υδροφόρων οριζόντων, οι πιθανές πηγές επαφής ή υπερπλήρωσης και οι τυχόν απώλειες νερού, δηλαδή όλα τα υδρογεωλογικά χαρακτηριστικά.
- Η γεωμετρία των υδατοπερατών σχηματισμών και η επικοινωνία αυτών με χαμηλά σημεία εκτός ταμιευτήρα και οι συνθήκες στεγανότητας της λίμνης.
- Η αστάθεια των πρανών και οι κίνδυνοι κατολισθήσεων με την άνοδο της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα λόγω του ταμιευτήρα.

Έπειτα, γίνεται μελέτη των γεωλογικών συνθηκών στη θέση του φράγματος όπου διεξάγονται οι ακόλουθες μελέτες:

- Εξέταση της φύσης, του πάχους και της έκτασης του μανδύα αποσάθρωσης των πετρωμάτων.
- Εξέταση του βάθους αποσάθρωσης, των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών των πετρωμάτων.
- Τεκτονική καταπόνηση.
- Περαιότητα κάτω και γύρω από το φράγμα.
- Γεωμετρία περατών σχηματισμών και επικοινωνία αυτών με χαμηλά σημεία εκτός φράγματος.
- Ευστάθεια αντρεισμάτων φράγματος.

Τέλος, σε πολλές περιπτώσεις κατά την κατασκευή των φραγμάτων δημιουργείται ένα υπόγειο διάφραγμα κάτω και γύρω από αυτά, με σκοπό την αύξηση της αντοχής του πετρώματος θεμελίωσης και τη στεγανοποίηση του πετρώματος για να μην υπάρξουν εσωτερικές διαβρώσεις ή ρωγμές. Όλα όσα προαναφέρθηκαν αποτελούν τις μελέτες που πρέπει να γίνουν (γεωλογικές, υδρολογικές, κ.α.) καθώς και να ληφθούν υπόψη τα τεχνικά-γεωλογικά προβλήματα για στην ευρύτερη περιοχή που θα κατασκευαστεί το φράγμα για τον ορθό και πλήρη σχεδιασμό του και για να μην υπάρξουν τυχόν απρόοπτες καταστάσεις και αστοχίες.

Συμπερασματικά, μπορούμε να αναφέρουμε ότι ο σχεδιασμός και η συμπεριφορά του φράγματος εξαρτάται από τα:

1. Από τις γεωλογικές και υδρολογικές συνθήκες της περιοχής, που επηρεάζουν τις μηχανικές και υδραυλικές ιδιότητες του φράγματος.

2. Από τον όγκο του νερού του ταμιευτήρα που ασκεί ισχυρές υδροστατικές πιέσεις στο φράγμα και στη γύρω περιοχή.

## 1.5 Αστοχίες φραγμάτων

Τα φράγματα αποτελούν μεγάλα τεχνικά έργα και όπως συμβαίνει σε όλα τα τεχνικά έργα πάντα υπάρχει πιθανότητα αστοχίας την οποία οι μηχανισμοί προσπαθούν να ελαχιστοποιήσουν. Από σχετική διερεύνηση προέκυψε ότι έχουν παρουσιάσει κάποια μορφής αστοχίας για διάφορους λόγους. Όπως αναλύθηκε και στην προηγούμενη ενότητα μελετώντας τις αστοχίες των φραγμάτων τα κυριότερα αίτια που τις προκάλεσαν ήταν: α) θραύση θεμελίωσης, β) υποπιέσεις, διαβρώσεις και υδραυλικές υποσκαφές, γ) μετακινήσεις ρηγμάτων λόγω σεισμού, δ) κατολισθήσεις αντερεισμάτων, ε) μεγάλες παραμορφώσεις τόσο στη θεμελίωση όσο και στο σώμα του φράγματος.

Είναι απαραίτητο στο σημείο αυτό να δοθεί ο ορθός ορισμός του όρου της αστοχίας, σύμφωνα με τη Διεθνή Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων (ICOLD). Η αστοχία φραγμάτων είναι η «κατάρρευση ή μετακίνηση μέρους του φράγματος ή της θεμελίωσης του με αποτέλεσμα το φράγμα να αδυνατεί να συγκρατήσει το νερό, οδηγώντας έτσι στην απελευθέρωση μεγάλων ποσοτήτων νερού με αποτέλεσμα να υπάρξει κίνδυνος για τις ανθρώπινες ζωές αλλά και για τις περιουσίες και γενικότερα για ότι βρίσκεται στα κατάντη του φράγματος». Επομένως, οποιαδήποτε άλλη αδυναμία συγκράτησης του νερού που δεν οφείλεται στην κατάρρευση ή τη μετακίνηση του φράγματος δεν μπορεί να θεωρηθεί αστοχία σύμφωνα με τον παραπάνω ορισμό. Βέβαια, σύμφωνα με τον παραπάνω ορισμό πρέπει να έχουμε απελευθέρωση μεγάλων ποσοτήτων νερού για να έχουμε αστοχία, όμως αυτό δεν είναι αναγκαστικό για να αστοχήσει ένα φράγμα, αλλά είναι επακόλουθο αν δεν αντιμετωπιστεί και επιλυθεί άμεσα μία αστοχία.

Γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι υπάρχει πιθανότητα κάποιο φράγμα με βάση τον ορισμό να εμφανίσει κάποια τρωτότητα και να αστοχήσει. Ειδικότερα, η έννοια της αστοχίας περιλαμβάνει τυχόν παραμορφώσεις στο φράγμα ή καθιζήσεις του φράγματος ή θραύσεις ή ρωγμές και άλλες συνθήκες που οδηγούν ή θα οδηγήσουν στην απελευθέρωση ποσοτήτων νερού σύμφωνα με τον ανώτερο ορισμό. Σύμφωνα με τη μελέτη της Διεθνούς Επιτροπής Μεγάλων Φραγμάτων (ICOLD) με τίτλο «Στατιστική ανάλυση αστοχιών φραγμάτων», που εκδόθηκε το 1995 προκύπτουν τα παρακάτω στατιστικά ευρήματα:

- Το ποσοστό των μεγάλων φραγμάτων που αστόχησαν ως προς το σύνολο τους μειώνεται συνεχώς. Πιο συγκεκριμένα, από το 2,2% σε φράγματα που κατασκευάστηκαν πριν το 1950, σε λιγότερο από 0,5% στα φράγματα που κατασκευάστηκαν μετά το 1950.

- Οι μελέτες σε φράγματα που αστόχησαν έδειξαν ότι τα φράγματα μικρού ύψους παρουσίασαν πιο συχνά αστοχίες, βέβαια τέτοιου είδους φράγματα αριθμητικά είναι πολύ περισσότερα απ' ότι τα μεγαλύτερου ύψους φράγματα. Επομένως, οι αστοχίες δεν πρέπει να σχετίζονται μόνο με το ύψος των φραγμάτων.
- Οι περισσότερες αστοχίες εμφανίστηκαν σε φράγματα στην αρχική φάση λειτουργίας τους. Ενδεικτικά, το 70% των αστοχιών εμφανίστηκαν τα πρώτα δέκα χρόνια από την πρώτη πλήρωση και κυρίως τον πρώτο χρόνο.
- Στα γεωφράγματα η πιο συχνή αιτία αστοχίας είναι: α) διάβρωση λόγω υπερπήδησης (31% ως πρωτογενής και 18% ως δευτερογενής αιτία), β) διάβρωση λόγω διασωλήνωσης (15% ως πρωτογενής και 13% ως δευτερογενής αιτία) και γ) διάβρωση της θεμελίωσης (12% ως πρωτογενής και 5% ως δευτερογενής αιτία).
- Στα φράγματα βαρύτητας η κυριότερη αιτία αστοχίας οφείλεται σε προβλήματα θεμελίωσης λόγω: α) διάβρωσης (21%) και β) ανεπαρκούς διατμητικής αντοχής (21%).
- Σε συμπληρωματικά έργα οι αστοχίες οφείλονται κυρίως σε ανεπαρκή διαστασιολόγηση του συστήματος υπερχειλίστη (22% ως πρωτογενής και 39% ως δευτερογενής αιτία) (Μουτάφης, 2008).

Η παρούσα εργασία διερευνά τις συνθήκες και τις καταστάσεις που μπορεί να οδηγήσουν σε αστοχία φράγματα (κυρίως βαρύτητας) υπό την επίδραση κάποιου σεισμικού γεγονότος με επακόλουθο την εμφάνιση διαφόρων τύπων βλαβών και αστοχιών. Στο 3<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας θα παρουσιαστούν χαρακτηριστικά παραδείγματα σεισμικών αστοχιών φραγμάτων, ενώ στα επόμενα κεφάλαια θα μελετηθεί -με τη βοήθεια κατάλληλων αριθμητικών προσομοιωμάτων- η σεισμική τρωτότητα φραγμάτων βαρύτητας.

## 1.6 Περιβαλλοντικά Θέματα

Τα φράγματα είναι από τα μεγαλύτερα τεχνικά έργα που κατασκευάζονται από τον άνθρωπο, οπότε είναι προφανές ότι η κατασκευή φραγμάτων έχει σημαντικές περιβαλλοντικές επιπτώσεις. Η μελέτη, η αναγνώριση και η ταξινόμηση των περιβαλλοντικών επιπτώσεων από την κατασκευή κάποιου φράγματος έχει μεγάλη σημασία για τον ορθό σχεδιασμό του. Μερικές από τις πιο σοβαρές περιβαλλοντικές επιπτώσεις από την κατασκευή των φραγμάτων είναι οι ακόλουθες:

- Η κατασκευή του φράγματος είναι γνωστό ότι μεταβάλλει την κανονική λειτουργία του ποταμού και κατά συνέπεια έχει σημαντικές μεταβολές στην τοπική υδρολογία και στα κατάντη ρέοντα νερά, όπως και στη μεταφορά των

φερτών υλών. Η μεταβολή αυτή είναι δυνατόν να οδηγήσει σε διαβρώσεις στο έδαφος, προκαλώντας και σημαντικές αλλαγές στο οικοσύστημα που υπήρχε πριν την κατασκευή του φράγματος στην περιοχή. Επιπλέον, με τη δημιουργία ενός φράγματος γίνεται μία τεχνητή φραγή των ποταμών, η οποία αυξάνει τον χρόνο παραμονής και τη θερμοκρασία του νερού, αλλάζει τη θολερότητα και τη θερμική στρωματοποίηση. Ωστόσο, η μεταφορά του ιζήματος είναι περιορισμένη, επομένως δημιουργούνται προβλήματα στις κατάντη εκτάσεις τόσο στη χλωρίδα όσο και στη διάβρωση των εδαφών τους.

- Με την κατασκευή του φράγματος είναι πιθανή η κάλυψη αρχαιολογικών χώρων και χώρων ιστορικής σημασίας, ενώ μπορεί να καλυφθούν περιοχές φυσικού και οικιστικού κάλους.
- Με τη συγκράτηση του υδάτινου όγκου εντός του ταμιευτήρα και με τις μεταβολές στη ροή του ποταμού, καθώς και την παρεμπόδιση των φερτών υλών, δυσκολεύεται η αναπαραγωγή και γενικά η ανάπτυξη των ψαριών επηρεάζοντας αρνητικά έτσι και την πανίδα της κατάντη περιοχής.
- Ο σχηματισμός του ταμιευτήρα μεταβάλλει τη θερμοκρασία του νερού, την περιεκτικότητα σε αλάτι και οξυγόνο, εφόσον έχουμε στάσιμο νερό, με αποτέλεσμα την εμφάνιση προβλημάτων στην πανίδα της περιοχής.
- Η διέλευση των ζώων είναι δύσκολη με την ύπαρξη του φράγματος, ενώ παρουσιάζονται προβλήματα στην «προς τα πάνω κίνηση» των ποτάμιων ψαριών (όπως τα χέλια ή οι σολομοί) κατά την περίοδο αναπαραγωγής τους, συμβάλλοντας επομένως στη μείωση των ποτάμιων ψαριών. Επιπλέον, τα ψάρια μπορεί να πληγωθούν περνώντας από τους υδροφράκτες, τους στροβίλους και τις αντλίες των φραγμάτων. Επίσης, στα ζώα που ζουν σε εκείνη την περιοχή, με την αποξήρανση των βάλτων και άλλων ζωνών συσσωρεύσεως του ύδατος, καθώς και με τις εργασίες εκσκαφής, και τις μεταβολές στην κατανομή του νερού, δημιουργούν προβλήματα για την κάλυψη των αναγκών τους.
- Η αποβολή τοξικών ουσιών, όπως τα φυτοφάρμακα, τοξικά μέταλλα, κλπ, μολύνουν κάθε ποτάμιο οικοσύστημα, ειδικά όταν υπάρχει κάποιο φράγμα. Τότε επηρεάζονται κάποια ευαίσθητα ζώα, ενώ ακόμη και όλοι οι οργανισμοί που διαβιούν στο οικοσύστημα μπορεί να τεθούν σε κίνδυνο, όταν το ποτάμιο ρεύμα δεν είναι ικανό να αυτοανακάμψει από τη ρύπανση λόγω της ύπαρξης ενός φράγματος.
- Το υδατικό ισοζύγιο της περιοχής του φράγματος διαφοροποιείται, ενώ απροσδόκητες και μεγάλες πλημμύρες μπορούν να εμφανιστούν και κατά συνέπεια η βλάστηση και οι φυσικές δομές στις όχθες των ποταμών να υποστούν καταστροφές. Οι πλημμύρες εμφανίζονται λόγω της μεγαλύτερης επιφάνειας αποθηκευμένου νερού στον ταμιευτήρα και το φαινόμενο της εξάτμισης. Επίσης, μπορεί να εμφανιστούν και αλλαγές στο τοπικό κλίμα,

όπως αλλαγές στο ποσοστό υγρασίας του αέρα, στη θερμοκρασία του και στις μετακινήσεις του. Ένα άλλο πρόβλημα είναι η ύπαρξη μεγάλης ποσότητας στάσιμου νερού στον ταμιευτήρα προκαλώντας έτσι αλλαγές στην τοπογραφία της περιοχής.

- Η ύπαρξη στάσιμου νερού στον ταμιευτήρα μπορεί να προκαλέσει αυξημένη επικινδυνότητα για διάφορες ασθένειες όπως τύφος, τυφοειδής πυρετός, ελονοσία και χολέρα (Φιλίντας και Πολύζος, 2008).

Με βάση τις παραπάνω περιβαλλοντικές επιπτώσεις γίνεται αντιληπτό ότι ο σχεδιασμός και η κατασκευή ενός φράγματος επιδρά με διάφορους τρόπους στο περιβάλλον της περιοχής. Ένα φράγμα μπορεί να προκαλέσει αλλαγές σε ολόκληρο το ευρύτερο οικοσύστημα. Ακόμη και η ποιότητα του νερού μεταβάλλεται εφόσον από τρεχούμενο μετατρέπεται σε στάσιμο με αρκετές δυσάρεστες συνέπειες. Επίσης, η κατασκευή του φράγματος τροποποιεί το ανάγλυφο, στις ατμοσφαιρικές κλπ συνθήκες της περιοχής, μεταβάλλοντας το μικροκλίμα της. Οι επιπτώσεις αυτές μπορεί να γίνουν αντιληπτές και στους ανθρώπινους πληθυσμούς με την εμφάνιση/έξαρση διάφορων ασθενειών.

Συμπερασματικά, με την κατασκευή ενός φράγματος οι περιβαλλοντικές μεταβολές είναι ποικίλες, και η καθεμία έχει την δική της σπουδαιότητα και σημασία. Η εκτίμηση, ο καθορισμός και ο υπολογισμός των επιπτώσεων είναι δύσκολο να γίνει εκ των προτέρων, με ιδιαίτερη δυσκολία διαχωρισμού των αρνητικών και θετικών συνεπειών. Επίσης, είναι αρκετά δύσκολο να γίνει ποσοτικοποίηση των μεταβολών που θα επιφέρει η κατασκευή του φράγματος ακόμα και σε οικονομικούς όρους, ώστε να είναι συγκρίσιμα τα μεγέθη για να είναι πιο εύκολη η τελική επιλογή για την κατασκευή του φράγματος και να είναι δυνατή η πραγματοποίηση της ανάλυσης κόστους-οφέλους.

Οι περιβαλλοντικές μεταβολές εξαρτώνται από το είδος, τη θέση και το μέγεθος του φράγματος, τη βιοποικιλότητα και ευαισθησία του οικοσυστήματος ανάντη και κατόντη του φράγματος. Η εκτίμηση τους πρέπει να γίνεται ανά περίπτωση για κάθε φράγμα. Για τον καλύτερο και σωστότερο σχεδιασμό, καθώς και την υλοποίηση της κατασκευής του φράγματος έχει σημασία η επιστημονική κατάρτιση και γνώση των μελετητών και η διεθνής εμπειρία στην αξιολόγηση και προσέγγιση των θετικών και αρνητικών περιβαλλοντικών επιπτώσεων, καθώς και των πιθανών λύσεων με στόχο την ορθότερη περιβαλλοντική διαχείριση των υδατικών πόρων στην εξεταζόμενη περιοχή.

Η λήψη των αποφάσεων για τον σχεδιασμό και κατασκευή των φραγμάτων πρέπει να γίνεται μετά από σύγκριση, αξιολόγηση και συνεκτίμηση όλων των πιθανών επιπτώσεων αλλά και των οφελών. Γενικά, ο σχεδιασμός και το μέγεθος του φράγματος πρέπει να γίνεται με στόχο τη μέγιστη δυνατή αξιοποίηση των θετικών επιπτώσεων και μείωση όσο είναι δυνατόν των αρνητικών. Επιπλέον, οι μεταβολές στο οικοσύστημα, είτε αρνητικές είτε θετικές, πρέπει να αποτελούν



βασικό στοιχείο καθορισμού της μορφής και της θέσης κάθε φράγματος, καθώς και τη λήψη της απόφασης για την κατασκευή του ή όχι. Η απόφαση αυτή δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγεθύνοντας τις περιβαλλοντικές επιπτώσεις ή τα οφέλη από την κατασκευή του φράγματος. Ενώ είναι επίσης λάθος να θεωρηθούν από την αρχή αρνητικές στο σύνολό τους οι επιπτώσεις από την κατασκευή του εξεταζόμενου φράγματος. Η υλοποίηση ενός τέτοιου έργου, καθώς και οι όποιες περιβαλλοντικές επιπτώσεις, απαιτούν διεπιστημονικές προσεγγίσεις και συνεργασίες και τη ρεαλιστική εξέταση και αποτίμηση όλων των ζητημάτων που μπορούν να προκύψουν τόσο άμεσα, όσο και μακροπρόθεσμα.

# 2<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ

## ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

---

### 2.1 Εισαγωγή

Ο ορθός σχεδιασμός και η υλοποίηση μεγάλων γεωκατασκευών, όπως είναι τα φράγματα, έχει μεγάλη σημασία καθώς οποιαδήποτε παράληψη ή αστοχία μπορεί να οδηγήσει σε δυσάρεστες επιπτώσεις, όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Σε σεισμογενείς χώρες, όπως είναι η Ελλάδα, ο σχεδιασμός των γεωκατασκευών χρειάζεται επιπρόσθετη προσοχή καθώς πρέπει να συμπεριληφθούν στον σχεδιασμό για οποιοδήποτε έργο και οι πιθανές σεισμικές καταπονήσεις που μπορεί να ασκηθούν στη γεωκατασκευή. Είναι προφανές ότι στις σεισμογενείς χώρες για την κατασκευή κάποιου έργου είναι απαραίτητη η ορθή εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας τους με βάση τις σχετικές οδηγίες και κανονισμούς.

Η δυναμική απόκριση των φραγμάτων, όπως και ενός οποιουδήποτε συστήματος αντιστήριξης, αποτελεί ένα πολύπλοκο φαινόμενο λόγω της δυναμικής αλληλεπίδρασης ανάμεσα στο σύστημα και στο αντιστηριζόμενο υλικό. Στην περίπτωση των φραγμάτων είναι ακόμα πιο δύσκολο το πρόβλημα, καθώς το αντιστηριζόμενο υλικό είναι το νερό, όπου στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης αναπτύσσονται σημαντικές υδροδυναμικές ωθήσεις πάνω στο σώμα του φράγματος από το νερό. Ο υπολογισμός των υδροδυναμικών ωθήσεων που ενεργούν στα φράγματα δεν αποτελεί αντικείμενο της παρούσας εργασίας, αφού η έμφαση δίνεται στην ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας των αναχωμάτων και πρανών όπως εφαρμόζεται στα φράγματα. Η δυναμική ανάλυση της ευστάθειας των πρανών που θα αναπτυχθεί στο κεφάλαιο αυτό αφορά στη χρήση των βασικών μεθόδων: της ψευδοστατικής ανάλυσης, της μεθόδου των μόνιμων μετακινήσεων (προσέγγιση Newmark), της μεθόδου των τάσεων-παραμορφώσεων μέσω δυναμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων.

Με την εμφάνιση στην περιοχή κατασκευής του φράγματος κάποιας σεισμικής δράσης, εκτός από την αδρανειακή καταπόνηση λόγω της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, είναι πολύ πιθανή η καταπόνηση της γεωκατασκευής λόγω εδαφικών μετακινήσεων ή παραμορφώσεων. Αυτές οι κινηματικές σεισμικές καταπονήσεις,

όπως είναι για παράδειγμα η ενεργοποίηση και μετακίνηση ενός γειτονικού ρήγματος, η ρευστοποίηση, οι καθιζήσεις καθώς και οι κατολισθήσεις. Γενικά, έχει παρατηρηθεί ότι κατασκευές όπως τα φράγματα, εμφανίζουν αυξημένη τρωτότητα λόγω των μεγάλων επιβαλλόμενων μετακινήσεων. Κατά συνέπεια, οι κινηματικές σεισμικές καταπονήσεις που είναι πιθανόν να υπάρξουν από έναν σεισμό απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή και μελέτη προκειμένου να μην επέλθει αστοχία.

Στη συνέχεια, το παρόν κεφάλαιο είναι χωρισμένο στις ακόλουθες υποενότητες. Πιο συγκεκριμένα, στην αρχή θα παρατεθούν οι βασικοί παράγοντες εξέτασης του σεισμικού κινδύνου και οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί για την κατασκευή των φραγμάτων (αναχωμάτων), που ισχύουν στην Ελλάδα αλλά και παγκοσμίως. Η επόμενη υποενότητα εστιάζεται στην ευστάθεια των πρανών των φραγμάτων και στην περιγραφή των μεθόδων ανάλυσης ευστάθειας. Τέλος, η τελευταία υποενότητα επικεντρώνεται στην παρουσίαση των πιθανών κινηματικών σεισμικών καταπονήσεων.

## **2.2 Βασικοί παράγοντες εξέτασης σεισμικού κινδύνου**

Οι βασικοί παράγοντες που εξετάζονται στην ευρύτερη περιοχή χωροθέτησης ενός φράγματος είναι οι ακόλουθοι:

- Περιφερειακό γεωλογικό περιβάλλον.
- Γεωλογική ιστορία της περιοχής του έργου.
- Εντοπισμός των περιφερειακών φυσιογραφικών χαρακτηριστικών.
- Περιγραφή των γεωλογικών σχηματισμών (τύπος πετρωμάτων, κ.α.).
- Θέση των μεγάλων περιφερειακών γεωλογικών δομικών χαρακτηριστικών.

Επίσης, εξετάζεται η σεισμική ιστορία της ευρύτερης περιοχής: καταλόγους ιστορικών σεισμών, συντεταγμένες επικέντρων, μέγεθος και ένταση στο επίκεντρο του κάθε σεισμού, επιφανειακά αποτελέσματα, ισόσειστες καμπύλες, εστιακά βάθη, ένταση που προκαλείται στην περιοχή του φράγματος (γνωστή ή κατ' εκτίμηση), μηχανισμοί γένεσης, καταγραφές ισχυρής δόνησης, κλπ.

Επίσης, γίνεται σεισμοτεκτονική ερμηνεία, δηλαδή εκτίμηση των τάσεων σε διαφορετικές γεωλογικές περιόδους, μετρήσεις επί τόπου (in situ) στην περιοχή μελέτης, ερμηνεία των περιφερειακών τεκτονικών μηχανισμών, θέση και περιγραφή των βλαβών που μπορούν να δημιουργήσουν οι εν λόγω σεισμοί, ορισμός των σεισμοτεκτονικών επαρχιών και γενικά σεισμοτεκτονικού χάρτη. Ακόμα, εξετάζονται και ειδικά οι τοπικοί παράγοντες στη θέση του φράγματος:

– Τοπική γεωλογία:

- στρωματογραφία και πετρογραφία του υποβάθρου,
- τοπική τεκτονική και μικροτεκτονική μελέτη,
- επιφανειακές εναποθέσεις,
- υψομετρικός χάρτης των εναποθέσεων,

- χάρτης περιγράμματος του υποβάθρου.
- Υδρογεωλογία:
  - περιοδικές αλλαγές στη στάθμη του νερού, της διαπερατότητας και της χημικής σύνθεσης του νερού.
- Γεωφυσικές μελέτες:
  - μελέτες παρακολούθησης του ραδονίου, των ρευμάτων μεταφοράς θερμότητας και γεωθερμικές μελέτες.
- Γεωτεχνικά δεδομένα:
  - υπόβαθρο,
  - επιφανειακές εναποθέσεις.
- Εκμετάλλευση των φυσικών πόρων στην περιοχή του έργου
  - υπόγεια ύδατα,
  - κοιτάσματα ορυκτών,
  - πετρέλαιο και φυσικό αέριο.

## 2.3 Αντισεισμικοί Κανονισμοί και Οδηγίες

Κατά τη γένεση ενός σεισμού εκλύεται ενέργεια λόγω της παραμόρφωσης των πετρωμάτων και μετατροπή της σε σεισμικά κύματα. Υπάρχουν πολλές κλίμακες και διάφορα μεγέθη σεισμών που συμβολίζονται γενικά με  $M$  (magnitude). Το μέγεθος,  $M$ , ενός σεισμού είναι το μέτρο της ολικής ενέργειας που εκλύεται και υπολογίζεται από μετρήσεις διαφόρων σεισμικών παραμέτρων (πλάτος, διάρκεια, περίοδος) πάνω στα σειсмоγραφήματα, στα οποία καταγράφονται τα σεισμικά κύματα. Έχει διαπιστωθεί μάλιστα ότι πολλές φορές κάποιο γεωδυναμικό ινστιτούτο για τον ίδιο σεισμό ανακοινώνει λίγο διαφορετικό μέγεθος από κάποιο άλλο. Η όποια διαφορά οφείλεται στη θέση του ινστιτούτου σε σχέση με αυτή του σεισμού. Η κλίμακα Richter βασίζεται στη διαταραχή-μετακίνηση του ρήγματος και την ενέργεια που απελευθερώνεται, όμως υπάρχουν και άλλες κλίμακες μεγέθους που μετρούν διαφορετικά στοιχεία του σεισμού. Μία αύξηση της τιμής στην κλίμακα Richter από 4,6 σε 5,6 αντιστοιχεί σε μία δεκαπλάσια αύξηση στο πλάτος του κύματος σε ένα σειсмоγράφο ή περίπου 25 φορές μεγαλύτερη απελευθέρωση ενέργειας. Για να γίνει πιο κατανοητό αυτό, ένας σεισμός για παράδειγμα μεγέθους 6,7 αντιστοιχεί σε πάνω από 700 φορές την ενέργεια ενός σεισμού μεγέθους 4,7 ( $25 \times 25$ ).

Τα μεγέθη που χρησιμοποιούνται για τη μέτρηση ενός σεισμού είναι τα παρακάτω:

- $M_L$  είναι το τοπικό μέγεθος (Magnitude Local: τοπικό μέγεθος που παρουσιάστηκε από τον Richter το 1935). Το μέγεθος του σεισμού καθορίζεται από το λογάριθμο του πλάτους των κυμάτων που καταγράφονται από τους σειсмоγράφους σε μία ορισμένη περίοδο. Το  $M_L$  είναι αξιόπιστο μέγεθος, όταν υπολογίζεται από σειсмоγράφους που δεν απέχουν περισσότερο από 600 χιλιόμετρα από το επίκεντρο του σεισμού. Ισχύει μόνο για ορισμένη συχνότητα σεισμικών κυμάτων και για ορισμένη απόσταση από το επίκεντρο. Έτσι, για διαφορετικές αποστάσεις από το επίκεντρο του σεισμού οι σεισμολόγοι βασίζονται σε διαφορετικά σεισμικά κύματα για τους υπολογισμούς τους.
- $M_S$  είναι το επιφανειακό μέγεθος, που λαμβάνεται από τη μέτρηση των κυμάτων επιφανείας, αξίζει να σημειωθεί ότι το  $M_S$  είναι μεγαλύτερο από το  $M_L$ . Για παράδειγμα, αν το μέγεθος ενός σεισμού μετρήθηκε ότι ήταν 5 βαθμοί της κλίμακας Richter ( $M_L$ ), μπορεί να μετρηθεί και ως 5,5  $M_S$ . Το  $M_S$  είναι αξιόπιστο για επιφανειακούς (<50km βάθος) σεισμούς για μεγάλες αποστάσεις από το επίκεντρο. Στην Ελλάδα σύμφωνα με τον Παπαζάχο (1997) η ενέργεια που εκλύεται δίνεται (σε erg) από τον τύπον :  

$$\log E = 12,24 + 1,40 * M_S$$
- $M_B$  είναι χωρικό μέγεθος και αποτελεί μια επέκταση της κλίμακας Richter και έτσι αξιοποιούμε καλύτερα το δίκτυο των σειсмоγράφων. Είναι το μέγεθος που λαμβάνεται από τη μέτρηση των πρωτεύοντων P κυμάτων. Είναι αξιόπιστο μέγεθος μέτρησης σεισμών με μεγαλύτερα εστιακά βάθη και για μεγάλες αποστάσεις από το επίκεντρο.
- $M_W$  είναι το μέγεθος της σεισμικής ροπής. Όλα τα προηγούμενα μεγέθη προκύπτουν από τύπους που περιέχουν ένα συγκεκριμένο πλάτος ταλάντωσης ενός σεισμικού κύματος σε κάποια χρονική στιγμή. Το μέγεθος  $M_W$ , το οποίο χρησιμοποιείται για τη μέτρηση μεγάλων σεισμών, υπολογίζεται από ένα πολύπλοκο τύπο και είναι πολύ αξιόπιστο.
- $M_d$  είναι η κλίμακα μεγέθους διάρκειας.
- $M_0$  είναι η κλίμακα μεγέθους σεισμικής ροπής, που θεωρείται η πιο ακριβής. Προτάθηκε το 1979 και δεν εξαρτάται από την περίοδο των σεισμικών κυμάτων αλλά από τη μέτρηση της σεισμικής ροπής.
- $M_e$  (Choy and Boatwright 1995) είναι το μέγεθος το οποίο εκφράζει το δυναμικό καταστροφικότητας ενός σεισμού και χρησιμοποιείται για την ποσοτικοποίηση της εκλυόμενης σεισμικής ενέργειας σε πολύ ισχυρούς σεισμούς.

Οι προαναφερθέντες δείκτες απεικόνισης του μεγέθους είναι ποσοτικοί και σχετίζονται με τη σεισμική ενέργεια. Υπάρχουν όμως και ποιοτικοί που απεικονίζουν τις ζημιές ειδικά στα ανθρώπινα έργα και αποτιμούν τη λεγόμενη σεισμική ένταση. Η κατηγοριοποίηση σε διάφορα επίπεδα ζημιών ανάλογα και με τη κλίμακα (με πιο γνωστή τη κλίμακα Mercalli) εξαρτάται από την εξεταζόμενη

θέση σε σχέση με το σεισμικό επίκεντρο, όπως επίσης και από την υποκειμενική κρίση του παρατηρητή. Με αυτόν τον τρόπο δημιουργούνται οι ισόσειστες (θέσεις με ίδιες τάξης βλάβες) και μπορούν να αντιμετωπιστούν καλύτερα οι επιπτώσεις ενός ισχυρού σεισμού στην ευρύτερη περιοχή.

Οι σεισμογενείς χώρες, όπως είναι η Ελλάδα, βρίσκονται συχνά αντιμέτωπες με ισχυρές σεισμικές δονήσεις. Εξαιτίας αυτών έχουν διαμορφωθεί αντισεισμικοί κανονισμοί και οδηγίες, με σκοπό τη μη εμφάνιση απρόοπτων καταστάσεων (αστοχίες, κατάρρευση, κλπ) στις κατασκευές και στα τεχνικά έργα (γέφυρες, φράγματα, αγωγοί, κλπ). Η ανάγκη βελτίωσης των συνθηκών με τις οποίες κατασκευάζονται οι διάφορες κατασκευές, καθώς και η τεχνολογική πρόοδος, οδήγησε στη ραγδαία εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών παγκοσμίως.

### 2.3.1 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός

Ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός (ΕΑΚ 2000) δεν κάνει λόγο για τον σχεδιασμό φραγμάτων σαν ξεχωριστή ενότητα, αφού η έμφαση δίνεται στις κτιριακές κατασκευές. Όμως αναφέρεται σε πρηνή και σε αναχώματα και σύμφωνα με τα οποία σχεδιάζονται και τα φράγματα. Ως πρηνές ορίζεται μία κεκλιμένη επιφάνεια γαιών, φυσική ή τεχνητή. Ως ανάχωμα ορίζεται η συσσώρευση χώματος και η δημιουργία από αυτό ενός μικρού φράγματος με σκοπό τον έλεγχο ή περιορισμό του νερού.

Ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός περιέχει δύο ενότητες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τόσο για τα πρηνή όσο και για τα αναχώματα, ο οποίος βασίζεται στην ψευδοστατική θεώρηση. Αναλυτικότερα, η ευστάθεια φυσικών ή τεχνητών πρηνών κατά τον σεισμικό κραδασμό ελέγχεται με τη θεώρηση των παρακάτω πρόσθετων ενεργών επιταχύνσεων που δρουν στην εδαφική μάζα οριζόντια ( $\alpha_h$ ) και κατακόρυφα ( $\alpha_v$ ):

$$\text{Οριζόντια επιτάχυνση: } \alpha_h = \alpha_\pi$$

$$\text{Κατακόρυφη επιτάχυνση: } \alpha_v = \pm 0,50\alpha_\pi$$

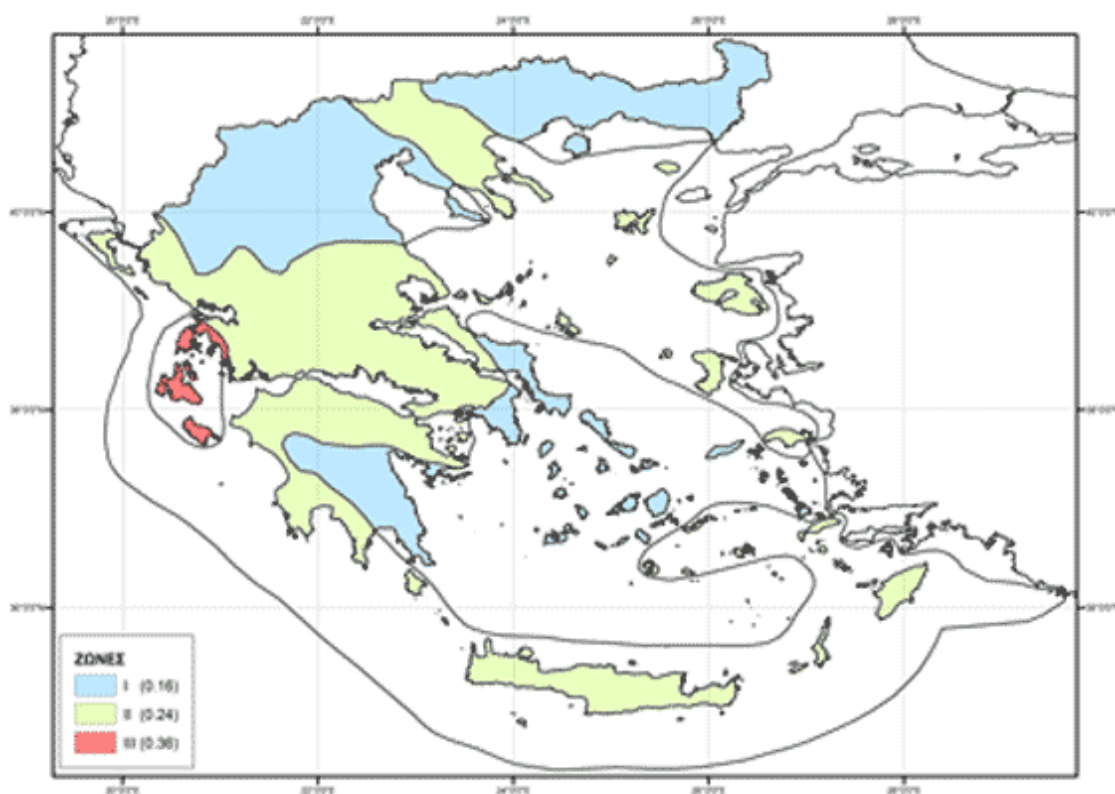
όπου,

$\alpha_\pi$ : είναι η σεισμική επιτάχυνση του πρηνούς, που λαμβάνεται ίση με 0,50α για φυσικά πρηνή,

α: είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους και η τιμή της εξαρτάται από την ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας.

Ο χάρτης της Εικόνας 2.1 δείχνει τις τρεις ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΑΚ 2000) και ο Πίνακας 2.1 τις τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης με πιθανότητα 10% στα 50 έτη.

Η μείωση της οριζόντιας επιτάχυνσης  $\alpha$  κατά 50% προβλέπεται από τον κανονισμό καθώς θεωρούνται επιτρεπτές ακαριαίες (μικρο-) ολισθήσεις όταν υπάρχουν μεμονωμένες υπερβάσεις της κρίσιμης επιτάχυνσης ολίσθησης  $\alpha_c$ .



Εικόνα 2.1. Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας (Πηγή: ΕΑΚ, 2000).

Πίνακας 2.1. Σεισμική εδαφική επιτάχυνση (Πηγή: ΕΑΚ, 2000).

Ζώνες Επικινδυνότητας	Επιτάχυνση Σχεδιασμού $\alpha$
I	0,16g
II	0,24g
III	0,36g

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$  είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Όσον αφορά στα φράγματα και επιχώματα ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός αναφέρεται σε επιχώματα με ύψος μέχρι 15m, η ευστάθεια των οποίων ελέγχεται με τη θεώρηση πρόσθετων οριζόντιων ενεργών επιταχύνσεων της μάζας τους, που μεταβάλλονται από:

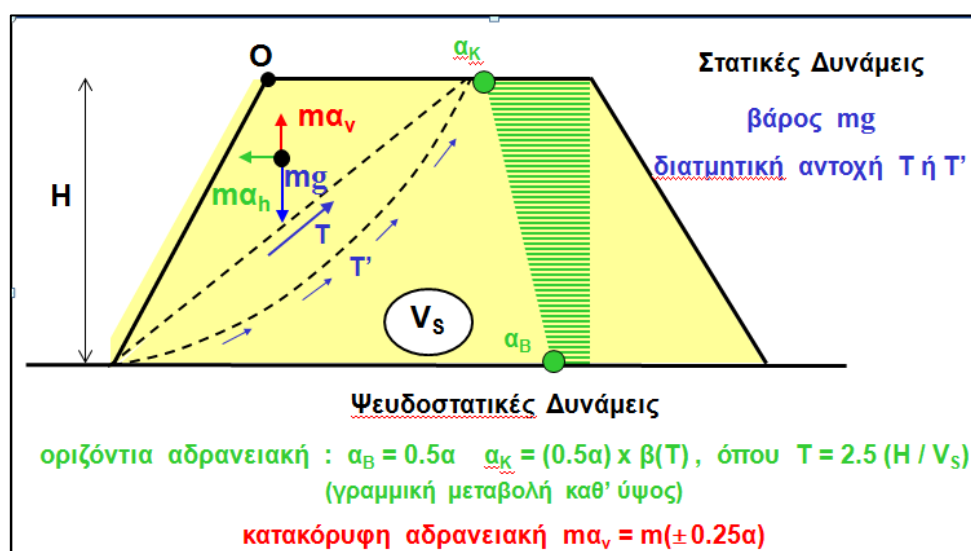
$\alpha_B = 0,50\alpha$  στη βάση, μέχρι

$\alpha_K = \alpha_B * \beta(T)$  στην κορυφή του επιχώματος,

όπου,  $\alpha$ : η επιτάχυνση που λαμβάνεται από τον Πίνακα 2.1,  $\beta(T)$ : η φασματική μεγέθυνση που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο του έργου. Αν δεν γίνει ακριβέστερος υπολογισμός για την περίοδο της γεωκατασκευής, μπορεί να ληφθεί ίση με  $T = 2.5 * \left(\frac{H}{V_s}\right)$ , όπου

$V_s$  είναι η μέση τιμή της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων στο επίχωμα.

Στην Εικόνα 2.2 παρουσιάζονται συνοπτικά οι οδηγίες που προβλέπει ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός για τα αναχώματα, όπου φαίνονται οι δυνάμεις (στατικές και ψευδοστατικές) σε ένα τυπικό παράδειγμα τραπεζοειδούς επιχώματος με ύψος μικρότερο των 15m. Ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός δεν καλύπτει επιχώματα με ύψος μεγαλύτερο των 15m άρα δεν καλύπτει τα μεγάλα έργα φραγμάτων. Στις περιπτώσεις αυτές πρέπει να γίνονται ειδικές σεισμικές και γεωτεχνικές μελέτες.



Εικόνα 2.2. Σεισμικές δράσεις για ανάχωμα με ύψος  $H < 15m$  (Πηγή: ΕΑΚ, 2000).

### 2.3.2 Ευρωπαϊκός Αντισεισμικός Κανονισμός

Ο ευρωπαϊκός αντισεισμικός κανονισμός (EC8, 2004) δεν καλύπτει με κάθε λεπτομέρεια τις συνθήκες για τον σχεδιασμό των γεωκατασκευών και ειδικότερα των φραγμάτων. Σε σεισμογενείς χώρες ο ευρωπαϊκός κανονισμός τονίζει ότι πρέπει να εφαρμόζονται και τα εθνικά παραρτήματα σε κάθε χώρα, για να λαμβάνονται υπόψη και άλλες τοπικές παράμετροι οι οποίοι δεν μπορούν να συμπεριληφθούν στον γενικό ευρωπαϊκό κανονισμό. Αποτελεί ουσιαστικά έναν συμπληρωματικό κανονισμό των εθνικών ή άλλων κανονισμών σε σεισμογενείς χώρες, όπως η Ελλάδα.

Γενικά, σε περίπτωση σεισμού σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό αντισεισμικό κανονισμό πρέπει να προστατεύεται η ανθρώπινη ζωή, να περιορίζονται σε μεγάλο



βαθμό οι ζημιές και οι αστοχίες και να εξασφαλίζεται η λειτουργικότητα των σημαντικών υποδομών. Ο κανονισμός δεν καλύπτει σημαντικά τον σχεδιασμό ειδικών κατασκευών όπως είναι τα πυρηνικά εργοστάσια, οι θαλάσσιες κατασκευές και τα μεγάλα φράγματα.

Ο ευρωπαϊκός κανονισμός, όπως και ο ελληνικός, κάνει αναφορά στην ευστάθεια πρανών και αναφέρει ότι για πρανή (κλίσεις εδαφών), ο σεισμός σχεδιασμού θα υπολογίζεται μέσω απλοποιημένων μεθόδων δυναμικής ανάλυσης, όπως μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων ή μέσω μιας ψευδοστατικής μεθόδου. Αναλυτικότερα μέσω της ψευδοστατικής ανάλυσης, υπολογίζονται οι πρόσθετες σεισμικές δυνάμεις αδρανείας που δρουν στο πρανές:

κατά την οριζόντια διεύθυνση:

$$F_H = \frac{0,5 * a_{gR} * \gamma_I * S * W}{g}$$

κατά την κατακόρυφη διεύθυνση, αν ο λόγος  $\frac{a_{vg}}{a_{gR}} > 0,6$ :

$$F_v = \pm 0,5 F_H$$

αλλιώς:

$$F_v = \pm 0,33 F_H$$

όπου:

$a_{gR}$  : η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους,

$a_{vg}$ : η επιτάχυνση σχεδιασμού κατά την κατακόρυφη διεύθυνση,

$\gamma_I$ : ένας σημαντικός συντελεστής της κατασκευής,

$S$ : παράμετρος για τον τύπο του εδάφους,

$W$ : το βάρος της ολισθαίνουσας μάζας,

$g$ : η επιτάχυνση της βαρύτητας.

Για τη μέγιστη επιτάχυνση σχεδιασμού ( $a_{gR}$ ) λαμβάνεται υπόψη και ένας τοπογραφικός παράγοντας ενίσχυσης,  $S_T$ , σύμφωνα με τον οποίο γίνεται αύξηση της σεισμικής δράσης σχεδιασμού (έως και 40%), για τον έλεγχο της ευστάθειας του πρανούς. Η ψευδοστατική ανάλυση δεν προβλέπεται σε εδάφη που μπορούν να αναπτύσσουν υψηλές πιέσεις στους πόρους, λόγω της ύπαρξης νερού. Η αύξηση της πίεσης των πόρων θα υπολογίζεται με κατάλληλους ελέγχους, ενώ χωρίς αυτούς τους ελέγχους η εκτίμησή της θα γίνεται από εμπειρικούς τύπους.

Η παραπάνω ανάλυση αναφέρει κάποιες παραμέτρους σύμφωνα με τις οποίες επιτυγχάνεται καλύτερα η εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας. Αρχικά, μία από

αυτές είναι η επίδραση του εδάφους στη σεισμική δόνηση. Η επίδραση ή ενίσχυση του εδάφους εκφράζεται ως ο λόγος μεταφοράς της σεισμικής κίνησης, από το σεισμικό υπόβαθρο (π.χ, βράχος) στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους, δηλαδή:

$$\frac{\text{κίνηση στο σεισμικό υπόβαθρο}}{\text{κίνηση στην ελεύθερη επιφάνεια}}$$

Η επίδραση του εδάφους δεν είναι απαραίτητα μόνο ενίσχυση μπορεί να είναι και απομείωση, εξαρτάται κυρίως από το είδος του εδάφους και το επίπεδο της σεισμικής διέγερσης. Τα μεγέθη τα οποία επηρεάζονται είναι τόσο η μέγιστη επιτάχυνση  $a_{\max}$ , το συχνотικό περιεχόμενο της διέγερσης, καθώς και το ελαστικό φάσμα απόκρισης  $S_a$ , κ.α.

Σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό αντισεισμικό κανονισμό είναι απαραίτητο να γίνει η κατάλληλη ανάλυση των εδαφικών συνθηκών και των σεισμικών δράσεων. Πιο αναλυτικά, όσο αφορά στις εδαφικές συνθήκες θα πρέπει: α) να γίνονται οι απαραίτητες γεωτεχνικές έρευνες για την κατηγοριοποίηση του εδάφους, ανάλογα και με την σημαντικότητα της κατασκευής, β) το έδαφος στο οποίο θα είναι κατασκευασμένο το έργο να μην κινδυνεύει από εδαφική διάρρηξη, αστάθεια πρανούς ή μόνιμες καθιζήσεις που οφείλονται στη ρευστοποίηση λόγω της σεισμικής δράσης. Στη συνέχεια, όσο αφορά στις σεισμικές δράσεις θα πρέπει: α) ανάλογα με τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, να ορίζεται η σεισμική επιτάχυνση του σεισμικού υποβάθρου (βράχος) για τον σεισμό σχεδιασμού,  $a_{gR}$ , β) με βάση την κατηγορία του εδάφους, τη σπουδαιότητα της κατασκευής, τον συντελεστή απόσβεσης της κατασκευής να ορίζονται το οριζόντιο ελαστικό φάσμα απόκρισης σχεδιασμού  $S_e(T)$  και το κατακόρυφο ελαστικό φάσμα απόκρισης  $S_{ve}(T)$ .

Ειδικά τα προβληματικά εδάφη χωρίζονται σε 2 κατηγορίες στην κατηγορία εδάφους  $S_1$  ανήκουν οι αποθέσεις που αποτελούνται ή εμπεριέχουν μία στρώση τουλάχιστον 10m μαλακής αργίλου ή ιλύος με υψηλό δείκτη πλαστιμότητας ( $PI > 40\%$ ) και υψηλό ποσοστό υγρασίας. Ενώ στην κατηγορία εδάφους  $S_2$  ανήκουν οι αποθέσεις ρευστοποιημένων εδαφών ή ευαίσθητων αργίλων. Είναι απαραίτητη η περαιτέρω μελέτη για τον ορισμό των σεισμικών δράσεων στις περιπτώσεις αυτές, καθώς επίσης, για την κατηγορία  $S_2$ , θα πρέπει να εξετασθεί η πιθανότητα αστοχίας του εδάφους υπό τη σεισμική φόρτιση.

Αναφέρθηκε παραπάνω, ένας συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής,  $\gamma_I$ , ο οποίος χωρίζει τις κατασκευές σε 4 κατηγορίες σπουδαιότητας. Πιο συγκεκριμένα, οι κατηγορίες είναι οι εξής:

- I: Κατασκευές μικρής σπουδαιότητας, όπως οι κατασκευές αγροτικής χρήσης.
- II: Συνήθεις κατασκευές.
- III: Κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας, παράδειγμα τέτοιων κατασκευών είναι τα σχολεία και χώροι συνάθροισης.

- IV: Κατασκευές πολύ υψηλής σπουδαιότητας, με τα νοσοκομεία, τους πυροσβεστικούς σταθμούς και τις μονάδες παραγωγής ενέργειας να αποτελούν χαρακτηριστικό παράδειγμα αυτής της κατηγορίας.

Τυπικό παράδειγμα αποτελεί η τιμή  $\gamma_I = 1$ , η οποία αντιστοιχεί στην 2<sup>η</sup> κατηγορία και με προτεινόμενο σεισμό σχεδιασμού τον εξής: 10% πιθανότητα υπέρβασης στα επόμενα 50 έτη, δηλαδή με περίοδο επαναφοράς τα 475 έτη. Ο συντελεστής σπουδαιότητας της κατασκευής αυξάνεται ανάλογα με την κατηγορία της κατασκευής και την περίοδο επαναφοράς του σεισμού. Προτεινόμενες τιμές του συντελεστή  $\gamma_I$  για τον εν λόγω σεισμό σχεδιασμού είναι: 0,8, 1, 1,2 και 1,4, αντίστοιχα για τις τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας.

Επίσης, όπως προαναφέρθηκε, σημαντικό ρόλο κατά τον ευρωπαϊκό αντισεισμικό κανονισμό για τον ορθό σχεδιασμό της κατασκευής παίζει ένας τοπογραφικός παράγοντας ενίσχυσης της περιοχής. Ο τοπογραφικός αυτός παράγοντας ενίσχυσης συμβολίζεται με  $S_T$ , και η τιμή του οποίου διαμορφώνεται από τη γεωμετρία του εδάφους (δηλαδή το είδος και την κλίση), τις εδαφικές συνθήκες και τη συχνότητα του σεισμού. Η τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης του εδάφους  $a_{gR}$  είναι άμεσα εξαρτώμενη από τον τοπογραφικό παράγοντα ενίσχυσης. Ο τοπογραφικός παράγοντας ενίσχυσης είναι ανεξάρτητος από την περίοδο της δόνησης και χρησιμοποιείται μόνο για σημαντικές κατασκευές, δηλαδή με  $\gamma_I \geq 1$  πολλαπλασιάζοντας το φάσμα απόκρισης και χρησιμοποιείται για διδιάστατους λόφους ή πρηνή με ύψος μεγαλύτερο των 30m ( $H > 30m$ ). Η τιμή του τοπογραφικού παράγοντα για κλίσεις μικρότερη των  $15^\circ$  ( $i < 15^\circ$ ) είναι  $S_T = 1$ , ενώ χρειάζεται ειδικές μελέτες για μη κανονικές γεωμετρίες, δηλαδή:

- i) Για απομονωμένους λόφους και πρηνή  $S_T \geq 1,2$  πλησίον της κορυφής.
- ii) Για λοφοσειρές με την βάση πολύ μεγαλύτερη από τη στέψη: α)  $S_T \geq 1,2$  πλησίον της κορυφής, για  $i < 30^\circ$  και β)  $S_T \geq 1,4$  πλησίον της κορυφής για  $i > 30^\circ$ .
- iii) Αν υπάρχει μαλακή επιφανειακή στρώση μεγαλύτερη των 5m οι παραπάνω τιμές των τοπογραφικών παραγόντων  $S_T$  (i και ii) αυξάνονται κατά 20%.
- iv) Τέλος, ο τοπογραφικός παράγοντας  $S_T$  μειώνεται γραμμικά με το βάθος.

Σε ελέγχους ευστάθειας ο τοπογραφικός παράγοντας είναι  $S_T > 1$  για επιφανειακές αστοχίες και για βαθιές αστοχίες  $S_T = 1$ .

Ο ευρωπαϊκός αντισεισμικός κανονισμός δεν καλύπτει λεπτομερειακά τον σχεδιασμό γεωκατασκευών, όπως τα φράγματα. Για τα φράγματα και την πολυπλοκότητα της κατασκευής τους δεν γίνεται καμία ιδιαίτερη αναφορά στις διατάξεις του ευρωπαϊκού κανονισμού. Επομένως, η μελέτη για τον ορθό σχεδιασμό τους χρειάζεται επιπλέον αναλύσεις για την κάλυψη όλων των περιπτώσεων, που επηρεάζουν τα φράγματα υπό την επίδραση κάποιας σεισμικής δράσης. Η διεθνής επιτροπή μεγάλων φραγμάτων (ICOLD) και οι ομοσπονδιακές οδηγίες στις ΗΠΑ για την ασφάλεια των φραγμάτων (FEMA-65) έναντι του σεισμού, χρησιμοποιούνται ευρέως για τη δυναμική ανάλυση φραγμάτων.

### 2.3.3 Ομοσπονδιακές οδηγίες ΗΠΑ για την ασφάλεια φραγμάτων

Η μεγάλη σημασία και χρησιμότητα των φραγμάτων αύξησε την ανάγκη δημιουργίας οδηγιών και κατευθυντήριων γραμμών με τις οποίες θα παρέχεται πιο πλήρη και έγκυρη αξιολόγηση των πρακτικών σχεδιασμού, διαχείρισης και ασφάλειας των φραγμάτων. Με τον τρόπο αυτό εξασφαλίζεται η καταλληλότητα και η αντοχή των φραγμάτων σε σεισμικές καταπονήσεις. Οι ομοσπονδιακές οδηγίες των ΗΠΑ (FEMA) παρέχουν ένα βασικό πλαίσιο για τον σεισμό σχεδιασμού και την αποτίμηση των φραγμάτων. Μέσω του πλαισίου αυτού αναπτύσσονται κριτήρια για το σχεδιασμό, την κατασκευή, τη λειτουργία, τη συντήρηση και την αποτίμηση των φραγμάτων κάτω από την επίδραση ενός σεισμού.

Γενικά, η σεισμική μελέτη ενός έργου σε μία περιοχή εξαρτάται από τη σεισμικότητά της, από το είδος του υπεδάφους της, καθώς και τις συνέπειες που θα προκληθούν σε περίπτωση αστοχίας του φράγματος. Ο σχεδιασμός και η αξιολόγηση των φραγμάτων υπό την επίδραση της σεισμικής καταπόνησης θα πρέπει να βασίζεται σε συγκρίσιμο επίπεδο εξέτασης και ανάλυσης για κάθε φάση της σεισμικής μελέτης (σεισμοτεκτονική, γεωλογική, γεωτεκτονική και επιπλέον έρευνες). Φράγματα σε ζώνες χαμηλής σεισμικότητας δεν απαιτούν εκτεταμένες σεισμικές έρευνες και αναλύσεις, εκτός αν μία πιθανή αστοχία μπορεί να οδηγήσει σε απειλή της ανθρώπινης ζωής ή και του περιβάλλοντος. Προηγούμενες μελέτες σε υπάρχοντα φράγματα σκυροδέματος σε περιοχές χαμηλής έως μέτριας σεισμικότητας, έχουν δείξει ότι όταν ήταν κατάλληλα σχεδιασμένα να αντέχουν τις επαρκώς στατικές δυνάμεις, ήταν ικανά να ανταπεξέλθουν σε σεισμούς που μπορούσαν να εμφανιστούν κατά τη λειτουργία τους. Το ίδιο ισχύει και σε καλά κατασκευασμένα φράγματα, τα οποία είναι κατασκευασμένα σε υγιή και σταθερά θεμέλια. Εκτεταμένες έρευνες και αναλύσεις απαιτούν τα φράγματα, τα οποία πρόκειται να σχεδιαστούν σε ζώνες με υψηλή σεισμικότητα, όπου ο κίνδυνος αστοχίας τους είναι μεγάλος.

Ο σεισμός (ή οι σεισμοί) που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό ή την αποτίμηση ενός φράγματος θα καθοριστεί από ένα εύρος περιπτώσεων όπως: ο μέγιστος πιθανός σεισμός (Maximum Credible Earthquake MCE), ο μέγιστος σεισμός σχεδιασμού (Maximum Design Earthquake MDE), ο σεισμός αξιολόγησης ασφάλειας (Safety Evaluation Earthquake SEE), ο λειτουργικός σεισμός βάσης (Operating Basis Earthquake OBE) που χρησιμοποιείται σε συνδυασμό με τους παραπάνω σεισμούς. Ο MCE είναι ο μεγαλύτερος σεισμός που θα μπορούσε να συμβεί. Ο MDE ή SEE είναι ο μέγιστος σεισμός που παράγεται από τη σεισμική κίνηση σύμφωνα με τον οποίο έχει σχεδιαστεί και αξιολογηθεί η κατασκευή. Ο MDE ή SEE μπορούν να τεθούν ίσοι με τον MCE ή λίγο μικρότεροι ανάλογα με τις συνθήκες κάθε έργου. Παράγοντες που προσδιορίζουν τις τιμές τους είναι ο κίνδυνος αστοχίας του φράγματος, η κρισιμότητα λειτουργίας του (ύδρευση-άδρευση, χώρος αναψυχής,

έλεγχος πλημμυρών, κλπ), καθώς και ο χρόνος για την αποκατάσταση σε περίπτωση αστοχίας. Τέλος, ο ΟΒΕ είναι ο σεισμός που αναμένεται να συμβεί κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Η τιμή του σεισμού αυτού εξαρτάται από την απαίτηση είναι ανεκτή λίγη ή καθόλου βλάβη σε αυτό χωρίς να διακόπτεται η λειτουργία του.

Η τελική επιλογή του σεισμού σχεδιασμού (MDE) κρίνει κατά πόσο ή όχι το φράγμα είναι σε θέση να αντιστέκεται σύμφωνα με τον συγκεκριμένο MCE, χωρίς να προκύψει καταστροφική αστοχία, όπως είναι η απελευθέρωση του νερού του ταμιευτήρα. Για φράγματα υψηλής σπουδαιότητας και επικινδυνότητας ο MDE ταυτίζεται με τον MCE, ωστόσο σε φράγματα χαμηλότερης επικινδυνότητας ο MDE μπορεί να έχει μικρότερη τιμή. Επίσης, αρκετά σημαντική τιμή είναι αυτή του ΟΒΕ, καθώς ο σεισμός αυτός αντιπροσωπεύει το ανώτατο επίπεδο σεισμού που θα προκύψει κατά τη συνήθη διάρκεια ζωής του φράγματος, και εκτιμάται από τη σεισμικότητα της περιοχής κατασκευής.

### Φράγματα Σκυροδέματος

Η πιο βασική μορφή αστοχίας στα φράγματα σκυροδέματος είναι ο υπερβολικός αριθμός ρωγμών που μπορεί να εμφανιστούν στην περίπτωση σεισμικής καταπόνησης, οδηγώντας έτσι το φράγμα σε πιθανή βλάβη ή ακόμα και στην αστοχία του. Για ένα φράγμα από σκυρόδεμα, το οποίο βρίσκεται σε βραχώδες υπόστρωμα και δεν έχει σημαντικές κατασκευαστικές ελλείψεις, η διατήρηση της δομικής ακεραιότητας του κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι πολύ πιθανή στην περίπτωση που τηρούνται οι ακόλουθοι όροι:

- Το φράγμα είναι καλά κατασκευασμένο και είναι σε καλή κατάσταση.
- Οι μέγιστες επιταχύνσεις στο βραχώδες υπόστρωμα να είναι 0,2g ή μικρότερες.
- Ο συντελεστής ασφάλειας έναντι ολισθήσεως για στατικές συνθήκες να έχει αποδεκτή τιμή.

Αν οι προϋποθέσεις αυτές δεν τηρούνται χρειάζονται επιπλέον αναλύσεις και μελέτες για την επίτευξη της ασφαλούς λειτουργίας του έργου.

Έχουν αναπτυχθεί αρκετές μεθοδολογίες για τη σεισμική μελέτη των φραγμάτων σκυροδέματος. Συνήθως, λόγω της πολυπλοκότητας της γεωμετρίας τους η ανάλυση τους γίνεται με τη μέθοδο χρονοϊστοριών, δηλαδή με την επιβολή φυσικών ή τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων. Η συγκεκριμένη μέθοδος δυναμικής ανάλυσης διακρίνεται στη γραμμική-ελαστική ανάλυση και στη μη γραμμική ανάλυση. Όσο αφορά στη γραμμική ανάλυση, η απόκριση του φράγματος υπολογίζεται για ολόκληρη τη διάρκεια της χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης, ξεκινώντας από την αρχική στατική κατάσταση και υπολογίζοντας τη γραμμική ελαστική απόκριση σε μικρά χρονικά διαστήματα, δίνοντας έτσι τη συνολική απόκριση του φράγματος λόγω της επιβολής της χρονοϊστορίας. Η μη-γραμμική ανάλυση (η οποία είναι και πιο ρεαλιστική), για να είναι πλήρης θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη όλες τις πηγές της μη-γραμμικότητας που συμβάλλουν στη μη

γραμμική απόκριση. Οι ζημιές, που προκαλούνται από μία σεισμική ή άλλη δράση, είναι συνήθως συνδεδεμένες με σημαντική μείωση των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών, μεταβολή γεωμετρίας, κλπ, με αποτέλεσμα τη ρηγμάτωση του σκυροδέματος, την ολίσθηση, κ.α.

### Γεωφράγματα

Τα γεωφράγματα από εδαφικό υλικό αστοχούν κυρίως εξαιτίας της διάβρωσης λόγω υπερχειλίσσης. Αυτό μπορεί να συμβεί: α) λόγω κάποιου σφάλματος κατά την κατασκευή με αποτέλεσμα την ανύψωση του ταμιευτήρα πάνω από την κορυφή του φράγματος, β) λόγω της κατολίσθησης που μπορεί να συμβεί εξαιτίας κάποιου σεισμού η οποία εκτοπίζει σημαντικό όγκο του νερού, και τέλος γ) λόγω πιθανών κυματισμών που θα δημιουργηθούν στον ταμιευτήρα από έναν σεισμό. Επιπροσθέτως, σε ένα φράγμα μία σεισμική δόνηση μπορεί να προκαλέσει βλάβες, παραμορφώσεις και ρωγμές στο εσωτερικό του φράγματος, δημιουργώντας προβλήματα στα φίλτρα του ή στις σωληνώσεις και επομένως το φράγμα να εμφανίσει βλάβες και να οδηγηθεί σε αστοχία.

Όπως και στα φράγματα σκυροδέματος, έτσι και τα φράγματα βαρύτητας από εδαφικό υλικό δεν θα παρουσιάσουν παραμορφώσεις που θα οδηγήσουν στην αστοχία τους αν ισχύουν οι παρακάτω προϋποθέσεις:

- Το φράγμα καθώς και τα θεμέλια του δεν θα υποστούν ρευστοποίηση αν δεν κατασκευαστεί σε χαλαρά εδάφη ή αργίλους.
- Το φράγμα να είναι καλά κατασκευασμένο.
- Οι πλευρές του φράγματος να έχουν κλίση 3:1 (H:V) ή/και η γραμμή του φρέατος να είναι πολύ πιο κάτω από την κατάντη πλαγιά του φράγματος.
- Η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση στη βάση του φράγματος να μην είναι μεγαλύτερη από 0,2g.
- Οι στατικοί συντελεστές ασφαλείας σε όλες τις πιθανές επιφάνειες αστοχίας να έχουν τιμή μεγαλύτερη από 1,5.
- Οι κυματισμοί κατά τη διάρκεια του σεισμού να είναι τουλάχιστον το 3%-5% του ύψους του φράγματος και όχι μικρότερο των 0,9 μέτρα.
- Δεν θα πρέπει να υπάρχουν κρίσιμα στοιχεία που θα εμφανίσουν βλάβες από μικρές κινήσεις του φράγματος ή να προκαλέσουν ρωγμές οδηγώντας σε εσωτερική διάβρωση.

Σε περίπτωση που οι προϋποθέσεις αυτές δεν πληρούνται επαρκώς, απαιτείται μία πιο λεπτομερής μελέτη και ανάλυση για την επίτευξη της ασφάλειας και της ευστάθειας των φραγμάτων. Για τον σκοπό αυτό, έχουν αναπτυχθεί αρκετές μεθοδολογίες, όπως η ανάλυση κατά Newmark ή ανάλυση με ψευδοστατικές μεθόδους, οι δυναμικές αναλύσεις, κλπ.

#### **2.3.4 Οδηγίες Διεθνούς Επιτροπής Μεγάλων Φραγμάτων για τον αντισεισμικό σχεδιασμό**

Η διεθνής επιτροπή των μεγάλων φραγμάτων (ICOLD) δημιούργησε μία σειρά από κατευθυντήριες οδηγίες για τον ορθό αντισεισμικό σχεδιασμό μεγάλων και σημαντικών φραγμάτων. Η σπουδαιότητα αυτών των φραγμάτων καθώς και οι σημαντικές συνέπειες που θα προκληθούν από πιθανή αστοχία τους, οδήγησαν στη δημιουργία της επιτροπής και στη συνέχεια στη διαμόρφωση των κατευθυντήριων οδηγιών. Αρχικά, οι οδηγίες αυτές έχουν ως σκοπό την επιλογή των παραμέτρων που πρέπει να χρησιμοποιηθούν στο σεισμικό σχεδιασμό, την ανάλυση και την ασφάλεια των νέων ή υφιστάμενων φραγμάτων. Επιπρόσθετος σκοπός των οδηγιών είναι η εξασφάλιση της δομικής ακεραιότητας του φράγματος κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτό επιτυγχάνεται με τη συνεργασία των αρμόδιων μηχανικών και των διαφόρων φορέων που εμπλέκονται στον σχεδιασμό, την κατασκευή, τη λειτουργία, τη συντήρηση και την παρακολούθηση των φραγμάτων.

Η χρήση αποτελεσματικών σεισμικών παραμέτρων είναι απαραίτητη για την πραγματοποίηση μιας ικανοποιητικής αντιμετώπισης του σεισμού για την ασφάλεια των φραγμάτων. Αυτές οι κατευθυντήριες γραμμές προορίζονται να βοηθήσουν τον μηχανικό στην επιλογή των σεισμικών παραμέτρων για τα φράγματα με βάση τις προϋποθέσεις που θα τεθούν ανάλογα με την τοποθεσία της κατασκευής του φράγματος, τη σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής καθώς και τον κίνδυνο που μπορεί να υπάρξει από πιθανή αστοχία του φράγματος. Η σεισμική μελέτη δεν περιλαμβάνει μόνο τις διαδικασίες για τον ορθό σχεδιασμό του φράγματος, αλλά συμπληρώνεται από αποτελεσματικές διαδικασίες ελέγχου του φράγματος και συνεχούς επιτήρησης και παρακολούθησης του μετά την ολοκλήρωσή του. Επιπλέον, πρέπει να τονιστεί ότι ανεξάρτητα από τις σεισμικές παραμέτρους και τις μεθόδους μελέτης που θα επιλεγούν για τον σχεδιασμό του φράγματος, η τελική αξιολόγηση της σεισμικής επάρκειας του φράγματος εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από την κρίση των μηχανικών και την προηγούμενη εμπειρία τους σε παρόμοιες κατασκευές.

Οι κατευθυντήριες οδηγίες της ICOLD περιλαμβάνουν την επιλογή και την αξιολόγηση των σεισμικών παραμέτρων, επανεξετάζουν την ασφάλεια των υφιστάμενων μεγάλων φραγμάτων και παρέχουν τις προϋποθέσεις καλύτερου δυνατού στις νέες κατασκευές. Οι εν λόγω οδηγίες (οι οποίες προορίζονται για εφαρμογή μόνο σε μεγάλα φράγματα, σύμφωνα και με τον ορισμό της επιτροπής ICOLD) καλύπτουν τα παρακάτω θέματα:

- Πρωτοβάθμιους παράγοντες αντισεισμικού σχεδιασμού.
- Επιλογή των σεισμών σχεδιασμού για την ανάλυση.
- Επιλογή των σεισμικών παραμέτρων για την αξιολόγηση.
- Παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή των παραπάνω σεισμικών παραμέτρων.

Στο σημείο αυτό πρέπει να διευκρινιστεί ότι σύμφωνα με την ICOLD μεγάλο φράγμα ορίζεται ένα φράγμα που έχει ύψος μεγαλύτερο των 15m ή ένα φράγμα ύψους μεταξύ 10 και 15m που ικανοποιεί ένα από τα ακόλουθα κριτήρια:

- μήκος μεγαλύτερο των 500m, ή
- χωρητικότητα του ταμιευτήρα μεγαλύτερη των  $10^6 \text{ m}^3$ , ή
- ποσότητα υπερχειλίσης μεγαλύτερη των  $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Οι οδηγίες αυτές έχουν ως βασικό αντικείμενο τη δράση του σεισμού που επηρεάζουν το κύριο σώμα του φράγματος καθώς και τις κρίσιμα για την ασφάλεια του φράγματος στοιχεία, όπως είναι το κάτω μέρος της εξόδου του νερού, οι θύρες υπερχειλίσης και οι μονάδες ελέγχου της παροχής νερού. Ωστόσο, πρέπει να γίνει αντιληπτό ότι ένας σεισμός θα επηρεάσει όλα τα στοιχεία του φράγματος όπως είναι οι υπόγειες κατασκευές του φράγματος, ο εξοπλισμός, οι προσωρινές κατασκευές (προφράγματα), κλπ. Ως εκ τούτου, όλα αυτά τα στοιχεία πρέπει να είναι σε θέση να αντέχουν σε σεισμικές δονήσεις. Για τα στοιχεία αυτά, μπορούν να χρησιμοποιηθούν χαμηλότερα επίπεδα από τον σεισμό σχεδιασμό σε σχέση με το κύριο σώμα του φράγματος και τα πιο κρίσιμα στοιχεία που σχετίζονται με την ασφάλειά του.

Μια εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας απαιτείται συνήθως για την επιλογή των σεισμικών παραμέτρων που χρειάζεται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό ή την αποτίμηση φραγμάτων. Μια εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας απαιτεί τις ακόλουθες ενέργειες:

- Εντοπισμός πιθανών πηγών σεισμού.
- Αξιολόγηση των χαρακτηριστικών κάθε σεισμικής πηγής.
- Εμπειρικές εξισώσεις για τον υπολογισμό του εύρους της εδαφικής κίνησης.

Η εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής κατασκευής του φράγματος θα πρέπει να εξετάζει όλες τις πληροφορίες που είναι διαθέσιμες για τις σεισμοτεκτονικές συνθήκες στην περιοχή του φράγματος, καθώς και τον βαθμό αβεβαιότητας των εν λόγω πληροφοριών. Ως πρωτοβάθμιοι παράγοντες για τον εντοπισμό των πιθανών πηγών σεισμού και την αξιολόγηση των χαρακτηριστικών τους μπορούν να θεωρηθούν οι τεκτονικές, γεωλογικές συνθήκες, καθώς και η σεισμική δραστηριότητα στην ευρύτερη περιοχή του φράγματος. Η μελέτη των εν λόγω πρωτοβάθμιων παραγόντων πρέπει να είναι πλήρης και λεπτομερειακή και να είναι προσαρμοσμένη στις τοπικές συνθήκες, το μέγεθος του φράγματος, την προβλεπόμενη λειτουργία του και τις συνέπειες από βλάβη ή ολική διακοπή της λειτουργίας του φράγματος. Ουσιαστικά, η επιλογή των σεισμικών παραγόντων για την αξιολόγηση της ασφαλείας των νέων ή υφιστάμενων φραγμάτων πρέπει να γίνει βήμα-βήμα και να καλύπτει όλες τις απαραίτητες απαιτήσεις για τον αντισεισμικό σχεδιασμό. Έχει ήδη γίνει μία συνοπτική αναφορά των πρωτοβάθμιων παραγόντων που εξετάζουν την εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου στην περιοχή του φράγματος.



Οι σεισμοί σχεδιασμού που επιλέγονται για ανάλυση όπως διατυπώθηκε και στις αντίστοιχες οδηγίες της FEMA πρέπει να ορίζονται επακριβώς ώστε να γίνεται η καλύτερη δυνατή σεισμική αξιολόγηση της περιοχής του έργου. Η ορολογία των σεισμών (όπως και στις οδηγίες FEMA) δίνεται παρακάτω:

- MCE (Maximum Credible Earthquake)

Αποτελεί τον μεγαλύτερο μεγέθους πιθανό σεισμό και ορίζεται από το μέχρι σήμερα γνωστό ή υποτιθέμενο τεκτονικό πλαίσιο της περιοχής. Αποτελεί την πιο δυσμενή εδαφική κίνηση που επηρεάζει την περιοχή του φράγματος και αναφέρεται ως MCE εδαφική κίνηση. Γενικά, δεν μπορεί να προσδιοριστεί με ακρίβεια η περίοδος επαναφοράς του σεισμού MCE. Εάν δεν υπάρχουν προφανείς σεισμικά σενάρια της εδαφικής κίνησης της περιοχής (όπως για παράδειγμα αν δεν υπάρχουν ενεργά ρήγματα που προσδιορίζονται εύκολα), οι εδαφικές κινήσεις στην περιοχή του φράγματος προσδιορίζονται με βάση μία πιθανολογική προσέγγιση με πολύ μεγάλη περίοδο επαναφοράς, δηλαδή τα 10000 χρόνια.

- SEE (Safety Evaluation Earthquake)

Ο σεισμός αυτός αποτελεί το μέγιστο επίπεδο της σεισμικής κίνησης σύμφωνα με το οποίο σχεδιάζεται και αναλύεται το φράγμα. Για φράγματα των οποίων η αστοχία θα προκαλέσει καταστροφικές συνέπειες στον πληθυσμό ο SEE θα ορίζεται από ένα επίπεδο κίνησης που αναμένεται να προκληθεί στο φράγμα να ισούται με τον MCE και ομοίως να εμφανίζει πολύ μεγάλη περίοδο επαναφοράς (10000 χρόνια). Όταν το φράγμα θα υποβάλλεται σε σεισμική δόνηση εξαιτίας του SEE, θα πρέπει να εξασφαλίζεται η μη ανεξέλεγκτη απελευθέρωση του νερού του ταμιευτήρα. Ανάλογα με τις περιστάσεις (π.χ., σημασία του φράγματος, συνέπειες αστοχίας του) με βάση τον SEE θα πρέπει να σχεδιαστούν τα κρίσιμα στοιχεία του, όπως ο πυθμένας και οι πύλες υπερχειλίσσης. Στην περίπτωση που δεν υπάρχει μεγάλος κίνδυνος για ανθρώπινες απώλειες, ο SEE μπορεί να επιλεγεί με χαμηλότερη περίοδο επαναφοράς και γενικά, ανάλογα με τις συνέπειες της αστοχίας του φράγματος επιλέγεται η περίοδος επαναφοράς. Οι περίοδοι επαναφοράς που αναφέρθηκαν παραπάνω είναι σε γενικές γραμμές αυτές που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό του υπερχειλιστή.

- OBE (Operating Basis Earthquake)

Ο σεισμός αυτός αντιπροσωπεύει το επίπεδο κίνησης του εδάφους στην περιοχή του φράγματος για τον οποίο είναι αποδεκτές μόνο μικρές υλικές ζημιές. Το φράγμα θα πρέπει να παραμείνει λειτουργικό και οι όποιες ζημιές θα μπορούν εύκολα να επισκευαστούν λόγω της σεισμικής κίνησης του OBE. Θεωρητικά, ο εν λόγω σεισμός μπορεί να προσδιοριστεί από την ανάλυση του οικονομικού κινδύνου αλλά αυτό δεν είναι πάντα πρακτικό ή εφικτό. Σε πολλές περιπτώσεις, είναι σκόπιμο να επιλεγεί μία ελάχιστη περίοδος επαναφοράς 145 χρόνια (δηλαδή περίπου 50% πιθανότητα εμφάνισης του OBE σε 100 χρόνια). Δεδομένου ότι οι

συνέπειες υπέρβασης του OBE είναι συνήθως οικονομικές, μπορεί να δικαιολογηθεί η χρήση ενός πολύ αυστηρού ή λιγότερου αυστηρού σεισμού OBE (με μεγαλύτερη ή μικρότερη περίοδο επαναφοράς, αντίστοιχα).

- RTE (Reservoir-Triggered Earthquake)

Αυτός ο σεισμός είναι ο σεισμός που οφείλεται λόγω του ταμιευτήρα (Reservoir-Triggered Earthquake) και αντιπροσωπεύει τη μέγιστη εδαφική κίνηση που μπορεί να προκληθεί στην περιοχή του φράγματος από την παρουσία του ταμιευτήρα (γέμισμα, άδειασμα, κλπ). Γενικά, η εξέταση του RTE συνδέεται με φράγματα υψηλότερα των 100m ή σε μεγάλους ταμιευτήρες με χωρητικότητα μεγαλύτερη των 500 Mm<sup>3</sup> και σε μικρότερα φράγματα που βρίσκονται σε τεκτονικά ευαίσθητες περιοχές. Ενώ υπάρχουν διάφορες των απόψεις σχετικά με τις συνθήκες που προκαλεί σεισμικότητα ένας ταμιευτήρας θα πρέπει να θεωρείται δεδομένο αν ο προτεινόμενος ταμιευτήρας περιέχει ενεργά ρήγματα στο εσωτερικό του και αν η περιφερειακή και τοπική γεωλογία, καθώς και εάν από σεισμικές καταγραφές εντός της εν λόγω περιοχής προκύψει ότι παρουσιάζει συνθήκες για την πρόκληση σεισμικότητας εξαιτίας του ταμιευτήρα. Ακόμα και αν τα ρήγματα μέσα στον ταμιευτήρα θεωρούνται ανενεργά, το ενδεχόμενο της δυνατότητας του ταμιευτήρα να προκαλέσει ενεργοποίηση τους δεν πρέπει να αποκλεισθεί εντελώς, ειδικά εάν η περιφερειακή και τοπική γεωλογία καθώς και η σεισμικότητα της περιοχής δείχνει ότι υπάρχει περίπτωση της εμφάνισης σεισμικότητας εξαιτίας του ταμιευτήρα. Ανάλογα με την τοποθεσία του φράγματος και τις επικρατούσες σεισμοτεκτονικές συνθήκες, ο RTE μπορεί να είναι μικρότερος, ίσος ή μεγαλύτερος από τον OBE. Ο RTE σεισμός δεν θα πρέπει να είναι σε καμία περίπτωση μεγαλύτερος από τον SEE. Μέχρι σήμερα έχουν υπάρξει έξι αποδεκτές περιπτώσεις που ο ταμιευτήρας προκάλεσε σεισμικότητα, όπου το μέγεθος της σεισμικής δραστηριότητας ξεπέρασε το 5,7 R. Η μεγαλύτερη εκδήλωσης σεισμικότητας που πιστεύεται ότι οφείλεται στο ταμιευτήρα έχει μέγεθος 6,3 R.

Γενικά, για την κατασκευή οποιασδήποτε κατασκευής, από μία προσωρινή κατασκευή έως μία άκρως σημαντικότητας κατασκευής όπως είναι τα φράγματα, είναι απαραίτητη αντισεισμική μελέτη της. Η περίοδος επαναφοράς των σεισμών σχεδιασμού εξαρτάται από τον τύπο της κατασκευής, τη διάρκεια χρήσης της, τη σεισμική τρωτότητα της κατά τη διάρκεια κατασκευής και λειτουργίας της και από τις συνέπειες που θα προκληθούν από πιθανή αστοχία της. Γενικά, πρέπει τα έργα που πρόκειται να κατασκευαστούν να σχεδιάζονται σύμφωνα με τον ισχύοντα αντισεισμικό κανονισμό. Συνηθέστερα, για έργα του φράγματος μη ιδιαίτερης σημασίας ο σεισμός σχεδιασμού ορίζεται με μία περίοδο επαναφοράς τα 475 χρόνια. Όμως, για έργα οι οποίες είναι κρίσιμης σημασίας για τα φράγματα (έξοδος πυθμένα, πύλες υπερχειλίσσης) ο σχεδιασμός πρέπει να βασίζεται στο SEE.

Τα βασικά σεισμικά φορτία για τον σχεδιασμό νέων φραγμάτων ή για την αξιολόγηση της ασφάλειας των ήδη κατασκευασμένων ελέγχονται με τον SEE και

τον ΟΒΕ. Η κύρια προϋπόθεση για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των φραγμάτων είναι η προστασία και η ασφάλεια της ζωής και περιουσίας. Ως εκ τούτου, τα μεγάλα φράγματα πρέπει να είναι σε θέση να αντέχουν ισχυρούς σεισμούς χωρίς την εμφάνιση αστοχιών που θα επιφέρουν ανεξέλεγκτη απελευθέρωση του ύδατος που συγκρατείται στον ταμιευτήρα. Επίσης, πρέπει να τονιστεί ότι τα κρίσιμης σημασίας έργα του φράγματος πρέπει να είναι λειτουργικά και μετά τη σεισμική δόνηση. Εκτός από την ανωτέρω πρωτογενή απαίτηση, αρκετοί παράγοντες ρυθμίζουν τη σεισμική αξιολόγηση της ασφάλειας του φράγματος, αυτοί οι παράγοντες είναι:

- Η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής του φράγματος.
- Το είδος του φράγματος.
- Οι λειτουργικές του απαιτήσεις.
- Οι συνέπειες που θα προκληθούν από πιθανή αστοχία του.

Οι σεισμικές παράμετροι που χρησιμοποιούνται για την αξιολόγηση των επιδόσεων του φράγματος σχετίζονται με τα χαρακτηριστικά κίνησης του εδάφους, όπως είναι η επιτάχυνση, η ταχύτητα, η μετατόπιση, τα φάσματα απόκρισης και οι χρονοϊστορίες των εδαφικών επιταχύνσεων που χαρακτηρίζουν τον SEE και τον ΟΒΕ. Οι σεισμικές παράμετροι αξιολόγησης συχνά χρησιμεύουν για τα αρχικά δεδομένα ανάλυσης σε αριθμητικές αναλύσεις ενός φράγματος, με τα αποτελέσματα των αριθμητικών λύσεων να χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο των επιδόσεων και της ασφάλειας του φράγματος. Οι πιο σημαντικοί παράγοντες για τον προσδιορισμό των σεισμικών παραμέτρων αξιολόγησης είναι:

- Η κατάταξη της τοποθεσίας.
- Οι φυσικές ιδιότητες και το πάχος των υλικών θεμελίωσης.
- Η απόσταση από τη ζώνη απελευθέρωσης της ενέργειας.
- Το είδος ρηγμάτων.

Οι στόχοι του σχεδιασμού και του ελέγχου των πιθανών τρόπων αστοχίας ενός φράγματος είναι η ανάλυση των απαιτήσεων του φράγματος και κατά συνέπεια ο τρόπος που επιλέγονται και καθορίζονται οι σεισμικές παράμετροι για την αξιολόγηση. Οι παράγοντες που επηρεάζουν τις προδιαγραφές των σεισμικών παραμέτρων είναι οι ακόλουθοι:

- Οι πιθανές συνέπειες αστοχίας της κατασκευής.
- Το είδος του φράγματος και των πιθανών τρόπων αστοχίας.

Ο καθορισμός της κατάλληλης μεθοδολογίας για την αξιολόγηση του φράγματος και των προσδιορισμό των σεισμικών παραμέτρων, με βάση τους παραπάνω παράγοντες απαιτεί την απαραίτητη γνώση και επαγγελματική εμπειρία των εμπλεκόμενων μηχανικών.

Αναλυτικότερα, οι πιθανές συνέπειες που σχετίζονται με τα φράγματα έχει κυρίως κατασκευαστικές και κοινωνικό-οικονομικές συνιστώσες. Οι συνέπειες αστοχίας του φράγματος εξαρτώνται από τη χωρητικότητα του ταμιευτήρα, το ύψος του φράγματος καθώς και από τον πληθυσμό, υποδομές και τεχνικά έργα στην

κατάντη περιοχή του φράγματος. Οι κοινωνικό-οικονομικές συνέπειες μπορούν να εκφραστούν με τον αριθμό των ατόμων που θα κινδυνέψουν ή/και θα πρέπει να εγκαταλείψουν την κατάντη περιοχή σε περίπτωση αστοχίας του φράγματος. Οι πιθανές συνέπειες αστοχίας των φραγμάτων μπορούν να ταξινομηθούν σύμφωνα με τα παραπάνω στοιχεία σε πιο σοβαρή συνέπεια αυτή που ο ταμιευτήρας του φράγματος έχει μεγάλη χωρητικότητα, οδηγώντας σε μεγαλύτερη εκκένωση της κατάντη περιοχής και κατά συνέπεια μεγαλύτερης έκτασης ζημιές.

Με τον τρόπο αυτό μπορούν να ταξινομηθούν οι συνέπειες ενδεχόμενης αστοχίας του φράγματος και να διαμορφωθούν οι διάφορες κατηγορίες επιπτώσεων που θα κυμαίνονται από χαμηλές σε ακραίες συνέπειες. Η παραπάνω ταξινόμηση γίνεται με βάση τις κοινωνικό-οικονομικές συνέπειες, αντικατοπτρίζοντας τις επιπτώσεις που θα προκληθούν από πιθανή αστοχία στο κοινωνικό-οικονομικό και φυσικό περιβάλλον της περιοχής. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι στην περίπτωση των ήδη υπαρχόντων φραγμάτων τυχόν ανάπτυξη στην κατάντη περιοχή θα επηρεάσει την ταξινόμηση των συνεπειών από την αστοχία του και θα πρέπει να γίνει επαναπροσδιορισμός των συνεπειών. Η ταξινόμηση των συνεπειών αστοχίας είναι απαραίτητη για την επιλογή των σεισμικών παραμέτρων για την αξιολόγηση καθώς για παράδειγμα αν οι συνέπειες είναι ακραίες απαιτείται λεπτομερής μελέτη και ελέγχου ειδικά αν το φράγμα βρίσκεται σε περιοχή με έντονη σεισμικότητα.

Ο τύπος των φραγμάτων καθώς και ο τρόπος αστοχίας τους επηρεάζουν και αυτοί με τη σειρά τους την επιλογή των σεισμικών παραμέτρων για τον σχεδιασμό νέων ή την αποτίμηση υφιστάμενων. Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω απαιτείται η ικανή εμπειρία και γνώση για την επιλογή τους. Στη συνέχεια θα αναλυθεί ξεχωριστά η κάθε περίπτωση ανάλογα του είδους των φραγμάτων.

### Φράγματα Σκυροδέματος

Για την ασφάλεια των φραγμάτων από σκυρόδεμα μετά από σεισμική δόνηση απαιτείται αξιολόγηση για τη συνολική ευστάθεια και δομική ακεραιότητα της κατασκευής, όπως και του ελέγχου της ικανότητας του φράγματος να αντέχει τις υδροστατικές πιέσεις, αποτρέποντας την υπερβολική ρηγμάτωση του σκυροδέματος. Έχουν αναπτυχθεί αρκετές μεθοδολογίες ανάλυσης από αρκετά απλά έως πιο απαιτητικά, όπως είναι η ανάλυση μέσω πεπερασμένων στοιχείων η οποία είναι η πιο αξιόπιστη ανάλυση και μπορεί να εφαρμοστεί στα φράγματα σκυροδέματος. Δυναμικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων μπορούν να εφαρμοστούν χρησιμοποιώντας φάσματα απόκρισης ή χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, οι αναλύσεις μέσω των πεπερασμένων στοιχείων είναι απαραίτητες για τα περισσότερα φράγματα που ανήκουν σύμφωνα με την προαναφερθείσα ταξινόμηση σε φράγματα που προκαλούν υψηλές ή ακραίες συνέπειες.

Δεδομένου ότι οι καταπονήσεις που προκαλούνται από τις σεισμικές δονήσεις αποτελούν έναν πρωταρχικό παράγοντα για την αξιολόγηση της κατάστασης του

φράγματος και εφόσον υποτίθεται η γραμμική-ελαστική συμπεριφορά του, η χρήση των φασμάτων απόκρισης και των χρονοϊστοριών των επιταχύνσεων με σκοπό να διευκρινιστούν οι σεισμοί σχεδιασμού. Ωστόσο, αν θεωρηθεί ότι το φράγμα συμπεριφέρεται μη-γραμμικά η αξιολόγηση της απόδοσης του φράγματος γίνεται με τη χρήση χρονοϊστοριών επιταχύνσεων. Επειδή τα φράγματα σκυροδέματος γενικά ανταποκρίνονται σε σχετικά υψηλές συχνότητες, είναι σημαντικό ότι πρέπει να ψηφιοποιηθούν οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων σε αρκετά μικρό χρονικό διάστημα-βήμα, που συνήθως κυμαίνεται από 0,005 έως 0,02 δευτερόλεπτα. Η σωστή επιλογή του χρονικού βήματος πρέπει να ελεγχθεί πριν πραγματοποιηθεί οποιαδήποτε ανάλυση. Για ευθύγραμμα φράγματα σκυροδέματος, υπάρχουν δύο συνιστώσες κίνησης η οριζόντια και η κατακόρυφη με αποτέλεσμα να είναι επαρκής η διδιάστατη ανάλυση αυτού του τύπου φράγματος. Ωστόσο, για φράγματα βαρύτητας σε σχετικά στενές χαράδρες καθώς και σε τοξωτά φράγματα απαιτείται τριδιάστατη ανάλυση χρησιμοποιώντας δύο οριζόντιες συνιστώσες κίνησης και μία κατακόρυφη. Ιδιαίτερη προσοχή στην ανάλυση τους απαιτείται στα μεγάλα μήκους φράγματα και στα αντηριδωτά φράγματα. Τέλος, στην περίπτωση φραγμάτων με μεγάλο όγκο σκυροδέματος είναι συνήθως αναγκαίο να εξεταστούν οι κατακόρυφες επιταχύνσεις, οι επιπτώσεις της ενίσχυσης καθώς και οι επιπτώσεις από τον ταμιευτήρα του φράγματος, οι οποίες μπορεί να έχουν σημαντικές επιδράσεις στις σεισμικές καταπονήσεις που προκαλούνται.

### Γεωφράγματα

Οι κίνδυνοι για την ασφάλεια των φραγμάτων βαρύτητας από εδαφικό υλικό που υποβάλλονται σε σεισμικές δονήσεις οφείλονται είτε λόγω της απώλειας της ευστάθειας τους λόγω της απώλειας αντίστασης του φράγματος ή των εδαφικών στρώσεων στη θεμελίωση (για παράδειγμα η ρευστοποίηση), είτε λόγω υπερβολικής μόνιμης παραμόρφωσης (όπως για παράδειγμα οι ρωγμές των επιχωμάτων). Οι αναλύσεις σε εδαφικά φράγματα μπορούν να γίνουν με χρήση της μεθόδου Newmark ή με χρήση γραμμικής/μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Θα πρέπει να σημειωθεί όμως ότι η μέθοδος Newmark και οι αριθμητικές αναλύσεις εξετάζουν μόνο τις διατμητικές παραμορφώσεις και δεν συμπεριλαμβάνουν τις παραμορφώσεις που προκαλούνται από τις μεταβολές του όγκου κατά τη διάρκεια των σεισμικών δονήσεων (όπως συμπίεση της άμμου ή των χαλικιών). Απλουστευμένες διαδικασίες θα πρέπει να χρησιμοποιούνται πριν την επιλογή πιο λεπτομερών και σύνθετων μεθόδων για τη πληροφόρηση σχετικά με τις επιπτώσεις των σεισμικών παραμέτρων που επιλέγονται. Για την εκτίμηση της απόδοσης των εδαφικών φραγμάτων που ταξινομούνται σε ακραίες ή υψηλού κινδύνου συνέπειες αστοχίας συχνά πραγματοποιούνται λεπτομερείς διαδικασίες όπως η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, όπου απαιτούνται χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων για την αξιολόγηση των σεισμικών παραμέτρων.

Για τα εδαφικά φράγματα που έχουν θεμελιώδεις περιόδους κίνησης που κυμαίνεται συνήθως μεταξύ 0,5 και 1,5 sec στην ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων απαιτείται χρονικό βήμα μεγαλύτερο από αυτό που συνιστάται σε φράγματα σκυροδέματος. Οπότε, χρονικά βήματα έως 0,05 sec είναι συνήθως αυτά που χρησιμοποιούνται. Ωστόσο, αν χρησιμοποιηθούν αναλύσεις μη-γραμμικών πεπερασμένων στοιχείων απαιτείται εξαιρετικά μικρό χρονικό βήμα της τάξης του 0,001 sec ή και μικρότερο.

Αν τα θεμέλια και τα υλικά του φράγματος δεν είναι ευαίσθητα σε απώλεια της δυσκαμψίας ή εάν το φράγμα δεν είναι κορεσμένο, η δυναμική ανάλυση θα χρησιμεύει ως βάση για την εκτίμηση των μόνιμων μετατοπίσεων, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο Newmark ή άλλες μεθόδους. Στην περίπτωση που τα θεμέλια ή τα υλικά του αναχώματος μπορεί να χάσουν τη δυσκαμψία και την αντοχή τους, μία δυναμική ανάλυση του φράγματος θα πρέπει να χρησιμοποιείται για την εκτίμηση των τάσεων που προκαλούνται για να προσδιοριστεί αν οι τάσεις αυτές μπορούν να προκαλέσουν αστάθεια. Για λεπτομερή ανάλυση ενός εδαφικού φράγματος, οι σεισμικοί παράμετροι για την αξιολόγηση δεν μπορούν να προσδιοριστούν άμεσα από τα φάσματα απόκρισης, καθώς οι αυξημένες πιέσεις των πόρων ή οι υπερβολικές παραμορφώσεις εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από τη διάρκεια και το συχνотικό περιεχόμενο της σεισμικής δόνησης. Μια καθορισμένη φασματική μορφή, ωστόσο, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως οδηγός για την αξιολόγηση της καταλληλότητας της επιλεγμένης χρονοϊστορίας της επιτάχυνσης. Τέλος, συχνά θεωρείται ότι η δυναμική απόκριση των εδαφικών φραγμάτων δεν απαιτεί την εξέταση της κατακόρυφης συνιστώσας κίνησης του εδάφους ή των υδροδυναμικών επιδράσεων του ταμιευτήρα νερού. Ωστόσο, μπορεί να χρειαστεί να εξεταστούν και αυτοί οι παράγοντες για φράγματα με απότομες κλίσεις.

### **2.3.5 Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας**

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών (κτίρια, φράγματα, κ.α.) με στάθμες επιτελεστικότητας (Performance-Based Design) στηρίζεται στη θεωρία του προσδιορισμού αποδεκτών επιπέδων ζημιών (στάθμη επιτελεστικότητας) σύμφωνα με την πιθανότητα εμφάνισης του κάθε σεισμού σχεδιασμού, δηλαδή στον καθορισμό του επιδιωκόμενου στόχου σεισμικής ικανότητας σε κάθε περίπτωση. Η μέθοδος συνεπώς, εξετάζει τον ακριβή τρόπο που θα συμπεριφερθεί η εξεταζόμενη κατασκευή σε διάφορα επίπεδα του σεισμού σχεδιασμού και τις αντίστοιχες αναμενόμενες βλάβες που θα παρουσιαστούν. Επομένως, η μέθοδος αυτή συνδυάζει ασφάλεια και οικονομία με βέλτιστο τρόπο.

Η κλασσική μεθοδολογία σχεδιασμού των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών (μέθοδος των δυνάμεων) αντιθέτως, εξετάζει μόνο τη συμπεριφορά της κατασκευής μέχρι να αρχίσουν να εμφανίζονται οι βλάβες (ελαστική απόκριση) και δεν περιλαμβάνει αναλύσεις για το τι συμβαίνει μετά την πρόκληση των ζημιών. Η ελάχιστη εξασφάλιση ασφάλειας μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς με τους

συντελεστές συμπεριφοράς να καθορίζονται με στόχο την εξασφάλιση της προστασίας της ανθρώπινης ζωής και την αποφυγή της κατάρρευσης. Σε πολλές περιπτώσεις όμως, ο σχεδιασμός των κατασκευών με τον τρόπο αυτόν μπορεί να είναι επισφαλής, όπως για παράδειγμα σε έντονα μη κανονικά κτίρια.

Η μεθοδολογία των σταθμών επιτελεστικότητας εφαρμόζεται κυρίως για τον έλεγχο και την ενίσχυση των υφιστάμενων κατασκευών και αποτελεί βασικό κορμό των διεθνών κανονισμών (π.χ., Ευρωκώδικας 8-Μέρος 3, Ελληνικός Κανονισμός Επεμβάσεων (ΚΑΝ.ΕΠΕ.), FEMA 356, ATC-40, κλπ). Σε νέες κατασκευές, η μεθοδολογία μπορεί να εφαρμοστεί για τον έλεγχο μιας ήδη διαστασιολογημένης κατασκευής. Η γνώση του τρόπου συμπεριφοράς της κατασκευής πέραν της ελαστικής περιοχής, δηλαδή μετά την εμφάνιση των ζημιών έως την οιονεί κατάρρευση αποτελεί την απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή της μεθόδου. Η μέθοδος αυτή εφαρμόζεται σε συνδυασμό με μη-γραμμικές αναλύσεις (ανελαστικές), είτε στατικές αναλύσεις (ανάλυση pushover), είτε δυναμικές αναλύσεις (αναλύσεις με χρονοϊστορίες).

Η σεισμική ικανότητα μιας κατασκευής έχει ως στόχους τον συνδυασμό μιας στάθμης επιτελεστικότητας (αποδεκτού επιπέδου ζημιών) και της σεισμικής δράσης που προκαλεί την καταπόνηση της, η οποία προσδιορίζεται από την πιθανότητα υπέρβασης της κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής ή αλλιώς της περιόδου επανάλληψης. Με άλλα λόγια, κάθε στόχος της σεισμικής ικανότητας καθορίζει μία ανεκτή οριακή κατάσταση ζημιών για συγκεκριμένο μέγεθος της σεισμικής δόνησης. Στη συνέχεια, αφού προσδιοριστεί ο επιθυμητός στόχος της σεισμικής ικανότητας γίνεται η αποτίμηση της υφιστάμενης κατασκευής ή η ενίσχυση (ανασχεδιασμός) της ή ο σχεδιασμός της αν πρόκειται για νέα κατασκευή. Γενικά, οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας δεν αναφέρονται μόνο στον φέροντα οργανισμό, αλλά και στο μη-φέροντα οργανισμό, δηλαδή περιλαμβάνουν και το σύστημα που δεν συμμετέχει στην ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων. Επομένως, ο συνολικός στόχος της σεισμικής ικανότητας για ολόκληρη την κατασκευή είναι ο συνδυασμός των στόχων του φέροντα και μη οργανισμού. Στον Πίνακα 2.2 αναφέρονται οι στόχοι σχεδιασμού σύμφωνα με τις στάθμες επιτελεστικότητας και τις περιόδους επανάλληψης του Ευρωκώδικα 8 (EC8). Για παράδειγμα, ο συνήθης σχεδιασμός ενός κτιρίου σύμφωνα με τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς αντιστοιχεί σε στόχο σχεδιασμού B2.

Σύμφωνα και με τα παραπάνω, ο καθορισμός του στόχου για τον οποίο γίνεται ο σχεδιασμός εξαρτάται από τον επιθυμητό συνδυασμό ασφάλειας και κόστους, έχοντας υπόψη και τη σπουδαιότητα της κατασκευής. Η φιλοσοφία του σχεδιασμού επομένως, απεικονίζεται σχηματικά στον Πίνακα 2.3, στον οποίο κάθε τετράγωνο αντιπροσωπεύει ένα στόχο σχεδιασμού με τις διαγώνιες γραμμές να αντιστοιχούν σε συγκεκριμένα κριτήρια σχεδιασμού. Για να γίνει πιο κατανοητό, η γραμμή 1-3 καθορίζει τον βασικό σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η γραμμή 2-3 αντιστοιχεί σε ένα σχεδιασμό με μικρότερο σεισμικό κίνδυνο και θα μπορούσε να

αντιστοιχεί σε κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας και η γραμμή 3-3 σε ένα πολύ ασφαλή αλλά και πολύ αντιοικονομικό σχεδιασμό που θα μπορούσε να εφαρμοστεί σε κατασκευές πολύ μεγάλης σπουδαιότητας (βλέπε κατηγορίες σπουδαιότητας EC8), όπως τα φράγματα. Επιπλέον, οι στόχοι που αντιστοιχούν στα τετράγωνα δεξιά της γραμμής 1-3 αποτελούν μη αποδεκτούς στόχους.

Πίνακας 2.2. Στόχοι σεισμικής ικανότητας κατά EC8 (Πηγή: Ψυχάρης, 2010).

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Περιορισμός βλαβών	Σημαντικές βλάβες	Οιονεί κατάρρευση
Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης σε 50 χρόνια	20% (Περίοδος επανάλιψης 225 χρόνια)	A1	B1	Γ1
	10% (Περίοδος επανάλιψης 475 χρόνια)	A2	B2	Γ2
	2% (Περίοδος επανάλιψης 2475 χρόνια)	A3	B3	Γ3

Πίνακας 2.2. Καθορισμός στόχων σχεδιασμού (Πηγή: Ψυχάρης, 2010).

		Στάθμη επιτελεστικότητας		
		Άμεση χρήση	Προστασία ζωής	Οιονεί κατάρρευση
Συχνότητα εμφάνισης σεισμικής δράσης	Μεγάλη (συχνοί σεισμοί)	1	Μη-αποδεκτοί στόχοι	Μη-αποδεκτοί στόχοι
	Μικρή (σπάνιοι σεισμοί)	2		
	Πολύ μικρή (πολύ σπάνιοι σεισμοί)	3	3	3

Γενικά, όλοι οι αντισεισμικοί κανονισμοί συνήθως ορίζουν, με λίγες διαφορές, τρεις διαφορετικές στάθμες επιτελεστικότητας, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 2.2. Βέβαια, σε ορισμένους κανονισμούς υπάρχουν και ενδιάμεσες στάθμες επιτελεστικότητας. Παρακάτω θα αναφερθούν οι στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με τον Πίνακα 2.2 για συνήθη κτιριακά έργα.



#### Άμεση χρήση μετά τον σεισμό (Immediate occupancy)

Για τον φέροντα οργανισμό (στάθμη Α), το επίπεδο ζημιών πρέπει να είναι σε τέτοιο επίπεδο ώστε να μην διακόπτεται καμία λειτουργία της κατασκευής κατά τη διάρκεια του σεισμού ή μετά από αυτόν, επιτρέποντας βέβαια δευτερεύουσας σημασίας λειτουργίες. Επομένως, επιτρέπονται μόνο μερικές αραιές ρωγμές καμπτικού χαρακτήρα, οι οποίες βέβαια δεν επηρεάζουν την ικανότητα της κατασκευής να φέρει τα κατακόρυφα καθώς και τα οριζόντια φορτία, στον ίδιο βαθμό, όπως πριν τον σεισμό. Επίσης, ο κίνδυνος τραυματισμού ατόμων από τις βλάβες είναι στην πράξη αμελητέος. Για τον μη φέροντα οργανισμό (Στάθμη Β), επιτρέπονται μικρές μόνο ζημιές, οι οποίες φυσικά δεν επηρεάζουν τις βασικές λειτουργίες της κατασκευής. Στον Ευρωκώδικα (EC8), ως πρώτη στάθμη επιτελεστικότητας χρησιμοποιείται η οριακή κατάσταση περιορισμού βλαβών (Limit state of damage limitation), η οποία όπως αναμένεται δεν ταυτίζεται επακριβώς με τη στάθμη άμεσης χρήσης, αλλά σε μεγαλύτερους σεισμούς. Για να γίνει πιο αντιληπτή η διαφορά τους, για τον σχεδιασμό συνήθων κατασκευών, η στάθμη άμεσης χρήσης συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης τα 72 έτη (50% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια), ενώ η στάθμη περιορισμού βλαβών συνδυάζεται με σεισμική διέγερση με περίοδο επανάληψης τα 225 έτη (20% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια).

#### Προστασία ζωής (Life safety)

Για τον φέροντα οργανισμό (Στάθμη Β), αναμένεται να εμφανιστούν ζημιές, οι οποίες είναι επισκευάσιμες και δεν αποτελούν αιτία απώλειας της στατικής ευστάθειας της κατασκευής ή σοβαρού τραυματισμού ατόμων ή σημαντικών ζημιών σε αντικείμενα που βρίσκονται στην κατασκευή. Μικροτραυματισμοί, οι οποίοι δεν θέτουν σε κίνδυνο την απώλεια ζωής μπορεί να συμβούν. Η κατασκευή μπορεί να επαναχρησιμοποιηθεί μετά τον σεισμό αφού γίνουν οι απαραίτητες επισκευές. Για τα μη φέροντα στοιχεία (Στάθμη Β), αναμένεται να εμφανιστούν βλάβες, οι οποίες δεν θέτουν σε κίνδυνο τα άτομα εντός ή εκτός της κατασκευής, είτε εξαιτίας πτώσης αντικειμένων είτε εξαιτίας δευτερογενών αιτιών. Η στάθμη αυτή στον EC8 αναφέρεται ως οριακή κατάσταση σημαντικών βλαβών (Limit state of significant damage).

#### Οιονεί κατάρρευση (Structural stability)

Για τον φέροντα οργανισμό (Στάθμη Γ), αναμένεται να εμφανιστούν εκτεταμένες, ως επί το πλείστον μη-επισκευάσιμες ζημιές. Στην κατάσταση αυτή ο φέρων οργανισμός έχει ακόμα την ικανότητα να φέρει τα κατακόρυφα φορτία, όμως η οριζόντια δυσκαμψία και η ικανότητα αντίστασης σε οριζόντια φορτία έχει σημαντική μείωση και κατά συνέπεια η κατασκευή δεν είναι ασφαλής έναντι ολικής ή μερικής κατάρρευσης. Για τον λόγο αυτό, υπάρχει κίνδυνος κατάρρευσης της

κατασκευής κατά τη διάρκεια πιθανών μετασεισμών. Επιπλέον, υπάρχει ορατός ο κίνδυνος σοβαρού τραυματισμού ατόμων από πτώσεις στοιχείων της κατασκευής. Για να επαναχρησιμοποιηθεί η κατασκευή μετά τον σεισμό απαιτούνται εκτεταμένες επιδιορθώσεις, όμως σε πολλές περιπτώσεις είναι τεχνικά και οικονομικά αδύνατη η επισκευή της. Για τα μη φέροντα στοιχεία (στάθμη γ), αναμένεται να εμφανιστούν σημαντικές βλάβες, οι οποίες είναι ικανές να προκαλέσουν ακόμα και την πτώση τους. Εξαιρούνται τα υψηλού κινδύνου μη φέροντα στοιχεία, τα οποία οφείλουν να είναι καλά στερεωμένα με στόχο τη πτώση τους σε χώρους συγκέντρωσης πολλών ατόμων. Στον EC8 η στάθμη αυτή αναφέρεται ως οριακή κατάσταση οιονεί κατάρρευσης (Limit state of near collapse) (Ψυχάρης, 2010).

Πίνακας 2.3. Κατηγορίες ενδεχόμενων επιπτώσεων λόγω σεισμού σε φράγματα (Πηγή: NZSOLD, 2000).

Ενδεχόμενες κατηγορίες επιπτώσεων	Πιθανές στοιχειώδεις συνέπειες της αστοχίας	
	Ζωή	Κοινωνικό-οικονομικές, χρηματοκινομικές και περιβάλλον
Υψηλή	Θάνατοι	Καταστροφικές ζημιές
Μεσαία	Λίγοι θάνατοι είναι πιθανοί	Σημαντικές ζημιές
Χαμηλή	Δεν αναμένονται θάνατοι	Μέτριες ζημιές
Πολύ χαμηλή	Όχι θάνατοι	Ελάχιστες ζημιές

Όσον αφορά στα φράγματα, δεν έχει ακόμα αναπτυχθεί πλήρως ένα αντίστοιχο πλαίσιο όπως στα κτιριακά έργα. Σύμφωνα με οδηγίες για την ασφάλεια μεγάλων φραγμάτων της Νέας Ζηλανδίας (NSZOLD, New Zealand Society On Large Dam Safety Guidelines), η εξέταση των σεισμικών κινήσεων σε μία σεισμικά ενεργή χώρα, όπως η Νέα Ζηλανδία (αντιστοίχως και η Ελλάδα) αποτελεί σημαντική παράμετρο για τον σχεδιασμό των φραγμάτων. Οι κατευθυντήριες αυτές οδηγίες (NSZOLD) ενσωματώνουν τη διεθνή πρακτική για τον προσδιορισμό του σεισμού σχεδιασμού αν και δεν καθορίζουν ειδικά τα φάσματα σχεδιασμού. Αντιθέτως, καθορίζουν τα κριτήρια που πρέπει να πληρούνται για την ανάπτυξη των σεισμικών δράσεων σχεδιασμού από μία πιθανολογική ή/και ντετερμινιστική μελέτη στην συγκεκριμένη περιοχή. Τα φράγματα ταξινομούνται στις ενδεχόμενες κατηγορίες επιπτώσεων (PICs, Potential Impact Categories), με βάση τις συνέπειες αστοχίας (βλέπε Πίνακα 2.3). Ο λειτουργικός σεισμός βάσης (OBE) και ο μέγιστος σεισμός σχεδιασμού (MDE) είναι αυτοί που λαμβάνονται υπόψη για τις δύο βασικές

στάθμες απαιτήσεων: λειτουργικότητας (serviceability limit state) και αστοχίας (ultimate limit state). Περίοδος επαναφοράς 145 ετών χρησιμοποιείται για τον σεισμό OBE και 10000 έτη για σεισμικές κινήσεις του σεισμού MDE.

Επιπλέον, όσον αφορά τον μέγιστο σεισμό σχεδιασμό (MDE) φραγμάτων αυτός χρησιμεύει για τον έλεγχο θεμάτων ασφάλειας τους. Σύμφωνα με τις οδηγίες NZSOLD, το κριτήριο επιλογής του MDE είναι τουλάχιστον να διατηρηθεί το φράγμα μετά τον σεισμό αυτόν, με μερικές βλάβες να είναι επιτρεπτές, χωρίς όμως να οδηγηθεί σε καταστροφική αποτυχία. Συγκεκριμένα, για φράγματα με ενδεχομένως υψηλό αντίκτυπο αστοχίας (PIC) συνήθως ο MDE χρησιμοποιείται είτε ίσος με τον μέγιστο αξιόπιστο σεισμό (MCE) είτε ίσος με 1 στα 10000 ΑΕΡ πιθανότητα (όπου ΑΕΡ είναι μία συντομογραφία για την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης). Παρόλο που για τα υψηλά PIC φράγματα δεν είναι τόσο χρήσιμος ο προσδιορισμός του MDE, όσο για τα φράγματα μεσαίου και χαμηλού PIC όπου επιλέγεται MDE με εδαφικές κινήσεις λιγότερο σοβαρές από τις κινήσεις που προκαλούνται από MCE ή το 1 στα 10000 ΑΕΡ πιθανότητα υπέρβασης.

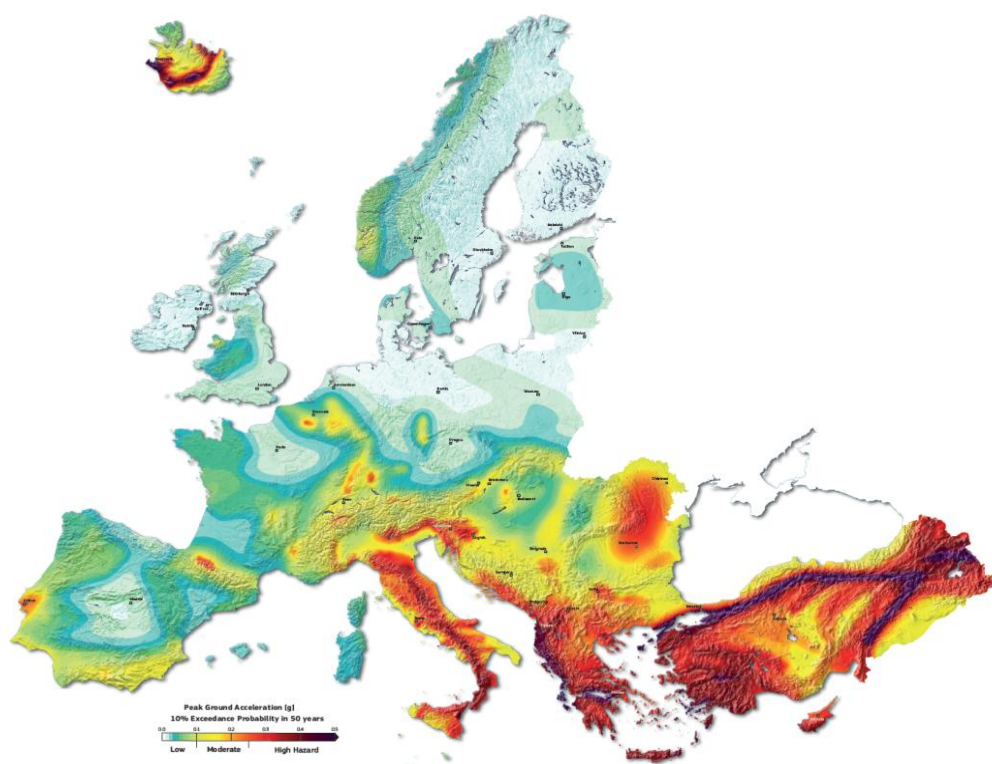
Από την επανεξέταση της διεθνούς πρακτικής από τους Mejia et al. (2001), προέκυψαν τιμές για τις πιθανοτικές περιόδους επαναφοράς για όλα τα επίπεδα PIC φραγμάτων (βλέπε Πίνακα 2.4). Επίσης, χρησιμοποιήθηκε ο σεισμός αξιολόγησης ασφάλειας (SEE), σε αντικατάσταση του MDE. Επιπροσθέτως, χρησιμοποιήθηκε άλλο ένα σημαντικό μέγεθος το οποίο είναι η σεισμική ζήτηση που τοποθετείται επί του φράγματος με τον σεισμό που καθορίζει αυτό να ονομάζεται μέγιστος σεισμός ελέγχου (CME, Controlling Maximum Earthquake).

Πίνακας 2.4. Σεισμός αξιολόγησης ασφάλειας και προσδιορισμός εδαφικής κίνησης (Πηγή: Mejia, 2001).

Κατηγορία ενδεχόμενων επιπτώσεων του φράγματος (PIC)	Σεισμός αξιολόγησης ασφαλείας (SEE) και προσδιορισμός εδαφικής κίνησης
Υψηλή	84 <sup>ο</sup> ποσοστιαίο επίπεδο για τον σεισμό CME. Δεν απαιτείται να υπερβαίνει περίοδο επαναφοράς 10000 έτη.
Μεσαία	50 <sup>ο</sup> -84 <sup>ο</sup> ποσοστιαίο επίπεδο για τον CME. Δεν απαιτείται να υπερβαίνει περίοδο επαναφοράς 2500 έτη.
Χαμηλή	50 <sup>ο</sup> ποσοστιαίο επίπεδο για τον CME. Δεν απαιτείται να υπερβαίνει περίοδο επαναφοράς 500 έτη.

Η μελέτη των Mejia et al. (2001) αφορούσε κυρίως συνθήκες όπου τα φράγματα βρίσκονται κοντά στη πρόκληση αστοχιών εξαιτίας ενός σεισμού μεγάλου

μεγέθους, αλλά ενδεχομένως να έχουν πολύ μεγάλη περίοδο επαναφοράς της τάξης των 10000 ετών ή και ακόμα μεγαλύτερη. Η προσέγγιση των Mejia et al. (2001) αποτελεί μία ιεραρχική μέθοδο, όπου χρησιμοποιούνται φάσματα που βασίζονται σε ντετερμινιστικά κριτήρια, με πιθανοτικά όρια. Είναι ελαφρώς διαφορετική από τις οδηγίες της NZSOLD για τα υψηλά φράγματα, αφού ο SEE προσεγγίζεται τόσο με ντετερμινιστικά αλλά και με πιθανοτικά κριτήρια. Η προσέγγιση αυτή έχει δυσκολίες όταν τα πλησιεστέρα γνωστά ρήγματα βρίσκονται σε κάποια απόσταση από τη περιοχή του εξεταζόμενου φράγματος. Σε αυτήν την περίπτωση, ο σεισμικός κίνδυνος συχνά εκτιμάται από τους μικρούς έως μεγάλου μεγέθους σεισμούς, διαμορφώνοντας τη συνολική συνιστώσα του σεισμικού μοντέλου, και όχι από τις γνωστές μετακινήσεις του κάθε ρήγματος.



Εικόνα 2.3. Σεισμικότητα της Ευρώπης (Πηγή: Giardini et al., 2013).

Ο τρόπος και το είδος της ανάλυσης που απαιτείται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των φραγμάτων εξαρτάται από την κρισιμότητα του έργου, το επίπεδο σεισμικής φόρτισης, τις συνθήκες που επικρατούν στην περιοχή κατασκευής και το είδος (φράγματα σκυροδέματος και εδαφικά φράγματα) και το ύψος του φράγματος. Όσον αφορά στην περιοχή του φράγματος και τις συνθήκες που επικρατούν, ο παρακάτω χάρτης της Ευρώπης (βλέπε Εικόνα 2.3) που απεικονίζει την σεισμικότητα της Ευρώπης σε τιμές PGA με πιθανότητα υπέρβαση 10% τα 50 χρόνια. Με τον τρόπο αυτόν μπορεί να γίνει ένας πρώτος έλεγχος και εν συνεχεία, θα πρέπει να ακολουθήσει και πιο λεπτομερειακός έλεγχος για την περιοχή του κάθε φράγματος.

## 2.4 Ανάλυση Σεισμικής Ευστάθειας Πρανών

Βασικός κανόνας κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό και την κατασκευή τεχνικών έργων, όπως τα φράγματα, είναι η εξασφάλιση της σεισμικής ευστάθειας τους. Επειδή όμως λόγω της πολυπλοκότητας της δομής των φραγμάτων, η ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας τους γίνεται με την ανάλυση των πρανών. Επομένως, η εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας των πρανών αποτελεί βασικό κομμάτι του αντισεισμικού σχεδιασμού και ως σήμερα η πρακτική για την εκτίμησή της βασίζεται σε τρεις κατηγορίες μεθόδων, οι οποίες διαφέρουν ως προς την ακρίβεια με την οποία προσομοιώνεται η εδαφική κίνηση και η δυναμική απόκριση του πρανούς. Οι κατηγορίες αυτές είναι οι ακόλουθες:

- ψευδοστατική μέθοδος,
- μέθοδος μόνιμων μετακινήσεων,
- μέθοδος τάσεων-παραμορφώσεων.

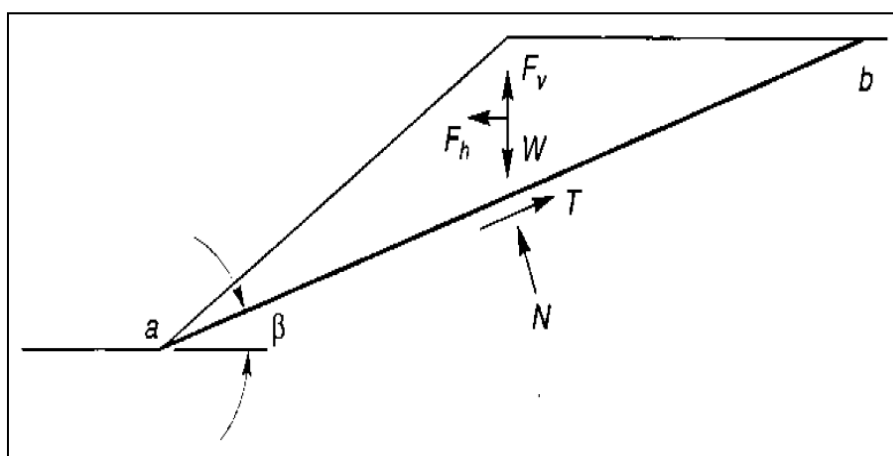
Ως προς την ακρίβεια προσομοίωσης η μέθοδος τάσεων-παραμορφώσεων είναι η πιο ακριβής, η ανάλυση της οποίας γίνεται με χρήση δυναμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων. Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για να περιγράψει και τη μη γραμμική συμπεριφορά του σώματος του φράγματος, με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ακρίβεια, απαιτώντας όμως πολύπλοκα καταστατικά προσομοιώματα των μηχανικών ιδιοτήτων των υλικών, οδηγώντας έτσι στη χρήση αρκετών παραμέτρων, οι οποίες είναι δύσκολο να ποσοτικοποιηθούν με έρευνες στο πεδίο ή στο εργαστήριο. Γενικά, μία αντιπροσωπευτική τιμή της σεισμικής ευστάθειας των πρανών, είναι ο συντελεστής ασφαλείας (factor safety ή FS). Ο υπολογισμός του συντελεστή ασφαλείας μπορεί να γίνει με τη ψευδοστατική μέθοδο στα πλαίσια μιας συμβατικής ανάλυσης οριακής ισορροπίας. Η μέθοδος μόνιμων μετακινήσεων χρησιμοποιεί προσεγγίσεις που βασίζονται στον υπολογισμό μετατοπίσεων για να προβλέψει τις μόνιμες μετατοπίσεις του πρανούς που προκαλεί η εδαφική κίνηση. Ο υπολογισμός τους γίνεται με τη χρήση επιταχυνσιογράφημάτων με την απλοποιητική προσέγγιση κατά Newmark.

Στη συνέχεια, γίνεται λεπτομερειακή αναφορά στις τεχνικές που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση ευστάθειας των πρανών με μεγαλύτερη έμφαση στην ψευδοστατική ανάλυση και στη μέθοδο μόνιμων μετακινήσεων, λόγω της ευκολίας χρήσης τους στην πράξη. Επιπλέον, θα γίνει και μία μικρή αναφορά και στη μέθοδο των τάσεων-παραμορφώσεων και συγκεκριμένα στην ευρύτατα διαδεδομένη αριθμητική μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method ή FEM). Με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι δυνατή η προσομοίωση πολύπλοκων γεωμετριών που συνδυάζουν τοπογραφικές, γεωμορφικές και στρωματογραφικές δυσκολίες. Σημειώνεται ότι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι ιδανική για προβλήματα που παρουσιάζουν

γεωμετρικές ιδιομορφίες και μη γραμμική συμπεριφορά υλικών και αποτελεί αναμφισβήτητα ένα ιδιαίτερα ισχυρό εργαλείο για την προσομοίωση εδαφικών σχηματισμών.

### 2.4.1 Ψευδοστατική Ανάλυση

Η ψευδοστατική ανάλυση για τον υπολογισμό της σεισμικής ευστάθειας πρανούς, χρησιμοποιείται ως επέκταση των στατικών αναλύσεων, με στόχο τον υπολογισμό ενός συντελεστή ασφάλειας (FS) έναντι σεισμικής αστοχίας. Η ψευδοστατική ανάλυση αναπαριστά την επίδραση των ψευδοστατικών επιταχύνσεων, οι οποίες είναι το αποτέλεσμα της σεισμικής δόνησης και παράγουν εσωτερικές δυνάμεις που δρουν στο κέντρο βάρους της μάζας που αστοχεί. Τα μέτρα των ψευδοστατικών επιταχύνσεων θα πρέπει να σχετίζονται με την ένταση της εδαφικής κίνησης. Όπως γίνεται αντιληπτό και στην Εικόνα 2.4, οι ψευδοστατικές δυνάμεις που ασκούνται στο κέντρο βάρους της μάζας αστοχίας είναι η οριζόντια δύναμη  $F_h$ , η κατακόρυφη δύναμη  $F_v$  και το βάρος της  $W$ . Επιπλέον, στη μάζα αστοχίας ασκούνται και οι δυνάμεις στο επίπεδο ολίσθησης: η διατμητική  $T$  και η ορθή  $N$ .



Εικόνα 2.4. Δυνάμεις ψευδοστατικής μεθόδου (Καραμπάτσος, 2006).

Το μέγεθος των ψευδοστατικών δυνάμεων δίνεται από της παρακάτω σχέσεις:

$$F_h = \frac{\alpha_h * W}{g} = k_h * W \quad [2.1]$$

$$F_v = \frac{\alpha_v * W}{g} = k_v * W \quad [2.2]$$

όπου:

$F_h$ : η οριζόντια ψευδοστατική δύναμη,

$F_v$ : η κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη,

$\alpha_h$ : η οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση,

$\alpha_v$ : η κατακόρυφη ψευδοστατική επιτάχυνση,

$k_h$ : ο αδιάστατος σεισμικός συντελεστής της οριζόντιας κίνησης,

$k_v$ : ο αδιάστατος σεισμικός συντελεστής της κατακόρυφης κίνησης,

$W$ : το βάρος της μάζας που αστοχεί.

Αναλύοντας τις δυνάμεις που δρουν στην μάζα ολίσθησης, η οποία θα αστοχήσει υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι σεισμικής αστοχίας πρανούς, με παρόμοιο τρόπο όπως οι αναλύσεις οριακής ισορροπίας υπό στατική φόρτιση, η εξίσωση που υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας υπό στατικές συνθήκες είναι:

$$FS = \frac{\text{διατμητική αντοχή του υλικού}}{\text{διατμητική τάση που απαιτείται για την διατήρηση ισορροπίας}}$$

Επομένως, η παραπάνω εξίσωση στην ψευδοστατική ανάλυση διαμορφώνεται ως εξής:

$$FS = \frac{\text{αντιτιθέμενη στην ολίσθηση δύναμη}}{\text{δύναμη που προκαλεί ολίσθηση}}$$

ή

$$FS = \frac{\text{δύναμη αντίστασης}}{\text{δύναμη ώθησης}} [2.3]$$

Είναι γνωστό επίσης από την εδαφομηχανική πως το κριτήριο αστοχίας των συνεκτικών εδαφών κατά Mohr-Coulomb είναι:

$$\tau = c + \sigma' * \tan\phi [2.4]$$

όπου:

$\tau$ : η διατμητική αντοχή του εδάφους,

$\sigma'$ : η ενεργός ορθή τάση,

$c$ : η συνοχή του υλικού,

$\phi$ : η γωνία εσωτερικής τριβής του υλικού.

Με βάση τις δυνάμεις της Εικόνας 2.4 για τη μάζα αστοχίας και επιλύοντας τη σχέση [2.3] λαμβάνοντας υπόψη τη σχέση [2.4], αλλά και τις [2.1] και [2.2], έχουμε την παρακάτω εξίσωση για τον συντελεστή ασφαλείας:

$$FS = \frac{c * l_{ab} + [(W - F_v) * \cos\beta - F_h * \sin\beta] * \tan\phi}{(W - F_v) * \sin\beta + F_h * \cos\beta} \quad [2.5]$$

όπου,  $l_{ab}$ : το μήκος της επιφάνειας αστοχίας.

Από τη σχέση [2.5], συμπεραίνεται ότι για  $\phi > 0$ , η αύξηση της οριζόντιας ψευδοστατικής δύναμης  $F_h$ , οδηγεί σε μείωση του συντελεστή ασφαλείας. Επίσης, η κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη  $F_v$  δεν επιδρά στον ίδιο βαθμό με την οριζόντια ψευδοστατική δύναμη  $F_h$  στην ευστάθεια του πρανούς, καθώς με οποιαδήποτε αλλαγή της αλλάζουν ταυτόχρονα η δύναμη αντίστασης και η δύναμη ώθησης, οπότε δεν επηρεάζεται ιδιαίτερα ο συντελεστής ασφαλείας. Συνεπώς, η επίδραση της κατακόρυφης ψευδοστατικής δύναμης συχνά αγνοείται κατά τη διαδικασία της ψευδοστατικής ανάλυσης.

Με βάση τα παραπάνω γίνεται εύκολα αντιληπτό, ότι στην ψευδοστατική ανάλυση το πιο κρίσιμο μέγεθος είναι η τιμή της οριζόντιας αδρανειακής δύναμης  $F_h$ . Η τιμή της δύναμης αυτής, όπως φαίνεται και στη σχέση [2.1], εξαρτάται από τον αδιάστατο σεισμικό συντελεστή  $k_h$ . Κατά συνέπεια, η επιλογή της κατάλληλης τιμής του  $k_h$  για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας FS είναι μεγάλης σημασίας για τον ασφαλή και ορθό σχεδιασμό των φραγμάτων. Ο σεισμικός συντελεστής  $k_h$  θα πρέπει να αντικατοπτρίζει πλήρως την ταλάντωση της ολισθαίνουσας μάζας για τον σεισμό σχεδιασμού. Γνωρίζοντας μάλιστα ότι η ολισθαίνουσα μάζα δεν είναι άκαμπτη, τα διάφορα σημεία δεν ταλαντώνονται σε φάση, κυρίως σε υψηλά φράγματα, και η ταλάντωση τους δεν είναι ίδιου εύρους καθ' ύψος του φράγματος. Συμπερασματικά, η εφαρμογή της ψευδοστατικής ανάλυσης, παρά τη συχνή εφαρμογή της σε πολλά έργα δεν δίνει πάντα ρεαλιστικά αποτελέσματα για την εκτίμηση του σεισμικού κινδύνου για τον σχεδιασμό των φραγμάτων. Η δυσκολία αυτή ξεπερνιέται συνήθως με τη χρήση πιο αξιόπιστων μεθόδων, όπως είναι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων. Η ψευδοστατική μεθοδολογία έχει πλεονεκτήματα, αλλά και μειονεκτήματα σαν τεχνική εκτίμησης της σεισμικής ευστάθειας των πρανών:

#### Πλεονεκτήματα

- Σχετικά απλή μέθοδος.
- Υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας FS.

#### Μειονεκτήματα

- Δεν γίνεται ρεαλιστική εκτίμηση της πολύπλοκης επίδρασης της ισχυρής εδαφικής κίνησης.
- Δεν λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή της αντοχής των ιδιοτήτων των υλικών, ειδικά σε ισχυρή σεισμική κίνηση.



- Είναι αδύνατη η αξιολόγηση της επίδρασης της υδατικής πίεσης του νερού των πόρων.
- Η ανάλυση γίνεται θεωρώντας τα φράγματα άκαμπτα σώματα.

#### **2.4.2 Μέθοδος Μόνιμων Μετακινήσεων (ανάλυση κατά Newmark)**

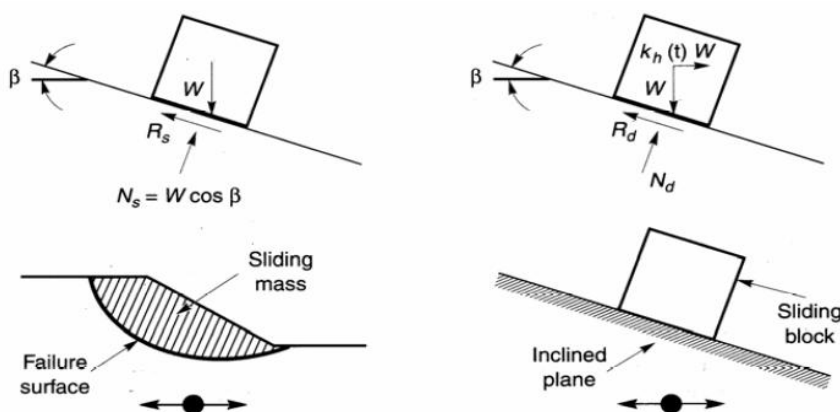
Η περιγραφή της ψευδοστατικής μεθοδολογίας έδειξε ότι η ευστάθεια πρανών αποτυπώνεται στον συντελεστή ασφαλείας. Η μέθοδος των μόνιμων μετακινήσεων αποτελεί μία μέθοδο με την οποία γίνεται η εκτίμηση των μόνιμων μετακινήσεων των πρανών που οφείλονται σε μία σεισμική διέγερση. Η μέθοδος των επιτρεπόμενων μετακινήσεων αναπτύχθηκε από τον Newmark (1965) και ουσιαστικά πρόκειται για ένα απλό προσομοίωμα, σύμφωνα με το οποίο η ανάπτυξη των σεισμικών παραμορφώσεων κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας είναι ανάλογη προς αυτήν των μετακινήσεων που προκαλούνται καθώς ένα άκαμπτο σώμα ολισθαίνει σε ένα κεκλιμένο επίπεδο έπειτα από την επιβολή μιας σεισμικής κίνησης.

Η ανάλυση κατά Newmark (στην αρχική της μορφή, καθώς στην πορεία έχουν υπάρξει διάφορες παραλλαγές) στηρίζεται σε μία σειρά από παραδοχές, με τις οποίες περιορίζεται η ρεαλιστικότητα του προσομοιώματος. Οι παραδοχές αυτές είναι οι εξής:

- Υπάρχει σαφώς καθορισμένη επιφάνεια και μάζα αστοχίας.
- Η επιφάνεια αστοχίας είναι επίπεδη.
- Το έδαφος είναι άκαμπτο και απόλυτα πλαστικό, καθώς και η εδαφική μάζα που ολισθαίνει είναι απολύτως άκαμπτη.
- Δεν μειώνεται η διατμητική αντοχή του εδάφους λόγω της εδαφικής κίνησης.
- Η σεισμική κίνηση είναι μόνο οριζόντια.
- Η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων είναι απολύτως πλαστική.

Κατά τη διάρκεια της σεισμικής δραστηριότητας, οι σεισμικές επιταχύνσεις δεν είναι σταθερές με την πάροδο του χρόνου, με αποτέλεσμα ο ψευδοστατικός συντελεστής ασφαλείας να μεταβάλλεται και αυτός. Στην περίπτωση που οι αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται σε μία εδαφική μάζα γίνουν τόσο ισχυρές, ώστε οι συνολικές που τείνουν να προκαλέσουν ολίσθηση υπερβούν τις τιμές των δυνάμεων που αντισταθούν στην ολίσθηση, τότε η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι μικρότερη της μονάδας και η εδαφική μάζα, που βρίσκεται σε κίνδυνο να αστοχήσει δεν είναι πλέον σε ισορροπία. Επομένως, η εδαφική μάζα θα κινηθεί υπό την επίδραση της μη εξισορροπούμενης δύναμης. Στα σχήματα της Εικόνας 2.5 φαίνεται το προσομοίωμα Newmark, το οποίο υπενθυμίζεται ότι βασίζεται στην υπόθεση πως η κρίσιμη επιφάνεια αστοχίας συμπεριφέρεται παρόμοια με ένα

σώμα που ολισθαίνει σε μια κεκλιμένη επιφάνεια όταν ο συντελεστής ασφαλείας παίρνει στιγμιαία τιμές μικρότερες της μονάδας, εξαιτίας της επιβολής ψευδοστατικών δυνάμεων στη συγκεκριμένη χρονική στιγμή.



Εικόνα 2.5. Προσομοίωμα της εδαφικής μάζας που αστοχεί με ολισθαίνον σώμα σε κεκλιμένο επίπεδο και οι δυνάμεις που δρουν σε αυτό (Καραμπάτσος, 2006).

Παρατηρώντας το πρώτο σχήμα της Εικόνας 2.5 και λαμβάνοντας υπόψη όσα αναφέρθηκαν γίνεται κατανοητό ότι οι τιμές του δυναμικού συντελεστή ασφαλείας  $FS_d$  μεταβάλλονται με την πάροδο του χρόνου, ανάλογα με τις επιβαλλόμενες τιμές της οριζόντιας επιτάχυνσης  $\alpha_h$  ( $\alpha_h = k_h(t) * g$ ), η οποία αντιστοιχεί στη τρέχουσα τιμή του σεισμικού συντελεστή  $k_h(t)$ . Συνεπώς, γνωρίζοντας την τιμή της γωνίας κλίσης του κεκλιμένου επιπέδου  $\beta$ , την γωνία τριβής του υλικού  $\phi$  και θεωρώντας μηδενική την τιμή της πραγματικής συνοχής του υλικού  $c$ , οι τιμές του δυναμικού συντελεστή ασφαλείας  $FS_d$  δίνονται από την παρακάτω σχέση:

$$FS_d(t) = \frac{\text{αντιτιθέμενη στην ολίσθηση δύναμη}}{\text{ψευδοστατική δύναμη που προκαλεί ολίσθηση}} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos\beta - k_h(t) * \sin\beta] * \tan\phi}{\sin\beta + k_h(t) * \cos\beta} \quad [2.6]$$

Από την εξίσωση αυτή γίνεται αντιληπτό ότι η αύξηση του σεισμικού συντελεστή  $k_h$  θα οδηγήσει σε μείωση του συντελεστή ασφαλείας  $FS_d$ . Επιπλέον, υπάρχει μία θετική τιμή του σεισμικού συντελεστή, όπου σύμφωνα με την παραπάνω σχέση προκύπτει συντελεστή ασφαλείας ίσο με την μονάδα ( $FS_d = 1$ ). Ο σεισμικός συντελεστής για τον οποίο ισχύει αυτό, καλείται κρίσιμος σεισμικός συντελεστής (ή παράμετρος διαρροής)  $k_y$ , ενώ η επιτάχυνση που αντιστοιχεί σε αυτήν την τιμή ονομάζεται κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης (ή επιτάχυνση διαρροής)  $\alpha_y = k_y * g$ . Η κρίσιμη επιτάχυνση ολίσθησης αποτελεί την ελάχιστη ψευδοστατική επιτάχυνση που απαιτείται ώστε να επέλθει αστάθεια στην εδαφική μάζα και η υπέρβασή της να οδηγήσει σε αστοχία και μεταβολή της θέσης της στο επίπεδο.

Με τη μέθοδο του Newmark αρχικά υπολογίζεται η επιτάχυνση διαρροής και έπειτα οι μετακινήσεις που αναπτύσσονται κατά την επιβολή μιας χρονοϊστορίας επιταχύνσεων υπολογίζονται με διπλή χρονική ολοκλήρωση της διαφοράς της σεισμικής επιτάχυνσης από την κρίσιμη ψευδοστατική επιτάχυνσης. Η ακρίβεια της βασίζεται σε μεγάλο ποσοστό στην ακρίβεια κατά την εισαγωγή της εδαφικής κίνησης του κεκλιμένου επιπέδου. Επιπλέον, η μέθοδος του Newmark στηρίζεται στο γεγονός ότι η εδαφική μάζα που ενδέχεται να αστοχήσει είναι άκαμπτη, επομένως η ολίσθησή της αντιστοιχεί στην εδαφική κίνηση στο επίπεδο αστοχίας. Στην πραγματικότητα όμως, τα πρηνή κατά τη σεισμική δόνηση παραμορφώνονται και η δυναμική τους απόκριση εξαρτάται από τη γεωμετρία και την ακαμψία του πρηνούς και το πλάτος και το συχνотικό περιεχόμενο της κίνησης του εδάφους. Συνοπτικά, τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματά της ανάλυσης κατά Newmark είναι τα εξής:

#### Πλεονεκτήματα

- Σχετικά απλή μέθοδος στην χρήση.
- Εκτίμηση των παραμορφώσεων.

#### Μειονεκτήματα

- Θεώρηση ότι το πρηνές (ανάχωμα) είναι άκαμπτο.
- Πλευρικές μετατοπίσεις μπορεί να είναι εκτός φάσης με τις αδρανειακές δυνάμεις σε διαφορετικά σημεία.
- Δεν υπολογίζεται η καθ' ύψος κατανομή των μετακινήσεων.
- Η χρήση πολλών παραδοχών επηρεάζει την ακρίβεια της ανάλυσης.

### **2.4.3 Μέθοδος Τάσεων-Παραμορφώσεων**

Η μέθοδος τάσεων-παραμορφώσεων αποτελεί την ακριβέστερη προσέγγιση που έχει αναπτυχθεί μέχρι σήμερα για την ανάλυση της σεισμικής ευστάθειας πρηνών και αναχωμάτων. Η συγκεκριμένη μέθοδος εφαρμόζεται με τη χρήση δυναμικής ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων και άλλων αριθμητικών μεθόδων και ο στόχος της είναι η ορθότερη και ακριβέστερη περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών. Η εφαρμογή αυτού του είδους ανάλυσης προϋποθέτει τη γνώση πολύπλοκων καταστατικών μοντέλων, τα οποία σχετίζονται με ένα μεγάλο πλήθος παραμέτρων για τον προσδιορισμό της μη-γραμμικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών (αντοχή, δυσκαμψία, απόσβεση). Η χρήση μεγάλων απαιτήσεων δεδομένων για την πραγματοποίηση της ανάλυσης, καθώς και η πολυπλοκότητα των φραγμάτων καθιστούν εφικτή την εφαρμογή της μεθόδου μόνο από εξειδικευμένους μηχανικούς, ειδικό λογισμικό και πολλών δεδομένων για το έργο.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, αποτελεί μία αριθμητική μέθοδο ανάλυσης και βασίζεται στη διακριτοποίηση ενός φορέα μέσω της διαίρεσης του σε στοιχεία πεπερασμένων διαστάσεων και χρησιμοποιείται ευρέως για την επίλυση πολλών επιστημονικών και πρακτικών προβλημάτων. Η λογική της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι η διαμόρφωση και επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας για κάθε στοιχείο, και στη συνέχεια μετά την κατάλληλη υπέρθεση αυτών, ο σχηματισμός και η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας όλου του προβλήματος. Η δυνατότητα εφαρμογής ενός μη-δομημένου δικτύου πεπερασμένων στοιχείων, με κατά τόπους πυκνώσεις και αραιώσεις, διευκολύνει σε σημαντικό βαθμό ειδικά την προσομοίωση των εδαφικών σχηματισμών. Στο κεφάλαιο 5 περιγράφονται παραδείγματα από την εφαρμογή της στην ανάλυση φραγμάτων βαρύτητας.

## **2.5 Κινηματικές Σεισμικές Καταπονήσεις**

Η εμφάνιση κάποιας σεισμικής δράσης εκτός από τις αδρανειακές καταπονήσεις που μπορεί να προκαλέσει, είναι πολύ συχνά υπεύθυνη και για την εμφάνιση τυχόν εδαφικών παραμορφώσεων και μετακινήσεων. Οι εδαφικές αυτές παραμορφώσεις που μπορεί να εμφανιστούν σε τυχόν σεισμική δόνηση είναι κυρίως η ρευστοποίηση, οι καθιζήσεις, οι κατολισθήσεις και η μετακίνηση κάποιου γειτονικού ρήγματος. Βασικό ρόλο στην εμφάνιση τους, εκτός από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων παίζουν και οι τοπικές συνθήκες των εδαφικών σχηματισμών. Συνεπώς, για την κατασκευή ενός μεγάλου τεχνικού έργου, όπως είναι τα φράγματα, η μελέτη και η προστασία της κατασκευής από την εμφάνιση των εδαφικών παραμορφώσεων και ακολούθως πιθανής αστοχίας της εξαιτίας αυτών, αποτελεί σημαντικό ζήτημα για τον ορθό σχεδιασμό του. Στην ενότητα αυτή θα αναπτυχθούν οι συνθήκες και οι αιτίες εμφάνισης των κυριότερων εδαφικών σεισμικών παραμορφώσεων και μετακινήσεων και η επίδραση τους σε φράγματα.

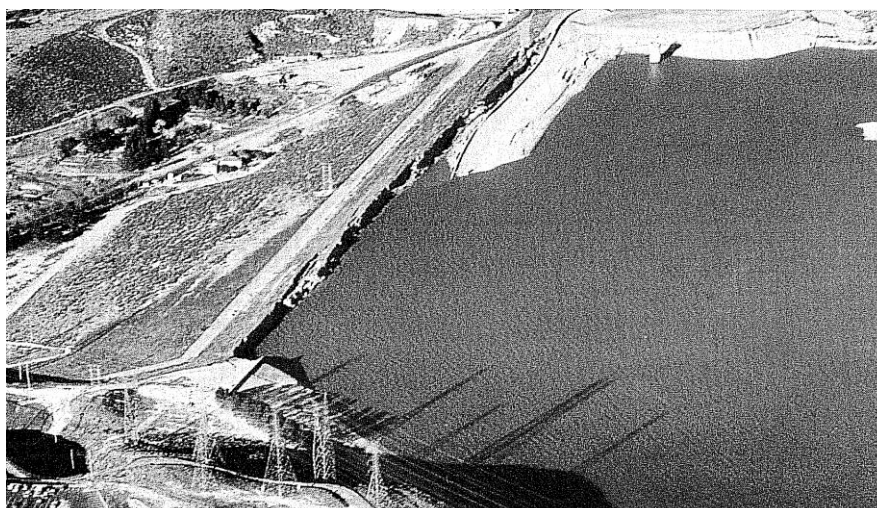
### **2.5.1 Ρευστοποίηση**

Στη ρευστοποίηση γίνεται εύκολα αντιληπτό ότι στο φαινόμενο αυτό δημιουργούνται οι κατάλληλες συνθήκες για την αλλαγή της κατάστασης των εδαφών από στερεή φάση σε υγρή. Ο μηχανισμός της πρόκλησης της ρευστοποίησης συμβαίνει με τον εξής τρόπο, υπό αστράγγιστες συνθήκες και όταν προκληθούν δυναμικές δονήσεις ή σεισμικές ταλαντώσεις, αυξάνεται η πίεση των πόρων στα μη συνεκτικά κορεσμένα εδάφη και έτσι είναι πιθανό να επέλθει μείωση ή ακόμα και απώλεια της διατμητικής αντοχής, δημιουργώντας έτσι το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Βασικό ρόλο στην εμφάνιση της ρευστοποίησης παίζουν οι τοπικές εδαφικές συνθήκες των σχηματισμών. Το φαινόμενο της ρευστοποίησης

εμφανίζεται πιο συχνά σε χαλαρά και κορεσμένα εδάφη, αλλά και σε εδάφη από χαλίκια και αργίλους.



Εικόνα 2.6. Ρευστοποίηση στο φράγμα του Σεφιλντ (Πηγή: Kramer, 1996).

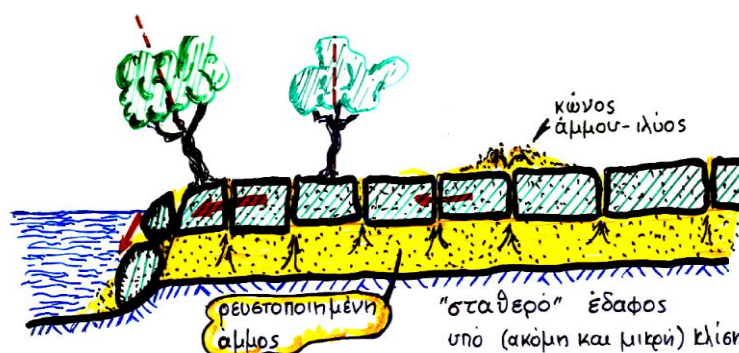


Εικόνα 2.7. Ρευστοποίηση στο φράγμα του Σαν Φερνάντο (Πηγή: Kramer, 1996).

Πολλοί σεισμοί έχουν προκαλέσει το φαινόμενο της ρευστοποίησης σε αρκετές κατασκευές. Σύμφωνα με τον Kramer (1996) το φαινόμενο της ρευστοποίησης διακρίνεται σε δύο κατηγορίες: της ροής ρευστοποίησης και της κυκλικής κινητικότητας. Αναλυτικότερα, οι αστοχίες που μπορεί να προκληθούν από τη ροή ρευστοποίησης χαρακτηρίζονται από την ξαφνική και καταστροφική φύση τους και επιπλέον η ταχύτητα καθώς και η έκταση της μετακίνησης του ρευστοποιημένου υλικού είναι αρκετά πιο έντονη. Στο φαινόμενο της ροής ρευστοποίησης μία αστράγγιστη διαταραχή οδηγεί το έδαφος σε μία ασταθή κατάσταση, όπου οι διατμητικές τάσεις θα οδηγήσουν σε αστοχίες και ακολούθως σε σημαντικές παραμορφώσεις. Γενικά, η ροή ρευστοποίησης συμβαίνει στην περίπτωση που η απαιτούμενη για την εξασφάλιση της ισορροπίας διατμητική τάση είναι μεγαλύτερη από τη διατμητική αντοχή του εδάφους στην κατάσταση της ρευστοποίησης. Χαρακτηριστικά παραδείγματα φραγμάτων που αστόχησαν εξαιτίας σεισμικής

ρευστοποίησης αποτελούν οι αστοχίες στα φράγματα του Σέφιλντ και του Σαν Φερνάντο στις Εικόνες 2.6 και 2.7, αντίστοιχα.

Όσον αφορά στην κυκλική κινητικότητα, σε αντίθεση με τη ροή ρευστοποίησης παρατηρείται πολύ πιο συχνά και προκαλεί λιγότερο σοβαρά αποτελέσματα. Η ανακυκλιζόμενη κινητικότητα προκαλείται όταν η στατική διατμητική αντοχή είναι μικρότερη της διατμητικής αντοχής του ρευστοποιημένου εδάφους. Σε αντίθεση με τη ροή ρευστοποίησης, οι παραμορφώσεις της κυκλικής κινητικότητας δεν εμφανίζονται ξαφνικά, αλλά αναπτύσσονται αυξητικά μετά το τέλος της σεισμικής δραστηριότητας.



Εικόνα 2.8. Το φαινόμενο της πλευρικής εξάπλωσης (Πηγή: Μπουκουβάλας, 2013).

Επίσης, αντίθετα από τις παραμορφώσεις της ροής ρευστοποίησης οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από την κυκλική κινητικότητα προκαλούνται τόσο από κυκλικές όσο και από στατικές διατμητικές τάσεις. Το φαινόμενο αυτό ονομάζονται πλευρική εξάπλωση (lateral spreading) και μπορεί να εμφανιστεί σε πολύ ήπια κλίση εδάφους ή και ακόμα και σε σχεδόν επίπεδο έδαφος δίπλα σε υδάτινες μάζες (βλέπε Εικόνα 2.8). Οι παραμορφώσεις καθορίζονται από την μετατόπιση της πλευρικής εξάπλωσης και αν η σεισμική δόνηση είναι ισχυρή ή μεγάλης διάρκειας μπορεί να φτάσουν και σε αρκετά μέτρα. Γενικά, το φαινόμενο της πλευρικής εξάπλωσης μπορεί να προκαλέσει σοβαρά και σημαντικά προβλήματα σε βαθιές και επιφανειακές θεμελιώσεις.

Συμπερασματικά, το φαινόμενο της ρευστοποίησης είναι αρκετά επικίνδυνο για τις γεωκατασκευές και οι συνέπειές της μπορεί να είναι από μικρές έως καταστροφικές. Συνεπώς, πρέπει να λαμβάνονται κατά τον σχεδιασμό τους, ειδικά των φραγμάτων τα απαραίτητα μέτρα με στόχο την αποτροπή της εμφάνισης της ρευστοποίησης.

### 2.5.2 Καθιζήσεις

Η καθίζηση αποτελεί την υποχώρηση ή την παραμόρφωση του εδάφους, η οποία προκαλείται από την επίδραση του βάρους του υπερκείμενου εδάφους ή τεχνικού έργου. Με άλλα λόγια, η καθίζηση είναι η συμπίεση που προκαλείται στο έδαφος, στην περίπτωση που τα φορτία που ασκούνται σε αυτό υπερβούν την αντοχή του.

Οι καθιζήσεις προκαλούνται από μία σεισμική δόνηση σε κορεσμένες αποθέσεις άμμου, αυξάνοντας εξαιτίας της την πίεση των πόρων, που οδηγεί σε ρευστοποίηση ή την απώλεια αντοχής τους. Η αυξημένη πίεση των πόρων αρχίζει να εκτονώνεται κυρίως προς την επιφάνεια του εδάφους συνοδευόμενη από τη μεταβολή του όγκου της αμμώδους απόθεσης. Η μεταβολή αυτή εκδηλώνεται με την εμφανή υποχώρηση ή παραμόρφωση της επιφάνειας, δηλαδή με την καθίζηση. Για την εμφάνιση του φαινομένου της καθίζησης απαιτείται ένας συνδυασμός διάφορων παραγόντων, όπως για παράδειγμα γεωτεχνικών, γεωλογικών, μορφολογικών, τοπογραφικών και μετεωρολογικών που επικρατούν στην περιοχή. Γενικά, η καθίζηση εξαρτάται από τη σεισμικότητα της περιοχής, το είδος της κατασκευής, τον τύπο θεμελίωσης της, τα υλικά κατασκευής, καθώς και την απαραίτητη ορθή επίβλεψή κατά την περίοδο υλοποίησης της κατασκευής.

Τα εδάφη τα οποία είναι πιο επιρρεπή να εμφανίσουν καθιζήσεις είναι τα μαλακά, τα συμπιεστά και τα διογκούμενα ή χημικά διαβρωμένα εδάφη. Τα μαλακά-συμπιεστά εδάφη είναι εδάφη χαμηλής αντοχής και παρουσιάζουν συχνά εδαφικές καθιζήσεις που είναι δυσμενείς για τις υπερκείμενες κατασκευές. Τα εδάφη αυτής της κατηγορίας παρουσιάζουν ιδιαίτερη ευαισθησία στις καθιζήσεις λόγω διάβρωσης από πιθανές βροχές ή ανεμοθύελλες. Τα διογκωμένα εδάφη αποτελούνται από αργίλους με μεγάλη υδροαπορροφητικότητα, συνεπώς κατά τη χειμερινή περίοδο αυξάνεται ο όγκος τους οδηγώντας με αυτόν τον τρόπο στην ανύψωση των υπερκείμενων κατασκευών. Την καλοκαιρινή όμως περίοδο, τα εδάφη αυτά χάνουν τις ποσότητες ύδατος που είχαν απορροφήσει και συσσωρεύει κατά τη χειμερινή περίοδο, έτσι μειώνεται ο όγκος τους. Αυτή η συνεχής μεταβολή του όγκου των διογκωμένων εδαφών προκαλεί την αποσταθεροποίησή τους και την καθίζηση των υπερκείμενων τεχνικών έργων.

Οι καθιζήσεις χωρίζονται σε δύο είδη: τις καθολικές και τις διαφορικές καθιζήσεις. Οι καθολικές καθιζήσεις παρουσιάζουν μία ομοιόμορφη υποχώρηση του εδάφους με την κατασκευή σε αυτό να παρασύρεται με ομοιόμορφο τρόπο. Εξαιτίας αυτών των καθιζήσεων εμφανίζονται συνήθως λίγες ρωγμές μικρού μεγέθους. Αντιθέτως, στις διαφορικές καθιζήσεις υπάρχει ανομοιόμορφη υποχώρηση του εδάφους με συνέπεια τη δημιουργία μεγάλων ρωγμών με διαφορετική κλίση και κατεύθυνση.

### **2.5.3 Κατολισθήσεις**

Για τις κατολισθήσεις έχουν δοθεί αρκετοί ορισμοί, με τη γενική έννοια του όρου κατολίσθηση είναι κάθε αλλαγή μεγάλη ή μικρή, της επιφάνειας κάποιας φυσικής πλαγιάς ή τεχνητού πρανούς, συνοδευόμενη από μετακίνηση υλικού, με ρήξη ή όχι της συνέχειάς της, αργή ή ξαφνική που προέρχεται από δυνάμεις βαρύτητας και οφείλεται σε φυσικά ή τεχνητά αίτια. Η κατολίσθηση εκφράζει ουσιαστικά το

αποτέλεσμα της αναζήτησης μιας νέας κατάστασης ισορροπίας του εδάφους. Μία ανθρώπινη επέμβαση μπορεί να αποτρέψει ή να επιταχύνει την εμφάνιση του φαινομένου. Οι παράγοντες που επηρεάζουν μία κατολίσθηση είναι οι ακόλουθοι:

- γεωλογικοί (φύση εδάφους πετρώματος, δομή και γεωμετρία γεωλογικών σχηματισμών),
- τοπογραφικοί-γεωμορφολογικοί,
- υδρολογικοί, κλιματολογικοί υδρολογεωλογικοί,
- μηχανικοί.

Οι παράγοντες αστάθειας οφείλονται σε έναν (ή συνδυασμό τους) από τους ακόλουθους λόγους:

- Αλλαγή της κλίσης της επιφάνειας του εδάφους και της εσωτερικής γεωμετρίας του υλικού. Στις περιπτώσεις των εκσκαφών στη βάση πρανών για διάνοιξη οδών ή λόγω διάβρωσης των υλικών του πρανού μπορεί να επέλθει αστοχία. Επιπλέον, στα βραχώδη πρανή η ύπαρξη δομικών ασυνεχειών και ο δυσμενής προσανατολισμός τους σε σχέση με τον προσανατολισμό του πρανού οδηγεί πολύ συχνά σε αστοχία.
- Ανθρώπινη επέμβαση μέσω επιβολής πρόσθετων φορτίων στην κορυφή του πρανού (επιχώματα, κτίρια, κλπ).
- Σεισμική φόρτιση, ιδιαίτερα σε πρανή που αποτελούνται από χαλαρά ή μικρής συνεκτικότητας υλικά, όπου κατά τη διάρκεια του σεισμικού κραδασμού επέρχεται μείωση της αλληλοεμπλοκής μεταξύ των κόκκων, ή μείωση της συνοχής και το πρανές οδηγείται σε αστοχία.
- Η παρουσία υψηλής στάθμης υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα, ή/και επιφανειακού νερού. Όταν η μόνιμη στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα βρίσκεται μέσα στο πρανές ασκεί υδροστατικές πιέσεις που μειώνουν την ευστάθεια του πρανού, ενώ στα βραχώδη πρανή η πιθανή εναλλαγή των φάσεων του νερού (νερό, πάγος), αυξάνει το εύρος των ασυνεχειών και ασκεί πρόσθετες πιέσεις, ενώ παράλληλα διευκολύνει και την κυκλοφορία του νερού σε βαθύτερα σημεία. Επιπλέον, όταν το νερό κινείται μεταξύ περατού και λιγότερα περατού στρώματος διευκολύνει την πρόκληση αστοχίας.

Σύμφωνα με τον Varnes (1978) υπάρχουν οι εξής μορφές κατολίσθησης:

- Κατάπτωση (ελεύθερη πτώση τεμαχών βραχώμαζας).
- Ανατροπή (τεμάχη βραχώμαζας περιστρέφονται γύρω από ένα σημείο που βρίσκεται κάτω από το κέντρο βάρους του τέμαχους).
- Ολίσθηση περιστροφική όταν η βραχώμαζα περιστρέφεται περί ενός σημείου που βρίσκεται πάνω από το κέντρο βάρους, επίπεδη όταν η βραχώμαζα κινείται κατά μήκος ενός επιπέδου.
- Πλευρική μετατόπιση.



- Ροή βραχομάζας όταν γίνονται συνεχείς μετακινήσεις επιφανειακά και σε βάθος που αφορούν εξαιρετικά αργές και διαφορικές μετατοπίσεις υγιών τεμαχών, και ροή εδάφους όταν η μετακινούμενη μάζα προσομοιάζεται με ένα παχύρρευστο υγρό.
- Σύνθετες μορφές, ο συνδυασμός δηλαδή δύο ή περισσότερων από τους προαναφερθέντες τύπους αστοχιών.

Προκειμένου να αντιμετωπισθεί μία κατολίσθηση υπάρχουν ορισμένα μέτρα που μπορούν να ληφθούν, είναι τα ακόλουθα:

- Τοποθέτηση αναχωμάτων στη βάση της ολισθαίνουσας μάζας ή αφαίρεση εδαφικού υλικού από την κεφαλή της κατολίσθησης.
- Συλλογή και απομάκρυνση των επιφανειακών υδάτων που ρέουν μέσα στην περιοχή που μπορεί να ολισθήσει με χρήση επιφανειακών στραγγιστηριών που κατασκευάζονται είτε παράλληλα με το φρύδι του πρανούς, είτε πάνω στην ολισθαίνουσα μάζα.
- Διάνοιξη μέσα στην ολισθαίνουσα μάζα συστήματος κυρίων και δευτερευουσών αποστραγγιστικών στοών για τη συλλογή των υπόγειων υδάτων (με φυσική ροή).
- Διάνοιξη φρεατίων για την άντληση των υπογείων υδάτων με στόχο την ελαχιστοποίηση της στάθμης του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα.
- Φυτοκάλυψη του πρανούς με ταυτόχρονη χρήση γεωπλέγματος.
- Κατασκευή τοίχου βαρύτητας στη βάση του πρανούς. Οι τοίχοι βαρύτητας συνεισφέρουν μόνο με το βάρος τους στη συγκράτηση της ολισθαίνουσας μάζας (αντίσταση στην ολίσθηση), ενώ αντίθετα αν ο τοίχος αντιστήριξης εδράζεται σε πασσάλους, τότε και αυτοί μπορούν να παραλάβουν οριζόντια φορτία, ενώ επιπλέον προστατεύουν το πρανές και από πιθανές επιφάνειες ολίσθησης που αναπτύσσονται σε μεγαλύτερα βάθη.
- Κατασκευή τοίχου αντιστήριξης στη βάση του πρανούς ή πασσαλότοιχου και ταυτόχρονη χρήση αγκυρίων ή άλλων γεωοπλισμών.
- Μείωση κλίσης του πρανούς (με τη δημιουργία αναβαθμίδων) ή ολική μείωση της κλίσης του.
- Αποφυγή εξωτερικών φορτίσεων στην κορυφή, αλλά και στο σώμα του πρανούς.

Στην Εικόνα 2.9 απεικονίζονται εργασίες αποκατάστασης οδικού δικτύου λόγω κατολίσθησης στον πρόσφατο σεισμό (2014) της Κεφαλονιάς. Στην Εικόνα 2.10 φαίνονται επίσης διάφορα έργα για την αντιμετώπιση των σεισμικών κατολισθήσεων στην παραλία Μύρτος από τον ίδιο σεισμό.



Εικόνα 2.9. Κατολίσθηση από πρόσφατο σεισμό στην Κεφαλονιά (Πηγή: <http://www.elekkas.gr/> )



Εικόνα 2.10. Κατολίσθηση από πρόσφατο σεισμό στην Κεφαλονιά και έργα αντιμετώπισης (Πηγή: <http://www.elekkas.gr/>)

#### **2.5.4 Μετακίνηση Ρήγματος**

Εξαιτίας κάποιας ισχυρής σεισμικής δόνησης οποιαδήποτε κατασκευή υπάρχει το ενδεχόμενο να εμφανίσει αστοχίες ή παραμορφώσεις. Αυτές προκύπτουν είτε από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων είτε της καταπόνησης από την επιβολή μετακινήσεων λόγω της ενεργοποίησης ενός γειτονικού ρήγματος. Η μετακίνηση λοιπόν ενός ενεργού ρήγματος σχετίζεται με την ανάπτυξη μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων που προκαλούνται λόγω της διάδοσης της τεκτονικής διάρρηξης. Κατά τη δημιουργία ή μετακίνηση ενός ρήγματος από τη σεισμική διέγερση αναπτύσσονται μεγάλες επιβαλλόμενες μετακινήσεις, οι οποίες έχει παρατηρηθεί ότι σε πολλές κατασκευές μεγάλης κλίμακας (γέφυρες, αγωγοί, επιχώματα, φράγματα, μεγάλα κτιριακά έργα, δίκτυα μεταφορών, κλπ), αυξάνουν τη σεισμική τρωτότητα τους.

Υπάρχουν αρκετά παραδείγματα τόσο σύγχρονα, όσο και παλιότερα από προβλήματα στις κατασκευές λόγω επιβαλλόμενων σεισμικών μετακινήσεων. Ενδεικτικά, το 1906 στην Καλιφόρνια κατά τον σεισμό του San Francisco, αναλύθηκε από τους Bray και Kelson (2006), η δυσμενής επίδραση του ρήγματος οριζόντιας ολίσθησης που οδήγησε σε βλάβες σε αγωγούς ύδρευσης, φράγματα, επιχώματα και κτιριακά έργα. Σύμφωνα με παρατηρήσεις πεδίου από τον σεισμό του San Francisco παρατηρήθηκε ότι τα επιχώματα μικρότερου ύψους παρουσίασαν πιο έντονες μόνιμες παραμορφώσεις συγκριτικά με μεγαλύτερου ύψους επιχώματα. Άλλο ένα παράδειγμα, αποτελούν οι σεισμοί Kocaeli και Duzce το 1999 στην Τουρκία που λόγω της μετακίνησης του ρήγματος της Ανατολίας προκλήθηκαν βλάβες σε γέφυρες και σε κτιριακά έργα (Ζανιά, 2009). Στην Εικόνα 2.11 απεικονίζονται ζημιές σε διάφορα τεχνικά έργα λόγω μετακίνησης σεισμικού ρήγματος στον σεισμό Chi-Chi (1999) στη Taiwan.



Εικόνα 2.11. Ζημιές σε τεχνικά έργα από μετακίνηση ρήγματος (Πηγή: Psarropoulos et al., 2013).

# 3<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΣΕΙΜΙΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ

## ΦΡΑΓΜΑΤΩΝ

---

### 3.1 Εισαγωγή

Η ευστάθεια των φραγμάτων και η εξασφάλιση της ασφαλούς λειτουργίας αποτελεί το πιο βασικό μέλημα για τον ορθό σχεδιασμό τους, ειδικά έναντι του σεισμικού κινδύνου. Όπως αναφέρθηκε και στα προηγούμενα κεφάλαια, μία πιθανή αστοχία τους μπορεί να προκαλέσει σοβαρότατες ζημιές τόσο σε οικονομικό επίπεδο όσο και σε περιβαλλοντικό επίπεδο ή ακόμα και σε απώλειες ανθρώπινων ζωών. Η αστοχία ενός φράγματος μπορεί να οφείλεται σε πολλούς παράγοντες, τέτοιοι μπορεί να είναι οι έντονες βροχοπτώσεις, η συνεχής αλλαγή της στάθμης του νερού και ο σεισμός, με τα αποτελέσματα της πιθανής αστοχίας να είναι καταστροφικά. Οι κυριότερες αιτίες αστοχίας του φράγματος είναι συνήθως η υπερχειλίση του ταμιευτήρα, η εσωτερική διάβρωση, η ολίσθηση πρανούς, κ.α.

Όλες οι αναλύσεις και τα υπολογιστικά προσομοιώματα που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό και την κατασκευή των φραγμάτων, γίνονται για τη βελτίωση και εξέλιξη των μεθόδων για τον περιορισμό κάθε είδους ανεπάρκειας των κατασκευών και ενδεχομένως μη ικανοποιητικής απόδοσης των νέων και των υφιστάμενων φραγμάτων. Αυτός είναι ο λόγος που ο σχεδιασμός των φραγμάτων είναι ύψιστης σημασίας και απαιτεί την εμπειρία και τη γνώση όλων των εμπλεκόμενων μηχανικών, κατασκευαστών και φορέων διαχείρισης. Η μέχρι τώρα γνώση και εμπειρία σχετικά με την αστοχία των φραγμάτων και τα αίτια που οδήγησαν στην αστοχία δεν είναι σε ικανοποιητικό βαθμό με αποτέλεσμα να υπάρχει πάντα η πιθανότητα υπολογιστικής και κατασκευαστικής ανεπάρκειας και μη δυνατή πρόβλεψη των πιθανών σεναρίων αστοχίας.

Ο σεισμός είναι γνωστό ότι αποτελεί ένα απρόβλεπτο φαινόμενο με πολλές και σημαντικές επιπτώσεις στην περιοχή που θα συμβεί. Στο προηγούμενο κεφάλαιο αναλύθηκαν οι αντισεισμικοί κανονισμοί για τον σχεδιασμό των φραγμάτων, όμως για ένα τόσο απρόβλεπτο φαινόμενο όπως ο σεισμός δεν μπορεί να γίνει η πρόβλεψη πότε θα «χτυπήσει», το μέγεθός του, το εστιακό του βάθος καθώς και το μέγεθος των υλικών ζημιών που θα προκαλέσει σε κάθε τύπο τεχνικών έργων. Σε μεγάλης κλίμακας και ιδιαίτερης σπουδαιότητας κατασκευές όπως είναι τα

φράγματα, ο σεισμός μπορεί να προκαλέσει διάφορες ζημιές μέχρι και την κατάρρευσή τους. Με τις συνέπειες όπως αναφέρθηκε από τις πιθανές αστοχίες να έχουν πολύπλευρες πτυχές.

Στο κεφάλαιο αυτό θα αναλυθούν αρχικά τα αίτια αστοχίας των φραγμάτων και στη συνέχεια θα δοθεί ιδιαίτερη έμφαση σε αστοχία των φραγμάτων εξαιτίας κάποιου σεισμικού γεγονότος. Τέλος, θα παρουσιασθούν κάποια χαρακτηριστικά ιστορικά παραδείγματα σεισμικής αστοχίας σε φράγματα.

## **3.2 Αίτια Αστοχίας ενός Φράγματος**

Ένα φράγμα μπορεί να αστοχήσει όπως αναφέρθηκε και στο εισαγωγικό κεφάλαιο εξαιτίας αρκετών παραγόντων, με σοβαρότατες συνέπειες. Οι βασικότερες αιτίες αστοχίας του φράγματος είναι η υπερχείλιση του ταμιευτήρα, η ολίσθηση, οι ρωγμές λόγω διαφορικών καθιζήσεων και η διασωλήνωση του φράγματος, κ.α. Στην ενότητα αυτή του κεφαλαίου θα αναλυθούν οι βασικότερες αιτίες για την αστοχία του φράγματος κάθε μία ξεχωριστά, με κύριο στόχο την πρόληψη, τη γνώση και την αντιμετώπιση σε όσο το δυνατό μεγαλύτερο βαθμό των δυσάρεστων συνεπειών που προκαλούνται από κάθε τύπο αστοχίας.

### **3.2.1 Υπερχείλιση ταμιευτήρα**

Γενικά, η υπερχείλιση ενός χωμάτινου φράγματος (αναχώματος) δεν είναι επιθυμητή καθώς τα υλικά με τα οποία κατασκευάζεται διαβρώνονται και παρασύρονται εύκολα. Η υπερχείλιση του ταμιευτήρα αποτελεί την πιο συνηθισμένη αιτία αστοχίας ενός φράγματος. Η υπερχείλιση του ταμιευτήρα συμβαίνει λόγω πλημμύρας, όπου το επίπεδο του νερού στον ταμιευτήρα θα υπερβεί το επίπεδο της στέψης του φράγματος. Η αστοχία λόγω υπερχείλισης δεν οφείλεται στην ανεπάρκεια του σχεδιασμού του φράγματος ούτε στη γεωλογία της περιοχής, αλλά οφείλεται στην ελλιπή υδραυλική μελέτη των υφιστάμενων συνθηκών (κλιματολογικών, τοπογραφικών, κ.α.).

Η υπερχείλιση του ταμιευτήρα και συνεπώς η αστοχία του αναχώματος εμφανίζεται εάν ο υπερχειλιστής είναι μικρός με αποτέλεσμα λόγω πλημμύρας το επίπεδο νερού να ξεπεράσει την κορυφή του φράγματος. Επιπλέον, υπερχείλιση μπορεί να προκληθεί στην περίπτωση που ένας σεισμός δημιουργήσει ένα κύμα στον ταμιευτήρα και θα προκαλέσει κατολισθήσεις σε αυτόν. Η εμφάνιση ακραίων μετεωρολογικών συνθηκών οι οποίες προκαλούν την πλημμύρα μπορούν να εκτιμηθούν με κατάλληλες μελέτες.

Η εκτίμηση επομένως, της μέγιστης πλημμύρας που θα προκληθεί σε ένα φράγμα κατά τη διάρκεια ζωής του αποτελεί βασικό θέμα για την αντιμετώπιση της

υπερχείλισης. Η συνεχής εξέλιξη και ανάπτυξη της τεχνολογίας που εφαρμόζεται στα φράγματα οδήγησαν σε πιο αυστηρές οδηγίες σχετικά με την υπερχείλιση του ταμιευτήρα και έτσι αρκετά υφιστάμενα φράγματα κρίνονται πλέον ακατάλληλα και πρέπει να ενισχύονται ή να επανακατασκευάζονται.

### 3.2.2 Ολίσθηση

Είναι δυνατόν η ολίσθηση στα κατάντη τμήματα του φράγματος να προκαλέσει την αστοχία του φράγματος. Αντιθέτως, η ολίσθηση στα ανάντη τμήματα του φράγματος δεν οδηγεί σε πλήρη αστοχία του, αφού η ολίσθηση προκαλείται όταν το επίπεδο του νερού του ταμιευτήρα είναι πολύ χαμηλά. Σύμφωνα με μελέτες που εφαρμόστηκαν σε αστοχίες φραγμάτων όσον αφορά την ολίσθηση προκύπτουν τα εξής συμπεράσματα για την ευστάθεια και ασφάλεια των φραγμάτων:

- Εκτός από την ολίσθηση κατά την κατασκευή του φράγματος, όλες οι αστοχίες ολίσθησης στα ανάντη τμήματα του φράγματος συνέβησαν μετά από σημαντική πτώση της στάθμης του νερού στον ταμιευτήρα.
- Η ολίσθηση παρατηρήθηκε σε φράγματα με ελλιπή συμπύκνωση και κατασκευασμένα από πολύ λεπτόκοκκα υλικά.
- Γενικά, έχει παρατηρηθεί ότι οι αστοχίες λόγω ολίσθησης πραγματοποιούνται λίγα χρόνια από την έναρξη λειτουργίας του ταμιευτήρα του φράγματος. Οι αστοχίες αυτές οφείλονται στον υπερβολικό βαθμό με τον οποίο χαμηλώνει η στάθμη νερού του ταμιευτήρα ή λόγω της μεγάλης χρονικής διάρκειας της πτώσης αυτής.
- Έχει παρατηρηθεί ότι η ολίσθηση είναι δυνατόν να προκύψει όταν η στάθμη του ταμιευτήρα από το μέγιστο επίπεδο πέσει στο του ύψους του φράγματος με ρυθμό λιγότερο από 30cm την ημέρα.

### 3.2.3 Ρωγμές λόγω διαφορικών καθιζήσεων

Ένας από τους μεγαλύτερους κινδύνους αστοχίας των χωμάτινων φραγμάτων είναι η δημιουργία ρωγμών στο εσωτερικό του σώματος τους. Οι ρωγμές αυτές μπορεί να προϋπάρχουν στο εσωτερικό σώμα του φράγματος πολύ πριν προκύψει η αστοχία του, ενώ ο έγκαιρος εντοπισμός τους μπορεί να επιτευχθεί με συχνή και επιμελή επιθεώρηση του φράγματος. Επιπροσθέτως, υπάρχει ενδεχόμενο της δημιουργίας έντονων, μεγάλων και επικίνδυνων ρηγματώσεων χωρίς ποτέ να γίνονται εμφανείς στην επιφάνεια του φράγματος και αποτελούν την αφετηρία φαινομένων διασωλήνωσης.

Συνήθως, η ανάπτυξη ρωγμών και παραμορφώσεων ενός χωμάτινου φράγματος είναι αποτέλεσμα διαφορικών καθιζήσεων. Ανάλογα με τη γεωμετρία της θεμελίωσης και του σώματος στήριξης, τα χωμάτινα φράγματα παραμορφώνονται με διαφορετικό τρόπο και συνεπώς δημιουργούνται διαφορετικών ειδών ρωγμών σε κάθε περίπτωση. Γενικά, προκαλείται η διάνοιξη ρωγμών παράλληλα ή εγκάρσια

στον άξονα του φράγματος και οι ρωγμές που δημιουργούνται μπορεί να είναι τοπικές ή να επεκτείνονται σε μεγάλη απόσταση στον αδιαπέρατο πυρήνα του χωμάτινου φράγματος.

#### 3.2.4 Διασωλήνωση του φράγματος

Η διασωλήνωση του φράγματος είναι το φαινόμενο που προκαλείται από την εσωτερική διάβρωση της θεμελίωσης ή του αναχώματος εξαιτίας της διήθησης. Με τον όρο διασωλήνωσης εννοείται η προοδευτική διάβρωση λόγω της ύπαρξης και της διαφυγής του νερού διαμέσω του επιχώματος. Συγκεκριμένα, η διάβρωση ξεκινά από το κατάντη τμήμα του φράγματος και συνεχίζει προς τον ταμιευτήρα, δημιουργώντας με τον τρόπο αυτόν κανάλια ή αγωγούς κάτω από το φράγμα. Τα κανάλια ή οι αγωγοί αυτοί, ακολουθούν όπως είναι λογικό την πορεία από περιοχές με τη μέγιστη διαπερατότητα.

Η αστοχία λόγω διασωλήνωσης αποτελεί τη δεύτερη πιο σημαντική αιτία αστοχίας μετά την υπερχειλίση του ταμιευτήρα, επομένως οι σύγχρονοι κανονισμοί σχεδιασμού των φραγμάτων πρέπει να την λαμβάνουν υπόψη με σκοπό την πρόβλεψη μιας τέτοιας αιτίας αστοχίας. Γενικά, η θεμελίωση του αναχώματος καθώς και το ίδιο το ανάχωμα αντιστέκονται στην εμφάνιση του φαινομένου της διασωλήνωσης. Η αντίσταση τους αυτή εξαρτάται από τους παρακάτω παράγοντες:

- την πλαστιμότητα του εδαφικού υλικού,
- τη διαβάθμιση, και
- το βαθμό συμπύκνωσης.

Ένας αρκετά επιθυμητός τρόπος πρόληψης και αποφυγής φαινομένων διήθησης και διασωλήνωσης είναι οι αυστηρές απαιτήσεις για ομοιόμορφη συμπύκνωση του σώματος στήριξης, με έμφαση στον έλεγχο της περιεκτικότητας του σε νερό καθώς και την πυκνότητα του, σε συνδυασμό με την πλαστιμότητα του υλικού κατασκευής του σώματος στήριξης. Οι πλαστικοί άργιλοι με δείκτη πλαστιμότητας  $PI > 15\%$  αποτελούν τα υλικά που είναι ανθεκτικότερα στη διασωλήνωση, αντίθετα η ομοιόμορφη, λεπτή, μη συνεκτική άμμος ακόμα και αν είναι καλά συμπιεσμένη έχει ελάχιστη αντίσταση στο φαινόμενο της διασωλήνωσης. Επιπλέον, όπως προαναφέρθηκε, οι ρωγμές καθίζησης στα ανθεκτικά υλικά μπορούν να προκαλέσουν διασωλήνωση. Τέλος, άλλος ένας τρόπος για την πρόληψη της διασωλήνωσης είναι η χρήση φίλτρων στα κατάντη του φράγματος.

#### 3.2.5 Άλλες Αιτίες

Εκτός από τις αιτίες αστοχίας που αναπτύχθηκαν παραπάνω υπάρχουν και κάποιες άλλες αιτίες που οφείλονται κυρίως σε ανεπαρκή μελέτη ή σε παράβλεψη σημαντικών παραμέτρων για την κατασκευή των φραγμάτων, τέτοιες είναι (Αντωνίου, 2007):

### Σφάλματα στο σχεδιασμό ή στην κατασκευή

Η κατασκευή ενός τόσο σημαντικού έργου όπως είναι τα φράγματα πρέπει να είναι άκρως προσεκτική, καθώς τα λάθη σε αυτήν μπορεί να προκαλέσουν σοβαρά προβλήματα στη λειτουργία του φράγματος και να οδηγήσουν ακόμη και στην αστοχία του. Οι αυξημένες καθιζήσεις, οι εσωτερικές διαβρώσεις και οι μεγάλες διαρροές είναι αποτέλεσμα της ανεπαρκούς συμπύκνωσης των υλικών ή της χρήσης λανθασμένου τύπου υλικών κατά την κατασκευή του φράγματος. Τα σημαντικότερα σημεία που πρέπει να προσεχθούν κατά τον σχεδιασμό και την κατασκευή ενός φράγματος είναι:

- Η μη ύπαρξη υλικών στην θεμελίωση που είναι επιρρεπή σε ρευστοποίηση ή περιέχουν χαλαρά και ευαίσθητα αργιλικά υλικά.
- Για την κατασκευή του φράγματος τα υλικά θα πρέπει να είναι καλά συμπυκνωμένα με ποσοστό τουλάχιστον 95% της μέγιστης ξηρής πυκνότητας ή σε ποσοστό 80% της σχετικής πυκνότητας.
- Η τιμή του στατικού συντελεστή ασφαλείας να είναι μεγαλύτερη του 1,5 σε όλες τις πιθανές επιφάνειες ολίσθησης σε συνθήκες πλήρης φόρτισης και πίεσεως νερού πριν από ένα σεισμό.
- Το ελεύθερο ύψος μεταξύ υπερχειλίσης και στέψης να μην είναι μικρότερο του 3-5% του ύψους του φράγματος.

### Γεωλογικά προβλήματα με τα θεμέλια του φράγματος

Τα θεμέλια σε οποιαδήποτε κατασκευή αποτελούν τα σημαντικότερα τμήματα για την ασφάλεια της και πρέπει να μελετηθούν με κάθε λεπτομέρεια, αφού δέχονται όλες τις δυνάμεις που ασκούνται σε αυτή. Επομένως τα θεμέλια πρέπει να είναι ικανά να αντέξουν τις ισχυρές πιέσεις του ίδιου του φράγματος και του νερού καθώς και να μην παρουσιάζουν γεωλογικά προβλήματα όπως ρήγματα, ζώνες διάτμησης κ.α. Επίσης, τα θεμέλια δεν πρέπει να περιέχουν υλικά που εύκολα διαβρώνονται και δημιουργούν συνθήκες αποσύνθεσης μετά το γέμισμα του ταμιευτήρα. Σημαντικό ρόλο όσον αφορά στις σεισμικές δράσεις παίζει το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης φράγματος-θεμελίωσης το οποίο και θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη.

### Ανθρώπινοι παράγοντες

Οι ανθρώπινοι παράγοντες αποτελούν και αυτοί με τη σειρά τους σημαντικές αιτίες αστοχίας του φράγματος. Απλά λάθη, κακή διαχείριση λειτουργιών παραλείψεις και βανδαλισμοί είναι κάποιοι από τους ανθρώπινους παράγοντες που αν συνδυαστούν με άλλους μπορεί να αυξήσουν τον κίνδυνο αστοχίας. Επιπροσθέτως, ο μηχανικός εξοπλισμός και κάποια σημαντικά μέρη του σώματος του φράγματος είναι αρκετά επικίνδυνα να υποστούν ζημιές από ανθρώπινη παρέμβαση κατά συνέπεια θα πρέπει να λαμβάνονται μέτρα περιορισμού της πρόσβασης σε άτομα και οχήματα που δεν είναι εξουσιοδοτημένα. Τέλος, επειδή το φράγμα αποτελεί



ένα έργο που λειτουργεί θετικά στην περιοχή κατασκευής, οι άνθρωποι έχουν την τάση να εγκαθίστανται κατάντη του φράγματος. Επομένως, η κατασκευή κτιρίων, και άλλων κατασκευών στη ζώνη πλημμύρας του φράγματος δημιουργεί νέες παραμέτρους για τη διακινδύνευση του πληθυσμού στο μέλλον.

#### Παράγοντες λειτουργίας

Κατά τη λειτουργία του φράγματος είναι πολύ πιθανή η εμφάνιση αστοχιών ή κινδύνων στις περιουσίες και στην ανθρώπινη ζωή στην ευρύτερη περιοχή. Επομένως, η ασφάλεια του φράγματος εξαρτάται και από κάποιους παράγοντες κατά τη λειτουργία του οι οποίοι μπορεί να είναι:

- Η πρόσβαση και η απόσταση του φράγματος από την κατοικημένη περιοχή.
- Η απουσία εκπαιδευμένου ή έμπειρου προσωπικού.
- Οι ελλειπείς διαδικασίες συντήρησης του φράγματος.
- Η απουσία ορθού προγράμματος επιθεώρησης.
- Η αξιοπιστία της τροφοδοσίας του ηλεκτρικού εξοπλισμού.
- Η πολυπλοκότητα του εξοπλισμού και των λειτουργικών διαδικασιών του φράγματος.

### **3.3 Σεισμός και Αστοχία Φραγμάτων**

#### **3.3.1 Επιπτώσεις στα φράγματα από μία σεισμική δραστηριότητα**

Γενικά, έχει αποδειχτεί ότι οι σεισμοί μπορούν να προκαλέσουν από μικρές έως σοβαρότατες βλάβες και ζημιές στα φράγματα, με μικρές πιθανότητες της ολικής κατάρρευσης τους. Ένας σεισμός μπορεί να προκαλέσει σε ένα φράγμα από εδαφικό υλικό τα εξής:

- Καθίζηση λόγω των κυματοειδών παραμορφώσεων των πρανών που οφείλονται στις επαναλαμβανόμενες ταλαντώσεις.
- Υπερχείλιση που οφείλεται στους κυματισμούς σε συνδυασμό με την πιθανή μείωση του ύψους της στέψης του φράγματος από καθίζηση ή με την ολική ολίσθηση των πρανών του ταμιευτήρα.
- Υπερβολική μείωση της διατμητικής αντοχής του εδαφικού υλικού προκαλώντας κατ' αυτόν τον τρόπο ολίσθηση.
- Πρόκληση ρηγματώσεων στον αδιαπέρατο πυρήνα, με πιθανή συνέπεια την καταστροφή του φράγματος από την ανάπτυξη υδραυλικής υποσκαφής.
- Όπως έχει αναφερθεί ένας σεισμός σε ένα φράγμα μπορεί να προκαλέσει αστοχία εξαιτίας της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων, ειδικά αυτών που κινούνται εγκάρσια στον επιμήκη άξονα του φράγματος. Συνήθως, τα

χαρακτηριστικά της οριζόντιας συνιστώσας της κίνησης της στέψης σε αυτήν τη διεύθυνση να είναι πολύ δυσμενέστερη από τη κίνηση της θεμελίωσης με αποτέλεσμα τη δημιουργία και την ανάπτυξη πολλών εγκάρσιων ρωγμών λόγω της μεγάλης και έντονης καταπόνησης στο ανώτερο τμήμα του φράγματος.

- Αν το επίχωμα δεν έχει συμπτυκνωθεί σε αρκετά καλό βαθμό οι σεισμικές κινήσεις μπορεί να προκαλέσουν ολισθήσεις πρανών.
- Τα χωμάτινα φράγματα σε αντίθεση με τις συνήθεις κτιριακές κατασκευές καταπονούνται σε μεγαλύτερο βαθμό από εδαφικές κινήσεις μεγαλύτερης περιόδου (δηλαδή μικρότερης συχνότητας) οι οποίες προκαλούν βλάβες στις (πολύ χαμηλότερου ύψους) συνήθεις κτιριακές κατασκευές. Οπότε, φράγματα που βρίσκονται πολλά χιλιόμετρα μακριά από το επίκεντρο του σεισμού μπορεί να εμφανίσουν πιο έντονες ρωγμές από φράγματα που μπορεί να είναι κατασκευασμένα κοντά στο επίκεντρο του σεισμού.
- Τέλος, φράγματα στα οποία ο κεντρικός πυρήνας αποτελείται από άργιλο (ή πυρήνα από σκυρόδεμα) ρηγματώνονται περισσότερο από τα φράγματα χωρίς αργλικό πυρήνα, καθώς το εδαφικό επίχωμα και ο αργλικός πυρήνας δεν ταλαντώνονται μαζί κατά την σεισμική κίνηση.

Όπως αναφέρθηκε ένας σεισμός μπορεί να προκαλέσει σε κάποια από τα μέρη του φράγματος καθώς και στο σύνολο του φράγματος: ρηγματώσεις, καθιζήσεις, μετακινήσεις ή και ρευστοποιήσεις. Οι μεγαλύτερες μετακινήσεις δημιουργούνται συνήθως στις διεπιφάνειες μεταξύ διαφορετικών υλικών ή σε απότομες αλλαγές διατομών. Τα υλικά που έχουν χρησιμοποιηθεί και η λεπτομέρεια της εσωτερικής διατομής του φράγματος καθορίζει το μέγεθος των μετακινήσεων που μπορεί να υπάρξουν.

Επίσης, κατά τη διάρκεια μίας σεισμικής δραστηριότητας παρατηρείται το φαινόμενο των αυξήσεων των πιέσεων των νερών στους πόρους. Οι αυξήσεις αυτές έχουν σαν αποτέλεσμα τη μείωση των ενεργών τάσεων στα υλικά του φράγματος με ταυτόχρονη μείωση του συντελεστή ασφαλείας. Συχνά, ένα από τα πιο σοβαρά φαινόμενα που μπορεί να προκληθούν λόγω της σεισμικής δόνησης είναι το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Η ρευστοποίηση προκύπτει από τη μεγάλη μείωση της αντοχής των υλικών του φράγματος εξαιτίας του σεισμού. Το φαινόμενο της ρευστοποίησης προκαλείται κυρίως από τις αυξήσεις των πιέσεων του νερού των πόρων με αποτέλεσμα τη μείωση της αντοχής. Η κυριότερη συνέπεια που μπορεί να προκαλέσει η ρευστοποίηση είναι μία αστοχία στο ανάντη τμήμα του πρανούς και η αστοχία αυτή μπορεί να οδηγήσει σε πλήρη κατάρρευση και καταστροφή του φράγματος.

### 3.3.2 Ιστορικά παραδείγματα αστοχίας φραγμάτων από σεισμική δραστηριότητα

Έγινε αντιληπτό και από το προηγούμενο κεφάλαιο ότι είναι πολύ σημαντικό από κάθε άποψη να εξασφαλίζεται η σεισμική ευστάθεια για τα φράγματα σύμφωνα με όσα προβλέπονται κατά τον σχεδιασμό τους. Όπως αναλύθηκε, εάν ένα φράγμα αστοχήσει από μία έντονη σεισμική δραστηριότητα μπορεί να μην προκληθεί ολική κατάρρευση του, όμως ακόμα και μία παύση στη λειτουργία του φράγματος μπορεί να επιφέρει σοβαρότατες συνέπειες στην περιοχή του φράγματος. Δεν είναι όμως λίγες περιπτώσεις που ένας σεισμός προκάλεσε σημαντικότερες αστοχίες στα φράγματα. Στην ενότητα αυτή παρουσιάζονται χαρακτηριστικά ιστορικά παραδείγματα σημαντικών σεισμικών αστοχιών σε φράγματα. Βέβαια, μικρές ή μεγάλες σεισμικές αστοχίες έχουν παρατηρηθεί σε πολύ περισσότερα φράγματα.

### Φράγμα Zipingpu

Το φράγμα Zipingpu είναι ένα φράγμα βαρύτητας που έχει κατασκευασθεί στην κοίτη του ποταμού Min στην πόλη Τσενγκτού (Chengdu) στην επαρχία Sichuan στη νοτιοδυτική Κίνα. Αποτελεί το τελευταίο από τα αντίστοιχα έργα που έχουν κατασκευασθεί στην κοίτη του ποταμού Min και η κατασκευή του ολοκληρώθηκε στα τέλη του 2006. Έχει ύψος 156m, μήκος 630m, η λεκάνη κατάκλυσης είναι χωρητικότητας  $1,2 \cdot 10^9 \text{ m}^3$  το παραγόμενο ποσό ηλεκτρικής ενέργειας είναι  $3,4 \cdot 10^9$  Kwh, ενώ τροφοδοτεί με νερό κατά την περίοδο ξηρασίας τεράστιες εκτάσεις.

Στο ορεινό τμήμα αλλά και στην πεδινή δυτική περιοχή υπάρχουν καλλιεργήσιμες εκτάσεις και συγκεντρώνουν σημαντικό πληθυσμό. Ανάντη, η λεκάνη κατάκλυσης καταλαμβάνει μία πολύ μεγάλη έκταση με ιδιαίτερα περιβαλλοντικά χαρακτηριστικά. Για τον λόγο αυτό, κατά τη διάρκεια κατασκευής του έργου υπήρξαν ποικίλες αντιδράσεις. Λόγω της αποκοπής των οδικών αξόνων, που υφίσταντο μέσα στον ταμιευτήρα, κατασκευάσθηκαν γέφυρες για τη διευκόλυνση της επικοινωνίας μεταξύ των οικιστικών κέντρων. Επιπλέον, κατασκευάσθηκε μία ψηλή γέφυρα μέσα στη λεκάνη που συνδέει τις δύο όχθες του ταμιευτήρα, η οποία κατέρρευσε στον σεισμό που έγινε το 2008.

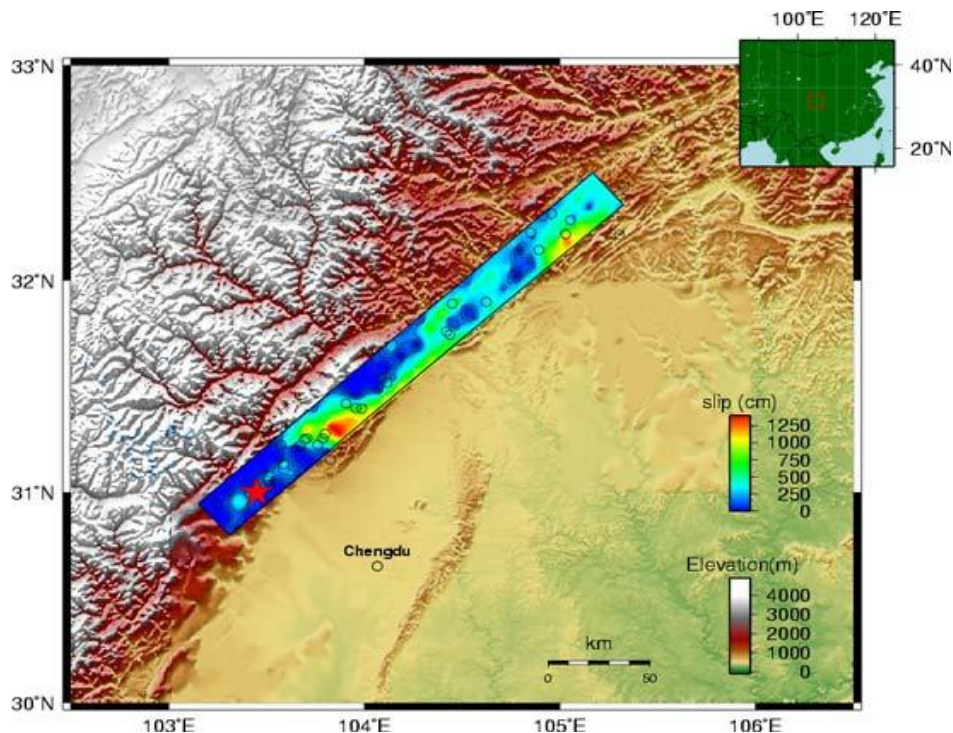
Το φράγμα του Zipingpu στο δεξί του άκρο περιλαμβάνει τον υπερχειλιστή, κατάντη έχει κατασκευασθεί η μονάδα ηλεκτροπαραγωγής, ενώ 200 μέτρα από το φράγμα προς τα κατάντη υπάρχει η έξοδος του εκκενωτή πυθμένα. Τέλος, σε όλη την περιοχή του δεξιού και του αριστερού πρανούς, καθώς και σε πολλά σημεία μέσα στη λεκάνη κατάκλυσης έχουν κατασκευασθεί εκτεταμένα έργα σταθεροποίησης των βραχωδών σχηματισμών. Τα έργα περιλαμβάνουν πυκνό δίκτυο αγκυρίων με παράλληλη επικάλυψη της επιφάνειας του πρανούς με σκυρόδεμα. Στην Εικόνα 3.1 απεικονίζεται το φράγμα του Zipingpu από τη βόρεια πλευρά της περιοχής.



Εικόνα 3.6. Φράγμα Zipingpu (Πηγή: [http://en.wikipedia.org/wiki/File:Zipingpu\\_Dam.JPG](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Zipingpu_Dam.JPG))

Στις 12 Μαΐου του 2008 εκδηλώθηκε ο σεισμός του Sichuan μεγέθους Mw 7.9R και βάθος 19km στην περιοχή Τσενγκτού (Chengdu) της Νότιας Κίνας με αποτέλεσμα τον θάνατο χιλιάδων ανθρώπων, την κατάρρευση πολλών κτιρίων και τεράστιες ζημιές στα έργα υποδομής. Ο σεισμός προκλήθηκε ανάστροφο ρήγμα διεύθυνσης  $BA - N\Delta$  μήκους  $> 100km$  που διαχωρίζει τη σεισμόπληκτη περιοχή σε δύο τμήματα, ένα ανατολικό με ομαλή επίπεδη μορφολογία και ένα δυτικό με έντονο ανάγλυφο που αποτελεί την απόληξη των οροσειρών του Θιβέτ. Το ανάστροφο ρήγμα αντιστοιχεί σε μία μετωπική επώθηση που φέρνει σε επαφή: α) τα αλληπάλληλα τεκτονικά καλύμματα και ενότητες της ορεινής περιοχής του Θιβέτ που προωθούνται στα ανατολικά και επωθούνται λόγω της ώθησης των Ιμαλάϊων προς τα ΒΑ και της κίνησης της πλάκας της Ινδίας, και β) του επιπέδου σχετικά अपαραμόρφωτου- άκαμπτου τεμάχους του Sichuan της νότιας Κίνας που βρίσκεται προς τα δυτικά.

Τα ανωτέρω συμπεράσματα προέκυψαν από τη θέση, το βάθος και την κλίση του επιπέδου διάρρηξης σύμφωνα με τα σεισμοτεκτονικά δεδομένα της περιοχής. Επιπλέον, συμπεραίνεται ότι η επιφάνεια διάρρηξης αντιστοιχεί στην εξωτερική-μετωπική επιφάνεια η οποία αποτελεί το διαχωριστικό όριο στην επιφάνεια του εδάφους μεταξύ της δυτικής έντονης μορφολογικά περιοχής και της ανατολικής επίπεδης πεδινής περιοχής. Τέλος, το ίχνος του σεισμικού ρήγματος δεν ανιχνεύθηκε στην επιφάνεια, παρά το μικρό εστιακό βάθος, πιθανώς επειδή η σεισμική διάρρηξη «απορροφήθηκε» στα ανώτερα τμήματα από τους επιφανειακούς χαλαρούς σχηματισμούς. Στην Εικόνα 3.2 απεικονίζεται η περιοχή εμφάνισης του ανάστροφου ρήγματος.



Εικόνα 3.7. Ρήγμα σεισμού Sichuan (Πηγή:  
<http://www.tectonics.caltech.edu/outreach/highlights/2008MayChinaEQ/>)

Όσο αφορά στις αστοχίες που προέκυψαν στο φράγμα Zipingpu: Στο σώμα του φράγματος εμφανίστηκαν σημαντικές αστοχίες, οι οποίες είναι εύκολα ορατές λόγω κυρίως των παραμορφώσεων που παρατηρήθηκαν. Συγκεκριμένα, στις δύο πλευρές του φράγματος και στα πρώτα 20m παρατηρήθηκαν εγκάρσιες θραύσεις από τις καθιζήσεις στο σώμα του φράγματος. Η καθίζηση στο αριστερό άκρο μετρήθηκε σε 20cm, ενώ η μετακίνηση στο δεξιό άκρο στο σημείο επαφής του υλικού του φράγματος με τον υπερχειλιστή ήταν της τάξης των 30cm. Προς το κεντρικό σημείο του φράγματος παρατηρήθηκαν εγκάρσιες ρηγματώσεις της τάξεως των 10-15cm με παράλληλη αντίστοιχη παραμόρφωση της εξωτερικής επικάλυψης του σώματος του φράγματος από ογκόλιθους. Λόγω της καθίζησης του κεντρικού τμήματος του φράγματος, παρατηρήθηκαν πρόσθετα φαινόμενα σύνθλιψης στο κορυφαίο τμήμα της στέψης του φράγματος, το οποίο ήταν σχετικά άκαμπτο. Τέλος, παρατηρήθηκαν θραύσεις στην προς τα ανάντη επικάλυψη του σώματος του φράγματος, η οποία ήταν κατασκευασμένη από σκυρόδεμα. Στις παρακάτω εικόνες φαίνονται η διαφορετική κατακόρυφη μετατόπιση του σώματος του φράγματος στο αριστερό άκρο (Εικόνα 3.3), οι εγκάρσιες θραύσεις στον άξονα του φράγματος στη δεξιά πλευρά (Εικόνα 3.4), η αστοχία στη στέψη του φράγματος (Εικόνα 3.5) και τέλος η καθίζηση του πυρήνα του φράγματος και οι κατολισθήσεις που εκδηλώθηκαν στο πρανές (Εικόνα 3.5).



Εικόνα 3.3. Κατακόρυφη μετατόπιση στο αριστερό τμήμα του σώματος του φράγματος (Πηγή: Λέκκας, 2008)



Εικόνα 3.4. Εγκάρσιες θραύσεις στο δεξιό άκρο του σώματος του φράγματος (Πηγή: Λέκκας, 2008)



Εικόνα 3.5. Αστοχία στη στέψη του φράγματος (Πηγή: Λέκκας, 2008)



Εικόνα 3.6. Καθίζηση του πυρήνα του φράγματος και κατολισθήσεις που αναπτύχθηκαν στο πρηνές της λεκάνης κατάκλυσης (Πηγή: Λέκκας, 2008)

Στα πρηνή που βρίσκονται στις εκατέρωθεν πλευρές είχαν πραγματοποιηθεί έργα σταθεροποίησης που περιλάμβαναν ένα δίκτυο πυκνών αγκυρίων με επικάλυψη από οπλισμένο σκυρόδεμα, εντούτοις τα πρηνή αστόχησαν στο πάνω τμήμα τους, εκεί όπου ο οπλισμός δεν ήταν προφανώς επαρκής. Στους ογκόλιθους που μετακινήθηκαν δεν παρατηρήθηκε σημαντική οριζόντια μετακίνηση και δεν απείχαν πολύ μετά την πτώση από τη βάση του κατακόρυφου σχεδόν πρηνούς, γεγονός το οποίο δείχνει ότι η οριζόντια ώθηση δεν ήταν ιδιαίτερα μεγάλη. Στην Εικόνα 3.7 φαίνεται η επιμήκης διάρρηξη μήκους 300m, με μέγιστο εύρος της τα 60cm και η αντίστοιχη παραμόρφωση σε όλο το σώμα του φράγματος. Επιπλέον, είναι διακριτός ο οπλισμός με πυκνό κάρναβο αγκυρίων του αριστερού πρηνούς του άξονα του φράγματος.



Εικόνα 3.7. Επιμήκης διάρρηξη στο αριστερό πρηνές του άξονα του φράγματος (Πηγή: Λέκκας, 2008)

Στα πρηνή της λεκάνης κατάκλυσης παρατηρήθηκαν εκταταμένες κατολισθήσεις, οι οποίες έφτασαν μέχρι το επίπεδο της στάθμης του νερού της λίμνης. Συνολικά



εκδηλώθηκαν δεκάδες κατολισθήσεις, σε ορισμένες από τις οποίες ο όγκος των υλικών υπερβαίνει το  $1000000 \text{ m}^3$ . Επρόκειτο κυρίως για κατολισθήσεις ψαμμιτικών υλικών μεγέθους μερικές φορές πάνω από  $1000 \text{ m}^3$ , καθώς επίσης και για ροές κορημάτων. Οι κατολισθήσεις που εκδηλώθηκαν απέκοψαν μεγάλο τμήμα του οδικού δικτύου και την πρόσβαση σε πόλεις και χωριά, τα οποία είχαν υποστεί μεγάλες καταστροφές. Η εκδήλωση των κατολισθήσεων επηρέασε και τον υδάτινο όγκο του ταμιευτήρα, ενώ η διακύμανση της στάθμης φαίνεται ότι δεν επηρέασε ιδιαίτερα το φράγμα. Η Εικόνα 3.8 δείχνει τις κατολισθήσεις που προκλήθηκαν στο αριστερό πρανές πάνω στη στέψη του φράγματος.



Εικόνα 3.8. Κατολισθήσεις βραχωδών όγκων στο αριστερό πρανές πάνω στη στέψη του φράγματος (Πηγή: Λέκκας, 2008)

Τέλος, και στα πρανή στα κατάντη του φράγματος εκδηλώθηκαν μεγάλης κλίμακας κατολισθήσεις, κυρίως στο δεξιό αντέρεισμα. Οι κατολισθήσεις εκδηλώθηκαν και στη συγκεκριμένη περίπτωση, παρά το γεγονός, ότι είχαν γίνει εκτεταμένα έργα αντιστήριξης με πυκνό δίκτυο αγκυρώσεων σε μία τεράστια περιοχή ανάντη του υδροηλεκτρικού σταθμού και των λοιπών έργων. Στην περιοχή αυτή είχαν κατασκευασθεί και άλλα έργα ενίσχυσης, όπως για παράδειγμα δίκτυα συγκράτησης και δίκτυα σκυροδέματος κυρίως στα ανώτερα τμήματα του πρανούς. Παρά το γεγονός αυτό, εκδηλώθηκαν αρκετές ζημιές πάνω ακριβώς από την έξοδο του εκκενωτή του πυθμένα, την οποία και έφραξαν, με αποτέλεσμα να μην είναι δυνατή η χρησιμοποίησή του μόλις διαπιστώθηκαν οι ζημιές στο σώμα του φράγματος. Στην Εικόνα 3.9 φαίνεται το δεξιό κατάντη τμήμα του πρανές στο οποίο βρίσκεται ο υπερχειλιστής, το εργοστάσιο ηλεκτρικής ενέργειας και η έξοδος του εκκενωτή του πυθμένα. Στην εικόνα διακρίνονται τα εκτεταμένα έργα σταθεροποίησης των πρανών και οι κατολισθήσεις οι οποίες εκδηλώθηκαν, τα υλικά των οποίων έφραξαν την έξοδο του εκκενωτή πυθμένα (Λέκκας, Κίνα 2008).





Εικόνα 3.9. Κατολισθήσεις και έργα σταθεροποίησης των πρανών στο δεξιό πρανές (Πηγή: Λέκκας, 2008)

### Φράγμα της Fujinuma

Το φράγμα Fujinuma ήταν ένα χωμάτινο φράγμα της πόλης Sukagawa της Ιαπωνίας. Κατασκευάστηκε στις όχθες του ποταμού Eba, παραπόταμο του ποταμού Abukuma, 16 χιλιόμετρα δυτικά της πόλης Sukagawa. Η κατασκευή του ξεκίνησε το 1937 και ολοκληρώθηκε το 1949, με ενδιάμεση παύση της κατασκευής κατά τη διάρκεια του Β' Παγκοσμίου πολέμου. Ο πρωταρχικός σκοπός της κατασκευής του φράγματος ήταν η άρδευση της ευρύτερης περιοχής. Στην Εικόνα 3.10 απεικονίζεται το φράγμα Fujinuma πριν την αστοχία του.

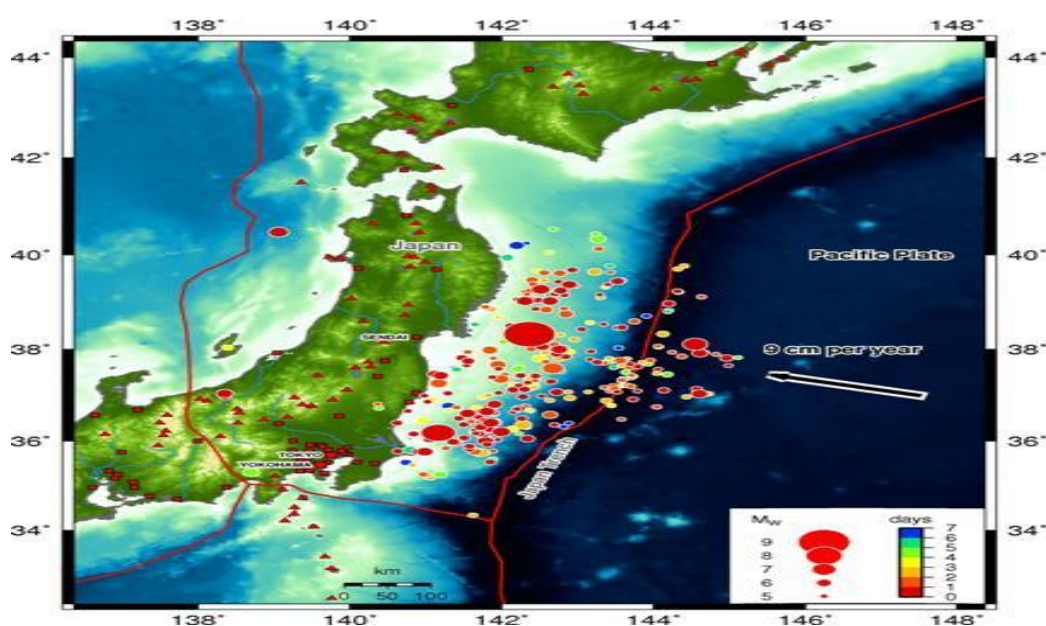


Εικόνα 3.10. Φράγμα Fujinuma (Πηγή: [http://en.wikipedia.org/wiki/Fujinuma\\_Dam#mediaviewer/File:Reservoir\\_Fujinuma\\_20090321.Jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Fujinuma_Dam#mediaviewer/File:Reservoir_Fujinuma_20090321.Jpg) )

Αναλυτικότερα, το φράγμα Fujinuma είχε ύψος 18,5m, μήκος 133m, πλάτος στέψης 6m και ο συνολικός όγκος του φράγματος του φράγματος ανερχόταν στα  $99000\text{m}^3$ . Περίπου 300m νότια του φράγματος Fujinuma υπάρχει ένα βοηθητικό φράγμα με ύψος περίπου 6m και μήκος περίπου 60m. Το βοηθητικό φράγμα έχει ως στόχο να επιτρέπει τον ταμιευτήρα να λειτουργεί σύμφωνα με τις συνθήκες του

σχεδιασμού του, δεδομένης της τοπογραφίας της περιοχής, αφού αυτό δεν μπορούσε να γίνει μόνο από το κύριο φράγμα. Η λεκάνη απορροής της περιοχής που κατασκευάστηκε το φράγμα είχε έκταση  $8,8\text{km}^2$ , η συνολική χωρητικότητα του ταμιευτήρα ήταν  $1504000\text{m}^3$  και η έκτασή του ήταν 49 στρέμματα.

Στις 11 Μαρτίου του 2011 εκδηλώθηκε στα ανοιχτά της ακτής του Ειρηνικού μεγάλος σεισμός Τōhoku. Ο σεισμός Τōhoku ήταν μεγέθους 9  $M_w$  με επίκεντρο περίπου 70 χιλιόμετρα ανατολικά της χερσονήσου Oshika της Τōhoku και σε υποβρύχιο βάθος περίπου 30km. Ο σεισμός Τōhoku ήταν ο πιο ισχυρός σεισμός που έχει καταγραφεί ότι έχει χτυπήσει την Ιαπωνία και ο πέμπτος πιο ισχυρός στον κόσμο δεδομένου ότι οι σύγχρονες καταγραφές ξεκίνησαν μετά το 1900. Οι συνέπειες που προκλήθηκαν από το σεισμό ήταν σοβαρότατες, με τον θάνατο 20000 ανθρώπων και οι εκτιμώμενες ζημιές που προκλήθηκαν ήταν ίσες με 210 δισεκατομμύρια δολάρια. Ο σεισμός Τōhoku προκάλεσε ένα καταστροφικό τσουνάμι κατά μήκος της ανατολικής ακτής της Ιαπωνίας, το οποίο προκάλεσε βλάβες σε κατασκευές και δημιούργησε συνθήκες αστοχίας στο έδαφος (όπως ρευστοποίηση και κατολισθήσεις) έως και 500km μακριά από το επίκεντρο του σεισμού. Τα κύματα από το τσουνάμι έφτασαν σε ύψος έως και 40,5m και τα οποία ταξίδεψαν στην περιοχή Sendai έως και 10km στην ξηρά. Στην Εικόνα 3.11 φαίνεται η θέση που εκδηλώθηκε αυτός ο σεισμός.



Εικόνα 3.11. Θέση εκδήλωσης του σεισμού Τōhoku (Πηγή: [http://comet.nerc.ac.uk/current\\_research\\_japan.html](http://comet.nerc.ac.uk/current_research_japan.html) )

Σύμφωνα με την JCOLD (Επιτροπή Μεγάλων Φραγμάτων της Ιαπωνίας) κατά τη διάρκεια του σεισμού Τōhoku τα φράγματα συμπεριφέρθηκαν αρκετά καλά εμφανίζοντας μικρές έως μέτριες ζημιές, οι οποίες μπορούσαν να επισκευασθούν. Μοναδική εξαίρεση όμως ήταν το φράγμα Fujinuma το οποίο μετά την εκδήλωση

του σεισμού εκδηλώθηκαν σημαντικότερες βλάβες. Η Εικόνα 3.12 είναι ενδεικτική της αστοχίας που προκλήθηκε στο φράγμα Fujinuma.



Εικόνα 3.12. Αστοχία που προκλήθηκε στο κύριο φράγμα Fujinuma και του ταμιευτήρα του (Πηγή: Pradel et al., 2013)

Όταν έγινε ο σεισμός η στάθμη του ταμιευτήρα ήταν αρκετά ψηλά δηλαδή ο ταμιευτήρας ήταν σχεδόν γεμάτος, με το νερό να αρχίζει να ξεχειλίζει από το ταμιευτήρα 20-25min μετά τον σεισμό, σύμφωνα με αυτόπτη μάρτυρα. Μάλιστα, η ανεξέλεγκτη αυτή απελευθέρωση του νερού από την αστοχία του φράγματος Fujinuma είχε σαν συνέπεια την καταστροφή του χωριού Naganuma στη κατάντη περιοχή του φράγματος και προκαλώντας τον θάνατο 8 ατόμων και απώλεια πολλών περιουσιών στο συγκεκριμένο χωριό (Εικόνα 3.13).

Σύμφωνα με το EERI (Earthquake Engineering Research Institute 2013) η υπερχειλίση του φράγματος οφείλεται πτώση του υψομέτρου της κορυφής. Η έκθεση της EERI ανέφερε κάποιες πιθανές αιτίες για την πτώση αυτή, τέτοιες είναι: α) η ανεπάρκεια (αποτυχία) της κλίσης προς τα ανάντη, β) προς τα κατάντη υπήρχε ανεπάρκεια της κλίσης που προέκυψε από την ολίσθηση σε παχιά οργανικά παλαιά εδάφη, γ) η ολίσθηση στα κατάντη μέσω ελάχιστα συμπιεσμένης πλήρωσης ή δ) η διάβρωση μέσω ενός μηχανισμού από τη ροή του νερού μέσω των ρωγμών κατά μήκος της κορυφής ή λόγω εσωτερικής διαρροής. Αξίζει να σημειωθεί ότι σύμφωνα με την ίδια έκθεση της EERI οι τρεις πρώτες αιτίες είναι οι πιθανότερες αιτίες για την αστοχία του φράγματος παρά η τελευταία. Η Εικόνα 3.13 δείχνει την πορεία που ακολούθησε η απελευθέρωση του νερού του φράγματος Fujinuma στην κατάντη περιοχή στο χωριό Naganuma.





Εικόνα 3.13. Ζημιές που προκλήθηκαν στο χωριό Naganuma από την πλημμύρα λόγω της ανεξέλεγκτης απελευθέρωσης του νερού από το φράγμα Fujinuma (Πηγή: Pradel et al., 2013)

Τον Απρίλιο του 2011 επισκέφθηκαν την Ιαπωνία ομάδες ειδικών για την έρευνα και την εξέταση της περιοχής του φράγματος Fujinuma και συνέταξαν αναφορές με λεπτομερείς παρατηρήσεις και αποτελέσματα από την αστοχία του κύριου φράγματος. Ο κυριότερος σκοπός ήταν για να τεκμηριωθούν οι γεωτεχνικές συνθήκες πρόκλησης των κατολισθήσεων και των αστοχιών των αναχωμάτων και των φραγμάτων κατά τη διάρκεια του σεισμού Tōhoku. Παρόλο που τα περισσότερα τμήματα από το άνω τμήμα του φράγματος καθώς και ένα σημαντικό του πυρήνα του κυρίου φράγματος είχε παρασυσρθεί από την υπερπήδηση του νερού, οι ειδικοί ήταν σε θέση να προβούν σε βασικές παρατηρήσεις που αποκαλύπτουν τη φύση της κατασκευής (συμπεριλαμβανόμενου και την προκατασκευή του φράγματος) και των πιθανών τρόπων αστοχίας.

Σύμφωνα με τις παρατηρήσεις τους προέκυψαν τα παρακάτω αποτελέσματα:

- Κατά μήκος του τμήματος που αστόχησε έχουν δημιουργηθεί κατακόρυφα ανοίγματα ύψους μέχρι και 5m των συνεκτικών υλικών πληρώσεως (Εικόνες 3.14 και 3.15). Επίσης, παρατηρήθηκε η συμπίεση της στρωματοποίησης (Εικόνα 3.14).
- Κατά μήκος του δεξιού αντερείσματος μεγάλα τμήματα είχαν εκτοπιστεί καθώς και η κατάντη όψη του φράγματος ανυψώθηκε (Εικόνες 3.14 και 3.16). Επιπλέον, ήταν εμφανής η αστάθεια των πρανών από τη μετακίνηση αρκετών μέτρων των λίθων.
- Η αστοχία φαίνεται στο στρώμα (με σκούρο χρώμα) του εδάφους που κάλυπτε τη βάση του φράγματος και μεγάλες εκτάσεις του αριστερού αντερείσματος (Εικόνες 3.15 και 3.17). Αυτό το υπολειμματικό στρώμα εδάφους ή παλαιό-εδάφους ήταν πλούσιο σε οργανικές ουσίες (όπως για παράδειγμα ρίζες ακόμα και κορμούς δέντρων) και σε τοπικό επίπεδο ξανάγινε συμπίεση πληρώσεως κατά μήκος της βάσης του φράγματος. Η θέση των στρωμάτων αυτών ήταν γεωμετρικά σύμφωνη με την αστοχία από το μηχανισμό ολίσθησης που περιγράφηκε παραπάνω (Εικόνα 3.16).

- Ένα λεπτό στρώμα άμμου σκέπασε τους εκτοπισμένους λίθους των συνεκτικών εδαφών και ένα λεπτό στρώμα από χόρτα κάλυψε την κατάντη πλαγιά πριν την αστοχία (Εικόνα 3.16). Ομοίως, παρατηρήθηκε η άμμος να καλύπτει τεράστιες περιοχές και του ταμιευτήρα, τα τμήματα της ζώνης που αστόχησε και το αριστερό αντέρεισμα. Η άμμος φάνηκε να έχει εναποτεθεί από το νερό κατά τη διάρκεια της αστοχίας (δηλαδή μετά τους σεισμούς) και από τις παρατηρήσεις κατά μήκος του ανέπαφου φράγματος και των στηριγμάτων δεν υπήρχαν ενδείξεις για φαινόμενα ρευστοποίησης του εδάφους.

Στις φωτογραφίες παρουσιάζονται οι αστοχίες του κυρίου φράγματος Fujinuma (Εικόνα 3.14), του δεξιού αντερείσματος του φράγματος (Εικόνα 3.15), με τους ανυψωμένους και εκτοπισμένους λίθους κατά μήκος του (Εικόνα 3.16) και το οργανικά πλούσιο στρώμα σκούρου χρώματος (Εικόνα 3.17).



Εικόνα 3.14. Αστοχία στις πλαγιές του φράγματος Fujinuma (Πηγή: Pradel et al., 2013)



Εικόνα 3.15. Αστοχία στο δεξιό αντέρεισμα του φράγματος Fujinuma (Πηγή: Pradel et al., 2013)



Εικόνα 3.16. Εκτοπισμένοι λίθοι κατά μήκος του δεξιού αντερείσματος του φράγματος (Πηγή: Pradel et al., 2013)



Εικόνα 3.17. Οργανικά πλούσιο σκούρο χρώματος στρώμα (Πηγή: Pradel et al., 2013)

Σύμφωνα με τις αναφορές των ειδικών επιστημόνων που ερεύνησαν την περιοχή του φράγματος Fujinuma προέκυψαν τα εξής συμπεράσματα:

- Όσον αφορά στις κατολισθήσεις που έγιναν με την εμφάνιση του οργανικά πλούσιο στρώμα είναι πιθανόν αυτές να έγιναν κατά τη διάρκεια του σεισμού Tōhoku.
- Οι μεγάλες πλευρικές μετατοπίσεις των κατάντη τμημάτων του φράγματος ήταν αποτέλεσμα και αυτές της σεισμικής δόνησης που με τη σειρά τους ήταν υπεύθυνες για τη μείωση της στέψης του φράγματος. Με τη μείωση αυτή να οδηγεί σε μία αργή απελευθέρωση του νερού πάνω από την κορυφή του φράγματος με αποτέλεσμα τη συνεχή διάβρωση της κορυφής από την υπερπήδηση του νερού. Με τον τρόπο αυτόν εξηγείται και η ανεξέλεγκτη απελευθέρωση του νερού λίγο μετά (20-25 λεπτά) από τη σεισμική δόνηση.

#### Φράγμα της Shefid Rud

Το φράγμα Shefid Rud αρχικά ονομάστηκε Shahbanu Far είναι επίσης γνωστό και ως Manjil, και είναι ένα φράγμα στήριγμα για την Shefid Rud κοντά στη Manjil στην επαρχία Gilan του Ιράν. Ο σκοπός δημιουργίας του εν λόγω φράγματος ήταν για την



αποθήκευση του νερού για την άρδευση και την παραγωγή υδροηλεκτρικής ενέργειας, με τον σταθμό να έχει εγκατεστημένη ισχύ 87 MW. Το φράγμα κατασκευάστηκε την περίοδο 1958-1962 έχει ύψος 106m, μήκος 425m, πλάτος στέψης 8m και πλάτος βάσης 100m και ο ταμιευτήρας του φράγματος έχει χωρητικότητα  $1,82 * 10^6 m^3$ . Το φράγμα αποτελείται από 26 μονόλιθους, κάθε 26m μήκους, η κλίση του φράγματος στην κατάντη όψη είναι 1 : 0,6 και στην ανάντη όψη 1 : 0,4. Το φράγμα κατασκευάστηκε από άοπλο σκυρόδεμα με τον ταμιευτήρα να μπορεί να δέχεται πάνω από  $1700 * 10^6 m^3$  όγκου νερού, και αποτελεί ζωτικής σημασίας έργο για την περιοχή. Στην Εικόνα 3.18 φαίνεται το φράγμα Shefid Rud.



Εικόνα 3.18. Φράγμα Sefid Rud (Πηγή:

[http://en.wikipedia.org/wiki/Sefidrud\\_Dam#mediaviewer/File:Sefid-Rud-Dam.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Sefidrud_Dam#mediaviewer/File:Sefid-Rud-Dam.jpg)).

Το φράγμα είχε σχεδιαστεί αρχικά για σεισμικό συντελεστή ίσο με 0,25. Μια εξαιρετικά ισχυρή σεισμική κίνηση στη σεισμογενή επαρχία Gilan του βόρειου Ιράν που συνέβη στις 20 Ιουνίου του 1990 δημιούργησε πολλά προβλήματα στον εν λόγω φράγμα, το μέγεθος του σεισμού εκτιμήθηκε σε μέγεθος της κλίμακας 7,3  $M_w$ . Μετά τον σεισμό οι πιο σοβαρές βλάβες ήταν οι οριζόντιες ρωγμές που εμφανίστηκαν στα ανώτερα τμήματα των μονόλιθων και ιδίως στον υψηλότερο μονόλιθο. Μια πολύ μεγάλη ρωγμή δημιουργήθηκε σχεδόν σε όλο το μήκος του φράγματος περίπου 14m κάτω από τη στέψη του φράγματος. Η Εικόνα 3.19 παρουσιάζει ένα δείγμα των οριζόντιων ρωγμών που δημιουργήθηκαν στους μονόλιθους μετά την ισχυρή αυτή σεισμική δόνηση.



Εικόνα 3.19. Οριζόντια ρωγμή στο φράγμα Sefid Rud (Πηγή: Wieland, 2009).

Επιτόπιες έρευνες στην περιοχή του φράγματος μετά τη σεισμική καταπόνηση του έδειξαν ότι οι μονόλιθοι του φράγματος υποβλήθηκαν με μόνιμες μετακινήσεις της τάξης των 50mm. Αυτές οι μεγάλες μετατοπίσεις που εμφανίστηκαν ήταν ικανές να καταστρέψουν τα στεγανοποιητικά στους συνδέσμους με αποτέλεσμα να προκληθεί διαρροή νερού. Η Εικόνα 3.20 δείχνει τις βλάβες που προκλήθηκαν στους συνδέσμους και στους τοίχους αντιστήριξης του φράγματος.



Εικόνα 3.20. Αστοχία στους συνδέσμους στήριξης του φράγματος Sefid Rud (Πηγή: Wieland, 2009).

Ο σεισμός αυτός εκτός από κάποιες αστοχίες στο σώμα του φράγματος που περιγράφηκαν παραπάνω, ήταν υπεύθυνος και για βλάβες που προκλήθηκαν στο κέντρο ελέγχου των υδροηλεκτρικών μονάδων καθώς και όλων των εγκαταστάσεων στο φράγμα (βλέπε Εικόνα 3.21). Επιπλέον, σοβαρότατες ζημιές προκλήθηκαν στα δίκτυα διανομής τόσο του νερού αλλά και της ηλεκτρικής ενέργειας (Εικόνα 3.22).





Εικόνα 3.21. Βλάβες στο κέντρο ελέγχου του φράγματος Sefid Rud (Πηγή: Wieland, 2009).



Εικόνα 3.22. Βλάβες στα συστήματα διανομής του φράγματος Sefid Rud (Πηγή: Wieland, 2009).

Τέλος, ο σεισμός προκάλεσε και άλλες μορφές αστοχίες στην περιοχή του φράγματος. Αναλυτικότερα, και παρατηρώντας τις παρακάτω εικόνες γίνεται αντιληπτό ότι μετά το σεισμό προκλήθηκαν κατολισθήσεις στην περιοχή (Εικόνα 3.23), καθώς και καταστροφές σε κτίρια και κατασκευές στην περιοχή του φράγματος (Εικόνα 3.24). Με τις επισκευές για την όσο το δυνατόν πιο γρήγορη αποκατάσταση των ζημιών που προκλήθηκαν από το σεισμό να ξεκινάνε άμεσα την επόμενη χρονιά. Η Εικόνα 3.25 δείχνει τα έργα αποκατάστασης των ζημιών που έγιναν στην περιοχή του φράγματος.



Εικόνα 3.23. Κατολισθήσεις στην περιοχή του φράγματος Sefid Rud (Πηγή: Wieland, 2009).



Εικόνα 3.24. Καταστροφές διαφόρων κατασκευών στην περιοχή του φράγματος Sefid Rud (Πηγή: Wieland, 2009).



Εικόνα 3.25. Έργα αποκατάστασης των βλαβών στην περιοχή του φράγματος Sefid Rud (Πηγή: Wieland, 2009).

#### Φράγμα του Shih-Kang

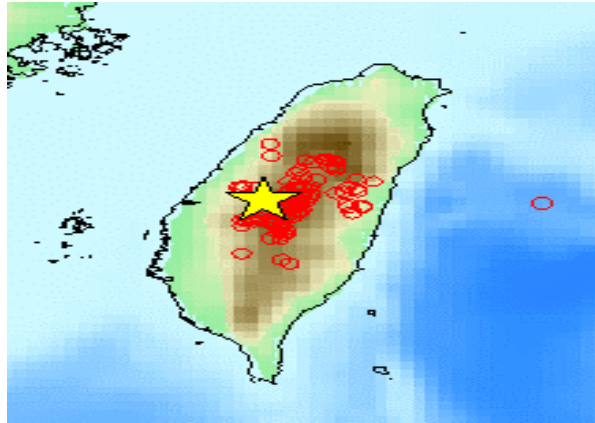


Το φράγμα Shih-Kang βρίσκεται περίπου 100km νοτιοδυτικά της Ταϊπέι, και κατασκευάστηκε κατά μήκος του ποταμού Da-Jia, όπου σταδιακά αρχίζει να εξαπλώνεται η πεδιάδα του ποταμού προς την East China Sea. Η περιοχή του φράγματος βρίσκεται πάνω από ρηχή αμμώδης και χαλικώδης εναπόθεση του εδάφους. Η κατασκευή του φράγματος ξεκίνησε με τις ανασκαφές της άμμου και το χαλικιών στην τοποθεσία του φράγματος και ολοκληρώθηκε το 1977. Το φράγμα Shih-Kang είναι ένα φράγμα από σκυρόδεμα και έχει ύψος 25m, μήκος 357m και ο ταμιευτήρας έχει χωρητικότητα  $3,38 \cdot 10^6 m^3$  συλλέγοντας νερό από μία υδρολογική λεκάνη  $1061 km^2$  και παρέχοντας μια σταθερή παροχή νερού για άρδευση κλπ. Η Εικόνα 3.26 απεικονίζει το φράγμα Shih-Kang πριν την εμφάνιση αστοχιών από τον σεισμό Chi-Chi.

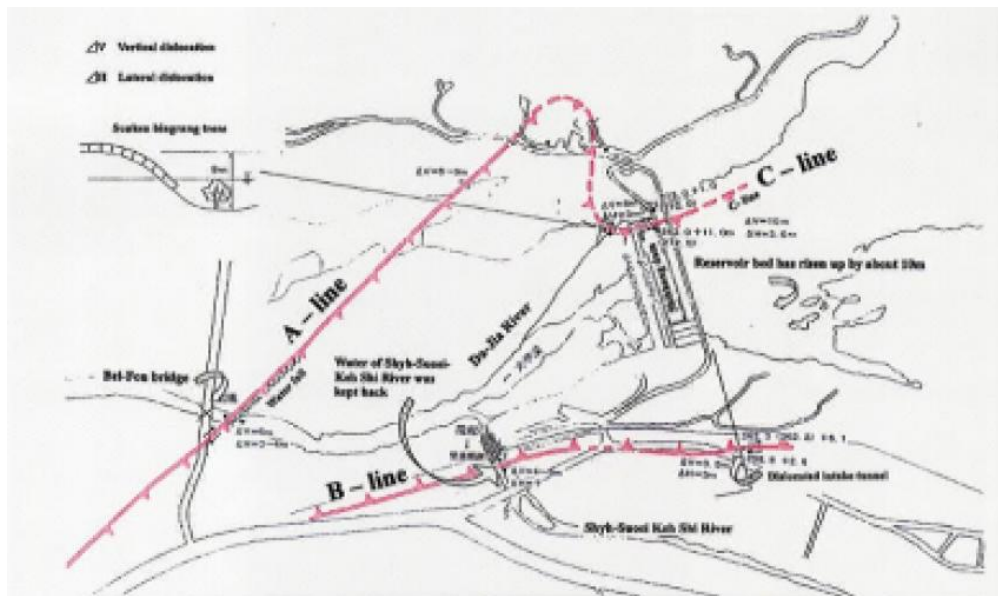


Εικόνα 3.26. Φράγμα Shih-Kang(Πηγή: <http://www.jsce-int.org/> )

Στις 21 Σεπτεμβρίου του 1999 στην περιοχή Chi-Chi που ανήκει στο δυτικό κεντρικό τμήμα της πόλης Nantou της Taiwan (Ταϊβάν), έλαβε χώρα ο σεισμός Chi-Chi. Το επίκεντρο του σεισμού βρισκόταν σε γεωγραφικό πλάτος  $23,85^\circ$  Β και γεωγραφικό μήκος  $120,81^\circ$  Ε με εστιακό βάθος τα 8km και έντονες αντίστροφες διαρρήξεις σε μεγάλη έκταση. Το ενεργοποιημένο ρήγμα φαίνεται να είχε εμφανιστεί κατά μήκος του ρήγματος CheLungPu, η παρουσία του οποίου έχει αναγνωριστεί και έχει ταξινομηθεί στην 2<sup>η</sup> κατηγορία των ενεργών ρηγμάτων. Αναφέροντας, την 2<sup>η</sup> κατηγορία ενεργών ρηγμάτων πρέπει να τονιστεί ότι στη κατηγορία αυτή τα ρήγματα ενεργοποιούνται τουλάχιστον μία φορά τα 10000 χρόνια και παραμορφώνουν έντονα το έδαφος. Είναι άξιο αναφοράς στον σεισμό αυτό καταγράφηκαν 2415 θάνατοι, 11305 τραυματισμοί, ενώ περισσότεροι από 100000 άνθρωποι έμειναν άστεγοι μετά το σεισμό, με την αξία των ζημιών που προκλήθηκαν να υπολογίζονται στα 10 δισεκατομμύρια δολάρια. Στην Εικόνα 3.27 διακρίνεται το επίκεντρο του σεισμού Chi-Chi, καθώς και τα επίκεντρα των μετασεισμών που έγιναν στην εν λόγω περιοχή.



Εικόνα 3.27. Σεισμός Chi-Chi και μετασεισμοί στη Ταϊβάν (Πηγή: <http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/topics/taiwan/yoshin2e.html> ).



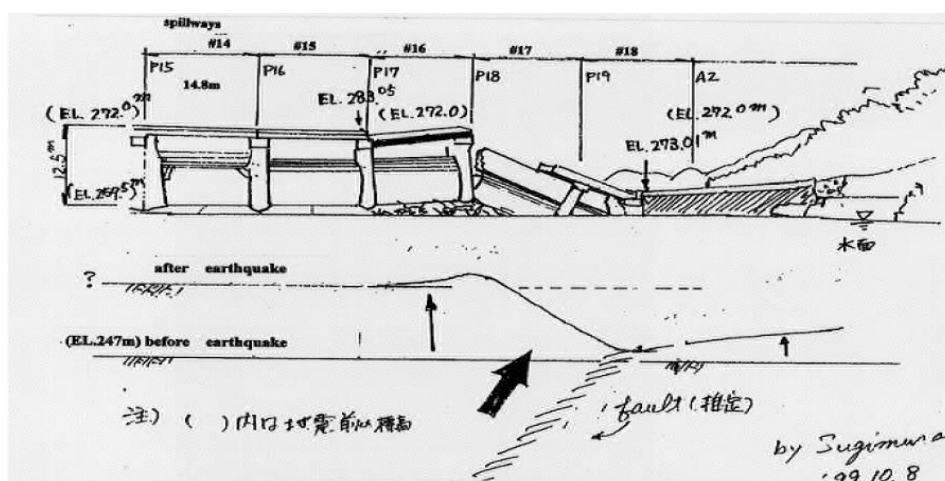
Εικόνα 3.28. Περιοχή Shih-Kang και τεκτονικές διαταραχές που προκλήθηκαν (Πηγή: <http://www.jsce-int.org/> ).

Τα επίπεδα διάρρηξης εμφανίστηκαν στο ήδη αναγνωρισμένο ίχνος του ρήγματος ChengLungPu στην περιοχή Feng-Yuan City και κατά μήκος της περιοχής Shih-Kang. Στην Εικόνα 3.28 παρουσιάζεται η περιοχή και με κόκκινες έντονες γραμμές οι τεκτονικές διαταραχές που προκλήθηκαν από τον σεισμό. Στην Εικόνα 3.28 η γραμμή Α αποτελεί μέρος της επέκτασης του CheLungPu ρήγματος στα βορειοανατολικά. Η γραμμή επίσης διέσχισε τον ποταμό Da-Jia κοντά στη γέφυρα Bei Fon, με αποτέλεσμα η νοτιοανατολική πλευρά του ρήγματος να ανασηκωθεί κατά 6m σε σχέση με την άλλη πλευρά, προκαλώντας έτσι την πτώση του νερού, με την κατάρρευση μεγάλου τμήματος της γέφυρας. Η γραμμή η οποία προκάλεσε τις σοβαρότατες βλάβες στο φράγμα ήταν η γραμμή C. Η γραμμή αυτή διέσχισε το βόρειο άκρο του φράγματος Shih-Kang προκαλώντας έτσι την κατάρρευση τριών υπερχειλιστών του φράγματος όπως φαίνεται και στην Εικόνα 3.29, όπου είναι

εμφανέστατη η καταστροφή που προκλήθηκε στο φράγμα μετά το σεισμό. Στο σημείο αυτό προκλήθηκε κατακόρυφη μετατόπιση της τάξεως των 10-11m. Για να γίνει αντιληπτό το μέγεθος της καταστροφής, αξίζει να αναφερθεί ότι οι υπερχειλιστές είναι από σκυρόδεμα με 12,5m ύψος και 36m πλάτος.



Εικόνα 3.29. Αστοχία στους υπερχειλιστές του φράγματος Shih-Kang (Πηγή: Wieland, 2009).



Εικόνα 3.30. Σκίτσο με τις συνέπειες του σεισμού Chi-Chi στο φράγμα Shih-Kang (Πηγή: <http://www.jsce-int.org/>).

Το σκίτσο στην Εικόνα 3.30 δείχνει το πίσω μέρος του φράγματος, στο οποίο φαίνονται οι υπερχειλιστές και επιπλέον φαίνεται η μετά το σεισμό απότομη αλλαγή της κλίσης των υπερχειλιστών. Με όλες αυτές οι βλάβες στους υπερχειλιστές γίνεται αντιληπτή η εκτεταμένη αστοχία που συνέβη άμεσα κάτω από το φράγμα. Σημειώνεται επίσης ότι στο σκίτσο οι υπερχειλιστές 16 και 17 έχουν κλίση προς αριστερά και δεξιά αντίστοιχα, υποδεικνύοντας έτσι ότι ο βράχος στο αριστερό άκρο υψώνεται σταδιακά δημιουργώντας έτσι απότομες πλαγιές και κατακρημνύσεις. Εκτός βέβαια από τις αστοχίες και τη κατάρρευση των υπερχειλιστών παρουσιάστηκαν μεγάλες ρωγμές στο κύριο σώμα του φράγματος.

Τέλος, στην Εικόνα 3.31 φαίνεται από μία πανοραμική λήψη το μεγάλο μέγεθος της ζημιάς που προκλήθηκε από τον σεισμό Chi-Chi στο φράγμα Shih-Kang.



Εικόνα 3.31. Αστοχία του φράγματος Shih-Kang εξαιτίας του σεισμού Chi-Chi (Πηγή: Tsompanakis et al., 2013).

#### Φράγμα San Fernando

Η κατασκευή ενός ψηλού 40m χωμάτινου φράγματος ξεκίνησε το 1912 ως μέρος του ταμιευτήρα του συστήματος στο San Fernando της California, με το φράγμα να ονομάζεται San Fernando από την περιοχή κατασκευής του. Η ολοκλήρωση της πλήρωσης του φράγματος χρονολογείται μεταξύ του 1912 και 1915. Το υλικό του πυθμένα του ταμιευτήρα εκκενώθηκε μέσω αγωγών και αποτέλεσε τη βάση των άκρων στα ανάντη και κατόντη του φράγματος. Αυτή η διαμόρφωση της κατασκευής είχε ως αποτέλεσμα τα ανάντη και τα κατόντη να αποτελούνται από άμμο και ιλύ, ενώ διαμορφώθηκε κι ένας κεντρικός πυρήνας από άργιλο. Ένα στρώμα μεταβλητού πάχους μεταξύ των 3 και 5m από άμμο τοποθετήθηκε το 1916 στην κορυφή του υδραυλικού υλικού πληρώσεως. Πολλά πρόσθετα στρώματα συμπίεστηκαν και τοποθετήθηκαν την περίοδο μεταξύ 1916 και 1930, διαμορφώνοντας με τον τρόπο αυτόν το τελικό ύψος του φράγματος (40m).

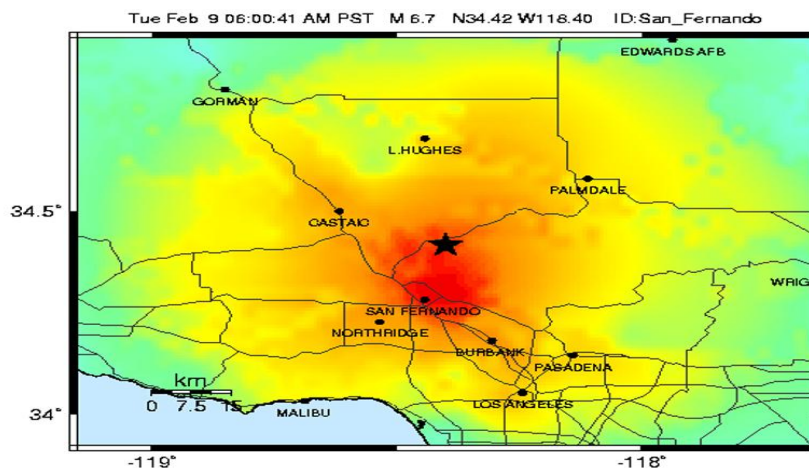
Το φράγμα συνεπώς, δημιούργησε ένα ταμιευτήρα με εκτιμώμενη χωρητικότητα τα  $25 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , με τον ταμιευτήρα του φράγματος να παρέχει το 80% του νερού στην πόλη του Los Angeles. Στην Εικόνα 3.32 παρουσιάζεται η ευρύτερη περιοχή του φράγματος San Fernando, όπου παρατηρείται το Lower San Fernando Dam στο κάτω μέρος της εικόνας και το Upper San Fernando Dam πάνω μέρος της εικόνας. Το φράγμα υπέστη τη σοβαρότερη ζημιά στο Lower San Fernando Dam, ενώ και στο Upper San Fernando Dam εμφάνισε επίσης βλάβες, αλλά όχι τόσο σημαντικές.





Εικόνα 3.32. Φράγμα San Fernando (Πηγή: <http://www.geo-slope.com/>).

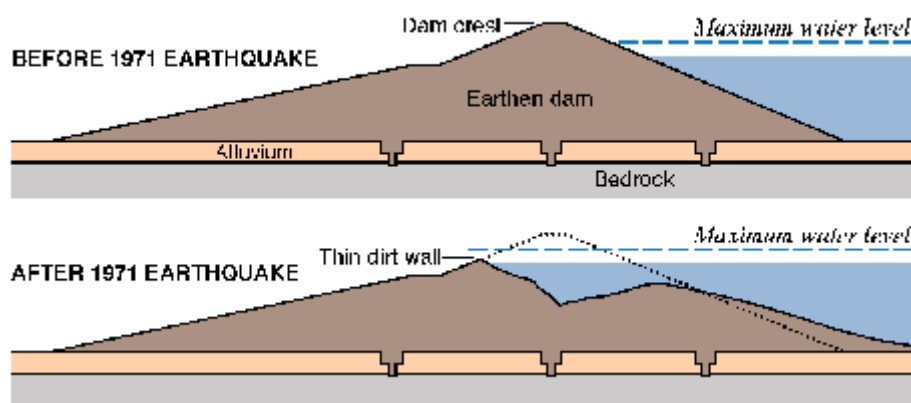
Στις 9 Φεβρουάριου του 1971 νωρίς το πρωί (6 πμ) σημειώθηκε ένας έντονος σεισμός στις πρόποδες των βουνών San Gabriel Mountains, στο βόρειο άκρο της κοιλάδας του San Fernando, στη νότια Καλιφόρνια. Ο σεισμός αυτός είναι γνωστός και ως σεισμός Sylmar, ήταν μεγέθους 6,6 της κλίμακας Richter και είχε μέγιστη αντιληπτή ένταση της τάξης XI (πολύ μεγάλη) στο τροποποιημένη κλίμακα έντασης Mercalli. Οι ζημιές ήταν τοπικά σοβαρές στη βόρεια κοιλάδα του San Fernando, αλλά οι επιδράσεις ήταν ισχυρότερες νότια του επίκεντρου, όπου ο σεισμός προκάλεσε εκτεταμένες βλάβες στα κοντινά αστικά κέντρα. Σύμφωνα με μελέτες ο σεισμός αυτός ήταν ο σοβαρότερος που έχει εμφανιστεί στην ευρύτερη περιοχή και επηρέασε σε σημαντικό βαθμό όλη την περιοχή του Los Angeles (βλέπε Εικόνα 3.33).



Εικόνα 3.33. Επίκεντρο του σεισμού San Fernando (Πηγή: <http://www.scvhistory.com/scvhistory/lw7102.htm>).

Το φράγμα του San Fernando δεν μπορούσε να μείνει ανεπηρέαστο από αυτόν τον μεγάλο μεγέθους σεισμό που έπληξε μεγάλο τμήμα της California. Κατά την εμφάνιση του σεισμού, η στάθμη του νερού στον ταμιευτήρα ήταν περίπου 11m

κάτω από την κορυφή του φράγματος. Το χαμηλό αυτό επίπεδο της στάθμης του νερού ήταν αποτέλεσμα προγενέστερης σεισμικής ανάλυσης ευστάθειας, που επιβάλλει ελάχιστο κριτήριο λειτουργίας ύψους κυματισμών τα 6m. Αμέσως μετά τον σεισμό, πραγματοποιήθηκε μία σημαντική ολίσθηση στα ανάντη πρανή. Με αποτέλεσμα το ύψος των κυματισμών να ανερχόταν στα 1,5m. Λαμβάνοντας υπόψη την πιθανότητα περαιτέρω βλάβης του φράγματος μετά τη σεισμική δόνηση 80000 κάτοικοι που ζούσαν κατάντη του φράγματος αναγκάστηκαν να εκκενώσουν την περιοχή μέχρι η στάθμη του νερού να φτάσει σε ασφαλές υψόμετρο (περισσότερο από 4 μέρες). Η σεισμική δόνηση προκάλεσε ρευστοποίηση του φράγματος, με έρευνες στην περιοχή να αποδεικνύουν ότι η ολίσθηση στον πυρήνα του φράγματος προκλήθηκε περίπου 30 δευτερόλεπτα μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης. Ως εκ τούτου, η ολίσθηση ήταν αποτέλεσμα της απώλειας της αντοχής στα ρευστοποιημένα εδάφη και όχι αποτέλεσμα των αδρανειακών δυνάμεων από τη διάδοση των κυμάτων κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η Εικόνα 3.34 αποδίδει σχηματικά τη ρευστοποίηση που συνέβη στο φράγμα του San Fernando.



Εικόνα 3.34. Ρευστοποίηση στο φράγμα του San Fernando (Πηγή: <http://earthquake.usgs.gov/learn/publications/la-damstory/>).

Όπως αναφέρθηκε, ο σεισμός προκάλεσε ρευστοποίηση στο ανάντη τμήμα του φράγματος, με αποτέλεσμα η κορυφή του φράγματος να μειωθεί περίπου 10m, με αποτέλεσμα να παρασυρθεί μεγάλο μέρος της κορυφής του φράγματος. Η Εικόνα 3.35 απεικονίζει ένα σχετικά στενό κατεστραμμένο τμήμα ότι παρέμεινε δηλαδή από το φράγμα μετά τη ρευστοποίηση. Επιπλέον, στην περίπτωση που η στάθμη του νερού στον ταμιευτήρα πίσω από το φράγμα ήταν στο μέγιστο επίπεδο, τότε το νερό θα μπορούσε να υπερχειλίσει το φράγμα οδηγώντας στην περαιτέρω διάβρωσή του και πλημμυρίζοντας την κατάντη περιοχή θέτοντας σε κίνδυνο τον πληθυσμό και τα τεχνικά έργα της περιοχής.





Εικόνα 3.35. Τοίχωμα που παρέμεινε στο φράγμα του San Fernando (Πηγή: <http://earthquake.usgs.gov/learn/publications/la-damstory/>).



Εικόνα 3.36. Αστοχία στα ανάντη του φράγματος San Fernando (Πηγή: <http://www.geo-slope.com/> )



Εικόνα 3.37. Γενική όψη του φράγματος San Fernando με εμφανή την ολίσθηση (Πηγή: <http://www.geo-slope.com/> )

Μετά τον σεισμό παρατηρήθηκε ότι μόνο το λεπτό εναπομένον τμήμα του ήταν μεταξύ των 80000 ανθρώπων στο φράγμα του San Fernando και των  $15 \cdot 10^6$  τόνων νερού που ήταν έτοιμοι να υπερχειλίσουν το ήδη σε μεγάλο βαθμό καταστραμμένο φράγμα. Το φράγμα ήταν επικίνδυνα κοντά στην ολική αστοχία και ανά πάσα στιγμή ένας ισχυρός μετασεισμός θα μπορούσε να προκαλέσει την ολική κατάρρευσή του. Οι ζημιές που προκλήθηκαν από τον σεισμό ήταν τόσο μεγάλες με το φράγμα να μην μπορεί να επισκευαστεί αποτελεσματικά για να κρατήσει την παροχή νερού σε ασφαλή επίπεδα σε περίπτωση νέου ισχυρού σεισμού. Ένα φράγμα αντικατάστασης χρειαζόταν, με σκοπό σχεδιασμού του να αντέχει σε ισχυρές σεισμικές δράσεις από τους σεισμούς που είναι πάντα αναμενόμενο να εμφανιστούν στην πολύ σεισμογενή περιοχή της California.

Στις Εικόνες 3.36 και 3.37 παρουσιάζονται μερικές από τις ζημιές που προκλήθηκαν στο φράγμα του San Fernando. Οι σχεδόν καταστροφικές βλάβες που παρουσιάστηκαν στο φράγμα San Fernando είχαν σημαντική επίδραση στις διαδικασίες (αντισεισμικού) σχεδιασμού και κατασκευής φραγμάτων. Με αποτέλεσμα, με την ορθή μελέτη των όσων συνέβησαν στο φράγμα San Fernando, οι αρμόδιες επιτροπές και αρχές, κατέληξαν σε οδηγίες για τον ασφαλέστερο σχεδιασμό των φραγμάτων για την προστασία του πληθυσμού και την αποφυγή υλικών ζημιών έναντι των σεισμικών δράσεων. Επομένως, παρά τις μεγάλες ζημιές που προκάλεσε ο σεισμός του San Fernando στο φράγμα και σε ολόκληρη την περιοχή, βοήθησε στη βελτίωση των κανονισμών και των πρακτικών αντισεισμικού σχεδιασμού και την αποφυγή -όσο είναι δυνατό- αντίστοιχων περιπτώσεων μεγάλης κλίμακας αστοχιών φραγμάτων.

# 4<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΚΤΙΜΗΣΗΣ

## ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ

---

### 4.1 Γενικά

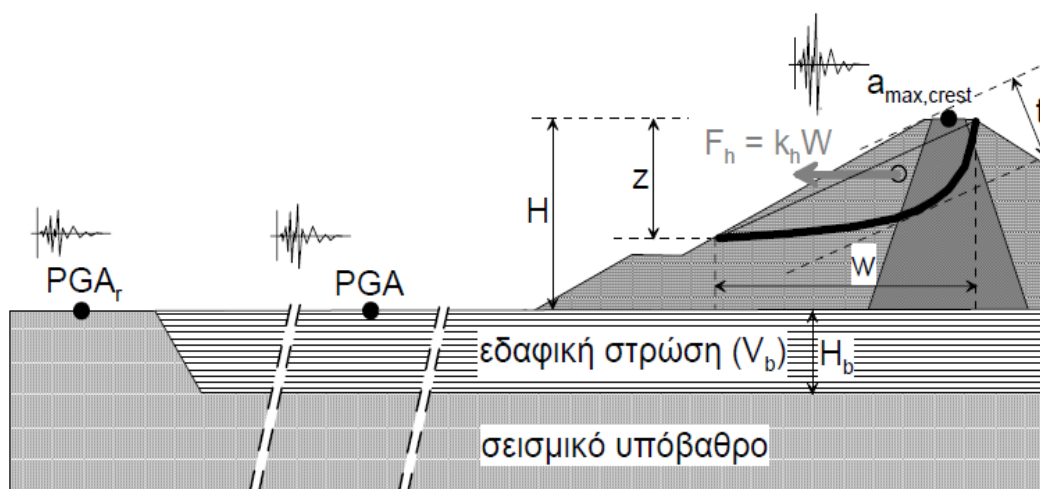
Όπως έχει ήδη αναλυθεί στα προηγούμενα κεφάλαια, είναι γεγονός ότι η σεισμική απόκριση των χωμάτινων φραγμάτων αποτελεί ένα πολύπλοκο φαινόμενο της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής, καθώς συμπεριλαμβάνει φαινόμενα ενίσχυσης ή απομείωσης της σεισμικής κίνησης, ανάπτυξης αδρανειακών δυνάμεων στη μάζα του φράγματος, αλλαγή στη διατμητική δυσκαμψία και αντοχή των υλικών κατασκευής του φράγματος, κλπ. Όπως αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο η σεισμική ευστάθεια των πρανών των χωμάτινων φραγμάτων μπορεί να εκτιμηθεί είτε με ψευδοστατική ανάλυση οριακής ισορροπίας ή με απλουστευμένη εκτίμηση των μετατοπίσεων πρανών και με αριθμητική ανάλυση. Η ψευδοστατική μέθοδος χρησιμοποιείται πολύ συχνά στην πράξη για την εκτίμηση των σεισμικών συντελεστών.

Στο κεφάλαιο αυτό θα παρουσιαστεί μία μεθοδολογία εκτίμησης των σεισμικών συντελεστών για την ψευδοστατική ανάλυση ευστάθειας πρανών χωμάτινων φραγμάτων και υψηλών επιχωμάτων. Η εν λόγω μεθοδολογία έχει αναπτυχθεί πρόσφατα από Έλληνες ερευνητές και συγκεκριμένα την ερευνητική ομάδα του καθηγητή ΕΜΠ κ. Γ. Μπουκοβάλα και έχει παρουσιαστεί σε διάφορες εργασίες (Μπουκοβάλας κ.α., (2013), Παπαδημητρίου κ.α., (2010), Andrianopoulos et al., (2013), Papadimitriou et al., (2013), Μπουκοβάλας (2013), Παπαδημητρίου κ.α., (2008)). Για την αριθμητική εφαρμογή της μεθόδου διατίθεται ελεύθερα από τον κ. Μπουκοβάλα ένα αρχείο στο λογισμικό Excel στην ιστοσελίδα: (<http://users.ntua.gr/gbouck/software.shtml>).

Σύμφωνα με την εν λόγω μεθοδολογία η τιμή του σεισμικού συντελεστή υπολογίζεται μέσω: α) της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στο ελεύθερο πεδίο, β) της δεσπόζουσας περιόδου της σεισμικής διέγερσης, γ) της μη-γραμμικής πρώτης ιδιοπεριόδου του φράγματος, δ) της δυστημσίας του εδάφους θεμελίωσης, των γεωμετρικών χαρακτηριστικών και της θέσης (ανάντη ή κατάντη) της ολισθαίνουσας μάζας εντός του σώματος του φράγματος, και ε) της επιτρεπόμενης μόνιμης σεισμικής μετατόπισης. Η ενεργός τιμή του σεισμικού συντελεστή εκτιμάται ως

ποσοστό της μέγιστης τιμής, ως προς τη μέγιστη επιτρεπόμενη σεισμική μετατόπιση των πρανών και της θεώρησης «ολισθαίνοντος στερεού».

Στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας παρουσιάσθηκε συνοπτικά η ψευδοστατική μέθοδος ευστάθειας πρανών, με βάση την οποία υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας  $FS_d$  έναντι σεισμικής αστοχίας του πρανούς. Το περιγραφόμενο πρόβλημα παρουσιάζεται ενδεικτικά στην Εικόνα 4.1, όπου ορίζονται και άλλες κρίσιμες παράμετροι του προβλήματος. Για να γίνει πιο κατανοητό το σχήμα και οι παράμετροι που αναφέρονται σε αυτό θα γίνει μία σύντομη επεξήγηση κάθε μιας από αυτές. Η  $PGA_{crest}$  ή  $a_{max,crest}$  είναι η μέγιστη τιμή της σεισμικής επιτάχυνσης στη στέψη του φράγματος, η PGA είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση (σε σχετικά μεγάλη απόσταση για να μην υπάρχουν φαινόμενα δυναμικής αλληλεπίδρασης) στο «ελεύθερο πεδίο» (free field) του εδάφους στη στάθμη θεμελίωσης του φράγματος, η  $PGA_{rock}$  είναι η μέγιστη σεισμική επιτάχυνση στο επιφανειακό υπόβαθρο (στην περίπτωση που το φράγμα θεμελιώνεται απευθείας σε βραχώδες υπόβαθρο τότε  $PGA_{rock} = PGA$ ).



Εικόνα 4.1 Ορισμός κρίσιμων παραμέτρων σεισμικής ευστάθειας πρανών χωμάτινων φραγμάτων (Παπαδημητρίου κ.α. 2008).

Όπως αναφέρθηκε και στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο, στην ψευδοστατική ανάλυση το πιο κρίσιμο μέγεθος είναι η τιμή της οριζόντιας αδρανειακής δύναμης  $F_h$  που ασκείται στο κέντρο βάρους της ολισθαίνουσας μάζας του πρανούς και είναι ίση με το βάρος  $W$  της ολισθαίνουσας μάζας επί τον σεισμικό συντελεστή  $k_h$  ( $F_h = W * k_h$ ). Συνεπώς, η επιλογή της κατάλληλης τιμής του σεισμικού συντελεστή  $k_h$  για την εκτίμηση του δυναμικού συντελεστή ασφαλείας  $FS_d$  είναι πολύ σημαντική για τον ορθό και ασφαλή σχεδιασμό του φράγματος. Σε κάθε περίπτωση, η τιμή του θα πρέπει να αντικατοπτρίζει την ταλάντωση της ολισθαίνουσας μάζας για τον σεισμό σχεδιασμού.

Γνωρίζοντας όμως ότι στην περίπτωση ενός φράγματος, η ολισθαίνουσα μάζα δεν είναι άκαμπτη κατά τη διάρκεια μια σεισμικής δόνησης, αφού τα διάφορα σημεία δεν ταλαντώνονται σε φάση (ειδικώς σε υψηλά φράγματα) και η ταλάντωση τους δεν είναι ίδιου εύρους (το εύρος της ταλάντωσης μεγαλώνει πλησίον της στέψης). Για τον λόγο αυτόν, μία πρώτη προσέγγιση ως αντιπροσωπευτική τιμή του σεισμικού συντελεστή  $k_h$  μπορεί να επιλεγεί η τιμή που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή της συνισταμένης ταλάντωσης της ολισθαίνουσας μάζας.

Το πρόβλημα σε αυτήν την προσέγγιση είναι ότι μία τέτοια μέγιστη τιμή του σεισμικού συντελεστή  $k_{hmax}$  παρατηρείται μόνο στιγμιαία με αποτέλεσμα ο σχεδιασμός φραγμάτων με χρήση ψευδοστατικών αναλύσεων να είναι σαφώς συντηρητικός όταν ικανοποιείται ταυτόχρονα η απαίτηση για δυναμικό συντελεστή ασφάλειας  $FS_d \geq 1$ . Επομένως, η χρήση της ενεργού τιμής του σεισμικού συντελεστή  $k_{hE}$  με ταυτόχρονη απαίτηση για  $FS_d \geq 1$  αποτελεί την πιο συνηθισμένη πρακτική, με ενδεχόμενη όμως την ανάπτυξη μικρών -εν γένει- παραμενοουσών μετατοπίσεων της ολισθαίνουσας μάζας μετά το πέρας της σεισμικής δόνησης.

Γενικά, μέχρι τώρα δεν υπάρχει μία ευρέως αποδεκτή μεθοδολογία εκτίμησης των σεισμικών συντελεστών για τον σχεδιασμό χωμάτων φραγμάτων και υψηλών επιχωμάτων. Στη συνέχεια του κεφαλαίου θα παρουσιαστεί με βάση τις σχετικές εργασίες της ερευνητικής ομάδας ΕΜΠ του κ. Μπουκοβάλα, η απλή και εύχρηστη μεθοδολογία εκτίμησης των σεισμικών συντελεστών, βάση της θεωρίας του ολισθαίνοντος στερεού και της μέγιστης επιτρεπόμενης σεισμικής μετατόπισης των πρανών, με την οποία λαμβάνονται υπόψη, έστω και έμμεσα, στοιχεία από τη σύγχρονη φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού με αρχές επιτελεστικότητας (performance-based earthquake design). Οπότε, κατ' αυτόν τον τρόπο «αναβαθμίζεται» με αποτελεσματικό τρόπο η ψευδοστατική διαδικασία υπολογισμού της ανάλυσης της σεισμικής ευστάθειας των πρανών των γεωκατασκευών.

## 4.2 Σεισμικοί συντελεστές

Οι υπάρχουσες μεθοδολογίες-οδηγίες εκτίμησης σεισμικών συντελεστών χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες (Παπαδημητρίου κ.α., 2008): α) της σεισμικότητας της περιοχής (π.χ., διατυπώθηκε πρώτα από τον Terzaghi 1950, παλαιοί κανονισμοί-οδηγίες του US Corps of Engineers), β) της μέγιστης επιτάχυνσης στο ελεύθερο πεδίο PGA (π.χ., USCOLD, Βρετανικά πρότυπα 1985, Charles et al. 1991) και γ) της μέγιστης σεισμικής επιτάχυνσης στη στέψη  $PGA_{crest}$  (π.χ., Maksidi and Seed 1978, Marcusson 1981). Ο Andrianopoulos et al. (2014) παρουσιάζουν μεταξύ άλλων, μία

λεπτομερή κριτική των μεθοδολογιών αυτών μέσω μιας σειράς αριθμητικών αναλύσεων και κατέληξαν στα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Οι συνήθεις τιμές ενεργών σεισμικών συντελεστών ( $k_{hE} = 0,10$  έως  $0,20$ ) κρίνονται ως ασφαλείς για τιμές  $PGA \leq 0,3 * g$ , ενώ αντίθετα μπορεί να αποδειχθούν ιδιαίτερα επισφαλείς για σεισμούς μεγαλύτερης έντασης. Αντίθετα, η συσχέτιση της τιμής της  $k_{hE}$  με την PGA οδηγεί σε πιο ρεαλιστικές συντηρητικές προβλέψεις. Ειδικότερα, η θεώρηση  $k_{hE} = 0,67 * PGA$  των Charles et al (1991) αποτελεί μία ικανοποιητική θεώρηση, παρόλο που παρουσιάζει αρκετά μεγάλη διασπορά αποτελεσμάτων, κυρίως για σεισμούς μεγάλης έντασης.
- Ο λόγος της ενεργού προς τη μέγιστη τιμή των σεισμικών συντελεστών  $\frac{k_{hE}}{k_{hmax}}$  κυμαίνεται στη βιβλιογραφία από  $0,50$  (π.χ., Hynes-Griffith and Franklin 1984),  $0,60$  (π.χ., στον EAK 2002), ή και παραπάνω, με την πλέον συνήθη τιμή του λόγου να κυμαίνεται μεταξύ  $0,65$  έως  $0,67$  (π.χ., στα Βρετανικά πρότυπα (Charles et al. 1991), στον έλεγχο ρευστοποίησης κατά Young and Idriss (2001)). Οι παραπάνω τιμές δεν συσχετίζονται άμεσα με συγκεκριμένες μόνιμες σεισμικές μετατοπίσεις.
- Η συσχέτιση του μέγιστου σεισμικού συντελεστή  $k_{hmax}$  με την  $PGA_{crest}$  και το αδιάστατο μέγιστο βάθος  $z$  (βλέπε Εικόνα 4.1) της υπό εξέταση ολισθαίνουσας μάζας εντός του σώματος ενός φράγματος ύψους  $H$  (π.χ., Maksidi and Seed 1978) οδηγεί σε αύξηση της ακρίβειας, καθώς λαμβάνεται υπόψη εμμέσως η ταλάντωση του ίδιου του φράγματος, αλλά και η γεωμετρία της ολισθαίνουσας μάζας. Ειδικότερα, η θεώρηση των Maksidi and Seed (1978) είναι σχετικά ακριβής για ύψη  $H = 40m$  έως  $80m$ , όχι όμως για χαμηλότερα αλλά ούτε για υψηλότερα φράγματα. Άλλο ένα πρόβλημα που δημιουργείται από την εν λόγω προσέγγιση είναι η ανάγκη για αξιόπιστη εκτίμηση της  $PGA_{crest}$  για την οποία δεν υπάρχει μία καθιερωμένη και εύχρηστη μεθοδολογία.

#### Συσχέτιση του σεισμικού συντελεστή με τη σεισμικότητα της περιοχής

Όπως προαναφέρθηκε η πρώτη αναφορά για τους σεισμικούς συντελεστές έγινε από τον Terzaghi (1950), ο οποίος πρότεινε τις τιμές ενεργών σεισμικών συντελεστών  $k_{hE} = 0,10, 0,20$  και  $0,50$  για «σημαντικούς», «βίαιους» και «καταστροφικούς» σεισμούς, αντίστοιχα. Στην πράξη, και μέχρι το μέσο της δεκαετίας του '70, ο ορισμός των  $k_{hE}$  γινόταν με βάση την εμπειρία και συνήθως με τιμές από  $0,10$  έως  $0,15$ , με την τιμή να αυξάνεται ως συνάρτηση του μεγέθους του σεισμού  $M$  ή της σημαντικότητας του έργου, και μέγιστη τιμή το  $0,20$  (π.χ., παλαιοί κανονισμοί-οδηγίες του US Corps of Engineers)

### Συσχέτιση του σεισμικού συντελεστή με την PGA

Σύμφωνα με τις οδηγίες της USCOLD (United States Committee on Large Dams 1985), η τότε ισχύουσα πρακτική στις ΗΠΑ ήταν η χρήση ενεργού σεισμικού συντελεστή  $k_{hE} = 0,25 * \left(\frac{PGA}{g}\right)$  με τις μεγάλες τιμές να λαμβάνουν υπόψη (έμμεσα) την ελαστική ενίσχυση της δόνησης στο σώμα του φράγματος. Αντίστοιχα, τα σχετικά Βρετανικά πρότυπα (Charles et al., 1991), προτείνουν τη θεώρηση για τιμή σεισμικού συντελεστή  $k_{hE} = 0,67 * \left(\frac{PGA}{g}\right)$ , θεωρώντας ουσιαστικά την PGA ως τη μέγιστη επιτάχυνση της ολισθαίνουσας μάζας του φράγματος. Αξίζει να σημειωθεί ότι η αντίστοιχη συσχέτιση με την PGA προτείνεται και από τους αντισεισμικούς κανονισμούς EAK (2002) και EC-8 (2004). Μάλιστα πιο συγκεκριμένα, στον EC-8 λαμβάνονται (έστω και απλουστευτικά) υπόψη οι εδαφικές συνθήκες και το μέγιστο βάθος της επιφάνειας ολίσθησης σε σχέση με το ύψος του πρηνούς, και αυτό λόγω της τοπογραφικής ενίσχυσης της σεισμικής κίνησης πλησίον των πρηνών. Βέβαια, οι εν λόγω κανονιστικές διατάξεις αφορούν πρηνή μικρού ύψους και όχι τα συνήθη φράγματα που έχουν (πολύ) μεγαλύτερο ύψος.

### Συσχέτιση του σεισμικού συντελεστή με την $PGA_{crest}$

Η εργασία των Maksidi & Seed (1978) αποτελεί μία σημαντική συνεισφορά, καθώς συσχέτισαν την τιμή του μέγιστου συντελεστή  $k_h$  όχι μόνον με την τιμή του λόγου  $\left(\frac{PGA_{crest}}{g}\right)$ , αλλά και με το βάθος  $z$  (από τη στέψη) μέχρι το οποίο εκτείνεται η επιφάνεια ολίσθησης των πρηνών ενός φράγματος ύψους  $H$  (βλέπε και Σχήμα 4.1). Προφανώς, αφού ισχύει ότι  $k_{hE} = \left(\frac{0,5}{0,8}\right) * k_h$ , η εν λόγω μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για την εκτίμηση του ενεργού συντελεστή  $k_{hE}$ . Επιπλέον, σύμφωνα με τον Marcussen (1981), η ανάλυση ευστάθειας φραγμάτων θα πρέπει να γίνεται με  $k_{hE} = \left(\frac{0,33}{0,5}\right) * \left(\frac{PGA_{crest}}{g}\right)$ , που αντιστοιχούν προσεγγιστικά σε τιμές  $k_h = \left(\frac{0,5}{0,75}\right) * \left(\frac{PGA_{crest}}{g}\right)$ .

Παρατηρώντας τις δύο παραπάνω προτάσεις, γίνεται αντιληπτό ότι το πρόβλημα μετατοπίζεται πρακτικά στην εκτίμηση της  $PGA_{crest}$  η οποία δεν είναι γενικώς ίση με την PGA ή την  $PGA_b$  που είναι γνωστές από τη μελέτη σεισμικότητας της περιοχής και σεισμικής επικινδυνότητας του έργου. Για τον λόγο αυτό η εκτίμηση της  $PGA_{crest}$  είναι εν γένει αναγκαία για την εκτέλεση μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων. Εναλλακτικά, η λύση στο εν λόγω πρόβλημα θα μπορούσε να δοθεί με τη χρήση ανελαστικών φασμάτων απόκρισης στην επιφάνεια του εδάφους θεμελίωσης και την εκτίμηση της  $PGA_{crest}$  ως συνάρτηση των πρώτων 2-3 ιδιομορφών ταλάντωσης του φράγματος. Επίσης, είναι άξιο αναφοράς ότι μία αντίστοιχη μεθοδολογία για την ευστάθεια πρηνών επιχωμάτων μικρού ύψους, έως 15m, προτείνεται από τον EAK (2002), όπως αναφέρθηκε και στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο.

### 4.3 Ανάλυση της μεθοδολογίας ΕΜΠ για την εκτίμηση των σεισμικών συντελεστών

Κατ' αρχάς, αξίζει να αναφερθεί ότι η μεθοδολογία του ΕΜΠ έχει μεγάλο εύρος εφαρμογής αφού λαμβάνει υπόψη παραμέτρους όπως η δυσστησία του εδάφους θεμελίωσης (μέσω της ταχύτητας διάδοσης των διατμητικών κυμάτων  $V_b$  σε αυτό) και τα ακριβή γεωμετρικά χαρακτηριστικά ( $z$ ,  $t$ ,  $w$  στην Εικόνα 4.1) και τη θέση (ανάντη ή κατάντη) της ολισθαίνουσας μάζας. Για τη δημιουργία και διατύπωση της μεθοδολογίας χρησιμοποιήθηκαν από την ομάδα ΕΜΠ 110 διδιάστατες μη-γραμμικές αναλύσεις σεισμικής απόκρισης εδαφικών φραγμάτων από τις οποίες υπολογίστηκαν οι σεισμικοί συντελεστές για 1084 ολισθαίνουσες μάζες. Για τις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων FLAC (Itasca 1995) και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στην εργασία Andrianopoulos et al. (2014). Στις αναλύσεις εξετάστηκε η επίδραση των παρακάτω σημαντικών παραμέτρων:

- Το ύψος διατομής  $H=20m$  (επίχωμα από λιθορριπή) και  $H=40$ ,  $80$  και  $120m$  (φράγματα με αργλικό πυρήνα), με στατικώς αποδεκτές γεωμετρίες (π.χ., κλίσεις πρανών  $1:2$  έως  $1:2,5$  και κλίσεις αργλικού πυρήνα  $4:1$  έως  $5:1$ ).
- Το εύρος των χαρακτηριστικών της διέγερσης ( $PGA=0,05-0,5g$ , δεσπόζουσα περίοδος  $T_e = 0,14 - 0,5s$ ).
- Την ύπαρξη ή μη τυπικών σταθεροποιητικών βαθμίδων (εύρους  $0,67 \cdot H$  και ύψους  $0,33 \cdot H$  και από τις δύο πλευρές του φράγματος).
- Την πλήρωση ή μη του ταμιευτήρα (συνθήκες «σταθερής διήθησης» ή «τέλους κατασκευής»).
- Την ακριβή γεωμετρία της ολισθαίνουσας μάζας.

Για να γίνει πιο κατανοητή η μεθοδολογία, η ομάδα ΕΜΠ έκανε στατιστική επεξεργασία των (110) αναλύσεων η οποία δίνει ιδιαίτερη έμφαση στο ύψος της διατομής  $H$ , τις συνθήκες θεμελίωσης  $V_b$  και αν η διατομή εμπεριέχει ή όχι βαθμίδες. Οπότε, προέκυψαν τα εξής:

- Το 75% των αναλύσεων αφορούσε τα χαμηλού και μέσου ύψους φράγματα ( $H=40$  και  $80m$ ) και το υπόλοιπο 25% τις άλλες δύο διατομές ( $H=20$  και  $120m$ ).
- Το 46% των αναλύσεων αφορούσε τη συνήθη θεμελίωση σε βραχώδες υπόβαθρο ( $V_b = 750 - 1000m/s$ ), το 28% αφορούσε θεμελίωση σε αρκετά δύσκαμπτο έδαφος ( $V_b = 250 - 500m/s$ ), ενώ τέλος το υπόλοιπο 26% αφορούσε θεμελίωση σε σκληρό βράχο ( $V_b = 1500m/s$ ).
- Τα χαμηλά και μέσου ύψους χωμάτινα φράγματα ( $H=40$  και  $80m$ ) οι αναλύσεις αναφοράς ήταν χωρίς βαθμίδες και πραγματοποιήθηκαν



επιπλέον αναλύσεις με βαθμίδες για τις ίδιες διατομές. Οι βαθμίδες δεν θεωρήθηκαν αναγκαίες για το επίχωμα ( $H=20m$ ), ενώ θεωρήθηκαν αναπόφευκτες για το μεγάλο ύψους φράγμα ( $H=120m$ ).

- Οι αναλύσεις με πληρωμένο ταμιευτήρα εφαρμόστηκαν μόνο για τις διατομές των φραγμάτων με ύψος  $H=40$  και  $80m$  και θεμελίωση σε βράχο με  $V_b = 1000m/s$ .
- Τέλος, τα αποτελέσματα υπολογισμού των σεισμικών συντελεστών στις σχετικές εργασίες της ομάδας του ΕΜΠ (για 1084 ολισθαίνουσες μάζες) βρίσκονται σε συμφωνία με τα αποτελέσματα των αντίστοιχων αριθμητικών αναλύσεων.

Η εκτίμηση των σεισμικών συντελεστών μέσω της μεθοδολογίας αυτής χωρίζεται σε 5 διαδοχικά βήματα τα οποία παρουσιάζονται παρακάτω με τη σχετική θεωρητική ανάλυση τους, όπως έχει παρουσιασθεί στις εργασίες της ομάδας του ΕΜΠ (Μπουκοβάλας κ.α., 2013).

#### **Βήμα 1<sup>ο</sup>: Εκτίμηση της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στο ελεύθερο πεδίο $PGA$ και δεσπόζουσας περιόδου $T_e$ σεισμικής διέγερσης**

Όπως αναπτύχθηκε στην ενότητα 2.2.4, σύμφωνα με τις πρόσφατες οδηγίες της ICOLD (International Commission on Large Dams 2010), ένα φράγμα θα πρέπει να σχεδιάζεται για τρεις σεισμούς σχεδιασμού: Safety Evaluation Earthquake (SEE), Operating Basis Earthquake (OBE) και Reservoir Triggered Earthquake (RTE). Ο σχεδιασμός για τον SEE (περίοδος επαναφοράς 10000 έτη) θα πρέπει να εξασφαλίζει μηδενική απώλεια του νερού του ταμιευτήρα, για τον OBE (συνήθως με περίοδο επαναφοράς 145 έτη) επιτρέπονται μικρές ζημιές, ενώ η θεώρηση του σεισμού RTE συνήθως γίνεται για ψηλά φράγματα ( $H > 100m$ ) και αντίστοιχα μεγάλους ταμιευτήρες. Ανεξαρτήτως της (ντετερμινιστικής ή πιθανοτικής) φύσης της μελέτης σεισμικής επικινδυνότητας, για τις ανάγκες της προτεινόμενης μεθοδολογίας και ξεχωριστά για κάθε σεισμό σχεδιασμού (SEE, OBE, RTE) θα πρέπει να ορίζονται τα παρακάτω χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

- Η μέγιστη επιτάχυνση στο αναδυόμενο σεισμικό υπόβαθρο  $PGA_{rock}$  της περιοχής, ή αν το φράγμα θεμελιώνεται σε μη βραχώδη σχηματισμό τη τιμή της  $PGA$  στο “ελεύθερο πεδίο” του εδάφους θεμελίωσης (μακριά από το φράγμα, βλέπε Εικόνα 4.1), η οποία γενικά διαφέρει από τη  $PGA_{rock}$ .
- Ένα ελαστικό φάσμα απόκρισης (για απόσβεση 5%), απ’ όπου εκτιμάται η δεσπόζουσα περίοδος  $T_e$  της διέγερσης (σε sec), ως η περίοδος (ή το εύρος περιόδων) για την οποία εμφανίζεται η μέγιστη τιμή φασματικής επιτάχυνσης.

Η εκτίμηση των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης μπορεί να γίνει αξιόπιστα με χρήση σύγχρονων εξισώσεων πρόβλεψης της μεταβολής τους (π.χ., Next Generation Attenuation (NGA), Boore and Atkinson (2007)). Όμως, ειδικά σε σημαντικά έργα, όπως είναι τα ψηλά φράγματα, ακόμα και τέτοιες προσεγγίσεις μπορεί να μην είναι ακριβείς, και η χρήση αριθμητικών μεθόδων μπορεί να είναι αναγκαία, ειδικά για την περίπτωση μη-βραχώδους στρώσης θεμελίωσης. Επομένως, σε τέτοιες περιπτώσεις και κυρίως για την εκτίμηση της PGA με βάση την  $PGA_{rock}$ , αυτό μπορεί να επιτευχθεί μέσω αριθμητικών αναλύσεων (π.χ., μέσω μονοδιάστατης δυναμικής ανάλυσης της εδαφικής κίνησης, με χρήση κατάλληλου λογισμικού όπως το Shake91 (Idriss and Sun 1992), ή με τις παρακάτω αναλυτικές σχέσεις (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$PGA = PGA_{rock} * \frac{1 + 0,85 * \left(\frac{PGA_{rock}}{g}\right)^{-0,17} * \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2}{\sqrt{\left[1 - \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2\right]^2 + 1,78 * \left(\frac{T_s}{T_e}\right)^2}} \quad [4.1]$$

Στην ανωτέρω σχέση,  $T_s$  είναι η μη-γραμμική ιδιοπερίοδος της μονοδιάστατης (1Δ) εδαφικής στήλης που εκτιμάται (σε sec) ως ίση με:

$$T_s = \left(\frac{4 * H_b}{V_b}\right) * \sqrt{1 + 5330 * V_b^{-1,3} * \left(\frac{PGA_{rock}}{g}\right)^{1,04}} \quad [4.2]$$

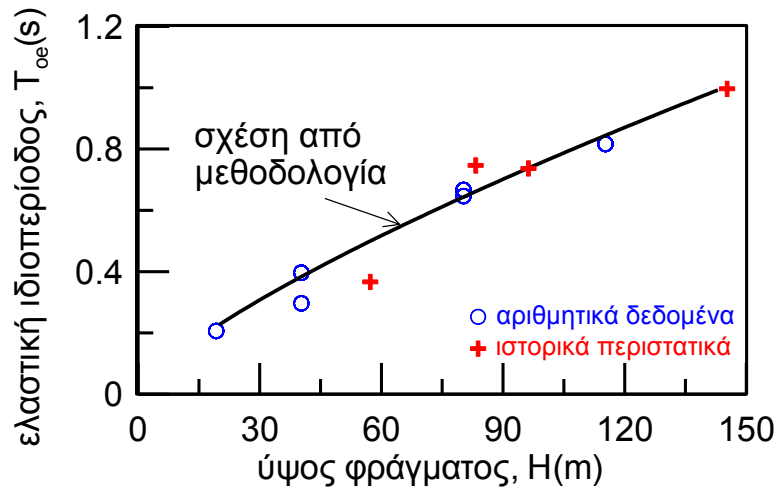
όπου  $H_b$  (σε m) είναι το πάχος της στρώσης θεμελίωσης και  $V_b$  (σε m/s) είναι η μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στην εν λόγω στρώση.

## **Βήμα 2<sup>ο</sup>: Εκτίμηση μη-γραμμικής (πρώτης) ιδιοπεριόδου $T_o$ ταλάντωσης φράγματος**

Για την εκτίμηση της μη-γραμμικής (πρώτης) ιδιοπεριόδου  $T_o$  ταλάντωσης του φράγματος, πρέπει να γίνει η εκτίμηση της ελαστικής τιμής της,  $T_{oe}$ . Στατιστική επεξεργασία των αριθμητικών αποτελεσμάτων της ομάδας ΕΜΠ οδηγεί στην παρακάτω σχέση (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$T_{oe} = 0,024 * H^{0,75} \quad [4.3]$$

όπου, η ιδιοπερίοδος  $T_{oe}$  εκφράζεται σε sec και το ύψος του φράγματος  $H$  σε m. Στην Εικόνα 4.2 παρουσιάζεται η επίδραση του ύψους  $H$  στην τιμή της ελαστικής ιδιοπεριόδου  $T_{oe}$  απ' όπου προκύπτει και η μεγάλη ακρίβεια της παραπάνω σχέσης (4.3).



Εικόνα 4.2 Επίδραση του ύψους H στην ελαστική (πρώτη) ιδιοπερίοδο  $T_{oe}$  (Μπουκοβάλας κ.α., 2013)

Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η πιο απλή σχέση:

$$T_{oe} = 2,6 * \frac{H}{V_s} \quad [4.4\alpha]$$

όπου,  $V_s$  είναι η μέση ταχύτητα διάδοσης διατμητικών κυμάτων στο σώμα του φράγματος. Ένα τυπικό εύρος τιμών της  $V_s$  κυμαίνεται συνήθως από 230 έως 360 m/s για πυρήνα συνεκτικού εδάφους, με τις μεγαλύτερες τιμές να εμφανίζονται για ψηλά φράγματα. Συνδυάζοντας τις σχέσεις (4.3) και (4.4α) προκύπτει μια εκτίμηση της τιμής της  $V_s$  ως συνάρτησης του ύψους του φράγματος H, η οποία παίρνει τη μορφή (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$V_s = 180,3 * H^{0,25} \quad [4.4\beta]$$

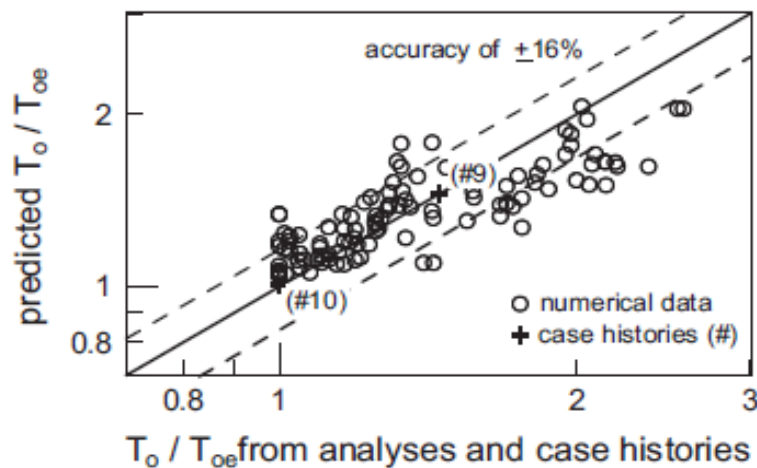
όπου  $V_s$  σε m/s και το ύψος H σε m. Στη συνέχεια, εκτιμάται η μη-γραμμική ιδιοπερίοδος ταλάντωσης  $T_o$  του φράγματος από τη σχέση (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$\begin{aligned} \frac{T_o}{T_{oe}} &= 1 + 1,76 * \left( \frac{V_b \left( \frac{m}{s} \right)}{1000} \right)^{0,25} * \left( \frac{PGA}{g} \right)^{0,75} * \left( \frac{T_{oe}}{T_e} \right)^{-0,80} \\ &\leq 1 + 1,95 * \left( \frac{PGA}{g} \right)^{0,75} * \left( \frac{T_{oe}}{T_e} \right)^{-0,80} \quad \text{για } T_{oe} > T_e \quad [4.5] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{ή } \frac{T_o}{T_{oe}} &= 1 + 1,76 * \left( \frac{V_b \left( \frac{m}{s} \right)}{1000} \right)^{0,25} * \left( \frac{PGA}{g} \right)^{0,75} \leq 1 + 1,95 * \left( \frac{PGA}{g} \right)^{0,75} \quad \text{για } T_{oe} \\ &\leq T_e \quad [4.5] \end{aligned}$$

Η αυξητική επίδραση της PGA και της  $V_b$  στη σχέση (4.5) αποτυπώνει την αύξηση της ιδιοπερίοδου ταλάντωσης του φράγματος λόγω αύξησης της έντασης της διέγερσης και μείωσης της απόσβεσης ακτινοβολίας, αντίστοιχα. Η επίδραση της  $T_e$

(που εκτιμήθηκε στο πρώτο βήμα) στη σχέση (4.5) αποτελεί έμμεση ένδειξη ότι η μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών κατασκευής του φράγματος αναμένεται να είναι μικρότερη για υψίσυχνες (εκτός-φάσης) διεγέρσεις. Το γεγονός αυτό λαμβάνεται υπόψη με τη διατύπωση της σχέσης (4.5) με δύο κλάδους, ανάλογα με τη συχνότητα της διέγερσης. Διευκρινίζεται ότι η χρήση άνω ορίων στη τιμή του λόγου  $\frac{T_o}{T_{oe}}$  μέσω ανισοτήτων στη σχέση (4.5), σχετίζεται με το ότι η μέγιστη τιμή  $V_b$  στις αναλύσεις που εκτελέστηκαν από τους Μπουκοβάλας κ.α. (2013) ήταν 1500m/s. Η μη-χρήση των ανισοτήτων θα οδηγούσε σε πολύ μεγάλες τιμές  $\frac{T_o}{T_{oe}}$  για τιμές  $V_b \geq 1500m/s$ , οι οποίες όμως δεν θα δικαιολογούνταν, καθότι η απόσβεση ακτινοβολίας αναμένεται να είναι αμετάβλητη (και ελάχιστη) για βραχώδες υπόβαθρο αυξημένης δυσκαμψίας. Η ακρίβεια της σχέσης (4.5) αποτυπώνεται στην Εικόνα 4.3, όπου γίνεται σύγκριση της σε σχέση με τα αριθμητικά δεδομένα στα οποία στηρίχτηκε (τυπική απόκλιση σχετικού λάθους  $\pm 16\%$ ) η διατύπωση της από την ομάδα του ΕΜΠ.



Εικόνα 4.3 Ακρίβεια πρόβλεψης του λόγου επαύξησης της ιδιοπεριόδου φράγματος ( $T_{oe}$ ) λόγω μη-γραμμικότητας (Papadimitriou et al., 2014)

### Βήμα 3<sup>ο</sup>: Εκτίμηση μέγιστης επιτάχυνσης στη στέψη του φράγματος, $PGA_{crest}$

Η τιμή της  $PGA_{crest}$  είναι πρακτικώς ανάλογη της έντασης της διέγερσης δηλαδή της PGA, που έχει εκτιμηθεί ήδη από το 2<sup>ο</sup> βήμα της μεθοδολογίας. Συνεπώς, η εκτίμηση της  $PGA_{crest}$  γίνεται μέσω του λόγου  $\frac{PGA_{crest}}{PGA}$  που αντικατοπτρίζει την ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης εντός του σώματος του φράγματος. Η τιμή του λόγου αυτού επηρεάζεται από τη σχέση της μη-γραμμικής ιδιοπεριόδου ταλάντωσης του φράγματος  $T_o$  (βήμα 2) με τη δεσπόζουσα περίοδο της διέγερσης  $T_e$  (βήμα 1), σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$\frac{PGA_{crest}}{PGA} = 1 + (\Pi - 1) * \left( \frac{2 * T_o}{T_e} \right) \text{ για } \frac{T_o}{T_e} \leq 0,5$$

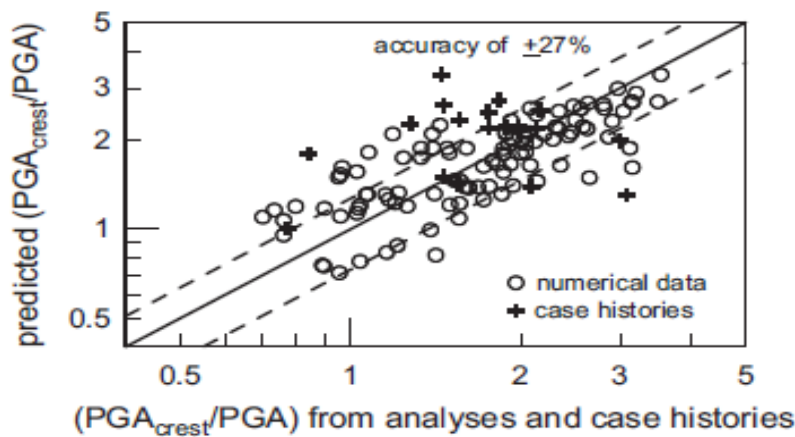
$$\text{ή } \frac{PGA_{crest}}{PGA} = \Pi \text{ για } 0,5 \leq \frac{T_o}{T_e} \leq 1,5$$

$$\text{ή } \frac{PGA_{crest}}{PGA} = \Pi * \left( \frac{2 * T_o}{3 * T_e} \right) \text{ για } 1,5 \leq \frac{T_o}{T_e} \quad [4.6\alpha]$$

όπου:

$$\Pi = 2,7 * \left( \frac{V_b \left( \frac{m}{s} \right)}{1000} \right)^{0,52} \leq 3,33 \quad [4.6\beta]$$

Όπως προκύπτει από τη σχέση [4.6α], ο λόγος  $\frac{PGA_{crest}}{PGA}$  αντιστοιχεί στη μορφή φάσματος σχεδιασμού, δηλαδή έχει μια μέγιστη σταθερή τιμή  $\Pi$  για περιοχή περιόδων διέγερσης  $T_e$  κοντά στη τιμή της μη-γραμμικής ιδιοπεριόδου  $T_o$  του φράγματος, και απομειώνεται ασυμπτωτικά με την αύξηση της αδιάστατης ιδιοπεριόδου  $\frac{T_o}{T_e}$ . Επιπλέον, η συσχέτιση της μέγιστης τιμής  $\Pi$  με τη  $V_b$  στη σχέση [4.6β] αποτυπώνει την επαυξητική επίδραση της δύσκαμπτης στρώσης θεμελίωσης στην ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης, η οποία όμως δεν είναι απεριόριστη και για το λόγο αυτόν εισάγεται ένα άνω όριο σε αυτήν. Η ακρίβεια της σχέσης [4.6α] αποτυπώνεται στην Εικόνα 4.4, με βάση τα αριθμητικά δεδομένα στα οποία στηρίχτηκε (τυπική απόκλιση σχετικού λάθους  $\pm 27\%$ ) για να παραχθεί από την ομάδα ΕΜΠ (Μπουκοβάλας κ.α., 2013).



Εικόνα 4.4 Ακρίβεια πρόβλεψης του λόγου  $\frac{PGA_{crest}}{PGA}$  με βάση τα αριθμητικά δεδομένα των Papadimitriou et al. (2014).

#### Βήμα 4<sup>ο</sup>: Εκτίμηση μέγιστου σεισμικού συντελεστή $k_{hmax}$ ως συνάρτησης της $PGA_{crest}$

Για οποιαδήποτε επιφάνεια ολίσθησης, η τιμή του  $k_{hmax}$  αποτελεί ποσοστό της  $\left(\frac{PGA_{crest}}{g}\right)$ , και συνεπώς η εκτίμηση του γίνεται με χρήση του λόγου  $\left(\frac{k_{hmax}}{\frac{PGA_{crest}}{g}}\right)$ . Η τιμή του λόγου αυτού μειώνεται όσο μεγαλώνει το μέγιστο βάθος  $z$  από τη στέψη του πρανούς όπου καταλήγει η ολισθαίνουσα μάζα (βλέπε Εικόνα 4.1). Η στατιστική επεξεργασία των αριθμητικών δεδομένων της ομάδας ΕΜΠ οδήγησε στην παρακάτω σχέση εκτίμησης (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$\left(\frac{k_{hmax}}{\frac{PGA_{crest}}{g}}\right) = C_w - 1,18 * C_b * C_f * C_g * \left(\frac{z}{\lambda_d}\right) \quad [4.7a]$$

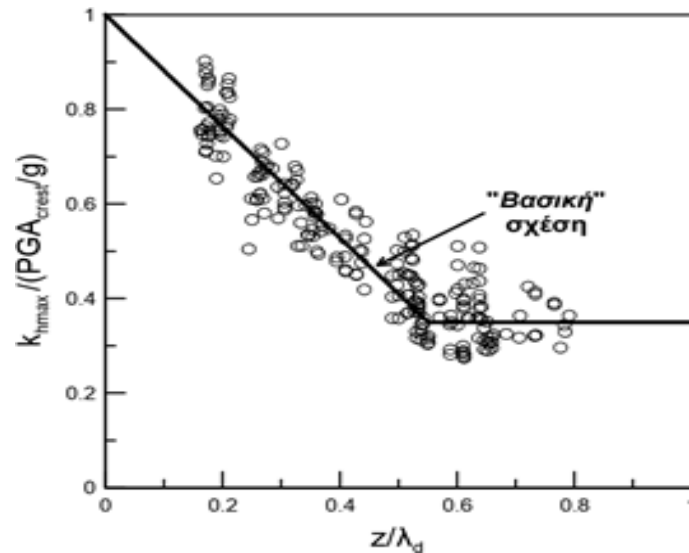
υπό τον περιορισμό ότι:

$$1,0 - 0,65 * C_b * C_f * C_g \leq \left(\frac{k_{hmax}}{\frac{PGA_{crest}}{g}}\right) \leq 1,0 \quad [4.7\beta]$$

όπου  $\lambda_d$  είναι το δεσπόζον μήκος διατμητικών κυμάτων στο σώμα του φράγματος και οι συντελεστές  $C_w$ ,  $C_b$ ,  $C_f$ ,  $C_g$  περιγράφονται στη συνέχεια.

Η αδιαστοτοποίηση του βάθους  $z$  με το  $\lambda_d$ , και όχι με το ύψος  $H$  όπως πρότειναν οι Maksidi and Seed (1978) και υιοθέτησαν οι Παπαδημητρίου κ.α. (2008), αποτελεί μία καινοτομία της μεθοδολογίας, αφού μειώνει σημαντικά το λάθος εκτίμησης του λόγου  $\left(\frac{k_{hmax}}{\frac{PGA_{crest}}{g}}\right)$ , καθώς λαμβάνεται υπόψη και το φασματικό περιεχόμενο της διέγερσης. Πιο συγκεκριμένα, μέσω αυτής της τροποποίησης σχετικώς μεγάλα δεσπόζοντα μήκη κύματος  $\lambda_d$  οδηγούν σε εν φάση ταλάντωση των σημείων μιας ολισθαίνουσας μάζας με αποτέλεσμα μικρές απομειώσεις στη τιμή του λόγου  $\left(\frac{k_{hmax}}{\frac{PGA_{crest}}{g}}\right)$ . Η εκτίμηση του  $\lambda_d$  μπορεί να γίνει προσεγγιστικά θεωρώντας ότι η περίοδος ταλάντωσης του φράγματος αντιστοιχεί στο μέσο όρο των περιόδων  $T_o$  και  $T_e$ , που συμβολίζεται με  $T_{ave}$ , επομένως προκύπτει ότι (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$\lambda_d = V_s * T_{ave} = \frac{2,6 * H}{T_o} * \left(\frac{T_o + T_e}{2}\right) \quad [4.8]$$



Εικόνα 4.5 Σύγκριση της σχέσης [4.7] για τη συσχέτιση του λόγου  $\frac{k_{hmax}}{\frac{PGA_{crest}}{g}}$  με το αδιάστατο βάθος  $\frac{z}{\lambda_d}$  (για τη “βασική” σχέση) με τα αντίστοιχα αριθμητικά δεδομένα (Μπουκοβάλας κ.α., 2013)

Στην Εικόνα 4.5 αποτυπώνεται η “βασική” σχέση απομείωσης του λόγου  $\left( \frac{k_{hmax}}{\frac{PGA_{crest}}{g}} \right)$  σε σχέση με το αδιάστατο βάθος  $\frac{z}{\lambda_d}$ , για την οποία οι τιμές όλων των συντελεστών C της σχέσης [4.7] είναι ίσες με τη μονάδα. Ο όρος που αναφέρθηκε ως “βασική” σχέση αναφέρεται στις παρακάτω περιπτώσεις (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

- το φράγμα είναι θεμελιωμένο σε καλό έδαφος ή βράχο ( $V_b > 500 \text{ m/s}$ ), δεν έχει ογκώδεις βαθμίδες ή αν έχει η υπό μελέτη ολισθαίνουσες μάζες δεν τις εμπεριέχουν (πρακτικώς για μέγιστα βάθη  $z < 0,67 * H$ ), και
- όταν οι επιφάνειες ολίσθησης βρίσκονται στο κατάντη πρανές αλλά μόνο στο τέλος της κατασκευής (χωρίς πληρωμένο ταμιευτήρα), είναι «περιστροφικού τύπου» δημιουργώντας «ογκώδεις» ολισθαίνουσες μάζες, δηλαδή δεν είναι επίπεδες όπου οι ολισθαίνουσες μάζες που δημιουργούνται είναι πιο «λεπτές».

Για “μη βασικές” περιπτώσεις, η σχέση (4.7) ενσωματώνει τους διορθωτικούς συντελεστές (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

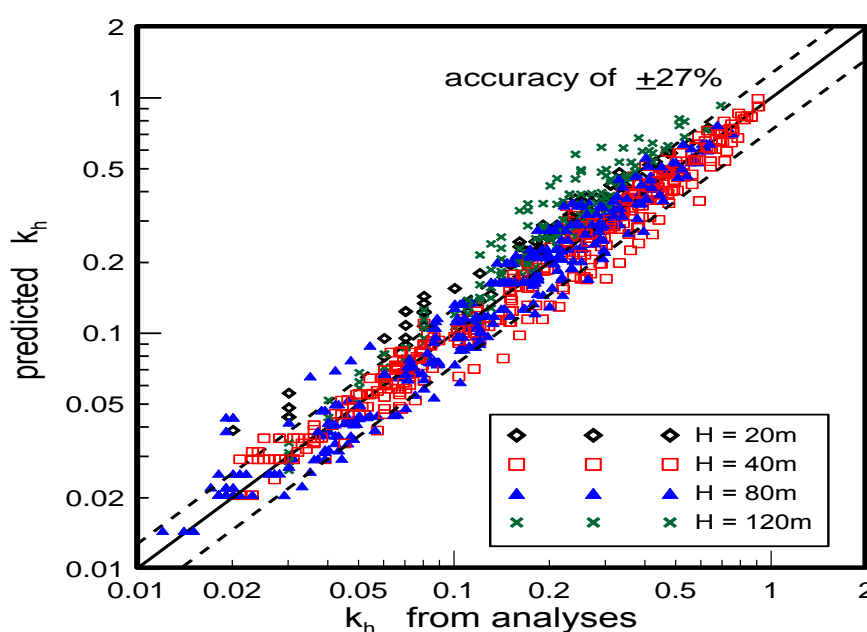
- $C_w$  είναι ο συντελεστής θέσης που παίρνει τη τιμή 1,08 για ανάντη επιφάνειες πληρωμένου ταμιευτήρα, και τιμή 1 για κάθε άλλη περίπτωση (που αντιστοιχεί στη “βασική” σχέση).
- $C_b$  είναι ο συντελεστής βαθμίδων και παίρνει τιμή 0,96 αν η ολισθαίνουσα μάζα εμπεριέχει κάποια ογκώδη βαθμίδα, και τιμή 1 για κάθε άλλη περίπτωση (που αντιστοιχεί στη “βασική” σχέση).
- $C_f$  είναι ο συντελεστής θεμελίωσης:

$$C_f = \begin{cases} 0,38 + 1,24 * \left( \frac{V_b}{1000} \right) & \text{για } V_b < 500 \text{ m/s} \\ 1 & \text{για } V_b \geq 500 \text{ m/s} \end{cases} \quad [4.9\alpha]$$

- $C_g$  είναι ο συντελεστής γεωμετρίας της ολισθαίνουσας μάζας:
- $C_g = \begin{cases} 0,91 & \text{για } \frac{t}{w} \leq 0,14 \text{ και επίπεδη επιφάν. ολίσθησης} \\ 1 & \frac{t}{w} \leq 0,14 \text{ και "περιστροφ." επ. ολίσθ. ("βασική" σχέση)} \end{cases} \quad [4.9\beta]$

τα  $w$  και  $t$  να αποτελούν γεωμετρικά χαρακτηριστικά της επιφάνειας ολίσθησης και αντιστοιχούν στο οριζόντιο εύρος της και στο πάχος που εκτιμάται ως η μέγιστη απόσταση των δύο ευθειών που είναι παράλληλες προς την ευθεία που ενώνει το σημείο εισόδου και το σημείο εξόδου της επιφάνειας αστοχίας και εφάπτονται στην ολισθαίνουσα μάζα (βλέπε Εικόνα 4.1).

Με βάση όλα όσα παρουσιάζονται στα βήματα 1 έως 4, ενδιαφέρον παρουσιάζει συνολικά η ακρίβεια της εκτίμησης της μέγιστης τιμής του συντελεστή  $k_{hmax}$  για όλες τις περιπτώσεις αριθμητικών δεδομένων που παρουσιάζονται από την ομάδα ΕΜΠ. Με την αντίστοιχη σύγκριση να παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.6, απ' όπου προκύπτει ότι η ακρίβεια είναι ικανοποιητική, με τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους ίση με  $\pm 27\%$  για όλα τα αριθμητικά δεδομένα της μελέτης των Μπουκοβάλα κ.α. (2013).



Εικόνα 4.6 Ακρίβεια πρόβλεψης του  $k_{hmax}$  για όλα τα αριθμητικά αποτελέσματα της εργασίας των Μπουκοβάλα κ.α. (2013).

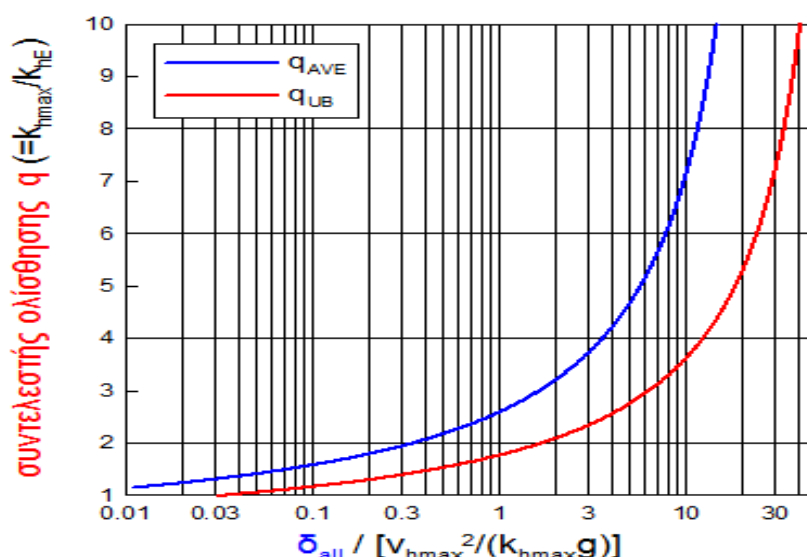


**Βήμα 5<sup>ο</sup>: Εκτίμηση ενεργού σεισμικού συντελεστή  $k_{hE}$  ως συνάρτησης της επιτρεπόμενης σεισμικής μετατόπισης πρανών  $\delta_{\varepsilon\pi}$**

Η τιμή του συντελεστή  $k_{hmax}$  που υπολογίζεται από τη σχέση (4.7), αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης του πρίσματος του πρανούς του οποίου διερευνάται η σεισμική ευστάθεια. Συνεπώς, είναι κατάλληλη για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων του πρίσματος με τη θεώρηση «ολισθαίνοντος στερεού», αλλά όχι και για τους ψευδο-στατικούς υπολογισμούς της ευστάθειας του υπό την απαίτηση  $FS_d \geq 1,0$ . Για τους ψευδο-στατικούς υπολογισμούς θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί η ενεργός τιμή του σεισμικού συντελεστή,  $k_{hE}$ , η οποία προκύπτει ως εξής:

$$k_{hE} = \frac{k_{hmax}}{q} \quad [4.10]$$

όπου  $q(\geq 1)$  είναι ο αδιάστατος συντελεστής ολίσθησης, η τιμή του οποίου συνδέεται με την επιτρεπόμενη (μόνιμη) μετατόπιση  $\delta_{\varepsilon\pi}$  του πρανούς για τον σεισμό σχεδιασμού.



Εικόνα 4.7 Συσχέτιση του συντελεστή ολίσθησης  $q$  με την επιτρεπόμενη μετατόπιση  $\delta_{\varepsilon\pi}$  (σε m) και τις παραμέτρους σεισμικής έντασης της ολισθαίνουσας μάζας  $v_{hmax}$  (σε m/s) και  $k_{hmax}$ , για συντηρητικό ( $q_{UB}$ ) και ρεαλιστικό ( $q_{AVE}$ ) σχεδιασμό των πρανών γεωφραγμάτων (Μπουκοβάλας κ.α., 2013).

Ο υπολογισμός του  $q$  αρχικώς γίνεται με τη θεώρηση ότι το πρανές είναι σε οριακή ισορροπία (ψευδο-στατικός συντελεστής ασφαλείας  $FS_d = 1,0$ ) με την αδρανειακή επιτάχυνση να είναι ίση με  $k_{hE} * g$ , δηλαδή  $k_{hE} = k_y$ , όπου το  $k_y$  είναι η τιμή του σεισμικού συντελεστή για την οποία ξεκινά οριακά η ολίσθηση του πρανούς. Οπότε, με βάση τη σχέση (4.10), το πρανές επιτρέπεται να ολισθήσει καθώς η μέγιστη επιτάχυνση του  $k_{hmax} * g$  αντιστοιχεί σε  $FS_d < 1,0$ . Το μέγεθος

των σεισμικών μετατοπίσεων μπορεί να εκτιμηθεί με τη θεωρία «ολισθαίνοντος στερεού» του Newmark (1965), με δεδομένες τις τιμές των σεισμικών συντελεστών  $k_{hmax}$  και  $k_y$ , ο δεύτερος εκ των οποίων ισούται με  $k_{hE} = \frac{k_{hmax}}{q}$  (σχέση (4.10)).

Βέβαια, στον αντισεισμικό σχεδιασμό του πρानούς το ζητούμενο είναι, το αντίστροφο, δηλαδή να συσχετιστεί το  $q = \frac{k_{hmax}}{k_y}$  με τη δεδομένη επιτρεπόμενη μετατόπιση του πρानούς  $\delta_{\varepsilon\pi}$ . Για τη συσχέτιση αυτή μπορούν να χρησιμοποιηθούν μια σειρά από εμπειρικές σχέσεις εκτίμησης μόνιμων σεισμικών μετατοπίσεων της βιβλιογραφίας, οι οποίες βασίζονται σε στατιστική επεξεργασία αποτελεσμάτων με χρήση της θεωρίας «ολισθαίνοντος στερεού», και χωρίζονται σε δύο κατηγορίες (συντηρητικές) σχέσεις άνω ορίου (π.χ., Newmark (1965), Richards and Elms (1979)) και (ρεαλιστικές) σχέσεις μέσης τιμής (π.χ., (Whitman and Liao (1984))).

Σύμφωνα με τους Paradimitriou et al. (2014), οι σχέσεις αυτές αντιστρέφόμενες μπορούν να δώσουν τιμές του αδιάστατου συντελεστή ολίσθησης  $q$  για συντηρητικό ( $q_{UB}$ ) και για ρεαλιστικό ( $q_{AVE}$ ) αντισεισμικό σχεδιασμό του πρानούς, (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

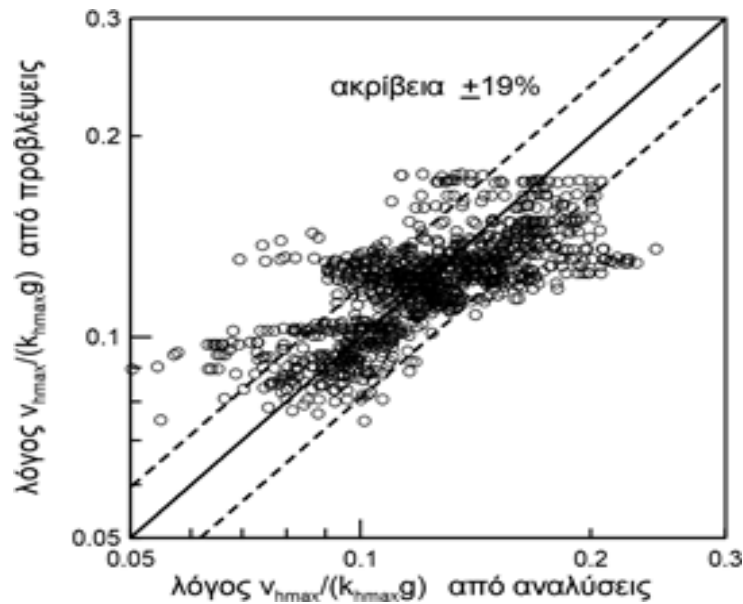
$$q = \frac{k_{hmax}}{k_{hE}} = \frac{-8}{\ln \left( \frac{\delta_{\varepsilon\pi}}{\left[ 90 * \frac{v_{hmax}^2}{k_{hmax} * 9} \right]} \right)} (= q_{UB}) \geq 1 \text{ για συντηρητικό σχεδιασμό}$$

$$q = \frac{k_{hmax}}{k_{hE}} = \frac{-9,4}{\ln \left( \frac{\delta_{\varepsilon\pi}}{\left[ 37 * \frac{v_{hmax}^2}{k_{hmax} * 9} \right]} \right)} (= q_{AVE})$$

$$\geq 1 \text{ για ρεαλιστικό σχεδιασμό [4.11]}$$

όπου  $\delta_{\varepsilon\pi}$  (σε m),  $g = 9,81m/s^2$  και  $v_{max}$  (σε m/s) είναι η μέγιστη ταχύτητα της ολισθαίνουσας μάζας. Η μορφή της σχέσης [4.11] παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.8.

Είναι άξιο αναφοράς ότι δεν προτείνεται η χρήση τιμών  $q > 10$ , καθώς αντιστοιχούν σε μεγάλες μετατοπίσεις πρανών. Επίσης, πρέπει να αναφερθεί ότι η εκτίμηση του συντελεστή ολίσθησης  $q$  βάση της θεώρησης «ολισθαίνοντος στερεού» αφορά μόνο μετατοπίσεις λόγω αποκλινουσών-διατμητικών παραμορφώσεων, δεν λαμβάνει δηλαδή υπόψη τις μικρές σχετικά καθιζήσεις λόγω πιθανής δυναμικής συνίζησης των μη συνεκτικών υλικών κατασκευής του φράγματος ή του επιχώματος.



Εικόνα 4.8 Ακρίβεια πρόβλεψης του λόγου  $\frac{v_{hmax}}{k_{hmax} * g}$  για τα αριθμητικά δεδομένα της ομάδας ΕΜΠ (Μπουκοβάλας κ.α., 2013)

Τέλος, για την ποσοτικοποίηση του λόγου  $\left[\frac{v_{hmax}}{k_{hmax} * g}\right]$  (σε sec), δηλαδή της μέγιστης ταχύτητας προς τη μέγιστη επιτάχυνση της ολισθαίνουσας μάζας, προτείνεται η ακόλουθη σχέση (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

$$\frac{v_{hmax}}{k_{hmax} * g} (sec) = 0,071 * (1 + 0,74 * [T_o + T_e]) * \left(\frac{Z}{\lambda_d}\right)^{0,12} [4.12]$$

όπου οι τιμές των περιόδων  $T_e$  και  $T_o$  (βλέπε 1<sup>ο</sup> και 2<sup>ο</sup> βήμα, αντίστοιχα) είναι σε sec. Η ακρίβεια της σχέσης (4.12) απεικονίζεται στην Εικόνα 4.8, με βάση τα αριθμητικά αποτελέσματα της ομάδας ΕΜΠ από τα οποία και προέκυψε.

#### 4.4 Ακρίβεια και περιορισμοί της μεθόδου

Η μεθοδολογία της ερευνητικής ομάδας του ΕΜΠ για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των χωμάτινων φραγμάτων και επιχωμάτων είναι πλήρης, σχετικά απλή (μπορεί να προγραμματιστεί και να εφαρμοστεί σε ένα φύλλο υπολογισμών EXCEL (<http://users.ntua.gr/gbouck/software.shtml>) και οδηγεί με πολύ καλή ακρίβεια στον υπολογισμό του σεισμικού συντελεστή  $k_{hmax}$  με τυπική απόκλιση του σχετικού λάθους μόλις  $\pm 27\%$  σε σχέση με τα εκτενή αποτελέσματα από λεπτομερείς μη-γραμμικές αριθμητικές αναλύσεις της ομάδας ΕΜΠ. Επίσης, με τη χρήση της μεθόδου αυτής ο αντισεισμικός σχεδιασμός των πρανών ως συνάρτησης της

επιτρεπόμενης μετατόπισης  $\delta_{\varepsilon\pi}$ , οδηγεί στη μείωση της ενεργού τιμής του σεισμικού συντελεστή  $k_{hE} = \frac{k_{hmax}}{q}$  (σχέση (4.10)).

Η προτεινόμενη διαδικασία εκτίμησης του συντελεστή ολίσθησης  $q$  βασίσθηκε στη θεώρηση «ολισθαίνοντος στερεού» και στη τιμή της μέγιστης σεισμικής ταχύτητας της ολισθαίνουσας μάζας, όπως αυτή προκύπτει από ένα ικανοποιητικό πλήθος αριθμητικών δεδομένων (με τυπική απόκλιση σχετικού λάθους μόνο  $\pm 19\%$ ). Γενικά, η χρήση του συντελεστή ολίσθησης άνω ορίου  $q_{UB}$  είναι ενδεδειγμένη σε φάση προμελέτης, ενώ για την οριστική μελέτη ή τη μελέτη εφαρμογής η τιμή του συντελεστή ολίσθησης  $q$  μπορεί να αυξηθεί έως την τιμή  $q_{AVE}$ , αλλά όχι περισσότερο (Papadimitriou et al., 2014).

Από πρακτικής σκοπιάς, η μεθοδολογία αυτή θεωρείται αξιόπιστη για να εφαρμοστεί σε μελέτες που αφορούν (Μπουκοβάλας κ.α., 2013):

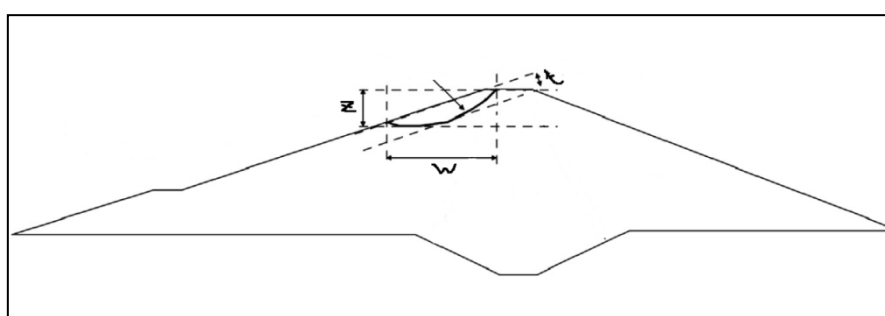
α) Υψηλά επιχώματα ή χωμάτινα φράγματα με ύψος  $H$  από 20 έως 120m, τριγωνικής ή (στενής) τραπεζοειδούς διατομής, με ή χωρίς ογκώδεις βαθμίδες (με ύψος έως  $0,33 * H$  και πλάτος έως  $0,67 * H$ ), για συνθήκες «τέλους κατασκευής» ή «σταθερής διήθησης», που θεμελιώνεται σε βράχο ή σε στρώση αρκετού πάχους ( $\geq 5m$ ) καλού εδάφους με ( $V_b \geq 250 \frac{m}{s}$ ).

β) Σεισμικές διεγέρσεις (μακρινού πεδίου) με δεσπόζουσα περίοδο  $T_e = 0,14$  έως  $0,50 s$  και μέγιστη επιτάχυνση PGA στο «ελεύθερο πεδίο» του εδάφους θεμελίωσης από  $0,05 * g$  έως  $0,50 * g$ .

Επισημαίνεται από την ομάδα ΕΜΠ που την διατύπωσε, ότι το προαναφερθέν εύρος εφαρμογής της μεθοδολογίας σε όρους γεωμετρίας φράγματος, συνθηκών θεμελίωσης και χαρακτηριστικών διέγερσης θα πρέπει να τηρείται αυστηρά, καθώς αντιστοιχεί στο εύρος των παραμετρικών αναλύσεων στις οποίες βασίστηκε η διατύπωση της. Ένα επιπλέον πλεονέκτημα της μεθοδολογίας είναι ότι μπορεί να εφαρμοστεί μόνο κάποιο ή κάποια από τα βήματα της. Για παράδειγμα, αν έχει γίνει ανεξάρτητη εκτίμηση της PGA (βήμα 1<sup>ο</sup>) ή ακόμα και της μη-γραμμικής ιδιοπεριόδου  $T_o$  του φράγματος (βήμα 2<sup>ο</sup>), τότε η εφαρμογή της μεθοδολογίας μπορεί να περιορισθεί στα υπολειπόμενα βήματα 3<sup>ο</sup> έως 5<sup>ο</sup>. Επίσης, επειδή η μεθοδολογία βασίστηκε σε διδιάστατες αριθμητικές αναλύσεις επίπεδης παραμόρφωσης, τα εδαφικά φράγματα ή υψηλά επιχώματα θα πρέπει να είναι επαρκώς επιμήκη ώστε να θεωρείται ρεαλιστική η διδιάστατη προσομοίωση του. Βέβαια, είναι δυνατόν να ληφθεί υπόψη εμμέσως η τριδιάστατη γεωμετρία του φράγματος, η οποία οδηγεί σε μείωση της ιδιοπεριόδου ταλάντωσης ανάλογα και με το σχήμα της κοιλάδας, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία (π.χ., Gazetas (1987)). Συνεπώς, αν ληφθεί υπόψη στην εκτίμηση της ιδιοπεριόδου  $T_o$  (βήμα 2<sup>ο</sup>), τότε αυτή μπορεί να χρησιμοποιηθεί στα υπόλοιπα βήματα 3 έως 5.

## 4.5 Εφαρμογή της μεθόδου σε φράγματα της Ελλάδας και της Κύπρου

Αρχικά, για τη διερεύνηση των δυνατοτήτων της προαναφερθείσας μεθοδολογίας εξετάστηκε ένα τυπικό φράγμα, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.9(α) και διερευνήθηκε πως διαμορφώνονται οι τιμές των σεισμικών συντελεστών σύμφωνα με την προσέγγιση της ομάδας του κ. Μπουκοβάλα. Στον Πίνακα 4.1 παρουσιάζονται οι τυπικές τιμές με τις οποίες έγινε χρήση απλού λογισμικού Excel της ομάδας του ΕΜΠ (<http://users.ntua.gr/gbouck/software.shtml>) για τον υπολογισμό των τιμών των σεισμικών συντελεστών που φαίνονται στην Εικόνα 4.9(β).



(α)

Φράγμα: Τυπικό	Διοσμή: A-A	Σασμός Σχεδιασμού: SSE	Φάση Μελέτης: Προμελέτη
<b>Α. ΔΕΔΟΜΕΝΑ</b> <b>ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ</b> (1) Ύψος, H = 50 m (2) ΤΑΧΥΤ. ΔΙΑΤΗΜΗΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ $V_s = 400$ m/s <b>ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΑΝΑΔΥΟΜΕΝΟΥ ΥΠΟΒΑΘΡΟΥ</b> (3) ΜΕΙΣΤΗ ΕΠΙΧΥΣΗ ΠΑΧΥΣΤΗ, $M_s^{rock} = 0,36$ g (4) ΔΕΣΠΟΖΟΥΣΑ ΠΕΡΙΟΔΟΣ, $T_s = 0,47$ sec <b>ΕΔΑΦΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ</b> (5) ΠΑΧΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ, $H_b = 0$ m (6) ΤΑΧΥΤ. ΔΙΑΤΗΜΗΤΙΚΩΝ ΚΥΜΑΤΩΝ $V_s = 1500$ m/s		<b>Δ. ΕΝΔΙΑΜΕΣΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ</b> <b>ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ</b> Ελάχιστη Ιδιοπερίοδος $T_{min} = 0,33$ sec (από σελ 9) Λόγος $(T_{max})_{2D} / (T_{max})_{3D} = 0,88$ Δεκτό Τελική Ελάχιστη Ιδιοπερίοδος $T_{min} = 0,29$ sec Μη-γραμμική Ιδιοπερίοδος $T_s = 0,54$ sec Μέσο μήκος διαφ. κύματος $\lambda_s = 121$ m <b>ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΑΛΑΝΤΩΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ</b> ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΣ $T_b = 0,00$ sec <b>ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΕΣ ΤΙΜΕΣ ΕΠΙΧΥΣΕΩΝ (g)</b> Θέση ΜΕΓΙΣΤΕΣ Παρατηρήσεις Ελεύθερο Πεδίο: $PGA = 0,36$ = $FGA_{rock}$ Στην Φράγματος: $PGA_{base} = 1,20$ <b>ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</b> Επιπλ. Συντελεστές Ένταση Κίνησης Συντελεστ. Ολίσθησης $C_1 = 1$ $k_{horizontal} = 1,014$ $q_{ave} = 1,78$ $C_2 = 1$ $k_{vertical} (m/s)$ 1,024 $q_{ve} = 1,30$	
<b>Β. ΠΑΡΑΔΟΣΕΣ</b> <b>ΧΡΗΣΗ ΑΓΛΟΥΣΤΕΥΤΙΚΗΣ ΣΧΕΣΗΣ ΓΙΑ <math>V_s</math> ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ</b> $V_s = 108,3H^{1/3}$ = 288 m/s (7) Συμφωνεί (Ναι= 1/Όχι= 0): 1 Δεκτό Τελικό $s$ , η πηή της $V_s$ (m/s) = 400 <b>ΣΗΜΑΝΤΙΚΟΤΗΤΑ 3ης ΔΙΑΣΤΑΣΗΣ ΦΡΑΓΜΑΤΟΣ</b> (8) Λόγος $(T_s)_{2D} / (T_s)_{3D}$ = 0,88 Δεκτό (Εμπρεπόμενη) ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΠΡΑΝΟΥΣ $\delta_m$ (cm) (9) $\delta_m$ (cm) = 2 Δεκτό		<b>Ε. ΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ</b> Αδιάσπαστο Βάθος Εμφ. Ολίσθησης ΜΕΓΙΣΤΗ Τίμη ΕΝΕΡΓΕΣ Τίμές $\lambda/\lambda_s$ έλεγχοι Σεισμ. Συντελεστή Σεισμ. Συντελεστή $k_{ve}$ 0,21 Δεκτό 1,014 Ρεαλιστικά 0,569 Συντηρητικά 0,781	
<b>Γ. ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΕΠΙΦ. ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ</b> (10) Μέγιστο βάθος $z$ (m) = 25 Δεκτό (11) (Οριζόντια) Εύρος $w$ (m) = 10 Δεκτό (12) Πάχος $t$ (m) = 20 Δεκτό <b>Επιφάνεια: σε ανάντη πρηνές προς πληρωμένο ταμιευτήρα</b> (13) Επιλέγτε (Ναι= 1, Όχι= 0): 1 Δεκτό Συντελεστής θέσης $C_{se} = 1,08$ <b>Επιφάνεια: συμπαράσχει ογκωδή βάση</b> (14) Επιλέγτε (Ναι= 1, Όχι= 0): 1 Δεκτό Συντελεστής βαθμίδων $C_{se} = 0,96$			

(β)

Εικόνα 4.9. (α) Χαρακτηριστικό παράδειγμα διατομής τυπικού φράγματος. (β)

Αποτελέσματα με τη χρήση απλού λογισμικού Excel της ομάδας του ΕΜΠ

(<http://users.ntua.gr/gbouck/software.shtml>).

Πίνακας 4.1 Πίνακας με τα δεδομένα του τυπικού φράγματος

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	50
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,36*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,47
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	25
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	10
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	20

\*Ζώνη III ΕΑΚ

Στο υπό εξέταση φράγμα θεωρείται ότι η επιφάνεια ολίσθησης βρίσκεται στο ανάντη πρηνές, προς τον πληρωμένο ταμιευτήρα, συμπαρασύρει ογκώδη βαθμίδα και ο συντελεστής σημαντικότητας της 3<sup>ης</sup> διάστασης του φράγματος είναι ίσος με 0,88. Οι τιμές των σεισμικών συντελεστών, οι οποίοι αποτελούν τα βασικά εξαγόμενα αποτελέσματα της μεθοδολογίας ΕΜΠ τα οποία θα εφαρμοστούν στην ανάλυση ευστάθειας των πρηνών του φράγματος και προκύπτουν από τις σχέσεις (4.7) και (4.10) ίσοι με:

$$k_{hmax} = 1,014$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,569$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,781$$

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.9(β), το λογισμικό της ομάδας ΕΜΠ παρέχει και εκτιμήσεις των τιμών των επιταχύνσεων στη στέψη, καθώς κι άλλων χαρακτηριστικών παραμέτρων, όμως στη συνέχεια θα αναφέρονται για συντομία μόνο οι τιμές των σεισμικών συντελεστών.

Εν συνεχεία, έγινε διερεύνηση για μερικά από τα πιο σημαντικά φράγματα στην Ελλάδα και στην Κύπρο και τα δεδομένα για κάθε ένα από αυτά παρουσιάζονται στους παρακάτω πίνακες μαζί με τους αντίστοιχους σεισμικούς συντελεστές που προκύπτουν. Για όλα τα εξεταζόμενα φράγματα θεωρήθηκε ότι έχουν τη διατομή της Εικόνας 4.9, ότι η επιφάνεια ολίσθησης βρίσκεται στο ανάντη πρηνές προς τον πληρωμένο ταμιευτήρα και συμπαρασύρει ογκώδη βαθμίδα, ο συντελεστής σημαντικότητας της 3<sup>ης</sup> διάστασης του φράγματος είναι ίσος με 0,88, κλπ. Γενικά, μετά από μια αρχική παραμετρική διερεύνηση, αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν οι τιμές των βασικών παραμέτρων όπως αυτές έχουν διαμορφωθεί από την ομάδα ΕΜΠ (π.χ.,  $V_b=1500$  m/s για το βραχύδες υπόβαθρο, δεπ=2cm, κλπ) προσαρμοσμένες όσο ήταν εφικτό στα διαθέσιμα δεδομένα του κάθε φράγματος. Πρέπει να αναφερθεί ότι η μεθοδολογία ΕΜΠ αναφέρεται σε αμιγώς εδαφικά

φράγματα, δηλαδή χωρίς επίστρωση σκυροδέματος στα πρανή τους. Στην ανάλυση των φραγμάτων που ακολουθεί υπάρχουν και μερικά φράγματα τα οποία έχουν επίστρωση από σκυρόδεμα τα οποία έχουν συμπεριληφθεί στους υπολογισμούς για τον υπολογισμό ενδεικτικών τιμών σεισμικών συντελεστών. Ούτως ή άλλως, η επιλογή και η εφαρμογή της καταλληλότερης μεθοδολογίας σε μία πραγματική μελέτη απαιτεί τη μέγιστη δυνατή ακρίβεια μία ευρείας γκάμας δεδομένων για τη συγκεκριμένη περίπτωση.

#### 4.5.1 Ελληνικά φράγματα

##### Φράγμα Σφηκιάς, Βέροια

Το υδροηλεκτρικό έργο της Σφηκιάς βρίσκεται περίπου 20km περίπου νότια της Βέροιας. Το έργο αποτελείται από τον ταμιευτήρα, τη σήραγγα εκτροπής, το φράγμα, τον εκχειλιστή, τις υδροληψίες, τις σήραγγες παραγωγής, τον υδραυλικό σταθμό και τον εκκενωτή πυθμένα. Ο ταμιευτήρας της Σφηκιάς είναι ημερησίας ρύθμισης με χωρητικότητα 99 εκατ.  $m^3$  και ωφέλιμο όγκο 18 εκατ.  $m^3$ . Η κατακλυζόμενη επιφάνεια είναι  $4,3km^2$ . Η ανώτατη στάθμη λειτουργίας είναι το 146,0m, η ελάχιστη 141,8m και η στάθμη πλημμύρας 147,0m.



Εικόνα 4.10. Φράγμα Σφηκιάς (Πηγή: Καραγιαννίδης, 2008)

Το φράγμα είναι λιθόρριπτο με κεντρικό αργιλικό πυρήνα και όγκο  $1620000m^3$ . Το ύψος του φράγματος από τη θεμελίωση είναι 82m, το μήκος στέψης 220m και το ελάχιστο πλάτος 12m. Οι κλίσεις των πρανών είναι ανάντη: 2,1:1,0 – 2,5:1,0 – 3,0:1,0 και κατάντη: 1,75:1,0 – 2,0:1,0. Στην Εικόνα 4.10 φαίνεται το φράγμα της Σφηκιάς της Βέροιας. Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2. Με βάση τις τιμές των

χαρακτηριστικών του φράγματος σύμφωνα με τη μεθοδολογία του ΕΜΠ προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,336$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,143$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,206$$

Πίνακας 4.2 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Σφηκιάς

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	82
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	300
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,16*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,28
Επιτρεπόμενη μετατ. πρανούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	13
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη I EAK

#### Φράγμα Σμοκόβου, Καρδίτσα

Το φράγμα Σμοκόβου κατασκευάστηκε στην περιοχή των κοινοτήτων Λουτροπηγής και Κτιμένης του νομού Καρδίτσας, στη συμβολή των παραπόταμων Ονόχωχου, Πενδάμη και Παπούσα με σκοπό την άρδευση 250000 στρεμμάτων. Το εν λόγω φράγμα είναι λιθόρριπτο με κεκλιμένο αργιλικό πυρήνα, ύψους 100m από τη θεμελίωση και συνολικού όγκου 3500000m<sup>3</sup>. Η στέψη του φράγματος είναι στο υψόμετρο 382, έχει μήκος 460m και πλάτος 11m. Η κλίση των εξωτερικών παρειών του σώματος στήριξης, ανάντη και κατόντη είναι 1:18. Η ανάντη παρειά του πυρήνα έχει κλίση 1:0,5 και η κατόντη 1:0,15.

Ο ταμιευτήρας του φράγματος έχει έκταση 8km<sup>2</sup> και ωφέλιμο όγκο ταμίευσης 200 εκατ. m<sup>3</sup>. Η σήραγγα εκτροπής που χρησιμοποιείται και ως εκκενωτής πυθμένα, βρίσκεται στο δεξιό αντέρεισμα. Ο υπερχειλιστής είναι μετωπικός, ανοιχτού τύπου, και βρίσκεται στο αριστερό αντέρεισμα. Η παροχέτευση του νερού προς τις αρδευόμενες περιοχές γίνεται μέσω της σήραγγας Λεονταρίου, διαμέτρου 3m και μήκους 4170m. Η κατασκευή του έργου άρχισε το 1990 και ολοκληρώθηκε το 1995. Τα απαραίτητα συνοδά έργα που επέτρεψαν την έναρξη της κατάκλυσης ολοκληρώθηκαν το 2002. Η Εικόνα 4.12 απεικονίζει το φράγμα Σμοκόβου στην Καρδίτσα.





Εικόνα 4.11. Φράγμα Σμοκόβου(Πηγή: <http://karditsa.thessaly.gov.gr/toyrd.aspx?ID=5>)

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.3. Με βάση τις εν λόγω τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,551$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,277$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,387$$

Πίνακας 4.3 Πίνακας με τα μεγέθη του φράγματος Σμοκόβου

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	109
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	15
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### Φράγμα Σέτα-Μανίκια, Εύβοια

Το φράγμα Σέτα-Μανίκια έχει κατασκευαστεί στον ποταμό Μανικίων, της κεντρικής Εύβοιας, που δεν εκβάλλει στη θάλασσα ή σε άλλο ποταμό, αλλά σε καταβόθρα

που αναπτύχθηκε σε ασβεστολιθικούς καρστικούς σχηματισμούς. Το φράγμα είναι λιθόρριπτο με κεκλιμένο πυρήνα, ζώνες φίλτρων και στραγγιστηρίων σε αμφότερες παρειές, το πυρήνα και κελύφη από προϊόντα εκσκαφών και υλικά λατομείου. Είναι ύψους 60m από το βαθύτερο σημείο της θεμελίωσης του. Ζώνες προστασίας των εξωτερικών πρανών του αναχώματος σχηματίζονται με λίθους λατομείου κατάλληλων διαστάσεων.

Το σύστημα υπερχειλίσσης του έργου κατασκευάστηκε για εισερχόμενη παροχή  $274 \text{ m}^3/\text{s}$ , που αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς 5000 ετών. Το σύστημα περιλαμβάνει πλευρικό υπερχειλιστή με λεκάνη ηρεμίας, ρυθμιστικό αναβαθμό, κεκλιμένο φρέαρ, παρα-οριζόντια σήραγγα, έργο εκτόξευσης, λεκάνη αποτόνωσης και διώρυγα φυγής. Η παροχέτευση των πλημμυρικών απορροών θα γίνεται με πλευρικό υπερχειλιστή, κεκλιμένο φρέαρ, και σήραγγα διαμέτρου 5,5m. Η εκτροπή των νερών του πόταμου γίνεται μέσω σήραγγας εκτροπής διαμέτρου 3,5m, η οποία συμβάλλει με την σήραγγα υπερχειλιστή κατάντη του άξονα του φράγματος. Η Εικόνα 4.13 δείχνει το φράγμα Σέτα-Μανίκια στην Εύβοια και τις προσπάθειες για αποκατάστασεις κάποιων αστοχιών.



Εικόνα 4.12. Φράγμα Σέτα-Μανίκια (Πηγή: <http://www.notia-evia.gr/index.php> )

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,402$$

$$k_{h\text{ερεαλιστικά}} = 0,173$$

$$k_{h\text{εσυντηρητικά}} = 0,248$$

Πίνακας 4.4 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Σέτα-Μανίκια

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	60
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	300
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,16*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,28
Επιτρεπόμενη μετατ. πρανούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	10
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη I ΕΑΚ

#### Φράγμα Πραμόριτσα, Κοζάνη

Το 2007 ολοκληρώθηκε η κατασκευή του φράγματος Πραμόριτσα, στον ομώνυμο παραπόταμο του Αλιάκμονα. Το έργο εξυπηρετεί τις ανάγκες ύδρευσης της επαρχίας Βοΐου του νομού Κοζάνης, ενώ μέσω της διέλευσης του νερού από τις μονάδες Μικρού Υδροηλεκτρικού Έργου (ΜΥΗΕ) συνολικής ισχύος 1,05MW, παράγεται και ηλεκτρική ενέργεια. Η λεκάνη απορροής του ποταμού ανέρχεται στα 63,4km<sup>2</sup>, ενώ η μέση παροχή σε 1,56m<sup>3</sup>/s με τον ταμιευτήρα να έχει όγκο 5,50\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>.

Το φράγμα της Πραμόριτσας είναι λιθόρριπτο με ύψος 57m, με όγκο 88000m<sup>3</sup> περίπου, με κεντρικό πυρήνα από αδιαπέρατα υλικά και ζώνες φίλτρων ανάντη και κατόντη. Ο ανοιχτός υπερχειλιστής τοποθετήθηκε στο αριστερό αντέρεισμα, είναι μετωπικός και έχει μέγιστη παροχευτικότητα 322m<sup>3</sup>/s. Η εκτροπή του ποταμού έγινε στο αριστερό αντέρεισμα, μέσω σήραγγας μήκους 325m πεταλοειδούς διατομής καθαρού ανοίγματος 3m, η οποία εξυπηρετεί και την προσαγωγή του νερού στο ΜΥΗΕ καθώς και την εκκένωση του φράγματος.



Εικόνα 4.13. Φράγμα Πραμόριτσα (Πηγή: <http://www.panoramio.com/photo/73216308>)

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.5. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,412$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,178$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,254$$

Πίνακας 4.5 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Πραμόριτσα

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	57
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	300
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,16*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,28
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	10
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### Φράγμα Παναγιώτικο, Μαγνησία

Το φράγμα Παναγιώτικο κατασκευάστηκε το χρονικό διάστημα 1999-2004 και βρίσκεται ΒΔ του χωριού Αφέτες Μαγνησίας. Θεμελιώθηκε σε υψόμετρο 136m πάνω σε μεταμορφωμένα πετρώματα γνευσιοσχιστολίθων. Ο τύπος του φράγματος είναι λιθόρριπτο με ανάντη πλάκα σκυροδέματος. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά του φράγματος είναι τα ακόλουθα: το ύψος φράγματος είναι 41m, το υψόμετρο στέψης ανέρχεται στα 177m, το μήκος στέψης είναι 145m, ο όγκος του φράγματος είναι 294700m<sup>3</sup> με κλίση πρανών 1:1,6 και ο ωφέλιμος όγκος είναι 1620000m<sup>3</sup>.



Εικόνα 4.14. Φράγμα Παναγιώτικο (Πηγή: Θανόπουλος, 2008)

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.6. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,796$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,388$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,545$$

Πίνακας 4.6 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Παναγιώτικο

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	41
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	8
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### Φράγμα Μεσόχωρας, Τρίκαλα

Το υπό-κατασκευή φράγμα της Μεσόχωρας έχει ως στόχο την εκτροπή του ποταμού Αχελώου μέσω μιας σήραγγας λύνοντας το μεγάλο αρδευτικό πρόβλημα της Θεσσαλίας καθώς θα αρδευτούν 2000000 στρέμματα. Παράλληλα θα γίνει δυνατή η παραγωγή 500000 κιλοβατώραν ηλεκτρικής ενέργειας και θα αναζωογονηθεί, με ένα μέρος των υδάτων του Αχελώου, ο Πηνειός που κινδυνεύει να γίνει ξεροπόταμος με όλες τις αναπόφευκτες επιπτώσεις στο κλίμα, στην οικολογία και στις καλλιέργειες της περιοχής. Θα πρόκειται για ένα λιθόρριπτο φράγμα ύψους 150m με ανάντη πλάκα στεγανοποιήσεως. πλευρά προς τη (μελλοντική) λίμνη στεγανοποιείται με πλάκα από μπετόν. Με το φράξιμο της σήραγγας εκτροπής θα σχηματιστεί λίμνη επιφάνειας 7,8km<sup>2</sup> και χωρητικότητας 360\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>. Το γέμισμα της λίμνης καθυστερεί λόγω προβλημάτων στις απαλλοτριώσεις των κατακλυζομένων περιοχών. Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.7. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,501$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,249$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,349$$



Πίνακας 4.7 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Μεσόχωρα

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	150
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	15
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

### Φράγμα Λογγά, Τρίκαλα

Το φράγμα Λόγγα κατασκευάστηκε το χρονικό διάστημα 1998 έως 2002 και βρίσκεται στο Δημοτικό Διαμέρισμα Λόγγα του Δήμου Τυμφαίων. Θεμελιώθηκε σε υψόμετρο 1010m πάνω από σε μεταμορφωμένα πετρώματα γνευσιοσχιστολίθων. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά του εν λόγω φράγματος είναι τα εξής: το ύψος φράγματος είναι 23m, το υψόμετρο στέψης ανέρχεται στα 1033m, το μήκος στέψης είναι 250m, ο όγκος του φράγματος είναι 128000m<sup>3</sup> και ο όγκος της λίμνης είναι 350000m<sup>3</sup>.



Εικόνα 4.15. Φράγμα Λόγγα (Πηγή: <http://mavrakis-sa.gr/> )

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.8. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,799$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,375$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,529$$

Πίνακας 4.8 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Λογγά

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	23
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGARock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρανούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	6
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### Φράγμα Κρεμαστών

Το υδροηλεκτρικό φράγμα Κρεμαστών κατασκευάστηκε το 1966 και δημιούργησε τη μεγαλύτερη τεχνητή λίμνη στην Ελλάδα. Στο εν λόγω φράγμα υπάρχουν εγκατεστημένες 4 μονάδες παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας με συνολική ισχύ 440MW. Στις όχθες του ποταμού, έχει τοποθετηθεί μεγάλη υδροηλεκτρική εγκατάσταση που έχει σήραγγα εκτροπής (για όσο νερό δεν χρειάζεται ή απειλεί να πλημμυρίσει την περιοχή) με διάμετρο 12,5m και μήκος 808m. Το φράγμα στα Κρεμαστά έχει ύψος 153m και σχηματίζει λίμνη 30000 στρεμμάτων και μπορεί να χωρέσει 4,7 δισεκατομμύρια m<sup>3</sup> νερό. Το εν λόγω φράγμα αποτελεί το μεγαλύτερο χωμάτινο φράγμα της Ευρώπης και αποτελεί σπουδαίο επίτευγμα για την Ελλάδα, γιατί έλυσε πολλά προβλήματα του εξηλεκτισμού της χώρας.

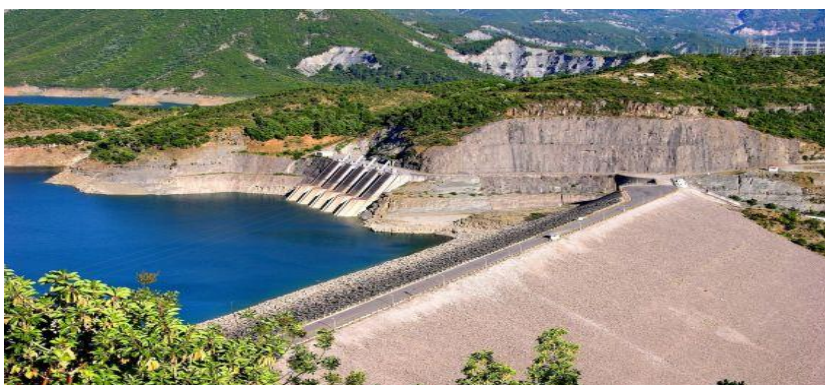
Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.9. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,496$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,249$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,348$$





Εικόνα 4.16. Φράγμα Κρεμαστών (Πηγή: <http://www.agrinioculture.gr/>)

Πίνακας 4.9 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Κρεμαστών

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	153
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGARock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	18
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### Φράγμα Ελαφίου, Γρεβενά

Η θέση του φράγματος Ελαφίου βρίσκεται κοντά στο Δημοτικό Διαμέρισμα του Καρπερού και μόλις 500m βόρεια του ταμιευτήρα του υπό-κατασκευή φράγμα Ιλαρίωνα. Το εν λόγω φράγμα θα έχει ύψος 110m και θα βρίσκεται σε υψόμετρο 500m (ανώτερη στάθμη του ταμιευτήρα). Ο ταμιευτήρας θα έχει έκταση 39km<sup>2</sup> και συνολικό μήκος περίπου 40km κατά μήκος του ποταμού Αλιάκμονα. Ο σταθμός παραγωγής ενέργειας θα αποδίδει συνολική ισχύ 135MW με το κόστος να ανέρχεται στα 220000 ευρώ. Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα παρακάτω χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.10. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,275$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,118$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,170$$

Πίνακας 4.10 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Ελαφίου

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	110
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	300
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,16*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,28
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	20
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη I ΕΑΚ

#### Φράγμα Γαδουρά, Ρόδος

Το φράγμα Γαδουρά βρίσκεται σε απόσταση περίπου 40km νότια της πόλης της Ρόδου και απέχει περίπου 6,5km δυτικά από τη γέφυρα Γαδουρά της παλιάς Εθνικής Οδού Ρόδου-Λίνδου. Η λεκάνη απορροής του φράγματος έχει έκταση 147,7km<sup>2</sup> και ταμιευτήρα ωφέλιμης χωρητικότητας 63,5\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>, βρίσκεται στον ομώνυμο ποταμό και υδροδοτεί, με υδραγωγείο μήκους 43,5km, την πόλη της Ρόδου και παράκτιους οικισμούς. Η μέση ετήσια απόληψη για ύδρευση είναι περίπου 18\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>. Το εν λόγω φράγμα είναι ένα χωμάτινο φράγμα με κεντρικό αδιαπέρατο πυρήνα, σώματα στήριξης από αμμοχάλικα κοίτης και ημιπερατά κροκαλαπαγή και μεταβατικές ζώνες από διαβαθμισμένα υλικά κοίτης και εξωτερικές ζώνες προστασίας του ανάντη και κατάντη πρηνούς.



Εικόνα 4.17. Φράγμα Γαδουρά (Πηγή: <http://rodosreport.gr/dimiourgia-mesogeiakou-parkou/>)

Μερικά τεχνικά χαρακτηριστικά του εν λόγω φράγματος είναι τα εξής: ο όγκος του φράγματος είναι 2567000 m<sup>3</sup>, το ύψος από τη θεμελίωση 67m, το πλάτος στέψης είναι 10m, το μήκος στέψης είναι 585m και οι κλίσεις πρηνών στα ανάντη είναι 1:2,5 και στα κατάντη 1:2. Περιμετρικά του ταμιευτήρα κατασκευάζεται

παραλίμνια οδός, συνολικού μήκους περίπου 12,6km, για την αποκατάσταση της σύνδεσης της μόνιμης οδοποιίας του φράγματος με την υφιστάμενη οδό Λαέρμα-Απόλλωνας. Η κατασκευή του φράγματος Γαδουρά, ολοκληρώθηκε στις 30/7/2007 και στις 27/9/2007 έγινε η έμφραξη της σήραγγας εκτροπής για την πλήρωση του ταμιευτήρα.

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.11. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,746$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,380$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,530$$

Πίνακας 4.11 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Γαδουρά

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	67
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGARock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	13
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### Φράγμα Αστερίου, Πάτρα

Το υπό-κατασκευή φράγμα του Αστερίου βρίσκεται επί του ποταμού Παράπειρου, στην Αχαΐα. Πρόκειται για ένα φράγμα μέγιστου ύψους 76m και μήκους στην στέψη 900m και θα κατασκευασθεί από λιθορριπή με κεντρικό αργιλικό πυρήνα, υδρευτικής χρήσεως, ύψους 75m, όγκου φράγματος 6.600.000 m<sup>3</sup>, με χωρητικότητα ταμιευτήρα 44.000.000m<sup>3</sup>. Με τα υλικά κατασκευής να έχουν προέλευση ως επί το πλείστον από το ιλύολιθο της περιοχής. Το υπόβαθρο της περιοχής του φράγματος αποτελείται από φλύσχη, ο οποίος καλύπτει τόσο τις απαιτήσεις αντοχής όσο και στεγανότητας. Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.12. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,706$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,358$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,499$$

Πίνακας 4.12 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Αστερίου

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	75
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	13
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### Φράγμα Αποσελέμη, Κρήτη

Το φράγμα Αποσελέμη βρίσκεται στον ομώνυμο χείμαρρο στη νήσο Κρήτη στο νομό Ηρακλείου, σε απόσταση 1,2km περίπου ανάντη του οικισμού Ποταμιές στο δρόμο προς το οροπέδιο Λασιθίου και σε απόσταση 30km περίπου ανατολικά της πόλεως Ηρακλείου. Η λεκάνη απορροής του φράγματος έχει έκταση 143km<sup>2</sup> και ταμιευτήρα ωφέλιμης χωρητικότητας 273\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup> και θα υδροδοτήσει με υδραγωγείο μήκους περίπου 74km τις πόλεις του Ηρακλείου και Αγ. Νικολάου, καθώς και 6 Δήμους και 19 κοινότητες. Η μέση ετήσια απόληψη για ύδρευση είναι περίπου 17 \*10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>. Πρόκειται για ένα χωμάτινο φράγμα με κεντρικό αδιαπέρατο πυρήνα, σώματα στήριξης από γαιώδη – βραχώδη υλικά (φυλλίτη), μεταβατικές ζώνες από διαβαθμισμένα υλικά ασβεστολιθικού λατομείου και εξωτερικές ζώνες προστασίας του ανάντη και κατόντη πρηνούς.



Εικόνα 4.18. Φράγμα Αποσελέμη (Πηγή: <http://www.crete2day.gr/>)

Το έργο αποτελείται από το κυρίως ανάχωμα του φράγματος, με ενσωματωμένο το κυρίως ανάντη πρόφραγμα, τον αγωγό εκτροπής στο δεξί αντέρεισμα, ο οποίος συνδυάζεται με το σύστημα υδροληψίας-εκκένωσης (κεκλιμένος οχετός με 4 υδροληψίες) και τον μετωπικό υπερχειλιστή επίσης στο δεξί αντέρεισμα. Το ανάχωμα του φράγματος έχει συνολικό όγκο 3,35\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup> , ύψος 61m από την

προβλεπόμενη στάθμη θεμελίωσης, πλάτος και μήκος στέψης 8m και 660m αντίστοιχα και κλίση πρανών ανάντη 1:3 και κατόντη 1:2.5. Η λεκάνη απορροής του φράγματος Αποσελέμη έχει έκταση 62,4km<sup>2</sup>, μέσο υψόμετρο 595,4m και μέση ετήσια βροχόπτωση 800,6m.

Πίνακας 4.13 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Αποσελέμη

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	61
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρανούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	10
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.13. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,795$$

$$k_{hερεαλιστικά} = 0,403$$

$$k_{hεσυντηρητικά} = 0,561$$

#### Φράγμα Αγίας Βαρβάρας, Βέροια

Το φράγμα Αγ. Βαρβάρας ευρίσκεται στον ποταμό Αλιάκμονα, στην έξοδο των στενών που σχηματίζουν τα όρη Πιερία και Βέρμιο, σε απόσταση 8km από την πόλη της Βέροιας του Ν. Ημαθίας. Ο ταμιευτήρας του φράγματος Αγ. Βαρβάρας έχει συνολικό, μαζί με την υφιστάμενη μικρή δεξαμενή αναρρύθμισης, ωφέλιμο όγκο 4,5\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup> νερού και το εμβαδόν της ενιαίας λίμνης που σχηματίσθηκε είναι 1400 στρέμματα περίπου. Το φράγμα της Αγίας Βαρβάρας έχει μέγιστο ύψος 20,1m, μήκος 2400m και όγκο 1000000m<sup>3</sup> περίπου. Πρόκειται για ένα διαζωνισμένο γεώφραγμα που αποτελείται από τον αδιαπέρατο αργιλικό πυρήνα πάχους 3m, τις μεταβατικές ζώνες (εκατέρωθεν του πυρήνα) προς τα σώματα στήριξης του φράγματος, τα σώματα στήριξης από αμμοχάλικα ποταμού, καθώς και τη λιθορριπή προστασία του ανάντη πρανούς και τη ζώνη προστασίας του κατόντη πρανούς.



Εικόνα 4.19. Φράγμα Αγίας Βαρβάρας (Πηγή: <http://www.energia.gr/> )

Πίνακας 4.14 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Αγίας Βαρβάρας

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	20,1
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	300
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,16*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,28
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	5
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη Ι ΕΑΚ

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.14. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,523$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,218$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,315$$

#### Φράγμα Λιβαδιού, Λάρισα

Το φράγμα Λιβαδιού κατασκευάστηκε το χρονικό διάστημα 1999 έως 2005 και βρίσκεται δυτικά του Ολύμπου στα όρια του Δημοτικού Διαμερίσματος Λιβαδιού. Θεμελιώθηκε σε υψόμετρο 646m πάνω από σε γνευσιακά μεταμορφωμένα πετρώματα. Τα τεχνικά χαρακτηριστικά του εν λόγω φράγματος είναι τα εξής: το ύψος φράγματος ήταν 38m και έγινε 43m, το υψόμετρο στέψης ανέρχεται στα 689m, το μήκος στέψης είναι 245m και 180m επένδυσης δεξιού ανάντη αντερείσματος, ο όγκος του φράγματος είναι 305000m<sup>3</sup> και ο όγκος της λίμνης είναι 1700000m<sup>3</sup>.





Εικόνα 4.20. Φράγμα Λιβαδίου (Πηγή: <http://www.panoramio.com/photo/48235>)

Πίνακας 4.15 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Λιβαδίου

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	38
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	8
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.15. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,793$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,385$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,541$$

Στην περίπτωση του φράγματος Λιβαδίου είχαμε και ανακατασκευή του και επομένως έγινε μελέτη για το νέο φράγμα το οποίο είχε τα χαρακτηριστικά του Πίνακα 4.16. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,798$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,390$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,547$$



Πίνακας 4.16 Πίνακας με τα δεδομένα του νέου φράγματος Λιβαδιού

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	43
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. Πρανούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	8
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

### Φράγμα Καστρακίου

Το φράγμα του Καστρακίου κατασκευάστηκε το 1969 πάνω στη κοίτη του ποταμού Αχελώου στην περιοχή συμβολής του με τον παραπόταμο Ίναχο, μετά τα Κρεμαστά, 25km περίπου από το Αγρίνιο. Η έναρξη λειτουργίας του ξεκίνησε το 1970 με τη δυνατότητα παραγωγής 320MW. Το εν λόγω φράγμα κατασκευάστηκε με σκοπό την παραγωγή υδροηλεκτρικής ενέργειας, άρδευση και ύδρευση. Πρόκειται για ένα χωμάτινο φράγμα ύψους 96,7m και μήκους 530m και το πάχος στην βάση του είναι 380m. Η έκταση της επιφάνειας της λίμνης που έχει δημιουργηθεί είναι 28.000km<sup>2</sup> και περιέχει 1.000.000m<sup>3</sup> νερού.



Εικόνα 4.21. Φράγμα Καστρακίου (Πηγή: <http://www.discoveragrino.gr/> )

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.17. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,632$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,316$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,442$$

Πίνακας 4.17 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Καστρακίου

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	96,7
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,24*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,40
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	12
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Ζώνη II ΕΑΚ

#### 4.5.2 Κυπριακά φράγματα

Για την εξέταση των κυπριακών φραγμάτων σύμφωνα με την εφαρμοζόμενη μεθοδολογία κατά ΕΜΠ θα χρειαστεί να οριστεί η σεισμικότητα (ως ποσοστό του g) κάθε θέσης. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιείται ο χάρτης των σεισμικών ζωνών της Κύπρου με 10% πιθανότητα υπέρβασης σε 50 χρόνια που φαίνεται στην Εικόνα 4.24. Στον χάρτη της Κύπρου στην Εικόνα 4.25 παρουσιάζονται τα φράγματα του νησιού και σε μερικά από αυτά θα εφαρμοστεί η μέθοδος ΕΜΠ που παρουσιάζεται στο παρόν κεφάλαιο.



Εικόνα 4.22.Χάρτης σεισμικών ζωνών της Κύπρου

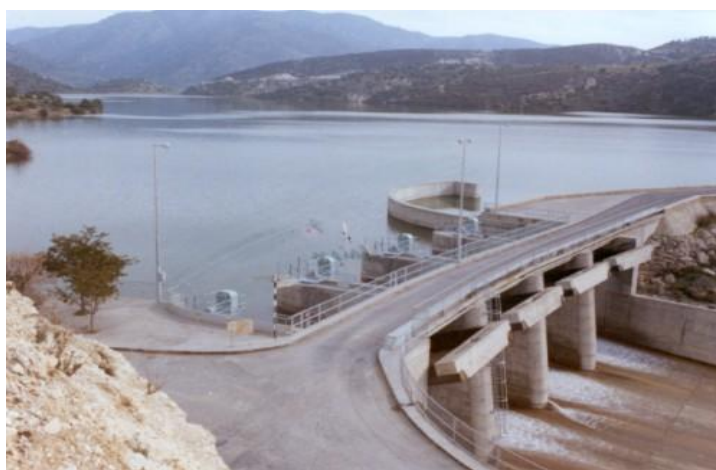
(<http://www.moa.gov.cy/moa/gsd/gsd.nsf/All/E0BDA32E1F9BF7ACC22579B50041E6D2?Op=enDocument> ).



Εικόνα 4.23.Χάρτης φραγμάτων της Κύπρου (Υπουργείο Γεωργίας Φυσικών Πόρων και Περιβάλλοντος).

#### Φράγμα Γερμασόγειας

Το φράγμα της Γερμασόγειας είναι κατασκευασμένο στα βόρεια όρια του Δήμου Γερμασόγειας σε απόσταση 4KM περίπου από την παραλιακή περιοχή πάνω στον ποταμό Άμαθο. Κατασκευάστηκε το 1968 σε γη που ανήκει στο Δήμο Γερμασόγειας, και στις Κοινότητες Ακρούντας και Φοινικαρίων με σκοπό την υποστήριξη της γεωργικής δραστηριότητας και των συστημάτων υδροδότησης της ευρύτερης περιοχής. Το εν λόγω φράγμα είναι χωμάτινου τύπου και έχει ύψος 49m, η λεκάνη αποταμίευσης νερού έχει έκταση 1100000m<sup>2</sup> και με δυνατότητα αποθήκευσης νερού περίπου 13,5m<sup>3</sup>.



Εικόνα 4.24. Φράγμα Γερμασόγειας

([http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams\\_gr/dams\\_gr?OpenDocument](http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams_gr/dams_gr?OpenDocument) )

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.18. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,828$$

$$k_{hερεαλιστικά} = 0,415$$

$$k_{hεσυντηρητικά} = 0,580$$

Πίνακας 4.18 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Γερμασόγειας

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	49
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,25*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,41
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	9
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Σεισμική ζώνη 3

#### Φράγμα Λευκάρων

Το φράγμα των Λευκάρων κατασκευάστηκε το 1973 με κύριο σκοπό την παροχή πόσιμου νερού στην πόλη της Αμμοχώστου. Το εν λόγω φράγμα βρίσκεται κοντά στο χωριό Λεύκαρα, περίπου 40km δυτικά της πόλης της Λαρνακάς. Είναι ένα χωμάτινο φράγμα με ύψος 74m και η λεκάνη απορροής του καλύπτει 650000m<sup>2</sup> και μπορεί να αποθηκεύσει 13,85\*10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>.



Εικόνα 4.25. Φράγμα Λευκάρων

([http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams\\_gr/dams\\_gr?OpenDocument](http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams_gr/dams_gr?OpenDocument) )

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.19. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,540$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,255$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,360$$

Πίνακας 4.19 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Λευκάρων

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	71
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	350
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,20*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,35
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	11
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Σεισμική ζώνη 2

#### Φράγμα Ασπρόκρεμμου

Το φράγμα της Αναρίτας ή διαφορετικά του Ασπρόκρεμμου βρίσκεται στην Επαρχία της Πάφου και πιο συγκεκριμένα βρίσκεται 16km της Πάφου σε υψόμετρο 80m δίπλα στο χωριό Νικόκλεια. Πρόκειται για το δεύτερο μεγαλύτερο φράγμα του νησιού και κατασκευάστηκε τη δεκαετία του 1980 στον ποταμό Ξεροπόταμμο και έχει χωρητικότητα  $52 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  και ύψος 53m Τα νερά του φράγματος χρησιμοποιούνται για την άρδευση της κοιλάδας της Πάφου και την ύδρευση των πόλεων της Πάφου και Γεροσκήπου.



Εικόνα 4.26. Φράγμα Ασπρόκρεμμου

([http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams\\_gr/dams\\_gr?OpenDocument](http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams_gr/dams_gr?OpenDocument) )



Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.20. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,831$$

$$k_{hερεαλιστικά} = 0,419$$

$$k_{hεσυντηρητικά} = 0,585$$

Πίνακας 4.20 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Ασπρόκρεμμου

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	53
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,25*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,41
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	9
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Σεισμική ζώνη 3

### Φράγμα Κούρη

Το φράγμα του Κουρή είναι το μεγαλύτερο φράγμα από πάσης απόψεως που έχει κατασκευασθεί στο νησί. Η κατασκευή του φράγματος ξεκίνησε το 1984 και ολοκληρώθηκε 1988 και εμπλουτίζεται εκτός από τα νερά του Κουρή με και με αυτά του Διάριζου μέσω σήραγγας, καθώς και με τα νερά του Λιμνάτη και του Κριού. Είναι ένα χωμάτινο φράγμα ύψους 110m, μήκους 550m, όγκου  $9,4 \cdot 10^6 \text{m}^3$  και λεκάνη απορροής  $308 \text{km}^2$ . Με την κατασκευή του φράγματος δημιουργήθηκε μία τεχνητή λίμνη επιφάνειας  $3,6 \text{km}^2$  και όγκου  $115 \cdot 10^6 \text{m}^3$ .



Εικόνα 4.27. Φράγμα Κούρη

([http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams\\_gr/dams\\_gr?OpenDocument](http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams_gr/dams_gr?OpenDocument) )

Πίνακας 4.21 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Κούρη

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	110
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	400
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,25*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,41
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	22
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Σεισμική ζώνη 3

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.21. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,595$$

$$k_{hΕρραλιστικά} = 0,306$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,426$$

#### Φράγμα Ευρέτου

Το φράγμα Ευρέτου είναι το τρίτο μεγαλύτερο φράγμα στη Κύπρο. Βρίσκεται σε υψόμετρο 165m και σε απόσταση 15km από τη πόλη της Χρυσοχούς, δίπλα στο εγκαταλελειμμένο χωριό της Ευρέτου. Κατασκευάσθηκε το 1986 στον ποταμό του Σταυρού της Ψώκας έχει χωρητικότητα  $24 \cdot 10^6 \text{m}^3$ . Πρόκειται για λιθόρριπτο φράγμα ύψους 70m και κύριος σκοπός δημιουργίας του είναι η παροχή νερού στις κοντινές περιοχές.



Εικόνα 4.28. Φράγμα Ευρέτου

([http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams\\_gr/dams\\_gr?OpenDocument](http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams_gr/dams_gr?OpenDocument) )

Πίνακας 4.22 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Ευρέτου

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	70
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	350
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,20*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,35
Επιτρεπόμενη μετατ. πρσανούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	11
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Σεισμική ζώνη 2

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.22. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,554$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,262$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,370$$

#### Φράγμα Κανναβιού

Το φράγμα Κανναβιού βρίσκεται στον ποταμό Έζουσα 40 km. Βόρεια της πόλης της Πάφου στη δυτική Κύπρο. Είναι το δεύτερο σε ύψος φράγμα στην Κύπρο και το τέταρτο σε χωρητικότητα. Η κατασκευή του ξεκίνησε το 2000 και ολοκληρώθηκε το 2006. Η αποθήκευση νερού στον ταμιευτήρα, ο οποίος είναι χωρητικότητας  $18 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , άρχισε τον Οκτώβριο του 2005. Το εν λόγω φράγμα είναι λιθόρριπτο και το ύψος του φράγματος είναι 70m., το μήκος στέψης 600m και ο συνολικός όγκος του αναχώματος  $1800000 \text{ m}^3$ .



Εικόνα 4.29. Φράγμα Κανναβιού

([http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams\\_gr/dams\\_gr?OpenDocument](http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams_gr/dams_gr?OpenDocument) )



Πίνακας 4.23 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Κανναβιού

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	75
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	350
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,20*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,35
Επιτρεπόμενη μετατ. πρανούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	12
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Σεισμική ζώνη 2

Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.23. Με βάση τις τιμές των χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,533$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,252$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,355$$



Εικόνα 4.30. Φράγμα Καλαβασού

([http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams\\_gr/dams\\_gr?OpenDocument](http://www.moa.gov.cy/moa/wdd/wdd.nsf/dams_gr/dams_gr?OpenDocument) )

#### Φράγμα Καλαβασού

Το φράγμα Καλαβασού ξεκίνησε η κατασκευή του το 1980 και ολοκληρώθηκε το 1987 στον ποταμό του Βασιλικού και Πεντάσχοινου με σκοπό την άρδευση σημαντικής έκτασης γης. Το φράγμα βρίσκεται 5 περίπου χιλιόμετρα βορειοδυτικά του χωριού και είναι χωρητικότητας  $17 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Πρόκειται για λιθόρριπτο φράγμα ύψους 75m. Το φράγμα αυτό θεωρήθηκε ότι έχει κατά προσέγγιση τα χαρακτηριστικά που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.24. Με βάση τις τιμές των

χαρακτηριστικών του φράγματος προκύπτουν οι εξής τιμές των σεισμικών συντελεστών:

$$k_{hmax} = 0,599$$

$$k_{hΕρεαλιστικά} = 0,285$$

$$k_{hΕσυντηρητικά} = 0,401$$

Πίνακας 4.24 Πίνακας με τα δεδομένα του φράγματος Καλαβασού

Χαρακτηριστικά και παράμετροι του φράγματος	Τιμές
Ύψος, H [m]	75
Ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, Vs[m/s]	350
Μέγιστη επιτάχυνση, PGArock [g]	0,20*
Δεσπόζουσα περίοδος, Te [s]	0,35
Επιτρεπόμενη μετατ. πρηνούς, δεπ [cm]	2
Βάθος ολισθ. μάζας, z [m]	12
Οριζόντιο εύρος ολισθ. μάζας, w [m]	7
Πάχος ολισθ. μάζας, t [m]	40

\*Σεισμική ζώνη 2

## 4.6 Σύνοψη αποτελεσμάτων

Στο σημείο αυτό θα γίνει μία μικρή σύνοψη των παραπάνω αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τους υπολογισμούς των σεισμικών συντελεστών σύμφωνα με τη μέθοδο της ομάδας του ΕΜΠ. Πιο συγκεκριμένα, οι Πίνακες 4.30 και 4.31 παρουσιάζουν τις τιμές των σεισμικών συντελεστών καθώς και τις προβλεπόμενες τιμές των επιταχύνσεων σχεδιασμού όπως προβλέπονται από τους αντισεισμικούς κανονισμούς ανάλογα με τη θέση του κάθε φράγματος για τα ελληνικά (Πίνακας 4.25) και για τα κυπριακά φράγματα (Πίνακας 4.26). Για να γίνει μία σχετική σύγκριση των τιμών, υπενθυμίζεται ότι όπως αναφέρθηκε στην σχετική ενότητα 2.3.1 στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο, ο ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός προβλέπει (για χαμηλού ύψους γεωκατασκευές) μια απλουστευτική και ενιαία αντιμετώπιση για τον υπολογισμό του σεισμικού συντελεστή, ο οποίος είναι ίσος με 0,50 στη βάση του φράγματος και αυξάνεται γραμμικά μέχρι τη στέψη του. Είναι προφανές ότι η μεθοδολογία ΕΜΠ αντιμετωπίζει το πρόβλημα με μεγαλύτερη αξιοπιστία και αποτελεσματικότητα μελετώντας πιο ρεαλιστικά το κάθε φράγμα λαμβάνοντας υπόψη τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του.

Πίνακας 4.25 Πίνακας αποτελεσμάτων ελληνικών φραγμάτων

Φράγμα	Σεισμικοί συντ. ΕΜΠ ( $k_{hE_{max}} - k_{hE_{ρεαλ}} - k_{hE_{max}}$ )	Επιτάχυνση θέσης
Σφηκιάς	0,336 - 0,143 - 0,206	0,16
Σμοκόβου	0,551 - 0,277 - 0,387	0,24
Σέτα-Μανίκια	0,402 - 0,173 - 0,248	0,16
Πραμόριτσα	0,412 - 0,178 - 0,254	0,16
Παναγιώτικο	0,796 - 0,388 - 0,545	0,24
Μεσόχωρα	0,501 - 0,249 - 0,349	0,24
Λόγγα	0,799 - 0,375 - 0,529	0,24
Κρεμαστών	0,496 - 0,249 - 0,348	0,24
Ελαφίου	0,275 - 0,118 - 0,170	0,16
Γαδούρα	0,746 - 0,380 - 0,530	0,24
Αστερίου	0,706 - 0,358 - 0,499	0,24
Αποσελέμη	0,795 - 0,403 - 0,561	0,24
Αγία Βαρβάρα	0,523 - 0,218 - 0,315	0,16
Λιβαδιού(α)	0,793 - 0,385 - 0,541	0,24
Λιβαδιού(β)	0,798 - 0,390 - 0,547	0,24
Καστρακίου	0,632 - 0,316 - 0,442	0,24

Πίνακας 4.26 Πίνακας αποτελεσμάτων κυπριακών φραγμάτων

Φράγμα	Σεισμικοί συντ. ΕΜΠ ( $k_{hE_{max}} - k_{hE_{ρεαλ}} - k_{hE_{max}}$ )	Επιτάχυνση θέσης
Γερμασόγεια	0,828 - 0,415 - 0,580	0,25
Λευκάρων	0,540 - 0,255 - 0,360	0,20
Ασπρόκρεμμου	0,831 - 0,419 - 0,585	0,25
Κούρη	0,595 - 0,306 - 0,426	0,25
Ευρέτου	0,554 - 0,262 - 0,370	0,20
Κανναβιού	0,533 - 0,252 - 0,355	0,20
Καλαβασού	0,599 - 0,285 - 0,401	0,20

# 5ο ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ

---

### 5.1 Εισαγωγή

Τα φράγματα είναι μεγάλα τεχνικά έργα ιδιαίτερης, λόγω των πολλαπλών οφελών που παρουσιάζουν κατά τη λειτουργία τους. Για τον λόγο αυτόν ο σχεδιασμός των φραγμάτων πρέπει να διασφαλίζει επαρκώς τη δομική τους ακεραιότητα και να μην υπάρχει κίνδυνος εμφάνιση αστοχιών, ειδικά στην περίπτωση σεισμικής καταπόνησης. Στο κεφάλαιο αυτό θα γίνει μία παραμετρική αριθμητική διερεύνηση κατά την οποία θα παρουσιαστούν σημαντικοί παράμετροι της σεισμικής απόκρισης των φραγμάτων. Επιπλέον, στην ανάλυση αυτή θα ληφθεί υπόψη η επίδραση των χαρακτηριστικών της σεισμικής διέγερσης, της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους και των τοπικών εδαφικών συνθηκών.

Η σεισμική απόκριση των γεωφραγμάτων μπορεί να προσδιοριστεί με ακρίβεια με κατάλληλες αναλυτικές ή αριθμητικές μεθοδολογίες. Μία γενικώς αποδεκτή αναλυτική προσέγγιση βασίζεται στη θεωρία της διατμητικής δοκού, η οποία έχει παρουσιαστεί με αρκετές τροποποιήσεις με σκοπό να ληφθούν υπόψη οι κυριότερες παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση των φραγμάτων. Οι κύριες παραδοχές των αναλυτικών μεθοδολογιών δεν διαφέρουν στις όποιες τροποποιήσεις σε σχέση με τη βασική μέθοδο. Οι παραδοχές αυτές είναι ότι αρχικά αναπτύσσονται μόνο διατμητικές παραμορφώσεις και οριζόντιες μετατοπίσεις και επίσης ότι η κατανομή των μετακινήσεων, των διατμητικών τάσεων και των παραμορφώσεων είναι ομοιόμορφη κατά μήκος οριζόντιων επιπέδων. Αποτέλεσμα όλων των παραπάνω παραδοχών είναι ότι δεν λαμβάνεται υπόψη η διδιάστατη γεωμετρία στην απόκριση των γεωφραγμάτων. Επιπροσθέτως, έχει αποδειχθεί ότι η εν μέθοδος υποεκτιμά την ιδιοπερίοδο της γεωκατασκευής εξαιτίας απλουστεύσεων όσον αφορά στην κατακόρυφη συνιστώσα των μετατοπίσεων ενώ δεν λαμβάνεται υπόψη η επίδραση της τοπογραφικής ενίσχυσης στην απόκριση των πρηνών (Gazetas, 1987 και Bouckovalas and Papadimitriou, 2005).

Βασικό χαρακτηριστικό του φαινομένου της τοπογραφικής ενίσχυσης σε φυσικά πρηνή είναι η ανάπτυξη μιας σημαντικής κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης εξαιτίας της ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων στα πρηνή. Λόγω των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των φραγμάτων αναμένεται ανάλογη συμπεριφορά. Συνεπώς, γίνεται αντιληπτό από τα προαναφερθέντα ότι οι αναλυτικές μεθοδολογίες εμφανίζουν αδυναμίες για τον προσδιορισμό της σεισμικής

απόκρισης των γεωφραγμάτων με ακρίβεια κι έτσι δεν προτιμώνται σαν τρόπος επίλυσης και επομένως δεν θα γίνει περεταίρω αναφορά και εφαρμογή στο τρέχον κεφάλαιο. Επίσης, αρκετά συχνά η δυναμική απόκριση των γεωκατασκευών προσδιορίζεται με απλοποιητικές μονοδιάστατες αναλύσεις, οι οποίες βασίζονται στη θεωρία διάδοσης των διατμητικών κυμάτων σε στρωσιγενείς σχηματισμούς, όμως και πάλι υπάρχει το μειονέκτημα ότι δεν λαμβάνεται υπόψη η διδιάστατη ή και ακόμα τριδιάστατη γεωμετρία των γεωφραγμάτων.

Η σεισμική ευστάθεια των πρηνών όπως έχει αναφερθεί και στο 2<sup>ο</sup> κεφάλαιο της παρούσας εργασίας μπορεί να υπολογιστεί με μία εκ των βασικών μεθόδων: ψευδοστατική μέθοδο, μέθοδος μόνιμων παραμορφώσεων και με τη μέθοδο τάσεων-παραμορφώσεων. Η μέθοδος τάσεων παραμορφώσεων βασίζεται στην εφαρμογή αριθμητικών μοντέλων με χρήση κατάλληλων προσομοιωμάτων των ιδιοτήτων των εδαφικών υλικών (συχνά δύσχρηστων). Η αριθμητική μέθοδος των τάσεων-παραμορφώσεων αποτελεί αντικείμενο του κεφαλαίου αυτού και ειδικότερα η εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί την πιο ακριβή ανάλυση της δυναμική απόκρισης των γεωκατασκευών αφού έχει τη δυνατότητα να προσομοιώνει την πραγματική γεωμετρία και τη δυναμική συμπεριφορά μεγάλων και σύνθετων έργων, όπως είναι τα φράγματα.

Κάνοντας μία σύντομη ιστορική αναδρομή, οι πρώτες μεθοδολογίες που μπορούν να θεωρηθούν ως προπομποί της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων αναπτύχθηκαν στα μέσα της δεκαετίας του 1950 στο πεδίο της αεροναυπηγικής. Στην αρχή της δεκαετίας του 1960 πολλές εργασίες εφάρμοσαν τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων σε προβλήματα της βραχομηχανικής και της εδαφομηχανικής. Αυτό οφείλεται στην ικανότητα της μεθόδου να αντιμετωπίζει την ανομοιογένεια του εδάφους, τη μη-γραμμική παραμόρφωση και τις περίπλοκες συνοριακές συνθήκες υπό την επίδραση διαφόρων φορτίσεων.

Σύμφωνα με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων η κατασκευή χωρίζεται-διακριτοποιείται σε μικρότερα τμήματα-στοιχεία που συνδέονται μεταξύ τους με κόμβους, η μέθοδος αυτή (fine element method ή FEM) είναι μία αριθμητική τεχνική, η οποία τα τελευταία χρόνια έχει γνωρίσει ιδιαίτερη ανάπτυξη και ευρεία εφαρμογή. Η εν λόγω μέθοδος βασίζεται σε αναπτυγμένες μαθηματικές σχέσεις και αποτελεί την πιο βασική μέθοδο αριθμητικής ανάλυσης για την επίλυση μεγάλου εύρους προβλημάτων. Βέβαια, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μία προσεγγιστική μέθοδο, η οποία πριν από μερικές δεκαετίες εφαρμοζόταν κυρίως για επιστημονική έρευνα. Η ταχεία ανάπτυξη της χρήσης των υπολογιστών και κατάλληλου λογισμικού συντέλεσε στην εφαρμογή της μεθόδου σε πολλούς κλάδους της μηχανικής και στην πράξη.

Όπως προαναφέρθηκε, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων είναι μία προσεγγιστική μέθοδος, συνεπώς τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τη χρήση

της ενδέχεται να έχουν κάποιο σφάλμα. Συνήθως, το σφάλμα αυτό μειώνεται όσο αυξάνεται (σε λογικά βέβαια πλαίσια) ο αριθμός των στοιχείων που χρησιμοποιούνται για τη διακριτοποίηση της κατασκευής. Με την αύξηση των στοιχείων όμως έχουμε και σημαντική αύξηση του όγκου των δεδομένων και των υπολογισμών, με αποτέλεσμα την απαίτηση μεγαλύτερου χώρου στη μνήμη του υπολογιστή και στην αύξηση του υπολογιστικού χρόνου για την επίλυση ενός προβλήματος, ειδικά σε δυναμικές αναλύσεις. Για την καλύτερη εφαρμογή της μεθόδου συνήθως γίνεται μία πύκνωση των στοιχείων στις περιοχές, όπου παρουσιάζουν έντονες μεταβολές των τάσεων.

Τα πεπερασμένα στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους σε ένα αριθμό σημείων, τους κόμβους. Σε κάθε κόμβο αντιστοιχεί ένας αριθμός κομβικών παραμέτρων των επονομαζόμενων βαθμών ελευθερίας. Με τον όρο κομβικοί παράμετροι εννοούνται οι γενικευμένες μετατοπίσεις, δηλαδή οι μετατοπίσεις και οι παράγωγοί τους. Οι παραμορφώσεις σε κάποιο σημείο συνδέονται με τις μετατοπίσεις, οι μετατοπίσεις σε κάθε σημείο ενός στοιχείου εκφράζονται συναρτήσει των μετατοπίσεων των κόμβων με βοήθεια κάποιων πολυωνύμων. Ο βαθμός του πολυωνύμου που επιλέγεται για την προσεγγιστική έκφραση των μετατοπίσεων αντικατοπτρίζει την κατάσταση του προβλήματος, δηλαδή όσο μεγαλύτερος είναι ο βαθμός τόσο πιο ακριβή λύση επιτυγχάνεται, αυξάνοντας όμως και τις υπολογιστικές απαιτήσεις της επίλυσης.

Για να γίνει πιο κατανοητή η μέθοδος θα αναλυθεί περαιτέρω ο όρος διακριτοποίηση της κατασκευής. Η διακριτοποίηση γενικά ενός σώματος ουσιαστικά είναι η υποδιαίρεση του σώματος σε πεπερασμένα στοιχεία, όπου αποφασίζεται ο αριθμός, το σχήμα, το μέγεθος και η διάταξη των στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν με σκοπό την καλύτερη και όσο το δυνατόν ακριβέστερη προσομοίωση του προβλήματος. Η διαδικασία της διακριτοποίησης περιλαμβάνει την τοποθέτηση συστήματος συντεταγμένων καθώς και ομαδοποίηση των κόμβων στα στοιχεία. Αρχικά, γίνεται περιγραφή του τύπου (ή των τύπων) στοιχείου, εισάγεται ο αριθμός των στοιχείων, ο τύπος των στοιχείων καθώς και ο αριθμός των κόμβων των στοιχείων και στη συνέχεια εισάγονται οι φυσικές συντεταγμένες των κόμβων. Ουσιαστικά μία διακριτοποίηση είναι ένα πλέγμα κόμβων και στοιχείων. Γενικά, η διακριτοποίηση πρέπει να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε το η κατασκευή να διαιρείται σε αρκετά μικρά στοιχεία, ώστε να προσεγγίζει το φυσικό πρόβλημα καλύτερα και να είναι όσο το δυνατόν αποτελεσματικότερη ώστε να μειώνει το υπολογιστικό κόστος.

Η ακρίβεια της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, σε θεωρητικό επίπεδο, εξαρτάται από τους εξής παράγοντες:

- Τον τύπο του στοιχείου, τον αριθμό των κόμβων και των βαθμών ελευθερίας ανά κόμβο και τον βαθμό του πολυωνύμου, κλπ.

- Τον τύπο του κάρναβου, δηλαδή εάν είναι αραιός ή πυκνός, με τοπικές πυκνώσεις ή μη κλπ.
- Την ύπαρξη προβλημάτων στο εξεταζόμενο σώμα, όπως για παράδειγμα την ύπαρξη ρωγμών.
- Τον τρόπο εισαγωγής των συνοριακών συνθηκών.

Επίσης, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων μπορεί μεν να θεωρείται αρκετά ακριβής και αξιόπιστη, όμως έχει και κάποια μειονεκτήματα, όπως είναι τα παρακάτω:

- Προσδιορίζεται ένα αριθμητικό αποτέλεσμα για ένα συγκεκριμένο πρόβλημα.
- Υπάρχουν θέματα αριθμητικής ακρίβειας των αποτελεσμάτων.
- Απαιτεί υψηλών δυνατοτήτων υπολογιστικό σύστημα και κατάλληλο λογισμικό, πολλές φορές εμπορικό με ακριβό κόστος χρήσης.
- Απαιτεί πολύ καλές γνώσεις της μηχανικής για να γίνει μία σωστή προσομοίωση που θα περιγράφει με ακρίβεια τη μηχανική συμπεριφορά της εξεταζόμενης κατασκευής.

Το κυριότερο μειονέκτημα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι η πολυπλοκότητα και οι υπολογιστικές απαιτήσεις της απαιτούμενης ανάλυσης, καθώς και ειδικά για προβλήματα εδαφομηχανικής η δυσκολία καθορισμού των δυναμικών χαρακτηριστικών των εδαφικών υλικών. Το μειονέκτημα αυτό αποτελεί τον λόγο που η συγκεκριμένη μέθοδος δεν χρησιμοποιείται σε μεγάλο βαθμό σε απλά προβλήματα τα οποία μπορούν να αντιμετωπιστούν με πιο απλές μεθοδολογίες.

Γενικά, η δυναμική ανάλυση ενός φράγματος μέσω πεπερασμένων στοιχείων είναι αρκετά πολύπλοκη. Συνοπτικά, η διαδικασία περιλαμβάνει τις εξής ενέργειες:

- Διακριτοποίηση του φράγματος σε πεπερασμένα στοιχεία με μορφή τριγώνων ή τετραπλεύρων όταν γίνεται διδιάστατη ανάλυση.
- Καθορισμός των δυναμικών χαρακτηριστικών των υλικών που συνήθως περιλαμβάνει το μέτρο διάτμησης, την ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων ( $V_s$ ), την πυκνότητα και το ποσοστό απόσβεσης.
- Κατάλληλη επιλογή χρονοϊστοριών επιταχύνσεων που χαρακτηρίζουν την περιοχή του φράγματος.

Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων έναντι των άλλων μεθοδολογιών είναι η δυνατότητα εξέτασης των επιδράσεων των σύνθετων σεισμικών φαινομένων μέσω των της επιβολής χρονοϊστοριών επιταχύνσεων. Επιπλέον, η εν λόγω μεθοδολογία επιτρέπει τη χρήση παραμέτρων αντοχής και απόσβεσης που μεταβάλλονται χρονικά κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Η διακριτοποίηση του φράγματος (και οποιασδήποτε άλλης γεωκατασκευής) σε πεπερασμένα στοιχεία δίνει τη δυνατότητα κάθε ένα ξεχωριστά από αυτά να εξετάζεται με διαφορετικά στοιχεία όσον αφορά τα γεωμετρικά και γεωτεχνικά

χαρακτηριστικά και τις δυναμικές ιδιότητες σε κάθε θέση του φράγματος και της ευρύτερης περιοχής.

Στη συνέχεια του κεφαλαίου θα γίνει η εκτίμηση της δυναμικής απόκρισης μέσω της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων μιας τυπικής διατομής ενός γεωφράγματος. Πιο συγκεκριμένα, αυτό γίνεται με τη βοήθεια του λογισμικού Quad4m το οποίο έχει δυνατότητες μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης μέσω μίας ισοδύναμης γραμμικής διαδικασίας. Μέσω της παραμετρικής διερεύνησης που παρουσιάζεται στη συνέχεια, θα δοθεί η δυνατότητα εκτίμησης των σημαντικότερων παραμέτρων που επηρεάζουν τη δυναμική απόκριση των τραπεζοειδών εδαφικών φραγμάτων. Μέσω του Quad4m αναλύθηκε ένα τυπικό γεωφράγμα ύψους 70m το οποίο θεωρείται ότι θεμελιώνεται είτε απευθείας σε βράχο ή σε εδαφική στρώση. Στη βάση των προσομοιωμάτων επιβάλλονται διάφορες σεισμικές διεγέρσεις με διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης και κατ' επέκταση μη-γραμμικής απόκρισης. Επιπλέον, θα γίνει στο τέλος του κεφαλαίου μία σύγκριση των αποτελεσμάτων της μεθόδου του ΕΜΠ (βλέπε 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο) με τη δυναμική ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων όσον αφορά στον υπολογισμό των επιταχύνσεων στη στέψη του φράγματος.

## 5.2 Περιγραφή του προγράμματος Quad4m

Για τη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση της σεισμικής απόκρισης των προσομοιωμάτων της παρούσας εργασίας χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό Quad4m ο οποίος χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό της απόκρισης εδαφικών σχηματισμών και γεωκατασκευών. Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά στοιχεία του προγράμματος Quad4m σύμφωνα και με το εγχειρίδιο χρήσης των Hudson et al. (1994). Όπως είναι γνωστό μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιείται ευρύτατα στην επίλυση προβλημάτων συνεχών μέσων, όπως είναι τα γεωτεχνικά προβλήματα. Ο κώδικας Quad4m έχει συνταχθεί σε γλώσσα προγραμματισμού FORTRAN και αναπτύχθηκε για την εν-χρόνω επίλυση διδιάστατων προβλημάτων της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Αποτελεί μία εξέλιξη του κώδικα Quad, ο οποίος συντάχθηκε από τους Idriss et al. (1973) προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα σφάλματα που οφείλονται στις συνοριακές συνθήκες.

Το Quad4m βασίζεται στη μέθοδο της ισοδύναμη γραμμικής ανάλυσης, σύμφωνα με την οποία η μη γραμμική συμπεριφορά των υλικών μπορεί να ληφθεί υπόψη προσεγγιστικά μέσω μίας επαναληπτικής διαδικασίας όπου οι τιμές της διατμητικής αντοχής και της απόσβεσης των υλικών είναι ανάλογες με τα επίπεδα της μέγιστης διατμητικής παραμόρφωσης. Επίσης, δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού των σεισμικών συντελεστών προκειμένου να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση ευστάθειας για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων μίας -καθορισμένης-



μάζας αστοχίας. Τέλος, προκειμένου να ελαχιστοποιηθούν τα σφάλματα εξαιτίας των συνοριακών συνθηκών, έχει ενσωματωθεί η δυνατότητα εφαρμογής ειδικών συνοριακών συνθηκών (transmitting boundaries) στα προσομοιώματα.

Όπως προαναφέρθηκε, για την επίλυση ενός προβλήματος με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων απαιτείται καταρχάς η διακριτοποίηση του με τη χρήση ενός αλγορίθμου διακριτοποίησης με πεπερασμένα στοιχεία (mesh generator). Η πυκνότητα του κάναβου σε κάθε περιοχή του πεδίου (εδαφική στρώση, φράγμα) γίνεται σύμφωνα με τις ιδιότητες και τη γεωμετρία. Στο Quad4m χρησιμοποιούνται τετραεδρικά-τετρακομβικά στοιχεία. Οι συντεταγμένες των κόμβων που προκύπτουν από τη διακριτοποίηση εισάγονται στο βασικό αρχείο δεδομένων του Quad4m (input file), το οποίο συντάσσεται σε έναν κοινό κειμενογράφο με βάση τις προκαθορισμένες απαιτήσεις του προγράμματος. Επίσης, ορίζεται το κάθε στοιχείο με βάση τους κόμβους από τους οποίους αποτελείται και για το κάθε στοιχείο εισάγονται οι βασικές μηχανικές και δυναμικές ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται: λόγος Poisson, ειδικό βάρος, καθώς και οι τιμές του ποσοστού απόσβεσης και του μέτρου διάτμησης για χαμηλές τιμές παραμόρφωσης ( $G_{max}$ ). Το κάθε στοιχείο ή ομάδα στοιχείων που ορίζει μία εδαφική περιοχή, συνδέεται με ένα δεύτερο αρχείο εισόδου. Το αρχείο αυτό περιέχει τις τιμές της μεταβολής του μέτρου διατμητικής αντοχής και της απόσβεσης σε συνάρτηση με την διατμητική παραμόρφωση για κάθε περιοχή του προσομοιώματος. Τέλος, στο αρχείο εισόδου καθορίζονται παράμετροι όπως ο αριθμός των επαναλήψεων στην ισοδύναμη γραμμική ανάλυση, το είδος των αποτελεσμάτων (χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, ή/και τάσεων, ή/και σεισμικών συντελεστών), τα σημεία για τα οποία επιθυμεί ο χρήστης να εξαχθούν αποτελέσματα, κ.α.

Σε περίπτωση που ο χρήστης επιθυμεί τον υπολογισμό των σεισμικών συντελεστών για συγκεκριμένα τμήματα του φράγματος, τότε θα πρέπει στο αρχείο εισόδου να οριστούν οι εκτιμώμενες επιφάνειες αστοχίας της γεωκατασκευής. Επίσης, πρέπει να αναφερθεί ότι το Quad4m παρέχει στο χρήστη τη δυνατότητα επανεκκίνησης της ανάλυσης από το τελευταίο χρονικό βήμα της ανάλυσης που προηγήθηκε καθώς τα αποτελέσματα για κάθε κόμβο αποθηκεύονται σε συγκεκριμένο αρχείο.

Η διαδικασία των πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιεί ένα σύστημα εξισώσεων κίνησης το οποίο εκφράζεται σε μητρωϊκή μορφή. Για την επίλυση της καθολικής εξίσωσης της κίνησης, το Quad4m χρησιμοποιεί τη μέθοδο της εν-χρόνω ολοκλήρωσης κατά Newmark και συγκεκριμένα την μέθοδο της μέσης επιτάχυνσης (κανόνας τραπεζίου). Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, τα διανύσματα των κομβικών μετατοπίσεων και ταχυτήτων του στοιχείου τη χρονική στιγμή  $t_{n+1} = (n + 1)dt$ , δίνονται από τις σχέσεις:

$$u_{n+1} = u_n + dt \dot{u}_n + \frac{dt^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{u}_n + 2\beta\ddot{u}_{n+1}] \quad [5.1]$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n + dt \left[ (1-\gamma) \ddot{u}_n + \gamma \ddot{u}_{n+1} \right] \quad [5.2]$$

όπου  $dt$  το χρονικό βήμα ολοκλήρωσης και  $\beta, \gamma$  συντελεστές οι οποίοι επιλέγονται κατάλληλα ανάλογα με την απαιτούμενη ευστάθεια και ακρίβεια της μεθόδου. Και εν συνεχεία προκύπτει η γενικευμένη αριθμητική εξίσωση της κίνησης σε επίπεδο στοιχείου:

$$\left( [m_e] + dt\gamma[b_e] + \frac{dt^2}{2} 2\beta[k_e] \right) \ddot{u}_{n+1} + \left( dt(1-\gamma)[b_e] + \frac{dt^2}{2} (1-2\beta)[k_e] \right) \ddot{u}_n + \left( [b_e] + dt[k_e] \right) \dot{u}_n + [k_e] u_n = \{R_e\}_{n+1} \quad [5.3]$$

Σύμφωνα με τη μέθοδο της μέσης επιτάχυνσης, οι συντελεστές  $\beta$  και  $\gamma$  έχουν τις τιμές 0.25 και 0.5, αντίστοιχα. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται απόλυτη σταθερότητα, μηδενική αριθμητική απόσβεση και ακρίβεια δευτέρας τάξης (δηλαδή με υποδιπλασιασμό του χρονικού βήματος το σφάλμα διαιρείται στο ένα τέταρτο. Με βάση τον κανόνα του τραπεζίου, η μετατόπιση, η ταχύτητα και η επιτάχυνση για κάθε χρονικό βήμα, υπολογίζονται με βάση τις παρακάτω εξισώσεις:

$$u_{n+1} = [\bar{K}]^{-1} [\bar{R}]_{n+1} \quad [5.4\alpha]$$

$$\ddot{u}_{n+1} = \frac{4}{dt^2} (u_{n+1} - u_n) - \frac{4}{dt} \dot{u}_n - \ddot{u}_n \quad [5.4\beta]$$

$$\dot{u}_{n+1} = \dot{u}_n - \frac{dt}{2} (\ddot{u}_n + \ddot{u}_{n+1}) \quad [5.4\gamma]$$

όπου:

$$[\bar{K}] = \frac{4}{dt^2} [M] + \frac{2}{dt} [C] + [K] \quad [5.4\delta]$$

$$[\bar{R}]_{n+1} = [R]_{n+1} + [M]A_{n+1} + [C]B_{n+1} + [K]au_n \quad [5.4\sigma\tau]$$

$$A_{n+1} = \frac{4}{dt^2} \left( u_n + dt\dot{u}_n + \frac{dt^2}{4} \ddot{u}_n \right) \quad [5.4\zeta]$$

$$B_{n+1} = \frac{2}{dt} u_n + \dot{u}_n \quad [5.4\eta]$$

Το μητρώο απόσβεσης υπολογίζεται στο Quad4m με τη μέθοδο Rayleigh ως συνάρτηση της απόσβεσης του κάθε στοιχείου όπως φαίνεται στην παρακάτω εξίσωση:

$$[C]_q = \alpha_q [M]_q + \beta_q [K]_q \quad [5.5]$$

όπου,  $\alpha$  ο συντελεστής αναλογικής απόσβεσης του μητρώου δυσκαμψίας,  $\beta$  ο συντελεστής αναλογικής απόσβεσης του μητρώου μάζας και  $q$  ο αριθμός του κάθε στοιχείου. Στη μέθοδο Rayleigh η απόσβεση εξαρτάται άμεσα από τη συχνότητα  $\omega$  με βάση τη σχέση:

$$\xi = \frac{1}{2} \left( \frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right) \quad [5.6]$$

Ωστόσο στους εδαφικούς σχηματισμούς, ο λόγος απόσβεσης είναι γνωστός και δεν εξαρτάται από τη συχνότητα. Επομένως είναι δυνατόν να υπολογιστεί ο λόγος απόσβεσης από την εξίσωση [5.6] με τη χρήση δύο -γνωστών- ιδιοσυχνοτήτων  $\omega_1$  και  $\omega_2$ . Στο Quad4m η πρώτη συχνότητα που χρησιμοποιείται είναι η θεμελιώδης γωνιακή ιδιοσυχνότητα της εδαφικής στρώσης (ή της γεωκατασκευής). Η δεύτερη συχνότητα δίδεται από τη σχέση:

$$\omega_2 = n\omega_1 \quad [5.7]$$

όπου,  $n$  είναι περιττός ακέραιος αριθμός που είναι πλησιέστερος και μεγαλύτερος από  $\omega_i/\omega_1$ , όπου  $\omega_i$  είναι η δεσπόζουσα συχνότητα της εδαφικής κίνησης. Η επιλογή των συχνοτήτων αυτών για την εύρεση των συντελεστών  $\alpha$  και  $\beta$ , έγινε μετά από αναλύσεις σε απλά μονοδιάστατα προσομοιώματα προκειμένου να επιτευχθεί η μέγιστη δυνατή ακρίβεια.

Με βάση τα παραπάνω, οι τιμές των συντελεστών  $\alpha$  και  $\beta$  δίδονται από τις σχέσεις:

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad [5.8\alpha]$$

$$\beta = 2\xi \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad [5.8\beta]$$

Με την προαναφερθείσα διαδικασία επιτυγχάνεται η μείωση της απόσβεσης ανάμεσα στις συχνότητες  $\omega_1$  και  $\omega_2$  και η αύξηση της εκτός του διαστήματος των δύο αυτών συχνοτήτων. Με αυτόν τον τρόπο, το προσομοίωμα αποκρίνεται στη δεσπόζουσα περίοδο της κίνησης με μεγαλύτερο ρεαλισμό, δηλαδή χωρίς να υπόκειται σε υψηλά επίπεδα απόσβεσης.

Κατά τη διακριτοποίηση ενός φορέα θα πρέπει, για λόγους που σχετίζονται με την αποδοτικότητα της προσομοίωσης, να επιδιώκεται η ελαχιστοποίηση του αριθμού των στοιχείων του φορέα χωρίς να επηρεάζεται σημαντικά η ακρίβεια των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης. Με δεδομένο ότι το μέγεθος των στοιχείων εξαρτάται από την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων, η μείωση του αριθμού των πεπερασμένων στοιχείων εξαρτάται κυρίως από τη μείωση των διαστάσεων του φορέα. Συνεπώς, τα σφάλματα λόγω ανακλάσεων των σεισμικών κυμάτων που παρατηρούνται συνήθως στα σύνορα του προσομοιώματος, μπορούν να παίξουν καθοριστικό ρόλο στην ακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Η ακρίβεια αυτή, στην περίπτωση των γεωτεχνικών έργων μπορεί να επηρεασθεί ιδιαίτερα από ανακλάσεις που παρατηρούνται στα όρια του βραχώδους υποβάθρου. Όπως είναι γνωστό, μέρος της σεισμικής ενέργειας αντανακλάται από τις επιφανειακές εδαφικές στρώσεις πίσω στο βραχώδες υπόβαθρο και

«απορροφάται» από το εσωτερικό της γης. Επομένως, είναι σημαντική η ανάγκη προσομοίωσης της ύπαρξης του ημίχωρου (half-space) κάτωθεν του προσομοιώματος και συνεπακόλουθα της απόσβεσης λόγω απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας (radiation damping) η οποία παρατηρείται στη φύση, με την εφαρμογή ειδικών συνοριακών συνθηκών στους κόμβους που βρίσκονται στα όρια του προσομοιώματος.

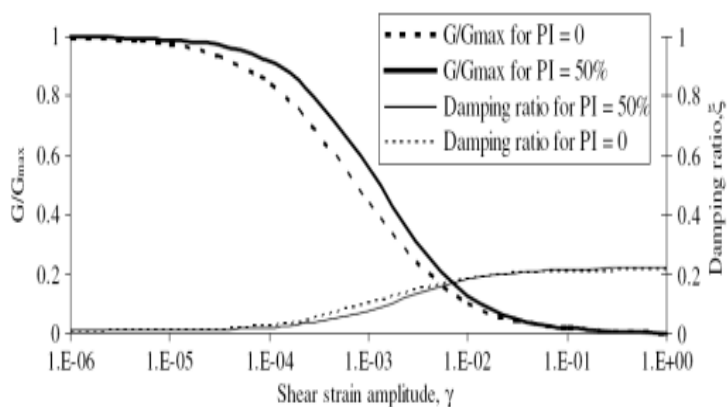
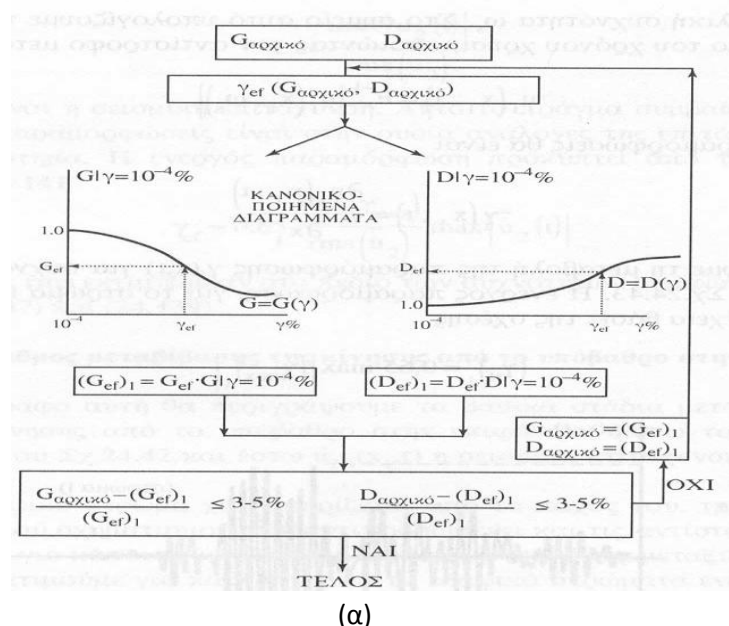
Συνήθως, στο λογισμικό γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής, η προσομοίωση των συνοριακών συνθηκών επιτυγχάνεται με την εφαρμογή αποσβεστήρων (dampers) στους κόμβους που βρίσκονται στα όρια του φορέα. Στο Quad4m η κατάσταση αυτή επιτυγχάνεται μέσω της εφαρμογής ενός “μηχανισμού βάσης” (compliant base) ο οποίος συμπεριφέρεται κατά τον ίδιο τρόπο με τους αποσβεστήρες. Η μαθηματική έκφραση της εισαγωγής αποσβεστήρων στο προσομοίωμα πραγματοποιείται μέσω της εισαγωγής επιπρόσθετων όρων απόσβεσης, στα μητρώα των στοιχείων που βρίσκονται στα όρια του προσομοιώματος.

Σύμφωνα και με όσα αναπτύχθηκαν σε προηγούμενα κεφάλαια της παρούσας εργασίας, ως σεισμικός συντελεστής ορίζεται ο λόγος της διατμητικής δύναμης που προκαλείται από τον σεισμό σε ένα τμήμα του φορέα, προς το βάρος του τμήματος αυτού. Το Quad4m δίνει τη δυνατότητα του ορισμού συγκεκριμένου τμήματος του φορέα για το οποίο ο χρήστης επιθυμεί τον υπολογισμό του σεισμικού συντελεστή. Η δύναμη που ασκείται σε κάθε στοιχείο και συνεπώς και ο σεισμικός συντελεστής υπολογίζονται για κάθε χρονικό βήμα (Καραμπάτσος, 2006).

Η επιλογή του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Quad4m για τις διδιάστατες αναλύσεις για το λόγο ότι το συγκεκριμένο πρόγραμμα μπορεί η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους μπορεί να προσομοιωθεί απλοποιητικά μέσω ισοδύναμη γραμμικής μεθόδου. Όπως, έγινε αντιληπτό το Quad4m αποτελεί μία επαναληπτική διαδικασία όπου το μέτρο διάτμησης  $G$  και η απόσβεση των γεωυλικών  $\xi$  συγκλίνουν σε μία τιμή συμβατή με την αναπτυσσόμενη διατμητική παραμόρφωση  $\gamma$ . Η επαναληπτική μέθοδος υπολογισμού της εδαφικής απόκρισης, θεωρεί σε κάθε βήμα σταθερές τιμές του λόγου διάτμησης και του συντελεστή απόσβεσης και συμβατές με τις τιμές τάσης.

1. Επιλογή αρχικών τιμών  $G$  και  $\xi$ , συνήθως οι τιμές που αντιστοιχούν σε μικρά επίπεδα παραμόρφωσης.
2. Οι τιμές των  $G$  και  $\xi$  κρατούνται σταθερές και υπολογίζεται η απόκριση.
3. Με βάση τα αποτελέσματα της απόκρισης σε κάθε στρώμα υπολογίζουμε την ενεργό διατμητική παραμόρφωση στο στρώμα αυτό από την παρκάτω εξίσωση:  
$$\gamma_{eff} = R_{\gamma} * \gamma_{max} \text{ με } R_{\gamma} = \frac{M-1}{10}.$$
4. Με βάση την ενεργό διατμητική παραμόρφωση υπολογίζουμε νέες τιμές  $G$  και  $\xi$ .
5. Η διαδικασία συνεχίζεται ώσπου οι διαφορές ανάμεσα στις τιμές των  $G$  και  $\xi$  σε δύο διαδοχικές επαναλήψεις πέσουν κάτω από ένα όριο.

Η Εικόνα 5.1(α) παρουσιάζει τα βήματα της προαναφερθείσας επαναληπτικής διαδικασίας της επαναληπτικής μεθόδου υπό τη μορφή ενός διαγράμματος ροής. Επίσης, για να γίνει καλύτερη κατανόηση της επαναληπτικής διαδικασίας παρουσιάζεται στην Εικόνα 5.1β μια τυπική εικόνα της συσχέτισης του μέτρου διάτμησης  $G$  και της απόσβεσης  $\xi$  αμμώδους και αργιλικού εδαφικού υλικού συναρτήσει των επιπέδων της διατμητικής παραμόρφωσης  $\gamma$ . Προς αποφυγή σύγχυσης, πρέπει να τονισθεί ότι παρόλο που το Quad4m πραγματοποιεί διαδοχικές ελαστικές αναλύσεις, τα αποτελέσματα διαφέρουν σημαντικά από αυτά που προκύπτουν από την απλή γραμμικά ελαστική ανάλυση, καθώς το μέτρο διάτμησης  $G$  και η απόσβεση των υλικών  $\xi$  μεταβάλλονται σε κάθε υπολογιστικό βήμα κι αυτό μπορεί να γίνει σε μεγάλο βαθμό για υψηλά επίπεδα σεισμική έντασης, ειδικά σε σχέση με τις αρχικές τιμές τους, όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.1(β).



Εικόνα 5.1 α) Διάγραμμα ροής της επαναληπτικής διαδικασίας (Σώκος, 2013). β) Συσχέτιση μεταβολής του μέτρου διάτμησης  $G$  και του ποσοστού απόσβεσης  $\xi$  ως συνάρτηση της διατμητικής παραμόρφωσης (Srbulov, 2013).

Επιπλέον, στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται οι μεταβολές που παρουσιάζουν οι τιμές του μέτρου διάτμησης  $G$  και ποσοστό απόσβεσης  $\xi$ , για διάφορες τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Είναι αντιληπτό ότι με την αύξηση της τιμής της εδαφικής επιτάχυνσης η απόσβεση αυξάνεται ενώ το μέτρο διάτμησης μειώνεται σημαντικά.

Πίνακας 5.1 Μεταβολές  $\xi$  και  $G$  με την αύξηση της επιτάχυνσης (Srbulov, 2013).

Εδαφική επιτάχυνση (g)	ποσοστό απόσβεσης ( $\xi$ )	Μεταβολή μέτρου διάτμησης ( $G/G_{\max}$ )
0,1	0,03	0,8 ( $\pm 0,1$ )
0,2	0,06	0,5 ( $\pm 0,2$ )
0,3	0,1	0,36 ( $\pm 0,2$ )
0,5	0,125	0,2 ( $\pm 0,15$ )

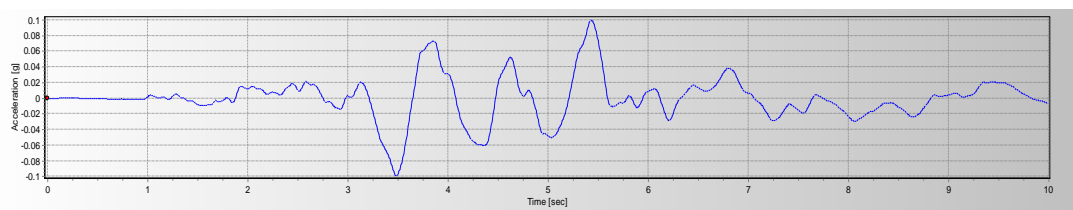
### 5.3 Αποτελέσματα αναλύσεων με το Quad4m

Για την αριθμητική ανάλυση μέσω του προγράμματος Quad4m εξετάστηκε ένα φράγμα τυπικής διατομής ύψους 70m το οποίο βραχώδους υποβάθρου με την προσθήκη κάτω από τη βάση του φράγματος μίας εδαφικής στρώσης παρομοίων ιδιοτήτων με των γεωυλικών του φράγματος ή στη περίπτωση. Το εν λόγω φράγμα εξετάστηκε για διαφορετικές δυναμικές καταπονήσεις (σεισμικές καταγραφές και έναν παλμό) και για διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης και μη-γραμμικής απόκρισης του προσομοιώματος.

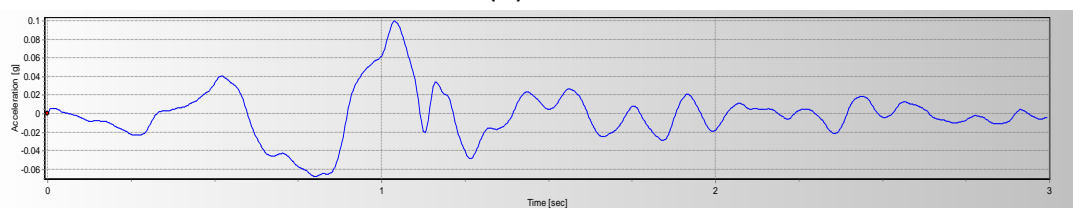
Πριν παρουσιαστεί η τυπική διατομή του φράγματος καθώς και οι λεπτομέρειες της προσομοίωσης θα γίνει μια περιγραφή των διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν. Από τις τέσσερις διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν οι τρεις αποτελούν καταγραφές από πραγματικούς σεισμούς, με τη πρώτη να αποτελεί καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου (1995), η δεύτερη από τον σεισμό του Kobe (1995) και η τρίτη από τον σεισμό του Chalfant (1986). Επιπλέον χρησιμοποιήθηκε μία διέγερση ενός απλού παλμού Ricker.

Όσο αφορά στον σεισμό του Αιγίου το 1995, είχε μέγεθος 6,4 της κλίμακας Richter και 26 άτομα έχασαν τη ζωή τους. Καταγράφηκαν πολλές ζημιές σε διάφορες περιοχές με τον εν λόγω σεισμό να παρουσιάζει ιδιαίτερα υψηλές τιμές εδαφικής επιτάχυνσης (έως 0,54g) για τα ελληνικά δεδομένα. Πάντως, παρά τις υψηλές επιταχύνσεις και λαμβάνοντας υπόψη και τις τιμές των φασμάτων απόκρισης που προέκυψαν, οι ζημιές που προκλήθηκαν ήταν συγκριτικά λιγότερες από αυτές που τις αναμενόμενες.

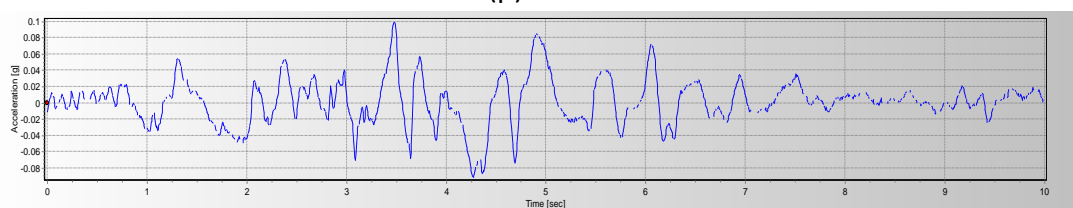
Ο σεισμός Kobe συνέβη στις αρχές του 1995 και ήταν ένας ισχυρός σεισμός που κατέστρεψε την Ιαπωνική πόλη Kobe με 6000 ανθρώπους να χάνουν τη ζωή τους και περισσότερους από 300000 ανθρώπους να χάνουν τις οικίες τους. Ο εν λόγω σεισμός ήταν ο ισχυρότερος που είχε συμβεί στη Δυτική Ιαπωνία από το 1923 με το μέγεθος του να είναι  $M_w=6.2$ . Ο συγκεκριμένος σεισμός από επιστημονικής πλευράς, ήταν σημαντικός καθώς ήταν ο πρώτος μεγάλος σεισμός που πραγματοποιήθηκε σε περιοχή με υψηλές κατασκευαστικές προδιαγραφές. Ο σεισμός Kobe εκτός από τις πολύ υψηλές τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης (μέχρι και  $0,92g$ ) διακρίνεται για τα πλούσια σε συχνοτικό περιεχόμενο επιταχυνσιογραφήματα (δηλαδή με πολλούς κύκλους) και αυτό είχε ως συνέπεια ο εν λόγω σεισμός να αποτελεί σημαντική πηγή για τις μελέτες της σεισμικής μηχανικής ακόμα και σήμερα. Ο σεισμός Chalfant συνέβη στην κοιλάδα Chalfant της Καλιφόρνια το 1986. Ήταν μεγέθους 6,4 της κλίμακας Richter προκαλώντας τεράστιες υλικές ζημιές στις πληγείσες περιοχές και τραυματίζοντας 2 ανθρώπους.



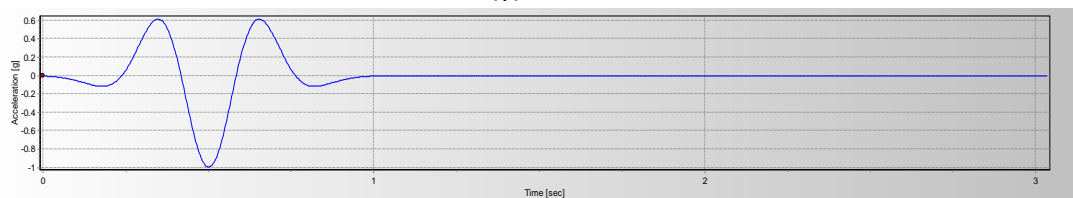
(α)



(β)



(γ)

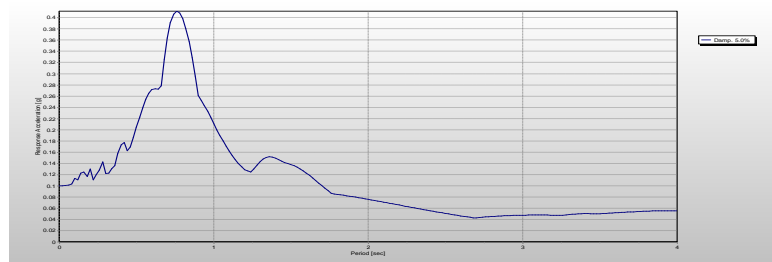


(δ)

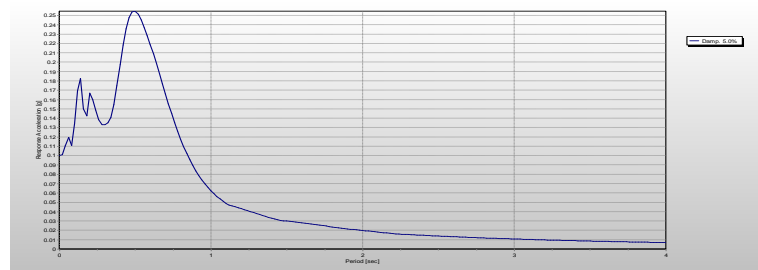
Εικόνα 5.2. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων (με μέγιστη επιτάχυνση  $0,1g$ ) για τις καταγραφές των σεισμών α)Chalfant, β)Αιγίου, γ)Kobe και δ) ενός παλμού Ricker.



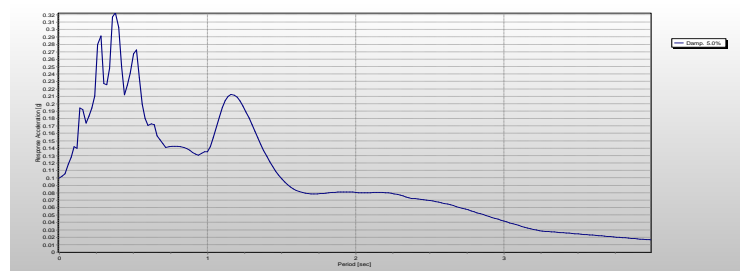
Τέλος, η τέταρτη διέγερση που χρησιμοποιήθηκε ήταν αυτή του παλμού Ricker. Παρά της απλής του μορφής ο παλμός Ricker καλύπτει ένα ευρύ πεδίο συχνοτήτων (βλέπε Εικόνα 5.3(δ)), ενώ όπως οι ημιτονοειδείς παλμοί παρέχει τη καλύτερη δυνατότητα κατανόησης της κυματικής διάδοσης εξαιτίας της απλής κυματομορφής του (βλέπε Εικόνα 5.2(δ)). Οι διεγέρσεις που επιλέχθηκαν για τις δυναμικές αναλύσεις καλύπτουν ένα μεγάλο φάσμα συχνοτήτων έχοντας μάλιστα διαφορετικά χαρακτηριστικά. Στην Εικόνα 5.2 παρουσιάζονται τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμών σύμφωνα με τα οποία πραγματοποιήθηκε η ανάλυση, ενώ η Εικόνα 5.3 παρουσιάζει τα φάσματα ελαστικής απόκρισης.



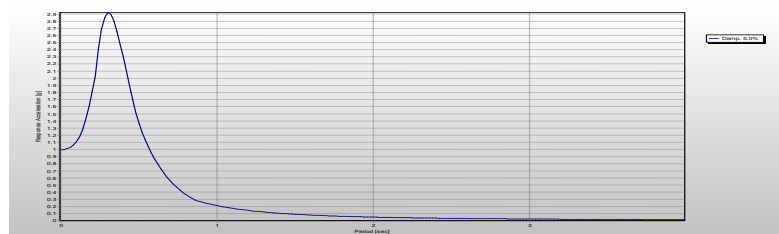
(α)



(β)



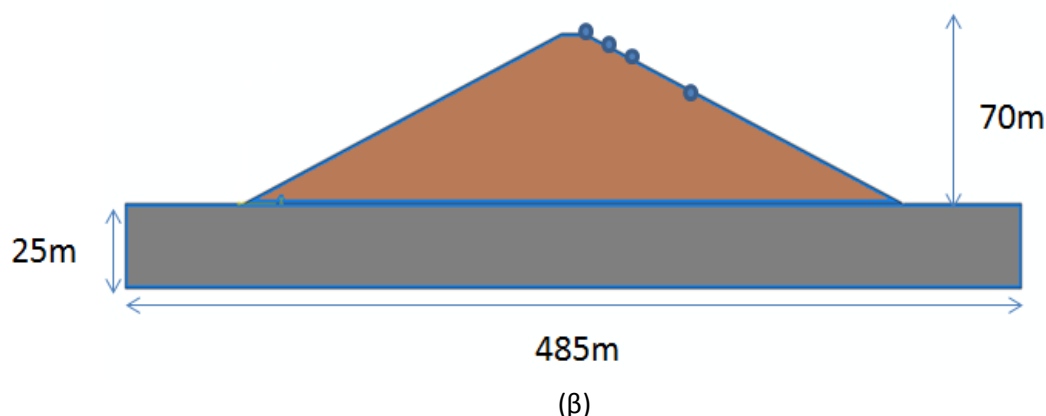
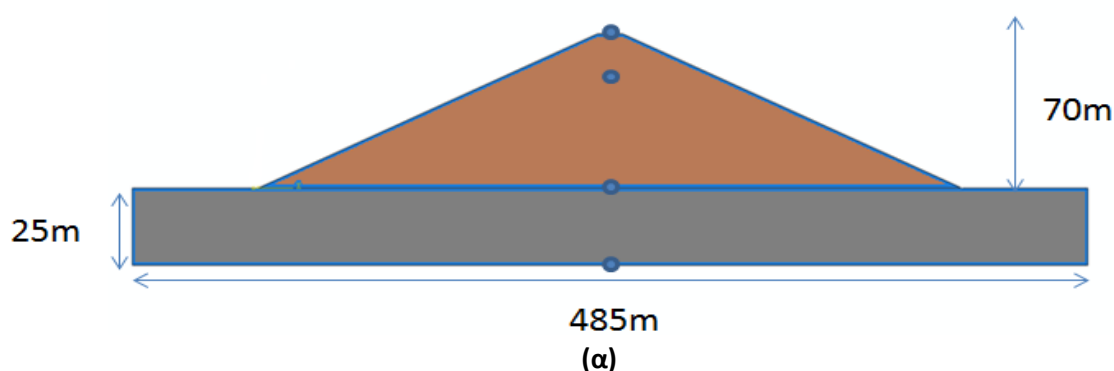
(γ)



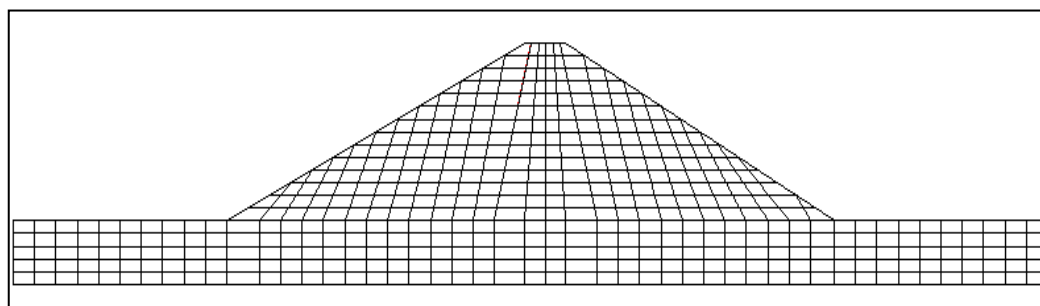
(δ)

Εικόνα 5.3. Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων για τις καταγραφές: α) Chalfant, β) Αιγίου, γ) Kobe & δ) ενός παλμού Ricker.

Στις Εικόνες 5.4(α) και 5.4(β) παρουσιάζεται η διατομή του φράγματος που επιλέχθηκε για την ανάλυση καθώς και οι θέσεις των κόμβων στο μέσον (κατά x) και στο πρηνές του φράγματος για τις οποίες έγινε καταγραφή των επιταχύνσεων που παρουσιάζονται στη συνέχεια. Προτού γίνει η εισαγωγή των δεδομένων στο πρόγραμμα Quad4m πρέπει πρώτα να δημιουργηθεί ένα προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για το υπό εξέταση φράγμα. Η διακριτοποίηση του φράγματος έγινε με τη δημιουργία 492 πεπερασμένων στοιχείων, τα οποία οριοθετούνται από 536 κόμβους. Αναλυτικότερα, η διακριτοποίηση του φράγματος φαίνεται στην Εικόνα 5.4, όπου φαίνεται ότι το φράγμα θεωρήθηκε ότι εδράζεται σε εδαφική στρώση πάχους 25m και μήκους 485m.



Εικόνα 5.4. (α) Διατομή του φράγματος με τους κόμβους στο μέσον (κατά x) του φράγματος. (β) Διατομή του φράγματος με τους κόμβους στο πρηνές του φράγματος



Εικόνα 5.5. Διακριτοποίηση πεπερασμένων στοιχείων του εξεταζόμενου φράγματος

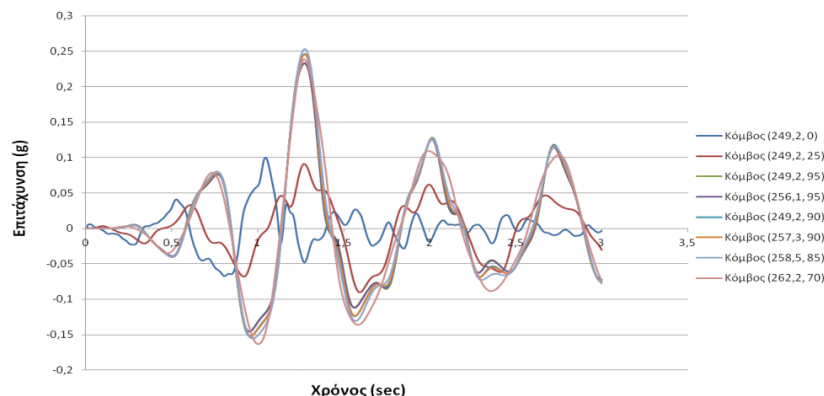
Η εν λόγω ανάλυση έγινε με σκοπό την εύρεση του τρόπου με τον οποίο ταλαντώνονται διάφορα τμήματα σε χαρακτηριστικές θέσεις του φράγματος. Στην ανάλυση όπως προαναφέρθηκε επιλέχθηκαν οι παραπάνω σεισμικές διεγέρσεις τόσο σε επίπεδα γραμμικής ελαστικής απόκρισης (με μέγιστη επιτάχυνση 0,1g, όπως φαίνεται στις χρονοϊστορίες της Εικόνας 5.3) και εξετάστηκε το φράγμα έχοντας για εδαφική στρώση με ιδιότητες ίδιες με το φράγμα (1<sup>η</sup> περίπτωση) ή βράχο (2<sup>η</sup> περίπτωση). Επιπλέον, για τους σεισμούς Αιγίου και Chalfant έγινε και ανελαστική διεύρυνση της συμπεριφοράς του φράγματος έχοντας ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις (στην 3<sup>η</sup> περίπτωση 0,36g) έως και πολύ ισχυρές (4<sup>η</sup> περίπτωση 0,6g).

Όσον αφορά στην πρώτη περίπτωση η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων είναι παντού ίση με  $V_s = 350 \text{ m/s}$  τόσο στην εδαφική στρώση όσο και στο σώμα του φράγματος, ενώ στη 2<sup>η</sup> περίπτωση ο βράχος έχει ταχύτητα  $V_s = 2000 \text{ m/s}$  και το υπερκείμενο φράγμα  $V_s = 350 \text{ m/s}$ . Επίσης, για τους δύο σεισμούς (Αίγιο και Chalfant) η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων είναι παντού ίση με  $V_s = 350 \text{ m/s}$  τόσο στην εδαφική στρώση όσο και στο σώμα του φράγματος. Για κάθε σεισμική διέγερση μέσω του Quad4m προκύπτουν τα γραφήματα που παρουσιάζονται στη συνέχεια.

Πριν προκύψουν τα όποια αποτελέσματα πρέπει να αναλυθούν τα σημεία τα οποία επιλέχθηκαν για την ανάλυση με σκοπό την καλύτερη και ευκολότερη κατανόηση των γραφημάτων της ανάλυσης. Οι συντεταγμένες των σημείων του φράγματος είναι: α) (249,2, 0): το κατώτερο σημείο της εδαφικής στρώσης στο μέσον του φράγματος, το οποίο αντιστοιχεί στη διέγερση που επιβάλλεται στη βάση, β) (249,2, 25): το ανώτερο σημείο της εδαφικής στρώσης στο μέσον του φράγματος το οποίο δείχνει την ενίσχυση (amplification) της διέγερσης λόγω της εδαφικής στρώσης (μηδενική όταν η θεμελίωση είναι απευθείας πάνω στο βραχώδες υπόβαθρο), γ) (249,2, 95): το ανώτερο σημείο της στέψης του φράγματος στο μέσον του φράγματος, δ) (256,1, 95) το ανώτερο σημείο της στέψης του φράγματος πριν την πλαγιά, ε) (249,2, 90) ένα εσωτερικό σημείο της εδαφικής στρώσης σε ύψος 90m στο μέσο του φράγματος, στ) (257,3, 90) ένα σημείο της πλαγιάς σε ύψος 90m, ζ) (258,5, 85) ένα σημείο της πλαγιάς σε ύψος 85m και η) (262,2, 70) ένα σημείο της πλαγιάς σε ύψος 70m. Τα τρία τελευταία σημεία βρίσκονται στην περιοχή της πιθανής ολισθαίνουσας μάζας σε περίπτωση αστάθειας του πρανούς του φράγματος, ενώ τα προηγούμενα δύο σημεία στη στέψη απεικονίζουν τη συνολική ενίσχυση της διέγερσης λόγω του φράγματος σε συνδυασμό και με την ενίσχυση λόγω της υποκείμενης εδαφικής στρώσης (εφόσον υπάρχει).

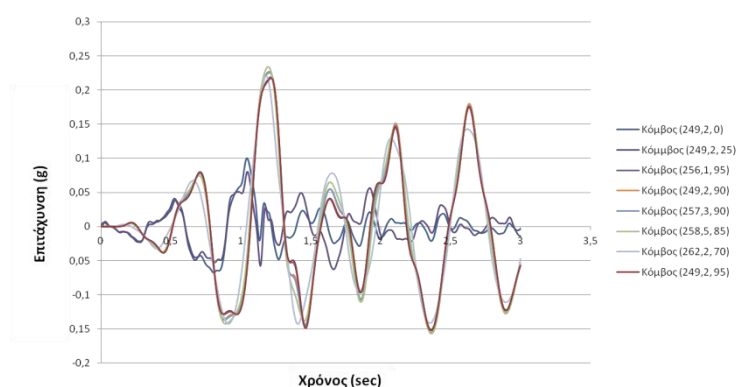
## Σεισμική διέγερση Αιγίου

Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον σεισμό του Αιγίου με  $PGA=0,1g$ .



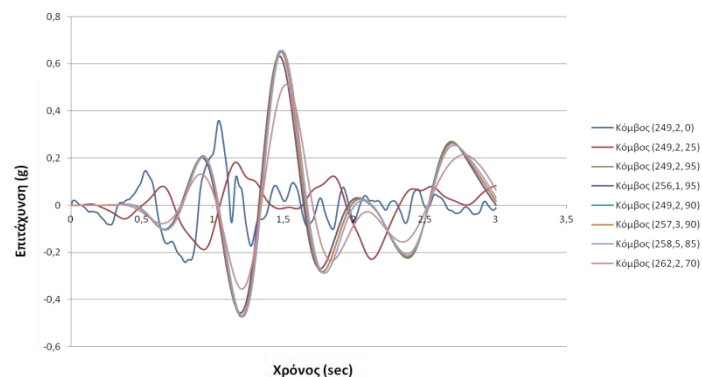
Εικόνα 5.6. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση.

Περίπτωση θεμελίωσης σε βραχώδες υπόβαθρο για τον σεισμό του Αιγίου με  $PGA=0,1g$ .



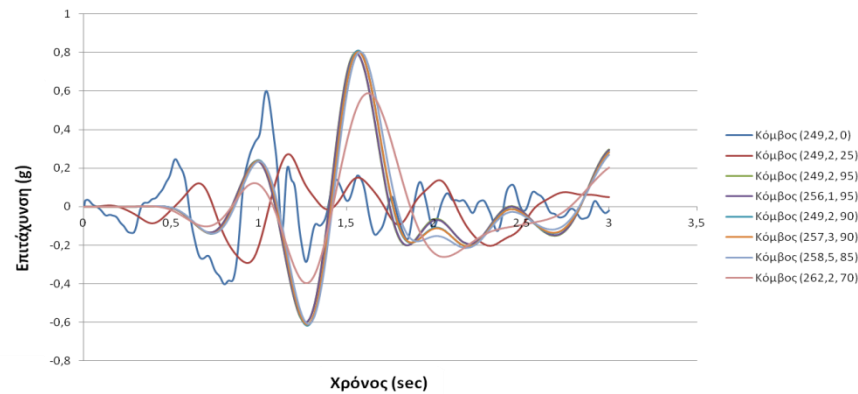
Εικόνα 5.7. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε βραχώδες υπόβαθρο

Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον σεισμό του Αιγίου με  $PGA=0,36g$ .



Εικόνα 5.8. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου με  $PGA=0,36g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση

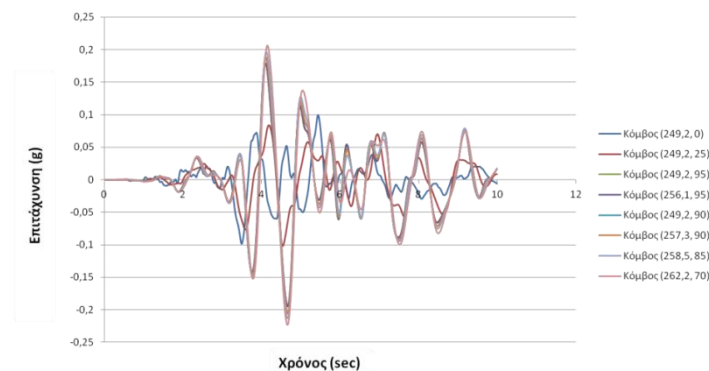
Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον σεισμό του Αιγίου με  $PGA=0,60g$ .



Εικόνα 5.9. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου με  $PGA=0,60g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση

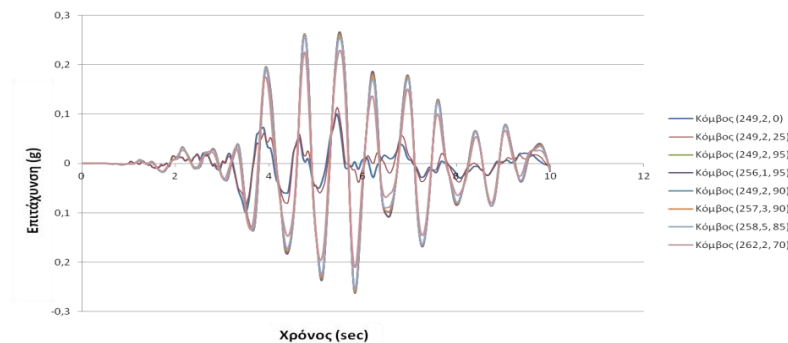
### Σεισμική διέγερση Chalfant

Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον σεισμό του Chalfant με  $PGA=0,1g$ .



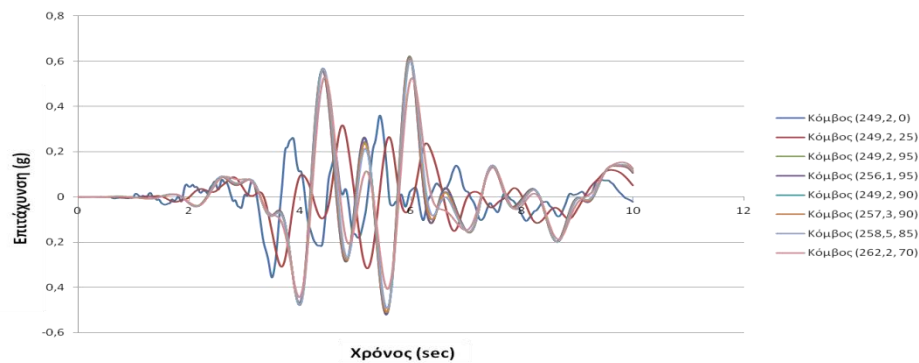
Εικόνα 5.10. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Chalfant με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση

Περίπτωση θεμελίωσης σε βραχώδες υπόβαθρο για τον σεισμό του Chalfant με  $PGA=0,1g$ .



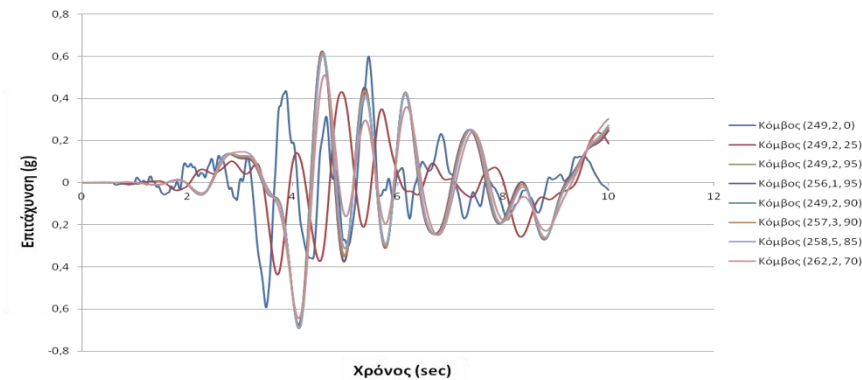
Εικόνα 5.11. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Chalfant με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε βραχώδες υπόβαθρο

Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον σεισμό του Chalfant σεισμού με  $PGA=0,36g$ .



Εικόνα 5.12. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Chalfant με  $PGA=0,60g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση

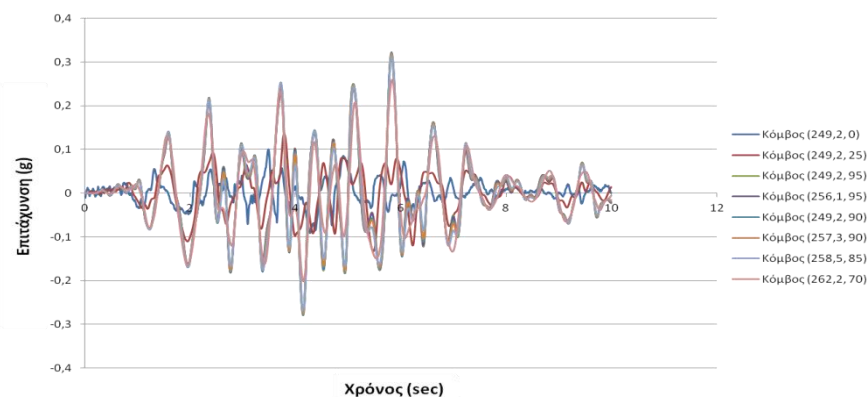
Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον σεισμό του Chalfant με  $PGA=0,60g$ .



Εικόνα 5.13. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Chalfant με  $PGA=0,60g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση

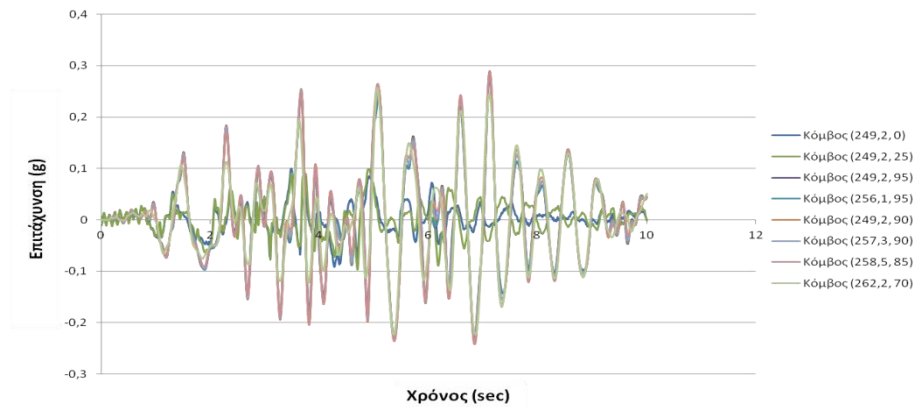
### Σεισμική διέγερση Kobe

Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον σεισμό του Kobe με  $PGA=0,1g$ .



Εικόνα 5.14. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Kobe με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση

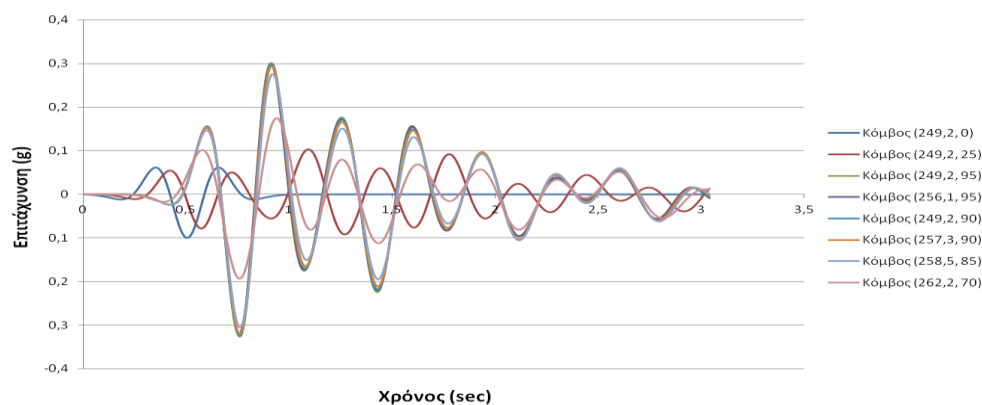
Περίπτωση θεμελίωσης σε βραχώδες υπόβαθρο για τον σεισμό του Kobe με  $PGA=0,1g$ .



Εικόνα 5.15. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του σεισμού του Kobe με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε βραχώδες υπόβαθρο

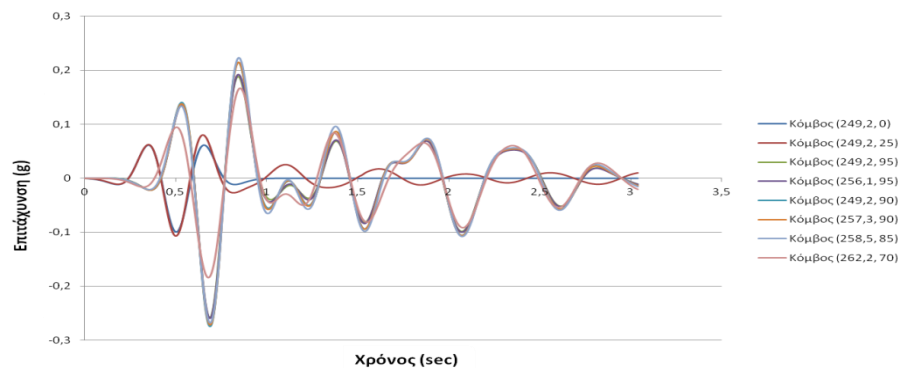
### Παλμός Ricker

Περίπτωση θεμελίωσης σε εδαφική στρώση για τον παλμό Ricker με  $PGA=0,1g$ .



Εικόνα 5.16. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του παλμού Ricker με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε εδαφική στρώση

Περίπτωση θεμελίωσης σε βραχώδες υπόβαθρο για τον παλμό Ricker  $PGA=0,1g$ .



Εικόνα 5.17. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων για την περίπτωση του παλμού Ricker με  $PGA=0,1g$  και θεμελίωση του φράγματος σε βραχώδες υπόβαθρο



## 5.4 Σύνοψη αποτελεσμάτων

### Σεισμική διέγερση από τον σεισμό του Αιγίου

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των χρονοϊστοριών για τον συγκεκριμένο σεισμό μπορούμε να βγάλουμε τα εξής συμπεράσματα. Παρατηρώντας το 1<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.6 (εδαφική στρώση ίδιων ιδιοτήτων με το φράγμα) προκύπτει ότι στον κόμβο στη στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 2,3 φορές) από εκείνες στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Παρόμοια συμπεριφορά με αυτήν της στέψης εμφανίζεται και στους κόμβους της πλαγιάς με λίγο μικρότερες τιμές αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων. Παρατηρώντας το 2<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.7 (βραχώδες υπόβαθρο) προκύπτει ότι στον κόμβο στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 2,2 φορές) από εκείνες και στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Παρόμοια συμπεριφορά της στέψης εμφανίζεται και στους κόμβους της πλαγιάς με λίγο μικρότερες τιμές αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων. Παρατηρώντας το 3<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.8 (εδαφική στρώση ίδιων ιδιοτήτων με το φράγμα και υψηλή ένταση 0,36g) προκύπτει ότι στον κόμβο στη στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 1,7 φορά) από εκείνες στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Όμως παρατηρούνται κάποιες διαφορές στην πλαγιά του φράγματος και συγκεκριμένα ο πιο χαμηλός κόμβος στην πλαγιά σε σχέση με τους υπόλοιπους. Τέλος, παρατηρώντας το 4<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.9 (εδαφική στρώση ίδιων ιδιοτήτων με το φράγμα και υψηλότερη ένταση 0,60g) προκύπτει ότι στον κόμβο στη στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 1,3 φορά) από εκείνες στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Αντίστοιχες διαφοροποιήσεις με το προηγούμενο διάγραμμα παρατηρούνται στην πλαγιά του φράγματος. Συγκρίνοντας, στο σημείο αυτό συνολικά όλες τις τιμές και στις τέσσερις περιπτώσεις που εξετάστηκαν η ενίσχυση στις τιμές των επιταχύνσεων στην περίπτωση της εδαφικής στρώσης και για γραμμική απόκριση είναι μεγαλύτερη. Αυξάνοντας όμως το επίπεδο της σεισμικής έντασης στις τιμές 0,36g και 0,60g παρατηρείται μείωση στην ενίσχυση των επιταχύνσεων.

### Σεισμική διέγερση από τον σεισμό του Chalfant

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των χρονοϊστοριών για τον συγκεκριμένο σεισμό μπορούμε να βγάλουμε τα εξής συμπεράσματα. Σε σύγκριση με τον σεισμό του Αιγίου στο συγκεκριμένο σεισμό οι επιταχύνσεις εμφανίζουν περισσότερους κύκλους συνεπώς προκύπτει μία πιο σύνθετη ταλάντωση του προσομοιώματος. Παρατηρώντας το 1<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.10 (εδαφική στρώση με ίδιες ιδιότητες με το φράγμα) προκύπτει ότι στον κόμβο στέψη του φράγματος

αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 2 φορές) από εκείνες στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Παρόμοια συμπεριφορά με αυτήν της στέψης εμφανίζεται και στους κόμβους της πλαγιάς με λίγο μικρότερες τιμές αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων. Παρατηρώντας το 2<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.11 (βραχώδες υπόβαθρο) προκύπτει ότι στον κόμβο στη στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες επιταχύνσεις (σχεδόν 2,7 φορές) από εκείνες στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Παρόμοια συμπεριφορά με αυτήν της στέψης εμφανίζεται να στους κόμβους της πλαγιάς με λίγο μικρότερες τιμές αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων. Παρατηρώντας το 3<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.12 (0,36g) προκύπτει ότι στον κόμβο στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 1,7 φορές) από εκείνες και στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Παρόμοια με τον κόμβο στη στέψη συμπεριφέρονται και οι κόμβοι τις πλαγιάς με λίγο μικρότερες τιμές επιτάχυνσης. Τέλος, ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το 4<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.13 για τον εν λόγω σεισμό, καθώς οι επιταχύνσεις της στέψης δεν είναι πολύ μεγαλύτερες από τις μέγιστες τιμές στη βάση (μόλις 10% μεγαλύτερες) λόγω της μεγαλύτερης απόσβεσης και της μεγάλης περιόδου της διέγερσης (είναι η μεγαλύτερη από τις εξεταζόμενες, όπως φαίνεται και στα φάσματα τους στην Εικόνα 5.3. Όσο αφορά στις τιμές των επιταχύνσεων μεταξύ όλων των διαγραμμάτων ομοίως με τον σεισμό του Αιγίου υπάρχουν διαφορές στις τιμές του βράχου και της εδαφικής στρώσης αφού στον βραχώδες υπόβαθρο όμως, στις ανελαστικές περιπτώσεις παρατηρείται όπως και αυτού του Αιγίου μία αισθητή μείωση των μέγιστων επιταχύνσεων.

#### Σεισμική διέγερση από τον σεισμό του Kobe

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των χρονοϊστοριών για τον συγκεκριμένο σεισμό μπορούμε να βγάλουμε τα εξής συμπεράσματα. Από το 1<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.14 (εδαφική στρώση με ίδιες ιδιότητες με το φράγμα) προκύπτει ότι στον κόμβο στη στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (πάνω από 3 φορές) από εκείνες στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Παρόμοια συμπεριφορά με αυτήν της στέψης εμφανίζεται και στους κόμβους της πλαγιάς με λίγο μικρότερες τιμές αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων. Παρατηρώντας το 2<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.15 (βραχώδες υπόβαθρο) προκύπτει ότι στον κόμβο στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 3 φορές) από εκείνες και στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Συγκριτικά των αποτελεσμάτων στην εδαφική στρώση αλλά και στο βραχώδες υπόβαθρο παρουσιάζονται μικρές διαφορές στις τιμές των επιταχύνσεων.

#### Παλμός Ricker

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των χρονοϊστοριών για τον συγκεκριμένο σεισμό μπορούμε να βγάλουμε τα εξής συμπεράσματα. Παρατηρώντας το 1<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.16 (εδαφική στρώση με ίδιες ιδιότητες με το φράγμα) μπορούμε να πούμε ότι στον κόμβο στη στέψη του φράγματος αναπτύσσονται πολύ μεγαλύτερες (πάνω από 3 φορές) από εκείνες και στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Παρόμοια συμπεριφορά με αυτήν της στέψης εμφανίζεται και στους κόμβους της πλαγιάς με λίγο μικρότερες τιμές αναπτυσσόμενων επιταχύνσεων. Παρατηρώντας το 2<sup>ο</sup> διάγραμμα στην Εικόνα 5.17 (βραχώδες υπόβαθρο) στον κόμβο στη στέψη του φράγματος αναπτύσσονται μεγαλύτερες (σχεδόν 2,5 φορές) από εκείνες στη βάση της εδαφικής στρώσης αλλά και στη βάση του φράγματος. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα για την εδαφική στρώση και το βραχώδες υπόβαθρο παρουσιάζονται μικρές διαφορές στις τιμές των επιταχύνσεων.

Στη συνέχεια, υπολογίστηκε για κάθε περίπτωση διέγερσης ο συντελεστής ενίσχυσης (amplification factor), η τιμή του οποίου υπολογίζεται από τον λόγο της μέγιστης επιτάχυνσης στη στέψη προς τη μέγιστη τιμή της επιτάχυνσης που επιβάλλεται στη βάση του κάθε προσομοιώματος για κάθε μία από τις εξεταζόμενες σεισμικές διεγέρσεις. Στον Πίνακα 5.2 παρουσιάζονται τις τιμές των AF για ελαστική απόκριση ( $PGA=0,1g$ ) τόσο για την ύπαρξη εδαφικής ζώνης κάτω από το φράγμα αλλά και της περίπτωση βραχώδους υπόβαθρου. Αντίστοιχα, στον Πίνακα 5.3 παρουσιάζονται οι τιμές του συντελεστή ενίσχυσης για τις διεγέρσεις τους σεισμούς Αιγίου και Chalfant με τιμή της  $PGA=0,36g$  και  $0,6g$ .

Πίνακας 5.2 Τιμές του AF για εδαφική στρώση και βραχώδες υπόβαθρο για γραμμική απόκριση.

	Αίγιο		Chalfant		Kobe		Ricker	
	Εδαφ.	Βραχ.	Εδαφ.	Βραχ.	Εδαφ.	Βραχ.	Εδαφ.	Βραχ.
PGA	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
$A_{max,crest}$	0,23	0,22	0,19	0,27	0,32	0,28	0,32	0,26
AF	2,3	2,2	1,9	2,7	3,2	2,8	3,2	2,6

Πίνακας 5.3 Τιμές του AF για εδαφική στρώση και για μη-γραμμικές συνθήκες σεισμικής έντασης

	Αίγιο		Chalfant	
	0,36	0,60	0,36	0,60
PGA	0,36	0,60	0,36	0,60
$A_{max,crest}$	0,63	0,80	0,62	0,68
AF	1,75	1,33	1,72	1,13

Παρατηρώντας τα αποτελέσματα των AF στους δύο πίνακες μπορεί να βγει εύκολα το συμπέρασμα ότι η απόκριση της γεωκατασκευής εξαρτάται από τη γεωμετρία και τις ιδιότητες των υλικών, αλλά και τα ιδιαίτερα συχνοτικά χαρακτηριστικά και το επίπεδο της σεισμικής έντασης. Στον Πίνακα 5.3 οι τιμές των δύο διεγέρσεων δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές στις τιμές των AF αλλά και στη μέγιστη επιτάχυνση της στέψης. Επιπλέον, μεταξύ για τις πολύ έντονα ανελαστικές συνθήκες (0,6g) η τιμή του AF πλησιάζει αυτή τη τιμή της μέγιστης επιτάχυνσης στη στέψη, δηλαδή όπως είναι αναμενόμενο σε αυτές τις περιπτώσεις δεν υπάρχει ενίσχυση αφού υπάρχει πολύ μεγαλύτερη απόσβεση της σεισμικής ενέργειας. Αυτό προκύπτει συγκρίνοντας και τους δύο πίνακες μεταξύ τους αφού όσο μεγαλύτερη η ανελαστικότητα τόσο πιο μικρή τιμή του AF προκύπτει. Για την γραμμική ανάλυση και όσον αφορά στη διαφοροποίηση του υποβάθρου οι τιμές των AF στο βραχώδες υπόβαθρο -αν εξαιρεθεί η διέγερση του σεισμού του Chalfant- είναι μικρότερες σε σχέση με την εδαφική στρώση.

Μελετώντας στη συνέχεια το φράγμα μέσω της μεθοδολογίας υπολογισμού των σεισμικών συντελεστών που παρουσιάστηκε στο 4<sup>ο</sup> Κεφάλαιο προκύπτουν οι εξής τιμές σεισμικών συντελεστών για την περίπτωση της εδαφικής στρώσης και επιβάλλοντας τη σεισμική διέγερση του Chalfant (με PGA=0,36g και περίοδο T=0,76s) τόσο με εδαφική στρώση από κάτω από το φράγμα όσο και για απευθείας θεμελίωση στο βραχώδες υπόβαθρο προκύπτουν τα εξής αποτελέσματα:

#### Περίπτωση εδαφικής στρώσης:

$$k_{hmax} = 0,712$$

$$k_{hEρεαλίστ.} = 0,384$$

$$k_{hEσυντηρ.} = 0,53$$

όπου η επιτάχυνση στη στέψη του φράγματος είναι ίση με:

$$A_{max,crest} = 0,71$$

Ενώ με τη χρήση του Quad4m για τον ίδιο σεισμό και τις ίδιες συνθήκες υπολογίσθηκε ότι:

$$A_{max,crest} = 0,62$$

#### Περίπτωση βραχώδους υποβάθρου:

$$k_{hmax} = 1,199$$

$$k_{hEρεαλίστ.} = 0,720$$

$$k_{hEσυντηρ.} = 0,979$$

η επιτάχυνση στη στέψη του φράγματος είναι ίση με:

$$A_{max,crest} = 1,2$$

ενώ με τη χρήση του Quad4m για τον ίδιο σεισμό στις ίδιες συνθήκες υπολογίσθηκε ότι:

$$A_{max,crest} = 0,68$$

Παρατηρείται ότι υπάρχει μία (σημαντική στη δεύτερη περίπτωση) διαφοροποίηση των τιμών, κι αυτό προέκυψε και για τις άλλες περιπτώσεις που εξετάστηκαν. Είναι επίσης προφανές ότι οι τιμές από το Quad4m μπορεί να θεωρηθούν πιο αξιόπιστες, καθώς προκύπτουν από μία πιο ακριβή και λεπτομερή διαδικασία.

## 6<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

### ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

---

Η παρούσα διπλωματική εργασία είχε ως σκοπό την όσο το δυνατόν καλύτερη προσέγγιση και μελέτη της δυναμικής απόκρισης γεωφραγμάτων υπό την επίδραση μιας ισχυρής σεισμικής δράσης. Μελετώντας μέχρι σήμερα τα φράγματα για το μεγάλο πλήθος τους μπορούμε να ισχυριστούμε ότι παρουσιάζουν ικανοποιητική συμπεριφορά έναντι των σεισμικών καταπονήσεων. Όμως, δεν είναι λίγα τα παραδείγματα φραγμάτων που εμφάνισαν σοβαρές βλάβες (βλέπε 3<sup>ο</sup> Κεφάλαιο) εξαιτίας ισχυρών σεισμών, συνεπώς είναι αναμφισβήτητο ότι τα φράγματα παρουσιάζουν τρωτότητα τόσο έναντι αδρανειακών όσο και κινηματικών καταπονήσεων. Γνωρίζοντας μάλιστα, ότι ένα φράγμα έχει συνήθως ως βασικό στόχο την αποθήκευση τεράστιων ποσοτήτων νερού οποιαδήποτε αδυναμία συγκράτησης του, μπορεί να προκαλέσει σημαντικότερες ζημιές. Σύμφωνα με όλα τα παραπάνω, προκύπτει το συμπέρασμα ότι η μελέτη της σεισμικής απόκρισης των φραγμάτων και ο αντισεισμικός τους σχεδιασμός αποτελεί επιτακτική ανάγκη σε χώρες, όπως η Ελλάδα που παρουσιάζουν υψηλή σεισμικότητα. Η ύπαρξη του νερού και οι ισχυρές πιέσεις που ασκούνται από αυτό στο σώμα του φράγματος και στους εδαφικούς και βραχώδεις σχηματισμούς στην ευρύτερη περιοχή αποτελεί ένα ξεχωριστό «κεφάλαιο» κατά τη μελέτη των φραγμάτων με το οποίο δεν ασχολήθηκε η παρούσα διπλωματική εργασία.

Η απλή και ιδιαίτερα αποτελεσματική μεθοδολογία της ερευνητικής ομάδας του κ. Γ Μπουκοβάλα από το ΕΜΠ που παρουσιάστηκε και χρησιμοποιήθηκε στο 4<sup>ο</sup> κεφάλαιο παρέχει μία ορθολογική προσέγγιση για τον υπολογισμό των σεισμικών συντελεστών του ελεύθερου πεδίου, των παραμέτρων της σεισμικής κίνησης, λαμβάνοντας υπόψη και τα χαρακτηριστικά και του επιχώματος. Συνεπώς, η εν λόγω μεθοδολογία παρέχει έναν εύχρηστο και αρκετά αξιόπιστο τρόπο υπολογισμού των σεισμικών συντελεστών ενός φράγματος. Οι σεισμικοί συντελεστές διαμορφώνονται από τους εξής παράγοντες: τη διέγερση, την αλληλεπίδραση του φράγματος και της θεμελίωσης, καθώς και τις ανοχές σε μετακίνηση των πρανών. Επίσης, το έδαφος θεμελίωσης, οι σταθεροποιητικές βαθμίδες καθώς και η μορφή της δυνητικής επιφάνειας αστοχίας του πρανούς του φράγματος να καθορίζουν τις τιμές των σεισμικών συντελεστών.

Συμπερασματικά, η μελέτη των φραγμάτων λόγω της μεγάλης σπουδαιότητας τους και των μεγάλων συνεπειών που θα προκύψουν σε πιθανή αστοχία τους απαιτεί ιδιαίτερη εμπειρία και γνώσεις από τους μηχανικούς. Ειδικά, ο αντισεισμικός τους σχεδιασμός είναι θέμα που απαιτεί επιπρόσθετη προσοχή. Ακόμη, είναι δεδομένη η σεισμική ευπάθεια των φραγμάτων ειδικά των χωμάτινων

ακόμη και σε χώρες όπου εφαρμόζονται οι αντισεισμικοί κανονισμοί. Επιπλέον, με δεδομένους τους κινδύνους που εγκυμονεί η καθολική αστοχία του φράγματος ο αντισεισμικός σχεδιασμός των φραγμάτων αποτελεί θέμα τεράστιας σπουδαιότητας. Γενικά, ο σχεδιασμός των απαιτεί γνώσεις και εμπειρία της υδραυλικής, της γεωλογίας, της γεωτεχνικής μηχανικής και σε σεισμογενείς περιοχές απαιτεί επιπροσθέτως γνώσεις τεχνικής σεισμολογίας και γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Επιπλέον, από την παρούσα εργασία έγινε αντιληπτό ότι η ανάπτυξη αδρανειακών επιταχύνσεων στο σώμα ενός επιχώματος επηρεάζεται από τις μηχανικές και γεωμετρικές ιδιότητες του φράγματος και της θεμελίωσης του αλλά και των χαρακτηριστικών των σεισμικών διεγέρσεων. Ο ορθός υπολογισμός των επιταχύνσεων για την εκτίμηση της σεισμικής ευστάθειας των πρηνών έχει σημαντικό αντίκτυπο στους σχετικούς συντελεστές ασφαλείας και κατά συνέπεια στην ασφάλεια των φραγμάτων αλλά και στον ορθό σχεδιασμό τους με τεχνό-οικονομικά κριτήρια σε όλο τον κύκλο ζωής τους. Αντίστοιχα, και οι μόνιμες μετατοπίσεις που θα εμφανίσει κάποιο φράγμα από ένα εξαρτώνται από τα επίπεδα της επιτάχυνσης και κατ' επέκταση τη μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών, καθώς και το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής διέγερσης.

Ένα γενικό συμπέρασμα που μπορεί να προκύψει είναι ότι ο σωστός αντισεισμικός σχεδιασμός των φραγμάτων θα πρέπει να μελετάει κάθε φράγμα ξεχωριστά με σκοπό να λαμβάνονται επακριβώς υπόψη τόσο οι σεισμολογικές συνθήκες όσο και οι συγκεκριμένες τοπικές εδαφικές συνθήκες της περιοχής κατασκευής του φράγματος, αλλά και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του συγκεκριμένου φράγματος.



# 7<sup>ο</sup> ΚΕΦΑΛΑΙΟ

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

---

### 7.1 Ελληνική βιβλιογραφία

1. Αντωνίου Δ. Φράγματα και σεισμοί. Διακρατικό πρόγραμμα για τους σεισμούς και δομημένου περιβάλλοντος Θεσσαλονίκη 2007.
2. ΕΑΚ 2000. Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός Ο.Α.Σ., Σ.Π.Μ.Ε., 2000
3. Ζανιά Β. Σεισμική καταπόνηση καταπόνηση χώρων υγειονομικής ταφής απορριμμάτων (ΧΥΤΑ): Μηχανισμοί αστοχίας και μέθοδοι ενίσχυσης. Διδακτορική Διατριβή. Γενικό Τμήμα. Πολυτεχνείο Κρήτης, 2009.
4. Θανόπουλος Ι. και Δούβλης Π. Φράγματα Θεσσαλίας: Λόγγα, Λιβαδιού, Παναγιώτικου. Προβλήματα κατά την κατασκευή και αντιμετώπιση τους. 1<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων. Λάρισα 2008.
5. Καραγιαννίδης Α. και Παπαϊωάννου Ε. Υδροηλεκτρικά έργα της ΔΕΗ ΑΕ στον ποταμό. 1<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων. Λάρισα 2008.
6. Καραμπάτσος Ι. Ανάλυση σεισμικής απόκρισης χώρων υγειονομικής ταφής (ΧΥΤΑ). Μεταπτυχιακή Εργασία. Γενικό Τμήμα. Πολυτεχνείο Κρήτης, 2006.
7. Λέκκας Ε.Λ., Αστοχίες και αίτια αστοχιών στο φράγμα Zipingpu (Επαρχία Sichuan, Κίνα) από τον σεισμό 7.9R της 12<sup>ης</sup> Μαΐου 2008. 1<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων. Λάρισα 2008.
8. Μουτάφης Ν. Ι. Αστοχίες και ατυχή συμβάντα ελληνικών φραγμάτων. 1<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων. Λάρισα 2008.
9. Μπουκοβάλας Γ. Παπαδημητρίου Α., Ανδριανόπουλος Κ. και Αναστασόπουλος Κ. Αντισεισμικός σχεδιασμός μεγάλων χωμάτινων φραγμάτων με κριτήρια επιτελεστικότητας. 2<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο φραγμάτων και ταμιευτήρων. Αθήνα 2013.
10. Μπουκοβάλας Γ. Γεωτεχνική σεισμική μηχανική. Μεταπτυχιακές Σημειώσεις. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών-Τομέας Γεωτεχνικής. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο Αθηνών 2010.
11. Οργανισμός Αντισεισμικού και Προστασίας (Ο.Α.Σ.Π). ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012. Κανονισμός Επεμβάσεων Ο.Α.Σ.Π., 2012.
12. Παπαδημητρίου Α., Μπουκοβάλας Γ. και Αναστασόπουλος Κ. Βελτιωμένη μεθοδολογία εκτίμησης σεισμικών συντελεστών για τη ψευδο-στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών χωμάτινων φραγμάτων. 3<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας. Αθήνα 2008.
13. Παπαδημητρίου Α., Ανδριανόπουλος Κ., Μπουκοβάλας Γ. και Αναστασόπουλος Κ. Νέα μεθοδολογία εκτίμησης σεισμικών συντελεστών για

- τη ψευδοστατική στατική ανάλυση ευστάθειας πρανών χωμάτων φραγμάτων. 6ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ. Βόλος 2010.
14. Παπαζαφειρόπουλος Γ., Ψαρρόπουλος Π., Τσομπανάκης Ι. Αναλυτική και αριθμητική προσομοίωση της υδροδυναμικής καταπόνησης άκαμπτων φραγμάτων. 1<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων. Λάρισα 2008.
  15. Σώκος, Ε. Παρουσιάσεις μαθήματος «Τεχνική Σεισμολογία», Πανεπιστήμιο Πατρών. [http://seismo.geology.upatras.gr/engseismo/equiv\\_lin.pdf](http://seismo.geology.upatras.gr/engseismo/equiv_lin.pdf), 2013.
  16. Φιλίντας Α., Πολύζος Σερ. Θ. Φράγματα, λειτουργίες οικοσυστήματος και περιβαλλοντικές επιπτώσεις. 1<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Μεγάλων Φραγμάτων. Λάρισα 2008.
  17. Ψυχάρης Γ. Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας. Πανεπιστημιακές Σημειώσεις. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο Αθήνα 2010.

## 7.2 Ξένη βιβλιογραφία

1. ANCOLD. Guidelines on design of dams for earthquake. Australian national committee on large dams (1998).
2. Andrianopoulos K., Papadimitriou A., Bouckovalas G. & Karamitros D. Insight into seismic response of earth dams with an emphasis on seismic coefficient. Computers and geotechnics (2014).
3. ATC-40. Applied Technology Council (ATC). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (1996).
4. Bouckovalas, G.D. & Papadimitriou, A.G. Numerical evaluation of slope topography effects on seismic ground motion. Soil Dyn. & Earthquake Engng 25: 547-558, (2005).
5. Boore D., Atkinson G). Boore-Atkinson NGA ground motion relations for the geometric mean horizontal component of peak and prectral ground motion parameters. PEER report, May, 2007.
6. Charles J., Abiss C., Gosschalk E., Hinks J. An engineering guide to seismic risk to dams and embankments. Soil dynamics and earthquake engineering, 4(4):166-182 (1991).
7. (EC 8) Eurocode 8. Design of structures for earthquake resistance, Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects. European Committee for Standardization, Brussels (2004).
8. FEMA 65. Federal guidelines for dam safety (FEMA). Earthquake analyses and design of dams (2005).
9. FEMA 365. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of building (FEMA) (2000).

10. Gazetas, G. Seismic response of earth dams: some recent developments. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 6 (1):3-47 (1987)..
11. Gazetas, G., Kallou, P.V., & Psarropoulos, P.N. Topography and soil effects in the MS 5.9 Parnitha (Athens) earthquake: the case of Adames. *Natural Hazards* 27: 133-169 (2002).
12. Giardini, D., Woessner, J., Danciu, L., Crowley, H., Cotton, F., Grünthal, G., Pinho, R., Valensise, G., & SHARE consortium, (2013). SHARE European seismic hazard map for peak ground acceleration, 10% exceedance probabilities in 50 years. SHARE European seismic harmonization project, available at [www.share-eu.org](http://www.share-eu.org) <<http://www.share-eu.org>>. August, 2013.
13. Hudson M., Idriss M., M. Beikae, "User's Manual for QUAD4M", Center for Geotechnical Modeling, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis, CA, USA, 1994.
14. Hynes-Griffin M., Franklin A. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. Miscellaneous paper GL-84-13, U.S Army corps of engineers waterway experiment station. Vicksburg, Mississippi, 21pp.
15. ICOLD. Selecting seismic parameters for large dams guidelines. International commission on large dams (ICOLD). Committee on seismic aspects of dam design (2010).
16. Idriss I., Sun J. SHAKE91: a computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits. User's guide. University of California at Davis (1992).
17. Itasca consulting group inc. FLAC-Fast Lagrangian Analysis of Continua, version 3.4. User's manual. Minneapolis: Itasca (1998).
18. JCOLD. Japan Commission on Large Dams (JCOLD), Review of the cause of Fujinuma-ike Failure, Summary Report, Panel to evaluate the seismic stability of dams and small ponds for agricultural purpose of Fukushima Prefecture, (2012).
19. Kramer S.L. Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall, New Jersey, 1996.
20. Makdisi F., Seed H. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations. *Journal of geotechnical engineering division*. ASCE, 104 (7): 0849-867 (1978).
21. Marcusson W. Moderator's report for session on Earth dams and stability of slopes under dynamic loads. *Proceedings, international conference on recent advances in geotechnical earthquake engineering and soil dynamics*, 3, pp. 1175. (1981).
22. Mejia L, Gillon M, Walker J and Newson T. Criteria for developing seismic loads for the safety evaluation of dams of two New Zealand owners. *Proceedings of New Zealand Society on Large Dams and Australian. National*

- Committee on Large Dams (NZSOLD-ANCOLD). 2001 Conference on Dams, Auckland, New Zealand.
23. NZSOLD. New Zealand dam safety guidelines. The New Zealand society on large dams (2010).
  24. Newmark, N.M. 1965. Effect of earthquakes on dams and embankments. *Geotechnique*. 15 (2): 139-160.
  25. Papadimitriou A., Bouckovalas G, Andrianopoulos K. Methodology for estimating seismic coefficients for performance-based design of earth dams and tall embankments. *Soil dynamics and earthquake engineering* (2014).
  26. Pradel D., Wartman J. and Tiwary B. Failure of the Fujinama dams during the 2011 Tohoku earthquake, (2013).
  27. Psarropoulos P., Tsompanakis Y., Antoniou and Charmpis D., Impact of earthquake-related geohazards on offshore pipelines and seaside facilities of oil & gas industry in the Mediterranean region, in *Proceedings of the 14<sup>th</sup> International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing (CC 2013)*, Cagliari, Sardinia, Italy, 3-6 September 2013.
  28. Wieland M., 2009. Seismic aspects of large dams - The many features of the seismic hazard in large dam projects, Keynote-Presentation, Workshop ANCOLD-2009.
  29. Terzaghi K. Mechanisms of landslides. *Engineering Geology (Berkey) Volume*. Geological Society of America (1950).
  30. Srbulov, M. *Geotechnical Earthquake Engineering Simplified Analyses with Case Studies and Examples*, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering Book Series, Springer (2008).
  31. USCOLD (1985). Guidelines for selecting seismic parameters for dam projects. Report of committee on Earthquakes. U.S. Committee on Large Dams.
  32. Youd T., Idriss I. Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geoenvironmental engineering*. ASCE, 124(4): 297-313 (2001).

### 7.3 Ηλεκτρονικές πηγές

1. <http://water.usgs.gov/edu/watercycle.html>, Μάιος 2014
2. <http://www.dailymail.co.uk/>, Μάιος 2014
3. <http://www.zbcc168.com/eshowproducts.asp?ID=181>, Μάιος 2014
4. [http://en.wikipedia.org/wiki/File:Gordon\\_Dam.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Gordon_Dam.jpg), Μάιος 2014
5. <http://www.2steps.gr/index.asp?xkey=216>, Μάιος 2014
6. <http://www.earthquakenet.gr/klimakestwneismwn.htm> Κλίμακες σεισμών, Σεπτέμβριος 2014.

7. <http://www.elekkas.gr/> , Σεπτέμβριος 2014.
8. [http://en.wikipedia.org/wiki/File:Zipingpu Dam.JPG](http://en.wikipedia.org/wiki/File:Zipingpu_Dam.JPG), Οκτώβριος 2014.
9. <http://www.tectonics.caltech.edu/outreach/highlights/2008MayChinaEQ/>, Οκτώβριος 2014.
10. [http://en.wikipedia.org/wiki/Fujinuma Dam#mediaviewer/File:Reservoir Fujinuma 20090321.Jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Fujinuma_Dam#mediaviewer/File:Reservoir_Fujinuma_20090321.Jpg), Οκτώβριος 2014.
11. [http://comet.nerc.ac.uk/current\\_research\\_japan.html](http://comet.nerc.ac.uk/current_research_japan.html), Οκτώβριος 2014
12. [http://en.wikipedia.org/wiki/Sefidrud Dam#mediaviewer/File:Sefid-Rud-Dam.jpg](http://en.wikipedia.org/wiki/Sefidrud_Dam#mediaviewer/File:Sefid-Rud-Dam.jpg) ,Νοέμβριος 2014
13. <http://www.jsce-int.org/>, Νοέμβριος 2014
14. <http://www.eic.eri.u-tokyo.ac.jp/topics/taiwan/yoshin2e.html> , Νοέμβριος 2014
15. <http://www.geo-slope.com/>, Νοέμβριος 2014
16. <http://www.scvhistory.com/scvhistory/lw7102.htm>, Νοέμβριος 2014
17. <http://earthquake.usgs.gov/learn/publications/la-damstory/>, Νοέμβριος 2014
18. <http://karditsa.thessaly.gov.gr/toyrd.aspx?ID=5>, Ιανουάριος 2015
19. <http://www.notia-evia.gr/index.php>, Ιανουάριος 2015
20. <http://www.panoramio.com/> , Ιανουάριος 2015
21. <http://mavrakis-sa.gr/> , Ιανουάριος 2015
22. <http://www.agrinioeculture.gr/> , Ιανουάριος 2015
23. <http://rodosreport.gr/dimiourgia-mesogeiakou-parkou/>, Ιανουάριος 2015
24. <http://www.crete2day.gr/>, Φεβρουάριος 2015
25. <http://www.energia.gr/> ,Φεβρουάριος 2015
26. <http://www.discoveragrinio.gr/> ,Φεβρουάριος 2015
27. <http://www.moa.gov.cy> Ιανουάριος 2015

