



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

Μεταπτυχιακή Διατριβή Ειδίκευσης

Βελτιστοποίηση της δυναμικής απόκρισης δεξαμενών
αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου



Ανδρέας Κ. Σπαχής

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής Ιωάννης Τσομπανάκης

Χανιά

Φεβρουάριος 2019

Ευχαριστίες

Στο σημείο αυτό θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν για την πραγματοποίηση αυτής της διπλωματικής εργασίας. Αρχικά οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στην οικογένεια μου για την ενθάρρυνση και την ουσιαστική υποστήριξη όλα το διάστημα του σπουδών μου.

Ακόμα θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Ιωάννη Τσομπανάκη, ο οποίος παρείχε την αμέριστη στήριξή του σε όλες τις δυσκολίες που προέκυψαν κατά τη διάρκεια της εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να τον ευχαριστήσω τόσο για την άψογη συνεργασία και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, όσο και για τη δυνατότητα που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον επιστημονικό πεδίο της μηχανικής. Θα ήθελα, επίσης, να ευχαριστήσω τον κ. Τρύφωνα Δάρα, Επίκουρο Καθηγητή της Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης και τον κ. Νικόλαο Λαγαρό, Αναπληρωτή Καθηγητή της Σχολής Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της παρούσης διατριβής.

Τέλος, ευχαριστώ τον Υποψήφιο Διδάκτορα της σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης, Αλέξανδρο Τσιπιανίτη, για την άψογη συνεργασία που είχαμε, τις συμβουλές, την πολύτιμη βοήθεια που μου παρείχε και τη συμβολή του στην αντιμετώπιση των δυσκολιών της εργασίας. Ευχαριστώ, ακόμα και την κα. Ειρήνη Κουτσογιαννάκη, ΕΤΕΠ του Πολυτεχνείου Κρήτης, για την κριτική ανάγνωση του κειμένου της εργασίας.

Περίληψη

Η παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή έχει ως αντικείμενο τη βελτιστοποίηση της δυναμικής απόκρισης δεξαμενών αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου. Πιο συγκεκριμένα, η εργασία αφορά στη μελέτη -με σύγχρονες υπολογιστικές μεθόδους- της σεισμικής συμπεριφοράς συγκεκριμένου τύπου και σχήματος δεξαμενών αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου. Έμφαση έχει δοθεί και στη βελτίωση της δυναμικής απόκρισης των υπό μελέτη δεξαμενών, με χρήση αποτελεσματικών συστημάτων σεισμικής μόνωσης στη θεμελίωση της κατασκευής. Οι ανωτέρω στόχοι υλοποιούνται με εφαρμογή κατάλληλου λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων για την ανάλυση του σύνθετου φαινομένου δυναμικής αλληλεπίδρασης (δεξαμενής-περιεχόμενου).

Επιπροσθέτως, στο πλαίσιο της εργασίας αναπτύχθηκε μια αποτελεσματική μεθοδολογία βελτίωσης της σεισμικής απόκρισης των δεξαμενών μέσω της βελτιστοποίησης κρίσιμων παραμέτρων σχεδιασμού. Αυτό επιτεύχθηκε με την ανάπτυξη κατάλληλου κώδικα, ο οποίος βασίζεται σε ρεαλιστικά δεδομένα και δύναται να συμβάλει στην υλοποίηση των βέλτιστων μέτρων αντισεισμικής προστασίας, στον αποτελεσματικότερο τεchnο-οικονομικό σχεδιασμό και στη μείωση της πιθανότητας αστοχίας του έργου. Πιο συγκεκριμένα, αναπτύχθηκαν κώδικες με χρήση της πλατφόρμας MATLAB για να εφαρμοσθεί η μεθοδολογία βελτιστοποίησης της σεισμικής μόνωσης με χρήση του εξελικτικού αλγορίθμου «αναζήτησης κούκων». Τα αποτελέσματα της εν λόγω διαδικασίας χρησιμοποιούνται ως δεδομένα εισόδου στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων, έτσι ώστε να διεξαχθεί η παραμετρική μελέτη της δυναμικής απόκρισης των εξεταζόμενων δεξαμενών.

Η δομή της εργασίας διαμορφώνεται ως εξής: αρχικά γίνεται μια περιγραφή της διαδικασίας αντισεισμικού σχεδιασμού των δεξαμενών υγροποιημένου φυσικού αερίου για την καλύτερη δυνατή αντιμετώπιση του σεισμικού κινδύνου. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο πάνω στο οποίο θα βασιστεί η διαδικασία προσομοίωσης των δεξαμενών που θα μελετηθούν στην παρούσα διερεύνηση. Ακολούθως, γίνεται αναφορά στη διαμόρφωση του προβλήματος βελτιστοποίησης, δηλαδή των παραμέτρων και των συναρτήσεων βέλτιστου σχεδιασμού του εξεταζόμενου προβλήματος. Επίσης, γίνεται αναφορά στον αλγόριθμο βελτιστοποίησης και στον σχετικό κώδικα που αναπτύχθηκε στο περιβάλλον του MATLAB. Στη συνέχεια, γίνεται η προσομοίωση των δεξαμενών και η δυναμική ανάλυσή τους με χρήση κατάλληλου λογισμικού, όπως το SAP2000. Η εργασία ολοκληρώνεται με τη διενέργεια μιας εκτενούς παραμετρικής ανάλυσης, την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων συγκριτικά και με τη σχετική βιβλιογραφία, και τέλος με την παρουσίαση των εξαχθέντων συμπερασμάτων.

Abstract

This post-graduate diploma thesis focuses on the optimization of the dynamic response of liquefied natural gas (LNG) tanks. The study investigates the seismic response of particular types of LNG tanks, using advanced computational methods. Specifically, the possibility of improving the dynamic response of the tanks, using effective seismic isolation systems at the foundation level, constitutes one of the most important aspects of this study.

The aforementioned goals are achieved through the application of finite element software for the analysis of the complex dynamic interaction (tank-liquid-interaction). Furthermore, an efficient methodology for improving the seismic response of tanks through optimization of critical design parameters of the isolators has been developed. This has been achieved by developing a code that is applicable to real data and is able to lead to the implementation of optimal seismic protection measures, more efficient techno-economic design so that to reduce the probability of failure of the superstructure. Specifically, codes were developed using MATLAB so as to implement optimization methodology using Cuckoo Search algorithm, while the results were used as input data in the finite element software in order to carry out the parametric study of the dynamic response of the tanks.

The outline of the study is briefly described: Firstly, the seismic design of LNG tanks is described. Subsequently, the theoretical background which has been implemented for the simulation of the dynamic response of isolated tanks is presented. Then, the optimization formulation is configured, which includes the design variables as well as objective and constraints functions. In addition, the optimization algorithm and the developed MATLAB codes are presented. Then, the examined tanks are simulated and analyzed using finite element software SAP2000. Finally, a detailed parametric analysis is conducted, the numerical results are presented and compared to results derived from relevant studies, and the conclusions drawn are provided.

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1^ο	1
1. Εισαγωγή	1
1.1. Γενικά	1
1.2. Υγροποίηση φυσικού αερίου	2
1.3. Δεξαμενές φυσικού αερίου	3
1.4. Διαδικασία ανάλυσης δεξαμενής	6
1.5. Αντικείμενο εργασίας.....	7
Κεφάλαιο 2^ο	9
2. Υγροποιημένο Φυσικό Αέριο	9
2.1. Γενικά περί φυσικού αερίου	9
2.1.1. Ορισμός.....	9
2.1.2. Χημική σύσταση	10
2.1.3. Φυσικές ιδιότητες	11
2.1.4. Χρήσεις.....	11
2.1.5. Εξόρυξη και μεταφορά.....	12
2.2. Γενικά περί υγροποιημένου φυσικού αερίου	13
2.2.1. Υγροποιημένο Φυσικό Αέριο	13
2.2.2. Κίνδυνοι από το υγροποιημένο φυσικό αέριο	13
2.2.3. Συστήματα Ασφαλείας ΥΦΑ.....	14
2.2.4. Εγκαταστάσεις - Κύκλος του ΥΦΑ	15
2.2.5. Αποθήκευση του ΥΦΑ.....	16
2.2.6. Σταθμοί υποδοχής/αποθήκευσης/αεριοποίησης ΥΦΑ	16
2.3. Υλικά και τρόπος κατασκευής δεξαμενών ΥΦΑ	18
2.3.1. Περιγραφή τύπων δεξαμενών ΥΦΑ	20
2.3.2. Θεμελιώσεις δεξαμενών	25
2.3.3. Επιφανειακές θεμελιώσεις	26

2.3.4. Θεμελιώσεις με πασσάλους	26
2.3.5. Αγκυρωμένες και μερικώς αγκυρωμένες δεξαμενές	27
2.3.6. Μη αγκυρωμένες δεξαμενές	28
Κεφάλαιο 3^ο.....	29
3. Δεξαμενές Αποθήκευσης Υγρών	29
3.1. Εισαγωγή	29
3.2. Κατηγοριοποίηση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών.....	30
3.3. Πιθανές μορφές αστοχίας των δεξαμενών	32
3.3.1. Λυγισμός σε σχήμα διαμαντιού	33
3.3.2. Λυγισμός σε σχήμα πέλματος ελέφαντα	33
3.3.3. Βλάβες λόγω κυματισμού του περιεχόμενου υγρού	35
3.3.4. Βλάβη στη σύνδεση των σωληνώσεων.....	35
3.3.5. Αστοχία της Θεμελίωσης	36
3.3.6. Πλαστική στρόφη βάσης.....	36
3.3.7. Αγκυρώσεις	36
3.4. Απόκριση σε σεισμό	37
3.4.1. Ιδιοπερίοδος ωστικής ιδιομορφής.....	38
3.4.2. Ιδιοπερίοδος κυκλοφορούσας ιδιομορφής	39
3.4.3. Ύψος κυματισμού του περιεχόμενου υγρού	40
3.5. Σεισμικές δράσεις.....	41
3.5.1. Γενικά	41
3.6. Δύσκαμπτες-πακτωμένες δεξαμενές	41
3.6.1. Οριζόντια σεισμική δράση	41
3.6.2. Ωστική Συνιστώσα.....	42
3.6.3. Κυκλοφορούσα συνιστώσα.....	45
Κεφάλαιο 4^ο.....	51
4. Μέθοδοι Αντισεισμικής Ενίσχυσης	51
4.1. Εισαγωγή	51

4.2.	Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού.....	52
4.2.1.	Συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός.....	52
4.2.2.	Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός	55
4.3.	Ιστορική αναδρομή εξέλιξης της ενίσχυσης.....	57
4.4.	Αντικείμενο σεισμικής μόνωσης	58
4.4.1.	Γενικά	58
4.4.2.	Θεωρητικό υπόβαθρο.....	59
4.4.3.	Προδιαγραφές εφαρμογής της ενίσχυσης.....	62
4.4.4.	Εφαρμογής σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα	67
Κεφάλαιο 5^ο.....		69
5. Σεισμική μόνωση		69
5.1.	Εισαγωγή.....	69
5.2.	Εφέδρανα σεισμικής μόνωσης.....	69
5.2.1.	Γενικά	69
5.2.2.	Ελαστομεταλλικά εφέδρανα.....	71
5.2.3.	Εφέδρανα ολίσθησης.....	74
5.3.	Διαδικασία προσομοίωσης εφεδράνων	77
Κεφάλαιο 6^ο.....		83
6. Κανονισμοί σεισμικής μόνωσης.....		83
6.1.	Γενικά	83
6.2.	Ειδικές απαιτήσεις στο σύστημα.....	84
6.3.	Ανάλυση κατασκευών	86
6.4.	Ανάλυση της διαδικασίας προδιαστασιολόγησης	90
6.5.	Συστήματα εκκρεμούς τριβής	93
6.5.1.	Υλικά κατασκευής σφαιρικής επιφάνειας	94
6.5.2.	Συντελεστής δυναμικής τριβής	94
6.6.	Κανονιστικές διατάξεις.....	95
6.6.1.	Απαιτήσεις εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας τριβής	97

Κεφάλαιο 7^ο	103
7. Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών	103
7.1. Εισαγωγή.....	103
7.2. Μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης	104
7.2.1. Διατύπωση	104
7.2.2. Μεταβλητές σχεδιασμού	105
7.2.3. Συναρτήσεις περιορισμού.....	105
7.2.4. Αντικειμενική συνάρτηση	106
7.3. Κατηγορίες βελτιστοποίησης κατασκευών	107
7.3.1. Γενικά	107
7.3.2. Βελτιστοποίηση μεγεθών των διατομών	107
7.3.3. Βελτιστοποίηση σχήματος κατασκευών	108
7.3.4. Βελτιστοποίηση τοπολογίας	109
7.4. Μέθοδοι βέλτιστου σχεδιασμού.....	110
7.4.1. Μαθηματικές ή Αιτιοκρατικές μέθοδοι	110
7.4.2. Εξελικτικές ή Δαρβίνειες μέθοδοι.....	112
Κεφάλαιο 8^ο	115
8. Αλγόριθμος αναζήτησης κούκων	115
8.1. Εισαγωγή.....	115
8.2. Περιγραφή αλγορίθμου	115
8.2.1. Γενικά	115
8.2.2. Προέλευση αλγορίθμου.....	116
8.2.3. Τυχηματικές μετακινήσεις	116
8.2.4. Μοντελοποίηση αλγορίθμου	117
8.2.5. Πλεονεκτήματα	117
8.3. Εφαρμογή στη σεισμική μόνωση δεξαμενών	118
8.3.1. Γενικά	118
8.3.2. Διατύπωση μαθηματικού μοντέλου βελτιστοποίησης.....	120

8.3.3. Παρουσίαση του λογισμικού βελτιστοποίησης.....	121
Κεφάλαιο 9^ο.....	125
9. Διαδικασία προσομοίωσης.....	125
9.1. Εισαγωγή.....	125
9.2. Μέθοδοι ανάλυσης.....	126
9.3. Περιγραφή προσομοιώματος “Joystick”	136
9.3.1. Πλαστική στροφή βάσης.....	136
9.3.2. Αγκυρώσεις.....	137
9.3.3. Κυματισμός.....	137
9.3.4. Λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα.....	138
Κεφάλαιο 10^ο.....	139
10.Διάταξη φορέα δεξαμενής.....	139
10.1. Γενικά	139
10.2. Διάταξη σε πεπερασμένα στοιχεία	140
10.3. Απλοποιητικό προσομοίωμα	143
10.4. Δυναμικές αναλύσεις.....	145
10.5. Επαυξητική δυναμική ανάλυση	148
10.6. Καμπύλες τρωτότητας.....	151
Κεφάλαιο 11^ο.....	153
11.Δυναμική βελτιστοποίηση δεξαμενών.....	153
11.1. Γενικά	153
11.2. Ανάλυση μοντέλων MATLAB.....	154
11.3. Δυναμικές αναλύσεις.....	180
11.3.1. Σύγκριση μεθοδολογιών βελτιστοποίησης.....	181
11.3.2. Επιρροή τύπου γεωμετρίας	186
11.3.3. Επιρροή τύπου εφεδράνων	192
11.3.4. Σχολιασμός αποτελεσμάτων.....	198

Κεφάλαιο 12^ο.....	201
12. Συμπεράσματα	201
Βιβλιογραφία	205

Κεφάλαιο 1^ο

1. Εισαγωγή

1.1. Γενικά

Δεξαμενές κατασκευάζονται σε πολλές χώρες και χρησιμεύουν κυρίως στην αποθήκευση υγρών, όπως νερό, που χρησιμοποιείται για ύδρευση και κατάσβεση πυρκαγιών, πετρέλαιο και υδροποιημένο φυσικό αέριο. Υπάρχουν υπόγειες, επίγειες και υπερυψωμένες δεξαμενές. Οι δεξαμενές μπορεί να διαφέρουν στο υλικό κατασκευής, στο σχήμα και τον τρόπο που τοποθετούνται (οριζόντια ή κατακόρυφα). Η παρούσα εργασία επικεντρώνεται στις επίγειες, κατακόρυφες, κυλινδρικές δεξαμενές. Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας κατά το σχεδιασμό δεξαμενών είναι ο σεισμός. Οι δεξαμενές, λόγω της σημασίας που έχουν στην εξυπηρέτηση βασικών αναγκών, είναι απαραίτητο να παραμένουν λειτουργικές και μετά από έναν σεισμό. Η σεισμική συμπεριφορά, κυρίως των δεξαμενών που εδράζονται στο έδαφος, έχει γίνει αντικείμενο μελέτης πολλών ερευνητών μεταξύ των οποίων οι Housner (1963) και Veletsos (1974). Η αλληλεπίδραση του περιεχόμενου στη δεξαμενή υγρού και του κελύφους της μελετάται εκτενώς σε επόμενο κεφάλαιο, στο οποίο αναφέρονται επίσης και οι επιπτώσεις της σεισμικής διέγερσης.

Για την κατασκευή δεξαμενών χρησιμοποιείται κυρίως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα, όμως δεν είναι σπάνια και η χρήση άλλων υλικών όπως το πλαστικό. Οι πρώτες υπερυψωμένες δεξαμενές ήταν κατασκευασμένες από ξύλο σε υποστυλώματα από πέτρα ή τούβλα. Ακολούθως, περιορισμοί στο μέγεθος, την ανθεκτικότητα αλλά και λόγοι υγιεινής οδήγησαν στην επιλογή κυρίως του χάλυβα για την κατασκευή των υπερυψωμένων δεξαμενών νερού. Χάλυβας, σε συνδυασμό με σκυρόδεμα για την κατασκευή της πλάκας έδρασης του χαλύβδινου κελύφους, χρησιμοποιείται συνήθως και στις δεξαμενές που εδράζονται στο έδαφος. Οι δεξαμενές αυτές είναι κυλινδρικές, ενώ οι υπερυψωμένες δεξαμενές μπορεί να είναι σφαιρικές, κυλινδρικές ή κωνικές. Η χωρητικότητα των δεξαμενών κυμαίνεται από κάποιες δεκάδες μέχρι μερικές χιλιάδες κυβικά μέτρα. Η μεγαλύτερη επίγεια δεξαμενή βρίσκεται στην Οσάκα της Ιαπωνίας, έχει χωρητικότητα 180.000 m³ και χρησιμοποιείται για την αποθήκευση υδροποιημένου φυσικού αερίου. Η οροφή των

δεξαμενών μπορεί να είναι οριζόντια, κωνική, σε σχήμα «ομπρέλας» ή να έχει τη μορφή θόλου. Υπάρχουν δεξαμενές με διπλή οροφή, από τις οποίες η μία μπορεί να κινείται.

Όσον αφορά τη στήριξή της, μπορεί να είναι αυτοϋποστηριζόμενη, ή να στηρίζεται σε ένα σύστημα δοκών και υποστυλωμάτων, ενώ στη βάση υπάρχει ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης ώστε να εξουδετερώνονται οι αναπτυσσόμενες σεισμικές εντάσεις. Οι αυτοϋποστηριζόμενες οροφές είναι συγκολλημένες στο κέλυφος και κατασκευάζονται όταν είναι επιθυμητό να είναι ελεύθερο το εσωτερικό της δεξαμενής. Η βάση των δεξαμενών μπορεί να είναι οριζόντια για δεξαμενές με σχετικά μικρές διαμέτρους. Ακόμη, μπορεί να είναι κωνική με το κέντρο να είναι το ψηλότερο ή το χαμηλότερο σημείο (όταν θα γίνεται άδειασμα της δεξαμενής από το κέντρο με υπόγειους αγωγούς) ή επίπεδη, αλλά ελαφρώς υπερυψωμένη προς τη μία πλευρά.

Αυτός ο σχεδιασμός περιορίζεται σε δεξαμενές με διαμέτρους μικρότερες από 30m καθώς η υψομετρική διαφορά μεταξύ δύο αντιδιαμετρικών σημείων μπορεί να γίνει σημαντική σε δεξαμενές μεγάλης διαμέτρου. Το κέλυφος χαλύβδινων δεξαμενών έχει πάχος μερικών χιλιοστών, το οποίο μπορεί να μεταβάλλεται καθ' ύψος λόγω της μεταβολής των πιέσεων που ασκεί το υγρό σε συνάρτηση με το ύψος. Η μεταβολή του πάχους διακρίνεται μόνο στο εσωτερικό της δεξαμενής. Σε δεξαμενές με μεγάλο ύψος ή στην περίπτωση που υπάρχει κίνδυνος τοπικού λυγισμού, υπό την επίδραση των φορτίων ανέμου, τοποθετούνται στο κέλυφος ενισχυτικοί οριζόντιοι δακτύλιοι ή και κατακόρυφες νευρώσεις.

Για τη θεμελίωση είναι σημαντικό να επιλεγεί ο κατάλληλος τύπος εδάφους που θα είναι ικανό να παραλάβει όλα τα φορτία της κατασκευής, χωρίς να υφίσταται μεγάλες καθιζήσεις και να αντιστέκεται στην ολίσθηση και την ανατροπή. Τα ιδανικά εδάφη για τη θεμελίωση δεξαμενών είναι τα αμμώδη με μεσαία προς υψηλή σχετική πυκνότητα και στιφρές άργιλοι. Ο τύπος της θεμελίωσης εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους, τα φορτία, την τοπογραφία και την παρουσία άλλων κατασκευών κοντά στο σημείο κατασκευής της δεξαμενής. Οι καθιζήσεις, ολικές και σχετικές, θα πρέπει να είναι περιορισμένες λόγω της ευαισθησίας των δεξαμενών σε αυτές. Η μέγιστη προτεινόμενη τιμή για την ολική και τη σχετική καθίζηση είναι 5cm και 2,5cm, αντίστοιχα. Για οικονομικούς λόγους οι επιφανειακές θεμελιώσεις προτιμώνται όταν αυτό είναι δυνατό. Οι βαθιές θεμελιώσεις είναι κατάλληλες στην περίπτωση χαλαρών άμμων και μαλακών αργίλων ή όταν έχουν εντοπιστεί κοιλώματα, αμμώδη ρευστοποιήσιμα εδάφη ή ιλύες με μεγάλη υγρασία, που είναι πιθανόν να στερεοποιηθούν υπό την επίδραση φορτίων.

1.2. Υγροποίηση φυσικού αερίου

Στο πλαίσιο της συνεχούς αύξησης των ενεργειακών αναγκών της κοινωνίας και των σημαντικών δυσκολιών τόσο της αποθήκευσης, όσο και της μεταφοράς της αέριας μορφής του φυσικού αερίου, δημιουργήθηκε η ανάγκη να υγροποιηθεί το

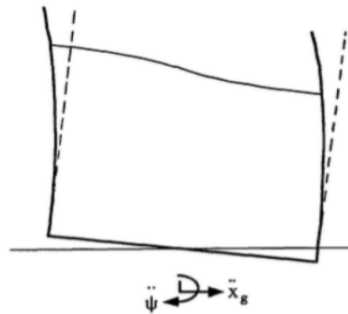
φυσικό αέριο. Με την υγροποίηση του φυσικού αερίου επιτυγχάνεται η μεταφορά του μέσω ειδικών δεξαμενόπλοιων σε μεγαλύτερες αποστάσεις από τους τόπους παραγωγής, στις καταναλώτριες χώρες. Η εφαρμογή του υγροποιημένου φυσικού αερίου ως πηγή ενέργειας και η αποθήκευσή του κοντά σε αστικές περιοχές δεν απαιτεί την κατασκευή πρόσθετων αγωγών. Το φυσικό αέριο στο μέλλον θα αποτελέσει ακόμη περισσότερο την κυρίαρχη μορφή ενέργειας, που θα χρησιμοποιείται, λόγω της ανάγκης και του σχεδιασμού για σταδιακή απεξάρτηση από το πετρέλαιο, ως επί των πλείστων τα επόμενα χρόνια. Το φυσικό αέριο σήμερα είναι το πλέον περιζήτητο καύσιμο λόγω της υψηλής θερμογόνου δύναμης, της μειωμένης περιβαλλοντικής επιβάρυνσης και της αποδοτικής του καύσης.

Θεωρείται η καθαρότερη πηγή ενέργειας μετά τις ανανεώσιμες, εξαιτίας της ποιότητας της καύσης του και της χαμηλής περιεκτικότητας των καυσαερίων του σε ρυπογόνες ουσίες. Οι συνεχείς επιτυχίες στην εξερεύνηση φυσικού αερίου παγκοσμίως δείχνουν ότι αδιαμφισβήτητα υπάρχουν διαθέσιμα αποθέματα σε μεγάλες ποσότητες στον πλανήτη μας. Οι επιλογές για μεταφορά του φυσικού αερίου, είναι με χερσαίους αγωγούς ή μέσω θαλάσσης με LNG (Liquefied Natural Gas) δεξαμενόπλοια. Όπως προαναφέρθηκε, οι ενεργειακές ανάγκες της ανθρωπότητας απαιτούν τη στροφή προς το φυσικό αέριο, γεγονός το οποίο συνδέεται με τη βελτιστοποίηση των δεξαμενών αποθήκευσής του και της σεισμικής απόκρισής τους. Το υγροποιημένο φυσικό αέριο έχει τεθεί στο επίκεντρο του ενδιαφέροντος της παγκόσμιας κοινωνικής ανάπτυξης, καθώς οι μεταφορές ενέργειας και επομένως και η εφεύρεση των απαραίτητων συνθηκών αποθήκευσης κυριαρχούν στην ανάπτυξης και το εμπόριο.

1.3. Δεξαμενές φυσικού αερίου

Οι επίγειες, κατακόρυφες, κυλινδρικές, μεταλλικές δεξαμενές είναι συνήθως μεγάλης χωρητικότητας και σχεδιάζονται ως πλήρως ή μερικώς ή μη αγκυρωμένες στη βάση τους. Οι πλήρως ή μερικώς αγκυρωμένες δεξαμενές όταν υποβληθούν σε ισχυρή σεισμική διέγερση αναπτύσσουν ροπή ανατροπής και μεγάλη τέμνουσα βάσης λόγω της υδροδυναμικής δράσης, με αποτέλεσμα να υπάρχουν υψηλές απαιτήσεις όσον αφορά το σύστημα αγκύρωσης και τη θεμελίωσή τους. Είναι ιδιαίτερα συχνό φαινόμενο να παρατηρούνται υψηλές τάσεις στην περιοχή των αγκυρώσεων, οι οποίες είναι ανεπαρκώς σχεδιασμένες, με αποτέλεσμα να παραμορφώνονται τα τοιχώματα της δεξαμενής. Μπορεί να προκληθεί ακόμα και ολίσθηση της δεξαμενής αν η μεγάλη διατμητική δύναμη στη βάση των αγκυρωμένων δεξαμενών υπερβεί τη δύναμη της τριβής. Γίνεται κατανοητό ότι σε περιοχές με πιθανότητα υψηλής σεισμική διέγερσης, οι δεξαμενές είναι πρακτικά αδύνατο να σχεδιαστούν να αντέχουν τις πολύ ισχυρές δράσεις μέσω ελαστικής ανάλυσης.

Όταν λοιπόν οι μη ελεύθερα εδραζόμενες δεξαμενές υποβληθούν σε δράσεις μεγαλύτερες από τις δράσεις σχεδιασμού, οι κοχλίες αγκύρωσης τείνουν να αποκολληθούν ή παρουσιάζουν ανελαστική επιμήκυνση. Η απώλεια ενέργειας λόγω ανελαστικής δράσης των κοχλιών αγκύρωσης είναι όμως αρκετά μικρή, καθώς οι κοχλίες δρουν μόνο σε εφελκυσμό. Οι αγκυρώσεις που δεν σχεδιάζονται σωστά είναι δυνατόν να σπάσουν ψαθυρά ή να ολισθήσουν, με αποτέλεσμα να παρουσιάζεται μια απότομη αύξηση στην ανύψωση της βάσης. Αυτή σχετίζεται με την πλαστική στρόφη της βάσης της δεξαμενής, την ακτινική απομάκρυνση μεταξύ βάσης και θεμελίωσης και τις περιφερειακές θλιπτικές τάσεις στα τοιχώματά της.

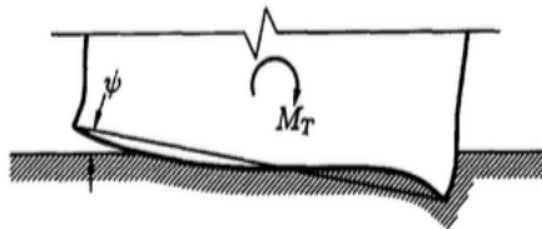


Σχήμα 1.1: Πλήρως ή μερικώς αγκυρωμένη δεξαμενή που υποβάλλεται σε μετακίνηση βάσης και στρόφη (Malhotra & Veletsos, 1994c).

Πρακτικά όμως η πλήρης αγκύρωση στις δεξαμενές είναι πολύ συχνά αντισυμβατική και δεν μπορεί να εγγυηθεί τη βέλτιστη απόδοσή της. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα πολλές δεξαμενές αποθήκευσης υγρών να σχεδιάζονται ως μη αγκυρωμένες και να εδράζονται απευθείας σε μαλακές εδαφικές στρώσεις. Όταν αυτές οι δεξαμενές υποβληθούν σε ισχυρή σεισμική διέγερση, η μία πλευρά τους ανυψώνεται και η άλλη πλευρά τους διεισδύει στον εύκαμπτο εδαφικό σχηματισμό. Γίνεται αντιληπτό λοιπόν ότι η συμπεριφορά και των μη αγκυρωμένων δεξαμενών χαρακτηρίζεται ως έντονα μη γραμμική. Η ενδοσιμότητα των μη αγκυρωμένων δεξαμενών, η οποία σχετίζεται με την ανύψωση της βάσης, μειώνει τις υδροδυναμικές πιέσεις και συνεπώς και την τέμνουσα βάσης και τη ροπή ανατροπής. Ωστόσο, λόγω της μειωμένης επαφής της δεξαμενής με τη θεμελίωση, οι αξονικές θλιπτικές τάσεις αυξάνονται όπως και οι πλαστικές στρόφες στην συναρμογή τοιχώματος και βάσης της δεξαμενής, με αποτέλεσμα τον λυγισμό του τοιχώματος. Επίσης μειώνεται η αντίσταση έναντι ανύψωσης και η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας.

Οι μη αγκυρωμένες δεξαμενές, οι οποίες στηρίζονται απευθείας σε μαλακές εδαφικές στρώσεις, υποβάλλονται σε μικρότερες αξονικές θλιπτικές τάσεις σε σχέση με τις μη αγκυρωμένες δεξαμενές που στηρίζονται σε δύσκαμπτη πλάκα σκυροδέματος. Έχει παρατηρηθεί ότι οι λεπτές και υψηλές μη αγκυρωμένες δεξαμενές είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες στα παραπάνω φαινόμενα. Επομένως, στις μη

αγκυρωμένες δεξαμενές μπορεί να παρατηρηθεί αυξημένη ανύψωση της βάσης, διείσδυση θεμελίωσης, πλαστική στροφή της βάσης της δεξαμενής, περιφερειακές θλιπτικές τάσεις στα τοιχώματα και ακτινική απομάκρυνση μεταξύ βάσης και θεμελίωσης. Αξίζει να σημειωθεί ότι η συμπεριφορά της μη αγκυρωμένης δεξαμενής είναι παρόμοια με τη συμπεριφορά της αγκυρωμένης δεξαμενής, μόνο κάτω από μικρές εδαφικές παραμορφώσεις. Μπορεί να επιτευχθεί αύξηση της αντίστασης έναντι ανύψωσης με αύξηση του πάχους της βάσης και των τοιχωμάτων της δεξαμενής ή αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης. Αντίθετα, η ικανότητα απορρόφησης ενέργειας μειώνεται με την αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης ή του πάχους των τοιχωμάτων και αυξάνεται με την αύξηση του πάχους της βάσης της δεξαμενής ή του ορίου διαρροής του υλικού.



Σχήμα 1.2: Μη αγκυρωμένη δεξαμενή που υποβάλλεται σε μετακίνηση βάσης και στροφή (Malhotra, 1997).

Επομένως οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρού (αγκυρωμένες και μη) είναι αδύνατο να συμπεριφέρονται ελαστικά σε περίπτωση έντονης σεισμικής διέγερσης και ως εκ τούτου ενδέχεται να παρατηρηθούν βλάβες καθ' όλη τη διάρκεια ζωής τους. Οι δυνάμεις σχεδιασμού των δεξαμενών που περιγράφονται πρωτίστως στα αμερικάνικα πρότυπα API 650 (API, 1998) και στον Ευρωκώδικα EN 1998-4:2006 (CEN, 2006), είναι απλά ένα ποσοστό των αντίστοιχων δυνάμεων που προκύπτουν από την ελαστική γραμμική ανάλυση χωρίς καμία ζημιά. Οι μειώσεις των δυνάμεων σχετίζονται με την αναμενόμενη υπεραντοχή και την πλαστιμότητα του συστήματος, καθώς η μη ικανοποιητική απόδοση των αγκυρωμένων και μη αγκυρωμένων δεξαμενών σχετίζεται άμεσα με την περιορισμένη ικανότητα να απορροφήσουν τη σεισμική ενέργεια με πλαστικό τρόπο. Ωστόσο, δεν υπάρχουν πρακτικές μέθοδοι για να ποσοτικοποιηθεί το ποσοστό των παραπάνω μειώσεων για πιθανή βλάβη των δεξαμενών. Συνεπώς, κρίνεται αναγκαία η μη γραμμική ανάλυση για την αποτίμηση των δεξαμενών, λόγω της μεγάλης πιθανότητας εμφάνισης βλαβών.

1.4. Διαδικασία ανάλυσης δεξαμενής

Η πολυπλοκότητα της δυναμικής απόκρισης των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών καθιστά αναγκαία την προσομοίωση τους με προηγμένα μοντέλα. Για παράδειγμα, προαναφερθείσα ανύψωση της βάσης μπορεί να προκαλέσει ιδιαίτερα σημαντικές συνέπειες στη δυναμική συμπεριφορά και στη δομική ακεραιότητα της δεξαμενής. Στην αντιμετώπιση της σεισμικής συμπεριφοράς των δεξαμενών εξετάζεται η συμπεριφορά δύο προσομοιωμάτων:

- Ενός λεπτομερούς προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων με στοιχεία κελύφους, ικανό να περιγράψει μέσω μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας τη σεισμική ανάλυση, τις τάσεις και τις παραμορφώσεις σε διάφορα επίπεδα φόρτισης.
- Ενός απλοποιημένου μονοβάθμιου προσομοιώματος μάζας-ελατηρίων με στοιχεία δοκού, ικανό να πραγματοποιήσει πολλαπλές δυναμικές αναλύσεις με σκοπό την εξαγωγή των καμπύλων τρωτότητας.

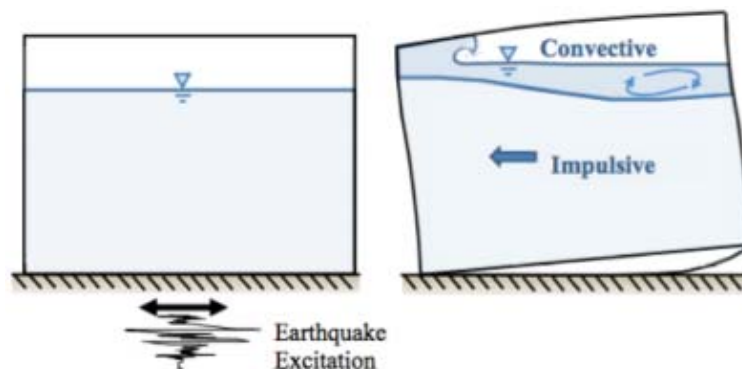
Στην παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία, η σεισμική συμπεριφορά των δεξαμενών εξετάζεται μέσω της απλοποιητικής μεθόδου. Στο σημείο αυτό πρέπει να αναφερθεί ότι η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method-FEM) μπορεί να προσφέρει μεγάλη ακρίβεια στη μελέτη, αλλά αυτή αντισταθμίζεται από τον μεγάλο υπολογιστικό φόρτο που απαιτείται. Ο αριθμός των βημάτων ολοκλήρωσης σε ένα προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων υπό δυναμική ανάλυση μπορεί να είναι τόσο μεγάλος που να καθιστά την επίλυση του προβλήματος αδύνατη. Είναι απαραίτητο, λοιπόν, τέτοια μεγάλης κλίμακας προβλήματα, όπως οι δεξαμενές, να προσομοιώνονται με στόχο την εξισορρόπηση σφάλματος και πολυπλοκότητας.

Η χρήση ενός ορθού απλοποιημένου προσομοιώματος είναι θεμιτή, επειδή αν και μπορεί να υστερεί σε ακρίβεια είναι ικανό να μας δώσει μια πολύ καλή πρώτη εκτίμηση της λύσης του προβλήματος που αναλύεται. Η μοντελοποίηση των δεξαμενών είναι ιδιαίτερα σύνθετη, καθώς υπάρχουν διάφορα περίπλοκα φαινόμενα τα οποία οφείλουν να αναλυθούν (π.χ., θεμελίωση δεξαμενής, μη γραμμικότητες υλικού και γεωμετρίας, φορτίσεις δεξαμενής, κ.τ.λ.). Όπως περιγράφουν οι Jacobsen (1949) και Housner (1963) κατά τη μελέτη της υδροδυναμικής ρευστών σε δύσκαμπτες δεξαμενές με δύσκαμπτη θεμελίωση, παρατηρείται ένα μέρος του ρευστού που κινείται ως στερεό σώμα μαζί με τα τοιχώματα της δεξαμενής και το υπόλοιπο κινείται με μεγάλη περιοδικά κίνηση. Η πρώτη συνιστώσα και πιο σημαντική για τη συμπεριφορά της δεξαμενής, γνωστή και ως «ωστική» ή «impulsive», επιδέχεται την ίδια επιτάχυνση με το έδαφος και καθορίζει σε μεγάλο βαθμό την τέμνουσα βάσης και τη ροπή ανατροπής που θα αναπτυχθούν στην δεξαμενή.

Η θεμελιώδης ωστική ιδιομορφή προσεγγίζει μια ιδιομορφή τύπου δοκού-προβόλου για οριζόντια κίνηση βάσης. Η δεύτερη συνιστώσα, γνωστή και ως

«κυκλοφορούσα» ή «convective», είναι καθοριστική για το ύψος της ελεύθερης επιφάνειας της δεξαμενής, καθώς σχετίζεται με το ύψος του κύματος θραύσης και είναι υπεύθυνη για τις ζημιές στα ανώτερα τοιχώματα και την οροφή της δεξαμενής. Λόγω της μεγάλης διαφοράς στις ιδιοπεριόδους μεταξύ ωστικής (0.1 s με 0.3 s) και κυκλοφορούσας (2 s με 6 s) κίνησης, μπορούν να θεωρηθούν ανεξάρτητες μεταξύ τους. Προηγούμενες μελέτες έχουν δείξει ότι η συνεισφορά της κυκλοφορούσας μάζας στη συνολική συμπεριφορά της δεξαμενής μπορεί να αμεληθεί, καθώς η ωστική μάζα είναι κυρίως υπεύθυνη για την πλειονότητα των βλαβών κατά τη διάρκεια μιας ισχυρής σεισμική δόνησης (Veletsos et al., 1992; Bakalis et al. 2017).

Η ορθή προσομοίωση του υδροδυναμικού φαινομένου είναι ιδιαίτερα σημαντική, καθώς ο υπολογισμός της τέμνουσας βάσης και της ροπής ανατροπής δεν μπορεί να γίνει με απλή θεώρηση της δεξαμενής ως στερεό σώμα. Η προσομοίωση των υδροδυναμικών δράσεων μπορεί να πραγματοποιηθεί επίσης μέσω της χρήσης πεπερασμένων στοιχείων ρευστού που αντικατοπτρίζουν την αλληλεπίδραση ρευστού-δεξαμενής, η οποία όμως είναι άκρως χρονοβόρα λόγω ιδιαίτερα αυξημένου υπολογιστικού φόρτου. Για την προσομοίωση, λοιπόν, του υδροδυναμικού προβλήματος χρησιμοποιήθηκαν οι εξισώσεις του Housner (1963) και του Ευρωκώδικα EN 1998-4:2006, οι οποίες παρουσιάζονται στα επόμενα κεφάλαια κατά την περιγραφή των δύο προσομοιωμάτων. Έγινε η παραδοχή ότι η ωστική πίεση λαμβάνει χώρα μόνο στα τοιχώματα της δεξαμενής.



Σχήμα 1.3: Δεξαμενή σε ηρεμία (αριστερά), ανυψωμένη δεξαμενή με την ωστική (impulsive) και την κυκλοφορούσα (convective) μάζα (δεξιά) (Cortes, 2012).

1.5. Αντικείμενο εργασίας

Στην παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή εξετάζεται η βελτιστοποίηση της σεισμικής συμπεριφοράς δεξαμενών υγροποιημένου φυσικού αερίου με την εφαρμογή σεισμικής μόνωσης στη βάση της. Το αντικείμενο της εργασίας είναι ο βέλτιστος σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης σε δεξαμενές. Η διαδικασία που ακολουθείται είναι η διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης δεξαμενών, με την

εφαρμογή στη βάση τους ειδικών συστημάτων σεισμικής μόνωσης ώστε να εξουδετερωθούν οι σεισμικές δυνάμεις που θα φτάσουν και θα καταπονήσουν την κατασκευή. Επίσης, ο βέλτιστος σχεδιασμός των συστημάτων σεισμικής μόνωσης εφαρμόζεται ώστε να μειωθεί η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο βάρους της κατασκευής και το κέντρο ελαστικής στρόφης. Η βελτιστοποίηση εφαρμόζεται με τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης cuckoo search (Yang & Deb, 2009).

Στο πλαίσιο αυτό, αναπτύσσονται στο περιβάλλον του MATLAB (Mathworks, 2015) συνολικά έξι κώδικες για την βελτιστοποίηση της σεισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής που αφορούν την εφαρμογή εφεδράνων μονού (Single Friction Pendulum Bearing – SFPB) και τριπλού (Triple Friction Pendulum Bearing – TFPB) εκκρεμούς τριβής. Στη συνέχεια, με βάση τα αποτελέσματα στο MATLAB, εφαρμόζονται στο πρόγραμμα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 (CSI, 2016) δυναμικές μη γραμμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, από όπου προκύπτουν τα αποτελέσματα της διερεύνησης αυτής και εξάγονται τα αντίστοιχα συμπεράσματα της εργασίας.

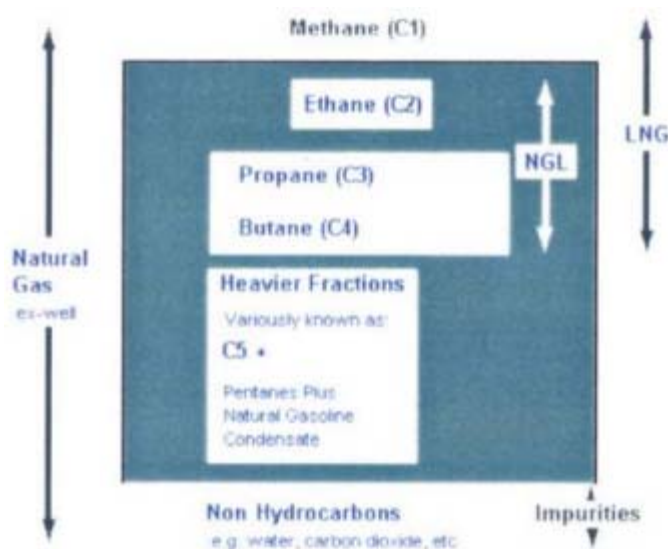
Κεφάλαιο 2^ο

2. Υγροποιημένο Φυσικό Αέριο

2.1. Γενικά περί φυσικού αερίου

2.1.1. Ορισμός

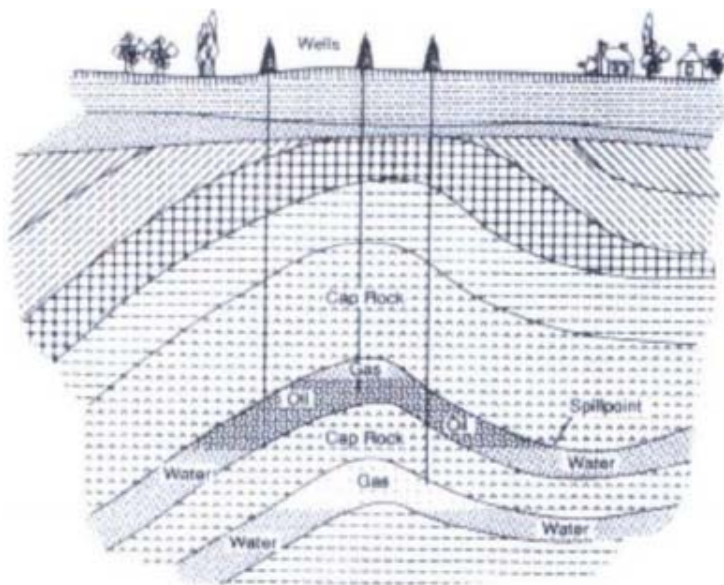
Το φυσικό αέριο είναι ένα αέριο μείγμα υδρογονανθράκων που αποτελείται κυρίως από μεθάνιο (CH_4). Εκτός από το μεθάνιο περιέχει επίσης και άλλους υδρογονάνθρακες σε μικρότερες ποσότητες, καθώς και ορισμένες ουσίες σε πολύ μικρά ποσοστά όπως το διοξείδιο του άνθρακα (CO_2), το άζωτο (N_2), το υδρόθειο (H_2S), το νερό (H_2O), τα στερεά σωματίδια, κ.α. Η σύσταση του φυσικού αερίου διαφέρει ανάλογα με την πηγή. Στο Σχήμα 2.1 διακρίνονται τα διάφορα συστατικά (μαζί με την ονομασία τους) που μπορεί να συνυπάρχουν με το μεθάνιο σε μια τυπική σύσταση του φυσικού αερίου.



Σχήμα 2.1: Τυπική σύσταση του φυσικού αερίου (Καλαμαράς, 2013).

Το φυσικό αέριο δημιουργήθηκε από τη βραδεία (αναερόβια) αποσύνθεση φυτικής και ζωικής ύλης που υπήρχε παγιδευμένη κάτω από στερεά πετρώματα

(υπό μεγάλη πίεση) για πολλά εκατομμύρια έτη και είναι παγιδευμένο σε πετρώματα σε υπόγειους γεωλογικούς σχηματισμούς (κοιλότητες) όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.2. Το φυσικό αέριο συνήθως συνυπάρχει με νερό (δύο φάσεις) ή είναι συνδεδεμένο με αργό πετρέλαιο και νερό (τρεις φάσεις).



Σχήμα 2.2: Προέλευση του φυσικού αερίου (Καλαμαράς, 2013).

2.1.2. Χημική σύσταση

Βασικό συστατικό του φυσικού αερίου είναι το μεθάνιο, συνυπάρχουν όμως σε αυτό και μικρότερες ποσότητες αιθανίου, προπανίου και βουτανίου, καθώς και διοξείδιο του άνθρακα, άζωτο, ήλιο και υδρόθειο. Στον Πίνακα 2.1 που ακολουθεί παρουσιάζεται μια τυπική κατ' όγκο σύσταση φυσικού αερίου, η οποία διαφέρει από περιοχή σε περιοχή.

Συστατικά	% κατά όγκο σύσταση
Μεθάνιο (CH_4)	70-90
Αιθάνιο (C_2H_6)	5-15
Προπάνιο (C_3H_8) και Βουτάνιο (C_4H_{10})	< 5
CO_2 , N_2 , H_2S , κ.τ.λ	μικρότερες ποσότητες

Πίνακας 2.1: Χημική σύσταση του φυσικού αερίου (www.depra.gr).

Το φυσικό αέριο που είναι απαλλαγμένο από τους υδρογονάνθρακες πέραν του μεθανίου, δηλαδή το καθαρό μεθάνιο, συχνά αποκαλείται και ξηρό φυσικό αέριο. Αντίστοιχα, το φυσικό αέριο που συμπεριλαμβάνει και άλλους υδρογονάνθρακες εκτός από το μεθάνιο, αποκαλείται και υγρό φυσικό αέριο.

2.1.3. Φυσικές ιδιότητες

Το φυσικό αέριο είναι άχρωμο και άοσμο. Η χαρακτηριστική του οσμή δίνεται τεχνικά για σκοπούς ασφαλείας, ώστε να γίνεται αντιληπτό σε περιπτώσεις διαρροής. Ανήκει στη δεύτερη οικογένεια των αέριων καυσίμων, το ειδικό του βάρος είναι ίσο με $0,55 \text{ N/m}^3$ και είναι ελαφρύτερο από τον αέρα. Η καύση του σε σχέση με αυτή άλλων καυσίμων έχει λιγότερο επιβλαβείς συνέπειες για το περιβάλλον, αφού παράγει μικρότερες ποσότητες διοξειδίου του άνθρακα για κάθε μονάδα παραγόμενης ενέργειας (Πίνακας 2.2). Αποτελεί την καθαρότερη πηγή πρωτογενούς ενέργειας μετά τις ανανεώσιμες μορφές. Τα μεγέθη των εκπεμπόμενων ρύπων είναι μικρότερα σε σχέση με τα συμβατικά καύσιμα, ενώ η βελτίωση του βαθμού απόδοσης μειώνει τη συνολική κατανάλωση καυσίμου περιορίζοντας την ατμοσφαιρική ρύπανση.

Τύπος καυσίμου	Σωματίδια	Οξείδια του Αζώτου (NO_x)	Διοξείδιο του Θείου (SO_2)	Μονοξείδιο του Άνθρακα (CO)	Υδρογονάνθρακες
Κάρβουνο	1.092	387	2.450	13	2
Μαζούτ	96	170	1.400	14	3
Ντίζελ	6	100	220	16	3
Φ.Α.	4	100	0,3	17	1

Πίνακας 2.2: Εκπεμπόμενοι ρύποι σε σχέση με άλλα καύσιμα κατά την καύση σε μονάδα ατμοπαραγωγής σε mg/MJ (www.depa.gr).

Επίσης, συμβάλλει στην εξοικονόμηση ενέργειας, αφού η χρησιμοποίηση φυσικού αερίου σε μονάδες συνδυασμένου κύκλου θα έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική αύξηση του βαθμού απόδοσης παραγωγής ηλεκτρισμού σε 52-55% έναντι 35-40% των συμβατικών ηλεκτροπαραγωγικών σταθμών. Λόγω της "καθαρότητας" των προϊόντων καύσης του φυσικού αερίου, αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί απευθείας σε ορισμένες βιομηχανικές εφαρμογές χωρίς την παρεμβολή εναλλακτικών που έχουν ως συνέπεια ενεργειακές απώλειες. Τέλος, με την υποκατάσταση ηλεκτρικής ενέργειας από φυσικό αέριο στην τελική κατανάλωση, κυρίως στις οικιακές και εμπορικές χρήσεις, θα αποφευχθούν οι απώλειες μετατροπής της πρωτογενούς πηγής ενέργειας σε ηλεκτρισμό καθώς και οι απώλειες κατά τη μεταφορά της ηλεκτρικής ενέργειας.

2.1.4. Χρήσεις

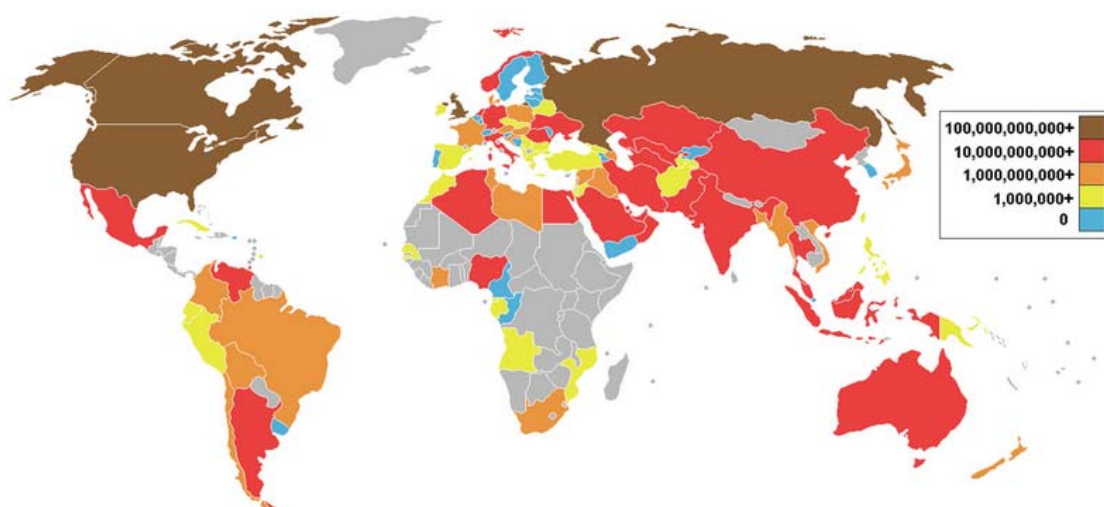
- Βασική πηγή παραγωγής ηλεκτρικής ενέργειας.
- Χρήση στην παραγωγή υδρογόνου.
- Χρήση ως καύσιμο οχημάτων (οικολογικά οχήματα) ενώ γίνονται προσπάθειες για χρήση του και στην αεροπορία.
- Οικιακή χρήση (μαγειρική, θέρμανση κ.α.).

- Άλλες χρήσεις (παραγωγή γυαλιού, υφασμάτων, ατσαλιού, πλαστικών, και άλλων προϊόντων).
- Βιομηχανία: Κάλυψη θερμικών αναγκών για όλες τις παραγωγικές διαδικασίες (παραγωγή ατμού, ξήρανση), κλιματισμό, συμπαραγωγή ηλεκτρικής και θερμικής ενέργειας.

2.1.5. Εξόρυξη και μεταφορά

Το φυσικό αέριο αποτελεί συμβατικό καύσιμο καθώς και πρώτη ύλη στη χημική βιομηχανία. Εξάγεται από υπόγειες κοιλότητες στις οποίες βρίσκεται υπό υψηλή πίεση. Σε αυτές τις κοιλότητες το φυσικό αέριο σχηματίστηκε με τρόπο παρόμοιο με τον τρόπο σχηματισμού του πετρελαίου. Τα κοιτάσματα φυσικού αερίου βρίσκονται συνήθως μακριά από τα κύρια κέντρα καταναλώσεως, συνεπώς το αέριο θα πρέπει να μεταφερθεί σε κάποια απόσταση μέχρι να καταναλωθεί, αν και οι βιομηχανίες χημικής επεξεργασίας είναι συχνά εγκατεστημένες στην περιοχή της παραγωγής.

Η μεταφορά του φυσικού αερίου εξαρτάται από την κατάστασή του. Σε αέρια κατάσταση μεταφέρεται με αγωγούς υπό υψηλή πίεση, ενώ σε υγρή κατάσταση μεταφέρεται με δεξαμενόπλοια. Οι μεγάλοι αγωγοί υψηλής πίεσης καθιστούν δυνατή τη μεταφορά του αερίου σε απόσταση χιλιάδων χιλιομέτρων. Παραδείγματα τέτοιων αγωγών είναι οι αγωγοί της Βόρειας Αμερικής, που εκτείνονται από το Τέξας και τη Λουιζιάνα μέχρι τη βορειοανατολική ακτή και από την Αλμπέρτα ως τον Ατλαντικό. Αγωγοί επίσης εκτείνονται από τη Σιβηρία μέχρι την Κεντρική και Δυτική Ευρώπη. Οι έρευνες για πετρέλαιο έχουν αποκαλύψει την ύπαρξη μεγάλων κοιτασμάτων αερίου στην Αφρική, Μέση Ανατολή, Αλάσκα και αλλού.

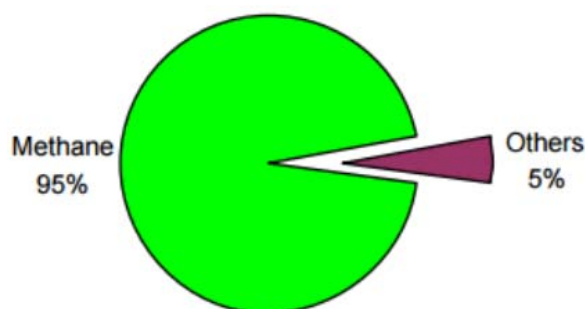


Εικόνα 1.1: Χάρτης που απεικονίζει την παραγωγή φυσικού αερίου ανά χώρα (με καφέ χρώμα διακρίνονται οι χώρες με τη μεγαλύτερη παραγωγή, ακολουθούν αυτές που σημειώνονται με κόκκινο χρώμα) (www.anoixtosxoleio.weebly.com).

2.2. Γενικά περί υγροποιημένου φυσικού αερίου

2.2.1. Υγροποιημένο Φυσικό Αέριο

Το Υγροποιημένο Φυσικό Αέριο (ΥΦΑ) είναι το φυσικό αέριο που έχει μετατραπεί προσωρινά σε υγρή μορφή για τη διευκόλυνση της αποθήκευσης και της μεταφοράς του. Είναι άοσμο, άχρωμο, μη τοξικό και μη διαβρωτικό. Το φυσικό αέριο υγροποιείται με πίεση κοντά στην ατμοσφαιρική και ψύχεται στους -161°C περίπου. Κατά τη διαδικασία υγροποίησης απαιτείται προ-επεξεργασία για την αφαίρεση των προσμείξεων όπως νερό, άζωτο, διοξείδιο του άνθρακα, υδρόθειο και άλλες ενώσεις του θείου. Απομακρύνοντας αυτές τις προσμίξεις δεν μπορεί να δημιουργηθούν στερεές ουσίες με την ψύξη του φυσικού αερίου. Ως αποτέλεσμα, το ΥΦΑ περιέχει κυρίως μεθάνιο (Εικόνα 2.2). Επειδή το ΥΦΑ είναι ένα εξαιρετικά ψυχρό υγρό που σχηματίζεται με ψυκτικά μέσα, δεν αποθηκεύεται υπό πίεση. Η πυκνότητα του υγροποιημένου φυσικού αερίου είναι περίπου 467 γραμμάρια ανά λίτρο, μικρότερη σε σύγκριση με την πυκνότητα του νερού, (η οποία είναι περίπου 994 γραμμάρια ανά λίτρο). Έτσι, αν το ΥΦΑ χυθεί στο νερό, επιπλέει και εξατμίζεται γιατί είναι ελαφρύτερο από το νερό.



Εικόνα 2.2: Σύνθεση τυπικού ΥΦΑ (www.researchgate.net).

2.2.2. Κίνδυνοι από το υγροποιημένο φυσικό αέριο

Ο συχνότερα αναμενόμενος κίνδυνος είναι η ανάφλεξη από φλόγες ή σπινθήρες. Η θερμοκρασία αυτανάφλεξης είναι η χαμηλότερη θερμοκρασία, στην οποία ένα εύφλεκτο αέριο αναφλέγεται αυτόματα, χωρίς μια πηγή ανάφλεξης (π.χ. σπινθήρα), μετά από μερικά λεπτά έκθεσης στη θερμότητα. Για τους ατμούς μεθανίου που προέρχονται από την εξάτμιση ΥΦΑ με αναλογία μεθανίου – αέρα περίπου στο 10% (περίπου στο μέσο του 5-15% εύρους αναφλεξιμότητας) και σε ατμοσφαιρική πίεση, η θερμοκρασία αυτό-ανάφλεξης είναι πάνω από 540°C . Γενικά οι κίνδυνοι περιλαμβάνουν αναφλεξιμότητα, κατάψυξη και ασφυξία. Το φυσικό αέριο είναι εύφλεκτο και η ανεξέλεγκτη απελευθέρωση υγροποιημένου φυσικού αερίου δημιουργεί κινδύνους "πυρκαγιάς λίμνης" και σε περιορισμένους χώρους κινδύνους έκρηξης.

- Μια «πυρκαγιά λίμνης» είναι μια φωτιά στροβιλώδους διάδοσης που καίει πάνω από μια οριζόντια «λίμνη» εξατμιζόμενου καυσίμου, όπου το καύσιμο

έχει μηδενική ή χαμηλή αρχική ορμή. Η «πυρκαγιά λίμνης» μπορεί να είναι στατική (π.χ., όταν η «λίμνη» καύσιμου είναι περιορισμένη) ή μια "ταχέως εξαπλωμένη" πυρκαγιά αν το σύννεφο αναφλεχθεί σε σημαντική απόσταση από την διαρροή.

- Έκρηξη ατμών ΥΦΑ. Σε περίπτωση διαρροής, η ταχύτητα αεριοποίησης αυξάνεται δημιουργώντας ένα νέφος ψυχρών ατμών φυσικού αερίου. Ο όγκος του αυξάνει 600 φορές και αναμειγνύόμενο με τον αέρα, ψύχει τον αέρα και σχηματίζει ένα κρύο λευκό σύννεφο ατμών που επειδή είναι μεγαλύτερο σε πυκνότητα από τον αέρα δεν διαλύεται. Το σύννεφο αυτό μπορεί να ταξιδέψει με τον άνεμο σε σημαντικές αποστάσεις, μέχρι να συναντήσει μία πηγή ανάφλεξης ή να διαλυθεί όταν αυξηθεί αρκετά η θερμοκρασία των ατμών. Το φυσικό αέριο όταν βρίσκεται σε θερμοκρασία περιβάλλοντος είναι ελαφρύτερο από τον αέρα και ανεβαίνει στην ατμόσφαιρα όπου και διαλύεται γρήγορα σε περίπτωση διαρροής. Ωστόσο, το ΥΦΑ λόγω της χαμηλής θερμοκρασίας του ψύχει τον αέρα καθώς αεριοποιείται και αναμειγνύεται με αυτόν. Το κρύο νέφος ατμών ΥΦΑ που δημιουργείται παραμένει πυκνότερο από τον αέρα δεν διαλύεται και μετακινείται προς την κατεύθυνση του ανέμου. Εάν το κρύο νέφος του αεριοποιημένου ΥΦΑ εισέλθει σε έναν κλειστό χώρο (π.χ. ένα δωμάτιο ή κτήριο) θα αναφλεχθεί και θα εκραγεί. Η θερμική ακτινοβολία που προέρχεται από την ανάφλεξη ενός σύννεφου ατμών ΥΦΑ μπορεί να είναι πολύ υψηλή, μέσα στο αναφλεγόμενο σύννεφο, και κατά συνέπεια ιδιαίτερα επικίνδυνη για τους ανθρώπους.

Οι ανησυχίες για την ασφάλεια των εγκαταστάσεων αποθήκευσης και τερματικών λιμενικών σταθμών, έχουν προκαλέσει ξεσηκωμό των τοπικών κοινωνιών σε περιοχές όπου σχεδιάζεται η κατασκευή τέτοιων εγκαταστάσεων. Ένας τερματικός σταθμός υγροποιημένου φυσικού αερίου, ορίζεται από τη ευρωπαϊκή νομοθεσία (οδηγία 96/82/EK) ως μια από τις τα πιο επικίνδυνες εγκαταστάσεις, μια εγκατάσταση Seveso II. Η οδηγία 96/82/EK ονομάζεται οδηγία Σεβέζο II (και η οδηγία 82/501/ΕΟΚ οδηγία Σεβέζο I) και αφορά την πρόληψη και καταστολή βιομηχανικών ατυχημάτων μεγάλης έκτασης. Πήρε το όνομα της από το ατύχημα διαρροής χημικών (διοξίνης) στο Σεβέζο της Ιταλίας το 1976.

2.2.3. Συστήματα Ασφαλείας ΥΦΑ

Σε ολόκληρο τον κύκλο του ΥΦΑ από την παραγωγή, την υγροποίηση και τη μεταφορά, την αποθήκευση και την εκ νέου αεριοποίηση εφαρμόζονται τέσσερις απαιτήσεις ασφαλείας: το πρωτεύον «προστατευτικό περίβλημα», το δευτερεύον «προστατευτικό περίβλημα», τα συστήματα διασφάλισης και η απόσταση ασφαλείας (ζώνη ασφαλείας).

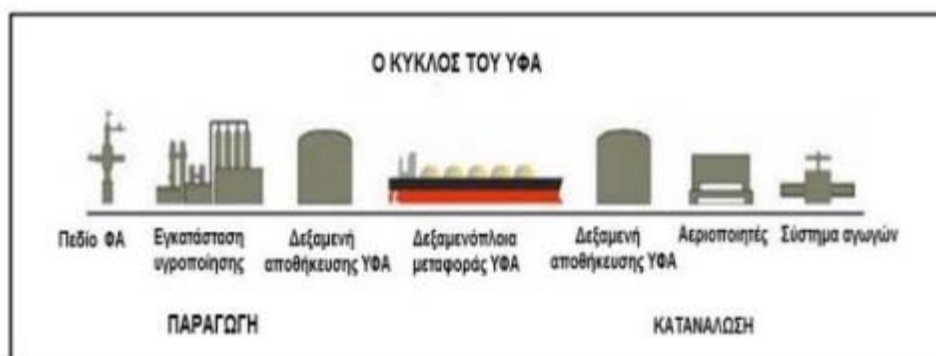
- Πρωτεύον «προστατευτικό περίβλημα»: η πρώτη και πιο σημαντική προϋπόθεση ασφαλείας είναι η αποθήκευση του ΥΦΑ. Αυτό επιτυγχάνεται με

τη χρήση κατάλληλων υλικών για τις δεξαμενές και τον υπόλοιπο εξοπλισμό, καθώς και κατάλληλο σχεδιασμό τεχνικών σε όλο τον κύκλο του ΥΦΑ.

- Δευτερεύον «προστατευτικό περίβλημα»: το δεύτερο αυτό επίπεδο προστασίας διασφαλίζει ότι αν συμβούν διαρροές ΥΦΑ στις δεξαμενές αυτό μπορεί να συγκρατηθεί και να απομονωθεί. Για τις χερσαίες εγκαταστάσεις, αναφέρεται σε αναχώματα από προχώματα γύρω από τις δεξαμενές αποθήκευσης για να συλλέξουν το ΥΦΑ σε περίπτωση διαρροής. Σε ορισμένες εγκαταστάσεις ενισχυμένο σκυρόδεμα περιβάλλει το εσωτερικό της δεξαμενής που συνήθως κρατά το ΥΦΑ. Το δευτερεύον προστατευτικό περίβλημα έχει σχεδιαστεί έτσι ώστε να υπερβαίνει τον όγκο της δεξαμενής αποθήκευσης. Αναχώματα και προχώματα δεν είναι απαραίτητα στις χερσαίες δεξαμενές αποθήκευσης με διπλά και πλήρη προστατευτικά περιβλήματα.
- Συστήματα διασφάλισης: Στο τρίτο επίπεδο προστασίας, ο στόχος είναι η ελαχιστοποίηση της απελευθέρωσης του υγροποιημένου φυσικού αερίου και η μείωση των συνεπειών της απελευθέρωσής του. Για αυτό το επίπεδο ασφάλειας οι επιχειρήσεις ΥΦΑ χρησιμοποιούν συστήματα ανίχνευσης υγρού, αερίου και φωτιάς για να εντοπίσουν γρήγορα οποιαδήποτε παράβαση στην συγκράτηση και τηλεχειριζόμενα αυτόματα συστήματα διακοπής της παροχής για την ελαχιστοποίηση των διαρροών σε περίπτωση βλάβης.
- Απόσταση ασφαλείας/αποκλεισμού: Οι κανονισμοί απαιτούν ότι οι εγκαταστάσεις ΥΦΑ θα πρέπει να τοποθετούνται σε ασφαλή απόσταση από τις γειτονικές αστικές, βιομηχανικές και άλλες δημόσιες περιοχές. Επίσης υπάρχουν ζώνες ασφαλείας για δεξαμενόπλοια ΥΦΑ ενώ βρίσκονται εν πλω και ενώ είναι αγκυροβολημένα.

2.2.4. Εγκαταστάσεις - Κύκλος του ΥΦΑ

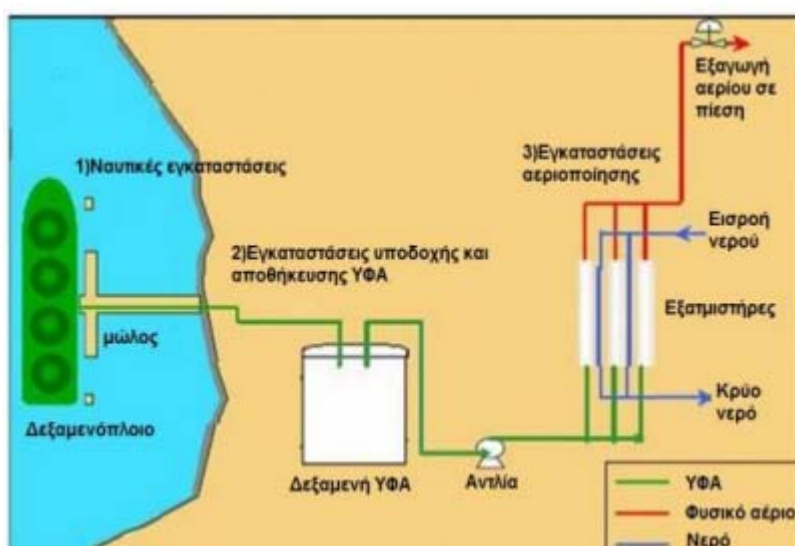
Οι εγκαταστάσεις ή ο κύκλος του υγροποιημένου φυσικού αερίου αποτελείται από τέσσερα αλληλεξαρτώμενα στάδια (Εικόνα 2.3): α) την εξόρυξη και παραγωγή, β) την υγροποίηση στις εγκαταστάσεις υγροποίησης, γ) τη μεταφορά από το σημείο της υγροποίησης προς τον τελικό προορισμό και δ) την παραλαβή, αποθήκευση και αεριοποίηση στον τελικό προορισμό.



Εικόνα 2.3: Ο κύκλος του ΥΦΑ (www.cmsenergy.com).

2.2.5. Αποθήκευση του ΥΦΑ

Το ΥΦΑ όταν φτάσει στους τερματικούς σταθμούς, μεταφέρεται σε ειδικές μονωμένες δεξαμενές αποθήκευσης, οι οποίες μπορεί να είναι πάνω ή κάτω από το έδαφος και διατηρούν το υγρό σε χαμηλή θερμοκρασία για να ελαχιστοποιηθεί το ύψος της εξάτμισης. Αν δεν απελευθερωθούν ατμοί ΥΦΑ, τότε η πίεση και η θερμοκρασία στο εσωτερικό της δεξαμενής αυξάνονται. Το ΥΦΑ χαρακτηρίζεται ως κρυογονικό και διατηρείται στην υγρή του κατάσταση σε πολύ χαμηλές θερμοκρασίες. Η θερμοκρασία στο εσωτερικό της δεξαμενής θα παραμείνει σταθερή αν η πίεση παραμένει σταθερή, επιτρέποντας στο εξατμιζόμενο φυσικό αέριο να απελευθερώνεται από τη δεξαμενή. Αυτή η διαδικασία είναι γνωστή ως αυτοκατάψυξη. Οι απώλειες εξάτμισης συλλέγονται και χρησιμοποιούνται ως πηγή καυσίμων στην εγκατάσταση ή στο δεξαμενόπλοιο μεταφοράς. Το ΥΦΑ θερμαίνεται σε σημείο που μπορεί να μετατραπεί σε αέριο, για να μπορεί να χρησιμοποιηθεί.



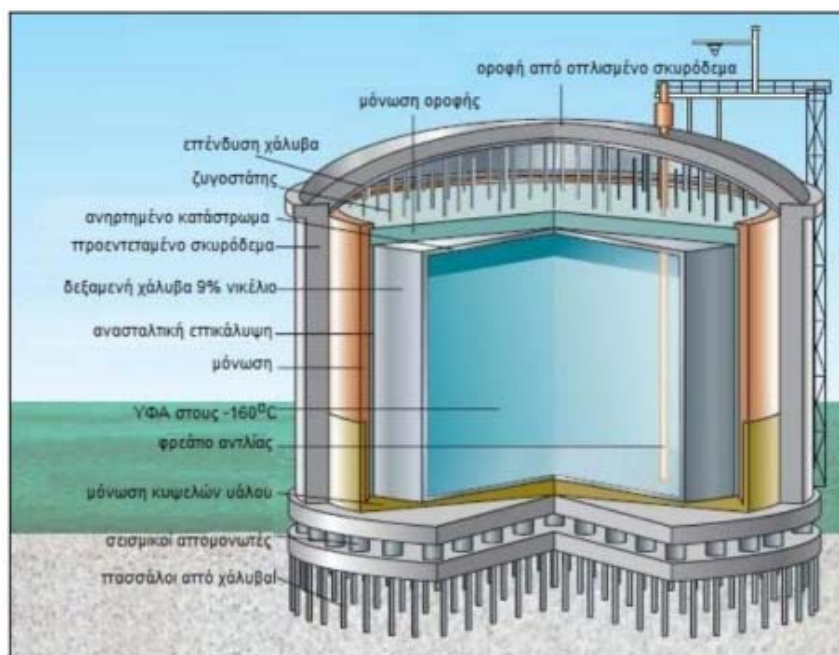
Εικόνα 2.4: Τυπικός σταθμός υποδοχής, αποθήκευσης, αεριοποίησης ΥΦΑ
(www.bplglobal.net).

2.2.6. Σταθμοί υποδοχής/αποθήκευσης/αεριοποίησης ΥΦΑ

Στην ενότητα αυτή γίνεται περιγραφή των εγκαταστάσεων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν για υγροποίηση του φυσικού αερίου, αποθήκευση του ΥΦΑ, αεριοποίηση και αποστολή στο δίκτυο μεταφοράς. Για τους σκοπούς αυτούς απαιτούνται οι ακόλουθες εγκαταστάσεις:

- Εγκαταστάσεις υγροποίησης για τις οποίες απαιτούνται ειδικά κράματα που να αντέχουν τις υψηλές τάσεις που αναπτύσσονται από τις έντονες μεταβολές της θερμοκρασίας. Τέτοια κράματα είναι ο χάλυβας, χάλυβας με 9%, 18% και 36% νικέλιο, κράμα Al-Mg (αργίλιο - μαγνήσιο), κράμα Al-Mn (αργίλιο - μαγγάνιο), κράμα Al-Si (αργίλιο - πυρίτιο).

- Υπέργειες ή υπόγειες δεξαμενές αποθήκευσης ΥΦΑ (συνήθως χρησιμοποιούνται υπέργειες εξαιτίας του μικρότερου κόστους), οι οποίες προσφέρουν ισχυρή θερμική μόνωση και ισχυρή προστασία από διαρροές λόγω σεισμών, ρωγμών, κλπ. Έχουν κυλινδρικό σχήμα, η χωρητικότητά τους κυμαίνεται από 50m^3 έως 250m^3 με συνηθέστερες τιμές σήμερα περίπου στα 150m^3 . Ο λόγος ύψους προς ακτίνα (H/R) ισούται περίπου 0,5-1,5. Είναι κατασκευασμένες από υλικά όπως σκυρόδεμα, χάλυβα, γυαλί ενώ ένα μέρος τους τοποθετείται με πασσάλους από χάλυβα μέσα στο έδαφος (Εικόνα 2.5). Εντός των δεξαμενών αποθήκευσης δημιουργούνται αέρια αζώτου και μεθανίου λόγω της φυσικής εξάτμισης του ΥΦΑ. Για τη βελτίωση της απόδοσης του σταθμού και την προστασία της ρύπανσης του περιβάλλοντος δημιουργείται το σύστημα επανάκτησης αερίων που αποτελείται από συμπιεστές ανάκτησης αερίου, τον επανασυμπυκνωτή αερίου και το κατάλληλο δίκτυο σωληνώσεων. Οι δεξαμενές περιέχουν αντλίες χαμηλής πίεσης που οδηγούν το ΥΦΑ στον επανασυμπυκνωτή ή στις αντλίες υψηλής πίεσης. Οι αντλίες υψηλής πίεσης ανεβάζουν την πίεση του ΥΦΑ και το στέλνουν στους αεριοποιητές για αεριοποίηση.
- Εγκαταστάσεις αεριοποίησης τις οποίες αποτελούν οι αεριοποιητές ή εξαεριστήρες, κατασκευασμένοι από ελαφρά κράματα όπως αλουμίνιο, και δίνουν στο ΥΦΑ την απαιτούμενη θερμότητα ώστε να αεριοποιηθεί.
- Προβλήτα εκφόρτωσης και μεταφοράς του ΥΦΑ από τα δεξαμενόπλοια για σκοπούς εξαγωγής και βραχίονες (από χάλυβα) με σύστημα ανάκτησης αερίου για εκφόρτωση του ΥΦΑ στα δεξαμενόπλοια. Οι συγκεκριμένοι βραχίονες επιτρέπουν στο φυσικό αέριο που εξατμίζεται να ανακτηθεί με αποτέλεσμα από τη μία τη βελτίωση της απόδοσης του σταθμού και από την άλλη τη προστασία της ρύπανσης του περιβάλλοντος. Το βάθος της θάλασσας στην περιοχή χωροθέτησης είναι 10m μέχρι απόσταση περίπου 1km από την ακτογραμμή, ενώ τα δεξαμενόπλοια μεταφοράς ΥΦΑ απαιτούν ένα ελάχιστο βάθος υδάτων 12m όταν είναι πλήρως φορτωμένα, επομένως απαιτείται εκσκαφή τουλάχιστον 2m εντός του θαλάσσιου τμήματος της περιοχής. Οι παρεμβάσεις αυτές στο θαλάσσιο τμήμα έχουν ιδιαίτερες τεχνικές δυσκολίες ενώ αναμένεται να επιβαρύνουν σημαντικά το θαλάσσιο περιβάλλον.
- Βοηθητικές εγκαταστάσεις (κτηριακές εγκαταστάσεις, βοηθητικοί δρόμοι, κλπ).
- Θαλάσσιος αγωγός για μεταφορά του φυσικού αερίου από το σημείο εξόρυξης στο σημείο κατασκευής.



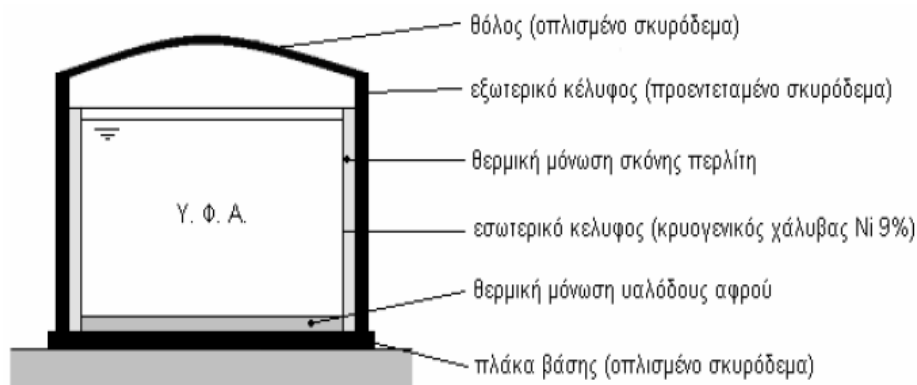
Εικόνα 2.5: Δεξαμενή αποθήκευσης ΥΦΑ (www.preloadinternational.com).

2.3. Υλικά και τρόπος κατασκευής δεξαμενών ΥΦΑ

Στις περισσότερες των περιπτώσεων, οι δεξαμενές ΥΦΑ αποτελούνται από μια μεταλλική κατασκευή διπλού τοιχώματος. Τα κατακόρυφα κυλινδρικά ή σφαιρικά τοιχώματα κατασκευάζονται από κρυσταλλικό χάλυβα με περιεκτικότητα σε νικέλιο (Ni) 9%. Σε περίπτωση δεξαμενής σκυροδέματος, τα τοιχώματα αποτελούνται από προεντεταμένο σκυρόδεμα υψηλής αντοχής. Όλα τα κομμάτια των δεξαμενών μεταφέρονται από τα εργοστάσια στο εργοτάξιο όπου και συγκολλούνται. Η συγκόλληση μπορεί να γίνει και στο εργοστάσιο, για κάποια μέρη της δεξαμενής, αρκεί να μην εμποδίζεται η ομαλή μεταφορά τους και τοποθέτησή τους στο σημείο κατασκευής. Οι συγκολλήσεις πραγματοποιούνται με τρεις διαφορετικούς τρόπους:

- Συγκόλληση ηλεκτρικού τόξου με επενδυμένα ηλεκτρόδια. Στην περίπτωση αυτή το ηλεκτρόδιο αποτελείται από τον πυρήνα και την επένδυση. Κατά τη συγκόλληση ο πυρήνας λιώνει δημιουργώντας τη ραφή. Παράλληλα η επένδυση εξαερώνεται προστατεύοντας το τόξο και το υλικό απόθεσης πάνω στη ραφή.
- Συγκόλληση με αδρανές (Metal Inert Gas-MIG) ή ενεργό (Tungsten Inert Gas-TIG) αέριο. Σε αυτή τη μέθοδο χρησιμοποιείται σύρμα το οποίο προωθείται μέσω της μηχανής συγκόλλησης. Η συγκόλληση με αδρανές αέριο γίνεται με τη χρήση αργού ή ηλίου. Αντίστοιχα, η συγκόλληση με ενεργό αέριο γίνεται μέσω της χρήσης διοξειδίου του άνθρακα.
- Συγκόλληση βυθιζόμενου τόξου. Το τόξο δημιουργείται μεταξύ ενός σύρματος και του συγκολλημένου μετάλλου. Αντί για τη χρήση κάποιου αερίου, χρησιμοποιείται κονία για προστασία από τις ατμοσφαιρικές συνθήκες.

Ανάμεσα στο εσωτερικό τοίχωμα της δεξαμενής και το εξωτερικό, το κενό που δημιουργείται γεμίζεται με περλίτη. Ο περλίτης αποτελεί ένα μονωτικό υλικό το οποίο χαρακτηρίζεται από τις θερμομονωτικές του ικανότητες. Επιπροσθέτως, ο περλίτης έχει υψηλή ικανότητα απορρόφησης υγρών. Επιπλέον, για την καλύτερη στατική απόκριση των δεξαμενών χρησιμοποιούνται αρκετές φορές κυκλικοί δακτύλιοι (stiffening rings). Οι δακτύλιοι αυτοί “αντιστέκονται” στις υδροστατικές αλλά και στις υδροδυναμικές πιέσεις.



Εικόνα 2.6: Δομικά στοιχεία δεξαμενής διπλού κελύφους για αποθήκευση ΥΦΑ (Γρηγορίου, 2005).

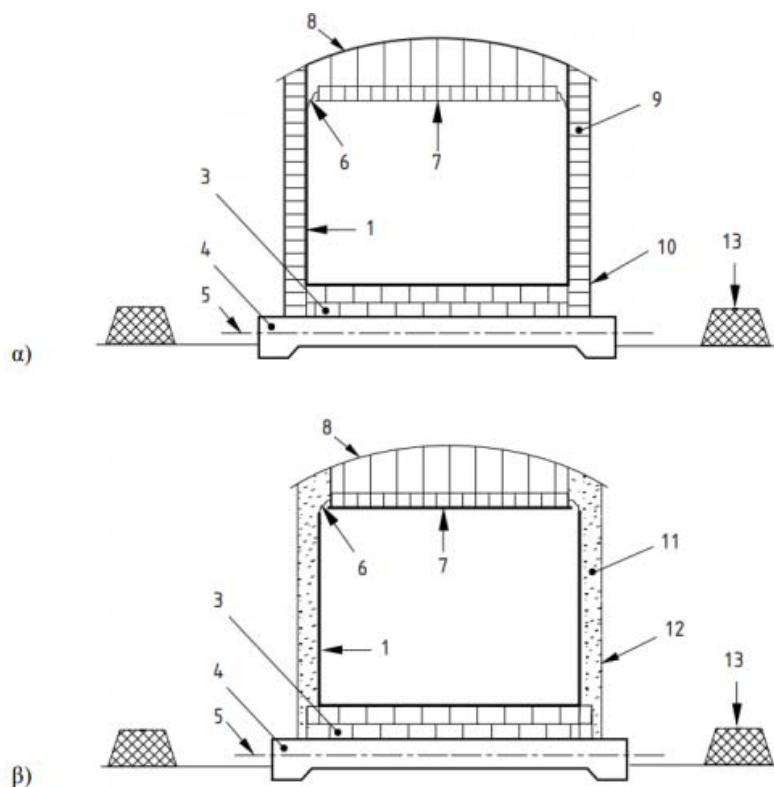
Η βάση της δεξαμενής αποτελείται από ανοξείδωτο χάλυβα πάχους 3mm έως 5mm ανάλογα με τον τρόπο συγκόλλησης (εσωραφή και εξωραφή, αντίστοιχα). Το πάχος καθορίζεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 4, προκειμένου να αποφευχθούν τυχόν διαβρώσεις. Μεταξύ της βάσης της δεξαμενής και της πλάκας σκυροδέματος, τοποθετείται μόνωση υαλώδους αφρού. Η βάση της δεξαμενής εφάπτεται πάνω στη βάση θεμελίωσης, η οποία αποτελείται από οπλισμένο σκυρόδεμα υψηλής αντοχής.

Η κατασκευή της οροφής επιτυγχάνεται με δύο τρόπους. Ο πρώτος τρόπος είναι η κατασκευή της πριν το κέλυφος και η στήριξή της προσωρινά με γερανούς στην τελική της θέση. Ο δεύτερος τρόπος είναι η κατασκευή της στη βάση της δεξαμενής και η ανύψωσή της με την κατασκευή του κελύφους. Οι οροφές μπορεί να είναι αυτοϋποστηριζόμενες, όπου τοποθετούνται δοκίδες στήριξης ή στηρίζονται σε υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα που χρησιμοποιούνται σε δεξαμενές αποθήκευσης είναι συνήθως τριγωνικού δικτυώματος, σε σχήμα διπλού ταυ. Η αναρτώμενη οροφή είναι κατασκευασμένη από χάλυβα με περιεκτικότητα σε νικέλιο (Ni) 9%. Το εξωτερικό της περίβλημα αποτελείται από χάλυβα ή από σκυρόδεμα. Η πίεση σχεδιασμού για την επικάλυψη της οροφής θα είναι η μέγιστη πίεση αέρα ή της ανέγερσης (air-lift) ή κατά τη διάρκεια σκυροδέτησης της στέγης, σύμφωνα με το πρότυπο API 620.

2.3.1. Περιγραφή τύπων δεξαμενών ΥΦΑ

Μονής συγκράτησης

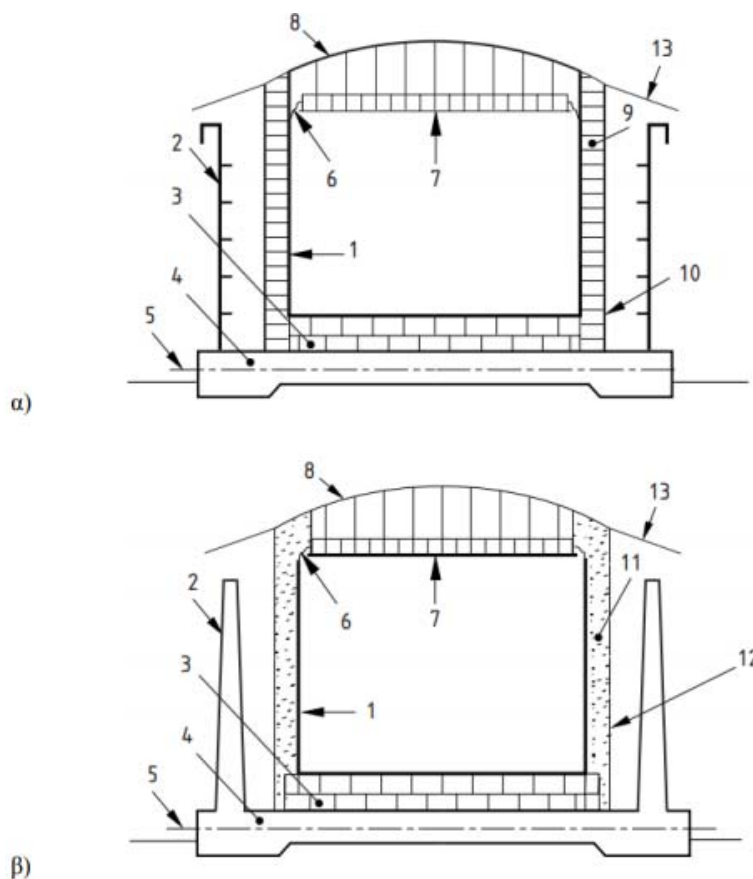
Μια δεξαμενή μονής συγκράτησης θα πρέπει να αποτελείται μόνο από ένα περίβλημα ώστε να αποθηκεύεται το υγρό προϊόν. Το κύριο περίβλημα του υγρού θα πρέπει να είναι μια αυτοϋποστηριζόμενη, χαλύβδινη κυλινδρική δεξαμενή.



Εικόνα 2.7: Παραδείγματα δεξαμενής μονής συγκράτησης: 1. κύριο χαλύβδινο περίβλημα, 3. μόνωση πυθμένα, 4. θεμέλιο, 5. σύστημα θέρμανσης θεμελίου, 6. εύκαμπτη μονωτική σφράγιση, 7. αναρτώμενη οροφή (με μόνωση), 8. χαλύβδινη οροφή, 9. εξωτερική μόνωση κελύφους, 10. εξωτερικό φράγμα υδρατμών, 11. χαλαρή πλήρωση μόνωσης, 12. εξωτερικό χαλύβδινο κέλυφος (δεν μπορεί να περιέχει υγρό), 13. τοίχος (Καλαμαράς, 2013).

Διπλής συγκράτησης

Μια δεξαμενή διπλής συγκράτησης θα πρέπει να αποτελείται από ένα κύριο περίβλημα υγρού και ατμών, το οποίο το ίδιο θα αποτελεί δεξαμενή μονής συγκράτησης, χτισμένο μέσα σε ένα δευτερεύον περίβλημα. Το δευτερεύον περίβλημα πρέπει να είναι σχεδιασμένο για να κρατήσει όλα τα υγρά περιεχόμενα του κύριου περιβλήματος σε περίπτωση διαρροών. Ο δακτυλιοειδής χώρος μεταξύ του πρωτεύοντος και δευτερεύοντος περιβλήματος, δεν πρέπει να είναι περισσότερο από 6m.



Εικόνα 2.8: Παραδείγματα δεξαμενής διπλής συγκράτησης: 1. κύριο χαλύβδινο περίβλημα, 2. δευτερεύον περίβλημα (χάλυβας ή σκυρόδεμα), 3. μόνωση πυθμένα, 4. θεμέλιο, 5. σύστημα θέρμανσης θεμελίου, 6. εύκαμπτη μονωτική σφράγιση, 7. αναρτώμενη οροφή (με μόνωση), 8. χαλύβδινη οροφή, 9. εξωτερική μόνωση κελύφους, 10. εξωτερικό φράγμα υδρατμών, 11. χαλαρή πλήρωση μόνωσης, 12. εξωτερικό χαλύβδινο κέλυφος (δεν μπορεί να περιέχει υγρό), 13. κάλυμμα (Καλαμαράς, 2013).

Πλήρους συγκράτησης

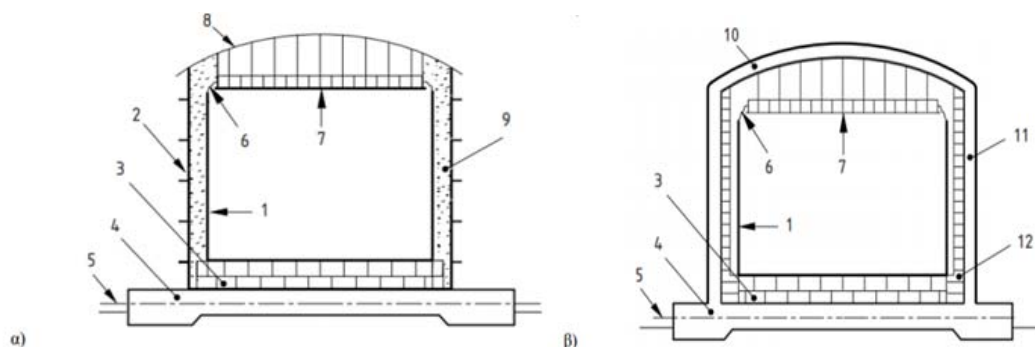
Μια δεξαμενή πλήρους συγκράτησης θα πρέπει να αποτελείται από ένα κύριο και ένα δευτερεύον περίβλημα, τα οποία μαζί να σχηματίζουν μια δεξαμενή αποθήκευσης. Το κύριο περίβλημα θα πρέπει να είναι μια αυτοτελής χαλύβδινη ενιαία δεξαμενή, που θα συγκρατεί το υγρό προϊόν. Το κύριο περίβλημα θα πρέπει:

- είτε να είναι ανοικτό στην κορυφή, στην οποία περίπτωση δεν περιέχει τους ατμούς του προϊόντος,
- είτε να είναι εξοπλισμένο με τρούλο για στέγη έτσι ώστε να περιέχονται οι ατμοί του προϊόντος.

Το δευτερεύον περίβλημα θα πρέπει να είναι μια αυτό-υποστηριζόμενη χαλύβδινη ή από σκυρόδεμα δεξαμενή εξοπλισμένη με τρούλο για στέγη και να έχει σχεδιαστεί για να συνδυάσει τις ακόλουθες λειτουργίες:

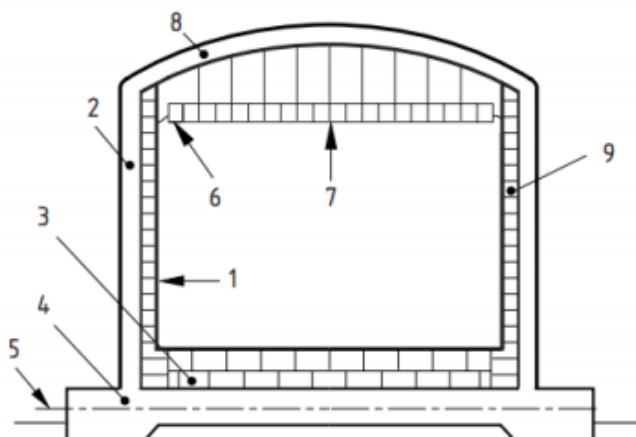
- σε κανονική λειτουργία δεξαμενής: να παρέχει την βασική συγκράτηση των ατμών της δεξαμενής (αυτό σε περίπτωση που ανοίξει η οροφή του πρωτεύοντος περιβλήματος) και να συγκρατεί την θερμική μόνωση του πρωτεύοντος περιβλήματος,
- σε περίπτωση διαρροής του πρωτεύοντος περιβλήματος: να συγκρατήσει το υγρό. Είναι αποδεκτή η εξαέρωση, αλλά θα πρέπει να ελέγχεται (πίεση του συστήματος ανακούφισης).

Το δακτυλιοειδές διάστημα μεταξύ του κύριου και δευτερεύον περιβλήματος δεν πρέπει να υπερβαίνει τα 2m.



Εικόνα 2.9: Παραδείγματα δεξαμενής πλήρης συγκράτησης: 1. κύριο χαλύβδινο περίβλημα, 2. δευτερεύον περίβλημα (χάλυβας ή σκυρόδεμα), 3. μόνωση πυθμένα, 4. θεμέλιο, 5. σύστημα θέρμανσης θεμελίου, 6. εύκαμπτη μονωτική σφράγιση, 7. αναρτώμενη οροφή(με μόνωση), 8. χαλύβδινη οροφή, 9. χαλαρή πλήρωση μόνωσης, 10. οροφή από σκυρόδεμα, 11. εξωτερική δεξαμενή από προεντεταμένο σκυρόδεμα (δευτερεύον περίβλημα), 12. μόνωση στο εσωτερικό της εξωτερικής δεξαμενής (Καλαμαράς, 2013).

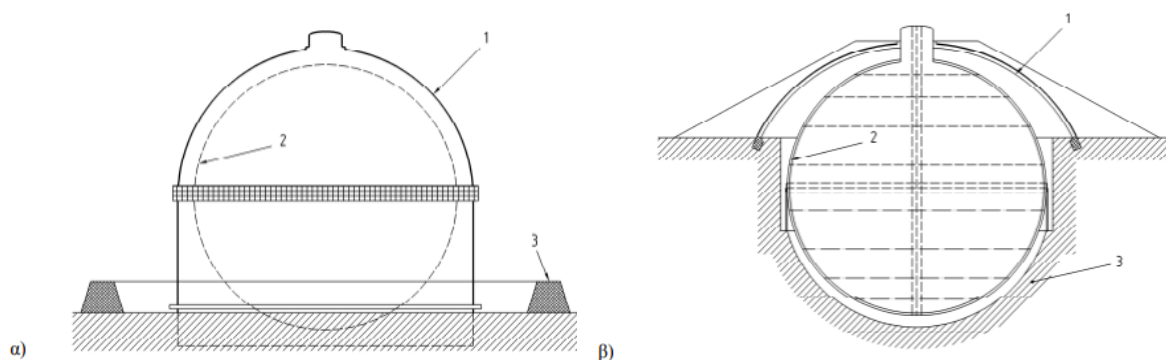
Μια δεξαμενή μεμβράνης αποτελείται από ένα λεπτό κύριο χαλύβδινο περίβλημα (μεμβράνη) σε συνδυασμό με θερμική μόνωση και μια τσιμεντένια δεξαμενή, και έτσι αποτελούν από κοινού μια ολοκληρωμένη σύνθετη κατασκευή. Αυτή η σύνθετη κατασκευή θα πρέπει να παρέχει τη συγκράτηση των υγρών. Όλα τα υδροστατικά φορτία και άλλες φορτίσεις επί της μεμβράνης θα πρέπει να μεταφέρονται μέσω της μόνωσης πάνω στην τσιμεντένια δεξαμενή. Η οροφή της δεξαμενής θα πρέπει να περιορίζει τους ατμούς, η οποία μπορεί να είναι είτε μια παρόμοια είτε μία σύνθετη κατασκευή με αεροστεγή οροφή μορφής θόλου και με μόνωση σε αναρτώμενη οροφή. Σε περίπτωση διαρροής της μεμβράνης, η δεξαμενή από σκυρόδεμα, σε συνδυασμό με το σύστημα μόνωσης, θα πρέπει να είναι σχεδιασμένη έτσι ώστε να μπορεί να συγκρατήσει το υγρό.



Εικόνα 2.10: Παράδειγμα δεξαμενής τύπου μεμβράνης: 1. πρωτεύον περίβλημα (μεμβράνη), 2. δευτερεύον περίβλημα (σκυρόδεμα), 3. μόνωση πυθμένα, 4. θεμέλιο, 5. σύστημα θέρμανσης θεμελίου, 6. εύκαμπτη μονωτική σφράγιση, 7. αναρτώμενη οροφή (με μόνωση), 8. οροφή από σκυρόδεμα, 9. μόνωση στο εσωτερικό της -από προεντεταμένο σκυρόδεμα- εξωτερικής δεξαμενής (Καλαμαράς, 2013).

Σφαιρική δεξαμενή αποθήκευσης

Το σφαιρικό, κύριο σύστημα συγκράτησης της δεξαμενής αποτελείται από μία μη-ενισχυμένη σφαίρα που υποστηρίζεται στον ισημερινό από ένα κατακόρυφο κύλινδρο (Εικόνα 2.11). Η δεξαμενή έχει σχεδιαστεί και κατασκευαστεί σύμφωνα με τον κώδικα αεριοφόρων του Διεθνούς Ναυτιλιακού Οργανισμού (IMO τύπου Β δεξαμενή). Η σφαιρική γεωμετρία της δεξαμενής επιτρέπει την ακριβή πρόβλεψη της δομικής ακεραιότητας. Μπορεί να σχεδιασθεί για υψηλές σεισμικές επιταχύνσεις. Μια υπέργεια σφαιρική δεξαμενή θα πρέπει να περιβάλλεται από ένα τείχος bund ώστε να περικλείει οποιαδήποτε διαρροή.

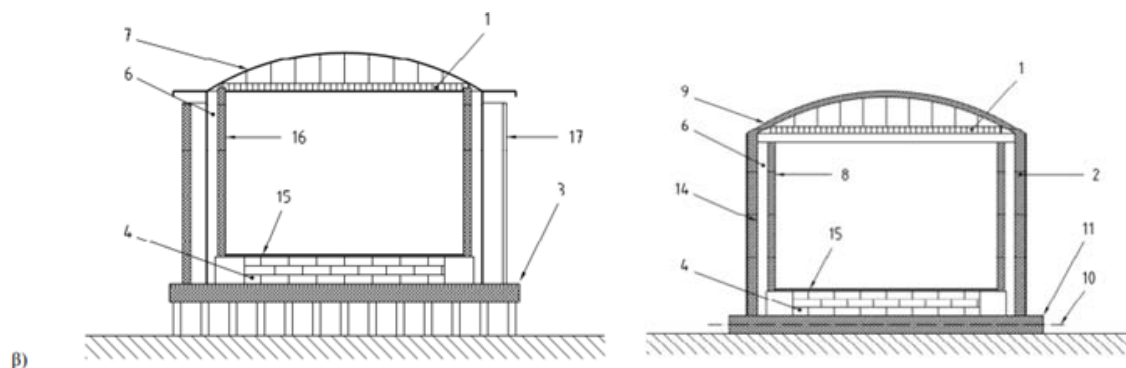


Εικόνα 2.11: Παραδείγματα σφαιρικής δεξαμενής (1. εξωτερικό κέλυφος, 2. πρωτεύον περίβλημα, 3. δευτερεύον περίβλημα) (Καλαμαράς, 2013).

Κρυογονική (cryogenic) δεξαμενή από σκυρόδεμα

Μια κρυογονική δεξαμενή σκυροδέματος είναι είτε μια διπλή δεξαμενή συγκράτησης είτε μια δεξαμενή πλήρους συγκράτησης (Εικόνα 2.12). Για αυτόν τον

τύπο των δεξαμενών, τα τοιχώματα του πρωτεύοντος και του δευτερεύοντος περιβλήματος αποτελούνται από προεντεταμένο σκυρόδεμα.



Εικόνα 2.12: Παραδείγματα κρυογονικής (cryogenic) δεξαμενής από σκυρόδεμα (1. αναρτώμενο κατάστρωμα από αλουμίνιο, 2. δευτερεύον περίβλημα από προεντεταμένο σκυρόδεμα, 3. ανυψωμένη πλάκα, 4. μόνωση βάσης, 6. χαλαρή πλήρωση μόνωσης, 7. εξωτερική χαλύβδινη οροφή, 8. πρωτεύον περίβλημα, 9. οροφή από σκυρόδεμα, 10. θέρμανση πυθμένα, 11. εξωτερική πλάκα από σκυρόδεμα, 14. επένδυση χάλυβα από άνθρακα 15 χαλύβδινη βάση 9% νικέλιο, 16. κρυογονικό πρωτεύον περίβλημα από προεντεταμένο σκυρόδεμα, 17. κρυογονικό δευτερεύον περίβλημα από προεντεταμένο σκυρόδεμα. (Καλαμαράς, 2013).

Μεταξύ αυτών των διαφόρων τύπων δεξαμενών ΥΦΑ, ο τύπος πλήρους συγκράτησης θεωρείται ως ο πιο προηγμένος τύπος. Οι δεξαμενές ταξινομούνται επίσης από τη θέση από το επίπεδο του εδάφους: τύπου πάνω από το έδαφος (υπερυψωμένες) (Εικόνα 2.15), τύπου σε έδαφος (επίγειες) (Εικόνα 2.14) και τύπου κάτω από το έδαφος (υπόγειες) (Εικόνα 2.13).



Εικόνα 2.13: Δεξαμενή τύπου κάτω από το έδαφος (www.B2green.gr).



Εικόνα 2.14: Επίγεια δεξαμενή πλήρους συγκράτησης (www.financialtribute.com).



Εικόνα 2.15: Υπέργεια σφαιρική δεξαμενή αποθήκευσης (www.stonefitting.cn) .

2.3.2. Θεμελιώσεις δεξαμενών

Για τη θεμελίωση είναι σημαντικό να επιλεγεί ο κατάλληλος τύπος εδάφους που θα είναι ικανός να παραλάβει όλα τα φορτία της κατασκευής, χωρίς να υφίσταται μεγάλες καθιζήσεις και να αντιστέκεται στην ολίσθηση και την ανατροπή. Τα ιδανικά εδάφη για τη θεμελίωση δεξαμενών είναι τα αμμώδη, με μεσαία προς υψηλή σχετική πυκνότητα και οι στιφρές άργιλοι. Ο τύπος της θεμελίωσης εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους, τα φορτία, την τοπογραφία και την παρουσία άλλων κατασκευών κοντά στο σημείο κατασκευής της δεξαμενής.

Οι καθιζήσεις (ολικές και σχετικές), όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, θα πρέπει να είναι περιορισμένες λόγω της ευαισθησίας των δεξαμενών σε αυτές. Η μέγιστη προτεινόμενη τιμή για την ολική και τη σχετική καθίζηση είναι 5cm και

2,5cm αντίστοιχα. Για οικονομικούς λόγους οι επιφανειακές θεμελιώσεις προτιμώνται όταν αυτό είναι δυνατό. Οι βαθιές θεμελιώσεις είναι κατάλληλες στην περίπτωση χαλαρών άμμων και μαλακών αργίλων ή όταν έχουν εντοπιστεί κοιλώματα, αμμώδη ρευστοποιήσιμα εδάφη ή ιλύες με μεγάλη υγρασία που είναι πιθανόν να στερεοποιηθούν υπό την επίδραση των φορτίων.

2.3.3. Επιφανειακές θεμελιώσεις

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις είναι οι πιο αποδοτικές όσον αφορά το κόστος. Συνήθως αποτελούνται από μεμονωμένα πέδιλα ή πλάκα γενικής κοιτόστρωσης. Για τις επίγειες δεξαμενές που μελετώνται η θεμελίωση μπορεί να αποτελείται και από δακτυλιοειδή πλάκα. Τα πέδιλα τοποθετούνται σε τέτοιο βάθος, ώστε οι τάσεις επαφής να βρίσκονται στα επιτρεπόμενα όρια και οι καθιζήσεις να είναι ανεκτές. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, οι επιφανειακές θεμελιώσεις είναι προτιμότερες εκτός αν το έδαφος έχει μειωμένη φέρουσα ικανότητα, γεγονός που θα απαιτούσε πέδιλα μεγάλων διαστάσεων.

Η ύπαρξη μεγάλων πέδινων μπορεί να οδηγήσει σε επικάλυψη των βολβών των τάσεων των μεμονωμένων πέδινων και κατ' επέκταση σε μεγάλες καθιζήσεις. Ο υπολογισμός των διαστάσεων των πέδινων είναι μια επαναληπτική διαδικασία. Η επιφάνειά τους προσδιορίζεται λαμβάνοντας υπ' όψη τις φορτίσεις, χωρίς συντελεστές ασφαλείας, ώστε να υπολογιστούν οι πιέσεις επαφής κάτω από το θεμέλιο. Το πάχος του πέδινου, το βάθος τοποθέτησής του και οι διαστάσεις του επιλέγονται ώστε να ικανοποιούνται τα κριτήρια ισορροπίας και σταθερότητας.

2.3.4. Θεμελιώσεις με πασσάλους

Όταν το έδαφος θεμελίωσης έχει μικρή φέρουσα ικανότητα ή υφίσταται μεγάλες καθιζήσεις όταν φορτίζεται, είναι απαραίτητο η θεμελίωση να γίνει με πασσάλους σε μεγαλύτερο βάθος μέχρι το υποκείμενο ανθεκτικότερο στρώμα εδάφους ή το βραχώδες υπόβαθρο. Οι πάσσαλοι οφείλουν την αντοχή τους στην πλευρική τριβή ή και στην αντοχή του εδάφους στην αιχμή τους, ανάλογα με το είδος του εδάφους και το μήκος έμπηξής τους στο έδαφος. Μπορεί να είναι προκατασκευασμένοι (από ξύλο, προεντεταμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα) ή να σκυροδετούνται επί τόπου όταν η μεταφορά τους μπορεί να προκαλέσει προβλήματα λόγω των δονήσεων.

Η φέρουσα ικανότητα των πασσάλων προκύπτει από το άθροισμα της αντοχής λόγω πλευρικής τριβής και της αντοχής αιχμής. Ο προσδιορισμός των επιμέρους αντοχών είναι διαφορετικός για άμμους και αργίλους. Η αντοχή της πασσαλοομάδας επηρεάζεται από την απόσταση μεταξύ των πασσάλων. Η μεγάλη απόσταση έχει ως αποτέλεσμα την απαίτηση μεγαλύτερου αριθμού πασσάλων ενώ η μικρή απόσταση μεταξύ των πασσάλων μπορεί να μειώσει την απόδοση της ομάδας σε σχέση με την απόδοση των μεμονωμένων πασσάλων. Σύμφωνα με τους κανονισμούς της Αμερικανικής Εταιρείας Ύδρευσης (American Water Works

Association), η ελάχιστη απόσταση μεταξύ των κέντρων των πασσάλων αιχμής είναι ίση με τρεις φορές τη διάμετρό τους, ενώ για τους πασσάλους τριβής η απόσταση αυτή είναι μεγαλύτερη.



Εικόνα 2.16: Δεξαμενή θεμελιωμένη με πασσάλους.



Εικόνα 2.17: Δεξαμενή θεμελιωμένη σε πλάκα με εφέδρανα.

2.3.5. Αγκυρωμένες και μερικώς αγκυρωμένες δεξαμενές

Σε πολλές περιπτώσεις για την καλύτερη έδραση των κυλινδρικών κατακόρυφων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών καυσίμων χρησιμοποιούνται διαφόρων τύπων αγκύρια (anchored tanks). Τα αγκύρια συγκολλούνται στη δεξαμενή και ύστερα βιδώνονται με κοχλίες στη βάση θεμελίωσής της. Η αγκύρωση μπορεί να είναι πλήρης ή μερική, αναλόγως τη μελέτη που έχει γίνει για την ανέγερση της δεξαμενής. Σε περίπτωση πλήρους ή μερικώς αγκυρωμένης δεξαμενής που υποβάλλεται σε μια δυνατή σεισμική διέγερση, αναπτύσσονται υψηλές τάσεις.

Οι τάσεις αυτές είναι υπεύθυνες για την αστοχία των κατώτερων τοιχωμάτων των δεξαμενών, στη περίπτωση που οι αγκυρώσεις είναι ανεπαρκώς σχεδιασμένες. Ακόμα, μπορεί να προκληθεί ολίσθηση της δεξαμενής όταν αναπτυχθεί μεγάλη διατμητική δύναμη στις αγκυρώσεις. Οι κοχλίες των αγκυρώσεων αποκολλούνται ή

Κεφάλαιο 3^ο

3. Δεξαμενές Αποθήκευσης Υγρών

3.1. Εισαγωγή

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών αποτελούν κατασκευές ζωτικής σημασίας για την επιβίωση του σύγχρονου ανθρώπου, κι αυτό λόγω της ευρείας χρήσης τους σε μια σειρά από εφαρμογές. Δεξαμενές υγρών χρησιμοποιούνται για την αποθήκευση μεγάλων ποσοτήτων νερού για ύδρευση, άρδευση, πυρόσβεση, κ.α., για την αποθήκευση πετρελαίου, βενζίνης και λοιπών πετρελαιοειδών σε διυλιστήρια και λοιπές μονάδες παραγωγής, καθώς και σε πυρηνικές εγκαταστάσεις για αποθήκευση μιας σειράς χημικών υγρών καθώς και χημικών αποβλήτων.

Ειδικά τις τελευταίες δεκαετίες η χρήση τους είναι εξαιρετικά διαδεδομένη, γεγονός που καθιστά αναγκαία τη λήψη μέτρων για την προστασία τους. Όπως είναι προφανές, η κύρια απειλή για τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών είναι οι σεισμοί. Σε χώρες με έντονα σεισμικά φαινόμενα όπως είναι η Ελλάδα, η Τουρκία, οι Η.Π.Α., η Ιαπωνία, κ.α., η κατασκευή τέτοιων δεξαμενών πρέπει να γίνεται με εξαιρετική προσοχή και λαμβάνοντας υπ' όψη μια σειρά από παραμέτρους, για την αποφυγή δυσμενών καταστάσεων. Ένα επιπλέον γεγονός που καθιστά απαραίτητη τη διεξοδική μελέτη σχεδίασης και κατασκευής των δεξαμενών αυτών, είναι οι ενδεχόμενες συνέπειες μιας μερικής ή πλήρους αστοχίας τους. Σε ένα τέτοιο σενάριο είναι πιθανή η διαφυγή τεράστιας ποσότητας βλαβερών ουσιών στο έδαφος, στο υπέδαφος καθώς και στην ατμόσφαιρα. Ακόμα, πιθανό είναι το σενάριο της πρόκλησης μεγάλων εκρήξεων καθώς και πυρκαγιών που θα στοιχήσουν τη ζωή σε πολλούς ανθρώπους.

Αυτές οι δεξαμενές και λόγω της μεγάλης τους μάζας είναι ιδιαίτερα τρωτές στις έντονες σεισμικές διεγέρσεις. Αυτό γίνεται εύκολα αντιληπτό αν ερευνηθούν σεισμοί του παρελθόντος και εξετασθούν οι βλάβες που υπέστησαν δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Μέχρι το 1964 και τον σεισμό της Αλάσκας, οι επιστήμονες δεν έδιναν ιδιαίτερο ενδιαφέρον στην αντισεισμική σχεδίασή τους. Μετά τις εκτεταμένες βλάβες που υπέστησαν δεξαμενές σε αυτόν τον σεισμό, ακολούθησε

μια σειρά μελετών για τη διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης κατασκευών τέτοιου τύπου.

Πολλές από αυτές τις μελέτες ήταν πειραματικές, ενώ οι αντίστοιχες θεωρητικές ασχολήθηκαν με μια σειρά προβλημάτων τα οποία θα εξεταστούν αναλυτικά σε επόμενα κεφάλαια της εργασίας. Άλλα θέματα που απασχόλησαν και απασχολούν τους επιστήμονες είναι η συμπεριφορά του περιεχόμενου υγρού της δεξαμενής καθώς και η αλληλεπίδραση της κατασκευής με το έδαφος στο οποίο εδράζεται.

Ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις στο παρελθόν έχουν οδηγήσει συστήματα, όπως οι ατμοσφαιρικές δεξαμενές, σε διάφορες μορφές αστοχίας. Καθώς το σεισμικό κύμα φτάνει στο πεδίο της δεξαμενής, η ωστική συνιστώσα ασκεί πίεση στα τοιχώματα, προκαλώντας υπέρμετρες ροπές ανατροπής στο σύστημα, που ενδέχεται να οδηγήσουν σε ολίσθηση (sliding) και ανασήκωμα (uplifting) της βάσης. Το ανασήκωμα έχει σαν αποτέλεσμα σημαντικές παραμορφώσεις της σύνδεσης μεταξύ της βάσης και του κελύφους, προκαλώντας είτε διάρρηξη στο έλασμα βάσης είτε λυγισμό στο τοίχωμα. Από την άλλη μεριά, η κυκλοφορούσα συνιστώσα εξαναγκάζει το μέρος του υγρού που βρίσκεται στα ανώτερα στρώματα σε μια (πρωτίστως) κατακόρυφη μετακίνηση, η οποία ενδέχεται να προκαλέσει βλάβες στα αντίστοιχα τοιχώματα και στην οροφή και είναι γνωστό ως το φαινόμενο του κυματισμού (sloshing).

Οι συνηθέστερες μορφές αστοχίας που έχουν παρατηρηθεί είναι ο λυγισμός του κελύφους, η διάρρηξη του ελάσματος βάσης, οι βλάβες λόγω κυματισμού του υγρού, η αστοχία των αγκυρώσεων (για αγκυρωμένες δεξαμενές μόνο) και η ολίσθηση της βάσης. Αξίζει να σημειωθεί πως η ολίσθηση δεν αποτελεί απαραίτητα αστοχία εκτός και αν έχει σαν επακόλουθο την αστοχία των σωληνώσεων που συνδέονται στο σύστημα, μιας και μικρής έκτασης ολίσθηση μπορεί να είναι ευεργετική λόγω της ευκαμψίας και της απόσβεσης που προσφέρει.

3.2. Κατηγοριοποίηση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών

Αρχικά, μπορεί να γίνει διάκριση στις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών ως προς τη διαμόρφωσή τους. Υπάρχουν υπερυψωμένες (υπέργειες), στηριζόμενες στο έδαφος (επίγειες) και θαμμένες εντός του εδάφους (υπόγειες) δεξαμενές. Οι υπόγειες δεξαμενές (Εικόνα 3.1) όπως είναι προφανές, πρέπει αναγκαστικά να διαθέτουν στέγη, ώστε μετά την επίχωση να προστατεύεται το περιεχόμενο υγρό από τα εδαφικά υλικά. Οι επίγειες δεξαμενές είναι αυτές που συναντώνται συνηθέστερα στην πράξη. Οι διαστάσεις τους ποικίλουν με ακτίνες που ξεκινούν από λίγα μέτρα και καταλήγουν μέχρι και σε ογκώδεις δεξαμενές με ακτίνα πολλών δεκάδων μέτρων. Το σχήμα τους είναι συνήθως κυλινδρικό. Οι υπερυψωμένες δεξαμενές (Εικόνα 3.2) όπως είναι λογικό, δεν μπορούν να ξεπεράσουν ένα συγκεκριμένο μέγεθος καθώς είναι πολύ πιο ευαίσθητες, λόγω του μεγάλου ύψους στο οποίο έχουν συγκεντρωμένη μεγάλη μάζα.



Εικόνα 3.1: Υπόγεια δεξαμενή αποθήκευσης υγρών από οπλισμένο σκυρόδεμα (πριν την επίχωση) (www.gwp.org).

Ως προς το υλικό κατασκευής διακρίνονται τόσο σε μεταλλικές όσο και σε δεξαμενές από οπλισμένο σκυρόδεμα. Οι υπόγειες δεξαμενές κατασκευάζονται συνήθως από σκυρόδεμα σε αντίθεση με τις υπέργειες, οι οποίες είναι κατά κύριο λόγο μεταλλικές. Το υλικό κατασκευής των επίγειων δεξαμενών ποικίλει, αν και κατά κύριο λόγο είναι μεταλλικές.



Εικόνα 3.2: Υπερυψωμένη μεταλλική δεξαμενή αποθήκευσης υγρών (Tank Connection, 2017).

Μια επιπλέον κατηγοριοποίηση αναφορικά με τις μεταλλικές δεξαμενές γίνεται ανάλογα με τον τρόπο υποστήριξής τους στο έδαφος. Έτσι, οι μεταλλικές δεξαμενές διαχωρίζονται σε αγκυρωμένες (Εικόνα 3.3) και μη. Οι αγκυρωμένες δεξαμενές συνδέονται σε μεγάλα θεμέλια, ώστε να αποφευχθεί η ανύψωσή τους σε περίπτωση σεισμού. Όμως, η αγκύρωση αυτή δεν είναι εύκολη στην κατασκευή και είναι αρκετά ακριβή, γι' αυτό και δεν χρησιμοποιείται πολύ στην πράξη. Επιπρόσθετα, σε περίπτωση σεισμού, αγκύρια και κοχλίες που δεν έχουν σχεδιαστεί σωστά ενδέχεται να επιφέρουν βλάβη στο κέλυφος της δεξαμενής. Λόγω των παραπάνω μειονεκτημάτων της αγκύρωσης, είναι συνηθέστερο το κέλυφος των μεταλλικών δεξαμενών να υποστηρίζεται σε κυκλική θεμελίωση από σκυρόδεμα χωρίς τη χρήση αγκυρίων.



Εικόνα 3.3: Αγκυρωμένη σε θεμέλιο δεξαμενή.

3.3. Πιθανές μορφές αστοχίας των δεξαμενών

Οι σεισμικές διεγέρσεις προκαλούν μια σειρά από βλάβες στις δεξαμενές, οι οποίες δεν έχουν σχεδιαστεί σωστά και με πρόβλεψη προστασίας από τις μορφές αστοχίας, οι οποίες θα παρουσιαστούν στη συνέχεια. Η έρευνα σχετικά με τη σεισμική απόκριση και συμπεριφορά των δεξαμενών υγρών καυσίμων, είναι εξέχουσας σημασίας καθώς μια ενδεχόμενη βλάβη θα έχει ανυπολόγιστες κοινωνικές, περιβαλλοντικές και οικονομικές συνέπειες. Για τους παραπάνω λόγους καθίσταται αναγκαία η επισταμένη μελέτη των μορφών αστοχίας τέτοιων κατασκευών, ώστε να είναι στην πορεία δυνατή η λήψη μέτρων για την προστασία τους. Στη συνέχεια, θα αναφερθούν συνοπτικά οι κυριότεροι τύποι βλαβών που συναντώνται σε δεξαμενές υγρών καυσίμων.

3.3.1. Λυγισμός σε σχήμα διαμαντιού

Η μορφή αστοχίας σε σχήμα διαμαντιού (diamond shape buckling) αποτελεί ένα ελαστικό φαινόμενο, όπου ο λυγισμός συμβαίνει πριν την πλαστικοποίηση, εξαιτίας της υπέρξεως υψηλής θλιπτικής αξονικής δύναμης (υπεύθυνη για τη δημιουργία αξονικών τάσεων στο κέλυφος της δεξαμενής). Αυτές οι αξονικές τάσεις που προκαλούν το λυγισμό, είναι συνάρτηση του μεγέθους των ατελειών που υπάρχουν στη δεξαμενή, της εσωτερικής πίεσης, του πάχους του εξωτερικού κελύφους της δεξαμενής, καθώς και της διαφοροποίησης της τιμής της αξονικής τάσης στην περιφέρεια της δεξαμενής. Οι ατέλειες της δεξαμενής δρουν αρνητικά καθώς μειώνουν την αντοχή σε λυγισμό. Η εσωτερική πίεση του υγρού στο κέλυφος της δεξαμενής αυξάνει την αντοχή σε λυγισμό, δρώντας ανασταλτικά στο φαινόμενο του λυγισμού σε σχήμα διαμαντιού.

Αυτό το σταθεροποιητικό φαινόμενο της ανάπτυξης μεγάλης εσωτερικής πίεσης στα τοιχώματα της δεξαμενής από το υγρό, μπορεί να μειωθεί εξαιτίας της ανάπτυξης πίεσης στη δεξαμενή λόγω της κάθετης συνιστώσας του σεισμού. Αυτή η μείωση της πίεσης μπορεί να οδηγήσει σε λυγισμό μορφής διαμαντιού. Αυτή η μορφή λυγισμού παρατηρείται συνήθως στη βάση της δεξαμενής, μπορεί όμως να συμβεί και σε πολύ ψηλότερα σημεία (Εικόνα 3.4) όπου η υδροδυναμική πίεση έχει πολύ μικρότερες τιμές. Όπως είναι προφανές, αυτό το φαινόμενο του λυγισμού τύπου διαμαντιού πλήττει μόνο τις μεταλλικές κατασκευές.



Εικόνα 3.4: Δεξαμενή με λυγισμό μορφής διαμαντιού στο πάνω αριστερό της τμήμα (Northridge earthquake, California).

3.3.2. Λυγισμός σε σχήμα πέλματος ελέφαντα

Μια αρκετά συνηθισμένη μορφή βλάβης σε μεταλλικές δεξαμενές είναι ο προς τα έξω λυγισμός του κελύφους τους, ακριβώς πάνω από τη βάση τους (Εικόνα 3.5). Αυτό το φαινόμενο, λόγω της μορφής του, ονομάζεται λυγισμός σε σχήμα πέλματος ελέφαντα (elephant foot buckling), αφού θυμίζει έντονα το πέλμα ενός ελέφαντα. Συνήθως συναντάται σε κοντές και πλατιές δεξαμενές με μικρό λόγο ύψους προς ακτίνα. Προκαλείται από την αυξημένη εσωτερική πίεση του υγρού (η οποία προφανώς αυξάνει με το βάθος, γι' αυτό λαμβάνει στη βάση της δεξαμενής

τη μέγιστη τιμή προκαλώντας εκεί το εν λόγω φαινόμενο). Αυτή η μορφή λυγισμού έχει πολύ υψηλές εφελκυστικές τάσεις στη μια διεύθυνση, συνδυασμένες με αρκετά μικρές θλιπτικές τάσεις στην άλλη, αντίστοιχα. Πρέπει να σημειωθεί πως η εν λόγω μορφή αστοχίας δεν είναι απαραίτητο πως εμφανίζεται στα κατώτερα τοιχώματα, αλλά ενδέχεται επίσης να λάβει χώρα και σε ελάσματα που βρίσκονται στη μέση της δεξαμενής ή και ψηλότερα, όποτε και η ονομασία της αστοχίας τροποποιείται σε λυγισμό μορφής γονάτου ελέφαντα (elephant's knee buckling), όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.6.



Εικόνα 3.5: Λυγισμός σε σχήμα πέλματος ελέφαντα σε δεξαμενή αποθήκευσης υγρών καυσίμων (1964 magnitude-9.2 Anchorage, Alaska earthquake).



Εικόνα 3.6: Λυγισμός σε σχήμα γονάτου ελέφαντα σε δεξαμενή αποθήκευσης υγρών καυσίμων (FEMA 2012a).

3.3.3. Βλάβες λόγω κυματισμού του περιεχόμενου υγρού

Ένας σημαντικός κίνδυνος που συναντάται τόσο σε μεταλλικές όσο και σε δεξαμενές από οπλισμένο σκυρόδεμα, είναι οι βλάβες που μπορούν να δημιουργηθούν λόγω κυματισμού (sloshing) του υγρού που περιέχεται στη δεξαμενή. Για αυτό οι κατασκευαστές θα πρέπει να δίνουν ιδιαίτερη προσοχή στο ελεύθερο ύψος που αφήνουν μεταξύ της επιφάνειας του υγρού και της στέγης της δεξαμενής. Μπορούν να προκληθούν κυματισμοί που ξεπερνούν το 1m, οι οποίοι είναι ικανοί να προκαλέσουν την αστοχία της στέγης και τον διαχωρισμό της από το υπόλοιπο σώμα της δεξαμενής. Στην Εικόνα 3.7 παρουσιάζεται μια δεξαμενή που περιείχε πετρέλαιο, η οποία αστόχησε λόγω αυξημένου κυματισμού με αποτέλεσμα τη διαρροή πετρελαίου από την κορυφή της.



Εικόνα 3.7: Βλάβη σε δεξαμενή στην Καλιφόρνια λόγω κυματισμού του περιεχόμενου υγρού (Northridge earthquake, California).



Εικόνα 3.8: Αστοχία σωληνώσεων δεξαμενής μετά από σεισμό (2001 Magnitude-8.4 Peru Earthquake).

3.3.4. Βλάβη στη σύνδεση των σωληνώσεων

Μια από τις πιο κοινές αιτίες απώλειας του περιεχόμενου υγρού μιας δεξαμενής αποτελεί η αστοχία των σωληνώσεων (Εικόνα 3.8) στις συνδέσεις τους.

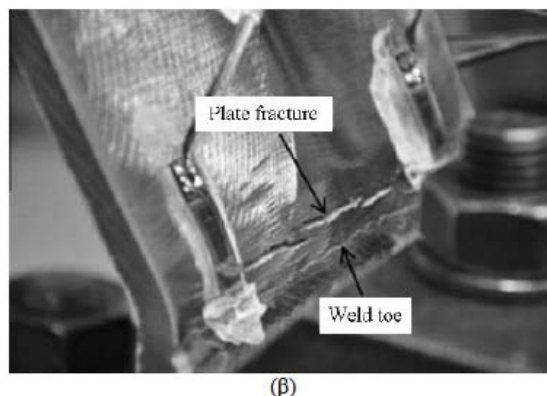
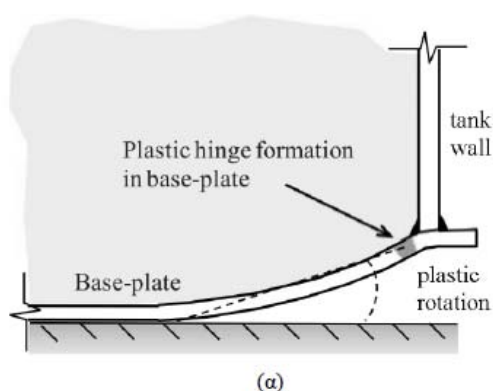
Γενικά, αυτό το φαινόμενο προκαλείται λόγω μεγάλων κάθετων μετακινήσεων που προκύπτουν από κάποιου είδους λυγισμό, ανύψωση του τοιχώματος της δεξαμενής ή ακόμα και αστοχία της θεμελίωσης. Επιπλέον, μπορεί να προκληθεί αστοχία σωληνώσεων που συνδέουν μεταξύ τους γειτονικές δεξαμενές και λόγω οριζόντιων μετακινήσεων των δεξαμενών που προκαλούνται από σεισμικές διεγέρσεις.

3.3.5. Αστοχία της Θεμελίωσης

Μεγάλη προσοχή πρέπει να δίνεται στην τοποθεσία που θα επιλεγεί για την κατασκευή μιας δεξαμενής, καθώς πρέπει να αποφεύγονται μαλακά εδάφη με φτωχές ιδιότητες έδρασης. Σε τέτοιου είδους εδάφη είναι πιθανή η ρευστοποίηση των εδαφικών υλικών, που σε συνδυασμό με την εφαρμοζόμενη σεισμική ροπή στη βάση της δεξαμενής μπορεί να οδηγήσει σε στροφή του θεμελίου, αλλά και σε μεγάλες μετακινήσεις της τάξεως αρκετών μέτρων. Σε άλλες περιπτώσεις, η απώλεια του περιεχόμενου υγρού από μια κατασκευή που έχει υποστεί βλάβη μπορεί να επιδράσει αρνητικά στο έδαφος γειτονικά της θεμελίωσης της δεξαμενής προκαλώντας επιδείνωση της εδαφικής υποστήριξης στη δεξαμενή.

3.3.6. Πλαστική στροφή βάσης

Για τις περιπτώσεις που είναι δυνατό το ανασήκωμα της δεξαμενής, είτε λόγω της απουσίας των αγκυρίων, είτε λόγω κακής υλοποίησης της λεπτομέρειας στη βάση, η περιοχή της συμβολής του ελάσματος βάσης με αυτό του τοιχώματος, ενδέχεται να οδηγηθεί σε θραύση λόγω της πλαστικής στροφής που αναπτύσσεται τοπικά.

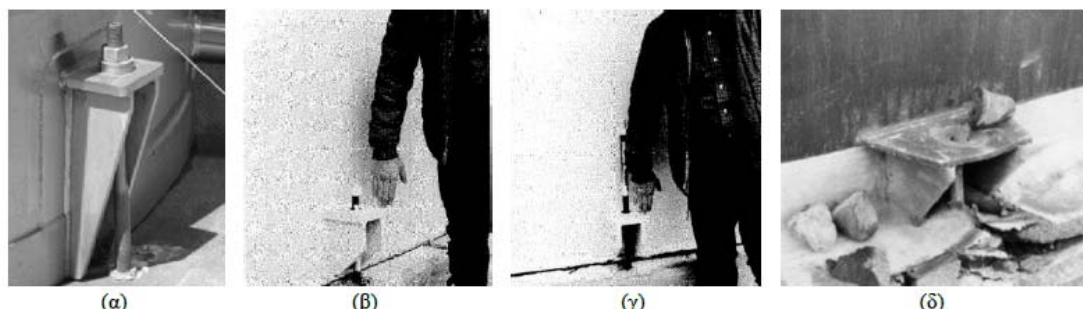


Εικόνα 3.9: Πλαστική στροφή βάσης (Prinz & Nussbaumer 2012a,b).

3.3.7. Αγκυρώσεις

Για τις περιπτώσεις των αγκυρωμένων δεξαμενών, η βλάβη στα αγκύρια αποτελεί μια ακόμη πιθανή μορφή αστοχίας. Η θραύση των αγκυρίων οφείλεται επίσης στη ροπή ανατροπής που πηγάζει από την ωστική συνιστώσα, καθώς η εφελκυστική ένταση που αναπτύσσεται σε αυτά ενδέχεται να υπερβεί τις αντίστοιχες τιμές αντοχής και πλαστιμότητας. Αξίζει να σημειωθεί πως αν και οι

αγκυρωμένες δεξαμενές παραδοσιακά θεωρούνται πακτωμένες στο έδαφος, η συμπεριφορά τους στην πραγματικότητα επιτρέπει (αριθμητικά τουλάχιστον) το ανασήκωμα, ιδίως όταν παρατηρείται διαρροή και θραύση των αγκυρίων, ή ακόμη και απώλεια συνάφειας μεταξύ του χάλυβα και του σκυροδέματος της θεμελίωσης (Εικόνα 3.10). Σε αυτό το σημείο, μέρος του ελάσματος βάσης ανασηκώνεται και η απόκριση προοδευτικά ταυτίζεται με αυτή του ελεύθερα εδραζόμενου συστήματος.

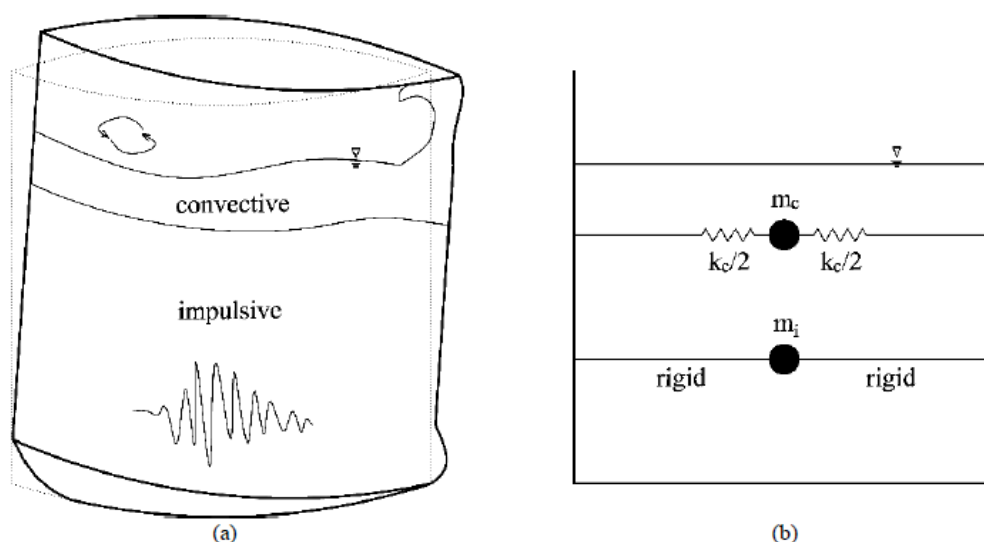


Εικόνα 3.10: Αστοχίες αγκυρίων: (α) διαρροή (Bradley et al. 2017), (β) μερική μετακίνηση (Housner et al. 1971), (γ) ολική απώλεια συνάφειας χάλυβα-σκυροδέματος (Housner et al. 1971) και (δ) θραύση (Vathi, 2016).

3.4. Απόκριση σε σεισμό

Το αποθηκευμένο υγρό των κυλινδρικών δεξαμενών υποβάλλει μέσω του υδροστατικού φορτίου τα τοιχώματα σε αξονοσυμμετρική πίεση. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη τάσεων κατά μήκος της περιφέρειας του κελύφους, το μέγεθος των οποίων καθορίζει τα απαιτούμενα πάχη των τοιχωμάτων κατά τον σχεδιασμό έναντι στατικών φορτίων. Στην περίπτωση, όμως, μιας ισχυρής σεισμικής διέγερσης, το αποθηκευμένο υγρό ταλαντώνεται αλληλοεπιδρώντας παράλληλα με το τοίχωμα της δεξαμενής. Προγενέστερες μελέτες έχουν δείξει πως την απόκριση του υγρού κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορεί κανείς να την προσεγγίσει μέσω δύο ιδιομορφών (Haroun, 1983; Haroun & Housner, 1981; Housner, 1957, 1963; Malhotra, 2000). Η πρώτη, γνωστή και ως 'ωστική' (impulsive), αναφέρεται στα μόρια του υγρού που μετακινούνται σαν ένα σώμα με το κέλυφος της δεξαμενής. Η δεύτερη, γνωστή και ως 'κυκλοφορούσα' (convective), αναφέρεται στα μόρια του υγρού κοντά στην ελεύθερη επιφάνεια τα οποία ταλαντώνονται (πρωτίστως) κατακόρυφα (Εικόνα 3.11).

Η αδράνεια των μετακινούμενων σωματιδίων του υγρού έχει ως αποτέλεσμα να αναπτύσσονται ασύμμετρες υδροδυναμικές πιέσεις στη δεξαμενή, σε ένα μέγεθος που είναι συχνά πολύ μεγαλύτερο από αυτό της υδροστατικής. Ιδιαίτερα για τις ελεύθερα εδραζόμενες δεξαμενές, όταν αυτές δέχονται μεγάλες ροπές ανατροπής, μέρος του ελάσματος βάσης ενδέχεται να αποχωριστεί από τη θεμελίωση, οδηγώντας σε ένα αμιγώς μη-γραμμικό φαινόμενο που είναι γνωστό ως μηχανισμός ανασηκώματος της δεξαμενής.



Εικόνα 3.11: Ωστική και κυκλοφορούσα συνιστώσα μιας ελεύθερα εδραζόμενης δεξαμενής και (β) απλοποιημένο μοντέλο (Housner 1957; 1963).

3.4.1. Ιδιοπερίοδος ωστικής ιδιομορφής

Αρχικά, στη δημοσίευσή του το 1954 ο Housner έκανε την παραδοχή ότι η ιδιοπερίοδος της ωστικής (impulsive) ιδιομορφής θα ληφθεί ίση με το μηδέν, καθώς η δεξαμενή θεωρείται δύσκαμπτη. Στις πρόσφατες όμως μελέτες όπου το τοίχωμα της δεξαμενής θεωρείται ελαστικό πρέπει να γίνεται υπολογισμός της ιδιοπεριόδου της ωστικής ιδιομορφής ακόμα και σύμφωνα με τους κανονισμούς που χρησιμοποιούν τη μέθοδο του Housner (όπως ο API 650). Στον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου αυτής δεν συνυπολογίζεται η πυκνότητα του τοιχώματος της δεξαμενής, καθώς χρησιμοποιείται η πυκνότητα του υγρού που περιέχεται στη δεξαμενή. Αυτό συμβαίνει γιατί όπως είναι προφανές η μάζα του υγρού είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από τη μάζα του τοιχώματος της δεξαμενής, γεγονός που καθιστά αμελητέα την πυκνότητα του υλικού κατασκευής. Για ελαστικές αγκυρωμένες μεταλλικές δεξαμενές η πρώτη ιδιοπερίοδος της ωστικής ιδιομορφής είναι περίπου 0.5 δευτερόλεπτα ή λιγότερο.

Για πακτωμένες στη βάση κυκλικής διατομής δεξαμενές, ο κανονισμός NZSEE (1986) χρησιμοποιεί τον ακόλουθο τύπο των Haroun και Housner (1981a) για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου της ωστικής ιδιομορφής:

$$T_i = \frac{5,61 * \pi * H}{K_h} * \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (3.1)$$

όπου ρ είναι η πυκνότητα του περιεχόμενου στη δεξαμενή υγρού, H είναι το ύψος του υγρού στη δεξαμενή, E είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής και K_h είναι η δυσκαμψία της δεξαμενής στην οριζόντια διεύθυνση.

Ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2006) κάνει χρήση του ακόλουθου τύπου του Scharf (1990):

$$T_i = \frac{R * (0,157 * (H/R)^2 + (H/R) + 1,49)}{\sqrt{\frac{E * t * (z/H = 1/3)}{\rho * H}}} \quad (3.2)$$

όπου ρ είναι η πυκνότητα του περιεχόμενου στη δεξαμενή υγρού, H είναι το ύψος του υγρού στη δεξαμενή, E είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής, t είναι το πάχος του τοιχώματος της δεξαμενής και R η ακτίνα της δεξαμενής.

Ο κανονισμός API 650 (2005) κάνει χρήση του ακόλουθου τύπου του Malhotra (2000) για τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου ελαστικών δεξαμενών:

$$T_i = \frac{C_i * H}{\sqrt{\frac{2 * t_u}{D}}} * \sqrt{\frac{\rho}{E}} \quad (3.3)$$

όπου ρ είναι η πυκνότητα του περιεχόμενου στη δεξαμενή υγρού, H είναι το ύψος του υγρού στη δεξαμενή, E είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής, t_u είναι το ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος του τοιχώματος της δεξαμενής, D είναι η διάμετρος της δεξαμενής και C_i είναι παράμετρος.

3.4.2. Ιδιοπερίοδος κυκλοφορούσας ιδιομορφής

Η κυρίαρχη ιδιοπερίοδος της κυκλοφορούσας (convective) ιδιομορφής εξαρτάται κατά κύριο λόγο από τη διάμετρο της δεξαμενής και κατά δεύτερο λόγο από το ύψος του υγρού στη δεξαμενή. Συνήθως η κυρίαρχη ιδιοπερίοδος της κυκλοφορούσας ιδιομορφής είναι πολύ μεγάλη (από 6 έως 10 δευτερόλεπτα για μεγάλες δεξαμενές) και επηρεάζεται περισσότερο από τις σεισμικές εδαφικές μετακινήσεις, παρά από τις σεισμικές εδαφικές επιταχύνσεις. Όπως είναι αναμενόμενο λόγω της μεγάλης ιδιοπεριόδου η κυκλοφορούσα συνιστώσα δεν επηρεάζεται τόσο από την ελαστικότητα του τοιχώματος και την ελαστικότητα της θεμελίωσης, γι' αυτό κι όλοι οι κανονισμοί δίνουν την ιδιοπερίοδο της κυκλοφορούσας συνιστώσας μόνο για δύσκαμπτες δεξαμενές. Δηλαδή η δεξαμενή αντιμετωπίζεται εξ αρχής ως δύσκαμπτη.

Ο κανονισμός API 650 (2005) κάνει χρήση του ακόλουθου τύπου του Housner (1954), ο οποίος δίνει μόνο την πρώτη ιδιοπερίοδο της κυκλοφορούσας συνιστώσας:

$$T_c = \frac{1,04}{\sqrt{\tanh * \left(\frac{3,68 * H}{D}\right)}} * \sqrt{D} \quad (3.4)$$

όπου H είναι το ύψος του υγρού στη δεξαμενή και D είναι η διάμετρος της δεξαμενής.

Ο NZSEE (1986) και ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2006) έχουν υιοθετήσει τον ακόλουθο τύπο των Veletsos και Yang (1977), ο οποίος επιτρέπει τον υπολογισμό όχι μόνο της θεμελιώδους ιδιοπερίοδου, αλλά και μεγαλύτερων:

$$T_c = \frac{2 * \pi * \sqrt{\frac{R}{g}}}{\sqrt{\tanh * \lambda_n \left(\frac{\lambda_n * H}{R} \right)}} \quad (3.5)$$

όπου H είναι το ύψος του υγρού στη δεξαμενή, R είναι η ακτίνα της δεξαμενής, g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας και για το λ_n έχουμε $\lambda_1=1,841$, $\lambda_2=5,331$, $\lambda_3=8,536$.

3.4.3. Ύψος κυματισμού του περιεχόμενου υγρού

Όλοι οι κανονισμοί έχουν πρόβλεψη για τον υπολογισμό του μέγιστου ύψους κυματισμού του περιεχόμενου υγρού. Οι σχέσεις που προτείνουν οι κανονισμοί έχουν μικρές διαφορές μεταξύ τους, όπως θα διαπιστώσουμε παρακάτω. Ο API 650 (2005) προτείνει την ακόλουθη σχέση:

$$\delta_c = 0,5 * D * A_c(T_{c1}) \quad (3.6)$$

ενώ ο NZSEE (1986) προτείνει την ακόλουθη σχέση:

$$\delta_c = 0,5 * D * \sqrt{0,84 * A_c(T_{c1}) + 0,07 * A_c(T_{c2}) + \dots \dots \dots} \quad (3.7)$$

Ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2006) προτείνει τη σχέση:

$$\delta_c = 0,42 * D * A_c(T_{c1}) \quad (3.8)$$

όπου D είναι η διάμετρος της δεξαμενής, T_{c1} και T_{c2} είναι η πρώτη και η δεύτερη ιδιοπερίοδοι της κυκλοφορούσας συνιστώσας και $A_c(T_{cn})$ είναι συντελεστής.

Όπως παρατηρούμε όλες οι παραπάνω σχέσεις που δίνουν το μέγιστο ύψος κυματισμού είναι συνάρτηση της διαμέτρου της δεξαμενής καθώς και του συντελεστή $A_c(T_{cn})$, ο οποίος εξαρτάται από την ιδιοπερίοδο της κυκλοφορούσας ιδιομορφής, τον τύπο του εδάφους και τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Σύμφωνα με τους παραπάνω τύπους, η μέγιστη τιμή του ύψους κυματισμού συμβαίνει στην περιφέρεια του τοιχώματος της δεξαμενής για γωνία $\theta=0$.

Σε αντίθεση με τους άλλους κανονισμούς, ο NZSEE (1986) για τον υπολογισμό του ύψους κυματισμού κάνει χρήση όχι μόνο της πρώτης ιδιομορφής, αλλά και των υπολοίπων, οι οποίες συνδυάζονται με χρήση του κανόνα SRSS. Όλοι οι κανονισμοί όμως συμφωνούν ότι τόσο η ελαστικότητα του εδάφους, όσο και οι συνθήκες στήριξης της δεξαμενής στη βάση δεν επηρεάζουν τον υπολογισμό του μέγιστου ύψους κυματισμού. Έχει διαπιστωθεί ότι για μη αγκυρωμένες δεξαμενές οι

παραπάνω σχέσεις δίνουν μη συντηρητικά αποτελέσματα στον υπολογισμό του μέγιστου ύψους κυματισμού.

3.5. Σεισμικές δράσεις

3.5.1. Γενικά

Γενικά, στις μεταλλικές δεξαμενές οι αδρανειακές δυνάμεις που δρουν στο κέλυφος λόγω του ίδιου του βάρους είναι μικρές σε σχέση με τις υδροδυναμικές πιέσεις και μπορούν να αμεληθούν. Στο Παράρτημα Α του EN 1998 μέρος 4 παρέχονται πληροφορίες σχετικά με διαδικασίες της σεισμικής ανάλυσης για δεξαμενές που υπόκεινται σε οριζόντια ή κατακόρυφη σεισμική δράση και έχουν τα ακόλουθα χαρακτηριστικά: α) είναι κυλινδρικού σχήματος, με κατακόρυφο άξονα και κυκλική ή ορθογωνική διατομή, β) έχουν δύσκαμπτο ή εύκαμπτο θεμέλιο, γ) έχουν πλήρη ή μερική αγκύρωση στη θεμελίωση.

Στην ανάλυση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ της κίνησης του περιεχόμενου ρευστού, της παραμόρφωσης των τοιχωμάτων της δεξαμενής και του υποκείμενου εδάφους θεμελίωσης, συμπεριλαμβανομένης της ενδεχόμενης ανύψωσης της δεξαμενής, είναι ένα πρόβλημα ανάλυσης σημαντικής πολυπλοκότητας για το οποίο απαιτείται ασυνήθιστα υψηλό υπολογιστικό κόστος. Αρκετές διαδικασίες ανάλυσης έχουν προταθεί, οι οποίες ισχύουν για συγκεκριμένες καταστάσεις σχεδιασμού. Δεδομένου ότι η ακρίβειά τους είναι εξαρτώμενη από το εκάστοτε πρόβλημα που εξετάζεται, η σωστή επιλογή της εκάστοτε μεθόδου απαιτεί εξειδικευμένες γνώσεις από το σχεδιαστή. Προσοχή απαιτείται στη σημασία ενός ενιαίου επιπέδου ακρίβειας σε όλη τη διαδικασία σχεδιασμού: δεν θα είναι συνεπές, για παράδειγμα, να χρησιμοποιηθεί μια ακριβής λύση για τον προσδιορισμό των υδροδυναμικών πιέσεων και στη συνέχεια να μην χρησιμοποιηθεί ένα αντίστοιχα μηχανικό μοντέλο της δεξαμενής (π.χ., ένα μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων) για την αξιολόγηση των τάσεων λόγω των πιέσεων.

3.6. Δύσκαμπτες-πακτωμένες δεξαμενές

3.6.1. Οριζόντια σεισμική δράση

Η κίνηση του περιεχόμενου υγρού σε μια δύσκαμπτη κυλινδρική δεξαμενή εκφράζεται ως το άθροισμα δύο ξεχωριστών συνιστωσών, της ωστικής (impulsive) και της κυκλοφορούσας (convective). Η ωστική συνιστώσα ικανοποιεί τις συνοριακές συνθήκες στα τοιχώματα και στον πυθμένα της δεξαμενής, αλλά δίνει (λανθασμένα, λόγω της πίεσης από τον κυματισμό στη δυναμική απόκριση) μηδενική πίεση στην αρχική θέση της ελεύθερης επιφάνειας υπό στατικές συνθήκες. Η ωστική συνιστώσα δεν μεταβάλλει αυτές τις συνοριακές συνθήκες, ενώ ικανοποιεί τη σωστή κατάσταση ισορροπίας στην ελεύθερη επιφάνεια. Για τον προσδιορισμό της θέσης ενός σημείου της δεξαμενής ορίζεται ένα κυλινδρικό

σύστημα συντεταγμένων r, z, θ , με αρχή των συντεταγμένων στο κέντρο του πυθμένα όπου z είναι ο κατακόρυφος άξονας.

Το ύψος της αρχικής ελεύθερης επιφάνειας του υγρού από τη βάση και η ακτίνα της δεξαμενής συμβολίζονται με H και R , αντίστοιχα, ρ είναι η πυκνότητα της μάζας του ρευστού, ενώ $\xi = r/R$ και $\varsigma = z/H$ είναι οι κανονικοποιημένες συντεταγμένες.

3.6.2. Ωστική Συνιστώσα

Η τιμή της ωστικής πίεσης σε κάθε θέση του υγρού στο χρόνο t δίνεται από τη σχέση:

$$p_i(\xi, \varsigma, \theta, t) = C_i(\xi, s) * \rho * H * \cos(\theta) * A_g(t) \quad (3.9)$$

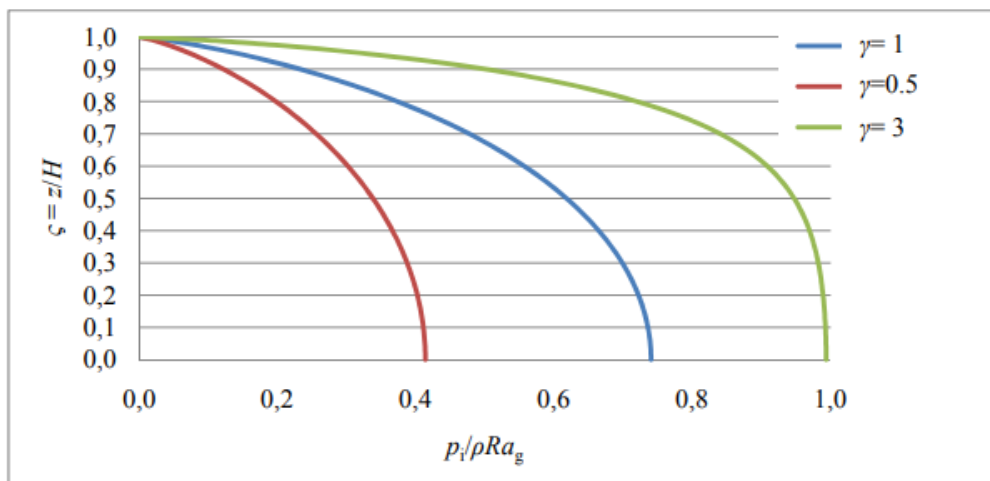
όπου:

$$C_i(\xi, s) = 2 * \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{J'_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * v_n^2} * \cos(v_n * s) * J'_1\left(\left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * \xi\right) \quad (3.10)$$

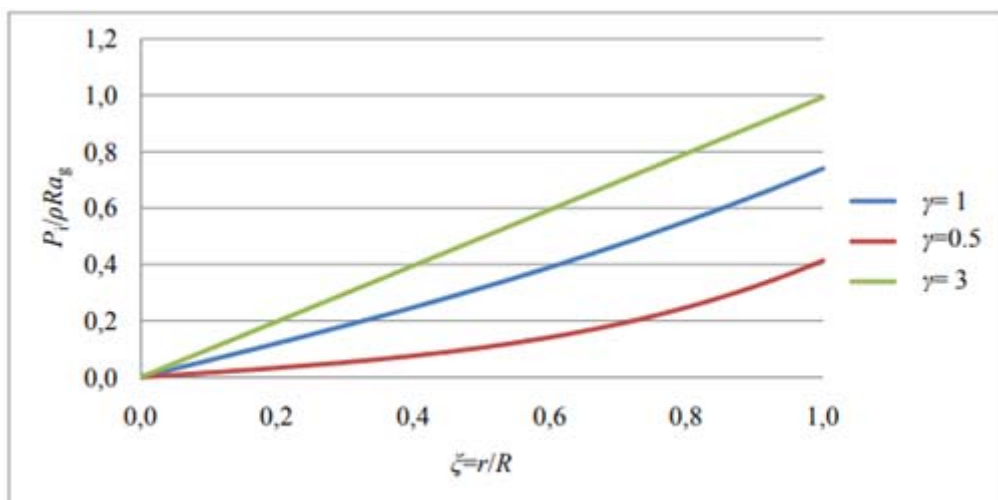
$$v_n = \frac{2 * n + 1}{2} * \pi \quad (3.11)$$

$$\gamma = H/R \quad (3.12)$$

$J_1()$ και $J'_1()$ είναι η τροποποιημένη συνάρτηση Bessel πρώτης τάξης και η παράγωγός της αντίστοιχα $A_g(t)$ είναι η χρονοϊστορία της εδαφικής επιτάχυνσης (με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση ag).



Σχήμα 3.1: Καθ' ύψος μεταβολή της ωστικής πίεσης για τρεις τιμές του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).



Σχήμα 3.2: Ακτινική μεταβολή της ωστικής πίεσης στον πυθμένα της δεξαμενής για τρεις τιμές του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).

Η συνάρτηση $C_i(\xi, \zeta)$ δίνει την κατανομή καθ' ύψος της πίεσης p_i . Η ωστική πίεση (κανονικοποιημένη ως προς $r \cdot R \cdot \alpha_g$) στα τοιχώματα της δεξαμενής ($\xi = 1$) και στο επίπεδο της οριζόντιας σεισμικής διέγερσης ($\cos(\theta) = 1$) σε συνάρτηση με την κατακόρυφη απόσταση από τον πυθμένα, φαίνεται στο (Σχήμα 3.1) για τρεις τιμές του λόγου γ . Στο Σχήμα 3.2 φαίνεται και η κατανομή της ωστικής πίεσης p_i στον πυθμένα της δεξαμενής ως συνάρτηση του λόγου γ . Για μεγάλες τιμές του λόγου γ η κατανομή της πίεσης στον πυθμένα της δεξαμενής γίνεται γραμμική.

Η τέμνουσα βάσης λόγω της ωστικής συνιστώσας δίνεται από τη σχέση:

$$Q_i(t) = m_i * A_g(t) \quad (3.13)$$

όπου m_i είναι η μάζα του υγρού που κινείται μαζί με τα τοιχώματα της δεξαμενής, ονομάζεται ωστική μάζα και προκύπτει ως εξής:

$$m_i = m * 2 * \gamma * \sum_{n=0}^{\infty} \frac{\Gamma_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{\Gamma'_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * v_n^3} \quad (3.14)$$

$$m = \rho * \pi * R^2 * H \quad (3.15)$$

Η συνολική ροπή ως προς τον κάθετο άξονα στη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης M_i , ακριβώς κάτω από τον πυθμένα της δεξαμενής περιλαμβάνει τη συνεισφορά των πιέσεων στα τοιχώματα της δεξαμενής και των πιέσεων στον πυθμένα αυτής. Η συνολική ροπή M_i αμέσως πάνω από τον πυθμένα της δεξαμενής περιλαμβάνει μόνο τη συνεισφορά των πιέσεων στα τοιχώματα της δεξαμενής.

Η ωστική ροπή αμέσως κάτω από τη βάση της δεξαμενής δίνεται από τη σχέση:

$$M'_i(t) = m_i * h'_i * A_g(t) \quad (3.16)$$

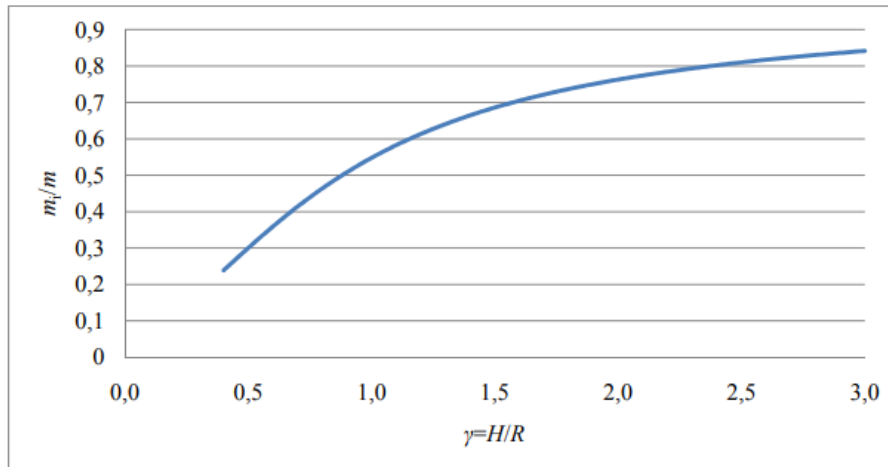
$$h'_i(t) = H * \frac{\frac{1}{2} + 2 * \gamma * \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2 * (-1)^{n+1} * I_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{I'_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * v_n^4}}{2 * \gamma * \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n * I_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{I'_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * v_n^3}} \quad (3.17)$$

Η ωστική ροπή αμέσως πάνω από τη βάση της δεξαμενής δίνεται από τη σχέση:

$$M_i(t) = m_i * h_i * A_g(t) \quad (3.18)$$

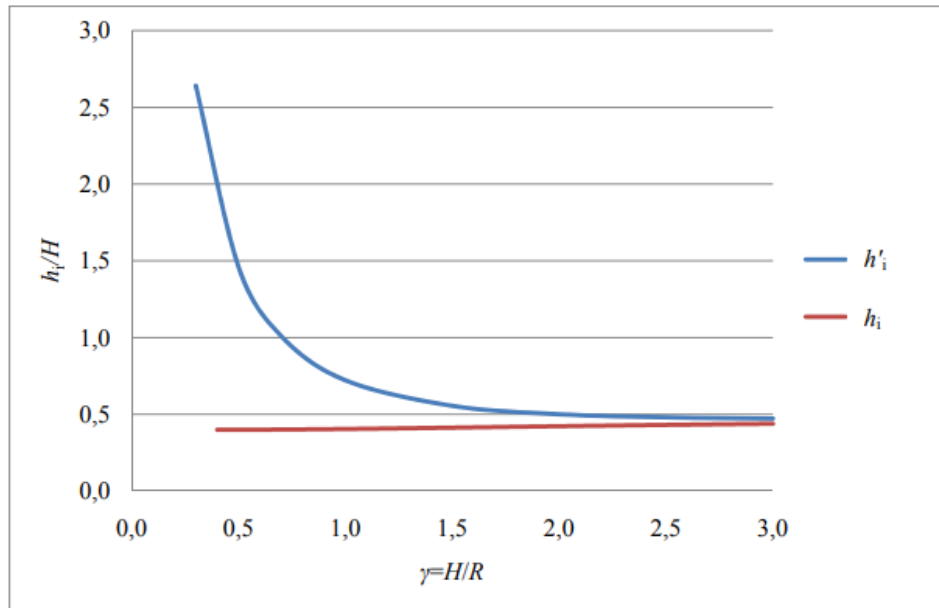
$$h_i(t) = H * \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n * I_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{I'_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * v_n^4} * (v_n * (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n * I_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{I'_1 * \left(\frac{v_n}{\gamma}\right) * v_n^3}} \quad (3.19)$$

Στο Σχήμα 3.3 φαίνεται η κανονικοποιημένη ωστική μάζα m_i ως προς τη συνολική μάζα m του περιεχομένου υγρού συναρτήσει του λόγου $\gamma = H/R$. Η ωστική μάζα αυξάνει όσο αυξάνει ο λόγος γ τείνοντας ασυμπτωτικά στη συνολική μάζα του περιεχομένου υγρού.



Σχήμα 3.3: Λόγος m_i/m ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).

Στο Σχήμα 3.4 φαίνονται οι κανονικοποιημένοι συντελεστές h'_i και h_i ως προς το ύψος H του περιεχομένου υγρού συναρτήσει του λόγου $\gamma = H/R$. Οι συντελεστές αυτοί τείνουν να σταθεροποιηθούν σε τιμές γύρω από το μέσο ύψος του υγρού. Για «κοντόχοντρες» δεξαμενές ο συντελεστής h_i είναι λίγο μικρότερος από το μέσο ύψος του υγρού ενώ ο συντελεστής h'_i είναι σημαντικά μεγαλύτερος του ύψους H του υγρού λόγω της κυρίαρχης συνεισφοράς στη ροπή M'_i (ροπή αμέσως κάτω από τη βάση της δεξαμενής) της πίεσης στον πυθμένα.



Σχήμα 3.4 Λόγος h_i/H και h_i ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).

3.6.3. Κυκλοφορούσα συνιστώσα

Η τιμή της κυκλοφορούσας συνιστώσας της πίεσης σε κάθε θέση του υγρού στο χρόνο t δίνεται από τη σχέση:

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho * \sum_{n=0}^{\infty} \psi_n * \cos(\lambda_n \gamma \zeta) * J_1(\lambda_n \xi) * \cos(\theta) * A_{cn}(t) \quad (3.20)$$

$$\psi_n = \frac{2 * R}{(\lambda_n^2 - 1) * J_1(\lambda_n) * \cosh(\lambda_n \gamma)} \quad (3.21)$$

J_1 είναι η συνάρτηση Bessel πρώτης τάξης

$\lambda_1 = 1.841$, $\lambda_2 = 5.331$, $\lambda_3 = 8.536$

$A_{cn}(t)$ είναι η ιστορία της επιτάχυνσης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή που έχει κυκλική συχνότητα ω_{cn} :

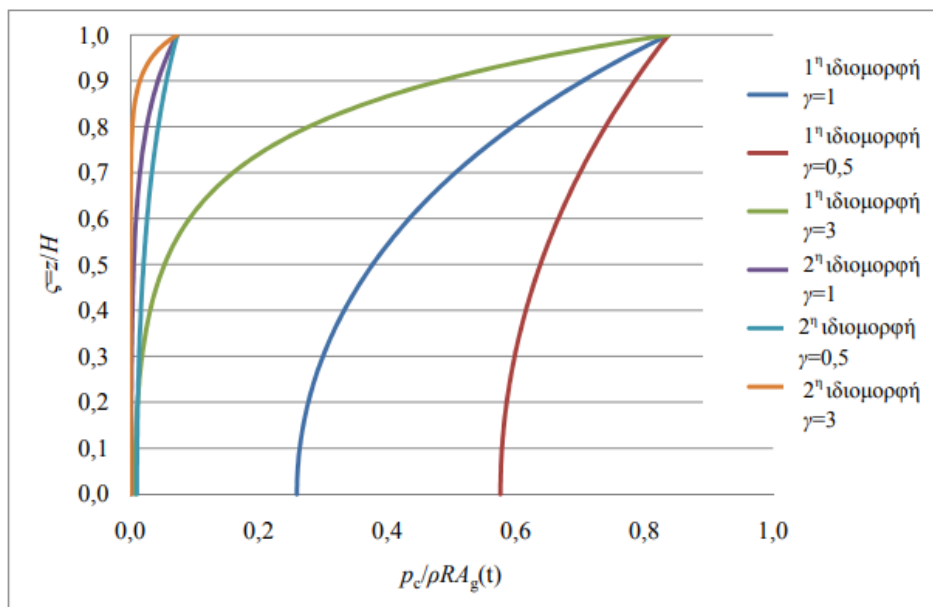
$$\omega_n = \sqrt{g * \frac{\lambda_n}{R} * \tanh(\lambda_n \gamma)} \quad (3.22)$$

και συντελεστή απόσβεσης κατάλληλο για την κυματική απόκριση του υγρού.

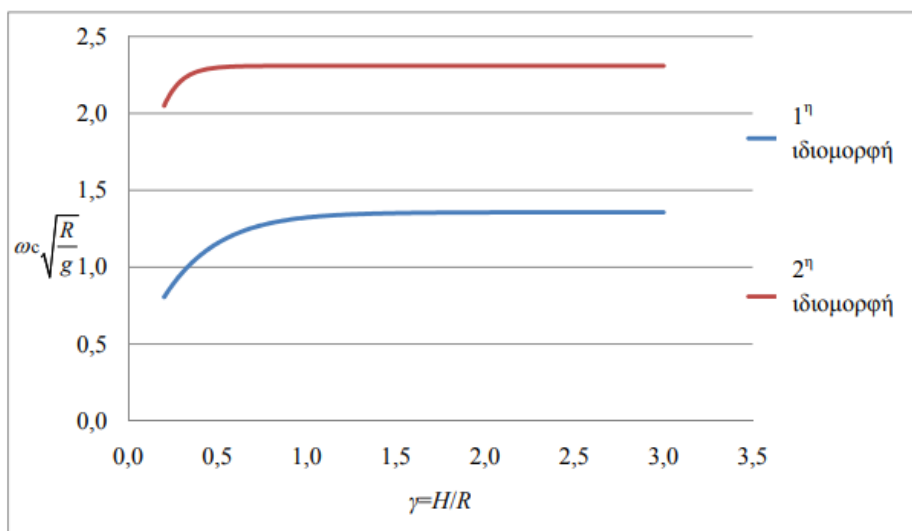
Η συνολική πίεση λόγω της κυκλοφορούσας συνιστώσας είναι το άθροισμα απείρων ιδιομορφικών όρων, ο καθένας από τους οποίους αντιστοιχεί σε μια κυματομορφή του ταλαντούμενου υγρού. Συνήθως αρκεί μόνο η πρώτη ιδιομορφή και συχνότητα για τους υπολογισμούς.

Η κατανομή των κυματικών πιέσεων σε συνάρτηση με το βάθος για τις δύο πρώτες ιδιομορφές φαίνεται στο Σχήμα 3.5. Από το σχήμα αυτό φαίνεται ότι η συνεισφορά της 2ης ιδιομορφής είναι αμελητέα. Επίσης, από το σχήμα αυτό είναι

φανερό ότι σε δεξαμενές με μικρό λόγο γ (πλατιές) οι πιέσεις της κυκλοφορούσας συνιστώσας έχουν σημαντική τιμή στον πυθμένα της δεξαμενής, ενώ σε δεξαμενές με μεγάλο λόγο γ (υψίκορμες) οι πιέσεις λόγω του κυματισμού περιορίζονται στην περιοχή της επιφάνειας του υγρού.



Σχήμα 3.5: Καθ' ύψος μεταβολή των πιέσεων της κυκλοφορούσας συνιστώσας των δύο πρώτων ιδιομορφών (1: 2η ιδιομορφή, 2: 1η ιδιομορφή) (EN 1998-4, 2006).



Σχήμα 3.6: Τιμές των δύο πρώτων ιδιοσυχνοτήτων ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$ (1: 2η ιδιομορφή, 2: 1η ιδιομορφή) (EN 1998-4, 2006).

Στο Σχήμα 3.6 φαίνονται οι τιμές των δύο πρώτων ιδιοσυχνοτήτων του κυματισμού συναρτήσει του λόγου γ . Από το σχήμα αυτό είναι φανερό ότι οι ιδιοσυχνότητες του κυματισμού είναι σχεδόν ανεξάρτητες του λόγου γ όταν αυτός γίνεται μεγαλύτερος από περίπου 1. Για τιμές του λόγου γ μεγαλύτερες από 1, η 1η ιδιοσυχνότητα είναι περίπου ίση με:

$$\omega_n = \frac{4,2}{\sqrt{R}} \quad (3.23)$$

Η σχέση (3.20) για συνήθεις τιμές της ακτίνας R δίνει περιόδους κυματισμού της τάξης λίγων δευτερολέπτων.

Η τέμνουσα βάσης λόγω του κυματισμού δίνεται από τη σχέση:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} * A_{cn}(t) \quad (3.24)$$

είναι δηλαδή το άθροισμα των δυνάμεων που συνεισφέρουν οι άπειροι ταλαντωτές με μάζα m_{cn} που είναι συνδεδεμένοι στη δύσκαμπτη δεξαμενή με ελατήρια ακαμψίας $K_n = \omega_n^2 * m_{cn}$ όταν το έδαφος υπόκειται σε οριζόντια διέγερση $A_g(t)$ και οι μάζες αποκρίνονται με επιτάχυνση $A_n(t)$, όπου η n-οστή ιδιομορφική κυκλοφορούσα μάζα είναι:

$$m_{cn} = m * \frac{2 * \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma * \lambda_n * (\lambda_n^2 - 1)} \quad (3.25)$$

Η ροπή της κυκλοφορούσας μάζας, αμέσως κάτω από τη βάση της δεξαμενής δίνεται από:

$$M_{c'}(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} * A_{cn}(t)) * h'_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) * h'_{cn} \quad (3.26)$$

όπου το ύψος $h_{cn'}$ που πρέπει να εφαρμοστεί ο ταλαντωτής για να προκύψει η τιμή της ροπής $M_{cn'}$ είναι:

$$h'_{cn} = H * \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n * \gamma * \sinh(\lambda_n \gamma)}\right) \quad (3.27)$$

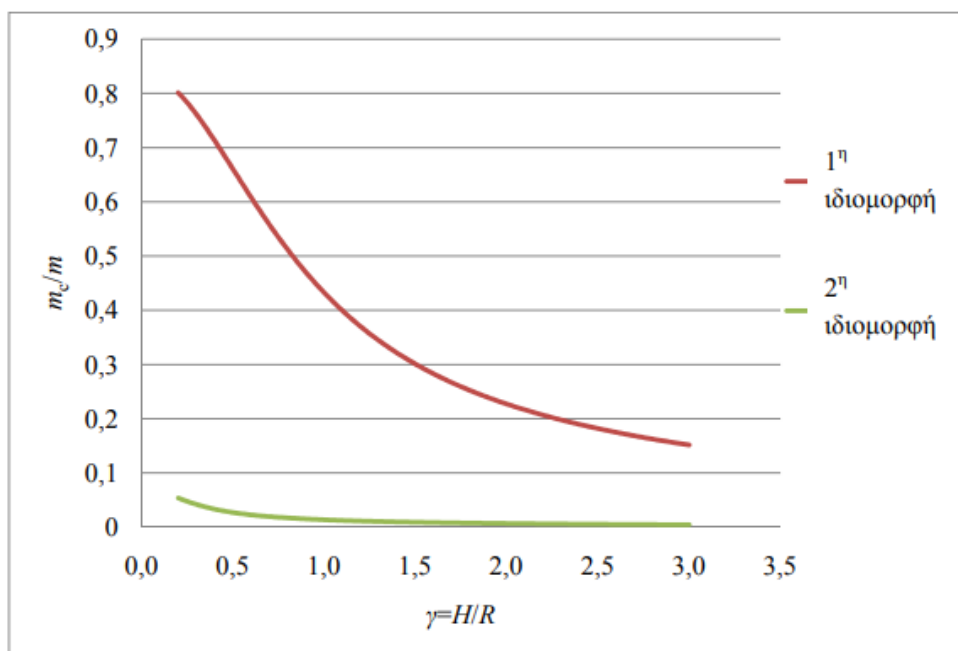
Η ροπή της κυκλοφορούσας μάζας, αμέσως πάνω από τη βάση της δεξαμενής είναι:

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} * A_{cn}(t)) * h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) * h_{cn} \quad (3.28)$$

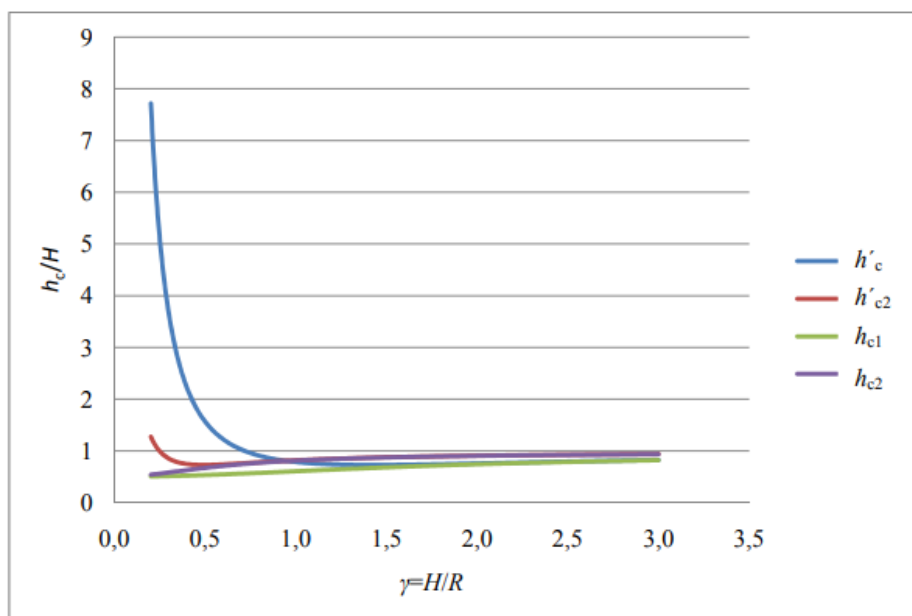
όπου το ύψος h_{cn} που πρέπει να εφαρμοστεί ο ταλαντωτής για να προκύψει η τιμή της ροπής $M_{cn'}$ είναι:

$$h_{cn} = H * \left(1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n * \gamma * \sinh(\lambda_n \gamma)}\right) \quad (3.29)$$

Η μεταβολή της τιμής της κυκλοφορούσας μάζας για τις δύο πρώτες ιδιομορφές φαίνεται στο Σχήμα 3.7. Η μεταβολή των τιμών των h_{c1} , h_{c2} , $h_{c1'}$ και $h_{c2'}$ για τις δύο πρώτες ιδιομορφές φαίνεται στο Σχήμα 3.4 (EN 1998-4, 2006).



Σχήμα 3.7: Μεταβολή δύο πρώτων κυκλοφορουσών ιδιομορφικών μαζών ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$ (1: 1η ιδιομορφή, 2: 2η ιδιομορφή),



Σχήμα 3.8: Μεταβολή των h_{c1} , h_{c2} , $h_{c1'}$ και $h_{c2'}$ ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$ (1Α: 1η ιδιομορφή κάτω από τη βάση, 2Α: 2η ιδιομορφή κάτω από τη βάση 1Β: 1η ιδιομορφή πάνω από τη βάση, 2Α: 2η ιδιομορφή πάνω από τη βάση) (EN 1998-4, 2006).

Το ύψος του κύματος λαμβάνοντας υπ' όψη την πρώτη ιδιομορφή είναι:

$$d_{max} = 0,84 * R * S_e(T_{c1})/g \quad (3.30)$$

όπου S_e είναι η ελαστική φασματική επιτάχυνση του υγρού που προκύπτει για κατάλληλη τιμή του συντελεστή απόσβεσης.

Η χρονοϊστορία της ολικής πίεσης είναι άθροισμα των χρονοϊστοριών της ωστικής πίεσης (που εξαρτάται από την επιτάχυνση $A_g(t)$ και της κυκλοφορούσας πίεσης (που εξαρτάται από την επιτάχυνση $A_{c1}(t)$, αν αγνοηθούν οι όροι ανώτερης τάξης). Για κάθε συνιστώσα όμως της πίεσης θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί διαφορετικός συντελεστής συμπεριφοράς q λόγω της διαφοράς στην απορρόφηση ενέργειας. Συγκεκριμένα, δεν συμβαίνει απορρόφηση ενέργειας που να σχετίζεται με την κυκλοφορούσα απόκριση (οπότε $q = 1$), σε αντίθεση με την ωστική απόκριση (που μπορεί να συνοδεύεται από υστερητική απορρόφηση ενέργειας οπότε μπορεί να ληφθεί $q = 1.5$).

Για την επαλληλία των μεγίστων των δύο συνιστωσών χρησιμοποιείται το άθροισμα των απολύτων τιμών των μεγίστων καθώς η ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) δίνει αποτελέσματα που δεν είναι συντηρητικά. Η τέμνουσα δύναμη και η ροπή αμέσως πάνω από τη βάση της δεξαμενής χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των τάσεων στα τοιχώματα και στην ένωση τους με τη βάση, ενώ για τον υπολογισμό της θεμελίωσης χρησιμοποιείται η τιμή της ροπής αμέσως κάτω από τη βάση της δεξαμενής. Για τον υπολογισμό της ροπής ανατροπής ως προς τη βάση της δεξαμενής μπορεί να χρησιμοποιηθεί μόνο η κυκλοφορούσα συνιστώσα, λόγω της μεγάλης συχνότητας της ωστικής συνιστώσας και της αδράνειας των τοιχωμάτων.

Κεφάλαιο 4^ο

4. Μέθοδοι Αντισεισμικής Ενίσχυσης

4.1. Εισαγωγή

Οι επιπτώσεις που προκύπτουν κάθε φορά που συμβαίνει ένα ισχυρό σεισμικό γεγονός είναι ανυπολόγιστες όσον αφορά το κοινωνικό σύνολο και αμέτρητες οι καταστροφές που αφήνει στο πέρασμα του σε υλικά αγαθά, υποδομές και στο φυσικό περιβάλλον.

Ειδικότερα στην Ελλάδα, που είναι μία από τις πιο σεισμικές περιοχές, πραγματοποιείται σημαντικός αριθμός σεισμών μικρής, μεσαίας, ή ακόμα και μεγάλης έντασης. Οπότε είναι πιο έντονη η ανάγκη για αντιμετώπιση των επιπτώσεων του σεισμού. Η εξασφάλιση αυτή, ως έναν βαθμό, είναι δυνατόν να συντελεστεί βάσει του σωστού σχεδιασμού των νέων κατασκευών, τηρώντας τους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς και το κανονιστικό πλαίσιο που εφαρμόζεται ανάλογα τις ανάγκες των επιμέρους χώρων και από τη σωστή σεισμική ενίσχυση παλαιότερων κατασκευών, όπου αυτό είναι σκόπιμο.

Πολλές από τις υπάρχουσες κατασκευές έχουν σχεδιαστεί για σεισμικά φορτία τα οποία δεν ικανοποιούν τις σημερινές απαιτήσεις των σύγχρονων αντισεισμικών κανονισμών. Επιπλέον δε, οι κατασκευαστικές διατάξεις, βάσει των οποίων έγινε ο σχεδιασμός τους, δεν εξασφαλίζουν την απαιτούμενη, με βάση τα σημερινά ισχύοντα, πλάστιμη συμπεριφορά. Στις περιπτώσεις αυτές το πρόβλημα του ανασχεδιασμού και της σεισμικής αναβάθμισης αυτών των κατασκευών κατά τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η ικανοποίηση όλων των σύγχρονων απαιτήσεων, και τελικά του απαιτούμενου επιπέδου ασφάλειας, είναι δυνατόν να επιλυθεί από τις σύγχρονες στρατηγικές ενισχύσεως.

Ο σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών στοχεύει στη δημιουργία ενός αξιόπιστου μηχανισμού απορρόφησης της σεισμικής ενέργειας. Ένας τέτοιος μηχανισμός επιτυγχάνεται με μια σειρά διατάξεων οι οποίες αφορούν

την ύπαρξη ελάχιστου αριθμού τοιχωμάτων, τον ικανοτικό σχεδιασμό, την εξασφάλιση της επαρκούς περίσφιγξης. Στις νέες κατασκευές η εφαρμογή αυτών των διατάξεων είναι εφικτή, σε αντίθεση με αυτές που σχεδιάστηκαν στους παλαιότερους κανονισμούς και η συμπεριφορά τους στα σεισμικά φορτία δεν είναι επαρκής με βάση τις σημερινές απαιτήσεις.

Μία λύση για τη σεισμική αναβάθμιση παλαιών κατασκευών στα σημερινά επίπεδα αντοχής είναι η επιλογή των συμβατικών μεθόδων ενίσχυσης, δηλαδή στρώσεις σκυροδέματος, ελάσματα, περίσφιγξη, τοιχώματα, τοιχία ώστε να επιτυγχάνεται ένας αξιόπιστος μηχανισμός απορρόφησης της ενέργειας. Άλλη λύση αποτελεί η σεισμική μόνωση βάσης. Η σεισμική μόνωση βάσης αποτελεί μια σύγχρονη εναλλακτική επιλογή αντισεισμικής αναβάθμισης νέων άλλα και υφιστάμενων κατασκευών, η οποία απομονώνει κατά το δυνατόν την κατασκευή από την εδαφική κίνηση και μειώνει δραστικά τις σεισμικές δυνάμεις στην ανωδομή. Επίσης είναι δυνατόν να συντελέσει στην ελαχιστοποίηση άλλα και στον πλήρη ασφαλή σχεδιασμό στην αποφυγή βλαβών σε φέροντα άλλα και στα μη φέροντα στοιχεία άλλα και στη διαφύλαξη της αυθεντικότητας.

Υπάρχουν οι εξής στρατηγικές ενισχύσεως ανάλογα την επιδιωκόμενη σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής.

- Τοπικές επεμβάσεις στο φορέα.
- Αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας της κατασκευής.
- Αύξηση της ικανότητας παραμορφωσιμότητας της κατασκευής.
- Μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής.

Στις τρεις πρώτες, οι οποίες αποτελούν τις κλασικές μεθόδους αντισεισμικής ενίσχυσης, εντάσσονται οι παρεμβάσεις όπως η επιπλέον περίσφιγξη του σκυροδέματος, οι σύνδεσμοι ακαμψίας, οι πρόσθετες στρώσεις σκυροδέματος, οι μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και τα τοιχώματα οπλισμένου σκυροδέματος. Διαφορετική περίπτωση αποτελεί η επόμενη μέθοδος η οποία είναι σύγχρονη διαδικασία σεισμικής ενίσχυσης.

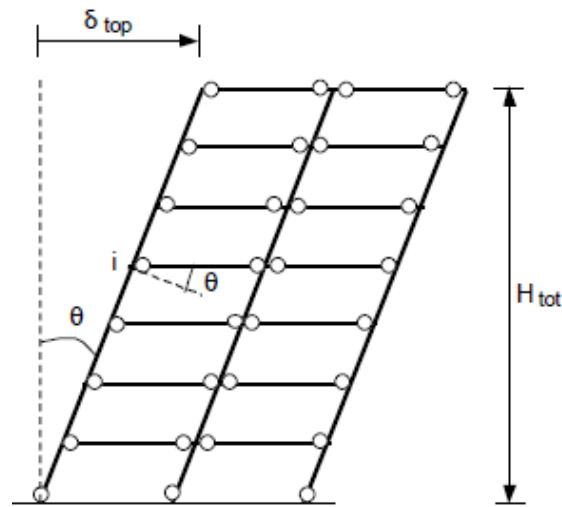
4.2. Μέθοδοι αντισεισμικού σχεδιασμού

4.2.1. Συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός

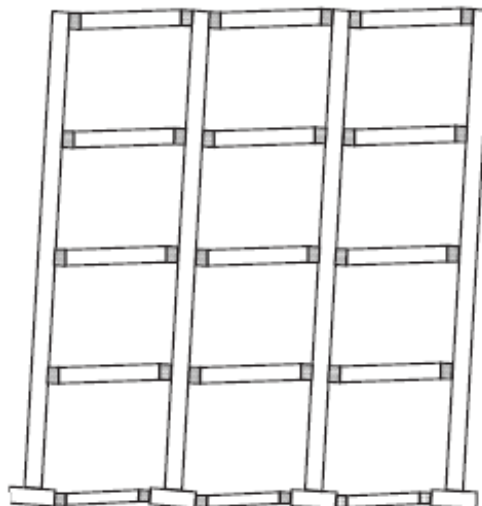
Επιδίωξη του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού είναι η αύξηση της σεισμικής αντοχής των φερόντων στοιχείων που αναλαμβάνουν τις σεισμικές δράσεις. Στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς επιτρέπεται η χρήση της πλαστιμότητας, δηλαδή η εξασφάλιση της απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας μέσω βλαβών σε επιλεγμένα δομικά στοιχεία του φέροντα οργανισμού. Αυτό σημαίνει ότι έχουν επιλεγεί εκ των προτέρων συγκεκριμένα φέροντα στοιχεία της κατασκευής, στα οποία συμπεριλαμβάνονται ειδικές διατάξεις σχεδιασμού. Σε περίπτωση σεισμικού γεγονότος επιτελούν τον ρόλο της απορρόφησης της

σεισμικής ενέργειας άλλα και της δημιουργίας βλαβών, οι οποίες μπορεί να μην είναι επιδιορθώσιμες.

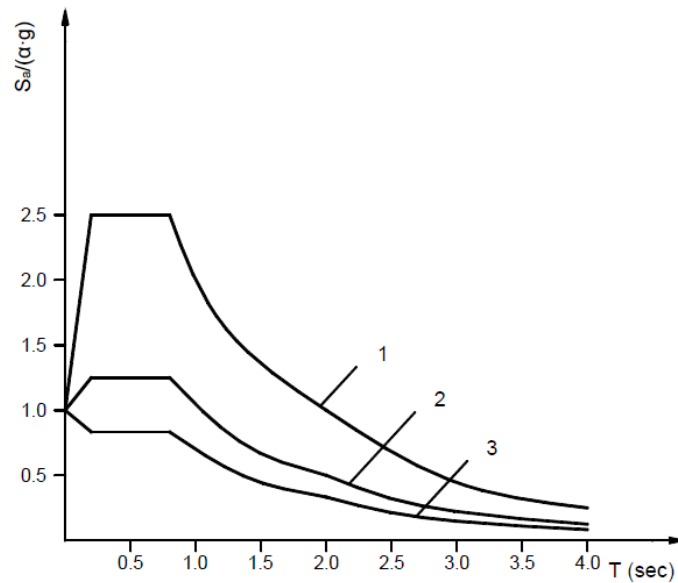
Στην Ελλάδα σύμφωνα με τον EC8 προβλέπονται δυο κατηγορίες πλαστιμότητας φορέων που σχεδιάζονται για πλαστιμότητα και απόδοση ενέργειας. Η μέση και η υψηλή πλαστιμότητα, οι οποίες αντιστοιχούν σε διαφορετικές απαιτήσεις σε υλικά, σε εντατικά μεγέθη, σε ελέγχους σε οριακή κατάσταση αστοχίας, σε κανόνες ικανοτικού σχεδιασμού και τοπικής πλαστιμότητας και σε κανόνες διαμόρφωσης λεπτομερειών. Σύμφωνα με τα παραπάνω, οι κανονισμοί ορίζουν ως οριζόντια σεισμικά φορτία σχεδιασμού της κατασκευής φορτία, τα οποία είναι πολύ μικρότερα, κατά 2 έως 4 φορές ανάλογα τη στάθμη πλαστιμότητας της κατασκευής, από εκείνα για τα οποία έπρεπε να σχεδιασθεί η κατασκευή υπό ελαστικές συνθήκες απόκρισης.



Σχήμα 4.1: Θέσεις δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων (Ψυχάρης, 2014).



Σχήμα 4.2: Θέσεις δημιουργίας αστοχίας αρθρώσεων (Ψυχάρης, 2014).



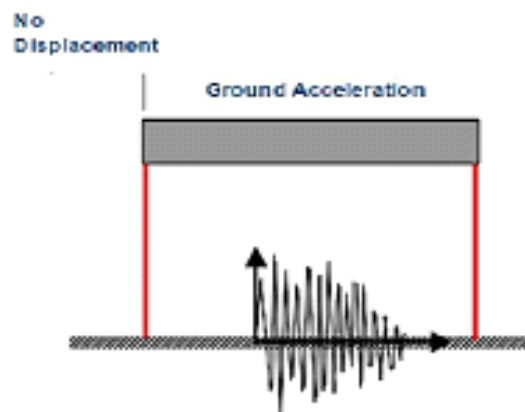
Σχήμα 4.3: Φάσμα σχεδιασμού ανάλογα την ικανότητα εξουδετέρωσης ενέργειας αρθρώσεων (Ψυχάρης, 2014).

Όταν σχεδιάζεται ένα έργο σύμφωνα με το συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό για να εξασφαλισθεί η αντοχή του φέροντα οργανισμού απέναντι στις σεισμικές δράσεις, ενδείκνυται να επιλεγεί είτε η περίπτωση του δύσκαμπτου είτε του εύκαμπτου σχεδιασμού.

1) Δύσκαμπτος σχεδιασμός

Η δυσκαμψία αυξάνεται έτσι ώστε το κτίριο να γίνει πάρα πολύ δύσκαμπτο και να μειωθούν οι μετακινήσεις μεταξύ των ορόφων. Αυτό σημαίνει ότι στο κτίριο θα μεταφέρεται η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους και η μετακίνηση του κτιρίου θα είναι ίδια των εδαφικών συνθηκών. Στα φέροντα στοιχεία δεν δημιουργούνται παραμορφώσεις, ούτε βλάβες, άλλα η επιτάχυνση δημιουργεί ένταση στον εξοπλισμό:

$$T \rightarrow 0 \quad S_d \rightarrow 0 \quad S_v \rightarrow 0 \quad S_a \rightarrow \ddot{x}_{g,max} \quad (4.1)$$



Σχήμα 4.4: Σεισμική δράση σε δύσκαμπτο σχεδιασμό.

2) Εύκαμπτος σχεδιασμός

Η δυσκαμψία μειώνεται έτσι ώστε το κτίριο να γίνει πάρα πολύ εύκαμπτο. Αυτό σημαίνει ότι θα αυξηθεί η ιδιοπερίοδος με αποτέλεσμα να αναπτύσσονται πολύ μικρές επιταχύνσεις και να παραμένει σχεδόν ακίνητο σε σχέση με το έδαφος αλλά στα δομικά στοιχεία δημιουργείται μεγάλη παραμόρφωση με αποτέλεσμα να δημιουργούνται προβλήματα:

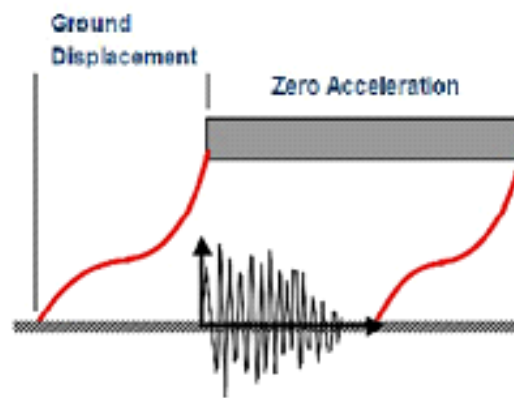
$$T \rightarrow \infty \quad Sd \rightarrow x_{g,max} \quad Sv \rightarrow \dot{x}_{g,max} \quad Sa \rightarrow 0 \quad (4.2)$$

όπου:

$x_{g,max}$ μέγιστη μετακίνηση του εδάφους,

$\dot{x}_{g,max}$ μέγιστη ταχύτητα του εδάφους,

$\ddot{x}_{g,max}$ μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους.



Σχήμα 4.5: Σεισμική δράση σε εύκαμπτο σχεδιασμό.

4.2.2. Σύγχρονος αντισεισμικός σχεδιασμός

Η σεισμική μόνωση βάσης είναι μια μέθοδος αντισεισμικού σχεδιασμού που στοχεύει στη μείωση της σεισμικής απαίτησης της κατασκευής και όχι στην αύξηση της σεισμικής αντοχής της, όπως συμβαίνει στις συμβατικές μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού.

Η εφαρμογή της πραγματοποιείται με την παρεμβολή ειδικών εύκαμπτων συσκευών ανάμεσα στο έδαφος θεμελίωσης και την ανωδομή, έτσι ώστε να διαχωριστεί το κτίριο από τις σεισμικές κινήσεις του εδάφους σε περιπτώσεις σεισμών. Οι συσκευές αυτές προσδίδουν πολύ μικρή οριζόντια ακαμψία στην κατασκευή αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο της ώστε να την απομακρύνουν από τη δεσπόζουσα ιδιοπερίοδο της εδαφικής κίνησης. Επομένως οι συσκευές αυτές έχουν ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα ελέγχου της απόκρισης του κτιρίου, περιορίζοντας την επιτάχυνση της κατασκευής, τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων και τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στα φέροντα δομικά στοιχεία βελτιώνοντας έτσι τη

συμπεριφορά του κτιρίου σε σεισμική δράση. Αυτό γίνεται κατανοητό με βάση τους παρακάτω τύπους:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{Wd}{g * K}} \quad (4.3)$$

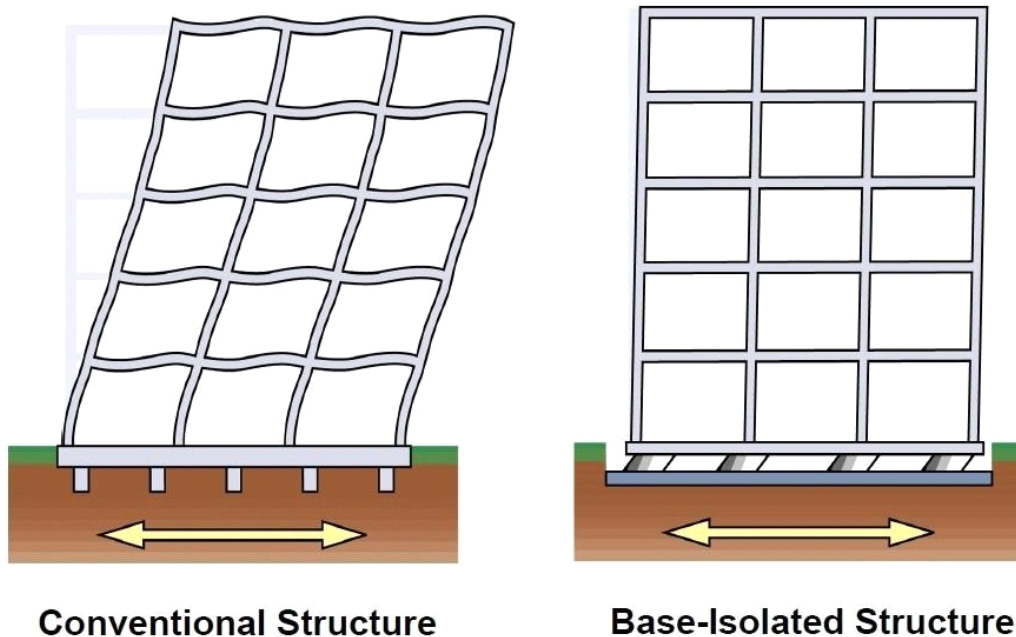
$$\omega = \frac{2 * \pi}{T} \quad (4.4)$$

Προφανώς, αν μειωθεί η δυσκαμψία τότε θα αυξηθεί η ιδιοπερίοδος:

$$Sd = \frac{T^2}{4 * \pi} * Sa \quad (4.5)$$

$$Pi = mi * ai \quad (4.6)$$

Οι σχέσεις δείχνουν την επιρροή της μείωσης της επιτάχυνσης στη μετακίνηση και στην αδρανειακή δύναμη.

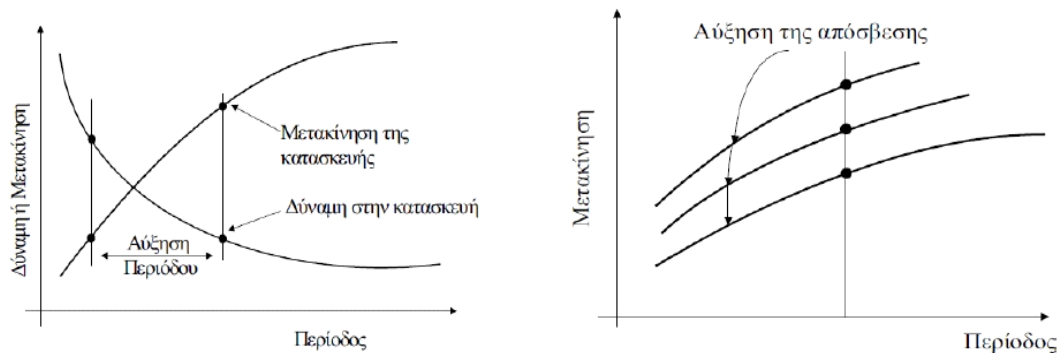


Σχήμα 4.6: Σεισμική συμπεριφορά των κατασκευών σε συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό και στα δεξιά και σε σύγχρονο αντισεισμικό σχεδιασμό (σεισμική μόνωση) αριστερά (Σπυράκος, 2004).

Είναι δηλαδή φανερό ότι η ενέργεια του σεισμού καταπονεί συστήματα ειδικά σχεδιασμένα για τον σκοπό αυτό, ανακουφίζοντας την ανωδομή από το ρόλο του να απορροφά τη σεισμική δράση, και περιορίζοντας τις βλάβες αυτής υπό τη συνεχή καταπόνηση από την ανακυκλιζόμενη φόρτιση. Έτσι, ουσιαστικά η εφαρμογή της

σεισμικής μόνωσης επιτρέπει στην κατασκευή να υποβάλλεται σε ελαστική συμπεριφορά και να θεωρείται η μονωμένη ανωδομή ως στερεό σώμα και να περιορίζεται η απορρόφηση της σεισμικής ενέργειας αποκλειστικά στο σύστημα σεισμικής μόνωσης. Συγκεκριμένα, όλες οι διαρροές και οι αστοχίες είναι συγκεντρωμένες σε ένα επίπεδο, στη στάθμη της εγκατάστασης της σεισμικής μόνωσης. Οι σεισμικές φορτίσεις που ασκούνται στην ανωδομή είναι προκαθορισμένες και εξαρτώνται, ανάλογα το σύστημα σεισμικής μόνωσης, από τη διαρροή ή την ολίσθηση των εύκαμπτων στοιχείων, ενώ ο φέρων και ο μη φέρων οργανισμός διαχωρίζεται από την επίδραση της εισαγομένης σεισμικής ενέργειας.

Η σεισμική μόνωση είναι ενδεδειγμένη στρατηγική αντισεισμικού σχεδιασμού όταν πρόκειται για κατασκευές μεγάλης σπουδαιότητας που διαδραματίζουν σημαντικό ρόλο αμέσως μετά το σεισμικό γεγονός, όπως είναι οι πυροσβεστικοί σταθμοί, τα νοσοκομεία και οι δημόσιες εγκαταστάσεις, όπου είναι απαραίτητο να διασφαλιστεί το υψηλό επίπεδο και η συνέχιση της λειτουργίας τους. Βέβαια είναι ευνόητο ότι επικρατεί έναντι των άλλων στρατηγικών σεισμικής ενίσχυσης όταν πρόκειται για κτίρια στα οποία φυλάσσεται σημαντικός εξοπλισμός ή υψηλής σημασίας εκθέματα άλλα και σε κτίρια αρχιτεκτονικής ή καλλιτεχνικής αξίας που κάθε επιρροή του συμβατικού αντισεισμικού σχεδιασμού θα αλλοίωνε την ταυτότητα του ιστορικού στοιχείου.



Σχήμα 4.7: Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης της κατασκευής στις δυνάμεις και τις μετακινήσεις της (Σπυράκος, 2004).

4.3. Ιστορική αναδρομή εξέλιξης της ενίσχυσης

Η ανάγκη του ανθρώπου να αυξήσει το αίσθημα ασφάλειάς του και να βελτιώσει τις συνθήκες διαβίωσής του, τον οδήγησε στην αναζήτηση των κατασκευών εκείνων που ανταποκρίνονται στις αυξημένες απαιτήσεις της λειτουργικότητας και της ασφάλειας επιδιώκοντας την εξέλιξή τους. Ο σεισμός είναι ένας παράγοντας για τον οποίο οι κατασκευές πρέπει να παρουσιάζουν αυξημένες απαιτήσεις και για αυτό έχουν αναπτυχθεί ορισμένες μέθοδοι για την αντιμετώπισή του. Βασική μέθοδος αντισεισμικής ενίσχυσης των κατασκευών είναι η σεισμική μόνωση, η οποία εξελίχθηκε ώστε να ικανοποιεί τις συνθήκες του σεισμού.

Η αντισεισμική προστασία ξεκίνησε από το Άγγλο John Milne, ο οποίος διατέλεσε καθηγητής ορυκτολογίας στο Τόκιο από το 1876 έως το 1895, όπου ανέπτυξε θεωρία για το φαινόμενο του σεισμού, μελέτησε το σχεδιασμό κτιρίων σε σεισμικά ενεργές περιοχές και δημοσίευσε κανονισμούς για κατασκευές ανθεκτικές στους σεισμούς. Στη συνέχεια το 1909 ο J. Calantarients γιατρός από τη βόρεια Αγγλία, απευθύνθηκε στη Βρετανική υπηρεσία ευρεσιτεχνίας προτείνοντας τα κτίρια να κτίζονται πάνω σε ένα στρώμα άμμου ή μαρμαρυγίας που θα τους επιτρέπει να ολισθαίνουν σε περιπτώσεις σεισμού, μειώνοντας με τον τρόπο αυτό τη δύναμη που μεταδίδεται στο ίδιο το κτίριο. Αξίζει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι η μέθοδος του εύκαμπτου πρώτου ορόφου, ενός εξαιρετικά εύκαμπτου ορόφου όπου επιδιώκεται να συγκεντρωθεί το μεγαλύτερο μέρος της σεισμικής μετακίνησης, χρησιμοποιήθηκε ευρέως στις Ηνωμένες πολιτείες το 1930 έως το 1960 εισάγοντας την έννοια της σεισμική ενίσχυσης.

4.4. Αντικείμενο σεισμικής μόνωσης

4.4.1. Γενικά

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό των νέων κατασκευών, άλλα και σε αυτόν της σεισμικής ενίσχυσης υφιστάμενων κατασκευών, ο στόχος είναι η αύξηση της σεισμικής αντοχής των κατασκευών ώστε να ανταποκρίνονται επαρκώς στη διάρκεια των σεισμικών γεγονότων, ανάλογα τις συνθήκες που επικρατούν. Ο σχεδιασμός αυτός στις νέες κατασκευές επιτυγχάνεται από την εγκατάσταση σειράς ειδικών διατάξεων όπως είναι η εξασφάλιση της επαρκούς περίσφιγξης, ο ικανοτικός σχεδιασμός των δοκών και των υποστυλωμάτων και η επαρκής αγκύρωση του οπλισμού. Αντίθετα στις υφιστάμενες κατασκευές, που σχεδιάστηκαν με παλαιότερους κανονισμούς οι οποίοι δεν εξασφαλίζουν την επάρκειά τους στα σεισμικά φορτία με βάση τις σημερινές απαιτήσεις, ο στόχος του αντισεισμικού σχεδιασμού επιβάλλει την ενίσχυση των υπαρχόντων φερόντων στοιχείων. Αυτό υλοποιείται αυξάνοντας τη δυσκαμψία και την αντοχή συγκεκριμένων στοιχείων της δομής της κατασκευής, ώστε να ανταποκρίνονται στις σεισμικές φορτίσεις και να δίνουν ένα επαρκές στοιχείο εξουδετέρωσης της σεισμικής ενέργειας.

Οπότε, ο συμβατικός αντισεισμικός σχεδιασμός εκμεταλλεύεται την έννοια της πλαστιμότητας των κατασκευών, δηλαδή τη δυνατότητα της κατασκευής να δημιουργεί στοχευμένες ζώνες απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας στα φέροντα στοιχεία της. Στις ζώνες αυτές εξουδετερώνονται τα σημαντικότερα σεισμικά φόρτια, άλλα δημιουργούνται και βλάβες σε αυτές οι οποίες φτάνουν στο σημείο να είναι μη αντιμετωπίσιμες. Είναι φανερό δηλαδή ότι στη συμβατική ενίσχυση, στόχος είναι η εξουδετέρωση της σεισμικής ενέργειας σε επιλεγμένες θέσεις, δημιουργώντας βλάβες σε αυτές, επιχειρώντας να ελαχιστοποιήσει τις σχετικές μετακινήσεις των οροφών άλλα και τις επιταχύνσεις σε αυτά.

Το επιθυμητό αποτέλεσμα της μείωσης των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων επιτυγχάνεται από την αύξηση της δυσκαμψίας της κατασκευής, η οποία βέβαια οδηγεί στις μικρότερες ιδιοπεριόδους και ουσιαστικά στην αύξηση της επιτάχυνσης της κατασκευής φορτίζοντας την σε υψηλές δύναμης δημιουργώντας ένταση στις εγκαταστάσεις άλλα και στον εξοπλισμό. Αντίθετα, η δημιουργία εύκαμπτης δομής στοχεύει στη μείωση των επιταχύνσεων της κατασκευής, επειδή αυξάνεται η ιδιοπερίοδός της, άλλα δίνει και την αύξηση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται βλάβες στη δομή.

Στη συνέχεια αναφέρεται μια σύγχρονη αντιμετώπιση του αντισεισμικού σχεδιασμού των νέων κατασκευών άλλα και της αντισεισμικής ενίσχυσης των υφιστάμενων κατασκευών. Στόχος αυτής της σύγχρονης ενίσχυσης είναι να εισάγει την παραμορφωσιμότητα σε ένα επίπεδο της κατασκευής ώστε να εντοπιστούν οι διαρροές και αστοχίες στο επίπεδο αυτό. Στη στάθμη της ενίσχυσης τοποθετούνται ειδικές συσκευές, οι μονωτήρες και οι αποσβεστήρες, οι οποίοι διαφοροποιούν την απόκριση της κατασκευής ώστε να την απομακρύνουν από τις ιδιοπεριόδους του σεισμικού φαινομένου. Η στρατηγική αυτή ενίσχυσης δίνει τα θετικά στοιχεία της δύσκαμπτης άλλα και της εύκαμπτης δομής όπως παρουσιάζονται στην ενότητα αυτή.

Όσον αφορά μια δύσκαμπτη κατασκευή, τα θετικά της σεισμικής μόνωσης είναι ότι ελαχιστοποιούνται οι σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, επίσης στην εύκαμπτη δομή οι επιταχύνσεις της είναι ελάχιστες. Ακόμη, η σεισμική μόνωση είναι η βέλτιστη ενίσχυση των κατασκευών όταν απαιτείται η αποφυγή δημιουργίας βλαβών από το σεισμό, η αποφυγή διακοπής της χρήσης του κτιρίου στο σεισμό άλλα και μετά την παρέλευση του, όπως είναι σχολεία, νοσοκομεία, δημόσιες εγκαταστάσεις. Επίσης, εφαρμόζεται σε κτίρια στα οποία ο εξοπλισμός είναι πιο σημαντικός και πιο ακριβός από την ίδια την κατασκευή και σε κτίρια υψηλής σπουδαιότητας τα οποία ξεχωρίζουν από την αρχιτεκτονική τους αξία και η συμβατική ενίσχυση θα αλλοίωνε τα στοιχεία τους.

Επίσης, είναι σημαντικό να αναφερθεί η διαδικασία της στρατηγικής ενίσχυσης, η οποία απαιτεί την ανύψωση της κατασκευής ώστε να εγκατασταθούν τα ειδικά στοιχεία. Στη διαδικασία της ενίσχυσης τα θέματα τα οποία ξεχωρίζουν είναι η ειδική διάταξη στις σκάλες άλλα και στον ανελκυστήρα, η διάνοιξη τάφρου στο επίπεδο της ενίσχυσης, η ειδική διάταξη εύκαμπτων στοιχείων στα δίκτυα ζωής των διατάξεων της ενίσχυσης. Αναφορά στο υπόβαθρο της στρατηγική αυτής ενίσχυσης επιχειρείται στην ενότητα αυτή της εργασίας.

4.4.2. Θεωρητικό υπόβαθρο

Βασική συνθήκη η οποία διαχωρίζει τη σεισμική μόνωση από τους συμβατικούς σχεδιασμούς ενισχύσεων, είναι ότι στοχεύει στη μείωση της σεισμικής απαίτησης και όχι στην αύξηση της σεισμικής εξασφάλισης της κατασκευής. Αυτό είναι δυνατόν να επιτευχθεί όταν τοποθετούνται σε ένα επιλεγμένο επίπεδο της

κατασκευής ειδικές συσκευές που τροποποιούν την ταλάντωση του κτιρίου. Τα ειδικά αυτά εύκαμπτα στοιχεία, τα εφέδρανα άλλα και οι αποσβεστήρες, διαφοροποιούν την απόκριση του κτιρίου ώστε η ιδιοπερίοδος του, η οποία αυξάνεται, απομακρύνεται από τις δεσπόζουσες ιδιοπεριόδους των εδαφών, ενώ οι μετακινήσεις και οι διαρροές είναι συγκεντρωμένες σε ένα επίπεδο. Έτσι αφαιρούνται τα φέροντα και τα μη φέροντα στοιχεία του κτιρίου από τη διαδικασία εξουδετέρωσης των σεισμικών δυνάμεων, οι οποίες φορτίζουν ειδικά στοιχεία για το σκοπό αυτό, οδηγώντας στην ελαχιστοποίηση των βλαβών του κτιρίου δίνοντας ελάχιστες δυνάμεις. Τα εύκαμπτα στοιχεία τοποθετούνται ανάμεσα στην ανωδομή και τη θεμελίωση απομονώνοντας την ανωδομή από την εδαφική απόκριση. Στο σημείο αυτό αναφέρονται τα χαρακτηριστικά του συστήματος:

1. Επαρκής αρχική δυσκαμψία ώστε να μην διαρρέει σε σεισμούς μέτριας έντασης άλλα και συνήθη οριζόντια φορτία και να βρίσκεται στην ελαστική περιοχή.
2. Επαρκής ευκαμψία στο οριζόντιο επίπεδο σε σεισμούς μεγάλης ισχύος ώστε να διαθέτει ενδοτικότητα σε σχέση την υπόλοιπη ανωδομή.
3. Να έχει επαρκή ακαμψία στο κατακόρυφο επίπεδο ώστε να αναλαμβάνει τα κατακόρυφα φορτία.
4. Να έχει επαρκή απόσβεση ενέργειας στα στοιχεία.

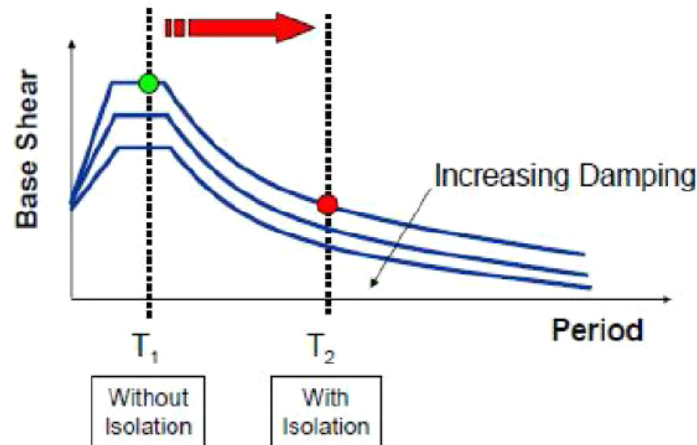
Τα συστήματα αυτά ενίσχυσης έχουν σχεδιαστεί ώστε να έχουν πολύ μεγαλύτερη ενδοτικότητα στην οριζόντια διεύθυνση στο επίπεδό τους, σε σχέση με την υπόλοιπη κατασκευή. Δηλαδή οι πλευρικές μετακινήσεις λόγω του σεισμού βρίσκονται στο επίπεδό τους. Αυτό συμβάλει στη μείωση των σχετικών μετακινήσεων των ορόφων, οι οποίες ευθύνονται για τις σοβαρές βλάβες των φερόντων στοιχείων και στην απόκριση της κατασκευής ως στερεό σώμα ελαχιστοποιώντας τις σεισμικές δράσεις.

Αρχικά το σύστημα σεισμικής μόνωσης αποτελείται από τους μονωτήρες άλλα και τους αποσβεστήρες, δίνει στο κτίριο ευκαμψία στην οριζόντια διεύθυνση, η οποία είναι στο επίπεδο της ενίσχυσης. Η διαφορά αυτή της ευκαμψίας στην διεύθυνση αυτή του συστήματος δίνει στην ανωδομή απόκριση στερεού σώματος. Έτσι οι διαρροές άλλα και οι μετακινήσεις εντοπίζονται στο επίπεδο της ενίσχυσης. Είναι φανερό ότι η μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος οδηγεί στην αύξηση της ιδιοπεριόδου του, μεταφέροντας την στο φάσμα των χαμηλών επιταχύνσεων διαφοροποιώντας την απόκρισή του από την εδαφική. Το αποτέλεσμα αυτής της αύξησης της ιδιοπεριόδου είναι να μεταδίδονται στην ανωδομή μικρότερες επιταχύνσεις, αλλά ταυτόχρονα να αυξάνονται οι μετακινήσεις της. Δηλαδή, δεν δημιουργείται το φαινόμενο του συντονισμού σε συμβατικές σεισμικές διεγέρσεις.

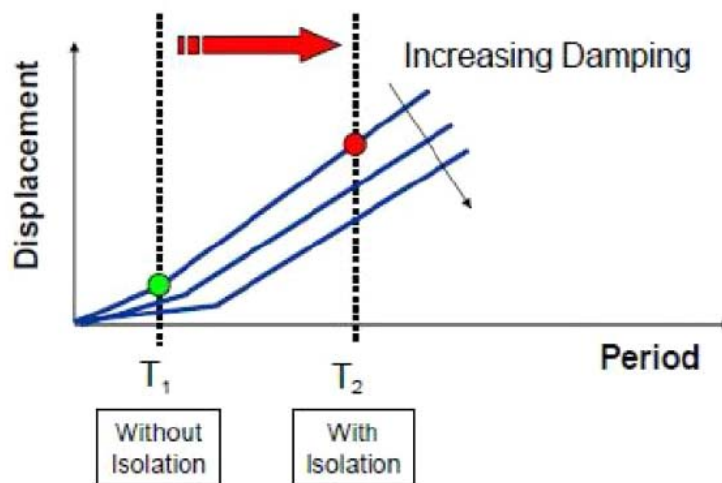
Στις σχέσεις που παρουσιάζονται στη συνέχεια, φαίνεται ότι όταν η ακαμψία μειώνεται τότε η ιδιοπερίοδος αυξάνεται:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{Wd}{g * K}} \quad (4.7)$$

$$Sd = \frac{T^2}{4 * \pi} * Sa \quad (4.8)$$



Σχήμα 4.8: Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης (Symans).



Σχήμα 4.9: Επίδραση της αύξησης της ιδιοπεριόδου και της απόσβεσης στην μετακίνησης σχεδιασμού (Symans).

Στο σημείο αυτό δίνεται η απόσβεση της εισαγόμενης ενέργειας ενός σεισμικού φαινομένου. Ένα από τα στοιχεία, τα οποία δίνει η σεισμική αυτή ενίσχυση, είναι η απόσβεση της σεισμικής ενέργειας της δομής από τα στοιχεία της όπως είναι τα εφέδρανα και οι αποσβεστήρες. Τα συστήματα αυτά ανάλογα τον τρόπο λειτουργίας τους δίνουν την απόσβεση ενέργειας. Είναι φανερό ότι η αύξηση της ιδιοπεριόδου μειώνει την επιτάχυνση αλλά αυξάνει την μετακίνησή του. Αντίθετα η αύξηση της απόσβεσης μειώνει τις επιταχύνσεις αλλά και τις μετακινήσεις και ενδεχομένως τις δυνάμεις οι οποίες φορτίζουν.

Να τονιστεί ότι η αύξηση της απόσβεσης επιλέγεται ως ένα βαθμό, επειδή αν αυξηθεί επιπλέον διεγείρονται ανώτερες ιδιομορφές στις οποίες αυξάνεται η επιτάχυνση του σεισμικού φαινομένου. Το ποσοστό της απόσβεσης δεν πρέπει να ξεπερνά το 30 % (Bisch et al., 2012).

4.4.3. Προδιαγραφές εφαρμογής της ενίσχυσης

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης βάσης είναι μια μέθοδος αναβάθμισης της σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών και μπορεί να θεωρηθεί ως λιγότερο ή περισσότερο κατάλληλη επιλογή αν είναι αποτελεσματικότερη και οικονομικότερη σε σχέση με τις άλλες συμβατικές μεθόδους σεισμικής θωράκισης των κατασκευών. Οι παράγοντες που χαρακτηρίζουν μια εφαρμογή ως κατάλληλη ή όχι, παρουσιάζονται παρακάτω.

Κατηγορίες κτιρίων

Γενικά, όπως προαναφέρθηκε, η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είναι καταλληλότερη όταν η μείωση της σεισμικής απαίτησης είναι σημαντική και μεγαλύτερη από τις άλλες μεθόδους αντισεισμικού σχεδιασμού. Ανεξάρτητα από αυτό, η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης θεωρείται δεδομένη για κτίρια, των οποίων η λειτουργία τόσο κατά τη διάρκεια του σεισμού όσο και μετά το σεισμό είναι ζωτικής σημασίας, όπως είναι κτίρια τηλεπικοινωνιών, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, έργα υποδομών. Είναι επίσης προφανές ότι η σεισμική μόνωση εφαρμόζεται σε κτίρια μοναδικής αρχιτεκτονικής αξίας, σε κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας ή κτίρια που έχουν μεγάλη ιστορική σημασία όπως μουσεία, μνημεία, εκθέματα. Οι περιπτώσεις κτιρίων συνοψίζονται στη συνέχεια.

- Κτίρια τα οποία περιέχουν αντικείμενα μεγάλης αξίας τα οποία είναι πιο ευαίσθητα στις επιταχύνσεις από ότι ο ίδιος ο φέρων οργανισμός. Τέτοια κτίρια είναι μουσεία, δημόσια μέγαρα, κτίρια τηλεπικοινωνιών.



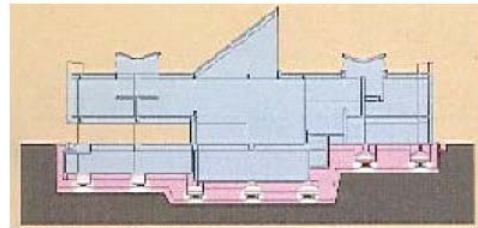
Εικόνα 4.1: Διάταξη εφεδράνων στο επίπεδο της θεμελίωσης στο Δημαρχιακό μέγαρο του San Francisco (Simin Naaseh SE Principal Mason Walters SE Principal 2006).

- Κτίρια μεγάλης σπουδαιότητας στα οποία απαιτείται υψηλό επίπεδο λειτουργικότητας πριν άλλα και μετά το σεισμό. Τέτοια κτίρια είναι νοσοκομεία, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, σχολεία.



Εικόνα 4.2: Δεξαμενή αποθήκευσης φυσικού αερίου.

- Κτίρια μεγάλης ιστορικής και καλλιτεχνικής σημασίας, στα οποία οποιαδήποτε συμβατική μέθοδος επέμβασης θα αλλοίωνε την αξία τους. Τέτοια κτίρια είναι μνημεία, υφιστάμενα παλαιά κτίρια, κτίρια αρχιτεκτονικής αξίας.



Εικόνα 4.3: Ενίσχυση στο Μουσείο Δυτικής Τέχνης Ιαπωνίας.

- Κατασκευές στις οποίες πραγματοποιούνται δραστηριότητες στον τομέα των συγκοινωνιών. Τέτοιες κατασκευές είναι γέφυρες, αεροδρόμια, κατασκευές λιμανιών.



Εικόνα 4.4: Ενίσχυση έργων υποδομών.

- Εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης στην προστασία έργων τέχνης και εκθεμάτων.



Εικόνα 4.5: Ενίσχυση αγάλματος Ερμή του Πραξιτέλη σε εφέδρανα ανεστραμμένους εκκρεμούς.

Παράγοντες διαμόρφωσης σεισμικής μόνωσης

- **Βάρος της κατασκευής**

Το βάρος της κατασκευής είναι καθοριστικός παράγοντας της αποτελεσματικότητας της σεισμικής μόνωσης και της επιλογής του τύπου εφεδράνων. Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης είναι καταλληλότερη για σχετικά βαριά κτίρια διότι η ζητούμενη ιδιοπερίοδος επιτυγχάνεται ευκολότερα από ότι στις κατασκευές μικρού βάρους. Σε αυτή τη περίπτωση, η αντίστοιχη δυσκαμψία του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι μικρή ώστε να προκύψει αποτελεσματική εφαρμογή. Τα παραπάνω φαίνονται από τον τύπο της ιδιοπεριόδου ενός σεισμικά μονωμένου έργου.

- **Ιδιοπερίοδος της κατασκευής**

Η εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης έχει στόχο την αύξηση της ιδιοπεριόδου της κατασκευής στο διάστημα 1,50sec-3,50sec, δηλαδή όσο το δυνατόν πιο μακριά από την περιοχή των δεσποζουσών ιδιοπεριόδων των συνήθων σεισμικών διεγέρσεων. Στις περιπτώσεις χαμηλών και μεσαίου ύψους κτιρίων στα οποία η ιδιοπερίοδος είναι μικρότερη από το 1sec στο διάστημα 0,5sec-0,8sec, γεγονός που χαρακτηρίζει τα δύσκαμπτα και ένα φάσμα σχετικά εύκαμπτων κατασκευών, η πιθανότητα συντονισμού με τη σεισμική διέγερση είναι μεγάλη. Είναι δηλαδή φανερό ότι σε αυτά η σεισμική μόνωση είναι αποδοτικότερη αντισεισμική ενίσχυση.

Όταν μια κατασκευή βρίσκεται ήδη στο διάστημα πέρα των δεσποζουσών ιδιοπεριόδων, δεν είναι συμφέρουσα η σεισμική μόνωση διότι η μείωση των σεισμικών δυνάμεων που επιτυγχάνεται είναι μικρή ενώ το κόστος είναι αυξημένο. Είναι βέβαια φανερό ότι η σεισμική μόνωση συμβάλει στην απορρόφηση ενέργειας στη βάση βοηθώντας την απόκριση της κατασκευής.

- **Απόσβεση συστημάτων σεισμικής μόνωσης**

Η ισοδύναμη ιξώδης απόσβεση ως ποσοστό επί της κρίσιμης στις συμβατικές κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος είναι στο 5%. Όταν εφαρμόζεται η σεισμική μόνωση το κτίριο υποχρεώνεται σε ελαστική συμπεριφορά με αποτέλεσμα η εσωτερική ιξώδης απόσβεση να ανέρχεται στο 2% για το σεισμικά μονωμένο τμήμα της κατασκευής. Με αυτό τον τρόπο θα συμπεριφερθεί ελαστικά λόγω των περιορισμένων σχετικών μετατοπίσεων των ορόφων και της μειωμένης απορροφούμενης ενέργειας της σεισμικής διέγερσης γιατί εμποδίζεται η διασπορά ενέργειας και περιορίζεται στο σύστημα σεισμικής μόνωσης στη βάση.

- **Κόστος της ανακατασκευής του έργου**

Ένας από τους λόγους που απαιτείται διερεύνηση της αποδοτικότητας της σεισμικής μόνωσης είναι το κόστος της σεισμικής αναβάθμισης. Είναι φανερό ότι η σεισμική μόνωση είναι αποδοτικότερη από τη συμβατική εφαρμογή όταν είναι οικονομικότερη και αποτελεσματικότερη. Οι οικονομικές αποφάσεις σε επίπεδο αρχικής επένδυσης και ταχείας απόσβεσης της δαπάνης δεν ευνοούν την υιοθέτηση της σεισμικής μόνωσης, τα πλεονεκτήματα της οποίας αναδεικνύονται σε βάθος χρόνου. Το αυξημένο κόστος των συστημάτων παρουσιάζεται, γιατί στην Ελλάδα εισάγονται σε σημαντικό ποσοστό γιατί δεν υπάρχει παραγωγή εφεδράνων στη χώρα μας, όπως επίσης γιατί τα διαθέσιμα συστήματα αποτελούν ευρεσιτεχνίες υπό περιορισμούς.

- **Απόσταση από ενεργό ρήγμα**

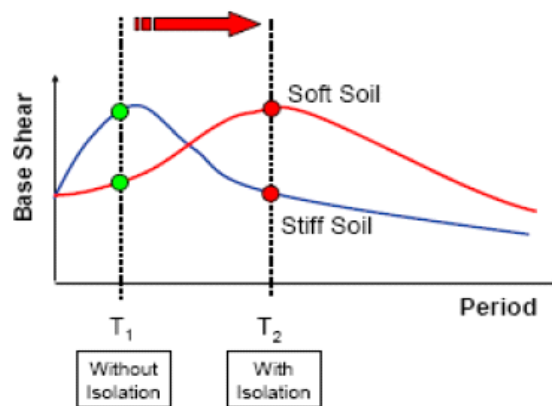
Η σεισμική μόνωση χρησιμοποιείται στις κατασκευές ακόμα και σε περιοχές κοντά σε ενεργά ρήγματα αναλαμβάνοντας μεγαλύτερες μετατοπίσεις, δηλαδή το κόστος είναι αυξημένο σε συνδυασμό με τον περίπλοκο σχεδιασμό. Στις περιοχές αυτές είναι δυνατόν να εμφανιστεί ένας παλμός αυξημένης περιόδου και αυξημένης ταχύτητας στην εδαφική κίνηση με αποτέλεσμα την αύξηση των μετατοπίσεων. Ο παλμός αυτός οφείλεται σε υπέρθεση των σεισμικών κυμάτων κατά τη διεύθυνση της διάρρηξης του ρήγματος.

- **Το εστιακό βάθος του σεισμού**

Ένας παράγοντας που επηρεάζει την αποδοτικότητα της σεισμικής μόνωσης είναι το εστιακό βάθος του σεισμού. Το εστιακό βάθος του σεισμού επηρεάζει την προέχουσα περίοδο του σεισμού. Όταν πρόκειται για σεισμούς μικρού εστιακού βάθους, δηλαδή έως 60km που είναι και οι συχνότεροι, η προέχουσα περίοδος τους είναι συνήθως 0,2sec έως 0,4sec. Όταν πρόκειται για σεισμούς μεγάλου εστιακού βάθους, δηλαδή 70 έως 300km, η προέχουσα περίοδος τους είναι 1,25sec έως 2,0sec. Σε αυτό είναι φανερό ότι η σεισμική μόνωση εμφανίζει αντίθετα αποτελέσματα.

- **Εδαφικές συνθήκες**

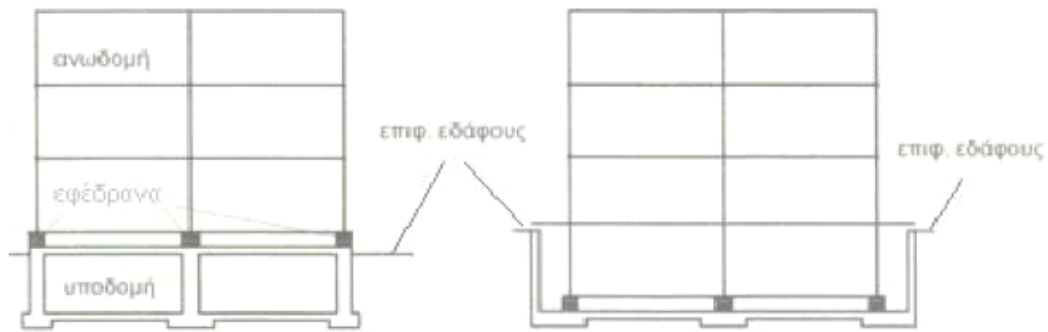
Στην περίπτωση της εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης, οι εδαφικές συνθήκες επηρεάζουν την αποδοτικότητα της απόκρισης της κατασκευής. Οι τοπικές εδαφικές συνθήκες που βρίσκεται το κτίριο αλλάζουν τη μορφή του φάσματος απόκρισης μέσω της επιρροής τους στο πλάτος, τη συχνότητα και τη διάρκεια των σεισμικών κυμάτων. Η σεισμική μόνωση είναι καταλληλότερη σε θέσεις όπου υπάρχουν βραχώδεις σχηματισμοί και γενικά σκληροί εδαφικοί σχηματισμοί. Οι μαλακοί εδαφικοί σχηματισμοί συμπεριφέρονται σαν μονωτική ζώνη τροποποιώντας τη σεισμική διέγερση ενισχύοντας τις μεγάλες περιόδους, με αποτέλεσμα την απαγορευτική εφαρμογή της σεισμικής αναβάθμισης.



Σχήμα 4.10: Επίδραση του εδαφικού σχηματισμού την τέμνουσα βάσης (Symans).

- **Η μορφή του φορέα και του περιβάλλοντος χώρου**

Για την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης πρέπει να πραγματοποιηθούν συγκεκριμένες αλλαγές στο δομικό σύστημα της κατασκευής. Στα υφιστάμενα κτίρια, ένας από τους παράγοντες καταλληλότητας για τη διαδικασία της σεισμικής μόνωσης είναι η ευκολία η οποία μπορεί να διαχωριστεί η κατασκευή ώστε να παρεμβληθούν οι μονωτήρες και να αντιστηριχτεί περιμετρικά κατά τρόπο που να επιτρέπει την ανάπτυξη των αναμενόμενων μετακινήσεων. Είναι προφανές ότι για να είναι δυνατή η ενίσχυση υφιστάμενων κτιρίων πρέπει να υπάρχει διαθέσιμος χώρος ώστε να αποφεύγονται οι συγκρούσεις των κτιρίων και να εκδηλώνονται ανεμπόδιστα μεγάλες μετακινήσεις οι οποίες στη βάση της κατασκευής μπορεί να φτάνουν από το 0,10cm έως 1m. Στο συνεχές σύστημα δόμησης η εφαρμογή της ενίσχυσης είναι αδύνατη.



Σχήμα 4.11 Τοποθέτηση εφεδράνων.

4.4.4. Εφαρμογής σεισμικής μόνωσης στην Ελλάδα

Τα κτίρια στην Ελλάδα στα οποία έχει εφαρμοστεί η σεισμική μόνωση είναι τα εξής:

- Το Δικαστικό Μέγαρο Αθηνών.

Εφαρμογή εφεδράνων ολίσθησης.

- Δεξαμενές αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου στη νήσο Ρεθυθούσα.

Εφαρμογή σφαιρικών εφεδράνων ολίσθησης.

- Στάδιο Ειρήνης και Φιλίας Αθήνα.

Εφαρμογή εφεδράνων ολίσθησης και αποσβεστήρων.

- Νέο Μουσείο Ακρόπολης Αθήνας.

Σφαιρικά εφεδράνα ολίσθησης.

- Ωνάσειος Στέγη Γραμμάτων και Τεχνών.

Σφαιρικά εφεδράνα ολίσθησης.

Κεφάλαιο 5^ο

5. Σεισμική μόνωση

5.1. Εισαγωγή

Η εφαρμογή στην πράξη της σεισμικής μόνωσης βασίζεται στην εγκατάσταση ειδικών εύκαμπτων συσκευών οι οποίες τροποποιούν την απόκριση της ανωδομής σε έναν σεισμό. Οι συσκευές αυτές ονομάζονται εφέδρανα και χρησιμοποιούνται για να μειώσουν την ακαμψία με αποτέλεσμα να αυξήσουν την ιδιοπερίοδο απόκρισης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Επίσης, μπορούν να αυξήσουν την ικανότητα απόσβεσης του συστήματος ώστε να μειωθούν οι σχετικές μετακινήσεις στην κατασκευή ή να συνδυάσουν αυτά τα χαρακτηριστικά στο σύστημα.

Τα εφέδρανα που χρησιμοποιούνται ευρέως στα τεχνικά έργα είναι τα ελαστομερή συστήματα και τα συστήματα ολίσθησης. Στα ελαστομερή δίνονται τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Rubber Bearings LDRB), τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings HDRB) και τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings LRB). Στα συστήματα ολίσθησης δίνονται τα συστήματα σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης (Friction Pendulum Systems FPS) και τα συστήματα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης (Flat Sliding System FSS). Τα συστήματα των εφεδράνων έχουν ως στόχο την αποσύζευξη της κατασκευής από τις καταστροφικές συνιστώσες της σεισμικής διέγερσης ελέγχοντας τις δυνάμεις από το επίπεδο της ενίσχυσης.

5.2. Εφέδρανα σεισμικής μόνωσης

5.2.1. Γενικά

Η βασική αρχή της σεισμικής μόνωσης είναι να εισάγει παραμορφωσιμότητα στη βάση ή σε οποιοδήποτε άλλο επίπεδο μιας κατασκευής κατά την οριζόντια

διεύθυνση, μειώνοντας συγχρόνως το μέγεθος της δράσης του σεισμού που αντιλαμβάνεται η κατασκευή. Αυτό επιτυγχάνεται διαχωρίζοντας την ανωδομή της κατασκευής από τη θεμελίωση παρεμβάλλοντας ειδικά εύκαμπτα στοιχεία, τους μονωτήρες και στοιχεία ελάττωσης της σεισμικής επιτάχυνσης, τους αποσβεστήρες. Τα συστήματα μόνωσης πρέπει να ικανοποιούν τις βασικές απαιτήσεις, οι οποίες εντάσσονται στις οδηγίες και στους κανονισμούς της στρατηγικής ενίσχυσης της σεισμικής μόνωσης και δίνονται στη συνέχεια:

1. Επαρκής αρχική δυσκαμψία

Το σύστημα μόνωσης πρέπει να έχει επαρκή δυσκαμψία ώστε να αναλαμβάνει τα υπόλοιπα οριζόντια φόρτια όπως είναι τα πλευρικά μη σεισμικά φορτία, τα ανεμοφορτία και οι σεισμοί μικρής έντασης χωρίς υπερβολικές μετατοπίσεις. Το σύστημα όταν φτάσει σε ένα καθορισμένο σημείο διαρρέει η ολισθαίνει.

2. Πρόσθετη ευκαμψία

Η ευκαμψία αυτή δίνει αύξηση στην ιδιοπερίοδο της κατασκευής ώστε να ασκούνται μειωμένες δυνάμεις σε αυτήν κατά το σεισμό.

3. Επαρκής δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση

Σε όλες τις οριακές καταστάσεις σχεδιασμού το σύστημα μόνωσης πρέπει να φέρει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία της κατασκευής σε συνδυασμό με τις αναμενόμενες μετακινήσεις.

4. Επαρκής ανάληψη οριζόντιων μετατοπίσεων

Οι σεισμικοί μονωτήρες θα πρέπει να είναι ικανοί να αναλαμβάνουν τις αυξημένες μετακινήσεις στο επίπεδο της ενίσχυσης χωρίς να αστοχήσουν στις φορτίσεις.

5. Επαρκής ικανότητα απόσβεσης ενέργειας

Η αυξημένη απόσβεση είναι απαραίτητη για τον περιορισμό των οριζόντιων μετακινήσεων εντός πρακτικών ορίων και για την ενδεχόμενη ελάττωση των σεισμικών δυνάμεων.

6. Επάρκεια ιδιοτήτων σε ανακυκλιζόμενη φόρτιση

Το σύστημα θα πρέπει να διαφοροποιεί τις ιδιότητές του εντός των ενδεδειγμένων ορίων υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση.

5.2.2. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα κατασκευάζονται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού και χαλύβδινες στρώσεις. Ελαστομερές θεωρείται το εφέδρανο που συνίσταται από συμπαγές βουλκανισμένο ελαστομερές, το οποίο μπορεί να ενισχύεται με μια ή περισσότερες ενσωματωμένες κατά το στάδιο του βουλκανισμού χαλύβδινες πλάκες, όποτε ονομάζεται ελαστομεταλλικό. Τα εφέδρανα αυτά θα πρέπει να σχεδιάζονται και να κατασκευάζονται έτσι ώστε να εξασφαλίζουν μέσω της ελαστικής παραμόρφωσης, τη δυνατότητα μετακινήσεων προς κάθε διεύθυνση, καθώς και στροφών ως προς οποιοδήποτε άξονα, προκειμένου να μεταφέρουν τις δυνάμεις σχεδιασμού από την ανωδομή προς τα σημεία της στήριξής τους, άλλα και να επιτρέπουν τις σχετικές μετακινήσεις σύμφωνα με τον σχεδιασμό του συστήματος.

Τα εφέδρανα κατασκευάζονται από φυσικό καουτσούκ (natural rubber) είτε από συνθετικό καουτσούκ (chloroprene rubber), αναμεμειγμένα με κάποιο άλλο πολυμερές που συνεισφέρει στη διαδικασία της παρασκευής σε ένα καθορισμένο ποσοστό, όταν χρησιμοποιείται φυσικό καουτσούκ. Επίσης το εφέδρανο θα πρέπει να προστατεύεται με επικάλυψη πολυχλωροπροπενίου, το οποίο υπόκειται σε ταυτόχρονο βουλκανισμό με το ελαστομέρες. Για την αγκύρωση των εφεδράνων στην ανωδομή και στην υποδομή, το εφέδρανο φέρει πάνω και κάτω, μια βάση στήριξης από χάλυβα, ενώ περιμετρικά ο μονωτήρας περιβάλλεται από ένα προστατευτικό μανδύα από ελαστομερές. Συνήθως, λόγω της απαίτησης ότι το σύστημα σεισμικής μόνωσης πρέπει να έχει τα ίδια χαρακτηριστικά προς κάθε οριζόντια διεύθυνση, τα εφέδρανα έχουν κυλινδρική ή ορθογωνική διατομή.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ειδικά επεξεργασμένου ελαστομερούς υλικού στο οποίο συγκολλώνται και εγκιβωτίζονται πλήρως, λεπτά φύλλα χάλυβα έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η υψηλή απαιτούμενη δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων και να περιοριστούν σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις (λόγω φαινομένου Poisson) του ελαστομερούς και για να μην υπόκειται σε εφελκυστικές τάσεις το ελαστομέρες.

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της ικανότητας απόσβεσής τους, σε συστήματα υψηλής απόσβεσης και σε συστήματα χαμηλής απόσβεσης. Η ικανότητα της απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας είναι ένα ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης και δίνεται από το ελαστομέρες, το οποίο παράλληλα δίνει την απαιτούμενη πλευρική ευκαμψία και τη σημαντική δύναμη επαναφοράς για την επαναφορά του συστήματος μετά την επιβολή των οριζόντιων μετατοπίσεων. Τα χαρακτηριστικά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων είναι τα εξής: α) δίνουν στο σύστημα ευκαμψία για τις ανακυκλιζόμενες μετακινήσεις, β) δυσκαμψία για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις, γ) επαρκή απόσβεση της σεισμικής ενέργειας και δ) επάρκεια ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων.

α) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης έχουν ισοδύναμο λόγο ιξώδους απόσβεσης ξ μικρότερο από 6% (Εικόνα 5.1). Η ανακυκλιζόμενη συμπεριφορά τέτοιων εφεδράνων μπορεί να προσεγγιστεί σαν συμπεριφορά γραμμικών ελαστικών στοιχείων με ισοδύναμη ελαστική δυσκαμψία για διατμητικές παραμορφώσεις ίσες ή μεγαλύτερες του 100 % σύμφωνα με:

$$Ke = \frac{Gb * Ab}{te} \quad (5.1)$$

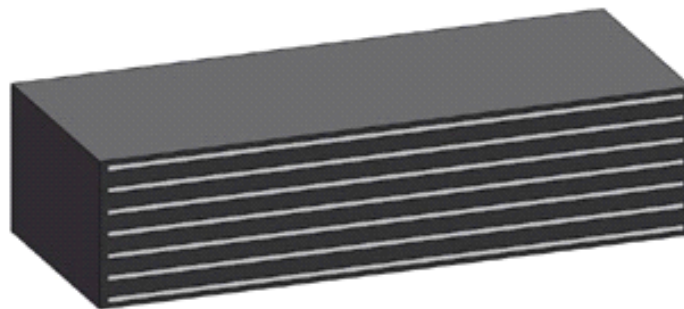
όπου:

Gb είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομέρους,

Ab είναι η επιφάνεια του εφεδράνου,

te είναι το ύψος του ελαστομέρους.

Η οριζόντια διατμητική δυσκαμψία των ελαστομεταλλικών εφεδράνων εξαρτάται από τις διαστάσεις και το μέτρο διάτμησης του ελαστομερούς. Στα πλεονεκτήματα αυτών των εφεδράνων δίνεται η εύκολη και τυποποιημένη παραγωγή τους, η συμπεριφορά τους δεν επηρεάζεται από τις επιδράσεις του περιβάλλοντος, στο φως, στον αέρα, στις λιπαρές ουσίες, άλλα ούτε και από παραμέτρους όπως είναι η ταχύτητα και η ιστορία φόρτισης. Στα μειονεκτήματά τους είναι η χαμηλή απόσβεση στο σύστημα με αποτέλεσμα να χρειάζεται πρόσθετο συμπληρωματικό σύστημα απόσβεσης έτσι ώστε να επαρκεί στις σεισμικές φορτίσεις.



Εικόνα 5.1: Εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης.

β) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα υψηλής απόσβεσης διαφέρουν από τα εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης στη σύνθεση του ελαστομερούς. Το ελαστομερές των εφεδράνων υψηλής απόσβεσης αποτελείται από ειδική σύνθεση φυσικού ελαστικού με διαφορετικές επεξεργασίες και εμφανίζει το πλεονέκτημα της υψηλής ικανότητας απόσβεσης. Ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης ξ των εφεδράνων

κυμαίνεται σε επίπεδα μεταξύ 10% και 20% για 100% της διατμητικής αντοχής του και δεν υπάρχει πλέον η ανάγκη συμπληρωματικών στοιχείων απόσβεσης. Η συμπεριφορά των εφεδράνων στην ενεργό δυσκαμψία και στην ισοδύναμη ιξώδη απόσβεση επηρεάζεται από τους παράγοντες της θερμοκρασίας, της ιστορίας φόρτισης, της διαφοράς των μετακινήσεων και της ταχύτητας φόρτισης, άλλα και από τη σύνθεση του ελαστομερούς.

γ) Ελαστομεταλλικά εφέδρανα πυρήνα μολύβδου

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου αποτελούν μια τροποποίηση των εφεδράνων χαμηλής απόσβεσης. Σε αυτά εισάγεται τουλάχιστον ένα κεντρικό στοιχείο από πυρήνα μολύβδου, το οποίο εγκαθίστανται με πίεση σε μια προανοιγμένη οπή ενός εφεδράνου κυκλικής ή ορθογωνικής διατομής. Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου παράγονται με βουλκανισμό επάλληλων στρώσεων ελαστικού και μεταλλικών πλακών, έτσι ώστε να εμποδίζεται το ελαστικό να καμφθεί πλευρικά λόγω του κατακόρυφου φορτίου, ενώ οι χαλύβδινες πλάκες δεν έχουν καμία επίδραση στις οριζόντιες παραμορφώσεις του εφεδράνου που καθορίζονται από το συνολικό ύψος του ελαστομερούς. Όσο μειώνεται το πάχος των στρώσεων ελαστικού, τόσο αυξάνει η κατακόρυφη δυσκαμψία και η επάρκεια ανάληψης των κατακόρυφων φορτίων. Επίσης, η οριζόντια δυσκαμψία του ελαστομερούς παραμένει χαμηλή λόγω του χαμηλού μέτρου διάτμησης του φυσικού ελαστικού και του συνολικού ύψους του. Οι χαλύβδινες πλάκες δεν τέμνουν τον πυρήνα μολύβδου, άλλα είναι ενιαίος και οι πλάκες τον περιορίζουν και είναι αυτές που αναγκάζουν τον πυρήνα να παραμορφωθεί σε διάτμηση.

Οι διαστάσεις του πυρήνα μολύβδου σύμφωνα με τους κανονισμούς θα ικανοποιούν την εξής σχέση:

$$\frac{B}{6} \leq din \leq \frac{B}{3} \quad (5.2)$$

όπου:

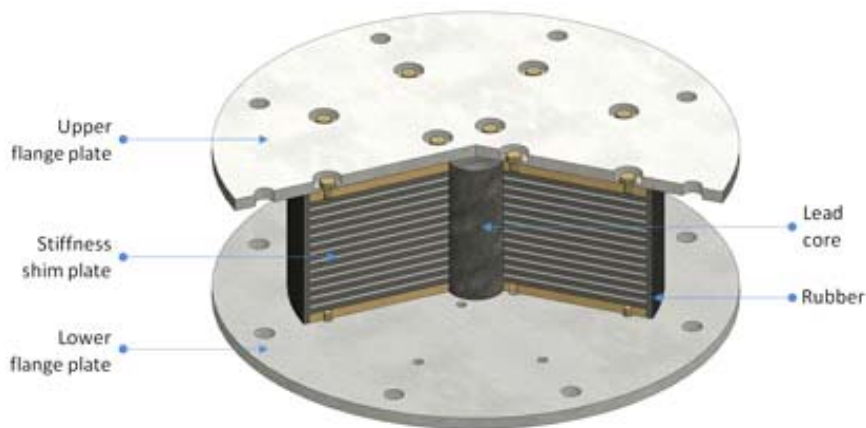
B είναι το πλάτος ή η διάμετρος του εφεδράνου,

din είναι η διάμετρος του πυρήνα μολύβδου.

Η παρουσία του πυρήνα μολύβδου επιδρά στη συμπεριφορά των εφεδράνων και σχεδιάζεται έτσι ώστε να τροποποιεί τη σεισμική διέγερση του συστήματος. Ο πυρήνας μολύβδου σε συνδυασμό με το ελαστομερές δίνει αρχικά υψηλή ελαστική ακαμψία η οποία παρέχει επαρκή δυσκαμψία στο εφέδρανο για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις. Όταν το εφέδρανο υποβάλλεται σε ανακυκλικές σεισμικές μετατοπίσεις, ο πυρήνας μολύβδου υποβάλλεται σε διατμητική παραμόρφωση από τις μεταλλικές πλάκες και διαρρέει εύκολα σε χαμηλά επίπεδα τάσεων της τάξης των 8 έως 10 MPa.

Έλεγχος απαιτείται στον περιορισμό του πυρήνα μολύβδου από την άνω και κάτω μεταλλική πλάκα του εφεδράνου, ώστε να λειτουργεί σε καθαρή διάτμηση. Στη συνέχεια γίνεται η διαρροή του πυρήνα μολύβδου, θεωρώντας ότι έχει πλήρη πλαστική ανελαστική συμπεριφορά και η πλευρική ευκαμψία του εφεδράνου μειώνεται και είναι ίδια με την αντίστοιχη του ελαστομερούς στα εφέδρανα. Ο ισοδύναμος λόγος ιξώδους απόσβεσης που επιτυγχάνεται είναι αρκετά υψηλός στο 15% έως 30% του συστήματος. Στα εφέδρανα η ενέργεια του σεισμού καταναλώνεται ως θερμότητα και είναι ανάλογη της ανακυκλιζόμενης επιφάνειας του εφεδράνου στη φόρτιση.

Τα εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου δίνουν στο σύστημα επαρκή αρχική δυσκαμψία για τις μη σεισμικές οριζόντιες φορτίσεις, επαρκή ευκαμψία στις σεισμικές φορτίσεις, επαρκή απόσβεση σεισμικής ενέργειας άλλα και επάρκεια στην ανάλψη των κατακόρυφων φορτίων συνδυάζοντας το ελαστομερές και την ενίσχυσή του. Η επιλογή του πυρήνα μολύβδου σχετίζεται με τη μικρή τάση διαρροής του, τη θερμοκρασία για την οποία επανακρυσταλλώνεται και ξαναπαίρνει το σχήμα του αμέσως μετά από την παραμόρφωση σε ελάχιστη θερμοκρασία, ενώ δεν αστοχεί ποτέ σε κόπωση και διατηρεί τα χαρακτηριστικά σύμφωνα με τον σχεδιασμό.



Εικόνα 5.2: Εφέδρανο ελαστικού με μολύβδο.

5.2.3. Εφέδρανα ολίσθησης

Στα εφέδρανα ολίσθησης η συμπεριφορά τους εξαρτάται από το επίπεδο του συντελεστή τριβής ανάμεσα στις επιφάνειές τους. Τα συνηθέστερα χρησιμοποιημένα υλικά των ολισθαινόντων εφεδράνων είναι το τεφλόν (PTFE) και ο ανοξείδωτος χάλυβας, με τα χαρακτηριστικά της τριβής να είναι άμεσα εξαρτώμενα από τη θερμοκρασία, την ταχύτητα κίνησης στη διεπιφάνεια, τον βαθμό καταπόνησης και την καθαρότητα των επιφανειών. Οι επιφάνειες ολίσθησης των εφεδράνων είναι δυνατόν να είναι είτε λιπασμένες, είτε όχι, ανάλογα τις απαιτήσεις του συντελεστή τριβής σύμφωνα με τον σχεδιασμό.

Η διαφορά των εφεδράνων ολίσθησης από τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα, οφείλεται στον διαφορετικό στόχο της εφαρμογής τους. Τα ελαστομεταλλικά

εφέδρανα εγκαθίστανται έτσι ώστε να αυξήσουν την ιδιοπερίοδο του συστήματος, ενώ τα εφέδρανα ολίσθησης με σκοπό να ελαχιστοποιούν τη μετάδοση των δυνάμεων στο σύστημα. Η συμπεριφορά των εφεδράνων ολίσθησης παρομοιάζεται με τη συμπεριφορά κυλίσεων στη βάση του συστήματος. Οι διαδεδομένες εφαρμογές των εφεδράνων ολίσθησης είναι οι επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης και το σύστημα ανεστραμμένου εκκρεμούς των επιφανειών.

α) Εφέδρανα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης

Τα εφέδρανα ολίσθησης σε επίπεδες επιφάνειες είναι το απλούστερο σύστημα εφεδράνων ολίσθησης. Το σύστημα αποτελείται από επίπεδες επιφάνειες χάλυβα επικαλυπτόμενες με τεφλόν (PTFE) για να έχουν χαμηλό συντελεστή τριβής. Το χαμηλό, επίπεδο συντελεστή τριβής ανάμεσα στις ολισθαίνουσες επιφάνειες ελαχιστοποιεί την τέμνουσα δύναμη στην ανωδομή. Όταν ο συντελεστής τριβής είναι χαμηλός, τότε η δύναμη η οποία φτάνει στην ανωδομή είναι εξίσου χαμηλή και δεν αυξάνεται επιπλέον μετά την υπέρβαση του συντελεστή τριβής αυτού. Το μειονέκτημα των εφεδράνων επίπεδης ολίσθησης είναι ότι για να αποφευχθεί η κίνηση σε μικρής κλίμακας σεισμούς ή μη σεισμικές οριζόντιες δράσεις, χρειάζεται σχετικά υψηλή τιμή του συντελεστή τριβής των διεπιφανειών, με αποτέλεσμα να υπάρχουν εναπομένουσες μετακινήσεις στο σύστημα. Τέτοια συστήματα δεν εμφανίζουν επαρκή δύναμη επαναφοράς εξαιτίας της μορφής τους. Έτσι η χρησιμοποίησή τους γίνεται σε συνδυασμό με τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα τα οποία δίνουν στο σύστημα την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς και σε συνδυασμό μεταξύ τους εμφανίζουν αξιόπιστες εφαρμογές.

Στα συστήματα ολίσθησης, σε επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης ελαχιστοποιούν τη δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή σε ένα σεισμό σύμφωνα με την εξής σχέση:

$$F_{max} = \mu d * N_{sd} * \text{sign}(db) \quad (5.3)$$

όπου:

μd είναι ο συντελεστής τριβής

N_{sd} είναι η αξονική δύναμη του εφεδράνου

db είναι η σχετική μετακίνηση των δυο επιφανειών

Η ενέργεια την οποία αποσβένουν σε ανακυκλιζόμενη μετακίνηση δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$Ed = 4 * \mu d * N_{sd} * db \quad (5.4)$$



Εικόνα 5.3: Εφέδρανο επίπεδης επιφάνειας.

β) Εφέδρανα εκκρεμούς τριβής

Τα εφέδρανα εκκρεμούς τριβής συνδυάζουν την ολίσθηση σε επιφάνεια τριβής και τη δύναμη επαναφοράς στην αρχική τους θέση, η οποία οφείλεται στη γεωμετρία τους. Το εφέδρανο αποτελείται από μια αρθρωτή επιφάνεια ολίσθησης, μια κοίλη επιφάνεια από χάλυβα και μια επιπλέον χαλύβδινη επιφάνεια. Οι επιφάνειες αυτές κατασκευάζονται από ανοξείδωτο χάλυβα και οι κυρτές επιφάνειες στις οποίες ο αρθρωτός ολισθητήρας έρχεται σε επαφή, φέρουν επένδυση με βασικό υλικό το τεφλόν (PTFE). Όταν ο αρθρωτός ολισθητήρας ολισθαίνει στην χαλύβδινη επιφάνεια, προκαλείται ανύψωση των στοιχείων τα οποία στηρίζει, δημιουργώντας έτσι δυνάμεις επαναφοράς για το εφέδρανο στην αρχική θέση ισορροπίας. Η απόσβεση του εφεδράνου δημιουργείται στη τριβή του αρθρωτού ολισθητήρα και της επιφάνειας ολίσθησης. Η ιδιοπερίοδος του συστήματος στα εφέδρανα εκκρεμούς τριβής εξαρτάται αποκλειστικά από την ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας και όχι από το βάρος του, ενώ η ακαμψία εξαρτάται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων.

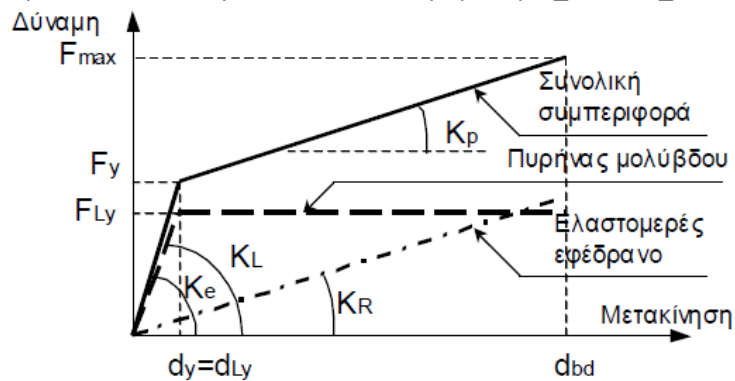
Στα συστήματα ολίσθησης εκκρεμούς τριβής σε επιφάνειες ολίσθησης, σε ακτίνα R_b δίνουν δύναμη επαναφοράς στη σχετική μετακίνηση του εφεδράνου και ελαχιστοποιούν τη δύναμη που μεταφέρεται στην ανωδομή σε ένα σεισμό, σύμφωνα με τις εξής σχέσεις:

$$F = \frac{Nsd * db}{Rb} \quad (5.5)$$

$$F_{max} = \frac{Nsd * db}{Rb} + \mu d * Nsd * \text{sign}(db) \quad (5.6)$$



Εικόνα 5.4 Εφέδρανο ανεστραμμένου εκκρεμούς
(www.opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Triple_Friction_Pendulum).



Σχήμα 5.5: Συμπεριφορά εφεδράνου ελαστικού μολύβδου.

5.3. Διαδικασία προσομοίωσης εφεδράνων

Τα χαρακτηριστικά των ελαστομεταλλικών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου προκύπτουν από τις ακόλουθες σχέσεις:

Δυσκαμψία στον ανελαστικό κλάδο:

$$Kr = \frac{G * Ab}{te} \quad (5.7)$$

όπου:

G είναι το μέτρο διάτμησης του ελαστομέρους,

Ab είναι η επιφάνεια του ελαστομέρους,

te είναι το ύψος ελαστομέρους.

Δυσκαμψία στον ελαστικό κλάδο:

$$Ke = Kr * a \quad (5.8)$$

όπου α είναι ο λόγος της ελαστικής και της ανελαστικής δυσκαμψίας του εφεδράνου. Η τιμή του είναι $\alpha=10$.

Κατακόρυφη δυσκαμψία:

$$K_v = \frac{Ec * Ab}{te} \quad (5.9)$$

όπου:

Ec είναι το μέτρο συμπίεσης του ελαστομέρους,

Ab είναι το εμβαδόν του ελαστομέρους,

te είναι το ύψος ελαστομέρους.

Δύναμη διαρροής πυρήνα μολύβδου:

$$F_{yl} = \sigma_{yl} * Al \quad 5.10$$

όπου:

σ_{yl} είναι η τάση διαρροής του μολύβδου.

Al είναι το εμβαδόν του πυρήνα μολύβδου.

Δύναμη διαρροής εφεδράνου:

$$F_y = F_{yl} * \left(1 + \frac{Kr}{Ke - Kr}\right) \quad (5.11)$$

Μετακίνηση διαρροής εφεδράνου:

$$D_y = \frac{F_{yl}}{Ke - Kr} \quad (5.12)$$

Ενεργός δυσκαμψία εφεδράνου:

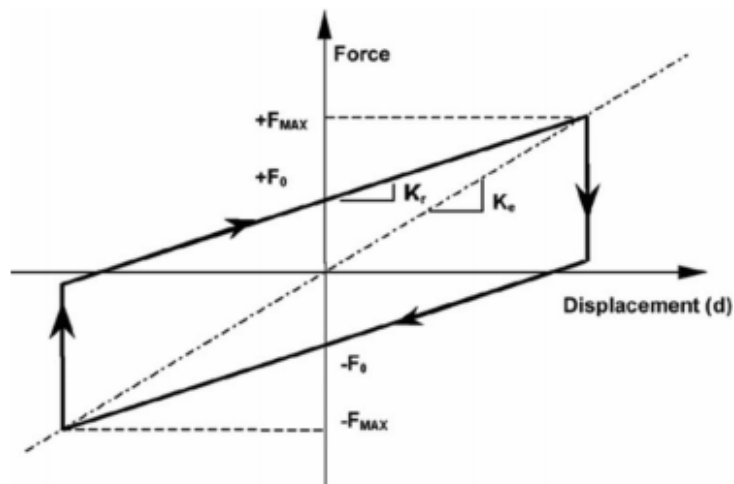
$$K_{ef} = Kr + \frac{F_{yl}}{db} \quad (5.13)$$

Αποσβενομένη ενέργεια εφεδράνου:

$$B_{ef} = \frac{4 * F_{yl} * (db - Dy)}{2 * \pi * K_{ef} * db^2} \quad (5.14)$$

Δύναμη αστοχίας εφεδράνου:

$$F = K_{ef} * db \quad (5.15)$$



Σχήμα 5.2: Μοντέλο συμπεριφοράς εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης.

Προσομοίωση εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης

Το μοντέλο προσομοίωσης που ακολουθεί τη συμπεριφορά των εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης αποτελείται από μια διγραμμική καμπύλη δύναμης - μετατόπισης που φαίνεται στο Σχήμα 5.2, όπου η δύναμη τριβής που αναπτύσσεται από τον μονωτήρα ισούται με:

$$F_0 = \mu * Nsd \quad (5.16)$$

μέγιστη οριζόντια δύναμη με:

$$F_{max} = F_0 + k_r * d = \mu * Nsd + \frac{Nsd}{R} * d \quad (5.17)$$

δυσκαμψία:

$$k_r = \frac{N_{sd}}{R} \quad (5.18)$$

όπου:

μ ο συντελεστής δυναμικής τριβής,
 N_{sd} το κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στον μονωτήρα,
 R η ισοδύναμη ακτίνα καμπυλότητας,
 d η μετατόπιση.

Το κατακόρυφο φορτίο N_{sd} που ασκείται στο μονωτήρα είναι το κατακόρυφο φορτίο κατά τη σεισμική διέγερση που υπολογίζεται ως η μάζα επί την επιτάχυνση της βαρύτητας (g). Επίσης, μερικές φορές χρησιμοποιούνται μη γραμμικά δυναμικά μοντέλα που λαμβάνουν υπόψη τη μεταβολή του κατακόρυφου φορτίου κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η ενεργός δυσκαμψία και η ενεργός ιξώδης απόσβεση του μονωτήρα, μπορούν να υπολογιστούν από τους παρακάτω τύπους:

$$K_{eff} = N_{sd} * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right) \quad (5.19)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} * \left(\frac{1}{\frac{d}{\mu * R} + 1} \right) \quad (5.20)$$

Μια πολύ σημαντική ιδιότητα των εφεδράνων τριβής είναι η ταύτιση του κέντρου μάζας με το κέντρο ακαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Αυτό συμβαίνει χάριν της εξάρτησης της ενεργούς δυσκαμψίας από το κατακόρυφο φορτίο. Η ενεργός θεμελιώδης περίοδος, δηλαδή αυτή που σχετίζεται με την ενεργό δυσκαμψία μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής, δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$T_e = 2 * \pi * \sqrt{\frac{1}{g * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}} \quad (5.21)$$

ενώ η περίοδος που σχετίζεται με την K_r είναι αντιστρόφως ανάλογη αυτής ενός απλού εκκρεμούς με μήκος R :

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (5.22)$$

Η επιφάνεια υστέρησης του διγραμμικού μοντέλου συμπεριφοράς των εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης, αντιπροσωπεύει την καταναλισκόμενη ενέργεια σε κάθε κύκλο φόρτισης. Η καταναλισκόμενη ενέργεια ED ισούται με:

$$ED = 4 * \mu * d * N_{sd} \quad (5.23)$$

Όπως φαίνεται από την παραπάνω σχέση, η υστερητική κατανάλωση ενέργειας εξαρτάται από τη μετατόπιση. Έτσι κατά την ανάλυση, πρέπει να μετατραπεί σε ισοδύναμη απόσβεση ενός ιξώδους αποσβεστήρα, όπου η δύναμη απόσβεσης είναι ανάλογη της ταχύτητας. Ο ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης β ορίζεται ως ο βαθμός απόσβεσης ενός ιξώδους ελαστικού στοιχείου το οποίο κάτω από ανακυκλική μετατόπιση εύρους d καταναλώνει ίδια ποσότητα ενέργειας με αυτή που καταναλώνεται από τον υστερητικό βρόγχο:

$$\beta = \frac{ED}{2 * \pi * K_{eff} * d^2} = \frac{4 * \mu * d * Nsd}{2 * \pi * Nsd * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}\right) * d^2} = \frac{2}{\pi} * \frac{\mu}{\frac{d}{R} + \mu} \quad (5.24)$$

Όπως προκύπτει από την παραπάνω σχέση ο ισοδύναμος βαθμός απόσβεσης β δεν εξαρτάται από την υποστηριζόμενη μάζα, ενώ μειώνεται από $2/\pi$ για πολύ μικρές μετατοπίσεις σε 0 για πολύ μεγάλες. Ο συντελεστής τριβής μ για μια δεδομένη πίεση μπορεί να προσομοιωθεί μέσω της σχέσης που προτάθηκε από τους Constantinou et al. (1990):

$$\mu = f_{max} - [(f_{max} - f_{min}) * e^{-a * |U|}] \quad (5.25)$$

όπου f_{max} είναι η μέγιστη τιμή του συντελεστή τριβής για $|U| = \infty$ και f_{min} είναι η ελάχιστη για $|U| = 0$, αντίστοιχα. Ακόμα, a είναι ο συντελεστής ο οποίος ελέγχει τη μεταβολή του συντελεστή τριβής (μ) με την ταχύτητα της κίνησης.

Οι παράμετροι f_{max} , f_{min} και a εξαρτώνται από την πίεση στο εφέδρανο ολίσθησης. Η εξάρτηση των παραμέτρων αυτών από την πίεση έχει περιγραφεί με την σημαντικότερη να είναι αυτή του συντελεστή f_{max} που δίνεται στην παρακάτω σχέση:

$$f_{max} = f_{max,0} - [(f_{max,0} - f_{max,p}) * \tanh * (\varepsilon p)] \quad (5.26)$$

όπου $f_{max,p}$ είναι ο μέγιστος συντελεστής τριβής για υψηλές πιέσεις, $f_{max,0}$ είναι ο μέγιστος συντελεστής για μηδενική πίεση και ε είναι συντελεστής που ελέγχει τη μετάβαση του f_{max} μεταξύ πολύ χαμηλών και πολύ υψηλών πιέσεων. Τιμές των χρήσιμων παραμέτρων που έχουν περιγραφεί παραπάνω έχουν μετρηθεί πειραματικά για την περίπτωση ενός εφεδράνου FPS να είναι οι εξής: $f_{max,0} = 0.12$, $f_{max,p} = 0.05$, $f_{min} = 0.04$, $\varepsilon = 0.012 \text{ MPa}^{-1}$, $a = 0.0429 \text{ sec/mm}$.

Κεφάλαιο 6^ο

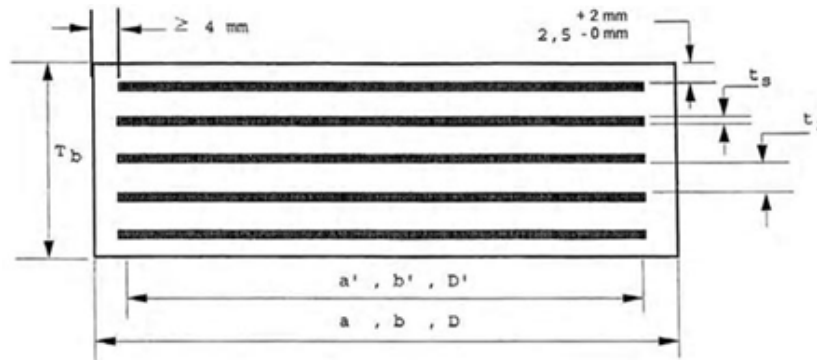
6. Κανονισμοί σεισμικής μόνωσης

6.1. Γενικά

Στις χώρες στις οποίες η σεισμική μόνωση εφαρμόζεται σε σημαντικό βαθμό ως αντισεισμική ενίσχυση, έχουν αναπτυχθεί οι αντίστοιχοι κανονισμοί που προδιαγράφουν τους περιορισμούς, τις ιδιότητες των συστημάτων και τα χαρακτηριστικά που διέπουν το σχεδιασμό της. Τέτοιοι κανονισμοί έχουν αναπτυχθεί στις Ηνωμένες Πολιτείες και την Ιαπωνία όπως είναι ο AASHTO ή ο UBC. Στον ΕΑΚ στο άρθρο 1.1.1.2 για άλλες ειδικές κατηγορίες δομημάτων ή έργων για τα όποια προβλέπεται μερική ή πλήρης αντισεισμική μόνωση απαιτείται συμπλήρωση του κανονισμού με πρόσθετες διατάξεις, δεν εντάχθηκαν στο ευρύτερο πλαίσιο των κανονισμών.

Στην παρούσα εργασία οι απαιτούμενοι έλεγχοι πραγματοποιούνται σύμφωνα με τις οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, στις οποίες αναφέρονται οι προδιαγραφές και οι κανόνες για τη μόρφωση και τον σχεδιασμό εφεδράνων σύμφωνα με τον εφαρμοζόμενο κανονισμό EC8.

Όσον αφορά στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, πρέπει να εξασφαλίζεται από τον σχεδιασμό ότι τα εφέδρανα δεν θα υποστούν βλάβη η οποία μπορεί να επηρεάσει την καλή λειτουργία τους, ή να προκαλέσει σημαντική αύξηση του κόστους συντήρησης κατά τη διάρκεια της ζωής του έργου. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει η αντοχή και η ευστάθεια των εφεδράνων να είναι επαρκής ώστε να αντέχουν στα φορτία και στις μετακινήσεις σχεδιασμού της κατασκευής.



Σχήμα 6.1: Όψη ελαστομερούς με χαλυβδόφυλλα.

6.2. Ειδικές απαιτήσεις στο σύστημα

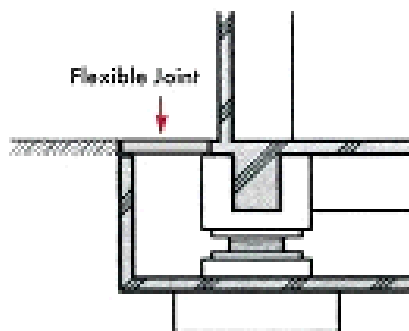
- Δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση

Οι μονωτήρες πρέπει να διαθέτουν επαρκή δυσκαμψία στην κατακόρυφη διεύθυνση ώστε να αναλαμβάνουν τα κατακόρυφα φορτία. Η απαίτηση αυτή ικανοποιείται όταν η οριζόντια μετακίνηση του κέντρου μάζας της ανωδομής που οφείλεται στην ευκαμψία των μονωτήρων στην κατακόρυφη διεύθυνση είναι μικρότερη από το 5% της μετακίνησης σχεδιασμού D_d . Η απαίτηση ικανοποιείται όταν στο σύστημα είναι εγκατεστημένα εφέδρανα ολίσθησης, ελαστομεταλλικά εφέδρανα πυρήνα μολύβδου και συνήθη εφέδρανα. Η οριζόντια μετακίνηση που οφείλεται στο αξονικό φορτίο υπολογίζεται από τη σχέση η οποία αναφέρεται στη συνέχεια.

$$dz = \frac{Nsd}{Ab} * \sum ti * \left(\frac{1}{5 * G * S^2} + \frac{1}{Eb} \right) \quad (6.1)$$

- Περιθώριο μετακίνησης

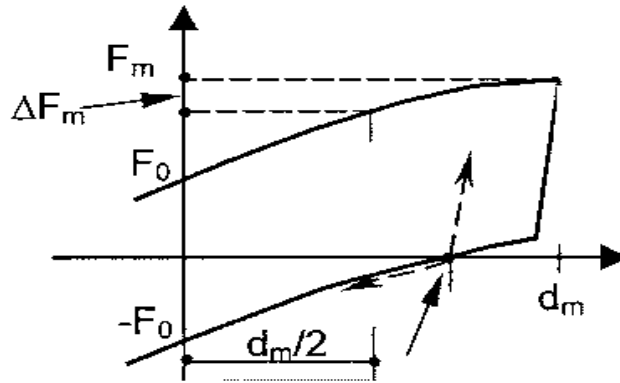
Το περιθώριο μετακίνησης για την προστασία των κύριων ή κρίσιμων στοιχείων του έργου και το αντίστοιχο περιθώριο των σεισμικών συνδέσμων θα εξασφαλιστεί από τη συνολική μετακίνηση σχεδιασμού σε τιμή αυξημένη στο 20% της τιμής της ανάλυσης.



Σχήμα 6.2: Αρμός για την ανεμπόδιση ανάπτυξη μετακινήσεων.

- Ικανότητα οριζόντιας επαναφοράς

Ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης θεωρείται ότι ικανοποιεί την απαίτηση της αυτοδύναμης επαναφοράς στην αρχική του θέση όταν συμβαίνουν τα ακόλουθα: στο σύστημα η απόκλιση από την αρχική θέση δεν είναι σημαντική σε σχέση με την αναμενόμενη μετακίνηση του. Από την αποκλίνουσα θέση ως προς την αρχική θέση η δυσκαμψία θα πρέπει να μειώνεται ενώ διαφορετικά να αυξάνεται.



Σχήμα 6.3: Δύναμη επαναφοράς.

- Ανωδομή και υπόβαση

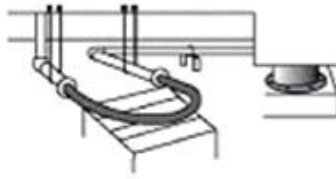
Η ανωδομή και η υπόβαση της κατασκευής πρέπει να είναι στην ελαστική περιοχή στη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος και να φτάνουν στην οριακή αντοχή τους τα εφέδρανα. Για αυτό η ανωδομή και η υποδομή σχεδιάζονται για σεισμικές φορτίσεις στο ελαστικό φάσμα για συντελεστή συμπεριφοράς $q=1$ ή για οιονεί ελαστική συμπεριφορά στο φάσμα όταν $q \leq 1.5$. Άρα δεν είναι αναγκαίος ο ικανοτικός σχεδιασμός της ανωδομής και της υπόβασης δηλαδή δεν απαιτείται η δημιουργία πλάστιμης συμπεριφοράς. Η θεμελίωση πρέπει να είναι στην ελαστική περιοχή γιατί δεν θεωρείται επαρκές να αστοχεί η υποδομή και η ανωδομή, πριν από τα εφέδρανα.

- Τάσεις στα εφέδρανα

Τα εφέδρανα είναι σχεδιασμένα να αναλαμβάνουν τάσεις από τα κατακόρυφα φορτία. Σε περίπτωση που εμφανιστεί εγκάρσιος εφελκυσμός τα ελαστομερή δεν είναι σχεδιασμένα να τον αναλάβουν, δηλαδή όταν εμφανιστεί, απαιτούνται συγκεκριμένα μέτρα ενίσχυσης των συστημάτων.

- Εγκαταστάσεις κοινής ωφέλειας

Οι εγκαταστάσεις οι οποίες διαπερνούν το επίπεδο της μόνωσης, θα είναι σχεδιασμένες ώστε να αντέχουν τις μετακινήσεις που εντοπίζονται στο επίπεδο αυτό. Το ίδιο συμβαίνει στα δίκτυα κοινής ωφέλειας τα οποία είναι σχεδιασμένα σε εύκαμπτες συνδέσεις για να εντείνονται.



Σχήμα 6.4: Ενίσχυση στα δίκτυα κοινής ωφέλειας.

- Διατάξεις αποφυγής διαφορικών σεισμικών εδαφικών κινήσεων

Τα δομικά στοιχεία που βρίσκονται άνω και κάτω της διεπιφάνειας της σεισμικής μόνωσης πρέπει να είναι δύσκαμπτα, τόσο στις οριζόντιες διευθύνσεις όσο και στην κατακόρυφη, ώστε να ελαχιστοποιείται η επίδραση των διαφορικών σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων. Είναι σημαντικό ότι δεν εξουδετερώνεται η σεισμική ενεργεία από τα δύσκαμπτα αυτά στοιχεία και έτσι η ενέργεια του σεισμού επιβαρύνει το σύστημα ενίσχυσης.

6.3. Ανάλυση κατασκευών

Στις οδηγίες για μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση αναφέρονται οι ακόλουθες μέθοδοι για την ανάλυση σεισμικά μονωμένων κατασκευών ώστε να επιτραπεί η στρατηγική ενίσχυσης της σεισμικής μόνωσης:

- Μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος
- Μέθοδος φασματικής απόκρισης
- Μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας

Βασική απαίτηση ώστε να είναι αποδέκτες οι αναλύσεις είναι να τηρούνται τα ακόλουθα ως εξής:

- Η απόσταση μεταξύ της θέσης της κατασκευής και του πλησιέστερου ενεργού σεισμογόνου ρήγματος, υπερβαίνει τα 15km.
- Οι εδαφικές συνθήκες στην θέση της κατασκευής αντιστοιχούν σε μία από τις κατηγορίες εδάφους Α, Β, Γ ή Δ του άρθρου 2.3.6 του ΕΑΚ.
- Όταν η ενεργός απόσβεση δεν υπερβαίνει το 30%.

Πιο συγκεκριμένα, για τη μέθοδο του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος όλες οι προϋποθέσεις, για τη μέθοδο της φασματικής απόκρισης οι δυο τελευταίες και για τη μέθοδο της ανάλυσης χρονοϊστορίας γίνεται ανάλυση ανεξάρτητα των ανωτέρω δεσμεύσεων.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος για τη διαδικασία της προδιαστασιολόγησης του συστήματος σεισμικής μόνωσης και για τη διαδικασία της βελτιστοποίησης των κέντρων βάρους και δυσκαμψίας. Οι κώδικες προγραμματισμού αναπτύχθηκαν στο περιβάλλον του προγράμματος MATLAB. Η δυναμική ανάλυση των δεξαμενών και της σεισμικής μόνωσης με βάση τα αποτελέσματα της μεθόδου ισοδύναμου

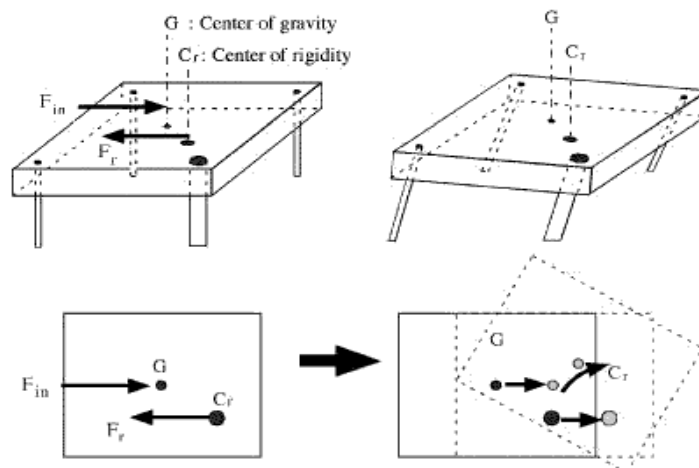
μονοβάθμιου συστήματος έγινε με το πρόγραμμα ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 ακολουθώντας τη διαδικασία ανάλυσης με τη μέθοδο της μη γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας (Fast Nonlinear Analysis-FNA).

Μέθοδος Ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος

Η διαδικασία αυτή είναι μια απλοποιημένη θεώρηση που αποσκοπεί στον προσδιορισμό των μετακινήσεων που ασκούνται στο σύστημα μόνωσης και χρησιμοποιείται στη φάση της προδιαστασιολόγησης του συστήματος. Με αυτόν τον τρόπο γίνεται η εκτίμηση των γεωμετρικών στοιχείων των εφεδράνων που στη συνέχεια χρησιμοποιούνται για τη επόμενη ανάλυση της κατασκευής, από τις δύο υπόλοιπες μεθόδους. Στην ανάλυση αυτή η ανωδομή θεωρείται ως πλήρως στερεό σώμα και οι συνολικές μετακινήσεις εντοπίζονται στο επίπεδο του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Δηλαδή η μη γραμμική συμπεριφορά εντοπίζεται στα στοιχεία του συστήματος και η υπόλοιπη κατασκευή παραμένει ουσιαστικά ελαστική (CSI 2016).

Είναι σαν δυναμική απόκριση μονοβάθμιου ταλαντωτή σε κάθε διεύθυνση, αν θεωρηθεί ότι η ανωδομή είναι δύσκαμπτη και υπόκειται σε μεταφορική και στροφική κίνηση. Η βάση είναι απαραμόρφωτη και η συνολική ενεργός δυσκαμψία K_{EFF} του συστήματος είναι συγκεντρωμένη στο επίπεδό του και οφείλεται αποκλειστικά στην δυσκαμψία των εφεδράνων σε κάθε διεύθυνση X, Y , δηλαδή η ανωδομή και η βάση δεν συμμετέχουν στη δυσκαμψία του συστήματος, όπως ισχύει για τα κτιριακά έργα.

Στη συνέχεια, αναφέρονται τα στοιχεία του μονώροφου συστήματος τα οποία χρησιμοποιούνται για την προδιαστασιολόγηση του συστήματος των εφεδράνων ολίσθησης το οποίο συντάχθηκε σε γλώσσα προγραμματισμού MATLAB. Ανάλογα με τον τύπο των εφεδράνων, εάν γίνουν ελάχιστες τροποποιήσεις, μπορεί να χρησιμοποιηθεί και στην προδιαστασιολόγηση μονοτήρων τύπου LRB, LDRB και HDRB.



Σχήμα 6.5: Ισοδύναμος μονοβάθμιος ταλαντωτής.

Υπολογίζονται οι συντεταγμένες του μονώροφου από το τυχαίο σύστημα, σε όλες τις θέσεις εφεδράνων. Στην εργασία αυτή το σύστημα αυτό έχει ως άξονα το κέντρο των δεξαμενών. Υπολογίζονται τα κατακόρυφα φορτία στις θέσεις των εφεδράνων και το συνολικό βάρος από τον σεισμικό συνδυασμό φορτίων:

$$G + 0,3 * Q \quad (6.2)$$

$$W = \sum N_{sd,i} \quad (6.3)$$

Υπολογισμός του κέντρου βάρους στοιχείων:

$$X_{κβ} = \frac{\sum X_i * N_{sdi}}{\sum N_{sdi}} \quad (6.4)$$

$$Y_{κβ} = \frac{\sum Y_i * N_{sdi}}{\sum N_{sdi}} \quad (6.5)$$

Υπολογισμός της ενεργούς δυσκαμψίας των εφεδράνων στο επίπεδο ενίσχυσης:

$$K_{efx} = \sum K_{ef,i} \quad (6.6)$$

$$K_{efy} = \sum K_{ef,i} \quad (6.7)$$

όπου $K_{eff,i}$ είναι η δυσκαμψία του εφεδράνου, όταν τα εφέδρανα είναι κυκλικά, είτε τετραγωνικά τότε οι οριζόντιες δυσκαμψίες είναι ίδιες.

Υπολογισμός της ενεργούς ιξώδους απόσβεσης:

$$j_{ef} = \frac{1}{2 * \pi} * \frac{\sum ED,i}{K_{ef} * db^2} \quad (6.8)$$

$$ED = 4 * (F_{yd} * db - F_{max} * dy)$$

Υπολογισμός του n συντελεστή απόσβεσης:

$$n = \sqrt{\frac{10}{j_{ef} + 10}} \geq 0,55 \quad (6.9)$$

όπου η ενεργός απόσβεση τίθεται σε %.

Υπολογισμός ενεργούς ιδιοπεριόδου:

$$T_{ef} = 2 * \pi * \sqrt{\frac{W}{g * K_{ef}}} \quad (6.10)$$

Υπολογισμός φασματικών τιμών:

$$S_a = S_a(T_{ef}, \eta) \quad (6.11)$$

$$S_d = \frac{S_e * T_{ef}^2}{4 * \pi^2} \quad (6.12)$$

Υπολογισμός του κέντρου δυσκαμψίας:

$$X_{κδ} = \frac{\sum K_{ef,i} * X_i}{\sum K_{ef,i}} \quad (6.13)$$

$$Y_{κδ} = \frac{\sum K_{ef,i} * Y_i}{\sum K_{ef,i}} \quad (6.14)$$

Υπολογισμός συντεταγμένων από το κέντρο δυσκαμψίας:

$$x_{κδ} = X - X_{κδ} \quad (6.15)$$

$$y_{κδ} = Y - Y_{κδ} \quad (6.16)$$

Υπολογισμός στρωφικής ακαμψίας:

$$K_{\theta} = \sum (K_{\theta,i} + x_{κδ}^2 * K_{ef,i} + y_{κδ}^2 * K_{ef,i}) \quad (6.17)$$

Υπολογισμός της στρωφής:

$$\theta = \frac{P * \sin \varphi * (X_{κβ} - X_{κδ}) - P * \cos \varphi * (Y_{κβ} - Y_{κδ})}{K_{\theta}} \quad (6.18)$$

Υπολογισμός μετακίνησης τυχαίου σημείου Q

$$u_{x,i} = \frac{P * \cos\varphi}{k_{ef,i}} - y_{kd,i} * \theta \quad (6.19)$$

$$u_{y,i} = \frac{P * \sin\varphi}{k_{ef,i}} - x_{kd,i} * \theta \quad (6.20)$$

Βάσει των σχέσεων αυτών προκύπτει η διαδικασία προδιαστασιολόγησης των εφεδράνων αν συμπεριληφθούν και οι σχέσεις για τη συμπεριφορά των εφεδράνων που αναφέρονται στην αντίστοιχη ενότητα.

6.4. Ανάλυση της διαδικασίας προδιαστασιολόγησης

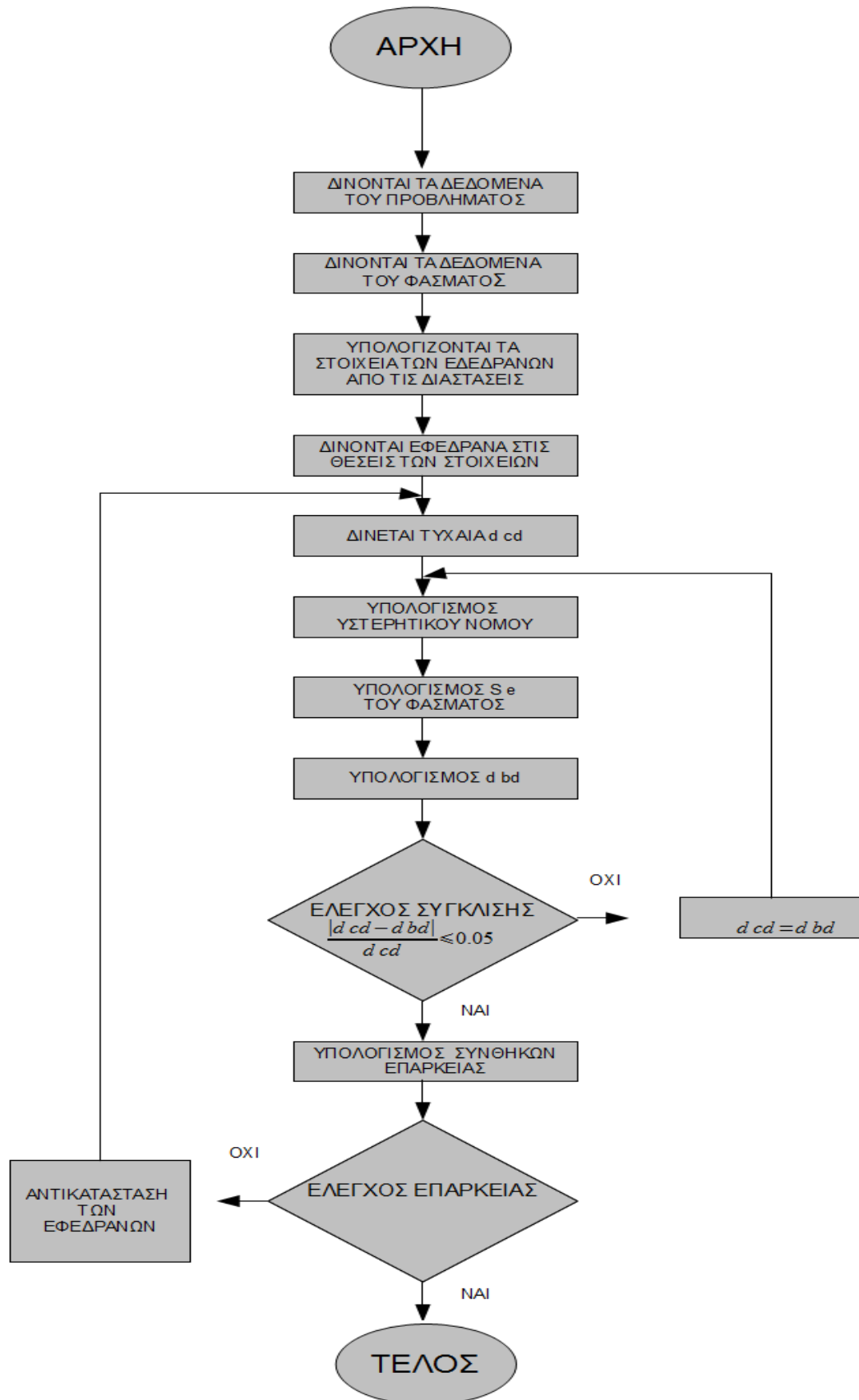
Το πρόγραμμα βασίζεται στη θεώρηση της κατασκευής σαν στερεό σώμα και η συμπεριφορά της θεωρείται σαν αυτή της μονοβάθμιας απόκρισης, δηλαδή είναι εφαρμόσιμοι οι νόμοι που διέπουν την ανάλυση τέτοιων στοιχείων. Στην παρούσα διερεύνηση αναπτύχθηκαν τρία λογισμικά στο MATLAB χρησιμοποιώντας τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης Cuckoo Search:

- Το πρώτο αφορά την προδιαστασιολόγηση των εφεδράνων σε τυχούσα κάτοψη για συγκεκριμένο συντελεστή τριβής και ακτίνα καμπυλότητας.
- Το δεύτερο την προδιαστασιολόγηση σε τυχούσα κάτοψη επιζητώντας τα βέλτιστα εφέδρανα για να ελαχιστοποιηθεί η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο βάρους και το κέντρο δυσκαμψίας, για διαφορετική τριβή και καμπυλότητα.
- Το τρίτο την προδιαστασιολόγηση σε τυχούσα κάτοψη επιζητώντας την βέλτιστη θέση εφεδράνων ελαχιστοποίησης του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας.

Στη συνέχεια, δίνονται τα βήματα της αρχικής ισοδύναμης ανάλυσης:

- Αρχικά δίνονται οι συντεταγμένες των θέσεων, τα κατακόρυφα φορτία στις θέσεις αυτές και τα διαθέσιμα εφέδρανα εισάγοντας τη γεωμετρία και τα στοιχεία τους. Τα εφέδρανα δίνονται σε αύξουσα σειρά, ανάλογα την εξωτερική διάμετρο και τον συντελεστή τριβής, δηλαδή τα μηχανικά τους χαρακτηριστικά.
- Στο λογισμικό δίνονται τα στοιχεία του φάσματος, δηλαδή ο συντελεστής συμπεριφοράς, η κατηγορία σπουδαιότητας, η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, η κατηγορία εδάφους.
- Υπολογίζονται τα στοιχεία των εφεδράνων που εξαρτώνται από τις γεωμετρικές ιδιότητές τους και αποθηκεύονται σε πίνακες. Τα στοιχεία αυτά αναφέρονται στο διγραμμικό νόμο της συμπεριφοράς των εφεδράνων.
- Στη συνέχεια αρχίζει η επαναληπτική διαδικασία η οποία άφορα τους ελέγχους των εφεδράνων. Η διαδικασία που ακολουθεί το πρόγραμμα κάθε φορά, είναι να δίνει στις θέσεις ένα εφέδρανο ξεκινώντας από το πρώτο εφέδρανο και όταν όλες οι θέσεις έχουν εφέδρανο ξεκινάει η επανάληψη.

- Το πρόγραμμα βρίσκει το κέντρο βάρους των φορτίων των εφεδράνων.
- Ξεκινάει η επαναληπτική διαδικασία για τον εντοπισμό της ζητούμενης μετακίνησης της ενίσχυσης στο επίπεδο των εφεδράνων. Αρχικά δίνεται ένας τυχαίος αριθμός για τη μετακίνηση έτσι ώστε να υπολογιστούν τα στοιχεία των εφεδράνων και στη συνέχεια ακολουθεί η επαναληπτική διαδικασία.
- Υπολογίζονται τα στοιχεία του διγραμμικού νόμου των εφεδράνων ξεχωριστά από τα αποτελέσματα του βήματος 3 και του βήματος 6.
- Υπολογίζονται η ιδιοπερίοδος και το κέντρο δυσκαμψίας και οι συντεταγμένες των εφεδράνων για το νέο σύστημα.
- Υπολογισμός των στοιχείων του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος.
- Υπολογισμός της επιτάχυνσης του φάσματος σχεδιασμού.
- Υπολογισμός της εξαρτώμενης από το φάσμα νέας μετακίνησης του ισοδύναμου ταλαντωτή.
- Υπολογισμός των εξαρτώμενων από το φάσμα νέων μετακινήσεων των εφεδράνων.
- Στο σημείο αυτό ελέγχεται το όριο σύγκλισης της νέας μετακίνησης και της τυχαίας. Όταν η σύγκλιση είναι αυτή η οποία ζητείται τότε συνεχίζει τη ροή, ενώ αν δεν είναι αυτή η οποία ζητείται η νέα μετακίνηση αντικαθιστά την τυχαία συνεχίζοντας στο βήμα 6. Όταν επιτευχθεί η ζητούμενη σύγκλιση ο έλεγχος επαρκεί.
- Υπολογισμός επάρκειας εφεδράνων με τους σύγχρονους κανονισμούς σχεδιασμού.
- Συνολικά τα εφέδρανα συμπεριφέρονται ως ομάδα. Όταν γίνουν οι έλεγχοι τότε αν έστω ένα εφέδρανο δεν τους ικανοποιεί δεν θεωρείται αποδεκτή η τρέχουσα διάταξη των εφεδράνων. Πιο συγκεκριμένα, όταν γίνουν οι έλεγχοι τα αποτελέσματά τους αποθηκεύονται σε έναν πίνακα, τα στοιχεία του οποίου είναι 1 στη θέση του επαρκούς εφεδράνου και 0 στη θέση του ανεπαρκούς. Εφόσον υπάρχει έστω και ένα 0 στα στοιχεία του πίνακα, η διαδικασία επιστρέφει στο βήμα 4 βάζοντας στη θέση αυτή ένα ανθεκτικότερο εφέδρανο, ενώ τα επαρκή εφέδρανα παραμένουν στις υπόλοιπες θέσεις. Όταν όλα τα εφέδρανα πληρούν τους ελέγχους τότε ολοκληρώνεται η εκτέλεση του λογισμικού.



Σχήμα 6.6: Διάγραμμα ροής διαδικασίας βελτιστοποίησης εφεδράνων.

6.5. Συστήματα εκκρεμούςς τριβής

Όπως αναφέρθηκε και στην ενότητα των εφεδράνων, τα συστήματα τριβής διακρίνονται σε δυο τύπους ανάλογα με το αν οι επιφάνειες ολίσθησης είναι σφαιρικές ή επίπεδες. Στην παρούσα εργασία θα εφαρμοστούν κυρίως ο μηχανισμός μονής και τριπλής σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης καθώς πλεονεκτούν έναντι των επίπεδων, αφού προσφέρουν στο σύστημα την απαιτούμενη δύναμη επαναφοράς. Όσο ολισθαίνει ο ολισθητήρας στη σφαιρική επιφάνεια του εφεδράνου, τόσο το στηριζόμενο πάνω στο εφέδρανο μέλος ανυψώνεται και επομένως λόγω του βάρους αναπτύσσεται μια συνιστώσα επαναφοράς προς τη θέση ισορροπίας. Η δύναμη αυτή που επαναφέρει το σύστημα στη θέση ισορροπίας είναι ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα και αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας (R) του σφαιρικού τμήματος του εφεδράνου. Η λογική λειτουργίας των εφεδράνων με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης φαίνεται αναλυτικά στο Σχήμα 6.7 από όπου προκύπτουν και οι παρακάτω σχέσεις:

Οριζόντια μετατόπιση:

$$D = R * \sin\theta \quad (6.21)$$

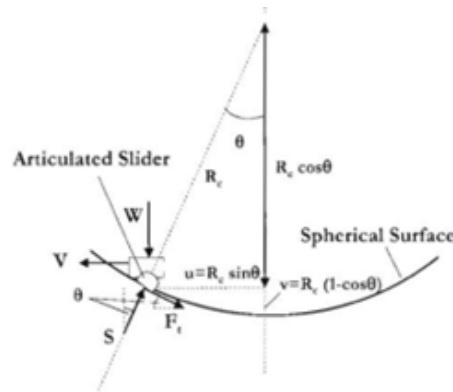
Κατακόρυφη ανύψωση:

$$v = R * (1 - \cos\theta) = R * (1 - \cos(\arcsin(\frac{D}{R}))) \quad (6.22)$$

Επίσης, ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας (R) είναι η ενεργός δυσκαμψία αλλά και ο βαθμός απόσβεσης του μονωτήρα. Η τριβή που αναπτύσσεται από την κίνηση των δυο τμημάτων του εφεδράνου, του αρθρωτού ολισθητήρα και της σφαιρικής επιφάνειας, είναι αυτή που μας δίνει την απόσβεση των μονωτήρων αυτού του τύπου.



Σχήμα 6.7: Τυπική διάταξη ενός FPS συστήματος.



Σχήμα 6.8: Τυπική διάταξη ενός FPS συστήματος και περιγραφή της στατικής ισορροπίας στη μετατοπισμένη θέση.

Σημαντικότατο πλεονέκτημα των FPS είναι ότι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής που μονώνεται με τέτοιου τύπου συστήματα, είναι ανεξάρτητη της μάζας της κατασκευής. Κάτι τέτοιο καθιστά δυνατή τη σεισμική μόνωση ελαφρύτερων στοιχείων, όπως αγάλματα ή ειδικό εργαστηριακό εξοπλισμό με μηχανισμούς σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης. Χαρακτηριστικά συστήματα σεισμικής μόνωσης από σεισμικούς μονωτήρες FPS ίδιας ακτίνας καμπυλότητας (R) δίνουν δυσκαμψία ανάλογη του βάρους που φέρουν και έτσι το κέντρο ακαμψίας της σεισμικής μόνωσης ταυτίζεται με το κέντρο μάζας. Με βάση το παραπάνω, όπως γίνεται άμεσα αντιληπτό η στρεπτική κίνηση της κατασκευής τείνει να εξαλειφτεί.

6.5.1. Υλικά κατασκευής σφαιρικής επιφάνειας

Η επιλογή του υλικού της καμπύλης επιφάνειας τριβής είναι η ιδανική για:

1. Τη φέρουσα ικανότητα.
2. Τον συντελεστή τριβής και κατά συνέπεια την απόσβεση της ενέργειας.
3. Τη σταθερότητα της υστερητικής ενέργειας ως προς την μετατόπιση και τη θερμοκρασία.
4. Την ανθεκτικότητα.
5. Την αντίσταση στη φθορά.

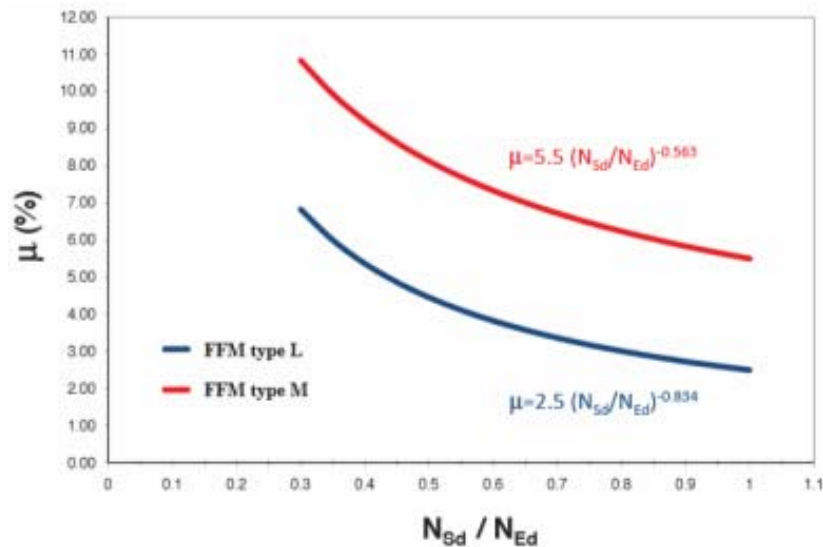
Η επιφάνεια ολίσθησης αποτελείται από ένα υψηλής ποιότητας μοριακού βάρους πολυαιθυλένιο (UHMW-PE). Το υλικό αυτό χαρακτηρίζεται από εξαιρετικές ιδιότητες φέρουσας ικανότητας, αντοχής στη φθορά, σταθερότητας και αντοχής.

6.5.2. Συντελεστής δυναμικής τριβής

Ο συντελεστής δυναμικής τριβής είναι η πιο σημαντική παράμετρος που ο μηχανικός θα πρέπει να γνωρίζει κατά τη προσομοίωση μιας κατασκευής με εφέδρανα σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης. Για κάθε υλικό στην πλάκα ολίσθησης, ο συντελεστής τριβής εξαρτάται τόσο από την ταχύτητα, όσο και από την πίεση. Ωστόσο, η εξάρτηση από την ταχύτητα δεν είναι σημαντική, για το εύρος τιμών των

επιβαλλόμενων ταχυτήτων από μια τυπική σεισμική διέγερση της μονωμένης κατασκευής.

Αντιστρόφως, η εξάρτηση από το κατακόρυφο φορτίο δεν είναι αμελητέα, καθώς όσο αυξάνεται το κατακόρυφο φορτίο, ο συντελεστής δυναμικής τριβής υφίσταται μείωση. Τυπικές τιμές για τον συντελεστής δυναμικής τριβής είναι 2,5%, για χαμηλής τριβής εφέδρανα και 5,5% για μεσαίας τριβής εφέδρανα. Αυτές είναι οι ελάχιστες τιμές του συντελεστή δυναμικής τριβής και αντιστοιχούν στο μέγιστο κατακόρυφο φορτίο σχεδιασμού N_{Ed} του εφεδράνου, δηλαδή το μέγιστο κατακόρυφο φορτίο του συνδυασμού με τη σεισμική δράση ή οποιονδήποτε συνδυασμό φορτίων που περιέχει οριζόντια δράση. Το Σχήμα 6.9 δείχνει πως ο συντελεστής δυναμικής τριβής ποικίλει ανάλογα με το κατακόρυφο φορτίο και συγκεκριμένα με το λόγο N_{sd}/N_{Ed} που ενεργεί στον μονωτήρα. Συνήθως το N_{sd} θεωρείται σταθερό και ίσο με το οιονεί- μόνιμο φορτίο.



Σχήμα 6.9: Συντελεστής δυναμικής τριβής ως προς τον λόγο των φορτίων και οι σχέσεις που ακολουθούν (EN1337-7).

6.6. Κανονιστικές διατάξεις

Κατά τον σχεδιασμό μιας κατασκευής με ή χωρίς σεισμικούς μονωτήρες πέρα από τη διασφάλιση της αντοχής της διάταξης πρέπει να διασφαλίζεται και η λειτουργία της. Για αυτόν τον λόγο, πρέπει να πληρούνται κάποιοι περιορισμοί όπως ορίζει το σχετικό πρότυπο για τα χρησιμοποιούμενα εφέδρανα, αλλά και ο αντισεισμικός κανονισμός EC8. Στην παρούσα εργασία γίνεται χρήση του EC8 για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και του EN1337-7 για τα εφέδρανα σφαιρικής τριβής. Οι παραπάνω κανονισμοί θεωρούν ότι τα δομικά στοιχεία της ανωδομής, θα πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αναλαμβάνουν οριζόντιο φορτίο ίσο με τη δυναμική απόκριση των μονωτήρων. Θα πρέπει ακόμα τα μέλη να είναι επαρκή έναντι της μετατόπισης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η μετατόπιση αυτή είναι, στη γενική περίπτωση, το άθροισμα της μετακίνησης του διαφράγματος συν τη μετατόπιση λόγω στρέψης (όπου υπάρχει). Στις παρακάτω παραγράφους δίνονται αναλυτικά οι

διατάξεις των κανονισμών για τον σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης με εφέδρανα σφαιρικής επιφάνειας τριβής.

Η διαδικασία σχεδιασμού εστιάζεται στην ισοδύναμη στατική μέθοδο, αφού αυτή επαρκεί για τις σεισμικά μονωμένες κατασκευές, που η μετατόπιση συγκεντρώνεται σχεδόν αποκλειστικά στο επίπεδο των εφεδράνων και η ανωδομή θεωρείται ως στερεό σώμα. Έτσι, ο σχεδιασμός λαμβάνει μόνο μια ιδιομορφή και έτσι οι δυνάμεις που ασκούνται στην κατασκευή υπολογίζονται από τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στους μονωτήρες.

Η στατική ανάλυση δίνει το ελάχιστο όριο της μετακίνησης σχεδιασμού, που σε επίπεδο προμελέτης είναι αρκετό, αλλά αποτελεί και ένα μέτρο σύγκρισης για τις μετέπειτα αναλύσεις. Η βασική παραδοχή της στατικής ανάλυσης, είναι ότι μεταξύ των περιόδων 1 έως 3sec είναι σταθερό το φάσμα ταχυτήτων, το οποίο είναι πολύ χρήσιμο καθώς έτσι υπολογίζεται άμεσα η φασματική μετακίνηση:

$$S_d = \frac{S_a}{\omega} = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (6.23)$$

$$S_d = \frac{S_a * T^2}{4 * \pi^2} \quad (6.24)$$

Η ενεργός απόσβεση του συστήματος υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\xi_{eff} = (\text{συνολικό εμβαδό βρόγχου υστέρησης}) / (2 * \pi * K_{max} * D^2)$$

η οποία καταλήγει στη σχέση που έχει υπολογιστεί και στο κεφάλαιο της ανάλυσης:

$$\xi_{eff} = \frac{ED}{2 * \pi * K_{eff} * d^2} = \frac{4 * \mu * d * Nsd}{2 * \pi * Nsd * \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d}\right) * d^2} = \frac{2}{\pi} * \frac{\mu}{\frac{d}{R} + \mu} \quad (6.25)$$

Ο μειωτικός συντελεστής λόγω απόσβεσης ορίζεται κατά τον EC8:

$$n = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi_{eff}}} \quad (6.26)$$

Κατά τη διαδικασία σχεδιασμού με την ισοδύναμη στατική μέθοδο, χρειάζεται να ακολουθηθεί μια επαναληπτική διαδικασία σύγκλισης. Αυτό γιατί η ιδιοπερίοδος και η απόσβεση του συστήματος εξαρτώνται άμεσα από τη μετατόπιση. Παρακάτω ακολουθούν τα βήματα αυτής της επαναληπτικής διαδικασίας:

1. Επιλέγεται μια αρχική μετατόπιση.
2. Υπολογίζονται οι χαρακτηριστικές ποσότητες του διγραμμικού μοντέλου φορτίου-μετατόπισης σύμφωνα με τις σχέσεις που δίνονται αναλυτικά.

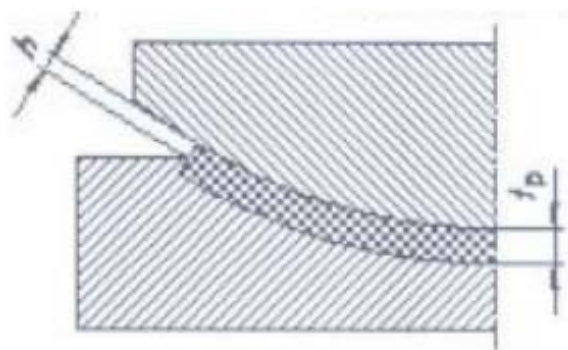
3. Υπολογίζεται η ενεργός απόσβεση.
4. Υπολογίζεται η ενεργός ιδιοπερίοδος.
5. Υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην περίοδο που υπολογίστηκε στο βήμα 4.
6. Υπολογίζεται η φασματική μετατόπιση.
7. Ελέγχεται η σύγκλιση μεταξύ αρχικής εκτίμησης της μετατόπισης και αυτής που υπολογίστηκε στο βήμα 6. Αν η σύγκλιση έχει επιτευχθεί σταματάει η διαδικασία, αλλιώς με την καινούρια μετατόπιση επαναλαμβάνεται η διαδικασία από το βήμα 2.

6.6.1. Απαιτήσεις εφεδράνων σφαιρικής επιφάνειας τριβής

Οι διατάξεις που παρουσιάζονται στη συνέχεια είναι αυτές από το πρότυπο EN1337 και τις παραγράφους που αφορούν τα εφέδρανα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης. Ξεκινώντας από τα χαρακτηριστικά του υλικού της επίστρωσης με PTFE παρατίθεται ο πίνακας με τις μηχανικές και φυσικές ιδιότητές του. Το υλικό της επίστρωσης PTFE προσαρμόζεται μεταξύ των πλακών υποστήριξης όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.10.

Property	Testing Standard	Requirement
mass density	EN ISO 1183 (all Parts)	$\rho_p = 2140$ to 2200 kg/m ³
tensile strength	EN ISO 527-1 and -3	$f_{pk} = 29$ to 40 MPa
elongation at break	EN ISO 527-1 and -3	$\delta_p \geq 300$ %
ball hardness	EN ISO 2039-1	H132/60 = 23 to 33 MPa

Πίνακας 6.1: Μηχανικές και φυσικές ιδιότητες του PTFE (πρότυπο EN1337).



Σχήμα 6.10: Σχηματική απεικόνιση της πλάκας PTFE στο εφέδρανο (πρότυπο EN1337).

Το πάχος « t_p » και η προεξοχή της πλάκας του PTFE « h » πρέπει να ακολουθούν τους παρακάτω κανόνες, όπου L η διάμετρος του κυκλικού εφεδράνου:

$$h = 1,75 + \left(\frac{L}{1200} \right) \quad (6.27)$$

πρέπει:

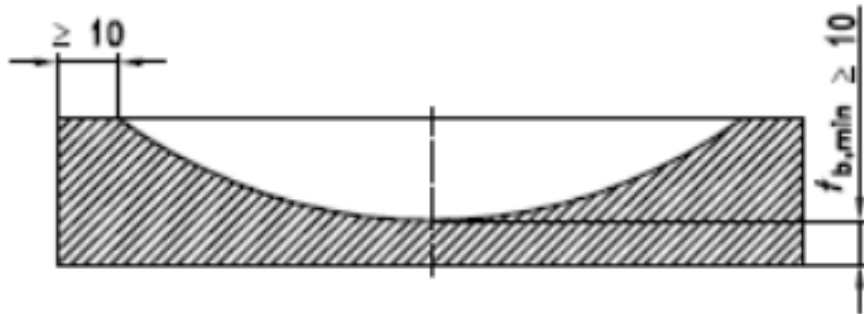
$$h \geq 2,2 \quad (6.28)$$

$$2,2 * h \leq t_p \leq 8,0 \quad (6.29)$$

Η προεξοχή h πρέπει να ελέγχεται από δύο τουλάχιστον σταθερά σημεία μέτρησης, όπου το προστατευτικό για τη διάβρωση της επίστρωσης δε θα ξεπερνά τα 300mm. Η ανοχή για την προεξοχή h :

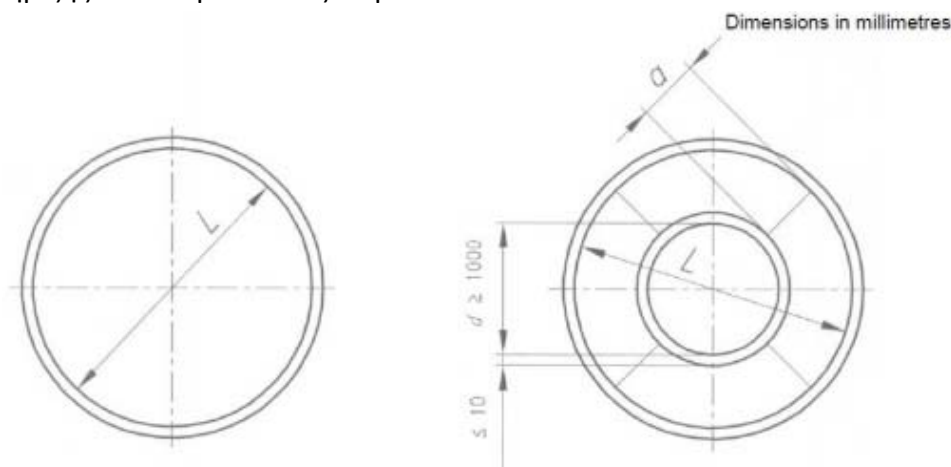
- για $L \leq 1200\text{mm}$ είναι $\pm 0,2\text{mm}$,
- για $L > 1200\text{mm}$ είναι $\pm 0,3\text{mm}$.

Η διαστασιολόγηση της πλάκας υποστήριξης υπόκειται σε περιορισμούς όπως φαίνονται στη συνέχεια. Το καθαρό πάχος της πλάκας γύρω από την κυρτή επιφάνεια ολίσθησης: $t_{b,min} \geq 10\text{mm}$.



Σχήμα 6.11: Περιορισμοί της πλάκας του εφεδράνου (πρότυπο EN1337).

Τα εφέδρανα σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης μπορούν να διαιρεθούν σε έναν δίσκο και μια στεφάνη όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.12. Ο δίσκος θα πρέπει να ξεπερνά τα 1000mm ή 1m σε διάμετρο, ενώ το πλάτος του δακτυλίου δε θα πρέπει να είναι μικρότερο από 50mm. Επίσης, ο δακτύλιος διαχωρισμού της πλάκας υποστήριξης δε θα πρέπει να ξεπερνά τα 10mm.



Σχήμα 6.12: Σχηματική απεικόνιση των υποδιαϊρέσεων της εσοχής σφαιρικού εφεδράνου ολίσθησης (πρότυπο EN1337).

Στη συνέχεια, ορίζεται ο συντελεστής τροποποιημένου σχήματος S , για εφέδρανα με πλευρικούς οδηγούς:

$$S = \frac{A_p}{u * h} * \frac{t_p - h}{h} > 4,0 \quad (6.30)$$

Οι μέγιστοι συντελεστές τριβής μ_{\max} που δίνονται στον Πίνακα 6.2, πρέπει να χρησιμοποιούνται για τον έλεγχο του εφεδράνου και της κατασκευής στην οποία έχουν τοποθετηθεί. Ενδιάμεσες τιμές μπορούν να ληφθούν με γραμμική παρεμβολή είτε από την παρακάτω σχέση:

$$\mu_{\max} = \frac{1,2 * k}{10 + \sigma_p} \quad (6.31)$$

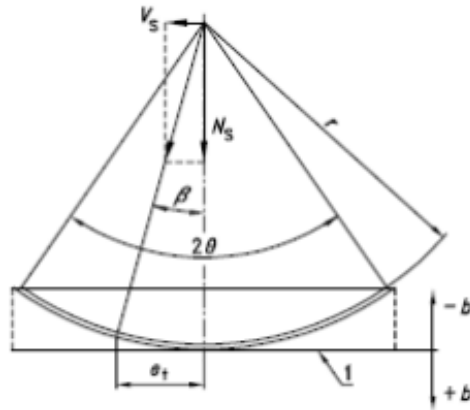
όπου $k=1.0$ και σ_p η πίεση στην πλάκα PTFE.

Contact pressure σ_p (MPa)	≤ 5	10	20	≥ 30
PTFE dimpled / austenitic steel or hard chromium plating	0,08	0,06	0,04	0,03 (0,025) ^a
PTFE dimpled / aluminium alloy anodized	0,12	0,09	0,06	0,045 (0,038) ^a
^a These values apply to the frictional resistance of curved sliding surfaces.				

Πίνακας 6.2: Συντελεστής τριβής μ_{\max} (πρότυπο EN1337).

Η πίεση σ_p είναι πολύ σημαντικό να είναι θλιπτική (>0) γιατί έτσι αποτρέπεται ο διαχωρισμός των επιφανειών ολίσθησης. Ο διαχωρισμός των επιφανειών ολίσθησης, μπορεί να οδηγήσει σε φθορά λόγω μόλυνσης από σκόνες και άλλα σωματίδια που δύναται να εισχωρήσουν μεταξύ των πλακών, αλλά και σε αύξηση της παραμόρφωσης λόγω έλλειψης πρόσφυσης. Αυτή η φθορά θα μπορούσε μακροπρόθεσμα να αλλοιώσει την καταλληλότητα των εφεδράνων και έτσι επιβάλλεται ως οριακή κατάσταση η $\sigma_p \geq 0$. Η οριακή αυτή κατάσταση ικανοποιείται για σφαιρικά εφέδρανα τριβής με συμπεριλαμβανόμενη γωνία $2\theta < 60^\circ$ όταν η ολική εκκεντρότητα υπόκειται στον παρακάτω περιορισμό:

$$e_t \leq \frac{L}{8} \quad (6.32)$$



Σχήμα 6.13: Στοιχεία εφεδράνου σφαιρικής επιφάνειας ολίσθησης (πρότυπο EN1337).

Όπως σε όλα τα υλικά, έτσι και στην επιφάνεια ολίσθησης, η υπερβολική πίεση μπορεί να προκαλέσει προβλήματα, όπως απώλεια της ολίσθησης του εφεδράνου. Ως εκ τούτου η παρακάτω σχέση αποτελεί οριακή κατάσταση για το εφέδρανο:

$$N_{sd} \leq \frac{f_k * A_r}{\gamma_m} \quad (6.33)$$

$$\gamma_m = 1,4 \quad (6.34)$$

N_{sd} η αξονική δύναμη σχεδιασμού, λόγω των δράσεων σχεδιασμού,

f_k η χαρακτηριστική τιμή της θλιπτικής αντοχής,

A_r το απομειωμένο εμβαδόν επαφής της επιφάνειας ολίσθησης.

Material	Action	f_k (MPa)
PTFE for main bearing surfaces	permanent and variable loads	90
PTFE for guides	variable loads	90
	temperature, shrinkage and creep	30
	permanent loads	10
CM1	permanent and variable horizontal loads	200
CM2	permanent and variable horizontal loads	120

Πίνακας 6.3: Χαρακτηριστικές τιμές θλιπτικής αντοχής εφεδράνων ολίσθησης (πρότυπο EN1337).

Στο κέντρο του εφεδράνου δρα η αξονική δύναμη, με εκκεντρότητα που προέρχεται από μηχανικά και γεωμετρικά φαινόμενα. Η απομειωμένη επιφάνεια επαφής δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$A_r = \lambda * A \quad (6.35)$$

όπου A το εμβαδόν της προβαλλόμενης κυρτής επιφάνειας ολίσθησης και λ ένας συντελεστής απομείωσης, ο οποίος υπολογίζεται από ένα μαθηματικό μοντέλο σύμφωνα με τις παρακάτω παραδοχές: μεταδίδονται μόνο οι θλιπτικές τάσεις στην απομειωμένη επιφάνεια του FPS οι οποίες είναι ίσες με τη θλιπτική αντοχή σχεδιασμού των PTFE φύλλων. Επίσης, μια παραδοχή ακόμα είναι και ότι η τάση ασκείται κάθετα στην επιφάνεια επαφής του PTFE φύλλου που εφαρμόζεται σε δυο θεωρητικά δύσκαμπτες χαλύβδινες πλάκες. Οι χαλύβδινες πλάκες θεωρούνται δύσκαμπτες καθώς έχουν μέτρο ελαστικότητας 5000 φορές μεγαλύτερο από αυτό των φύλλων PTFE.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή απομείωσης λ πρέπει να υπολογιστεί η συνολική εκκεντρότητα της φόρτισης, για να χρησιμοποιηθούν οι πίνακες που δίνονται στο EN1337-7. Συγκεκριμένα για εφέδρανα με σφαιρική επιφάνεια ολίσθησης δίνεται ο Πίνακας 6.4 ως συνάρτηση του λόγου e/L και της γωνίας θ . Για σφαιρικές επιφάνειες ολίσθησης, η εκκεντρότητα e_1 που προέρχεται από τη δύναμη της τριβής υπολογίζεται ως εξής:

$$e_1 = \mu_{max} * r \quad (6.36)$$

Η εκκεντρότητα e_3 του κατακόρυφου φορτίου που προέρχεται από τη στροφή του εφεδράνου με διπλή επιφάνεια ολίσθησης κατά την κίνηση του, υπολογίζεται παρακάτω. Η εκκεντρότητα e_3 λειτουργεί προς την αντίθετη κατεύθυνση από την e_1 και έτσι η συνολική εκκεντρότητα e_t μειώνεται:

$$e_3 = a * (r + b) \quad (6.37)$$

όπου a είναι η γωνία για τη συνολική μετατόπιση, r η ακτίνα καμπυλότητας και b η απόσταση μεταξύ της υπό εξέταση επιφάνειας και της επιφάνειας ολίσθησης.

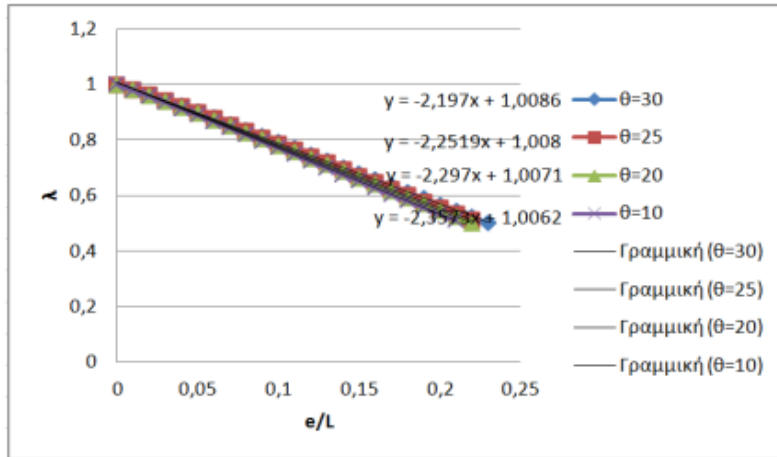
Για την ευκολότερη χρήση του πίνακα και με σκοπό τον προγραμματισμό της εύρεσης της εκκεντρότητας βρέθηκαν οι παρακάτω σχέσεις υπολογισμού του λ . Οι σχέσεις προέκυψαν από την τοποθέτηση των τιμών σε διάγραμμα και την εύρεση της γραμμής που ακολουθεί τα δεδομένα (Σχήμα 6.14). Για μεγαλύτερη ακρίβεια βρέθηκαν 4 σχέσεις, μια για κάθε τιμή της θ . Έτσι αν υπάρχει ανάγκη για μια ενδιάμεση τιμή θ , θα χρησιμοποιείται η μέση τιμή των σχέσεων με την αντίστοιχη τιμή e/L :

- Για $\theta=10^\circ \rightarrow \lambda = -2,3573 * (e/L) + 1.0062 \quad (6.38)$

- Για $\theta=20^\circ \rightarrow \lambda = -2,2972 * (e/L) + 1.0071 \quad (6.39)$

- Για $\theta=25^\circ \rightarrow \lambda = -2,2519 * (e/L) + 1.008 \quad (6.40)$

- Για $\theta=30^\circ \rightarrow \lambda = -2,1972 * (e/L) + 1.0086 \quad (6.41)$



Σχήμα 6.14: Εύρεση συναρτήσεων υπολογισμού συντελεστή απομείωσης λ.

Τέλος, βασικός έλεγχος που πρέπει να επαληθεύεται σε κάθε εφέδρανο είναι αυτός της επαναφοράς στο κέντρο του εφεδράνου.

$$D/(R * \mu) > 1 \quad (6.42)$$

$e/L \backslash \theta$	30°	25°	20°	10°
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000
0,01	0,982	0,981	0,980	0,979
0,02	0,962	0,961	0,960	0,958
0,03	0,942	0,940	0,938	0,936
0,04	0,922	0,919	0,916	0,913
0,05	0,901	0,898	0,894	0,890
0,06	0,880	0,876	0,872	0,867
0,07	0,858	0,853	0,849	0,844
0,08	0,836	0,831	0,826	0,820
0,09	0,814	0,808	0,803	0,796
0,10	0,792	0,786	0,780	0,773
0,11	0,770	0,763	0,757	0,749
0,12	0,747	0,740	0,733	0,724
0,13	0,725	0,717	0,710	0,700
0,14	0,702	0,693	0,686	0,676
0,15	0,680	0,670	0,663	0,653
0,16	0,657	0,647	0,639	0,628
0,17	0,635	0,624	0,616	0,604
0,18	0,612	0,601	0,592	0,581
0,19	0,590	0,578	0,569	0,557
0,20	0,567	0,556	0,546	0,533
0,21	0,545	0,533	0,523	0,510
0,22	0,523	0,511	0,500	
0,23	0,501			
0,24				
0,25				

NOTE Intermediate values may be obtained by linear interpolation.

Πίνακας 6.4: Συντελεστής λ για σφαιρικά εφέδρανα τριβής (πρότυπο EN1337).

Κεφάλαιο 7^ο

7. Βέλτιστος σχεδιασμός κατασκευών

7.1. Εισαγωγή

Ένα σημαντικό τμήμα της επιστήμης του μηχανικού και ένα από τα βασικά αντικείμενα απασχόλησής του ήταν πάντα η βελτιστοποίηση των κατασκευών. Στη σύγχρονη εποχή στην οποία πραγματοποιείται ραγδαία ανάπτυξη στον τομέα των ηλεκτρονικών υπολογιστών και της επιστήμης των υπολογιστών δίνεται η δυνατότητα για περαιτέρω εξέλιξη της βελτιστοποίησης του σχεδιασμού των κατασκευών. Αυτό σημαίνει ότι ο σχεδιασμός ενός δομικού συστήματος που ικανοποιεί τις κατασκευαστικές απαιτήσεις της ασφάλειας και της λειτουργικότητας δεν αποτελεί ιδανική λύση.

Είναι απαραίτητο να ικανοποιούνται και άλλες προδιαγραφές του σχεδιασμού της κατασκευής όπως για παράδειγμα η ελαχιστοποίηση του κόστους και του βάρους της. Είναι φανερό επομένως ότι ο σχεδιασμός στον οποίο ικανοποιούνται οι κατασκευαστικές προδιαγραφές και οι λειτουργικές απαιτήσεις, ενώ ταυτόχρονα ελαχιστοποιούνται συγκεκριμένα κριτήρια, όπως το κόστος, το βάρος και οι απαιτήσεις σε υλικό, ονομάζεται βέλτιστος. Έτσι προκύπτει ότι βελτιστοποίηση των κατασκευών ορίζεται η λογική διαδικασία διερεύνησης κάποιου σχεδιασμού ο οποίος να είναι ο καλύτερος από τους υπόλοιπους μέσα σε ένα πλαίσιο αντικειμενικών, γεωμετρικών και χαρακτηριστικών περιορισμών.

Σκοπός του μηχανικού είναι να εξευρεθεί ένας συνδυασμός ανεξάρτητων μεταβλητών που λαμβάνουν πραγματικές ή ακέραιες τιμές και ονομάζονται παράμετροι ή μεταβλητές σχεδιασμού (design variables), έτσι ώστε να βελτιστοποιηθεί η αντικειμενική συνάρτηση (objective function) του προβλήματος. Στα προβλήματα βελτιστοποίησης, στην επιστημονική περιοχή της υπολογιστικής μηχανικής, συνήθως τίθενται περιορισμοί, όπως είναι το εύρος μέσα στο οποίο κινούνται οι παράμετροι σχεδιασμού, το οποίο καθορίζει τον χώρο αναζήτησης,

άλλα και άλλες συναρτήσεις περιορισμών (constraint functions), όπως εκείνες των τάσεων και των παραμορφώσεων, που καθορίζουν τον χώρο των αποδεκτών λύσεων του προβλήματος.

Για τον υπολογισμό του βέλτιστου σχεδιασμού είναι απαραίτητο να πραγματοποιηθούν δυο βήματα. Το πρώτο βήμα είναι η μαθηματική διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης και το δεύτερο ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης. Η μαθηματική διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης περιλαμβάνει τον ορισμό των παραμέτρων σχεδιασμού, τη σχέση μεταξύ των παραμέτρων, τον καθορισμό της αντικειμενικής συνάρτησης βελτιστοποίησης και τον ορισμό των περιορισμών του προβλήματος. Στη συνέχεια η βελτιστοποίηση ολοκληρώνεται επιλέγοντας τον κατάλληλο αλγόριθμο και τον συνδυασμό του με το δομοστατικό μοντέλο και το μοντέλο βελτιστοποίησης.

7.2. Μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης

7.2.1. Διατύπωση

Η διαδικασία για το βέλτιστο σχεδιασμό των κατασκευών χαρακτηρίζεται από μια ευρεία γκάμα τύπων αντικειμενικών συναρτήσεων και συναρτήσεων περιορισμών. Οι συναρτήσεις αυτές συνήθως είναι μη γραμμικές (non-linear) ως προς τις μεταβλητές σχεδιασμού και μη κυρτές (non-convex) και ασυνεχείς συναρτήσεις, με αποτέλεσμα να εμφανίζουν συχνά τοπικά ελάχιστα. Γενικά το είδος των παραμέτρων σχεδιασμού, της αντικειμενικής συνάρτησης και των συναρτήσεων περιορισμού, μπορεί να διαφέρει σημαντικά για κάθε πρόβλημα. Η γενική μαθηματική διατύπωση αυτών των προβλημάτων μπορεί να γίνει με ένα ενιαίο τρόπο:

$$F(\vec{s}) \rightarrow \min, \quad \vec{s} = (s_1, s_2, \dots, s_n)^T \quad (7.1)$$

$$l_i \leq s_i \leq u_i, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (7.2)$$

$$g_j(\vec{s}) \leq 0 \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (7.3)$$

$$h_t(\vec{s}) \leq 0 \quad t = 1, 2, \dots, z \quad (7.4)$$

όπου: $F(\vec{s})$: αντικειμενική συνάρτησης,

\vec{s} : διάνυσμα των n μεταβλητών σχεδιασμού,

l_i : κάτω όριο μεταβλητής σχεδιασμού,

u_i : άνω όριο μεταβλητής σχεδιασμού,

$g_j(\vec{s})$: συνάρτηση περιορισμών ανισοτήτων,

$ht(\vec{s})$: συνάρτηση περιορισμών ανισοτήτων.

7.2.2. Μεταβλητές σχεδιασμού

Οι παράμετροι εκείνες που υπεισέρχονται στην αντικειμενική συνάρτηση και όταν λαμβάνουν συγκεκριμένη τιμή καθορίζουν πλήρως έναν σχεδιασμό, αποτελούν τις μεταβλητές σχεδιασμού. Αυτές ορίζουν πλήρως το πρόβλημα και είναι απαραίτητο να επιλέγονται οι καταλληλότερες. Η επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού ορίζει και τα τμήματα της κατασκευής που θα γίνουν παρεμβάσεις βελτίωσης, τον τρόπο που θα πραγματοποιηθούν οι μετατροπές στα τμήματα αυτά και τη διαδικασία της βελτιστοποίησης. Οι παράμετροι αυτές ενδέχεται να είναι είτε συνεχείς είτε διακριτές, ανάλογα με τη φύση του προβλήματος. Στην πρώτη περίπτωση επιτρέπεται να έχουν μόνο συγκεκριμένες τιμές ενώ στη δεύτερη διαφοροποιείται η διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης και συμπεριλαμβάνει επιπλέον περιορισμό:

$$si \in R^d, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (7.6)$$

όπου $R^d i$ το διακριτό πεδίο τιμών της μεταβλητής si .

Οι μεταβλητές σχεδιασμού διακρίνονται σε κυρίες (primary) και δευτερεύουσες (secondary) ανάλογα με τη σπουδαιότητά τους. Οι δευτερεύουσες συνήθως συνδέονται με τις κύριες μέσω γραμμικών σχέσεων (design variable linking). Σημαντικό θέμα είναι η ανεξαρτησία των μεταβλητών σχεδιασμού μεταξύ τους και θα πρέπει η επιλογή τους να γίνεται με τέτοιο τρόπο ώστε καθεμιά να μην εξαρτάται από καμία από τις υπόλοιπες. Σε αντίθετη περίπτωση η εξαρτημένη παύει να είναι μεταβλητή και μετατρέπεται σε παράμετρο που λαμβάνει τιμές σύμφωνα με την εξάρτηση από την μεταβλητή σχεδιασμού. Επίσης, σημαντικό είναι το χαρακτηριστικό των παραμέτρων σχεδιασμού ότι πρέπει να συνδέονται όλες με την αντικειμενική συνάρτηση. Η αντικειμενική συνάρτηση πρέπει να εξαρτάται από όλες τις ανεξάρτητες μεταβλητές, ενώ για τις εξαρτημένες μεταβλητές πρέπει να υπάρχουν σχέσεις που να τις συνδέουν όλες με αυτήν.

7.2.3. Συναρτήσεις περιορισμού

Απαραίτητη προϋπόθεση για τον ορισμό ενός προβλήματος είναι ο προσδιορισμός κάποιων περιορισμών οι οποίοι δημιουργούνται από τη φύση του προβλήματος ώστε οι παράμετροί του να λαμβάνουν συγκεκριμένες τιμές. Ένα απλό αυθαίρετο παράδειγμα περιορισμού είναι ότι η διατομή ενός τοιχίου δεν πρέπει να έχει αρνητικό εμβαδόν ή ότι το μήκος αγκύρωσης μιας ράβδου χάλυβα είναι μεγαλύτερο από μια συγκεκριμένη τιμή. Κάθε απαίτηση εισάγεται στο μαθηματικό μοντέλο βελτιστοποίησης ως ανισότητες και ισότητες, οι οποίες

ονομάζονται περιορισμοί. Οι περιορισμοί αυτοί αφορούν συνήθως την ικανοποίηση ισοτήτων και ανισοτήτων τάσεων και παραμορφώσεων. Όταν όλοι οι περιορισμοί ανεξαίρετως πληρούνται, η λύση ονομάζεται εφικτή (feasible), ενώ όταν παραβιασθεί ένας ή όλοι τότε ονομάζεται ανέφικτη (infeasible). Μία εφικτή λύση δεν είναι οριστικά βέλτιστη, πάντα είναι όμως υλοποιήσιμη.

Οι περιορισμοί έχουν σημαντική θέση στο μοντέλο βελτιστοποίησης, καθώς εισάγουν στο μοντέλο απαιτήσεις ασφάλειας και λειτουργικότητας, συχνά και κατασκευαστικές απαιτήσεις οι οποίες περιορίζουν τελικά τον χώρο των αποδεκτών λύσεων. Είναι εύκολα αντιληπτό ότι είναι αδύνατον όλοι οι περιορισμοί κάθε προβλήματος να είναι απλοί, κατά συνέπεια κρίνεται απαραίτητος ο σχηματισμός και η χρήση συναρτήσεων περιορισμού που περιγράφουν πολυπλοκότερες απαιτήσεις. Συνηθέστερα για κάθε συγκεκριμένο πρόβλημα γίνεται επίλυση και ελέγχονται οι περιορισμοί από τα αποτελέσματα.

Ένα πρόβλημα μπορεί να έχει σημαντικό αριθμό συναρτήσεων περιορισμού, από τις οποίες υπάρχουν κάποιες αυτονόητες, όπως για παράδειγμα η διάμετρος οπλισμού να είναι θετική. Αυτές πρέπει να εισάγονται στο μοντέλο για να περιορίζεται το εύρος των πιθανών λύσεων του προβλήματος.

7.2.4. Αντικειμενική συνάρτηση

Σε κάθε πρόβλημα βελτιστοποίησης υπάρχει μεγάλο πλήθος εφικτών σχεδιασμών εκ των οποίων κάποιοι είναι καλύτεροι κάποιων άλλων και ένας από αυτούς αποτελεί τη βέλτιστη λύση του προβλήματος. Για να γίνει η διάκριση μεταξύ του καλού και του ακόμη καλύτερου σχεδιασμού είναι αναγκαία η ύπαρξη ενός κριτηρίου για τη σύγκριση και την αξιολόγηση των σχεδιασμών. Το ρόλο αυτό επιτελεί η αντικειμενική συνάρτηση που λαμβάνει συγκεκριμένη τιμή για κάθε σχεδιασμό και εξαρτάται από τις μεταβλητές σχεδιασμού. Όταν η αντικειμενική συνάρτηση $f(s)$ αφορά την μεγιστοποίηση μιας τιμής μπορεί εύκολα να μετατραπεί σε αντικειμενική συνάρτηση ελαχιστοποίησης $-f(s)$ για να προσαρμοστεί στα δεδομένα του προβλήματος. Παραδείγματα από αντικειμενικές συναρτήσεις σε προβλήματα βελτιστοποίησης είναι η ελαχιστοποίηση του κόστους, η μεγιστοποίηση του κέρδους και η ελαχιστοποίηση του υλικού.

Στα προβλήματα ελαχιστοποίησης ή μεγιστοποίησης μπορεί να υπάρχει περίπτωση ταυτόχρονης βελτιστοποίησης δυο ή περισσότερων αντικειμενικών συναρτήσεων, όπως για παράδειγμα η ελαχιστοποίηση του βάρους με ταυτόχρονη ελαχιστοποίηση της μετατόπισης σε ορισμένα σημεία της κατασκευής. Τα προβλήματα τέτοιου τύπου ονομάζονται προβλήματα με πολλαπλές αντικειμενικές συναρτήσεις (Pareto optimum design). Στην περίπτωση αυτή των πολυκριτηριακών προβλημάτων βελτιστοποίησης είναι ανέφικτο να προσδιοριστεί μια βέλτιστη λύση γιατί δεν υπάρχει κριτήριο που να βελτιστοποιεί ταυτόχρονα τις n αντικειμενικές συναρτήσεις. Συνεπώς, στόχος είναι ο προσδιορισμός ενός πεδίου βέλτιστων λύσεων. Επίσης, ένα σημαντικό θέμα του βέλτιστου σχεδιασμού είναι η εύρεση του

καθολικού βέλτιστου του προβλήματος για την υλοποίηση του στόχου της βελτιστοποίησης.

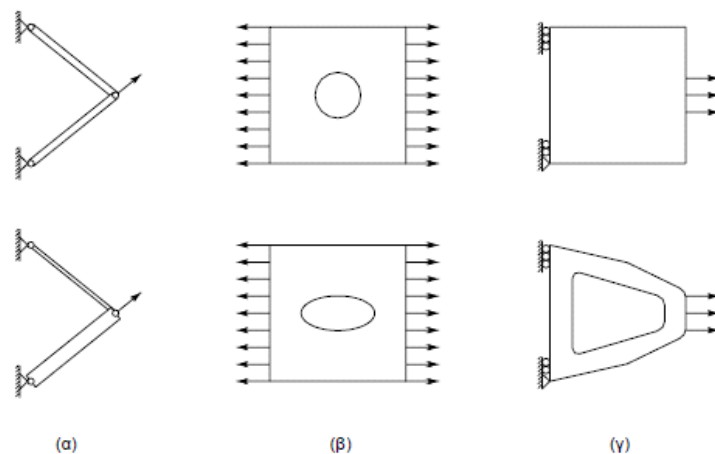
7.3. Κατηγορίες βελτιστοποίησης κατασκευών

7.3.1. Γενικά

Η βελτιστοποίηση των κατασκευών αναφέρεται σε τρεις κατηγορίες προβλημάτων (Σχήμα 7.1):

- Βελτιστοποίηση μεγεθών των διατομών (sizing optimization).
- Βελτιστοποίηση τοπολογίας (topology optimization).
- Βελτιστοποίηση σχήματος (shape optimization).

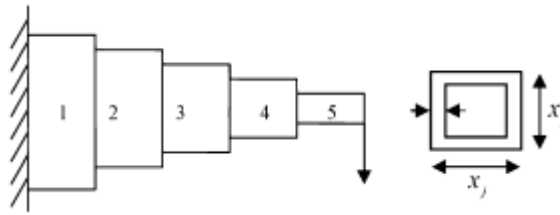
Οι κατηγοριοποίηση αυτή είναι απαραίτητη για τον προσδιορισμό της βέλτιστης λύσης. Ενώ αρχικά η βελτιστοποίηση του σχεδιασμού των κατασκευών πραγματεύτηκε τον βέλτιστο σχεδιασμό διατομών, στις μέρες μας επικρατεί να προηγείται ο βέλτιστος σχεδιασμός της τοπολογίας, ώστε να βρεθεί η κατάλληλη μορφή της κατασκευής και ακολουθεί ο βέλτιστος σχεδιασμός διατομών ή σχήματος.



Σχήμα 7.1: Είδη βελτιστοποίησης.

7.3.2. Βελτιστοποίηση μεγεθών των διατομών

Το πρόβλημα της βελτιστοποίησης των διατομών είναι το αρχικό ζήτημα που αποτέλεσε αντικείμενο ερευνάς πολλών ερευνητών. Ως βασικοί παράμετροι σχεδιασμού χρησιμοποιήθηκαν οι διαστάσεις διατομών δικτυωτών κατασκευών ή πλαισίων ή τα πάχη πλακών και κελυφών. Στα περισσότερα προβλήματα η συνηθέστερη αντικειμενική συνάρτηση που χρησιμοποιείται είναι η ελαχιστοποίηση του βάρους της κατασκευής υπό ορισμένους περιορισμούς στις τάσεις ή στις παραμορφώσεις.



Σχήμα 7.2: Βελτιστοποίηση διατομών.

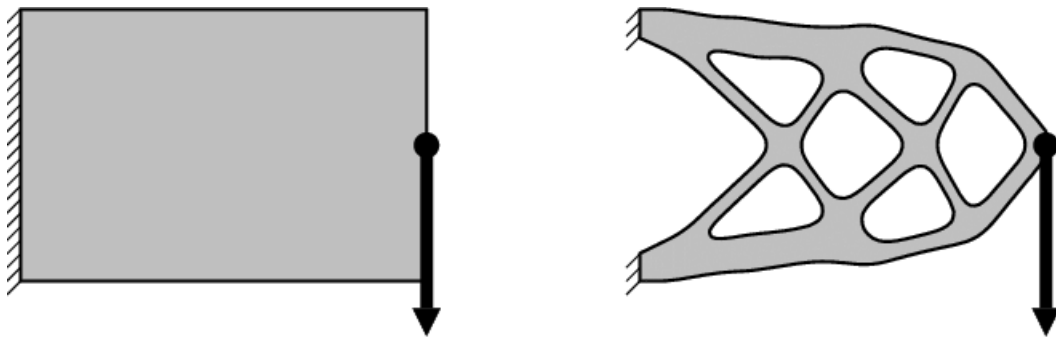
Η διαδικασία βελτιστοποίησης διατομών ακολουθεί τα παρακάτω βήματα.

- Ορίζεται το δομοστατικό μοντέλο, η γεωμετρία και τα φορτία σχεδιασμού της κατασκευής.
- Ορίζεται το μοντέλο βελτιστοποίησης, δηλαδή γίνεται επιλογή των παραμέτρων σχεδιασμού, συνάρτησης περιορισμού και αντικειμενικής συνάρτησης.
- Έλεγχος των περιορισμών όταν γίνει ο υπολογισμός των τάσεων και των παραμορφώσεων με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.
- Σε περίπτωση που χρησιμοποιείται μαθηματική μεθοδολογία βελτιστοποίησης (π.χ., SQP) πραγματοποιείται ανάλυση ευαισθησίας των περιορισμών και της αντικειμενικής συνάρτησης για μικρές αλλαγές των παραμέτρων σχεδιασμού.
- Επανάληψη της διαδικασίας από το βήμα 3 έως ότου να επιτευχθούν τα κριτήρια τερματισμού που σημαίνει ότι εντοπίστηκε το βέλτιστο.

7.3.3. Βελτιστοποίηση σχήματος κατασκευών

Η βελτιστοποίηση του σχήματος των κατασκευών είναι ένα πεδίο έρευνας που έχει αναπτυχθεί τα τελευταία χρόνια. Σε αυτό συντέλεσε η πρόοδος στον τομέα των υπολογιστών και οι δυνατότητες που παρέχουν στην ανάπτυξη των τεχνολογιών. Το πρόβλημα της βελτιστοποίησης σχήματος των κατασκευών υλοποιείται μεταβάλλοντας το εσωτερικό και το εξωτερικό περίβλημα της κατασκευής με στόχο την καλύτερη κατανομή των τάσεων σε αυτήν. Έτσι επιτυγχάνεται η βελτίωση του σχήματος της κατασκευής και επομένως γίνεται πιο οικονομική και λειτουργική.

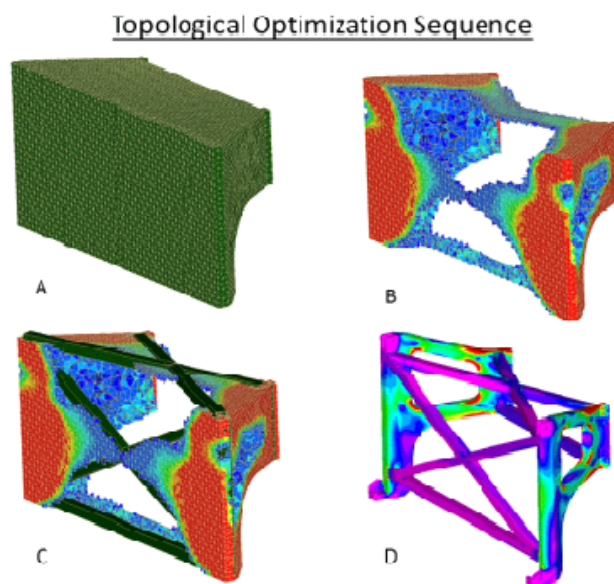
Στη διαδικασία της βελτιστοποίησης του σχήματος των κατασκευών μεταβάλλεται συνεχώς η γεωμετρία και το μοντέλο ανάλυσης, σε αντίθεση με το πρόβλημα της βελτιστοποίησης διατομών και ιδιοτήτων υλικών όπου οι υποψήφιες διατομές επιλέγονται από μια βάση δεδομένων. Παρ' όλη αυτή την πολυπλοκότητα της είναι πολύ αποτελεσματική ειδικά σε προβλήματα συνεχών κατασκευών.



Σχήμα 7.3: Βελτιστοποίηση σχήματος.

Η διαδικασία βελτιστοποίησης σχήματος κατασκευών ακολουθεί τα παρακάτω βήματα.

- Προσδιορισμός του σχήματος της κατασκευής.
- Ορισμός του μοντέλου βελτιστοποίησης με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.
- Ανάλυση της απόκρισης της κατασκευής.
- Βελτιστοποίηση του μοντέλου μέχρι την ικανοποίηση των κριτηρίων τερματισμού επαναλαμβάνοντας τη διαδικασία από το βήμα 2 έως τον τερματισμό.



Σχήμα 7.4: Βελτιστοποίηση τοπολογίας.

7.3.4. Βελτιστοποίηση τοπολογίας

Στόχος της βελτιστοποίησης τοπολογίας είναι ο σχεδιασμός των κατασκευών με την όσο το δυνατόν καλύτερη τοπολογία ή δομή ώστε να είναι αποτελεσματικότερη στην ανάλυση φορτίων και να είναι οικονομικότερος ο σχεδιασμός. Στον όρο δομή της κατασκευής συμπεριλαμβάνεται κάθε είδους

πληροφορία που αφορά την τοπολογία, τη γεωμετρία και το μέγεθός της. Συνήθως η τοπολογία ενός φορέα είναι προκαθορισμένη από τις απαιτήσεις του προβλήματος σε συνδυασμό με τους αρχικούς περιορισμούς του αρχικού σχεδιασμού. Αποτέλεσμα της βελτιστοποίησης της τοπολογίας είναι η μεγιστοποίηση των αντοχών της κατασκευής με όσο το δυνατόν ελάχιστο υλικό.

Η διαδικασία βελτιστοποίησης της τοπολογίας ακολουθεί τα παρακάτω βήματα:

- Ορισμός χώρου σχεδιασμού ή αναφοράς .
- Ορισμός του τύπου του υλικού, των συνθηκών στήριξης και των φορτίσεων της κατασκευής.
- Ανάλυση του φορέα.
- Επαναληπτική διαδικασία προσδιορισμού βέλτιστης κατανομής υλικού στην κατασκευή.
- Όταν τελειώσει η επαναληπτική διαδικασία ακολουθεί βελτιστοποίηση σχήματος συμπληρωματικά ώστε να βρεθεί η βέλτιστη δομή της κατασκευής.

7.4. Μέθοδοι βέλτιστου σχεδιασμού

Γενικά, υπάρχουν δυο κατηγορίες αλγορίθμων βελτιστοποίησης.

- Οι μαθηματικές ή αιτιοκρατικές μέθοδοι.
- Οι εξελικτικές ή δαρβίνειες μέθοδοι.

7.4.1. Μαθηματικές ή Αιτιοκρατικές μέθοδοι

Οι μαθηματικές μέθοδοι ήταν οι πρώτες που εφαρμόστηκαν σε προβλήματα βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών. Προέρχονται από τις επιστημονικές περιοχές της επιχειρησιακής έρευνας και των μαθηματικών και της οικονομίας. Το τμήμα της επιστήμης των μαθηματικών που ασχολείται με τη βελτιστοποίηση της απόδοσης ενός συστήματος που υπόκειται σε περιορισμούς ονομάζεται Μαθηματικός Προγραμματισμός. Βασική προϋπόθεση για την αντιμετώπιση προβλημάτων με μεθόδους Μαθηματικού Προγραμματισμού είναι η μετατροπή τους σε αυστηρά μαθηματική μορφή. Είναι σημαντικό ότι η διαδικασία αυτή δεν πρέπει να ταυτίζεται με την ανάπτυξη προγραμμάτων λογισμικού, αντίθετα σχετίζεται με την ανάπτυξη αλγορίθμων για την επίλυση των προβλημάτων. Οι τεχνικές βελτιστοποίησης του μαθηματικού προγραμματισμού ταξινομούνται στις παρακάτω κατηγορίες.

1. Γραμμικός Προγραμματισμός (Linear Programming – LP)

Οι μέθοδοι γραμμικού προγραμματισμού αντιμετωπίζουν προβλήματα στα οποία τόσο η αντικειμενική συνάρτηση όσο και οι συναρτήσεις περιορισμών είναι

γραμμικές συναρτήσεις των μεταβλητών σχεδιασμού. Σε αυτήν την περίπτωση η βέλτιστη λύση βρίσκεται επί του συνόρου μίας ή περισσότερων συναρτήσεων περιορισμού. Σε προβλήματα αυτού του είδους (κυρτά) ένα τοπικό ελάχιστο είναι οπωσδήποτε και καθολικό ελάχιστο του προβλήματος.

2. Μη Γραμμικός Προγραμματισμός (Non Linear Programming – NLP)

Είναι οι πιο διαδεδομένες τεχνικές μαθηματικού προγραμματισμού, ιδιαίτερα σε προβλήματα βελτιστοποίησης κατασκευών. Τα προβλήματα αυτά έχουν αντικειμενική συνάρτηση και συναρτήσεις περιορισμού οι οποίες είναι μη γραμμικές συναρτήσεις των μεταβλητών σχεδιασμού. Η διατύπωσή τους είναι ουσιαστικά όπως των γραμμικών προβλημάτων, αλλά διαφέρουν στα μαθηματικά που χρησιμοποιούνται στην επίλυσή τους. Σκοπός είναι η απαρίθμηση των δυνατών λύσεων και η επιλογή της βέλτιστης. Στην περίπτωση των μη κυρτών προβλημάτων η εύρεση ενός τοπικού ελαχίστου δεν πιστοποιεί την εύρεση ενός καθολικού ελαχίστου.

3. Ακέραιος Προγραμματισμός (Integer Programming – IP)

Οι μέθοδοι αυτές αντιμετωπίζουν τα προβλήματα στα οποία οι παράμετροι σχεδιασμού δεν είναι συνεχείς, αλλά παίρνουν διακριτές τιμές από κάποιο συγκεκριμένο σύνολο τιμών. Οι τιμές αυτές είναι συνήθως ακέραιες, για αυτό και ονομάζεται Ακέραιος Προγραμματισμός, αλλά υπάρχουν περιπτώσεις στις οποίες οι παράμετροι σχεδιασμού είναι διακριτές και άλλες συνεχείς.

4. Γεωμετρικός προγραμματισμός (Geometric Programming – GP)

Αναφέρεται σε μία ειδική κατηγορία προβλημάτων όπου οι συναρτήσεις περιορισμών αλλά και η αντικειμενική συνάρτηση είναι πολυωνυμικής μορφής συναρτήσεις των παραμέτρων σχεδιασμού. Σε προβλήματα αυτού του είδους πρέπει να ισχύει πάντα η αυστηρή προϋπόθεση ότι οι παράμετροι σχεδιασμού λαμβάνουν πάντα θετικές τιμές.

5. Δυναμικός προγραμματισμός (Dynamic Programming – DP)

Ο δυναμικός προγραμματισμός δεν αποτελεί μια ξεχωριστή τεχνική μαθηματικής βελτιστοποίησης αλλά μάλλον μια τεχνική διαμερισμού μεγάλων προβλημάτων βελτιστοποίησης. Κύριος στόχος αυτών των μεθόδων είναι να διασπάσει ένα σχετικά μεγάλο πρόβλημα σε μικρότερα τα οποία να αντιμετωπισθούν ως ξεχωριστά προβλήματα βελτιστοποίησης. Τα υποπροβλήματα περιέχουν μέρη από το καθολικό πρόβλημα ενώ η επίλυσή τους πραγματοποιείται από τις προαναφερθείσες μεθοδολογίες.

7.4.2. Εξελικτικές ή Δαρβίνειες μέθοδοι

Οι Δαρβίνειες ή εξελικτικές μέθοδοι βελτιστοποίησης οφείλουν την ονομασία τους στο γεγονός ότι μιμούνται τη φύση στη διαδικασία της εξέλιξης των ειδών όπως την ερμήνευσε ο Δαρβίνος. Οι μέθοδοι αυτές βελτιστοποίησης σε αντίθεση με το μαθηματικό προγραμματισμό χρησιμοποιούν έναν πληθυσμό πιθανών λύσεων του προβλήματος. Οι λύσεις αυτές είναι ανεξάρτητες η μια από την άλλη. Αρχικά ο πληθυσμός των πιθανών λύσεων επιλέγεται τυχαία και στη συνέχεια ακολουθούν οι κατάλληλοι γενετικοί μηχανισμοί όπως η επιλογή (selection), ο ανασυνδυασμός (recombination) και η μετάλλαξη (mutation), ώστε ο πληθυσμός να εξελιχθεί και σύμφωνα με την αρχή της επικράτησης του ισχυρότερου (survival of the fittest) να επιτευχθεί η βέλτιστη λύση.

Συγκριτικά, οι Δαρβίνειες μέθοδοι έχουν το πλεονέκτημα της τυχηματικότητας της διερεύνησης του χώρου αναζήτησης έχοντας περισσότερες πιθανότητες για την εύρεση του απόλυτα βέλτιστου σχεδιασμού σε σχέση με τις μαθηματικές μεθόδους οι οποίες χρησιμοποιούν καθορισμένες σχέσεις. Το βασικό μειονέκτημά τους είναι η απαίτηση για μεγάλο πλήθος επαναλήψεων έως την επίτευξη του βέλτιστου σχεδιασμού. Οι πιο σημαντικές μέθοδοι από αυτές αναφέρονται παρακάτω.

1. Η μέθοδος των Γενετικών αλγορίθμων (Genetic Algorithms – GA)

Αναπτύχθηκε από τον J. Holland και τους συνεργάτες τους στο πανεπιστήμιο Michigan. Είναι από τις κυριότερες εξελικτικές μεθόδους, λόγω της απλής δομής και της ευχρηστίας της έχει βρει εφαρμογή στη βελτιστοποίηση των κατασκευών. Οι γενετικοί αλγόριθμοι βασίζονται στην τυχαία ανασυγκρότηση ενός πληθυσμού μέσω μιας συνάρτησης ποιότητας (quality function), που σε προβλήματα βελτιστοποίησης ισούται με το άθροισμα της αντικειμενικής συνάρτησης και των παραβιάσεων των συναρτήσεων περιορισμού. Τα μέλη του πληθυσμού των γενετικών αλγορίθμων κωδικοποιούνται σε δυαδική (binary) μορφή, ώστε να προσομοιάζουν καλύτερα τα βιολογικά χρωμοσώματα (strings). Με τη χρήση των γενετικών τελεστών του συνδυασμού και της μετάλλαξης, οι γενετικοί αλγόριθμοι επιλέγουν το καλύτερο μέλος του πληθυσμού, δηλαδή αυτό που δίνει την καλύτερη τιμή στη συνάρτηση ποιότητας.

2. Η μέθοδος των Στρατηγικών Εξέλιξης (Evolution Strategies – ES)

Η μέθοδος των στρατηγικών εξέλιξης αναπτύχθηκε αρχικά από τον I. Rechenberg και εν συνεχεία από τον H.P. Schwefel και την ερευνητική του ομάδα.

3. Η μέθοδος του Εξελικτικού Προγραμματισμού (Evolutionary Programming–EP)

Η μέθοδος του εξελικτικού προγραμματισμού αναπτύχθηκε από τους L.J. Fogel et al. και βασίζεται αποκλειστικά στην αρχή της επιλογής του καλύτερου και όχι στη διαδικασία της αναπαραγωγής των ειδών. Για τον λόγο αυτό έχει μειωμένες δυνατότητες και περιορισμένη αποτελεσματικότητα.

4. Η μέθοδος του Γενετικού Προγραμματισμού (Genetic Programming – GP)

Η μέθοδος του γενετικού προγραμματισμού, η οποία αναπτύχθηκε από τον J.R. Koza, διαφέρει κατά πολύ από τις προαναφερθείσες εξελικτικές μεθοδολογίες και απλά έχει ως στόχο την αυτόματη παραγωγή προγραμμάτων Η/Υ για την αντιμετώπιση συγκεκριμένων προβλημάτων (π.χ., Γεννήτρια τυχαίων αριθμών).

5. Η μέθοδος της Προσομοίωσης Ανόπτησης (Simulated Annealing)

Μία επίσης τυχηματική αλλά διαφορετικής δομής τεχνική είναι η μέθοδος της προσομοίωσης ανόπτησης. Η μέθοδος αυτή ακολουθεί τους τυχηματικούς νόμους που διέπουν την κίνηση των μορίων στο εσωτερικό ενός μεταλλικού σώματος κατά τη σταδιακή ψύξη αυτού. Τα μόρια κινούνται ώστε να εντοπιστεί η κατάσταση με την ελάχιστη δυνατή δυναμική ενέργεια για την τρέχουσα θερμοκρασία, ώστε τελικά στην χαμηλότερη θερμοκρασία να επιτευχθεί η ελάχιστη όλων των δυνατών ενεργειακών καταστάσεων.

Τέλος, υπάρχουν κι άλλες εξελικτικές/φυσικές μεθοδολογίες, όπως οι κάτωθι:

- Η μέθοδος της Διαφορικής Εξέλιξης (Differential Evolution).
- Η μέθοδος της Αναζήτησης Αρμονίας (Harmony Search).
- Η μέθοδος του Σμήνους Σωματιδίων (Particle Swarm Optimization).
- Η μέθοδος της Προσομοίωσης Μυρμηγκιών (Ant Colony Optimization).

Κεφάλαιο 8^ο

8. Αλγόριθμος αναζήτησης κούκων

8.1. Εισαγωγή

Η μέθοδος βελτιστοποίησης με βάση την αναζήτηση κούκων (Cuckoo Search-CS) είναι ένας μεταεвриστικός αλγόριθμος, ο οποίος βασίζεται στη συμπεριφορά αναπαραγωγής ορισμένων ειδών κούκου σε συνδυασμό με τις Levy Flight. Αναπτύχθηκε από τους Yang και Deb και οι πρώτες μελέτες δείχνουν ότι είναι πολύ ελπιδοφόρα διαδικασία βελτιστοποίησης. Επίσης, θα μπορούσε να ξεπεράσει συναφείς αλγόριθμους όπως οι Genetic Algorithm (GA) και Particle Swarm Optimization (PSO). Είναι ένας αλγόριθμος βελτιστοποίησης ο οποίος μπορεί να προσαρμοστεί σε ένα μεγάλο αριθμό προβλημάτων βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών έχοντας μη γραμμική συμπεριφορά, τη συμμετοχή διάφορων μεταβλητών σχεδιασμού και σημαντικό αριθμό περιορισμών. Στους περιορισμούς αυτούς βρίσκονται απλά όρια, όπως οι ιδιοτήτων των υλικών, το ελάχιστο φορτίο και η γεωμετρική διαμόρφωση.

8.2. Περιγραφή αλγορίθμου

8.2.1. Γενικά

Οι μεταεвриστικοί αλγόριθμοι οφείλουν την αποδοτικότητά τους στο γεγονός ότι μιμούνται τα καλύτερα χαρακτηριστικά της φύσης. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην επιλογή του ισχυρότερου, σε βιολογικά συστήματα που έχουν εξελιχθεί εντυπωσιακά στη διάρκεια εκατομμυρίων ετών. Από τα πιο σημαντικά χαρακτηριστικά των μεταεвриστικών αλγορίθμων είναι η εντατικοποίηση και η διαφοροποίηση. Εντατικοποίηση είναι η πρόθεση ο αλγόριθμος να ψάξει γύρω από τις τρέχουσες βέλτιστες λύσεις και να επιλέξει τη βέλτιστη λύση από αυτές. Διαφοροποίηση είναι η εξασφάλιση ότι ο αλγόριθμος μπορεί να εξερευνήσει το

χώρο αναζήτησης πιο αποτελεσματικά με τυχηματικό τρόπο. Ο CS βασίζεται στη συμπεριφορά αναπαραγωγής ορισμένων ειδών κούκου σε συνδυασμό με τις μετακινήσεις τύπου Levy flight.

8.2.2. Προέλευση αλγορίθμου

Για να γίνει πιο κατανοητή η συμπεριφορά του αλγορίθμου CS, δίνεται η ενδιαφέρουσα συμπεριφορά ορισμένων ειδών κούκου. Οι κούκοι είναι συναρπαστικά πουλιά, όχι μόνο λόγω των ωραίων ήχων που μπορούν να βγάζουν, αλλά και λόγω της συμπεριφοράς αναπαραγωγής τους. Ορισμένα είδη όπως, οι aní και guira κούκοι γεννούν τα αυγά τους σε ομαδικές φωλιές και μπορεί ορισμένα από αυτά να αφαιρέσουν τα αυγά των άλλων ώστε να αυξήσουν τις πιθανότητες επώασης των δικών τους αυγών. Αρκετά είδη ασκούν υποχρεωτική παρασιτική συμπεριφορά στις φωλιές άλλων πουλιών. Υπάρχουν τρεις βασικοί τύποι παρασιτισμού γεννητόρων, η ενδοοικογενειακή παρασιτική συμπεριφορά, η συνεταιριστική αναπαραγωγή και η κατάληψη φωλιάς. Τα πουλιά ξενιστές μπορεί να έχουν άμεση σύγκρουση με τους απρόσκλητους κούκους. Αν ένα πουλί υποδοχής ανακαλύψει ότι τα αυγά δεν ανήκουν σε αυτό τότε θα ρίξει αυτά τα παρασιτικά αυγά από τη φωλιά του ή απλά θα την εγκαταλείψει για να οικοδομήσει άλλη.

Ορισμένα είδη, όπως το tapera έχουν εξελιχθεί με τέτοιο τρόπο ώστε τα θηλυκά παρασιτικά πουλιά είναι συχνά εξειδικευμένα στη μίμηση του χρώματος και του σχεδίου των αυγών του είδους του ξενιστή. Αυτό μειώνει την πιθανότητα να εγκαταλειφθούν τα αυγά τους και αυξάνει την πιθανότητα επώασής τους. Επιπλέον, τα αυγά του κούκου εκκολάπτονται πιο νωρίς από τα αυγά του ξενιστή και μόλις εκκολαφτεί ο πρώτος νεοσσός η πρώτη ενστικτώδης κίνησή του είναι να εκδιώξει τα υπόλοιπα αυγά του ξενιστή ώστε να αυξήσει το μερίδιο τροφίμων από το πουλί ξενιστή. Τέλος, έχει παρατηρηθεί ότι οι νεοσσοί κούκοι μπορούν να μιμηθούν την έκκληση των πουλιών ξενιστών για να έχουν πρόσβαση σε περισσότερο ποσοστό σπόρων.

8.2.3. Τυχηματικές μετακινήσεις

Η διαδικασία αναζήτησης της τροφής από σμήνη εντόμων και πουλιών γίνεται με ένα τυχαίο τρόπο στη φύση. Γενικά, η διαδρομή αναζήτησης της τροφής ενός πουλιού ή ενός εντόμου είναι ένας τυχαίος περίπατος γιατί η επόμενη κίνηση είναι συσχέτιση της τρέχουσας θέσης και της πιθανότητας κατάληψης της επόμενης θέσης. Η κατεύθυνση επιλέγεται με βάση τις πιθανότητες και μπορεί να μοντελοποιηθεί μαθηματικά. Από έρευνες έχει βρεθεί ότι η συμπεριφορά πτήσης των πουλιών και των εντόμων καταδεικνύουν τα στοιχεία των τυχηματικών μετακινήσεων (Levy flights). Έχει αποδειχθεί ότι όταν η συμπεριφορά αυτή εφαρμοστεί σε βελτιστοποίηση αναζήτησης επιτυγχάνεται υψηλή αποτελεσματικότητα:

$$xi^{t+1} = xi^t + a * Levy(\lambda) \quad (8.1)$$

όπου a είναι το μέγεθος του βήματος το οποίο εξαρτάται από την κλίμακα του προβλήματος. Συνήθως στα προβλήματα επιλέγεται $a=1$.

$$Levy \sim u = t^{-\lambda} \quad (1 < \lambda \leq 3) \quad (8.2)$$

όπου ουσιαστικά παρέχει ένα τυχαίο περίπατο στον οποίο τα βήματα προκύπτουν από μια Levy κατανομή έχοντας άπειρη διακύμανση και άπειρη μέση τιμή. Στην περίπτωση του CS τα βήματα του κούκου αποτελούν τυχαία διαδικασία.

8.2.4. Μοντελοποίηση αλγορίθμου

Για την ευκολία στην υλοποίηση του αλγορίθμου χρησιμοποιούνται οι παρακάτω τρεις εξιδανικευμένοι κανόνες:

1. Κάθε κούκος παράγει ένα αυγό κάθε φορά.
2. Οι φωλιές υψηλής ποιότητας αυγών θα υφίστανται και στην επόμενη γενιά.
3. Ο αριθμός των φωλιών είναι σταθερός και η πιθανότητα να ανακαλυφθεί το αυγό από το πουλί ξενιστή είναι $P_a [0,1]$ στη κάθε φωλιά.

Στην τελευταία περίπτωση, όταν το πουλί ξενιστής ανακαλύψει το παρασιτικό αυγό τότε γίνεται αντικατάσταση της φωλιάς από νέα φωλιά. Επίσης στην εφαρμογή του αλγορίθμου γίνεται η παραδοχή ότι κάθε αυγό σε μια φωλιά αποτελεί μια λύση, το οποίο σημαίνει ένα αυγό στη φωλιά στη προκείμενη περίπτωση. Είναι βέβαια φανερό ότι ανταποκρίνεται και σε περίπτωση όπου κάθε φωλιά περιλαμβάνει περισσότερα από ένα αυγό, όπου το ένα αποτελεί και μια ξεχωριστή λύση.

8.2.5. Πλεονεκτήματα

Για την ευκολία της προσαρμογής της μεθόδου αυτής σε ευρείας γκάμας προβλήματα αναζήτησης βέλτιστου σχεδιασμού, οφείλονται τα πλεονεκτήματα του τρόπου αυτού αναζήτησης. Αυτά τα πλεονεκτήματα παρουσιάζονται περισσότερο στον απλό τύπο των παραμέτρων n και p_a , που εφαρμόζονται σε όλη τη διαδικασία αναζήτησης, και στην τυχηματικότητα που ακολουθεί ο αλγόριθμος για την εύρεση της καλύτερης διαδρομής προς τη βέλτιστη λύση. Επίσης, στη διαδικασία της αναζήτησης όταν βρεθεί η ισχυρότερη φωλιά μεταφέρεται στην επανάληψη όποτε η φωλιά αυτή είναι διαθέσιμη. Στη συνέχεια, αναφέρονται ορισμένα από τα πλεονεκτήματα:

1. Απλή εφαρμογή.
2. Εμπλέκει λίγες παραμέτρους.
3. Επιλογή με βάση την αρχή της επικράτησης του καλύτερου.

4. Εφαρμόζεται και σε μη γραμμικά προβλήματα.
5. Εξασφάλιση τυχαιότητας στη διαδρομή αναζήτησης.
6. Δεν επηρεάζεται από την αλλαγή των παραμέτρων σχεδιασμού
7. Αποτελεσματική εύρεση καθολικού ελάχιστου/μέγιστου.

Στα Σχήματα 8.1 και 8.2 παρουσιάζονται ένας ψευδοκώδικας και ένα διάγραμμα ροής της εφαρμογής του αλγόριθμου βελτιστοποίησης αναζήτησης κούκων.

```

begin
  Objective function  $f(x)$ ,  $x=(x_1, \dots, x_d)^T$ ;
  Initial a population of  $n$  host nests  $x_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ );
  while ( $t < \text{Maximum Generation}$ ) or (stop criterion);
    Get a cuckoo (say  $i$ ) randomly
      and generate a new solution by Lévy flights;
    Evaluate its quality/fitness;  $F_i$ ;
    Choose a nest among  $n$  (say  $j$ ) randomly;
    if ( $F_i > F_j$ ),
      Replace  $j$  by the new solution;
    end
    Abandon a fraction ( $P_a$ ) of worse nests
      [and build new ones at new locations via Lévy flights];
    Keep the best solutions (or nests with quality solutions);
    Rank the solutions and find the current best;
  end while
  Post process results and visualization;
end

```

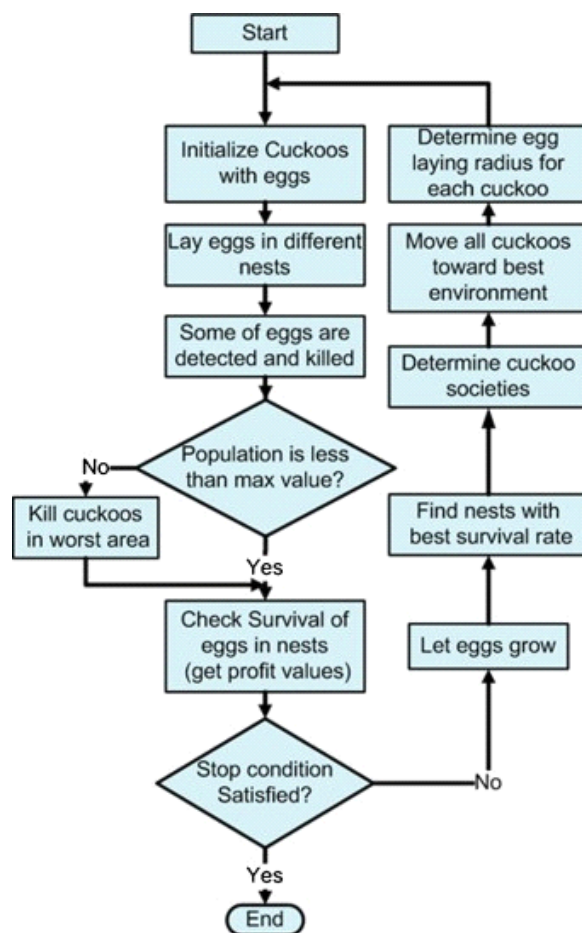
Σχήμα 8.1: Αλγόριθμος αναζήτησης κούκων (Yang & Deb, 2009).

8.3. Εφαρμογή στη σεισμική μόνωση δεξαμενών

8.3.1. Γενικά

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας αναπτύχθηκαν τέσσερα λογισμικά βέλτιστου σχεδιασμού της σεισμικής μόνωσης κατασκευής τυχούσας κάτοψης, στη φάση της προδιαστασιολόγησης. Τα λογισμικά αυτά αναπτύχθηκαν στο περιβάλλον του MATLAB, υπολογίζοντας όλες τις απαιτούμενες διαδικασίες ώστε να προσδιοριστεί η βέλτιστη τοποθέτηση των εφεδράνων. Στόχος στη μια περίπτωση είναι να οριστούν τα εφέδρανα, σε αυτή την περίπτωση εφέδρανα μονής και τριπλής επιφάνειας ολίσθησης, τα οποία απαιτούνται σε κάθε θέση των κατακόρυφων στοιχείων της κατασκευής. Έτσι η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο

δυσκαμψίας και στο κέντρο βάρους να είναι η ελάχιστη σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά του προβλήματος και να οριστούν οι θέσεις και τα εφέδρανα για τους δυο τύπους εφεδράνων. Στο σημείο αυτό πρέπει να γίνει μια υπενθύμιση για τη διαφορά του κέντρου δυσκαμψίας και του κέντρου βάρους της κατασκευής. Κέντρο δυσκαμψίας είναι το σημείο στο σύστημα σεισμικής μόνωσης στο οποίο όταν ασκηθεί οριζόντια δύναμη σε οποιαδήποτε διεύθυνση η στροφή θα είναι μηδενική. Κέντρο βάρους είναι το σημείο στο σύστημα σεισμικής μόνωσης στο οποίο ασκείται η συνισταμένη των αξονικών φορτίων των εφεδράνων.



Σχήμα 8.2: Σχηματική απεικόνιση της διαδικασίας αναζήτησης κούκων.

Η βελτιστοποίηση αυτή πραγματοποιείται έτσι ώστε να μην υπεισέρχονται τροφικές παραμορφώσεις στη σεισμικά μονωμένη κατασκευή. Δηλαδή, δεν υπάρχει επιρροή στη δυναμική απόκριση της κατασκευής από ανώτερες ιδιομορφές οι οποίες είναι καμπτικές και αυξάνουν τις επιταχύνσεις και τις δυνάμεις. Στην περίπτωση αυτή στο σύστημα επιτυγχάνεται αποσύζευξη ελαχιστοποιώντας έτσι την απόσταση μεταξύ κέντρου δυσκαμψίας και κέντρου βάρους. Επομένως, η βελτιστοποίηση αυτή η οποία εφαρμόζεται στη σεισμική μόνωση αναβαθμίζει

ακόμα περισσότερο τη δυναμική απόκριση της κατασκευής, πέρα από αυτή της ίδιας της σεισμικής μόνωσης του συστήματος.

8.3.2. Διατύπωση μαθηματικού μοντέλου βελτιστοποίησης

Σύμφωνα με αυτά που προαναφέρθηκαν, για τη βέλτιστη διάταξη της σεισμικής μόνωσης της κατασκευής έτσι ώστε να ελαχιστοποιείται η εκκεντρότητα της, αναπτύχθηκαν προγράμματα στο περιβάλλον του MATLAB. Τα λογισμικά αυτά αποτελούνται από ένα συνδυασμό ρουτίνων και συναρτήσεων συνδεδεμένα με τέτοιο τρόπο ώστε να ικανοποιείται η δομή και η σύνταξη του MATLAB.

Για να οριστεί ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης θα πρέπει να οριστούν η αντικειμενική συνάρτηση, οι μεταβλητές σχεδιασμού και οι συναρτήσεις περιορισμού του όπως αναφέρθηκε στο κεφάλαιο του βέλτιστου σχεδιασμού κατασκευών. Αντικειμενική συνάρτηση στην παρούσα εργασία ορίζεται η εκκεντρότητα e , δηλαδή η διαφορά του κέντρου δυσκαμψίας από το κέντρο βάρους του συστήματος.

$$fmin = e \quad (8.3)$$

$$fmin = e = mine_{cm-cr} = \sqrt{((x_{cm}^i - x_{cr}^i)^2 + (y_{cm}^i - y_{cr}^i)^2)} \quad (8.4)$$

$$i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (8.5)$$

$$gk(\vec{s}) \leq 0, \quad k = 1, 2, \dots, m \quad (8.6)$$

$$t^{lb,j} \leq r^i_j \leq t^{ub,j} \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (8.7)$$

$$s^{lb,j} \leq h^i_j \leq s^{ub,j} \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (8.8)$$

Οι ανεξάρτητες μεταβλητές σχεδιασμού ορίζουν τα γεωμετρικά στοιχεία των εφεδράνων του συστήματος:

- Διάμετρος καμπυλότητας εφεδράνου.
- Τριβή επιφανειών.

Οι συναρτήσεις περιορισμού ορίζονται ως οι συνθήκες ελέγχου πιθανής αστοχίας των εφεδράνων και οι συνθήκες ελέγχου της απόδοσης της σεισμικής μόνωσης:

- Ο λόγος του κρίσιμου φορτίου λυγισμού σε κάθε εφέδρανο προς το κατακόρυφο φορτίο στη θέση αυτή να είναι μεγαλύτερος του 1.

- Το εύρος της απόστασης διακύμανσης των εφεδράνων να είναι μικρότερο από 1,00m
- Ο λόγος της συνολικής απόσβεσης να είναι μικρότερος του 25 και μεγαλύτερη του 10.
- Η ενεργός ιδιοπερίοδος της κατασκευής να είναι μεγαλύτερη από 1,50 και μικρότερη από 3,50, ώστε η σεισμική μόνωση να είναι στο διάστημα των αποδεκτών αποτελεσμάτων όπου επιτυγχάνονται μικρότερες επιταχύνσεις από αυτές ενός συμβατικού ελαστοπλαστικού συστήματος συντελεστή συμπεριφοράς α .

Βρίσκοντας επομένως αυτές τις σχέσεις οι οποίες ορίζουν το πρόβλημα της βελτιστοποίησης ενδείκνυται η υλοποίηση και επίλυση του στο περιβάλλον του MATLAB.

8.3.3. Παρουσίαση του λογισμικού βελτιστοποίησης

Στη συνέχεια θα περιγραφεί η διαδικασία που ακολουθείται ώστε να πραγματοποιηθεί η βέλτιστη διάταξη σε συνδυασμό με την παρουσίαση του λογισμικού σε τελική μορφή και ο σκοπός και η λειτουργία της κάθε εφαρμογής που το αποτελεί. Ξεκινώντας το πρόγραμμα, το πρώτο βήμα που εκτελεί είναι η φόρτωση των δεδομένων του προβλήματος, δηλαδή οι συντεταγμένες των θέσεων των εφεδράνων, τα εφέδρανα και τα κατακόρυφα φορτία. Στη συνέχεια υπολογίζονται τα στοιχεία εκείνα που επηρεάζονται από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εφεδράνων και τα οποία αποθηκεύονται σε αντίστοιχους πίνακες ξεχωριστά. Φτάνοντας σε αυτό το σημείο το πρόγραμμα εφαρμόζει την πρώτη συνάρτηση, η οποία είναι το σημαντικότερο βήμα της βελτιστοποίησης, αφού σε αυτήν πραγματοποιείται η σύγκριση των αποτελεσμάτων έως ότου βρεθεί η βέλτιστη διάταξη. Εισάγονται παρακάτω ορισμένες απαραίτητες έννοιες ώστε να διασαφηνιστούν η λειτουργία άλλα και τα δεδομένα του αλγορίθμου cuckoo search.

- i. Ο αριθμός n είναι το πλήθος των φωλιών-συνθέσεων εφεδράνων οι οποίες αποτελούν διαφορετικές λύσεις για το πρόβλημα. Ο αριθμός των φωλιών-συνθέσεων εφεδράνων είναι σταθερός στη διάρκεια της διαδικασίας βελτιστοποίησης της κατασκευής. Για την κάθε φωλιά-σύνθεση εφεδράνων είναι δυνατόν να βρίσκεται ένα αυγό-εφέδρανο σε αυτήν, το οποίο αντιπροσωπεύει τη λύση της. Στις περισσότερες εφαρμογές ο αριθμός των διαφορετικών φωλιών είναι $n=25$, οποίος δίνει γρήγορα τη σύγκλιση στον βέλτιστο σχεδιασμό.
- ii. Η παράμετρος p_a είναι η πιθανότητα το πουλί ξενιστής να βρει το παρασιτικό αυγό στη φωλιά του. Στην περίπτωση την οποία βρει το αυγό τότε συμβαίνουν δυο πράγματα: ή το πουλί ξενιστής διώχνει το αυγό εκτός

φωλιάς ή εγκαταλείπει τη φωλιά. Δηλαδή η φωλιά αυτή δεν αποτελεί λύση του προβλήματος αφού είναι άδεια και έτσι είναι αναγκαίο να ψάξει διαφορετική φωλιά. Το p_a είναι σταθερό στη διάρκεια της διαδικασίας, επίσης η τιμή του είναι στο $[0, 1]$. Για τα περισσότερα προβλήματα είναι δυνατόν να χρησιμοποιείται ως $p_a=0,25$ στους υπολογισμούς.

- iii. Η παράμετρος **ToI** είναι η ανοχή στη διαδικασία σύγκλισης, έτσι ώστε να βελτιστοποιηθεί η αντικειμενική συνάρτηση.
- iv. Η παράμετρος **Lb** είναι το κατώτερο όριο στο οποίο η φωλιά είναι δυνατόν να εγκατασταθεί.
- v. Η παράμετρος **Ub** είναι το ανώτερο όριο στο οποίο η φωλιά είναι δυνατόν να εγκατασταθεί.

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η φιλοσοφία της λειτουργίας του αλγορίθμου και τα βήματα που ακολουθεί έτσι ώστε να βρεθεί η βέλτιστη λύση:

- a) Ορισμός του πίνακα *nest* ($n \times z$) αποτελούμενος αρχικά από τυχαίους αριθμούς σε κάθε του θέση. Οι αριθμοί αυτοί είναι ακέραιοι στο διάστημα $[1, B]$ από τους οποίους αντιπροσωπεύονται τα εφάδρανα.

n αριθμός των φωλιών

z αριθμός θέσεων

B αριθμός εφεδράνων

- b) Ορισμός του πίνακα *fitness* ($n \times 1$) αρχικά δίνοντας του ένα τυχαίο μεγάλο αριθμό ανάλογα τις απαιτήσεις του προβλήματος.
- c) Εφαρμογή της συνάρτησης *get_best_nest*. Η συνάρτηση αυτή έχει στόχο να εξάγει στο πρόγραμμα την καλύτερη τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης και τη φωλιά που δίνει τη τιμή αυτή. Αυτό πραγματοποιείται ελέγχοντας ξεχωριστά τις στήλες του πίνακα *nest*, που αποτελούν τις φωλιές του αλγορίθμου στην περίπτωση αυτή, εφαρμόζοντας τη συνάρτηση *isodynamianalysis* που είναι η ισοδύναμη ανάλυση όπως παρουσιάστηκε στο αντίστοιχο κεφάλαιο. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης, τα οποία ελέγχονται με το περιεχόμενο του πίνακα *fitness* στην αντίστοιχη στήλη. Όποιο είναι μικρότερο αντικαθιστά τη θέση του πίνακα *fitness* όποτε προσδιορίζεται η καλύτερη τιμή.
- d) Έναρξη των επαναλήψεων στις οποίες η αντικειμενική συνάρτηση συγκρίνεται από το όριο το οποίο τέθηκε. Το πρόγραμμα σταματάει όταν η συνθήκη είναι αληθής.
- e) Εφαρμογή της συνάρτησης *get_cuckoos*. Στη συνάρτηση αυτή στόχος είναι να οριστεί το βήμα ώστε να προκύψει η νέα φωλιά εφαρμόζοντας το εργαλείο *Levy flight*. Δηλαδή ο αριθμός στις θέσεις των στοιχείων των φωλιών να αλλάζει από το βήμα το οποίο προκύπτει.

- f) Εφαρμογή της συνάρτησης `simplebounds`. Στη συνάρτηση αυτή ελέγχεται το περιεχόμενο των θέσεων του πίνακα, αν έχει ξεπεράσει το ανώτερο ή το κατώτερο όριο, στο οποίο εγκαθίστανται οι φωλιές. Όταν το όριο δεν τηρείται διαφοροποιεί το περιεχόμενό του.
- g) Εφαρμογή της συνάρτησης `get_best_nest` όπως το βήμα c.
- h) Εφαρμογή της συνάρτησης `empty_nests`. Στο σημείο αυτό εφαρμόζεται η πιθανότητα το πουλί ξενιστής να ανακαλύψει το παρασιτικό αυγό. Τότε η φωλιά δεν αποτελεί λύση του προβλήματος και έτσι ορίζει διαφορετικό αριθμό στην αντίστοιχη φωλιά.
- i) Εφαρμογή της συνάρτησης `get_best_nest` όπως το βήμα c.
- j) Έλεγχος αν η αντικειμενική συνάρτηση ελαχιστοποιήθηκε στο αντίστοιχο όριο. Όταν δεν είναι αληθής η συνθήκη επιστρέφει στο βήμα d, στην περίπτωση που είναι αληθής, το πρόγραμμα επιστρέφει αποτελέσματα.

Κεφάλαιο 9^ο

9. Διαδικασία προσομοίωσης

9.1. Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζεται ένα τριδιάστατο απλοποιητικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό της σεισμικής απόκρισης κυλινδρικών ατμοσφαιρικών δεξαμενών. Το προσομοίωμα είναι κατάλληλο για γρήγορη αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης δεξαμενών χρησιμοποιώντας μεθόδους που βασίζονται είτε στη μη-γραμμική στατική, είτε στη μη- γραμμική δυναμική ανάλυση. Αντίθετα με άλλες απλοποιημένες προσεγγίσεις σχετικά με την απόκριση των δεξαμενών, οι ιδιότητες του προτεινόμενου προσομοιώματος καθορίζονται μέσω μιας απλής στατικής ανάλυσης που μπορεί να πραγματοποιηθεί σε οποιοδήποτε λογισμικό μη-γραμμικής ανάλυσης, χωρίς παράλληλα να απαιτείται ένα λεπτομερές μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων για βαθμονόμηση. Η απόκριση του προτεινόμενου προσομοιώματος παρουσιάζει ικανοποιητική σύγκλιση με αυτή πιο σύνθετων τριδιάστατων μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων, τα οποία έχουν σαφώς υψηλότερο υπολογιστικό κόστος.

Η πολυπλοκότητα της σεισμικής απόκρισης των δεξαμενών αποθήκευσης και κυρίως η μελέτη της αλληλεπίδρασης υγρού-δεξαμενής-θεμελίωσης, καθιστά αναγκαία την προσομοίωσή τους με κατάλληλα προσομοιώματα (Bakalis et al., 2016). Η προσομοίωση των δεξαμενών πραγματοποιείται με τη χρήση απλοποιητικών προσομοιωμάτων ή με τη χρήση λεπτομερέστερων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων (FEM). Τα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων προσφέρουν μεγάλη ακρίβεια στη μελέτη, η οποία όμως αντισταθμίζεται με τον μεγάλο υπολογιστικό φόρτο που απαιτείται για τις αναλύσεις (Kilic & Ozdemir, 2007). Από την άλλη πλευρά, η χρήση ενός ορθού απλοποιητικού προσομοιώματος είναι πολλές φορές προτιμότερη, διότι ενώ

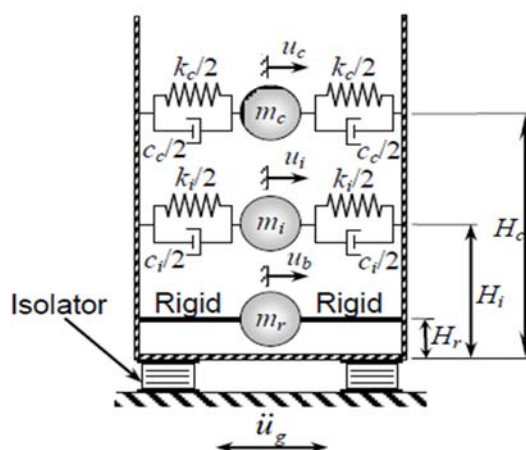
υστερεί σε ακρίβεια, είναι ικανή να δώσει μια γρήγορη και πολύ ικανοποιητική πρώτη εκτίμηση του εξεταζόμενου προβλήματος. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά οι απλοποιητικές μέθοδοι, καθώς και οι μέθοδοι πεπερασμένων και ακουστικών στοιχείων.

9.2. Μέθοδοι ανάλυσης

Μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων

Το μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων (spring-mass_model) βασίζεται στην προσομοίωση της δεξαμενής με τη βοήθεια μαζών και ελατηρίων και χρησιμοποιείται στην παρούσα διπλωματική για τις αναλύσεις. Αναπτύχθηκε πρώτη φορά από τον G. W. Housner το 1963 και πρόκειται για προσομοίωμα με δύο βαθμούς ελευθερίας (2-DOF system).

Το προσομοίωμα αποτελείται από την ωστική μάζα m_i , η οποία τοποθετείται σε ύψος h_i από τον πυθμένα, σύμφωνα με τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα 8. Η ωστική μάζα συνδέεται με ελατήρια ακαμψίας με τα τοιχώματα της δεξαμενής. Το ίδιο συμβαίνει και για τη μεταγωγική μάζα m_c , η οποία τοποθετείται σε ύψος h_c από τον πυθμένα και συνδέεται και αυτή με ελατήρια ακαμψίας k_c στα τοιχώματα της δεξαμενής. Κάθε μάζα στο σύστημα αντιστοιχεί στην αποτελεσματική μάζα του υγρού που ταλαντώνεται σε κάθε ιδιοπερίοδο του κυματισμού. Στα μηχανικά προσομοιώματα ελατηρίων συνήθως χρησιμοποιείται μόνο η πρώτη θεμελιώδης ιδιοπερίοδος.



Σχήμα 9.1: Μηχανικό προσομοίωμα μονωμένης δεξαμενής αποθήκευσης υγρών (Saha et al., 2013).

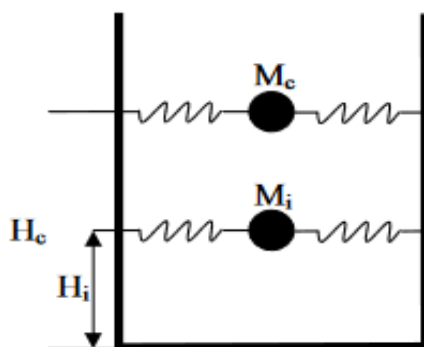
Το μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων έγινε πιο αποτελεσματικότητα όταν ελήφθησαν υπόψη οι υδροδυναμικές εξισώσεις που περιγράφουν τη συμπεριφορά του υγρού μέσα σε μια δύσκαμπτη, πακτωμένη στη θεμελίωση, δεξαμενή. Οι Malhotra & Veletsos (1994) πρότειναν ένα μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων για μη-αγκυρωμένες δεξαμενές, στο οποίο η κατακόρυφη μετακίνηση (uplifting) της βάσης, προσομοιώνεται ιδανικά θεωρώντας την πλάκα του πυθμένα σαν μια σειρά

ομοιόμορφων ημι-απείρων πρισματικών δοκών, που στηρίζονται σε δύσκαμπτη θεμελίωση.

Το συγκεκριμένο προσομοίωμα ελατηρίων συνιστάται κυρίως για δύσκαμπτες δεξαμενές πακτωμένες στη θεμελίωση, όπου τα τοιχώματα της δεξαμενής κινούνται αρμονικά με το έδαφος. Αντίθετα, στις εύκαμπτες δεξαμενές, η κίνηση είναι διαφορετική λόγω των υδροδυναμικών φαινομένων που αυξάνουν σημαντικά τα σεισμικά χαρακτηριστικά. Σε περίπτωση εύκαμπτων δεξαμενών συμπεριλαμβάνεται και η μάζα ευκαμψίας (*flexible mass*), η οποία προσομοιώνει την ευκαμψία του συστήματος υγρού-δεξαμενής. Η μάζα ευκαμψίας συνδέεται με τα τοιχώματα της δεξαμενής με ελατήριο κατάλληλης δυσκαμψίας (Sivy & Musil, 2016).

Το 1983 ο Haroun κατασκεύασε ένα μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων, και με κατάλληλες μαθηματικές σχέσεις συμπεριέλαβε την παραμορφωσιμότητα των τοιχωμάτων. Στο προσομοίωμα αυτό, ένα μέρος του υγρού κινείται ανεξάρτητα από τη δεξαμενή, ενώ το υπόλοιπο κινείται ενιαία μαζί με τα τοιχώματά της. Ακόμα, ένα μέρος της ωστικής μάζας κινείται ανεξάρτητα από τα τοιχώματα με μπρος-πίσω κινήσεις και ονομάζεται μάζα δυσκαμψίας (*rigid mass*). Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα οι συνολικές μάζες είναι τρεις, οι m_i , m_c και m_r , εκ των οποίων η ωστική και μεταγωγική συνδέονται με ελατήρια κατάλληλης ακαμψίας k_c και k_i αντίστοιχα, με τα τοιχώματα της δεξαμενής. Το προσομοίωμα είναι ικανοποιητικό τόσο για αγκυρωμένες, όσο και για μη-αγκυρωμένες δεξαμενές.

Τα μηχανικά προσομοιώματα ελατηρίων μέσα από έρευνες και παραμετρικές διερευνήσεις που έχουν πραγματοποιηθεί, παρουσιάζουν ικανοποιητικά αποτελέσματα με μικρό σχετικό υπολογιστικό φόρτο. Τα αποτελέσματά τους είναι πολύ κοντά στα αποτελέσματα ενός περίπλοκου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.



Σχήμα 9.2: Μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων (Malhotra et al., 2000).

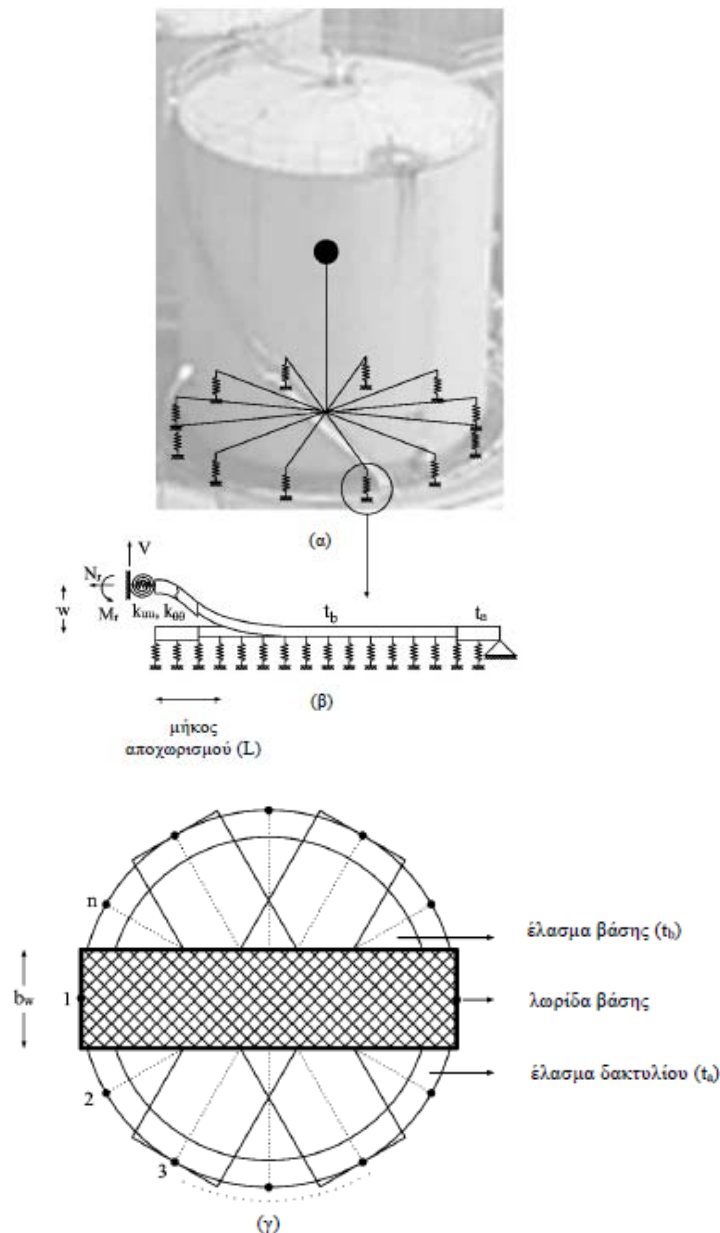
Το αριθμητικό προσομοίωμα “Joystick”

Το απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα, γνωστό και ως “Joystick” (Bakalis et.al 2016), αποτελείται από ένα στοιχείο δοκού που φέρει την ωστική μάζα του συστήματος. Στηρίζεται από δύσκαμπτες δοκούς, οι οποίες με τη σειρά τους

εδράζονται σε σημειακά ελατήρια στην περιφέρεια της δεξαμενής. Συγκεκριμένα, η βάση της δεξαμενής αντικαθίσταται από ένα ζυγό αριθμό δύσκαμπτων δοκών. Η μη-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος λαμβάνεται υπόψιν μέσω σημειακών ελατηρίων που συνδέουν τη βάση με το έδαφος. Οι ιδιότητες αυτών των ελατηρίων αντιστοιχούν σε μια λωρίδα βάσης πλάτους (b_w):

$$b_w = \frac{2 * \pi * R_t}{n} \quad (9.1)$$

όπου n είναι ο αριθμός των δοκών της βάσης (ιδανικά $n \geq 8$), και R_t η ακτίνα της δεξαμενής.



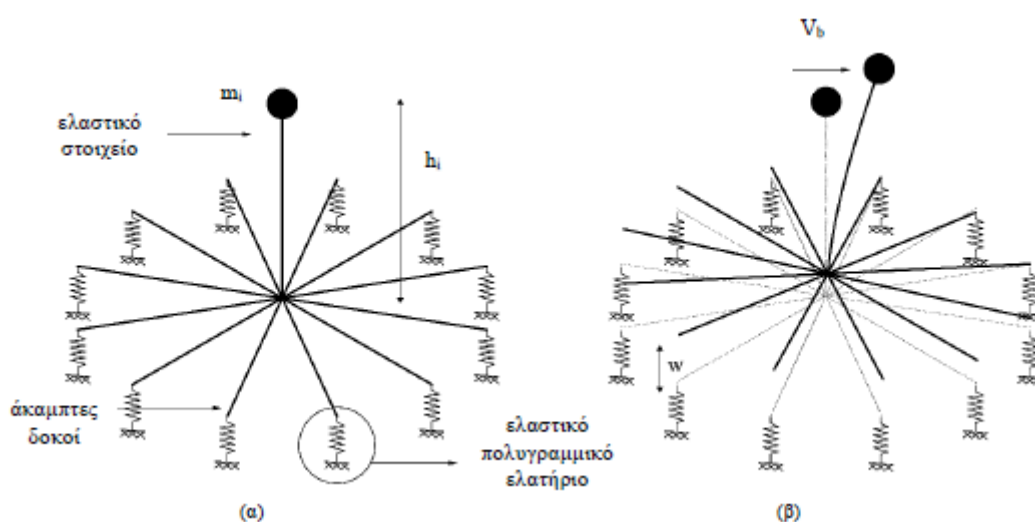
Σχήμα 9.3: (α) Το αριθμητικό προσομοίωμα “Joystick” σε μία πραγματική δεξαμενή. (β) Το προσομοίωμα της λωρίδας βάσης για το βήμα της ‘προ-ανάλυσης’. (γ) Διακριτοποίηση της βάσης (Bakalis et.al 2016).

Για την προσομοίωση της αντίστασης έναντι ανασηκώματος, χρησιμοποιείται ένα ελαστικό μη-γραμμικό υλικό, ενώ οι ιδιότητες του ελαστικού στοιχείου που συνδέει την ωστική μάζα με τη βάση υπολογίζονται σύμφωνα με την ισοδύναμη δυσκαμψία που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη (ωστική) περίοδο και μάζα.

Αξίζει να σημειωθεί πως ένα μη-γραμμικό υλικό με έντονη στένωση (pinching) όσον αφορά την υστέρηση, θα ήταν πιο ρεαλιστικό για τα εν λόγω ελατήρια, ιδιαίτερα για περιπτώσεις δεξαμενών που εδράζονται σε μαλακά εδάφη, όπου αρνητικές μετακινήσεις κατά την αποφόρτιση ενδέχεται να είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες με θετικό πρόσημο. Το προτεινόμενο μοντέλο για την ανάλυση των δεξαμενών και ο παραμορφωμένος του φορέας παρουσιάζονται στην συνέχεια.

Προκειμένου να καθοριστεί η απόκριση μιας δεξαμενής, είναι απαραίτητο ένα βήμα ‘προ-ανάλυσης’ ώστε να καθοριστεί η σχέση ‘δύναμης-κατακόρυφης μετατόπισης (ανασηκώματος)’ των ακριανών ελατηρίων. Το βήμα αυτό πραγματοποιείται αναλύοντας μια λωρίδα ελάσματος βάσης (Malhotra & Veletsos 1994a), η οποία προσομοιώνεται με στοιχεία δοκού. Πρέπει να σημειωθεί πως ενώ το βήμα της ‘προ-ανάλυσης’ διαρκεί μερικά λεπτά, είναι το μοναδικό που απαιτείται για τη βαθμονόμηση του προσομοιώματος. Με το πέρας της βαθμονόμησης, το προσομοίωμα δύναται να πραγματοποιήσει μη-γραμμική στατική και δυναμική ανάλυση σε μόλις μερικά δευτερόλεπτα, χωρίς να χρειάζεται να επαναληφθεί το χρονοβόρο (συγκριτικά) βήμα της ‘προ-ανάλυσης’.

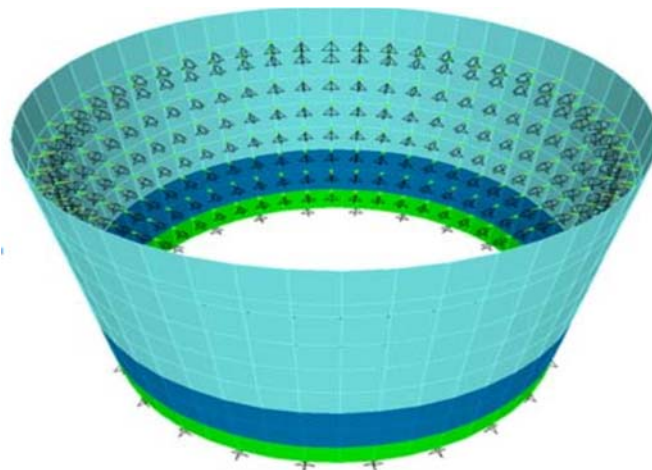
Ένα άλλο χαρακτηριστικό του μοντέλου είναι η δυνατότητα που παρέχει για την ανάλυση των αγκυρωμένων δεξαμενών πέραν των ελεύθερα εδραζόμενων. Σχετικά με την περίπτωση των αγκυρωμένων δεξαμενών, τα ελατήρια έδρασης του “Joystick” προσαρμόζονται κατάλληλα ώστε η δυσκαμψία τους να λαμβάνει υπόψιν την επιρροή των αγκυρίων που είναι ισοκατανεμημένα κατά μήκος της περιφέρειας στη βάση της δεξαμενής.



Σχήμα 9.4: (α) Το αριθμητικό προσομοίωμα “Joystick” και (β) ο παραμορφωμένος του φορέας (Bakalis et.al 2016).

Προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας

Το προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας (added mass ή equivalent load method) αποτελεί μια μέθοδο προσομοίωσης που συνιστάται κυρίως για αγκυρωμένες και δύσκαμπτες δεξαμενές και όχι για μη-αγκυρωμένες. Ο λόγος είναι ο μηχανισμός ανασηκώματος (uplift), ο οποίος επηρεάζει σημαντικά την κατανομή της υδροστατικής πίεσης στο κέλυφος της δεξαμενής. Το προσομοίωμα αρχικά αναπτύχθηκε από τον Westergaard και στη συνέχεια εξελίχθηκε από τους Housner και Veletsos.



Σχήμα 9.5: Απεικόνιση της προστιθέμενης μάζας.

Σε ότι αφορά τις δεξαμενές που περιέχουν υγρά, αναφέρονται στη βιβλιογραφία δύο κύριες κατηγορίες προσομοιωμάτων προστιθέμενης μάζας. Η πρώτη αφορά την καθολική προσομοίωση της συμπεριφοράς της δεξαμενής (ροπή ανατροπής, συνολική τέμνουσα βάσης, κ.λπ.). Σε αυτήν την κατηγορία χρησιμοποιούνται μικρές συγκεντρωμένες μάζες, μια για κάθε συνιστώσα της πίεσης, για την προσομοίωση της δεξαμενής. Η δεύτερη κατηγορία αφορά τα προσομοιώματα με στόχο την τοπική συμπεριφορά των τοιχωμάτων της δεξαμενής. Οι αδρανειακές δυνάμεις του μέρους του υγρού που δρα ως ωστική μάζα, συν τις αδρανειακές δυνάμεις των τοιχωμάτων της δεξαμενής, προστίθενται και υπολογίζονται μέσω της κατανομής πίεσης σε δύσκαμπτες δεξαμενές. Με τη μέθοδο αυτή, οι τιμές της προστιθέμενης μάζας παραμένουν σταθερές στη διάρκεια της δυναμικής προσομοίωσης.

Η προσομοίωση του υγρού γίνεται μέσω ενός συνόλου μαζών, κατανεμημένων στην επιφάνεια των τοιχωμάτων. Για τα προσομοιώματα προστιθέμενης μάζας υπάρχουν οι παρακάτω προσεγγίσεις:

- Κανονική προσέγγιση (normal mass approach).

- Προσέγγιση ισοδύναμης μάζας (equivalent mass density approach).

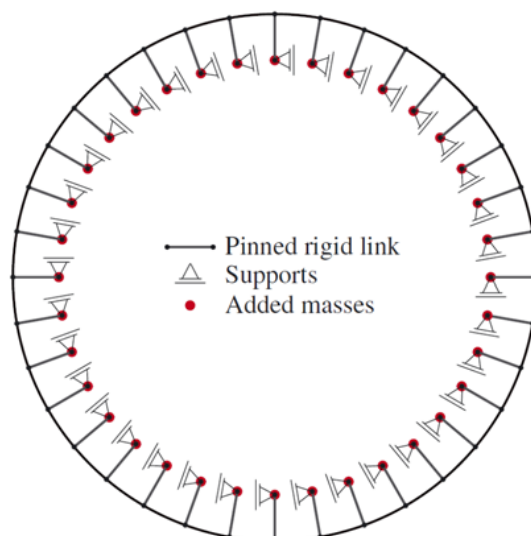
Σύμφωνα με την κανονική προσέγγιση, η μάζα του υγρού είναι συγκεντρωμένη σε διαφορετικούς κόμβους της δεξαμενής, σε συγκεκριμένες αποστάσεις γύρω από τη περιφέρειά της. Η μάζα κάθε κόμβου συνδέεται με το τοίχωμα της δεξαμενής με στοιχεία στερέωσης, τα οποία δεν έχουν μάζα. Τα στοιχεία αυτά περιέχουν εφαπτομενικές στηρίξεις για τον κατακόρυφο άξονα. Παρόλα αυτά έχουν τη δυνατότητα να κινούνται ελεύθερα προς την κατεύθυνση των τοιχωμάτων της δεξαμενής.

Σύμφωνα με την προσέγγιση με ισοδύναμη μάζα, η πυκνότητα της μάζας στα στοιχεία του κελύφους αυξάνεται τεχνητά, προκειμένου να υπολογιστεί η ωστική συνιστώσα της πίεσης του υγρού. Η παρούσα προσέγγιση παρουσιάζει το πρόβλημα ότι η ίδια η μάζα αποδίδεται σε κάθε βαθμό ελευθερίας στους κόμβους του κελύφους και όχι αποκλειστικά στη κατεύθυνση των τοιχωμάτων (radial direction), όπως θα έπρεπε. Τα αποτελέσματά της είναι ικανοποιητικά για ιδιομορφές, όπου η μάζα του υγρού κινείται προς τη κατεύθυνση του κελύφους. Στην περίπτωση αυτή η συνολική ωστική μάζα είναι διπλάσια σε κάθε κατεύθυνση, σε σχέση με τη μέθοδο που αναπτύχθηκε από τον Housner (1961).

Μέθοδος ισοδύναμου φορτίου

Η κύρια ιδέα της μεθόδου ισοδύναμου φορτίου (equivalent load method) είναι η μετατροπή της προστιθέμενης μάζας σε δυναμική επιφανειακή πίεση. Σε σύγκριση με το προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας, το προσομοίωμα αυτό όχι μόνο απλουστεύει τους υπολογισμούς, αλλά βελτιώνει και την υπολογιστική αποδοτικότητα. Το προσομοίωμα της μεθόδου αυτής προσομοιώνει τη δεξαμενή σαν ένα μονοβάθμιο σύστημα. Οι αδρανειακές δυνάμεις στα τοιχώματα της δεξαμενής ισοδυναμούν με την προστιθέμενη μάζα που συνδέεται με τα τοιχώματά της κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής δόνησης. Η προσομοίωση του υγρού πραγματοποιείται με στοιχεία δοκού παράλληλα στον άξονα x .

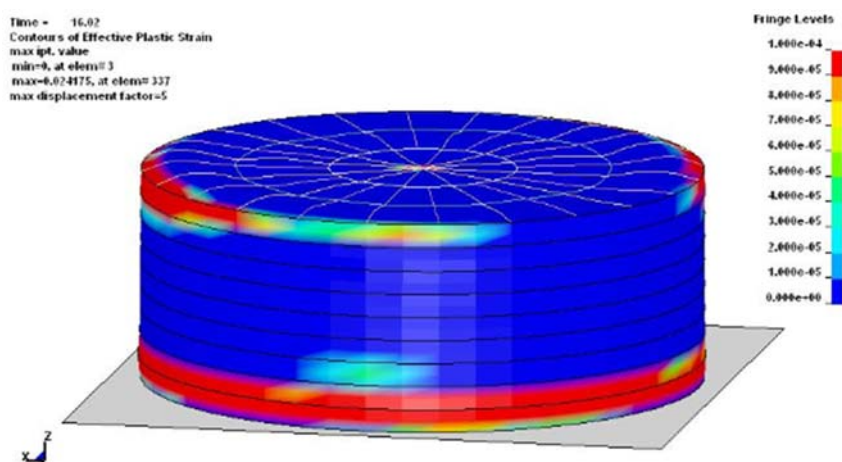
Στις δύο μεθόδους που προαναφέρθηκαν, η κατανομή της πίεσης της ωστικής μάζας του υγρού σε δύσκαμπτες και εύκαμπτες δεξαμενές είναι παρόμοια, ιδιαίτερα για δεξαμενές με λόγο ύψους προς ακτίνα $H/R < 1$. Σε αυτές τις δεξαμενές, το απλοποιητικό προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας συνιστάται για προσομοίωση της συμπεριφοράς της δεξαμενής. Το προσομοίωμα αυτό μπορεί να κατασκευαστεί σε κάθε λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων. Παρόλο τα ικανοποιητικά αποτελέσματα που δίνει η μέθοδος αυτή, παρουσιάζει το μειονέκτημα ότι λαμβάνει υπόψη μόνο την ωστική μάζα και όχι τη κυκλοφορούσα.



Σχήμα 9.6: Απεικόνιση ισοδύναμου φορτίου (Mirzadeh & Alavi, 2015).

Μέθοδος Lagrange

Σύμφωνα με τη μέθοδο Lagrange, το υγρό υποτίθεται ότι λειτουργεί γραμμικά και ελαστικά (Bayraktar et al., 2010, Phan et al., 2017). Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της κίνησης του υγρού σε δύσκαμπτες ή εύκαμπτες δεξαμενές. Παρόλα αυτά, η μέθοδος αυτή δεν είναι ικανοποιητική για μεγάλες παραμορφώσεις. Όταν οι παραμορφώσεις που προκαλούνται από το υγρό είναι μεγάλες, το πλέγμα των στοιχείων πρέπει να ξανακατασκευαστεί με νέα διαμόρφωση. Στην περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται μια παραλλαγή της μεθόδου που ονομάζεται Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE). Η συγκεκριμένη μέθοδος προσαρμόζει το πλέγμα σε υψηλές παραμορφώσεις, κυρίως σε αυτές που αφορούν την ελεύθερη επιφάνεια της δεξαμενής (Phan et al., 2017).



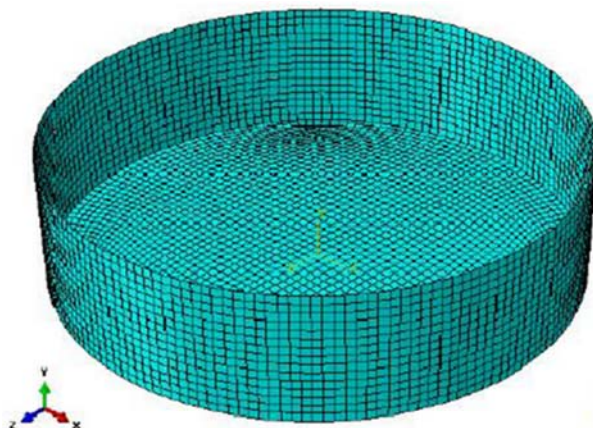
Σχήμα 10.7: Απεικόνιση μεθόδου Arbitrary Lagrangian-Eulerian.

Μέθοδος Coupled Eulerian-Lagrangian

Η μέθοδος Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) είναι κατάλληλη και προτείνεται για την προσομοίωση του κυματισμού του υγρού των δεξαμενών. Το κέλυφος της δεξαμενής είναι κατασκευασμένο με στοιχεία Lagrange, ενώ το υγρό προσομοιώνεται με στοιχεία Euler. Το προσομοίωμα αυτό δίνει τη δυνατότητα αλληλεπίδρασης μεταξύ του χωρίου Lagrange του προσομοιώματος, όπου το υλικό είναι στερεωμένο στο πλέγμα και του χωρίου Euler του προσομοιώματος, όπου το υλικό μετακινείται μέσα στη δεξαμενή. Η χρήση των στοιχείων Euler περιορίζει το πρόβλημα της υπερβολικής παραμόρφωσης των στοιχείων που συνδέονται με τα στοιχεία Lagrange (Tippmun et al., 2009, Mittal et al., 2014).

Η μέθοδος αυτή συνιστάται τόσο για εύκαμπτες όσο και για δύσκαμπτες δεξαμενές και τα αποτελέσματα των πιέσεων λαμβάνονται άμεσα από τη προσομοίωση του κυματισμού. Το προσομοίωμα έχει αρκετά μεγάλο υπολογιστικό φόρτο. Ο χρόνος ανάλυσης του προσομοιώματος επηρεάζεται από το πόσο πυκνό είναι το πλέγμα, από τις διαστάσεις του προσομοιώματος (2D ή 3D) και από το υλικό που περιέχει η δεξαμενή (κυρίως από το ιξώδες του υγρού). Τα αποτελέσματά του χαρακτηρίζονται ικανοποιητικά και για τις δύσκαμπτες και για τις εύκαμπτες δεξαμενές, αλλά και για δεξαμενές που περιέχουν πτερύγια για μείωση του κυματισμού. Πρόκειται επίσης για μια ικανοποιητική μέθοδο όσον αφορά την αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής αφού αντιμετωπίζει την 'πρόκληση' της προσομοίωσης του κινούμενου υγρού, εντός της δεξαμενής.

Το προσομοίωμα παρουσιάζει κάποια προβλήματα που αφορούν τις επαφές των επιφανειών και τις γωνίες του προσομοιώματος, που θέτουν αριθμητικά ζητήματα και απαιτούν ειδικό χειρισμό. Συνιστάται δε, η κοπή αιχμηρών γωνιών σε ρεαλιστικά προβλήματα ή η αποφυγή τους εάν το πρόβλημα είναι απλοϊκό. Όταν το κέλυφος προσομοιώνεται με στοιχεία Lagrange, τότε στις δύο κάτω αιχμηρές γωνίες του, θα πρέπει να υπάρχει ρύθμιση έτσι ώστε το υγρό που είναι με στοιχεία Eulerian, να διαπερνά και να διαρρέει τη γωνία, κατά τη διάρκεια της προσομοίωσης. Ακόμα ένα αρνητικό του προσομοιώματος είναι ότι απαιτεί μεγάλους χρόνους ανάλυσης, διότι χρησιμοποιείται πυκνό πλέγμα στοιχείων στη διεπαφή, προκειμένου να αποφευχθεί οποιαδήποτε διείσδυση του υγρού. Αξιοσημείωτο επίσης είναι ότι, όταν το πάχος του κελύφους είναι λεπτό, μπορεί να υπάρξει διαρροή, η οποία με τη σειρά της μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



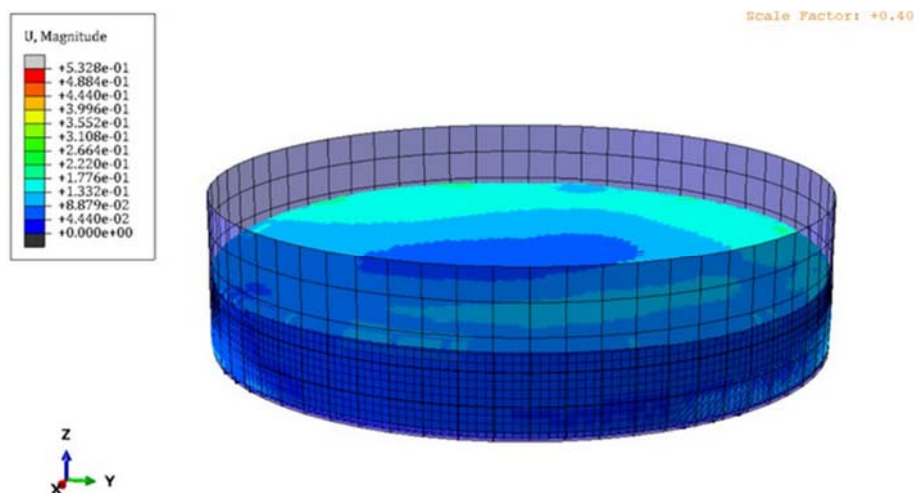
Σχήμα 9.8: Απεικόνιση μεθόδου Coupled Eulerian-Lagrangian.

Μέθοδος SPH

Όταν ένα πρόβλημα χαρακτηρίζεται από μεγάλες παραμορφώσεις καθώς και από ταχεία κίνηση του υγρού στην ελεύθερη επιφάνεια, εκτός από τη μέθοδο Lagrange, χρησιμοποιείται και η μέθοδος SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics Technique). Η μέθοδος αυτή εξάγει αριθμητικές λύσεις, ορίζοντας τις μεταβλητές σε ένα σύνολο κατάλληλων κινούμενων σημείων. Παρουσιάζει ικανοποιητικά αποτελέσματα για την προσομοίωση υγρών (μέσω στοιχείων SPH particles), κατασκευών, αλλά και για την αλληλεπίδραση υγρού-κατασκευής. Συνιστάται ειδικά, για προβλήματα διαρροής υγρού από την ελεύθερη επιφάνεια.

Στη μέθοδο SPH το συνεχές μέσο χωρίζεται σε σωματίδια σταθερής μάζας. Αυτή η μάζα κατανέμεται γύρω από το κέντρο μάζας του κάθε σωματιδίου σύμφωνα με μια συνάρτηση κατανομής. Βάση της μεθόδου αυτής αποτελεί η μέθοδος Lagrange. Το βασικό πλεονέκτημα της μεθόδου είναι ότι επιτρέπει την εύκολη διάκριση στη διεπιφάνεια υγρού-δεξαμενής. Ακόμη και στις περιπτώσεις μεγάλων παραμορφώσεων της δεξαμενής, δεν χρειάζεται κάποια ειδική προσαρμογή για την ελεύθερη επιφάνεια. Όπως προαναφέρθηκε, η μέθοδος αυτή παρουσιάζει ικανοποιητικά αποτελέσματα όσον αφορά τις πιέσεις, τις μετακινήσεις αλλά και την υπερχειλίση του υγρού, ενώ υπάρχουν και περιθώρια βελτίωσης.

Σε ότι αφορά τα προβλήματα διαρροής υγρού από την ελεύθερη επιφάνεια, η μέθοδος έχει δύο τρόπους ανάπτυξης. Ο πρώτος χρησιμοποιεί την περιορισμένη σταθερή πυκνότητα και βασίζεται στις εξισώσεις Gibbs-Appel που είναι μια γενικευμένη μορφή της αρχικής εξίσωσης του Gauss με ελάχιστους περιορισμούς. Η δεύτερη προσέγγιση βασίζεται στο ότι τα πραγματικά υγρά, όπως το νερό, είναι συμπιεστά υπό ειδικές συνθήκες (Monaghan, 1992). Η μέθοδος αυτή συνιστάται για προβλήματα διαρροής του υγρού από την ελεύθερη επιφάνεια, με την προϋπόθεση ότι η πυκνότητα υπολογίζεται με την προσέγγιση του ρυθμού μεταβολής και τα σωματίδια μετακινούνται με μια σωστή ταχύτητα. Η SPH έχει το πλεονέκτημα ότι είναι μια απλή και εύλογα ακριβής μέθοδος για περίπλοκα προβλήματα (Monaghan, 1992).



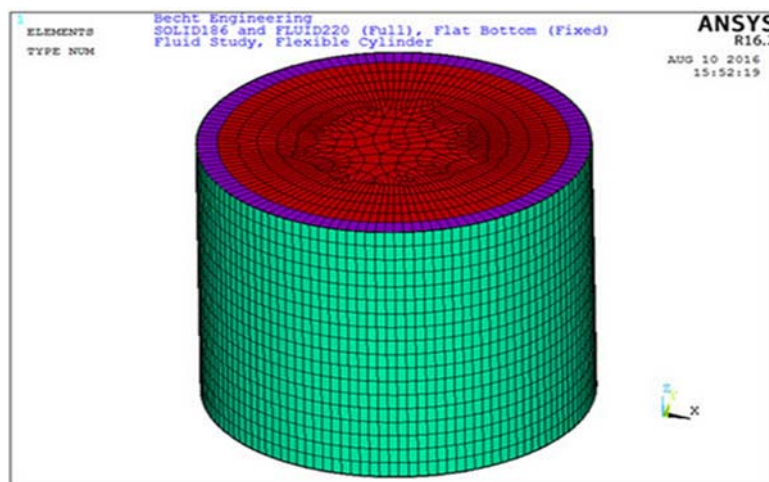
Σχήμα 9.9: Απεικόνιση μεθόδου Smoothed Particle Hydrodynamics Technique.

Μέθοδος ακουστικών στοιχείων

Όταν υπάρχει περίπτωση διαρροής του υγρού εκτός δεξαμενής λόγω μικρής ελεύθερης επιφάνειας, αντί για τη μέθοδο CEL χρησιμοποιείται η μέθοδος των ακουστικών στοιχείων (acoustic elements method). Με βάση μία ειδική θεώρηση του υγρού χρησιμοποιεί την ακουστική εξίσωση κύματος που θεωρεί τη διάδοση του μέσα στη δεξαμενή μέσω της σεισμικής δόνησης. Θεωρείται ως η πιο απλή μέθοδος για την ανάλυση του συστήματος αλληλεπίδρασης υγρού-κατασκευής και με αυτή απαιτούνται λιγότεροι υπολογιστικοί πόροι. Η μέθοδος αυτή αποκαλείται και ως “structural-acoustic coupling” και μπορεί να εφαρμοσθεί μέσα από προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων. Η προσομοίωση γίνεται με ακουστικά στοιχεία και θεωρείται ότι δεν υπάρχει διαρροή υλικού (υγρού) και κατ’ επέκταση παραμόρφωση του πλέγματος.

Η προσομοίωση με ακουστικά στοιχεία βασίζεται στη γραμμική θεωρία κυματισμού και γίνεται μια σειρά από θεωρήσεις προκειμένου να απλουστευτεί το προσομοίωμα και οι εξισώσεις του. Παρουσιάζει μόνο μια άγνωστη πίεση σε σχέση με τους βαθμούς ελευθερίας κάθε κόμβου και η πραγματική ροή δεν λαμβάνεται υπόψη. Η αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής προσομοιώνεται θεωρώντας μια επιφάνεια βάσης που περιορίζεται μεταξύ του εσωτερικού των τοιχωμάτων της δεξαμενής και της επιφάνειας του υγρού. Αυτός ο περιορισμός βασίζεται σε μια μέθοδο επαφής, στην οποία οι δυνάμεις μεταδίδονται χρησιμοποιώντας απλή επαφή μεταξύ των δύο επιφανειών κατά τη προσομοίωση. Όταν υπάρχουν μεγάλες παραμορφώσεις στη μέθοδο ακουστικών στοιχείων, το πλέγμα περιλαμβάνει εσωτερικούς κόμβους προκειμένου να προσαρμόσει την κίνηση της κατασκευής. Αξιοσημείωτο είναι ότι η μέθοδος περιλαμβάνει και τον κυματισμό, ενώ περιλαμβάνει και εξισώσεις που δεν λαμβάνουν υπόψη τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στο κέλυφος, όπως για παράδειγμα τη βαρύτητα. Αυτό σημαίνει ότι

σαν πρώτο βήμα στην ανάλυση η δεξαμενή πρέπει να υποβληθεί σε βαρυτικά φορτία και στην υδροστατική πίεση που δρα στα τοιχώματα και τη βάση.



Σχήμα 9.10: Απεικόνιση ακουστικών στοιχείων.

9.3. Περιγραφή προσομοιώματος “Joystick”

Σε αυτή την ενότητα διαμορφώνεται το πλαίσιο γύρω από την εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας των ατμοσφαιρικών δεξαμενών. Η προτεινόμενη μεθοδολογία βασίζεται στο απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα που αναπτύχθηκε στην προηγούμενη ενότητα. Οι απαιτούμενες στάθμες βλάβης καθορίζονται με βάση τον προσδιορισμό των μορφών αστοχίας που παρατηρούνται κατά τη διάρκεια του σεισμού σε τέτοιες κατασκευές. Τόσο η επαυξητική δυναμική ανάλυση (incremental dynamic analysis) (Vamvatsikos & Cornell 2002) όσο και η επονομαζόμενη ανάλυση νέφους (cloud analysis) χρησιμοποιούνται προκειμένου να προσδιοριστεί η σχέση μεταξύ των διαφόρων παραμέτρων απόκρισης και του μέτρου σεισμικής έντασης. Ιδιαίτερη προσοχή δίνεται στον σχηματισμό του λυγισμού μορφής πόδα ελέφαντα, παρέχοντας εκτενή επεξήγηση για τον υπολογισμό της δράσης και της αντοχής καθ’ όλη τη διάρκεια της αποτίμησης της δεξαμενής.

Ο καθορισμός των διαφόρων αστοχιών απαιτεί μια σειρά από κριτήρια αστοχίας, τα οποία εκφράζονται συναρτήσει των παραμέτρων απόκρισης που προκύπτουν από το αρχείο αποτελεσμάτων του αριθμητικού προσομοιώματος που έχει υιοθετηθεί. Τέτοιου είδους κριτήρια παρατίθενται παρακάτω για όλες τις αστοχίες που έχουν ήδη συζητηθεί, με εξαίρεση την περίπτωση της ολίσθησης.

9.3.1. Πλαστική στροφή βάσης

Ο παραμορφωμένος φορέας του αριθμητικού προσομοιώματος “Joystick” αποδεικνύει την ικανότητα του ως προς την περιγραφή του μηχανισμού ανασηκώματος της δεξαμενής, δημιουργώντας έτσι μια έμμεση σχέση με τα διάφορα μέτρα απόκρισης αξιοποιώντας το (ενδιάμεσο) προσομοίωμα που

αναφέρεται σε μια λωρίδα του ελάσματος βάσης. Για παράδειγμα, η δράση που αντιστοιχεί στην πλαστική στρόφη βάσης μπορεί να υπολογιστεί είτε χρησιμοποιώντας απ' ευθείας μετρήσεις από το προσομοίωμα της λωρίδας βάσης (Bakalis et al. 2017; Malhotra and Veletsos 1994a), είτε μέσω της εξίσωσης που προδιαγράφει ο Ευρωκώδικας 8-4 (CEN 2006):

$$\theta_{pl} = \frac{2 * w}{L} - \frac{w}{2 * R_t} \quad (9.2)$$

όπου w είναι το ανασήκωμα της βάσης και L το τμήμα της δεξαμενής που ανασηκώνεται.

Αξίζει να σημειωθεί πως η μέγιστη επιτρεπόμενη τιμή του Ευρωκώδικα 8-4 για το θ_{pl} είναι ίση με 0.2 rad , ενώ αντίθετα σχετικές πειραματικές διερευνήσεις προτείνουν μια τιμή ίση με 0.4 rad . Παρεμπιπτόντως, οι τιμές αυτές προτείνονται θεωρώντας πως η αστοχία λαμβάνει χώρα 'μακριά' από τη συγκόλληση που συνδέει τη βάση με το τοίχωμα της δεξαμενής, πράγμα το οποίο σημαίνει πως στην περίπτωση που υπάρχει υπόνοια για το αντίθετο, η οριακή κατάσταση του θ_{pl} πρέπει να μειωθεί.

9.3.2. Αγκυρώσεις

Η αστοχία των αγκυρώσεων ελέγχεται από τη διαρροή ή την θραύση των κοχλιών. Υπάρχουν διάφοροι τρόποι για να εκφράσει κανείς μια τέτοιου είδους αστοχία (π.χ., τάση, παραμόρφωση, μετακίνηση, και τις περισσότερες φορές η εκλογή του κατάλληλου μέτρου απόκρισης καθορίζεται από το αριθμητικό προσομοίωμα που έχει επιλεγεί για τον προσδιορισμό της δράσης. Για την περίπτωση του "Joystick" (Bakalis et al. 2016, 2017), η απόκριση των αγκυρίων δύναται να εκτιμηθεί μέσω του ανασηκώματος της βάσης της δεξαμενής, το οποίο καθορίζει και τη μετακίνησή τους. Με αυτόν τον τρόπο, η αστοχία μπορεί να προσδιοριστεί υποθέτοντας πως ο συνολικός αριθμός των κοχλιών που αντιστοιχούν σε μια λωρίδα βάσης (σύμφωνα με τη διακριτοποίηση που έχουμε πραγματοποιήσει για τη βάση της δεξαμενής) καταπονούνται ομοιόμορφα και ανταποκρίνονται ελαστοπλαστικά για τιμές διαρροής (δ_γ) και θραύσης (δ_u) που αντιστοιχούν στην πλαστιμότητα της σύνδεσης.

9.3.3. Κυματισμός

Βλάβες λόγω κυματισμού (ή κλυδασμού) (sloshing) του υγρού προκαλούνται όταν το ύψος του κύματος (d) που αναπτύσσεται στη δεξαμενή υπερβεί το διαθέσιμο ελεύθερο ύψος d_f , δηλαδή την απόσταση της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού (σε ηρεμία) από την οροφή. Η δράση κατά Ευρωκώδικα 8-4 προκύπτει μέσω της ακόλουθης σχέσης:

$$d = 0,84 * R_t * S_a(T_c, k_f) * \frac{1}{g} \quad (9.3)$$

όπου g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας και $S_a(T_c, \kappa_f)$ η φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην κυκλοφορούσα περίοδο της δεξαμενής για ένα κατάλληλο ποσοστό απόσβεσης.

9.3.4. Λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα

Ο λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα εξαρτάται από τη θλιπτική μεσημβρινή τάση (σ_m) που αναπτύσσεται στα τοιχώματα του κελύφους. Η εν λόγω μορφή αστοχίας είναι λίγο δυσκολότερο να καθοριστεί σε σχέση με τις υπόλοιπες, καθώς η δύναμη (N) που καταγράφεται στα ελατήρια του “Joystick” πρέπει να μετατραπεί σε όρους τάσης προκειμένου να συγκριθεί με την αντίστοιχη οριακή κατάσταση (σ_{EFB}). Η τιμή του σ_{EFB} μπορεί να εκτιμηθεί, για παράδειγμα, σύμφωνα με την εξίσωση του Rotter (2006), η οποία έχει υιοθετηθεί από τον Ευρωκώδικα 8-4 (CEN 2006) ως ακολούθως:

$$\sigma_{EFB} = \sigma_{c1} * \left[1 - \left(\frac{p * R_t}{t_w * f_y} \right) \right] * \left(1 - \frac{1}{1,12 - r^{1,15}} \right) * \left[\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right] \quad (9.4)$$

$$\sigma_{cl} = 0,6 * E * \frac{t_w}{R_t} \quad (9.5)$$

$$r = \frac{R_t}{t_w * 400} \quad (9.6)$$

Το E είναι το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα, f_y η τάση διαρροής, t_w το πάχος του τοιχώματος, σ_{c1} η κρίσιμη τάση λυγισμού για κυλίνδρους που φορτίζονται αξονικά σε θλίψη και p η μέγιστη εσωτερική πίεση που ασκείται στο τοίχωμα της δεξαμενής, σημειώνοντας πως η εσωτερική πίεση είναι το άθροισμα της υδροστατικής (p_h) και της ωστικής (p_i). Η ωστική πίεση μπορεί να υπολογιστεί θεωρώντας ένα κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων, χρησιμοποιώντας τις αδιαστατοποιημένες συντεταγμένες ξ (ακτινική), ζ (ύψος), ϕ (γωνιακή) σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

$$p(\xi, \zeta, \phi, \tau) = C_i(\xi, \zeta) * p_f * h_f * \cos\phi * A(t) \quad (9.7)$$

Ο όρος C_i αναφέρεται σε μια συνάρτηση που καθορίζει την κατανομή της p_i καθ' ύψος, p_f η πυκνότητα του υγρού, h_f το ύψος της στάθμης του αποθηκευμένου υγρού και $A(t)$ η χρονοϊστορία απόκρισης της ωστικής μάζας της δεξαμενής σε όρους απόλυτης επιτάχυνσης.

Κεφάλαιο 10^ο

10. Διάταξη φορέα δεξαμενής

10.1. Γενικά

Στο κεφάλαιο αυτό δίνεται η διάταξη των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών, πάνω στις οποίες έγινε η εφαρμογή των αλγορίθμων της βελτιστοποίησης. Στην εργασία αυτή αναπτύχθηκαν προγράμματα για την βελτιστοποίηση της απόστασης ανάμεσα στο κέντρο βάρους και στο κέντρο ελαστικής στροφής της υπό διερεύνησης κατασκευής. Η βελτιστοποίηση αυτή πραγματοποιείται έτσι ώστε να μην υπεισέρχονται στροφικές παραμορφώσεις στη σεισμικά μονωμένη δεξαμενή, δηλαδή δεν υπάρχει επιρροή στη δυναμική απόκριση της κατασκευής από ανώτερες ιδιομορφές, οι οποίες είναι καμπτικές και αυξάνουν τις επιταχύνσεις και τις δυνάμεις στους ορόφους.

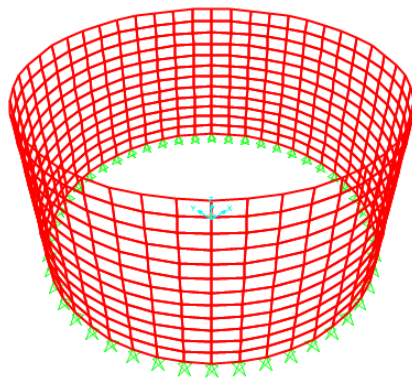
Στην περίπτωση αυτή επιτυγχάνεται αποσύζευξη στο σύστημα ελαχιστοποιώντας με αυτόν τον τρόπο την απόσταση μεταξύ κέντρου δυσκαμψίας και κέντρου βάρους. Επομένως η βελτιστοποίηση αυτή η οποία εφαρμόζεται στη σεισμική μόνωση, αναβαθμίζει ακόμα περισσότερο τη δυναμική απόκριση της κατασκευής πέρα από αυτή της ίδιας της σεισμικής μόνωσης του συστήματος. Ακόμα, στο πλαίσιο της εργασίας αυτής έχουν αναπτυχθεί τρία προγράμματα στο MATLAB τα οποία αφορούν: α) τη διάταξη ενός τύπου εφεδράνου με συγκεκριμένο συντελεστή τριβής και ακτίνα καμπυλότητας στις προκαθορισμένες θέσεις εφαρμογής των στοιχείων σεισμικής μόνωσης στη βάση της δεξαμενής, β) την βελτιστοποίηση του συντελεστή τριβής και της ακτίνας καμπυλότητας όλων των εφεδράνων που εφαρμόζονται στην σεισμική μόνωση της δεξαμενής και γ) την βελτιστοποίηση του συντελεστή τριβής και της ακτίνας καμπυλότητας των εφεδράνων και ακόμα βελτιστοποιούνται και οι θέσεις εφαρμογής των εφεδράνων. Τα προγράμματα αυτά είναι προσαρμοσμένα και για τη χρήση εφεδράνων με μία

επιφάνεια ολίσθησης και για εφέδρανα τριπλής επιφάνειας ολίσθησης. Τα προγράμματα αυτά έχουν αναφερθεί σε προηγούμενες ενότητες.

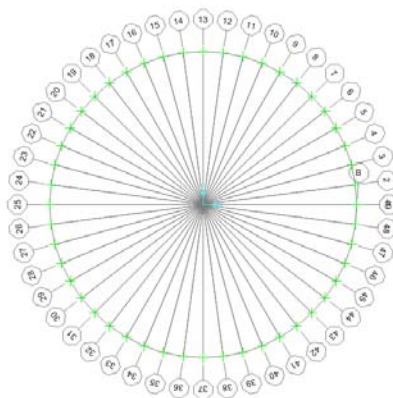
10.2. Διάταξη σε πεπερασμένα στοιχεία

Σε συνέχεια του προηγούμενου κεφαλαίου, όπου περιγράφηκαν αναλυτικά οι μέθοδοι προσομοίωσης για την ανάλυση των δεξαμενών, σε αυτήν την ενότητα θα δοθεί η διαδικασία προσομοίωσης με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων και του προγράμματος SAP2000, ενώ θα γίνει αναφορά στα βήματα του σχεδιασμού.

Αρχικά δίνονται οι διαστάσεις των υπό μελέτη δεξαμενών και είναι αυτές στις οποίες έγινε η ανάλυση κατά τη διαδικασία της προδιαστασιολόγησης. Οι δεξαμενές που έγινε η μελέτη είναι κυλινδρικές με λόγο ύψους προς ακτίνα βάσης $H/R=0,67$ η πρώτη και $H/R= 3$ η δεύτερη. Η ακτίνα της πρώτης δεξαμενής είναι $R=18,29\text{m}$ και το ύψος πλήρωσης υγρού σε αυτή είναι $H=12,192\text{m}$ ενώ το συνολικό βάρος της όταν είναι γεμάτη υγρό έως το αναφερόμενο ύψος είναι $W=126273,45\text{kN}$ συνολικά. Η δεύτερη δεξαμενή είναι κυλινδρική ε ακτίνα $R=7,32\text{m}$ και το ύψος πλήρωσης υγρού $H=21,96\text{m}$ και το βάρος της όταν βρίσκεται η επιφάνεια του υγρού έως το αναφερόμενο ύψος είναι $W=36245,4\text{kN}$ στην δεξαμενή αυτή. Η ιδιοπερίοδος των δεξαμενών είναι $T_1=0,162\text{sec}$ και $T_2=0,188\text{sec}$ σύμφωνα με τις σχέσεις οι οποίες εξαρτώνται και από τις από τις διαστάσεις τους.

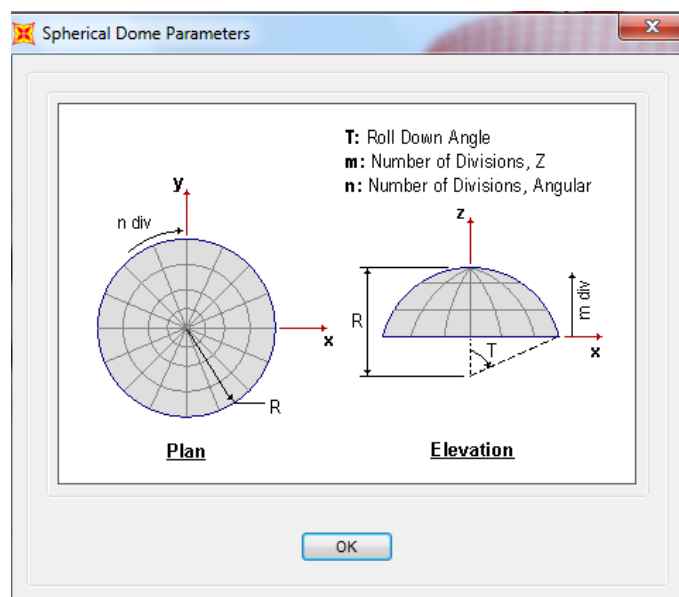


Σχήμα 10.1: Απεικόνιση κυλινδρικού τμήματος δεξαμενής.

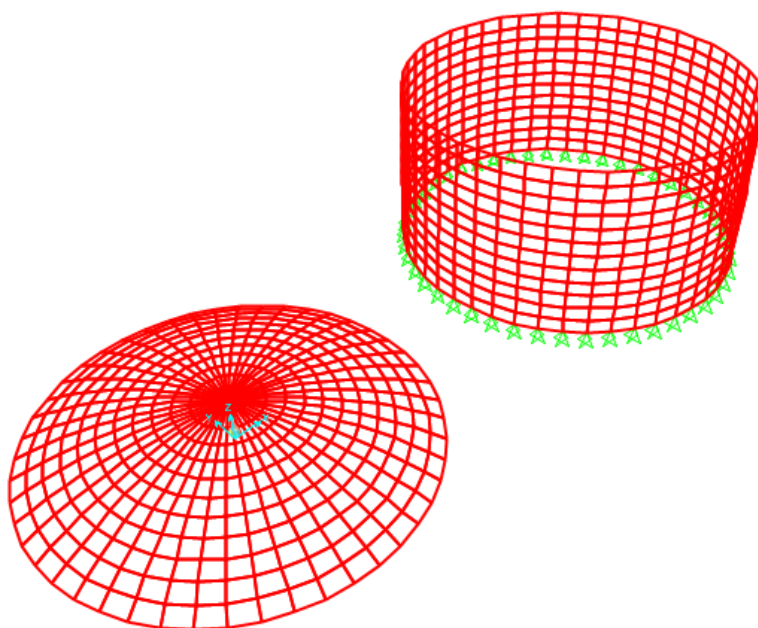


Σχήμα 10.2: Απεικόνιση κυκλικού τμήματος θεμελίωσης.

Η διαδικασία σχεδιασμού και ανάλυσης στο SAP2000 για τις δυο δεξαμενές είναι ακριβώς η ίδια όπως δίνεται ακολούθως. Αρχικά εισάγονται οι διαστάσεις της δεξαμενής συμπληρώνοντας τα αντίστοιχα στοιχεία στο SAP2000 για το κυλινδρικό τμήμα της δεξαμενής. Όταν αυτά εισάγονται εμφανίζεται η διάταξη σύμφωνα με τα Σχήματα 10.1 και 10.2. Μετά τη διαμόρφωση στο πρόγραμμα του τμήματος που αφορά το κυκλικό τμήμα της δεξαμενής εισάγεται και η οροφή της σύμφωνα με τις αναφερόμενες διαστάσεις στα Σχήματα 10.3 και 10.4.

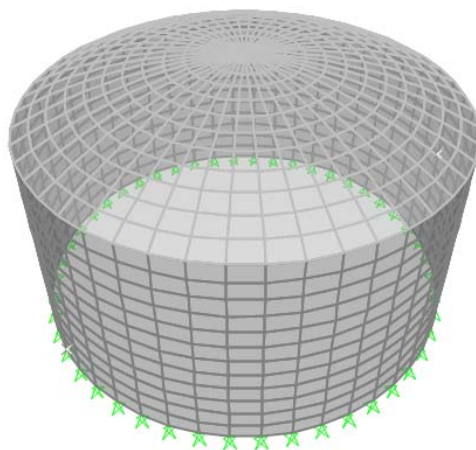


Σχήμα 10.3: Διάταξη οροφής.

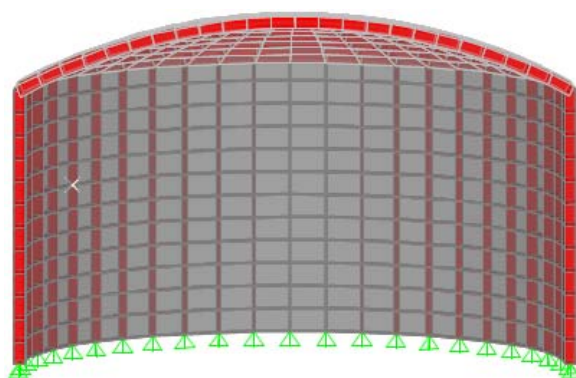


Σχήμα 10.4: Απεικόνιση της οροφής.

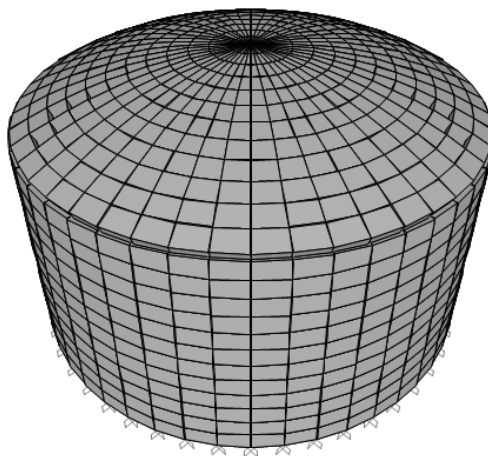
Στα Σχήματα 10.5 έως 10.7 δίνεται και ο τρόπος στήριξης της δεξαμενής, δηλαδή πάκτωση των τοιχωμάτων της δεξαμενής στο επίπεδο της στάθμης θεμελίωσης στο κυλινδρικό σχήμα της δεξαμενής). Η σχεδίαση αυτή έγινε για να δοθεί η διάταξη της δεξαμενής στο SAP2000 ώστε να είναι αντιληπτή η διάταξη των δεξαμενών ανάλυσης.



Σχήμα 10.5: Απεικόνιση σχεδιασμένης διάταξης.



Σχήμα 10.6: Απεικόνιση τομής διάταξης.



Σχήμα 10.7: Απεικόνιση συνολικής δομής.

10.3. Απλοποιητικό προσομοίωμα

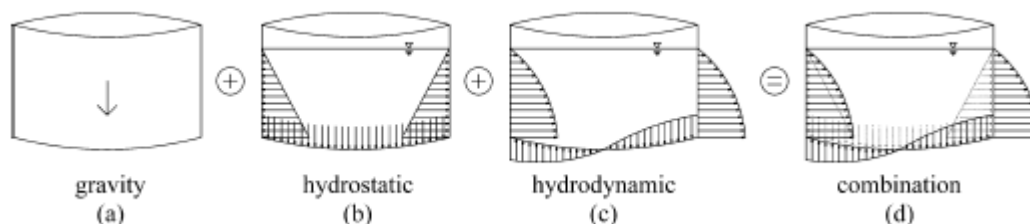
Στην ενότητα αυτή θα γίνει αναφορά στη διάταξη του φορέα των δεξαμενών στις όποιες έχει γίνει η ανάλυση συμφώνα με τα αποτελέσματα των προγραμμάτων του MATLAB όπως αυτά αναφερθήκαν αναλυτικά στις αντίστοιχες ενότητες. Η πολυπλοκότητα των δεξαμενών αποθήκευσης ως κατασκευές και κυρίως η μελέτη της αλληλεπίδρασης υγρού-δεξαμενής-θεμελίωσης, καθιστά αναγκαία την προσομοίωσή τους. Η προσομοίωση των δεξαμενών πραγματοποιείται με τη χρήση απλοποιητικών προσομοιωμάτων ή με τη χρήση λεπτομερέστερων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων (FEM).

Τα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων προσφέρουν μεγάλη ακρίβεια στη μελέτη, η οποία όμως αντισταθμίζεται με τον μεγάλο υπολογιστικό φόρτο που απαιτείται για τις αναλύσεις. Από την άλλη πλευρά, η χρήση ενός ορθού απλοποιητικού προσομοιώματος είναι πολλές φορές ικανοποιητική, διότι ενώ υστερεί σε ακρίβεια, είναι ικανή να δώσει μια πολύ καλή πρώτη εκτίμηση του εξεταζόμενου προβλήματος. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά οι απλοποιητικές μέθοδοι, καθώς και οι μέθοδοι πεπερασμένων στοιχείων. Ο καθορισμός των διαφόρων αστοχιών απαιτεί μια σειρά από κριτήρια αστοχίας, τα οποία εκφράζονται συναρτήσεις των παραμέτρων απόκρισης που προκύπτουν από το αρχείο αποτελεσμάτων του αριθμητικού προσομοιώματος που έχει υιοθετηθεί. Τέτοιου είδους κριτήρια παρατίθενται παρακάτω για όλες τις αστοχίες που έχουν ήδη συζητηθεί, με εξαίρεση την περίπτωση της ολίσθησης.

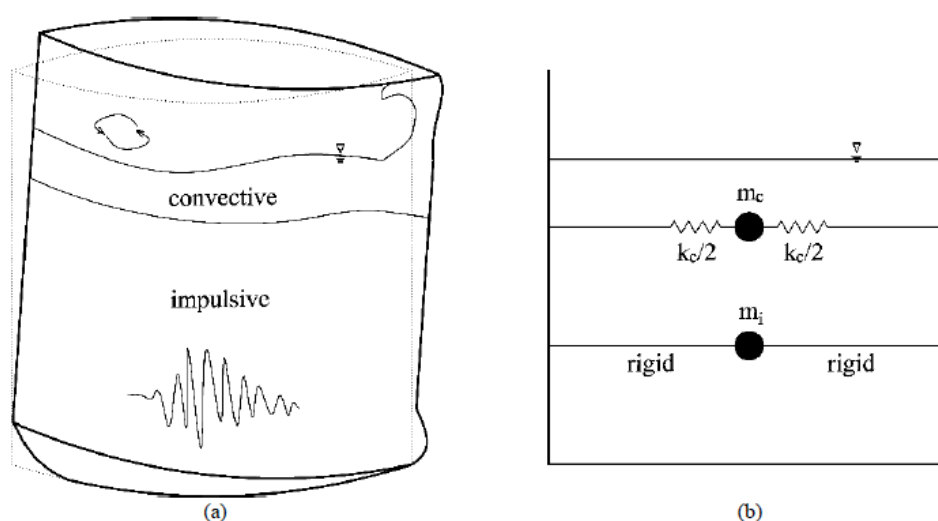
Το αποθηκευμένο υγρό των κυλινδρικών δεξαμενών υποβάλλει, μέσω του υδροστατικού φορτίου, τα τοιχώματα σε αξονοσυμμετρική πίεση. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την ανάπτυξη τάσεων κατά μήκος της περιφέρειας του κελύφους, το μέγεθος των οποίων καθορίζει τα απαιτούμενα πάχη των τοιχωμάτων κατά τον σχεδιασμό έναντι στατικών φορτίων (Σχήμα 10.8). Στην περίπτωση, όμως, μιας ισχυρής σεισμικής διέγερσης, το αποθηκευμένο υγρό ταλαντώνεται αλληλεπιδρώντας παράλληλα με το τοίχωμα της δεξαμενής. Προγενέστερες μελέτες έχουν δείξει πως την απόκριση του υγρού κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορεί κανείς να την προσεγγίσει μέσω δύο ιδιομορφών (Haroun 1983, Haroun and Housner 1981, Housner 1957, 1963, Malhotra 2000).

Η πρώτη, γνωστή και ως 'ωστική' (impulsive), αναφέρεται στα μόρια του υγρού που μετακινούνται σαν ένα σώμα με το κέλυφος της δεξαμενής. Η δεύτερη, γνωστή και ως 'κυκλοφορούσα' (convective), αναφέρεται στα μόρια του υγρού κοντά στην ελεύθερη επιφάνεια τα οποία ταλαντώνονται (πρωτίστως) κατακόρυφα (Σχήμα 10.9). Η αδράνεια των μετακινούμενων σωματιδίων του υγρού έχει ως αποτέλεσμα να αναπτύσσονται ασύμμετρες υδροδυναμικές πιέσεις στη δεξαμενή, σε ένα μέγεθος που είναι συχνά πολύ μεγαλύτερο από αυτό της υδροστατικής. Ιδιαίτερα για τις ελεύθερα εδραζόμενες δεξαμενές, όταν αυτές δέχονται μεγάλες ροπές ανατροπής, μέρος του ελάσματος βάσης ενδέχεται να αποχωριστεί από τη

Θεμελίωση, οδηγώντας σε ένα αμιγώς μη-γραμμικό φαινόμενο που είναι γνωστό ως μηχανισμός ανασηκώματος (uplifting) της δεξαμενής.

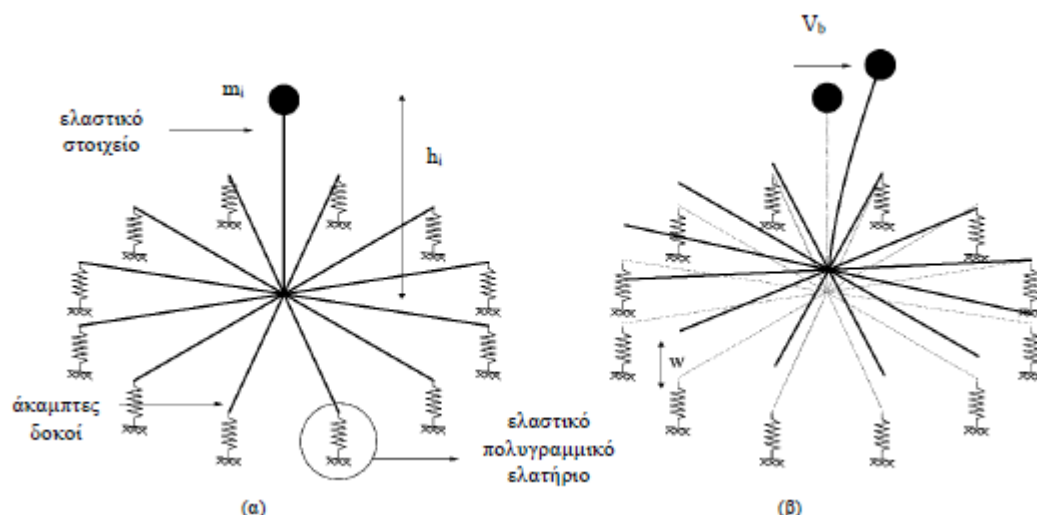


Σχήμα 10.8: Αναπτυσσόμενες δυνάμεις στην ανάλυση της δεξαμενής (Bakalis et al., 2016).

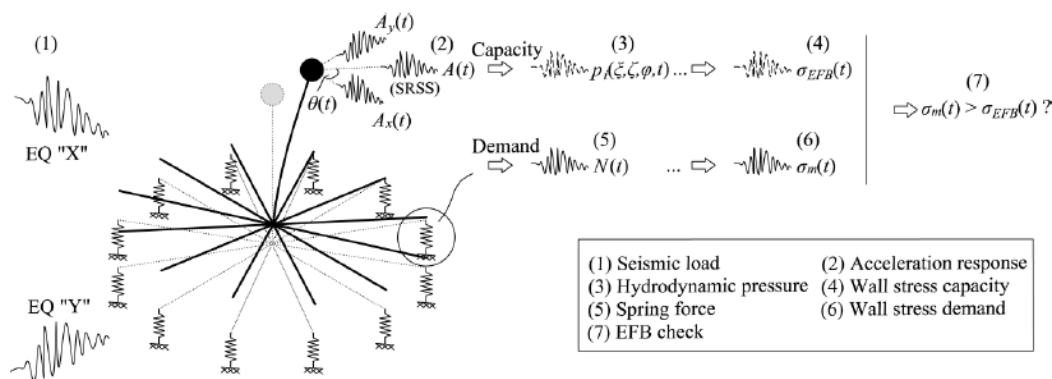


Σχήμα 10.9: Ωστική και κυκλοφορούσα συνιστώσα μιας ελεύθερα εδραζόμενης δεξαμενής και (β) απλοποιημένο μοντέλο Housner (1957, 1963).

Το προτεινόμενο αριθμητικό προσομοίωμα, γνωστό και ως “Joystick”, αποτελείται από ένα στοιχείο δοκού που φέρει την ωστική μάζα του συστήματος και στηρίζεται από δύσκαμπτες δοκούς, οι οποίες με τη σειρά τους εδράζονται σε σημειακά ελατήρια στην περιφέρεια της δεξαμενής (Σχήματα 10.10 & 10.11). Συγκεκριμένα, το έλασμα της βάσης αντικαθίσταται από ένα ζυγό αριθμό δύσκαμπτων δοκών όπως φαίνεται στην συνέχεια. Η μη-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος λαμβάνεται υπόψιν μέσω σημειακών ελατηρίων που συνδέουν τη βάση με το έδαφος. Οι ιδιότητες αυτών των ελατηρίων αντιστοιχούν σε μια λωρίδα βάσης πλάτους (b_w). Αξίζει να σημειωθεί πως ένα μη-γραμμικό υλικό με έντονη στένωση (pinching) όσον αφορά την υστέρηση, θα ήταν πιο ρεαλιστικό για τα εν λόγω ελατήρια, ιδιαίτερα για περιπτώσεις δεξαμενών που εδράζονται σε μαλακά εδάφη. Σε αυτή την περίπτωση, αρνητικές μετακινήσεις κατά την αποφόρτιση ενδέχεται να είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες με θετικό πρόσημο. Το προτεινόμενο μοντέλο για την ανάλυση των δεξαμενών, καθώς και ο αντίστοιχος παραμορφωμένος φορέας παρουσιάζονται στη συνέχεια.



Σχήμα 10.10: (α) Το αριθμητικό προσομοίωμα “Joystick” και (β) ο παραμορφωμένος του φορέας (Bakalis et al., 2016).



Σχήμα 10.11: Τυπική αποτύπωση συστήματος (Bakalis et.al 2016).

10.4. Δυναμικές αναλύσεις

Στη δυναμική ανελαστική ανάλυση χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα του φορέα το οποίο ενσωματώνει ανελαστικούς νόμους φορτίου – παραμόρφωσης για τα επιμέρους δομικά στοιχεία της ανωδομής. Στον φορέα εφαρμόζεται σεισμική φόρτιση, η οποία εκφράζεται από επιταχυνσιογραφήματα εδαφικών δονήσεων. Η απόκριση του φορέα υπολογίζεται με επαναληπτικό τρόπο με χρήση χρονικών βημάτων. Οι υπολογιζόμενες δυνάμεις και μετακινήσεις συγκρίνονται απ’ ευθείας με τα κριτήρια αποδοχής των κανονισμών. Τα υπολογιζόμενα εντατικά μεγέθη του φορέα αποτελούν ορθολογικές προσεγγίσεις των αναμενομένων κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, επειδή το μοντέλο προσομοίωσης και η μεθοδολογία προσεγγίζουν με μεγάλη αμεσότητα την ανελαστική απόκριση του φορέα κατά τη διάρκεια του σεισμικού φαινομένου. Για τους παραπάνω λόγους, η χρονοϊστορία μπορεί να εφαρμοστεί χωρίς περιορισμούς σε οποιονδήποτε φορέα ή έδαφος θεμελίωσης.

Παρόλα αυτά, η απόκριση της κατασκευής μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά (συχνотικό περιεχόμενο) των συγκεκριμένων επιταχυνσιογραφημάτων που χρησιμοποιούνται, συνεπώς, η ανάλυση χρονοϊστορίας πρέπει να επαναλαμβάνεται για πολύ περισσότερες από μία εδαφικές διεγέρσεις για να προκύψουν αξιόπιστα αποτελέσματα.

Ενώ η ανελαστική δυναμική ανάλυση είναι η ακριβέστερη μέθοδος ανάλυσης, χρησιμοποιείται σε περιορισμένο βαθμό στο σχεδιασμό των κατασκευών, λόγω του μεγάλου υπολογιστικού κόστους, της ανάγκης προσεκτικής επιλογής επιταχυνσιογραφημάτων και της δυσκολίας στην επεξεργασία του μεγάλου όγκου των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Η χρονοϊστορία χρησιμοποιείται κυρίως για ερευνητικούς σκοπούς ως σημείο αναφοράς και εργαλείο αξιολόγησης της ακρίβειας των αποτελεσμάτων των υπολοίπων μεθόδων ανάλυσης και κυρίως της ανελαστικής στατικής μεθόδου (Mwafy & Elnashai, 2001), (Chopra & Goel, 2000).

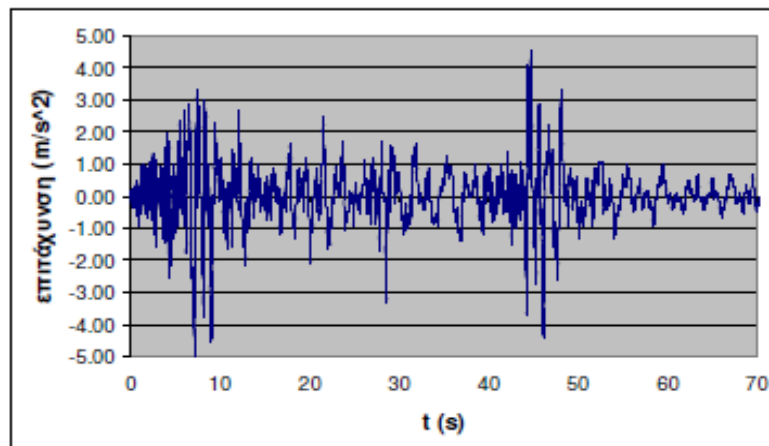
Η δυναμική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας θεωρείται η καταλληλότερη μέθοδος για την προσομοίωση του δυναμικού χαρακτήρα της σεισμικής δράσης και της απόκρισης της κατασκευής. Επίσης, για υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης και σε κατασκευές μέσης και χαμηλής επιλεκτικότητας, η ανάπτυξη βλαβών, δηλαδή η είσοδος στη μη-γραμμική περιοχή, είναι σχεδόν βέβαιη, άρα για την ρεαλιστικότερη προσομοίωσή τους, η μη-γραμμική μέθοδος κρίνεται καταλληλότερη από τις ελαστικές. Τόσο τα απαιτούμενα, όσο και τα διαθέσιμα μεγέθη (δυνάμεις, παραμορφώσεις) εμπεριέχουν σημαντικές αβεβαιότητες οι οποίες πρέπει να συμπεριληφθούν στην αποτίμηση. Στα απαιτούμενα μεγέθη μπορούν να συμπεριληφθούν μετά από σειρά σχετικών μελετών (Shome et al. 1998):

- Η αβεβαιότητα της σεισμικής δράσης, δηλαδή των επιταχυνσιογραφημάτων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν, η οποία χαρακτηρίζεται από υψηλούς συντελεστές μεταβλητότητας.
- Η αβεβαιότητα που εισάγει η παραδοχή για τη δυσκαμψία του ελαστικού τμήματος των δομικών στοιχείων, στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται προσομοιώματα σημειακής πλαστιμότητας για τα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος.
- Η αβεβαιότητα των παραμέτρων της ανάλυσης που αναφέρονται στις αντοχές των υλικών (f_c , f_y) και της δυσκαμψίας των στοιχείων οπλισμένου σκυροδέματος (E_{eff} , GA_{eff} , EA_{eff}).

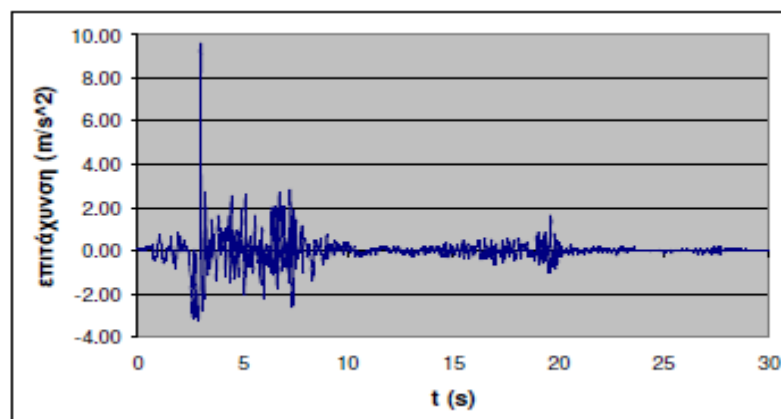
Στα μεγέθη απόκρισης, τα οποία συνήθως συσχετίζονται με τη διαθέσιμη πλαστιμότητα των δομικών στοιχείων (ικανότητα παραμόρφωσης), οι αβεβαιότητες είναι μεγάλες και δεν αντιμετωπίζονται με την εφαρμογή της στατικής υπερωθητικής ανάλυσης (ανάλυση Pushover). Σύμφωνα με την τεχνική έκθεση της έρευνας που διενεργήθηκε από την επιτροπή 442 των Αμερικάνικων Οργανισμών ACI και ASCE και που αναφέρεται σε δοκούς, σε υποστυλώματα και σε τοιχώματα

οπλισμένου σκυροδέματος, επισημάνθηκαν τα εξής συμπεράσματα (πραγματοποιήθηκε μεγάλος αριθμός πειραμάτων υπό τυπικές μορφές ανακυκλιζόμενης έντασης με σκοπό την εκτίμηση της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στρόφης):

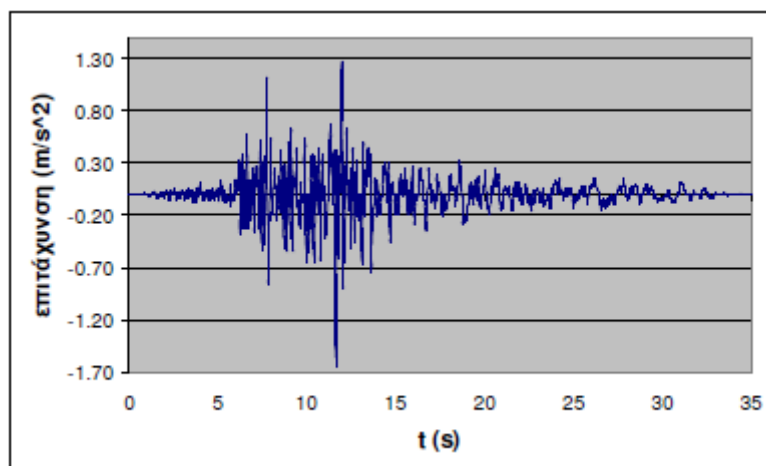
- Διαπιστώθηκε μεγάλη διασπορά στις πειραματικά εκτιμώμενες ικανότητες παραμόρφωσης, είτε αυτές εκφράζονται ως δείκτες πλαστιμότητας είτε ως σχετικές μετακινήσεις ορόφων, οι οποίες οφείλονται στους μηχανισμούς μεταφοράς δύναμης στα στοιχεία υπό ανακυκλιζόμενη φόρτιση, αλλά και σε διαφορές στις χρησιμοποιούμενες πειραματικές διατάξεις.
- Ως σημαντικότερη παράμετρος επιρροής της διαθέσιμης ικανότητας πλαστικής στρόφης, αναδείχτηκε το επίπεδο της τέμνουσας (ειδικότερα η διατμητική τάση). Συγκεκριμένα, όσο αυξάνεται η τιμή της τάσης τόσο μειώνεται η διαθέσιμη πλαστική στρόφη και ο αντίστοιχος δείκτης πλαστιμότητας.



Σχήμα 10.12: Επιταχυνσιογράφημα Erzincan.



Σχήμα 10.13: Επιταχυνσιογράφημα Mendocino.



Σχήμα 10.14: Επιταχυνσιογράφημα Northridge.

10.5. Επαυξητική δυναμική ανάλυση

Η επαυξητική μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας θεωρείται η εξέλιξη της μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης και αποτελεί τη νεότερη και ακριβέστερη από τις προαναφερθείσες μεθόδους. Η φιλοσοφία της μεθόδου έγκειται στην λογική της Pushover ανάλυσης. Συγκεκριμένα, η κατασκευή υποβάλλεται σε παράλληλες αναλύσεις της ίδιας χρονοϊστορίας με αυξομείωση της μέγιστης επιτάχυνσης. Τη μέθοδο εφάρμοσε πρώτη φορά ο Bertero το 1977 και κατά τις τελευταίες δεκαετίες απαριθμεί πληθώρα εφαρμογών. Η εφαρμογή πληθώρας χρονοϊστοριών οδηγεί σε ασφαλέστερα συμπεράσματα για τη συμπεριφορά της κατασκευής. Παρά το πλήθος των εφαρμογών της μεθόδου, η τυποποίησή της από τους διεθνείς κανονισμούς έχει ξεκινήσει μόλις τα τελευταία χρόνια. Συγκεκριμένα, στις σχετικές οδηγίες της FEMA προτείνεται εφαρμογή της επαυξητικής μη-γραμμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας. Η μέθοδος στον κανονισμό των ΗΠΑ αναφέρεται ως Incremental Dynamic Analysis (IDA) (Vamvatsikos & Cornell, 2002) και προτείνεται για ένα ευρύ πεδίο εφαρμογών. Η εφαρμογή της μεθόδου πρωτίστως σκοπεύει στην απεικόνιση της μεταβολής της απόκρισης, συναρτήσει της μεταβολής των πιθανών επιπέδων των διαφόρων σεισμικών διεγέρσεων.

Κατά την εφαρμογή της IDA, επιλέγεται το επιβαλλόμενο επιταχυνσιογράφημα (καταγραφή αναφοράς, α_1) και στη συνέχεια επιλύεται το μοντέλο για την καταγραφή αυτή, με μη γραμμικές μεθόδους απευθείας ολοκλήρωσης στον χρόνο των διαφορικών εξισώσεων δυναμικής ισορροπίας. Η επίλυση πραγματοποιείται για το ίδιο επιταχυνσιογράφημα σε διαφορετικές εντάσεις. Για την αυξομείωση της εδαφικής κίνησης χρησιμοποιείται ενιαίος πολλαπλασιαστικός συντελεστής (Scale Factor). Ως πολλαπλασιαστικός συντελεστής ενός κλιμακούμενου επιταχυνσιογραφήματος ορίζεται ο μη-μηδενικός συντελεστής $\lambda \in [0, +\infty)$, ο οποίος παράγει το επιταχυνσιογράφημα α_λ όταν εφαρμοστεί πολλαπλασιαστικά στην αρχική χρονοϊστορία α_1 . Ακολουθώντας αυτή τη διαδικασία προκύπτουν νέα επιταχυνσιογραφήματα με αυξημένη ή μειωμένη μέγιστη

επιτάχυνση. Ο συντελεστής $\lambda=1$ δηλώνει το αρχικό επιταχυνσιογράφημα. Όταν $\lambda<1$ προκύπτουν τα απομειωμένα επιταχυνσιογραφήματα, ενώ όταν $\lambda>1$ προκύπτουν τα επαυξημένα επιταχυνσιογραφήματα. Είναι δυνατόν η αυξομείωση αυτή να γίνει και στο πεδίο των συχνοτήτων, όπου με τον ενιαίο συντελεστή λ πολλαπλασιάζονται τα πλάτη της επιτάχυνσης στο φάσμα Fourier της καταγραφής σε όλες τις συχνότητες, με ταυτόχρονη διατήρηση του συχνοτικού της περιεχομένου.

Παρόλο που ο συντελεστής λ αποτελεί τον απλούστερο τρόπο περιγραφής των κλιμακούμενων μορφών ενός επιταχυνσιογραφήματος, εντούτοις δεν προσφέρεται σε καμία περίπτωση για τους σκοπούς του μηχανικού, καθώς δεν παρέχει κάποια συγκεκριμένη πληροφορία για την κλιμακούμενη καταγραφή, καθώς και τις επιπτώσεις της στην κατασκευή. Για τον λόγο αυτό χρησιμοποιούνται άλλα μεγέθη μέτρησης της έντασης των τροποποιημένων επιταχυνσιογραφημάτων, όπως η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (PGA), η μέγιστη ταχύτητα του εδάφους (PGV), η μέγιστη φασματική επιτάχυνση που αντιστοιχεί στην πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής (T_1). Τα μεγέθη αυτά ονομάζονται παράμετροι σεισμικής έντασης (intensity measure, IM) και δίνουν πληροφορίες για κάθε επιταχυνσιογράφημα. Το μέτρο βλάβης προσδιορίζεται από την ακόλουθη εξίσωση, η οποία εξαρτάται από το κλιμακούμενο επιταχυνσιογράφημα a_1 , και αυξάνεται μονοτονικά με τον συντελεστή λ :

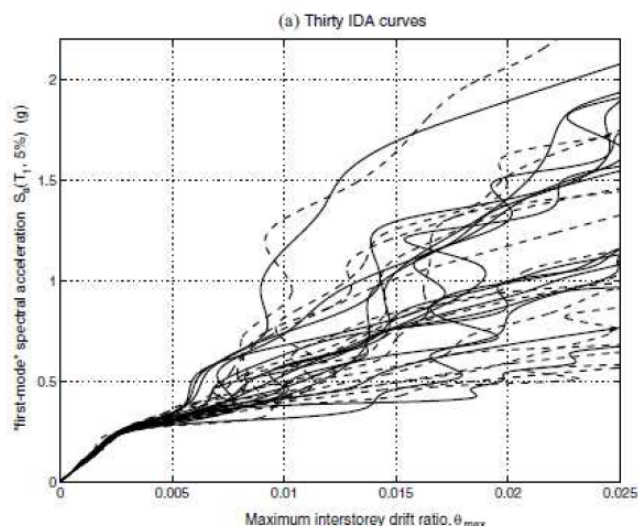
$$IM = \lambda * f_{a1} \quad (10.1)$$

Εκτός από το μέγεθος της έντασης της σεισμικής διέγερσης, ορίζεται και ένα μέγεθος της απόκρισης της κατασκευής, γνωστό ως δείκτης βλάβης (damage measure, DM). Ως δείκτης βλάβης ορίζεται ο μη-αρνητικός συντελεστής $DM \in [0, +\infty]$ ο οποίος χαρακτηρίζει την επιπρόσθετη απόκριση του μοντέλου στο προδιαγεγραμμένο σεισμικό φορτίο. Η μέγιστη τέμνουσα βάσης, οι στροφές των κόμβων, η μέγιστη πλαστιμότητα των ορόφων, η μέγιστη μετατόπιση κορυφής και η μέγιστη στροφή ορόφου, αποτελούν τους κυριότερους δείκτες βλάβης. Η επιλογή του κατάλληλου συντελεστή εξαρτάται από τη φύση της υπό μελέτη κατασκευής, ενώ μπορεί να είναι σκόπιμη η χρήση δύο ή και περισσότερων δεικτών βλάβης προκειμένου να αποτιμήσουμε διαφορετικά χαρακτηριστικά της απόκρισης της κατασκευής, οριακές καταστάσεις ή τύπους αστοχίας.

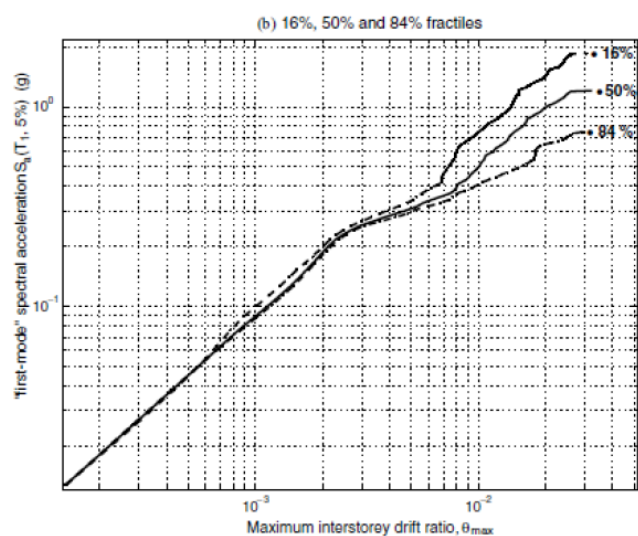
Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αποτυπώνονται συγκεντρωτικά σε ένα διάγραμμα της παραμέτρου βλάβης της κατασκευής και της έντασης της σεισμικής διέγερσης κάθε επιταχυνσιογραφήματος. Κάθε σημείο στο διάγραμμα αντιστοιχεί σε μια ανάλυση χρονοϊστορίας. Ως δυναμική καμπύλη αντίστασης ορίζεται η ένωση όλων των σημείων των αναλύσεων. Επομένως, όπως είναι αναμενόμενο, όσο περισσότερες αναλύσεις πραγματοποιούνται, τόσο αυξάνεται η ακρίβεια της μεθόδου, όμως παράλληλα αυξάνεται και το υπολογιστικό κόστος. Για τον λόγο αυτό, πρέπει να βρεθεί μία χρυσή τομή μεταξύ ακρίβειας και χρόνου ανάλυσης.

Έτσι, η εφαρμογή τουλάχιστον δέκα κλιμακώσεων στο ίδιο επιταχυνσιογράφημα αποτελεί μια καλή επιλογή.

Η πραγματική απόκριση μιας κατασκευής σε έναν μελλοντικό σεισμό, είναι αδύνατο να περιγράψει με την εφαρμογή ενός μεμονωμένου επιταχυνσιογραφήματος. Για την ορθότερη περιγραφή της απόκρισης της κατασκευής επιβάλλεται ο φορέας σε περισσότερα επιταχυνσιογραφήματα, από τα οποία προκύπτει η «μέση δυναμική καμπύλη αντίστασης». Όπως, για παράδειγμα η έντονη γραμμή στο Σχήμα 10.15, η οποία αντιστοιχεί στη δειγματική διάμεσο (Median -50%) των τιμών και εφεξής θα ονομάζεται για συντομία "μέση" καμπύλη IDA. Συνοψίζοντας τις καταγραφές σε φάσματα απόκρισης, μπορούν να καθοριστούν και μέσες καμπύλες IDA, αλλά και για εκατοστιαίες (percentiles) καμπύλες IDA με διαστήματα εμπιστοσύνης 16% και 84%, όπως φαίνεται στο Σχήμα 10.16.



Σχήμα 10.15: Δυναμικές καμπύλες (IDA curves) (FEMA p58-1).



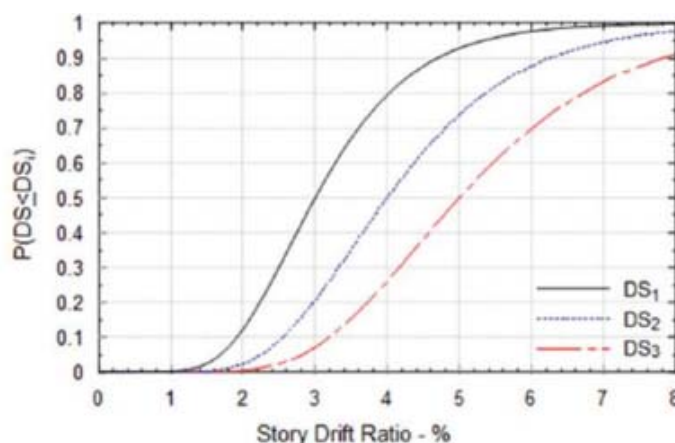
Σχήμα 10.16: 16%, 50% & 84% καμπύλες IDA (FEMA p58-1).

10.6. Καμπύλες τρωτότητας

Οι συναρτήσεις τρωτότητας στοιχείων (Component fragility functions) αποτελούν στατιστικές κατανομές που υποδεικνύουν την πιθανότητα ένα στοιχείο ή σύστημα να πάθει βλάβη ως συνάρτηση ενός συγκεκριμένου μέτρου απόκρισης, όπως η ανηγμένη σχετική μετακίνηση ορόφου ή η επιτάχυνση ορόφου (Σχήμα 10.17). Οι συναρτήσεις τρωτότητας λαμβάνουν συνήθως τη μορφή λογαριθμοκανονικής αθροιστικής κατανομής με διάμεσο θ και τυπική απόκλιση (διασπορά) β και περιγράφονται από την παρακάτω μαθηματική σχέση:

$$F_i(D) = \Phi\left(\frac{\ln(D/\theta_i)}{\beta_i}\right) \quad (10.2)$$

όπου $F_i(D)$ η δεσμευμένη πιθανότητα το στοιχείο να βρεθεί στη στάθμη βλάβης i για δεδομένο μέτρο απόκρισης D , Φ η τυπική κανονική αθροιστική συνάρτηση, θ_i η διάμεσος της πιθανοτικής κατανομής, β_i η λογαριθμική τυπική απόκλιση.



Σχήμα 10.17: Παράδειγμα καμπυλών τρωτότητας για διάφορες στάθμες βλάβης (FEMA p58-1).

Η διασπορά β_i εκφράζει την αβεβαιότητα όσον αφορά την πραγματική τιμή απαίτησης D , στην οποία το στοιχείο αναμένεται να εισέλθει στην αντίστοιχη στάθμη βλάβης. Η αβεβαιότητα αυτή προέρχεται από τη μεταβλητότητα της ποιότητας κατασκευής και εγκατάστασης των στοιχείων σε ένα κτίριο, αλλά και από τη μεταβλητότητα στην ιστορία φόρτισης που ενδεχομένως έχει επιβληθεί στο στοιχείο που μελετάται πριν την αστοχία του. Όταν οι παράμετροι της συνάρτησης τρωτότητας εκτιμώνται βάσει περιορισμένου αριθμού δεδομένων, η αβεβαιότητα μπορεί να χωριστεί σε δύο συνιστώσες που πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Η πρώτη συνιστώσα, που συμβολίζεται με β_r , εκφράζει την τυχαία μεταβλητότητα που παρατηρείται στα πειραματικά δεδομένα, από τα οποία εξαγονται οι παράμετροι της τρωτότητας. Η δεύτερη συνιστώσα, που συμβολίζεται με β_u , εκφράζει την αβεβαιότητα λόγω ελλιπούς γνώσης που έγκειται, π.χ., στο εάν

τα εν λόγω πειράματα απεικονίζουν πραγματικές συνθήκες εγκατάστασης και φόρτισης και στο εάν τα διαθέσιμα δεδομένα κρίνονται επαρκή σαν δείγμα για τον προσδιορισμό της τυχαίας μεταβλητότητας. Η συνολική διασπορά υπολογίζεται ως:

$$\beta = \sqrt{\beta r^2 + \beta u^2} \quad (10.3)$$

Για κάθε μία διαδοχική και για κάθε ομάδα αμοιβαίως αποκλειόμενων ή ταυτόχρονων σταθμών βλάβης, απαιτείται μία μοναδική συνάρτηση τρωτότητας. Για διαδοχικές στάθμες βλάβης, η δεσμευμένη πιθανότητα ένα στοιχείο να έχει φτάσει τη στάθμη i για απαίτηση D_i δίνεται από τη σχέση:

$$P[i|D] = F_{i+1}(D) - F_i(D) \quad (10.4)$$

όπου $F_{i+1}(D)$ η δεσμευμένη πιθανότητα το στοιχείο να φτάσει τη στάθμη βλάβης $i+1$ ή κάποια υψηλότερη και $F_i(D)$ αντίστοιχα για στάθμη i . Οι συναρτήσεις τρωτότητας των στοιχείων προσδιορίζονται από πειραματικά δεδομένα, συλλογή στοιχείων από πραγματικούς σεισμούς, ανάλυση, αλλά και από την εμπειρία των μελετητών.

Κεφάλαιο 11^ο

11. Δυναμική βελτιστοποίηση δεξαμενών

11.1. Γενικά

Στο παρόν κεφάλαιο διαμορφώνεται το πλαίσιο αναφορικά με την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης των εξεταζόμενων σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Οι δεξαμενές είναι αυτές που έχουν αναφερθεί στα προηγούμενα κεφάλαια της παρούσας εργασίας και η βελτιστοποίηση εφαρμόζεται με βάση τα αποτελέσματα των κωδίκων MATLAB που αναπτύχθηκαν. Στη συνέχεια, η δυναμική ανάλυση γίνεται στο SAP2000. Η προτεινόμενη μεθοδολογία βασίζεται στο απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα joystick που αναπτύχθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο.

Οι απαιτούμενες στάθμες βλάβης καθορίζονται με βάση τον προσδιορισμό των μορφών αστοχίας που παρατηρούνται κατά τη διάρκεια του σεισμού σε τέτοιες κατασκευές. Τόσο η επαυξητική δυναμική ανάλυση (incremental dynamic analysis), όσο και η επανομαζόμενη ανάλυση χρονοϊστορίας χρησιμοποιούνται προκειμένου να προσδιοριστεί η σχέση μεταξύ των διαφόρων παραμέτρων απόκρισης και του μέτρου σεισμικής έντασης. Αξιοποιώντας αυτές τις μεθόδους, πραγματοποιείται μια παραμετρική διερεύνηση για δύο δεξαμενές διαφορετικής γεωμετρίας, οι οποίες εξετάζονται τόσο για σεισμικά μονωμένη βάση όσο και για δύο βελτιστοποιημένες διατάξεις σεισμικής μόνωσης.

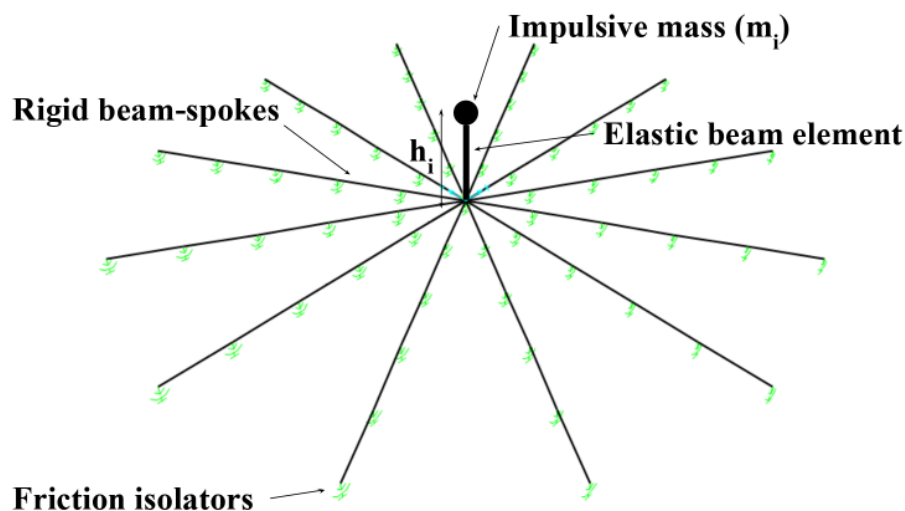
Από την ανάλυση αυτή των δεξαμενών, διερευνάται η σεισμική απόκριση στις διαφορετικές βελτιστοποιήσεις και στις διατάξεις σεισμικής μόνωσης. Οι καμπύλες τρωτότητας που εξάγονται τόσο για το σύνολο των αστοχιών όσο και για τις επιμέρους αστοχίες που ορίστηκαν, αξιοποιούνται για τον υπολογισμό των αντίστοιχων τιμών μέσης περιόδου επαναφοράς, οι οποίες φανερώνουν πως μεγαλύτερης τάξης στάθμες βλάβης έχουν σημαντικά μεγαλύτερη συχνότητα

εμφάνισης σε σύγκριση με αυτές που αναφέρονται σε περιορισμένης έκτασης βλάβες.

11.2. Ανάλυση μοντέλων MATLAB

Στο MATLAB έχουν αναπτυχθεί όλοι οι κώδικες προδιαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης της σεισμικής μόνωσης των δυο κατηγοριών δεξαμενών που μελετώνται σε αυτήν την εργασία. Η μία είναι δεξαμενή με πλατιά βάση και λόγο $H/R=0,67$ ($H=12,192\text{m}$, $R=18,29\text{m}$) και συνολικό βάρος υγρού $W=126273,45\text{kN}$. Η δεύτερη είναι δεξαμενή με μεγάλο ύψος και λόγο $H/R=3$ ($H=21,96\text{m}$, $R=7,32\text{m}$) και συνολικό βάρος υγρού $W=36245,4\text{kN}$. Τα προγράμματα αυτά αφορούν τη σεισμική μόνωση των δεξαμενών για δυο διαφορετικού τύπους εφεδράνων, και συγκεκριμένα του εφεδράνου με μία επιφάνεια ολίσθησης SFPB και του εφεδράνου με τρεις επιφάνειες ολίσθησης TFPB. Η διαδικασία που έχει ακολουθηθεί για την προδιαστασιολόγηση και τη βελτιστοποίηση των εφεδράνων έχει αναλυθεί στις αντίστοιχες ενότητες της παρούσας εργασίας. Στην ενότητα αυτή θα δοθούν τα αποτελέσματα των κωδικών για κάθε μια περίπτωση. Συνολικά για κάθε τύπο δεξαμενής έχουν αναπτυχθεί έξι κώδικες στο MATLAB.

Ανάλυση δεξαμενής με $H/R=0,67$



Σχήμα 11.1: Απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα joystick πλατιάς μονωμένης δεξαμενής (Tsipianitis & Tsompanakis, 2018).

Αρχικά, αναλύονται και δίνονται τα αποτελέσματα για τη μονωμένη δεξαμενή με λόγο $H/R=0,67$. Η δεξαμενή αυτή ονομάζεται squat (πλατιά). Στον πρώτο κώδικα εφαρμόζεται η σεισμική μόνωση βάσης για έναν μόνο τύπο εφεδράνου μόνης επιφάνειας ολίσθησης SFPB. Τα στοιχεία του εφεδράνου έχουν επιλεγεί με βάση τους ελέγχους σε αστοχία και τη δυνατότητα ανάληψης του κατακόρυφου φορτίου στη θέση εφαρμογής. Το εφέδρανο SFPB για την αρχική σεισμική μόνωση έχει συντελεστή τριβής $\mu=0,03$ και ακτίνα καμπυλότητας $R=3,2\text{m}$. Το συνολικό

κατακόρυφο φορτίο σε κάθε μία από τις 60 θέσεις εγκατάστασης εφεδράνων είναι $W=2926,6\text{ kN}$, το οποίο αντιστοιχεί στο άθροισμα της ωστικής (impulsive) και της κυκλοφορούσας (convective) συνιστώσας, διαιρεμένο με τον αριθμό των θέσεων εγκατάστασης των εφεδράνων. Τα αποτελέσματα του κώδικα είναι τα εξής:

Αριθμός εφεδράνων	60
Συντελεστής τριβής	0,03
Φορτίο	2926,6 kN
Ακτίνα καμπυλότητας	3,2 m
Ελαστική δυσκαμψία	46642,69 kN/m
Ενεργός δυσκαμψία	1253,542 kN/m
Απόσβεση	17,11 %
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	75212,53 kN/m
Συνολικό φορτίο	175596 kN
Ιδιοπερίοδος	3,065 sec
Μέγιστη μετακίνηση	0,2594 m
Βάρος δεξαμενής	126173,45 kN

Πίνακας 11.1: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatSFPB1 (πλατιά δεξαμενή).

Ακολουθώντας, αναλύεται η πλατιά δεξαμενή (squat) στην περίπτωση της βελτιστοποίησης των SFPB εφεδράνων μονής επιφάνειας ολίσθησης. Η διαδικασία της βελτιστοποίησης πραγματοποιείται στο MATLAB και εφαρμόζεται ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης cuckoo search. Στο πρόγραμμα δίνονται ως στοιχεία εισόδου τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ο συντελεστής τριβής των εφεδράνων, ως συνάρτηση βελτιστοποίησης λαμβάνεται η ελαχιστοποίηση του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας και οι συναρτήσεις περιορισμού είναι οι έλεγχοι επάρκειας των εφεδράνων και οι απαιτήσεις των σεισμικά μονωμένων κατασκευών. Στη δεξαμενή έχουν επιλεγεί οι θέσεις εφαρμογής των εφεδράνων και είναι οι ίδιες με την προηγούμενη ανάλυση. Στο πρόγραμμα δίνονται οι συντεταγμένες κατά x και y των επιλεγόμενων θέσεων των εφεδράνων.

Οι θέσεις εγκατάστασης είναι πάνω σε κυκλικούς σχηματισμούς με ακτίνες $r_1=3,658\text{ m}$, $r_2=7,316\text{ m}$, $r_3=10,974\text{ m}$, $r_4=14,632\text{ m}$, $r_5=18,29\text{ m}$. Είναι συνολικά 60 εφέδρανα και σε κάθε κύκλο εγκαθίστανται 12 εφέδρανα, δημιουργώντας το επίπεδο σεισμικής μόνωσης της δεξαμενής στη στάθμη εδάφους. Ο συντελεστής

τριβής των εφεδράνων ανήκει στο εύρος τιμών από 0,01 μέχρι 0,08 και αυξάνεται σε κάθε βήμα κατά 0,001, ενώ η ακτίνα καμπυλότητας είναι στο διάστημα από 1m έως 5m και αυξάνεται σε κάθε βήμα κατά 0,10m. Βασιζόμενοι σε αυτά τα δεδομένα δημιουργούνται για κάθε θέση εφαρμογής των εφεδράνων συνδυασμοί ζευγών για κάθε έναν συντελεστή τριβής και κάθε ακτίνα καμπυλότητας και επιλέγεται ο συνδυασμός αυτός που ικανοποιεί το κριτήριο της βελτιστοποίησης όπως έχει αναλυθεί.

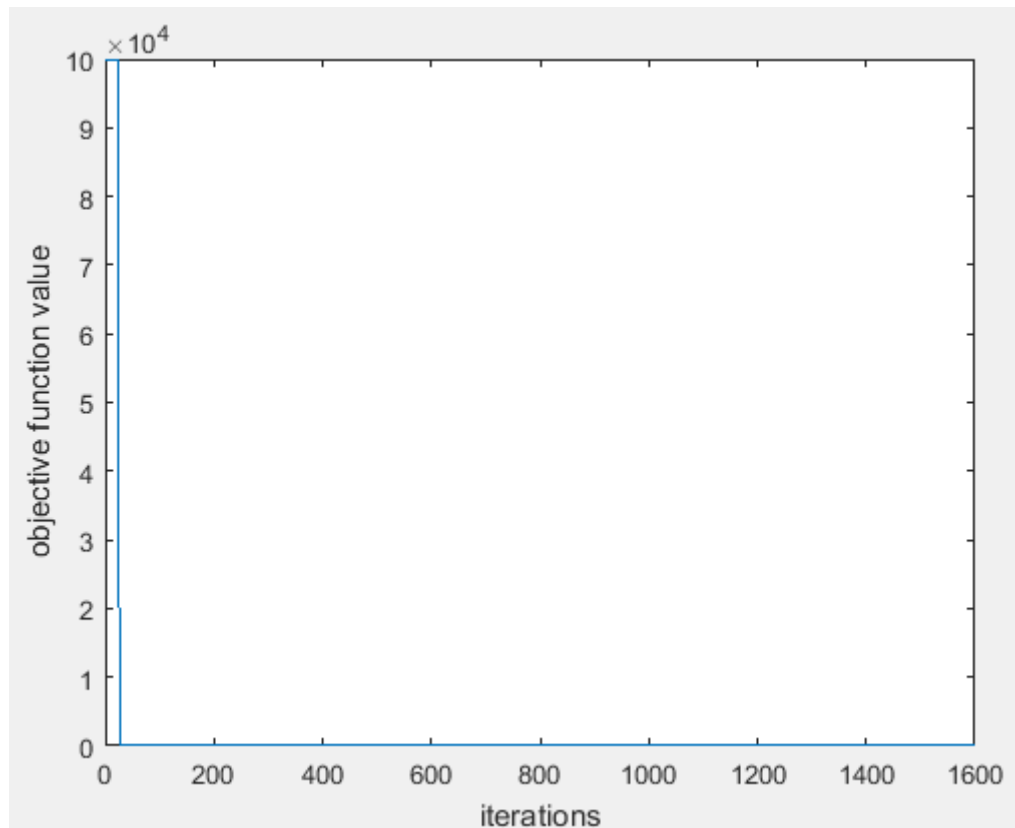
Ανάλυση πλατιάς δεξαμενής squatSFPB2 (πλατιά δεξαμενή)								
A/A	X	Y	ΦΟΡΤΙΟ (kN)	ΤΡΙΒΗ	ΑΚΤΙΝΑ (m)	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)
1	3,66	0,00	2926,60	0,040	4,30	34710,84	1146,17	20,66
2	3,17	1,83	2926,60	0,030	1,00	149256,60	3275,29	20,66
3	1,83	3,17	2926,60	0,046	3,70	40339,62	1326,23	20,66
4	0,00	3,66	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1516,24	20,66
5	-1,83	3,17	2926,60	0,048	5,00	29851,32	1143,79	20,66
6	-3,17	1,83	2926,60	0,046	4,20	35537,29	1231,99	20,66
7	-3,66	0,00	2926,60	0,056	1,80	82920,33	2277,31	20,66
8	-3,17	-1,83	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1516,35	20,66
9	-1,83	-3,17	2926,60	0,030	1,70	87798,00	2070,44	20,66
10	0,00	-3,66	2926,60	0,048	1,10	135687,82	3218,88	20,66
11	1,83	-3,17	2926,60	0,057	2,90	51467,79	1672,64	20,66
12	3,17	-1,83	2926,60	0,030	1,00	149256,60	3275,35	20,66
13	7,32	0,00	2926,60	0,077	2,40	62190,25	2115,81	20,66
14	6,34	3,66	2926,60	0,041	3,00	49752,20	1452,66	20,66
15	3,66	6,34	2926,60	0,053	1,70	87798,00	2338,05	20,66
16	0,00	7,32	2926,60	0,042	2,00	74628,30	1951,73	20,66
17	-3,66	6,34	2926,60	0,075	3,50	42644,74	1708,58	20,66
18	-6,34	3,66	2926,60	0,042	5,00	29851,32	1073,85	20,66
19	-7,32	0,00	2926,60	0,060	2,70	55280,22	1781,87	20,66
20	-6,34	-3,66	2926,60	0,067	3,70	40339,62	1570,60	20,66
21	-3,66	-6,34	2926,60	0,030	1,00	149256,60	3275,31	20,66
22	0,00	-7,32	2926,60	0,078	3,00	49752,20	1883,62	20,66
23	3,66	-6,34	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1516,89	20,66
24	6,34	-3,66	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1516,89	20,66
25	10,98	0,00	2926,60	0,030	1,60	93285,38	2178,18	20,66
26	9,51	5,49	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1516,61	20,66
27	5,49	9,51	2926,60	0,047	2,40	62190,25	1766,16	20,66
28	0,00	10,98	2926,60	0,030	1,00	149256,60	3275,07	20,66
29	-5,49	9,51	2926,60	0,033	2,40	62190,25	1603,02	20,66
30	-9,51	5,49	2926,60	0,033	3,10	48147,29	1327,72	20,66
31	-10,98	0,00	2926,60	0,073	3,30	45229,27	1735,93	20,66

32	-9,51	-5,49	2926,60	0,041	3,40	43899,00	1337,75	20,66
33	-5,49	-9,51	2926,60	0,061	1,40	106611,86	2800,23	20,66
34	0,00	-10,98	2926,60	0,038	3,50	42644,74	1278,59	20,66
35	5,49	-9,51	2926,60	0,050	1,10	135687,82	3242,50	20,66
36	9,51	-5,49	2926,60	0,035	1,60	93285,38	2236,50	20,66
37	14,64	0,00	2926,60	0,062	3,20	46642,69	1636,62	20,66
38	12,68	7,32	2926,60	0,032	3,40	43899,00	1233,19	20,66
39	7,32	12,68	2926,60	0,030	1,00	149256,60	3275,17	20,66
40	0,00	14,64	2926,60	0,067	3,60	41460,17	1592,10	20,66
41	-7,32	12,68	2926,60	0,033	3,20	46642,69	1298,13	20,66
42	-12,68	7,32	2926,60	0,049	1,90	78556,11	2109,81	20,66
43	-14,64	0,00	2926,60	0,070	2,90	51467,79	1823,18	20,66
44	-12,68	-7,32	2926,60	0,061	4,00	37314,15	1441,36	20,66
45	-7,32	-12,68	2926,60	0,056	1,20	124380,50	3090,40	20,66
46	0,00	-14,64	2926,60	0,046	3,50	42644,74	1371,86	20,66
47	7,32	-12,68	2926,60	0,046	2,50	59702,64	1706,41	20,66
48	12,68	-7,32	2926,60	0,048	2,70	55280,22	1643,02	20,66
49	18,30	0,00	2926,60	0,055	3,30	45229,27	1527,48	20,66
50	15,85	9,15	2926,60	0,055	2,90	51467,79	1649,41	20,66
51	9,15	15,85	2926,60	0,030	1,00	149256,60	3275,14	20,66
52	0,00	18,30	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1515,55	20,66
53	-9,15	15,85	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1515,23	20,66
54	-15,85	9,15	2926,60	0,058	2,50	59702,64	1844,69	20,66
55	-18,30	0,00	2926,60	0,071	1,20	124380,50	3264,06	20,66
56	-15,85	-9,15	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1516,10	20,66
57	-9,15	-15,85	2926,60	0,059	2,90	51467,79	1695,98	20,66
58	0,00	-18,30	2926,60	0,047	2,20	67843,91	1877,62	20,66
59	9,15	-15,85	2926,60	0,080	5,00	29851,32	1517,60	20,66
60	15,85	-9,15	2926,60	0,057	3,20	46642,69	1578,72	20,66

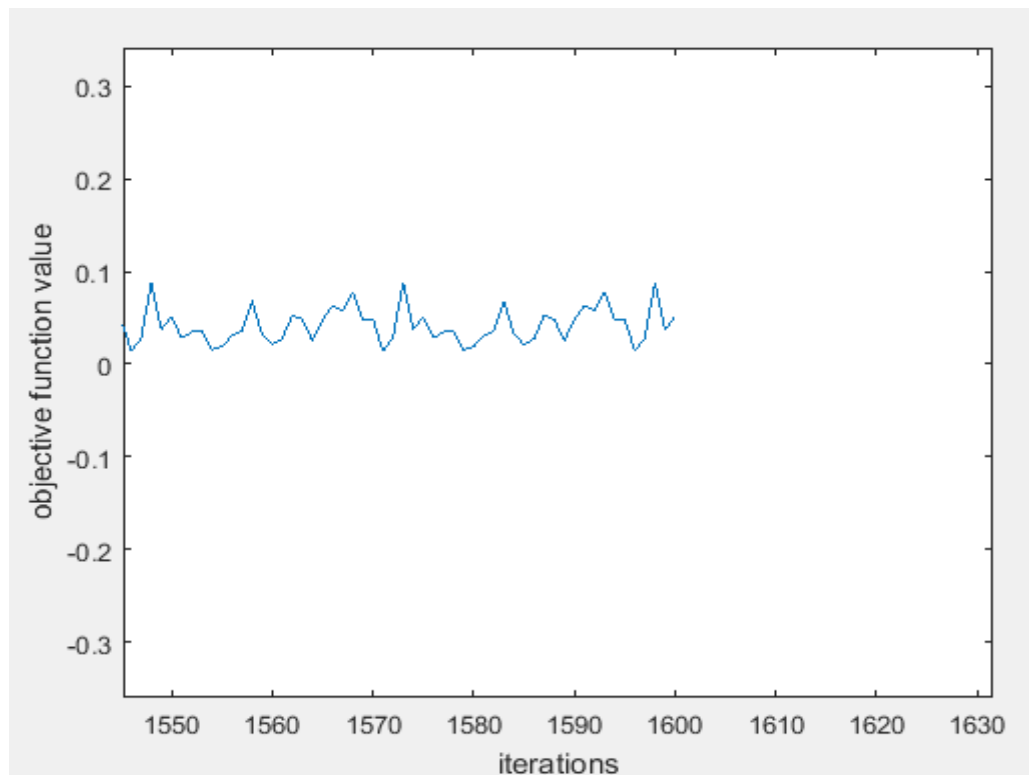
Πίνακας 11.2: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatSFPB2 (πλατιά δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	60	Μέγιστη μετακίνηση	0,2387 m
Φορτίο	2926,6 kN	Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,0025 m
Απόσβεση	20,66 %	Βάρος δεξαμενής	126173,45 kN
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	115153,66 kNm	Ιδιοπερίοδος	2,48 sec
Συνολικό φορτίο	175596 kN		

Πίνακας 11.3: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatSFPB2 (πλατιά δεξαμενή).



Σχήμα 11.2: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων squatSFPB2 (πλατιά δεξαμενή).



Σχήμα 11.3: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων squatSFPB2 (πλατιά δεξαμενή).

Ένα άλλο πρόγραμμα βελτιστοποίησης για την δεξαμενή squat είναι ένας αλγόριθμος στο MATLAB όπου βελτιστοποιείται η απόσταση μεταξύ κέντρου βάρους και κέντρου δυσκαμψίας. Σε αυτή την περίπτωση τα εφέδρανα είναι μονής επιφάνειας ολίσθησης, ενώ η διάταξη των θέσεων εφαρμογής των εφεδράνων είναι η ίδια με την προηγούμενη περίπτωση. Βρίσκονται σε κύκλους με τις αντίστοιχες ακτίνες r_1 , r_2 , r_3 , r_4 και r_5 και ο συντελεστής τριβής είναι από 0,01 έως 0,08 και αυξάνεται με βήμα 0,001. Η ακτίνα καμπυλότητας κυμαίνεται από 1m έως 5m και αυξάνεται με βήμα 0,1m μέχρι να ελαχιστοποιηθεί η αντικειμενική συνάρτηση. Σε αυτό το πρόγραμμα, ενώ ο αριθμός των θέσεων εφαρμογής των εφεδράνων είναι σταθερός, τα εφέδρανα που απαιτούνται προκύπτουν από την βελτιστοποίηση. Έτσι η βελτιστοποίηση αφορά τον αριθμό, τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας των εφεδράνων.

Η αντικειμενική συνάρτηση είναι ίδια και οι συναρτήσεις περιορισμού και οι μεταβλητές σχεδιασμού δίνονται στον αλγόριθμο σαν είσοδος. Δηλαδή για να είναι κατανοητή η διαδικασία της βελτιστοποίησης από τις τιμές του συντελεστή τριβής και της ακτίνας καμπυλότητας, φτιάχνονται οι συνδυασμοί όλων των τιμών αυτών και ακολούθως πραγματοποιείται η βελτιστοποίηση όπου σε κάθε μια από τις θέσεις εφαρμογής υπάρχει η επιλογή της εφαρμογής ή όχι εφεδράνου. Όταν σύμφωνα με την διάταξη δεν απαιτείται εφέδρανο σε μια θέση, τότε στο σημείο αυτό θα έχει μηδενικό στοιχείο σεισμικής μόνωσης.

Ανάλυση πλατιάς δεξαμενής squatSFPB3 (πλατιά δεξαμενή)								
A/A	X	Y	ΦΟΡΤΙΟ (kN)	ΤΡΙΒΗ	ΑΚΤΙΝΑ (m)	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)
1	3,66	0,00	2926,60	0	0	0,00	0	0
2	3,17	1,83	2926,60	0,069	1,6	93285,38	2619,515	20,06
3	1,83	3,17	2926,60	0	0	0,00	0	0
4	0,00	3,66	2926,60	0,07	1,3	114812,77	3053,936	20,06
5	-1,83	3,17	2926,60	0	0	0,00	0	0
6	-3,17	1,83	2926,60	0	0	0,00	0	0
7	-3,66	0,00	2926,60	0,063	1,1	135687,82	3382,863	20,06
8	-3,17	-1,83	2926,60	0,066	4,7	31756,72	1379,385	20,06
9	-1,83	-3,17	2926,60	0,03	3,1	48147,29	1287,685	20,06
10	0,00	-3,66	2926,60	0	0	0,00	0	0
11	1,83	-3,17	2926,60	0,075	3,4	43899,00	1719,363	20,06
12	3,17	-1,83	2926,60	0,075	5	29851,32	1443,969	20,06
13	7,32	0,00	2926,60	0,073	1,1	135687,82	3495,46	20,06
14	6,34	3,66	2926,60	0	0	0,00	0	0
15	3,66	6,34	2926,60	0,057	2,3	64894,17	1926,019	20,06
16	0,00	7,32	2926,60	0,07	3,3	45229,27	1690,489	20,06
17	-3,66	6,34	2926,60	0,053	2,9	51467,79	1617,962	20,06
18	-6,34	3,66	2926,60	0,03	1	149256,60	3270,763	20,06

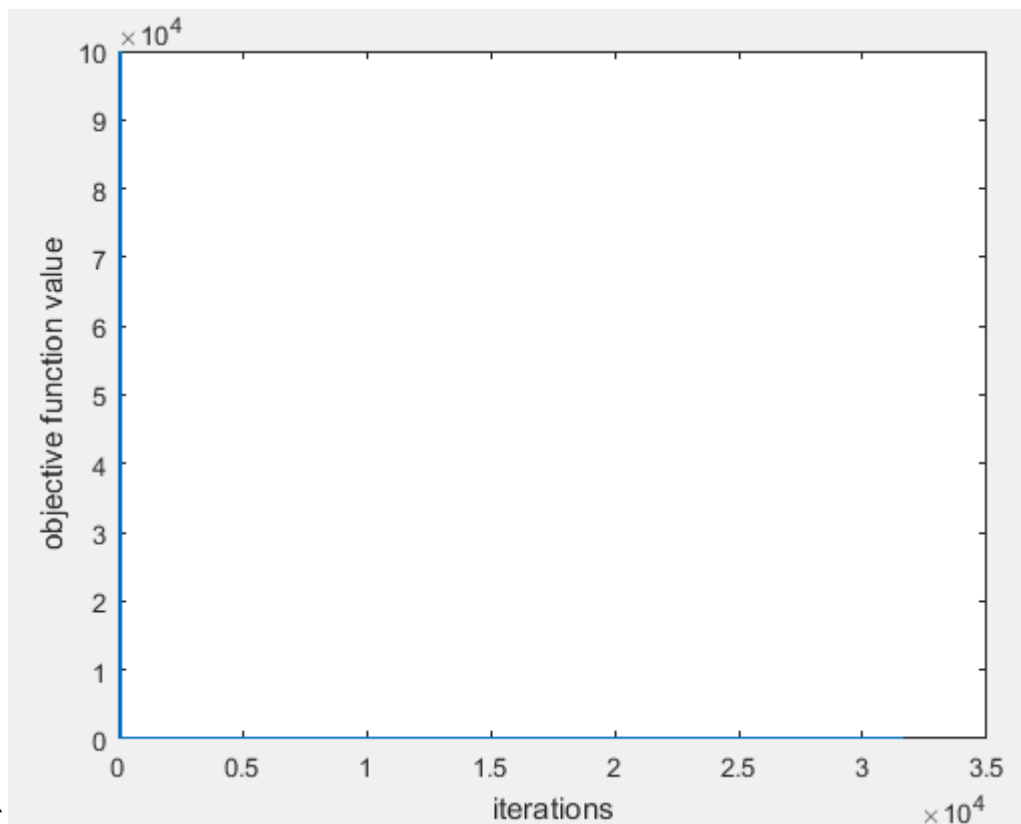
Κεφάλαιο 11 – Δυναμική βελτιστοποίηση δεξαμενών

19	-7,32	0,00	2926,60	0	0	0,00	0	0
20	-6,34	-3,66	2926,60	0,053	2,9	51467,79	1616,923	20,06
21	-3,66	-6,34	2926,60	0,051	2,2	67843,91	1914,295	20,06
22	0,00	-7,32	2926,60	0	0	0,00	0	0
23	3,66	-6,34	2926,60	0,033	1,3	114812,77	2628,23	20,06
24	6,34	-3,66	2926,60	0	0	0,00	0	0
25	10,98	0,00	2926,60	0,073	1,8	82920,33	2460,284	20,06
26	9,51	5,49	2926,60	0	0	0,00	0	0
27	5,49	9,51	2926,60	0,037	3,8	39278,05	1194,556	20,06
28	0,00	10,98	2926,60	0	0	0,00	0	0
29	-5,49	9,51	2926,60	0,05	3	49752,20	1550,528	20,06
30	-9,51	5,49	2926,60	0,038	3,6	41460,17	1249,927	20,06
31	-10,98	0,00	2926,60	0,064	4,3	34710,84	1416,011	20,06
32	-9,51	-5,49	2926,60	0,079	2,6	57406,38	2031,857	20,06
33	-5,49	-9,51	2926,60	0,072	2,7	55280,22	1908,315	20,06
34	0,00	-10,98	2926,60	0	0	0,00	0	0
35	5,49	-9,51	2926,60	0	0	0,00	0	0
36	9,51	-5,49	2926,60	0	0	0,00	0	0
37	14,64	0,00	2926,60	0,053	2,9	51467,79	1614,482	20,06
38	12,68	7,32	2926,60	0,067	1,3	114812,77	3017,899	20,06
39	7,32	12,68	2926,60	0,034	2,7	55280,22	1473,963	20,06
40	0,00	14,64	2926,60	0,03	3,4	43899,00	1205,68	20,06
41	-7,32	12,68	2926,60	0,048	1	149256,60	3478,872	20,06
42	-12,68	7,32	2926,60	0	0	0,00	0	0
43	-14,64	0,00	2926,60	0	0	0,00	0	0
44	-12,68	-7,32	2926,60	0,07	1,9	78556,11	2343,462	20,06
45	-7,32	-12,68	2926,60	0	0	0,00	0	0
46	0,00	-14,64	2926,60	0,051	1,5	99504,40	2533,354	20,06
47	7,32	-12,68	2926,60	0	0	0,00	0	0
48	12,68	-7,32	2926,60	0,075	3,9	38270,92	1606,048	20,06
49	18,30	0,00	2926,60	0	0	0,00	0	0
50	15,85	9,15	2926,60	0	0	0,00	0	0
51	9,15	15,85	2926,60	0	0	0,00	0	0
52	0,00	18,30	2926,60	0	0	0,00	0	0
53	-9,15	15,85	2926,60	0	0	0,00	0	0
54	-15,85	9,15	2926,60	0	0	0,00	0	0
55	-18,30	0,00	2926,60	0	0	0,00	0	0
56	-15,85	-9,15	2926,60	0	0	0,00	0	0
57	-9,15	-15,85	2926,60	0,059	2,7	55280,22	1759,003	20,06
58	0,00	-18,30	2926,60	0	0	0,00	0	0
59	9,15	-15,85	2926,60	0,053	2,9	51467,79	1613,036	20,06
60	15,85	-9,15	2926,60	0	0	0,00	0	0

Πίνακας 11.4: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatSFPB3 (πλατιά δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	32	Μέγιστη μετακίνηση	0,2439 m
Φορτίο	2926,6 kN	Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,0061 m
Απόσβεση	20,06%	Βάρος δεξαμενής	126173,45 kN
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	65504,14 kNm	Ιδιοπερίοδος	3,28 sec
Συνολικό φορτίο	175596 kN		

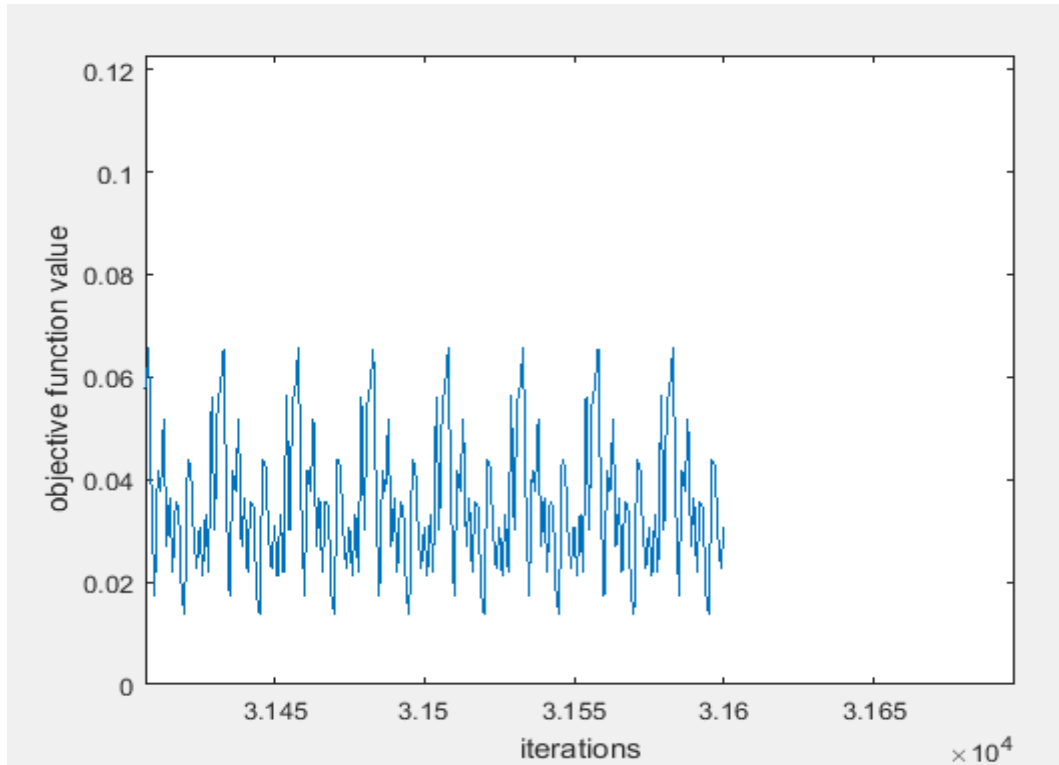
Πίνακας 11.5: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatSFPB3 (πλατιά δεξαμενή).



Σχήμα 11.4: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων squatSFPB3 (πλατιά δεξαμενή).

Στη συνέχεια, περιγράφεται η ανάλυση της σεισμικής μόνωσης της δεξαμενής squat για την εφαρμογή εφεδράνων με τριπλή επιφάνεια ολίσθησης (Triple Friction Pendulum Bearing-TFPB). Οι κώδικες της διαστασιολόγησης και της βελτιστοποίησης της σεισμικής μόνωσης για τα εφέδρανα τριπλής επιφάνειας ολίσθησης είναι της ίδιας δομής με τα εφέδρανα μονής επιφάνειας ολίσθησης, με τη διαφορά ότι υπάρχουν διαφορετικές εξισώσεις ανάλυσης, διαφορετικά στοιχεία εισόδου ως δεδομένα του αλγορίθμου και διαφορετική πολυπλοκότητα στην

ανάλυση. Αναλυτικότερα, σε αυτή την περίπτωση ως δεδομένα εισόδου δίνονται οι τέσσερις συντελεστές τριβής, ένας για κάθε επιφάνεια ολίσθησης και δυο ακτίνες καμπυλότητας. Η εξωτερική ακτίνα καμπυλότητας συμφώνα με τους κανονισμούς θα πρέπει να είναι τουλάχιστον τρεις φορές μεγαλύτερη της εσωτερικής ακτίνας καμπυλότητας και το ίδιο ισχύει για τον συντελεστή τριβής της εξωτερικής επιφάνειας ολίσθησης.



Σχήμα 11.5: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων squatSFPB3 (πλατιά δεξαμενή).

Στην ανάλυση αυτή επιλέχθηκε ένας τύπος εφεδράνου με βάση το κριτήριο της αντοχής και της σωστής εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης. Στο εφέδρανο αυτό ο συντελεστής τριβής των εξωτερικών επιφανειών ολίσθησης είναι 0,07, των εσωτερικών επιφανειών 0,023, η εξωτερική ακτίνα καμπυλότητας είναι 2,235m, η εσωτερική ακτίνα καμπυλότητας είναι 0,406m και το φορτίο είναι 2926,6kN όπως προέκυψε από τη διαδικασία της ανάλυσης (βλ. Πίνακα 11.6).

Αριθμός εφεδράνων	60
Συντελεστής τριβής εσωτερικά	0,07
Συντελεστής τριβής εξωτερικά	0,023
Φορτίο	2926,6 kN
Ακτίνα καμπυλότητας	2,235 m

εσωτερικά	
Ακτίνα καμπυλότητας	0,406 m
εξωτερικά	
Ενεργός δυσκαμψία	2358,368 kN/m
Απόσβεση	24,64 %
Ελαστική δυσκαμψία	4339,096 kN/m
εσωτερικά	
Ελαστική δυσκαμψία	13205,94 kN/m
εξωτερικά	
Συνολική δυσκαμψία	141502,1 kN/m
σεισμικής μόνωσης	
Συνολικό φορτίο	175596 kN
Ιδιοπερίοδος	2,23 sec
Μέγιστη μετακίνηση	0,762 m
Βάρος δεξαμενής	126173,45 kN

Πίνακας 11.6: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatTFPB1 (πλατιά δεξαμενή).

Επιπρόσθετα, για τη δεξαμενή squat εφαρμόζεται η διαδικασία της βελτιστοποίησης της ακτίνας καμπυλότητας και του συντελεστή τριβής για τα εφέδρανα τριπλής επιφάνειας ολίσθησης. Η βελτιστοποίηση αυτή έχει ως αντικειμενική συνάρτηση την απόσταση των κέντρων βάρους και δυσκαμψίας. Εφαρμόζεται ο αλγόριθμος Cuckoo Search σε πρόγραμμα που έχει αναπτυχθεί σε κώδικα στο MATLAB. Ως δεδομένα εισόδου, ο κώδικας λαμβάνει το εύρος διακύμανσης της τιμής των συντελεστών τριβής των εξωτερικών και εσωτερικών επιφανειών ολίσθησης και τις ακτίνες καμπυλότητας των επιφανειών αυτών. Αυτές κυμαίνονται από 0,01 έως 0,08 με βήμα αύξησης 0,001 για το συντελεστή τριβής των εξωτερικών επιφανειών και από 1m έως 5m με βήμα αύξησης 0,1m στις εξωτερικές επιφάνειες ολίσθησης. Στις εσωτερικές επιφάνειες είναι μειωμένες κατά ένα τρίτο, όπως αναφέρεται στους σχετικούς κανονισμούς.

Ανάλυση πλατιάς δεξαμενής squatTFPB2 (πλατιά δεξαμενή)								
A/A	X	Y	AKTINA ΕΞ (m)	ΤΡΙΒΗ ΕΞ	AKTINA ΕΣ (m)	ΤΡΙΒΗ ΕΣ	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)
1	3,66	0,00	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1448,57
2	3,17	1,83	3,000	0,066	1,000	0,022	14,68	1712,11
3	1,83	3,17	1,600	0,043	0,533	0,014	14,68	2411,11
4	0,00	3,66	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1449,36

Κεφάλαιο 11 – Δυναμική βελτιστοποίηση δεξαμενών

5	-1,83	3,17	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,96
6	-3,17	1,83	3,800	0,061	1,267	0,020	14,68	1440,99
7	-3,66	0,00	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,9
8	-3,17	-1,83	2,900	0,074	0,967	0,025	14,68	1833,6
9	-1,83	-3,17	2,600	0,068	0,867	0,023	14,68	1895,07
10	0,00	-3,66	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,61
11	1,83	-3,17	1,700	0,07	0,567	0,023	14,68	2575,73
12	3,17	-1,83	2,000	0,071	0,667	0,024	14,68	2296,94
13	7,32	0,00	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1448,18
14	6,34	3,66	1,600	0,053	0,533	0,018	14,68	2517,28
15	3,66	6,34	4,600	0,067	1,533	0,022	14,68	1363,95
16	0,00	7,32	3,300	0,059	1,100	0,020	14,68	1543,58
17	-3,66	6,34	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3578,16
18	-6,34	3,66	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3578,16
19	-7,32	0,00	3,400	0,031	1,133	0,010	14,68	1217,51
20	-6,34	-3,66	4,700	0,046	1,567	0,015	14,68	1126,19
21	-3,66	-6,34	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,65
22	0,00	-7,32	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,46
23	3,66	-6,34	3,100	0,055	1,033	0,018	14,68	1560,72
24	6,34	-3,66	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,35
25	10,98	0,00	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1447,79
26	9,51	5,49	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1448,53
27	5,49	9,51	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,92
28	0,00	10,98	4,700	0,074	1,567	0,025	14,68	1425,17
29	-5,49	9,51	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3578,36
30	-9,51	5,49	2,600	0,04	0,867	0,013	14,68	1597,95
31	-10,98	0,00	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3578,2
32	-9,51	-5,49	1,300	0,061	0,433	0,020	14,68	3092,1
33	-5,49	-9,51	4,500	0,04	1,500	0,013	14,68	1090,88
34	0,00	-10,98	3,900	0,054	1,300	0,018	14,68	1344,43
35	5,49	-9,51	4,200	0,065	1,400	0,022	14,68	1404,61
36	9,51	-5,49	1,100	0,059	0,367	0,020	14,68	3558,77
37	14,64	0,00	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1447,39
38	12,68	7,32	4,300	0,046	1,433	0,015	14,68	1186,33
39	7,32	12,68	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1449,54
40	0,00	14,64	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1450,54
41	-7,32	12,68	2,000	0,057	0,667	0,019	14,68	2149,93
42	-12,68	7,32	3,500	0,049	1,167	0,016	14,68	1384,02
43	-14,64	0,00	4,600	0,044	1,533	0,015	14,68	1119,75
44	-12,68	-7,32	3,400	0,035	1,133	0,012	14,68	1260,03
45	-7,32	-12,68	5,000	0,034	1,667	0,011	14,68	959,069
46	0,00	-14,64	4,500	0,062	1,500	0,021	14,68	1324,06
47	7,32	-12,68	1,700	0,075	0,567	0,025	14,68	2627,41

48	12,68	-7,32	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1446,82
49	18,30	0,00	3,800	0,076	1,267	0,025	14,68	1598,38
50	15,85	9,15	2,700	0,06	0,900	0,020	14,68	1764,41
51	9,15	15,85	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1449,68
52	0,00	18,30	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3578,5
53	-9,15	15,85	4,600	0,054	1,533	0,018	14,68	1227,15
54	-15,85	9,15	4,200	0,05	1,400	0,017	14,68	1247,94
55	-18,30	0,00	5,000	0,08	1,667	0,027	14,68	1450,94
56	-15,85	-9,15	2,300	0,08	0,767	0,027	14,68	2183,52
57	-9,15	-15,85	4,600	0,044	1,533	0,015	14,68	1118,49
58	0,00	-18,30	1,000	0,03	0,333	0,010	14,68	3577,02
59	9,15	-15,85	3,400	0,041	1,133	0,014	14,68	1322,28
60	15,85	-9,15	1,900	0,076	0,633	0,025	14,68	2433,84

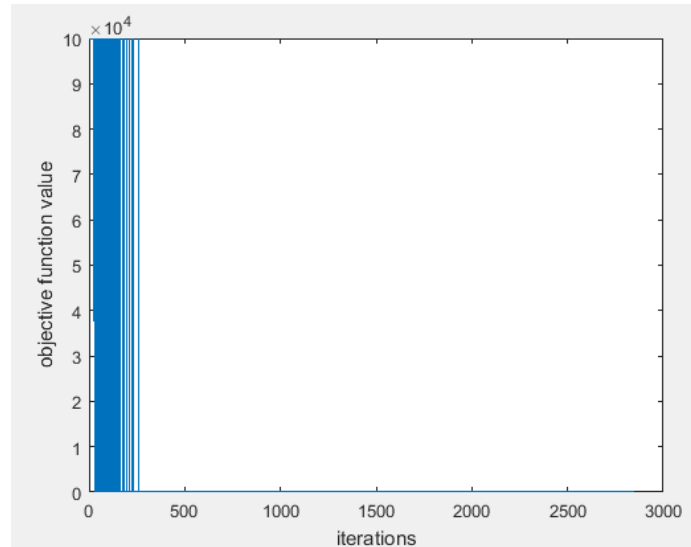
Πίνακας 11.7: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatTFPB2 (πλατιά δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	60
Φορτίο	2926,6 kN
Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,0046 m
Απόσβεση	14,68 %
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	124364,9 kN/m
Συνολικό φορτίο	175596 kN
Ιδιοπερίοδος	2,38 sec
Μέγιστη μετακίνηση	0,718 m
Βάρος δεξαμενής	126173,45 kN

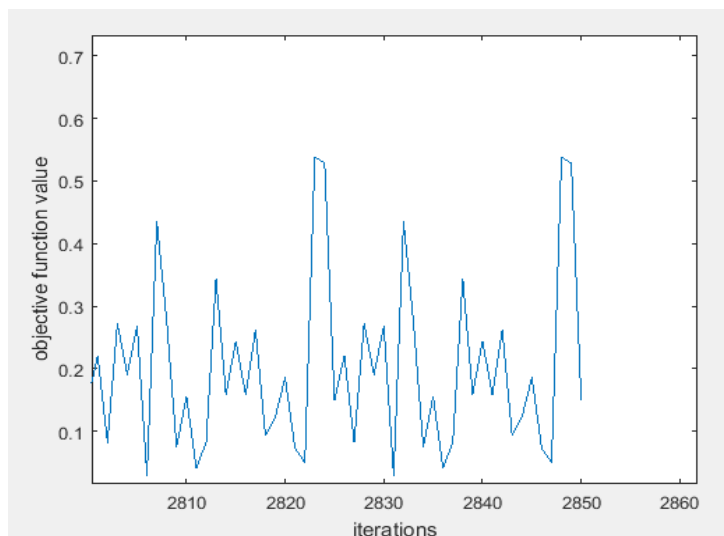
Πίνακας 11.8: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatTFPB2 (πλατιά δεξαμενή).

Ένα άλλο πρόγραμμα βελτιστοποίησης για τη δεξαμενή squat είναι ένας αλγόριθμος στο MATLAB, όπου βελτιστοποιείται η απόσταση μεταξύ κέντρου βάρους και κέντρου δυσκαμψίας. Σε αυτήν την περίπτωση τα εφέδρανα είναι τριπλής επιφάνειας ολίσθησης. Η διάταξη των θέσεων εφαρμογής των εφεδράνων είναι η ίδια και βρίσκεται σε κύκλους με τις αντίστοιχες ακτίνες r_1 , r_2 , r_3 , r_4 και r_5 και ο συντελεστής τριβής εξωτερικής επιφάνειας είναι ανάμεσα στο 0,01 έως 0,08 και αυξάνεται με βήμα 0,001, η εσωτερική τριβή είναι μειωμένη στο ένα τρίτο της εξωτερικής, η ακτίνα καμπυλότητας είναι από 1m έως 5m και αυξάνεται με βήμα

0,1m, η εσωτερική ακτίνα είναι μειωμένη στο ένα τρίτο της εξωτερικής, μέχρι να ελαχιστοποιηθεί η αντικειμενική συνάρτηση.



Σχήμα 11.6: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων sqatTFPB2 (πλατιά δεξαμενή).



Σχήμα 11.7: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων sqatTFPB2 (πλατιά δεξαμενή).

Σε αυτό το πρόγραμμα, ενώ ο αριθμός των θέσεων εφαρμογής των εφεδράνων είναι σταθερός, τα εφέδρανα που απαιτούνται προκύπτουν από τη διαδικασία της βελτιστοποίησης. Συνεπώς, η βελτιστοποίηση αφορά τον αριθμό των εφεδράνων και τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας των εφεδράνων των επιφανειών. Η αντικειμενική συνάρτηση είναι ίδια, ενώ οι συναρτήσεις περιορισμού και οι μεταβλητές σχεδιασμού δίνονται στον αλγόριθμο σαν είσοδος. Δηλαδή για να είναι κατανοητή η διαδικασία της βελτιστοποίησης, από τις τιμές του συντελεστή τριβής και της ακτίνας καμπυλότητας φτιάχνονται οι

συνδυασμοί όλων των τιμών αυτών, και ακολούθως πραγματοποιείται η βελτιστοποίηση, όπου σε κάθε μία από τις θέσεις εφαρμογής υπάρχει η επιλογή της εφαρμογής ή όχι εφεδράνου. Όταν σύμφωνα με τη διάταξη δεν απαιτείται εφέδρανο σε μια θέση, αυτή μένει κενή (χωρίς εφέδρανο).

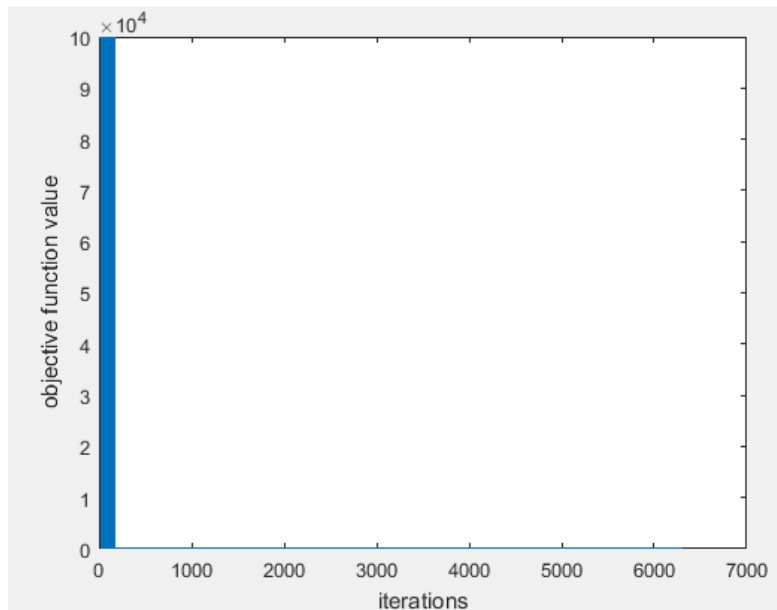
Ανάλυση πλατιάς δεξαμενής squatTFPB3								
A/A	X	Y	ΑΚΤΙΝΑ ΕΞ (m)	ΤΡΙΒΗ ΕΞ	ΑΚΤΙΝΑ ΕΣ (m)	ΤΡΙΒΗ ΕΣ	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)
1	3,66	0,00	1,600	0,068	0,533	0,023	14,93	2535,6
2	3,17	1,83	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3263
3	1,83	3,17	3,200	0,056	1,067	0,019	14,93	1496,7
4	0,00	3,66	2,300	0,046	0,767	0,015	14,93	1750,6
5	-1,83	3,17	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3263,3
6	-3,17	1,83	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
7	-3,66	0,00	3,000	0,042	1,000	0,014	14,93	1412,1
8	-3,17	-1,83	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
9	-1,83	-3,17	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
10	0,00	-3,66	3,300	0,067	1,100	0,022	14,93	1583,1
11	1,83	-3,17	3,700	0,044	1,233	0,015	14,93	1248,1
12	3,17	-1,83	4,200	0,057	1,400	0,019	14,93	1289,1
13	7,32	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
14	6,34	3,66	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
15	3,66	6,34	4,500	0,047	1,500	0,016	14,93	1139
16	0,00	7,32	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3263,4
17	-3,66	6,34	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
18	-6,34	3,66	4,200	0,078	1,400	0,026	14,93	1508,2
19	-7,32	0,00	3,700	0,037	1,233	0,012	14,93	1175,7
20	-6,34	-3,66	2,900	0,057	0,967	0,019	14,93	1601,7
21	-3,66	-6,34	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
22	0,00	-7,32	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
23	3,66	-6,34	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
24	6,34	-3,66	2,100	0,054	0,700	0,018	14,93	1954,3
25	10,98	0,00	1,000	0,042	0,333	0,014	14,93	3362,3
26	9,51	5,49	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
27	5,49	9,51	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3263,2
28	0,00	10,98	2,300	0,03	0,767	0,010	14,93	1584,4
29	-5,49	9,51	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3263,8
30	-9,51	5,49	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3263,8
31	-10,98	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
32	-9,51	-5,49	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3263,2
33	-5,49	-9,51	3,300	0,034	1,100	0,011	14,93	1240,1
34	0,00	-10,98	2,900	0,059	0,967	0,020	14,93	1621,9

35	5,49	-9,51	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
36	9,51	-5,49	4,100	0,044	1,367	0,015	14,93	1170,6
37	14,64	0,00	4,600	0,049	1,533	0,016	14,93	1145
38	12,68	7,32	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
39	7,32	12,68	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
40	0,00	14,64	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
41	-7,32	12,68	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3264
42	-12,68	7,32	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
43	-14,64	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
44	-12,68	-7,32	4,500	0,075	1,500	0,025	14,93	1430,3
45	-7,32	-12,68	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3262,8
46	0,00	-14,64	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
47	7,32	-12,68	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
48	12,68	-7,32	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3262,1
49	18,30	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
50	15,85	9,15	1,100	0,058	0,367	0,019	14,93	3262,7
51	9,15	15,85	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
52	0,00	18,30	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
53	-9,15	15,85	4,100	0,069	1,367	0,023	14,93	1432,4
54	-15,85	9,15	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
55	-18,30	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	14,93	0,0
56	-15,85	-9,15	2,200	0,032	0,733	0,011	14,93	1662,9
57	-9,15	-15,85	1,300	0,07	0,433	0,023	14,93	2978,2
58	0,00	-18,30	0,00	0,00	0,0	0,0	14,93	0,0
59	9,15	-15,85	3,000	0,058	1,000	0,019	14,93	1577,2
60	15,85	-9,15	4,300	0,078	1,433	0,026	14,93	1489,8

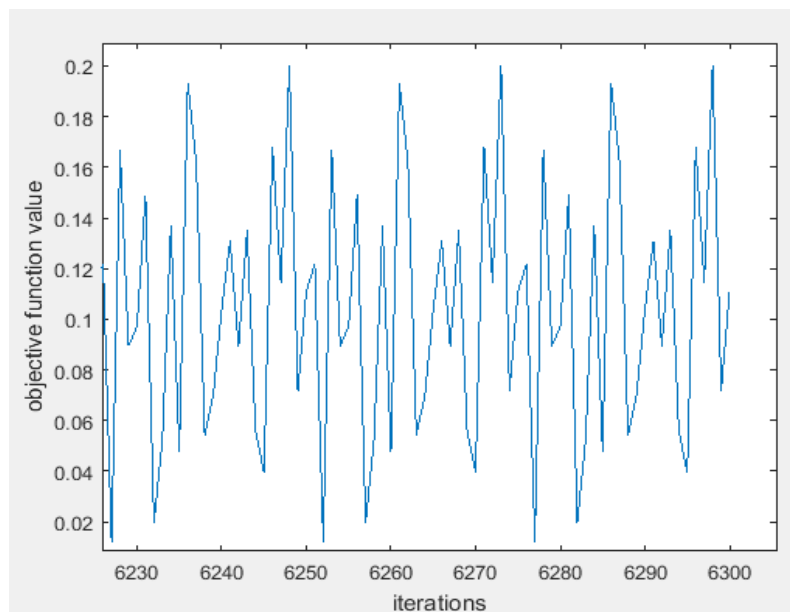
Πίνακας 11.9: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatTFPB3 (πλατιά δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	35
Φορτίο	2926,6 kN
Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,0064 m
Απόσβεση	14,93 %
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	75284,14 kN/m
Συνολικό φορτίο	175596 kN
Ιδιοπερίοδος	3,06 sec
Μέγιστη μετακίνηση	0,718 m
Βάρος δεξαμενής	126173,45 kN

Πίνακας 11.10: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα squatTFPB3 (πλατιά δεξαμενή).



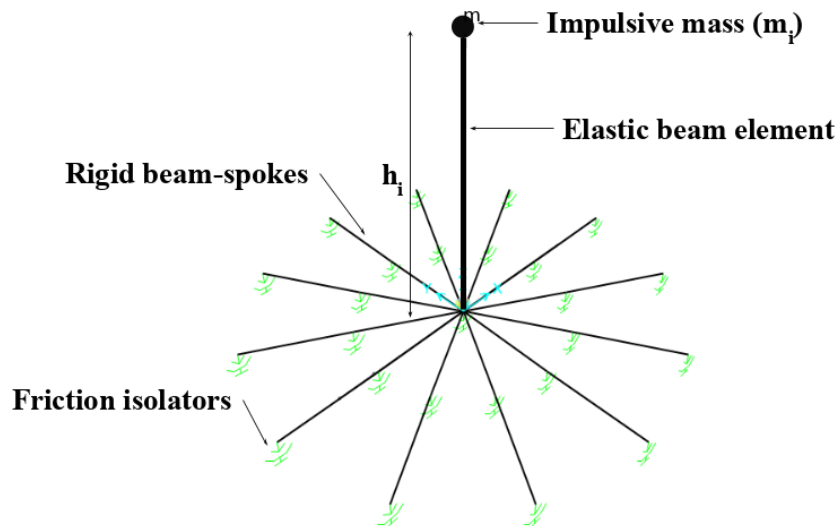
Σχήμα 11.8: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων squatTFPB3 (πλατιά δεξαμενή).



Σχήμα 11.9: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων squatTFPB3 (πλατιά δεξαμενή).

Ανάλυση δεξαμενής με $H/R=3$

Όπως αναφέρθηκε εκτός από την πλατιά δεξαμενή squat, θα αναλυθεί και μία υψίκورμη δεξαμενή (slender) με λόγο ύψους πλάτους $H/R=3$. Για τη slender δεξαμενή έχουν πραγματοποιηθεί τρεις αναλύσεις για εφέδρανα μονής επιφάνειας ολίσθησης (SFPB) και τρεις για τριπλής επιφάνειας ολίσθησης εφέδρανα (TFPB). Οι αναλύσεις είναι οι ίδιες με αυτές που έγιναν παραπάνω και είναι για τις περιπτώσεις διαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης των εφεδράνων της σεισμικής μόνωσης της δεξαμενής. Ο αριθμός των εφεδράνων είναι 24, και τοποθετούνται σε κυκλικούς σχηματισμούς με ακτίνες $r_1=3,658\text{m}$, $r_2=7,32\text{m}$. Σε κάθε κύκλο εγκαθίσταται 12 εφέδρανα δημιουργώντας το επίπεδο σεισμικής μόνωσης της δεξαμενής στη στάθμη εδάφους. Ο συντελεστής τριβής των εφεδράνων ανήκει στο διάστημα από 0,01 μέχρι 0,08 και αυξάνεται σε κάθε βήμα 0,001 και η ακτίνα καμπυλότητας βρίσκεται στο διάστημα από 1m έως 5m και αυξάνεται σε κάθε βήμα 0,10m. Τα αποτελέσματα του κώδικα απεικονίζονται στους Πίνακες 11.11 και 11.12.



Σχήμα 11.10: Απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα joystick υψίκορμης δεξαμενής (Tsipianitis & Tsompanakis, 2018).

Αριθμός εφεδράνων	24
Συντελεστής τριβής	0,03
Φορτίο	2782,6 kN
Ακτίνα καμπυλότητας	3,2 m
Ελαστική δυσκαμψία	44347,69 kN/m
Ενεργός δυσκαμψία	1192,11 kN/m
Απόσβεση	17,12 %

Συνολική δυσκαμψία 28610,58 kN/m
σεισμικής μόνωσης

Συνολικό φορτίο 66782,4 kN

Ιδιοπερίοδος 3,065 sec

Μέγιστη μετακίνηση 0,26 m

Βάρος δεξαμενής 36245,4kN

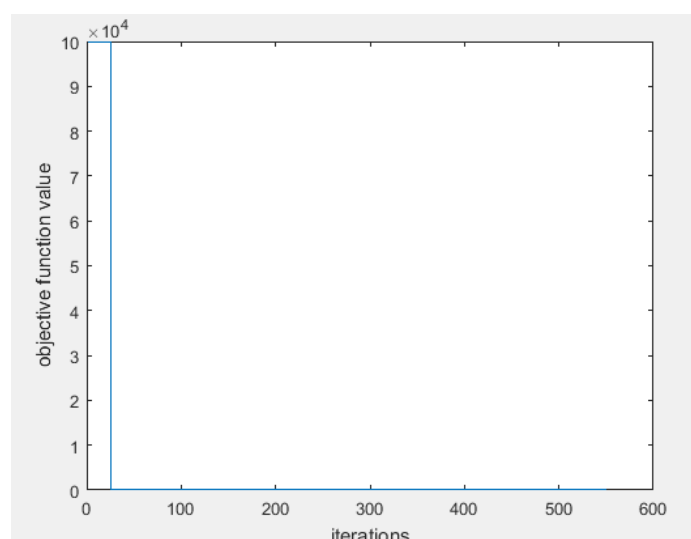
Πίνακας 11.11: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderSFPB1 (υψίκορμη δεξαμενή).

Ανάλυση υψίκορμης δεξαμενής slenderSFPB2								
A/A	X	Y	ΦΟΡΤΙΟ (kN)	ΤΡΙΒΗ	ΑΚΤΙΝΑ (m)	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)
1	-7,32	0	2782,6	0,03	2,1	67577,43	1400,85	20,93
2	-2,44	0	2782,6	0,08	5	28382,52	1612,98	20,93
3	2,44	0	2782,6	0,063	4,2	33788,71	1606,51	20,93
4	7,32	0	2782,6	0,056	4,6	30850,57	1521,28	20,93
5	-6,339	3,66	2782,6	0,055	4,7	30194,17	3393,55	20,93
6	-2,11	1,22	2782,6	0,03	1	141912,60	1535,52	20,93
7	2,11	-1,22	2782,6	0,03	1	141912,60	1418,60	20,93
8	6,339	-3,66	2782,6	0,046	3,3	43003,82	2589,03	20,93
9	-3,66	6,339	2782,6	0,064	2	70956,30	2521,14	20,93
10	-1,22	2,11	2782,6	0,08	5	28382,52	2948,14	20,93
11	1,22	-2,11	2782,6	0,08	5	28382,52	3150,28	20,93
12	3,66	-6,339	2782,6	0,077	2,7	52560,22	2250,11	20,93
13	0	7,32	2782,6	0,03	1	141912,60	2735,37	20,93
14	0	2,44	2782,6	0,079	2,1	67577,43	2040,70	20,93
15	0	-2,44	2782,6	0,08	5	28382,52	1536,81	20,93
16	0	7,32	2782,6	0,048	2,5	56765,04	1613,13	20,93
17	3,66	6,339	2782,6	0,08	5	28382,52	1446,64	20,93
18	1,22	2,11	2782,6	0,075	2,8	50683,07	2042,44	20,93
19	-1,22	-2,11	2782,6	0,08	5	28382,52	3150,08	20,93
20	-3,66	6,33	2782,6	0,08	5	28382,52	1425,02	20,93
21	6,339	-3,66	2782,6	0,06	1,2	118260,50	2496,05	20,93
22	2,11	1,22	2782,6	0,03	1	141912,60	2651,27	20,93
23	-2,11	-1,22	2782,6	0,08	5	28382,52	3350,01	20,93
24	-6,339	-3,66	2782,6	0,03	1	141912,60	1241,63	20,93

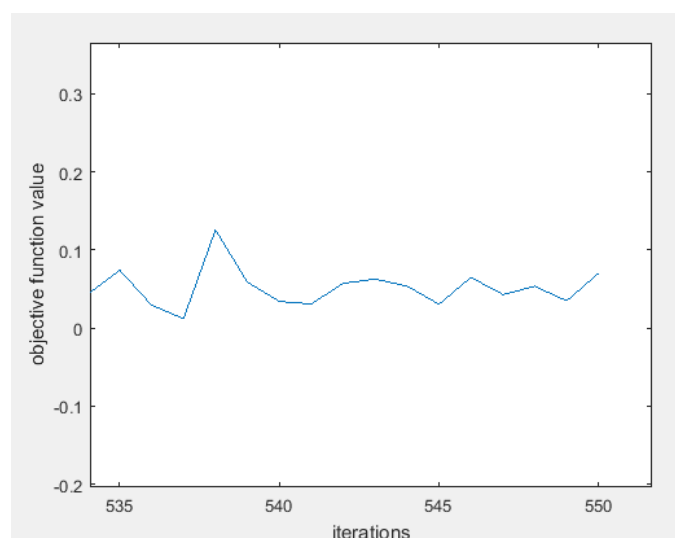
Πίνακας 11.12: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderSFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	24	Μέγιστη μετακίνηση	0,2186 m
Φορτίο	2782,6 kN	Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,0025 m
Απόσβεση	20,66 %	Βάρος δεξαμενής	36245,4 kN
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	51677,16 kNm	Ιδιοπερίοδος	2,28 sec
Συνολικό φορτίο	66782,4 kN		

Πίνακας 11.13: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderSFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).



Σχήμα 11.11: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderSFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).



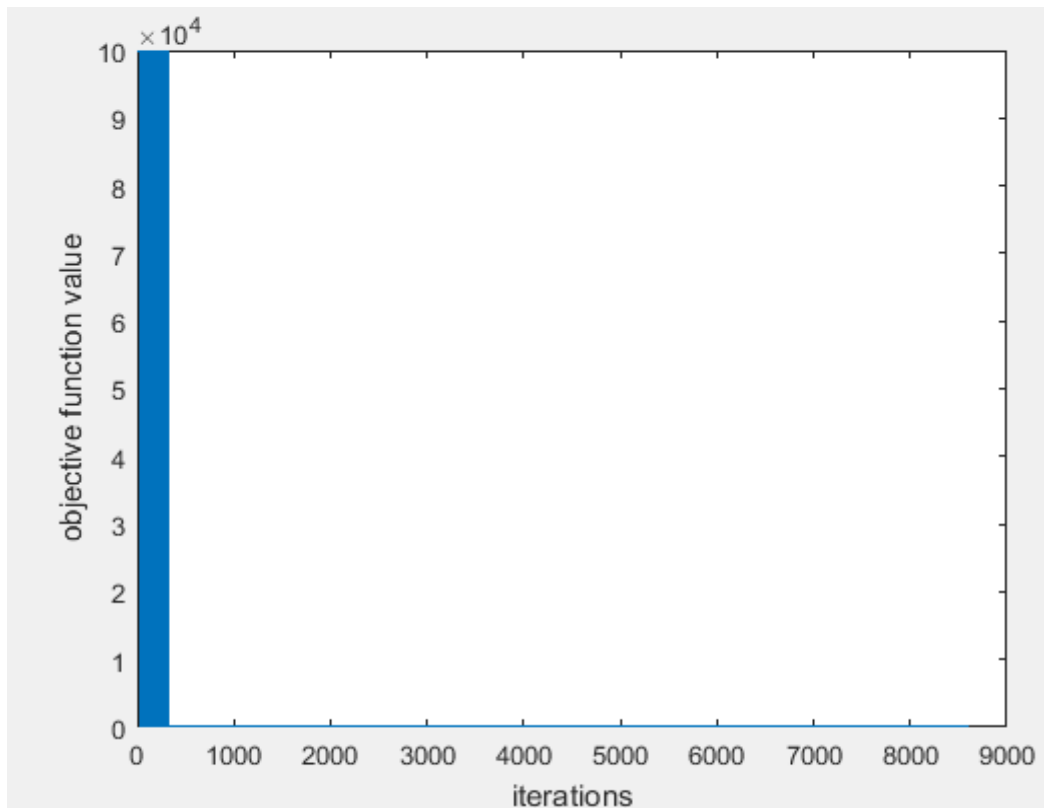
Σχήμα 11.12: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderSFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).

Ανάλυση υψίκορμης δεξαμενής slenderSFPB3								
A/A	X	Y	ΦΟΡΤΙΟ (kN)	ΤΡΙΒΗ	ΑΚΤΙΝΑ (m)	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)
1	-7,32	0	2782,60	0,04	4,70	30194,17	990,61	20,68
2	-2,44	0	2782,60	0,04	4,80	29565,13	1065,77	20,68
3	2,44	0	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
4	7,32	0	2782,60	0,05	1,80	78840,33	2062,78	20,68
5	-6,339	3,66	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
6	-2,11	1,22	2782,60	0,05	4,80	29565,13	1154,38	20,68
7	2,11	-1,22	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
8	6,339	-3,66	2782,60	0,06	3,10	45778,26	1501,76	20,68
9	-3,66	6,339	2782,60	0,04	1,20	118260,50	2773,32	20,68
10	-1,22	2,11	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
11	1,22	-2,11	2782,60	0,05	3,50	40546,46	1378,97	20,68
12	3,66	-6,339	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
13	0	7,32	2782,60	0,06	1,30	109163,54	2782,60	20,68
14	0	2,44	2782,60	0,08	4,00	35478,15	1557,30	20,68
15	0	-2,44	2782,60	0,06	3,40	41739,00	1501,79	20,68
16	0	7,32	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
17	3,66	6,339	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
18	1,22	2,11	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
19	-1,22	-2,11	2782,60	0,07	1,90	74690,84	2280,75	20,68
20	-3,66	6,33	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
21	6,339	-3,66	2782,60	0,03	2,60	54581,77	1443,70	20,68
22	2,11	1,22	2782,60	0,05	1,40	101366,14	2505,98	20,68
23	-2,11	-1,22	2782,60	0,00	0,00	0,00	0,00	20,68
24	-6,339	-3,66	2782,60	0,08	1,70	83478,00	2476,46	20,68

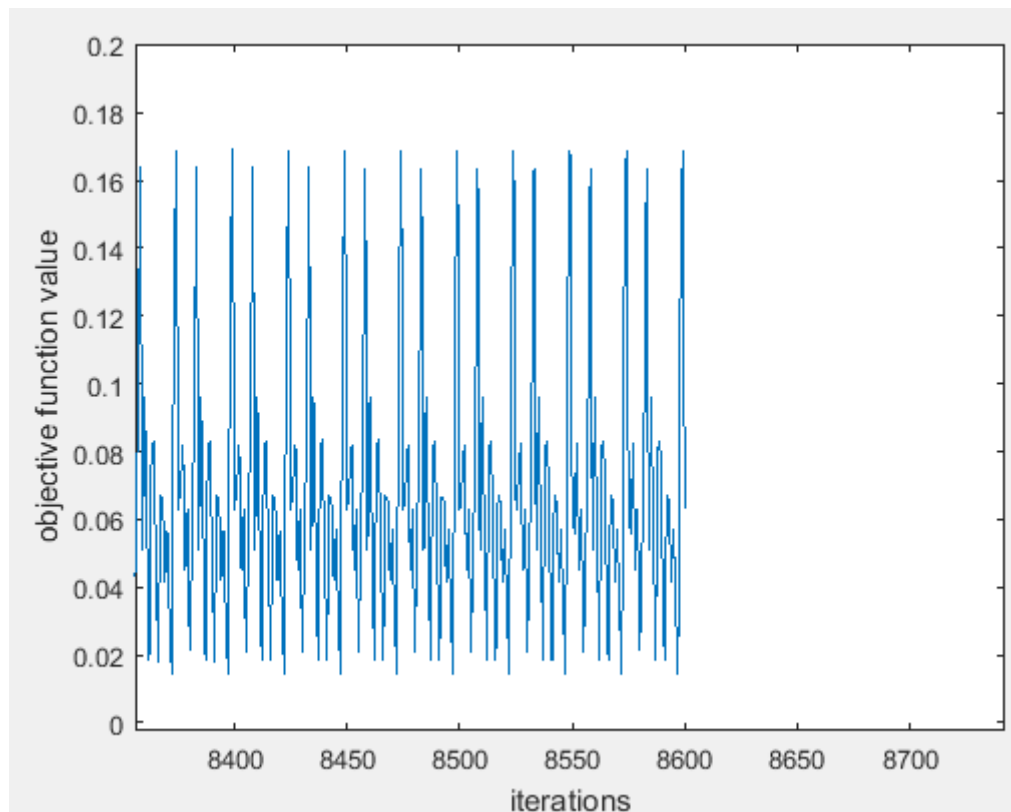
Πίνακας 11.14: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderSFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	14	Μέγιστη μετακίνηση	0,2408m
Φορτίο	2782,6 kN	Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,0092 m
Απόσβεση	20,68%	Βάρος δεξαμενής	36245,4 kN
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	25476,19 kNm	Ιδιοπερίοδος	3,25 sec
Συνολικό φορτίο	66782,4kN		

Πίνακας 11.15: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderSFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).



Σχήμα 11.13: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderSFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).



Σχήμα 11.14: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderSFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	24
Συντελεστής τριβής εσωτερικά	0,07
Συντελεστής τριβής εξωτερικά	0,023
Φορτίο	2782,6 kN
Ακτίνα καμπυλότητας εσωτερικά	2,235 m
Ακτίνα καμπυλότητας εξωτερικά	0,406 m
Ενεργός δυσκαμψία	2242.741 kN/m
Απόσβεση	24,64 %
Ελαστική δυσκαμψία εσωτερικά	4167,375 kN/m
Ελαστική δυσκαμψία εξωτερικά	12558,48 kN/m
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	53825,79 kN/m
Συνολικό φορτίο	66782,4kN
Ιδιοπερίοδος	2,23 sec
Μέγιστη μετακίνηση	0,762 m
Βάρος δεξαμενής	36245,4 kN

Πίνακας 11.15: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderTFPB1 (υψίκορμη δεξαμενή).

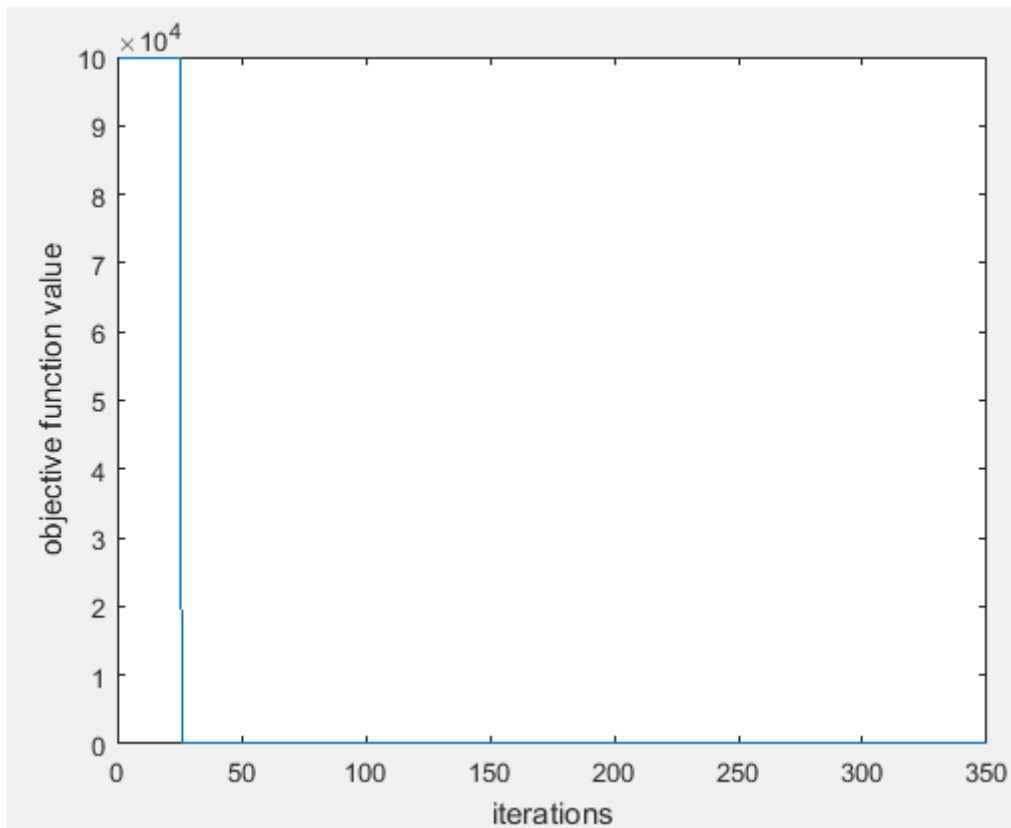
Ανάλυση υψίκορμης δεξαμενής slenderTFPB2								
A/A	X	Y	ΦΟΡΤΙΟ (kN)	ΤΡΙΒΗ	ΑΚΤΙΝΑ (m)	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)
1	-7,32	0	5,00	0,080	1,667	0,027	14,88	1393,29
2	-2,44	0	2,90	0,077	0,967	0,026	14,88	1792,13
3	2,44	0	2,20	0,065	0,733	0,022	14,88	2002,51
4	7,32	0	4,90	0,035	1,633	0,012	14,88	945,61
5	-6,339	3,66	5,00	0,080	1,667	0,027	14,88	1391,40
6	-2,11	1,22	1,70	0,034	0,567	0,011	14,88	2093,23
7	2,11	-1,22	2,00	0,079	0,667	0,026	14,88	2288,55
8	6,339	-3,66	2,50	0,051	0,833	0,017	14,88	1694,47

9	-3,66	6,339	1,70	0,076	0,567	0,025	14,88	2523,43
10	-1,22	2,11	5,00	0,080	1,667	0,027	14,88	1396,18
11	1,22	-2,11	5,00	0,080	1,667	0,027	14,88	1401,00
12	3,66	-6,339	1,80	0,038	0,600	0,013	14,88	2036,70
13	0	7,32	1,00	0,030	0,333	0,010	14,88	3408,11
14	0	2,44	2,50	0,076	0,833	0,025	14,88	1947,66
15	0	-2,44	2,50	0,061	0,833	0,020	14,88	1794,97
16	0	7,32	2,60	0,066	0,867	0,022	14,88	1794,71
17	3,66	6,339	2,20	0,063	0,733	0,021	14,88	1978,76
18	1,22	2,11	2,60	0,057	0,867	0,019	14,88	1705,18
19	-1,22	-2,11	5,00	0,080	1,667	0,027	14,88	1399,23
20	-3,66	6,33	3,70	0,065	1,233	0,022	14,88	1445,63
21	6,339	-3,66	1,00	0,030	0,333	0,010	14,88	3412,83
22	2,11	1,22	1,00	0,030	0,333	0,010	14,88	3410,33
23	-2,11	-1,22	1,00	0,030	0,333	0,010	14,88	3409,85
24	-6,339	-3,66	1,00	0,030	0,333	0,010	14,88	3409,35

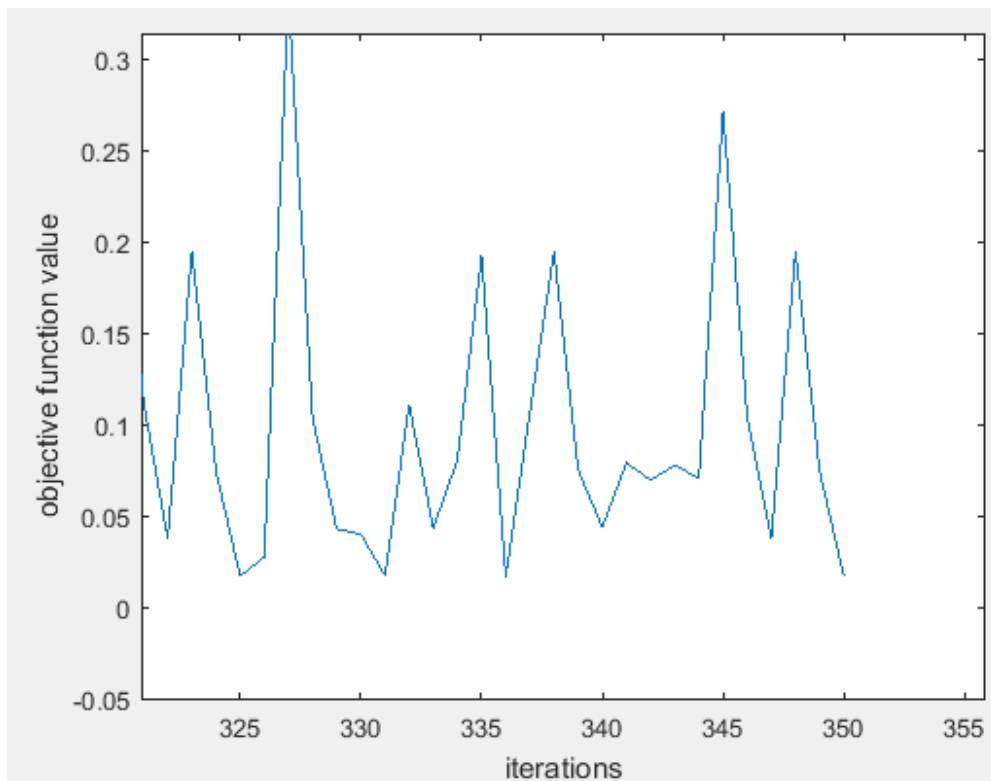
Πίνακας 11.17: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderTFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).

Αριθμός εφεδράνων	24
Φορτίο	2782,6 kN
Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,01 m
Απόσβεση	14,88 %
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	50075,12 kN/m
Συνολικό φορτίο	66782,4kN
Ιδιοπερίοδος	2,32sec
Μέγιστη μετακίνηση	0,718 m
Βάρος δεξαμενής	36245,4 kN

Πίνακας 11.16: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderTFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).



Σχήμα 11.16: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderTFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).



Σχήμα 11.17: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderTFPB2 (υψίκορμη δεξαμενή).

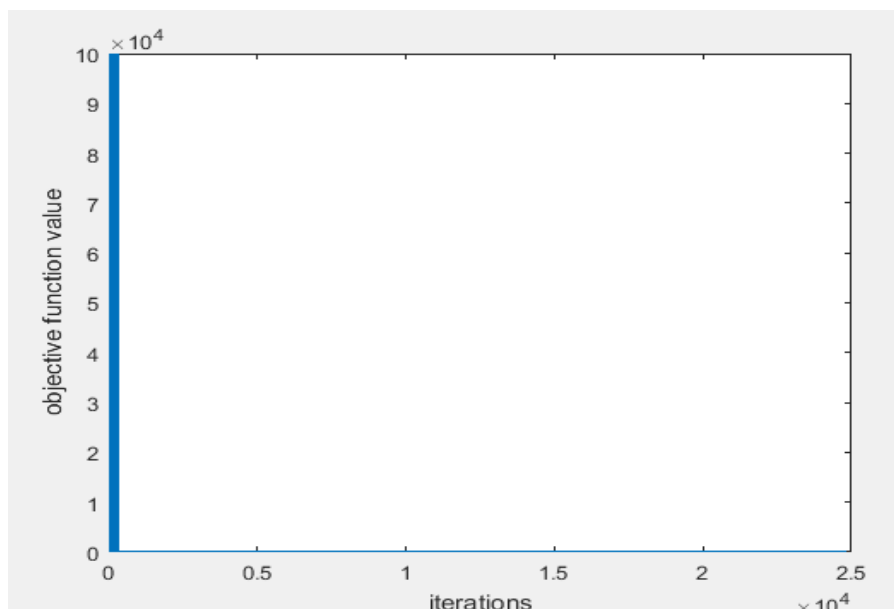
Ανάλυση υψίκορμης δεξαμενής slenderTFPB3								
A/A	X	Y	ΦΟΡΤΙΟ (kN)	ΤΡΙΒΗ	ΑΚΤΙΝΑ (m)	ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)	ΑΠΟΣΒΕΣΗ (%)	ΕΝΕΡΓΟΣ ΔΥΣΚΑΜΨΙΑ (kN/m)
1	-7,32	0	1,70	0,058	0,567	0,019	21,06	2290,454
2	-2,44	0	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0
3	2,44	0	3,40	0,031	1,133	0,010	21,06	1170,773
4	7,32	0	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0
5	-6,339	3,66	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0
6	-2,11	1,22	5,00	0,071	1,667	0,024	21,06	1359,467
7	2,11	-1,22	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0
8	6,339	-3,66	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0
9	-3,66	6,339	4,80	0,054	1,600	0,018	21,06	1186,856
10	-1,22	2,11	4,00	0,077	1,333	0,026	21,06	1566,452
11	1,22	-2,11	2,40	0,073	0,800	0,024	21,06	1989,822
12	3,66	-6,339	4,80	0,034	1,600	0,011	21,06	968,755
13	0	7,32	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0
14	0	2,44	2,00	0,063	0,667	0,021	21,06	2104,329
15	0	-2,44	2,60	0,073	0,867	0,024	21,06	1899,983
16	0	7,32	3,90	0,066	1,300	0,022	21,06	1457,279
17	3,66	6,339	4,60	0,061	1,533	0,020	21,06	1295,139
18	1,22	2,11	4,20	0,053	1,400	0,018	21,06	1263,188
19	-1,22	-2,11	2,90	0,071	0,967	0,024	21,06	1765,436
20	-3,66	6,33	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0
21	6,339	-3,66	2,40	0,051	0,800	0,017	21,06	1742,988
22	2,11	1,22	1,50	0,045	0,500	0,015	21,06	2365,862
23	-2,11	-1,22	4,20	0,063	1,400	0,021	21,06	1376,519
24	-6,339	-3,66	0,00	0	0,000	0,000	0,000	0

Πίνακας 11.19: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderTFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).

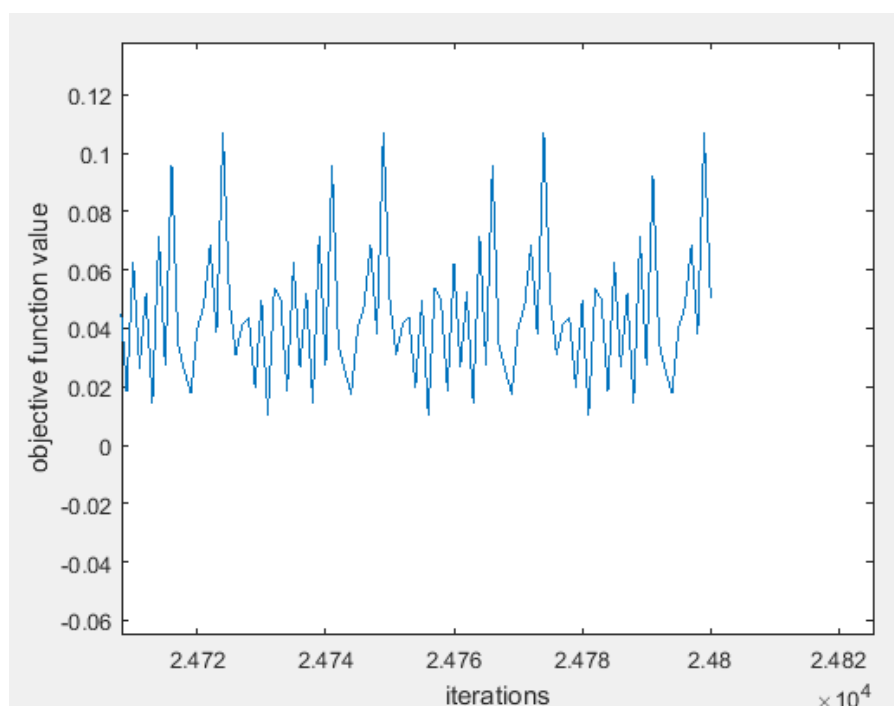
Αριθμός εφεδράνων	16
Φορτίο	2782,6 kN
Εκκεντρότητα κέντρου βάρους και δυσκαμψίας	0,0081m
Απόσβεση	21,06 %
Συνολική δυσκαμψία σεισμικής μόνωσης	25803,3 kN/m
Συνολικό φορτίο	66782,4 kN
Ιδιοπερίοδος	3,23 sec
Μέγιστη μετακίνηση	0,718 m

Βάρος δεξαμενής	36245,4 kN
------------------------	-------------------

Πίνακας 11.20: Συγκεντρωτικά στοιχεία κώδικα slenderTFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).



Σχήμα 11.18: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderTFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).



Σχήμα 11.19: Διάγραμμα βελτιστοποίησης αντικειμενικής συνάρτησης και επαναλήψεων slenderTFPB3 (υψίκορμη δεξαμενή).

Με βάση τα προαναφερθέντα αποτελέσματα, είναι φανερό ότι τα προγράμματα που έχουν αναπτυχθεί στο MATLAB για την προδιαστασιολογηση και τη βελτιστοποίηση της σεισμικής μόνωσης των δεξαμενών δίνουν αξιόπιστα και σύμφωνα με τους κανονισμούς αποτελέσματα. Ειδικότερα σε όλα τα προγράμματα, η ενεργός απόσβεση του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι μικρότερη από 25% και μεγαλύτερη από 10% της συνολικής απόσβεσης, η μετακίνηση σχεδιασμού είναι μικρότερη από 1m, η ενεργός ιδιοπερίοδος είναι ανάμεσα στο 1,50sec και 3,50sec, δηλαδή στην περιοχή των αποδοτικών ιδιοπεριόδων σεισμικής μόνωσης. Ο συντελεστής συμπεριφοράς q είναι μικρότερος από 1,5, δηλαδή η δεξαμενή συμπεριφέρεται ως στερεό σώμα. Ακόμα σε όλα τα προγράμματα η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης είναι κάτω από 0,01m και από τους ελέγχους επάρκειας των εφεδράνων το P_{cr} είναι μεγαλύτερο από το N_{sd} το κατακόρυφο φορτίο των εφεδράνων.

11.3. Δυναμικές αναλύσεις

Είναι σημαντικό να αναφερθεί η ανάλυση των δυο δεξαμενών, οι οποίες μελετώνται για τη βελτιστοποίηση της σεισμικής απόκρισής τους, με την εφαρμογή της σεισμικής μόνωσης. Όπως ορίζεται στους κανονισμούς, η Μέθοδος του Ισοδύναμου Μονοβάθμιου Συστήματος είναι μια μέθοδος που έχει αξιόπιστα αποτελέσματα στην προδιαστασιολογηση του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Στην αναλυτική δυναμική ανάλυση είναι απαραίτητο να εφαρμοστεί μια δυναμική μη γραμμική ανάλυση επίλυσης της σεισμικής απόκρισης, με βάση τα δεδομένα φόρτισης.

Από την ανάλυση που πραγματοποιήθηκε συνδυάζοντας τα αποτελέσματα που έχουν προκύψει από τις αναλύσεις των προγραμμάτων στο MATLAB και τη μη-γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας, που θεωρείται η εξέλιξη της μη-γραμμικής δυναμικής ανάλυσης, στο πρόγραμμα δυναμικών αναλύσεων SAP2000 δίνονται τα αποτελέσματα της δυναμικής απόκρισης των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών, όπως αυτές αναφέρονται στην αντίστοιχη ενότητα. Στη μη γραμμική ανάλυση χρονοϊστορίας οι αναλύσεις διεξήχθησαν για 20 διαφορετικές διεγέρσεις (βλ. Πίνακα 11.20), με τα επιταχυνσιογραφήματά τους να είναι τα δεδομένα της δυναμικής ανάλυσης στο SAP2000. Από τις αναλύσεις αυτές έχουν προκύψει τα διαγράμματα επιταχύνσεων και οι καμπύλες τρωτότητας, ώστε να γίνει η σύγκριση των δεξαμενών και των εφεδράνων ολίσθησης της σεισμικής μόνωσης.

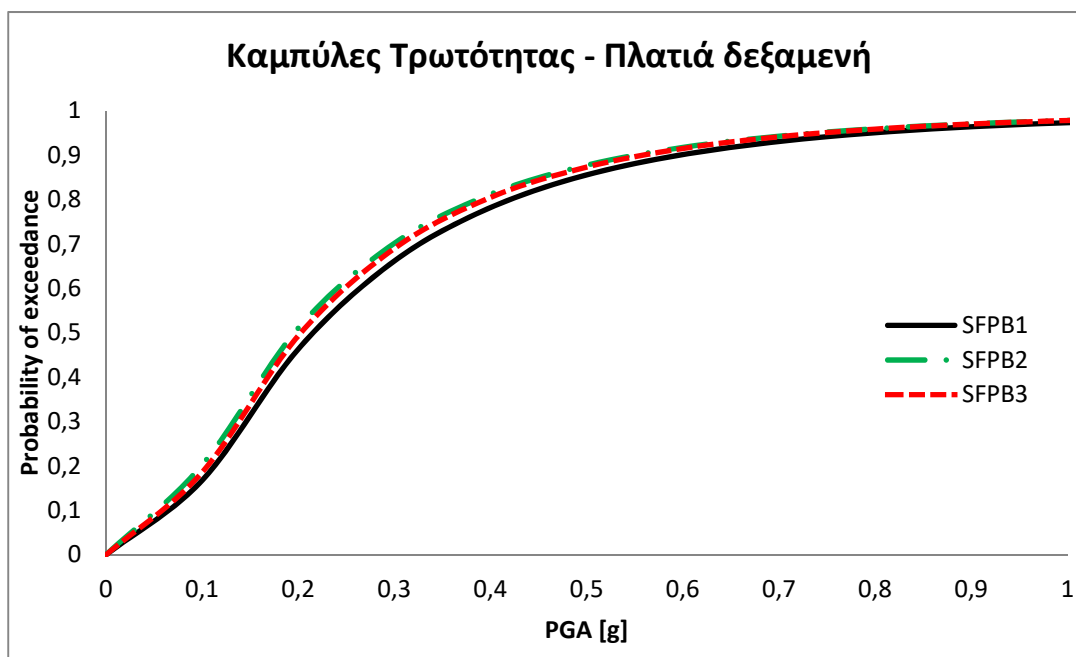
Impulsive Near-fault Earthquake Ground Motions			
SAC Reference	Record	Richter Magnitude	Distance (km)
NF01	Tabas, 1978	7.4	1.2
NF03	Loma Prieta, 1989, Los Gatos	7	3.5
NF05	Loma Prieta, 1989, Lex. Dam	7	6.3
NF07	C. Merdocino, 1992, Petrolia	7.1	8.5
NF09	Erzincar, 1992	6.7	2
NF11	Landers, 1992	7.3	1.1
NF13	Northridge, 1994, Rinaldi	6.7	7.5
NF15	Northridge, 1994, Olive View	6.7	6.4
NF17	Kobe, 1995	6.9	3.4
NF19	Kobe, 1995, Takatori	6.9	4.3
NF21	Elysian Park 1	7.1	17.5
NF23	Elysian Park 2	7.1	10.7
NF25	Elysian Park 3	7.1	11.2
NF27	Elysian Park 4	7.1	13.2
NF29	Elysian Park 5	7.1	13.7
NF31	Palos Verdes 1	7.1	1.5
NF33	Palos Verdes 2	7.1	1.5
NF35	Palos Verdes 3	7.1	1.5
NF37	Palos Verdes 4	7.1	1.5
NF39	Palos Verdes 5	7.1	1.5

Πίνακας 11.20: Συγκεντρωτικός πίνακας σεισμικών επιταχυνσιογραφημάτων.

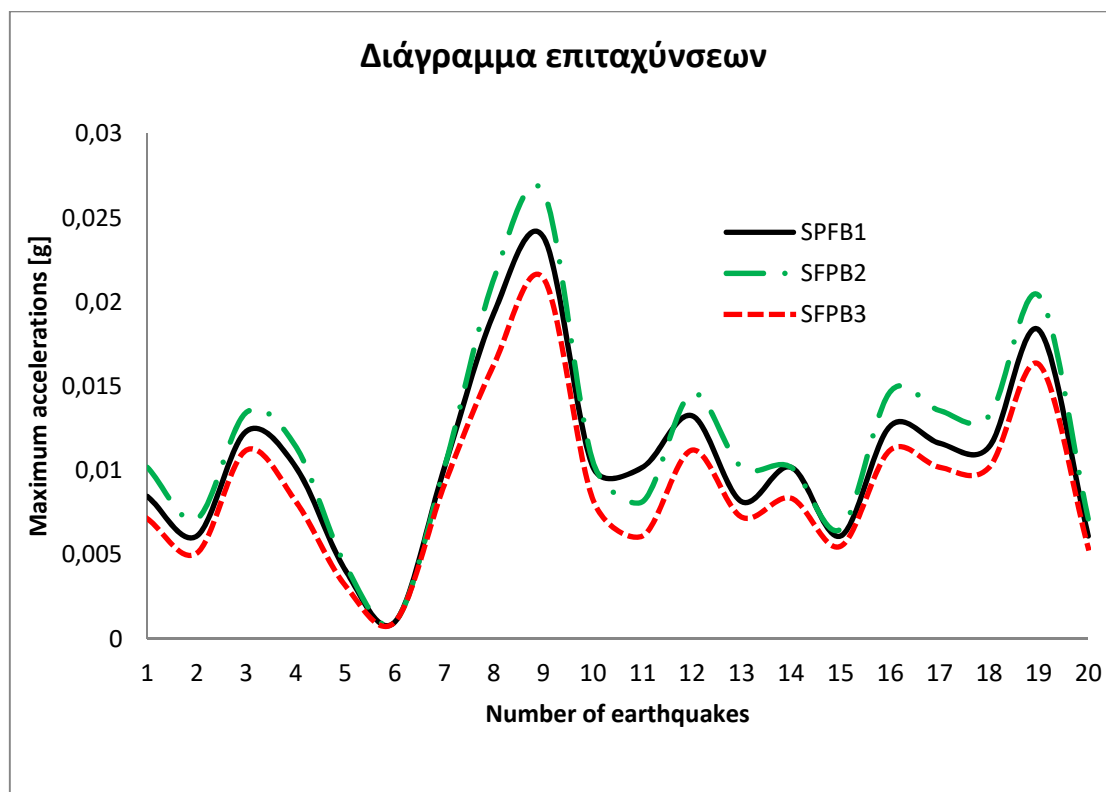
11.3.1. Σύγκριση μεθοδολογιών βελτιστοποίησης

Στο Σχήμα 11.20 παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας για τις 3 περιπτώσεις βελτιστοποίησης. Παρατηρείται ότι δεν υπάρχει κάποια αξιοσημείωτη διαφορά για την περίπτωση πλατιάς δεξαμενής. Στη συνέχεια, στο Σχήμα 11.21 παρατίθενται οι επιταχύνσεις στη βάση της δεξαμενής για καθεμία περίπτωση. Διακρίνεται ότι η βελτιστοποίηση SFPB3 δίνει ελαφρώς μικρότερες τιμές επιταχύνσεων στους περισσότερους σεισμούς.

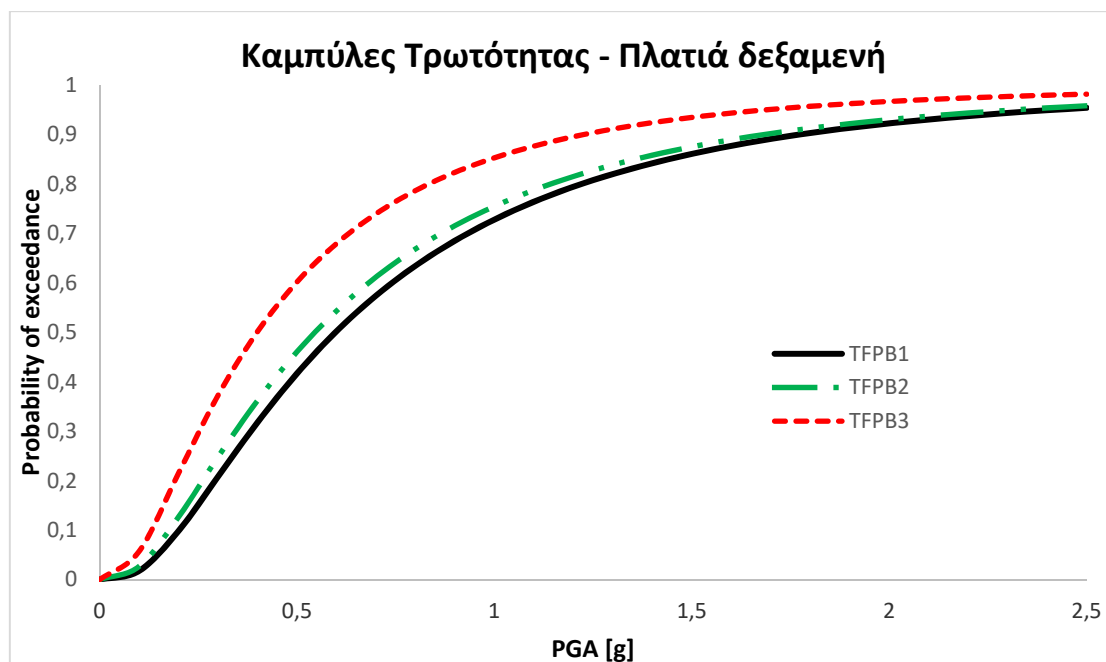
Το Σχήμα 11.22 αναφέρεται σε πλατιά δεξαμενή σεισμικά μονωμένη με τριπλό εκκρεμές ολίσθησης (TFPB). Είναι φανερό ότι δύο περιπτώσεις βελτιστοποίησης (TFPB1, TFPB2) παρουσιάζουν καλύτερες τιμές τρωτότητας σε σχέση με την TFPB3. Όσον αφορά τις επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή είναι φανερό από το Σχήμα 11.23 ότι δεν υπάρχει ξεκάθαρη υπεροχή κάποιας μεθοδολογίας, αφού τα αποτελέσματα εξαρτώνται από τα συχνοτικά χαρακτηριστικά κάθε διέγερσης.



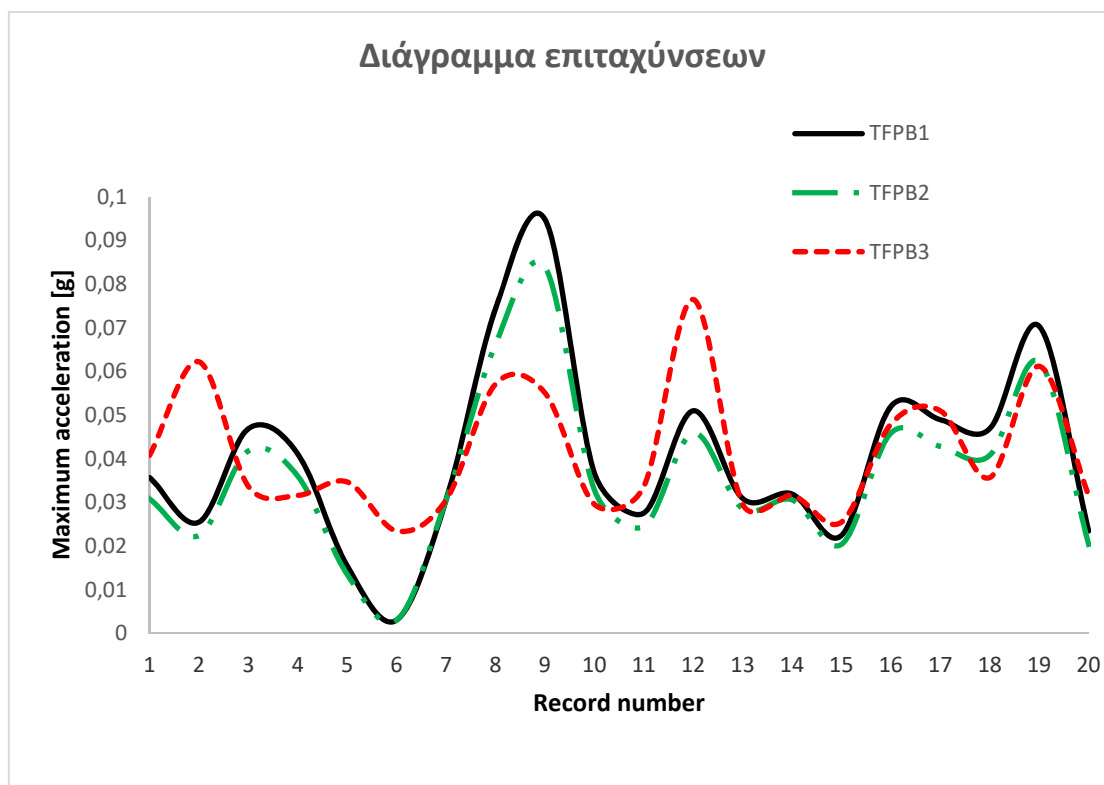
Σχήμα 11.20: Καμπύλη τρωτότητας πλατιάς δεξαμενής squatSFPB.



Σχήμα 11.21: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης πλατιάς δεξαμενής squatSFPB.



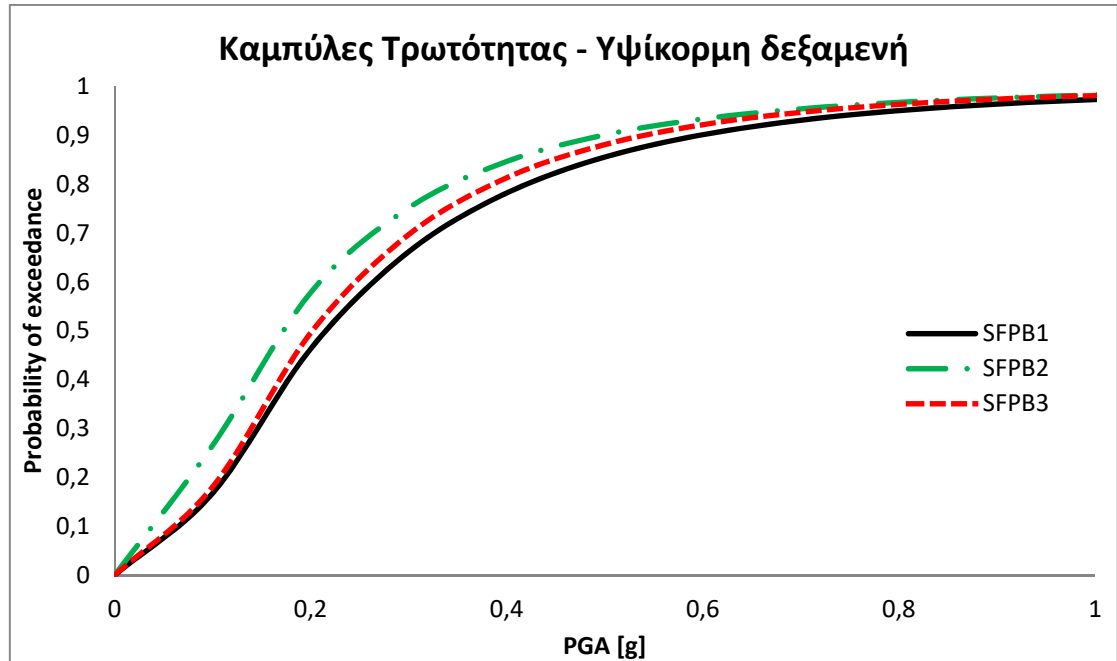
Σχήμα 11.22: Καμπύλη τρωτότητας πλατιάς δεξαμενής squatTFPB.



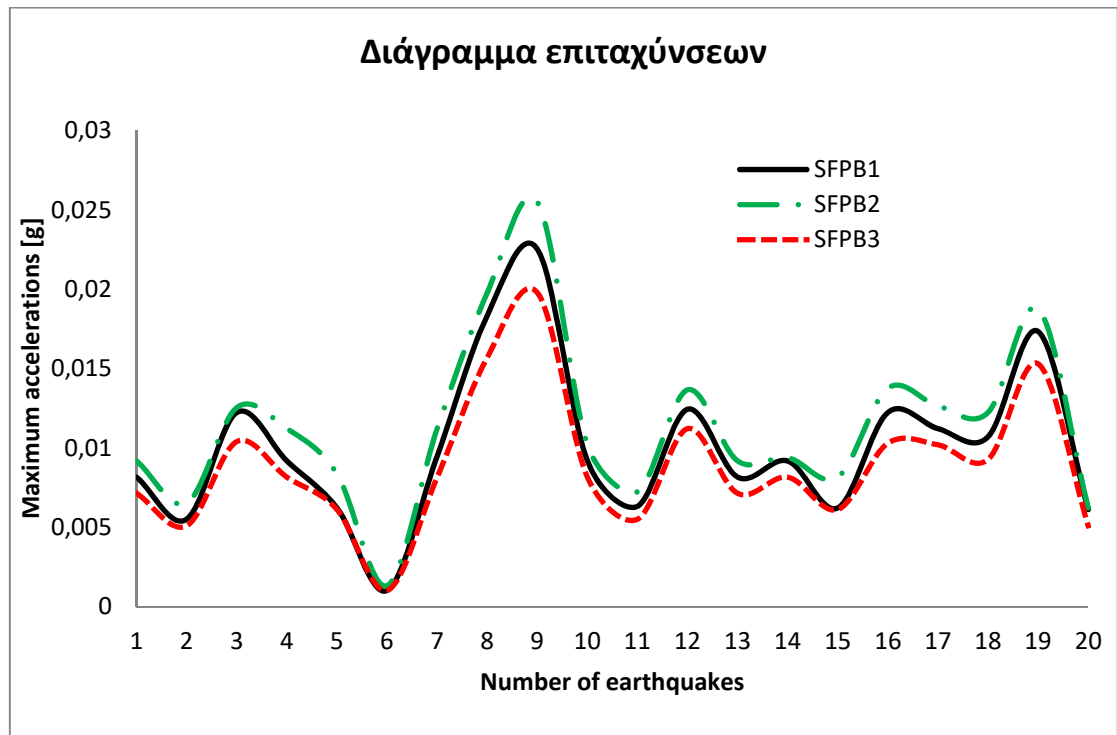
Σχήμα 11.23: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης πλατιάς δεξαμενής squatTFPB.

Στη συνέχεια, παρατίθενται οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητας για την υψίκορμη δεξαμενή, σεισμικά μονωμένη, με μονό εκκρεμές ολίσθησης (Σχήμα 11.24). Παρατηρείται ότι η περίπτωση βελτιστοποίησης SFPB1 δίνει ελαφρώς

καλύτερες τιμές τρωτότητας. Αναφορικά με τις επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή (Σχήμα 11.25), η διάταξη SFPB3 δίνει μικρότερες τιμές.

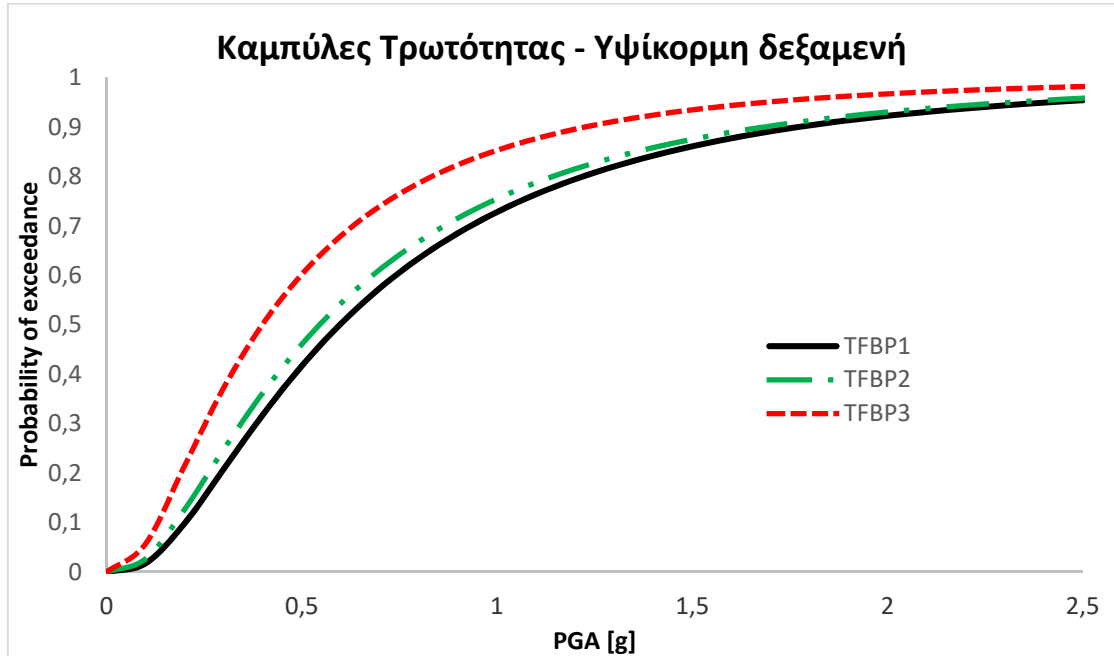


Σχήμα 11.24: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης δεξαμενής slenderSFPB.

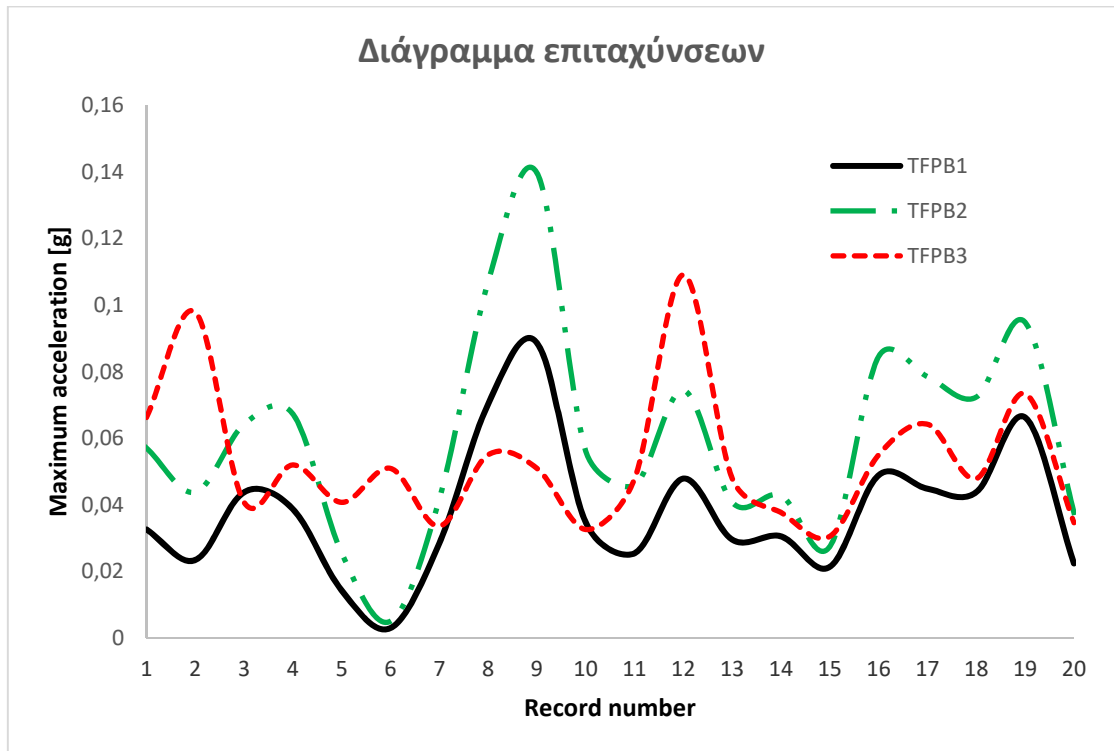


Σχήμα 11.25: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης υψίκορμης δεξαμενής slenderSFPB.

Στην αντίστοιχη περίπτωση για τριπλό εκκρεμές ολίσθησης, φαίνεται ότι οι διατάξεις TFPB1 και TFPB2 δίνουν καλύτερα αποτελέσματα για την τρωτότητα (Σχήμα 11.26). Όσον αφορά τις επιταχύνσεις στη βάση της δεξαμενής, η διάταξη TFPB1 φαίνεται να δίνει τις μικρότερες τιμές (Σχήμα 11.27).



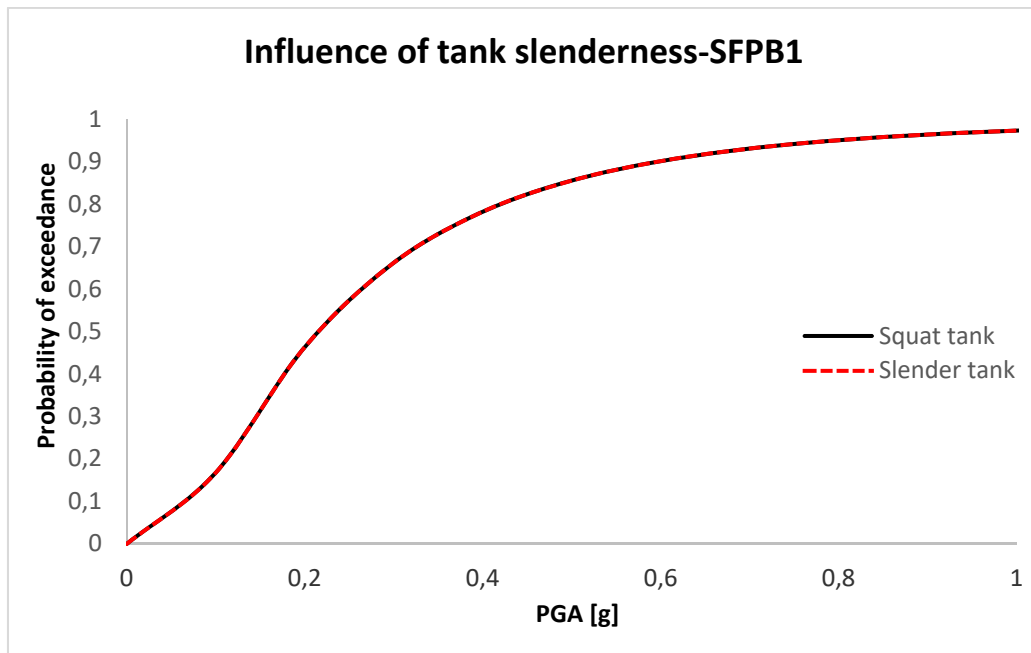
Σχήμα 11.26: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης δεξαμενής slenderTFPB .



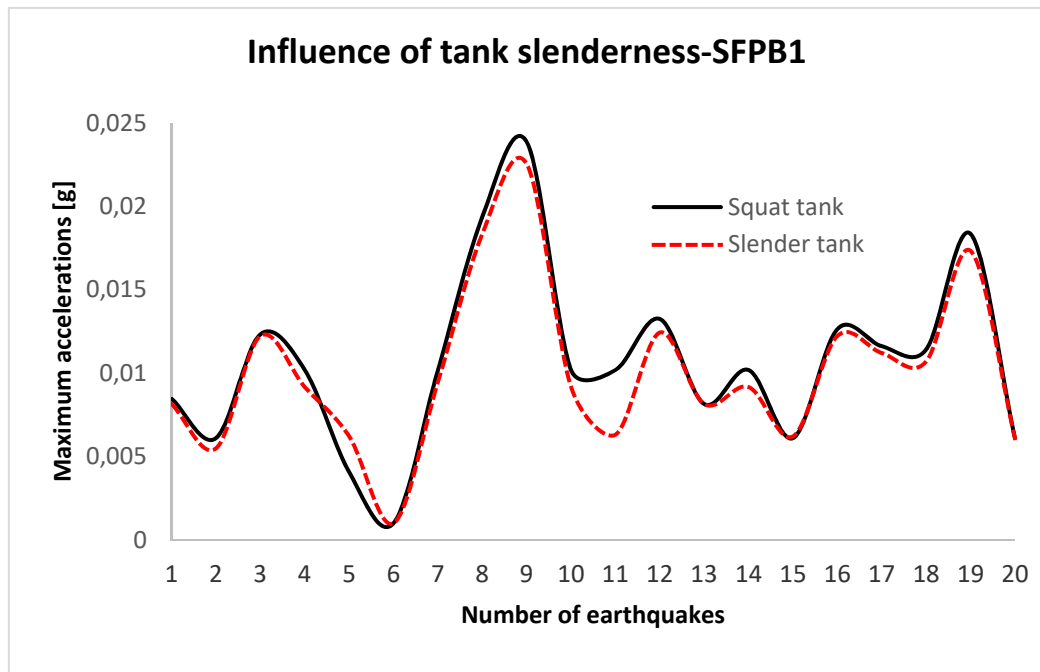
Σχήμα 11.27: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης υψίκορμης δεξαμενής slenderTFPB.

11.3.2. Επιρροή τύπου γεωμετρίας

Σε αυτό το σημείο θα εξετάσουμε την επιρροή του τύπου της γεωμετρίας (πλατιά και υψίκορμη) της δεξαμενής στα αποτελέσματά μας. Σύμφωνα με τα Σχήματα 11.28 και 11.29, είναι φανερό ότι για την περίπτωση SFPB1, δεν υπάρχει καμία διαφοροποίηση για τους δύο τύπους γεωμετρίας των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών.

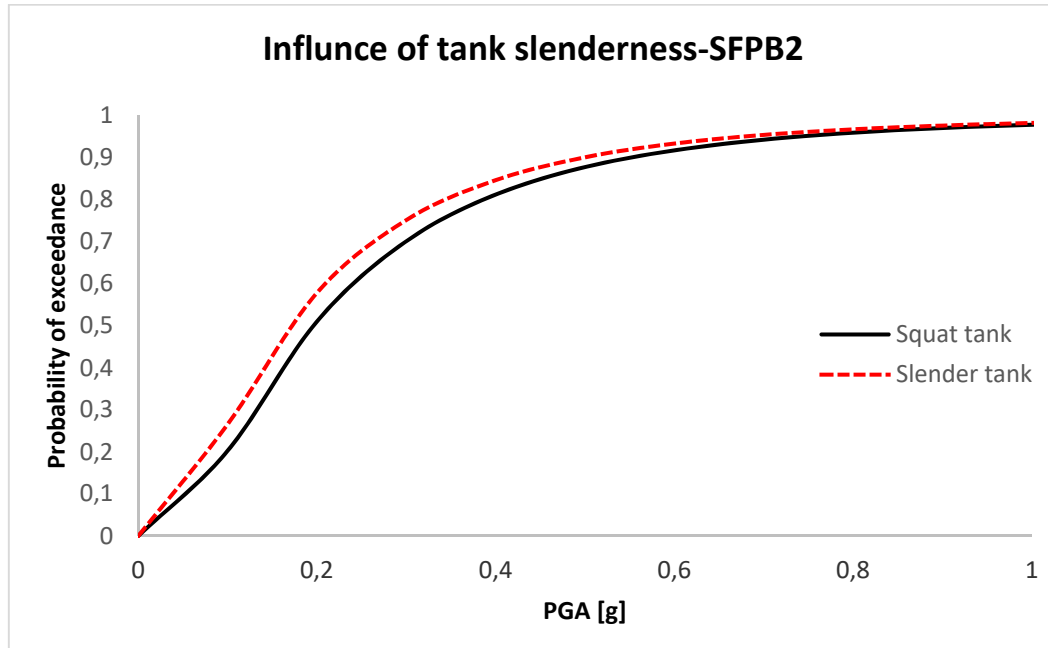


Σχήμα 11.28: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής SFPB1.

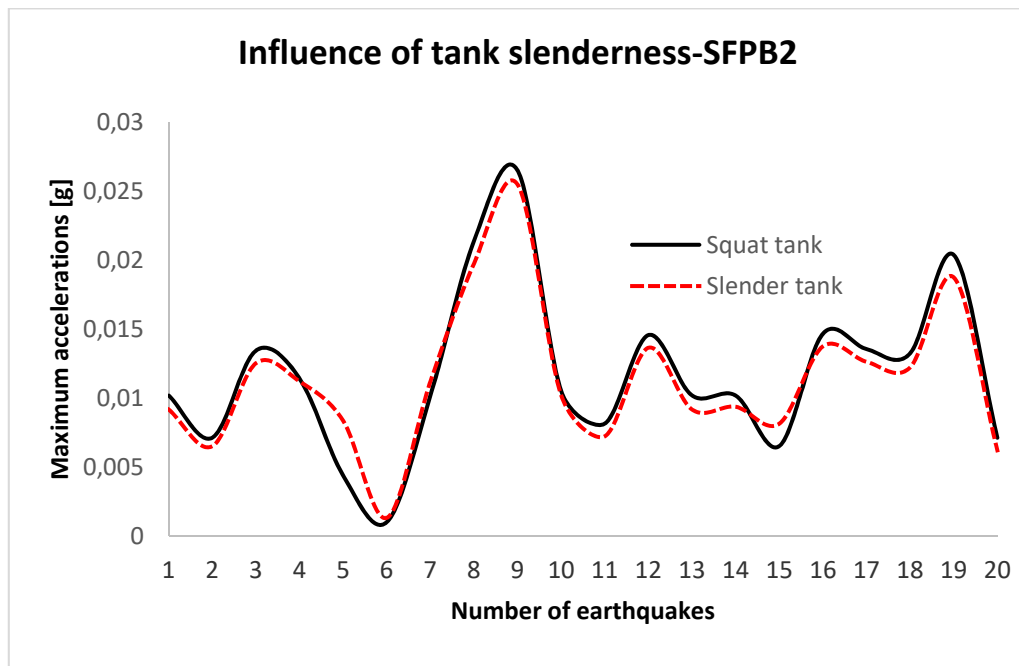


Σχήμα 11.29 Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής SFPB1.

Ομοίως, για τη διάταξη SFPB2 δεν προκύπτουν σημαντικές διαφορές. Συγκεκριμένα, στο Σχήμα 11.30 η πλατιά γεωμετρία δίνει ελαφρώς καλύτερες τιμές τρωτότητας, οι οποίες στη συνέχεια ταυτίζονται με τις αντίστοιχες τιμές της υψίκορμης. Στο Σχήμα 11.31 που αναφέρεται στις επιταχύνσεις, δεν υπάρχει σημαντική διαφορά.

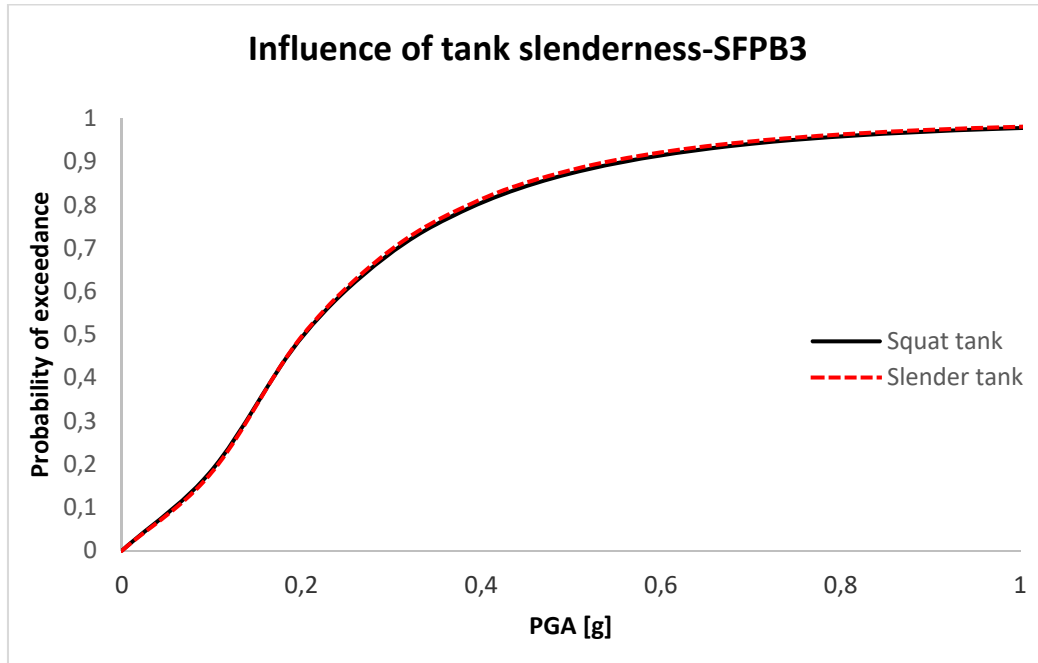


Σχήμα 11.30: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής.

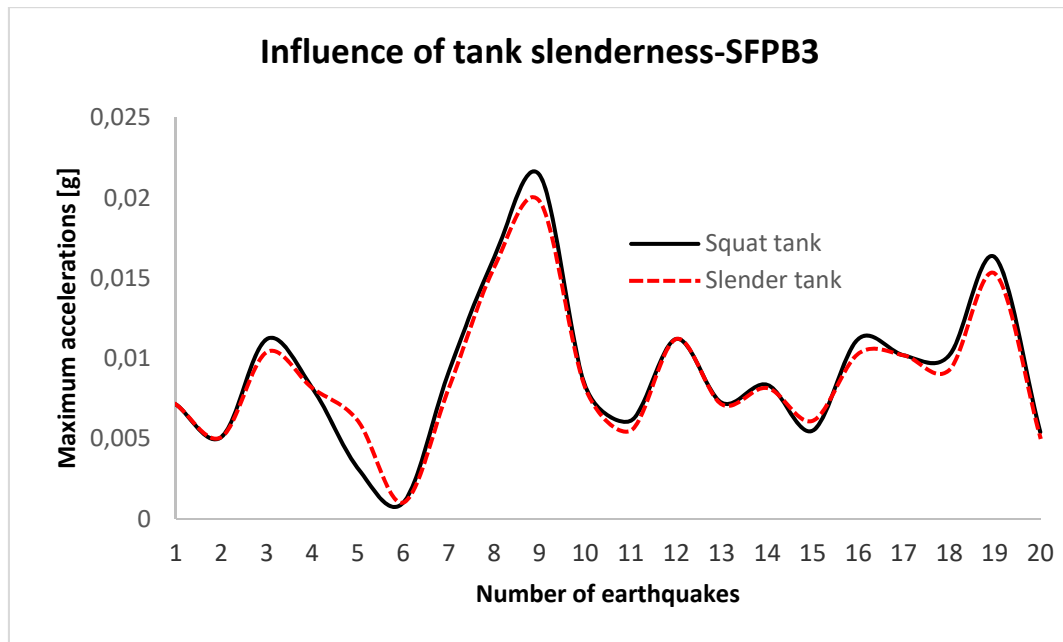


Σχήμα 11.31: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής SFPB2.

Για την περίπτωση βελτιστοποίησης SFPB3, υπάρχει απόλυτη ταύτιση των αποτελεσμάτων για τις δύο υπό μελέτη γεωμετρίες των δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα, δεν παρουσιάζεται καμία διαφοροποίηση στα αποτελέσματα τρωτότητας (Σχήμα 11.32) και επιταχύνσεων που μεταφέρονται στη δεξαμενή (Σχήμα 11.33).

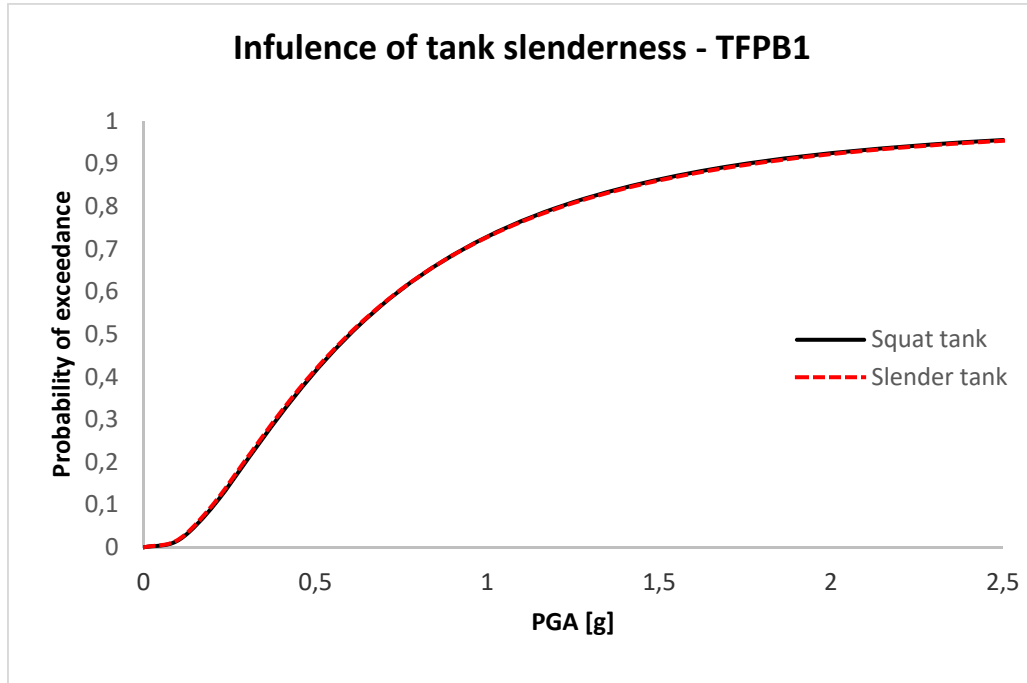


Σχήμα 11.32: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής.

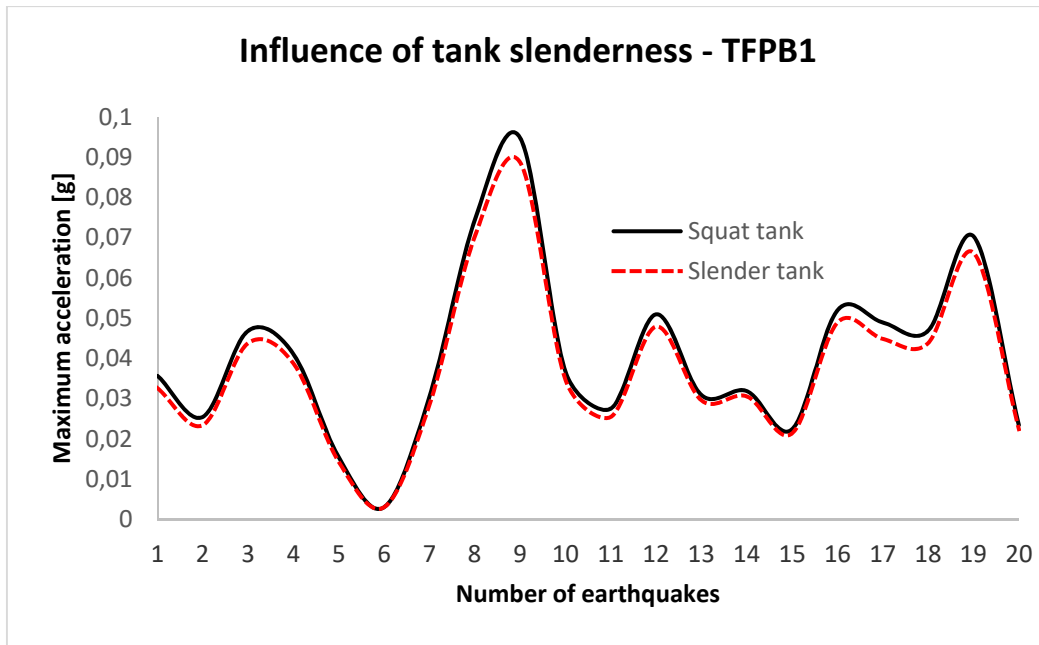


Σχήμα 11.33: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής SFPB3.

Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι συγκρίσεις των αποτελεσμάτων για δεξαμενές σεισμικά μονωμένες με τριπλό εκκρεμές ολίσθησης. Για την πρώτη περίπτωση (TFPB1) η επιρροή του τύπου της γεωμετρίας της δεξαμενής είναι αμελητέα, τόσο στην τρωτότητα (Σχήμα 11.34), όσο και στις επιταχύνσεις (Σχήμα 11.35).

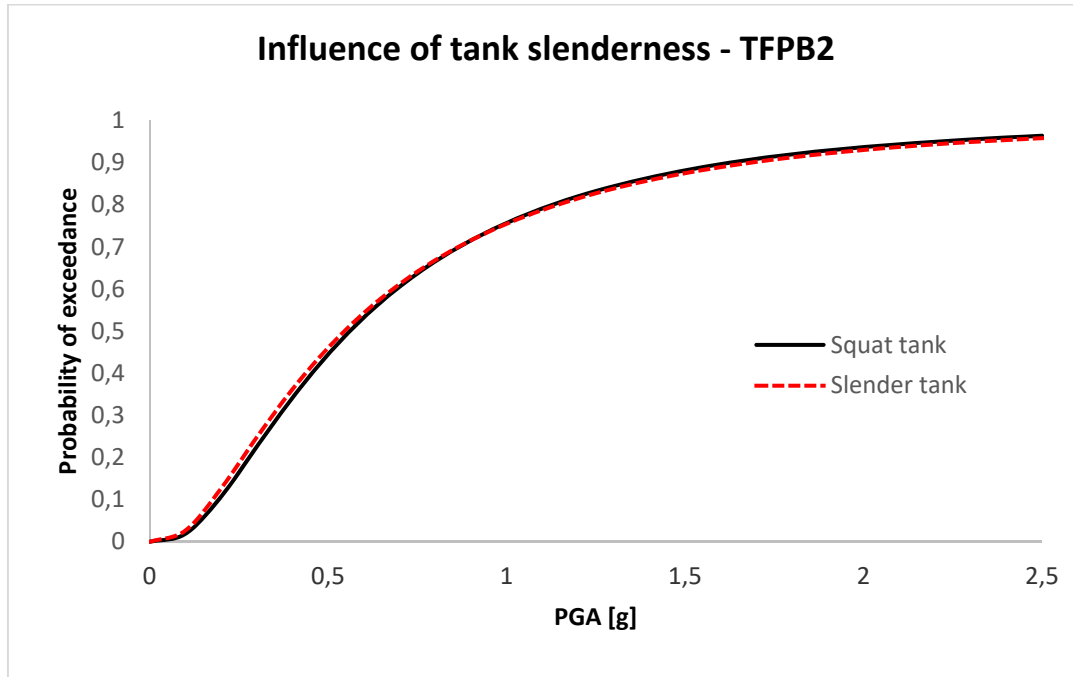


Σχήμα 11.34: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής TFPB1.

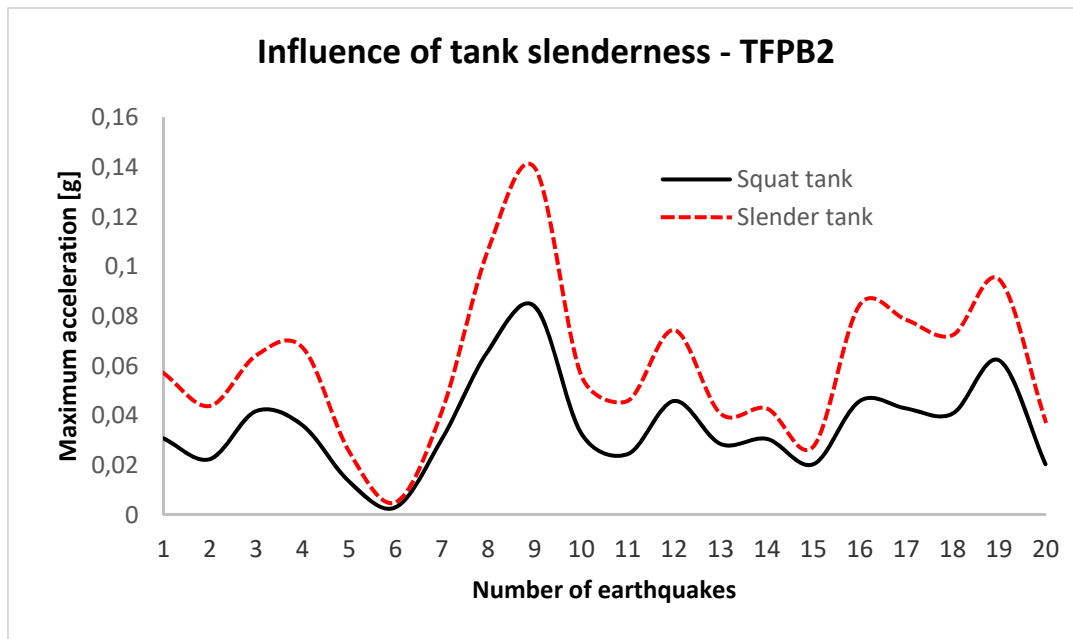


Σχήμα 11.35: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής TFPB1.

Ακολουθώς, για τη βελτιστοποίηση TFPB2 διακρίνεται ότι δεν υπάρχει διαφοροποίηση στις τιμές της τρωτότητας (Σχήμα 11.36), αλλά στις επιταχύνσεις παρατηρείται ότι η πλατιά δεξαμενή δίνει μικρότερες τιμές σε σύγκριση με την υψίκορμη (Σχήμα 11.37).

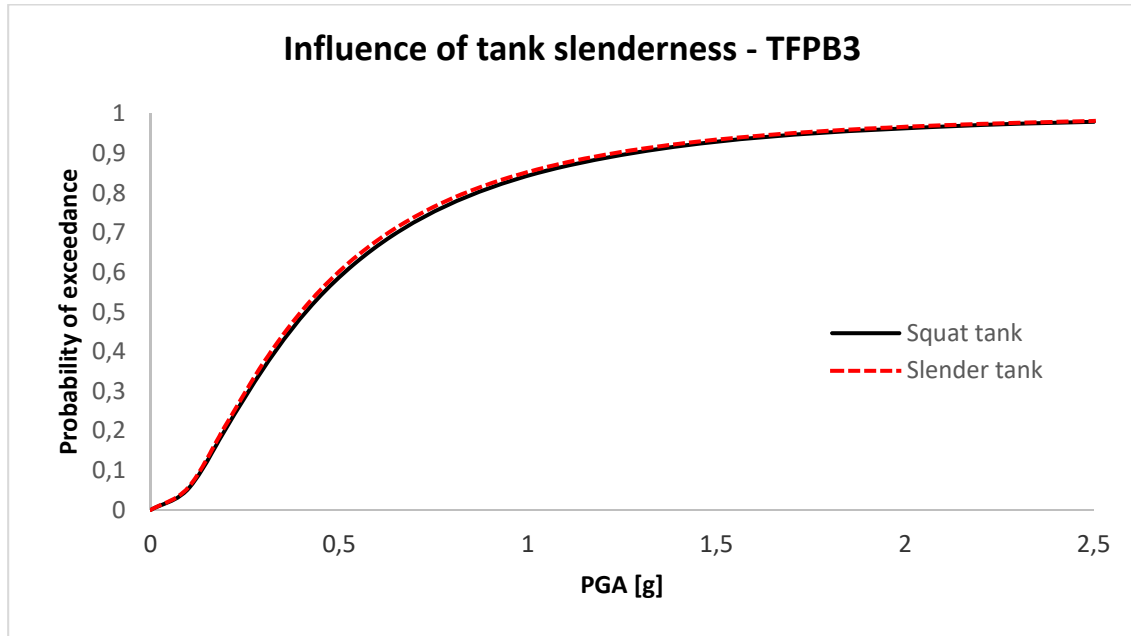


Σχήμα 11.36: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής TFPB2 .

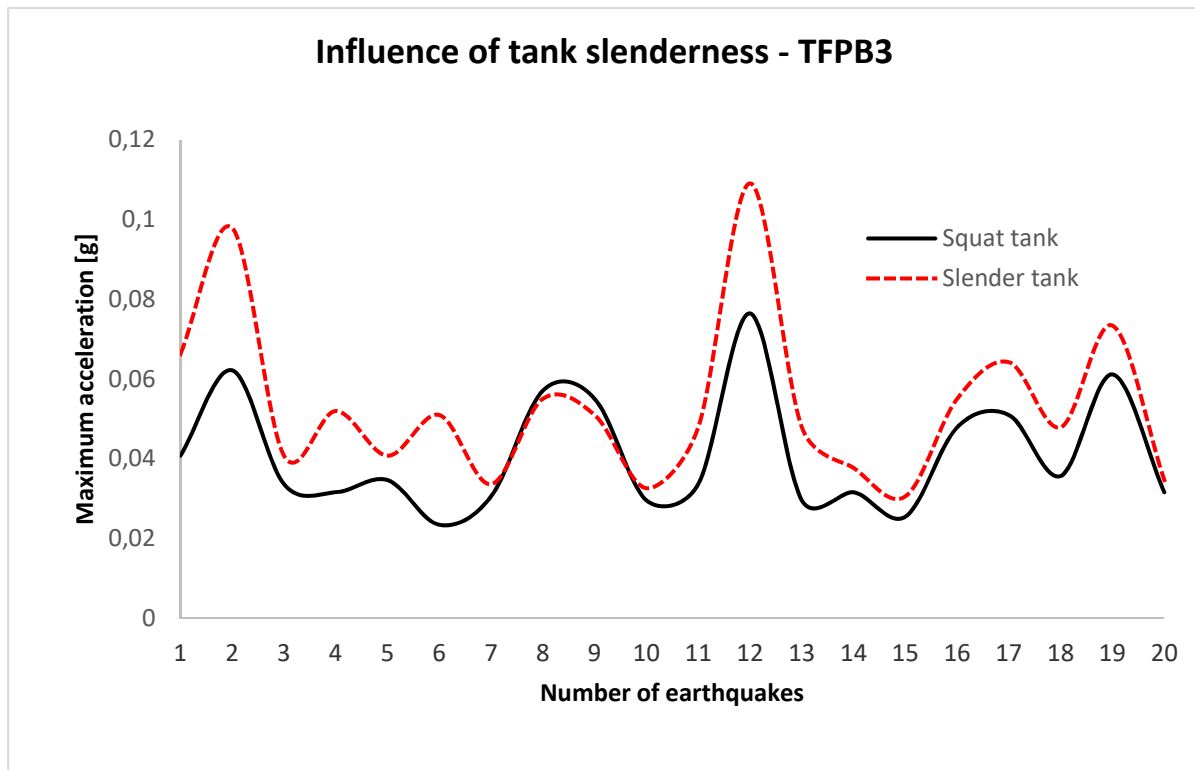


Σχήμα 11.37: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής TFPB2.

Στην τρίτη περίπτωση (TFPB3), τα αποτελέσματα έχουν την ίδια συμπεριφορά με την προηγούμενη διάταξη. Πιο συγκεκριμένα, υπάρχει απόλυτη ταύτιση των τιμών τρωτότητας για τις δύο γεωμετρίες (Σχήμα 11.38) κι ελαφρώς μικρότερες επιταχύνσεις για την πλατιά δεξαμενή (Σχήμα 11.39).



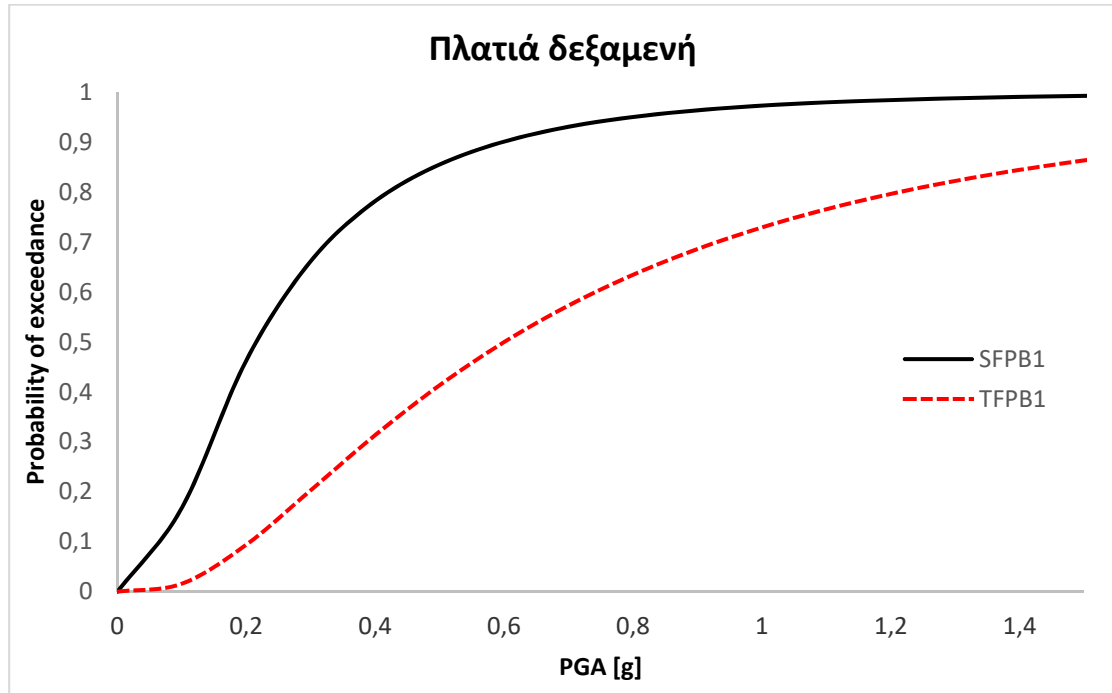
Σχήμα 11.38: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής TFPB3.



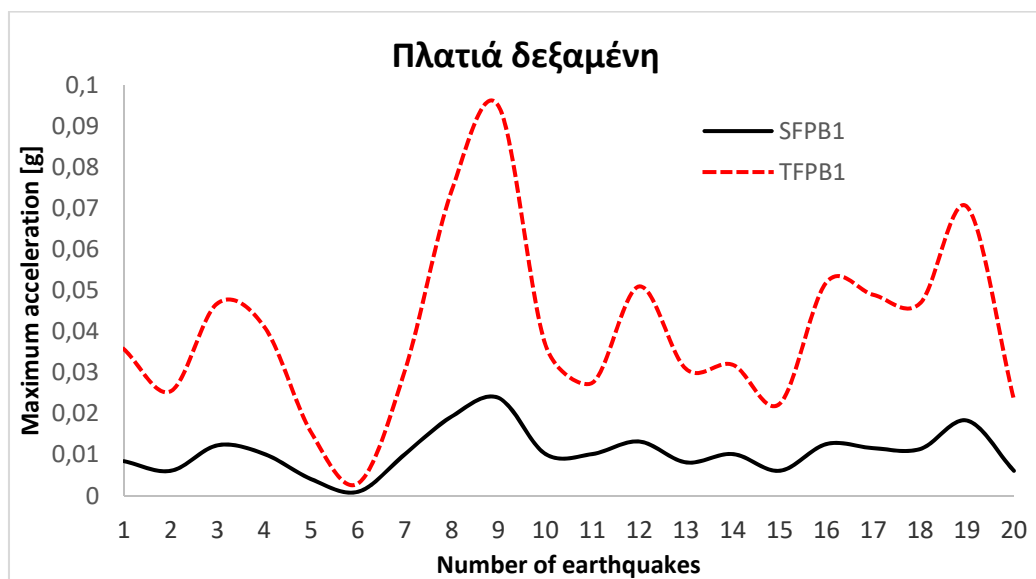
Σχήμα 11.39: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων σεισμικής μόνωσης υψίκορμης και πλατιάς δεξαμενής TFPB3.

11.3.3. Επιρροή τύπου εφεδράνων

Σε αυτή την ενότητα θα γίνει σύγκριση των τιμών τρωτότητας και επιταχύνσεων που μεταφέρονται στη δεξαμενή για κάθε τύπο εφεδράνου (SFPB, TFPB). Παρατηρούμε ότι το τριπλό εκκρεμές δίνει σαφώς καλύτερες τιμές τρωτότητας (λόγω της μεγαλύτερης ικανότητας μετακίνησης) σε σχέση με το αντίστοιχο μονό εφέδρανο (Σχήμα 11.40).



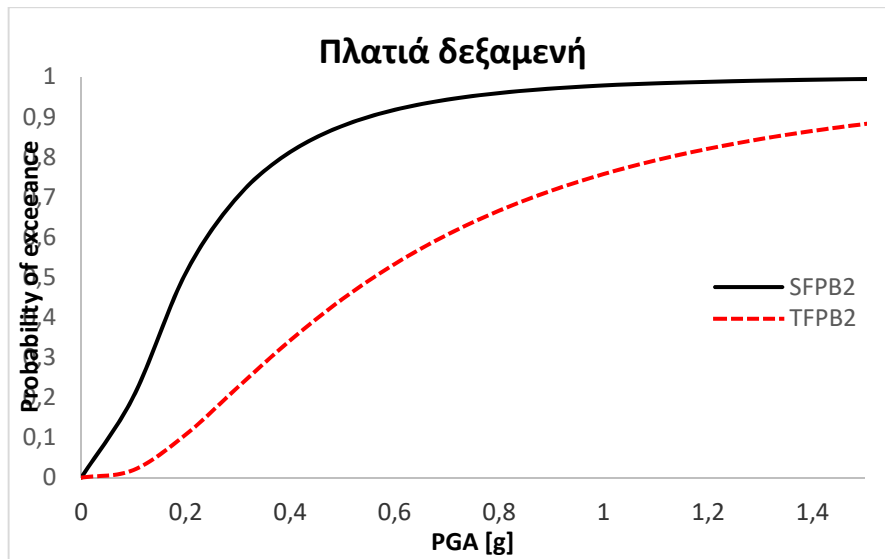
Σχήμα 11.40: Καμπύλη τρωτότητας πλατιάς δεξαμενής εφεδράνων SFPB1 και TFPB1.



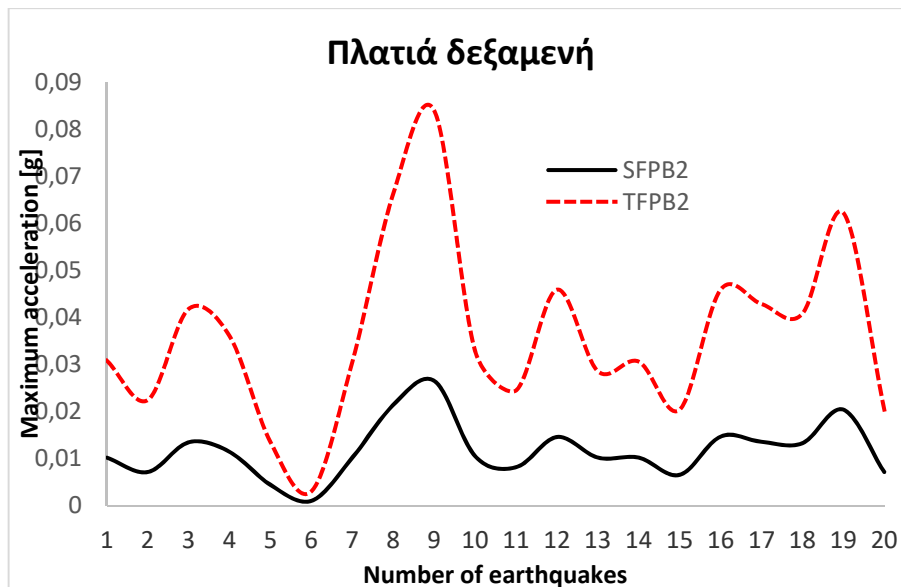
Σχήμα 11.41: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων πλατιάς δεξαμενής εφεδράνων SFPB1 και TFPB1.

Το Σχήμα 11.41 παρουσιάζει τις μέγιστες επιταχύνσεις που μεταφέρονται στη δεξαμενή λόγω της σεισμικής μόνωσης, όταν φθάσει στη μέγιστη μετακίνηση το εφέδρανο. Είναι φανερό ότι το μονό εκκρεμές ολίσθησης δίνει μικρότερες τιμές σε σχέση με το τριπλό εφέδρανο, αλλά αυτό αποδίδεται στη μικρότερη μέγιστη μετακίνηση που έχουν τα μονά σε σύγκριση με τα τριπλά εφέδρανα.

Εξετάζοντας τη δεύτερη περίπτωση βελτιστοποίησης, παρατηρείται ότι τα αποτελέσματα και οι συγκρίσεις δείχνουν ότι τα αποτελέσματα έχουν ακριβώς την ίδια τάση. Δηλαδή, το τριπλό εκκρεμές εμφανίζει καλύτερη τρωτότητα σε σχέση με το αντίστοιχο μονό εφέδρανο (Σχήμα 11.42) και το μονό εκκρεμές ολίσθησης δίνει χαμηλότερες επιταχύνσεις (Σχήμα 11.43).

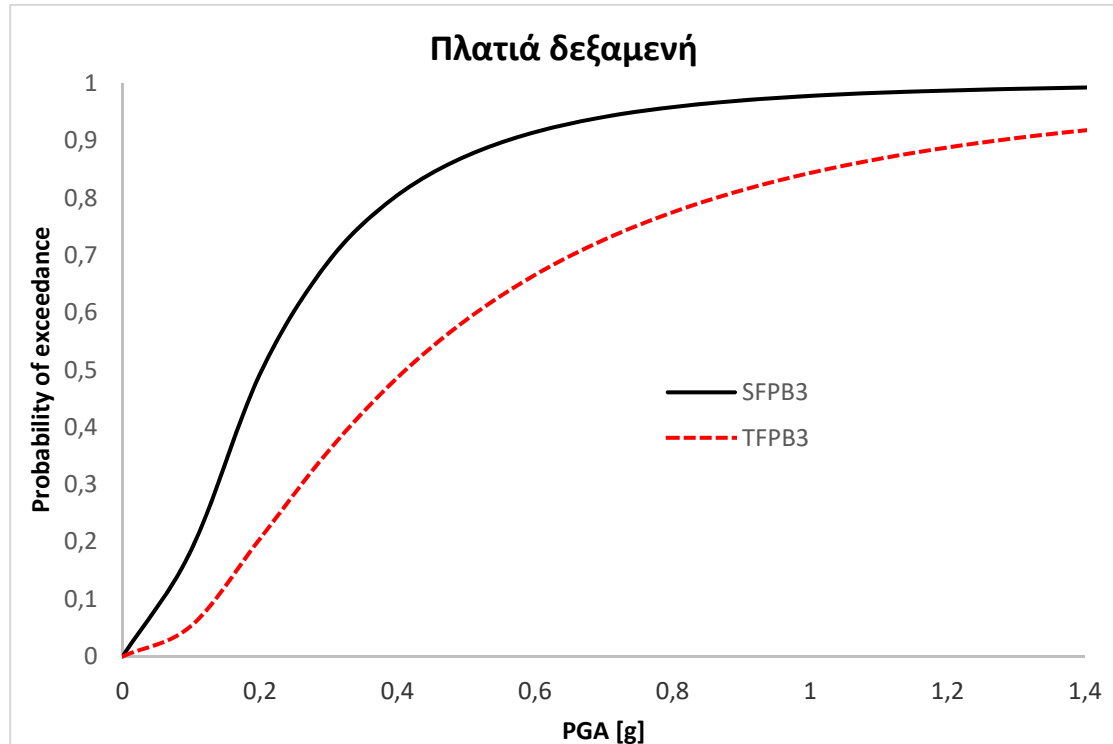


Σχήμα 11.42: Καμπύλη τρωτότητας πλατιάς δεξαμενής εφεδράνων SFPB2 και TFPB2.

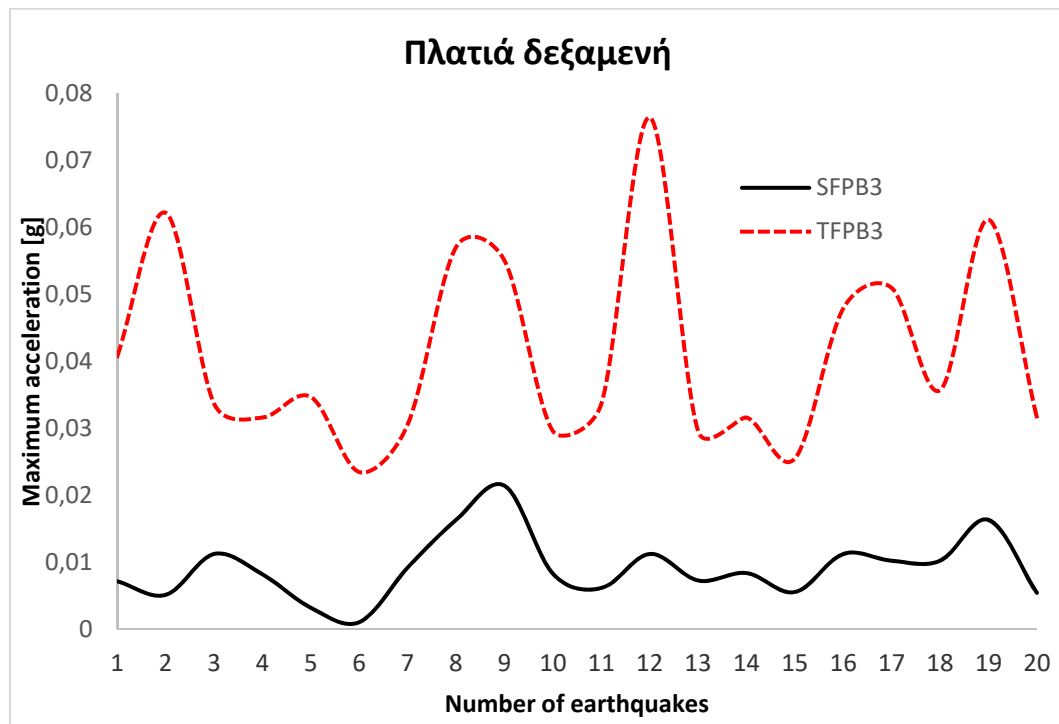


Σχήμα 11.43: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων πλατιάς δεξαμενής εφεδράνων SFPB2 και TFPB2.

Ομοίως, η τρίτη περίπτωση βελτιστοποίησης δίνει τα ίδια συμπεράσματα. Δηλαδή, το τριπλό εκκρεμές εμφανίζει καλύτερη τρωτότητα σε σχέση με το αντίστοιχο μονό εφέδρανο (Σχήμα 11.44) και το μονό εκκρεμές ολίσθησης δίνει χαμηλότερες επιταχύνσεις (Σχήμα 11.45).

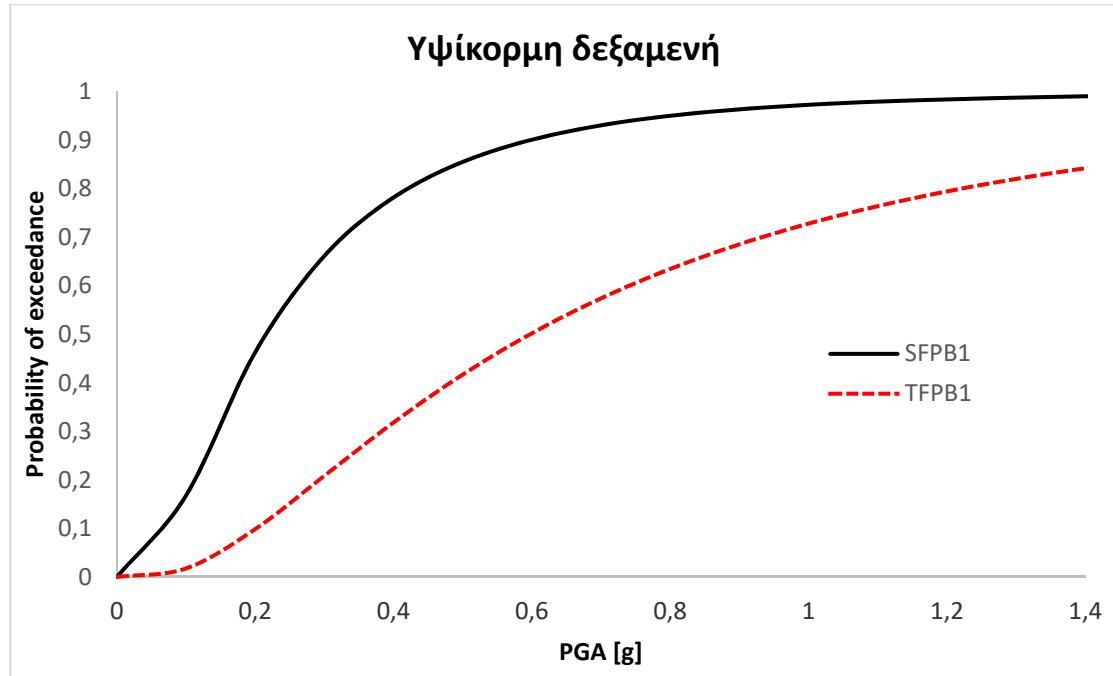


Σχήμα 11.44: Καμπύλη τρωτότητας πλατιάς δεξαμενής εφεδράνων SFPB3 και TFPB3.



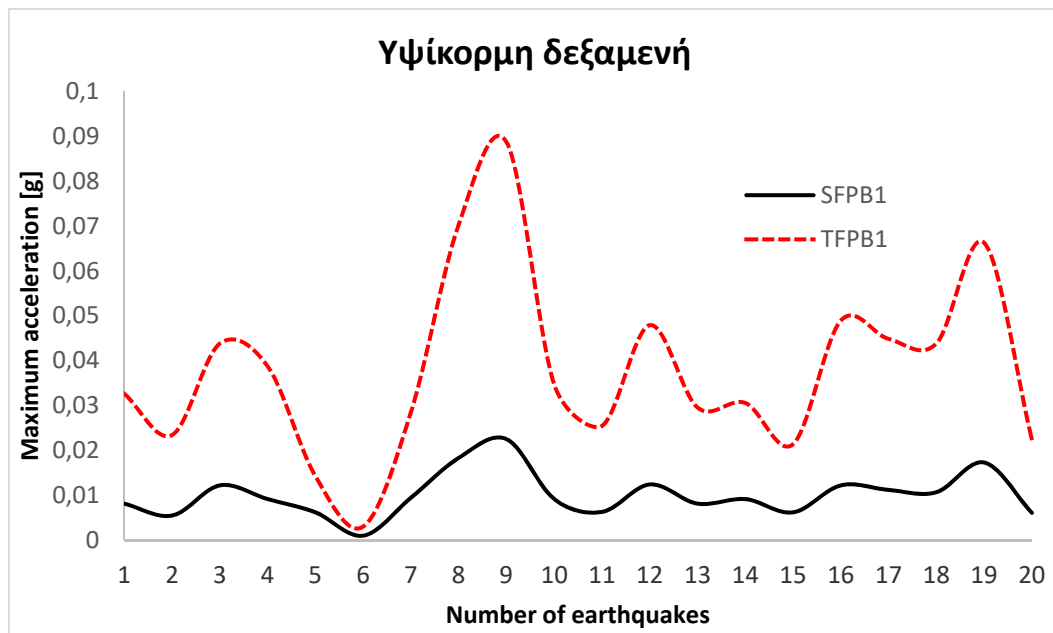
Σχήμα 11.45: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων πλατιάς δεξαμενής εφεδράνων SFPB3 και TFPB3.

Επιπλέον, ίδια διερεύνηση θα γίνει για όλες τις περιπτώσεις βελτιστοποίησης σχετικά με την υψίκορμη δεξαμενή. Στην πρώτη υπό εξέταση βελτιστοποίηση, διακρίνεται ξανά ότι το TFPB παρουσιάζει καλύτερες τιμές τρωτότητας σε σχέση με το SFPB (Σχήμα 11.46).



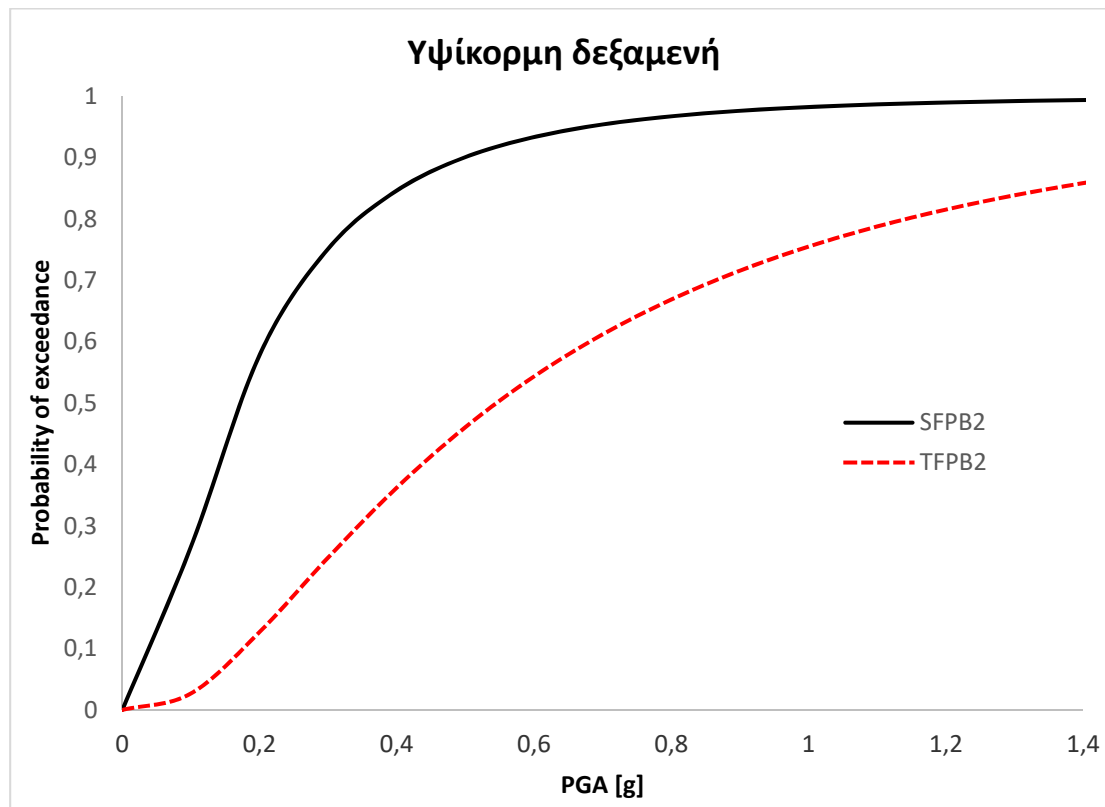
Σχήμα 11.46: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης δεξαμενής εφεδράνων SFPB1 και TFPB1.

Στο Σχήμα 11.47 φαίνεται ξανά ότι το τριπλό εκκρεμές δίνει υψηλότερες επιταχύνσεις σε σχέση με το μονό, κι όπως προαναφέρθηκε αυτό οφείλεται στη μεγαλύτερη ικανότητα μετακίνησης που έχει.

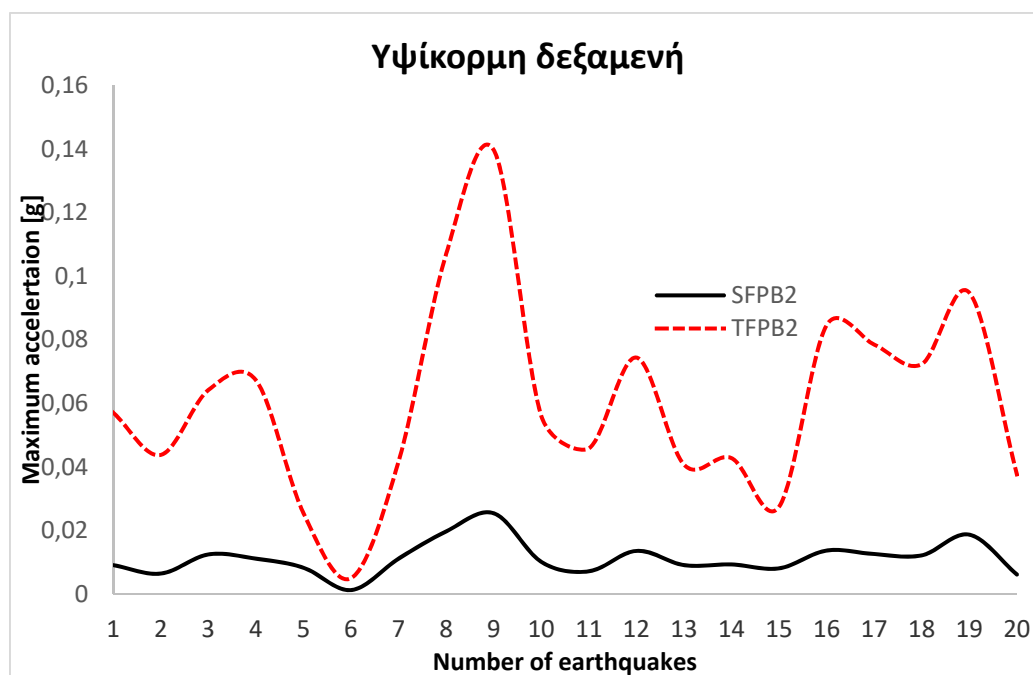


Σχήμα 11.47: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων υψίκορμης δεξαμενής εφεδράνων SFPB1 και TFPB1.

Ίδια συμπεράσματα προκύπτουν στη δεύτερη βελτιστοποίηση, όπου το τριπλό εφέδρανο δίνει σαφώς καλύτερες τιμές τρωτότητας (Σχήμα 11.48). Επιπλέον, για τον λόγο που προαναφέρθηκε και στις άλλες περιπτώσεις, το μονό εφέδρανο δίνει χαμηλότερες τιμές επιταχύνσεων (Σχήμα 11.49).

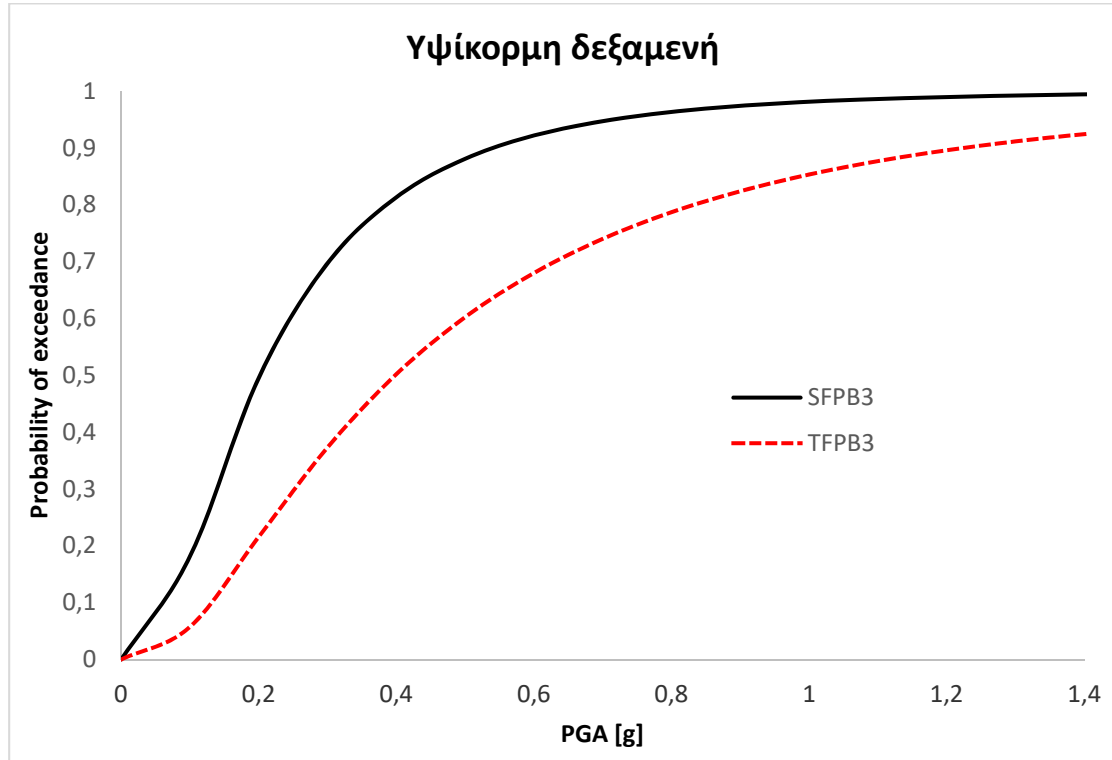


Σχήμα 11.48: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης δεξαμενής εφεδράνων SFPB2 και TFPB2.

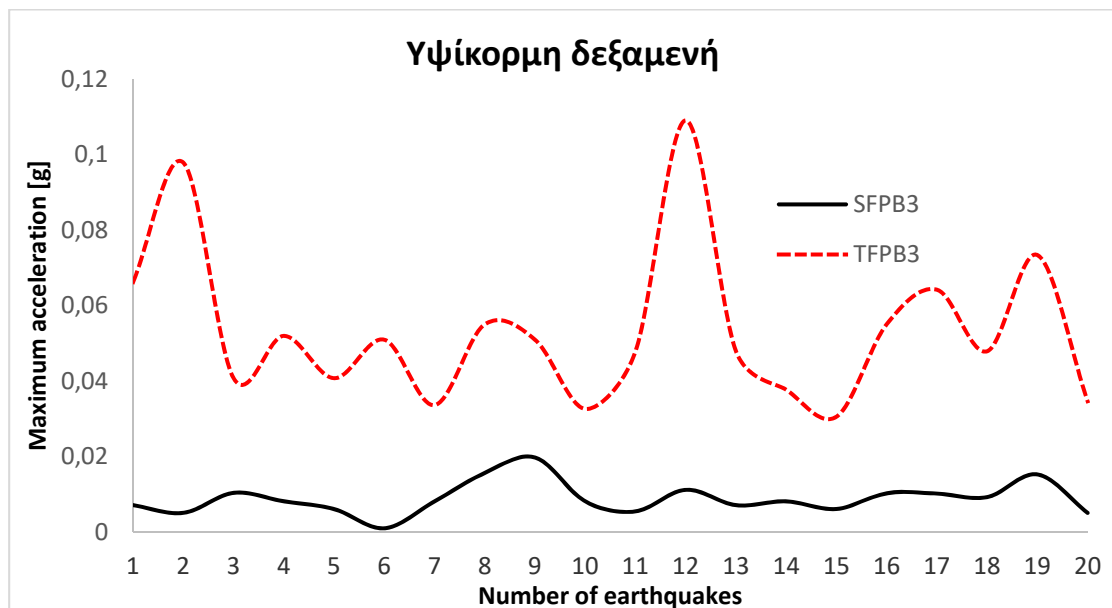


Σχήμα 11.49: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων υψίκορμης δεξαμενής εφεδράνων SFPB2 και TFPB2.

Τέλος, παρόμοια αποτελέσματα προκύπτουν από τις συγκρίσεις για την τρίτη περίπτωση βελτιστοποίησης. Στο Σχήμα 11.50 φαίνεται η υπεροχή του τριπλού εκκρεμούς όσον αφορά την τρωτότητα βάσει μετακινήσεων των εφεδράνων. Επίσης, στο Σχήμα 11.51 το μονό εφέδρανο δίνει σαφώς μικρότερες επιταχύνσεις σε σύγκριση με το αντίστοιχο τριπλό.



Σχήμα 11.50: Καμπύλη τρωτότητας υψίκορμης δεξαμενής εφεδράνων SFPB3 και TFPB3.



Σχήμα 11.51: Διάγραμμα μέγιστων επιταχύνσεων υψίκορμης δεξαμενής εφεδράνων SFPB3 και TFPB3.

11.3.4. Σχολιασμός αποτελεσμάτων

Τα αποτελέσματα των μη γραμμικών δυναμικών αναλύσεων αφορούν τη σύγκριση των καμπυλών τρωτότητας ανάμεσα στις διαφορετικές διατάξεις βελτιστοποίησης της σεισμικής μόνωσης, στους διαφορετικούς τύπους εφεδράνων και τον διαφορετικό τύπο γεωμετρίας των δεξαμενών. Ακόμα, συγκρίνονται και οι μέγιστες επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στις σεισμικά μονωμένες δεξαμενές. Αναλυτικότερα, από το Σχήμα 11.20 είναι εμφανές ότι οι καμπύλες τρωτότητας της δεξαμενής squat (πλατιάς), στις τρεις διαφορετικές διατάξεις σεισμικής μόνωσης, είναι αρκετά κοντά μεταξύ τους. Από αυτές, καλύτερη συμπεριφορά έχει η SFPB1 και ακολουθούν η SFPB3 και η SFBP2, ωστόσο οι διαφορές είναι απειροελάχιστες.

Στο Σχήμα 11.21 φαίνονται τα διαγράμματα των μέγιστων επιταχύνσεων της σεισμικά μονωμένης δεξαμενής, για τους σεισμούς των οποίων τα επιταχυνσιογραφήματα συμπεριλήφθηκαν στην ανάλυση. Από αυτά, οι μικρότερες επιταχύνσεις εμφανίζονται στην SFPB3 και ακολούθως στην SFPB1 και στην SFBP2 όσον αφορά τα σεισμικά επιταχυνσιογραφήματα. Αυτό σημαίνει ότι στη βελτιστοποιημένη SFPB3, για τις ίδιες σεισμικές διεγέρσεις, οι επιταχύνσεις και κατά συνέπεια οι δυνάμεις που θα δράσουν στην δεξαμενή θα είναι υποβαθμισμένες συγκριτικά με τις άλλες. Επίσης, στο Σχήμα 11.22, που απεικονίζονται οι καμπύλες τρωτότητας για την δεξαμενή squat για τα εφέδρανα τριπλής επιφάνειας ολίσθησης, είναι σαφές ότι την μεγαλύτερη πιθανότητα να αναπτυχθεί μια συγκεκριμένη επιτάχυνση στην δεξαμενή, την έχει η TFPB3, ενώ οι δυο άλλες καμπύλες έχουν σχεδόν την ίδια συμπεριφορά. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 11.23 οι μέγιστες και οι ελάχιστες επιταχύνσεις εμφανίζονται στις TFPB1 και TFPB2, ενώ η TFPB3 έχει μικρότερες διακυμάνσεις και ομαλότερη μορφή.

Αντίστοιχα για τη δεξαμενή slender (υψίκορμη) στο Σχήμα 11.24 από τις καμπύλες τρωτότητας της δεξαμενής είναι φανερό ότι η διάταξη των SFPB1 δίνει μικρότερες πιθανότητες αστοχίας για την ίδια σεισμική επιτάχυνση σε σχέση με την SFPB3 και την SFPB2. Η διάταξη SFPB2 είναι πάνω από τις υπόλοιπες καμπύλες για όλες τις επιταχύνσεις. Επίσης, στο Σχήμα 11.25 φαίνεται ότι τις μικρότερες επιταχύνσεις τις εμφανίζει η SFPB3, στη συνέχεια η SFPB1 και SFPB2. Δηλαδή στη διάταξη με τη βελτιστοποίηση και των εφεδράνων και των θέσεων, οι τελικές επιταχύνσεις είναι μειωμένες συγκριτικά με τη βελτιστοποίηση SFPB2 και την SFPB1. Για τη δεξαμενή slender στο Σχήμα 11.26 οι καμπύλες τρωτότητας των TFPB2 και TFPB1 έχουν ίδια κλίση και ίδια διεύθυνση και είναι σχεδόν οι ίδιες πιθανότητες αστοχίας για τις ίδιες αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις. Αντίθετα, η TFPB2 είναι εμφανώς δυσμενέστερη. Στο Σχήμα 11.27 οι μέγιστες επιταχύνσεις βρίσκονται στην TFPB2 και στη συνέχεια στην TFPB3 και στην TFPB1, ενώ αντίθετα οι ελάχιστες είναι στην TFPB1 και στις TFPB2 και TFPB3. Δηλαδή, οι επιταχύνσεις της βελτιστοποίησης είναι σημαντικότερες.

Επίσης, έχουν δημιουργηθεί οι καμπύλες τρωτότητας και έχουν υπολογιστεί οι επιταχύνσεις για κάθε μία από τις δεξαμενές. Οι δεξαμενές αυτές έχουν επιλεγεί

στην παρούσα εργασία επειδή έχουν σημαντική διαφοροποίηση στη γεωμετρική τους διάταξη και αυτό είναι εμφανές, διότι ο λόγος ύψους προς βάση είναι σχεδόν πενταπλάσιος. Σύμφωνα με τα σχήματα των καμπυλών τρωτότητας των δεξαμενών για τα εφέδρανα SFPB1, SFPB2 και SFPB3, αυτές ταυτίζονται και έχουν την ίδια πιθανότητα αστοχίας για την ίδια αναπτυσσόμενη επιτάχυνση. Το ίδιο ακριβώς ισχύει και με τις μέγιστες επιταχύνσεις όπου και για τις δυο δεξαμενές οι μέγιστες και οι ελάχιστες αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις ταυτίζονται ανεξαρτήτως του σχήματος. Αντίθετα στα σχήματα των επιταχύνσεων, για τα εφέδρανα TFPB1, TFPB2 και TFPB,3 είναι σημαντικά ελαττωμένες οι επιταχύνσεις που αναπτύσσονται στη δεξαμενή squat. Επίσης, από το διάγραμμα των καμπυλών τρωτότητας είναι φανερό ότι δεν διαφοροποιούνται οι πιθανότητες αστοχίας των δεξαμενών.

Τέλος, παρουσιάστηκαν οι μέγιστες επιταχύνσεις στη δεξαμενή (άνωθεν της σεισμικής μόνωσης) των διαφορετικών τύπων εφεδράνων, έτσι ώστε να βρεθεί ο αποδοτικότερος τύπος εφεδράνου για τις δύο γεωμετρίες. Από τα σχήματα είναι φανερό ότι οι μέγιστες επιταχύνσεις αναπτύσσονται πάνω από τα εφέδρανα TFPB και όχι από τα SFPB και αυτό είναι σύμφωνο με τη βιβλιογραφία, αφού τα τριπλά εφέδρανα αστοχούν σε μετακινήσεις άνω των 0,7m, ενώ τα μονά σε μετακινήσεις έως 0,3 m. Συνεπώς, η αναπτυσσόμενη επιτάχυνση στην ανωδομή είναι αυξημένη, διότι είναι ανάλογη της μεγαλύτερης επιτάχυνσης που εισάγεται κάτω από τα εφέδρανα.

Κεφάλαιο 12^ο

12. Συμπεράσματα

Η προστασία μια δεξαμενής από τα καταστροφικά αποτελέσματα ενός σεισμού μέσω της εισαγωγής κάποιου είδους στήριξης, το οποίο την απομονώνει από το κινούμενο έδαφος είναι ιδιαίτερα ελκυστική. Το σύστημα μόνωσης εισάγει ένα επίπεδο χαμηλής πλευρικής δυσκαμψίας ανάμεσα στην κατασκευή και τη θεμελίωση. Με αυτήν τη στρώση μόνωσης, η κατασκευή αποκτά μια ιδιοπερίοδο πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με την περίπτωση που έχει πακτωμένη βάση. Από το ελαστικό φάσμα σχεδιασμού είναι αντιληπτή η μείωση της επιτάχυνσης μέσω της αύξησης της ιδιοπεριόδου, έχοντας ως συνέπεια τη μείωση των σεισμικών δράσεων με ταυτόχρονη αύξηση της μετατόπισης. Η μετατόπιση αυτή συγκεντρώνεται κυρίως στο επίπεδο των εφεδράνων, ενώ μειώνονται αισθητά οι παραμορφώσεις στη δύσκαμπτη ανωδομή.

Για τα εφέδρανα εκκρεμούς τριβής, δηλαδή για τα ολισθαίνοντα στοιχεία ανάμεσα στη θεμελίωση και την ανωδομή, μεγάλη προσοχή πρέπει να δοθεί στην τέμνουσα δύναμη που μεταβιβάζεται από τη μόνωση στην κατασκευή. Η τέμνουσα δύναμη περιορίζεται όταν ο συντελεστής τριβής κρατείται πρακτικά χαμηλά. Ωστόσο, η τριβή θα πρέπει να κρατείται και επαρκώς υψηλή ώστε να μπορεί το σύστημα να παραλάβει ισχυρούς ανέμους και μικρούς σεισμούς χωρίς ολίσθηση. Οι μηχανισμοί αυτοί παρέχουν μια δύναμη επαναφοράς μέσω μιας καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης, που διαφορετικά δεν θα μπορούσε να επιτευχθεί σε αυτόν τον τύπο συστήματος.

Στην παρούσα μεταπτυχιακή διατριβή μελετήθηκαν τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης μονής και τριπλής επιφάνειας ολίσθησης, όπου το βάρος της ανωδομής στηρίζεται σε καμπύλες ολισθαίνουσες επιφάνειες, που κινούνται σχετικά μεταξύ τους, όταν η εδαφική κίνηση ξεπεράσει ένα κατώτατο όριο. Κατά την κίνηση αυτή στη καμπύλη επιφάνεια, η κατασκευή υφίσταται μια ελαφριά ανύψωση, η οποία και εξαναγκάζει την κατασκευή να επιστρέψει στη θέση ισορροπίας της.

Μελετήθηκε η σεισμική συμπεριφορά δυο διαφορετικών τύπων δεξαμενών, συγκεκριμένα της πλατιάς και της υψίκορμης δεξαμενής. Μελετώνται, συγκεκριμένα, η διαστασιολόγηση και η βελτιστοποίηση των καμπύλων συστημάτων εκκρεμούς τριβής μόνης επιφάνειας ολίσθησης (SFPB) και τριπλής επιφάνειας ολίσθησης (TFPB). ΜΕ βάση τα ισχύοντα κανονιστικά πρότυπα αναπτύχθηκε μία διαδικασία διαστασιολόγησης και βέλτιστου σχεδιασμού συστημάτων σεισμικής μόνωσης εκκρεμούς τριβής, μόνης και τριπλής επιφάνειας ολίσθησης, με βάση την οποία υλοποιήθηκε ένα υπολογιστικό εργαλείο. Το εν λόγω υπολογιστικό εργαλείο χρησιμοποιείται σε επίπεδο προμελέτης της σεισμικής μόνωσης μιας κατασκευής τυχαίας διάταξης εφεδράνων, αλλά και για την κατανόηση των βασικών αρχών που προαναφέρθηκαν αλλά και των περιορισμών του κανονισμού.

Η βελτιστοποίηση των εφεδράνων έγινε με τη χρήση του εξελικτικού αλγόριθμου βελτιστοποίησης αναζήτησης κούκων (Cuckoo Search) στο υπολογιστικό περιβάλλον MATLAB. Η αντικειμενική συνάρτηση της βελτιστοποίησης είναι η απόσταση ανάμεσα στο κέντρο βάρους και το κέντρο δυσκαμψίας της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Κατά την ανάλυση η ανωδομή θεωρείται απλοποιητικά -αλλά επαρκώς ρεαλιστικά- ως στερεό, απαραμόρφωτο σώμα και τα αποτελέσματα που δίνει είναι σαφώς μικρότερα της αντίστοιχης ανάλυσης από πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Οι δυναμικές αναλύσεις των εξεταζόμενων δεξαμενών διεξήχθησαν στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 με τη μέθοδο της μη γραμμικής εν χρόνω ολοκλήρωσης με χρήση κατάλληλων χρονοϊστοριών. Με βάση αυτές τις αναλύσεις προέκυψαν οι βέλτιστες διατάξεις των εφεδράνων.

Αναλυτικότερα, από το πρόγραμμα προδιαστασιολόγησης και βελτιστοποίησης που έχει δημιουργηθεί στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας, προκύπτει ότι οι ιδιοπερίοδοι και οι μετατοπίσεις βάσης είναι αντίστοιχες με αυτές που έχουν υπολογιστεί από το πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων. Ανάμεσα στις ιδιοπεριόδους αυτές δεν υπάρχουν ουσιαστικά αποκλίσεις, και αυτό συμβαίνει διότι στην εφαρμοσθείσα μεθοδολογία του ισοδύναμου μονοβάθμιου συστήματος η ανωδομή θεωρείται ως στερεό απαραμόρφωτο σώμα και η ευκαμψία είναι μόνο στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Υπενθυμίζεται ότι στη πλήρη συζευγμένη δυναμική ανάλυση η ευκαμψία της ανωδομής συμμετέχει στη συνολική ευκαμψία του συστήματος.

Παρατηρείται ότι η απόκριση των κατασκευών μετά τη σεισμική μόνωση και τη βελτιστοποίηση είναι σαφώς ευμενέστερη από αυτή που αφορά τη συμβατική θεμελίωση. Η μόνωση που σχεδιάζεται με βάση το εργαλείο προδιαστασιολόγησης που αναπτύχθηκε είναι επαρκής, καθώς ανταποκρίνεται στους στόχους που θέτουν οι σχετικές κανονιστικές διατάξεις. Επίσης, η προσομοίωση με το απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα joystick δίνει αρκετά ρεαλιστικά και αξιόπιστα αποτελέσματα.

Η χρήση του αλγόριθμου βελτιστοποίησης Cuckoo Search αποτελεί μια άκρως ενδιαφέρουσα προσέγγιση στο πεδίο του βέλτιστου σχεδιασμού, όπως αυτός εφαρμόζεται στην παρούσα εργασία. Η πληθώρα των μεταβλητών σχεδιασμού και η μη γραμμική συσχέτιση τους με τις συναρτήσεις του προβλήματος βέλτιστου σχεδιασμού δυσκολεύει την επίλυση, αλλά και δεν εξασφαλίζει την εύρεση της βέλτιστης λύσης από συμβατικούς αλγορίθμους βελτιστοποίησης. Επίσης, ο αλγόριθμος αυτός δίνει επαρκή αποτελέσματα στην ελαχιστοποίηση της απόστασης ανάμεσα στα κέντρα βάρους και δυσκαμψίας, είναι ιδανικός στη διαδικασία της βελτιστοποίησης εφεδράνων και ο συνολικός αριθμός των επαναλήψεων για να επιτευχθεί η σύγκλιση είναι σχετικά χαμηλός. Συνεπώς, το υπολογιστικό κόστος ανάλυσης είναι επιτρεπτό σε οποιονδήποτε υπολογιστή. Είναι επίσης φανερό ότι ο αλγόριθμος έχει επαρκή αποτελέσματα και για τα εφέδρανα μονής και τριπλής επιφάνειας ολίσθησης, κάτι το οποίο δεν συμβαίνει για όλους τους αλγορίθμους βελτιστοποίησης.

Ένα σημείο πού είναι απαραίτητο να αναφερθεί, είναι η διαφορά ανάμεσα στις εξεταζόμενες πιθανές διατάξεις εφεδράνων. Είναι φανερό από τα αποτελέσματα ότι ο αριθμός των απαιτούμενων εφεδράνων στη σεισμική μόνωση των δεξαμενών είναι στην πρώτη περίπτωση των αναλύσεων σταθερός για τις δυο δεξαμενές (60 και 24 εφέδρανα, αντίστοιχα), ενώ στη δεύτερη περίπτωση ο αριθμός είναι διαφορετικός. Στις αναλύσεις προκύπτει ότι ο αριθμός των εφεδράνων έχει σημαντική μείωση και ο απαιτούμενος αριθμός για τη βελτιστοποίηση είναι σχεδόν ο μισός συγκριτικά με την περίπτωση της διάταξης με σταθερό αριθμό εφεδράνων. Συγκεκριμένα, για τα εφέδρανα μονής επιφάνειας ολίσθησης, στην πλατιά δεξαμενή από τη βελτιστοποίηση προκύπτει ότι απαιτούνται 32 εφέδρανα και στην υψίκορμη 14 εφέδρανα ώστε να είναι αποδοτική η σεισμική μόνωση. Επίσης, τα εφέδρανα τριπλής επιφάνειας ολίσθησης που απαιτούνται είναι αντίστοιχα 35 στην πλατιά και 16 στην υψίκορμη δεξαμενή, ούτως ώστε να είναι επαρκής η σεισμική μόνωση.

Από τα διαγράμματα που παρουσιάζονται στην εργασία προκύπτουν διάφορα ενδιαφέροντα συμπεράσματα για τους διαφορετικούς τύπους δεξαμενών και βελτιστοποίησης. Αναλυτικότερα, η σεισμική μόνωση των δεξαμενών με εφέδρανα μονής επιφάνειας ολίσθησης είναι καλύτερη όταν η βελτιστοποίηση είναι τύπου SFPB3. Επίσης, στη σεισμική μόνωση με εφέδρανα τριπλής επιφάνειας ολίσθησης, αυτή η οποία δίνει τις ελάχιστες σεισμικές δράσεις είναι η τύπου TFPB1. Είναι επιπλέον ξεκάθαρο ότι ανάμεσα στα εφέδρανα μονής και τριπλής επιφάνειας ολίσθησης, αυτά πού έχουν την πιο ικανοποιητική σεισμική συμπεριφορά είναι τα εφέδρανα τριπλής επιφάνειας, επειδή έχουν την ικανότητα να αναπτύσσουν αρκετά σημαντικές μετακινήσεις, όπως και να ανταπεξέλθουν σε αισθητά μεγαλύτερα επίπεδα σεισμικών επιταχύνσεων.

Βάσει των αποτελεσμάτων, τα εφέδρανα μονής επιφάνειας μπορούν να παραλάβουν μικρότερες αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις. Αυτό οφείλεται στη

διαφορετική δυνατότητα ανάπτυξης μετακινήσεων στα δύο συστήματα. Τα εφέδρανα μονής επιφάνειας έχουν ικανότητα ανάπτυξης χαμηλότερου επιπέδου μετακινήσεων, έτσι αστοχούν σε αντίστοιχα επίπεδα σεισμικής επιτάχυνσης όταν εξαντλούνται οι μετακινήσεις αυτές. Ένα σημείο το οποίο είναι απαραίτητο να τονιστεί είναι ότι η γεωμετρία της δεξαμενής (πλατιά ή υψίκορμη) δεν παίζει ιδιαίτερο ρόλο στη σεισμική απόκριση της βελτιστοποιημένης σεισμικής μόνωσης, το οποίο είναι σύμφωνο και με τα αποτελέσματα της μελέτης των Tsipianitis & Tsompanakis (2018) όπου εξετάστηκαν οι ίδιες γεωμετρίες χωρίς εφαρμογή της διαδικασίας βελτιστοποίησης στα εφέδρανα της σεισμικής μόνωσης.

Τέλος, βάσει της διεξαχθείσας διερεύνησης, που επικεντρώθηκε στη βελτιστοποίηση συστημάτων εκκρεμούς τριβής, προέκυψαν αξιόπιστες μεθοδολογίες, οι οποίες μπορούν να εφαρμοστούν και σε διαφορετικές περιπτώσεις εφαρμογής συστημάτων σεισμικής μόνωσης. Φυσικά, υπάρχουν πάντα θέματα που χρήζουν περαιτέρω διερεύνηση, όπως για παράδειγμα η εφαρμογή βελτιωμένων υβριδικών αλγορίθμων βελτιστοποίησης. Θα μπορούσε, επίσης, να γίνει μία πιο ολιστική μελέτη για τη βελτιστοποίηση και των οικονομικών στοιχείων του προβλήματος σε επίπεδο κόστος κύκλου ζωής, λαμβάνοντας υπόψη την αξία των μονωτήρων, αλλά και τη μείωση του κόστους κατασκευής λόγω μικρότερων δράσεων στη δεξαμενή.

Βιβλιογραφία

Ελληνική βιβλιογραφία

- Chorpa A. (2010). Δυναμική των κατασκευών: Θεωρία και εφαρμογές στη σεισμική μηχανική, Μετ. Εκδ. Μ. Γκίουρδας.
- Διαμανταράς Κ. (2007). Σύντομο εγχειρίδιο MATLAB, Διδακτικές σημειώσεις, Τμήμα Πληροφορικής, ΤΕΙ Θεσσαλονίκης.
- ΕΑΚ 2000 (2001). Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός. Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού & Προστασίας (ΟΑΣΠ), Αθήνα.
- ΕΜΠ (2012). Έργο: Θαλής-Ε.Μ.Π-Ανάλυση τρωτότητας και εκτίμηση σεισμικού κινδύνου για την αντισεισμική προστασία βιομηχανικών εγκαταστάσεων. 1^η Ετήσια Έκθεση Προόδου Έργου.
- Καλαμαράς Κ. (2013). Σχεδιασμός μεταλλικής δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου. Διπλωματική Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Κατσάνος Ε. (2009). Βασικά στοιχεία για τη χρήση του MATLAB & εφαρμογή σε προβλήματα κατασκευών, Διδακτικές σημειώσεις, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, ΑΠΘ.
- Μπακάλης Κ. (2018). Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας ατμοσφαιρικών δεξαμενών βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Διδακτορική Διατριβή. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Νομικός Ε. (2014). Σεισμική συμπεριφορά δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου χωρητικότητας 95.000 m³ με σεισμική μόνωση σε μεταλλικά εφέδρανα F.P.S. σε σεισμούς κοντινού πεδίου. Μεταπτυχιακή Εργασία. Σχολή Θετικών Επιστημών και Τεχνολογίας. Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο.
- Ο.Α.Σ.Π. (2007). Οδηγίες για τη μελέτη γεφυρών με σεισμική μόνωση, Αθήνα.

- Σπαχής Κ. Α. (2013). Επιρροή αβεβαιοτήτων στη βέλτιστη χωροθέτηση συστημάτων σεισμικής μόνωσης, Διπλωματική Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο. Αθήνα.
- Σπυράκος Κ. (2004). Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία. Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδος.
- Ψυχάρης Γ. (2014). Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8. Πανεπιστημιακές Σημειώσεις. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Ξενόγλωσση βιβλιογραφία

- Akhtar S., Tai K., and Ray T. (2002). A socio-behavioral simulation model for engineering design optimization. *Engineering Optimization*, 34(4):341–354.
- API Standard 650, (2007). Welded Tanks for Oil Storage. American Petroleum Institute.
- Bakalis K., Vamvatsikos D., and Fragiadakis M. (2014). Surrogate modeling and sensitivity analysis of steel liquid storage tanks. 8th Hellenic National Conference of Steel Structures, Tripolis, Greece.
- Bakalis K., Vamvatsikos D., and Fragiadakis M. (2017). Seismic risk assessment of liquid storage tanks via a nonlinear surrogate model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 46, No. 15, pp. 2851-2868.
- Bakalis K., Vamvatsikos D., and Fragiadakis M. (2017). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks, *Journal of Structural Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001667.
- CEN (2004). Eurocode 8 Part 1 - Design of structures for earthquake resistance. European Committee for Standardization.
- CEN (2006). Eurocode 8 Design provision for earthquake resistance of structure - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, ENV 1998-1. European Committee for Standardization.
- Choa K.H., Kima M.K., Lima Y.M., and Chob S.Y. (2004). Seismic response of base-isolated liquid storage tanks considering fluid–structure–soil interaction in time domain. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(11):839-852 DOI: 10.1016/j.soildyn.2004.05.003.
- CSI (2006). SAP2000 Analysis Reference Manual, Berkeley, California.
- EN 1337 (2004). Structural Bearings - Part 2: Sliding Elements.
- EN 1337 (2004). Structural Bearings - Part 7: Spherical and cylindrical PTFE bearings.

- Fenz D.M., and Constantinou M.C. (2016). Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: theory. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37:163-183. DOI:10.1002/eqe.751.
- Gandomi A.H., Yang X.S., and Alavi A.H. (2013). Cuckoo search algorithm: a metaheuristic approach to solve structural optimization problems, *Engineering with Computers*, 29(2):245-245. DOI: 10.1007/s00366-012-0308-4.
- Haroun M.A. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11, 179– 206.
- Haroun M.A., and Housner G.W. (1981). Seismic design of liquid storage tanks, *Journal of the Technical Councils of ASCE*, Vol. 107, pp 191-297.
- Higashino M., and Okamoto S. (2006). Response control and seismic isolation of buildings, USA.
- Housner, G.W. (1963). The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53, 381-387.
- Kilic S., and Ozdemir Z. (2007). Simulation of sloshing effects in cylindrical containers under seismic loading. *Proceedings of the 6 LS-DYNA Anwenderforum, Frankenthal*.
- Kozziel S., and Yang X. (2011). *Computational Optimization, Methods and Algorithms*, ISBN 978-3-642-20858-4.
- Lee, D., and Constantinou, M.C. (2016) Quintuple friction pendulum isolator-Behavior, modeling and validation. *Earthquake Spectra*, 32, 1607-1626.
- Malhotra P.K. (1997). Seismic response of soil-supported unanchored-liquid storage tanks. *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 4, pp. 440-450.
- Malhotra P.K., and Veletsos A.S. (1994). Uplifting response of unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 12, 3525-3547.
- Malhotra P.K., Wenk T., and Wieland M. (2000). Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks, *Structural Engineering International*, 10(3):197-20 DOI: 10.27 49/101686600 780 481509.
- Marti J., Crespo M., and Martinez F. (2010). Seismic isolation of liquefied natural gas tanks: a comparative assessment. *Mathematical Sciences Publishers, Seismic Isolation and Protection Systems*, 125-140.
- MAURER (2004). Premium seismic isolation with spherical sliding isolators for buildings and tank structures, *Technical Information*.
- Naeim F., and Kelly J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*, John Wiley & Sons.

- Panchal V.R, and Jangid R.S. (2008). Variable friction pendulum system for seismic isolation of liquid storage tanks. *Nuclear Engineering and Design* 238(6):1304-1315, DOI: 10.1016/j.nucengdes.2007.10.011.
- Paolacci F., Phan H.N., Corritore D., Alessandri S., Bursi O.S., and Reza M.S. (2015). Seismic fragility analysis of steel storage tanks. 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Crete Island, Greece.
- Saha S.K, Matsagar V., and Jain A.K. (2016). Seismic fragility of base-isolated water storage tanks under non-stationary earthquake. *Safety, Reliability, Risk and Life-Cycle Performance of Structures and Infrastructures - Proceedings of the 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR 2013, New York, NY* DOI: 10.1201/b16387-620.
- Saha S.K., and Matsagar V. (2014). Reliability of base-isolated liquid storage tanks under horizontal base excitation, *Journal of Structural Engineering*, 142(10), DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001518.
- Shrimali M.K., and Jangid R.S. (2002). Seismic response of liquid storage tanks isolated by sliding bearings. *Journal of Vibration and Control* 9(10):1201-1218 DOI: 10.1177/107754603030612.
- Shrimali M.K., and Jangid R.S. (2004). Seismic analysis of base-isolated liquid storage tanks. *Journal of Sound and Vibration*, 275(1-2):59-75 DOI: 10.1016/S0022-460X(03)00749-1.
- Summers P., Jacob P., Marti J., Bergamo G., Dorfmann L., Castellano G., Poggianti A., Karabalis D, Silbe H, and Triantafyllou S. (2004). Development of new base isolation device for application at refineries and petrochemical facilities. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No. 1036.
- Tsipianitis A., and Tsompanakis Y., Seismic vulnerability assessment of liquid storage tanks isolated by sliding-based systems, *Advances in Civil Engineering* 2018, 1-14.
- Valian E., Mohanna S., and Tavakoli S. (2011). Improved cuckoo search algorithm for global optimization. *International Journal of Artificial Intelligence & Applications (IJAIA)*, Vol.2, No.3. DOI: 10.5121/ijaia.2011.2304.
- Vamvatsikos D., and Cornell C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31:419-514. DOI:10.1002/eqe.141.
- Veletsos A.S., Tang Y., and Tang H.T. (1992). Dynamic response of flexibly supported liquid-storage tanks, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 1, 264-289.
- Veletsos, A.S., and Tang, Y. (1987). Rocking response of liquid storage tanks. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*. 113, 1774-1792.

- Wang Y., Teng M., and Chung K. (2001). Seismic isolation of rigid cylindrical tanks using friction pendulum bearings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30 (7):1083-1099, DOI: 10.1002/eqe.56.abs.
- Yang X., and Deb S. (2010). Cuckoo Search via Levy flights. *Nature & Biologically World Congress on Inspired Computing, 2009 (NaBIC 2009)*, DOI: 10.1109/NABIC.2009.539 3690.
- Zhang R., Wenga D., and Ge O. (2014). Shaking table experiment on a steel storage tank with multiple friction pendulum bearings. *Structural Engineering & Mechanics*, 52(5):875-887.

