

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

**ΣΧΟΛΗ ΧΗΜΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ & ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**



ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ
ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ
ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΔΡΟΓΟΝΑΝΘΡΑΚΩΝ**

ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ Δ. ΤΣΙΠΙΑΝΙΤΗΣ

Επιβλέπων: Καθηγητής Ιωάννης Τσομπανάκης

Χανιά, 2022

TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE

**SCHOOL OF CHEMICAL & ENVIRONMENTAL
ENGINEERING**



PhD DISSERTATION

**SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT AND
MINIMIZATION OF SEISMIC RISK OF FUELS STORAGE
TANKS**

ALEXANDROS D. TSIPIANITIS

Supervisor: Professor Yiannis Tsompanakis

Chania, 2022

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΧΗΜΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ & ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΔΡΟΓΟΝΑΝΘΡΑΚΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Αλέξανδρος Δ. Τσιπιανίτης

Χανιά, 2022

Επταμελής Εξεταστική Επιτροπή

Ιωάννης Τσομπανάκης, *Επιβλέπων Καθηγητής*

Καθηγητής Σχολής Χημικών Μηχανικών & Μηχανικών Περιβάλλοντος Πολυτεχνείου
Κρήτης

Δήμος Χαρμπίς, *Μέλος Τριμελούς Συμβουλευτικής Επιτροπής*

Αναπληρωτής Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών & Μηχανικών Περιβάλλοντος
Πανεπιστημίου Κύπρου

Μιχαήλ Φραγκιαδάκης, *Μέλος Τριμελούς Συμβουλευτικής Επιτροπής*

Αναπληρωτής Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ

Νικόλαος Λαγαρός, *Μέλος Επταμελούς Εξεταστικής Επιτροπής*

Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ

Ευάγγελος Πλεύρης, *Μέλος Επταμελούς Εξεταστικής Επιτροπής*

Καθηγητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών & Τεχνολογίας Ενέργειας, Μητροπολιτικό
Πανεπιστήμιο Όσλο, Νορβηγία

Αναστάσιος Σέξτος, *Μέλος Επταμελούς Εξεταστικής Επιτροπής*

Καθηγητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Μπρίστολ, Ηνωμένο Βασίλειο

Κωνσταντίνος Προβιδάκης, *Μέλος Επταμελούς Εξεταστικής Επιτροπής*

Καθηγητής Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών Πολυτεχνείου Κρήτης

TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE

SCHOOL OF CHEMICAL & ENVIRONMENTAL ENGINEERING

SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT AND MINIMIZATION OF SEISMIC RISK OF FUELS STORAGE TANKS

PhD DISSERTATION

Alexandros D. Tsipianitis

Chania, 2022

Examining Committee

Professor Yiannis Tsompanakis, *Supervisor*

School of Chemical & Environmental Engineering, Technical University of Crete

Associate Professor Dimos Charmpis, *Advisory Committee Member*

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cyprus

Associate Professor Michalis Fragiadakis, *Advisory Committee Member*

School of Civil Engineering, National Technical University of Athens

Professor Nikos Lagaros, *Examining Committee Member*

School of Civil Engineering, National Technical University of Athens

Professor Vagelis Plevris, *Examining Committee Member*

Department of Civil Engineering & Energy Technology, Oslo Metropolitan University,
Norway

Professor Anastasios Sextos, *Examining Committee Member*

Department of Civil Engineering, Bristol University, United Kingdom

Professor Costas Providakis, *Examining Committee Member*

School of Architecture, Technical University of Crete

Η παρούσα διδακτορική διατριβή χρηματοδοτήθηκε μερικώς μέσω υποτροφιών για διδακτορικές σπουδές από το Μπακοπούλειο Κοινωφελές Ίδρυμα και από τον Ιατρό Εμμανουήλ Μιχαηλάκη.

This dissertation has been partially financed via PhD scholarships from Bakopouleio Foundation and Dr. Emmanouil Michailakis.

Ευχαριστίες

Δεν γίνεται να μην ευχαριστήσω τον ακαδημαϊκό μου μέντορα, τον Καθηγητή **Ιωάννη Τσομπανάκη**. Ένας Άνθρωπος που ήταν πάντα εκεί όταν τα πράγματα ζόριζαν. Ένας Άνθρωπος που μου εμφύσησε τη νοοτροπία ότι κάθε πρόβλημα επιδέχεται τουλάχιστον μιας λύσης, τη νοοτροπία να μην τα παρατάς με την πρώτη, αλλά πάντα να εξετάζεις την ενδεχόμενη πιθανότητα λύσης (η οποία συνήθως υπήρχε!). Θεωρώ τον εαυτό μου ευλογημένο γιατί συνεργάστηκα με αυτόν τον ακαδημαϊκό δάσκαλο.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τα μέλη της τριμελούς συμβουλευτικής επιτροπής, τον Αναπληρωτή Καθηγητή **Δήμο Χαρμπή** και τον Αναπληρωτή Καθηγητή **Μιχαήλ Φραγκιαδάκη** για τη βοήθειά τους και τη συνεχή καθοδήγησή τους. Επιπλέον, ευχαριστώ και τα μέλη της επταμελούς εξεταστικής επιτροπής, τον Καθηγητή **Νικόλαο Λαγαρό**, τον Καθηγητή **Ευάγγελο Πλεύρη**, τον Καθηγητή **Αναστάσιο Σέξτο** και τον Καθηγητή **Κωνσταντίνο Προβιδάκη**. Οφείλω να αναφέρω και τη σημαντικότερη βοήθεια και καθοδήγηση του Δρ. **Πρόδρομου Ψαρρόπουλου** σε μείζονα επιστημονικά θέματα κατά την εκπόνηση της παρούσας διατριβής.

Μεγάλο μερίδιο σε όλη αυτήν την προσπάθεια είχαν οι δύο συνεργάτες μου στο Εργαστήριο Υπολογιστικής Δυναμικής και Ενέργειας, **Διονύσιος Χατζηδάκης** και **Αλέξανδρος Λυρατζάκης**. Ο ένας βοηθούσε τον άλλο με μετάδοση γνώσεων και ενθάρρυνση. Μεγάλη επίδραση είχαν και οι αναλυτικότερες ποδοσφαιρικές περιγραφές που κάναμε όταν υπήρχε πολύ «ψωμί» από κάποιο ματσάκι! Επίσης, δεν γίνεται να παραλείψω τους προπτυχιακούς και μεταπτυχιακούς φοιτητές που πέρασαν από το γραφείο: **Αντρέα, Δορίνα Λίζα** και **Μανώλη**.

Είμαι ευγνώμων για τη βοήθεια από το **Μπακοπούλειο Κοινωφελές Ίδρυμα**, καθώς και από τον Ιατρό **Εμμανουήλ Μιχαηλάκη**, διότι ενίσχυσαν σημαντικά την πορεία και την εξέλιξη της παρούσας διδακτορικής διατριβής. Επιπλέον, χρωστάω πολλά στον άνθρωπο που με έβαλε στον «κόσμο» του προγραμματισμού, τον κ. **Παναγιώτη Λούτο**. Η διδασκαλία του ήταν τόσο παραγωγική που με έκανε να ανακαλύψω, να αγαπήσω και, τελικώς, να χρησιμοποιήσω τον προγραμματισμό σε πολύ βασικά σημεία της ακαδημαϊκής πορείας μου. Επίσης, θέλω να ευχαριστήσω την κα. **Γεωργία Χαρόνη** που με στήριζε συνεχώς στις διδακτορικές μου σπουδές και έδειχνε πολύ έντονο ενδιαφέρον καθ' όλη τη διάρκειά τους.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στην καθημερινή συντροφιά μου όλα αυτά τα χρόνια στο γραφείο: στον διαδικτυακό ραδιοφωνικό σταθμό **Offradio**, καθώς και στα dj set που έπαιζαν αυθεντική, ωμή και στεγνή **Psytrance, Uplifting & Goa Trance** για τη βοήθειά τους όσον αφορά τη συγκέντρωσή μου, καθώς και την ευχάριστη παρέλευση των ωρών στο γραφείο **K2.A10**. Ένα γραφείο το οποίο θα μου θυμίζει στιγμές έμπνευσης, δοκιμών και έντονης παραγωγικότητας.

Οι φίλοι είναι η οικογένεια που επιλέγεις λένε. Εάν δεν υπήρχαν αυτοί για να ανταλλάξουμε απόψεις και προβληματισμούς, ίσως να μην πετυχαίναμε και πολλά. Φίλοι μου σας ευχαριστώ πολύ που ήσασταν εκεί όποτε χρειάστηκε. Και μια ξεχωριστή αναφορά αξίζει στον **Κώστα**, έναν άνθρωπο που από μικρό παιδί με συμβούλεψε και με αυτές τις κατευθύνσεις έχω φτάσει μέχρι εδώ.

Τέλος, νιώθω υπερήφανος για την οικογένειά μου. Θεωρώ ότι όσα ευχαριστώ και να γράψω δεν αντανakλούν με κανένα τρόπο το πόσο εκτιμώ τη συνεισφορά τους και την κατανόησή τους στις επιλογές που έκανα αυτά τα χρόνια. Κάποιοι δεν είναι εδώ μαζί μας για να ζήσουν αυτές τις στιγμές, αλλά να ξέρουν ότι τα εφόδια που μου έδωσαν έπαιζαν τεράστιο ρόλο στο να ολοκληρώσω αυτήν την προσπάθεια.

Αλέξανδρος Τσιπιανίτης

Χανιά, 2022

*“Ο επιστήμονας θα πρέπει να λέει, μέχρι εκεί που μπορεί να αποδείξει.
Αυτό δεν σημαίνει ότι δεν σκέφτεται παραπάνω απ’ ότι μπορεί να αποδείξει.”*

Μάνος Δανέζης

*Αφιερωμένη σε όλους αυτούς
που με έμαθαν να περπατώ, να μιλώ
και να συμπεριφέρομαι...*

Διδακτορική Διατριβή

Σεισμική τρωτότητα και βέλτιστη αντιμετώπιση της σεισμικής διακινδύνευσης δεξαμενών αποθήκευσης υδρογονανθράκων

υπό Αλέξανδρου Δ. Τσιπιανίτη

Περίληψη

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται προοδευτική αύξηση της χρήσης δεξαμενών μεγάλης κλίμακας για την αποθήκευση διαφόρων υγρών. Μεγάλες δεξαμενές ορθογωνικής και κυλινδρικής διατομής από σκυρόδεμα ή χάλυβα κατασκευάζονται για την αποθήκευση νερού, χημικών και καυσίμων. Γενικά, υπάρχει μεγάλη ποικιλία στους τύπους των δεξαμενών ανάλογα με το περιεχόμενο, το υλικό κατασκευής τους, το σχήμα, το στατικό τους σύστημα και τη θέση τους σε σχέση με το έδαφος (υπόγειες, επίγειες, υπερυψωμένες). Από την άλλη πλευρά, αρκετές από αυτές τις δεξαμενές κατασκευάζονται σε περιοχές που χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμικότητα, όπως για παράδειγμα οι δεξαμενές υδροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα. Διάφορα καταγεγραμμένα περιστατικά από σεισμούς σε διάφορες χώρες αποδεικνύουν ότι η αστοχία τέτοιων σημαντικών έργων υποδομής μπορεί να προκαλέσει διαρροές, εκρήξεις, πυρκαγιές, κ.α. Για την αποφυγή σοβαρών περιβαλλοντικών και οικονομικών επιπτώσεων, είναι αναγκαίος ο βέλτιστος αντισεισμικός σχεδιασμός τους, αφού η εύρυθμη λειτουργία τους είναι κεφαλαιώδους σημασίας για την κοινωνία, την οικονομία και το περιβάλλον. Επίσης, πρέπει να τονισθεί ότι αυτές οι μεγάλες δεξαμενές, λόγω του σημαντικού ρόλου που έχουν στην εξυπηρέτηση βασικών αναγκών, είναι απαραίτητο να παραμένουν λειτουργικές ακόμα και μετά από έναν ισχυρό σεισμό.

Οι κυλινδρικές μεταλλικές δεξαμενές χρησιμοποιούνται ευρέως για την αποθήκευση πετρελαίου και υδροποιημένου φυσικού αερίου. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι δεξαμενές παρουσιάζουν μια διαφορετική συμπεριφορά σε σχέση με τις συμβατικές (π.χ., κτιριακές) κατασκευές, εξαιτίας της δομής τους, της δυναμικής αλληλεπίδρασης με το υγρό περιεχόμενο

τους, αλλά και τον τρόπο θεμελίωσης τους. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού οι δεξαμενές υπόκεινται σε αδρανειακά σεισμικά φορτία και υδροδυναμικές πιέσεις. Φαινόμενα λυγισμού των τοιχωμάτων (τύπου "elephant-foot" και "diamond-shape"), καθώς και αστοχία της οροφής λόγω φαινομένων κυματισμού (sloshing), αποτελούν τις πιο διαδεδομένες μορφές αστοχίας τους. Επίσης, κινηματικού τύπου καταπονήσεις (π.χ., εξαιτίας ρευστοποίησης σε παράκτιες θέσεις) μπορούν να προκαλέσουν προβλήματα τόσο σε δεξαμενές όσο και άλλες παρακείμενες εγκαταστάσεις συμπίεσης, υγροποίησης, κ.α.

Τα τελευταία χρόνια έχουν διατυπωθεί διάφοροι κανονισμοί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό δεξαμενών αποθήκευσης υγρών (όπως είναι για παράδειγμα ο Eurocode 8 στην Ευρώπη, ο ΙΤΚ-GSDMA στην Ινδία, ο API-650 στις ΗΠΑ, κ.α.). Ο βασικός στόχος των εν λόγω κανονισμών -υπό το πρίσμα του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα ενός έργου για διάφορα σεισμικά σενάρια- είναι η αποφυγή ακραίων καταστάσεων αστοχιών. Αυτό ισχύει ακόμα και για σπάνια σεισμικά γεγονότα εξαιτίας των πολύ δυσμενών συνεπειών που θα προκληθούν στον ανθρώπινο πληθυσμό και στο περιβάλλον από την αστοχία τέτοιων τεχνικών έργων υποδομής τόσο μεγάλης σπουδαιότητας και επικινδυνότητας.

Στο πλαίσιο των μέτρων αντιμετώπισης των σεισμικών γεωκινδύνων στις δεξαμενές πολλές φορές χρησιμοποιούνται διάφορα σχετικά απλά μέτρα για την αποφυγή φαινομένων λυγισμού (αύξηση του πάχους, περιμετρικοί δακτύλιοι δυσκαμψίας, κ.α.), αλλά και συστήματα σεισμικής μόνωσης μεταξύ της ανωδομής και της θεμελίωσης. Γενικά, ο τύπος της θεμελίωσης (επιφανειακή ή βαθιά με πασσάλους) μίας δεξαμενής εξαρτάται από πολλές παραμέτρους (τα χαρακτηριστικά του υπεδάφους, τα φορτία, την τοπογραφία στη θέση κατασκευής της, τη χρήση αγκυρώσεων για υπερυψωμένες δεξαμενές, κ.α.).

Σε κάθε περίπτωση οι καθιζήσεις (ολικές και διαφορικές) θα πρέπει να είναι περιορισμένες για να μη δημιουργήσουν προβλήματα στις δεξαμενές. Αρκετοί ερευνητές έχουν μελετήσει τη σεισμική συμπεριφορά δεξαμενών υγρών αποθήκευσης, διερευνώντας την υδροδυναμική αλληλεπίδραση ρευστού-κατασκευής θεωρώντας τις ως πακτωμένες στη βάση τους, το οποίο μπορεί να είναι μία πολύ απλουστευτική παραδοχή αφού δεν λαμβάνει υπόψη την επίδραση της δυναμικής αλληλεπίδρασης με το έδαφος. Εν γένει, η ρεαλιστική και αξιόπιστη αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας και η βέλτιστη αντιμετώπιση της σεισμικής διακινδύνευσης τέτοιων κρίσιμων τεχνικών έργων αποτελεί επίκαιρο, αλλά και στρατηγικής

σημασίας ζήτημα επιστημονικού και πρακτικού ενδιαφέροντος. Για τον λόγο αυτόν, η ερευνητική προσπάθεια σε αυτό το πεδίο βρίσκεται σε συνεχή εξέλιξη.

Στην παρούσα διδακτορική έρευνα -μετά από μια εκτενή βιβλιογραφική διερεύνηση για την καλύτερη κατανόηση του προβλήματος- αναπτύχθηκαν αποτελεσματικά υπολογιστικά εργαλεία για τη ρεαλιστική προσομοίωση της δυναμικής αλληλεπίδρασης ρευστού-κατασκευής-θεμελίωσης. Μέσω κατάλληλων αριθμητικών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων εξετάστηκε ενδελεχώς η δυναμική απόκριση και τρωτότητα των δεξαμενών έναντι του σεισμικού κινδύνου. Επιπροσθέτως, αξιολογήθηκαν μέσω προηγμένων μεθοδολογιών βελτιστοποίησης πιθανά μέτρα για τη μέγιστη δυνατή μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης τους. Τα προαναφερθέντα αποτέλεσαν τους βασικούς επιστημονικούς στόχους και επιτεύγματα της παρούσας διδακτορικής διατριβής.

Πιο αναλυτικά, μελετήθηκε η σεισμική τρωτότητα δεξαμενών για διάφορους τύπους εφεδράνων εκκρεμούς-τριβής, με κριτήριο υπέρβασης τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των διατάξεων αυτών. Συγκεκριμένα, οι δεξαμενές ήταν σεισμικά μονωμένες με εφέδρανα μονής (Single Friction Pendulum Bearing – SFPB), τριπλής (Triple Friction Pendulum Bearing – TFPB), καθώς και πενταπλής (Quintuple Friction Pendulum Bearing – QFPB) καμπύλης επιφάνειας τριβής. Σε επόμενο στάδιο εξετάστηκε η επιρροή της καθολικής απόσβεσης στη σεισμική τρωτότητα δεξαμενών με σεισμική μόνωση. Ειδικότερα, σε δεξαμενές με εφέδρανα SFPB και TFPB διερευνήθηκε εκτενώς το φαινόμενο της «διαρροής απόσβεσης». Όπως αναφέρεται στη βιβλιογραφία, εάν δεν καθοριστεί με κατάλληλο τρόπο η καθολική απόσβεση, τότε η «διαρροή απόσβεσης» μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τα αποτελέσματα.

Η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-δεξαμενής αποτελεί ένα ακόμα αντικείμενο μελέτης της παρούσας διατριβής. Αποτελεί ένα σύνθετο φαινόμενο που χρήζει ιδιαίτερης μελέτης σε κάθε πρόβλημα της σεισμικής μηχανικής, πόσο μάλλον σε σημαντικές υποδομές όπως είναι οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Στη σχετική διερεύνηση εξετάστηκαν αρκετές παραμέτρους, όπως ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια της βάσης της δεξαμενής και του εδάφους, ο λόγος λυγηρότητας, το ποσοστό πλήρωσης του υγρού περιεχομένου, κ.α. Επόμενος στόχος της ερευνητικής προσπάθειας ήταν η βελτίωση της απόκρισης δεξαμενών με συστήματα σεισμικής μόνωσης και πρόσθετους ιξώδεις αποσβεστήρες. Πιο αναλυτικά, σε δεξαμενή με εφέδρανα τύπου SFPB και γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες εξετάστηκε η επιρροή του ποσοστού πρόσθετης απόσβεσης στη σεισμική τρωτότητα του συστήματος

σεισμικής μόνωσης, στις επιταχύνσεις στην ανωδομή, καθώς και στους βρόγχους υστέρησης των αποσβεστήρων.

Ακολουθως, ένα μεγάλο τμήμα της διδακτορικής έρευνας επικεντρώνεται στη διατύπωση και εφαρμογή πρωτότυπων μεθοδολογιών βέλτιστου σχεδιασμού δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με σεισμική μόνωση. Η πρώτη προσέγγιση εξέτασε τη βελτιστοποίηση των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης σε δεξαμενές χρησιμοποιώντας τυπικούς, βελτιωμένους και υβριδικούς εξελικτικούς αλγόριθμους. Στη δεύτερη προσέγγιση διερευνάται η συνδυαστική βελτιστοποίηση βασικών παραμέτρων και χωροθέτησης των εφεδράνων, με εφαρμογή της μεθόδου αναζήτησης κούκων (Cuckoo Search – CS). Τέλος, η τρίτη εστιάζεται στην πολυκριτηριακή βελτιστοποίηση δεξαμενών με σεισμική μόνωση και πρόσθετους γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες.

**Seismic vulnerability assessment and minimization of seismic risk
of fuels storage tanks**

by Alexandros D. Tsipianitis

Abstract

Large-scale storage tanks are used worldwide for the safe storing of various liquids. Rectangular and cylindrical, concrete or steel, storage tanks are constructed for storing water, hazardous chemicals, liquefied natural gas (LNG) and oil. In general, there is a variety of tank types regarding the liquid content, the shape and their position (i.e., underground, above-ground, elevated). On the other hand, many such tanks have been constructed in areas with high seismicity. Several seismic events have shown that potential damages of these critical infrastructures can cause leakages, explosions and fires. In order to avoid serious environmental and socio-economic consequences, the optimum aseismic design of liquid storage tanks is of paramount importance. In addition, it should be noted that liquid storage tanks, due to their important role in serving basic needs, should remain functional even after a severe earthquake.

Cylindrical steel tanks are widely used for storing oil and LNG. During an earthquake, liquid storage tanks exhibit different seismic behavior compared to ordinary structures (i.e., buildings) due to dynamic liquid-tank-soil interaction phenomena. More specifically, liquid storage tanks are subjected to inertial earthquake loads and hydrodynamic pressures. The main damages of liquid storage tanks are related to buckling phenomena of tank walls, typically in the form of "elephant-foot" and "diamond-shape" buckling types, while roof damages can be caused due to sloshing. In addition, kinematic type distress (i.e., liquefaction phenomena in coastal areas) can also cause problems to liquid storage tanks and related industrial facilities. Several norms have been proposed for the aseismic design of liquid storage tanks (such as Eurocode 8 in Europe, IITK-GSDMA in India, API-650 in USA, among others). The basic aim

of these codes -in the contemporary framework of performance-based design- is the avoidance of severe damages even for extreme seismic events, due to the adverse on the population and the environment.

Simple measures for the seismic protection of liquid storage tanks include increased tank wall thickness and stiffening rings for the avoidance of buckling phenomena. In addition, base-isolation schemes are implemented, in which isolators are installed between the base of the superstructure and the foundation. Generally, the foundation type of storage tanks depends on various parameters (e.g., soil characteristics, topography, tank construction type, use of anchors, etc.). In any case, ground deformations should be limited. Many researchers have studied the seismic response of liquid storage tanks, investigating the hydrodynamic tank-liquid interaction. The majority of these studies have considered the structure fixed at its base, which is not always a realistic representation. In general, the realistic and reliable assessment of seismic vulnerability and the minimization of seismic risk of such critical facilities consists an important and continuously developing research field.

Consequently, in this doctoral thesis -based on an extended literature review- soil-tank-liquid interaction phenomena have been elaborately examined, via efficient numerical tools and finite element models. In this way, the dynamic response and seismic vulnerability of large-scale tanks have been assessed. Moreover, efficient seismic protection measures, based on seismic isolation and supplemental damping, have been proposed utilizing advanced optimization methods. Conclusively, the seismic vulnerability and the minimization of seismic risk of liquid storage tanks consist the main contributions of the present doctoral dissertation.

More specifically, the seismic vulnerability of liquid storage tanks isolated by various types of friction isolators has been studied in terms of isolators maximum displacement capacity. The tanks are base-isolated via Single Friction Pendulum Bearings (SFPB), Triple Friction Pendulum Bearings (TFPB), as well as Quintuple Friction Pendulum Bearings (QFPB). In addition, the impact of global damping on the seismic vulnerability of base-isolated storage tanks has been examined. More specifically, the “damping leakage” phenomenon has been extensively investigated in liquid storage tanks isolated by SFPB or TFPB. According to relevant studies, if global damping is not simulated in an appropriate manner, then “damping leakage” can significantly affect the results.

Another goal of this doctoral research is the systematic investigation of the dynamic interaction soil-tank. It is a very complex phenomenon that needs extra attention in any problem

in structural dynamics, especially for critical infrastructure such as liquid storage tanks. Accordingly, various parameters were examined, such as the friction coefficient at the interface between tank base and foundation, the tank slenderness ratio, the liquid filling percentage, etc. The current study has also been focused on the seismic vulnerability assessment of base-isolated storage tanks with supplemental viscous dampers. More specifically, a storage tank with SFPB devices and supplemental linear viscous dampers has been used to investigate the impact of additional damping percentage on the vulnerability of the isolators, the superstructure accelerations and damper hysteretic curves.

In addition, a significant part of this doctoral research has been devoted in establishing novel optimum design formulations of base-isolated storage tanks. The first approach examined the isolators optimization of base-isolated tanks using standard, enhanced and hybrid evolutionary optimization algorithms. The second methodology constitutes a combined approach aiming to concurrently optimize both isolators sizing parameters and placement utilizing Cuckoo Search (CS) optimization algorithm. Lastly, an efficient multi-objective optimization formulation is proposed for base-isolated liquid storage tanks with supplemental viscous dampers.

Πίνακας Περιεχομένων

Ευχαριστίες	i
Περίληψη	v
Abstract	ix
Περιεχόμενα	xiii
Κατάλογος Εικόνων	xix
Κατάλογος Πινάκων	xxvii
Κεφάλαιο 1 - Εισαγωγή	1
1.1 Αντικείμενο της Έρευνας	1
1.2 Σκοπός της Έρευνας και Πρωτοτυπία	3
1.3 Δομή Διατριβής	7
1.4 Αναφορές Κεφαλαίου.....	9
Κεφάλαιο 2 – Βιβλιογραφική Επισκόπηση	13
2.1 Γενικά περί Δεξαμενών Αποθήκευσης Υγρών.....	13
2.2 Κατηγοριοποίηση Δεξαμενών Αποθήκευσης Υγρών.....	14
2.3 Σεισμικές Δράσεις επί Δεξαμενών	16
2.3.1 <i>Ιδιο βάρος</i>	16
2.3.2 <i>Υδροστατική πίεση</i>	17
2.3.3 <i>Υδροδυναμικές πιέσεις – Ωστική συνιστώσα</i>	17
2.3.4 <i>Υδροδυναμικές πιέσεις – Κυκλοφορούσα συνιστώσα</i>	19
2.3.5 <i>Συνδυασμός ωστικής-κυκλοφορούσας συνιστώσας</i>	21
2.4 Σεισμικές Αστοχίες Δεξαμενών Αποθήκευσης Υγρών	22
2.4.1 <i>Καταγραφή κύριων μορφών αστοχιών</i>	22
2.4.2 <i>Εμπειρία από πρόσφατους σεισμούς</i>	26
2.5 Κανονισμοί Αντισεισμικού Σχεδιασμού Δεξαμενών Αποθήκευσης Υγρών.....	31
2.5.1 <i>Απλοποιητική διαδικασία σχεδιασμού πακτωμένων δεξαμενών</i>	32
2.5.2 <i>Επαναληπτική διαδικασία σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης</i>	33

2.6 Τρόποι Προσομοίωσης Δεξαμενών Αποθήκευσης Υγρών	34
2.6.1 Μηχανικό προσομοίωμα	35
2.6.2 Απλοποιητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου	37
2.6.3 Μέθοδος προστιθέμενων μαζών	39
2.6.4 Μέθοδος ισοδύναμου φορτίου.....	40
2.6.5 Μέθοδος Lagrange	41
2.6.6 Συζευγμένη μέθοδος Eulerian-Lagrangian.....	42
2.6.7 Μέθοδος υδροδυναμικής ρεόντων σωματιδίων.....	43
2.6.8 Μέθοδος ακουστικών στοιχείων	44
2.7 Συμπεράσματα	46
2.8 Αναφορές Κεφαλαίου.....	47
Κεφάλαιο 3 – Δυναμική Αλληλεπίδραση Εδάφους – Δεξαμενής	59
3.1 Εισαγωγή	59
3.2 Μέθοδος Ανάλυσης της Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Ανωδομής	61
3.3 Σεισμική Συμπεριφορά Δεξαμενών επί Εδάφους	62
3.4 Εφαρμογές Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Δεξαμενών	65
3.5 Αριθμητική Διερεύνηση της Δυναμικής Αλληλεπίδραση Εδάφους – Δεξαμενής	69
3.5.1 Απλοποιητικό προσομοίωμα δεξαμενών	69
3.5.2 Προσομοίωμα εδαφικής στρώσης	73
3.5.3 Συζευγμένο προσομοίωμα εδάφους – δεξαμενής	75
3.6 Επιλογή Σεισμικών Καταγραφών.....	78
3.7 Αριθμητικά Αποτελέσματα	79
3.7.1 Επιρροή του ποσοστού πλήρωσης του υγρού περιεχομένου.....	83
3.7.2 Επιρροή του τύπου εδάφους έδρασης	86
3.7.3 Επιρροή του συντελεστή τριβής	89
3.7.4 Διερεύνηση φαινομένων ανασηκώματος και ολίσθησης βάσης	90
3.8 Συμπεράσματα	96
3.9 Αναφορές Κεφαλαίου.....	97

Κεφάλαιο 4 – Τρωτότητα Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	107
4.1 Εισαγωγή	107
4.2 Εφαρμογές Σεισμικής Μόνωσης σε Δεξαμενές	109
4.2.1 Ελαστομερή εφέδρανα	110
4.2.2 Εφέδρανα ολίσθησης	111
4.2.3 Δεξαμενές με ελαστομερή εφέδρανα	115
4.2.4 Δεξαμενές με εφέδρανα ολίσθησης	116
4.2.5 Ειδικές περιπτώσεις σεισμικά μονωμένων δεξαμενών	118
4.3 Εφαρμογές Αποτίμησης Σεισμικής Τρωτότητας Δεξαμενών	120
4.4 Τρωτότητα Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	125
4.4.1 Επαναληπτική δυναμική ανάλυση	127
4.4.2 Εφέδρανα καμπύλων επιφανειών τριβής	128
4.4.3 Απλοποιητικό προσομοίωμα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών	136
4.4.4 Αριθμητική προσομοίωση & επιλογή χρονοϊστοριών	137
4.5 Αριθμητικά Αποτελέσματα	140
4.6 Προσομοίωση Καθολικής Απόσβεσης Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	145
4.6.1 Εφαρμογές προσομοίωσης απόσβεσης σεισμικά μονωμένων κατασκευών	145
4.6.2 Μεθοδολογίες καθολικής απόσβεσης	147
4.7 Αριθμητικά Αποτελέσματα	154
4.8 Συμπεράσματα	162
4.9 Αναφορές Κεφαλαίου	164
 Κεφάλαιο 5 – Τρωτότητα Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών με Πρόσθετη Απόσβεση	177
5.1 Γενικά περί Πρόσθετης Απόσβεσης	177
5.2 Εφαρμογές Πρόσθετης Απόσβεσης Σεισμικά Μονωμένων Κατασκευών και Δεξαμενών	180
5.3 Σεισμική Τρωτότητα Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών με Πρόσθετη Απόσβεση	186
5.3.1 Σχεδιασμός εφεδράνων και πρόσθετων ιζώδων αποσβεστήρων	187
5.3.2 Αριθμητική προσομοίωση	189

5.4 Αριθμητικά Αποτελέσματα	190
5.5 Συμπεράσματα	196
5.6 Αναφορές Κεφαλαίου.....	197
Κεφάλαιο 6 – Βελτιστοποίηση Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	203
6.1 Εισαγωγή	203
6.2 Μεταευστικοί Αλγόριθμοι Βελτιστοποίησης	204
6.3 Γενετικοί Αλγόριθμοι	206
6.4 Αλγόριθμος Αναζήτησης Κούκων	207
6.4.1 Συμπεριφορά ανατροφής κούκων	207
6.4.2 Πτήσεις Levy	208
6.4.3 Περιγραφή αλγορίθμου αναζήτησης κούκων	209
6.5 Εφαρμογές Βελτιστοποίησης Σεισμικά Μονωμένων Κατασκευών	212
6.6 Τροποποίηση Αλγορίθμου Αναζήτησης Κούκων	215
6.6.1 Πιθανότητα εύρεσης παρασιτικού αυγού	216
6.6.2 Μεταβλητό βηματικό μέγεθος πτήσεων Levy	216
6.6.3 Συναρτήσεις ποινής	217
6.6.4 Περιγραφή τροποποιημένων αλγορίθμων	217
6.6.5 Εφαρμογές βελτιστοποίησης	220
6.7 Βελτιστοποίηση Επιταχύνσεων Ανωδομής Σεισμικά Μονωμένης Δεξαμενής	244
6.7.1 Περιγραφή προβλήματος βελτιστοποίησης	245
6.7.2 Αριθμητικά αποτελέσματα	248
6.8 Εφαρμογή Τροποποιημένων Αλγορίθμων σε Σεισμικά Μονωμένη Δεξαμενή	251
6.8.1 Περιγραφή προβλήματος βελτιστοποίησης	253
6.8.2 Αριθμητικά αποτελέσματα	255
6.9 Συμπεράσματα	260
6.10 Αναφορές Κεφαλαίου.....	263

Κεφάλαιο 7 – Πολυκριτηριακή Βελτιστοποίηση Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	273
7.1 Εισαγωγή	273
7.2 Πολυκριτηριακή Βελτιστοποίηση	275
7.3 Εφαρμογές Πολυκριτηριακής Βελτιστοποίησης Σεισμικά Μονωμένων Κατασκευών	277
7.4 Περιγραφή Προβλήματος Πολυκριτηριακής Βελτιστοποίησης	280
7.5 Αριθμητικά Αποτελέσματα	283
7.5.1 Βελτιστοποίηση MOGA1	283
7.5.2 Βελτιστοποίηση MOGA2	287
7.6 Συμπεράσματα	289
7.7 Αναφορές Κεφαλαίου.....	291
 Κεφάλαιο 8 – Συνδυαστική Βελτιστοποίηση Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	295
8.1 Εισαγωγή	295
8.2 Εφαρμογές Βελτιστοποίησης Εφεδράνων Σεισμικής Μόνωσης σε Κατασκευές	296
8.3 Περιγραφή Προβλήματος Σύνθετης Βελτιστοποίησης	299
8.3.1 Βελτιστοποίηση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών	300
8.4 Αριθμητικά Αποτελέσματα	303
8.4.1 Υπολογισμοί βελτιστοποίησης	303
8.4.2 Καμπύλες τρωτότητας	305
8.4.3 Επιταχύνσεις ανωδομής	306
8.5 Συμπεράσματα	307
8.6 Αναφορές Κεφαλαίου.....	308
 Κεφάλαιο 9 – Κυριότερα Ευρήματα και Προτάσεις	311
9.1 Γενικά Συμπεράσματα	311
9.2 Δυναμική Αλληλεπίδραση Εδάφους – Δεξαμενής	312
9.3 Τρωτότητα Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	313
9.4 Τρωτότητα Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών με Πρόσθετη Απόσβεση	315
9.5 Βελτιστοποίηση Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	316
9.6 Πολυκριτηριακή Βελτιστοποίηση Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	319

9.7 Συνδυαστική Βελτιστοποίηση Σεισμικά Μονωμένων Δεξαμενών	320
9.8 Προτάσεις για Μελλοντική Διερεύνηση	321
9.9 Δημοσιεύσεις Διδακτορικής Διατριβής	322

Κατάλογος Εικόνων

Κεφάλαιο 2

Εικόνα 2.1. (α) Επίγεια δεξαμενή (https://ronniebrownlifesystems.com) , (β) υπερυψωμένη (Lakhade et al., 2018), (γ) υπόγεια (http://www.siwx.co.jp/), και (δ) σφαιρική δεξαμενή αποθήκευσης υγρών (http://www.siwx.co.jp/)	15
Εικόνα 2.2. Κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων δεξαμενής (Veletsos and Tang, 1987)	18
Εικόνα 2.3. (α) Καθ' ύψος και (β) ακτινική μεταβολή της ωστικής πίεσης για τρεις λόγους λυγηρότητας γ (τροποποιημένο από CEN, 2006a)	19
Εικόνα 2.4. (α) Καθ' ύψος μεταβολή των πιέσεων της κυκλοφορούσας συνιστώσας των δύο πρώτων ιδιομορφών, για διάφορες τιμές της λυγηρότητας γ , και (β) τιμές των δύο πρώτων ιδιοσυχνοτήτων ως συνάρτηση του λόγου γ (τροποποιημένο από CEN, 2006a)	20
Εικόνα 2.5. Κατανομές ωστικών πιέσεων (α) στα τοιχώματα, (β) στα τοιχώματα και στη βάση, καθώς και κυκλοφορουσών πιέσεων (γ) στα τοιχώματα, και (δ) στα τοιχώματα και στη βάση δεξαμενής (τροποποιημένο από IITK-GSDMA, 2017)	21
Εικόνα 2.6. Λυγισμός μορφής (α) πόδα ελέφαντα στη βάση δεξαμενής κατά το σεισμό Emilia, 2012 (Buratti and Tavano, 2014), (β) γονάτου ελέφαντα κατά το σεισμό της Αϊτής, 2010 (https://www.fema.gov/fema-e-74-reducing-risks-nonstructural-earthquake-damage)	22
Εικόνα 2.7. Λυγισμός μορφής διαμαντιού (α) στο κάτω μέρος των τοιχωμάτων, (β) στο μέσο τμήμα των τοιχωμάτων κατά το σεισμό Emilia, 2012 (Buratti and Tavano, 2014)	23
Εικόνα 2.8. Λυγισμός του άνω μέρους του τοιχώματος λόγω κυματισμού κατά το σεισμό Northridge, 1994 (Malhotra et al., 2000)	24
Εικόνα 2.9. Σχηματική απεικόνιση του φαινομένου ανασηκώματος βάσης δεξαμενής (τροποποιημένο από Prinz and Nussbaumer, 2012)	24
Εικόνα 2.10. Αποκόλληση του ακροφυσίου σε δεξαμενή αποθήκευσης υγρών (www.apwa.net)	25
Εικόνα 2.11. Αστοχία του αγκυρίου σε δεξαμενή αποθήκευσης υγρών (https://www.structuremag.org/?p=8241)	25
Εικόνα 2.12. Λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα στη βάση δεξαμενής κατά το σεισμό στην Αλάσκα, 1964 (https://www.fema.gov/fema-e-74-reducing-risks-nonstructural-earthquake-damage , Steinbrugge Collection, No. S2508)	27
Εικόνα 2.13. Πυρκαγιά σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις μετά το σεισμό Niigata (Suzuki, 2008).....	27

Εικόνα 2.14. Καταστροφή δεξαμενής μετά το σεισμό Imperial Valley, 1979 (http://research-it.berkeley.edu/projects/museum-informatics-project)	28
Εικόνα 2.15. Διαρροή πετρελαίου από την κορυφή σε δεξαμενή μετά το σεισμό Coalinga (https://www.edac.biz/en/research/earthquakes/structures-and-building-types/structures-of-high-risk-potential-special-structures/)	29
Εικόνα 2.16. Αστοχία υποστυλωμάτων σε δεξαμενές της εγκατάστασης Habas (Sezen et al., 2000)..	30
Εικόνα 2.17. (α) Αστοχία δεξαμενής λόγω τσουνάμι και (β) δεξαμενές μετά από έκρηξη μετά το σεισμό Tohoku (Zama et al., 2012)	31
Εικόνα 2.18. Διάγραμμα ροής για τη διαδικασία σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης	34
Εικόνα 2.19. (α) Ωστική και κυκλοφορούσα συνιστώσα δεξαμενής (Μπακάλης, 2018), (β) απλοποιητικό προσομοίωμα ελατηρίων και μαζών (Malhotra, 2000)	36
Εικόνα 2.20. Μονοδιάστατο δυναμικό προσομοίωμα δεξαμενής (Shrimali and Jangid, 2002).....	37
Εικόνα 2.21. (α) Το απλοποιητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου και (β) το φαινόμενο ανασηκώματος βάσης (Μπακάλης, 2018)	38
Εικόνα 2.22. Τα κύρια χαρακτηριστικά της βάσης δεξαμενής (Μπακάλης, 2018).....	38
Εικόνα 2.23. Αναπαράσταση προσομοιώματος προστιθέμενων μαζών γύρω από τη περιφέρεια της δεξαμενής (τροποποιημένο από Virella et al., 2005)	40
Εικόνα 2.24. Αναπαράσταση δεξαμενής-υγρού με στοιχεία ALE (τροποποιημένο από Ozdemir et al., 2010)	42
Εικόνα 2.25. Αναπαράσταση προσομοιώματος δεξαμενής-υγρού με CEL (τροποποιημένο από Rawat et al., 2019b).....	43
Εικόνα 2.26. Προσομοίωση κυματισμού κυλινδρικής δεξαμενής με τη μέθοδο SPH	45
Εικόνα 2.27. Αξονοσυμμετρικό προσομοίωμα δεξαμενής-υγρού με ακουστικά στοιχεία (Phan and Paolacci, 2018).....	46

Κεφάλαιο 3

Εικόνα 3.1. (α) Κύριες σεισμικές δράσεις, και (β) δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής ..	61
Εικόνα 3.2. Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής με την άμεση μέθοδο (Σπυράκος, 2008)	62
Εικόνα 3.3. Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής με την έμμεση μέθοδο (τροποποιημένο από Wolf, 1985)	63
Εικόνα 3.4. Σχηματική αναπαράσταση ανασηκώματος βάσης δεξαμενής (Ormeno et al., 2015)	64

Εικόνα 3.5. Απλοποιητικά προσομοιώματα (α) πλατιάς, και (β) υψίκορμης δεξαμενής	72
Εικόνα 3.6. Αριθμητικό προσομοίωμα για την επαλήθευση της απόκρισης εδαφικής στρώσης.....	74
Εικόνα 3.7. Επιβαλλόμενη αρμονική διέγερση στη βάση και χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στο κέντρο και στο άκρο της εδαφικής επιφάνειας	75
Εικόνα 3.8. Συζευγμένα προσομοιώματα για: (α) τη πλατιά, και (β) την υψίκορμη δεξαμενή	77
Εικόνα 3.9. Απεικόνιση της καθ' ύψους κατανομής των τάσεων von Mises για: (α) την πλατιά, και (β) την υψίκορμη δεξαμενή	78
Εικόνα 3.10. Τροποποιημένα φάσματα απόκρισης για: (α) την πλατιά και (β) την υψίκορμη δεξαμενή	80
Εικόνα 3.11. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στην ολίσθηση βάσης πλήρως γεμάτων δεξαμενών ..	90
Εικόνα 3.12. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στην ολίσθηση βάσης μερικώς γεμάτων δεξαμενών ..	91
Εικόνα 3.13. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στο ανασήκωμα βάσης πλήρως γεμάτων δεξαμενών	91
Εικόνα 3.14. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στο ανασήκωμα βάσης μερικώς γεμάτων δεξαμενών	91
Εικόνα 3.15. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στην ολίσθηση βάσης για την πλατιά δεξαμενή	92
Εικόνα 3.16. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στην ολίσθηση βάσης για την υψίκορμη δεξαμενή ..	93
Εικόνα 3.17. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στο ανασήκωμα βάσης για την πλατιά δεξαμενή	93
Εικόνα 3.18. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στο ανασήκωμα βάσης για την υψίκορμη δεξαμενή	93
Εικόνα 3.19. Επιρροή του συντελεστή τριβής στην ολίσθηση βάσης για την πλατιά δεξαμενή	94
Εικόνα 3.20. Επιρροή του συντελεστή τριβής στο ανασήκωμα βάσης για την υψίκορμη δεξαμενή....	94
Εικόνα 3.21. Χρονοϊστορία μετακινήσεων ανασηκώματος βάσης της καταγραφής Northern California	95
Εικόνα 3.22. Χρονοϊστορία μετακινήσεων ολίσθησης βάσης της καταγραφής Northern California ..	95
Εικόνα 3.23. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων στα τρία σημεία ενδιαφέροντος της καταγραφής Northern California για μη-αγκυρωμένη ($\mu_l=0.4$) πλατιά δεξαμενή σε μαλακό έδαφος	96
Εικόνα 3.24. Τέμνουσα βάσης στην οριζόντια διεύθυνση της καταγραφής Northern California για αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη ($\mu_l=0.4$) πλατιά δεξαμενή σε μαλακό έδαφος: (α) ωστική και (β) κυκλοφορούσα συνιστώσα	96

Κεφάλαιο 4

Εικόνα 4.1. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα (α) με επάλληλες στρώσεις χαλύβδινων πλακών, και (β) με πυρήνα μολύβδου (Casarotti, 2004)	111
Εικόνα 4.2. Τυπικές διατομές εφεδράνων (α) SFPB, (β) TFPB, και (γ) QFPB, (Lee and Constantinou, 2016)	114
Εικόνα 4.3. Δεξαμενές ΥΦΑ σεισμικά μονωμένες με LRB στην Incheon, Κορέα (www.lngworldnews.com)	115
Εικόνα 4.4. Δεξαμενή αποθήκευσης χημικών σεισμικά μονωμένη με HDRB στο Visp, Ελβετία (Marioni, 1998)	116
Εικόνα 4.5. Δεξαμενή ΥΦΑ σεισμικά μονωμένη με TFPB στο Quintero, Χιλή (EPS, 2019)	116
Εικόνα 4.6. Δεξαμενές ΥΦΑ σεισμικά μονωμένες με TFPB στην Colima, Μεξικό (EPS, 2019)	117
Εικόνα 4.7. Δεξαμενές ΥΦΑ στη Ρεβυθούσα με εφέδρανα SFPB (EPS, 2011)	117
Εικόνα 4.8. Δεξαμενή ΥΦΑ στη Melhorita, Περού με εφέδρανα TFPB (EPS, 2011)	118
Εικόνα 4.9. Απεικόνιση του αποχωρισμού των τοιχωμάτων ως σύστημα σεισμικής μόνωσης (τροποποιημένο από Malhotra, 1997)	119
Εικόνα 4.10. (α) Σύνδεση του τοιχώματος της δεξαμενής με τη πλάκα βάσης στην κατακόρυφη διεύθυνση, (β) σχηματική απεικόνιση του νέου συστήματος σεισμικής μόνωσης (τροποποιημένο από Nikoomanesh et al., 2019)	120
Εικόνα 4.11. Καμπύλες δύναμης-μετακίνησης για τα εξεταζόμενα εφέδρανα TFPB και QFPB	130
Εικόνα 4.12. Μη-γραμμικό στοιχείο για το εφέδρανο SFPB (CSI, 2017)	131
Εικόνα 4.13. (α) Αναπαράσταση QFPB σε σειρά, αποτελούμενο από ζεύγος στοιχείων DFPB και TFPB, και (β) Προσομοίωμα εξοπλισμένο με QFPB όπως εφαρμόστηκε στο πρόγραμμα SAP2000 (τροποποιημένο από Lee and Constantinou, 2016)	132
Εικόνα 4.14. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα πειραματικά από Lee and Constantinou (2016)	133
Εικόνα 4.15. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα αναλυτικά από Lee and Constantinou (2016)	134
Εικόνα 4.16. Απεικόνιση επιπέδων επιτελεστικότητας βάσει μετακινήσεων των καμπύλων επιφανειών ολίσθησης σε εφέδρανα τύπου: (α) SFPB, (β) TFPB, και (γ) QFPB	135
Εικόνα 4.17. Απλοποιητικά προσομοιώματα μορφής χειριστηρίου με σεισμική μόνωση για (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	137

Εικόνα 4.18. Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων για τις επιλεγμένες χρονοϊστορίες	139
Εικόνα 4.19. Ιδιοπερίοδοι των χρονοϊστοριών και των δύο τμημάτων του υγρού περιεχομένου για την πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή	139
Εικόνα 4.20. Καμπύλες τρωτότητας βάσει επιπέδων συμπεριφοράς για δεξαμενές με εφέδρανα SFPB, TFPB, QFPB	141
Εικόνα 4.21. Επιταχύνσεις στη βάση για δεξαμενές με εφέδρανα SFPB, TFPB, QFPB	142
Εικόνα 4.22. Συγκρίσεις τρωτότητας μεταξύ πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής για εφέδρανα SFPB, TFPB και QFPB	144
Εικόνα 4.23. Σύγκριση της επιρροής του συντελεστή λ_{max} σε πλατιά δεξαμενή με εφέδρανα TFPB	144
Εικόνα 4.24. Μονωμένη ιδιομορφή μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Sarlis and Constantinou, 2010)	148
Εικόνα 4.25. Μικτές ιδιομορφές μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Sarlis and Constantinou, 2010)	149
Εικόνα 4.26. Τοπικές (ή κατακόρυφες) ιδιομορφές μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Sarlis and Constantinou, 2010)	149
Εικόνα 4.27. Απεικόνιση (α) μονωμένης ($T=1.53$ sec), (β) μικτής ($T=0.31$ sec), και (γ) τοπικής ($T=0.05$ sec) ιδιομορφής για το εξεταζόμενο σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα δεξαμενής με εφέδρανα SFPB	151
Εικόνα 4.28. Απεικόνιση (α) μονωμένης ($T=1.86$ sec), (β) μικτής ($T=0.15$ sec), και (γ) τοπικής ($T=0.00167$ sec) ιδιομορφής για το εξεταζόμενο σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα δεξαμενής με εφέδρανα TFPB	152
Εικόνα 4.29. Επιλογή συχνοτήτων για την απόσβεση Rayleigh (τροποποιημένο από Sarlis and Constantinou, 2010)	153
Εικόνα 4.30. Επιλογή συχνοτήτων για την απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό (τροποποιημένο από Sarlis and Constantinou, 2010)	153
Εικόνα 4.31. Επιλογή συχνοτήτων για την απόσβεση παρεμβολής (τροποποιημένο από Sarlis and Constantinou, 2010)	154
Εικόνα 4.32. Καμπύλες τρωτότητας για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα: (α) SFPB, και (β) TFPB	155
Εικόνα 4.33. Καμπύλες IDA για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα SFPB	156
Εικόνα 4.34. Καμπύλες IDA για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα TFPB	157

Εικόνα 4.35. Επιταχύνσεις στη βάση της δεξαμενής για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα: (α) SFPB και, (β) TFPB	158
Εικόνα 4.36. Χρόνος ανάλυσης (σε ώρες) για διάφορους τύπου απόσβεσης με εφέδρανα: (α) SFPB, και (β) TFPB	159
Εικόνα 4.37. Σύγκριση των υστερητικών βρόγχων για εφέδρανα SFPB ανάμεσα σε σταθερή απόσβεση (0%) και: (α) σταθερή απόσβεση (5%), (β) σταθερή απόσβεση με αποκλεισμό, (γ) απόσβεση Rayleigh, (δ) απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό, και (ε) απόσβεση με παρεμβολή	161
Εικόνα 4.38. Σύγκριση των υστερητικών βρόγχων για εφέδρανα TFPB ανάμεσα σε σταθερή απόσβεση (0%) και: (α) σταθερή απόσβεση (5%), (β) σταθερή απόσβεση με αποκλεισμό, (γ) απόσβεση Rayleigh, (δ) απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό, και (ε) απόσβεση με παρεμβολή	162

Κεφάλαιο 5

Εικόνα 5.1. (α) Πρόσθετοι ιξώδεις αποσβεστήρες σε παράλληλη διάταξη με κάθε μονωτήρα στη γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου (φωτογραφία του συγγραφέα), και (β) διάταξη του υβριδικού συστήματος σεισμικής μόνωσης (Lafontaine et al., 2009)	179
Εικόνα 5.2. Πειραματική διάταξη σεισμικά μονωμένης δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου με πρόσθετη απόσβεση (Castellano et al., 2000)	180
Εικόνα 5.3. Καμπύλες τρωτότητας για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	191
Εικόνα 5.4. Βρόγχοι υστέρησης αποσβεστήρων για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	191
Εικόνα 5.5. Μέγιστες επιταχύνσεις ανωδομής για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	193
Εικόνα 5.6. Σύγκριση των επιταχύνσεων ανωδομής για τη καταγραφή NF35 για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	194
Εικόνα 5.7. Επιρροή του λόγου λυγνρότητας δεξαμενής στις καμπύλες τρωτότητας	195
Εικόνα 5.8. Επιρροή του λόγου λυγνρότητας δεξαμενής στις επιταχύνσεις βάσης	195

Κεφάλαιο 6

Εικόνα 6.1. Αλγόριθμος βελτιστοποίησης: (α) κύκλου νερού (τροποποιημένο από Eskandar et al., 2012), και (β) φάλαινας (Mirjalili and Lewis, 2016)	205
Εικόνα 6.2. Διάγραμμα ροής μεθόδου γενετικών αλγόριθμων	207
Εικόνα 6.3. Τυπικό παράδειγμα πτήσεων Levy (Yang and Deb, 2013)	209
Εικόνα 6.4. Ψευδοκώδικας αλγόριθμου αναζήτησης κούκων	211
Εικόνα 6.5. Ελαχιστοποίηση βάρους ελατηρίου (Salimi, 2015)	222

Εικόνα 6.6. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος ελατηρίου	224
Εικόνα 6.7. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος του ελατηρίου	224
Εικόνα 6.8. Πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού προβόλου (Bulatovic et al., 2014).....	226
Εικόνα 6.9. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος του προβόλου	229
Εικόνα 6.10. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος του προβόλου	229
Εικόνα 6.11. Πρόβλημα σχεδιασμού δοχείου υπό πίεση (Gandomi et al., 2011)	230
Εικόνα 6.12. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος δοχείου υπό πίεση με: (α) τέσσερις ανισοτικούς περιορισμούς, (β) έξι ανισοτικούς περιορισμούς	234
Εικόνα 6.13. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του δοχείου υπό πίεση με: (α) τέσσερις ανισοτικούς περιορισμούς, (β) έξι ανισοτικούς περιορισμούς	234
Εικόνα 6.14. Πρόβλημα σχεδιασμού σωληνοειδούς δοκού (Gandomi et al., 2013).....	235
Εικόνα 6.15. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος σωληνοειδούς δοκού	237
Εικόνα 6.16. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος της σωληνοειδούς δοκού	237
Εικόνα 6.17. Πρόβλημα σχεδιασμού δικτύωματος τριών ράβδων (Gandomi et al., 2013)	238
Εικόνα 6.18. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος δικτύωματος τριών ράβδων.....	239
Εικόνα 6.19. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος δικτύωματος τριών ράβδων	240
Εικόνα 6.20. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος βιομηχανικού συστήματος ψύξης	243
Εικόνα 6.21. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος βιομηχανικού συστήματος ψύξης	243
Εικόνα 6.22. Μέγιστες επιταχύνσεις που μεταφέρονται στη βάση της ανωδομής για: (α) την πλατιά και την (β) υψίκορμη δεξαμενή	249
Εικόνα 6.23. Συγκρίσεις επιταχύνσεων για πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή για κάθε σχεδιασμό εφεδράνων SFPB.....	250
Εικόνα 6.24. Καμπύλες τρωτότητας για τις τρεις κατηγορίες SFPB για την (α) πλατιά και (β) την υψίκορμη δεξαμενή	251
Εικόνα 6.25. Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας για πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή για κάθε σχεδιασμό SFPB	252

Εικόνα 6.26. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης για: (α) SFPB και (β) TFPB	257
Εικόνα 6.27. Καμπύλες τρωτότητας βελτιστοποιημένων εφεδράνων: (α) SFPB και (β) TFPB	258
Εικόνα 6.28. Μέγιστες επιταχύνσεις στην ανωδομή για συμβατικά και βελτιστοποιημένα εφέδρανα: (α) SFPB και (β) TFPB	259
Εικόνα 6.29. Σύγκριση επιταχύνσεων για τη χρονοϊστορία NF35, για συμβατικά και βελτιστοποιημένα εφέδρανα: (α) SFPB και (β) TFPB	260

Κεφάλαιο 7

Εικόνα 7.1. Εφικτή περιοχή και Pareto front στον αντικειμενικό χώρο για ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης με δύο αντικειμενικές συναρτήσεις (τροποποιημένο από Plevris, 2009).....	277
Εικόνα 7.2. Αποτελέσματα κατά Pareto για τη βελτιστοποίηση MOGA1 που αναφέρονται στη: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	284
Εικόνα 7.3. Καμπύλες τρωτότητας για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	285
Εικόνα 7.4. Επιταχύνσεις ανωδομής για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	286
Εικόνα 7.5. Αποτελέσματα κατά Pareto για τη βελτιστοποίηση MOGA2 που αναφέρονται στη: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	288
Εικόνα 7.6. Καμπύλες τρωτότητας για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	289
Εικόνα 7.7. Επιταχύνσεις ανωδομής για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή	290

Κεφάλαιο 8

Εικόνα 8.1. Διάγραμμα ροής των υπολογισμών συμβατικού σχεδιασμού των εφεδράνων για τις προσεγγίσεις SFPB1 και TFPB1	300
Εικόνα 8.2. Βέλτιστη διάταξη των εφεδράνων: (α) SFPB3, και (β) TFPB3, στα οποία τα μαύρα σημεία δηλώνουν τα «ενεργά» εφέδρανα και οι «ανενεργοί» μονωτήρες αναπαρίστανται με κόκκινα σημεία	304
Εικόνα 8.3. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης μεθοδολογιών βελτιστοποίησης	305
Εικόνα 8.4. Καμπύλες τρωτότητας για δεξαμενές με βελτιστοποιημένα εφέδρανα (α) SFPB, και (β) TFPB	306
Εικόνα 8.5. Επιταχύνσεις βάσης για δεξαμενές με βελτιστοποιημένα εφέδρανα (α) SFPB, και (β) TFPB	307

Κατάλογος Πινάκων

Κεφάλαιο 2

Πίνακας 2.1. Συντελεστές C_i και C_c για τις ιδιοπεριόδους, μάζες m_i και m_c και ύψη h_i και h_c από τη βάση της δεξαμενής για την εφαρμογή των πιέσεων (CEN, 2006a)	33
---	----

Κεφάλαιο 3

Πίνακας 3.1. Παράμετροι πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής με 100% ποσοστό πλήρωσης	73
Πίνακας 3.2. Παράμετροι πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής με 50% ποσοστό πλήρωσης	73
Πίνακας 3.3. Σεισμικές καταγραφές από τη βάση σεισμών του PEER-NGA.....	79
Πίνακας 3.4. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη πλατιά δεξαμενή	81
Πίνακας 3.5. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη υψίκορμη δεξαμενή	82
Πίνακας 3.6. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για 100% και 50% ποσοστό πλήρωσης για πλατιά δεξαμενή	84
Πίνακας 3.7. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για 100% και 50% ποσοστό πλήρωσης για υψίκορμη δεξαμενή	85
Πίνακας 3.8. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για μαλακό και σκληρό έδαφος για πλατιά δεξαμενή	87
Πίνακας 3.9. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για μαλακό και σκληρό έδαφος για υψίκορμη δεξαμενή	88
Πίνακας 3.10. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για διαφορετικούς συντελεστές τριβής	89

Κεφάλαιο 4

Πίνακας 4.1. Παράμετροι σχεδιασμού για δεξαμενή με TFPB	130
Πίνακας 4.2. Παράμετροι σχεδιασμού για δεξαμενή με QFPB	130
Πίνακας 4.3. Παράμετροι πειραματικής διάταξης QFPB (Lee and Constantinou, 2016).....	133
Πίνακας 4.4. Επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας βάσει μετακινήσεων διαφόρων τύπων εφεδράνων εκκρεμούς-τριβής	136

Πίνακας 4.5. Λίστα επιλεγμένων χρονοϊστοριών κοντινού πεδίου	138
Πίνακας 4.6. Ιδιομορφές Ritz για το σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα με εφέδρανα SFPB	150
Πίνακας 4.7. Ιδιομορφές Ritz για το σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα με εφέδρανα TFPB	150

Κεφάλαιο 5

Πίνακας 5.1. Συντελεστές απόσβεσης για το υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης.....	189
--	------------

Κεφάλαιο 6

Πίνακας 6.1. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για την ελαχιστοποίηση του βάρους του ελατηρίου	223
Πίνακας 6.2. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για την ελαχιστοποίηση του βάρους του ελατηρίου	223
Πίνακας 6.3. Στατιστικά αποτελέσματα των ενισχυμένων αλγορίθμων για την ελαχιστοποίηση του βάρους του ελατηρίου	224
Πίνακας 6.4. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για την ελαχιστοποίηση του κόστους του προβόλου	227
Πίνακας 6.5. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για την ελαχιστοποίηση του κόστους του προβόλου	228
Πίνακας 6.6. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για την ελαχιστοποίηση του κόστους του προβόλου	228
Πίνακας 6.7. Αποτελέσματα για το πρόβλημα του δοχείου υπό πίεση (τέσσερις ανισοτικοί περιορισμοί)	231
Πίνακας 6.8. Αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα του δοχείου υπό πίεση (τέσσερις ανισοτικοί περιορισμοί)	231
Πίνακας 6.9. Στατιστικά αποτελέσματα CS για το δοχείο υπό πίεση (τέσσερις ανισοτικοί περιορισμοί)	231
Πίνακας 6.10. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα δοχείου υπό πίεση (έξι ανισοτικοί περιορισμοί)	232
Πίνακας 6.11. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα δοχείου υπό πίεση (έξι ανισοτικοί περιορισμοί)	233
Πίνακας 6.12. Στατιστικά αποτελέσματα των ενισχυμένων αλγορίθμων για τον σχεδιασμό δοχείου υπό πίεση (έξι ανισοτικοί περιορισμοί)	233

Πίνακας 6.13. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα σωληνοειδούς δοκού	235
Πίνακας 6.14. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα της σωληνοειδούς δοκού.....	236
Πίνακας 6.15. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για τον βέλτιστο σχεδιασμό σωληνοειδούς δοκού	236
Πίνακας 6.16. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα δικτύματος τριών ράβδων	238
Πίνακας 6.17. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα δικτύματος τριών ράβδων	239
Πίνακας 6.18. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για τον βέλτιστο σχεδιασμό του δικτύματος τριών ράβδων	239
Πίνακας 6.19. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα βιομηχανικού συστήματος ψύξης	241
Πίνακας 6.20. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα βιομηχανικού συστήματος ψύξης.....	242
Πίνακας 6.21. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για το βιομηχανικό σύστημα ψύξης	242
Πίνακας 6.22. Παράμετροι μονωτήρα SFPB	248
Πίνακας 6.23. Παράμετροι σχεδιασμού μονωτήρα TFPB	255
Πίνακας 6.24. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των παραμέτρων των εφεδράνων SFPB	256
Πίνακας 6.25. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των παραμέτρων των εφεδράνων TFPB	256

Κεφάλαιο 7

Πίνακας 7.1. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης MOGA1 για τις επιλεγμένες λύσεις	283
Πίνακας 7.2. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης MOGA2 για τις επιλεγμένες λύσεις	288

Κεφάλαιο 8

Πίνακας 8.1. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για τις βελτιστοποιημένες διατάξεις	304
---	------------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΑΝΤΙΚΕΙΜΕΝΟ ΤΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ

Τα τελευταία χρόνια παρατηρείται προοδευτική αύξηση της χρήσης δεξαμενών μεγάλης κλίμακας για την αποθήκευση διαφόρων υγρών. Δεξαμενές ορθογωνικής και κυλινδρικής διατομής από σκυρόδεμα ή χάλυβα κατασκευάζονται για την αποθήκευση νερού, χημικών και καυσίμων. Γενικά, υπάρχει μεγάλη ποικιλία στους τύπους δεξαμενών ανάλογα με το περιεχόμενο, το υλικό κατασκευής τους, το σχήμα, το στατικό τους σύστημα και τη θέση τους σε σχέση με το έδαφος (υπόγειες, επίγειες, υπερυψωμένες). Από την άλλη πλευρά, αρκετές από αυτές τις δεξαμενές κατασκευάζονται σε περιοχές που χαρακτηρίζονται από υψηλή σεισμικότητα, όπως για παράδειγμα οι δεξαμενές υδροποιημένου φυσικού αερίου στη Ρεβυθούσα. Διάφορα καταγεγραμμένα περιστατικά από σεισμούς σε διάφορες χώρες αποδεικνύουν ότι η αστοχία τέτοιων σημαντικών έργων υποδομής μπορεί να προκαλέσει διαρροές, πυρκαγιές, εκρήξεις, κ.α. Για την αποφυγή σοβαρών περιβαλλοντικών και οικονομικών επιπτώσεων, είναι αναγκαίος ο βέλτιστος αντισεισμικός σχεδιασμός τους, ενώ και η εύρυθμη λειτουργία τους είναι κεφαλαιώδους σημασίας για την κοινωνία και το περιβάλλον. Επίσης, πρέπει να τονισθεί ότι αυτές οι μεγάλες δεξαμενές, λόγω του σημαντικού ρόλου που έχουν στην εξυπηρέτηση βασικών αναγκών, είναι απαραίτητο να παραμένουν λειτουργικές ακόμα και μετά από έναν ισχυρό σεισμό.

Οι κυλινδρικές μεταλλικές δεξαμενές χρησιμοποιούνται ευρέως για την αποθήκευση πετρελαίου και υδροποιημένου φυσικού αερίου. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι δεξαμενές παρουσιάζουν μια διαφορετική συμπεριφορά σε σχέση με τις συμβατικές (π.χ., κτιριακές) κατασκευές, εξαιτίας της δομής τους, της δυναμικής αλληλεπίδρασης με το υγρό περιεχόμενο τους, αλλά και της θεμελίωσης με το υπέδαφος. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού οι δεξαμενές υπόκεινται σε αδρανειακά σεισμικά φορτία και υδροδυναμικές πιέσεις. Φαινόμενα λυγισμού των τοιχωμάτων (τύπου "elephant-foot" και "diamond-shape"), καθώς και αστοχία της οροφής λόγω φαινομένων κυματισμού, αποτελούν τις πιο διαδεδομένες μορφές αστοχίας τους. Επίσης,

κινηματικού τύπου καταπονήσεις (π.χ., εξαιτίας ρευστοποίησης σε παράκτιες θέσεις, αλλά και περιοχών όπου υπάρχουν ενεργά ρήγματα, κ.λπ.) μπορούν να προκαλέσουν προβλήματα τόσο σε δεξαμενές όσο και άλλες παρακείμενες εγκαταστάσεις συμπίεσης, υγροποίησης, κ.α.

Τα τελευταία χρόνια έχουν διατυπωθεί διάφοροι κανονισμοί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό δεξαμενών αποθήκευσης υγρών, όπως είναι ο Eurocode 8 (CEN, 2006) στην Ευρώπη, ο ΙΤΚ-GSDMA (2007) στην Ινδία, ο API-650 (API 650, 1998) στις ΗΠΑ, κ.α.. Ο βασικός στόχος των εν λόγω κανονισμών -υπό το πρίσμα του σύγχρονου αντισεισμικού σχεδιασμού με βάση την επιτελεστικότητα ενός έργου για διάφορα σεισμικά σενάρια- είναι η αποφυγή ακραίων καταστάσεων αστοχιών ακόμα και για σπάνια σεισμικά γεγονότα εξαιτίας των πολύ δυσμενών συνεπειών που θα προκληθούν στον ανθρώπινο πληθυσμό και στο περιβάλλον από την αστοχία τέτοιων τεχνικών έργων υποδομής τόσο μεγάλης σπουδαιότητας.

Στο πλαίσιο των μέτρων αντιμετώπισης των σεισμικών γεωκινδύνων στις δεξαμενές πολλές φορές χρησιμοποιούνται διάφορα σχετικά απλά μέτρα για την αποφυγή φαινομένων λυγισμού (αύξηση του πάχους, περιμετρικοί δακτύλιοι δυσκαμψίας, κ.α.), αλλά και συστήματα σεισμικής μόνωσης μεταξύ της ανωδομής και της θεμελίωσης. Γενικά, ο τύπος της θεμελίωσης (επιφανειακή ή βαθιά με πασσάλους) μίας δεξαμενής εξαρτάται από πολλές παραμέτρους (τα χαρακτηριστικά του υπεδάφους, τα φορτία, την τοπογραφία στη θέση κατασκευής της δεξαμενής, τη χρήση αγκυρίων για υπερυψωμένες δεξαμενές, κ.α.). Σε κάθε περίπτωση οι καθιζήσεις (ολικές και διαφορικές) θα πρέπει να είναι περιορισμένες για να μη δημιουργήσουν προβλήματα στις δεξαμενές.

Αρκετοί ερευνητές έχουν μελετήσει τη σεισμική συμπεριφορά δεξαμενών υγρών αποθήκευσης, διερευνώντας την υδροδυναμική αλληλεπίδραση ρευστού-κατασκευής θεωρώντας τις ως πακτωμένες στη βάση τους, το οποίο μπορεί να είναι μία πολύ απλουστευτική παραδοχή αφού δεν λαμβάνει υπόψη την επίδραση της δυναμικής αλληλεπίδρασης με το έδαφος. Εν γένει, η ρεαλιστική και αξιόπιστη αποτίμηση της σεισμικής τρωτότητας και η βέλτιστη αντιμετώπιση της σεισμικής διακινδύνευσης τέτοιων κρίσιμων τεχνικών έργων αποτελεί επίκαιρο, αλλά και στρατηγικής σημασίας ζήτημα επιστημονικού και πρακτικού ενδιαφέροντος. Για τον λόγο αυτόν, η ερευνητική προσπάθεια σε αυτό το πεδίο βρίσκεται σε συνεχή εξέλιξη.

Κατά συνέπεια, στην παρούσα διδακτορική διατριβή, ύστερα από μια εκτενή βιβλιογραφική διερεύνηση για την καλύτερη κατανόηση, αναπτύχθηκε μία ρεαλιστική προσομοίωση των φαινομένων αλληλεπίδρασης ρευστού-κατασκευής-θεμελίωσης μέσω

κατάλληλων αριθμητικών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων. Εξετάστηκε η δυναμική απόκριση και τρωτότητα των δεξαμενών έναντι του σεισμικού κινδύνου, ενώ αξιολογήθηκαν μέσω προηγμένων μεθοδολογιών βελτιστοποίησης πιθανά μέτρα για τη μέγιστη δυνατή μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης τους. Τα προαναφερθέντα αποτελούν τους βασικούς επιστημονικούς στόχους και επιτεύγματα της παρούσας διδακτορικής έρευνας.

1.2 ΣΚΟΠΟΣ ΤΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ ΚΑΙ ΠΡΩΤΟΤΥΠΙΑ

Στο πρώτο στάδιο της έρευνας έγινε μια ενδελεχής επισκόπηση της σχετικής επιστημονικής βιβλιογραφίας, καθώς και συστηματική εκμάθηση των κατάλληλων λογισμικών για την επιλογή των καταλληλότερων προκειμένου να πραγματοποιηθεί το εξαιρετικά μεγάλο πλήθος δυναμικών αναλύσεων. Πιο συγκεκριμένα, μελετήθηκε πλήθος δημοσιεύσεων, διατριβών και συγγραμμάτων που σχετίζονται με την αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής, καθώς και τη συμπεριφορά των υποδομών αυτών υπό σεισμικά φορτία, με ή χωρίς σεισμική μόνωση. Στη συνέχεια, εξετάστηκαν οι κυριότερες μορφές αστοχίας δεξαμενών αποθήκευσης υγρών σε σημαντικά ιστορικά σεισμικά γεγονότα. Αναφορικά με την επιλογή των κατάλληλων λογισμικών για τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων, εξετάστηκαν τα ακόλουθα: ABAQUS (Dassault Systemes, 2016), ADINA (Bathe, 1978), SAP2000 (CSI, 2017), OpenSeeS (McKenna and Fenves, 2001) και Seismostruct (Seismosoft, 2016). Ύστερα από διάφορες δοκιμές και για την καλύτερη κάλυψη των αναγκών της παρούσας διατριβής, επιλέχθηκαν τα λογισμικά ABAQUS και SAP2000.

Στη συνέχεια, ο επόμενος στόχος της έρευνας ήταν η κατασκευή ενός αποτελεσματικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για την εκτέλεση των παραμετρικών αναλύσεων. Μελετήθηκαν αρκετά είδη, όπως το ρεαλιστικό προσομοίωμα που περιέχει το υγρό περιεχόμενο και τη δεξαμενή με τρισδιάστατα στερεά στοιχεία, το προσομοίωμα όπου το υγρό αναπαρίσταται με τη μορφή "ακουστικών" στοιχείων, καθώς και τα απλοποιητικά προσομοιώματα ελατηρίων-μαζών και μορφής χειριστηρίου "Joystick" (Bakalis et al., 2017). Για τους σκοπούς της διερεύνησης αυτής και για τον συνδυασμό βέλτιστης υπολογιστικής ακρίβειας και απόδοσης, ήταν επιθυμητό να χρησιμοποιηθούν προσομοιώματα που συνδυάζουν αφενός μεν το μικρό υπολογιστικό κόστος, αλλά οδηγούν και σε ακριβή αποτελέσματα. Συνεπώς, επιλέχθηκε το απλοποιητικό προσομοίωμα "Joystick", το οποίο επαληθεύτηκε με τις αναλυτικές σχέσεις σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 4.

Στο δεύτερο στάδιο της διδακτορικής έρευνας, έγινε μια διερεύνηση των βασικών δυνατοτήτων της υπολογιστικής πλατφόρμας MATLAB (Mathworks, 2015) ως εργαλείου «διασύνδεσης» (interface) με το λογισμικό ανάλυσης κατασκευών SAP2000. Στο πλαίσιο αυτό, δημιουργήθηκε κώδικας προγραμματισμού στη γλώσσα προγραμματισμού MATLAB, μέσω του οποίου σχεδιάζοταν η γεωμετρία του απλοποιητικού υπολογιστικού προσομοιώματος "Joystick", εισάγονταν οι ιδιότητες των υλικών καθώς και όλα τα απαραίτητα χαρακτηριστικά του συστήματος (συνοριακές συνθήκες, χρονοϊστορίες, μάζες, κλπ.) με στόχο τη διεξαγωγή όλων των σταδίων ανάλυσης (ιδιομορφική, στατική, δυναμική), τη δυναμική επαύξηση των σεισμικών καταγραφών μέχρι το κριτήριο αστοχίας, στο πλαίσιο των επαυξητικών δυναμικών αναλύσεων (τύπου IDA - Incremental Dynamic Analysis) (Vamvatsikos and Cornell, 2002) με αποτέλεσμα την εξαγωγή πολλαπλών αποτελεσμάτων χωρίς τη συνεχή παρουσία και εμπλοκή του χρήστη.

Με τη βοήθεια αυτού του εργαλείου, η έρευνα επεκτάθηκε στη μελέτη του υπολογιστικού προσομοιώματος "Joystick" εξετάζοντας διάφορες μεθόδους σεισμικής μόνωσης στη βάση της δεξαμενής. Ειδικότερα, εξετάστηκε η τρωτότητα των δεξαμενών για δύο τύπους γεωμετρίας (πλατιά και υψίκορμη) έχοντας στη βάση τους κατάλληλα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης τύπου εκκρεμούς-τριβής με μία ή περισσότερες επιφάνειες (SFPB-Single Friction Pendulum Bearing, TFPB-Triple Friction Pendulum Bearing, QFPB-Quintuple Friction Pendulum Bearing) (Zayas et al., 1987; Sarlis and Constantinou, 2010; Lee and Constantinou, 2016). Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι τα εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής ολίσθησης -και ιδιαίτερα το πιο σύνθετο τύπου QFPB- συνεισφέρουν σημαντικά στη μείωση των δυναμικών φορτίων που επιβάλλονται στην ανωδομή από τις σεισμικές διεγέρσεις. Επίσης, αποδείχθηκε ότι οι επιταχύνσεις στη βάση της δεξαμενής μειώθηκαν δραστικά εξαιτίας της σεισμικής μόνωσης.

Ακολούθως, διεξήχθη εκτενής διερεύνηση για την επίδραση του τύπου καθολικής απόσβεσης σε δεξαμενή με εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής. Πιο αναλυτικά, χρησιμοποιήθηκε κώδικας MATLAB για το προσομοίωμα "Joystick" δεξαμενής με σεισμική μόνωση, για την εξέταση της επιρροής των μεθοδολογιών προσομοίωσης της καθολικής απόσβεσης στα αποτελέσματα που σχετίζονται με την τρωτότητά της. Επίσης, στόχος της μελέτης ήταν η διερεύνηση του φαινομένου της «διαρροής απόσβεσης», το οποίο επηρεάζει σημαντικά την ποιότητα των αποτελεσμάτων. Για αυτόν τον λόγο, εξετάστηκαν έξι διαφορετικοί τύποι απόσβεσης (σταθερή 0%, σταθερή 5%, σταθερή με αποκλεισμό, απόσβεση Rayleigh, απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό και απόσβεση παρεμβολής) και παρατηρήθηκαν

αξιοσημείωτες διαφορές τόσο στη τρωτότητα των μονωτήρων, όσο και στις επιταχύνσεις στη βάση της δεξαμενής, στους βρόγχους υστέρησης των μονωτήρων, αλλά και στον χρόνο εκτέλεσης των υπολογισμών των δυναμικών αναλύσεων.

Ακολούθως, διεξήχθη μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής μέσω μιας συνδυαστικής προσέγγισης διαφόρων παραμέτρων που επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση. Αναλυτικότερα, για την προσομοίωση πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής χρησιμοποιήθηκε απλοποιητικό προσομοίωμα ελατηρίων-μαζών με στοιχεία κελύφους για τα τοιχώματα. Η εδαφική στρώση είχε ιδιότητες μαλακού εδάφους και προσομοιώθηκε μέσω στερεών στοιχείων. Η συνδυαστική προσέγγιση περιλάμβανε διάφορες παραμέτρους, όπως η τιμή του συντελεστή τριβής εδάφους-βάσης δεξαμενής, η επιρροή του λόγου λυγηρότητας δεξαμενών, η επιρροή του υγρού περιεχόμενου, καθώς και ο τύπος της υποκείμενης εδαφικής στρώσης. Τα ευρήματα της διερεύνησης ανέδειξαν την πολυπλοκότητα που διέπει το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, που γίνεται ακόμα πιο σύνθετο στην περίπτωση δεξαμενών.

Στη συνέχεια, εξετάστηκε η βελτιστοποίηση των κυριότερων παραμέτρων των εφεδράνων εκκρεμούς-τριβής σεισμικά μονωμένη δεξαμενή, όπως ο συντελεστής τριβής και η ακτίνα καμπυλότητας. Η αντικειμενική συνάρτηση είχε ως στόχο την ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή, ενώ οι περιορισμοί σχετίζονταν με την περίοδο και την απόσβεση του σεισμικά μονωμένου συστήματος. Με τη βοήθεια του λογισμικού MATLAB, υπολογίστηκαν οι βέλτιστες τιμές για τα εφέδρανα δύο τύπων (SFPB και TFPB) με χρήση εξελικτικών αλγόριθμων βελτιστοποίησης, όπως είναι οι Particle Swarm Optimization (PSO) (Eberhart and Kennedy, 1995) και Cuckoo Search (CS) (Yang and Deb, 2009). Τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν και με την απλή περίπτωση αντισεισμικού σχεδιασμού της σεισμικά μονωμένης δεξαμενής χωρίς την εφαρμογή της προτεινόμενης μεθοδολογίας βελτιστοποίησης. Επιπροσθέτως, για τον αλγόριθμο CS, έγιναν τροποποιήσεις με στόχο την ενίσχυση της απόδοσής του (Enhanced CS-ECS), είτε μετατρέποντας κύριες μεταβλητές από σταθερές σε δυναμικά μεταβαλλόμενες, είτε χρησιμοποιώντας την υβριδική προσέγγιση (Hybrid CS-BSA), συνδυάζοντάς τον CS με τον αλγόριθμο Bird Swarm Algorithm (BSA) (Meng et al., 2016). Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι επιταχύνσεις στη βάση μειώθηκαν αποτελεσματικά, ικανοποιώντας τον βασικό στόχο της βελτιστοποίησης, ενώ ο προτεινόμενος βελτιωμένος αλγόριθμος ECS παρουσίασε ταχύτερη σύγκλιση σε σύγκριση με τους άλλους αλγόριθμους.

Σε επόμενο στάδιο εξετάστηκε η σεισμική τρωτότητα δεξαμενών με σεισμική μόνωση και πρόσθετους γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες υπό διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε το απλοποιητικό προσομοίωμα “Joystick” για πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή με ίδιο αριθμό εφεδράνων SFPB και γραμμικών ιξώδων αποσβεστήρων σε παράλληλη διάταξη. Η μελέτη αφορούσε τέσσερα διαφορετικά ποσοστά πρόσθετης απόσβεσης (5%, 10%, 20%, 30%), τα οποία συγκρίθηκαν με την απλή περίπτωση της έδρασης μόνο σε εφέδρανα σεισμικής μόνωσης. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα τρωτότητας των μονωτήρων και επιταχύνσεων της ανωδομής, η επιρροή της πρόσθετης απόσβεσης σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές υπό διεγέρσεις κοντινού πεδίου ήταν αποτελεσματική για ποσοστό πρόσθετης απόσβεσης 10% και 20%.

Ακολούθως, έγινε εφαρμογή δυαδικών μεθόδων βελτιστοποίησης με χρήση του αλγόριθμου CS για τη συνδυαστική βελτίωση της χωροθέτησης εφεδράνων SFPB και TFPB στη βάση δεξαμενών, παράλληλα με τη βέλτιστη διαστασιολόγηση τους. Η αντικειμενική συνάρτηση αφορούσε την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας, δηλαδή της απόστασης μεταξύ του κέντρου βάρους και του κέντρου δυσκαμψίας, ενώ οι περιορισμοί σχετίζονταν με την περίοδο του συστήματος, την απόσβεση και τα φορτία που παραλαμβάνουν τα εφέδρανα. Εξετάστηκαν τρεις προσεγγίσεις: (α) απλός σχεδιασμός χωρίς βελτιστοποίηση, (β) βελτιστοποίηση κυρίων παραμέτρων για τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης, και (γ) συνδυασμός βελτιστοποίησης κυρίων παραμέτρων και χωροθέτησης των εφεδράνων. Ειδικότερα, η χωροθέτηση αφορούσε συγκεκριμένες θέσεις στη βάση, όπου υπήρχε δυνατότητα τοποθέτησης ή όχι ενός εφεδράνου εκκρεμούς-τριβής και στην ταυτόχρονη βελτιστοποίηση των παραμέτρων του. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η προτεινόμενη συνδυαστική βελτιστοποίηση μπορεί να οδηγήσει σε μια πολύ οικονομικότερη προσέγγιση αναφορικά με τον αριθμό και τις διαστάσεις των απαιτούμενων εφεδράνων και παράλληλα να επιτύχει αντίστοιχες επιδόσεις αναφορικά με τη σεισμική απόκριση του συστήματος μόνωσης και δεξαμενής με αυτές ενός συντηρητικού σχεδιασμού χωρίς την υιοθέτηση απλής ή συνδυαστικής διαδικασίας βελτιστοποίησης.

Τέλος, διεξήχθη εκτενής διερεύνηση της τρωτότητας σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με πρόσθετους γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες μέσω δύο θεωρήσεων πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης. Συγκεκριμένα, η πρώτη διατύπωση του προβλήματος της πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης περιείχε τρεις αντικειμενικές συναρτήσεις, ενώ η δεύτερη τέσσερις. Έπειτα από την εξαγωγή των αποτελεσμάτων της διαδικασίας βελτιστοποίησης με τη μορφή «μετώπου Παρέτο» (Pareto front), επιλέχθηκαν οι τιμές των εφεδράνων και αποσβεστήρων για τα οποία

έγιναν αναλύσεις τρωτότητας. Σύμφωνα με τα ευρήματα αυτής της διερεύνησης, τα αποτελέσματα εμφάνιζαν σημαντική διασπορά ανάλογα με τις τιμές των βασικών παραμέτρων που προέκυψαν από τις διαδικασίες βελτιστοποίησης.

Συνεπώς, η συνεισφορά της παρούσας διδακτορικής διατριβής στην επιστημονική γνώση συνοψίζεται ως εξής:

- Εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας δεξαμενών με σεισμική μόνωση, με βασικό κριτήριο αστοχίας τη μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων.
- Εφαρμογή του πλέον καινοτόμου συστήματος σεισμικής μόνωσης εφεδράνων τριβής (QFPB) σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών.
- Μελέτη διαφόρων τύπων καθολικής απόσβεσης σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές για τη διερεύνηση του φαινομένου «διαρροής απόσβεσης».
- Εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας βάσει μέγιστης μετακίνησης των εφεδράνων σε δεξαμενές με σεισμική μόνωση και πρόσθετους γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες.
- Μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους - δεξαμενής εξετάζοντας διάφορους συνδυασμούς των βασικών παραμέτρων.
- Εφαρμογή καινοτόμων τροποποιημένων εξελικτικών αλγορίθμων για τη βελτιστοποίηση της απόκρισης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών.
- Εφαρμογή δυαδικής βελτιστοποίησης για τον συνδυασμό χωροθέτησης και διαστασιολόγησης εφεδράνων τριβής σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές.
- Εφαρμογή πολύ-παραμετρικής βελτιστοποίησης για την εκτίμηση της τρωτότητας σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με πρόσθετους γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες.

1.3 ΔΟΜΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

Στο **Κεφάλαιο 2** παρουσιάζεται η εκτενής βιβλιογραφική επισκόπηση των επιστημονικών πεδίων της παρούσας διδακτορικής διατριβής. Ειδικότερα, περιγράφονται οι κυριότεροι τύποι δεξαμενών που συναντώνται σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις, καθώς και τα είδη των σεισμικών δράσεων που επενεργούν σε αυτές. Έπειτα, παρουσιάζονται οι διάφορες μορφές αστοχιών που εμφανίζονται στις δεξαμενές καθώς και οι σημαντικότερες ιστορικές βλάβες των υποδομών αυτών λόγω σεισμών. Στη συνέχεια, αναφέρονται οι κανονισμοί που αφορούν τον αντισεισμικό σχεδιασμό δεξαμενών. Ακολούθως, παρουσιάζονται συνοπτικά τα απλοποιητικά

προσομοιώματα, ενώ γίνεται μια εκτενής περιγραφή των διάφορων μεθόδων αριθμητικής προσομοίωσης των δεξαμενών.

Το **Κεφάλαιο 3** πραγματεύεται τη δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-δεξαμενής. Συγκεκριμένα, αναφέρονται οι μέθοδοι προσομοίωσης εδάφους-δεξαμενής, καθώς και η περιγραφή του φαινομένου υπό σεισμικές δράσεις. Ακολούθως, παρουσιάζεται εκτενής βιβλιογραφική επισκόπηση με μελέτες που σχετίζονται με τη δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-δεξαμενής. Επιπροσθέτως, παρουσιάζεται αναλυτικά το αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιείται για την αριθμητική προσομοίωση αυτού του σύνθετου φαινομένου, καθώς και οι σεισμικές καταγραφές για την πραγματοποίηση των αναλύσεων. Τέλος, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα και τα συμπεράσματα αυτού του κεφαλαίου.

Στο **Κεφάλαιο 4** αναλύεται η τρωτότητα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Αρχικά, γίνεται μια εκτενής περιγραφή των εφαρμογών σεισμικής μόνωσης σε δεξαμενές. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο καθώς και εφαρμογές αποτίμησης της σεισμικής τρωτότητας για αυτά τα έργα. Επιπλέον, παρουσιάζεται το νέο εφέδρανο πενταπλού εκκρεμούς-τριβής ολίσθησης, καθώς και η αριθμητική επαλήθευση του. Στη συνέχεια, γίνεται περιγραφή της διερεύνησης αυτού του κεφαλαίου αναφορικά με τις μηχανικές και γεωμετρικές των δεξαμενών, τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης και τις σεισμικές εδαφικές κινήσεις. Τέλος, παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων, καθώς και τα συμπεράσματα αυτού του κεφαλαίου.

Το **Κεφάλαιο 5** επικεντρώνεται στην τρωτότητα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με πρόσθετους γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Αρχικά, παρουσιάζονται οι υφιστάμενες εφαρμογές πρόσθετης απόσβεσης σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές και κατασκευές. Στη συνέχεια, αναλύεται η προσέγγιση που αναπτύχθηκε για τη μελέτη του αντικείμενου αυτού του κεφαλαίου και παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων. Έπειτα, παρατίθενται τα κυριότερα συμπεράσματα που προήλθαν από τα ευρήματα της παρούσας διερεύνησης.

Το **Κεφάλαιο 6** εξετάζει τη βελτιστοποίηση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Έπειτα από μια εισαγωγή, περιγράφονται οι εξελικτικοί αλγόριθμοι βελτιστοποίησης και τα κυριότερα χαρακτηριστικά τους. Στη συνέχεια, η ανάλυση εστιάζει περισσότερο στον αλγόριθμο αναζήτησης κούκων, αφού αποτελεί το αντικείμενο διερεύνησης σε αυτό το κεφάλαιο. Ακολούθως, παρατίθενται οι κυριότερες μελέτες που σχετίζονται με εφαρμογές βελτιστοποίησης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Επιπροσθέτως, παρουσιάζονται οι

τροποποιημένοι αλγόριθμοι αναζήτησης κούκων που θα χρησιμοποιηθούν στη συνέχεια σε δεξαμενές με σεισμική μόνωση. Επιπλέον, περιγράφεται η προσέγγιση της εφαρμογής κλασικών και τροποποιημένων αλγορίθμων βελτιστοποίησης σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές. Μετά την παρουσίαση των κυριότερων ευρημάτων, παρατίθενται τα συμπεράσματα αυτού του κεφαλαίου.

Το **Κεφάλαιο 7** αφορά τη διερεύνηση της πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Αρχικά διεξάγεται εκτενής βιβλιογραφική επισκόπηση για το εξεταζόμενο θέμα και στη συνέχεια παρουσιάζεται ο αλγόριθμος που θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα μελέτη. Στη συνέχεια, περιγράφεται η προσέγγιση του εξεταζόμενου θέματος και παρατίθενται τα αποτελέσματα των διαδικασιών βελτιστοποίησης και των αριθμητικών αναλύσεων. Στο τελευταίο μέρος αυτού του κεφαλαίου συνοψίζονται τα κυριότερα συμπεράσματα.

Η συνδυαστική βελτιστοποίηση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών περιγράφεται αναλυτικά στο **Κεφάλαιο 8**. Ειδικότερα, έπειτα από τη διερεύνηση των σημαντικότερων σχετικών μελετών παρουσιάζεται το πρόβλημα βελτιστοποίησης, καθώς και οι προσεγγίσεις που εξετάστηκαν. Επίσης, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης, καθώς και τα ευρήματα έπειτα από την εκτέλεση των δυναμικών αναλύσεων. Τέλος, αναφέρονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από αυτή τη διερεύνηση.

Τα συμπεράσματα της παρούσας διατριβής αναλύονται στο **Κεφάλαιο 9**. Το κεφάλαιο αυτό περιλαμβάνει τα ευρήματα των διερευνήσεων των εξεταζόμενων θεμάτων, καθώς και την παρουσίαση των επιστημονικών δημοσιεύσεων που έγιναν κατά τη διάρκεια της ερευνητικής προσπάθειας. Επιπλέον, παρατίθενται προτάσεις για τη περαιτέρω μελέτη της σεισμικής τρωτότητας και την εκτίμηση της σεισμικής διακινδύνευσης των δεξαμενών αποθήκευσης υδρογονανθράκων.

1.4 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

API 650 (1998). Welded storage tanks for oil storage. American Petroleum Institute Standard, Washington, D.C.

Bakalis, K., Fragiadakis, M., and Vamvatsikos, D. (2017). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 143(4), 1–13.

- Bathe, K.J. (1978). ADINA - A finite element program for automatic dynamic incremental nonlinear analysis (7th Edn.), Report No. 82448-1, Acoustics and Vibration Laboratory, Mechanical Engineering Department, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- CEN (2006). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CSI Computer and Structures Inc. (2017). SAP2000 Version 20, Integrated software for structural analysis and design, Analysis Reference Manual. Berkeley, CA.
- Dassault Systemes (2016). Abaqus 6.14-5, Analysis User's Guide.
- Eberhart, R.C., and Kennedy, J. (1995). A new optimizer using particle swarm theory. In: Proceedings of the 6th International Symposium on Micro Machine and Human Science, 39-43.
- IITK-GSDMA (2007). Guidelines for seismic design of liquid storage tanks - Provisions with commentary and explanatory examples. Indian Institute of Technology Kanpur, National Information Center of Earthquake Engineering.
- Lee, D., and Constantinou, M.C. (2016). Quintuple friction pendulum isolator: behavior, modeling and validation. *Earthquake Spectra*, 32(3), 1607-1626.
- Mathworks, Inc (2015). MATLAB R2015a. Natick, M.A.: Mathworks, Inc.
- Meng, X.B., Gao, X.Z., Lu, L., Liu, Y., and Zhang, H. (2016). A new bio-inspired optimization algorithm: bird swarm algorithm. *Journal of Experimental and Theoretical Artificial Intelligence*, 28(4), 673-687.
- McKenna, F., and Fenves, G. L. (2001). The OpenSeeS command language manual, 1.2 Ed., Pacific Earthquake Engineering Research Center, Univ. of California, Berkeley, CA.
- Sarlis, A.A., and Constantinou, M.C. (2010). Modeling of triple friction pendulum isolators in program SAP2000. Supplement to MCEER Report 05-009, document distributed to the engineering community together with executable version of program and example files. University at Buffalo.
- Seismosoft (2016). SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from <https://seismosoft.com/>.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

- Yang, X.-S. and Deb, S. (2009). Cuckoo search via Levy flights. Proceedings of World Congress on Nature & Biologically Inspired Computing (NaBIC 2009). USA, IEEE Publications, 210-214.
- Zayas, V.A., Low, S.S., and Mahin, S.A. (1987). The FPS earthquake resisting system – experimental report. Report No. UCB/EERC-8701, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΕΠΙΣΚΟΠΗΣΗ

2.1 ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών αποτελούν τεχνικά έργα ζωτικής σημασίας για τις σύγχρονες κοινωνίες, κι αυτό λόγω της ευρείας χρήσης τους σε μια σειρά από ποικίλες 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 την 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 αναγκαίων μέτρων για την προστασία τους. Όπως είναι προφανές, μια κύρια απειλή για τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών είναι οι σεισμοί. Σε χώρες με έντονη σεισμικότητα όπως είναι η Ελλάδα, η Τουρκία, οι Η.Π.Α., η Ιαπωνία, κ.α., ο αντισεισμικός σχεδιασμός, η κατασκευή και η λειτουργία τέτοιων δεξαμενών θα 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 σχεδιασμού και κατασκευής των δεξαμενών, είναι οι ενδεχόμενες συνέπειες μιας μερικής ή πλήρους αστοχίας τους. Σε ένα τέτοιο σενάριο είναι πιθανή η διαφυγή τεράστιας ποσότητας βλαβερών ουσιών στο υπέδαφος και στην ατμόσφαιρα. Ακόμα, είναι πιθανό να προκληθούν εκρήξεις και πυρκαγιές, γεγονός που θα επιφέρει δυσμενείς κοινωνικο-οικονομικές επιπτώσεις.

Λόγω της μεγάλης τους μάζας οι δεξαμενές είναι ιδιαίτερα τρωτές στις μεγάλες σεισμικές διεγέρσεις. Αυτό γίνεται εύκολα αντιληπτό αν ερευνηθούν σεισμοί του παρελθόντος και εξετασθούν οι βλάβες που υπέστησαν οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Μέχρι το 1964 και τον σεισμό της Αλάσκα, οι επιστήμονες δεν είχαν δώσει ιδιαίτερη βαρύτητα στον

αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Μετά τις εκτεταμένες βλάβες που υπέστησαν οι δεξαμενές σε αυτόν τον σεισμό, ακολούθησε μια σειρά διεξοδικών 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 διατριβής. Άλλα θέματα που απασχόλησαν και απασχολούν τους επιστήμονες είναι η αλληλεπίδραση του περιεχόμενου υγρού της δεξαμενής με τα τοιχώματα, καθώς και η αλληλεπίδραση του συστήματος με το έδαφος στο οποίο εδράζεται.

Ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις στο παρελθόν έχουν προκαλέσει διάφορες μορφές αστοχίας σε δεξαμενές. Καθώς τα σεισμικά κύματα φτάνουν στη βάση της δεξαμενής, η ωστική (impulsive) συνιστώσα ασκεί πίεση στα τοιχώματα, προκαλώντας φαινόμενα λυγισμού ή/και μεγάλες ροπές ανατροπής στο σύστημα που ενδέχεται να οδηγήσουν σε ολίσθηση (sliding) ή/και ανασήκωμα (uplifting) της βάσης. Το ανασήκωμα έχει σαν αποτέλεσμα σημαντικές παραμορφώσεις της σύνδεσης μεταξύ της βάσης και των τοιχωμάτων, προκαλώντας είτε διάρρηξη στο έλασμα της βάσης, είτε λυγισμό στα τοιχώματα (ASCE, 2011; Vathi and Karamanos, 2015). Από την άλλη πλευρά, η κυκλοφορούσα (convective) 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, που είναι γνωστό ως φαινόμενο κυματισμού (sloshing).

Οι συνηθέστερες μορφές σεισμικής 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 γίνει ανεκτή από το σύστημα.

2.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ

Η παρούσα διατριβή επικεντρώνεται στη μελέτη επίγειων κυλινδρικών χαλύβδινων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Γενικά, έχουν παρατηρηθεί διάφοροι τύποι δεξαμενών όσον αφορά το υλικό, το μέγεθος, το σχήμα, αλλά και τη θέση τους ως προς την επιφάνεια του εδάφους. Με αυτήν την ποικιλία τύπων ικανοποιούνται οι απαιτήσεις της κάθε περίπτωσης που σχετίζονται με το είδος του υγρού, τον διαθέσιμο χώρο και διάφορα τεχνικό-οικονομικά δεδομένα.

Πιο συγκεκριμένα, τα πιο συχνά χρησιμοποιούμενα υλικά κατασκευής των δεξαμενών είναι ο χάλυβας και το σκυρόδεμα. Ακόμα, υπάρχουν δεξαμενές που χρησιμοποιούν το πλαστικό, το ξύλο, αλλά και το αλουμίνιο ως υλικό κατασκευής τους. Όσον αφορά το σχήμα, οι δεξαμενές κατασκευάζονται κυρίως σε κυλινδρικό, ορθογωνικό και σφαιρικό σχήμα (Εικόνα 2.1.δ), ενώ υπάρχουν δευτερεύουσες διαφοροποιήσεις στο σχήμα της οροφής και της βάσης, το οποίο μπορεί να είναι επίπεδο, κωνικό ή με τη μορφή τρούλου για την οροφή. Τέλος, αναφορικά με τη θέση των δεξαμενών ως προς την επιφάνεια του εδάφους, οι δεξαμενές χωρίζονται σε επίγειες (Εικόνα 2.1.α), όπου η βάση τους βρίσκεται στην επιφάνεια του εδάφους, υπερυψωμένες (Εικόνα 2.1.β), όπου η δεξαμενή βρίσκεται σε κάποιο ύψος και στηρίζεται σε υποστυλώματα και υπόγειες (Εικόνα 2.1.γ), όπου ολόκληρη η κατασκευή βρίσκεται κάτω από το έδαφος.



(α)



(β)



(γ)



(δ)

Εικόνα 2.1. (α) Επίγεια δεξαμενή (<https://ronniebrownlifesystems.com>) , (β) υπερυψωμένη (Lakhade et al., 2018), (γ) υπόγεια (<http://www.siw.co.jp/>), και (δ) σφαιρική δεξαμενή αποθήκευσης υγρών (<http://www.siw.co.jp/>).

2.3 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ ΕΠΙ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών αποτελούν βασικά τεχνικά έργα υποδομής των σύγχρονων βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Τα τελευταία χρόνια λόγω των συνεχών εξορύξεων υδρογονανθράκων, αλλά και του εμπορίου διαφόρων υγρών, έχει αυξηθεί η κατασκευή τους. Με την πάροδο του χρόνου έχουν αυξηθεί και οι διαστάσεις τους, φτάνοντας σε πολλές περιπτώσεις ακόμα και σε διαμέτρους έως 100 m. Για αυτόν τον λόγο, είναι απαραίτητη η αντισεισμική μελέτη και θωράκιση αυτών των κατασκευών. Σε αυτήν την ενότητα εξετάζονται τα διάφορα φορτία που δρουν σε μια δεξαμενή και την επίδραση που έχουν σε αυτή.

Αρχικά, τα φορτία διακρίνονται σε στατικά και δυναμικά. Τα στατικά φορτία προκαλούνται συνήθως από φορτίσεις λόγω βαρύτητας. Τα δυναμικά φορτία προέρχονται από φαινόμενα όπως ο άνεμος, ο σεισμός, τα κύματα, κ.τ.λ. Εξετάζονται πρωτίστως τα φορτία λόγω του ίδιου βάρους της δεξαμενής, αλλά και οι υδροστατικές πιέσεις λόγω του περιεχόμενου υγρού. Στη συνέχεια, γίνεται μελέτη των σεισμικών δράσεων σε μια δεξαμενή αποθήκευσης υγρών, με αναφορά στα υδροδυναμικά φορτία που προκαλούν βλάβες στα τοιχώματα και στη βάση της δεξαμενής.

Η μελέτη των στατικών και δυναμικών φορτίων στη δεξαμενή είναι απαραίτητη, καθώς τα φορτία αυτά έχουν σημαντική επίδραση στη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του υγρού και της κατασκευής. Επιπρόσθετα, θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στο ενδεχόμενο συντονισμού της δεξαμενής με τη σεισμική διέγερση. Ο συντονισμός είναι ένα φαινόμενο που πρέπει να αποφευχθεί, διότι είναι πιθανό να επιφέρει ολέθριες επιπτώσεις στην δομική ακεραιότητα της κατασκευής. Στο Μέρος 4 του Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2006a) δίνονται πληροφορίες και οδηγίες σχετικά με τη διαδικασία της σεισμικής ανάλυσης για εύκαμπτες και δύσκαμπτες δεξαμενές. Οι δεξαμενές υπόκεινται σε οριζόντια ή κατακόρυφη σεισμική κίνηση και έχουν τα παρακάτω χαρακτηριστικά:

- Διαθέτουν κυλινδρικό σχήμα με κατακόρυφο άξονα και κυκλική ή ορθογωνική διατομή.
- Έχουν δύσκαμπτο ή εύκαμπτη θεμελίωση.
- Έχουν πλήρη ή μερική αγκύρωση στη θεμελίωση.

2.3.1 Ίδιο βάρος

Το βάρος του κάθε δομικού στοιχείου της δεξαμενής, αλλά και το βάρος του περιεχόμενου υγρού της δεξαμενής αποτελούν τα φορτία ίδιου βάρους και είναι μέρος των στατικών φορτίων σε μια κατασκευή. Είναι κατανοητό ότι για διαφορετικά μοντέλα δεξαμενών καθώς και για

διαφορετικά είδη υγρών που εμπεριέχονται σε αυτές, οι φορτίσεις λόγω ίδιου βάρους θα είναι διαφορετικές. Για τις μεταλλικές δεξαμενές, οι αδρανειακές δυνάμεις που δρουν στο κέλυφος λόγω του ίδιου του βάρους των τοιχωμάτων είναι πολύ μικρές σε σχέση με τις υδροδυναμικές πιέσεις που θα αναλυθούν στη συνέχεια. Για αυτόν τον λόγο, μπορούν να αμεληθούν σύμφωνα με τους κανονισμούς και σχετικές εργασίες (Haroun and Ellaithy, 1985; Jadhav and Jangid, 2004; CEN, 2006a; Panchal and Jangid 2008, 2012; Saha et al., 2014, 2016; CSI, 2017; Uckan et al., 2018; Kameshwar and Padgett, 2018).

2.3.2 Υδροστατική πίεση

Η υδροστατική πίεση p αποτελεί και αυτή ένα στατικό φορτίο της κατασκευής. Πρόκειται για τη πίεση που ασκεί το υγρό στα τοιχώματα της δεξαμενής. Η υδροστατική πίεση μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος του υγρού στη δεξαμενή και δίνεται από τη σχέση:

$$p = \rho \cdot g \cdot h \quad (2.1)$$

όπου, ρ είναι η πυκνότητα του υγρού, το οποίο περιέχει η δεξαμενή αποθήκευσης υγρών, h είναι το ύψος από την επιφάνεια του υγρού, ενώ g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας.

2.3.3 Υδροδυναμικές πιέσεις – Ωστική συνιστώσα

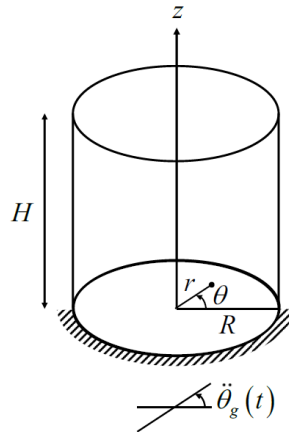
Σε μια κυλινδρική δεξαμενή, η κίνηση του υγρού που περιέχεται εκφράζεται ως το άθροισμα δύο συνιστωσών, της ωστικής και της κυκλοφορούσας συνιστώσας (Housner, 1963; Ibrahim, 2005; Goudarzi et al., 2020), οι οποίες θεωρούνται αποσυνζευγμένες λόγω των μεγάλων διαφορών στις ιδιοπεριόδους τους (Veletsos and Shivakumar, 1997; Ozdemir et al., 2012; Rawat et al., 2019a). Πιο συγκεκριμένα, η περίοδος της κυκλοφορούσας συνιστώσας συνήθως βρίσκεται στο εύρος τιμών 6 έως 10 sec, ενώ η αντίστοιχη ωστική είναι μεταξύ 0.1 έως 0.5 sec. Αυτό συμβαίνει διότι η κυκλοφορούσα συνιστώσα προκαλεί φαινόμενα κυματισμού στα τοιχώματα των δεξαμενών, σε συνδυασμό με την οριζόντια κίνηση του υγρού περιεχομένου. Συνεπώς, σημειώνεται αύξηση του χρόνου για την ολοκλήρωση ενός πλήρους κύκλου (Spritzer and Guzey, 2017).

Η ωστική συνιστώσα ικανοποιεί τις συνοριακές συνθήκες στα τοιχώματα και στον πυθμένα της δεξαμενής. Δίνει όμως μηδενική πίεση στην αρχική θέση της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού υπό στατικές συνθήκες, το οποίο δεν ισχύει υπό δυναμικές συνθήκες με τις οποίες γίνονται οι προσομοιώσεις. Για αυτόν τον λόγο, δεν επαρκεί για τη περιγραφή της κίνησης στα δυναμικά μοντέλα. Η ωστική συνιστώσα δε μεταβάλλει τις συνοριακές συνθήκες και παράλληλα ικανοποιεί τη κατάσταση ισορροπίας στην ελεύθερη επιφάνεια. Για τον

προσδιορισμό της θέσης ενός σημείου στη δεξαμενή, ορίζεται ένα σύστημα συντεταγμένων r , z , θ , με αρχή των συντεταγμένων στο κέντρο του πυθμένα (Εικόνα 2.2). Στο σύστημα αυτό, z είναι ο κατακόρυφος άξονας.

Πολλές μελέτες έχουν αποδείξει ότι η ωστική συνιστώσα επηρεάζει σε μεγάλο ποσοστό τη σεισμική απόκριση των, αγκυρωμένων ή μη, δεξαμενών, σε σύγκριση με τη κυκλοφορούσα συνιστώσα, η οποία μπορεί να αμεληθεί λόγω των υψηλών τιμών ιδιοπεριόδων (Clough and Clough, 1978; Veletsos and Tang, 1990; Veletsos et al., 1992; Malhotra and Veletsos, 1994a; Malhotra, 1997b; Wang et al., 2001; Virella et al., 2005; Larkin, 2008; Sezen et al., 2008; ASCE, 2011; Mandal and Maity, 2015; Bakalis et al., 2017a; Kildashti et al., 2018; Phan et al., 2018). Επιπλέον, οι τυπικές μορφές αστοχίας των δεξαμενών (βλ. § 2.4) σχετίζονται περισσότερο με τις ωστικές πιέσεις και λιγότερο με τη παρουσία κυματισμού (Malhotra, 1997b; Vathi et al., 2013).

Επιπροσθέτως, οι ίδιες παραδοχές ισχύουν και στην περίπτωση των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα, οι ωστικές πιέσεις μειώνονται σημαντικά λόγω της σεισμικής μόνωσης, ενώ οι κυκλοφορούσες παραμένουν πρακτικά αμετάβλητες (Kim and Lee, 1995; Wang et al., 2001; Christovasilis and Whittaker, 2008; Goudarzi and Alimohammadi, 2010; Seleemah and El-Sharkawy, 2011; Weng et al., 2011; Panchal and Soni, 2014; Bagheri and Farajian, 2016; Compagnoni et al., 2018; Rawat et al., 2019a; Krishnamoorthy, 2021).



Εικόνα 2.2. Κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων δεξαμενής (Veletsos and Tang, 1987).

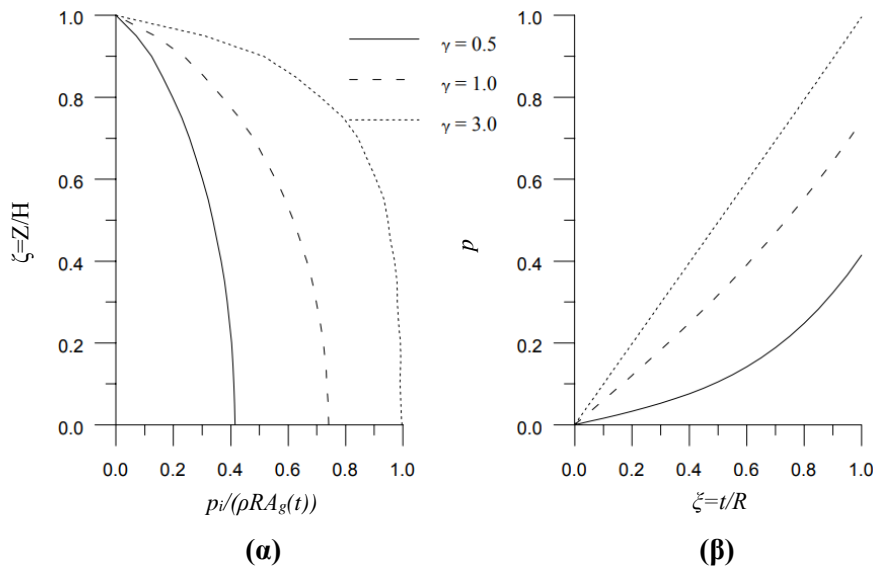
Η χρονικά μεταβαλλόμενη ωστική πίεση p_i του υγρού σε κάθε θέση δίνεται από τη σχέση 2.2 (CEN, 2006a):

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \cdot \rho \cdot H \cdot \cos \theta \cdot A_g(t) \quad (2.2)$$

Το ύψος της αρχικής ελεύθερης επιφάνειας του υγρού από τη βάση της δεξαμενής και η ακτίνα της δεξαμενής συμβολίζονται με H και R , αντίστοιχα. Ακόμα, η πυκνότητα της μάζας του ρευστού συμβολίζεται με ρ , ενώ $A_{g(t)}$ είναι η χρονοϊστορία της εδαφικής επιτάχυνσης. Οι αδιάστατες συντεταγμένες ξ και ς έχουν τύπους, $\xi = r/R$ και $\varsigma = z/H$, αντίστοιχα. Ο συντελεστής C_i δίνεται από (CEN, 2006a):

$$C_i(\xi, \varsigma) = 2 \cdot \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1' \left(\frac{V_n}{\gamma} \right) \cdot V_n^2} \cdot \cos(V_n \cdot \varsigma) \cdot I_1 \left(\frac{V_n}{\gamma} \cdot \xi \right) \quad (2.3)$$

όπου $V_n = \frac{2 \cdot n + 1}{2} \cdot \pi$ και $\gamma = \frac{H}{R}$, ενώ I_1 και I_1' είναι η τροποποιημένη συνάρτηση Bessel και η παράγωγός της, αντίστοιχα. Ενδεικτικά παρατίθεται η καθ' ύψος (Εικόνα 2.3.α) και η ακτινική (Εικόνα 2.3.β) μεταβολή της ωστικής πίεσης.



Εικόνα 2.3. (α) Καθ' ύψος και (β) ακτινική μεταβολή της ωστικής πίεσης για τρεις λόγους λυγρότητας γ (τροποποιημένο από CEN, 2006a).

2.3.4 Υδροδυναμικές πιέσεις – Κυκλοφορούσα συνιστώσα

Η τιμή της πίεσης για τη κυκλοφορούσα συνιστώσα σε κάθε θέση του υγρού στη χρονική στιγμή t δίνεται από την παρακάτω σχέση (CEN, 2006a):

$$p_c(\xi, \varsigma, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \cdot \gamma \cdot \varsigma) \cdot J_1(\lambda_n \cdot \xi) \cdot \cos \theta \cdot A_{cn}(t) \quad (2.4)$$

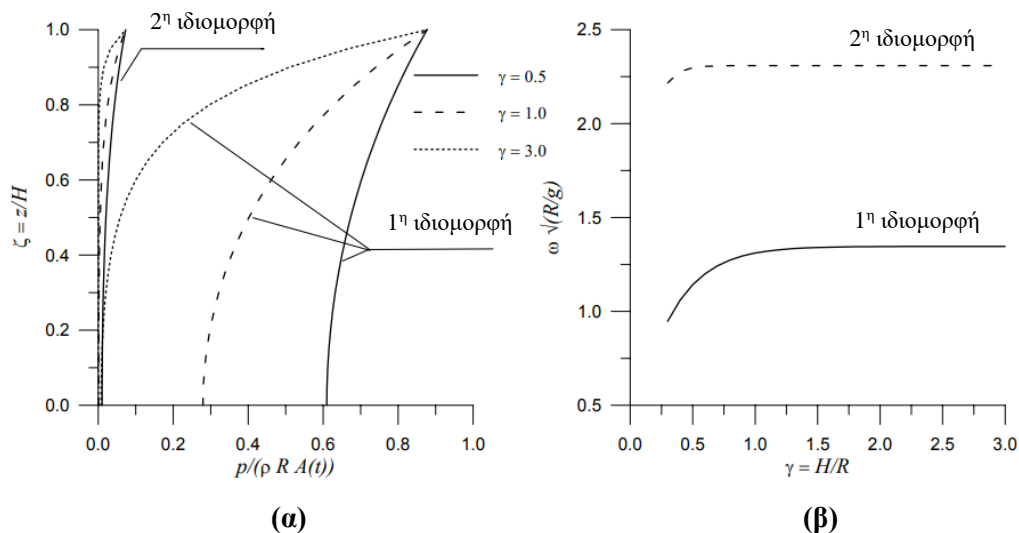
όπου, $\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) \cdot J_1(\lambda_n) \cdot \cosh(\lambda_n \gamma)}$, J_1 είναι η συνάρτηση Bessel πρώτης τάξης, $\lambda_1 = 1.841$, $\lambda_2 = 5.331$, $\lambda_3 = 8.536$, και $A_{cn}(t)$ είναι η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης ενός μονοβάθμιου

ταλαντωτή που έχει κυκλική συχνότητα ω_{cn} σύμφωνα με τον τύπο: $\omega_{cn} = \sqrt{g \cdot \frac{\lambda_n}{R} \cdot \tan h(\lambda_n \cdot \gamma)}$.

Η κυκλοφορούσα συνιστώσα αφορά τη συνολική πίεση λόγω του κυματισμού (sloshing) και είναι το άθροισμα άπειρων ιδιομορφικών όρων. Ο καθένας από τους όρους αυτούς αντιστοιχεί σε μια κυματομορφή του ταλαντευόμενου υγρού. Για τους υπολογισμούς συνήθως αρκεί μόνο η πρώτη ιδιομορφή και η αντίστοιχη συχνότητα (Veletsos and Yang, 1976; Malhotra et al., 2000; CEN, 2006a; De Angelis et al., 2009; Nicolici and Bilegan, 2013). Η κατανομή των κυματικών πιέσεων σε συνάρτηση με το βάθος για τις δύο πρώτες ιδιομορφές απεικονίζεται στην Εικόνα 2.4.α, όπου φαίνεται η αμελητέα συνεισφορά της δεύτερης ιδιομορφής.

Συνεπώς, παρατηρείται ότι η κυκλοφορούσα πίεση έχει σημαντική τιμή στο πυθμένα, σε δεξαμενές με μικρό λόγο γ (χαμηλές και μεγάλης κάτοψης δεξαμενές) (Merino et al., 2020). Αντίθετα, για υψίκορμες δεξαμενές με μεγάλο λόγο γ , οι πιέσεις λόγω κυματισμού περιορίζονται στην περιοχή της επιφάνειας του υγρού. Στην Εικόνα 2.4.β καταγράφονται οι τιμές των δύο πρώτων ιδιοσυχνοτήτων του κυματισμού συναρτήσει του λόγου γ . Όπως παρατηρείται, οι ιδιοσυχνότητες του κυματισμού είναι σχεδόν ανεξάρτητες της παραμέτρου γ , όταν αυτή είναι μεγαλύτερη από 1. Στην περίπτωση αυτή, η ακόλουθη σχέση δείχνει ότι η πρώτη ιδιοσυχνότητα είναι ίση με (CEN, 2006a):

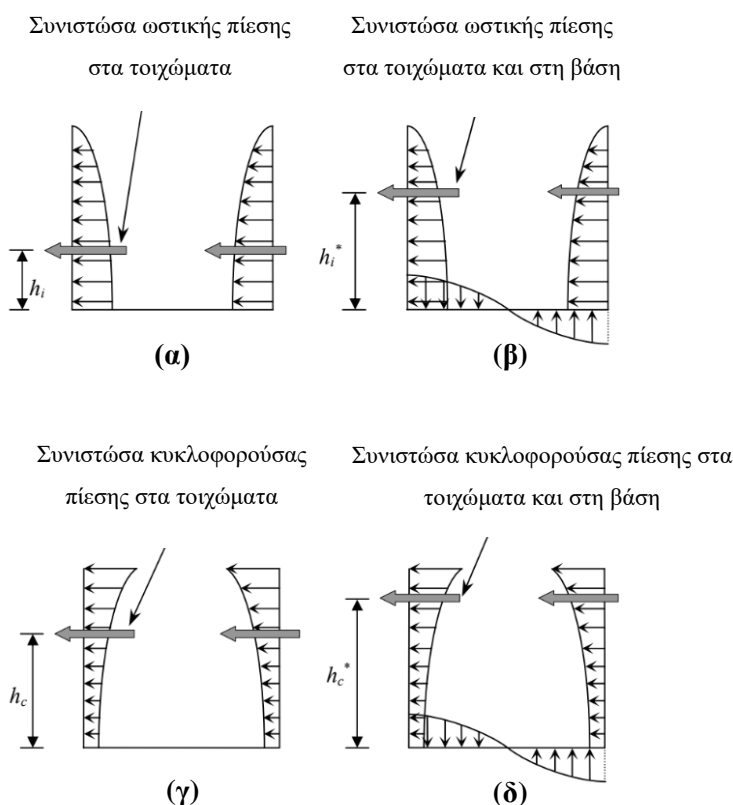
$$\omega_{c1} = 4.2/\sqrt{R} \quad (2.5)$$



Εικόνα 2.4. (α) Καθ' ύψος μεταβολή των πιέσεων της κυκλοφορούσας συνιστώσας των δύο πρώτων ιδιομορφών, για διάφορες τιμές της λυγηρότητας γ , και (β) τιμές των δύο πρώτων ιδιοσυχνοτήτων ως συνάρτηση του λόγου γ (τροποποιημένο από CEN, 2006a).

2.3.5 Συνδυασμός ωστικής - κυκλοφορούσας συνιστώσας

Η χρονοϊστορία της ολικής πίεσης είναι άθροισμα των χρονοϊστοριών της ωστικής και της κυκλοφορούσας πίεσης. Για κάθε συνιστώσα πίεσης χρησιμοποιείται και διαφορετικός συντελεστής συμπεριφοράς q , εξαιτίας της διαφοροποίησης στην απόσβεση ενέργειας. Αναφορικά με την κυκλοφορούσα πίεση, δεν υπάρχει απόσβεση ενέργειας, οπότε $q=1$. Αντίθετα, η ωστική πίεση συνοδεύεται με υστερητική απόσβεση ενέργειας, οπότε ο συντελεστής q λαμβάνεται ίσος με 1.5. Για μη-αγκυρωμένη δεξαμενή, υπό την προϋπόθεση ότι πληρούνται οι οδηγίες του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 4 (CEN, 2006a), ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 2. Οι οδηγίες αφορούν το πάχος της πλάκας, που θα πρέπει να είναι μικρότερο του πάχους του κάτω μέρους του περιβλήματος. Για την επαλληλία των μεγίστων της ωστικής (Εικόνα 2.5.α και β) και κυκλοφορούσας πίεσης (Εικόνα 2.5.γ και δ), χρησιμοποιείται το άθροισμα των απολύτων τιμών των μεγίστων, καθώς και η ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων δίνει αποτελέσματα που δεν είναι συντηρητικά. Στην Εικόνα 2.5 παρουσιάζονται οι κατανομές των ωστικών και κυκλοφορουσών πιέσεων στα τοιχώματα και στη βάση των δεξαμενών.



Εικόνα 2.5. Κατανομές ωστικών πιέσεων (α) στα τοιχώματα, (β) στα τοιχώματα και στη βάση, καθώς και κυκλοφορουσών πιέσεων (γ) στα τοιχώματα, και (δ) στα τοιχώματα και στη βάση δεξαμενής (τροποποιημένο από ΙΤΚ-GSDMA, 2017).

2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ

2.4.1 Καταγραφή κύριων μορφών αστοχιών

Κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης υπάρχουν διάφορες μορφές αστοχιών που εμφανίζονται στις χαλύβδινες κυλινδρικές δεξαμενές. Όταν τα σεισμικά κύματα φθάνουν στην τοποθεσία που βρίσκεται η δεξαμενή, η ωστική συνιστώσα του υγρού περιεχομένου καταπονεί τα τοιχώματα προκαλώντας ροπές ανατροπής στο σύστημα, του οποίου η βάση μπορεί να ολισθήσει ή να ανατραπεί (Μπακάλης, 2018). Όλα τα παραπάνω μπορεί να οδηγήσουν σε αστοχία της σύνδεσης βάσης-τοιχωμάτων ή στην εμφάνιση φαινομένων λυγισμού στα τοιχώματα. Επιπλέον, η κυκλοφορούσα συνιστώσα είναι υπεύθυνη για την κατακόρυφη μετακίνηση του ανώτερου μέρους του υγρού και την εμφάνιση κυματισμού, ο οποίος μπορεί να προκαλέσει βλάβες στα ανώτερα τμήματα των τοιχωμάτων. Συνεπώς, οι πιο συνηθισμένοι τύποι αστοχιών σε, αγκυρωμένες ή μη, δεξαμενές είναι ο λυγισμός των τοιχωμάτων ολίσθηση και το ανασήκωμα της βάσης, οι αστοχίες λόγω κυματισμού, και η αστοχία των αγκυρών.

Λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού δημιουργούνται υψηλές εσωτερικές πιέσεις στα τοιχώματα της δεξαμενής, λόγω του συνδυασμού υδροστατικών και υδροδυναμικών πιέσεων. Οι αξονικές συμπίεστικές τάσεις των τοιχωμάτων συνεισφέρουν στην αντίσταση των δεξαμενών για ανατροπή. Ακόμα και αν σημειωθεί αύξηση της μέγιστης ικανότητας των πιέσεων έναντι λυγισμού, μπορεί να παρατηρηθούν φαινόμενα ελαστοπλαστικού λυγισμού στο κατώτερο τμήμα των τοιχωμάτων που μοιάζει με το σχήμα του ποδιού ελέφαντα (Εικόνα 2.6.α).

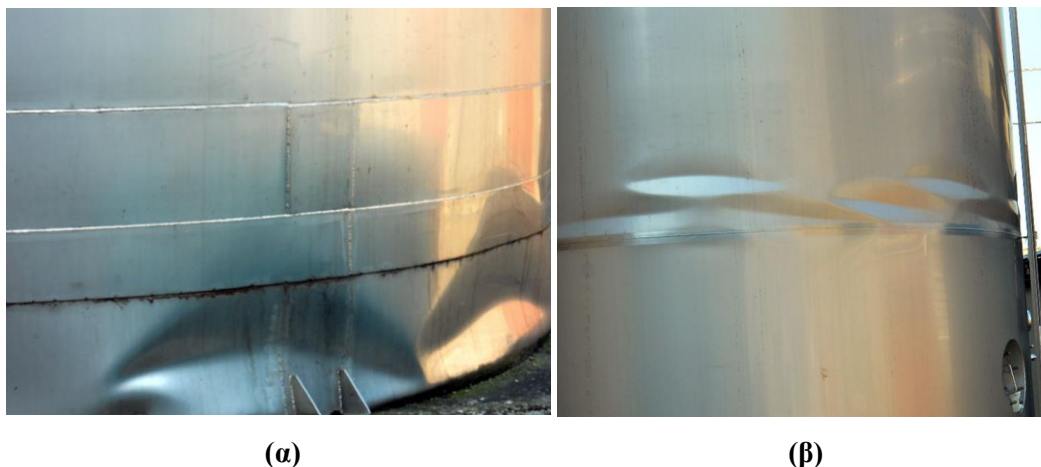


Εικόνα 2.6. Λυγισμός μορφής (α) πόδα ελέφαντα στη βάση δεξαμενής κατά το σεισμό Emilia, 2012 (Buratti and Tavano, 2014), (β) γονάτου ελέφαντα κατά το σεισμό της Αϊτής, 2010 (<https://www.fema.gov/fema-e-74-reducing-risks-nonstructural-earthquake-damage>).

Όταν αυτός ο τύπος λυγισμού εμφανιστεί στα ανώτερα τμήματα των τοιχωμάτων, τότε ο λυγισμός αυτός αναφέρεται ως μορφής γονάτου ελέφαντα (Εικόνα 2.6.β). Σύμφωνα με τους Brunesi et al. (2014), ο λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα αποτελεί την πιο συχνή μορφή λυγισμού των τοιχωμάτων για τις χαλύβδινες δεξαμενές.

Λυγισμός μορφής διαμαντιού

Σε αντίθεση με τη προηγούμενη μορφή λυγισμού, η μορφή διαμαντιού μπορεί να εντοπιστεί σε όλο το ύψος της δεξαμενής. Είναι λιγότερο συνηθισμένη, ενώ μπορεί να εμφανιστεί και για χαμηλά επίπεδα τάσεων. Η μορφή της αναφέρεται κυρίως σε μια τοπική ρυτίδωση του τοιχώματος της δεξαμενής (Εικόνα 2.7).



Εικόνα 2.7. Λυγισμός μορφής διαμαντιού (α) στο κάτω μέρος των τοιχωμάτων, (β) στο μέσο τμήμα των τοιχωμάτων κατά το σεισμό Emilia, 2012 (Buratti and Tavano, 2014).

Αστοχίες λόγω κυματισμού

Είναι γνωστό ότι η κυκλοφορούσα συνιστώσα σχετίζεται σε μεγάλες τιμές ιδιοπεριόδων. Επομένως, όταν διεγείρεται λόγω των σεισμικών κυμάτων μπορεί να προκληθεί κυματισμός του περιεχόμενου υγρού. Όταν τα πλάτη είναι μεγάλα, τότε είναι πιθανή η βλάβη των ανώτερων τμημάτων των τοιχωμάτων, αλλά και της οροφής της δεξαμενής (Εικόνα 2.8) (Goudarzi et al., 2010; 2020). Επομένως, η κυκλοφορούσα συνιστώσα συνεισφέρει στις ροπές ανατροπής στη βάση του συστήματος, αλλά η γενική της επίδραση στη σεισμική απόκριση σε σύγκριση με την ωστική συνιστώσα είναι πολύ μικρή (βλ. § 2.3.3).



Εικόνα 2.8. Λυγισμός του άνω μέρους του τοιχώματος λόγω κυματισμού κατά το σεισμό Northridge, 1994 (Malhotra et al., 2000).

Ολίσθηση ή ανασήκωμα βάσης

Αυτές οι μορφές αστοχίας εντοπίζονται κυρίως σε μη-αγκυρωμένες δεξαμενές (Εικόνα 2.9). Το ανασήκωμα της βάσης αποτελεί το διαχωρισμό της βάσης δεξαμενής από τη θεμελίωση κατά τη διάρκεια ενός σεισμού (Ormeno et al., 2015). Επιπλέον, η υπέρβαση της στατικής τριβής μπορεί να οδηγήσει σε ολίσθηση της βάσης (Malhotra, 2000). Λόγω αυτού του φαινομένου, παρατηρείται σημαντική ανελαστική συμπεριφορά στη σύνδεση βάσης-τοιχωμάτων, προκαλώντας αστοχία είτε λόγω υπέρβασης της αντοχής, είτε λόγω συνεχούς φόρτισης (Prinz and Nussbaumer, 2012; Vathi and Karamanos, 2015).



Εικόνα 2.9. Σχηματική απεικόνιση του φαινομένου ανασηκώματος βάσης δεξαμενής (τροποποιημένο από Prinz and Nussbaumer, 2012).

Αστοχία στη σύνδεση των σωληνώσεων

Τα ακροφύσια λειτουργούν ως συνδέσεις των σωληνώσεων με τη δεξαμενή. Η αστοχία αυτών των συνδέσεων προκαλείται ύστερα από σεισμική δράση και μεγάλες κατακόρυφες

μετακινήσεις (Εικόνα 2.10). Οι κατακόρυφες μετακινήσεις προκύπτουν είτε από τον ελαστοπλαστικό λυγισμό, είτε από τον ελαστικό λυγισμό του κελύφους. Ακόμα, μπορεί να προκύψουν από ανύψωση του τοιχώματος της δεξαμενής ή από αστοχία στη θεμελίωση. Οι συνδέσεις των σωληνώσεων δε μπορούν να παραλάβουν τις κατακόρυφες μετατοπίσεις, με αποτέλεσμα να προκαλείται διάρρηξη της σύνδεσης βάσης-κελύφους και διαρροές του υγρού περιεχομένου.



Εικόνα 2.10. Αποκόλληση του ακροφυσίου σε δεξαμενή αποθήκευσης υγρών (www.apwa.net).

Αστοχία των αγκυρίων

Μια επιπλέον μορφή αστοχίας σε μια δεξαμενή αποθήκευσης υγρών είναι η αστοχία στην αγκύρωση της (Εικόνα 2.11). Οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στα αγκύρια από τη σεισμική διέγερση, όταν φτάσουν σε υψηλές τιμές, μπορούν να προκαλέσουν λυγισμό, αστοχία των αγκυρίων, διάτρηση του σκυροδέματος, αλλά και βλάβες στα τοιχώματα της δεξαμενής.



Εικόνα 2.11. Αστοχία του αγκυρίου σε δεξαμενή αποθήκευσης υγρών (<https://www.structuremag.org/?p=8241>).

2.4.2 Εμπειρία από προηγούμενους σεισμούς

Κατά το παρελθόν έχουν σημειωθεί σοβαρές βλάβες σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών εξαιτίας μεγάλων σεισμών. Η προσεκτική μελέτη της επιρροής των σεισμών σε αυτές τις υποδομές είναι πολύτιμη, αφού μπορεί να χρησιμοποιηθούν για να υλοποιηθούν νέα μέτρα προστασίας για ένα μελλοντικό γεγονός. Η συμπεριφορά των κατασκευών και του εξοπλισμού τους σε προηγούμενους σεισμούς αποτελούν έναν οδηγό όσον αφορά τα προβλήματα και τις αδυναμίες που παρουσιάζουν τα συστήματα αυτά. Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται οι κυριότερες αστοχίες δεξαμενών που έχουν συμβεί σε σημαντικούς σεισμούς του παρελθόντος.

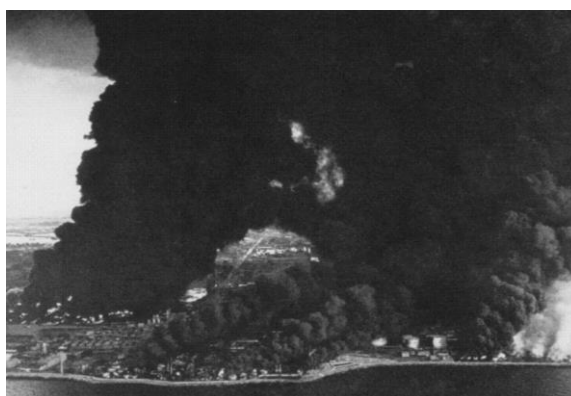
Από τους πρώτους σεισμούς που κίνησαν το ενδιαφέρον των ερευνητών για τη μελέτη της σεισμικής απόκρισης δεξαμενών, ήταν ο σεισμός που έπληξε τη νότια παράκτια περιοχή της Αλάσκα στις 27 Μαρτίου 1964, προκαλώντας εκτενείς βλάβες σε δεξαμενές (Εικόνα 2.12), αλλά και σε άλλες κατασκευές. Την ισχυρή εδαφική κίνηση ακολούθησε τσουνάμι που οδήγησε σε πυρκαγιές και πλημμύρες αρκετών περιοχών. Δεξαμενές γεμάτες ή μισο-γεμάτες με λόγο διαμέτρου προς ύψος μεγαλύτερου από 1.5 υπέστησαν βλάβες κυρίως στο άνω μέρος των τοιχωμάτων, καθώς και λυγισμό της πλωτής οροφής. Οι δεξαμενές με λόγο μικρότερο του 1 παρουσίασαν λυγισμό στο κατώτερο μέρος των τοιχωμάτων ή αστόχησαν ολοσχερώς. Στην περιοχή Valdez (85 χιλιόμετρα από το επίκεντρο), δύο σχετικά μικρές δεξαμενές παρουσίασαν ζημιές λόγω πυρκαγιάς και βυθίστηκαν λόγω κατολίσθησης που συνέβη κοντά στην ακτογραμμή.

Εγκαταστάσεις και δεξαμενές αποθήκευσης πετρελαίου στην περιοχή Whittier (60 χιλιόμετρα από το επίκεντρο) καταστράφηκαν από το τσουνάμι, ενώ σημειώθηκαν εκτενείς διαρροές εύφλεκτων υγρών. Στην περιοχή Seward στον κόλπο της Αλάσκα, το τσουνάμι προκάλεσε ολίσθηση τμήματος της προκυμαίας στην περιοχή, προκαλώντας σοβαρές καταστροφές λόγω πυρκαγιών καταστρέφοντας ολοσχερώς τις 18 από τις 23 δεξαμενές που υπήρχαν στην τοποθεσία. Τέλος, στη χερσόνησο Kenai (περίπου 219 χιλιόμετρα από το επίκεντρο) υπήρχαν δύο διυλιστήρια για την αποθήκευση αργού πετρελαίου και υγροποιημένου αερίου. Οι δεξαμενές που υπέστησαν βλάβες λόγω του σεισμού είχαν διαμέτρους από 8.5 μέχρι 43.9 m και ύψη από 9.1 μέχρι 17.1 m. Τρεις από τις τέσσερις δεξαμενές με λόγο διαμέτρου προς ύψος μικρότερο του 1, αστόχησαν και 5 δεξαμενές με λόγο από 1.5 και άνω, παρουσίασαν βλάβες στην οροφή, αλλά όχι λυγισμό.



Εικόνα 2.12. Λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα στη βάση δεξαμενής κατά τον σεισμό στην Αλάσκα, 1964 (<https://www.fema.gov/fema-e-74-reducing-risks-nonstructural-earthquake-damage> , Steinbrugge Collection, No. S2508).

Το 1964, ο σεισμός Niigata μεγέθους 7.6 της κλίμακας Ρίχτερ, προκάλεσε μεγάλες καταστροφές σε βιομηχανικές κατασκευές (Suzuki, 2008). Η πόλη Niigata, η οποία είχε υποστεί καταστροφές λόγω πυρκαγιάς το 1955, υπέστη αρκετές βλάβες λόγω εκρήξεων και ρευστοποίησης που προκλήθηκαν από τον εν λόγω σεισμό. Επιπλέον, αστοχίες παρατηρήθηκαν σε συνδέσεις αγωγών με δεξαμενές αποθήκευσης βενζίνης στις εγκαταστάσεις Showa Oil Co, που βρίσκονταν μεταξύ του αεροδρομίου και του λιμανιού της περιοχής. Το υγρό περιεχόμενο των δεξαμενών παρουσίασε κυματισμό μεγάλου πλάτους, εξαιτίας της μεγάλης περιόδου της εδαφικής κίνησης λόγω ρευστοποίησης. Διαρροές του περιεχομένου υγρού προς τη θάλασσα προκλήθηκαν από το τσουνάμι και το υπόγειο νερό που απελευθερώθηκε λόγω ρευστοποίησης. Οι πυρκαγιές που εξαπλώθηκαν στις γειτονικές δεξαμενές προκάλεσαν εκρήξεις και νέες εστίες φωτιάς (Watanabe, 1966; Iwabuchi et al., 2006) (Εικόνα 2.13). Συμπερασματικά, ο σεισμός Niigata ήταν ένα από τα πρώτα μεγάλα σεισμικά γεγονότα που συνέβαλαν στον σχεδιασμό των δεξαμενών έναντι συνδυαστικών μορφών γεωκινδύνων, όπως ο σεισμός, το τσουνάμι και η ρευστοποίηση (Kalogerakou, 2015).



Εικόνα 2.13. Πυρκαγιά σε βιομηχανικές εγκαταστάσεις στη Niigata, 1964 (Suzuki, 2008).

Ο σεισμός του Imperial Valley 1979 είχε μέγεθος 6.5 Ρίχτερ και προκάλεσε σημαντικές βλάβες σε αρκετές δεξαμενές που βρίσκονταν περίπου 30 χιλιόμετρα από το επίκεντρο (Εικόνα 2.14). Το ρήγμα Imperial, το οποίο βρισκόταν 5 χιλιόμετρα ανατολικά της τοποθεσίας των δεξαμενών, παρουσίασε σημαντικές εδαφικές μετακινήσεις στην περιοχή. Αναλυτικότερα, δύο γεμάτες δεξαμενές στο εργοστάσιο Imperial Irrigation District υπέστησαν αστοχία στην οροφή. Η αστοχία στην χαλύβδινη πλάκα της οροφής σε συνδυασμό με τον διαχωρισμό της περιμετρικής συγκόλλησης, προκάλεσε διαρροή του πετρελαίου πάνω από την οροφή. Ένας συνολικός αριθμός 18 μη-αγκυρωμένων δεξαμενών υπήρχαν στον τερματικό σταθμό Southern Pacific Lines Inc. Τέσσερις από αυτές παρουσίασαν αστοχίες λυγισμού μορφής πόδα ελέφαντα, ενώ εμφανίστηκαν και δευτερογενή προβλήματα όπως βλάβες της οροφής, των σωληνώσεων, των διατάξεων αντι-περιστροφής, κ.α. Η δεξαμενή με τις πιο δυσμενείς βλάβες είχε κωνική οροφή, περιμετρικό δακτύλιο από σκυρόδεμα, ενώ ήταν κατά 70% γεμάτη κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η αστοχίες σχετίζονταν με λυγισμό των τοιχωμάτων μορφής πόδα ελέφαντα (με τόξο μεγαλύτερο των 90 μοιρών), καθώς και διαχωρισμό της συγκόλλησης πάνω από 10 εκατοστά στην πλάκα της βάσης προκαλώντας διαρροή βενζίνης.



Εικόνα 2.14. Καταστροφή δεξαμενής μετά τον σεισμό Imperial Valley, 1979 (<http://research-it.berkeley.edu/projects/museum-informatics-project>).

Ο σεισμός στην Coalinga το 1983 είχε μέγεθος 6.7 Ρίχτερ και προκάλεσε σοβαρές βλάβες γύρω από την επικεντρική περιοχή. Δεξαμενές αποθήκευσης πετρελαίου μεγάλης διαμέτρου (άνω των 31 m) είχαν κατασκευαστεί σε τοποθεσίες με ονομασίες από το Α μέχρι το Ζ, εντός μιας σχετικά μικρής απόστασης από το επίκεντρο (περίπου 6.5 km) (Manos and Clough, 1985). Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση εκτιμήθηκε περίπου μεταξύ 0.6 g και 0.82 g, ενώ το έδαφος αποτελείτο κυρίως από αλλουβιακές αποθέσεις. Οι δεξαμενές είχαν κυλινδρικό σχήμα, ήταν επίγειες και μη-αγκυρωμένες, ενώ οι περισσότερες είχαν πλωτή οροφή. Στην τοποθεσία Α, από τις 19 δεξαμενές, μόνον οι 2 μεγαλύτερες παρουσίασαν αστοχίες στην πλωτή

οροφή. Στην τοποθεσία Β, οι δεξαμενές υπέστησαν δευτερογενείς αστοχίες στο κέλυφος και διαρροή πετρελαίου στην κορυφή (Εικόνα 2.15). Στη συνέχεια, η περιοχή Γ που βρισκόταν 4.5 km νοτιοδυτικά του epicέντρου, υπήρχαν δεξαμενές οι οποίες παρουσίασαν αστοχίες στην οροφή και διαρροές αργού πετρελαίου. Στις τοποθεσίες Δ, Ε και Ζ παρατηρήθηκαν κυρίως διαρροές, βλάβες στα αγκύρια και φαινόμενα λυγισμού των τοιχωμάτων.



Εικόνα 2.15. Διαρροή πετρελαίου από την κορυφή σε δεξαμενή μετά το σεισμό Coalinga (<https://www.edac.biz/en/research/earthquakes/structures-and-building-types/structures-of-high-risk-potential-special-structures/>).

Στις 17 Αυγούστου 1999, ο σεισμός Kocaeli μεγέθους 7.4 Ρίχτερ έπληξε μια μεγάλη περιοχή της βορειοδυτικής Τουρκίας. Το επίκεντρο του σεισμού ήταν 7 km νοτιοανατολικά της πόλης Izmit και 80 km ανατολικά της Κωνσταντινούπολης (Yazici and Cili, 2008). Ο σημαντικός αριθμός εγκαταστάσεων που σημείωσαν βλάβες βρίσκονταν εντός 15 km από το επίκεντρο, όπου η ένταση του σεισμού παρουσίασε υψηλά επίπεδα. Το διυλιστήριο πετρελαίου της Turpas περιείχε περισσότερες από 10 δεξαμενές σε διάφορα μεγέθη, όπου οι περισσότερες είχαν πλωτές οροφές (Bendimerad et al., 2000; Persson and Lonnermark, 2004).

Οι κυριότερες μορφές αστοχίας που εμφάνισαν οι δεξαμενές αυτές ήταν ο λυγισμός των τοιχωμάτων, η καταβύθιση των πλωτών οροφών και οι πυρκαγιές. Οι μεγαλύτερες πυρκαγιές εμφανίστηκαν σε δεξαμενές που περιείχαν εύφλεκτα υγρά, όπως η αμμωνία (Erdik, 2000). Κύριος λόγος ανάφλεξης της αμμωνίας είναι οι σπινθήρες που προκαλούνται λόγω της τριβής της πλωτής οροφής με τα τοιχώματα της δεξαμενής εξαιτίας του υπέρμετρου κυματισμού. Επιπλέον, στο εργοστάσιο αερίου Habas υπήρχαν δεξαμενές οι οποίες αστόχησαν λόγω του σεισμού αυτού. Η κύρια μορφή αστοχίας των δύο εκ των τριών δεξαμενών, ήταν η αστοχία των υποστυλωμάτων της βάσης (Εικόνα 2.16) (Sezen and Whittaker, 2006; Sezen et al., 2008).



Εικόνα 2.16. Αστοχία υποστυλωμάτων σε δεξαμενές της εγκατάστασης Habas (Sezen et al., 2000).

Ο σεισμός Tokachi-oki, μεγέθους 8 Ρίχτερ το 2003, χαρακτηριζόταν από εδαφικές κινήσεις μεγάλου πλάτους και περιόδων γύρω στα 10 sec. Επομένως, λόγω των μεγάλων τιμών ιδιοπεριόδων προκλήθηκαν φαινόμενα κυματισμού στις μεγάλες δεξαμενές αποθήκευσης υγρών σημειώνοντας αρκετές αστοχίες (Hatayama, 2008). Συγκεκριμένα, επτά δεξαμενές με πλωτή οροφή υπέστησαν πυρκαγιές ή/και καταβύθιση της πλωτής οροφής (Yoshida, 2014). Ο κυματισμός των δεξαμενών που αστόχησαν παρουσίαζε ιδιοπεριόδους της τάξης των 5 έως 12 sec, οι οποίες ήταν αρκετά κοντά στις ιδιοπεριόδους των εδαφικών κινήσεων που προκλήθηκαν από τον σεισμό.

Ένας συνδυασμός σεισμού του Tohoku μεγέθους 9 Ρίχτερ, και τσουνάμι, σημειώθηκε στην Ιαπωνία το 2011. Το τσουνάμι προκάλεσε εκτενείς καταστροφές σε δεξαμενές πετρελαίου και σε άλλες εγκαταστάσεις (Εικόνα 2.17.α). Οι δεξαμενές και οι αγωγοί που βρίσκονταν στην ακτή του Ειρηνικού ωκεανού της βορειοανατολικής Ιαπωνίας καταστράφηκαν ολοσχερώς από το τσουνάμι. Επιπλέον, εδαφικές κινήσεις μεγάλων περιόδων προκάλεσαν κυματισμό στις δεξαμενές πετρελαίου, καθώς και αστοχίες των υποστυλωμάτων στις υπερυψωμένες δεξαμενές (Εικόνα 2.17.β), με αποτέλεσμα την καταβύθιση των πλωτών οροφών και της διαρροής του υγρού περιεχομένου. Αν και οι τιμές της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης ήταν μεγαλύτερες από 0.5 g σε περιοχές κοντά στην ακτή της βορειοανατολικής Ιαπωνίας, οι δεξαμενές πετρελαίου παρουσίασαν βλάβες λόγω ρευστοποίησης.



(α)

(β)

Εικόνα 2.17. (α) Αστοχία δεξαμενής λόγω τσουνάμι και (β) δεξαμενές μετά από έκρηξη μετά τον σεισμό Tohoku, 2011 (Zama et al., 2012).

2.5 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Τα τελευταία χρόνια αναπτύχθηκαν αρκετοί κανονισμοί και οδηγίες σχετικά με τη δυναμική ανάλυση και τον αντισεισμικό σχεδιασμό δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Σε αυτήν την ενότητα θα αναφερθούν τα πιο σημαντικά σημεία των Ευρωπαϊκών και Αμερικάνικων κανονισμών, καθώς και των οδηγιών από την Ινδία και τη Νέα Ζηλανδία. Ένας σχετικά καινούριος κανονισμός για τον αντισεισμικό σχεδιασμό δεξαμενών αποθήκευσης υγρών είναι ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 4 (CEN, 2006a). Αναφέρεται κυρίως στον αντισεισμικό σχεδιασμό σιλό, αγωγών και δεξαμενών, ενώ είναι μέρος των οδηγιών CEN/TC250. Το Μέρος 4 διευκρινίζει τις αρχικές έννοιες και τους κανόνες εφαρμογής για τον σχεδιασμό δεξαμενών και περιέχει σημαντικές πληροφορίες για την εκτίμηση των σεισμικών δράσεων βάσει της μελέτης του Rotter (1990) σχετικά με τον λυγισμό κελύφους υπό εσωτερικές πιέσεις.

Οι κανόνες είναι αρκετά γενικοί και μπορούν να εφαρμοστούν σε δεξαμενές διαφορετικών υλικών, όπως ο χάλυβας, το σκυρόδεμα και το πλαστικό. Είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι αυτές οι οδηγίες μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε συνδυασμό με άλλους σχετικούς ευρωκώδικες. Για παράδειγμα, ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 1 (CEN, 2004) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον καθορισμό του φάσματος σχεδιασμού. Επιπλέον, ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 1-6 (CEN, 2007) δίνει τους βασικούς κανόνες σχεδιασμού για την αντοχή και την ευστάθεια χαλύβδινων δεξαμενών, καλύπτοντας τις κύριες μορφές αστοχίας με περισσότερη έμφαση στα φαινόμενα λυγισμού των τοιχωμάτων. Τέλος, ο Ευρωκώδικας 3 – Μέρος 4.2 (CEN, 2006b) περιέχει τις αρχές και τους κανόνες εφαρμογής για τον γενικό σχεδιασμό κυλινδρικών επίγειων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών.

Ο κανονισμός API 650 (API, 1998) αναφέρεται στον γενικό σχεδιασμό δεξαμενών αποθήκευσης υγρών και χρησιμοποιείται ευρέως από την πετροχημική βιομηχανία για τον σχεδιασμό και τη κατασκευή τέτοιων υποδομών. Ειδικότερα, το Παράρτημα Ε σχετίζεται αποκλειστικά με τον αντισεισμικό σχεδιασμό, και περιέχει οδηγίες για τον ντετερμινιστικό αντισεισμικό σχεδιασμό δεξαμενών, καθώς και για τον υπολογισμό της αντοχής τους. Επιπλέον, εμπεριέχονται οδηγίες για τον υπολογισμό των περιφερειακών υδροδυναμικών τάσεων, την εκτίμηση του κυματισμού και της κατακόρυφης συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης.

Οι οδηγίες αντισεισμικού σχεδιασμού δεξαμενών από τη Νέα Ζηλανδία (NZEE, 1986) αναπτύχθηκαν από μια ομάδα μελέτης του τμήματος σεισμικής μηχανικής της χώρας. Ο σκοπός αυτής της διερεύνησης ήταν η συσχέτιση της προϋπάρχουσας πληροφορίας σε δημοσιεύσεις και κώδικες, με την παραγωγή νέων οδηγιών για να καλύψουν ένα μεγάλο εύρος δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Επιπλέον, ένας στόχος ήταν η δημιουργία μιας ενοποιημένης προσέγγισης για τον σχεδιασμό των δεξαμενών ανεξαρτήτως υλικού ή λειτουργίας.

Για να διορθωθούν οι ανεπάρκειες των προηγούμενων κανονισμών, το Ινδικό Ινστιτούτο Τεχνολογίας συνέθεσε τις οδηγίες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό δεξαμενών αποθήκευσης υγρών (IITK-GSDMA, 2007). Με αυτόν τον τρόπο, ο σχεδιασμός γίνεται πιο αποδοτικός από τους μηχανικούς, ενώ κάθε ενότητα περιέχει αναλυτικά σχόλια και περιγραφή κάθε οδηγίας. Επιπλέον, καλύπτει κατηγορίες: (α) έδρασης δεξαμενών, όπως οι επίγειες, οι υπερυψωμένες, (β) σχήματος, όπως οι κυλινδρικές και ορθογώνιες, ενώ για καθεμία από αυτές αναφέρονται αναλυτικά παραδείγματα υπολογισμών για τον σχεδιασμό τους.

2.5.1 Απλοποιητική διαδικασία σχεδιασμού πακτωμένων δεξαμενών

Το σύστημα δεξαμενής-υγρού προσομοιώνεται μέσω δύο μονοβάθμιων συστημάτων. Το ένα αντιστοιχεί στην ωστική συνιστώσα, κινούμενο μαζί με το εύκαμπτο τοίχωμα, ενώ το άλλο αντιστοιχεί στη κυκλοφορούσα συνιστώσα του υγρού περιεχομένου. Επιπλέον, ο συνδυασμός της απόκρισης των δύο συστημάτων, προκύπτει από το άθροισμά τους. Οι ιδιοπερίοδοι (σε sec) της ωστικής και κυκλοφορούσας συνιστώσας προκύπτουν από (CEN, 2006):

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho \cdot H}}{\sqrt{\frac{s}{R} \sqrt{E}}} \quad (2.6)$$

$$T_{con} = C_c \cdot \sqrt{R} \quad (2.7)$$

όπου, H είναι το ύψος της στάθμης της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού [m], R είναι η ακτίνα της δεξαμενής [m], S είναι το ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος των τοιχωμάτων της δεξαμενής [m], ρ είναι η πυκνότητα του περιεχομένου υγρού [kg/m^3], και E είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής [Pa].

Οι συντελεστές C_i και C_c για τις ιδιοπεριόδους δίνονται από τον Πίνακα 2.1, όπου ο συντελεστής C_i είναι αδιάστατος. Αν η ακτίνα της δεξαμενής R είναι σε μέτρα, τότε ο συντελεστής C_c είναι σε $\text{s/m}^{1/2}$. Στον Πίνακα 2.1 δίνονται και οι μάζες m_i και m_c , συναρτήσει της συνολικής μάζας m . Ακόμα, δίνονται τα ύψη h_i και h_c από τη βάση της δεξαμενής, για εφαρμογή της συνισταμένης των πιέσεων από την ωστική και τη κυκλοφορούσα μάζα. Τα ύψη αυτά χρησιμοποιούνται επίσης και για τον υπολογισμό των ροπών ανατροπής.

Πίνακας 2.1. Συντελεστές C_i και C_c για τις ιδιοπεριόδους, μάζες m_i και m_c και ύψη h_i και h_c από τη βάση της δεξαμενής για την εφαρμογή των πιέσεων (CEN, 2006a).

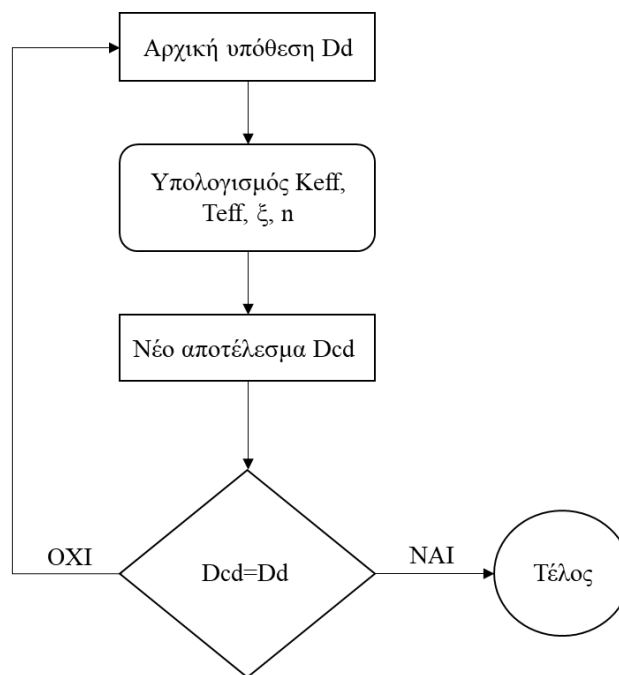
H/R	C_i	C_c ($\text{s/m}^{1/2}$)	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H
0.3	9.28	2.09	0.176	0.824	0.400	0.521
0.5	7.74	1.74	0.300	0.700	0.400	0.543
0.7	6.97	1.60	0.414	0.586	0.401	0.571
1.0	6.36	1.52	0.548	0.452	0.419	0.616
1.5	6.06	1.48	0.686	0.314	0.439	0.690
2.0	6.21	1.48	0.763	0.237	0.448	0.751
2.5	6.56	1.48	0.810	0.190	0.452	0.794
3.0	7.03	1.48	0.842	0.158	0.453	0.825

2.5.2 Επαναληπτική διαδικασία σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης

Η ενότητα αυτή αναφέρεται στον σχεδιασμό κατασκευών με σεισμική μόνωση, η οποία συνήθως τοποθετείται κάτω από την ανωδομή, με στόχο τη μείωση της σεισμικής καταπόνησης της κατασκευής (CEN, 2004). Γενικά, η μείωση της σεισμικής απόκρισης επιτυγχάνεται αυξάνοντας την ιδιοπερίοδο της σεισμικά μονωμένης κατασκευής, τροποποιώντας τις ιδιομορφές και αυξάνοντας την απόσβεση. Η μέθοδος ισοδύναμης γραμμικής δύναμης (Equivalent Linear Force – ELF) (ASCE, 2010; Bouassida et al., 2012) είναι μια επαναληπτική διαδικασία που στοχεύει στον σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Θεωρείται ως η πιο απλή μέθοδος που δίνει σημαντικές πληροφορίες για τη συμπεριφορά και τις απαιτήσεις της σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Yenidogan and Erdik, 2016).

Συγκεκριμένα, γίνεται μια αρχική υπόθεση για τη μετακίνηση σχεδιασμού των εφεδράνων, και μέσω υπολογισμών για τον αριθμό, την ισοδύναμη δυσκαμψία, περίοδο και

απόσβεση του συστήματος σεισμικής μόνωσης εξετάζεται εάν το αποτέλεσμα που βρέθηκε είναι ίδιο με την αρχική εκτίμηση. Εάν όχι, τότε οι υπολογισμοί ξεκινούν από την αρχή λαμβάνοντας υπόψη το νέο αποτέλεσμα για τη νέα αρχική μετακίνηση σχεδιασμού. Όπως φαίνεται σχηματικά στο διάγραμμα ροής στην Εικόνα 2.18, η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι το τελικό αποτέλεσμα να ταυτίζεται με την επιθυμητή επίδοση του συστήματος.



Εικόνα 2.18. Διάγραμμα ροής για τη διαδικασία σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης.

2.6 ΤΡΟΠΟΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ

Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζονται οι κυριότεροι τρόποι προσομοίωσης για την εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης και τρωτότητας κυλινδρικών δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Τα προσομοιώματα χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης δεξαμενών εφαρμόζοντας μεθόδους που βασίζονται είτε στη μη-γραμμική στατική, είτε στη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση. Η πολυπλοκότητα των δεξαμενών αποθήκευσης ως κατασκευές και κυρίως η μελέτη της αλληλεπίδρασης υγρού-δεξαμενής-θεμελίωσης καθιστά αναγκαία την προσομοίωσή τους (Abali and Uckan, 2010; Bagheri and Farajian, 2016; Bakalis et al., 2017a). Η προσομοίωση των δεξαμενών πραγματοποιείται τόσο μέσω απλοποιητικών προσομοιωμάτων, όσο και με τη χρήση λεπτομερέστερων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων.

Τα τρισδιάστατα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων προσφέρουν μεγάλη ακρίβεια αποτελεσμάτων, η οποία όμως απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό φόρτο που απαιτείται

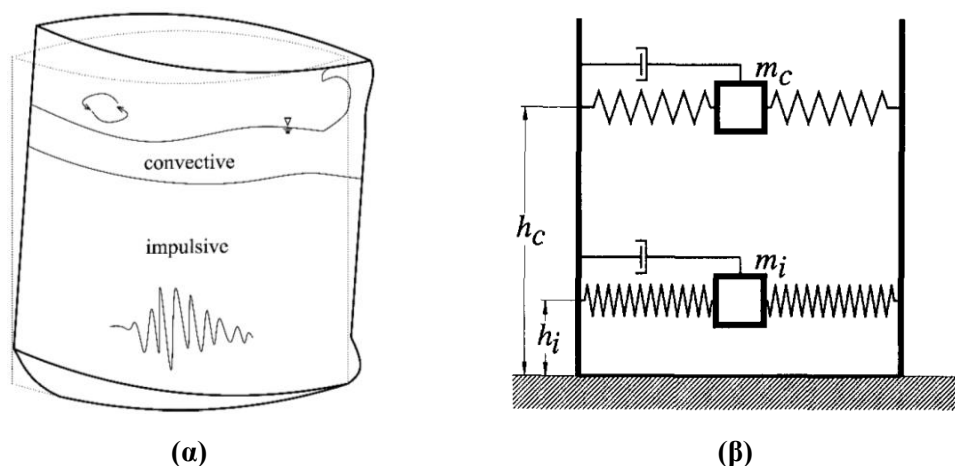
για τις αναλύσεις (Kilic and Ozdemir, 2007; Ozdemir et al., 2012; Caputo et al., 2019; Sharma et al., 2019). Από την άλλη πλευρά, η χρήση ενός ρεαλιστικού απλοποιητικού προσομοιώματος είναι πολλές φορές ικανοποιητική, διότι ενώ υστερεί σε ακρίβεια, είναι ικανή να δώσει μια πολύ καλή πρώτη εκτίμηση του εξεταζόμενου προβλήματος. Σύμφωνα με τους Konstandakopoulou and Hatzigeorgiou (2017), η προσομοίωση των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών μέσω απλοποιητικών προσομοιωμάτων προτείνεται από όλες τις σχετικές οδηγίες, όπως ο Ευρωκώδικας 8 – Μέρος 4 (CEN, 2006a), API 650 (1998), NZEE (2009), και IITK-GSDMA (2007). Επιπλέον, σχετικές μελέτες έχουν αποδείξει ότι τα απλοποιητικά προσομοιώματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για την ανάλυση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών (Kim and Lee, 1995; Christovasilis and Whittaker, 2008). Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά οι απλοποιητικές μέθοδοι, καθώς και οι μέθοδοι πεπερασμένων και ακουστικών στοιχείων για την προσομοίωση της δυναμικής αλληλεπίδρασης δεξαμενής-υγρού.

2.6.1 Μηχανικό προσομοίωμα

Το μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων βασίζεται στην προσομοίωση της υδροδυναμικής απόκρισης της δεξαμενής (Εικόνα 2.19.α) με τη μορφή μαζών και ελατηρίων. Αναπτύχθηκε πρώτη φορά από τον Housner (1963) και πρόκειται για προσομοίωμα με δύο βαθμούς ελευθερίας. Το προσομοίωμα αποτελείται από την ωστική μάζα m_i , η οποία τοποθετείται σε ύψος h_i από τον πυθμένα, σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 4 (CEN, 2006a). Η ωστική μάζα συνδέεται με τα τοιχώματα της δεξαμενής μέσω ελατηρίων. Η ίδια διαδικασία ακολουθείται και για τη κυκλοφορούσα 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 (Εικόνα 2.19.β). Επιπλέον, στα μηχανικά προσομοιώματα ελατηρίων συνήθως χρησιμοποιείται μόνο η πρώτη ιδιοπερίοδος (Malhotra, 2000).

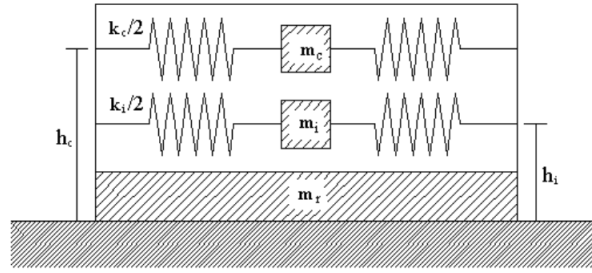
Το μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων έγινε πιο αξιόπιστο όταν ελήφθησαν υπόψη οι υδροδυναμικές εξισώσεις που περιγράφουν τη συμπεριφορά του υγρού εντός άκαμπτης, πακτωμένης στη θεμελίωση, δεξαμενής. Οι Malhotra and Veletsos (1994a) πρότειναν ένα μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων για μη-αγκυρωμένες δεξαμενές, στο οποίο το φαινόμενο ανασηκώματος της βάσης προσομοιώνεται ιδανικά, θεωρώντας την πλάκα του πυθμένα σαν μια σειρά ομοιόμορφων ημι-απείρων πρισματικών δοκών που στηρίζονται σε άκαμπτη θεμελίωση. Το συγκεκριμένο προσομοίωμα ελατηρίων συνίσταται κυρίως για άκαμπτες πακτωμένες δεξαμενές, 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. Στην περίπτωση των εύκαμπτων δεξαμενών συμπεριλαμβάνεται και η μάζα, η οποία προσομοιώνει την ευκαμψία του συστήματος υγρού-δεξαμενής. Η εύκαμπτη μάζα συνδέεται με τα τοιχώματα της δεξαμενής μέσω ελατηρίου κατάλληλης δυσκαμψίας (Veletsos, 1984).



Εικόνα 2.19. (α) Ωστική και κυκλοφορούσα συνιστώσα δεξαμενής (Μπακάλης, 2018), (β) απλοποιητικό προσομοίωμα ελατηρίων και μαζών (Malhotra, 2000).

Ο Haroun (1983) κατασκεύασε ένα μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων, ενώ έλαβε υπόψη και την παραμορφωσιμότητα των τοιχωμάτων χρησιμοποιώντας κατάλληλες μαθηματικές σχέσεις. Στο εν λόγω προσομοίωμα, ένα μέρος του υγρού κινείται ανεξάρτητα από τη δεξαμενή, ενώ το υπόλοιπο κινείται ενιαία μαζί με τα τοιχώματά της. Επίσης, ένα μέρος της ωστικής μάζας κινείται ανεξάρτητα από τα τοιχώματα με μπρος-πίσω κινήσεις και ονομάζεται μάζα δυσκαμψίας. Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα οι συνολικές μάζες είναι τρεις, οι m_i , m_c και m_r , εκ των οποίων η ωστική και η κυκλοφορούσα συνδέονται με ελατήρια κατάλληλης δυσκαμψίας, k_i και k_c αντίστοιχα, με τα τοιχώματα της δεξαμενής (Εικόνα 2.20). Το προσομοίωμα συμπεριφέρεται ικανοποιητικά τόσο για αγκυρωμένες, όσο και για μη-αγκυρωμένες δεξαμενές. Τα μηχανικά προσομοιώματα ελατηρίων μέσα από σχετικές παραμετρικές διερευνήσεις που έχουν πραγματοποιηθεί, παρουσιάζουν ικανοποιητικά αποτελέσματα με μικρό σχετικά υπολογιστικό κόστος. Τα αποτελέσματά τους προσεγγίζουν σε ικανοποιητικό βαθμό τα αντίστοιχα ενός περίπλοκου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.



Εικόνα 2.20. Μονοδιάστατο δυναμικό προσομοίωμα δεξαμενής (Shrimali and Jangid, 2002).

2.6.2 Απλοποιητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου

Το απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου “Joystick” (Bakalis et al., 2017a, b; Μπακάλης, 2018) αποτελεί μια ιδιαίτερα αποτελεσματική επιλογή για την προσομοίωση των δεξαμενών. Αναλυτικότερα, αποτελείται από ένα κατακόρυφο στοιχείο δοκού που φέρει την ωστική μάζα του συστήματος δεξαμενής-υγρού, ενώ στηρίζεται σε άκαμπτες οριζόντιες δοκούς που αναπαριστούν τη βάση της δεξαμενής (Εικόνα 2.21). Δίνεται μια επαρκώς μεγάλη τιμή μέτρου ελαστικότητας και διαστάσεων διατομής των δοκών αυτών για την προσομοίωση μιας πρακτικά άκαμπτης βάσης (π.χ., πλάκα βάσης από σκυρόδεμα) (Bakalis et al., 2017a; Kumar and Saha, 2021). Επιπλέον, οι δοκοί της βάσης εδράζονται σε σημειακά ελατήρια στην περιφέρεια της δεξαμενής, ενώ η μεταλλική βάση της δεξαμενής αντικαθίσταται από έναν αριθμό άκαμπτων δοκών (Εικόνα 2.22). Η μη-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος λαμβάνεται υπόψη μέσω σημειακών ελατηρίων που συνδέουν τη βάση με το έδαφος, των οποίων τα χαρακτηριστικά αντιστοιχούν σε μια λωρίδα βάσης πλάτους b_w :

$$b_w = \frac{2 \cdot \pi \cdot R}{n} \quad (2.8)$$

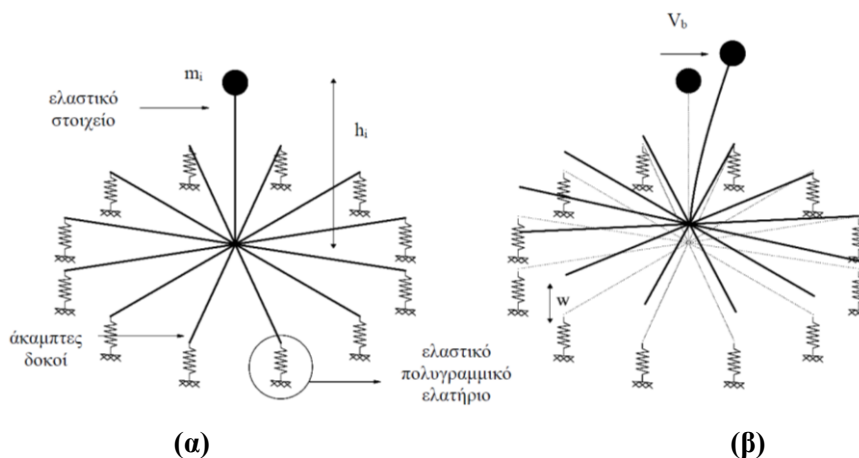
όπου, n είναι ο αριθμός των δοκών βάσης (προτείνεται ζυγός αριθμός, $n \geq 8$), και R είναι η ακτίνα της δεξαμενής [m].

Χρησιμοποιείται ένα ελαστικό, μη-γραμμικό υλικό για την προσομοίωση της αντίστασης έναντι ανασηκώματος των ελατηρίων της περιφέρειας, ενώ οι παράμετροι του ελαστικού κατακόρυφου στοιχείου που συνδέει την ωστική μάζα του υγρού με τη βάση υπολογίζονται βάσει των ιδιοτήτων της θεμελιώδους ωστικής περιόδου και μάζας από τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 4 (CEN, 2006a):

$$T_i = C_i \cdot \frac{\sqrt{\rho \cdot H}}{\sqrt{\frac{t}{R} \cdot \sqrt{E}}} \quad (2.9)$$

όπου, C_i είναι ο συντελεστής της ωστικής ιδιοπεριόδου από τον Πίνακα A.2 (CEN, 2006a), H είναι το ύψος της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού [m], R είναι η ακτίνα της δεξαμενής [m], t

είναι το πάχος των τοιχωμάτων της δεξαμενής [m], ρ είναι η πυκνότητα του υγρού περιεχομένου [kg/m^3] και, E είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής [Pa].

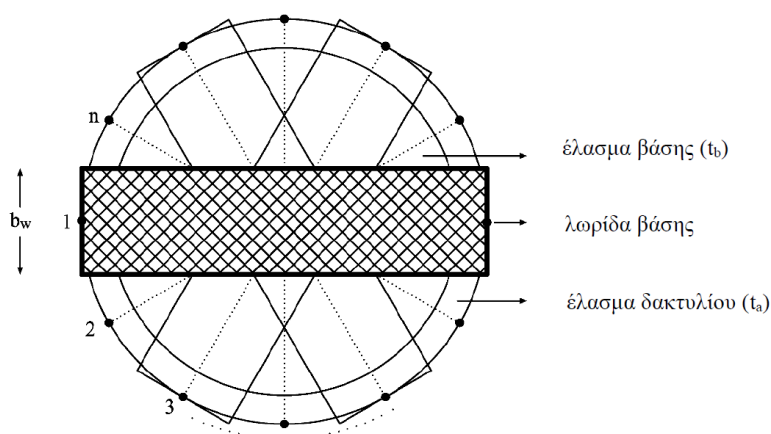


Εικόνα 2.21. (α) Το απλοποιητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου και (β) το φαινόμενο ανασηκώματος βάσης (Μπακάλης, 2018).

Επιπλέον, η δυσκαμψία της ωστικής συνιστώσας του υγρού δίνεται ως εξής:

$$k_i = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m_i}{T_i^2} \quad (2.10)$$

όπου, m_i είναι η ωστική μάζα του υγρού που υπολογίζεται από τον Πίνακα Α.2 (CEN, 2006a) [kg], και, T_i είναι η θεμελιώδης περίοδος της ωστικής συνιστώσας [sec]. Επομένως, η επαλήθευση των προσομοιωμάτων μπορεί να επιτευχθεί όταν η ιδιοπερίοδος του προσομοιώματος προσεγγίζει επαρκώς την ιδιοπερίοδο της εξίσωσης (2.9).



Εικόνα 2.22. Τα κύρια χαρακτηριστικά της βάσης δεξαμενής (Μπακάλης, 2018).

Για την απόκριση του συστήματος, είναι απαραίτητο ένα βήμα προκαταρκτικής ανάλυσης για τον καθορισμό της αντίστασης έναντι ανασηκώματος των περιφερειακών ελατηρίων της βάσης. Το βήμα αυτό πραγματοποιείται μέσω της ανάλυσης μιας λωρίδας της

βάσης (Malhotra and Veletsos, 1994b) και αναπαρίσταται μέσω στοιχείων δοκού. Είναι αξιοσημείωτο ότι η διαδικασία της προκαταρκτικής ανάλυσης μπορεί να διαρκέσει μερικά λεπτά, αλλά απαιτείται μόνο μία φορά για την επαλήθευσή του με το πραγματικό σύστημα της δεξαμενής. Όταν γίνει η βαθμονόμηση, το προσομοίωμα αυτό μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την εκτέλεση μη-γραμμικών στατικών ή δυναμικών αναλύσεων σε μερικά δευτερόλεπτα, χωρίς να απαιτείται ξανά η εκτέλεση της της προκαταρκτικής ανάλυσης. Ένα επιπλέον σημαντικό χαρακτηριστικό είναι ότι το απλοποιητικό προσομοίωμα δεν περιορίζεται στις μη-αγκυρωμένες δεξαμενές, αλλά μπορεί να χρησιμοποιηθεί και για αγκυρωμένες (Μπακάλης, 2018).

2.6.3 Μέθοδος προστιθέμενων μαζών

Η μέθοδος προστιθέμενων μαζών αναπτύχθηκε αρχικά από τον Westergaard (1933) σε μια μελέτη σχετικά με τη δυναμική αλληλεπίδραση ρευστού-κατασκευής φραγμάτων. Σύμφωνα με την εν λόγω μεθοδολογία, οι υδροδυναμικές πιέσεις που επιβάλλει το υγρό στο άκαμπτο φράγμα κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι ίδια με αυτή του όγκου του νερού που κινείται ταυτόχρονα με το φράγμα. Όσον αφορά τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, υπάρχουν δύο κατηγορίες προσομοιωμάτων προστιθέμενων μαζών: (α) αυτά που αναπαριστούν την καθολική συμπεριφορά των δεξαμενών (Shrimali and Jangid, 2003; De Angelis et al., 2009; Kildashti et al., 2018), και (β) αυτά που προσομοιώνουν την τοπική συμπεριφορά των τοιχωμάτων (Virella et al., 2005, 2006; Buratti and Tavano, 2014).

Ειδικότερα, η μέθοδος προστιθέμενων μαζών αναφέρεται στην προσομοίωση των μαζών του υγρού και την ανάθεση αυτών σε κόμβους του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, μέσω στοιχείων μιας διεύθυνσης. Αφού οι προστιθέμενες μάζες προέρχονται από τις υδροδυναμικές πιέσεις, θα πρέπει να ανατεθούν με τέτοιο τρόπο που να προσδίδουν μόνον αδράνεια. Επομένως, η προσομοίωση του υγρού γίνεται μέσω ενός συνόλου μαζών, καταναμημένων στην επιφάνεια των τοιχωμάτων. Για τα προσομοιώματα προστιθέμενης μάζας υπάρχουν οι παρακάτω προσεγγίσεις (Virella et al., 2005):

- Κανονικοποιημένη προσέγγιση μάζας.
- Προσέγγιση ισοδύναμης πυκνότητας μάζας.

Όσον αφορά την κανονικοποιημένη προσέγγιση (Εικόνα 2.23), η μάζα του υγρού είναι συγκεντρωμένη σε διαφορετικούς κόμβους της δεξαμενής με σταθερό μέγεθος γύρω από την περιφέρειά της. Η μάζα κάθε κόμβου συνδέεται με το τοίχωμα της δεξαμενής με άκαμπτα, σημειακά στοιχεία στερέωσης. 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 τη προσέγγιση ισοδύναμης πυκνότητας μάζας, η πυκνότητα της μάζας στα στοιχεία του κελύφους αυξάνεται τεχνητά, προκειμένου να υπολογιστεί η ωστική συνιστώσα της πίεσης του υγρού. Η προσέγγιση αυτή παρουσιάζει το πρόβλημα ότι η ίδια η μάζα αποδίδεται σε κάθε βαθμό ελευθερίας στους κόμβους του κελύφους και όχι αποκλειστικά στην κατεύθυνση των τοιχωμάτων, όπως θα έπρεπε. Τα αποτελέσματά της είναι ικανοποιητικά για την εύρεση των ιδιομορφών, όπου η μάζα του υγρού κινείται προς την 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 (1963).



Εικόνα 2.23. Αναπαράσταση προσομοιώματος προστιθέμενων μαζών στην περίμετρο της δεξαμενής (τροποποιημένο από Virella et al., 2005).

2.6.4 Μέθοδος ισοδύναμου φορτίου

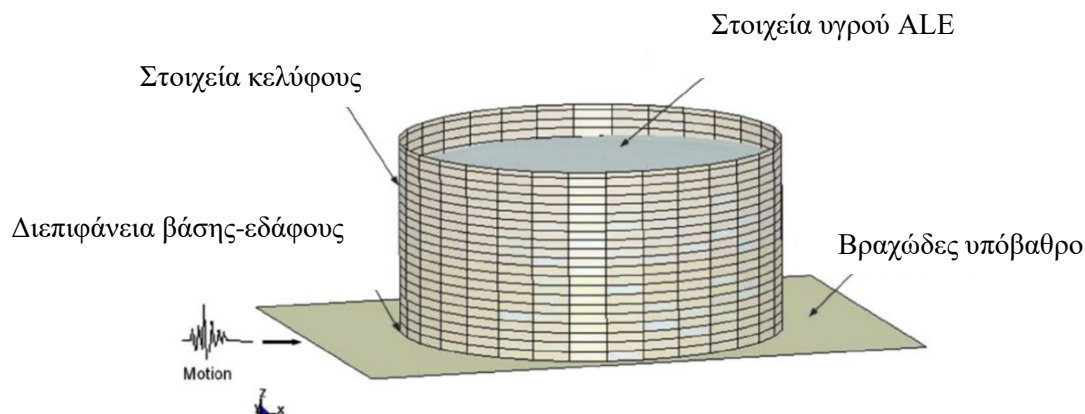
Η βασική θεώρηση της μεθόδου ισοδύναμου φορτίου είναι η μετατροπή της προστιθέμενης μάζας σε δυναμική επιφανειακή πίεση. Σε σύγκριση με το προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας, το προσομοίωμα αυτό όχι μόνον απλουστεύει τους υπολογισμούς, αλλά και βελτιώνει την υπολογιστική αποτελεσματικότητα. Το προσομοίωμα 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 διέγερσης. Η προσομοίωση του υγρού πραγματοποιείται με στοιχεία δοκού παράλληλα στον οριζόντιο άξονα.

Στη μελέτη των Li et al. (2014) μελετάται η σεισμική απόκριση δεξαμενής μεγάλων διαστάσεων με εφαρμογή της μεθόδου ισοδύναμου φορτίου. Πραγματοποιήθηκαν συγκρίσεις προσομοιωμάτων που χρησιμοποιούν τη μέθοδο προστιθέμενων μαζών και τη μέθοδο ισοδύναμου φορτίου. Τα ευρήματα έδειξαν ότι η υπολογιστική αποδοτικότητα των δύο μεθόδων είναι παρόμοια, αλλά όσον αφορά τους υπολογισμούς της δυναμικής απόκρισης, η μέθοδος ισοδύναμου φορτίου παρουσιάζει καλύτερα αποτελέσματα.

2.6.5 Μέθοδος Lagrange

Σύμφωνα με τη μέθοδο Lagrange (Wilson and Khalvati, 1983), λαμβάνεται υπόψη η γραμμική ελαστική συμπεριφορά του υγρού (Bayraktar et al., 2010; Phan et al., 2017). Η μέθοδος αυτή χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της κίνησης του υγρού σε δύσκαμπτες και εύκαμπτες δεξαμενές. Παρόλα αυτά, η μέθοδος αυτή δεν είναι ικανοποιητική για μεγάλες παραμορφώσεις, διότι το πλέγμα των στοιχείων πρέπει να ξανακατασκευαστεί με νέα διαμόρφωση. Στην περίπτωση αυτή, χρησιμοποιείται μια παραλλαγή της μεθόδου που ονομάζεται τυχαία Lagrangian-Eulerian (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), ενώ η κίνηση του πλέγματος είναι ανεξάρτητη από την κίνηση του υλικού. Η κίνηση του υγρού περιγράφεται από τις εξισώσεις Navier-Stokes. Αν και η κίνηση του πλέγματος μπορεί να είναι τυχαία, τυπικά μετακινείται με το υλικό κοντά στα Lagrangian πεδία.

Στην εργασία των Bayraktar et al. (2010), χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος αυτή για την προσομοίωση της σεισμικής συμπεριφοράς χαλύβδινων δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκε μια δεξαμενή αποθήκευσης πετρελαίου στην Τραπεζούντα, Τουρκία. Αρχικά, διερευνώνται παράμετροι όπως οι ιδιοπερίοδοι, οι λόγοι απόσβεσης και οι ιδιομορφές, ενώ στη συνέχεια εφαρμόστηκε χρονοϊστορία επιταχύνσεων από τον σεισμό στο Kocaeli. Οι Ozdemir et al. (2010) εφάρμοσαν τη μέθοδο ALE για τη σεισμική ανάλυση αγκυρωμένων και μη, δεξαμενών (Εικόνα 2.24). Έγινε επαλήθευση των προσομοιωμάτων με πειραματικά δεδομένα, και στη συνέχεια υποβλήθηκαν σε σεισμικές διεγέρσεις για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς τους με βάση τις απαιτήσεις των κανονισμών.



Εικόνα 2.24. Αναπαράσταση δεξαμενής-υγρού με στοιχεία ALE (τροποποιημένο από Ozdemir et al., 2010).

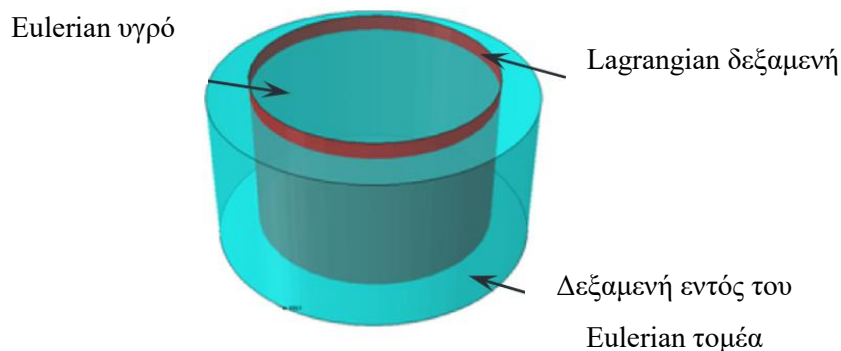
2.6.6 Συζευγμένη μέθοδος Eulerian - Lagrangian

Η συζευγμένη μέθοδος Eulerian-Lagrangian (Coupled Eulerian-Lagrangian - CEL) είναι κατάλληλη για την προσομοίωση φαινομένων κυματισμού του υγρού περιεχομένου των δεξαμενών. Το κέλυφος της δεξαμενής είναι κατασκευασμένο με στοιχεία Lagrangian, ενώ το υγρό προσομοιώνεται με στοιχεία Eulerian (Εικόνα 2.25). Το προσομοίωμα αυτό δίνει τη δυνατότητα αλληλεπίδρασης μεταξύ του τμήματος Lagrange του προσομοιώματος και το πλέγμα του τομέα Eulerian, όπου το υλικό μετακινείται μέσα στη δεξαμενή. Η χρήση των στοιχείων Eulerian περιορίζει το πρόβλημα της υπερβολικής παραμόρφωσης των στοιχείων που συνδέονται με τα στοιχεία Lagrangian (Tippman 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 την προσομοίωση του κυματισμού. Το προσομοίωμα, βέβαια, απαιτεί αρκετά μεγάλο υπολογιστικό χρόνο. Ο χρόνος ανάλυσης του προσομοιώματος επηρεάζεται από την πυκνότητα του πλέγματος, από τις διαστάσεις του προσομοιώματος (2D ή 3D) και από το υλικό που περιέχει η δεξαμενή (κυρίως από το ιξώδες του υγρού). Τα αποτελέσματά χαρακτηρίζονται ικανοποιητικά και για τις δύσκαμπτες και για τις εύκαμπτες δεξαμενές, αλλά και για δεξαμενές που περιέχουν πτερύγια για τη μείωση του κυματισμού. Πρόκειται για μια αποτελεσματική μέθοδο όσον αφορά την αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής, και προτείνεται σε περιπτώσεις όπου προκύπτουν μεγάλες σχετικές μετακινήσεις. Αυτό συμβαίνει κυρίως σε πακτωμένες δεξαμενές, αφού σε μονωμένες οι σχετικές μετακινήσεις είναι περιορισμένες.

Η μέθοδος CEL εφαρμόστηκε από τον Erkmen (2017), κάνοντας σύγκριση της προσομοίωσης δεξαμενής με την παραπάνω μέθοδο και με το μηχανικό προσομοίωμα, βάσει

των κανονιστικών οδηγιών. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η προσομοίωση της δεξαμενής με τη μέθοδο CEL αναπαριστά με μεγαλύτερη ακρίβεια τη σεισμική απόκριση της, ενώ το μηχανικό προσομοίωμα υποεκτιμά φαινόμενα αστοχίας, όπως το ανασήκωμα της βάσης. Οι Rawat et al. (2019a, b) συγκρίνουν τη μέθοδο αυτή με τη μέθοδο ακουστικών στοιχείων (βλ. § 2.6.8) για τη μελέτη του κυματισμού και των υδροδυναμικών πιέσεων σε δύσκαμπτες δεξαμενές. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η μέθοδος ακουστικών στοιχείων ήταν πιο αποδοτική, αλλά η CEL οδήγησε σε πιο ακριβή αποτελέσματα όσον αφορά τον κυματισμό.



Εικόνα 2.25. Αναπαράσταση προσομοιώματος δεξαμενής-υγρού με CEL (τροποποιημένο από Rawat et al., 2019b).

2.6.7 Μέθοδος υδροδυναμικής ρεόντων σωματιδίων

Όταν ένα πρόβλημα χαρακτηρίζεται από μεγάλες παραμορφώσεις καθώς και από ταχεία κίνηση του υγρού στην ελεύθερη επιφάνεια, εκτός από τη μέθοδο Lagrangian, χρησιμοποιείται και η μέθοδος υδροδυναμικής ρεόντων σωματιδίων (Smoothed Particle Hydrodynamics – SPH) (Lucy, 1977). Η μέθοδος αυτή παράγει αριθμητικές λύσεις, ορίζοντας τις μεταβλητές σε ένα σύνολο κατάλληλων κινούμενων σημείων. Παρουσιάζει ικανοποιητικά αποτελέσματα για την προσομοίωση υγρών (μέσω στοιχείων SPH σωματιδίων), κατασκευών, αλλά και για την αλληλεπίδραση υγρού-κατασκευής. Συνιστάται ειδικά, για προβλήματα διαρροής υγρού από την ελεύθερη επιφάνεια.

Στη μέθοδο SPH το συνεχές μέσο διακριτοποιείται σε σωματίδια σταθερής μάζας. Αυτή η μάζα κατανέμεται γύρω από το κέντρο μάζας του κάθε σωματιδίου σύμφωνα με μια συνάρτηση κατανομής. Η εν λόγω μεθοδολογία βασίζεται στη μέθοδο 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 (Antoci et al., 2007). Όπως

προαναφέρθηκε, η μέθοδος αυτή παρουσιάζει ικανοποιητικά αποτελέσματα όσον αφορά τις πιέσεις, τις μετακινήσεις αλλά και την υπερχειλίση του υγρού.

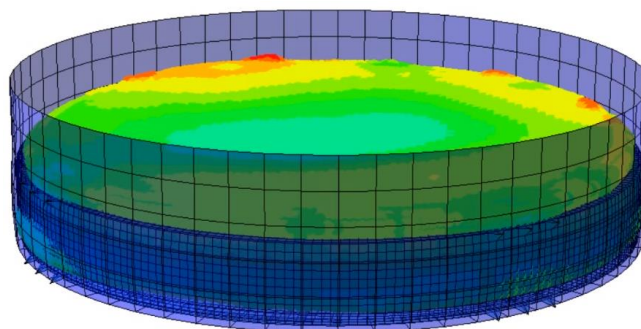
Σχετικά με τα προβλήματα διαρροής υγρού από την ελεύθερη επιφάνεια, η μέθοδος έχει δύο τρόπους ανάπτυξης. Ο πρώτος χρησιμοποιεί την περιορισμένη σταθερή πυκνότητα και βασίζεται στις εξισώσεις Gibbs-Appel, που είναι μια γενικευμένη μορφή της αρχικής εξίσωσης του Gauss με ελάχιστους περιορισμούς. Η δεύτερη προσέγγιση βασίζεται στο ότι τα πραγματικά υγρά, όπως το νερό, είναι συμπιεστά υπό ειδικές συνθήκες (Monaghan, 1994). Η μέθοδος αυτή συνιστάται για προβλήματα διαρροής του υγρού από την ελεύθερη επιφάνεια, με τη 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 αρκετά ακριβής μέθοδος για περίπλοκα προβλήματα (Monaghan, 1994; Lobovsky and Kren, 2007).

Ανατρέχοντας στη σχετική βιβλιογραφία προκύπτει ότι έχει γίνει χρήση της μεθόδου υδροδυναμικής ρεόντων σωματιδίων σε αρκετές μελέτες και για διάφορους τύπους δεξαμενών (Εικόνα 2.26). Αρχικά, οι Shao et al. (2012) παρουσίασαν μια βελτιωμένη τεχνική της υδροδυναμικής ρεόντων σωματιδίων για την προσομοίωση δυναμικού κυματισμού. Τα αριθμητικά αποτελέσματα για ορθογώνια δεξαμενή ήταν σε συμφωνία με αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα. Ο Παναγιώτου (2014) εφάρμοσε τη μέθοδο SPH σε κυλινδρικές μεταλλικές δεξαμενές με σκοπό τη μελέτη της αλληλεπίδρασης ρευστού-κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία. Μια τροποποίηση της μεθόδου, που ονομάζεται ασυμπίεστη υδροδυναμική ρεόντων σωματιδίων, προτάθηκε από τους Aly et al. (2015). Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε μια τετράγωνη και μια ορθογώνια δεξαμενή, και τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με πειραματικά δεδομένα. Τα ευρήματα έδειξαν ότι η προτεινόμενη μέθοδος είναι αξιόπιστη και ακριβής για προβλήματα με μεγάλη μη-γραμμικότητα κυματισμού. Οι Zhao et al. (2020) σύγκριναν μέσω αριθμητικών προσομοιώσεων τις μεθόδους SPH και CEL για τη σεισμική ανάλυση μεγάλων δεξαμενών υδροποιημένου φυσικού αερίου λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή του όγκου του υγρού περιεχομένου.

2.6.8 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. Με βάση μία ειδική θεώρηση του υγρού που χρησιμοποιεί την ακουστική εξίσωση κύματος, θεωρείται η διάδοσή του μέσα στη δεξαμενή μέσω της σεισμικής διέγερσης. Αναφέρεται ως η

πιο απλή μέθοδος για την ανάλυση του συστήματος αλληλεπίδρασης υγρού-κατασκευής, ενώ απαιτούνται λιγότεροι υπολογιστικοί πόροι. Επιπλέον, μπορεί να εφαρμοσθεί σε λογισμικά πεπερασμένων στοιχείων (Εικόνα 2.27). Η προσομοίωση γίνεται με ακουστικά στοιχεία και θεωρείται ότι δεν υπάρχει διαρροή υλικού (υγρού) και κατ' επέκταση παραμόρφωση του πλέγματος.



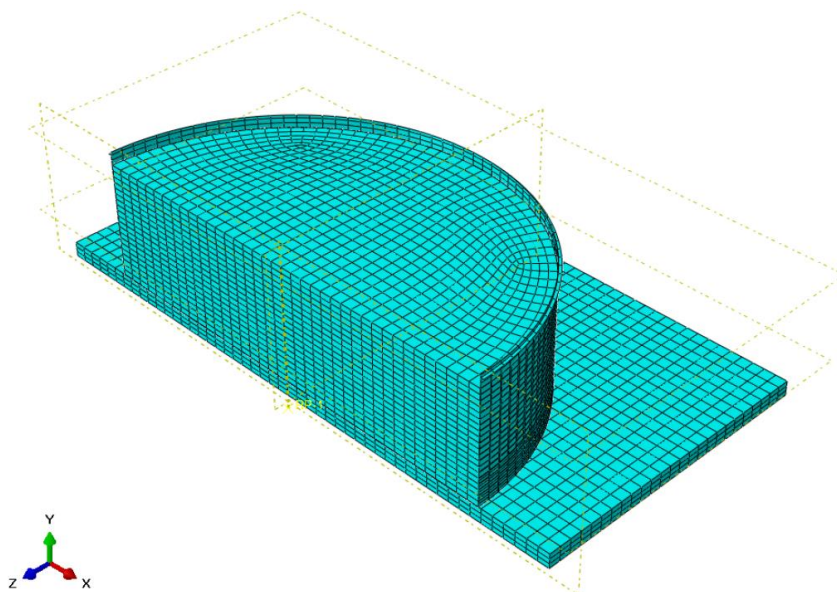
Εικόνα 2.26. Προσομοίωση κυματισμού κυλινδρικής δεξαμενής με τη μέθοδο SPH.

Η προσομοίωση με ακουστικά στοιχεία βασίζεται στη γραμμική θεωρία κυματισμού, ενώ λαμβάνεται υπόψη 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, ενώ 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 μεθοδολογία σύμφωνα με την οποία οι δυνάμεις μεταδίδονται χρησιμοποιώντας κατά την προσομοίωση απλή επαφή μεταξύ των δύο επιφανειών. 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, αλλά 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 θα πρέπει να υποβληθεί σε βαρυτικά φορτία, καθώς και στην υδροστατική πίεση που δρα στα τοιχώματα και στη βάση.

Οι Virella et al. (2006) χρησιμοποίησαν ακουστικά στοιχεία για να συγκρίνουν τις ιδιομορφές και τις ιδιοπεριόδους με προσομοιώματα που εφάρμοσαν τη μέθοδο προστιθέμενων μαζών. Προσομοίωση του υγρού περιεχομένου με ακουστικά στοιχεία έγινε στην εργασία των Rodriguez et al. (2012). Λόγω της συμμετρίας της κυλινδρικής δεξαμενής, στο αριθμητικό

προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε η μισή δεξαμενή, υπολογίστηκαν οι ιδιομορφές και η ιδιοπερίοδος για την κατασκευή αυτή, ενώ έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων με αναλυτικές λύσεις. Αντίστοιχη εφαρμογή έγινε κι από τους Sobhan et al. (2017), όπου μελετήθηκε η συμπεριφορά αγκυρωμένων χαλύβδινων δεξαμενών έναντι λυγισμού υπό οριζόντιες και κατακόρυφες εδαφικές κινήσεις.

Μια επιπλέον εφαρμογή της μεθόδου ακουστικών στοιχείων σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών έγινε από τους Phan and Paolacci (2018). Συγκεκριμένα, μελετήθηκε η μη-γραμμική προσομοίωση πεπερασμένων στοιχείων δεξαμενών χάλυβα υπό σεισμικά φορτία. Οι παράμετροι που εξετάστηκαν ήταν η κατανομή των υδροδυναμικών πιέσεων, ο κυματισμός της ελεύθερης επιφάνειας, και το ανασήκωμα της βάσης. Τέλος, τα ακουστικά στοιχεία χρησιμοποιήθηκαν και από τους Rawat et al. (2019a) για την ανάλυση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με δύσκαμπτα και εύκαμπτα τοιχώματα εξετάζοντας διάφορες παραμέτρους. Στην αριθμητική διερεύνηση εξετάστηκε ο κυματισμός, η τέμνουσα βάσης, οι υδροδυναμικές πιέσεις και οι μετακινήσεις των εφεδράνων της σεισμικής μόνωσης.



Εικόνα 2.27. Αξονοσυμμετρικό προσομοίωμα δεξαμενής-υγρού με ακουστικά στοιχεία (Phan and Paolacci, 2018).

2.7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στις προηγούμενες ενότητες παρουσιάστηκε μια εκτενής βιβλιογραφική επισκόπηση όσον αφορά τα είδη δεξαμενών (τύπος γεωμετρίας, είδος θεμελίωσης, κλπ.), το υφιστάμενο κανονιστικό πλαίσιο αντισεισμικού σχεδιασμού, τις κυριότερες σεισμικές καταπονήσεις, αλλά και τις πιο διαδομένες μορφές αστοχίας χαλύβδινων κυλινδρικών δεξαμενών υπό σεισμικές

διεγέρσεις του παρελθόντος. Επίσης, επισημάνθηκαν οι κυριότεροι τρόποι προσομοίωσης των δεξαμενών σε κατάλληλα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων.

Παρατηρείται ότι τα τελευταία χρόνια σημειώνεται πρόοδος όσον αφορά την ανάγκη για περαιτέρω εμβάθυνση των κανονισμών σε πιο ειδικές περιπτώσεις, όπως η σεισμική μόνωση, η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής και η εκτίμηση μέτρων για την αποφυγή διαδεδομένων αστοχιών για χαλύβδινες δεξαμενές (λυγισμός μορφής πόδα ελέφαντα, διαμαντιού, υπερχειλίση, κλπ.). Οι αστοχίες που παρουσίασαν διάφορες δεξαμενές κατά το παρελθόν έδωσαν πολλά στοιχεία στους μελετητές για την αποφυγή τέτοιων δυσμενών καταστάσεων στο μέλλον. Εκτός από την Ευρώπη και την Αμερική, πολλές χώρες όπως η Ινδία και η Νέα Ζηλανδία, έχουν τις δικές τους κανονιστικές οδηγίες για δεξαμενές, επειδή θεωρούν μεγάλης σπουδαιότητας τις υποδομές αυτές.

Σημαντικό ρόλο σε έρευνες τέτοιου σκοπού έχουν διαδραματίσει οι αναλύσεις προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων για δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Είναι φανερό ότι έχουν αναπτυχθεί αρκετοί τρόποι για την υπολογιστική ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς των δεξαμενών, ενώ εναπόκειται στην κρίση του μελετητή η επιλογή του πιο κατάλληλου. Η επιλογή του τρόπου προσομοίωσης είναι συνάρτηση πολλών παραγόντων, όπως οι δυνατότητες του υπολογιστικού συστήματος, το είδος του προγράμματος, το μέγεθος του προσομοιώματος, το είδος της ανάλυσης, κ.α. Μια κοινή πρακτική σε τέτοιου είδους εφαρμογές είναι ο βέλτιστος συμβιβασμός μεταξύ υπολογιστικής αποτελεσματικότητας και ακρίβειας, δηλαδή η εξαγωγή αποτελεσμάτων με ικανοποιητική ακρίβεια στο μικρότερο δυνατό χρόνο. Τα απλοποιητικά προσομοιώματα εξυπηρετούν αυτόν τον σκοπό, τα οποία αφού επαληθευτούν αρχικά με αναλυτικά ή/και πειραματικά δεδομένα, στη συνέχεια χρησιμοποιούνται για την πραγματοποίηση πολυπαραμετρικών αναλύσεων.

2.8 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Abali, E., and Uckan, E. (2010). Parametric analysis of liquid storage tanks base isolated by curved surface sliding bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 21-31.

Aly, A.M., Nguyen, M.T., and Lee, S.W. (2015). Numerical analysis of liquid sloshing using the incompressible smoothed particle hydrodynamics method. *Advances in Mechanical Engineering*, 7(2), Article ID 765741.

Antoci, C., Gallati, M., and Sibilla, S. (2007). Numerical simulation of fluid-structure interaction by SPH. *Computers and Structures*, 85, 879-890.

- API 650 (1998). Welded storage tanks for oil storage. American Petroleum Standard, Washington D.C.
- ASCE (2011). Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities. American Society of Civil Engineers, 2nd ed., Reston, Virginia, USA.
- ASCE (2010). ASCE 7-10 – Minimum design loads for building and other structures. American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute, Reston, Virginia, USA.
- Bagheri, S., and Farajian, M. (2016). The effects of input earthquake characteristics on the nonlinear dynamic behavior of FPS isolated liquid storage tanks. *Journal of Vibration and Control*, 24(7), 1264-1282.
- Bakalis, K., Fragiadakis, M., and Vamvatsikos, D. (2017a). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 04016199.
- Bakalis, K., Vamvatsikos, D., and Fragiadakis, M. (2017b). Seismic risk assessment of liquid storage tanks via a nonlinear surrogate model. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1-18.
- Bayraktar, A., Sevim, B., Altunisik, A.C., and Turker, T. (2010). Effect of the model updating on the earthquake behavior of steel storage tanks. *Journal of Constructional Steel Research*, 66(3), 462-469.
- Bendimerad, F., Couburn, A., Morrow, G., Johnson, L., and Rahnama, M. (2000). Event report, Kocaeli earthquake, RMS Reconnaissance Team.
- Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Davaine, L., Denton, S., Feldmann, M., Frank, R., Hanswille, G., Hensen, W., Kolias, B., Malakatas, N., Mancini, G., Ortega, M., Raoul, J., Sedlacek, G., and Tsionis, G. (2012). Bridge design to Eurocodes - Worked examples. JRC Scientific and Technical Reports, EUR 25193 EN-2012.
- Brunesi, E., Nascimbene, R., Pagani, M., and Beilic, D. (2014). Seismic performance of storage steel tanks during the May 2012 Emilia, Italy, earthquakes. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(5), 04014137.
- Buratti, N., and Tavano, M. (2014). Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43, 1-21.

- Caputo, A. C., Paolacci, F., Bursi, O. S., and Giannini, R. (2019). Problems and perspectives in seismic quantitative risk analysis of chemical process plants. *Journal of Pressure Vessel Technology, Transactions of the ASME*, 141(1), 1–15.
- CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2006a). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 4: Silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2006b). Eurocode 8: Design of steel structures – Part 4-2: Tanks. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2007). Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-6: Strength and stability of shell structures. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Chatterjee, P., and Basu, B. (2001). Non-stationary seismic response of tanks with soil interaction by wavelets. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 1419-1437.
- Christovasilis, I.P., and Whittaker, A.S. (2008). Seismic analysis of conventional and isolated LNG tanks using mechanical analogs. *Earthquake Spectra*, 24(3), 599-616.
- Clough, D.P., and Clough, R.W. (1978). Earthquake simulator studies of cylindrical tanks. *Nuclear Engineering and Design*, 46, 367-380.
- Compagnoni, M.E., Curadelli, O., and Ambrosini, D. (2018). Experimental study on the seismic response of liquid storage tanks with sliding concave bearings. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 55, 1-9.
- CSI Computer and Structures Inc. (2017). SAP2000 Version 20, Integrated software for structural analysis and design, Analysis Reference Manual. Berkeley, CA.
- De Angelis, M., Giannini, R., and Paolacci, F. (2009). Experimental investigation on the seismic response of a steel liquid storage tank equipped with floating roof by shaking table tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(4), 377-396.
- Erdik, M. (2000). Report on 1999 Kocaeli and Duzce earthquakes. Report No. 2000-12, Bogazici University, Department of Earthquake Engineering, Istanbul, 38 pages.
- Erkmen, B. (2017). Evaluation of code provisions for seismic performance of unanchored liquid storage tanks. Proceedings of the 6th Thematic Conference on Computational Methods in

- Structural Dynamics and Earthquake Engineering, COMPDYN 2017, Papadrakakis, M., and Fragiadakis, M. (eds.) 15-17 June, Rhodes Island, Greece.
- Goudarzi, M.A., and Alimohammadi, S. (2010). Numerical assessment of seismic safety of liquid storage tanks and performance of base isolation system. *Structural Engineering and Mechanics*, 35(6), 759-772.
- Goudarzi, M.A., Moosapoor, M., and Nikoomanesh, M.R. (2020). Seismic design loads of cylindrical liquid tanks with insufficient freeboard. *Earthquake Spectra*, 1-21.
- Goudarzi, M.A., Yazdi, S.R., and Marx, W. (2010). Seismic analysis of hydrodynamic sloshing force on storage tank roofs. *Earthquake Spectra*, 26(1), 131-152.
- Haroun, M.A. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 179-206.
- Haroun, M.A., and Ellaithy, H.M. (1985). Model for flexible tanks undergoing rocking. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(2), 143-157.
- Hatayama, K. (2008). Lessons from the 2003 Tokachi-oki, Japan, earthquake for prediction of long period strong ground motions and sloshing damage to oil storage tanks. *Journal of Seismology*, 12(2), 255-263.
- Housner, G.W. (1963). The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381-389.
- Ibrahim, R.A. (2005). *Liquid sloshing dynamics-theory and applications*. Cambridge University Press.
- IITK-GSDMA (2007). *Guidelines for seismic design of liquid storage tanks – Provisions with commentary and explanatory examples*. Indian Institute of Technology Kanpur, National Information Center of Earthquake Engineering.
- Iwabuchi, Y., Koshimura, S., and Imamura, F. (2006). Study on oil spread caused by the 1964 Niigate earthquake tsunami. *Journal of Disaster Research*, 1(1), 157-168.
- Jadhav, M.B., and Jangid, R.S. (2004). Response of base-isolated liquid storage tanks. *Shock and Vibration*, 11(1), 33-45.
- Kalogerakou, M.E. (2015). *Seismic response of liquid-containing tanks with emphasis on the hydrodynamic distress and near-field phenomena*. Bachelor thesis, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece.

- Kameshwar, S., and Padgett, J.E. (2018). Storm surge fragility assessment of above ground storage tanks. *Structural Safety*, 70, 48-58.
- Kildashti, K., Mirzadeh, N., and Samali, B. (2018). Seismic vulnerability assessment of a case study anchored liquid storage tank by considering fixed and flexible base restraints. *Thin-Walled Structures*, 123, 382-394.
- Kilic, S., and Ozdemir, Z. Simulation of sloshing effects in cylindrical containers under seismic loadings. In: *Proceedings of the 6th LS-DYNA Anwenderforum DYNAmore*, Dresden, Germany.
- Kim, N.S., and Lee, D.G. (1995). Pseudodynamic test for evaluation of seismic performance of base-isolated liquid storage tanks. *Engineering Structures*, 17(3), 198-208.
- Krishnamoorthy, A. (2021). Finite element method of analysis for liquid storage tank isolated with friction pendulum system. *Journal of Earthquake Engineering*, 25(1), 82-92.
- Kumar, H., and Saha, S.K. (2021). Effects of soil-structure interaction on seismic response of fixed base and base isolated liquid storage tanks. *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1911887>
- Lakhade, S.O., Kumar, R., and Jaiswal, O.R. (2018). Damage states of yielding and collapse for elevated water tanks supported on RC frame staging. *Structural Engineering and Mechanics*, 67(6), 587-601.
- Larkin, T. (2008). Seismic response of liquid storage tanks incorporating soil-structure interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(12), 1804-1814.
- Lee, D., and Constantinou, M.C. (2016). Quintuple friction pendulum isolator: behavior, modeling and validation. *Earthquake Spectra*, 32(3), 1607-1626.
- Li, J., Wang, H., You, X., Ding, M., and Ju, J. (2014). Research on seismic response of a large liquid storage tanks using equivalent load method. *Computer Modelling and New Technologies*, 18(12D), 127-132.
- Lobovsky, L., and Kren, J. (2007). Smoothed particle hydrodynamics modelling of fluids and solids. *Applied and Computational Mechanics*, 1, 521-530.
- Lucy, L.B. (1977). A numerical approach to the testing of the fission hypothesis. *Astronomical Journal*, 82, 1013-2014.

- Malhotra, P.K. (1997). Seismic response of soil-supported unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 123(4), 440-450.
- Malhotra, P.K. (2000). Practical nonlinear seismic analysis of tanks. *Earthquake Spectra*, 16(2), 473-492.
- Malhotra, P.K., and Veletsos, A.S. (1994a). Uplifting response of unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 120(12), 3525-3547.
- Malhotra, P.K., and Veletsos, A.S. (1994b). Beam model for base-uplifting analysis of cylindrical tanks. *Journal of Structural Engineering*, 120(12), 3471-3488.
- Malhotra, P.K., Wenk, T., and Wieland, M. (2000). Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks. *Structural Engineering International*, 10(3), 197-201.
- Mandal, K.K., and Maity, D. (2015). Nonlinear finite element analysis of elastic water storage tanks. *Engineering Structures*, 99, 666-676.
- Manos, G.C., and Clough, R.W. (1985). Tank damage during the May 1983 Coalinga earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13, 449-466.
- Meng, X., Li, X., Xu, X., Zhang, J., Zhou, W., and Zhou, D. (2019). Earthquake response of cylindrical storage tanks on an elastic soil. *Journal of Vibration Engineering and Technologies*, 7, 433-444.
- Merino, R.J., Brunesi, E., and Nascimbene, R. (2020). Probabilistic evaluation of earthquake-induced sloshing wave height in above-ground liquid storage tanks. *Engineering Structures*, 202, 109870.
- Mittal, V., Chakraborty, T., and Matsagar, V. (2014). Dynamic analysis of liquid storage tank under blast using coupled Euler-Lagrange formulation. *Thin-Walled Structures*, 84, 91-111.
- Moeindarbari, H., and Taghikhany, T. (2014). Seismic optimum design of triple friction pendulum bearing subjected to near-fault pulse-like ground motions. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 50, 701-716.
- Moeindarbari, H., Malekzadeh, M., and Taghikhany, T. (2014). Probabilistic analysis of seismically isolated elevated liquid storage tank using multi-phase friction bearing. *Earthquakes and Structures*, 6(1), 111-125.

- Monaghan, J. (1994). Simulating free surface flows with SPH. *Journal of Computational Physics*, 110, 399-406.
- Mykoniou, K., Butenweg, C., Holtschoppen, B., and Klinkel, S. (2016). Seismic response analysis of adjacent liquid-storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45, 1779-1796.
- Nicolici, S., and Bilegan, R.M. (2013). Fluid structure interaction modeling of liquid sloshing phenomena in flexible tanks. *Nuclear Engineering and Design*, 258, 51-56.
- NSZEE (2009). Seismic design of storage tanks. New Zealand Society of Earthquake Engineering.
- Ormeno, M., Larkin, T., and Chow, N. (2015). The effect of seismic uplift on the shell stresses of liquid-storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44, 1979-1996.
- Ormeno, M., Larkin, T., and Chow, N. (2019). Experimental study of the effect of a flexible base on the seismic response of a liquid storage tank. *Thin-Walled Structures*, 139, 334-346.
- Ozdemir, Z., Souli, M., and Fahjan, Y.M. (2010). Application of nonlinear fluid-structure interaction methods to seismic analysis of anchored and unanchored tanks. *Engineering Structures*, 32, 409-423.
- Ozdemir, Z., Souli, M., and Fahjan, Y.M. (2012). Numerical evaluation of nonlinear response of broad cylindrical steel tanks under multidimensional earthquake motion. *Earthquake Spectra*, 28(1), 217-238.
- 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.
- Panchal, V.R., and Soni, D.P. (2014). Seismic behavior of isolated fluid storage tanks: a state-of-the-art review. *KSCE Journal of Structural Engineering*, 18(4), 1097-1104.
- Paolacci, F., Giannini, R., and De Angelis, M. (2013). Seismic response mitigation of chemical plant components by passive control techniques. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 26, 924-935.
- Persson, H., and Lonnermark, A. (2004). Tank fires. SP Swedish National Testing and Research Institute, SP Report 2004:14, Boras, Sweden.

- Phan, H.N., and Paolacci, F. (2018). Fluid-structure interaction problems: an application to anchored and unanchored steel storage tanks subjected to seismic loadings. Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering, 18-21 June, Thessaloniki, Greece.
- Phan, H.N., Paolacci, F., and Mongabure, P. (2017). Nonlinear finite element analysis of unanchored steel liquid storage tanks subjected to seismic loadings. ASME Pressure Vessels and Piping Conference, 8, V008T08A040.
- Phan, H.N., Paolacci, F., Corritore, D., Akbas, B., Uckan, E., and Shen, J.J. (2016). Seismic vulnerability mitigation of liquefied gas tanks using concave sliding bearings. Bulletin of Earthquake Engineering, 14(11), 3283-3299.
- Phan, H.N., Paolacci, F., Corritore, D., and Alessandri, S. (2018). Seismic vulnerability analysis of storage tanks for oil and gas industry. Nauka i tehnologii truboprovodnogo transporta nefti i nefteproduktov - Science and Technologies: Oil and Oil Products Pipeline Transportation, 8(2), 161–171.
- Prinz, G.S., and Nussbaumer, A. (2012). Fatigue analysis of liquid-storage tank shell-to-base connections under multi-axial loading. Engineering Structures, 40, 77-82.
- Rawat, A., Matsagar, V.A., and Nagpal, A.K. (2019a). Numerical study of base-isolated cylindrical liquid storage tanks using coupled acoustic-structural approach. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 119, 196-219.
- Rawat, A., Mittal, V., Chakraborty, T., and Matsagar, V. (2019b). Earthquake induced sloshing and hydrodynamic pressures in rigid liquid storage tanks analyzed by coupled acoustic-structural and euler-lagrange methods. Thin-Walled Structures, 134, 333-346.
- Rodriguez, J., Crespo, M.J., Lacoma, L.M., Martinez, F., and Marti, J. (2012). Fluid-structure interaction in civil engineering structures. 2012 Simulia Community Conference.
- Rotter, J.M. (1990). Local inelastic collapse of pressurized thin cylindrical steel shells under axial compression. ASCE Journal of Structural Engineering, 116(7), 1955-1970.
- Saha, S.K., Matsagar, V., Chakraborty, S. (2016). Uncertainty quantification and seismic fragility of base-isolated liquid storage tanks using response surface models. Probabilistic Engineering Mechanics, 43, 20-25.

- Saha, S.K., Matsagar, V.A., and Jain, A.K. (2014). Earthquake response of base-isolated liquid storage tanks for different isolator models. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 8(5), 1450013.
- Saitta, F., Clemente, P., Buffarini, G., Bongiovanni, G., Salvatori, A., and Grossi, C. (2018). Base isolation of buildings with curved surface sliders: basic design criteria and critical issues. *Advances in Civil Engineering*, 2018, Article ID 1569683, 14 pages.
- Salzano, E., Iervolino, I., and Fabbrocino, G. (2003). Seismic risk of atmospheric storage tanks in the framework of quantitative risk analysis. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 16, 403-409.
- Seleemah, A.A., and El-Sharkawy, M. (2011). Seismic analysis and modeling of isolated elevated liquid storage tanks. *Earthquakes and Structures*, 2(4), 397-412.
- Sezen, H., and Whittaker, A.S. (2006). Seismic performance of industrial facilities affected by the 1999 Turkey earthquake. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 20, 28-36.
- Sezen, H., Elwood, K.J., Whittaker, A.S., Mosalam, K.M., Wallace, J.W., and Stanton, J.F. (2000). Structural engineering reconnaissance of the August 17, 1999 earthquake: Kocaeli (Izmit), Turkey. PEER Report no 2000/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Sezen, H., Livaoglu, R., and Dogangun, A. (2008). Dynamic analysis and seismic performance evaluation of above-ground liquid-containing tanks. *Engineering Structures*, 30, 794-803.
- Shao, J.R., Li, H.Q., Liu, G.R., and Liu, M.B. (2012). An improved SPH method for modeling liquid sloshing dynamics. *Computers and Structures*, 100-101, 18-26.
- Sharma, V., Arun, C.O., and Praveen Krishna, I.R. (2019). Development and validation of a simple two degree of freedom model for predicting maximum fundamental sloshing mode wave height in a cylindrical tank. *Journal of Sound and Vibration*, 461, 114906.
- Shrimali, M.K., and Jangid, R.S. (2002). Seismic response of liquid storage tanks isolated by sliding bearings. *Engineering Structures*, 24, 909-921.
- Shrimali, M.K., and Jangid, R.S. (2003). Seismic response of base-isolated liquid storage tanks. *Journal of Vibration and Control*, 9(10), 1201-1218.

- Sobhan, M.S., Rofooei, F.R., and Attari, N.K.A. (2017). Buckling behavior of the anchored steel tanks under horizontal and vertical ground motions using static pushover and incremental dynamic analyses. *Thin-Walled Structures*, 112, 173-183.
- Sodha, A.H., Soni, D.P., Desai, M.K., and Kumar, S. (2017). Behavior of quintuple friction pendulum system under near-fault earthquakes. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 12(1), 1750017.
- Spritzer, J.M., and Guzey, S. (2017). Review of API 650 Annex E: design of large steel welded aboveground storage tanks excited by seismic loads. *Thin-walled Structures*, 142, 41-65.
- Suzuki, K. (2008). Earthquake damage to industrial facilities and development of seismic and vibration technology-based on experience from the 1995 Kobe (Hanshin-Awaji) earthquake. *Journal of System Design and Dynamics*, 1-11.
- Tippmann, J., Prasad, S., and Shah, P. (2009). 2-D tank sloshing using coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) capability of ABAQUS/Explicit. 2009 SIMULIA Customer Conference, Dassault Systemes Simulia Corp.
- Uckan, E., Umut, O., Sisman, F.N., Karimzadeh, S., and Askan, A. (2018). Seismic response of base isolated liquid storage tanks to real and simulated near fault pulse type ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 112, 58-68.
- Vathi, M., and Karamanos, S.A. (2015). Simplified model for the seismic response of unanchored liquid storage tanks. *Proceedings of the ASME 2015 Pressure Vessels and Piping Division Conference, PVP2015*, July 19-23, Boston, Massachusetts, USA.
- Vathi, M., Pappa, P., and Karamanos, S.A. (2013). Seismic response of unanchored liquid storage tanks. *Proceedings of the ASME 2013 Pressure Vessels and Piping Division Conference, PVP2013*, Paris, France.
- Veletsos, A.S. (1984). Seismic response and design of liquid storage tanks. *Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems*. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering (ASCE).
- Veletsos, A.S., and Shivakumar, P. (1997). Dynamic response of tanks containing liquids or solids. In: Beskos, D.E., and Anagnostopoulos, S.A. (eds). *Computer analysis and design of earthquake resistant structures*. Computational Mechanics, Inc, Billerica, MA.

- Veletsos, A.S., and Tang, Y. (1987). Rocking response of liquid storage tanks. *Journal of Engineering Mechanics*, 113(11), 1774-1792.
- Veletsos, A.S., and Tang, Y. (1990). Soil-structure interaction effects for laterally excited liquid-storage tanks. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(4), 473-496.
- Veletsos, A.S., and Yang, J.Y. (1976). Dynamics of fixed-base liquid storage tanks. *Proceedings of U.S.-Japan seminar on earthquake engineering research with emphasis on lifeline systems*, November 8-12, Tokyo, Japan.
- Veletsos, A.S., Tang, Y., and Tang, H.T. (1992). Dynamic response of flexibly supported liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 118(1), 264-283.
- Virella, J.C., Godoy, L.A., and Suarez, L.E. (2006). Fundamental modes of tank-liquid systems under horizontal motions. *Engineering Structures*, 28, 1450-1461.
- Virella, J.C., Suarez, L.E., and Godoy, L.A. (2005). Effect of pre-stress states on the impulsive modes of vibration of cylindrical tank-liquid systems under horizontal motions. *Journal of Vibration and Control*, 11(9), 1195-1220.
- Wang, Y.P., Teng, M.C., and Chung, K.W. (2001). Seismic isolation of rigid cylindrical tanks using friction pendulum bearings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(7), 1083-1099.
- Watanabe, T. (1966). Damage to oil refinery plants and a building on compacted ground by the Niigata earthquake and their restoration. *Soil and Foundation*, VI(2), 86-99.
- Weng, D., Zhang, R., and Ren, X. (2011). The seismic response analysis of LNG storage tank isolated by multiple friction pendulum system. *Proceedings of the ASME 2011 Pressure Vessels and Piping Division Conference*, July 17-21, Baltimore, Maryland, USA.
- Westergaard, H.M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 98, 418-433.
- Wilson, E.L., and Khalvati, M. (1983). Finite elements for the dynamic analysis of fluid-solid systems. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 19, 657-668.
- Xu, G., Ding, Y., Xu, J., Chen, Y., and Wu, B. (2020). A shaking table substructure testing method for the structural seismic evaluation considering soil-structure interactions. *Advances in Structural Engineering*, 1-13.

- Yazici, G., and Cili, F. (2008). Evaluation of the liquid storage tank failures in the 1999 Kocaeli earthquake. Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-1, Beijing, China.
- Yenidogan, C., and Erdik, M. (2016). A comparative evaluation of design provisions for seismically isolated buildings. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 90, 265-286.
- Yoshida, S. (2014). Review of earthquake damages of aboveground storage tanks in Japan and Taiwan. Proceedings of the ASME 2014 Pressure Vessels and Piping Conference, July 20-24, Anaheim, California, USA.
- Zama, S., Nishi, H., Hatayama, K., Yamada, M., Yoshihara, H., and Ogawa, Y. (2012). On damage of oil storage tanks due to the 2011 of the Pacific coast of Tohoku earthquake (Mw 9.0), Japan. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.
- Zayas, V.A., Low, S.S., and Mahin, S.A. (1987). The FPS earthquake resisting system – experimental report. Report No. UCB/EERC-8701, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.
- Zayas, V.A., Low, S., and Mahin, S. (1990). A simple pendulum technique for achieving seismic isolation. Earthquake Spectra, 6(2), 317-333.
- Zhao, Y., Li, H.N., Fu, X., Zhang, S., and Mercan, O. (2020). Seismic analysis of a large LNG tank considering the effect of liquid volume. Shock and Vibration, Vol. 2020, Article ID 8889055.
- Μπακάλης, Κ. (2018). Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας ατμοσφαιρικών δεξαμενών βιομηχανικών εγκαταστάσεων. Διδακτορική διατριβή, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ.
- Παναγιώτου, Ι.Σ. (2014). Αλληλεπίδραση ρευστού-κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία. Μεταπτυχιακή διατριβή ειδίκευσης, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ.

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στις περισσότερες των περιπτώσεων οι συνήθεις κατασκευές εδράζονται σε κάποιο εδαφικό σχηματισμό. Όταν ένα κτίριο που έχει συγκεκριμένα δυναμικά χαρακτηριστικά εδράζεται στο έδαφος, το οποίο και αυτό έχει διαφορετικές δυναμικές ιδιότητες, τότε η συνολική απόκριση εξαρτάται από τη σύζευξη των δύο αυτών συστημάτων (Wolf, 1985; Gazetas, 1991; Naeim and Kelly, 1999). Επομένως, η διαδικασία κατά την οποία η απόκριση του εδάφους επηρεάζει την κίνηση της ανωδομής, αλλά και η κίνηση της ανωδομής επηρεάζει την απόκριση του εδάφους ονομάζεται αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής (soil-structure interaction) (Kramer, 1996). Η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής εξαρτάται από τη μάζα και τη δυσκαμψία της ανωδομής, τη δυσκαμψία του εδάφους, τη περίοδο της ανωδομής, καθώς και την απόσβεση της ανωδομής και του εδάφους (Datta, 2010; Kumar and Saha, 2021a).

Σε πολλές περιπτώσεις, οι συμβατικές μέθοδοι σχεδιασμού κατασκευών δεν λαμβάνουν υπόψη την επιρροή της εύκαμπτης θεμελίωσης έχοντας ως αποτέλεσμα έναν πιο συντηρητικό σχεδιασμό (Mylonakis and Gazetas, 2000; Anand and Kumar, 2018). Οι μέθοδοι αυτές δεν λαμβάνουν υπόψη τη μείωση της σεισμικής απαίτησης στην κατασκευή, σε σύγκριση με την κίνηση ελεύθερου πεδίου (free-field) που προκαλείται από την κινηματική αλληλεπίδραση ή φαινόμενα απόσβεσης στη θεμελίωση (FEMA 440, 2005). Για ελαφριές κατασκευές, όπως χαμηλά κτίρια που εδράζονται σε σχετικά δύσκαμπτο έδαφος, είναι θεμιτό να αγνοηθούν τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Όμως, η επιρροή των φαινομένων αυτών γίνεται έντονη για μεγαλύτερες κατασκευές, όπως ψηλά κτίρια, γέφυρες ή βιομηχανικές εγκαταστάσεις (π.χ., δεξαμενές, πυρηνικοί αντιδραστήρες, κλπ.) που εδράζονται σε μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς (Wolf, 1988; Halabian and El Naggar, 2002; Κολιόπουλος και Μανώλης, 2005; Hori, 2006; Xu et al., 2020a; Nguyen et al., 2020). Η απόκριση της

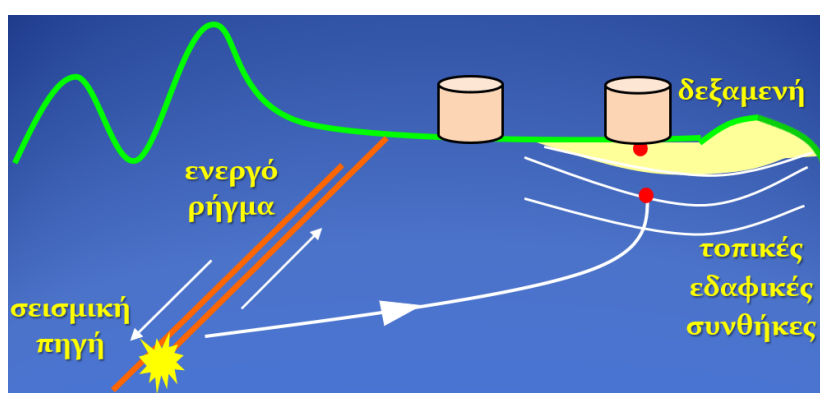
κατασκευής μπορεί να επηρεαστεί δυσμενώς από την αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής. Συνεπώς, ένας ανεπαρκής σχεδιασμός που αγνοεί τα φαινόμενα αυτά μπορεί να επιφέρει αρνητικά αποτελέσματα για την ανωδομή και τη θεμελίωση (Seeber et al., 1990; Mylonakis and Gazetas, 2000).

Οι κύριες σεισμικές δράσεις είναι δύο τύπων (Εικόνα 3.1.α): (α) επιβαλλόμενες εδαφικές παραμορφώσεις λόγω της παρουσίας ενεργών ρηγμάτων, κατολισθήσεων και ρευστοποιήσεων, και (β) επιβαλλόμενων αδρανειακών δυνάμεων λόγω σεισμικών κυμάτων. Επιπλέον, η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής (Εικόνα 3.1.β) περιλαμβάνεται από δύο κύρια χαρακτηριστικά: την (α) κινηματική (kinematic), και (β) αδρανειακή (inertial) αλληλεπίδραση. Πιο συγκεκριμένα, η κινηματική αλληλεπίδραση σχετίζεται με τη σεισμική κίνηση στη βάση της ανωδομής, η οποία είναι διαφορετική από την αντίστοιχη στο ελεύθερο πεδίο, αφού η θεμελίωση δεν μπορεί να ακολουθήσει το πεδίο μετακινήσεων που επιβάλλεται από το έδαφος. Επιπλέον, η αδρανειακή αλληλεπίδραση αναφέρεται στις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται στην ανωδομή και προκαλούν με τη σειρά τους μετακινήσεις στη θεμελίωση.

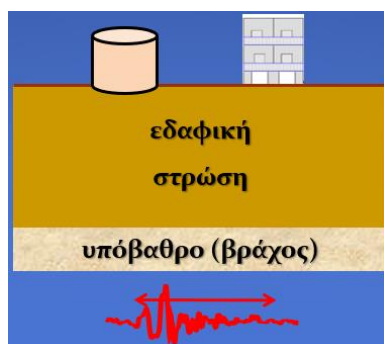
Συμπερασματικά, όταν λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, προκύπτουν ρεαλιστικότερα αποτελέσματα για τη συμπεριφορά της ανωδομής συγκριτικά με τη θεώρηση πακτωμένης βάσης ή αποσυζευγμένες απλοποιητικές προσεγγίσεις. Διάφοροι σύγχρονοι αντισεισμικοί κανονισμοί, όπως ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2004), αναγνωρίζουν την επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη δυναμική απόκριση κάθε ανωδομής. Συνήθως τη θεωρούν ουδέτερη ή ευεργετική για τις κατασκευές εξαιτίας της επιμήκυνσης της θεμελιώδους περιόδου και των ίσων ή ακόμα και χαμηλότερων τιμών για τις φασματικές επιταχύνσεις. Επιπροσθέτως, συστήνουν να εκτελούνται πιο διεξοδικές αναλύσεις για ειδικού τύπου κατασκευές, όπως για παράδειγμα οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών.

Η εγκατάσταση δεξαμενών μεγάλης χωρητικότητας σε παράκτιες περιοχές έχει αυξήσει το ενδιαφέρον της ερευνητικής κοινότητας για τη μελέτη φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής, όπως η κινηματική αλληλεπίδραση (Larkin, 2008). Σε αυτήν την περίπτωση, η θεμελίωση της δεξαμενής δεν κινείται μόνο στην οριζόντια διεύθυνση, αλλά και στροφικά, κι αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη συχνή εμφάνιση αστοχιών των τοιχωμάτων λόγω ανασηκώματος της βάσης. Αυτό οδηγεί στην εμφάνιση φαινομένων λυγισμού των τοιχωμάτων λόγω ανασηκώματος βάσης και αστοχία των συνδέσεων των σωληνώσεων, τα οποία μπορεί να έχουν καταστροφικές συνέπειες (Chatterjee and Basu, 2001; Kalemi et al., 2019).

Υπό αυτό το πρίσμα, στο παρόν κεφάλαιο διεξάγεται μια ενδελεχής μελέτη όσον αφορά τη συνδυαστική εκτίμηση των πιο σημαντικών παραμέτρων που επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση των δεξαμενών που εδράζονται σε εδαφικό σχηματισμό. Επιπροσθέτως, για την προσομοίωση της δεξαμενής χρησιμοποιείται για πρώτη φορά το απλοποιητικό προσομοίωμα του Erkmen (2017) για την εξέταση των φαινομένων δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Εξετάζονται δύο τύποι γεωμετρίας δεξαμενών (πλατιά και υψίκορμη) για διαφορετικούς τύπους θεμελίωσης (μαλακό έδαφος και βράχος), ενώ μελετώνται δύο ποσοστά πλήρωσης (όγκου του υγρού περιεχομένου), καθώς και δύο είδη περιοριστικών συνθηκών (μη-αγκυρωμένη και αγκυρωμένη). Επιπλέον, διερευνάται η επιρροή της τιμής του συντελεστή τριβής στην ολίσθηση και το ανασήκωμα της βάσης.



(α)



(β)

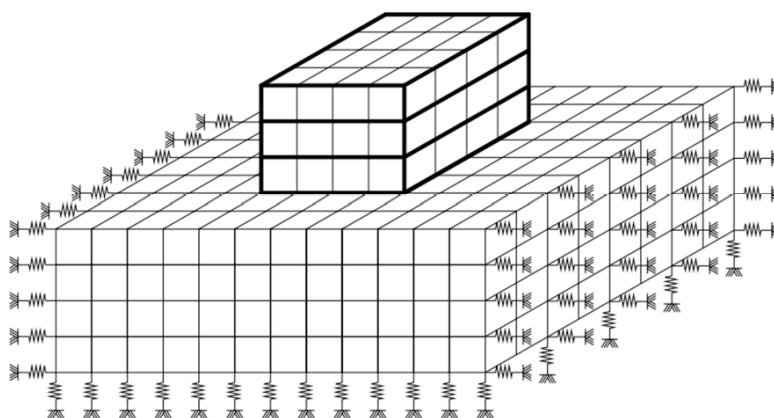
Εικόνα 3.1. (α) Κύριες σεισμικές δράσεις, και (β) δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής.

3.2 ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Η προσομοίωση φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής είναι εφικτή μέσω δύο κύριων κατηγοριών, των άμεσων (direct methods) και των έμμεσων (substructure methods) μεθόδων (Wolf, 1985). Αρχικά, οι άμεσες μέθοδοι βασίζονται σε τεχνικές που προσομοιώνουν το σύστημα έδαφος-θεμελίωση-ανωδομή με τη χρήση πεπερασμένων ή/και συνοριακών

στοιχείων για την ανάλυση του συστήματος ανωδομής, θεμελίωσης, καθώς και της εδαφικής στρώσης (Εικόνα 3.2). Οι άμεσες μέθοδοι θεωρούνται περισσότερο κατάλληλες για μη-γραμμικές αναλύσεις, αφού το σύστημα υφίσταται διέγερση από ένα πολύπλοκο και χωρίς συνοχή κυματικό πεδίο, ενώ απαιτεί σημαντικό υπολογιστικό φορτίο, ιδιαίτερα όταν παρουσιάζονται σημαντικές μη-γραμμικότητες. Επιπλέον, η λύση για το σύστημα εδάφους-ανωδομής δίνεται σε ένα βήμα (Roesset, 2013).

Από την άλλη πλευρά, οι έμμεσες μέθοδοι σχετίζονται με τη διακριτοποίηση του συστήματος σε ένα υποσύστημα της κατασκευής και ένα υποσύστημα ημι-άπειρου εδάφους (Εικόνα 3.3). Η τεχνική αυτή έχει υιοθετηθεί από πολλούς κανονισμούς και είναι πιο κατάλληλη για γραμμικές αναλύσεις (Mykoniou et al., 2016). Διεξάγεται ξεχωριστή επίλυση των δύο υποσυστημάτων και στη συνέχεια γίνεται η σύζευξη αυτών με στόχο τον υπολογισμό της συνολικής απόκρισης του συστήματος. Όσον αφορά το υπολογιστικό κόστος, οι μέθοδοι αυτές είναι πιο αποδοτικές σε σχέση με τις άμεσες μεθόδους (Anand et al., 2018). Οι έμμεσες μέθοδοι είναι βασισμένες σε συναρτήσεις εμπέδησης, οι οποίες αποτελούν τον πιο απλό τρόπο υπολογισμού των φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής. Ένα μειονέκτημα βέβαια είναι ότι χρησιμοποιούνται αρκετές απλουστευτικές παραδοχές.

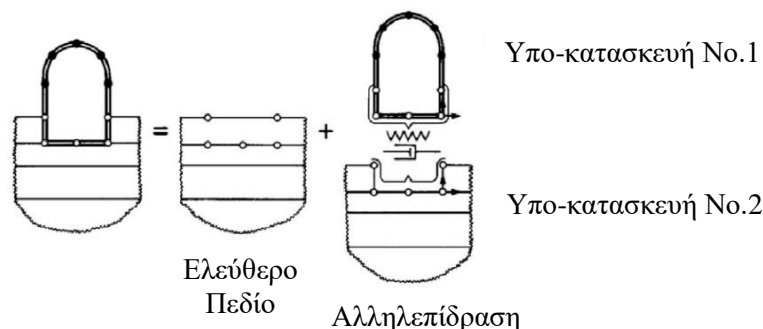


Εικόνα 3.2. Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής με την άμεση μέθοδο (Σπυράκος, 2008).

3.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΕΠΙ ΕΛΑΦΟΥΣ

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών αποτελούν σημαντικό μέρος των υποδομών διότι μπορούν να παρέχουν άμεσα νερό και καύσιμα για κάθε περιοχή που έχει πληγεί από ένα σεισμό. Η ύπαρξη βλαβών στην πλειοψηφία των μεγάλων σεισμών τα τελευταία χρόνια έχουν καταδείξει τη τρωτότητα των δεξαμενών λόγω ισχυρών εδαφικών κινήσεων (Larkin, 2008). Οι επιπτώσεις

των πιθανών αστοχιών των δεξαμενές είναι πολύ σημαντικές και με σοβαρές περιβαλλοντικές προεκτάσεις, λόγω διαρροών του υγρού περιεχομένου, εκρήξεων και πυρκαγιών.



Εικόνα 3.3. Προσομοίωση αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής με την έμμεση μέθοδο (τροποποιημένο από Wolf, 1985).

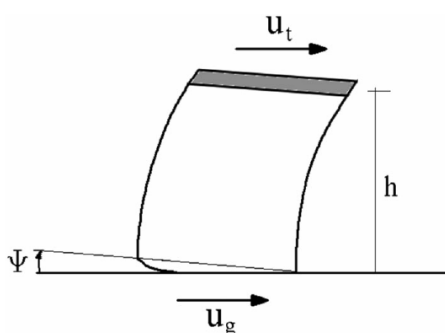
Δεξαμενές καυσίμων έχουν κατασκευαστεί σε περιοχές με μαλακά εδάφη, κοντά σε λιμάνια και ποτάμια. Συγκεκριμένα, τα εδάφη θεμελίωσης κοντά σε λιμάνια χαρακτηρίζονται από μαλακά, λεπτόκοκκα εδάφη. Οι συνθήκες αυτές ενισχύουν τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, αφού η δυσκαμψία του εδάφους σε σύγκριση με της ανωδομής είναι μια σημαντική παράμετρος σχετικά με την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης (Larkin, 2008; Ormeno et al., 2019). Τα μαλακά εδάφη αυξάνουν τις διαφορικές κινήσεις μεταξύ του ελεύθερου πεδίου και της θεμελίωσης. Οι Veletsos and Meek (1974) εντόπισαν δύο κύριες διαφορές που λαμβάνουν χώρα σε δεξαμενές που εδράζονται σε δύσκαμπτα σε σύγκριση με μαλακά εδάφη: (α) οι κατασκευές που εδράζονται σε εύκαμπτη θεμελίωση έχουν περισσότερους βαθμούς ελευθερίας και, συνεπώς, παρουσιάζουν διαφορετικά δυναμικά χαρακτηριστικά συγκριτικά με τις κατασκευές που είναι πακτωμένες σε δύσκαμπτη βάση, ενώ (β) μέρος της ενέργειας της κατασκευής που εδράζεται σε εύκαμπτη βάση μεταφέρεται μέσω κυμάτων στο έδαφος και διαδίδεται μακριά από τη δονούμενη κατασκευή (απόσβεση ακτινοβολίας) και απόσβεσης στο έδαφος θεμελίωσης.

Μια ένδειξη της σπουδαιότητας της αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής μπορεί να βρεθεί συγκρίνοντας την περίοδο της πακτωμένης δεξαμενής σε άκαμπτη βάση, με την περίοδο του συστήματος δεξαμενής-θεμελίωσης που υφίσταται αλληλεπίδραση με το υποκείμενο έδαφος. Ο Veletsos (1977) μελέτησε ένα εύρος κατασκευών στην προσπάθεια να καθοριστούν αυτές που παρουσιάζουν σημαντική ενδοσιμότητα θεμελίωσης λόγω αδρανειακής αλληλεπίδρασης. Ο έλεγχος γίνεται μέσω της ανισότητας (3.1), η οποία υποδηλώνει πότε μπορούν να αμεληθούν τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης:

$$\frac{h}{V_s \cdot T} \sqrt[4]{\frac{h}{r}} \leq \frac{1}{8} \quad (3.1)$$

όπου h , είναι το ύψος της ανωδομής [m], V_s , είναι η ταχύτητα διατμητικών κυμάτων στο έδαφος θεμελίωσης [m/s], T , είναι η περίοδος της κατασκευής με πακτωμένη βάση [sec], και r , είναι η ακτίνα της θεμελίωσης [m].

Μια επιπλέον παράμετρος που χρήζει ιδιαίτερης διερεύνησης είναι ο τύπος έδρασης της δεξαμενής στο έδαφος, που διακρίνεται κυρίως σε αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη. Στην πραγματικότητα, η πλήρης αγκύρωση των δεξαμενών δεν είναι πάντα αποτελεσματική. Συνεπώς, πολλές δεξαμενές είναι είτε μη-αγκυρωμένες ή μερικώς αγκυρωμένες στη βάση τους. Κατά τη διάρκεια μιας ισχυρής εδαφικής κίνησης οι δεξαμενές αυτές μπορεί να εμφανίσουν φαινόμενα ανασηκώματος της βάσης (base uplifting) (Εικόνα 3.4) και η απόκριση τους παρουσιάζει μη-γραμμική συμπεριφορά (Malhotra, 1997; Colombo and Almazan, 2019). Το ανασήκωμα βάσης ορίζεται ως ο μερικός αποχωρισμός της βάσης δεξαμενής από τη θεμελίωση (Ormeno et al., 2015; Hernandez et al., 2020). Πρακτικά, οι μη-αγκυρωμένες δεξαμενές εδράζονται σε μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς. Όταν υπόκεινται σε σεισμικές διεγέρσεις, οι δεξαμενές αυτές ανασηκώνονται στη μια πλευρά και εισχωρούν στη θεμελίωση στην αντίθετη πλευρά. Οι βλάβες που προκύπτουν από αυτό το φαινόμενο σχετίζονται με (Manos and Clough, 1985): (α) αστοχία των συνδέσεων των σωληνώσεων με τα τοιχώματα, (β) διάρρηξη της σύνδεσης μεταξύ τοιχωμάτων-βάσης που προκαλείται από υπερβολικές τάσεις στις συνδέσεις, (γ) λυγισμός των τοιχωμάτων λόγω μεγάλων αξονικών συμπιεστικών τάσεων, και (δ) αστοχία των υποκείμενων εδαφών εξαιτίας υπερβολικών καθιζήσεων της θεμελίωσης.



Εικόνα 3.4. Σχηματική αναπαράσταση ανασηκώματος βάσης δεξαμενής (Ormeno et al., 2015).

Επιπροσθέτως, είναι πιθανή η ολίσθηση βάσης (base sliding) στην περίπτωση που η τέμνουσα βάσης ξεπεράσει την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ εδάφους-ανωδομής. Αξίζει να αναφερθεί πως η ολίσθηση βάσης δεν αποτελεί απαραίτητα αστοχία της δεξαμενής, εκτός και αν έχει σαν επακόλουθο την αστοχία των σωληνώσεων που συνδέονται με τα τοιχώματα

(ASCE, 2011; Kalemi et al., 2019; Malhotra, 2021) αφού και μικρής έκτασης ολίσθηση μπορεί να είναι ευεργετική λόγω της απόσβεσης που προσφέρει στο σύστημα.

3.4 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν αρκετές μελέτες δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής που εξετάζουν διάφορα ζητήματα, όπως η σύγκριση της απόκρισης με πακτωμένη βάση, το ανασήκωμα της βάσης, τη σύγκριση πειραματικών και αριθμητικών αποτελεσμάτων, κλπ. Στην παρούσα ενότητα θα παρουσιαστούν οι κυριότερες διερευνήσεις και τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη μελέτη του φαινομένου.

Οι Haroun and Abou-Izzeddine (1992a, b) διεξήγαγαν παραμετρική διερεύνηση της σεισμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής, την οποία χώρισαν σε δύο μέρη: όταν λαμβάνεται υπόψη: (α) η οριζόντια διέγερση και (β) η κατακόρυφη διέγερση. Η εκτίμηση της απόκρισης των συστημάτων αυτών διεξήχθη μέσω κατάλληλων υπολογιστικών προσομοιωμάτων, λαμβάνοντας ρεαλιστικά υπόψη τη δυσκαμψία της δεξαμενής, ενώ το υποκείμενο έδαφος αναπαραστάθηκε με τη μορφή ελατηρίων. Στην περίπτωση που το σύστημα εξετάζοταν υπό οριζόντια σεισμική διέγερση, διαπιστώνεται ξεκάθαρη τροποποίηση της απόκρισης του συστήματος εδάφους-δεξαμενής λόγω της παρουσίας εδαφικής στρώσης. Επιπλέον, σημειώθηκαν μεγαλύτερες ενισχύσεις των σεισμικών κυμάτων σε μαλακά εδάφη και υψίκορμες δεξαμενές, ενώ αποδείχτηκε ότι η παραμορφωσιμότητα των τοιχωμάτων παίζει σημαντικό ρόλο στη δυναμική απόκριση των δεξαμενών. Παρόμοια συμπεράσματα προέκυψαν και για την καταπόνηση του συστήματος υπό κατακόρυφες διεγέρσεις, ενώ διαπιστώθηκε ότι η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας είναι σημαντική όταν δεν λαμβάνεται υπόψη η αλληλεπίδραση εδάφους-δεξαμενής.

Ο Malhotra (1997) μελέτησε την επίδραση φαινομένων ανασηκώματος βάσης στη σεισμική απόκριση κυλινδρικών δεξαμενών που εδράζονται σε εδαφικές στρώσεις. Διεξήχθη εκτενής διερεύνηση αναφορικά με την επιρροή των παραμέτρων του συστήματος στην αντίσταση έναντι ανασηκώματος βάσης σε μερικώς ανασηκωμένες βάσεις δεξαμενών. Τα ευρήματα της έρευνας έδειξαν ότι οι υδροδυναμικές πιέσεις στη βάση μειώνουν την αντίσταση έναντι ανασηκώματος βάσης. Επιπροσθέτως, η αντίσταση έναντι ανασηκώματος αυξάνεται με την αύξηση του πάχους της πλάκας της βάσης και των τοιχωμάτων, καθώς και της δυσκαμψίας του εδάφους θεμελίωσης. Τέλος, η ευκαμψία της θεμελίωσης μειώνει μεν τη ροπή ανατροπής στη βάση και τις αξονικές θλιπτικές τάσεις στα τοιχώματα της δεξαμενής, αλλά προκαλεί

αυξημένες τιμές των πλαστικών στροφών, ανασηκώματος βάσης και των περιφερειακών θλιπτικών τάσεων.

Η αλληλεπίδραση εδάφους-δεξαμενής μέσω της θεωρίας τυχαίων δονήσεων με χρήση κυματιδίων (wavelets) εξετάστηκε από τους Chatterjee and Basu (2001). Πιο συγκεκριμένα, οι εδαφικές κινήσεις χαρακτηρίζονται από αποτελέσματα στατιστικών εκτιμήσεων μέσω κυματικών συντελεστών που προκύπτουν από μια χρονοϊστορία επιταχύνσεων. Επιπλέον, διεξήχθησαν παραμετρικές διερευνήσεις για τη μελέτη της επιρροής του ύψους δεξαμενής, της ιδιοσυχνότητας του εδάφους θεμελίωσης, της ταχύτητας των διαμήκων κυμάτων του εδάφους, καθώς και του λόγου της μάζας δεξαμενής (συμπεριλαμβανομένου και του υγρού περιεχομένου) με τη μάζα της θεμελίωσης. Τα συμπεράσματα της μελέτης αυτής έδειξαν ότι η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής οδήγησε στην επαύξηση των ψευδοφασματικών επιταχύνσεων. Επίσης, ήταν εντονότερη σε δεξαμενές με μεγαλύτερο λόγο μάζας ή σε δεξαμενές που εδράζονται σε πιο δύσκαμπτες θεμελιώσεις. Τέλος, οι υψίκορμες δεξαμενές παρουσίασαν μεγαλύτερες επιταχύνσεις σε σύγκριση με τις πλατιές όταν αμφότερες εδράζονται σε μαλακή εδαφική στρώση.

Μια επόμενη μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών έγινε από τον Larkin (2008). Σκοπός της εργασίας αυτής ήταν η χρήση της μεθόδου συχνοτικού τομέα για τον άμεσο υπολογισμό της ωστικής σεισμικής απόκρισης χαλύβδινων και τσιμεντένιων δεξαμενών που εδράζονται σε εδαφική στρώση. Η αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής ήταν εντονότερη όταν λήφθηκε υπόψη υψίκορμη δεξαμενή σε μαλακό εδαφικό σχηματισμό. Σε αυτή τη περίπτωση ο συντελεστής προσαύξησης της ωστικής ιδιοπερίόδου αυξήθηκε μέχρι την τιμή 5 ή και περισσότερο σε ακραίες περιπτώσεις.

Οι Ruiz και Gutierrez (2015) χρησιμοποίησαν τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την εκτίμηση της απόσβεσης του εδάφους σε δεξαμενές ΥΦΑ που εδράζονται σε ομογενή ελαστικό ημιχώρο. Έγινε σύγκριση της σύνθετη ιδιομορφικής απόσβεσης με την ισοδύναμη απόσβεση της ωστικής ιδιομορφής σε δεξαμενές που εδράζονται σε εδαφική στρώση. Αναλυτικότερα, η ιδιομορφική θεμελιώδης περίοδος αυξήθηκε για τα πιο μαλακά εδάφη και οι τιμές που προέκυψαν από τις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων ήταν ελάχιστα μικρότερες από αυτές που υπάρχουν στους κανονισμούς. Τέλος, προέκυψε ότι η ωστική ιδιοπερίοδος δεν επηρεάστηκε σημαντικά από τις τροποποιήσεις της δυσκαμψίας του εδάφους.

Οι Mykoniou et al. (2016) εφάρμοσαν τη μέθοδο των υποφορέων στο πεδίο των συχνοτήτων για τη διερεύνηση της αλληλεπίδρασης παρακείμενων δεξαμενών που εδράζονται σε εδαφικούς σχηματισμούς. Η προσομοίωση των συστημάτων δεξαμενής-υγρού έγινε με τη χρήση μηχανικών προσομοιωμάτων, ενώ για το υποκείμενο έδαφος χρησιμοποιήθηκαν ελατήρια και αποσβεστήρες. Τα αποτελέσματα της εργασίας αυτής έδειξαν ότι η επίδραση μεταξύ των παρακείμενων δεξαμενών είναι πολύ σημαντική όσον αφορά τη τροποποίηση της απόκρισης της ωστικής συνιστώσας κάθε δεξαμενής ξεχωριστά.

Πειραματική μελέτη της επιρροής της εύκαμπτης βάσης στη σεισμική απόκριση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών διεξήχθη από τους Ormeno et al. (2019). Συγκεκριμένα, η πειραματική διάταξη περιείχε: (α) μια δεξαμενή με τρεις διαφορετικούς λόγους λυγηρότητας που αναπαριστούσε ένα πρωτότυπο μιας χαλύβδινης δεξαμενής, (β) ένα κιβώτιο άμμου που αναπαριστούσε το έδαφος, και (γ) τον πειραματικό εξοπλισμό για την εξαγωγή αποτελεσμάτων επιταχύνσεων και μετακινήσεων καθ' ύψος της δεξαμενής. Επιπλέον, χρησιμοποιήθηκαν έντεκα διαφορετικές σεισμικές εδαφικές κινήσεις για την εκτέλεση των πειραματικών μετρήσεων. Τα ευρήματα της μελέτης έδειξαν ότι στην πλειοψηφία των περιπτώσεων οι μέγιστες μετακινήσεις παρουσίαζαν υψηλότερες τιμές όταν η δεξαμενή εδραζόταν στο κιβώτιο άμμου. Παρόμοια αποτελέσματα προέκυψαν και για τις επιταχύνσεις. Επιπροσθέτως, η ιδιοπερίοδος της δεξαμενής αυξήθηκε όταν εδραζόταν σε εύκαμπτη βάση, όπως αναφέρεται και στις θεωρητικές μελέτες. Τέλος, τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων επιβεβαίωσαν τα αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα.

Οι Meng et al. (2019) εξέτασαν τη σεισμική απόκριση κυλινδρικών δεξαμενών σε μαλακό έδαφος λόγω της πιθανής εμφάνισης βλαβών και αστοχίας σε αυτές τις περιπτώσεις. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν απλοποιητικές μέθοδοι για την αναπαράσταση του υγρού περιεχομένου μέσω συγκεντρωμένων μαζών και ελατηρίων. Η συνάρτηση αντίστασης του εδάφους προσομοιώθηκε ως ένα σύστημα συγκεντρωμένης παραμέτρου. Στη συνέχεια, διεξήχθησαν συγκρίσεις με άλλες μεθοδολογίες, όπου σημειώθηκαν αρκετά καλές συσχετίσεις στα αποτελέσματα. Αναλυτικότερα, οι παράμετροι που μελετήθηκαν ήταν οι ιδιοπερίοδοι, το ύψος κυματισμού, η μετακίνηση της ωστικής μάζας, κ.α. Γενικά, τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής μείωσαν τις μετακινήσεις της ωστικής μάζας, της τέμνουσας βάσης και της ροπής ανατροπής. Ωστόσο, δεν σημειώθηκε κάποια μεταβολή στην κυκλοφορούσα ιδιοπερίοδο και στο ύψος του κύματος για το υγρό περιεχόμενο.

Η εργασία των Bohra et al. (2019) μελέτησε τη σεισμική ανάλυση δεξαμενών με εύκαμπτη θεμελίωση. Συγκεκριμένα, η εύκαμπτη θεμελίωση προσομοιώθηκε μέσω μιας σειράς από ελαστικά ελατήρια με ιδιότητες συμπίεσης, τα οποία τοποθετήθηκαν στη βάση της δεξαμενής και αναπαριστούσαν την ισοδύναμη εδαφική δυσκαμψία. Διερευνήθηκαν τρεις διαφορετικές γεωμετρίες δεξαμενών με λόγους ύψους υγρού προς ακτίνα δεξαμενής ίσους με 0.67, 1.0 και 3.0. Όλες οι δεξαμενές εξετάστηκαν για δύο τύπους συννοριακών συνθηκών της βάσης, η μία έχοντας δύσκαμπτη βάση, ενώ η δεύτερη είχε εύκαμπτη βάση που αναπαριστούσε συμπτυκνωμένο αμμώδες έδαφος. Τα ευρήματα έδειξαν ότι η επιρροή της ευκαμψίας της θεμελίωσης μπορεί να αγνοηθεί για τις πλατιές δεξαμενές, αλλά θα πρέπει να ληφθεί υπόψη για τις υψίκορμες.

Η ιδιομορφική απόκριση μιας πραγματικής δεξαμενής αποθήκευσης νερού, καθώς και η αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής εξετάστηκαν μέσω ενόργανων μετρήσεων από τους Kirtas et al. (2020). Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε ένα πλήθος από καταγραφές στην οροφή δεξαμενής και στην επιφάνεια του εδάφους για την περίπτωση σεισμών χαμηλής έντασης. Η επεξεργασία των αποτελεσμάτων διεξήχθη ακολουθώντας τη μεθοδολογία των σεισμικών κανονισμών και με αριθμητικά αποτελέσματα μέσω απλοποιητικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων. Τα κυριότερα ευρήματα της διερεύνησης αυτής σχετίζονταν με την επαλήθευση της συμπεριφοράς δύσκαμπτων τοιχωμάτων για την ωστική συνιστώσα του αριθμητικού προσομοιώματος. Επίσης, παρατηρήθηκε σαφής συσχέτιση μεταξύ της οριζόντιας και της κατακόρυφης απόκρισης στο επίπεδο της οροφής.

Οι Xu et al. (2020a) παρουσίασαν μια καινοτόμο πειραματική μέθοδο υποφορέων που περιλαμβάνει δυνάμεις αλληλεπίδρασης που καθορίζονται από δυνάμεις ενός συστήματος διέγερσης και τις δυναμικές παραμέτρους της πειραματικής διάταξης. Μέσω της παραπάνω μεθόδου εξετάστηκε η σεισμική συμπεριφορά και η δυναμική αλληλεπίδραση μιας δεξαμενής με το υπέδαφος. Τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν ότι η προτεινόμενη πειραματική διάταξη αποτελεί μια αποτελεσματική εναλλακτική μέθοδο για την εκτίμηση της αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής. Επιπλέον, σημειώθηκε ότι η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής γίνεται πιο έντονη όσο μειώνεται η δυσκαμψία του εδάφους, καθώς και όσο αυξάνεται το ύψος της στάθμης του υγρού περιεχομένου.

Η σεισμική απόκριση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών λαμβάνοντας υπόψη τις αβεβαιότητες των εδαφικών παραμέτρων μελετήθηκε πρόσφατα από τους Kumar and Saha (2021b). Ειδικότερα, οι κυριότερες εδαφικές παράμετροι όπως είναι η ταχύτητα διάδοσης των

διατμητικών κυμάτων και η πυκνότητα παρουσιάστηκαν με τη μορφή κατάλληλων συναρτήσεων κατανομής πιθανότητας. Εξετάστηκαν διάφορες παράμετροι μέγιστης απόκρισης, όπως η τέμνουσα βάσης και η ροπή ανατροπής. Παρατηρήθηκε ότι η αβεβαιότητα των εδαφικών παραμέτρων έχει σημαντική επιρροή στη μέγιστη απόκριση της δεξαμενής.

3.5 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

3.5.1 Απλοποιητικό προσομοίωμα δεξαμενών

Στην παρούσα ενότητα θα γίνει μια εκτενής περιγραφή του απλοποιητικού προσομοιώματος που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα διατριβή για τη μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής (Tsipianitis et al., 2020). Το προσομοίωμα αυτό αναπαριστά σε αρκετά ικανοποιητικό βαθμό τη ρεαλιστική απόκριση μιας τυπικής δεξαμενής υπό σεισμική διέγερση, ενώ έχει μικρό υπολογιστικό κόστος. Αποτελείται κυρίως από στοιχεία κελύφους για τα τοιχώματα και τη βάση, σημειακές μάζες και ελατήρια για τη σύνδεση των τοιχωμάτων με αυτές. Αν και τα τρισδιάστατα συνεχή στοιχεία κελύφους είναι πιο ακριβή, τα δισδιάστατα στοιχεία κελύφους προτιμώνται σε τέτοιου είδους εφαρμογές, διότι εμφανίζουν επαρκή ακρίβεια σε συνδυασμό με το αισθητά μικρότερο υπολογιστικό κόστος (Fu, 2015).

Γενικά, οι λεπτομερείς αριθμητικές προσομοιώσεις είναι εξαιρετικά σύνθετες και απαιτούν μεγάλο υπολογιστικό κόστος, ειδικά όταν λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής (Kilic and Ozdemir, 2007). Επιπροσθέτως, η αριθμητική αναπαράσταση των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών δεν είναι εύκολο ζήτημα, λόγω της υδροδυναμικής απόκρισης του συστήματος δεξαμενής-υγρού περιεχομένου (Abali and Uckan, 2010; Bagheri and Farajian, 2016; Bakalis et al., 2017; Kalogerakou et al., 2017). Όπως αναφέρεται από τους Konstandakopoulou and Hatzigeorgiou (2017), η προσομοίωση των δεξαμενών με τη μορφή ισοδύναμων μηχανικών ανάλογων προτείνεται στους σύγχρονους αντισεισμικούς κανονισμούς, όπως ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2006), ο οποίος και έχει χρησιμοποιηθεί στην παρούσα διερεύνηση.

Σύμφωνα με αρκετές μελέτες (Shrimali και Jangid, 2002, 2003; De Angelis et al., 2010; Kumar και Saha, 2021b) το συμβατικό προσομοίωμα ελατηρίων-μαζών που περιέχει την ωστική και κυκλοφορούσα μάζα μπορεί να χρησιμοποιηθεί σε περιπτώσεις που εξετάζεται η γενική συμπεριφορά των δεξαμενών (όπως στην παρούσα διερεύνηση), όπως η τέμνουσα βάσης και η ροπή ανατροπής. Πρέπει να τονισθεί ότι οι συγκεντρωμένες μάζες που

αντιπροσωπεύουν την ωστική και την κυκλοφορούσα απόκριση του υγρού δεν προσομοιώνουν με απόλυτη ακρίβεια τη κατανομή των πιέσεων στα τοιχώματα. Αντιθέτως, όταν ο βασικός στόχος είναι μια πιο ενδελεχής διερεύνηση των τοπικών δυναμικών καταπονήσεων (π.χ., λυγισμός των τοιχωμάτων), τότε προτείνεται το προσομοίωμα προστιθέμενων μαζών (added-mass model) (Buratti and Tavano, 2013; Miladi and Razzaghi, 2019). Για αυτόν τον λόγο, αρκετές μελέτες (Maheri and Severn, 1992; Virella et al., 2005, 2006a, 2006b; Buratti και Tavano, 2013; Kildashti και Mirzadeh, 2015) χρησιμοποίησαν τη παραπάνω τεχνική για τη μελέτη αγκυρωμένων δεξαμενών.

Ωστόσο, οι Phan και Paolacci (2018) ανέφεραν ότι το προσομοίωμα προστιθέμενων μαζών είναι κατάλληλο για αγκυρωμένες, αλλά όχι για μη-αγκυρωμένες δεξαμενές, επειδή η κατανομή υδροδυναμικών πιέσεων στα τοιχώματα της δεξαμενής επηρεάζονταν σημαντικά από τον μηχανισμό ανασηκώματος βάσης. Επίσης, οι Bakalis και Karamanos (2020) σημειώνουν ότι για τις μη-αγκυρωμένες δεξαμενές, η παραπάνω μέθοδος απαιτεί υψηλό υπολογιστικό φορτίο. Αυτό συμβαίνει διότι -σε συνδυασμό με την αλληλεπίδραση δεξαμενής-υγρού- θα πρέπει να οριστεί ένας ρεαλιστικός αλγόριθμος επαφής (contact) για τον έλεγχο των συνθηκών «μη-διείσδυσης» ανάμεσα στην ανασηκωμένη πλάκα βάσης και το έδαφος.

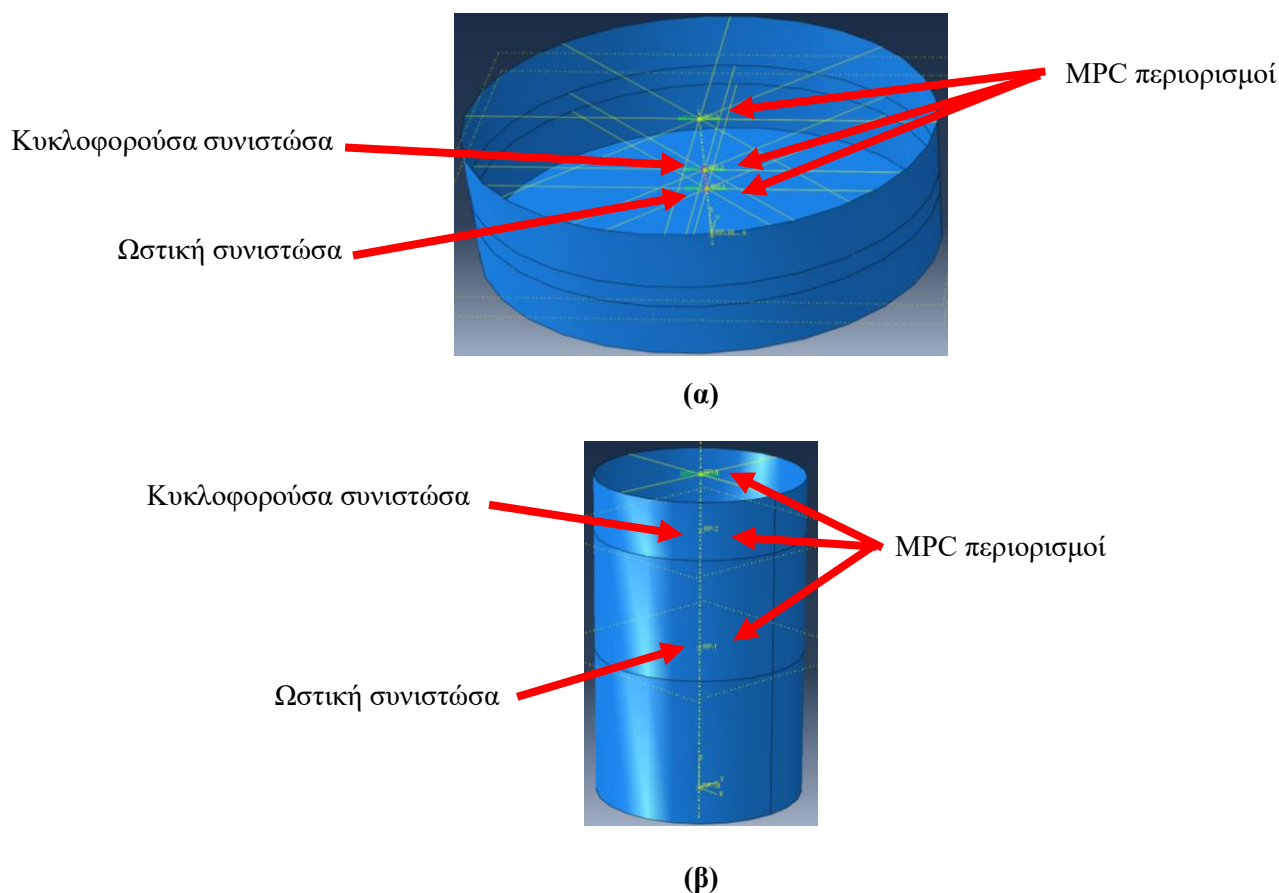
Για τους παραπάνω λόγους, έχει επιλεγεί το προσομοίωμα ελατηρίων-μαζών αφού εξετάζονται διάφορα γενικά θέματα της σεισμικής απόκρισης των μη-αγκυρωμένων και αγκυρωμένων δεξαμενών (π.χ., επιταχύνσεις, φαινόμενα ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης). Αναλυτικότερα, στην παρούσα ενότητα θα αναλυθεί το απλοποιητικό προσομοίωμα ελατηρίων-μαζών του Erkmen (2017) για δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Το προσομοίωμα αυτό αναπαριστά σε ικανοποιητικό βαθμό τη δυναμική απόκριση των δεξαμενών υπό σεισμική διέγερση, ενώ απαιτεί μικρό υπολογιστικό κόστος. Αποτελείται από στοιχεία κελύφους (S4R) για τα τοιχώματα και τη βάση (με μέγεθος πλέγματος ίσο με 0.8), σημειακές μάζες και ελατήρια.

Επιπλέον, το υγρό αναπαρίσταται μέσω δύο συγκεντρωμένων (lumped) μαζών, την ωστική και την κυκλοφορούσα, που αντιπροσωπεύουν τις δύο κύριες συνιστώσες του υγρού περιεχομένου. Οι δύο αυτές μάζες συνδέονται με τα τοιχώματα μέσω περιορισμών πολλαπλών σημείων (MPC - Multi Point Constraints) που προσφέρει το πρόγραμμα Abaqus (Dassault Systemes, 2016). Το κυριότερο χαρακτηριστικό των περιορισμών αυτών (οι οποίοι δεν έχουν μηχανικές ιδιότητες) είναι η προσομοίωση της συμπεριφοράς άκαμπτης ράβδου μεταξύ δύο κόμβων, ενώ η μετακίνηση και η στροφή στον πρώτο κόμβο είναι δεσμευμένη με τη

μετακίνηση και τη στροφή του δεύτερου κόμβου. Επιπλέον, η ωστική και η κυκλοφορούσα μάζα του υγρού συνδέονται μεταξύ τους μέσω κατακόρυφου ελατηρίου με δυσκαμψία k_c . Τα ύψη, οι αντίστοιχες τιμές των μαζών, καθώς και η δυσκαμψία του κατακόρυφου ελατηρίου προκύπτουν από τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 4 (CEN, 2006).

Η υδροδυναμική πίεση του υγρού επιβάλλεται στη δεξαμενή ως αρχικό φορτίο πίεσης στο στατικό βήμα της ανάλυσης. Η βάση της δεξαμενής θεωρείται άκαμπτη (Hori, 1990; Caprinuzzi et al., 2020), εξαιτίας της πλάκας θεμελίωσης από σκυρόδεμα, ενώ για την προσομοίωση της οροφής ορίζεται διαφραγματική λειτουργία στους ανώτερους κόμβους των τοιχωμάτων (Bakalis et al., 2017). Η προσέγγιση αυτή είναι αρκετά ρεαλιστική όταν η οροφή θεωρείται πακτωμένη ή έχουν εγκατασταθεί δακτύλιοι δυσκαμψίας (stiffeners) στην κορυφή της δεξαμενής. Σύμφωνα με τους Malhotra και Veletsos (1994), η χρήση της υπόθεσης της πακτωμένης οροφής είναι ρεαλιστική, αφού η ευκαμψία της υποστηριζόμενης κατασκευής από το κέλυφος της οροφής δεν επηρεάζει την απόκριση της δεξαμενής.

Η επαλήθευση του προσομοιώματος για τη δεξαμενή έγινε μέσω ιδιομορφικής ανάλυσης (modal analysis). Ειδικότερα, η ιδιοπερίοδος του εξεταζόμενου συστήματος συγκρίθηκε με την αντίστοιχη αναλυτική ιδιοπερίοδο που προκύπτει από την εξίσωση A.35 του Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 4 (CEN, 2006). Σύμφωνα με σχετικές μελέτες, έχει αποδειχθεί ότι η καθολική δυναμική απόκριση των δεξαμενών επηρεάζεται κυρίως από την ωστική συνιστώσα του υγρού περιεχομένου (Veletsos et al., 1992; Malhotra, 1997). Οι παράμετροι (γεωμετρία, ιδιότητες υλικού, κ.λπ.) των εξεταζόμενων δεξαμενών έχουν ληφθεί από την εργασία του Haroun (1983), για πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή (Εικόνα 3.5). Επιπλέον, η απόσβεση του συνολικού συστήματος είναι ίση με 5% (CEN, 2006), ενώ οι τιμές 2% και 0.5% έχουν επιλεγεί για τις αποσβέσεις της ωστικής και κυκλοφορούσας συνιστώσας, αντίστοιχα. Χρησιμοποιείται ο χάλυβας S235 με όριο διαρροής 235 MPa, μέτρο ελαστικότητας $E=210$ GPa και λόγο Poisson $\nu=0.3$. Η ιδιοπερίοδος της ωστικής συνιστώσας για την πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή ισούται με 0.16 sec και 0.18 sec, αντίστοιχα, ενώ οι αντίστοιχες της κυκλοφορούσας συνιστώσας είναι 6.89 sec και 4 sec.



Εικόνα 3.5. Απλοποιητικά προσομοιώματα (α) πλατιάς, και (β) υψίκορμης δεξαμενής.

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι διερευνάται και η επιρροή του ποσοστού πλήρωσης στη σεισμική απόκριση της δεξαμενής. Αρκετές μελέτες από τη βιβλιογραφία έχουν τονίσει ότι το επίπεδο της στάθμης του υγρού περιεχομένου τροποποιεί τη συνολική απόκριση της δεξαμενής (Virella et al., 2005; Razzaghi and Eshghi, 2015; Cortes and Prinz, 2017; Mayorga et al., 2019; Phan et al., 2019, 2020; Zhao et al., 2020; Zhang et al., 2020; Luo et al., 2020; Yazdanian et al., 2020; Caprinuzzi and Dolsek, 2021; Jin et al., 2021). Για αυτόν τον λόγο, εξετάζονται δεξαμενές πλήρως και μερικώς γεμάτες, με ποσοστό πλήρωσης υγρού περιεχομένου 100% και 50%, αντίστοιχα. Όσον αφορά τις μερικώς γεμάτες δεξαμενές, οι ιδιοπερίοδοι της ωστικής συνιστώσας της πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής παρουσιάζουν χαμηλότερες τιμές συγκριτικά με τις πλήρως γεμάτες δεξαμενές, δηλαδή 0.10 sec και 0.08 sec, αντίστοιχα. Αντιθέτως, οι ιδιοπερίοδοι της κυκλοφορούσας συνιστώσας δίνουν υψηλότερες τιμές και για τις δύο δεξαμενές, δηλαδή 8.69 sec και 4.8 sec, αντίστοιχα. Οι Πίνακες 3.1 και 3.2 περιέχουν τις κυριότερες παραμέτρους των δύο απλοποιητικών προσομοιωμάτων για τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών για κάθε ποσοστό πλήρωσης υγρού και για κάθε τύπο λυγρηρότητας.

Πίνακας 3.1. Παράμετροι πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής με 100% ποσοστό πλήρωσης.

Παράμετρος	Πλατιά ($H/R=0.67$)	Υψίκορμη ($H/R=3$)
$R [m]$	18.29	7.32
$H [m]$	12.2	21.96
$t [mm]$	25.4	25.4
$h_i [m]$	4.59	9.95
$T_i [sec]$	0.16	0.18
$m_i [tn]$	4883.6	3112.5
$h_c [m]$	6.77	18.12
$T_c [sec]$	6.89	4.00
$k_c [kN/m]$	63.5	1438.1
$m_c [tn]$	7449.9	584.1

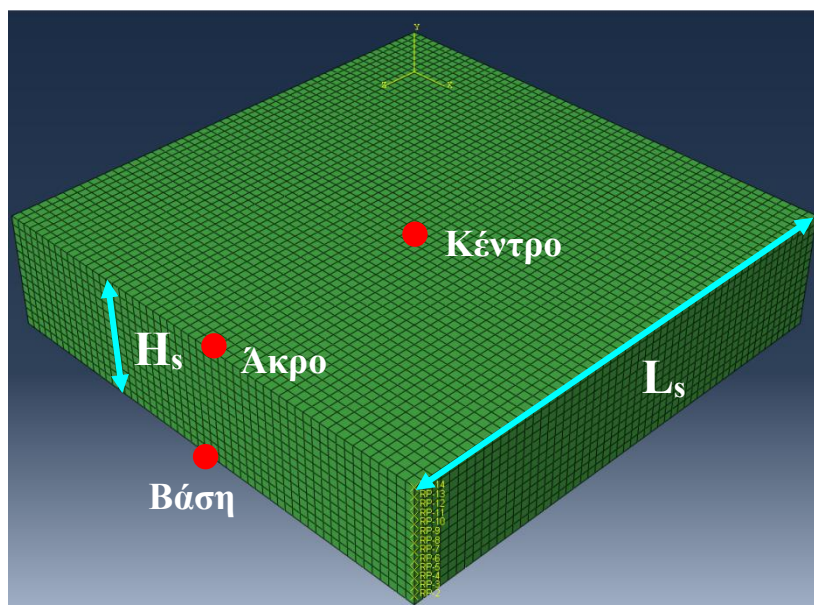
Πίνακας 3.2. Παράμετροι πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής με 50% ποσοστό πλήρωσης.

Παράμετρος	Πλατιά ($H/R=0.33$)	Υψίκορμη ($H/R=1.5$)
$R [m]$	18.29	7.32
$H [m]$	6.1	10.98
$t [mm]$	25.4	25.4
$h_i [m]$	2.44	4.82
$T_i [sec]$	0.10	0.08
$m_i [tn]$	1261.5	1267.9
$h_c [m]$	3.20	7.58
$T_c [sec]$	8.69	4.80
$k_c [kN/m]$	2693.5	1429
$m_c [tn]$	5149.2	580.4

3.5.2 Προσομοίωμα εδαφικής στρώσης

Όπως έχει προαναφερθεί, ο κύριος σκοπός της παρούσας διερεύνησης είναι η μελέτη της επιρροής της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής σε δεξαμενές υγρών, το οποίο προϋποθέτει την παρουσία μιας μαλακής εδαφικής στρώσης, αφού τα φαινόμενα αυτά δεν παρουσιάζονται στις περιπτώσεις σκληρών εδαφών ή βράχων. Για αυτόν τον λόγο, η έμφαση δίνεται στην παραμετρική διερεύνηση για την περίπτωση μαλακού εδάφους και, συνεπώς, στις επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις που έχουν επιλεγεί βάσει της συμβατότητάς τους με παρόμοιες γεωτεχνικές συνθήκες. Επομένως, για λόγους σύγκρισης, όλες οι αναλύσεις έχουν διεξαχθεί και για πακτωμένη βάση (δηλαδή, χωρίς φαινόμενα αλληλεπίδρασης). Ειδικότερα, χρησιμοποιώντας τις ίδιες καταγραφές, το δεύτερο μέρος των αναλύσεων αναφέρεται σε πολύ δύσκαμπτη εδαφική στρώση, δηλαδή οι δεξαμενές θεωρούνται ότι εδράζονται σε έδαφος κατηγορίας A (βράχο), σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2004).

Σε αντίθεση με τη δεξαμενή όπου θα χρησιμοποιηθεί απλοποιητική προσομοίωση που αναφέρθηκε νωρίτερα, για το εδαφικό προσομοίωμα χρησιμοποιούνται συνεχή στερεά στοιχεία (C3D8R) για τη ρεαλιστική αναπαράσταση της εδαφικής κίνησης. Στην παρούσα ενότητα παρουσιάζεται η παραμετρική διερεύνηση για μαλακό εδαφικό σχηματισμό με ταχύτητα διατμητικών κυμάτων $V_s=200$ m/s, που αντιστοιχεί στην κατηγορία C του Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2004). Η πυκνότητα του εδαφικού υλικού είναι $\rho=1,850$ kg/m³, το μέτρο ελαστικότητας είναι $E=207.2$ MPa, ενώ ο λόγος Poisson είναι $\nu=0.4$. Η πυκνότητα του βραχώδους υποβάθρου είναι $\rho=2,500$ kg/m³, το μέτρο ελαστικότητας $E=20720$ MPa, ο λόγος Poisson είναι $\nu=0.2$, οπότε προκύπτει ότι η ταχύτητα ισούται περίπου με $V_s=1840$ m/s. Η απόσβεση είναι 5% και για τα δύο υλικά. Αξίζει να σημειωθεί ότι η προσέγγιση του εδάφους ως ομογενούς μέσου δεν αποτελεί συντηρητική επιλογή για τον σχεδιασμό δεξαμενής πάνω σε εδαφική στρώση, λόγω της μεγάλης της μάζας (Kumar and Saha, 2021b).

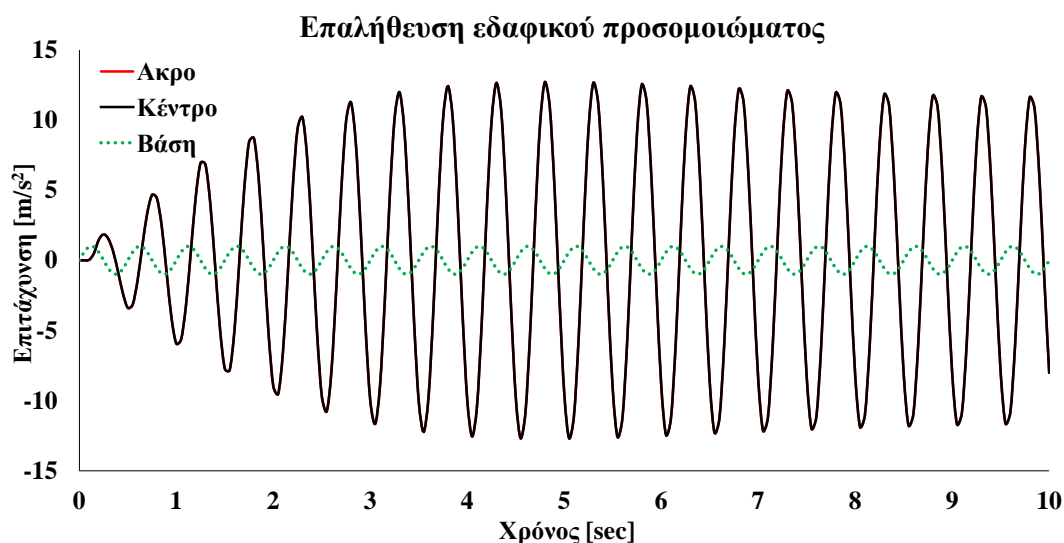


Εικόνα 3.6. Αριθμητικό προσομοίωμα για την επαλήθευση της απόκρισης εδαφικής στρώσης.

Το πάχος της εδαφικής στρώσης (H_s) είναι ίσο με 25 m, το οποίο αντιστοιχεί σε ιδιοπερίοδο: $T=4H_s/V_s=0.5$ sec. Το πλάτος του εδαφικού προσομοιώματος (L_s) λαμβάνεται στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις ίσο με 3 φορές τη διάμετρο της κάθε δεξαμενής, το οποίο θεωρείται επαρκές (Ghosh and Wilson, 1969; Sextos et al., 2017; Xu et al., 2020b), ενώ το μέγεθος του πλέγματος των πεπερασμένων στοιχείων είναι 2 m (Εικόνα 3.6). Στη βάση του εδαφικού προσομοιώματος επιβάλλονται οι σεισμικές διεγέρσεις στον οριζόντιο άξονα, ενώ στα πλευρικά όρια είναι ελεύθερη η κίνηση στον κατακόρυφο άξονα. Ταυτόχρονα, σε κάθε επίπεδο

καθ' ύψος του πλέγματος επιβάλλονται περιορισμοί τύπου “PIN” σε όλους τους εξωτερικούς πλευρικούς κόμβους για την αποφυγή ανάκλασης των σεισμικών κυμάτων (Sextos et al., 2017).

Η επαλήθευση του αριθμητικού προσομοιώματος για το υποκείμενο έδαφος (χωρίς τη παρουσία της δεξαμενής) πραγματοποιήθηκε σε δύο στάδια: (α) επαλήθευση της αναλυτικής λύσης του συντελεστή ενίσχυσης, και (β) έλεγχος επάρκειας των μη-ανακλώμενων οριζόντιων συνόρων. Αρχικά, επιβλήθηκε στους κόμβους της βάσης του εξεταζόμενου προσομοιώματος μια αρμονική διέγερση με θεμελιώδη περίοδο ίση με 0.5 sec. Η επαλήθευση απεικονίζεται στην Εικόνα 3.7, όπου ο μέγιστος συντελεστής ενίσχυσης (Amplification Factor – AF) επαληθεύει την αντίστοιχη αναλυτική λύση, από την οποία προκύπτει ότι $AF=2/\pi \approx 12.7$ στην επιφάνεια της εδαφικής στρώσης. Επιπλέον, παρουσιάζεται η σύγκριση των αποκρίσεων στο κέντρο και στο άκρο της επιφάνειας. Είναι προφανές ότι η αριθμητική λύση και στα δύο σημεία είναι ταυτόσημη με την αναλυτική λύση, επομένως, δεν παρατηρούνται ανακλάσεις των σεισμικών κυμάτων στα σύνορα του αριθμητικού προσομοιώματος. Συνεπώς, οι υποθέσεις σχετικά με τις διαστάσεις, το μέγεθος του πλέγματος και τις συνοριακές συνθήκες του εδαφικού προσομοιώματος είναι ρεαλιστικές και ακριβείς.



Εικόνα 3.7. Επιβαλλόμενη αρμονική διέγερση στη βάση και χρονοϊστορίες επιταχύνσεων στο κέντρο και στο άκρο της εδαφικής επιφάνειας.

3.5.3 Συζευγμένο προσομοίωμα εδάφους-δεξαμενής

Σε παλαιότερες μελέτες (Veletsos and Tang, 1990; Veletsos et al., 1992; Meng et al., 2019) οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας δισδιάστατα (2D) προσομοιώματα για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής-υγρού. Επιπροσθέτως, οι μελέτες

αυτές υιοθετήσαν απλοποιητικές παραδοχές για την αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής και εδάφους-κατασκευής (χρησιμοποιώντας ελατήρια και αποσβεστήρες). Επίσης, πραγματοποιήθηκαν μόνο γραμμικές αναλύσεις για τα εδάφη και τις δεξαμενές.

Στην παρούσα μελέτη, η συζευγμένη (coupled) προσομοίωση των δύο επιμέρους τμημάτων (εδάφους και δεξαμενής) στο λογισμικό Abaqus (Εικόνα 3.8) για τους δύο τύπους λυγηρότητας (πλατιά, υψίκορμη) απαιτεί τον καθορισμό παραμέτρων αλληλεπίδρασης μεταξύ τους. Πιο συγκεκριμένα, επιλέγονται κατάλληλες ιδιότητες στη διεπιφάνεια εδάφους-δεξαμενής. Στην παρούσα ενότητα, εξετάζονται δύο τύποι σύνδεσης ανάλογα με τον τρόπο έδρασης της δεξαμενής. Ειδικότερα, η περίπτωση αγκυρωμένης δεξαμενής προσομοιώνεται μέσω της επιλογής “TIE constraint”, ενώ όταν η δεξαμενή είναι μη-αγκυρωμένη, χρησιμοποιείται η σύνδεση «επιφάνειας-επιφάνειας» με συντελεστή τριβής $\mu_1=0.4$, όπως προτείνεται από τον σχετικό κανονισμό American Petroleum Institute καθώς και από άλλες μελέτες (API, 2005; Caprinuzzi et al., 2020) και $\mu_2=0.7$ (Sextos et al., 2017). Η επαλήθευση των συζευγμένων προσομοιωμάτων έγινε μέσω της αναλυτικής σχέσης των Veletsos and Meek (1974) για τον υπολογισμό της ιδιοπερίοδου του συστήματος:

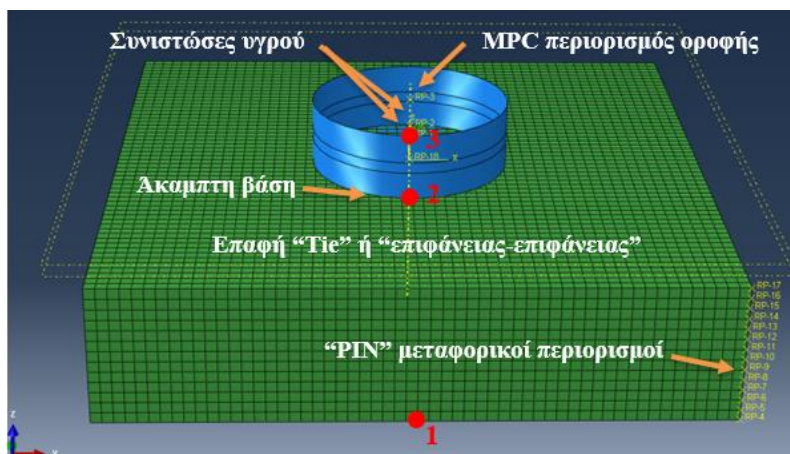
$$\frac{T'}{T} = \sqrt{1 + \frac{k}{k_u} + \frac{kh^2}{k_\theta}} \quad (3.2)$$

όπου T είναι η ιδιοπερίοδος της δεξαμενής [sec], k είναι η οριζόντια δυσκαμψία της δεξαμενής [N/m], k_u είναι η οριζόντια δυσκαμψία της κυκλικής βάσης [N/m], k_θ , είναι η δυσκαμψία ανατροπής της κυκλικής βάσης [N/m], και, h , είναι το ύψος της δεξαμενής [m]. Συνεπώς, η τιμή που προκύπτει για την πλατιά δεξαμενή (Εικόνα 3.8.α) ισούται με 0.37 sec, ενώ από το Abaqus η αντίστοιχη τιμή είναι 0.38 sec. Όσον αφορά την περίπτωση της υψίκορμης δεξαμενής (Εικόνα 3.8.β), η τιμή που λαμβάνεται από το Abaqus είναι 0.76 sec, ενώ η σχέση (3.2) δίνει αποτέλεσμα 0.79 sec. Τα αποτελέσματα αυτά έρχονται σε συμφωνία με τη γενική θεωρία που αναφέρει ότι η παρουσία μαλακής εδαφικής στρώσης συνεισφέρει στην αύξηση της θεμελιώδους περιόδου του συστήματος (Day, 2002).

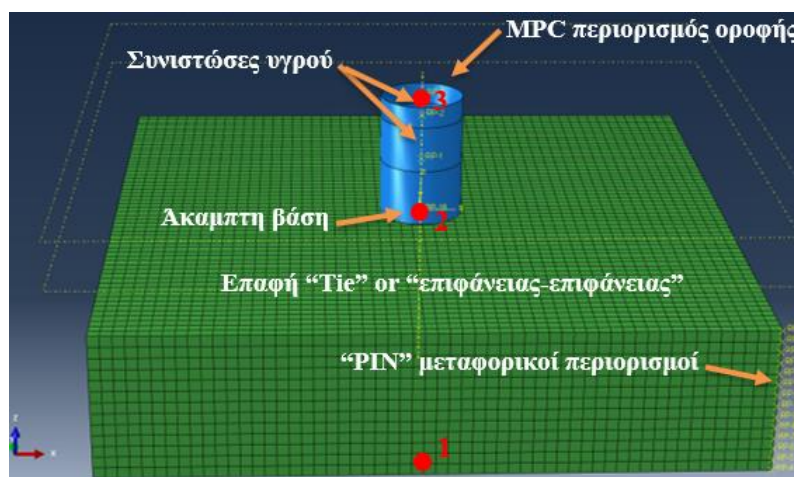
Για την επαλήθευση των φαινομένων αλληλεπίδρασης των προτεινόμενων συζευγμένων προσομοιωμάτων, θα πρέπει να μην ικανοποιείται η ανισότητα 3.3, η οποία καθορίζει την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης αναφορικά με την αδρανειακή αλληλεπίδραση (Veletsos, 1977):

$$\frac{h}{V_s \cdot T} \sqrt{\frac{h}{r}} \leq 0.125 \quad (3.3)$$

όπου h είναι το ύψος της κατασκευής [m], V_s είναι η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων του εδάφους θεμελίωσης [m/s], T είναι η περίοδος της πακτωμένης κατασκευής [sec], και r είναι η ακτίνα της πλάκας θεμελίωσης [m].



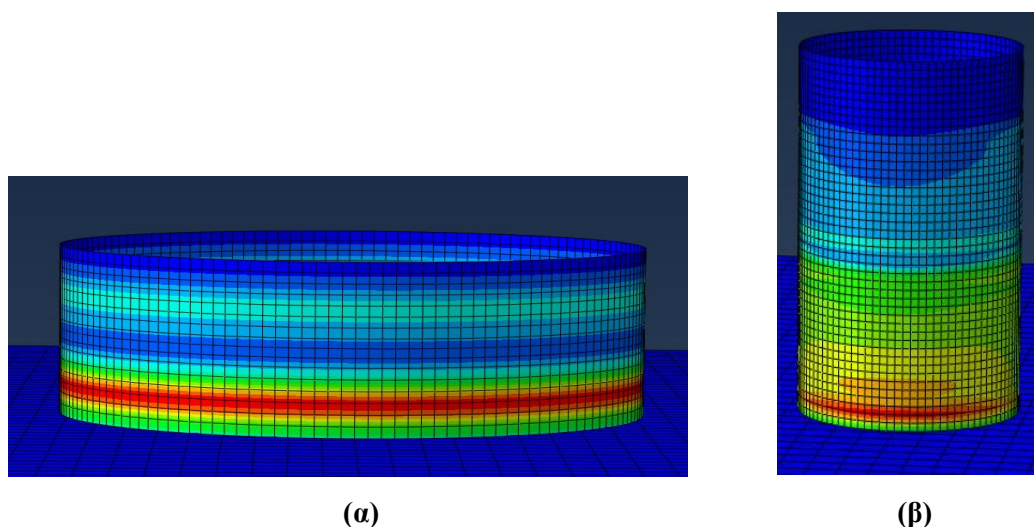
(α)



(β)

Εικόνα 3.8. Συζευγμένα προσομοιώματα για: (α) τη πλατιά, και (β) την υψίκορμη δεξαμενή.

Στις εξεταζόμενες περιπτώσεις, το αποτέλεσμα του αριστερού μέλους της ανισότητας είναι 0.34 και 0.80 για τη πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή, αντίστοιχα. Συνεπώς, και για τα δύο προσομοιώματα εδάφους-δεξαμενής τα φαινόμενα αλληλεπίδρασης θα πρέπει να διερευνηθούν αφού η ανισότητα δεν ικανοποιείται. Επιπλέον, τα προσομοιώματα και στις δύο δεξαμενές μπορούν να αναπαραστήσουν με αρκετή ακρίβεια την καθ' ύψος κατανομή των τάσεων. Ενδεικτικά, η Εικόνα 3.9 παρουσιάζει δύο χαρακτηριστικές απεικονίσεις, όπου φαίνεται ότι το αριθμητικό προσομοίωμα αναπαριστά τις ζώνες συγκεντρώσεων των τάσεων κοντά στη βάση της κάθε δεξαμενής, το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε φαινόμενα τοπικού λυγισμού (π.χ., λυγισμός μορφής «πόδα ελέφαντα»).



Εικόνα 3.9. Απεικόνιση της καθ' ύψους κατανομής των τάσεων von Mises για: (α) την πλατιά, και (β) την υψίκορμη δεξαμενή.

3.6 ΕΠΙΛΟΓΗ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ

Για κάθε λόγο λυγηρότητας, υπολογίστηκε διαφορετική κλιμάκωση για κάθε εδαφική κίνηση, σύμφωνα με τις δυναμικές ιδιότητες των δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν δέκα σεισμικές καταγραφές για έδαφος τύπου C από τη βάση σεισμών του PEER-NGA (ngawest2.berkeley.edu) (Chiou et al., 2008). Αυτές κλιμακώθηκαν κατάλληλα ώστε η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης της θεμελιώδους ωστικής περιόδου για κάθε δεξαμενή (για πακτωμένες συνθήκες) με απόσβεση ίση με 5% $-(SA(T_{1,5\%}))$ - να ισούται με 0.36 g (βλ. Πίνακα 3.3) βάσει του ελαστικού φάσματος του Ευρωκώδικα 8 με συντελεστή σπουδαιότητας $\gamma_i=1.6$ (CEN, 2006). Όπως προαναφέρθηκε, επιλέγεται η ωστική περίοδος διότι αρκετές σχετικές μελέτες έχουν δείξει ότι η δυναμική απόκριση των δεξαμενών επηρεάζεται κυρίως από αυτήν τη συνιστώσα, το οποίο επαληθεύεται κι από τα αποτελέσματα.

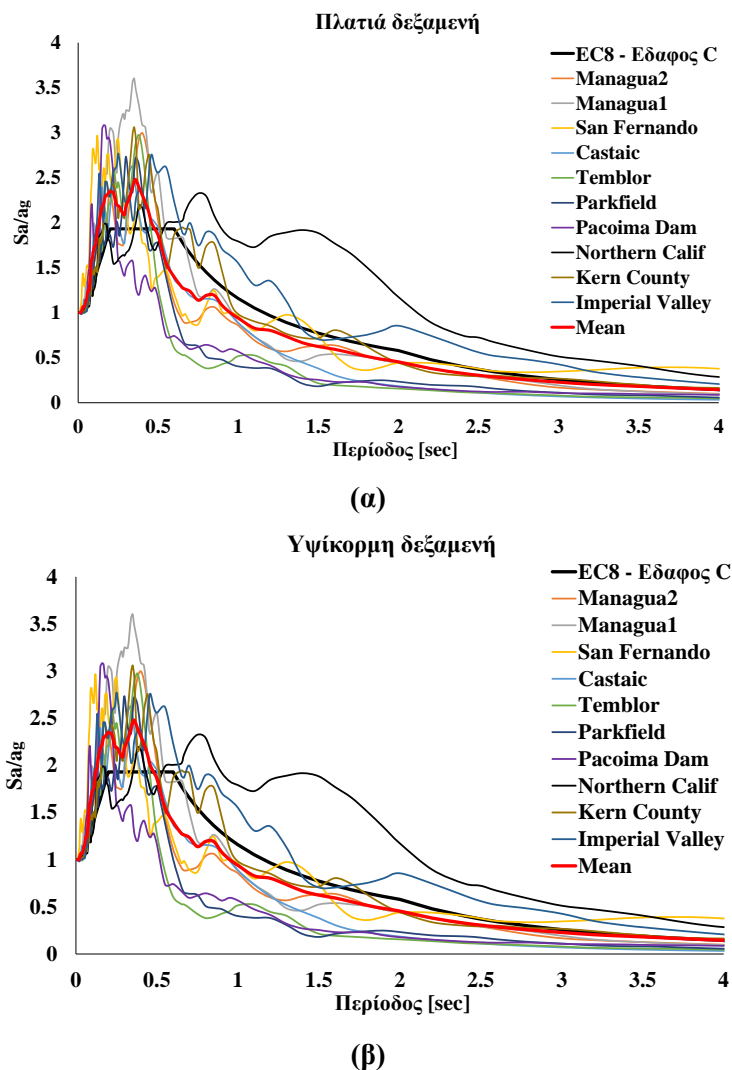
Τα τροποποιημένα ελαστικά φάσματα των επιβαλλόμενων εδαφικών κινήσεων για πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή παρουσιάζονται στις Εικόνες 3.10.α και 3.10.β. Όπως έχει αναφερθεί, για τη διεξαγωγή μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων έχει χρησιμοποιηθεί το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Για την πιο ρεαλιστική αναπαράσταση των αποτελεσμάτων, λήφθηκαν υπόψη μη-γραμμικότητες γεωμετρίας (NLgeom:ON) και υλικού της δεξαμενής.

Πίνακας 3.3. Σεισμικές καταγραφές από τη βάση σεισμών του PEER-NGA.

A/A	Σεισμικό γεγονός	Έτος	Μέγεθος	Σταθμός	Συντελεστής κλιμάκωσης: Πλατιά δεξαμενή	Συντελεστής κλιμάκωσης: Υψίκορμη δεξαμενή
1	Imperial Valley	1940	7.0	El-Centro	2.06	2.05
2	Kern County	1952	7.4	Taft Lincoln School	2.78	2.92
3	Northern California	1954	6.5	Ferndale City Hall	2.82	3.58
4	Parkfield	1966	6.2	Cholame	1.42	1.51
5	San Fernando	1971	6.6	LA Hollywood	0.55	2.16
6	Managua, Nicaragua	1972	6.2	Managua, ESSO-1	1.28	1.09
7	Managua, Nicaragua	1972	5.2	Managua, ESSO-2	1.93	2.03
8	Parkfield	1966	6.2	Temblor	1.67	1.63
9	San Fernando	1971	6.6	Castaic	1.61	1.79
10	San Fernando	1971	6.6	Pacoima Dam	0.55	0.58

3.7 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Σε αυτήν την ενότητα, παρουσιάζεται η διερεύνηση της ενίσχυσης ή απομείωσης των επιταχύνσεων καθ' ύψος του συζευγμένου προσομοιώματος εδάφους-δεξαμενής. Ειδικότερα, οι Πίνακες 3.4 και 3.5 απεικονίζουν τα αποτελέσματα σε τρία χαρακτηριστικά σημεία των αγκυρωμένων (ANCH) και μη-αγκυρωμένων (UNCH) δεξαμενών με πλήρη στάθμη (βλ. Εικόνα 3.8) με συντελεστή τριβής $\mu_I=0.4$. Πιο συγκεκριμένα, το πρώτο σημείο (Σημείο 1) αναφέρεται στη βάση θεμελίωσης, όπου επιβάλλονται οι σεισμικές διεγέρσεις. Το δεύτερο σημείο (Σημείο 2) βρίσκεται στη βάση της δεξαμενής, και το τρίτο σημείο (Σημείο 3) βρίσκεται στην κορυφή της δεξαμενής, όπου έχουν χρησιμοποιηθεί συνθήκες διαφραγματικής λειτουργίας.



Εικόνα 3.10. Τροποποιημένα φάσματα απόκρισης για: (α) την πλατιά και (β) την υψίκορμη δεξαμενή.

Γενικά, ο συντελεστής ενίσχυσης ορίζεται ως ο λόγος ανάμεσα στη μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση στη κορυφή και στη βάση του προσομοιώματος. Επομένως, ο συντελεστής ενίσχυσης AF_1 σχετίζεται με την επιρροή της εδαφικής στρώσης στην επιβαλλόμενη διέγερση, αφού αντιπροσωπεύει τον λόγο μεταβολής των μέγιστων επιταχύνσεων αποκλειστικά στην θεμελίωση. Ο συντελεστής ενίσχυσης AF_2 αναφέρεται στον λόγο της μέγιστης επιτάχυνσης ανάμεσα στη βάση και την κορυφή της δεξαμενής, ενώ ο συντελεστής AF_3 σχετίζεται με τη μέγιστη επιτάχυνση ανάμεσα στη βάση του εδάφους και στην κορυφή της δεξαμενής. Συνεπώς, αντιπροσωπεύει τη συνολική ενίσχυση του συζευγμένου συστήματος εδάφους-δεξαμενής.

Όπως φαίνεται στους Πίνακες 3.4 και 3.5, τα αποτελέσματα των επιταχύνσεων παρουσιάζουν μια ευρεία διασπορά για αγκυρωμένες (ANCH) και μη (UNCH). Συγκεκριμένα, παρατηρούνται ενισχύσεις και απομειώσεις στα επίπεδα των επιταχύνσεων (σε απόλυτες τιμές). Η μέγιστη συνολική ενίσχυση, με τιμή ίση με 3.29, παρατηρείται για την καταγραφή

Northern California και την αγκυρωμένη δεξαμενή. Επιπλέον, η μέγιστη απομείωση, με τιμή ίση με 0.28, σημειώνεται για το επιταχυνσιογράφημα Parkfield-Temblor και τη μη-αγκυρωμένη δεξαμενή. Τα αποτελέσματα για την υψίκορμη δεξαμενή (Πίνακας 3.5) παρουσιάζουν διαφορετική εικόνα. Ειδικότερα, στην πλειοψηφία των εξεταζόμενων περιπτώσεων, και ειδικά για τον συντελεστή ενίσχυσης AF_3 , η σεισμική κίνηση παρουσιάζει σημαντική ενίσχυση.

Επιπροσθέτως, οι αγκυρωμένες δεξαμενές παρουσίασαν υψηλότερες ενισχύσεις συγκριτικά με τα μη-αγκυρωμένα προσομοιώματα. Η μεγαλύτερη συνολική ενίσχυση παρατηρήθηκε στην καταγραφή Northern California, όπου είχε τιμή ίση με 7.85, ενώ η μεγαλύτερη απομείωση σημειώθηκε για τη διέγερση Parkfield-Temblor, με τιμή ίση με 0.62. Αξίζει να σημειωθεί ο συντελεστής ενίσχυσης αναφορικά μόνο με την εδαφική στρώση για την καταγραφή Northern California (AF_1 ίσος με 6.88), ενώ μόνη της η δεξαμενή συμπεριφέρεται αρκετά διαφορετικά, αφού σημειώνεται απομείωση (AF_2 ίσος με 0.58). Αντιθέτως, η μεγαλύτερη ενίσχυση AF_2 αποκλειστικά για τη δεξαμενή, σημειώνεται στην καταγραφή Parkfield-Cholame (ίση με 7.99), ενώ η εδαφική στρώση απομειώνει αυτή τη διέγερση (AF_1 ίσος με 0.37).

Πίνακας 3.4. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη πλατιά δεξαμενή.

Διέγερση	Έδραση	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης [g]	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης δεξαμενής [g]	Μέγιστη επιτάχυνση οροφής δεξαμενής [g]	AF_1	AF_2	AF_3
Imperial Valley-1940 El Centro	UNCH	0.54	1.08	0.93	1.99	0.86	1.72
	ANCH	0.54	0.70	1.05	1.29	1.51	1.95
Kern County-1952 Taft Lincoln School	UNCH	0.42	0.38	0.54	0.92	1.40	1.29
	ANCH	0.42	0.31	0.47	0.75	1.49	1.12
North Calif-1954 Ferndale City Hall	UNCH	0.46	1.41	1.16	3.08	0.82	2.54
	ANCH	0.46	0.86	1.51	1.87	1.76	3.29
Parkfield-1966 Cholame	UNCH	0.55	0.41	0.49	0.75	1.20	0.90
	ANCH	0.55	0.27	0.44	0.50	1.62	0.8

San Fernando-1971 LA Hollywood	UNCH	0.35	0.31	0.48	0.90	1.54	1.38
	ANCH	0.35	0.25	0.4	0.73	1.60	1.16
Managua 1-1972 Managua ESSO	UNCH	0.43	0.51	0.65	1.18	1.29	1.53
	ANCH	0.43	0.38	0.52	0.87	1.38	1.21
Managua 2-1972 Managua ESSO	UNCH	0.50	0.49	0.65	0.98	1.34	1.53
	ANCH	0.50	0.40	0.56	0.80	1.38	1.11
Parkfield-1966 Temblor pre-1969	UNCH	0.60	0.13	0.17	0.22	1.24	0.28
	ANCH	0.60	0.18	0.18	0.31	0.99	0.30
San Fernando-1971 Castaic	UNCH	0.41	0.10	0.15	0.26	1.44	0.37
	ANCH	0.41	0.18	0.18	0.44	1.04	0.45
San Fernando-1971 Pacoima Dam	UNCH	0.67	0.38	0.51	0.56	1.35	0.75
	ANCH	0.67	0.35	0.55	0.52	1.57	0.82

Πίνακας 3.5. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη υψίκορμη δεξαμενή.

Διέγερση	Έδραση	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης [g]	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης δεξαμενής [g]	Μέγιστη επιτάχυνση οροφής δεξαμενής [g]	AF ₁	AF ₂	AF ₃
Imperial Valley-1940 El Centro	UNCH	0.54	0.88	1.62	1.64	1.84	3.01
	ANCH	0.54	0.84	3.4	1.57	4.03	6.32
Kern County-1952 Taft Lincoln School	UNCH	0.44	0.49	1.36	1.11	2.79	3.1
	ANCH	0.44	0.54	1.85	1.23	3.45	4.23
North Calif-1954 Ferndale City Hall	UNCH	0.58	4	2.32	6.88	0.58	3.98
	ANCH	0.58	1.17	4.57	2.02	3.89	7.85
Parkfield-1966 Cholame	UNCH	0.58	0.2	0.86	0.34	4.4	1.49
	ANCH	0.58	0.22	1.72	0.37	7.99	2.97

San Fernando-1971 LA Hollywood	UNCH	0.41	0.48	1.23	1.19	2.55	3.03
	ANCH	0.41	0.48	1.32	1.18	2.76	3.24
Managua 1-1972 Managua ESSO	UNCH	0.37	0.32	1.11	0.88	3.46	3.04
	ANCH	0.37	0.28	1.63	0.77	5.77	4.45
Managua 2-1972 Managua ESSO	UNCH	0.53	0.4	0.97	0.75	2.44	1.83
	ANCH	0.53	0.44	1.65	0.84	3.76	3.14
Parkfield-1966 Temblor pre-1969	UNCH	0.58	0.12	0.36	0.21	2.9	0.62
	ANCH	0.58	0.17	0.6	0.29	3.57	1.04
San Fernando-1971 Castaic	UNCH	0.45	0.24	0.47	0.52	2	1.04
	ANCH	0.45	0.29	0.54	0.64	1.86	1.19
San Fernando-1971 Pacoima Dam	UNCH	0.7	0.38	1.37	0.53	3.65	1.95
	ANCH	0.7	0.39	1.67	0.56	4.27	2.37

3.7.1 Επιρροή του ποσοστού πλήρωσης του υγρού περιεχομένου

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστούν -μέσω των Πινάκων 3.6 και 3.7- τα αποτελέσματα των αναλύσεων που σχετίζονται με την επιρροή του ποσοστού πλήρωσης υγρού περιεχομένου στις δεξαμενές στις ενισχύσεις των επιταχύνσεων. Πιο συγκεκριμένα, μελετήθηκαν δύο περιπτώσεις ποσοστού πλήρωσης για κάθε τύπο δεξαμενής (πλατιά και υψίκορμη) και για κάθε τύπο έδρασης (αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη): πλήρως γεμάτη (100% ποσοστό πλήρωσης) και μερικώς γεμάτη (50% ποσοστό πλήρωσης).

Τα αποτελέσματα για την πλατιά δεξαμενή (Πίνακας 3.6) δείχνουν ότι δεν υπάρχουν ξεκάθαρες ενδείξεις ανάλογα με το ποσοστό πλήρωσης του υγρού περιεχομένου στη δεξαμενή. Συγκεκριμένα, οι συντελεστές ενίσχυσης παρουσιάζουν απομείωση αλλά και οριακή ενίσχυση αναφορικά με τις επιταχύνσεις για 50% και 100%, αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη, γεμάτη δεξαμενή. Η μεγαλύτερη ενίσχυση για τον συντελεστή AF_3 για τη γεμάτη δεξαμενή σημειώνεται στη καταγραφή Northern California με τιμή 3.29, ενώ για μερικώς γεμάτη δεξαμενή η μέγιστη τιμή είναι 2.44 για την ίδια χρονοϊστορία. Αντιθέτως, η μεγαλύτερη

απομείωση για γεμάτη δεξαμενή είναι 0.28 για τη διέγερση Parkfield-Temblor, ενώ για μερικώς γεμάτη δεξαμενή η μέγιστη απομείωση είναι 0.37 πάλι για την ίδια χρονοϊστορία.

Η υψίκορμη δεξαμενή (Πίνακας 3.7) παρουσιάζει πιο ξεκάθαρες αποτελέσματα σε σύγκριση με την πλατιά δεξαμενή, αφού ο συντελεστής AF_3 λαμβάνει πιο μεγάλες τιμές. Απομείωση παρατηρείται μόνο για την καταγραφή Parkfield-Temblor, έχει τιμή 0.62 και 0.51 για πλήρως και για μερικώς γεμάτη δεξαμενή, αντίστοιχα. Επίσης, στις περισσότερες των περιπτώσεων η μερικώς γεμάτη δεξαμενή δίνει μικρότερες τιμές επιταχύνσεων σε σχέση με την πλήρως γεμάτη. Η μεγαλύτερη ενίσχυση για 100% γεμάτη δεξαμενή παρατηρείται για την καταγραφή Northern California και έχει τιμή 7.85.

Πίνακας 3.6. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για 100% και 50% ποσοστό πλήρωσης για πλατιά δεξαμενή.

Διέγερση	Ποσοστό πλήρωσης	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης [g]	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης δεξαμενής [g]	Μέγιστη επιτάχυνση οροφής δεξαμενής [g]	AF_1	AF_2	AF_3
Imperial Valley-1940 El Centro	U-100%	0.54	1.08	0.93	1.99	0.86	1.72
	U-50%	0.54	1.04	0.83	1.93	0.79	1.53
	A-100%	0.54	0.7	1.05	1.29	1.51	1.95
	A-50%	0.54	0.9	1.0	1.67	1.11	1.86
Kern County-1952 Taft Lincoln School	U-100%	0.42	0.38	0.54	0.92	1.4	1.29
	U-50%	0.42	0.44	0.49	1.05	1.11	1.17
	A-100%	0.42	0.31	0.47	0.75	1.49	1.12
	A-50%	0.42	0.41	0.49	0.98	1.21	1.18
North Calif-1954 Ferndale City Hall	U-100%	0.46	1.41	1.16	3.08	0.82	2.54
	U-50%	0.46	1.2	0.96	2.62	0.8	2.09
	A-100%	0.46	0.86	1.51	1.87	1.76	3.29
	A-50%	0.46	1.02	1.12	2.23	1.1	2.44
Parkfield-1966 Cholame	U-100%	0.55	0.41	0.49	0.75	1.2	0.9
	U-50%	0.55	0.38	0.41	0.7	1.07	0.75
	A-100%	0.55	0.27	0.44	0.5	1.62	0.8
	A-50%	0.55	0.29	0.35	0.54	1.18	0.63
San Fernando-1971 LA Hollywood	U-100%	0.35	0.31	0.48	0.9	1.54	1.38
	U-50%	0.35	0.41	0.48	1.19	1.16	1.38
	A-100%	0.35	0.25	0.4	0.73	1.6	1.16
	A-50%	0.35	0.35	0.42	1.02	1.21	1.23
Managua 1-1972 Managua ESSO	U-100%	0.43	0.51	0.65	1.18	1.29	1.53
	U-50%	0.43	0.5	0.56	1.17	1.11	1.3
	A-100%	0.43	0.38	0.52	0.87	1.38	1.21
	A-50%	0.43	0.38	0.43	0.89	1.14	1.01
Managua 2-1972 Managua ESSO	U-100%	0.5	0.49	0.65	0.98	1.34	1.53
	U-50%	0.5	0.46	0.54	0.91	1.19	1.08
	A-100%	0.5	0.4	0.56	0.8	1.38	1.11

	A-50%	0.5	0.43	0.61	0.85	1.43	1.22
Parkfield-1966 Temblor pre-1969	U-100%	0.6	0.13	0.17	0.22	1.24	0.28
	U-50%	0.6	0.19	0.22	0.32	1.18	0.37
	A-100%	0.6	0.18	0.18	0.31	0.99	0.3
	A-50%	0.6	0.15	0.24	0.25	1.62	0.4
San Fernando- 1971 Castaic	U-100%	0.41	0.1	0.15	0.26	1.44	0.37
	U-50%	0.41	0.15	0.18	0.37	1.2	0.45
	A-100%	0.41	0.18	0.18	0.44	1.04	0.45
	A-50%	0.41	0.19	0.29	0.46	1.55	0.7
San Fernando- 1971 Pacoima Dam	U-100%	0.67	0.38	0.51	0.56	1.35	0.75
	U-50%	0.67	0.61	0.71	0.91	1.16	1.05
	A-100%	0.67	0.35	0.55	0.52	1.57	0.82
	A-50%	0.67	0.46	0.58	0.68	1.25	0.85

Πίνακας 3.7. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για 100% και 50% ποσοστό πλήρωσης για υψίκορμη δεξαμενή.

Διέγερση	Ποσοστό πλήρωσης	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης [g]	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης δεξαμενής [g]	Μέγιστη επιτάχυνση οροφής δεξαμενής [g]	AF ₁	AF ₂	AF ₃
Imperial Valley- 1940 El Centro	U-100%	0.54	0.88	1.62	1.64	1.84	3.01
	U-50%	0.54	0.87	1.68	1.62	1.94	3.13
	A-100%	0.54	0.84	3.4	1.57	4.03	6.32
	A-50%	0.54	0.8	1.88	1.49	2.34	3.49
Kern County- 1952 Taft Lincoln School	U-100%	0.44	0.49	1.36	1.11	2.79	3.1
	U-50%	0.44	0.43	1.03	0.98	2.39	2.35
	A-100%	0.44	0.54	1.85	1.23	3.45	4.23
	A-50%	0.44	0.37	1.3	0.84	3.52	2.97
North Calif-1954 Ferndale City Hall	U-100%	0.58	4.0	2.32	6.88	0.58	3.98
	U-50%	0.58	1.45	3.27	2.5	2.25	5.61
	A-100%	0.58	1.17	4.57	2.02	3.89	7.85
	A-50%	0.58	1.36	3.35	2.34	2.46	5.75
Parkfield-1966 Cholame	U-100%	0.58	0.2	0.86	0.34	4.4	1.49
	U-50%	0.58	0.43	0.88	0.75	2.03	1.53
	A-100%	0.58	0.22	1.72	0.37	7.99	2.97
	A-50%	0.58	0.29	0.66	0.5	2.28	1.15
San Fernando- 1971 LA Hollywood	U-100%	0.41	0.48	1.23	1.19	2.55	3.03
	U-50%	0.41	0.35	0.93	0.85	2.67	2.28
	A-100%	0.41	0.48	1.32	1.18	2.76	3.24
	A-50%	0.41	0.38	1.49	0.94	3.9	3.64
Managua 1-1972 Managua ESSO	U-100%	0.37	0.32	1.11	0.88	3.46	3.04
	U-50%	0.37	0.45	0.94	1.22	2.1	2.57
	A-100%	0.37	0.28	1.63	0.77	5.77	4.45
	A-50%	0.37	0.3	0.8	0.81	2.68	2.17
	U-100%	0.53	0.4	0.97	0.75	2.44	1.83

Managua 2-1972 Managua ESSO	U-50%	0.53	0.62	1.33	1.18	2.13	2.52
	A-100%	0.53	0.44	1.65	0.84	3.76	3.14
	A-50%	0.53	0.52	1.49	0.98	2.87	2.82
Parkfield-1966 Temblor pre-1969	U-100%	0.58	0.12	0.36	0.21	2.9	0.62
	U-50%	0.58	0.14	0.3	0.24	2.09	0.51
	A-100%	0.58	0.17	0.6	0.29	3.57	1.04
	A-50%	0.58	0.17	0.67	0.29	3.95	1.16
San Fernando- 1971 Castaic	U-100%	0.45	0.24	0.47	0.52	2	1.04
	U-50%	0.45	0.2	0.46	0.44	2.28	1.01
	A-100%	0.45	0.29	0.54	0.64	1.86	1.19
	A-50%	0.45	0.21	0.58	0.46	2.77	1.28
San Fernando- 1971 Pacoima Dam	U-100%	0.7	0.38	1.37	0.53	3.65	1.95
	U-50%	0.7	0.46	1.21	0.65	2.65	1.72
	A-100%	0.7	0.39	1.67	0.56	4.27	2.37
	A-50%	0.7	0.36	1.57	0.51	4.39	2.23

3.7.2 Επιρροή του τύπου εδάφους έδρασης

Στην ενότητα αυτή θα παρουσιαστεί η μελέτη της επιρροής του τύπου του υποκείμενου εδάφους στη σεισμική απόκριση δεξαμενών. Οι ιδιότητες του μαλακού εδάφους και του βράχου έχουν αναφερθεί στην Ενότητα § 3.4.2. Θα παρουσιαστούν ενδεικτικά αποτελέσματα αναφορικά με τη σεισμική συμπεριφορά των μη-αγκυρωμένων ($\mu_I=0.4$) πλατιών και υψίκορμων δεξαμενών που εδράζονται σε μαλακό έδαφος ή βράχο.

Ειδικότερα, ο Πίνακας 3.8 παρουσιάζει τα αποτελέσματα για την πλατιά δεξαμενή που εδράζεται σε μαλακό και σκληρό εδαφικό σχηματισμό και ο Πίνακας 3.9 για την υψίκορμη, αντίστοιχα. Παρατηρούμε ότι και σε αυτές τις περιπτώσεις σημειώνεται μια διασπορά των αποτελεσμάτων, η οποία οφείλεται στο συχνοτικό περιεχόμενο που επιβάλλεται στο σύστημα εδάφους-ανωδομής, όπως έχει επίσης αναφερθεί στην εργασία των Kianoush and Ghaemmaghami (2011) για δεξαμενές τετραγωνικής κάτοψης.

Αναφορικά με την πλατιά δεξαμενή (Πίνακας 3.8), ο συντελεστής ενίσχυσης AF_3 παρουσιάζει τη μέγιστη τιμή (ίση με 2.54) στην καταγραφή Northern California για μαλακό έδαφος, ενώ η μέγιστη απομείωση είναι ίση με 0.28 για μαλακό έδαφος και για την καταγραφή Parkfield-Temblor. Ο μέγιστος συντελεστής ενίσχυσης, είναι ίσος με 3.98, για την υψίκορμη δεξαμενή (Πίνακας 3.9) σημειώθηκε για την καταγραφή Northern California για μαλακό έδαφος. Επιπροσθέτως, η μέγιστη απομείωση, με τιμή 0.62 στον συντελεστή AF_3 , αναφέρεται για μαλακό έδαφος και για την καταγραφή Parkfield-Temblor.

Πίνακας 3.8. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για μαλακό και σκληρό έδαφος για πλατιά δεξαμενή.

Διέγερση	Εδαφικός τύπος	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης [g]	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης δεξαμενής [g]	Μέγιστη επιτάχυνση οροφής δεξαμενής [g]	AF ₁	AF ₂	AF ₃
Imperial Valley-1940 El Centro	U-Μαλακό	0.54	1.08	0.93	1.99	0.86	1.72
	U-Βράχος	0.54	0.54	0.97	1.0	1.79	1.79
Kern County-1952 Taft Lincoln School	U-Μαλακό	0.42	0.38	0.54	0.92	1.40	1.29
	U- Βράχος	0.42	0.42	0.83	1.0	1.98	1.98
North Calif-1954 Ferndale City Hall	U-Μαλακό	0.46	1.41	1.16	3.08	0.82	2.54
	U- Βράχος	0.46	0.46	0.89	1.0	1.93	1.93
Parkfield-1966 Cholame	U-Μαλακό	0.55	0.41	0.49	0.75	1.20	0.90
	U- Βράχος	0.55	0.55	0.35	1.0	0.64	0.64
San Fernando-1971 LA Hollywood	U-Μαλακό	0.35	0.31	0.48	0.90	1.54	1.38
	U- Βράχος	0.35	0.35	0.55	1.0	1.57	1.57
Managua 1-1972 Managua ESSO	U-Μαλακό	0.43	0.51	0.65	1.18	1.29	1.53
	U- Βράχος	0.43	0.43	0.49	1.0	1.14	1.14
Managua 2-1972 Managua ESSO	U-Μαλακό	0.50	0.49	0.65	0.98	1.34	1.53
	U- Βράχος	0.5	0.5	0.48	1.0	0.96	0.96
Parkfield-1966 Temblor pre-1969	U-Μαλακό	0.60	0.13	0.17	0.22	1.24	0.28
	U- Βράχος	0.60	0.60	0.35	1.0	0.58	0.58
San Fernando-1971 Castaic	U-Μαλακό	0.41	0.10	0.15	0.26	1.44	0.37
	U- Βράχος	0.41	0.41	0.55	1.0	1.34	1.34
San Fernando-1971 Pacoima Dam	U-Μαλακό	0.67	0.38	0.51	0.56	1.35	0.75
	U- Βράχος	0.67	0.67	0.83	1.0	1.24	1.24

Πίνακας 3.9. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για μαλακό και σκληρό έδαφος για υψίκορμη δεξαμενή.

Διέγερση	Εδαφικός τύπος	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης [g]	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης δεξαμενής [g]	Μέγιστη επιτάχυνση οροφής δεξαμενής [g]	AF ₁	AF ₂	AF ₃
Imperial Valley-1940 El Centro	U-Μαλακό	0.54	0.88	1.62	1.64	1.84	3.01
	U- Βράχος	0.54	0.54	1.4	1.0	2.59	2.59
Kern County-1952 Taft Lincoln School	U-Μαλακό	0.44	0.49	1.36	1.11	2.79	3.1
	U- Βράχος	0.44	0.44	1.13	1.0	2.57	2.57
North Calif-1954 Ferndale City Hall	U-Μαλακό	0.58	4	2.32	6.88	0.58	3.98
	U- Βράχος	0.58	0.58	2.16	1.0	3.72	3.72
Parkfield-1966 Cholame	U-Μαλακό	0.58	0.2	0.86	0.34	4.4	1.49
	U- Βράχος	0.58	0.58	0.77	1.0	1.33	1.33
San Fernando-1971 LA Hollywood	U-Μαλακό	0.41	0.48	1.23	1.19	2.55	3.03
	U- Βράχος	0.41	0.41	1.2	1.0	2.93	2.93
Managua 1-1972 Managua ESSO	U-Μαλακό	0.37	0.32	1.11	0.88	3.46	3.04
	U- Βράχος	0.37	0.37	0.71	1.0	1.92	1.92
Managua 2-1972 Managua ESSO	U-Μαλακό	0.53	0.4	0.97	0.75	2.44	1.83
	U- Βράχος	0.53	0.53	1.05	1.0	1.98	1.98
Parkfield-1966 Temblor pre-1969	U-Μαλακό	0.58	0.12	0.36	0.21	2.9	0.62
	U- Βράχος	0.58	0.58	0.91	1.0	1.57	1.57
San Fernando-1971 Castaic	U-Μαλακό	0.45	0.24	0.47	0.52	2	1.04
	U- Βράχος	0.45	0.45	0.63	1.0	1.4	1.4
San Fernando-1971 Pacoima Dam	U-Μαλακό	0.7	0.38	1.37	0.53	3.65	1.95
	U- Βράχος	0.7	0.7	1.19	1.0	1.7	1.7

3.7.3 Επιρροή του συντελεστή τριβής

Στην ενότητα αυτή θα εξεταστεί η επιρροή του συντελεστή τριβής μεταξύ της βάσης της δεξαμενής και της υποκείμενης θεμελίωσης. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν δύο τιμές που προτείνονται στη βιβλιογραφία: $\mu_1=0.4$ και $\mu_2=0.7$, για τη μελέτη της σεισμικής απόκρισης της πλατιάς δεξαμενής αναφορικά με την ενίσχυση ή την απομείωση των επιταχύνσεων καθ' ύψος του προσομοιώματος. Τα φαινόμενα ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης θα εξεταστούν στην επόμενη ενότητα για τις προαναφερθείσες τιμές του συντελεστή τριβής. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.10, στην πλειοψηφία των περιπτώσεων σημειώνονται ελαφρώς αυξημένες τιμές επιταχύνσεων όταν ο συντελεστής τριβής έχει τιμή 0.4.

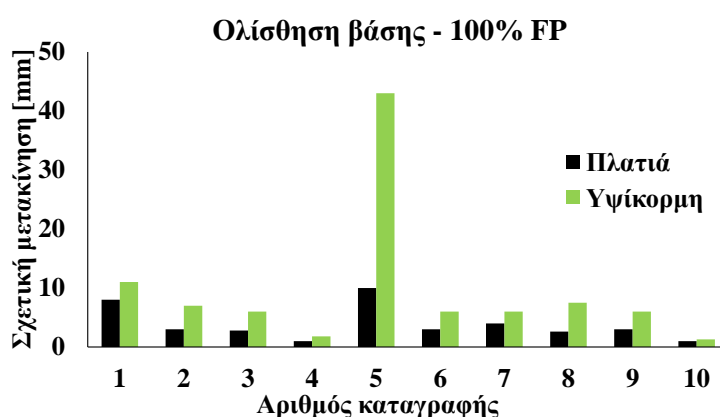
Πίνακας 3.10. Συγκεντρωτικά αποτελέσματα συντελεστών ενίσχυσης επιταχύνσεων για διαφορετικούς συντελεστές τριβής.

Διέγερση	Συντελεστής τριβής	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης [g]	Μέγιστη επιτάχυνση βάσης δεξαμενής [g]	Μέγιστη επιτάχυνση οροφής δεξαμενής [g]	AF ₁	AF ₂	AF ₃
Imperial Valley-1940 El Centro	$\mu=0.7$	0.54	0.79	1.11	1.46	1.41	2.06
	$\mu=0.4$	0.54	1.08	0.93	1.99	0.86	1.72
Kern County-1952 Taft Lincoln School	$\mu=0.7$	0.42	0.35	0.51	0.85	1.43	1.21
	$\mu=0.4$	0.42	0.38	0.54	0.92	1.4	1.29
North Calif-1954 Ferndale City Hall	$\mu=0.7$	0.46	1.17	1.5	2.55	1.29	3.29
	$\mu=0.4$	0.46	1.41	1.16	3.08	0.82	2.54
Parkfield-1966 Cholame	$\mu=0.7$	0.55	0.36	0.5	0.66	1.4	0.92
	$\mu=0.4$	0.55	0.41	0.49	0.75	1.2	0.9
San Fernando-1971 LA Hollywood	$\mu=0.7$	0.35	0.27	0.45	0.77	1.69	1.3
	$\mu=0.4$	0.35	0.31	0.48	0.9	1.54	1.38
Managua 1-1972 Managua ESSO	$\mu=0.7$	0.43	0.45	0.6	1.04	1.34	1.39
	$\mu=0.4$	0.43	0.51	0.65	1.18	1.29	1.53
Managua 2-1972 Managua ESSO	$\mu=0.7$	0.5	0.43	0.63	0.86	1.45	1.26
	$\mu=0.4$	0.5	0.49	0.65	0.98	1.34	1.53
Parkfield-1966 Temblor pre-1969	$\mu=0.7$	0.6	0.12	0.17	0.21	1.38	0.28
	$\mu=0.4$	0.6	0.13	0.17	0.22	1.24	0.28
San Fernando-1971 Castaic	$\mu=0.7$	0.41	0.11	0.16	0.26	1.56	0.4
	$\mu=0.4$	0.41	0.1	0.15	0.26	1.44	0.37
San Fernando-1971 Pacoima Dam	$\mu=0.7$	0.67	0.34	0.53	0.5	1.56	0.78
	$\mu=0.4$	0.67	0.38	0.51	0.56	1.35	0.75

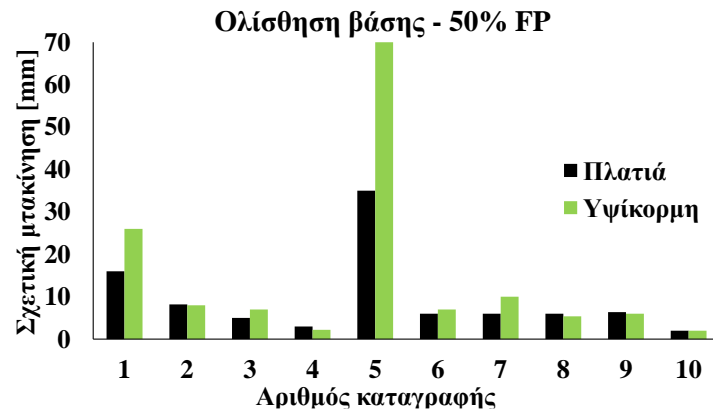
3.7.4 Διερεύνηση φαινομένων ανασηκώματος και ολίσθησης βάσης

Τα φαινόμενα ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης, ιδιαίτερα σε υψηλές εντάσεις, μπορεί να προκαλέσουν βλάβες στις δεξαμενές κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Οι κυριότερες μορφές αστοχίας που έχουν παρατηρηθεί λόγω ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης, είναι ο λυγισμός των τοιχωμάτων, ο έντονος κυματισμός του υγρού περιεχομένου, η αστοχία των συνδέσεων των σωληνώσεων, ακόμα και ανατροπή της δεξαμενής. Αυτό συμβαίνει επειδή το σύνολο της μάζας συνεισφέρει στη ροπή ανατροπής, αλλά μόνο ένα μικρό ποσοστό της μάζας συνεισφέρει στην ροπή ευστάθειας (ASCE, 2011). Συνεπώς, είναι απαραίτητο να διεξαχθεί μια εκτενής μελέτη των φαινομένων αυτών για την εξασφάλιση της δομικής ακεραιότητας τέτοιων σημαντικών υποδομών.

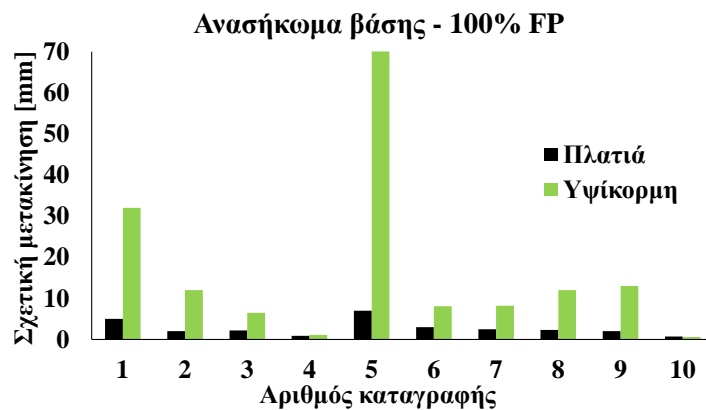
Αρχικά, θα συγκριθούν οι τιμές ολίσθησης βάσης για κάθε τύπο λυγηρότητας δεξαμενής, ενώ θα εξεταστεί και η επιρροή του ποσοστού πλήρωσης του υγρού περιεχομένου, στην εμφάνιση τέτοιων φαινομένων. Η Εικόνα 3.11 παρουσιάζει τις τιμές ολίσθησης βάσης για πλήρως γεμάτη πλατιά και υψίκورμη δεξαμενή. Είναι προφανές ότι στις περισσότερες καταγραφές, και ιδιαίτερα στην καταγραφή #5 (Northern California), η υψίκورμη δεξαμενή έχει μεγαλύτερες τιμές σχετικών μετακινήσεων, το οποίο είναι σύμφωνο με τα ευρήματα των Kalemi et al. (2019). Επιπλέον, η μελέτη του ίδιου φαινομένου απεικονίζεται μέσω της Εικόνας 3.12 για μερικώς γεμάτη δεξαμενή. Στην περίπτωση αυτή, υπάρχει ξεκάθαρη διαφοροποίηση στην ίδια καταγραφή #5, ενώ στην πλειοψηφία των υπόλοιπων αναλύσεων η υψίκورμη δεξαμενή δίνει ξανά τις μεγαλύτερες τιμές. Επιπροσθέτως, αξίζει να σημειωθεί ότι η μέγιστη τιμή ολίσθησης βάσης αφορά στην υψίκورμη δεξαμενή με ποσοστό πλήρωσης 50%.



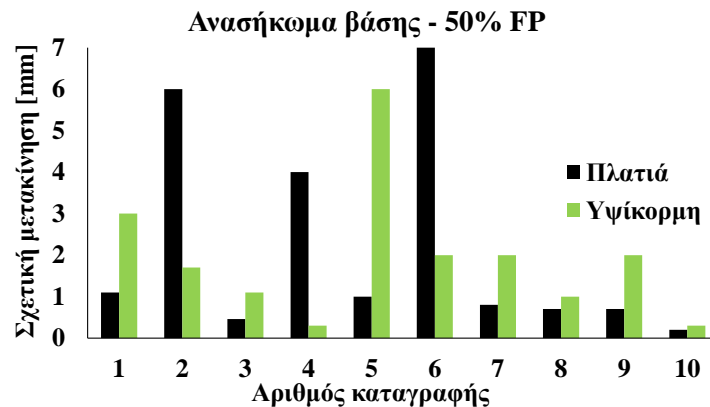
Εικόνα 3.11. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στην ολίσθηση βάσης πλήρως γεμάτων δεξαμενών.



Εικόνα 3.12. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στην ολίσθηση βάσης μερικώς γεμάτων δεξαμενών.



Εικόνα 3.13. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στο ανασήκωμα βάσης πλήρως γεμάτων δεξαμενών.



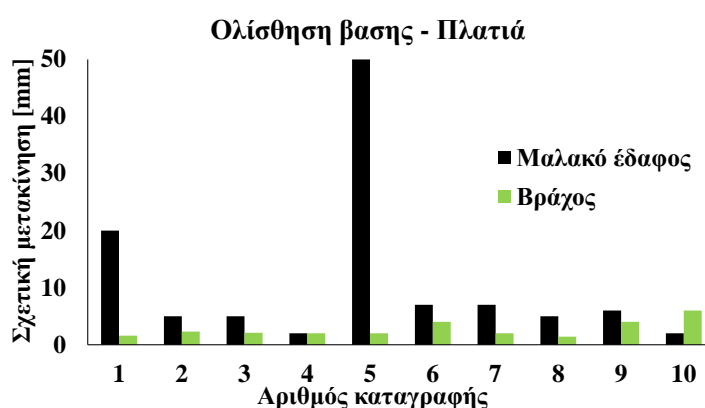
Εικόνα 3.14. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας στο ανασήκωμα βάσης μερικώς γεμάτων δεξαμενών.

Όσον αφορά το φαινόμενο του ανασηκώματος της βάσης, η Εικόνα 3.13 παρουσιάζει τις τιμές για πλήρως γεμάτη πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή. Στην περίπτωση αυτή είναι πιο ξεκάθαρο ότι η υψίκορμη δεξαμενή έχει μεγαλύτερες τιμές σχετικών μετακινήσεων σε σύγκριση με την πλατιά δεξαμενή. Επιπλέον, η μελέτη του ίδιου φαινομένου απεικονίζεται μέσω της Εικόνας 3.14 για μερικώς γεμάτη δεξαμενή. Αντιθέτως, στο ποσοστό πλήρωσης 50%,

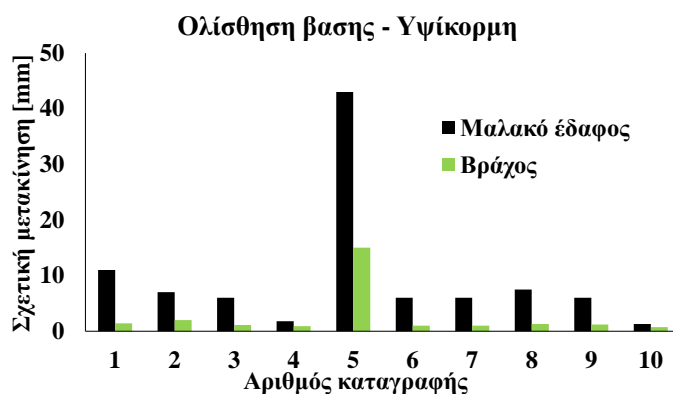
δεν προκύπτουν ξεκάθαρα αποτελέσματα. Ο όγκος του υγρού περιεχομένου είχε σημαντική επιρροή στα αποτελέσματα ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης, όπως επίσης έχει αναφερθεί από τους Di Carluccio and Fabbrocino (2012), Phan et al. (2019, 2020) και Zhang et al. (2020). Γενικά, οι πλήρως γεμάτες δεξαμενές παρουσίασαν υψηλότερες τιμές μετακινήσεων όσον αφορά το ανασήκωμα της βάσης συγκριτικά με τις μερικώς γεμάτες.

Στη συνέχεια, οι Εικόνες 3.15 έως 3.18 παρουσιάζουν την επιρροή του τύπου της υποκείμενης εδαφικής στρώσης στην παρουσία φαινομένων ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης για τους δύο λόγους λυγνρότητας των δεξαμενών. Όπως είναι προφανές, η ολίσθηση βάσης και για τους δύο τύπους δεξαμενών εμφανίζει σαφώς μεγαλύτερες τιμές όταν εδράζονται σε μαλακό εδαφικό σχηματισμό, κάτι που είναι σύμφωνο με τα πειραματικά αποτελέσματα των Ormeno et al. (2019). Όσον αφορά το φαινόμενο του ανασηκώματος της βάσης, παρατηρείται ότι και σε αυτήν την περίπτωση ο μαλακός εδαφικός σχηματισμός συνεισφέρει στην εμφάνιση υψηλότερων τιμών ανασηκώματος βάσης σε σύγκριση με την έδραση σε βράχο.

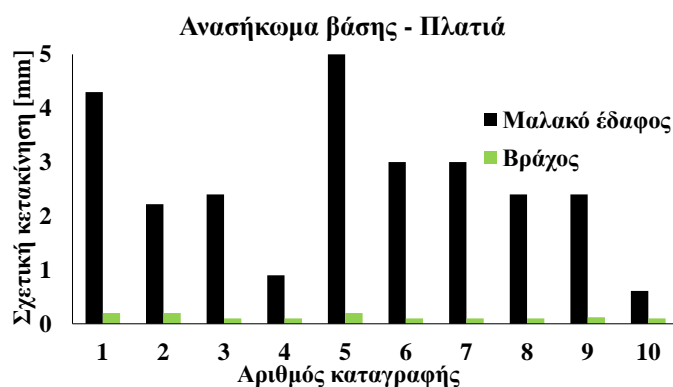
Η Εικόνα 3.19 δείχνει τα αποτελέσματα ολίσθησης για την πλατιά δεξαμενή -η οποία είναι πιο ευάλωτη σε τέτοια φαινόμενα- για τις δύο τιμές συντελεστή τριβής (0.4 και 0.7). Επιπλέον, η Εικόνα 3.20 απεικονίζει τα αποτελέσματα ανασηκώματος βάσης για την υψίκορμη δεξαμενή, η οποία είναι πιο τρωτή σε τέτοιες καταπονήσεις συγκριτικά με την πλατιά. Όπως αναμενόταν, στην πλειοψηφία των εξεταζόμενων περιπτώσεων, η τιμή $\mu_1=0.4$ οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές μετακίνησης ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης σε σύγκριση με την τιμή $\mu_2=0.7$.



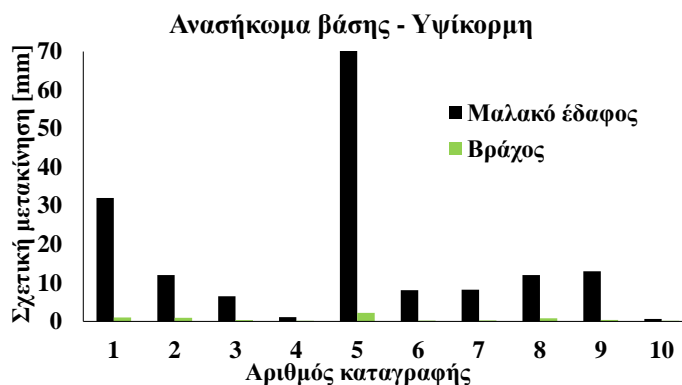
Εικόνα 3.15. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στην ολίσθηση βάσης για την πλατιά δεξαμενή.



Εικόνα 3.16. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στην ολίσθηση βάσης για την υψίκορμη δεξαμενή.



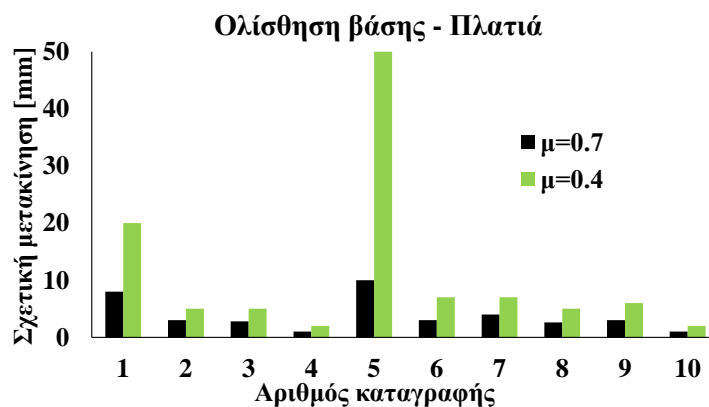
Εικόνα 3.17. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στο ανασήκωμα της βάσης για την πλατιά δεξαμενή.



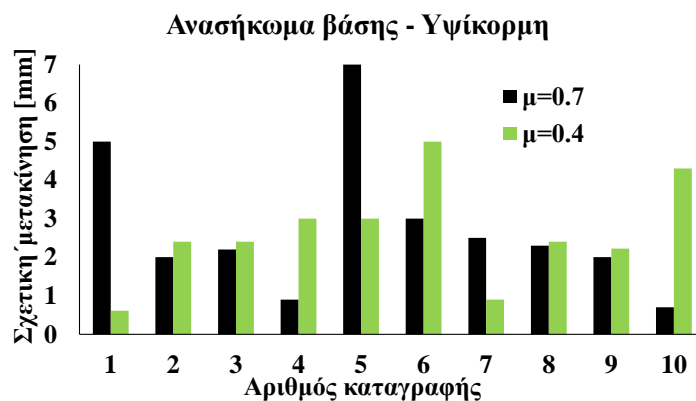
Εικόνα 3.18. Επιρροή του εδάφους θεμελίωσης στο ανασήκωμα της βάσης για την υψίκορμη δεξαμενή.

Θα πρέπει να αναφερθεί ότι σε όλες τις περιπτώσεις οι μέγιστες τιμές των εξεταζόμενων παραμέτρων παρατηρούνται όταν επιβάλλεται η καταγραφή Northern California. Για αυτόν τον λόγο, οι Εικόνες 3.21 και 3.22 παρουσιάζουν τις χρονοϊστορίες που αντιστοιχούν στην περίπτωση ανασηκώματος και ολίσθησης βάσης, αντίστοιχα. Πιο συγκριμένα, απεικονίζουν τις χρονοϊστορίες των σχετικών μετακινήσεων για τη συγκεκριμένη καταγραφή και αναφέρονται σε αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη πλατιά δεξαμενή ($\mu_l=0.4$) και μαλακό

έδαφος. Σημειώνεται ότι η υψίκορμη δεξαμενή παρουσιάζει αρκετά μεγαλύτερες τιμές συγκριτικά με την πλατιά. Τα αποτελέσματα αυτά είναι σε συμφωνία με τα ευρήματα των Malhotra and Veletsos (1994) και CEN (2006), όπου αναφέρεται ότι τα φαινόμενα ανασήκωματος της βάσης είναι πιο συχνά σε υψίκορμες δεξαμενές. Οι χρονοϊστορίες ολίσθησης της βάσης (Εικόνα 3.22) δείχνουν ότι η πλατιά δεξαμενή παρουσιάζει ελαφρώς υψηλότερη ολίσθηση σε σύγκριση με την υψίκορμη.



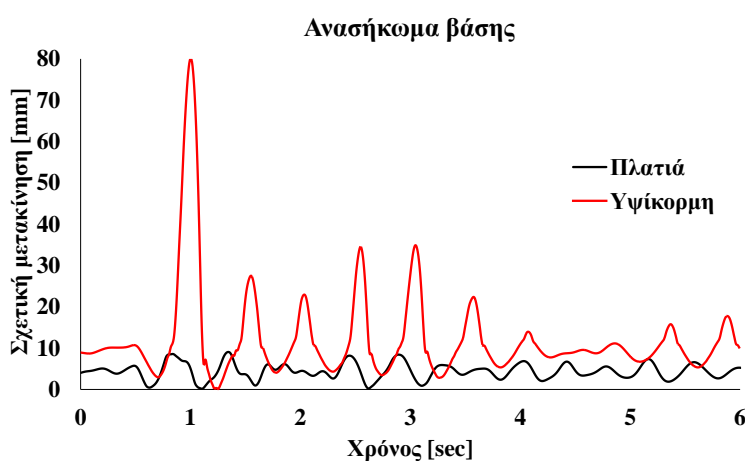
Εικόνα 3.19. Επιρροή της τιμής του συντελεστή τριβής στην ολίσθηση βάσης για την πλατιά δεξαμενή.



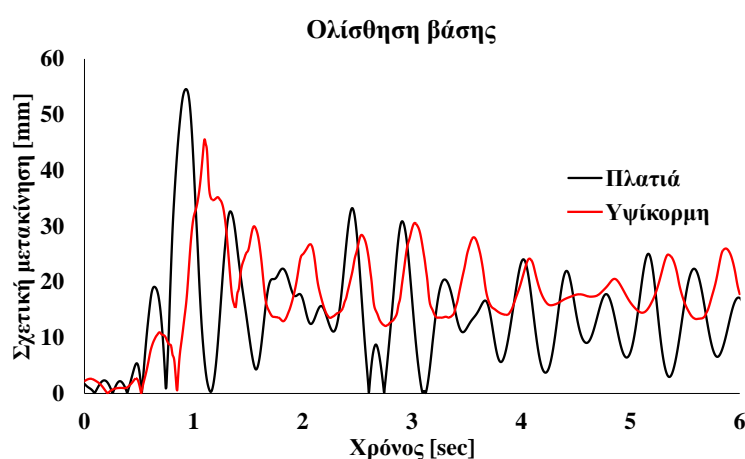
Εικόνα 3.20. Επιρροή της τιμής του συντελεστή τριβής στο ανασήκωμα βάσης για την υψίκορμη δεξαμενή.

Το συχνοτικό περιεχόμενο της συγκεκριμένης εδαφικής κίνησης, όπου υπάρχει ένας πολύ μεγάλο παλμός στην αρχή της διέγερσης, οδηγεί σε μεγάλες ενισχύσεις των επιταχύνσεων, όπως φαίνεται στις χρονοϊστορίες της Εικόνας 3.23 για τη μη-αγκυρωμένη δεξαμενή σε μαλακό έδαφος και $\mu_I=0.4$. Αυτό απεικονίζεται επίσης στην Εικόνα 3.24, όπου παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της τέμνουσας βάσης στην οριζόντια x διεύθυνση για την αγκυρωμένη και τη μη-αγκυρωμένη ($\mu_I=0.4$) δεξαμενή που εδράζεται σε μαλακό έδαφος.

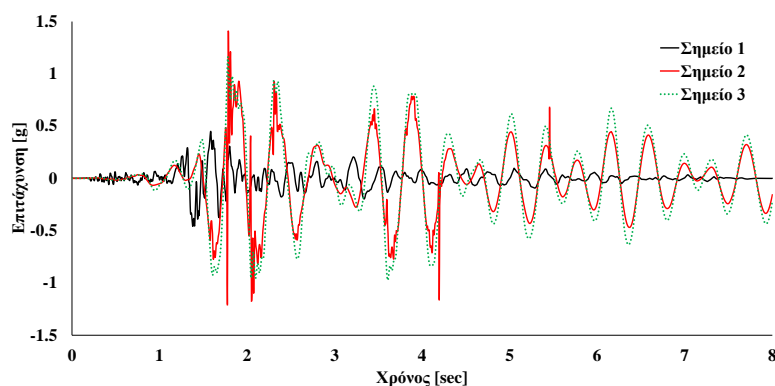
Είναι προφανές ότι η ωστική τέμνουσα βάσης παρουσιάζει αρκετά υψηλότερες τιμές σε σχέση με την κυκλοφορούσα τέμνουσα βάσης, το οποίο επαληθεύει την κυριαρχία της ωστικής συνιστώσας του υγρού στη σεισμική απόκριση των δεξαμενών. Επιπροσθέτως, η μη-αγκυρωμένη υψίκορμη δεξαμενή παρουσιάζει τις υψηλότερες τιμές ωστικής τέμνουσας βάσης (λόγω των υψηλότερων τιμών επιταχύνσεων), ενώ οι υψηλότερες τιμές της κυκλοφορούσας τέμνουσας βάσης δίνονται από την αγκυρωμένη υψίκορμη δεξαμενή. Το τελευταίο συμπέρασμα είναι σε συμφωνία με σχετικές μελέτες της βιβλιογραφίας (π.χ., Malhotra et al. (2000)), οι οποίες συμπεραίνουν επίσης ότι ο ρόλος της ωστικής συνιστώσας του υγρού περιεχομένου είναι πιο έντονος στις υψίκορμες δεξαμενές.



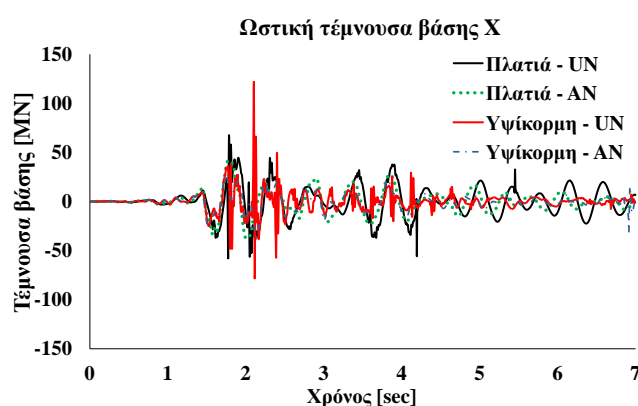
Εικόνα 3.21. Χρονοϊστορία μετακινήσεων ανασήκωματος βάσης της καταγραφής Northern California.



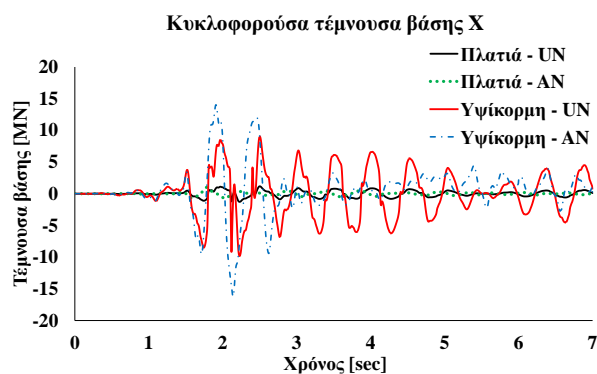
Εικόνα 3.22. Χρονοϊστορία μετακινήσεων ολίσθησης βάσης της καταγραφής Northern California.



Εικόνα 3.23. Χρονοϊστορία επιταχύνσεων στα τρία σημεία ενδιαφέροντος της καταγραφής Northern California για μη-αγκυρωμένη ($\mu_I=0.4$) πλατιά δεξαμενή σε μαλακό έδαφος.



(α)



(β)

Εικόνα 3.24. Τέμνουσα βάσης στην οριζόντια x διεύθυνση της καταγραφής Northern California για αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη ($\mu_I=0.4$) πλατιά δεξαμενή σε μαλακό έδαφος: (α) ωστική και (β) κυκλοφορούσα συνιστώσα.

3.8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάστηκε η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη σεισμική απόκριση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Συγκεκριμένα, μέσω της

μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων κατασκευάστηκε κατάλληλο συζευγμένο προσομοίωμα δεξαμενής-εδαφικής στρώσης για τη μελέτη του σύνθετου αυτού φαινομένου. Ύστερα από την επαλήθευση των προσομοιωμάτων, τόσο ανεξάρτητα όσο και συζευγμένα, εκτελέστηκαν παραμετρικές δυναμικές μη-γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας δέκα καταγραφές από τη βάση σεισμικών δεδομένων του PEER-NGA για δύο τύπους λυγηρότητας δεξαμενής (πλατιά και υψίκορμη), δύο τύπους έδρασης στο έδαφος (αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη), δύο περιπτώσεις ποσοστού πλήρωσης υγρού (50% και 100%), καθώς και δύο τύπους υποκείμενης εδαφικής στρώσης (μαλακή και σκληρή). Τα αποτελέσματα σχετίζονταν με την ενίσχυση ή την απομείωση των εδαφικών κινήσεων, την επιρροή του λόγου λυγηρότητας της δεξαμενής, την επιρροή του τύπου έδρασης και εδάφους, καθώς και των φαινομένων ολίσθησης και ανασήκωματος της βάσης.

Συνεπώς, τα κυριότερα συμπεράσματα που προέκυψαν από την παρούσα διερεύνηση είναι τα ακόλουθα (Τσιπιανίτης κ.α., 2019; Tsiipianitis and Tsompanakis, 2019; Tsiipianitis et al., 2020):

- Η αγκυρωμένη υψίκορμη δεξαμενή παρουσίασε τις υψηλότερες ενισχύσεις επιταχύνσεων.
- Η επιρροή του ποσοστού πλήρωσης του υγρού περιεχομένου είναι πιο σημαντική στην υψίκορμη δεξαμενή, στην οποία παρουσιάζονται χαμηλότερες επιταχύνσεις συγκριτικά με την πλατιά δεξαμενή και για τα δύο ποσοστά πλήρωσης.
- Η μικρότερη τιμή συντελεστή τριβής ($\mu_1=0.4$) οδηγεί σε υψηλότερες τιμές επιταχύνσεων συγκριτικά με την υψηλότερη τιμή ($\mu_2=0.7$). Επίσης, η τιμή του συντελεστή τριβής επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα ολίσθησης της βάσης.
- Η υψίκορμη δεξαμενή είναι περισσότερο ευάλωτη στο ανασήκωμα και στην ολίσθηση της βάσης, ενώ το ποσοστό πλήρωσης του υγρού παίζει σημαντικό ρόλο στην εμφάνιση τέτοιων φαινομένων. Η παρουσία μαλακής εδαφικής στρώσης συνεισφέρει στην αύξηση των τιμών για την ολίσθηση και το ανασήκωμα της βάσης και για τους δύο τύπους δεξαμενών.

3.9 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

Abali, E., and Uckan, E., (2010). Parametric analysis of liquid storage tanks base isolated by curved surface sliding bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 21-31.

- Anand, V., and Satish Kumar, S.R. (2018). Seismic soil-structure interaction: a state-of-the-art review. *Structures*, 16, 317-326.
- API 650 (2005). Welded storage tanks for oil storage. American Petroleum Institute Standard, Washington DC, USA.
- ASCE (2011). Guidelines for seismic evaluation and design of petrochemical facilities. American Society of Civil Engineers, 2nd ed., Reston, Virginia, USA.
- Bagheri, S., and Farajian, M. (2016). The effects of input earthquake characteristics on the nonlinear dynamic behavior of FPS isolated liquid storage tanks. *Journal of Vibration and Control*, 24(7), 1264-1282.
- Bakalis, K., Fragiadakis, M., and Vamvatsikos, D. (2017). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 143(4), 1–13.
- Bakalis, K., and Karamanos, S.A. (2020). Uplift mechanics of unanchored liquid storage tanks subjected to lateral earthquake loading. *Thin-Walled Structures*, 158, 107145.
- Bohra, H., Azzuni, E., and Guzey, S. (2019). Seismic analysis of open-top storage tanks with flexible foundation. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 141(4), 041801.
- Buratti, N., and Tavano, M. (2013). Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43(1), 1-21.
- Caprinuzzi, S., and Dolsek, M. (2021). Seismic performance assessment of non-code-conforming and code-conforming supporting structures of elevated tanks using conventional and risk-based decision models. *Engineering Structures*, 227, 111469.
- Caprinuzzi, S., Paolacci, F., and Dolsek, M. (2020). Seismic risk assessment of liquid overtopping in a steel storage tank equipped with a single deck floating roof. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 104269.
- CEN (2004). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2006). Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 4: silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

- Chatterjee, P., and Basu, B. (2001). Non-stationary seismic response of tanks with soil interaction by wavelets. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(10), 1419–1437.
- Chiou, B., Daragh, R., Gregor, N., and Silva, W. (2008). NGA project strong-motion database. *Earthquake Spectra*, 24(1), 23-44.
- Colombo, J.I., and Almazan, J.L. (2019). Simplified 3D model for the uplift analysis of liquid storage tanks. *Engineering Structures*, 196, 109278.
- Cortes, G., and Prinz, G.S. (2017). Seismic fragility analysis of large unanchored steel tanks considering local instability and fatigue damage. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15, 1279-1295.
- Dassault Systemes (2016). Abaqus 6.14-5, Analysis User's Guide.
- Datta, T.K. (2010). *Seismic analysis of structures*. John Wiley and Sons.
- Day, R.W. (2002). *Geotechnical earthquake engineering handbook*. McGraw-Hill.
- De Angelis, M., Giannini, R., and Paolacci, F. (2010). Experimental investigation on the seismic response of a steel liquid storage tank equipped with floating roof by shaking table tests. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(4), 377-396.
- Di Carluccio, A., and Fabbrocino, G. (2012). Some remarks on the seismic demand estimation in the context of vulnerability assessment of large steel storage tank facilities. *ISRN Civil Engineering*, 2012, 271414, 12 pages.
- Erkmen, B. (2017). Evaluation of code provisions for seismic performance of unanchored liquid storage tanks. *Proceedings of COMPDYN 2017, 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Papadrakakis, M., Fragiadakis, M. (eds.), 15-17 June 2017, Rhodes Island, Greece.
- FEMA 440 (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Applied Technology Council (ATC-55 Project), California, USA.
- Fu, F. (2015). *Advanced modelling techniques in structural design*. 1st edition, John Wiley and Sons, Ltd.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations. In: *Foundation engineering handbook* (2nd Edition), Fang H.Y. (Ed.). Kluwer/Springer, Chapter 15, 553-593.

- Ghosh, S., and Wilson, E.L. (1969). Dynamic stress analysis of axisymmetric structures under arbitrary loading. Report No. EERC 69-10, University of California, Berkeley.
- Halabian, A. M., and El Naggar, M. H. (2002). Effect of non-linear soil-structure interaction on seismic response of tall slender structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(8), 639–658.
- Haroun, M.A. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 179-206.
- Haroun, M.A., and Abou-Izzeddine, W. (1992a). Parametric study of seismic soil-tank interaction. I: Horizontal excitation. *Journal of Structural Engineering*, 118(3), 783-797.
- Haroun, M.A., and Abou-Izzeddine, W. (1992b). Parametric study of seismic soil-tank interaction. II: Vertical excitation. *Journal of Structural Engineering*, 118(3), 798-811.
- Hernandez, D.H., Larkin, T., Chouw, N., and Banide, Y. (2020). Experimental findings of the suppression of rotary sloshing on the dynamic response of a liquid storage tank. *Journal of Fluids and Structures*, 96, 103007.
- Hori, N. (1990). Effects of soil on the dynamic response of liquid-tank systems. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 112(2), 118-123.
- Hori, M. (2006). *Introduction to computational earthquake engineering*. Imperial College Press.
- Jin, H., Calabrese, A., and Liu, Y. (2021). Effects of different damping baffle configurations on the dynamic response of a liquid tank under seismic excitation. *Engineering Structures*, 111652.
- Kalemi, B., Farhan, M., and Corritore, D. (2019). Sliding response of unanchored steel storage tanks subjected to seismic loading. *Proceedings of the ASME 2019 Pressure Vessels and Piping Conference*, July 14-19 2019, San Antonio, TX, USA.
- Kalogerakou, M.E., Maniatakis, C.A., Spyrakos, C.C., and Psarropoulos, P.N. (2017). Seismic response of liquid-containing tanks with emphasis on the hydrodynamic distress and near-fault phenomena. *Engineering Structures*, 153, 383-403.
- Kianoush, M.R., and Ghaemmighami, A.R. (2011). The effect of earthquake frequency content on the seismic behavior of concrete rectangular liquid tanks using finite element method incorporating soil-structure interaction. *Engineering Structures*, 33(7), 2186-2200.

- Kildashti, K., and Mirzadeh, N. (2015). Seismic behavior of anchorage in diverse liquid storage steel tanks by added-mass method. In: *Implementing Innovative Ideas in Structural Engineering and Project Management*. Saha, S., Zhang, Y., Yazdani, S., and Singh, A. (eds.), ISEC Press, pp. 325-330.
- Kilic, S., and Ozdemir, Z. (2017). Simulation of sloshing effects in cylindrical containers under seismic loading. *Proceedings of the 6th LS-DYNA Anwenderforum DYNAmore*, Dresden, Germany.
- Kirtas, E., Rovithis, E., and Makra, K. (2020). On the modal response of an instrumented steel water-storage tank including soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 135, 106198.
- Konstandakopoulou, F.D., and Hatzigeorgiou, G.D. (2017). Water and wastewater steel tanks under multiple earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, 445–53.
- Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. Prentice-Hall, New Jersey, USA.
- Kumar, H., and Saha, S.K. (2021a). Effects of soil-structure interaction on seismic response of fixed base and base isolated liquid storage tanks. *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1911887>
- Kumar, H., and Saha, S.K. (2021b). Seismic response of liquid storage tank considering uncertain soil parameters. In: Saha, S.K., and Mukherjee, M. (eds.). *Recent Advances in Computational Mechanics and Simulations. Lecture Notes in Civil Engineering*, Vol. 103, Springer, Singapore.
- Larkin, T. (2008). Seismic response of liquid storage tanks incorporating soil structure interaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(12), 1804-1814.
- Luo, D., Sun, J., Liu, C., Cui, L., and Wang, Z. (2020). Damping effect of insulation on a liquefied natural gas tank based on shaking table tests. *Journal of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1080/13632469.2020.1774443
- Maheri, M.R., and Severn, R.T. (1992). Experimental added-mass in modal vibration of cylindrical structures. *Engineering Structures*, 14(3), 163-175.
- Malhotra, P. K., and Veletsos, A. S. (1994). Uplifting response of unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 120(12), 3525–3547.

- Malhotra, P.K. (1997). Seismic response of soil-supported unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 123(4), 440-450.
- Malhotra, P.K. (2021). *Seismic analysis of structures and equipment*. Springer Nature, Switzerland AG.
- Malhotra, P.K., Wenk, T., and Wieland, M. (2000). Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks. *Structural Engineering International*, 10(3), 197-201.
- Manos, G.C., and Clough, R.W. (1985). Tank damage during the May 1983 Coalinga earthquake. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13(4), 449-466.
- Mayorga, S.Z., Sanchez-Silva, M., Olivar, O.J.R., and Giraldo, F.M. (2019). Development of parametric fragility curves for storage tanks: a natech approach. *Reliability Engineering and System Safety*, 189, 1-10.
- Meng, X., Li, X., Xu, X., Zhang, J., Zhou, W., and Zhou, D. (2019). Earthquake response of cylindrical storage tanks on an elastic soil. *Journal of Vibrational Engineering and Technologies*, 7, 433-444.
- Miladi, S., and Razzaghi, M.S. (2019). Failure analysis of an un-anchored steel oil tank damaged during the Silakhor earthquake of 2006 in Iran. *Engineering Failure Analysis*, 96, 31-43.
- Mykoniou, K., Butenweg, C., Holtschoppen, B., and Klinkel, S. (2016). Seismic response analysis of adjacent liquid-storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45, 1779-1796.
- Mylonakis, G., and Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental. *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301.
- Naeim, F., and Kelly, J.M. (1999). *Design of seismic isolated structures – From theory to practice*. John Wiley and Sons, Inc. University of California, Berkeley, USA.
- Nguyen, D.V, Kim, D., and Nguyen, D.D. (2020). Nonlinear seismic soil-structure interaction analysis of nuclear reactor building considering the effect of earthquake frequency content. *Structures*, 26, 901-914.
- Ormeno, M., Larkin, T., and Chouw, N. (2015). The effect of seismic uplift on the shell stresses of liquid-storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44, 1979-996.

- Ormeno, M., Larkin, T., and Chouw, N. (2019). Experimental study of the effect of a flexible base on the seismic response of a liquid storage tank. *Thin-Walled Structures*, 139, 334-346.
- Phan, H.N., and Paolacci, F. (2018). Fluid-structure interaction problems: an application to anchored and unanchored steel storage tanks subjected to seismic loadings. *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering*, 18-21 June 2018, Thessaloniki, Greece.
- Phan, H. N., Paolacci, F., and Alessandri, S. (2019). Enhanced seismic fragility analysis of unanchored steel storage tanks accounting for uncertain modeling parameters. *Journal of Pressure Vessel Technology*, Transactions of the ASME, 141(1).
- Phan, H.N., Paolacci, F., Di Fillippo, R., and Bursi, O.S. (2020). Seismic vulnerability of above-ground storage tanks with unanchored support conditions for Na-tech risks based on Gaussian process regression. *Bulletin of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00960-7>
- Razzaghi, M.S., and Eshghi, S. (2015). Probabilistic seismic safety evaluation of precode cylindrical oil tanks. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(6), 1-7.
- Roesset, J.M. (2013). Soil structure interaction the early stages. *Journal of Applied Science and Engineering*, 16(1), 1-8.
- Ruiz, D.P., and Gutierrez, S.G. (2015). Finite element methodology for the evaluation of soil damping in LNG tanks supported on homogeneous elastic half space. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 755-775.
- Seeber, R., Fischer, F.D., and Rammerstofer, F.G. (1990). Analysis of a three-dimensional tank-liquid-soil interaction problem. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 112(1), 28-33.
- Sextos, A.G., Manolis, G.D., Athanasiou, A., and Ioannidis, N. (2017). Seismically induced uplift effects on nuclear power plants. Part 1: containment building rocking spectra. *Nuclear Engineering and Design*, 318, 276-287.
- Shrimali, M.K., and Jangid, R.S. (2002). Seismic response of liquid storage tanks isolated by sliding bearings. *Engineering Structures*, 24(7), 909-921.
- Shrimali, M.K., and Jangid, R.S. (2003). Seismic response of base-isolated liquid storage tanks. *Journal of Vibration and Control*, 9(10), 1201-1218.

- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2019). Dynamic soil-structure interaction effects on liquid storage tanks. Keynote Lecture, 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 24-26 June 2019. Hersonissos, Crete, Greece.
- Tsipianitis, A., Tsompanakis, Y., and Psarropoulos, P. (2020). Impact of dynamic soil-structure interaction on the response of liquid-storage tanks. *Frontiers in Built Environment: Journal of Computational Methods in Structural Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00140>
- Veletsos, A. S., Tang, Y., and Tang, H. T. (1992). Dynamic response of flexibly supported liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 118(1), 264–283.
- Veletsos, A., and Meek, J. (1974). Dynamic behavior of building-foundation systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 121-138.
- Veletsos, A.S. (1977). Dynamics of structure foundation systems. *Structural and Geotechnical Mechanics*, Prentice-Hall, New Jersey, USA.
- Veletsos, A.S., and Tang, Y. (1990). Soil-structure interaction effects for laterally excited liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(4), 473-496.
- Virella, J.C., Godoy, L.A., and Suarez, L.E. (2006a). Fundamental modes of tank-liquid systems under horizontal motions. *Engineering Structures*, 28(10), 1450-1461.
- Virella, J.C., Godoy, L.A., and Suarez, L.E. (2006b). Dynamic buckling of anchored steel tanks subjected to horizontal earthquake excitation. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(6), 521-531.
- Virella, J.C., Suarez, L.E., and Godoy, L.A. (2005). Effect of pre-stress states on the impulsive modes of vibration of cylindrical tank-liquid systems under horizontal motions. *Journal of Vibration and Control*, 11(9), 1195-1220.
- Wolf, J.P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*. Prentice-Hall, New Jersey, USA.
- Wolf, J.P. (1988). *Soil-structure interaction analysis in time domain*. Prentice-Hall, New Jersey, USA.
- Xu, G., Ding, Y., Xu, J., Chen, Y., and Wu, B. (2020a). A shaking table substructure testing method for the structural seismic evaluation considering soil-structure interactions. *Advances in Structural Engineering*, 1-13.

- Xu, Z., Du, X., Xu, C., and Han, R. (2020b). Numerical analyses of seismic performance of underground and aboveground structures with friction pendulum bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130, 105967.
- Yazdanian, M., Ingham, J.M., Kahanek, C., and Dizhur, D. (2020). Damage to flat-based wine storage tanks in the 2013 and 2016 New Zealand earthquakes. *Journal of Constructional Steel Research*, 168, 105983.
- Zhang, R., Chu, S., Sun, K., Zhang, Z., and Wang, H. (2020). Effect of the directional components of earthquakes on the seismic behavior of an unanchored steel tank. *Applied Sciences*, 10, 5489.
- Zhao, Y., Li, H.N., Fu, X., Zhang, S., and Mercan, O. (2020). Seismic analysis of a large LNG tank considering the effect of liquid volume. *Shock and Vibration*, Article ID 8889055, 18 pages.
- Κολιόπουλος, Π.Κ., και Μανώλης, Γ.Δ. (2005). Δυναμική των κατασκευών με εφαρμογές στην αντισεισμική μηχανική. Εκδόσεις Μ. Γκιούρδα, Αθήνα.
- Σπυράκος, Κ. (2008). Δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής: ιστορική εξέλιξη και σύγχρονη πρακτική. Σημειώσεις Τεχνικής Σεισμολογίας, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, ΕΜΠ.
- Τσιπιανίτης, Α., Τσομπανάκης, Γ., και Ψαρρόπουλος, Π. (2019). Επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. 8ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, 6-8 Νοεμβρίου 2019, Αθήνα, Ελλάδα.

ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

4.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η ασφαλής λειτουργία των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών αποτελεί ζήτημα εξαιρετικής σημασίας, ειδικά σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα, αφού αυτό το είδος φυσικών καταστροφών είναι ικανό να οδηγήσει σε εκτεταμένες βλάβες και αστοχίες με σοβαρές συνέπειες σε ευρεία κλίμακα. Γενικά, οι κυλινδρικές δεξαμενές αποθήκευσης υγρών είναι υποδομές που χρησιμοποιούνται ευρέως για την αποθήκευση νερού, πετροχημικών και υγροποιημένου φυσικού αερίου. Πολλές από αυτές τις δεξαμενές έχουν κατασκευαστεί σε περιοχές που υπόκεινται σε ισχυρές εδαφικές κινήσεις, ενώ ο σεισμικός κίνδυνος είναι υψηλότερος σε σύγκριση με συνήθεις κατασκευές λόγω των δυσμενών καταστροφών που μπορεί να προκληθούν. Σεισμικές αστοχίες δεξαμενών αποθήκευσης υγρών μπορεί να προκαλέσουν διαρροές και εκρήξεις, όπως έχει συμβεί σε πολλούς σεισμούς (Northridge, 1994; Kobe, 1995; Chi-Chi, 1999). Σε κάθε περίπτωση, είναι απαραίτητος ο αξιόπιστος αντισεισμικός σχεδιασμός, αφού ακόμα και μία περιορισμένη αστοχία μπορεί να επιφέρει σοβαρές κοινωνικο-οικονομικές επιπτώσεις και περιβαλλοντικά προβλήματα.

Σε σύγκριση με τις συνήθεις κατασκευές (όπως τα κτίρια και οι γέφυρες), οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών παρουσιάζουν διαφορετική δυναμική συμπεριφορά λόγω της αλληλεπίδρασης της κατασκευής με το υγρό περιεχόμενο, αφού υπόκεινται σε αδρανειακά σεισμικά φορτία και υδροδυναμικές πιέσεις. Το μηχανικό προσομοίωμα του Housner (1963) αναπαριστά με αρκετά ρεαλιστικό τρόπο αυτήν τη συμπεριφορά. Συγκεκριμένα, η υδροδυναμική απόκριση του συστήματος δεξαμενής-υγρού χωρίζεται σε δύο αποσυνζευγμένες συνιστώσες: την ωστική (impulsive) συνιστώσα που αναφέρεται στο κατώτερο τμήμα του υγρού που κινείται οριζόντια και ακολουθεί την κίνηση των τοιχωμάτων της δεξαμενής, και την κυκλοφορούσα (convective) συνιστώσα, η οποία αναφέρεται στο ανώτερο τμήμα του

υγρού που είναι υπεύθυνο για την εμφάνιση κυματισμού (Ibrahim, 2005). Όπως έχει προαναφερθεί, πολλές μελέτες έχουν δείξει ότι η καθολική σεισμική απόκριση των δεξαμενών επηρεάζεται κυρίως από την ωστική συνιστώσα Αντιθέτως, η κυκλοφορούσα συνιστώσα μπορεί να αμεληθεί αφού σχετίζεται με υψηλές τιμές περιόδων (>6 sec για τις εξεταζόμενες δεξαμενές), οι οποίες είναι υψηλότερες από τις ιδιοπεριόδους των συστημάτων δεξαμενής-υγρού (περίπου 1.5 sec για τις εξεταζόμενες σεισμικά μονωμένες δεξαμενές, ενώ είναι μικρότερες από 0.2 sec για πακτωμένες δεξαμενές).

Στην πλειοψηφία των μελετών της σχετικής βιβλιογραφίας γίνεται διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης ή/και της μελέτης τρωτότητας δεξαμενών αποθήκευσης υγρών, σεισμικά μονωμένων με εφέδρανα μονής (Single Friction Pendulum Bearing – SFPB) και τριπλής (Triple Friction Pendulum Bearing – TFPB) καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης. Συνήθως εξετάζεται η επιρροή σημαντικών παραμέτρων στα αποτελέσματα (π.χ., τέμνουσα βάσης, λόγος ακτίνας/ύψους επιφάνειας υγρού, περίοδος σεισμικής μόνωσης, κ.α.). Γενικά, αποδεικνύεται ότι τα εφέδρανα με μονή επιφάνεια τριβής και ακόμα περισσότερο με πολλαπλές επιφάνειες τριβής ήταν αποτελεσματικά όσον αφορά τη μείωση της σεισμικής απόκρισης, ακόμα και όταν οι δεξαμενές δοκιμαζόταν από ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου.

Επιπροσθέτως, το καινοτόμο εφέδρανο πενταπλής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης (Quintuple Friction Pendulum Bearing – QFPB) αποτελεί μια διάταξη σεισμικής μόνωσης ικανή να αναλάβει πολύ μεγάλες μετακινήσεις και να παρουσιάσει μια πολύ-επίπεδη συμπεριφορά (Lee and Constantinou, 2016; Keikha and Amiri, 2021). Αποτελείται από έξι καμπύλες επιφάνειες ολίσθησης και πέντε εκκρεμή. Εφαρμογές του μονωτήρα QFPB έχουν παρατηρηθεί μόνο σε εργασίες που εξετάζουν τη θερμομηχανική συμπεριφορά τους (Keikha and Amiri, 2019), σε κτιριακές κατασκευές (Sodha et al., 2017, 2019), αλλά όχι σε μελέτες σεισμικής τρωτότητας δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Επίσης, δεν υπάρχει κάποια μελέτη που να διερευνά την επιρροή της προσομοίωσης της καθολικής απόσβεσης στη σεισμική τρωτότητα των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Γενικά, έχουν γίνει ελάχιστες μελέτες για αυτό το θέμα, οι οποίες εστιάζονται μόνο σε σεισμικά μονωμένες κτιριακές κατασκευές (Sarlis and Constantinou, 2010; Anajafi et al., 2020).

Στην παρούσα διερεύνηση εξετάζεται η σεισμική τρωτότητα δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με διαφορετικούς τύπους μονωτήρων εκκρεμούς-τριβής, με βάση τα κριτήρια σχεδιασμού βάσει επιτελεστικότητας (Performance-Based Design – PBD). Ο σχεδιασμός βάσει των κριτηρίων αυτών αποτελεί πλέον ένα εδραιωμένο πλαίσιο στο πεδίο της σεισμικής

μηχανικής (Zareian and Krawinkler, 2009; Aschheim et al., 2019). Συγκεκριμένα, η μελέτη εστιάζει στη σεισμική απόκριση εφεδράνων μονής επιφάνειας (SFPB) και πολλαπλής καμπύλης επιφάνειας τριβής (TFPB, QFPB). Η ανάλυση τρωτότητας για καθεμία από τις τρεις διατάξεις εφεδράνων εκκρεμούςς-τριβής πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration – PGA) ως μέτρο έντασης (Intensity Measure – IM), και τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των εφεδράνων ως δείκτη βλάβης (Damage Index – DI) για τρία επίπεδα σεισμικού κινδύνου. Σημειώνεται ότι η μέγιστη μετακίνηση των μονωτήρων SFPB και TFPB έχει ληφθεί ως κριτήριο αστοχίας σε αντίστοιχες μελέτες που εστιάζουν σε σεισμικά μονωμένες κτιριακές κατασκευές (Kitayama and Constantinou, 2019; Shao et al., 2019; Kazantzi and Vamvatsikos, 2020). Επιπλέον, εξετάζεται η σεισμική απόκριση δεξαμενών με εφέδρανα τύπου SFPB για διαφορετικές παραδοχές καθολικής απόσβεσης, όπως σταθερή, με παρεμβολή, Rayleigh απόσβεση, κλπ. Στη διερεύνηση χρησιμοποιήθηκε το απλοποιητικό προσομοίωμα των Bakalis et al. (2017) για την προσομοίωση πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής στις οποίες εφαρμόζονται οι προαναφερθέντες τύποι σεισμικής μόνωσης.

4.2 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΣΕ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ

Η διαδικασία της εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης βασίζεται στην εγκατάσταση ειδικών εύκαμπτων διατάξεων που τροποποιούν την απόκριση της ανωδομής υπό σεισμική διέγερση. Οι διατάξεις αυτές ονομάζονται εφέδρανα και χρησιμοποιούνται για να μειώσουν την δυσκαμψία, ώστε να αυξηθεί η ιδιοπερίοδος απόκρισης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Η βασική αρχή της σεισμικής μόνωσης είναι να αυξήσει τη δυνατότητα παραμορφωσιμότητας στη βάση ή σε οποιοδήποτε άλλο επίπεδο μιας κατασκευής κατά την οριζόντια διεύθυνση, μειώνοντας συγχρόνως το μέγεθος της δράσης του σεισμού που υπεισέρχεται στην κατασκευή. Αυτό επιτυγχάνεται διαχωρίζοντας την ανωδομή της κατασκευής από τη θεμελίωση, παρεμβάλλοντας ειδικά εύκαμπτα στοιχεία, τους μονωτήρες, καθώς και στοιχεία απομείωσης της σεισμικής δράσης, τους αποσβεστήρες. Συγκεκριμένα, οι σχετικές μετακινήσεις της κατασκευής μπορούν να μειωθούν με αύξηση της ικανότητας απόσβεσης του συστήματος. Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης πρέπει να ικανοποιούν τις βασικές απαιτήσεις, οι οποίες εντάσσονται στις οδηγίες και στους κανονισμούς που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 2.

Οι βασικοί τύποι εφεδράνων που χρησιμοποιούνται σε διάφορες κατασκευές και σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών είναι τα ελαστομερή και τα συστήματα ολίσθησης (Kelly, 1997). Στην κατηγορία των ελαστομερών ανήκουν 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). Αντίστοιχα, στα συστήματα ολίσθησης ανήκουν τα εφέδρανα μονής (Single Friction Pendulum Bearing - SFPB) (Zayas et al., 1987; 1990), τα εφέδρανα διπλής (Double Friction Pendulum Bearing – DFPB) (Fenz and Constantinou, 2006), τα εφέδρανα τριπλής (Triple Friction Pendulum Bearing – TFPB) (Sarlis and Constantinou, 2010), πενταπλής καμπύλης επιφάνειας τριβής (Quintuple Friction Pendulum Bearing – QFPB) (Lee and Constantinou, 2016) και τα συστήματα επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης (Flat Sliding System - FSS).

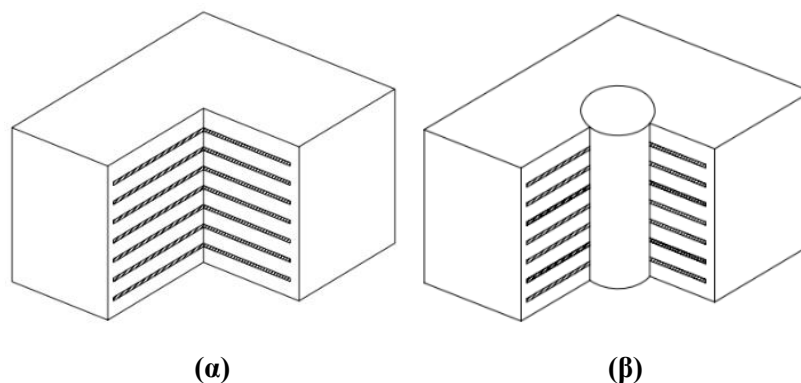
4.2.1 Ελαστομερή εφέδρανα

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα κατασκευάζονται από επάλληλες στρώσεις ελαστομερούς υλικού και χάλυβα (Εικόνα 4.1.α.). Ελαστομερές θεωρείται το εφέδρανο που αποτελείται 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. Αυτό αποσκοπεί στην ασφαλή μεταφορά των δράσεων από την ανωδομή προς τα σημεία έδρασης, άλλα και να επιτρέπουν τις σχετικές μετακινήσεις σύμφωνα με τον σχεδιασμό του συστήματος.

Τα εφέδρανα κατασκευάζονται από φυσικό καουτσούκ (natural rubber), ή από συνθετικό καουτσούκ (chloroprene rubber), αναμεμειγμένα με κάποιο άλλο πολυμερές που χρησιμοποιείται στη διαδικασία της κατασκευής σε ένα καθορισμένο ποσοστό, όταν χρησιμοποιείται φυσικό καουτσούκ. Επίσης, ένα τέτοιο εφέδρανο θα πρέπει να προστατεύεται με επικάλυψη πολυχλωροπροπενίου, το οποίο υπόκειται σε ταυτόχρονο βουλκανισμό με το ελαστομερές. Για την αγκύρωση των εφεδράνων στην ανωδομή και στη θεμελίωση, το κάθε εφέδρανο φέρει πάνω και κάτω μια βάση στήριξης από χάλυβα, ενώ περιμετρικά ο μονωτήρας περιβάλλεται από ένα προστατευτικό μανδύα από ελαστομερές. Συνήθως, εξαιτίας 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 λεπτά φύλλα χάλυβα. Με αυτόν τον τρόπο, εξασφαλίζεται η υψηλή απαιτούμενη δυσκαμψία στην

κατακόρυφη διεύθυνση για την ανάληψη των κατακόρυφων φορτίων, ενώ περιορίζονται σημαντικά οι πλευρικές παραμορφώσεις εξαιτίας του φαινομένου Poisson του ελαστομέρους (Kelly and Konstantinidis, 2011). Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα διακρίνονται ανάλογα με το ποσοστό της ικανότητας απόσβεσης τους σε συστήματα υψηλής απόσβεσης (Εικόνα 4.1.β.) και σε συστήματα χαμηλής απόσβεσης. Η ικανότητα της απόσβεσης της σεισμικής ενέργειας είναι ένα ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης. Δίνεται από το ελαστομερές, το οποίο παράλληλα δίνει την απαιτούμενη πλευρική ευκαμψία και τη δυνατότητα επαναφοράς του συστήματος στην αρχική θέση μετά την επιβολή των οριζόντιων μετατοπίσεων. Τα βασικά 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.



Εικόνα 4.1. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα: (α) με επάλληλες στρώσεις χαλύβδινων πλακών, και (β) με πυρήνα μολύβδου (Casarotti, 2004).

4.2.2 Εφέδρανα ολίσθησης

Στην παρούσα διατριβή δίνεται περισσότερη έμφαση στα εφέδρανα ολίσθησης, διότι προηγούμενες εργασίες έχουν αποδείξει ότι σε περιπτώσεις βιομηχανικών εγκαταστάσεων και δεξαμενών είναι πιο αποδοτικά ως τεχνική σεισμικής μόνωσης (Zayas and Low, 1995; Seleemah and El-Sharkawy, 2011; Paolacci et al., 2013; Paolacci, 2015; Compagnoni et al., 2018), διότι η θεμελιώδης περίοδος των ελαστομερών εφεδράνων αλλάζει όταν η μάζα τους μεταβάλλεται με τον χρόνο. Επιπλέον, η διάμετρος των ελαστομερών εφεδράνων θα πρέπει να αυξηθεί για να διατηρηθεί η σταθερότητά τους υπό μεγάλες οριζόντιες μετακινήσεις. Ωστόσο, αυτό έχει ως αποτέλεσμα την πιο δύσκαμπτη συμπεριφορά (Imran et al., 2021). Αντιθέτως, η συμπεριφορά των εφεδράνων ολίσθησης εξαρτάται από την τιμή του συντελεστή τριβής ανάμεσα στις επιφάνειες τους. Τα συνηθέστερα χρησιμοποιούμενα υλικά των ολισθαινόντων

εφεδράνων είναι το τεφλόν (polytetrafluoroethylene - 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 με τις απαιτήσεις του συντελεστή τριβής σύμφωνα με τον σχεδιασμό.

Η διαφορά των εφεδράνων ολίσθησης από τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα όσον αφορά τη δράση τους, οφείλεται στον βασικό 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 στην ανωδομή. Επιπλέον, από οικονομικής σκοπιάς τα εφέδρανα ολίσθησης έχουν μικρότερο κόστος σε σύγκριση με τα ελαστομεταλλικά (Saitta et al., 2018). Συνεπώς, τα συστήματα εφεδράνων ολίσθησης που θα αναλυθούν εκτενώς είναι τα εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής μονής επιφάνειας (Single Friction Pendulum Bearing – SFPB), τριπλής επιφάνειας (Triple Friction Pendulum Bearing – TFPB) και πενταπλής επιφάνειας (Quintuple Friction Pendulum Bearing – QFPB).

Single Friction Pendulum Bearing

Το εφέδρανο εκκρεμούς-τριβής μονής επιφάνειας είναι μια διάταξη που χρησιμοποιεί τα ειδικά χαρακτηριστικά της γεωμετρίας του για τη σεισμική μόνωση (Εικόνα 4.2.α) (Zayas et al., 1987, 1990; Mokha et al., 1991). Ένα τυπικό εφέδρανο SFPB αποτελείται από έναν αρθρωτό ολισθητήρα που ολισθαίνει πάνω στη καμπύλη επιφάνεια τριβής. Το υλικό το οποίο αποτελείται η επιφάνεια του ολισθητήρα που έρχεται σε επαφή με την καμπύλη επιφάνεια είναι συνήθως από Teflon. Πιο συγκεκριμένα, η δύναμη επαναφοράς (F) (εξίσωση 4.1) προκύπτει από την καμπύλη επιφάνεια ολίσθησης που αναπαριστά την κίνηση ενός εκκρεμούς, ενώ η περίοδος του μονωτήρα (T) (εξίσωση 4.2) εξαρτάται από την ακτίνα καμπυλότητας της κοίλης επιφάνειας (Zayas et al., 1987; Low and Zayas, 1990):

$$F = \left(\frac{W}{R}\right) \cdot D \pm \mu \cdot W \quad (4.1)$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (4.2)$$

όπου, R , είναι η ακτίνα καμπυλότητας [m], g , είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας [m/s^2], W , είναι το βάρος που αναλαμβάνει κάθε εφέδρανο [N], D , είναι η μετακίνηση [m] και, μ , είναι ο συντελεστής τριβής. Η δύναμη επαναφοράς είναι αποτέλεσμα της κίνησης του ολισθητήρα πάνω στην καμπύλη επιφάνεια, αφού η υποστηριζόμενη μάζα ανυψώνεται και το εφέδρανο

επανέρχεται στη θέση ισορροπίας. Επίσης, η απόσβεση των εφεδράνων παράγεται από την τριβή μεταξύ του ολισθητήρα και της καμπύλης επιφάνειας.

Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό των μονωτήρων αυτών είναι ότι η θεμελιώδης περίοδος και η απόσβεση δεν εξαρτώνται από τη μάζα της ανωδομής. Επιπλέον, το κέντρο δυσκαμψίας συμπίπτει με το κέντρο μάζας. Επομένως, περιορίζεται σημαντικά η στρεπτική απόκριση της ανωδομής (Low and Zayas, 1990; Dao et al., 2015). Έτσι, η απόκριση της κατασκευής και η πλαστιμότητα μπορούν να ελεγχθούν, ενώ οι αστοχίες στα δομικά και μη-δομικά μέλη μπορούν να αποφευχθούν.

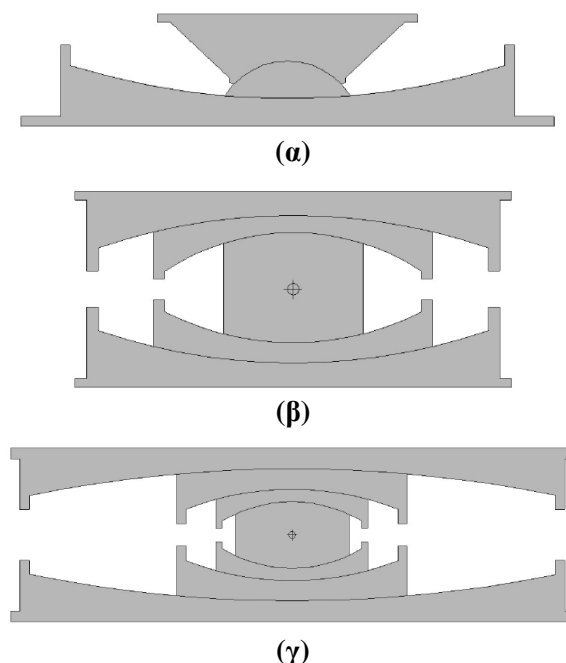
Triple Friction Pendulum Bearing

Το εφέδρανο εκκρεμούς-τριβής τριπλής επιφάνειας έχει προσαρμοστικές ιδιότητες και μπορεί να περιέχει διαφορετικές παραμέτρους δυσκαμψίας και απόσβεσης κατά τη λειτουργία του (Εικόνα 4.2.β) (Fenz and Constantinou, 2008). Αντιπροσωπεύοντας τη νέα γενιά εφεδράνων ολίσθησης, αποτελείται από πολλαπλές καμπύλες επιφάνειες ολίσθησης μειώνοντας ταυτόχρονα τις δονήσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, αλλά και τις σχετικές μετακινήσεις μετά από έναν σεισμό (Calvi and Calvi, 2018). Η λειτουργία του είναι διαφορετική σε σχέση με τα συμβατικά εφέδρανα ολίσθησης, τα οποία έχουν σταθερή δυσκαμψία και απόσβεση.

Τα TFPB, καθώς και τα υπόλοιπα είδη εφεδράνων πολλαπλών επιφανειών ολίσθησης (π.χ., QFPB), μπορούν να επιλεγθούν μεταξύ ποικίλων συνδυασμών ακτίνας καμπυλότητας και συντελεστή τριβής των επιφανειών ολίσθησης. Επομένως, οι παράμετροι αυτοί μπορούν να προσαρμοστούν ανάλογα με τα επίπεδα έντασης των επιβαλλόμενων χρονοϊστοριών, γι' αυτό πολλές μελέτες έχουν εστιάσει στη χρήση τέτοιων μονωτήρων (Tsai et al., 2004, 2005; Fenz and Constantinou, 2006; Becker and Mahin, 2012; Calvi and Calvi, 2018). Για το λόγο αυτό, η προσέγγιση είναι ιδανική στο πλαίσιο σχεδιασμού με κριτήρια επιτελεσματικότητας (Performance-Based Design - PBD) (Morgan and Mahin, 2010).

Μερικά από τα πλεονεκτήματα της χρήσης TFPB έναντι των SFPB εφεδράνων είναι: (α) η μείωση της οριζόντιας διάστασης του εφεδράνου σε σχέση με τα SFPB, διότι η κίνηση του TFPB κατανέμεται στην ολίσθηση των τεσσάρων καμπύλων επιφανειών, (β) η μείωση των φαινομένων P-Δ κατανέμοντας τις ροπές δευτέρου βαθμού και στους δύο κόμβους του εφεδράνου, ενώ στους μονωτήρες SFPB αυτό συμβαίνει σε έναν κόμβο ανάλογα με τον προσανατολισμό του, και (γ) ο έλεγχος των διαφορετικών καταστάσεων της σχέσης δύναμης-μετατόπισης των TFPB (Kelly, 1999; Hall, 1999).

Ένα τυπικό TFPB αποτελείται από τρεις επιφάνειες εκκρεμούς-τριβής, οι οποίες ολισθαίνουν σταδιακά όσο αυξάνεται η σεισμική απαίτηση. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.2.β, οι μηχανισμοί αυτοί αποτελούνται από τέσσερις κοίλες επιφάνειες που εντάσσονται σε ένα εφέδρανο. Σύμφωνα με τους Sarlis and Constantinou (2010); Constantinou et al. (2011) και Becker and Mahin (2012), οι δύο εσωτερικές επιφάνειες έχουν ίδιες τιμές για τους συντελεστές τριβής ($\mu_2=\mu_3$) και τις ακτίνες καμπυλότητας ($R_2=R_3$). Ομοίως, είναι συνήθης παραδοχή να λαμβάνονται ίδιες τιμές για τις ίδιες παραμέτρους των εξωτερικών επιφανειών ($\mu_1=\mu_4$) και ($R_1=R_4$). Κατά τη λειτουργία ενός TFPB, όσο αυξάνονται οι μετακινήσεις, τόσο θα ολισθαίνουν περισσότερες επιφάνειες του εφεδράνου.



Εικόνα 4.2. Τυπικές διατομές εφεδράνων: (α) SFPB, (β) TFPB, και (γ) QFPB (Lee and Constantinou, 2016).

Quintuple Friction Pendulum Bearing

Σύμφωνα με τους Lee and Constantinou (2016) και Keikha and Amiri (2021), το QFPB είναι ένα καινοτόμο εφέδρανο και ουσιαστικά αποτελεί συνέχεια του TFPB. Ειδικότερα, αποτελείται από έξι καμπύλες επιφάνειες ολίσθησης, πέντε ενεργά εκκρεμή και εννέα περιοχές λειτουργίας ενσωματωμένες σε ένα εφέδρανο (Εικόνα 4.2.γ). Η προσαρμοστικότητα της συμπεριφοράς του μονωτήρα σε διάφορα επίπεδα επικινδυνότητας βελτιώνεται περισσότερο εξαιτίας των πολλαπλών εκκρεμών και επιφανειών ολίσθησης.

Επομένως, αν και η λειτουργία είναι παρόμοια, παρουσιάζει πιο σύνθετη συμπεριφορά σε σχέση με το TFPB, δίνοντας μεγαλύτερη ευελιξία στην επιλογή παραμέτρων σχεδιασμού

για τη βέλτιστη απόδοσή του (Sodha et al., 2017). Επιπλέον, το QFPB είναι ιδανικό όταν απαιτούνται μεγάλες μετακινήσεις εξαιτίας ισχυρών σεισμών. Όμοια με το TFPB, τα QFPB εφέδρανα μπορούν να χρησιμοποιηθούν υπό το πρίσμα της σεισμικής μηχανικής με κριτήρια επιτελεστικότητας (Performance-Based Engineering - PBD).

4.2.3 Δεξαμενές με ελαστομερή εφέδρανα

Στη δυτική ακτή της Κορέας, στην περιοχή Inchon, υπάρχουν τρεις δεξαμενές υγροποιημένου φυσικού αερίου (ΥΦΑ) (Εικόνα 4.3), όπου η καθεμία έχει χωρητικότητα 100.000 m^3 (Koh, 1997; Panchal and Soni, 2014). Λόγω των δυσμενών εδαφικών συνθηκών, έχουν χρησιμοποιηθεί πάσσαλοι για τη θεμελίωση. Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης είναι ελαστομερή εφέδρανα πυρήνα μολύβδου (LRB), διαμέτρου 0.6 m και συνολικού ύψους 0.228 m. Η περίοδος σεισμικής μόνωσης για τους μονωτήρες είναι 3.06 sec.



Εικόνα 4.3. Δεξαμενές ΥΦΑ σεισμικά μονωμένες με LRB στην Inchon, Κορέα
(www.lngworldnews.com).

Ελαστομερή εφέδρανα υψηλής απόσβεσης (HDRB) χρησιμοποιήθηκαν για τη σεισμική μόνωση κυλινδρικής δεξαμενής, χωρητικότητας 2600 m^3 στο Visp της Ελβετίας (Marioni, 1998) (Εικόνα 4.4). Τα εφέδρανα εγκαταστάθηκαν κατά τη σεισμική αναβάθμιση της κατασκευής, αφού χρησιμοποιείται για την αποθήκευση επικίνδυνων χημικών υλικών. Με αυτόν τον τρόπο, αυξάνεται η ασφάλεια της ανωδομής και του υγρού περιεχομένου λόγω της σεισμικής μόνωσης και αποφεύγονται ενδεχόμενες δυσμενείς επιπτώσεις λόγω σεισμικών δράσεων.



Εικόνα 4.4. Δεξαμενή αποθήκευσης χημικών σεισμικά μονωμένη με HDRB στο Visp, Ελβετία (Marioni, 1998).

4.2.4 Δεξαμενές με εφέδρανα ολίσθησης

Δύο δεξαμενές ΥΦΑ που έχουν κατασκευαστεί στο Quintero της Χιλής, έχουν σεισμική μόνωση με εφέδρανα TFPB (EPS, 2019). Οι δεξαμενές αυτές έχουν χωρητικότητα 160.000 m^3 καθεμία και εδράζονται συνολικά πάνω σε 520 εφέδρανα (Εικόνα 4.5). Μετά από έναν ισχυρό σεισμό μεγέθους 8.8 της κλίμακας Ρίχτερ στις 10 Φεβρουαρίου 2010, διαπιστώθηκε ότι το σύστημα ανταπεξήλθε των απαιτήσεων, αφού ούτε η δεξαμενή, ούτε και ο εξοπλισμός σημείωσαν βλάβες από τη σεισμική διέγερση. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση του σεισμού ήταν 0.3 g , ενώ η διάρκεια του σεισμού ήταν 120 sec . Συμπερασματικά, η επιτυχής συμπεριφορά των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών έδειξε ότι με τη βοήθεια αυτών των συστημάτων είναι εφικτή η αντισεισμική προστασία μεγάλων δεξαμενών ακόμα και για πολύ ισχυρούς σεισμούς.



Εικόνα 4.5. Δεξαμενή ΥΦΑ σεισμικά μονωμένη με TFPB στο Quintero, Χιλή (EPS, 2019).

Δύο δεξαμενές ΥΦΑ χωρητικότητας 150.000 m^3 καθεμία έχουν κατασκευαστεί στην Colima του Μεξικό (Εικόνα 4.6), μια περιοχή με υψηλή σεισμικότητα που βρίσκεται κοντά σε ενεργό ρήγμα (EPS, 2019). Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των υποδομών αυτών έχει λάβει

υπόψη μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις από 0.4g έως και 0.8g. Κάθε δεξαμενή έχει 340 TFPB μονωτήρες που έχουν εγκατασταθεί στην κορυφή των πασσάλων.



Εικόνα 4.6. Δεξαμενές ΥΦΑ σεισμικά μονωμένες με TFPB στην Colima, Μεξικό (EPS, 2019).

Μεγάλης κλίμακας δεξαμενές ΥΦΑ έχουν κατασκευαστεί στη νήσο της Ρεβυθούσας στην Ελλάδα, όπου αποτελεί το κεντρικό σημείο αποθήκευσης ΥΦΑ στη χώρα (Εικόνα 4.7). Δύο υπόγειες δεξαμενές με χωρητικότητα 65.000 m³ καθεμιά, βρίσκονται κοντά στην Αθήνα, μια από τις περιοχές της Ευρώπης με υψηλή σεισμική επικινδυνότητα (Panchal and Soni, 2014). Για τον λόγο αυτόν, έχει εφαρμοσθεί η τεχνική της σεισμικής μόνωσης, εγκαθιστώντας 212 εφέδρανα SFPB σε κάθε δεξαμενή, με ακτίνα καμπυλότητας 1.88 m, μέγιστη ικανότητα μετακίνησης 0.305 m και περίοδο σεισμικής μόνωσης 2.75 sec (EPS, 2011). Δύο επίπεδα επιτελεστικότητας ανατέθηκαν κατά τον σχεδιασμό, τον Operating Basis Earthquake (OBE) και τον Safe Shutdown Earthquake (SSE). Ο τελευταίος είχε μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.48 g και φασματικές τιμές επιτάχυνσης 0.61 g και 0.29 g για περιόδους 1.0 και 3.0 sec, αντίστοιχα (Tajirian, 1998).



Εικόνα 4.7. Δεξαμενές ΥΦΑ στη Ρεβυθούσα με εφέδρανα SFPB (EPS, 2011).

Στις βιομηχανικές εγκαταστάσεις στη Melhorita του Περού υπάρχουν δύο δεξαμενές ΥΦΑ, οι οποίες είναι σεισμικά μονωμένες με εφέδρανα TFPB (EPS, 2011). Κάθε δεξαμενή έχει χωρητικότητα 130.000 m^3 και εδράζεται σε 256 μονωτήρες (Εικόνα 4.8). Επομένως, έχοντας συνολική χωρητικότητα 260.000 m^3 , οι δεξαμενές αυτές είναι οι μεγαλύτερες στη Νότια Αμερική που χρησιμοποιούν την τεχνική της σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον, η τοποθεσία αυτή βρίσκεται σε μια περιοχή όπου έχουν καταγραφεί σεισμοί της τάξης των 8 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ. Η χρήση της σεισμικής μόνωσης στις δεξαμενές αυτές είχε ως αποτέλεσμα τον βέλτιστο τεχνο-οικονομικό σχεδιασμό των κατασκευών, ενώ τα εφέδρανα απέδειξαν την αποτελεσματικότητά τους όσον αφορά την ικανότητα ανάληψης μεγάλων μετακινήσεων.



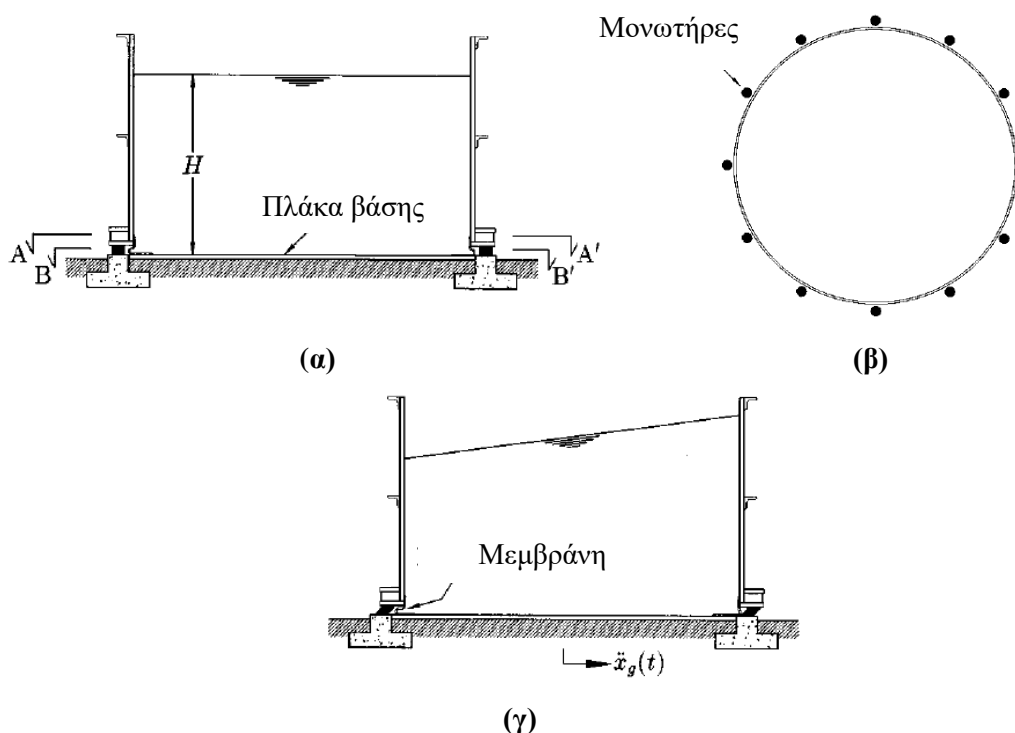
Εικόνα 4.8. Δεξαμενή ΥΦΑ στη Melhorita, Περού με εφέδρανα TFPB (EPS, 2011).

4.2.5 Ειδικές περιπτώσεις σεισμικά μονωμένων δεξαμενών

Πέρα από τις ευρέως διαδεδομένες τεχνικές σεισμικής μόνωσης που αναφέρονται στην εγκατάσταση μονωτήρων στη βάση της δεξαμενής, έχουν μελετηθεί διάφορες ειδικές περιπτώσεις που αποσκοπούν στη βέλτιστη σεισμική συμπεριφορά με το μικρότερο δυνατό κόστος. Δεν είναι γνωστό κατά πόσο αυτές οι εναλλακτικές μέθοδοι έχουν εφαρμοστεί σε πρακτικές εφαρμογές, παρόλα αυτά αξίζει να παρουσιαστούν τα σημαντικότερα χαρακτηριστικά τους.

Ο Malhotra (1997) πρότεινε μια καινοτόμο μέθοδο σεισμικής μόνωσης, στην οποία τα τοιχώματα της δεξαμενής δεν συνδέονται με τη βάση και εγκαθίστανται περιμετρικά μονωτήρες με οριζόντια ευκαμψία, ενώ η πλάκα της βάσης εδράζεται στο έδαφος (Εικόνα 4.9.α, β). Ένα επιπλέον σημαντικό χαρακτηριστικό αυτής της μεθόδου είναι η χρήση μιας εύκαμπτης μεμβράνης μεταξύ των τοιχωμάτων και της πλάκας βάσης. Αυτή η τεχνική στοχεύει στην αποφυγή της διαρροής του περιεχόμενου υγρού από τη δεξαμενή, ενώ επιτρέπει στα

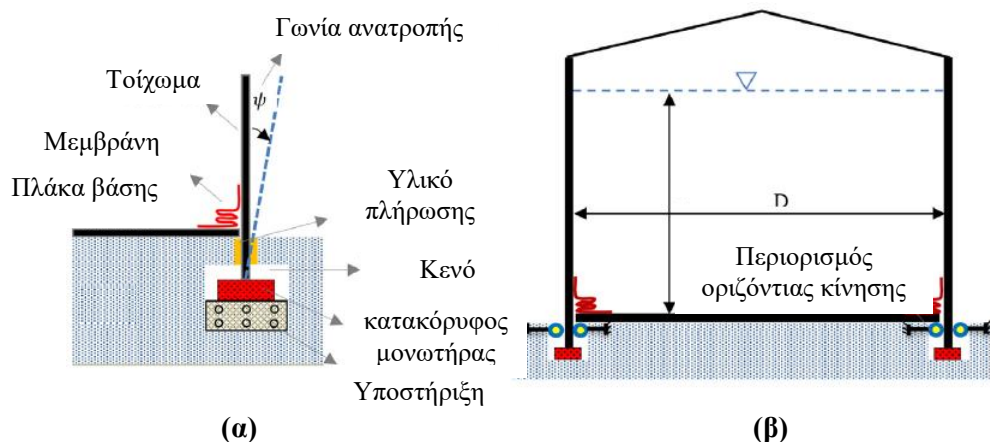
τοιχώματα να μετακινούνται ελεύθερα στην οριζόντια διεύθυνση (Εικόνα 4.9.γ). Τα αποτελέσματα αυτής της μελέτης έδειξαν ότι σημειώθηκαν σημαντικά οι τιμές των υδροδυναμικών τεμνουσών βάσης, οι ροπές ανατροπής, καθώς και οι αξονικές θλιπτικές τάσεις, ενώ δεν παρατηρήθηκε κάποια σημαντική μεταβολή στον κυματισμό του υγρού περιεχομένου.



Εικόνα 4.9. Απεικόνιση του αποχωρισμού των τοιχωμάτων ως σύστημα σεισμικής μόνωσης (τροποποιημένο από Malhotra, 1997).

Παρόμοια προσέγγιση έχει γίνει από τους Nikoomanesh et al. (2019), όπου εφαρμόστηκε ένα νέο σύστημα σεισμικής μόνωσης στην κατακόρυφη διεύθυνση για δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Πιο συγκεκριμένα, για να απομονωθεί η κίνηση ανατροπής σε επίγειες δεξαμενές είναι απαραίτητο να αποσυνδεθεί το κέλυφος της δεξαμενής από τη πλάκα βάσης και να υποστηριχθεί με κατακόρυφους μονωτήρες (Εικόνα 4.10). Με αυτόν τον τρόπο, η πλάκα βάσης της δεξαμενής δεν συνεισφέρει στην κίνηση ανατροπής, επομένως η μόνωση επιβάλλεται μόνο κάτω από τα τοιχώματα. Όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, χρησιμοποιείται εύκαμπτη μεμβράνη για την αποφυγή της διαρροής του υγρού περιεχομένου. Η τεχνική αυτή αποσκοπεί στη σημαντική μείωση του αριθμού των εφεδράνων σε σχέση με τον συμβατικό τρόπο μόνωσης στην οριζόντια διεύθυνση. Τα ευρήματα της μελέτης αυτής έδειξαν ότι η τέμνουσα βάσης και η ροπή ανατροπής μειώθηκαν σημαντικά συγκριτικά με

πακτωμένες δεξαμενές, ενώ η εφαρμογή της νέα μεθόδου είναι πιο αποδοτική σε υψίκορμες δεξαμενές.



Εικόνα 4.10. (α) Σύνδεση του τοιχώματος της δεξαμενής με τη πλάκα βάσης στην κατακόρυφη διεύθυνση, (β) σχηματική απεικόνιση του νέου συστήματος σεισμικής μόνωσης (τροποποιημένο από Nikoomanesh et al., 2019).

Οι Rawat and Matsagar (2021) διερεύνησαν τη σεισμική προστασία δεξαμενής αποθήκευσης υγρών με πεπλατυσμένα σφαιροειδή εφέδρανα. Ειδικότερα, μελετήθηκε η καταπόνηση της βάσης και η απόκριση κυματισμού σε επίγειες κυλινδρικές δεξαμενές. Το νέο σύστημα σεισμικής μόνωσης βασίζεται στον μηχανισμό κύλισης-τριβής σε εφέδρανα με ελλειψοειδές σχήμα. Επιπλέον, οι παράμετροι που λήφθηκαν υπόψη ήταν ο λόγος λυγνρότητας της δεξαμενής, η εκκεντρότητα των εφεδράνων και το πάχος της πλωτής οροφής. Σύμφωνα με τα ευρήματα της μελέτης, το σύστημα πεπλατυσμένου σφαιροειδή μονωτήρα είναι αποτελεσματικό στην απομείωση της σεισμικής καταπόνησης των δεξαμενών, ενώ η πλωτή οροφή συνεισέφερε στον έλεγχο του κυματισμού.

4.3 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Στη διεθνή βιβλιογραφία υπάρχουν αρκετές μελέτες που σχετίζονται με τη σεισμική ανάλυση και τρωτότητα δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με και χωρίς σεισμική μόνωση. Αρχικά, η μελέτη των O' Rourke and So (2000) αφορούσε τη σεισμική τρωτότητα επίγειων χαλύβδινων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Για αυτόν τον λόγο, λήφθηκαν υπόψη τα επίπεδα αστοχίας κατά τη μεθοδολογία HAZUS. Εκτός από τις καμπύλες τρωτότητας, έγινε ανάλυση σημαντικών παραμέτρων, όπως ο λόγος ακτίνας δεξαμενής προς ύψος επιφάνειας υγρού και το ποσοστό του υγρού περιεχομένου στη δεξαμενή, αναφορικά με την επιρροή αυτών στην συνολική απόκριση του συστήματος. Οι Wang et al. (2001) εξέτασαν την αποτελεσματικότητα

των εφεδράνων μονής καμπύλης επιφάνειας τριβής (SFPB) που εγκαταστάθηκαν στη βάση κυλινδρικών δεξαμενών, χρησιμοποιώντας ένα υβριδικό προσομοίωμα για την αναπαράσταση της αλληλεπίδρασης περιεχομένου-κατασκευής και της υδροδυναμικής απόκρισης. Αντικείμενο μελέτης ήταν σημαντικές παράμετροι, όπως ο λόγος ακτίνας προς ύψος επιφάνειας υγρού, ο συντελεστής τριβής των εφεδράνων και η σεισμική ένταση. Από τα ευρήματα της διερεύνησης αυτής προέκυψε ότι οι ωστικές πιέσεις μειώθηκαν σημαντικά λόγω της παρουσίας της σεισμικής μόνωσης, ενώ οι κυκλοφορούσες πιέσεις δεν παρουσίασαν αξιοσημείωτες μεταβολές.

Η εργασία των Salzano et al. (2003) μελέτησε τη σεισμική τρωτότητα δεξαμενών, βασισμένη σε στοιχεία από παρατηρήσεις υπό τη μορφή ενός στατιστικού εργαλείου. Επιπλέον, συζητήθηκαν θέματα σεισμικής έντασης και πιθανότητας εμφάνισης σεισμών. Συνεπώς, τα επίπεδα αστοχίας ταξινομήθηκαν σύμφωνα με τα επίπεδα μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων, είτε με τη μορφή απώλειας υγρού περιεχομένου, είτε με τη μορφή απόκρισης της δεξαμενής. Οι Jadhav and Jangid (2004) σύγκριναν τη σεισμική απόκριση των δεξαμενών, σεισμικά μονωμένων με ελαστομερή εφέδρανα και εφέδρανα τριβής. Η μάζα του υγρού προσομοιώθηκε με τη μορφή σημειακών μαζών, όπως η κυματική, η ωστική και η άκαμπτη μάζα. Χρησιμοποιώντας παρόμοια προσέγγιση των συγκεντρωμένων μαζών για το απλοποιητικό προσομοίωμα, οι Panchal and Jangid (2008) διερεύνησαν τη σεισμική απόκριση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με εφέδρανα καμπύλης επιφάνειας μεταβαλλόμενης τριβής (Variable Friction Pendulum System – VFPS). Η εργασία βασίστηκε στην υπόθεση των σημειακών μαζών, επιλύθηκαν οι κινηματικές εξισώσεις του VFPS και της δεξαμενής. Τα αποτελέσματα απέδειξαν ότι ο έλεγχος της σεισμικής απόκρισης κυμάνθηκε σε αποδεκτά επίπεδα, όταν η δεξαμενή ήταν σεισμικά μονωμένη με εφέδρανα VFPS.

Η μελέτη των Abali and Uckan (2010) ανέφερε την αποτελεσματικότητα των SFPB στον έλεγχο της σεισμικής απόκρισης υψίκορμων δεξαμενών σε σύγκριση με τις αντίστοιχες πλατιές. Συγκεκριμένα, διεξήχθη παραμετρική ανάλυση λαμβάνοντας υπόψη την περίοδο του συστήματος σεισμικής μόνωσης, το λόγο ακτίνας προς ύψος επιφάνειας υγρού και τον συντελεστή τριβής. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η τέμνουσα βάσης είχε μειωθεί σημαντικά και για τους δύο τύπους δεξαμενών (πλατιά και υψίκορμη). Αντιθέτως, οι μετακινήσεις της κυματικής συνιστώσας για την πλατιά δεξαμενή δεν σημείωσαν μεταβολές. Το διπλό σύστημα εκκρεμούς μεταβλητής συχνότητας (Double Variable Frequency Pendulum System – DVFPS) εξετάστηκε αριθμητικά από τους Soni et al. (2011) για τη σεισμική μόνωση δεξαμενών. Τα κυριότερα ευρήματα αυτής της διερεύνησης ήταν τα ακόλουθα: (α) τα DVFPS με υψηλή τιμή

αρχικής δυσκαμψίας από την εξωτερική επιφάνεια ολίσθησης μέχρι την εσωτερική, παρουσίασαν καλύτερη συμπεριφορά για την υψίκورμη δεξαμενή, ενώ (β) τα εφέδρανα που έχουν την ίδια αρχική δυσκαμψία και συντελεστή τριβής είχαν καλύτερα αποτελέσματα για την πλατιά δεξαμενή.

Οι Weng et al. (2011) ανέλυσαν τη σεισμική απόκριση δεξαμενών υγροποιημένου φυσικού αερίου, έχοντας ως σεισμική μόνωση εφέδρανα πολλαπλής τριβής καμπύλης επιφάνειας (Multiple Friction Pendulum System – MFPS). Χρησιμοποιήθηκε ένα απλοποιητικό προσομοίωμα για να εκτιμηθεί η αποδοτικότητα της σεισμικής μόνωσης. Τα ευρήματα έδειξαν ότι οι μονωτήρες αποδείχθηκαν αποτελεσματικοί σε περιπτώσεις μεγάλης απαίτησης των μετακινήσεων των εφεδράνων, καθώς και σε σεισμούς με μικρή θεμελιώδη περίοδο. Επιπλέον, τα εφέδρανα MFPS παρουσίασαν σημαντική προσαρμοστικότητα σε διάφορα επίπεδα στάθμης της επιφάνειας του υγρού περιεχομένου της δεξαμενής.

Οι Seleemah and El-Sharkawy (2011) διερεύνησαν τη δυναμική απόκριση υπερυψωμένων πλατιών και υψίκορμων δεξαμενών έχοντας σεισμική μόνωση με ελαστομερή και εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής. Επιπροσθέτως, συγκρίθηκε η συμπεριφορά των δεξαμενών σε περιπτώσεις όπου οι μονωτήρες ήταν εγκατεστημένοι στη βάση ή στην κορυφή της κατασκευής που στηρίζεται η δεξαμενή. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η σεισμική μόνωση είχε θετικό αντίκτυπο κυρίως στις υψίκορμες δεξαμενές και λιγότερο στις πλατιές. Επιπλέον, όταν μια υπερυψωμένη δεξαμενή ήταν σεισμικά μονωμένη με εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής, παρουσίασε καλύτερη σεισμική συμπεριφορά σε σύγκριση με την περίπτωση μόνωσης με ελαστομερή εφέδρανα. Επίσης, η δεξαμενή παρουσίασε καλύτερη συμπεριφορά όταν οι μονωτήρες ήταν εγκατεστημένοι στην κορυφή της κατασκευής υποστήριξης.

Οι Panchal and Jangid (2012) εξέτασαν τη σεισμική συμπεριφορά δεξαμενών αποθήκευσης υγρών, σεισμικά μονωμένες με εφέδρανα τριβής μεταβλητών καμπύλων επιφανειών (Variable Curvature Friction Pendulum System – VCFPS) υπό σεισμούς κοντινού πεδίου. Οι πιο σημαντικές παράμετροι σε αυτήν τη διερεύνηση ήταν η θεμελιώδης περίοδος, ο συντελεστής τριβής και ο λόγος ακτίνας προς ύψος επιφάνειας υγρού για τη δεξαμενή. Αποδείχθηκε ότι οι μονωτήρες VCFPS αποτελούν μια αποτελεσματική μέθοδο σεισμικής μόνωσης συνεισφέροντας στον έλεγχο της τέμνουσας βάσης, καθώς και της κυματικής και της ωστικής συνιστώσας του περιεχόμενου υγρού.

Η επιρροή του δυναμικού λυγισμού στην απόκριση αγκυρωμένων χαλύβδινων δεξαμενών διερευνήθηκε από τους Buratti and Tavano (2014). Επιπλέον, διεξήχθη μελέτη

σεισμικής τρωτότητας για δυναμικά φαινόμενα λυγισμού χρησιμοποιώντας 14 σεισμικές καταγραφές. Επιπροσθέτως, εφαρμόστηκε η μέθοδος προστιθέμενης μάζας για την αναπαράσταση του υγρού περιεχομένου στη δεξαμενή. Αυτό ο τρόπος προσομοίωσης είναι ικανός να αναπαραστήσει τους δύο κυριότερους τύπους λυγισμού των τοιχωμάτων, μορφής ‘πόδα ελέφαντα’ και ‘διαμαντιού’. Η αποδοτικότητα των υπερυψωμένων δεξαμενών σεισμικά μονωμένων με SFPB και TFPB μελετήθηκε από τους Moeindarbari et al. (2014). Το εφέδρανο TFPB λειτουργεί σε πολλαπλά επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, όπως είναι ο Service Level Earthquake (SLE), ο Design Basis Earthquake (DBE) και ο Maximum Credible Earthquake (MCE). Επομένως, τα αποτελέσματα έδειξαν ότι το εφέδρανο TFPB είναι καλύτερο σε σχέση με το SFPB, αφού η προσαρμοστική ικανότητα του TFPB ανάλογα με το επίπεδο σεισμικής δράσης έπαιξε σημαντικό ρόλο στη μείωση των σεισμικών απαιτήσεων των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών.

Παρόμοια, η αποτελεσματικότητα δύο συστημάτων σεισμικής μόνωσης για υπερυψωμένες δεξαμενές εξετάστηκε από τον Paolacci (2015). Για τη διεξαγωγή δυναμικών αναλύσεων των υπερυψωμένων δεξαμενών με ελαστομερή εφέδρανα υψηλής απόσβεσης HDRB και SFPB, χρησιμοποιήθηκαν καταγραφές από τον σεισμό του Kocaeli (1999). Τα ευρήματα της έρευνας έδειξαν ότι οι υπερυψωμένες δεξαμενές σεισμικά μονωμένες με τους δύο τύπους εφεδράνων σημείωσαν σημαντικές μειώσεις στην τέμνουσα βάσης, καθώς και στα επίπεδα των τάσεων στα τοιχώματα της δεξαμενής. Λόγω του περιορισμού για τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των εφεδράνων και την υψηλή τιμή της κυκλοφορούσας μετακίνησης για το HDRB, το εφέδρανο τριβής SFPB θεωρήθηκε ο καλύτερος τρόπος σεισμικής μόνωσης για τη συγκριμένη περίπτωση.

Οι Bagheri and Farajian (2016) εξέτασαν την επιρροή των επιπέδων της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και των ειδικών χαρακτηριστικών των καταγραφών κοντινού πεδίου, στη σεισμική συμπεριφορά δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με εφέδρανα τριβής. Χρησιμοποιήθηκε ένα μηχανικό προσομοίωμα, το οποίο ήταν ικανό να υπολογίσει με ακρίβεια τη σεισμική απόκριση της δεξαμενής. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι τα εφέδρανα τριβής αποτελούν έναν αποτελεσματικό τρόπο σεισμικής μόνωσης, μειώνοντας σημαντικές παραμέτρους, όπως η μετακίνηση της ωστικής συνιστώσας, η ροπή ανατροπής και η τέμνουσα βάσης. Επιπλέον, η μετακίνηση της κυκλοφορούσας συνιστώσας δεν παρουσίασε αξιοσημείωτες μεταβολές. Η σεισμική τρωτότητα δεξαμενών σεισμικά μονωμένη με ελαστομερή εφέδρανα πυρήνα μολύβδου (LRB) ήταν το αντικείμενο μελέτης των Saha et al. (2016). Η διερεύνηση ήταν εστιασμένη στην ποσοτικοποίηση αβεβαιοτήτων των παραμέτρων

για τα εφέδρανα χρησιμοποιώντας τη μέθοδο Monte Carlo. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η απόκριση του σεισμικά μονωμένου συστήματος επηρεάστηκε από τις αβεβαιότητες, ενώ μειώθηκε η πιθανότητα αστοχίας όταν αυξήθηκε η περίοδος του σεισμικά μονωμένου συστήματος.

Οι Phan et al. (2016) διεξήγαγαν μια ανάλυση σεισμικής τρωτότητας για υπερυψωμένες δεξαμενές με σεισμική μόνωση καμπύλων επιφανειών τριβής (Concave Sliding Bearings – CSB). Για αυτόν τον λόγο, χρησιμοποιήθηκε ένα μηχανικό μοντέλο συγκεντρωμένων μαζών για την προσομοίωση της εξεταζόμενης δεξαμενής. Η μέθοδος νέφους (cloud method) εφαρμόστηκε για τη μελέτη σεισμικής τρωτότητας, όπου χρησιμοποιήθηκε η μη-γραμμική δυναμική ανάλυση με χρήση ενός πιθανοτικού μοντέλου γραμμικής παλινδρόμησης. Τα εφέδρανα CSB έδειξαν ότι αποτελούν μια αποδοτική μέθοδο σεισμικής μόνωσης για τη μείωση της σεισμικής απαίτησης των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών.

Η μελέτη των Lee et al. (2019) αφορούσε τις αναλυτικές καμπύλες τρωτότητας αγκυρωμένων δεξαμενών. Αναπτύχθηκαν δύο προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων με και χωρίς δακτυλίους δυσκαμψίας για την εξέταση των υδροδυναμικών φαινομένων και την ανάλυση των τάσεων στα τοιχώματα των δεξαμενών. Οι καμπύλες τρωτότητας σχετίζονταν με διαφορετικά επίπεδα αστοχιών, όπως ο ελαστικός λυγισμός, ο λυγισμός μορφής «πόδα ελέφαντα», κ.α. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η δεξαμενή χάλυβα παρουσιάζει μεγαλύτερη τρωτότητα στον ελαστικό λυγισμό σε σύγκριση με τον λυγισμό μορφής «πόδα ελέφαντα» και την αντοχή του χάλυβα. Επιπλέον, αν και η επιρροή του δακτυλίου δυσκαμψίας ήταν σχετικά μικρή, παρατηρήθηκε ότι η πιθανότητα αστοχίας από ελαστικό λυγισμό ήταν μικρότερη για τη δεξαμενή με δακτυλίους δυσκαμψίας στα τοιχώματα.

Οι Kim et al. (2019) ανέπτυξαν ένα σύστημα για την επιλογή του βέλτιστου υλικού τριβής για δεξαμενές υγροποιημένου φυσικού αερίου (ΥΦΑ) με εφέδρανα SFPB μέσω ανάλυσης σεισμικής τρωτότητας. Οι καμπύλες τρωτότητας εξέτασαν την επιρροή του σχεδιασμού σεισμικής μόνωσης στη συνολική απόκριση. Επιπλέον, παρουσιάστηκε μια μεθοδολογία συνδυαστικών καμπυλών τρωτότητας για δεξαμενές ΥΦΑ με σκοπό την επιλογή του βέλτιστου υλικού τριβής. Σύμφωνα με τα ευρήματα της διερεύνησης, η δεξαμενή με μεγαλύτερη περίοδο και μεγαλύτερο συντελεστή τριβής παρουσίαζε μικρότερη πιθανότητα αστοχίας. Στη μελέτη των Caprinuzzi et al. (2020) εξετάστηκε η σεισμική διακινδύνευση και πιο συγκεκριμένα η υπερχειλίση του υγρού περιεχομένου για δεξαμενές χάλυβα με πλωτή οροφή. Για τη διεξαγωγή των αναλύσεων, χρησιμοποιήθηκε απλοποιητικό προσομοίωμα, το

οποίο επαληθεύτηκε μέσω ενός λεπτομερούς προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων. Αποδείχθηκε ότι η απλοποιητική αναπαράσταση ήταν κατάλληλη για την ανάλυση σεισμικής τρωτότητας με κριτήριο αστοχίας την υπερχειλίση του υγρού περιεχομένου. Τα αποτελέσματα της διερεύνησης έδειξαν ότι οι καμπύλες τρωτότητας επηρεάζονται σημαντικά από το ποσοστό πλήρωσης του υγρού, αφού η πιθανότητα υπερχειλίσης είναι μεγαλύτερη στην περίπτωση της γεμάτης δεξαμενής.

Οι Phan et al. (2020) διερεύνησαν τη σεισμική τρωτότητα μιας υπάρχουσας μη-αγκυρωμένης δεξαμενής σύμφωνα με το πλαίσιο του σχεδιασμού με βάση κριτήρια επιτελεστικότητας. Η μελέτη αυτή έδωσε περισσότερη έμφαση στο φαινόμενο ανασηκώματος βάσης, λόγω σημαντικών ανελαστικών παραμορφώσεων που παρατηρούνται στην πλάκα βάσης και συγκεκριμένα στη σύνδεση πλάκας βάσης με τα τοιχώματα της δεξαμενής. Τα αποτελέσματα των συγκρίσεων τρωτότητας που έγιναν με πιθανοτικά και ντετερμινιστικά μηχανικά προσομοιώματα έδειξαν ότι τα τελευταία αποτελούν συντηρητική προσέγγιση. Η αποτίμηση σεισμικής τρωτότητας σεισμικά μονωμένων δεξαμενών αποθήκευσης νερού διεξήχθη από τους Zhao et al. (2020). Για την υπολογιστική προσομοίωση χρησιμοποιήθηκε ένα τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με σημειακές μάζες. Βάσει κριτηρίων διασποράς και συντελεστή καθορισμού, επιλέχθηκε η μέγιστη εδαφική μετακίνηση ως το πιο αποτελεσματικό μέτρο έντασης. Τα κυριότερα ευρήματα έδειξαν ότι η τρωτότητα για διάφορες σεισμικές απαιτήσεις παρουσιάζει μια αυξητική τάση από την κατάσταση περιορισμένων αστοχιών μέχρι την αντίστοιχη των εκτεταμένων αστοχιών.

4.4 ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Η σεισμική τρωτότητα σχετίζεται με την πιθανότητα υπέρβασης ενός επιπέδου βλάβης (limit/damage state) για ένα δοσμένο επίπεδο έντασης. Τυπικά, η συνάρτηση τρωτότητας ορίζεται από μια λογαριθμοκανονική συνάρτηση κατανομής (Baker, 2015):

$$P(C|IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln\left(\frac{x}{\theta}\right)}{\beta}\right) \quad (4.3)$$

όπου $P(C|IM = x)$ είναι η πιθανότητα η εδαφική κίνηση με $IM = x$ να οδηγήσει την κατασκευή σε αστοχία, το Φ είναι η κανονική συνάρτηση κατανομής, το θ δηλώνει τη μέση τιμή της συνάρτησης κατανομής, και β είναι η κανονική απόκλιση του $\ln\theta$. Όσον αφορά την εκλογή του μέτρου έντασης, η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) είναι μια αξιόπιστη επιλογή για δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, όπως έχει προταθεί από πολλές εργασίες στη βιβλιογραφία

(Eidinger et al., 2001; Salzano et al., 2003; Razzaghi and Eshghi, 2014; Bakalis et al., 2015; Saha et al., 2016; Phan et al., 2016; Cortes and Prinz, 2016; D' Amico and Buratti, 2019; Mayorga et al., 2019; Kim et al., 2019; Caprinuzzi and Dolsek, 2021).

Στην παρούσα ενότητα θα εξεταστούν οι καμπύλες τρωτότητας για διάφορους τύπους εφεδράνων ολίσθησης καμπύλων επιφανειών, όπως τα SFPB, TFPB και QFPB. Ειδικότερα, ακολουθώντας την προσέγγιση βάσει κριτηρίων επιτελεστικότητας, γίνεται συσχέτιση των μέγιστων μετακινήσεων για κάθε τύπο εφεδράνου με διαφορετικά επίπεδα σεισμικής έντασης, όπως το σενάριο με πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 έτη, 10% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 έτη, και 2% πιθανότητα υπέρβασης στα 50 έτη. Άλλες μορφές πιθανής αστοχίας των εφεδράνων, όπως το ανασήκωμα, αγνοούνται λόγω των πολύ μικρών πιθανοτήτων εμφάνισης (Saitta et al., 2018; Kitayama and Constantinou, 2019). Σύμφωνα με τους Calvi and Calvi (2018), δεν έχουν σημειωθεί μέχρι τώρα πραγματικά περιστατικά αστοχίας εφεδράνων λόγω ανασηκώματος, παρά μόνο σε πειραματικές δοκιμές (Tsai et al., 2005; Morgan and Mahin, 2011; Ryan et al., 2016).

Για την εφαρμογή αυτής της μεθοδολογίας χρησιμοποιήθηκε η προσαρμογή συνάρτησης τρωτότητας του Baker (2015). Πιο συγκεκριμένα, εφαρμόζοντας επαναληπτικές δυναμικές αναλύσεις για όλες τις εδαφικές κινήσεις και για κάθε επίπεδο μέτρου έντασης, καθορίζεται ένας αριθμός υπερβάσεων που αναφέρεται στη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των εφεδράνων. Η πιθανότητα υπερβάσεων z_j που παρατηρείται σε n_j εδαφικές κινήσεις έχοντας $IM = x_j$ εκφράζεται μέσω της ακόλουθης διωνυμικής κατανομής (Baker, 2015):

$$P(z_j \text{ υπερβάσεις σε } n_j \text{ εδαφικές κινήσεις}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (4.4)$$

όπου p_j είναι η πιθανότητα η εδαφική κίνηση με $IM = x_j$ να προκαλέσει υπέρβαση της μέγιστης ικανότητας μετακίνησης των εφεδράνων. Σημειώνεται ότι εξετάζεται μόνο αυτή η κατάσταση αστοχίας η οποία είναι η δυσμενέστερη, όμως θα μπορούσε να γίνει αντίστοιχη διερεύνηση περισσότερων δυνητικών καταστάσεων βλαβών μικρότερης έκτασης και η εξαγωγή των αντίστοιχων καμπυλών τρωτότητας.

Όταν τα δεδομένα της ανάλυσης λαμβάνονται σε πολλαπλά επίπεδα μέτρου έντασης, το γινόμενο των διωνυμικών πιθανοτήτων σε κάθε επίπεδο εκφράζει την πιθανότητα:

$$\text{Πιθανότητα} = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (4.5)$$

όπου m είναι ο αριθμός των επιπέδων μέτρου έντασης και P είναι το γινόμενο για όλα τα επίπεδα. Αντικαθιστώντας την εξίσωση (4.3) για p_j , οι παράμετροι τρωτότητας συμπεριλαμβάνονται στη συνάρτηση πιθανότητας:

$$\text{Πιθανότητα} = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi\left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta}\right)^{z_j} \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta}\right)\right)^{n_j - z_j} \quad (4.6)$$

Ενώ η μεγιστοποίηση της συνάρτησης πιθανότητας δίνει της παραμέτρους της συνάρτησης τρωτότητας ως ακολούθως:

$$\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\} = \arg_{\theta, \beta} \max \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \Phi\left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta}\right) + (n_j - z_j) \ln \Phi\left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta}\right) \right\} \quad (4.7)$$

4.4.1 Επαναληπτική δυναμική ανάλυση

Για κατασκευές σημαντικής σπουδαιότητας, όπως είναι οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, θα πρέπει να ληφθεί υπόψη ένα μεγάλο εύρος καταγραφών εδαφικών κινήσεων για την αξιόπιστη μελέτη της δυναμικής τους συμπεριφοράς. Συνεπώς, θα πρέπει να εκτελεστεί ένας αρκετά μεγάλος αριθμός μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιώντας μια επαναληπτική μέθοδο. Η επαυξητική δυναμική ανάλυση (Incremental Dynamic Analysis – IDA) και η ανάλυση πολλαπλών λωρίδων (Multiple-Stripe Dynamic Analysis – MSDA) αποτελούν τις πιο συχνά χρησιμοποιούμενες μεθόδους (Vamvatsikos and Cornell, 2002). Τέτοιες μέθοδοι εφαρμόζονται κυρίως σε προβλήματα σεισμικής μηχανικής για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς διαφόρων τύπων κατασκευών. Είναι βασισμένες σε μια απλή παραδοχή, όπου κάθε εδαφική κίνηση επαυξάνεται σταδιακά μέχρι να οδηγήσει στην αστοχία της εξεταζόμενης κατασκευής.

Η IDA είναι μια παραμετρική μέθοδος ανάλυσης, που έχει στόχο την πλήρη εκτίμηση της σεισμικής απόκρισης μιας κατασκευής από το στάδιο της ελαστικότητας μέχρι την τελική συνολική δυναμική αστοχία. Αποτελεί μια επαυξητική τεχνική που είναι βασισμένη σε μια σειρά δυναμικών αναλύσεων. Αναλυτικότερα, δημιουργούνται καμπύλες απόκρισης για κάθε επίπεδο έντασης μέσα από την επιβολή μιας σειράς χρονοϊστοριών στη κατασκευή, οι οποίες υφίστανται σταθερή κλιμάκωση. Στόχος της μεθόδου αυτής είναι τόσο η κατανόηση της απόκρισης της κατασκευής για διάφορα επίπεδα έντασης, όσο και η παρατήρηση των αλλαγών της απόκρισης σε αυξανόμενα επίπεδα έντασης (Vamvatsikos and Cornell, 2002).

Η MSDA είναι ιδανική για την εκτίμηση της συμπεριφοράς των κατασκευών βάσει επιπέδων επιτελεστικότητας, χρησιμοποιώντας ένα σύνολο καταγραφών εδαφικών κινήσεων σε πολλαπλά επίπεδα συμπεριφοράς. Με άλλα λόγια, γίνονται πολλές αναλύσεις για πολλαπλά επίπεδα μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων. Σε κάθε ανάλυση πραγματοποιείται ένας αριθμός αναλύσεων για την κατασκευή, όπου ένα σύνολο εδαφικών κινήσεων επαυξάνεται κάθε φορά για μια συγκεκριμένη τιμή μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης. Με αυτόν τον τρόπο, προκύπτει ένα σύνολο μέτρων έντασης και αστοχίας. Σύμφωνα με τους Grigoriu and Radu (2020), η ανάλυση πολλαπλών λωρίδων παράγει καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας συγκριτικά με την κλιμακούμενη δυναμική ανάλυση.

Επομένως, ο κύριος στόχος των αναλύσεων πολλαπλών λωρίδων είναι η εύρεση της συσχέτισης μεταξύ των επιπέδων σεισμικής έντασης και της ποσότητας μέγιστης απόκρισης του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Η απόκριση της σεισμικής έντασης και των εφεδράνων καμπύλων επιφανειών τριβής περιγράφεται μέσω ενός κατάλληλου μέτρου έντασης και απόκρισης. Γενικά, για την εφαρμογή των μεθόδων IDA και MDSA ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα: (α) δημιουργία ενός αποδοτικού μη-γραμμικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για την εφαρμογή επαναλαμβανόμενων μη-γραμμικών δυναμικών αναλύσεων, (β) επιλογή ενός κατάλληλου συνόλου φυσικών ή τεχνητών χρονοϊστοριών, (γ) εκλογή κατάλληλου μέτρου έντασης και απόκρισης, και (δ) επιλογή συντελεστών επαύξησης για την πραγματοποίηση των αναλύσεων και την εξαγωγή των καμπυλών μέτρου έντασης-απόκρισης.

4.4.2 Εφέδρανα καμπύλων επιφανειών τριβής

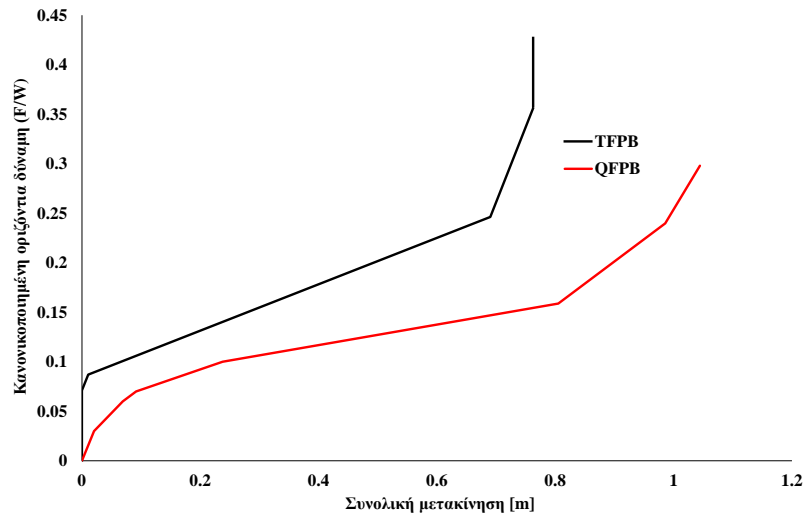
Όπως προαναφέρθηκε, στην παρούσα διερεύνηση εξετάζεται η σεισμική τρωτότητα δεξαμενών με εφέδρανα διαφόρων τύπων καμπύλων επιφανειών τριβής. Ειδικότερα, τα εφέδρανα που θα χρησιμοποιηθούν είναι οι μονωτήρες μονής (SFPB), τριπλής (TFPB), και πενταπλής (QFPB) καμπύλης επιφάνειας τριβής. Ο βέλτιστος σχεδιασμός τους επετεύχθη μέσω μιας επαναληπτικής διαδικασίας αφού οι παράμετροι των εφεδράνων επηρεάζονται άμεσα από τις ιδιότητες της ανωδομής.

Σημειώνεται ότι επιρροή της εξάρτησης του συντελεστή τριβής σε σχέση με την ταχύτητα επιβολής της δυναμικής φόρτισης μπορεί να αμεληθεί, διότι η μέγιστη απόκριση των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών δεν επηρεάζεται σημαντικά (Pranesh and Sinha, 2000). Σύμφωνα με τις πειραματικές μελέτες των Constantinou et al. (1990), Pigouni et al. (2020) και Shang et al. (2022), η τιμή του συντελεστή τριβής παραμένει σταθερή για υψηλές τιμές

ταχύτητας ολίσθησης. Αυτή η παραδοχή συνάδει με τις ανάγκες της παρούσας διερεύνησης, διότι το ειδικό συχνοτικό περιεχόμενο των σεισμών κοντινού πεδίου συνεισφέρει στη δημιουργία παλμών ταχυτήτων με μεγάλο πλάτος. Επιπροσθέτως, η απόκριση της κατακόρυφης συνιστώσας της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης αγνοείται λόγω: (α) της ισχυρής αντίστασης των χαλύβδινων δεξαμενών στην περιφερειακή διεύθυνση (Haroun and Tayel, 1985), και (β) της μικρής επιρροής στη μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων αναφορικά με κατασκευές που έχουν μεγάλη περίοδο (π.χ. σεισμική μόνωση) (Zayas et al., 1987; Fenz and Constantinou, 2008; Morgan and Mahin, 2011; Loghman et al., 2015; Ryan and Dao, 2015; Rawat et al., 2019).

Αρχικά, υπολογίζεται η μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των μονωτήρων, η οποία επηρεάζεται από την ιδιοπερίοδο του συστήματος σεισμικής μόνωσης, το βάρος της ανωδομής και το επίπεδο έντασης της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Οι παράμετροι που επιλέχθηκαν για το εφέδρανο SFPB είναι οι ακόλουθοι: συντελεστής ολίσθησης $\mu=0.08$, ακτίνα καμπυλότητας $R=1.88$ m, θεωρητική περίοδο $T=2.75$ sec, και ικανότητα μετακίνησης 0.305 m. Ο Πίνακας 4.1 περιέχει τις παραμέτρους για το εφέδρανο τριπλής καμπύλης επιφάνειας τριβής (TFPB), το οποίο έχει μέγιστη ικανότητα μετακίνησης 0.762 m και προκύπτει από το άθροισμα των μετακινήσεων των διαφορετικών καμπύλων επιφανειών.

Οι παράμετροι του εφεδράνου QFPB παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.2, ενώ η συνολική μετακίνηση με τιμή 1.04 m είναι υπολογισμένη εφαρμόζοντας τη μεθοδολογία των Lee and Constantinou (2016). Το κατακόρυφο φορτίο που αναλαμβάνουν τα εφέδρανα είναι ίσο με 2.9 MN για την πλατιά δεξαμενή και 2.7 MN για την αντίστοιχη υψίκορμη. Για τον προκαταρκτικό αντισεισμικό σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης εφαρμόστηκε η ισοδύναμη γραμμική μέθοδος βάσει του Ευρωκώδικα 8 (έδαφος A, $\gamma_i=1.6$, $a_g=0.36g$) (Bouassida et al., 2012). Οι καμπύλες δύναμης-μετακίνησης για τα υπό εξέταση εφέδρανα TFPB και QFPB παρουσιάζονται στην Εικόνα 4.11. Είναι φανερό ότι το QFPB είναι ικανό να αναλάβει μεγαλύτερες μετακινήσεις, ενώ η παρουσία περισσότερων επιφανειών ολίσθησης είναι εμφανής λόγω των συχνότερων αλλαγών κλίσεων της αντίστοιχης καμπύλης δύναμης-μετατόπισης.



Εικόνα 4.11. Καμπύλες δύναμης-μετακίνησης για τα εξεταζόμενα εφέδρανα TFPB και QFPB.

Πίνακας 4.1. Παράμετροι σχεδιασμού για δεξαμενή με TFPB.

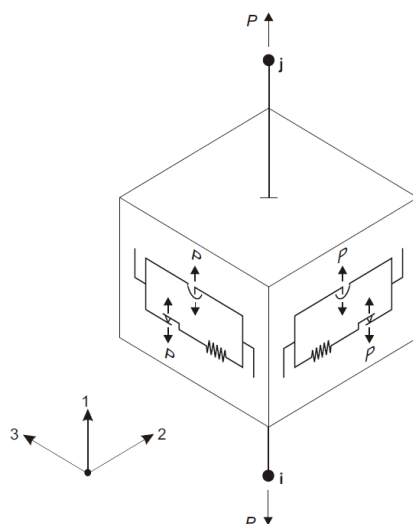
Συντελεστής τριβής	Ακτίνα καμπυλότητας (m)	Ύψος (m)	Αποδοτική ακτίνα (m)	Μέγιστη μετακίνηση (m)
$\mu_{1,slow} = \mu_{4,slow} = 0.09$	$R_1 = R_4 = 2.235$	$h_1 = h_4 = 0.102$	$R_{1,eff} = R_{4,eff} = 2.133$	$d_1^* = d_4^* = 0.34$
$\mu_{2,slow} = \mu_{3,slow} = 0.071$	$R_2 = R_3 = 0.406$	$h_2 = h_3 = 0.076$	$R_{2,eff} = R_{3,eff} = 0.33$	$d_2^* = d_3^* = 0.041$

Πίνακας 4.2. Παράμετροι σχεδιασμού για δεξαμενή με QFPB.

Επιφάνεια ολίσθησης	Αποδοτική ακτίνα (m)	Συντελεστής τριβής	Μέγιστη μετακίνηση (m)
Επιφάνεια 1	$R_{1,eff} = 5.84$	$\mu_1 = 0.1$	$d_1^* = 0.344$
Επιφάνεια 2	$R_{2,eff} = 1.12$	$\mu_2 = 0.06$	$d_2^* = 0.134$
Επιφάνεια 3	$R_{3,eff} = 0.508$	$\mu_3 = 0.01$	$d_3^* = 0.047$
Επιφάνεια 4	$R_{4,eff} = 0.508$	$\mu_4 = 0.01$	$d_4^* = 0.047$
Επιφάνεια 5	$R_{5,eff} = 1.12$	$\mu_5 = 0.03$	$d_5^* = 0.134$
Επιφάνεια 6	$R_{6,eff} = 3.76$	$\mu_6 = 0.07$	$d_6^* = 0.337$

Επαλήθευση εφεδράνου QFPB

Για την προσομοίωση των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης SFPB και TFPB υπάρχουν ειδικά μη-γραμμικά στοιχεία στο λογισμικό SAP2000 (CSI, 2017). Ειδικότερα, για το εφέδρανο μονής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης (SFPB) χρησιμοποιείται το στοιχείο “Friction isolator” (Εικόνα 4.12), το οποίο επιτρέπει δύο οριζόντιες μετακινήσεις. Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό είναι η δυσκαμψία που αναπτύσσεται μετά την ολίσθηση λόγω της ακτίνας καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης. Επιπλέον, στην αξονική διεύθυνση η γραμμική αποδοτική δυσκαμψία περιλαμβάνεται και στις τρεις μετακινήσεις. Επιπροσθέτως, υπάρχει αναλογία μεταξύ των θλιπτικών αξονικών δυνάμεων με τις δυνάμεις τριβής και των εκκρεμών (CSI, 2017). Συνεπώς, οι παράμετροι που χρειάζονται να εισαχθούν στο στοιχείο του εφεδράνου SFPB είναι η αποδοτική δυσκαμψία (effective stiffness), η αποδοτική απόσβεση (effective damping), ο συντελεστής τριβής (friction coefficient), ο λόγος παραμέτρων (rate parameter) και η ακτίνα καμπυλότητας του μονωτήρα (radius of curvature).

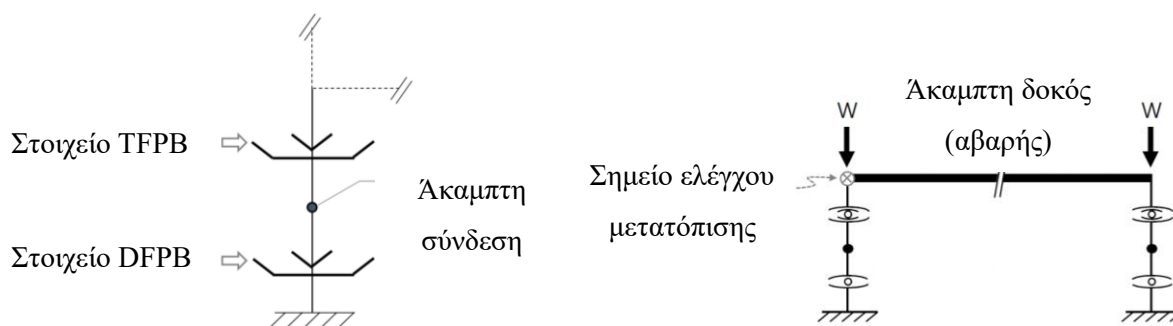


Εικόνα 4.12. Μη-γραμμικό στοιχείο για το εφέδρανο SFPB (CSI, 2017).

Όσον αφορά το εφέδρανο τριπλής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης (TFPB), το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 παρέχει ένα ειδικό στοιχείο για την ακριβή αναπαράσταση του TFPB με την ονομασία “Triple-pendulum isolator”. Σε αυτήν την περίπτωση, είναι ένα στοιχείο δύο διευθύνσεων και αποτελείται από τέσσερις καμπύλες επιφάνειες (δύο εσωτερικές και δύο εξωτερικές) του μονωτήρα SFPB (CSI, 2017). Η κίνηση των δύο εσωτερικών επιφανειών μπορεί να θεωρηθεί ως ενιαία, ενώ η προσομοίωση είναι δυνατή μέσω της χρήσης τριών στοιχείων “Friction isolator” σε σειρά. Οι παράμετροι που απαιτούνται από το πρόγραμμα για το στοιχείο “Triple-pendulum isolator” είναι: αποδοτική

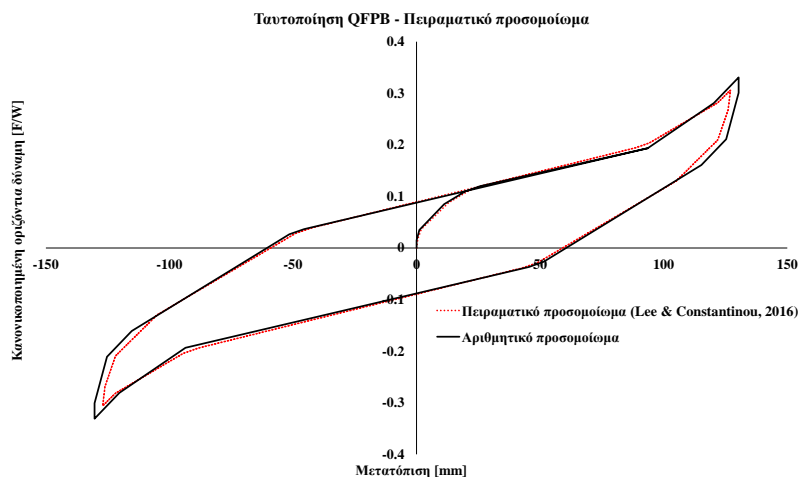
δυσκαμψία και απόσβεση (ξεχωριστά για τις εσωτερικές και εξωτερικές επιφάνειες), μη-γραμμική δυσκαμψία (non-linear stiffness), συντελεστές τριβής, λόγος παραμέτρων, ακτίνες καμπυλότητας και απόσταση τερματισμού (stop distance).

Αντιθέτως, το στοιχείο για την προσομοίωση του εφεδράνου QFPB θα πρέπει να υλοποιηθεί από τον χρήστη, καθώς δεν υπάρχει διαθέσιμο στο πρόγραμμα. Ειδικότερα, η εργασία των Lee and Constantinou (2016) μελετά την ταυτοποίηση με πειραματικές και αναλυτικές λύσεις χρησιμοποιώντας το λογισμικό SAP2000. Το εφέδρανο αναπαρίσταται μέσω δύο στοιχείων σε σειρά, ένα στοιχείο TFPB μαζί με ένα αντίστοιχο για εφέδρανο με διπλή καμπύλη επιφάνεια τριβής ολίσθησης (Double Friction Pendulum Bearing – DFPB). Αυτός ο μονωτήρας ουσιαστικά αποτελεί έναν «συμπυκνωμένο» τύπο του TFPB, δίνοντας τυχαίες τιμές στις ακτίνες καμπυλότητας και συντελεστών τριβής που προκαλούν την κίνηση ολίσθησης στις εσωτερικές επιφάνειες. Κατ' αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται η λειτουργία του εφεδράνου QFPB στο πρόγραμμα SAP2000 (Εικόνα 4.13). Η διάταξη που εξετάζεται έχει τιμές συντελεστών τριβής με τις ακόλουθες ιδιότητες: $\mu_3 = \mu_4 < \mu_5 \leq \mu_2 < \mu_6 \leq \mu_1$.



Εικόνα 4.13. (α) Αναπαράσταση QFPB σε σειρά, αποτελούμενο από ζεύγος στοιχείων DFPB και TFPB, και (β) προσομοίωμα εξοπλισμένο με QFPB όπως εφαρμόστηκε στο πρόγραμμα SAP2000 (τροποποιημένο από Lee and Constantinou, 2016).

Η Εικόνα 4.14 απεικονίζει τους βρόγχους δύναμης-μετατόπισης σύμφωνα με τη διερεύνηση των Lee and Constantinou (2016) για το προσομοίωμα, που εξετάστηκε στην πειραματική διάταξη του πανεπιστημίου Buffalo (Kasalanati and Constantinou, 1999). Τα εν λόγω αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τα αριθμητικά αποτελέσματα των προσομοιωμάτων που αναπτύχθηκαν στην παρούσα διερεύνηση στο λογισμικό SAP2000. Συγκεκριμένα, επαληθεύτηκε το αριθμητικό προσομοίωμα ενός QFPB με τα δεδομένα που δίνονται στον Πίνακα 4.3 με βάση την προαναφερθείσα πειραματική διάταξη.



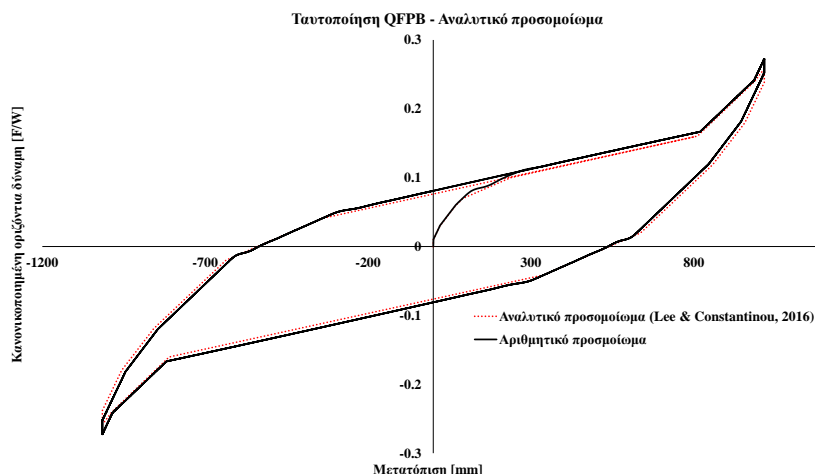
Εικόνα 4.14. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα πειραματικά από Lee and Constantinou (2016).

Το αριθμητικό προσομοίωμα υπεβλήθη σε αρμονική διέγερση με συχνότητα ίση με 0.005 Hz, ενώ το φορτίο είχε σταθερή τιμή $W=88964.4$ N. Το πλάτος της μετακίνησης λόγω της επιβαλλόμενης αρμονικής κίνησης ήταν ίσο με 127 mm, που ισούται με τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης της πειραματικής διάταξης του εφεδράνου. Όπως είναι προφανές από την Εικόνα 4.14, υπάρχει πολύ καλή συσχέτιση μεταξύ των δύο βρόγχων δύναμης-μετατόπισης της πειραματικής διάταξης και του αντίστοιχου προσομοιώματος στο SAP2000.

Πίνακας 4.3. Παράμετροι πειραματικής διάταξης QFPB (Lee and Constantinou, 2016).

Ακτίνα (m)	Ύψος (m)	Συντελεστής τριβής	Μέγιστη μετακίνηση (m)
$R_1=0.4572$	$h_1=0.03556$	$\mu_1=0.12$	$d_1=0.0381$
$R_2=0.2032$	$h_2=0.03048$	$\mu_2=0.085$	$d_2=0.03302$
$R_3=0.0508$	$h_3=0.02286$	$\mu_3=0.015$	$d_3=0.01397$
$R_4=0.0508$	$h_4=0.02286$	$\mu_4=0.015$	$d_4=0.01397$
$R_5=0.2032$	$h_5=0.03048$	$\mu_5=0.035$	$d_5=0.03302$
$R_6=0.4572$	$h_6=0.03556$	$\mu_6=0.11$	$d_6=0.0381$

Η δεύτερη επαλήθευση πραγματοποιείται συγκρίνοντας τα αριθμητικά αποτελέσματα της παρούσας διερεύνησης με τα αντίστοιχα της αναλυτικής λύσης για το QFPB (Lee and Constantinou, 2016). Σε αυτήν την περίπτωση, επιβάλλεται στο εφέδρανο ημιτονοειδής αρμονική διέγερση με πλάτος περίπου 1 m, που είναι ίσο με τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης της αναλυτικής παραμετροποίησης. Περισσότερες πληροφορίες σχετικά με τις εξισώσεις δύναμης-μετατόπισης που χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα διαδικασία επαλήθευσης μπορούν να βρεθούν στη μελέτη των Lee and Constantinou (2016).



Εικόνα 4.15. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με τα αντίστοιχα αναλυτικά των Lee and Constantinou (2016).

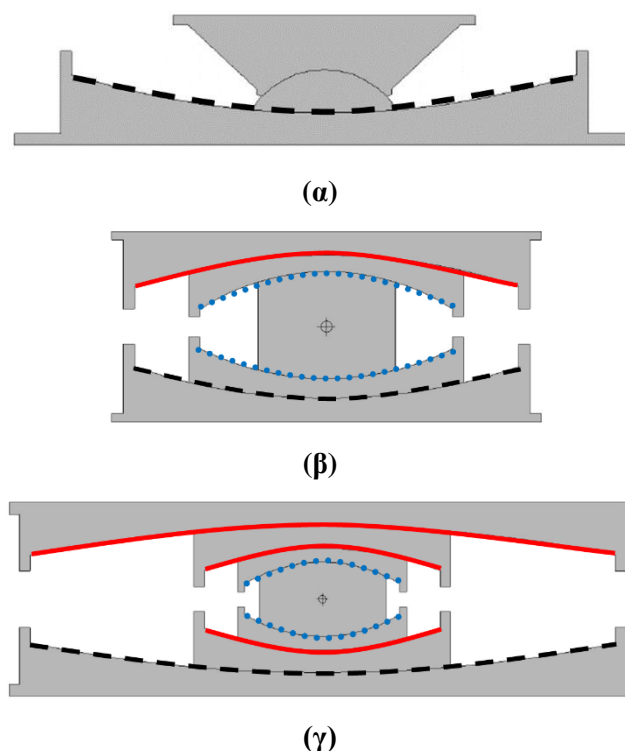
Παρατηρώντας την Εικόνα 4.15, προκύπτει ότι τα αποτελέσματα του αριθμητικού προσομοιώματος στο πρόγραμμα SAP2000 συμφωνούν σε μεγάλο βαθμό με τη συμπεριφορά της αναλυτικής προσέγγισης για το εφέδρανο QFPB. Η διάταξη του εφεδράνου QFPB, θεωρείται ως η πλέον αποτελεσματική για τη μείωση της σεισμικής τρωτότητας των εξεταζόμενων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών σε υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης. Επομένως, ύστερα από την επιτυχή επαλήθευση της παρούσας αριθμητικής προσομοίωσης των εφεδράνων QFPB, θα διεξαχθεί λεπτομερής παραμετρική διερεύνηση αναφορικά με την αποτελεσματικότητα της εφαρμογής τους για τη σεισμική μόνωση των εξεταζόμενων δεξαμενών.

Σχεδιασμός εφεδράνων βάσει επιπέδων επιτελεστικότητας

Όπως προαναφέρθηκε, η μέγιστη μετακίνηση των διαφορετικών επιφανειών ολίσθησης για τα εφέδρανα TFPB και QFPB σχετίζεται με τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας. Σύμφωνα με τα δεδομένα από τους Πίνακες 4.1 έως 4.3 και τις παραμέτρους των εφεδράνων που εξετάστηκαν, υπολογίστηκαν οι τιμές που παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.4. Συγκεκριμένα, για το εφέδρανο TFPB και το επίπεδο DBE, η μετακίνηση προκύπτει από το άθροισμα των παραμέτρων d_2^* μέχρι d_6^* , το οποίο έχει τιμή ίση με 0.699 m.

Η Εικόνα 4.16 απεικονίζει την προσέγγιση βάσει επιπέδων επιτελεστικότητας της παρούσας διερεύνησης για τα τρία είδη εφεδράνων που χρησιμοποιούνται. Ειδικότερα, για τα τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας, οι μπλε γραμμές με κουκίδες αντιπροσωπεύουν το σενάριο SLE, οι συνεχείς κόκκινες γραμμές δείχνουν το επίπεδο DBE, ενώ οι διακεκομμένες μαύρες γραμμές υποδεικνύουν το σενάριο MCE. Μια παρόμοια συσχέτιση της συμπεριφοράς

των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης με τρία επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας έχει επίσης υιοθετηθεί για τους μονωτήρες TFPB από τους Moeindarbari et al. (2014).



Εικόνα 4.16. Απεικόνιση επιπέδων επιτελεσματικότητας βάσει μετακινήσεων των καμπύλων επιφανειών ολίσθησης σε εφέδρανα τύπου: (α) SFPB, (β) TFPB, και (γ) QFPB.

Αρχικά, το επίπεδο SLE με πιθανότητα υπέρβασης 50% στα 50 χρόνια (με τιμές των ορίων μετακινήσεων ίσων με 0.084 m για το TFPB και 0.095 m για το QFPB) αναπαρίσταται μέσω των εσωτερικών μηχανισμών ολίσθησης των εφεδράνων. Στη συνέχεια, το επίπεδο DBE έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια, το οποίο αντιστοιχεί σε όρια μετακινήσεων με τιμές 0.423 m για το TFPB και 0.699 m για το QFPB. Τέλος, το μέγιστο επίπεδο σεισμικής επικινδυνότητας MCE με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια αναφέρεται στις μέγιστες επιτρεπτές μετακινήσεις των εφεδράνων, που ισούνται με 0.762 m για το TFPB και 1.04 m για το QFPB. Επιπλέον, και το εφέδρανο μονής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης (SFPB) εντάσσεται στον σχεδιασμό υπό το πρίσμα των επιπέδων επιτελεσματικότητας για τη σύγκριση με τα εφέδρανα πολλαπλών επιφανειών. Όμως, ο σχεδιασμός του SFPB αναφέρεται μόνο στο επίπεδο MCE (με μέγιστη μετακίνηση ίση με 0.305 m) με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια (EPS, 2019).

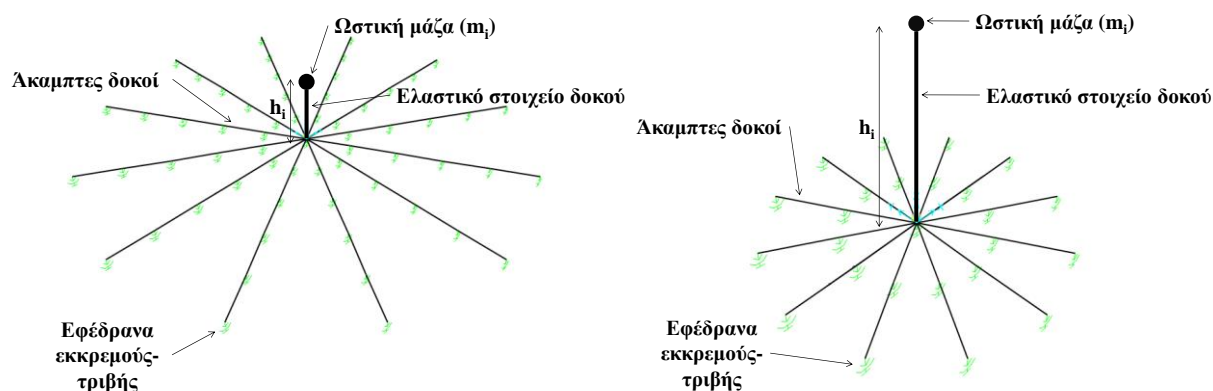
Πίνακας 4.4. Επίπεδα σεισμικής επικινδυνότητας βάσει μετακινήσεων διαφόρων τύπων εφεδράνων εκκρεμούςς-τριβής.

Τύπος εφεδράνου	SLE	DBE	MCE
SFPB	-	-	0.305 m
TFPB	0.084 m	0.423 m	0.762 m
QFPB	0.095 m	0.699 m	1.04 m

4.4.3 Απλοποιητικό προσομοίωμα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών

Το απλοποιητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου (Bakalis et al., 2017) που παρουσιάστηκε λεπτομερώς για αγκυρωμένες ή μη, δεξαμενές στην Ενότητα § 2.6.2 θα χρησιμοποιηθεί στην παρούσα μελέτη της τρωτότητας για δύο τύπους σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με διάφορους τύπων εφεδράνων καμπύλων επιφανειών τριβής ολίσθησης (SFPB, TFPB, QFPB). Συγκεκριμένα, θα χρησιμοποιηθούν οι δεξαμενές τύπου Β και Τ από την εργασία του Haroun (1983). Η δεξαμενή Β (Εικόνα 4.17.α) είναι μια πλατιά κυλινδρική δεξαμενή με λόγο ύψους επιφάνειας υγρού προς ακτίνα $H/R=0.67$. Η ακτίνα της δεξαμενής είναι $R=18.29$ m, το ύψος της επιφάνειας του υγρού περιεχομένου είναι $H=12.2$ m, το πάχος των τοιχωμάτων είναι $t=0.0254$ m, ενώ το συνολικό βάρος του υγρού περιεχομένου είναι $W=126273.45$ kN.

Το δεύτερο προσομοίωμα (Εικόνα 4.17.β) αντιστοιχεί σε μία υψίκορμη κυλινδρική δεξαμενή με λόγο ύψους επιφάνειας προς ακτίνα ίσο με 3 ($H/R=3$). Η δεξαμενή Τ έχει ακτίνα $R=7.32$ m, το ύψος της επιφάνειας του υγρού περιεχομένου είναι $H=21.96$ m, το πάχος των τοιχωμάτων είναι $t=0.0254$ m, ενώ το συνολικό βάρος του υγρού περιεχομένου είναι $W=36245.4$ kN. Οι θεμελιώδεις περίοδοι των δύο δεξαμενών είναι $T_{f-B}=0.162$ sec και $T_{f-T}=0.188$ sec για τα προσομοιώματα Β και Τ, αντίστοιχα, ενώ έχουν ταυτοποιηθεί με πολύ καλή ακρίβεια βάσει της ωστικής θεμελιώδους περιόδου (T_i) από τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 4 (CEN, 2006). Όσον αφορά τον τρόπο εφαρμογής της σεισμικής μόνωσης στο απλοποιητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου, τα εφένδρανα τοποθετούνται στους κόμβους των άκαμπτων οριζόντιων δοκών της βάσης. Επειδή το βάρος του υγρού περιεχομένου αναπαρίσταται μέσω σημειακών μαζών στους κόμβους της βάσης, το κατακόρυφο φορτίο εφαρμόζεται ακριβώς στα εφένδρανα σεισμικής μόνωσης ενεργοποιώντας με αυτό τον τρόπο τη λειτουργία τους στο πρόγραμμα SAP2000.



Εικόνα 4.17. Απλοποιητικά προσομοιώματα μορφής χειριστηρίου με σεισμική μόνωση για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

4.4.4 Αριθμητική προσομοίωση & επιλογή χρονοϊστοριών

Όπως προαναφέρθηκε, το πρόγραμμα SAP2000 (CSI, 2017) χρησιμοποιείται για την προσομοίωση κάθε απλοποιητικού αριθμητικού προσομοιώματος, το οποίο εδράζεται σε εφεδρανα SFPB, TFPB, ή QFPB. Για να υποβληθούν τα εφεδρανα σε ισχυρές εδαφικές κινήσεις, χρησιμοποιήθηκε ένα σύνολο χρονοϊστοριών σεισμών κοντινού πεδίου (near-fault) από το FEMA/SAC Project (Sommerville et al., 1997) (https://nisee.berkeley.edu/elibrary/files/documents/data/strong_motion/sacsteel/motions/nearfault.html). Οι πρώτες δέκα χρονοϊστορίες επιταχύνσεων προέρχονται από πραγματικές καταγραφές, ενώ οι υπόλοιπες αποτελούν τεχνητές διεγέρσεις από διαρρήξεις ρηγμάτων και διάδοση σεισμικών κυμάτων μέσω εδαφικών στρώσεων (βλ. Πίνακα 4.5 και Εικόνα 4.18).

Επιπροσθέτως, θα πρέπει να σημειωθεί οι καταγραφές αυτές δεν αντιπροσωπεύουν ένα στατιστικό δείγμα για συγκεκριμένες εδαφικές συνθήκες και δεν έχουν κλιμακωθεί σε ένα φάσμα σχεδιασμού. Προφανώς, θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν και άλλες ομάδες διεγέρσεων, ειδικά αν ο κύριος στόχος ήταν η μελέτη της σεισμικότητας μιας συγκεκριμένης περιοχής. Ωστόσο, το συγκεκριμένο σύνολο επιταχυνσιογραφημάτων αντιπροσωπεύει αρκετά ικανοποιητικά τη ποικιλομορφία των ειδικών χαρακτηριστικών των καταγραφών κοντινού πεδίου, όπως φαίνεται κι από τα φάσματα της Εικόνας 4.19. Επομένως, μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τους σκοπούς της ανάλυσης τρωτότητας των εξεταζόμενων δεξαμενών. Τα χαρακτηριστικά των καταγραφών αυτών προκαλούν μεγάλες μετακινήσεις, οι οποίες μπορεί να προκαλέσουν αστοχία των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης (Nagarajaiah and Ferrel, 1999). Οι εδαφικές κινήσεις που χρησιμοποιούνται περιέχουν σεισμούς με επικεντρικές αποστάσεις λιγότερες των 10 km για επιφανειακά ρήγματα, και από 6 έως 18 km για τυφλά ρήγματα. Επιπλέον, σημειώνονται πολύ υψηλές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων που

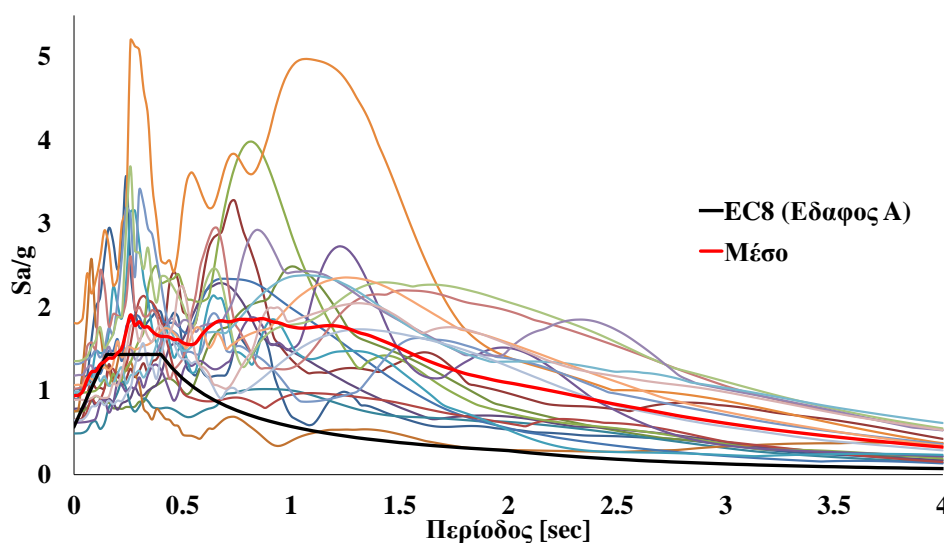
κυμαίνονται από 0.45 g μέχρι 1.07 g, οι οποίες χρησιμοποιούνται εκτενώς σε μελέτες σεισμικής τρωτότητας (π.χ., Billah and Allam, 2015).

Στην Εικόνα 4.19 επαληθεύεται η καθολική συνεισφορά της ωστικής συνιστώσας στην απόκριση των δεξαμενών σε σύγκριση με την κυκλοφορούσα. Ειδικότερα, γίνεται μια σύγκριση ανάμεσα στις θεμελιώδεις περιόδους των είκοσι χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, με τις αντίστοιχες των ωστικών και κυκλοφορουσών συνιστωσών για τη πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή. Οι κυκλοφορούσες περίοδοι των δύο δεξαμενών παρουσιάζουν σημαντικές διαφορές (6.89 sec και 4.0 sec, αντίστοιχα) συγκριτικά με την αποδοτική περίοδο των σεισμικά μονωμένων συστημάτων, η οποία είναι 1.53 sec και για τις δύο περιπτώσεις, αφού οι κύριες παράμετροι (μ , R και μετακίνηση) είναι ίδιες. Επομένως, η κυκλοφορούσα μάζα του υγρού μπορεί να αγνοηθεί. Συνεπώς, είναι προφανές ότι η ωστική περίοδος είναι η κυρίαρχη όσον αφορά την απόκριση των δεξαμενών.

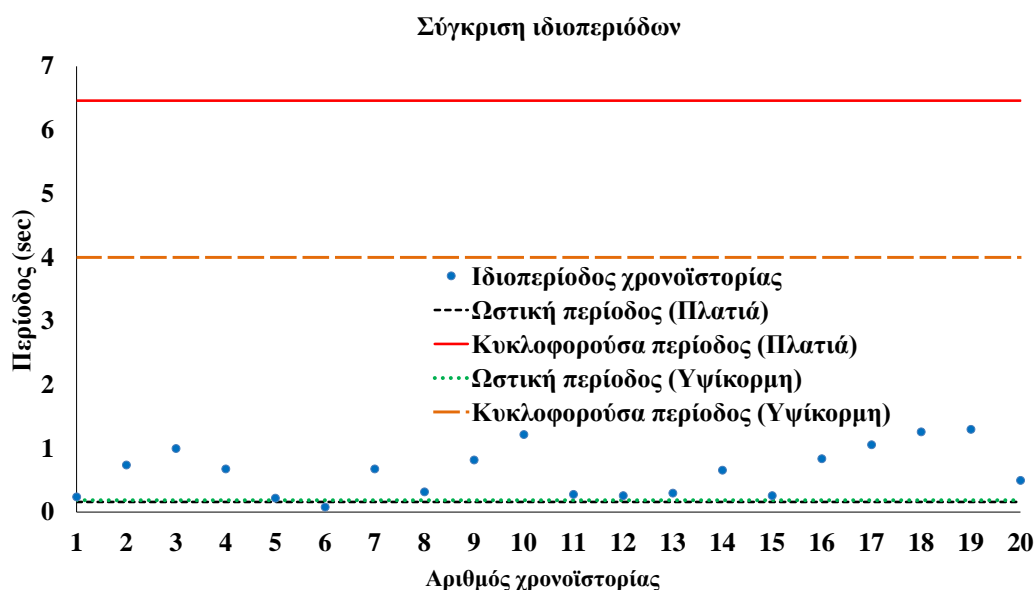
Πίνακας 4.5. Λίστα επιλεγμένων χρονοϊστοριών κοντινού πεδίου.

Κωδικός SAC	Καταγραφή	Μέγεθος (Richter)	Απόσταση (km)	PGA (g)	PGV (m/s)
NF01	Tabas, 1978	7.4	1.2	0.90	1.13
NF03	Loma Prieta, 1989, Los Gatos	7	3.5	0.72	1.36
NF05	Loma Prieta, 1989, Lex. Dam	7	6.3	0.69	1.54
NF07	C. Mendocino, 1992, Petrolia	7.1	8.5	0.64	1.41
NF09	Erzincan, 1992	6.7	2	0.43	0.85
NF11	Landers, 1992	7.3	1.1	0.71	0.95
NF13	Northridge, 1994, Rinaldi	6.7	7.5	0.89	1.38
NF15	Northridge, 1994, Olive View	6.7	6.4	0.73	1.01
NF17	Kobe, 1995	6.9	3.4	1.09	1.68
NF19	Kobe, 1995, Takatori	6.9	4.3	0.79	1.70
NF21	Elysian Park 1	7.1	17.5	0.86	1.01
NF23	Elysian Park 2	7.1	10.7	1.80	3.16
NF25	Elysian Park 3	7.1	11.2	1.01	1.93
NF27	Elysian Park 4	7.1	13.2	0.92	2.40
NF29	Elysian Park 5	7.1	13.7	1.16	3.11
NF31	Palos Verdes 1	7.1	1.5	0.97	2.71
NF33	Palos Verdes 2	7.1	1.5	0.97	2.64
NF35	Palos Verdes 3	7.1	1.5	0.87	2.15
NF37	Palos Verdes 4	7.1	1.5	0.79	1.71
NF39	Palos Verdes 5	7.1	1.5	0.92	2.26

Όσον αφορά τα επίπεδα καταπόνησης, οι επιλεγμένες είκοσι διεγέρσεις επαυξάνονται σταδιακά εφαρμόζοντας την επαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA), και επιβάλλονται στα απλοποιητικά προσομοιώματα “Joystick”, μέχρι τα εφέδρανα να φθάσουν το όριο για τη μέγιστη μετακίνηση. Σημειώνεται ότι θα μπορούσαν να εξεταστούν και ενδιάμεσες καταστάσεις βλαβών με παρόμοιο τρόπο. Η δυναμική ανάλυση που εφαρμόστηκε στο πρόγραμμα SAP2000 ήταν η Ταχεία Μη-Γραμμική Ανάλυση (Fast Nonlinear Analysis – FNA) (Wilson, 2002; 2004), αφού θεωρείται κατάλληλη για κατασκευές των οποίων η μη-γραμμική συμπεριφορά είναι συγκεντρωμένη στο σύστημα σεισμική μόνωση, ενώ η ανωδομή παραμένει στην ελαστική περιοχή (CEN, 2004; CSI, 2017; Nabid et al., 2018).



Εικόνα 4.18. Ελαστικά φάσματα επιταχύνσεων για τις επιλεγμένες χρονοϊστορίες.



Εικόνα 4.19. Ιδιοπερίοδοι των χρονοϊστοριών και των δύο τμημάτων του υγρού περιεχομένου για την πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή.

Η μέθοδος FNA είναι υπολογιστικά αποδοτικότερη και προτιμάται συχνά έναντι της μεθόδου άμεσης ολοκλήρωσης, όπου οι εξισώσεις ισορροπίας λύνονται τμηματικά (Leger et al., 1986; Anajafi et al., 2020). Επιπροσθέτως, προκύπτουν ακριβή αποτελέσματα διότι λαμβάνεται υπόψη η χωρική κατανομή της δυναμικής φόρτισης, σε αντίθεση με τη τεχνική άμεσης ολοκλήρωσης (Ferraioli and Mandara, 2016). Επιπλέον, η καθολική απόσβεση για την ανωδομή είναι ίση με 5% για την οριακή κατάσταση (CEN, 2006), ενώ για την ωστική συνιστώσα του περιεχομένου υγρού λαμβάνεται ίση με 2% (Haroun and Housner, 1981; Malhotra et al., 2000).

4.5 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

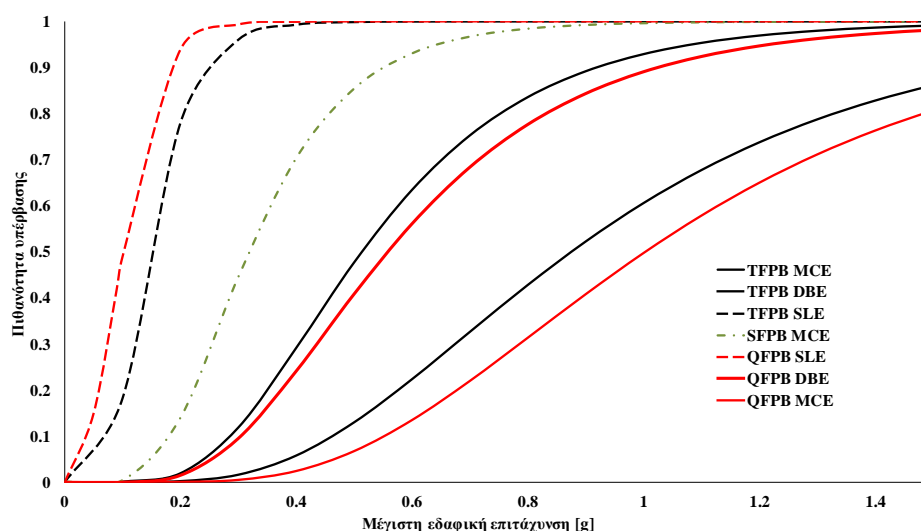
Καμπύλες τρωτότητας

Στις καμπύλες τρωτότητας στην Εικόνα 4.20 παρουσιάζονται οι πιθανότητες υπέρβασης των μέγιστων μετακινήσεων των SFPB, καθώς και των διαφορετικών μηχανισμών ολίσθησης (ανάλογα με το επίπεδο σεισμικού κινδύνου) των εφεδράνων TFPB και QFPB. Χρησιμοποιούνται σχετικά μεγάλες τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων (περίπου 1.5 g) για να αναδειχθεί η αποτελεσματικότητα των εφεδράνων με πολλαπλές επιφάνειες ολίσθησης, ενώ για πακτωμένες δεξαμενές είναι γνωστό ότι οι τιμές που προκαλούν αστοχία είναι σαφώς μικρότερες (συνήθως μικρότερες από 1g) (Phan et al., 2016; Saha et al., 2016).

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.20, για το μικρότερο επίπεδο επικινδυνότητας (SLE) όπου η ολίσθηση λαμβάνει χώρα στις εσωτερικές επιφάνειες, τα εφέδρανα TFPB δίνουν καλύτερα αποτελέσματα σε σύγκριση με τα QFPB και στους δύο τύπους δεξαμενών. Αυτό συμβαίνει λόγω των τιμών των συντελεστών τριβής στις επιφάνειες αυτές, διότι τα TFPB έχουν υψηλότερες τιμές ($\mu_2=\mu_3=0.071$) συγκριτικά με των QFPB ($\mu_3=\mu_4=0.01$). Επομένως, είναι λογικό ότι οι επιφάνειες ολίσθησης με μικρότερους συντελεστές ολίσθησης θα φθάσουν πιο νωρίς στο όριο μετακίνησης σε σχέση με τις αντίστοιχες επιφάνειες με μεγαλύτερες τιμές. Από την άλλη πλευρά, για τα πιο δυσμενή σεισμικά σενάρια, όπως το DBE και ιδιαίτερα το MCE, είναι προφανές ότι τα εφέδρανα QFPB παρουσιάζουν σαφώς καλύτερα αποτελέσματα αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας.

Συνεπώς, τα εφέδρανα με πολλαπλές επιφάνειες ολίσθησης (TFPB και QFPB) μπορούν να αναλάβουν μεγάλες μετακινήσεις, επιτυγχάνοντας παράλληλα μικρές πιθανότητες υπέρβασης ακόμα και σε υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης. Πρέπει να αναφερθεί ότι τα εφέδρανα αυτά παίζουν σημαντικό ρόλο στην αντισεισμική προστασία των δεξαμενών

αποθήκευσης υγρών γιατί συνεισφέρουν στη δομική ακεραιότητα και λειτουργία αυτών των κρίσιμων υποδομών. Επίσης, είναι προφανές ότι αυτοί οι μονωτήρες προστατεύουν σε μεγαλύτερο βαθμό την ανωδομή υπό ισχυρές σεισμικές διεγέρσεις σε σύγκριση με τα εφεδράνα μονής καμπύλης επιφάνειας τριβής (SFPB).



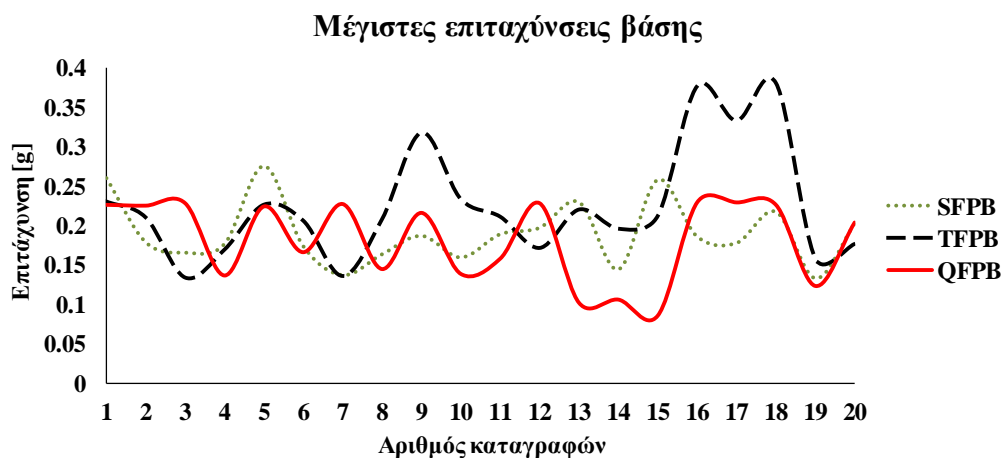
Εικόνα 4.20. Καμπύλες τρωτότητας βάσει επιπέδων συμπεριφοράς για δεξαμενές με εφεδράνα SFPB, TFPB, QFPB.

Συγκρίσεις επιταχύνσεων της ανωδομής

Σε μία πακτωμένη δεξαμενή η πιθανότητα αστοχίας παρουσιάζει υψηλές τιμές ακόμα και σε μέτρια επίπεδα έντασης (εκφραζόμενα σε τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων), κάτι όμως που δεν ισχύει στην περίπτωση των δεξαμενών με σεισμική μόνωση (Phan et al., 2016; Saha et al., 2016). Είναι γνωστό ότι η τεχνική της σεισμικής μόνωσης μειώνει τα επίπεδα των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή, η οποία θεωρείται ότι συμπεριφέρεται ελαστικά ακόμα και σε αρκετά υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης. Συνεπώς, αποφεύγονται σοβαρές αστοχίες στην ανωδομή για το αναμενόμενο εύρος τιμών μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων. Επομένως, όσον αφορά την αστοχία του συστήματος, η έμφαση δίνεται στις μετακινήσεις των μονωτήρων. Οπότε, η πιθανότητα αστοχίας αναφέρεται στην υπέρβαση των μέγιστων επιτρεπτών μετακινήσεων των εφεδράνων για διάφορα επίπεδα έντασης.

Βέβαια, όταν οι επιβαλλόμενες μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις φθάσουν σε εξαιρετικά υψηλές τιμές, όπως εξετάζεται στην παρούσα διερεύνηση, οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται, δηλαδή οι επιταχύνσεις που μετρούνται στη βάση της δεξαμενής -δηλαδή, πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης- μπορούν να παρουσιάσουν ακραίες τιμές ανάλογα με τα ειδικά συχνοτικά χαρακτηριστικά κάθε χρονοϊστορίας. Αυτό φαίνεται στην Εικόνα 4.21, όπου απεικονίζονται οι μέγιστες τιμές επιταχύνσεων (δηλαδή, μέγιστη τιμή της απομειωμένης

επιτάχυνσης που μεταφέρεται στην ανωδομή εξαιτίας της σεισμικής μόνωσης) στο επίπεδο της βάσης της δεξαμενής πάνω από τα εφέδρανα, για κάθε μία από τις είκοσι χρονοϊστορίες κοντινού πεδίου.



Εικόνα 4.21. Επιταχύνσεις στη βάση για δεξαμενές με εφέδρανα SFPB, TFPB, QFPB.

Είναι προφανές ότι οι δεξαμενές με TFPB παρουσιάζουν τις υψηλότερες τιμές επιταχύνσεων, ειδικά σε τρεις διεγέρσεις (9, 16 και 18). Η ανωδομή που έχει μονωτήρες SFPB δίνει χαμηλότερες τιμές μέγιστων επιταχύνσεων λόγω της μικρότερης ικανότητας μετακίνησης του συστήματος σεισμικής μόνωσης (0.305m). Δηλαδή, αυτά τα εφέδρανα φθάνουν νωρίτερα στο μέγιστο όριο μετακίνησης για το οποίο προκύπτει κι η αντίστοιχη τιμή επιτάχυνσης. Όπως έχει δειχθεί και στη μελέτη τρωτότητας, τα SFPB έχουν υψηλές πιθανότητες υπέρβασης των επιτρεπόμενων ορίων για χαμηλότερα επίπεδα έντασης, συγκριτικά με τα TFPB και QFPB. Στις περισσότερες περιπτώσεις, οι επιταχύνσεις στη βάση των δεξαμενών που χρησιμοποιούν ως σεισμική μόνωση τα εφέδρανα QFPB, είναι σαφώς μικρότερες σε σύγκριση με τα TFPB και παραπλήσιες με τα SFPB. Πρέπει πάλι να ληφθεί υπόψη ότι στα QFPB εφαρμόζονται οι διεγέρσεις σε ακόμα ψηλότερα επίπεδα κλιμάκωσης. Συνεπώς, εξάγεται το συμπέρασμα ότι τα εφέδρανα QFPB δίνουν συνολικά τα καλύτερα αποτελέσματα σε σύγκριση με τους άλλους δύο τύπους μονωτήρων. Επομένως, αποτελεί ένα πολύ αποδοτικό σύστημα σεισμικής μόνωσης που συνδυάζει χαμηλές πιθανότητες υπέρβασης των μετακινήσεων στα εφέδρανα με χαμηλά ποσοστά των -ιδιαίτερα υψηλών- επιταχύνσεων της βάσης να μεταφέρονται στην ανωδομή.

Επιρροή του λόγου λυγηρότητας της δεξαμενής

Η επιρροή του λόγου λυγηρότητας (H/R) των δεξαμενών στις καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζεται στην Εικόνα 4.22. Υπενθυμίζεται ότι εξετάζονται τρεις τύποι εφεδράνων, μονής (SFPB), καθώς και πολλαπλών καμπύλων επιφανειών ολίσθησης (TFPB, QFPB). Όπως

φαίνεται παρακάτω, λόγω της ύπαρξης σεισμικής μόνωσης, οι καμπύλες τρωτότητας δεν επηρεάζονται από τον λόγο λυγηρότητας, έτσι δεν σημειώνεται κάποια διαφορά μεταξύ πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής. Σε αντίθεση με το παραπάνω εύρημα έρχεται η περίπτωση των μη-αγκυρωμένων υψίκορμων δεξαμενών, οι οποίες έχουν αποδειχθεί ότι είναι πιο ευάλωτες στο φαινόμενο του ανασηκώματος της βάσης σε σύγκριση με την πλατιά γεωμετρία (Malhotra and Veletsos, 1994).

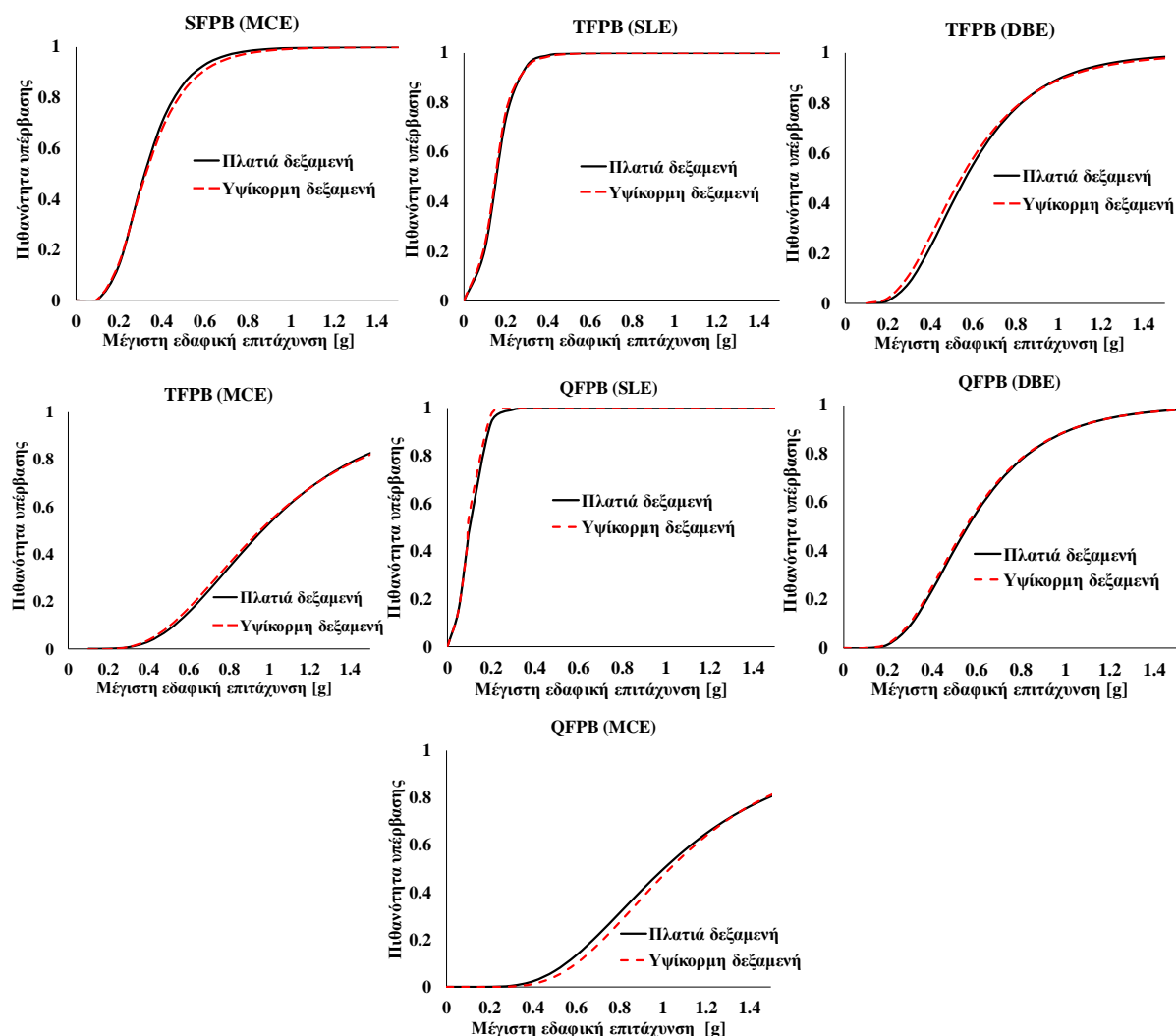
Όσον αφορά τα εφέδρανα TFPB, για τα επίπεδα DBE και MCE, η πλατιά δεξαμενή είναι ελάχιστα λιγότερο τρωτή σε σχέση με την αντίστοιχη υψίκορμη για χαμηλές προς μεσαίες τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων. Για πιο αυξημένες σεισμικές εντάσεις και μεγαλύτερες πιθανότητες υπέρβασης, οι καμπύλες τρωτότητας είναι σχεδόν ταυτόσημες. Για το επίπεδο SLE, δεν παρατηρείται κάποια αξιοσημείωτη διαφορά. Στην περίπτωση των εφεδράνων SFPB και για το σενάριο MCE, οι πλατιές δεξαμενές είναι ελάχιστα λιγότερο τρωτές σε σχέση με τις αντίστοιχες υψίκορμες για τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων μεταξύ 0.5 g και 1.0 g. Όταν χρησιμοποιούνται τα εφέδρανα QFPB, δεν παρατηρείται κάποια διαφορά στα επίπεδα SLE και DBE, ενώ στο μέγιστο επίπεδο MCE η υψίκορμη δεξαμενή είναι οριακά πιο τρωτή σε σύγκριση με την αντίστοιχη πλατιά για χαμηλές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων.

Επιρροή του συντελεστή λ_{max}

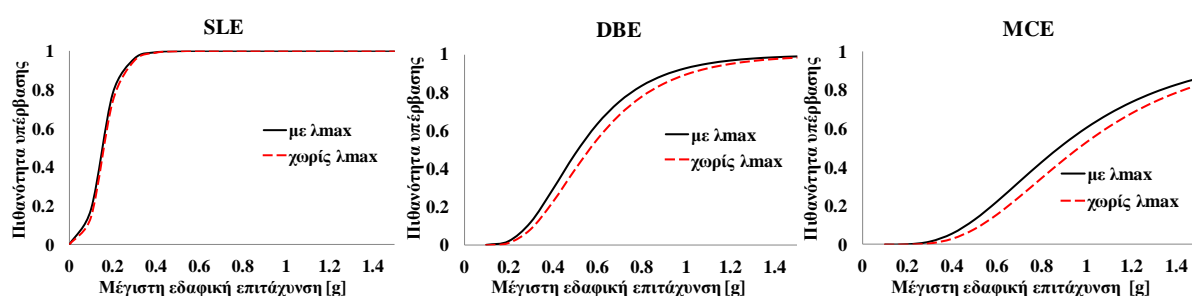
Σε αυτή την ενότητα γίνεται μια μελέτη τρωτότητας της πλατιάς δεξαμενής με TFPB λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες που μπορεί να αλλοιώσουν τη συμπεριφορά των εφεδράνων, όπως η γήρανση, η διάβρωση, κ.α. Αυτό επιτυγχάνεται με την ενσωμάτωση του συντελεστή λ_{max} στον σχεδιασμό του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Η παράμετρος αυτή εφαρμόζεται στην τιμή του συντελεστή τριβής για την πρόβλεψη των φαινομένων γήρανσης και αλλοίωσης των ιδιοτήτων που πιθανόν να επηρεάσουν την απόδοση των εφεδράνων τριβής (Constantinou et al., 2007). Σύμφωνα με τις οδηγίες των Constantinou et al. (2011), επιλέγεται η τιμή 1.1 για τη γήρανση και 1.05 για την αλλοίωση, ενώ η τιμή του συντελεστή λ_{max} υπολογίζεται ως το γινόμενο των δύο παραπάνω τιμών.

Είναι φανερό από την Εικόνα 4.23 ότι η ενσωμάτωση του συντελεστή λ_{max} στον σχεδιασμό των εφεδράνων εκκρεμούς-τριβής για την πλατιά δεξαμενή επηρέασε τα αποτελέσματα στα περισσότερα επίπεδα επικινδυνότητας. Ειδικά στα υψηλότερα επίπεδα σεισμικών εντάσεων (DBE, MCE), τα εφέδρανα TFPB που σχεδιάστηκαν με τον συντελεστή

οδήγησαν, όπως ήταν αναμενόμενο, σε δυσμενέστερα αποτελέσματα, ενώ στο χαμηλό επίπεδο σεισμικής έντασης, SLE, παρατηρήθηκαν μόνον οριακές διαφορές.



Εικόνα 4.22. Συγκρίσεις τρωτότητας μεταξύ πλατιάς και υψικόρμης δεξαμενής για εφέδρανα SFPB, TFPB και QFPB.



Εικόνα 4.23. Σύγκριση της επιρροής του συντελεστή λ_{max} σε πλατιά δεξαμενή με εφέδρανα TFPB.

4.6 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΚΑΘΟΛΙΚΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Κατά την ανάλυση σεισμικά μονωμένων κατασκευών έχει δοθεί ελάχιστη έμφαση μέχρι τώρα σε θέματα σχετικά με τη μελέτη της καθολικής απόσβεσης. Ωστόσο, εάν η καθολική απόσβεση καθοριστεί λανθασμένα, τότε τα αποτελέσματα μπορεί να επηρεαστούν σημαντικά (Hall, 2006; Charney, 2008; Ryan and Polanco, 2008; Sarlis and Constantinou, 2010; Dao and Ryan, 2013; Pant et al., 2013). Για να επιτευχθεί ακριβής αριθμητική προσομοίωση σε μια σεισμικά μονωμένη κατασκευή, θα πρέπει να καθοριστούν παράμετροι-κλειδιά, όπως είναι η γεωμετρία, τα υλικά της κατασκευής, ο βαθμός καταπόνησης και ο τρόπος κατασκευής, για τον καθορισμό της εγγενούς απόσβεσης του συστήματος. Τα δεδομένα απόσβεσης για σεισμικά μονωμένες κατασκευές συμβατικού τύπου μπορεί να χρησιμοποιηθούν και κάθε ιδιομορφή της πακτωμένης κατασκευής σχετίζεται με δύο ιδιομορφές της αντίστοιχης σεισμικά μονωμένης (Sarlis and Constantinou, 2010). Πιο συγκεκριμένα, η πρώτη ιδιομορφή της πακτωμένης κατασκευής είναι ταυτόσημη με τις δύο πρώτες ιδιομορφές όταν είναι σεισμικά μονωμένη.

Η προσομοίωση της καθολικής απόσβεσης σε σεισμικά μονωμένες κατασκευές είναι ένα αρκετά σημαντικό ζήτημα, αφού εάν καθοριστεί με λανθασμένο τρόπο μπορεί να αλλοιώσει τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων. Αυτό μπορεί να συμβεί λόγω του φαινομένου της «διαρροής απόσβεσης» (damping leakage). Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιείται η αποδοτική δυσκαμψία κάθε μονωτήρα, η μάζα και η ροπή αδράνειας της διεπιφάνειας μεταξύ της ανωδομής και της σεισμικής μόνωσης για τον πίνακα καθολικής απόσβεσης. Για τον λόγο αυτό, εισάγονται τεχνητά ιξώδη στοιχεία στο σύστημα σεισμικής μόνωσης τα οποία αυξάνουν την απόσβεση αλλά μειώνουν τις μετακινήσεις των εφεδράνων. Αυτό το δυσμενές φαινόμενο, που ονομάζεται «διαρροή απόσβεσης», μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τα αποτελέσματα της σεισμικής τρωτότητας. Σύμφωνα με τους Oikonomou et al. (2016), αποτελεί μια περίπτωση όπου η ιδιομορφική απόσβεση σε ένα σεισμικά μονωμένο προσομοίωμα έχει σημαντική επίδραση στις ιδιομορφές που σχετίζονται με τη σεισμική μόνωση. Συνεπώς, παρατηρείται ένα φαινόμενο «διαρροής» της απόσβεσης των μονωτήρων που οδηγεί στην υποεκτίμηση της πραγματικής απόκρισης, η οποία με τη σειρά της επηρεάζει τη δυναμική καταπόνηση της ανωδομής.

4.6.1 Εφαρμογές προσομοίωσης απόσβεσης σεισμικά μονωμένων κατασκευών

Υπάρχουν αρκετές μελέτες στη βιβλιογραφία, οι οποίες ασχολούνται με την εύρεση λύσεων για τα προβλήματα που σχετίζονται με την προσομοίωση της απόσβεσης σε κατασκευές με

σεισμική μόνωση. Αρχικά, οι Ryan and Polanco (2008) εξέτασαν κτίρια με γραμμικό σύστημα σεισμικής μόνωσης και έδειξαν ότι η απόσβεση βάσει της δυσκαμψίας και ο υπολογισμός της παραμέτρου β_k σύμφωνα με την ιδιομορφή της πακτωμένης ανωδομής, έχουν ως αποτέλεσμα τη ρεαλιστική προσομοίωση της απόσβεσης για τη σεισμικά μονωμένη ιδιομορφή. Η εργασία του Charney (2008) εξετάζει τη χρήση της απόσβεσης Rayleigh στην ανάλυση ανελαστικών κατασκευών. Επιπλέον, μελετήθηκε η επιρροή στην αποδοτική απόσβεση όταν παρατηρείται τοπικός λυγισμός σε περιοχές με συγκεντρωμένη πλαστιμότητα. Τα ευρήματα αυτής της μελέτης έδειξαν ότι τα φαινόμενα αυτά οδηγούν στην πιθανή εμφάνιση αρκετά μεγάλων δυνάμεων τεχνητής ιξώδους απόσβεσης, οι οποίες μπορεί να οδηγήσουν σε εντελώς λανθασμένα αποτελέσματα.

Η διερεύνηση των Sarlis and Constantinou (2010) ασχολήθηκε με τον καθορισμό της καθολικής απόσβεσης σε διδιάστατα πλαίσια μονωμένα με εφέδρανα TFPB. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκαν πέντε τύποι καθολικής απόσβεσης (σταθερή, Rayleigh, παρεμβολής, κ.α.) εφαρμόζοντας τη μέθοδο Ταχείας Μη-Γραμμικής Ανάλυσης (FNA) και τη μέθοδο απευθείας ολοκλήρωσης (Direct Integration - DI) για τις δυναμικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η μέθοδος FNA έδωσε πιο ακριβή αποτελέσματα για σεισμικά μονωμένες κατασκευές, ενώ ο έλεγχος του φαινομένου της «διαρροής απόσβεσης» μπορεί να επιτευχθεί με κατάλληλο καθορισμό της καθολικής απόσβεσης. Όσον αφορά τα μη-γραμμικά συστήματα σεισμικής μόνωσης, οι Pant et al. (2013) πρότειναν διάφορες τροποποιήσεις της απόσβεσης βάσει δυσκαμψίας, όπου το μητρώο της απόσβεσης αναπτύχθηκε σύμφωνα με τη μετελαστική δυσκαμψία των μονωτήρων.

Οι Dao and Ryan (2013) μελέτησαν πενταόροφη πλαισιακή κατασκευή με εφέδρανα τριπλής καμπύλης επιφάνειας τριβής (TFPB). Πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις για δύο καταγραφές και συμπέραναν ότι η χρήση της απόσβεσης Rayleigh, παράλληλα με την επιπρόσθετη απόσβεση στην πρώτη ιδιομορφή, επιτύγχανε μια σαφώς καλή συσχέτιση αριθμητικών και πειραματικών αποτελεσμάτων. Οι Kitayama and Constantinou (2018) πρότειναν μια λύση για τις περιπτώσεις στις οποίες το μητρώο καθολικής απόσβεσης ήταν βασισμένο στους λόγους ιδιομορφικής απόσβεσης. Σε αυτήν τη μέθοδο, ανατίθεται μηδενική τιμή για την απόσβεση της πρώτης ιδιομορφής, μια σταθερή μη-μηδενική τιμή στις υπόλοιπες ιδιομορφές, ενώ η καθολική δυσκαμψία του συστήματος τροποποιούνταν ώστε να εφαρμοστεί η επιθυμητή δυσκαμψία των εφεδράνων για τον υπολογισμό του μητρώου καθολικής απόσβεσης. Η μελέτη των Anajafi et al. (2020) εστίασε στην επιρροή του φαινομένου της «διαρροής απόσβεσης» στην πρώτη και στις ανώτερες ιδιομορφές κτιρίων με σεισμική

μόνωση. Το πρώτο μέρος αυτή της διερεύνησης ασχολήθηκε με την επίδραση αυτού του φαινομένου σε κτίρια με γραμμική σεισμική μόνωση, ενώ το δεύτερο σκέλος πραγματεύεται κτίρια με διγραμμικό σύστημα σεισμικής μόνωσης. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η «διαρροή απόσβεσης» μπορεί να οδηγήσει σε σημαντική υποεκτίμηση των αποκρίσεων για την πρώτη, αλλά και τις ανώτερες ιδιομορφές.

4.6.2 Μεθοδολογίες καθολικής απόσβεσης

Κατά τη διάρκεια της ανάλυσης, ο πίνακας καθολικής απόσβεσης που περιλαμβάνει τους βαθμούς ελευθερίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης κατασκευάζεται στο πρόγραμμα SAP2000. Η αποδοτική δυσκαμψία κάθε εφεδράνου σεισμικής μόνωσης, η μάζα και η ροπή αδράνειας της διεπιφάνειας μεταξύ της ανωδομής και των υποστηρίξεων των εφεδράνων χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό του πίνακα καθολικής απόσβεσης. Για αυτόν τον λόγο, εισάγονται στο σύστημα σεισμικής μόνωσης τεχνητά ιξώδη στοιχεία, τα οποία αυξάνουν την απόσβεση ενώ μειώνουν τις μετακινήσεις των εφεδράνων. Αυτό το δυσμενές φαινόμενο, που αναφέρεται με την ονομασία «διαρροή απόσβεσης», μπορεί να επηρεάσει σημαντικά τα αποτελέσματα σεισμικής τρωτότητας. Σύμφωνα με τους Oikonomou et al. (2016), αποτελεί μια κατάσταση όπου η ιδιομορφική απόσβεση σε σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα έχει σημαντική επιρροή στις ιδιομορφές του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Συνεπώς, παρατηρείται ένα φαινόμενο «διαρροής» στην απόσβεση των μονωτήρων, με αποτέλεσμα την υποεκτίμηση της πραγματικής τους απόκρισης, η οποία στη συνέχεια επηρεάζει τη δυναμική καταπόνηση της ανωδομής.

Από την άλλη μεριά, η μέθοδος Ταχείας Μη-γραμμικής Ανάλυσης (FNA) που εφαρμόζεται σε αυτήν την περίπτωση είναι κατάλληλη για την αποφυγή αυτού του σεναρίου, λόγω της δυνατότητας ανάθεσης τιμών καθολικής απόσβεσης σε όλες τις ιδιομορφές (π.χ., σταθερή, με παρεμβολή, κλπ.) (Sarlis and Constantinou, 2010). Επιπλέον, η επιλογή απόσβεσης με αποκλεισμό μπορεί να χρησιμοποιηθεί για έναν συγκεκριμένο αριθμό ιδιομορφών, προκειμένου να βελτιωθεί η ακρίβεια των αποτελεσμάτων. Εκτός από την εφαρμογή αυτής της μεθόδου στο πρόγραμμα SAP2000, η «διαρροή απόσβεσης» έχει παρατηρηθεί και σε αριθμητικές εφαρμογές στο πρόγραμμα OpenSees (Kitayama et al., 2016).

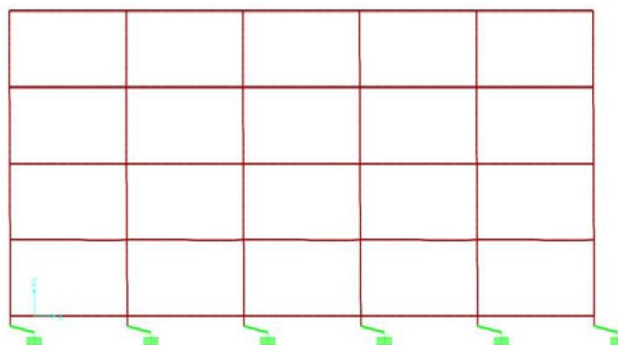
Ιδιομορφές Ritz

Στη μέθοδο FNA ο πίνακας δυσκαμψίας παραμένει σταθερός και εξαρτάται από την αποδοτική δυσκαμψία των μονωτήρων. Οι μη-γραμμικές δυνάμεις που προέρχονται από τα στοιχεία των εφεδράνων λαμβάνονται ως φορτία στο δεξί μέλος των εξισώσεων κίνησης. Επομένως, η

ποσότητα της «διαρροής απόσβεσης» στο σύστημα σεισμικής μόνωσης μπορεί να ελεγχθεί από τον χρήστη δίνοντας μια μικρή τιμή για την αποδοτική δυσκαμψία των μονωτήρων. Με αυτόν τον τρόπο, οι ιδιομορφές Ritz μπορούν να παρατεθούν παρακάτω σύμφωνα με τη λεπτομερή διερεύνηση των Sarlis and Constantinou (2010), η οποία έχει υιοθετηθεί και στην παρούσα μελέτη.

Μονωμένες ιδιομορφές

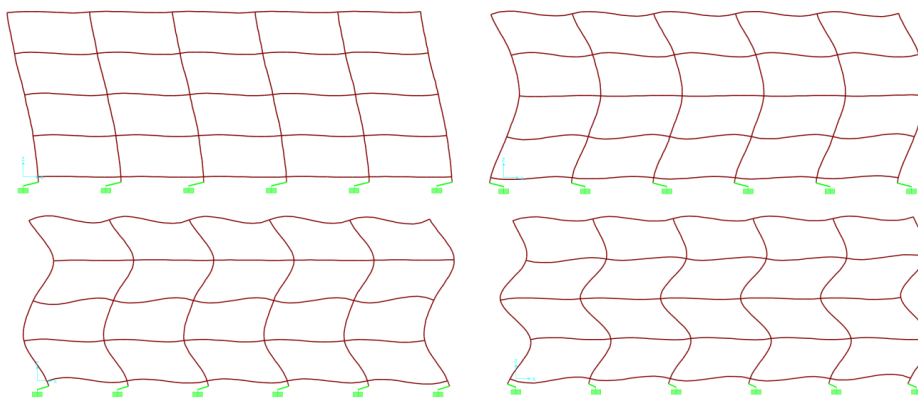
Η ανωδομή συμπεριφέρεται ως ένα άκαμπτο σώμα σε αυτή την ιδιομορφή, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.24. Η διακριτοποίηση της κατασκευής καθορίζει τον αριθμό των ιδιομορφών αυτών. Ειδικότερα, ο αριθμός των μονωμένων ιδιομορφών μειώνεται σε μία για αναλύσεις πλαισίων δύο διαστάσεων (2D), και τρεις για αντίστοιχες αναλύσεις τρισδιάστατων (3D) κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα. Σε αυτήν την περίπτωση εφαρμόζεται διαφραγματική λειτουργία σε όλους τους ορόφους, ενώ χρησιμοποιούνται σημειακές μάζες για τον καθορισμό της μάζας (π.χ., όπως συμβαίνει και στις εξεταζόμενες περιπτώσεις των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών).



Εικόνα 4.24. Μονωμένη ιδιομορφή μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Sarlis and Constantinou, 2010).

Μικτές ιδιομορφές

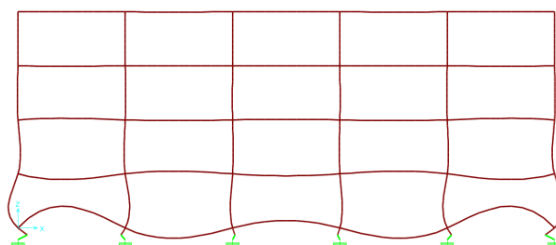
Το κύριο χαρακτηριστικό αυτών των ιδιομορφών είναι η απόκριση μικτού τύπου της ανωδομής και των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης. Ο αριθμός των ιδιομορφών μειώνεται έως και τρεις φορές τον αριθμό των ορόφων για τριδιάστατα προσομοιώματα, όταν επιβάλλεται διαφραγματική λειτουργία και οι μάζες τοποθετούνται με τη μορφή σημειακών μαζών. Η Εικόνα 4.25 παρουσιάζει μερικές αντιπροσωπευτικές απεικονίσεις των μικτών ιδιομορφών.



Εικόνα 4.25. Μικτές ιδιομορφές μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Sarlis and Constantinou, 2010).

Τοπικές ή κατακόρυφες ιδιομορφές

Η τοπική απόκριση των μελών ή η απόκριση της ανωδομής στην κατακόρυφη διεύθυνση αποτελούν τα κύρια χαρακτηριστικά αυτών των ιδιομορφών υψηλής συχνότητας, όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 4.26. Συχνά παρουσιάζονται αριθμητικές δυσκολίες, ενώ είναι υψηλός ο υπολογιστικό φόρτος για τους υπολογισμούς που σχετίζονται με αυτές τις ιδιομορφές.



Εικόνα 4.26. Τοπικές (ή κατακόρυφες) ιδιομορφές μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής (Sarlis and Constantinou, 2010).

Ένα προκαταρκτικό στάδιο για τη διερεύνηση της καθολικής απόσβεσης που παρουσιάζεται στις Εικόνες 4.27 και 4.28, είναι ο καθορισμός των ιδιομορφών που αναλύθηκαν παραπάνω για τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών με εφέδρανα SFPB και TFPB, αντίστοιχα. Επιλέχθηκαν συνολικά 200 ιδιομορφές, ακολουθώντας τις οδηγίες του Fu (2015), όπου προτείνεται η επιλογή τουλάχιστον 100 ιδιομορφών για την εκτέλεση της ιδιομορφικής ανάλυσης, καθώς και ο έλεγχος του ποσοστού της συνολικής αποδοτικής συμμετέχουσας μάζας όπου θα πρέπει να είναι τουλάχιστον το 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής (CEN, 2004). Συγκεκριμένα, παρατίθενται οι μονωμένες, μικτές και τοπικές ιδιομορφές για το απλοποιητικό προσομοίωμα της δεξαμενής. Επιπλέον, οι Πίνακες 4.6 και 4.7 συνοψίζουν τις

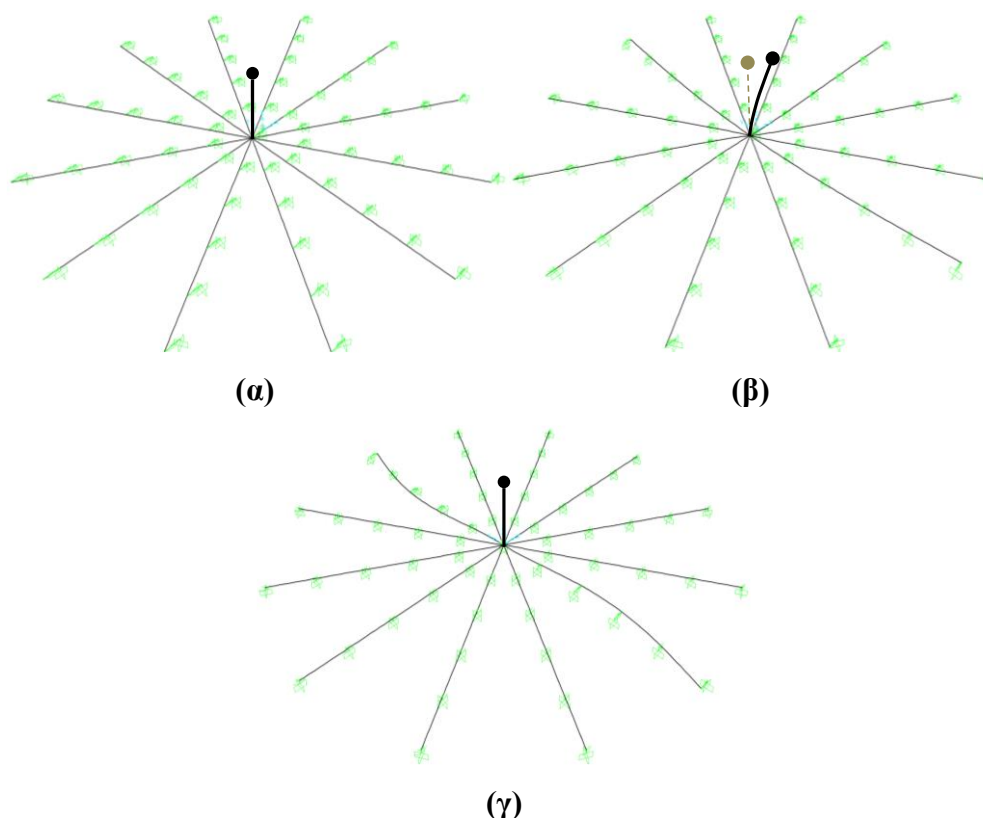
ιδιομορφές Ritz για τις εξεταζόμενες περιπτώσεις (εφέδρανα SFPB και TFPB) χρησιμοποιώντας τα προαναφερθέντα είδη ιδιομορφών.

Πίνακας 4.6. Ιδιομορφές Ritz για το σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα με εφέδρανα SFPB.

Αριθμός Ιδιομορφής	Περιγραφή ιδιομορφής	Περίοδος (sec)
1	Μονωμένη ιδιομορφή: Μόνο τα εφέδρανα παραμορφώνονται, ενώ η ανωδομή (Joystick προσομοίωμα) συμπεριφέρεται ως άκαμπτο σώμα.	1.53
2	Μικτή ιδιομορφή: Μικτές παραμορφώσεις της ανωδομής και των μονωτήρων.	0.31
3	Μικτή ιδιομορφή: Μικτές παραμορφώσεις της ανωδομής και των μονωτήρων.	0.3
4	Μικτή ιδιομορφή: Μικτές παραμορφώσεις της ανωδομής και των μονωτήρων.	0.15
5	Τοπική ιδιομορφή: Τοπικές παραμορφώσεις των μελών πάνω από τους μονωτήρες.	0.05
6	Τοπική ιδιομορφή: Τοπικές παραμορφώσεις των μελών πάνω από τους μονωτήρες.	0.03

Πίνακας 4.7. Ιδιομορφές Ritz για το σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα με εφέδρανα TFPB.

Αριθμός Ιδιομορφής	Περιγραφή ιδιομορφής	Περίοδος (sec)
1	Μονωμένη ιδιομορφή: Μόνο τα εφέδρανα παραμορφώνονται, ενώ η ανωδομή (Joystick προσομοίωμα) συμπεριφέρεται ως άκαμπτο σώμα.	1.86
2	Μικτή ιδιομορφή: Μικτές παραμορφώσεις της ανωδομής και των μονωτήρων.	0.15
3	Μικτή ιδιομορφή: Μικτές παραμορφώσεις της ανωδομής και των μονωτήρων.	0.027
4	Τοπική ιδιομορφή: Τοπικές παραμορφώσεις των μελών πάνω από τους μονωτήρες.	0.00167
5	Τοπική ιδιομορφή: Τοπικές παραμορφώσεις των μελών πάνω από τους μονωτήρες.	0.00166



Εικόνα 4.27. Απεικόνιση (α) μονωμένης ($T=1.53$ sec), (β) μικτής ($T=0.31$ sec), και (γ) τοπικής ($T=0.05$ sec) ιδιομορφής για το εξεταζόμενο σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα δεξαμενής με εφέδρανα SFPB.

Προσομοίωση απόσβεσης

Στο πρόγραμμα SAP2000 υπάρχουν πέντε τρόποι για την προσομοίωση της απόσβεσης. Συνεπώς, όλες οι προσεγγίσεις θα εφαρμοστούν και θα συγκριθούν για την εξεταζόμενη δεξαμενή αποθήκευσης υγρών, ενώ θα εξεταστούν διάφορες παράμετροι απόκρισης. Ακολουθεί μια σύντομη περιγραφή αυτών των προσεγγίσεων, βασισμένη στην εργασία των Sarlis and Constantinou (2010).

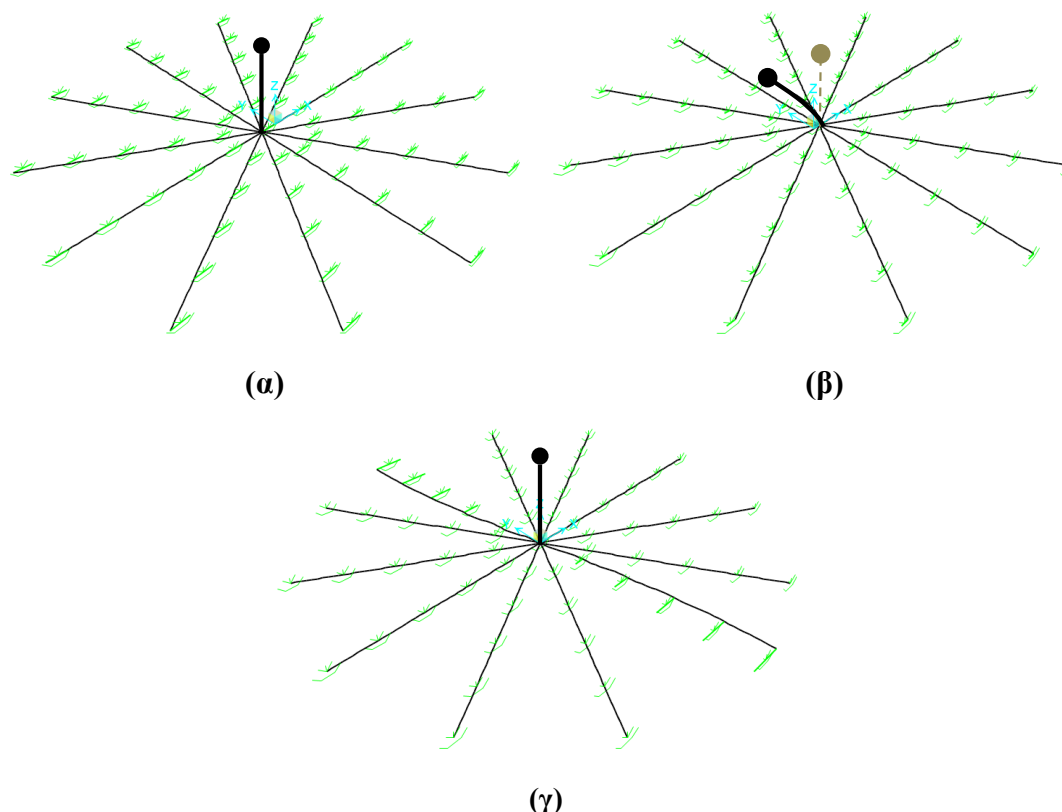
Σταθερή απόσβεση για όλες τις ιδιομορφές

Αυτός ο τύπος απόσβεσης θεωρεί σταθερή απόσβεση για όλες τις ιδιομορφές σε συνδυασμό με μικρή τιμή της αποδοτικής δυσκαμψίας, με στόχο τη μείωση, αλλά όχι την εξάλειψη της «διαρροής απόσβεσης».

Σταθερή απόσβεση με αποκλεισμό

Η τεχνική αυτή περιέχει πολλές ομοιότητες με τη προηγούμενη, ωστόσο, συνδυάζεται με αποκλεισμό με τιμή μηδενικής απόσβεσης για τις μονωμένες ιδιομορφές, για να ελαχιστοποιηθεί η «διαρροή απόσβεσης» στο σύστημα σεισμικής μόνωσης. Με αυτόν τον

τρόπο, ο χρόνος των υπολογισμών μειώνεται δραστικά, οπότε η μέθοδος αυτή προτείνεται μόνο όταν χρησιμοποιείται περιορισμένος αριθμός εφεδράνων

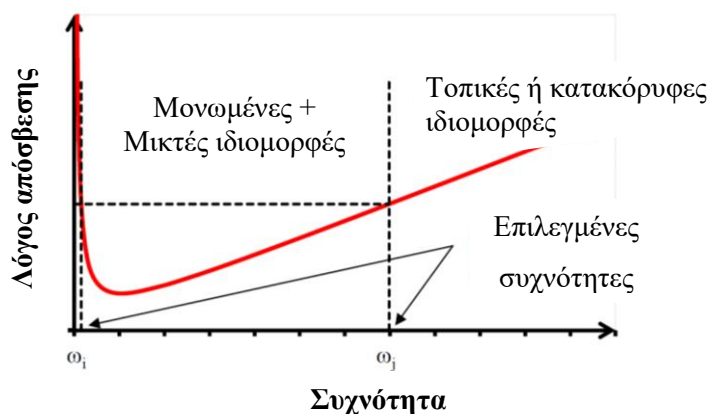


Εικόνα 4.28. Απεικόνιση (α) μονωμένης ($T=1.86$ sec), (β) μικτής ($T=0.15$ sec), και (γ) τοπικής ($T=0.00167$ sec) ιδιομορφής για το εξεταζόμενο σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα δεξαμενής με εφεδράνα TFPB.

Απόσβεση Rayleigh

Η μέθοδος αυτή βασίζεται στον καθορισμό τιμών λόγου απόσβεσης για δύο επιλεγμένες συχνότητες ή περιόδους. Οι συχνότητες των μονωμένων ιδιομορφών και της τελευταίας μικτής ιδιομορφής πρέπει να επιλεγεί, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.29. Για να είναι ακριβής ο υπολογισμός της απόσβεσης Rayleigh, θα πρέπει να ληφθούν υπόψη δύο σημαντικά ζητήματα (Sarlis and Constantinou, 2010):

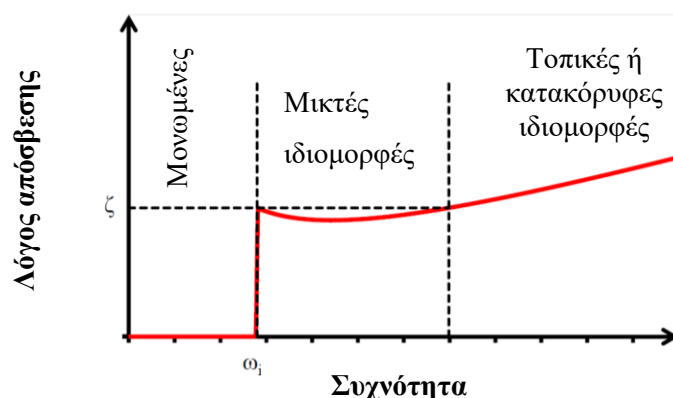
- Οι περίοδοι της πρώτης μονωμένης και της τελευταίας μικτής ιδιομορφής (π.χ., ιδιομορφές 1 και 4, αντίστοιχα) θα πρέπει να είναι οι δύο καθορισμένες περίοδοι για αυτό τον τύπο απόσβεσης.
- Το πλεονέκτημα της αυξημένης απόσβεσης για τις μεγαλύτερες ιδιομορφές δίνεται από την απόσβεση Rayleigh, η οποία είναι έγκυρη και υπολογιστικά αποδοτική.



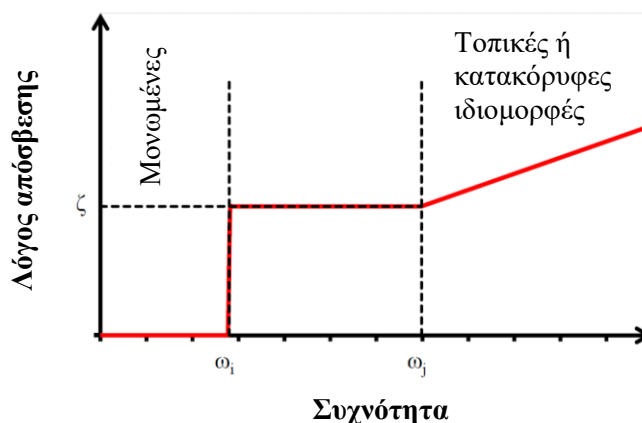
Εικόνα 4.29. Επιλογή συχνοτήτων για την απόσβεση Rayleigh (τροποποιημένο από Sarlis and Constantinou, 2010).

Απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό

Η περίπτωση αυτή παρουσιάζει αρκετές ομοιότητες με την απόσβεση Rayleigh. Θεωρείται ως η πιο αποδοτική επιλογή προσομοίωσης της απόσβεσης για σεισμικά μονωμένες κατασκευές, όταν ο αριθμός των εφεδράνων είναι μεγάλος και το υπολογιστικός κόστος αποτελεί μια κρίσιμη παράμετρο (Sarlis and Constantinou, 2010). Απαιτείται ο καθορισμός των μονωμένων, μικτών και τοπικών ιδιομορφών. Η χαμηλότερη και η μεγαλύτερη περίοδος των μικτών ιδιομορφών συνεισφέρουν στον υπολογισμό των συντελεστών Rayleigh. Μια πολύ μικρή ή μηδενική απόσβεση ανατίθεται στις ιδιομορφές που έχουν περίοδο μικρότερη από την ελάχιστη μικτή ιδιομορφή (π.χ., μονωμένες ιδιομορφές) χρησιμοποιώντας την επιλογή του αποκλεισμού, όπως παρουσιάστηκε στην Εικόνα 4.30. Επομένως, η «διαρροή απόσβεσης» ελέγχεται σε καλύτερο βαθμό λόγω του αποκλεισμού απόσβεσης, ενώ το υπολογιστικό κόστος είναι ίδιο με την απόσβεση Rayleigh.



Εικόνα 4.30. Επιλογή συχνοτήτων για την απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό (τροποποιημένο από Sarlis and Constantinou, 2010).



Εικόνα 4.31. Επιλογή συχνοτήτων για την απόσβεση παρεμβολής (τροποποιημένο από Sarlis and Constantinou, 2010).

Απόσβεση παρεμβολής

Σε αυτή τη προσέγγιση ο χρήστης καθορίζει έναν διαφορετικό λόγο απόσβεσης για διάφορα εύρη συχνοτήτων, όπως φαίνεται στην Εικόνα 4.31. Πιο συγκεκριμένα, μπορεί να ανατεθεί μηδενική τιμή απόσβεσης για το εύρος συχνοτήτων των μονωμένων ιδιομορφών, σταθερός λόγος απόσβεσης για τις μικτές ιδιομορφές, και μεγαλύτερος λόγος απόσβεσης για τις τοπικές ή κατακόρυφες ιδιομορφές (Sarlis and Constantinou, 2010).

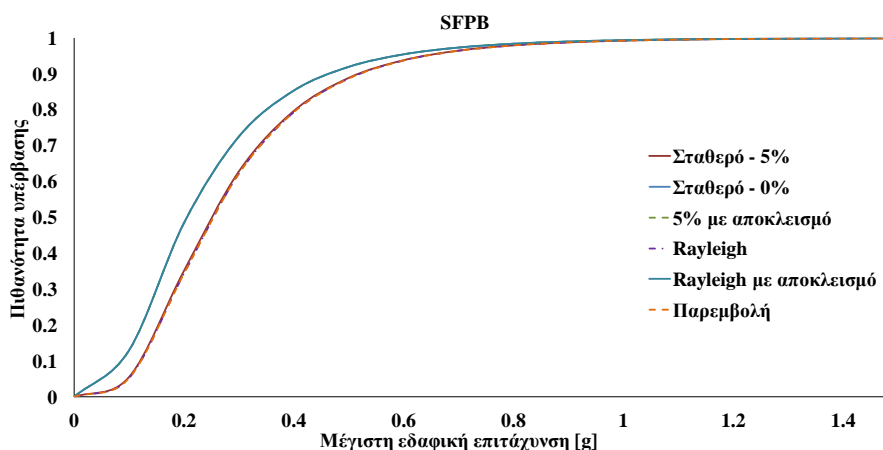
4.7 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Για τις ανάγκες της παρούσας διερεύνησης χρησιμοποιείται το απλοποιητικό προσομοίωμα “Joystick” για την πλατιά δεξαμενή (Tank B). Εφαρμόζονται 61 εφέδρανα SFPB και TFPB στη βάση, ενώ η ιδιοπερίοδος του σεισμικά μονωμένου συστήματος είναι ίση με $T_{i-B,SFPB}=1.53$ sec και $T_{i-B,TFPB}=1.86$ sec. Όπως έχει δειχθεί σε προηγούμενη ενότητα, δεν θα εξεταστεί προσομοίωμα υψίκορμης γεωμετρίας σε αυτήν την περίπτωση, διότι ο λόγος λυγηρότητας στις σεισμικά μονωμένες δεξαμενές δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα τρωτότητας.

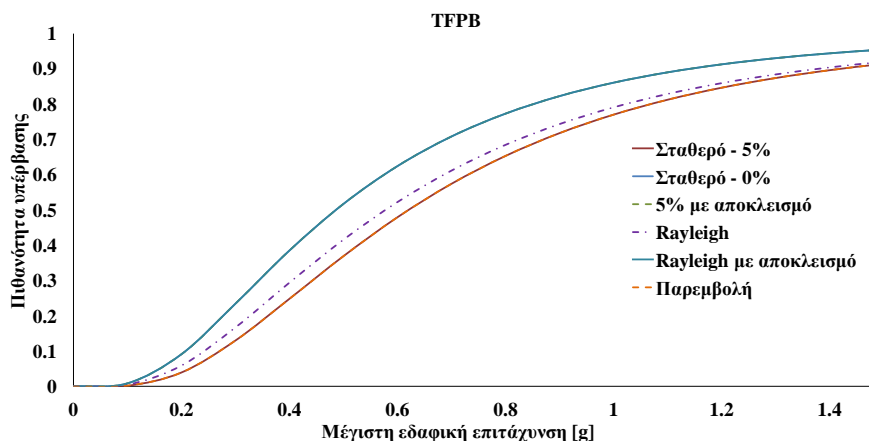
Καμπύλες τρωτότητας

Όπως έχει αναφερθεί, η μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των μονωτήρων SFPB και TFPB σχετίζεται με το μέγιστο επίπεδο επικινδυνότητας MCE. Πιο συγκεκριμένα, κάθε εφέδρανο σχεδιάζεται για το επίπεδο συμπεριφοράς MCE για μέγιστη μετακίνηση 0.305 m για τα SFPB και 0.762 m για τα TFPB, με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια (EPS, 2019). Η Εικόνα 4.32 παρουσιάζει τις καμπύλες τρωτότητας για μέγιστες μετακινήσεις των εφεδράνων, συναρτήσει των μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων για τους εξεταζόμενους τύπους απόσβεσης.

Ειδικότερα, η πιθανότητα αστοχίας που αναφέρονται οι καμπύλες τρωτότητας ουσιαστικά σημαίνει την υπέρβαση των επιτρεπτών ορίων μετακινήσεων των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης. Είναι προφανές ότι οι καμπύλες τρωτότητας επηρεάζονται σημαντικά από το είδος της απόσβεσης, ειδικά σε χαμηλά προς μεσαία επίπεδα σεισμικών εντάσεων. Σχηματίζονται δύο ομάδες με ίδιες καμπύλες, π.χ., σταθερή απόσβεση (5%), απόσβεση με παρεμβολή, και απόσβεση Rayleigh παρουσιάζουν καλύτερη συμπεριφορά σε σύγκριση με τη σταθερή απόσβεση (0%), 5% απόσβεση με αποκλεισμό, και Rayleigh απόσβεση με αποκλεισμό.



(α)



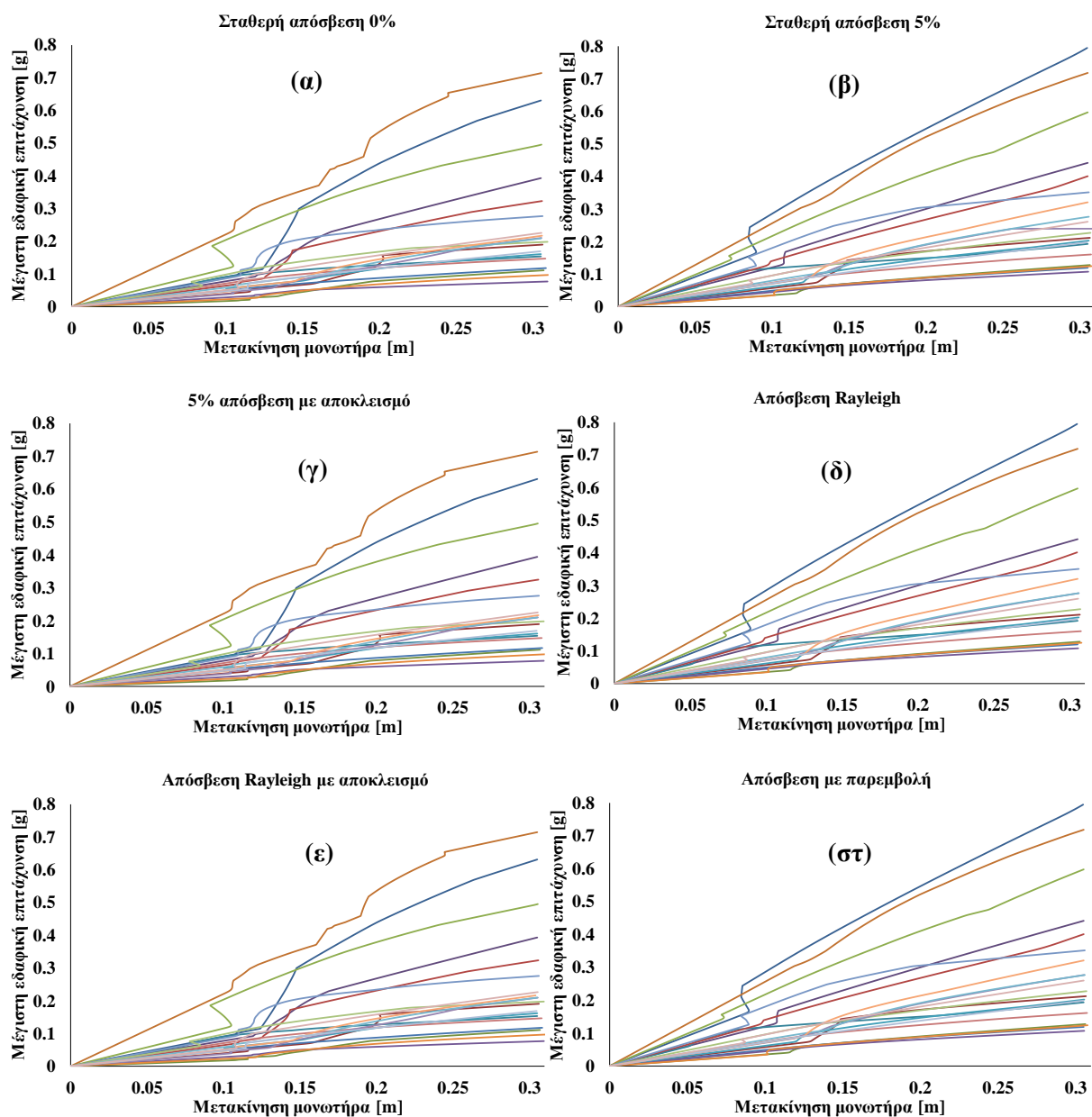
(β)

Εικόνα 4.32. Καμπύλες τρωτότητας για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα: (α) SFPB, και (β) TFPB.

Καμπύλες IDA

Για καθεμία από τις είκοσι χρονοϊστορίες κοντινού πεδίου, εφαρμόζεται επαυξητική δυναμική ανάλυση (IDA) για κάθε τύπο απόσβεσης. Πιο συγκεκριμένα, οι καμπύλες IDA που προκύπτουν παρουσιάζονται τις Εικόνες 4.33 και 4.34 σε τιμές μέγιστων εδαφικών

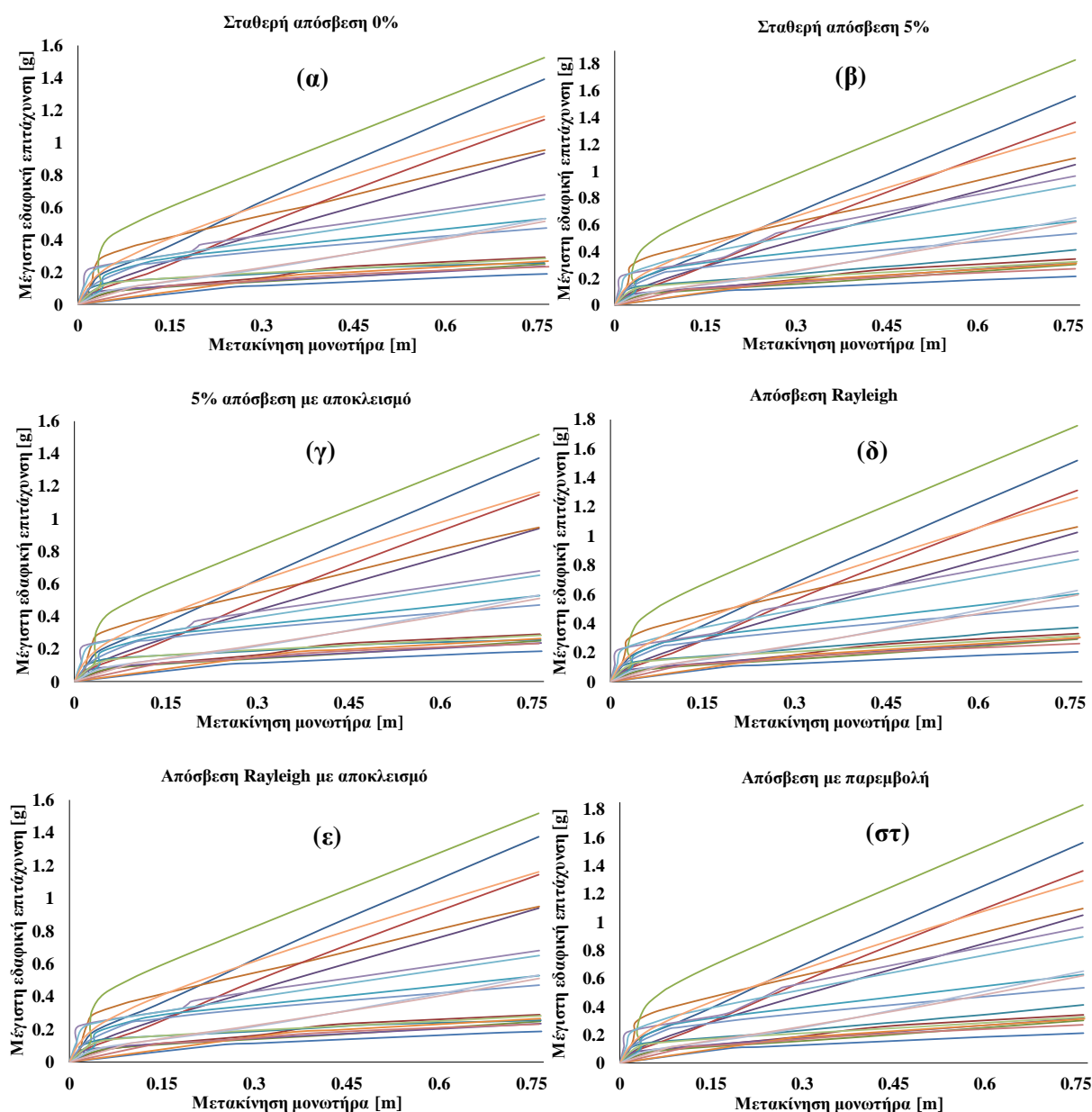
επιταχύνσεων, που αντιπροσωπεύουν το επίπεδο σεισμικής έντασης των επαυξημένων επιταχυνσιογραφημάτων, σε συνάρτηση με τις μετακινήσεις των μονωτήρων. Είναι προφανές ότι οι καμπύλες IDA έχουν αρκετές απότομες κλίσεις σε μερικές καταγραφές, φαινόμενο που αποδίδεται στο ειδικό συχνοτικό περιεχόμενο των χρονοϊστοριών κοντινού πεδίου που χρησιμοποιούνται στην παρούσα διερεύνηση.



Εικόνα 4.33. Καμπύλες IDA για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα SFPB.

Ανάλογα τον τύπο απόσβεσης, τα αποτελέσματα μπορούν να χωριστούν σε δύο ομάδες, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, λόγω της ομοιότητας των καμπυλών. Αυτό μπορεί να παρατηρηθεί συγκρίνοντας ξεχωριστά την απόκριση κάθε καταγραφής, π.χ., για τις διεγέρσεις

από τους σεισμούς Kobe (1995) και Tabas (1978) που απεικονίζονται με πράσινες και μπλε καμπύλες αντίστοιχα, παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά στις εικόνες της αριστερής στήλης (Εικόνα 4.33.α,γ,ε), και στη δεξιά στήλη (Εικόνα 4.33.β,δ,στ). Επομένως, η σταθερή απόσβεση (0%), η σταθερή απόσβεση (5%) με αποκλεισμό και η απόσβεση κατά Rayleigh με αποκλεισμό αποτελούν την πρώτη ομάδα, ενώ η σταθερή απόσβεση (5%), η απόσβεση κατά Rayleigh και η απόσβεση με παρεμβολή συνιστούν τη δεύτερη, αντίστοιχα. Αντιθέτως, οι καμπύλες IDA που αναφέρονται στους μονωτήρες TFPB (Εικόνα 4.34) παρουσιάζουν πιο ομαλή συμπεριφορά σε σύγκριση με τα εφέδρανα SFPB, λόγω της προσαρμοστικότητας που έχουν εξαιτίας των πολλαπλών επιφανειών ολίσθησης.

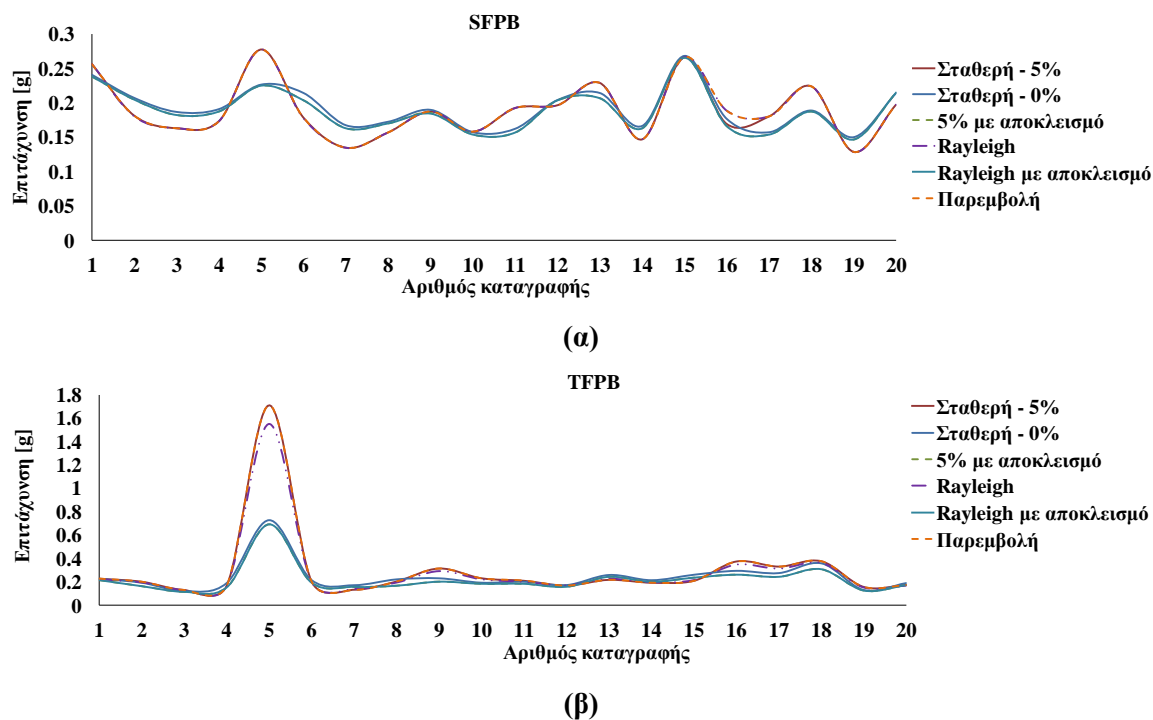


Εικόνα 4.34. Καμπύλες IDA για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα TFPB.

Συγκρίσεις επιταχύνσεων της ανωδομής

Γενικά, όπως αναμενόταν και σύμφωνα και με τις σχετικές επεξηγήσεις σε προηγούμενη ενότητα, οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή μειώνονται σημαντικά εξαιτίας της σεισμικής μόνωσης σε όλες τις περιπτώσεις. Επομένως, η δεξαμενή συμπεριφέρεται γραμμικά, οπότε αποφεύγονται οι αστοχίες στην ανωδομή. Για αυτόν τον λόγο, η υπέρβαση των επιτρεπτών μετακινήσεων των εφεδράνων SFPB και TFPB προκαλεί την αστοχία του συστήματος, όπως παρουσιάστηκε στις καμπύλες τρωτότητας. Η Εικόνα 4.35 απεικονίζει τις τιμές μέγιστων επιταχύνσεων στο επίπεδο βάσης της δεξαμενής (πάνω από τους μονωτήρες) για καθεμία από τις είκοσι χρονοϊστορίες κοντινού πεδίου, οι οποίες έχουν επαυξηθεί μέχρι τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (δηλαδή, όταν φθάσουν στη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης).

Πιο συγκεκριμένα, στην πλειοψηφία των χρονοϊστοριών σχηματίζονται δύο ομάδες μέγιστων επιταχύνσεων στη βάση. Η πρώτη ομάδα περιλαμβάνει τη σταθερή απόσβεση (5%), την απόσβεση με παρεμβολή, και την απόσβεση Rayleigh, ενώ η δεύτερη ομάδα περιέχει τη σταθερή απόσβεση (0%), την απόσβεση 5% με αποκλεισμό και την απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό. Όπως προαναφέρθηκε, τα ειδικά συχνοτικά χαρακτηριστικά κάθε χρονοϊστορίας μπορεί να επηρεάσουν σημαντικά τα αποτελέσματα, τα οποία σε όλες τις περιπτώσεις εμφανίζουν αξιοσημείωτες διαφορές, π.χ., στη καταγραφή 5 (από τον σεισμό Erzincan (1992)).

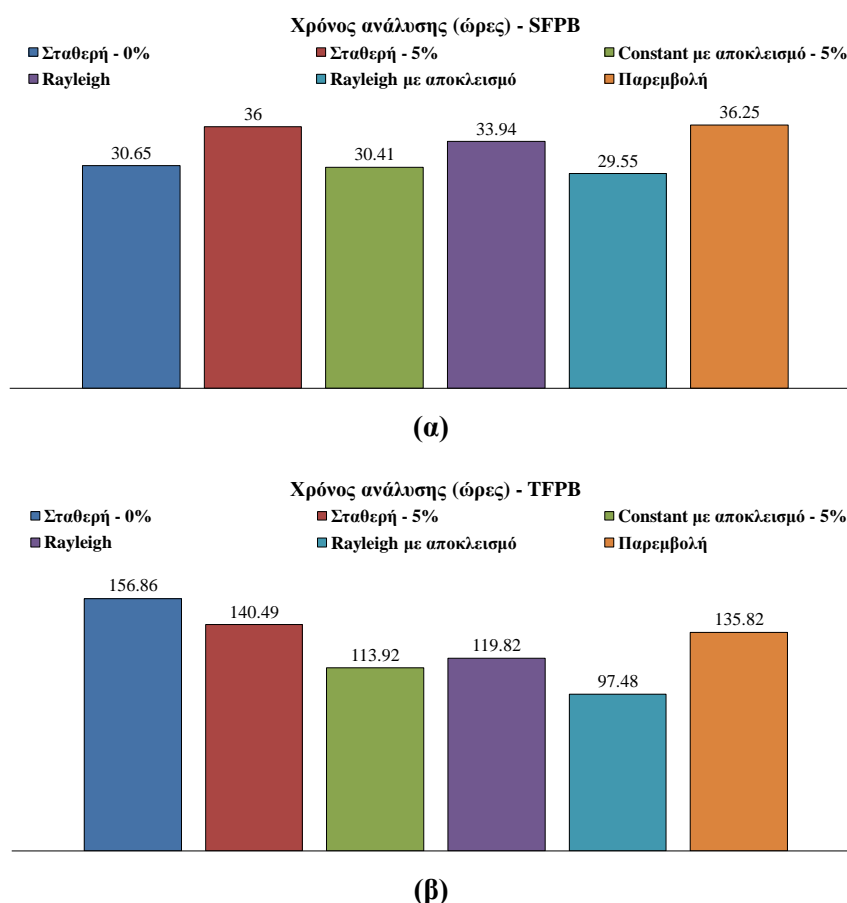


Εικόνα 4.35. Επιταχύνσεις στη βάση της δεξαμενής για διάφορους τύπους απόσβεσης με εφέδρανα:

(α) SFPB και, (β) TFPB.

Υπολογιστικό κόστος

Στη συνέχεια, στην Εικόνα 4.36 γίνεται σύγκριση του χρόνου αναλύσεων που απαιτήθηκε για κάθε τύπο απόσβεσης. Πιο συγκεκριμένα, είναι φανερό ότι και στις δύο περιπτώσεις μονωτήρων η απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό δίνει τα γρηγορότερα αποτελέσματα. Στη διερεύνηση των εφεδράνων SFPB (Εικόνα 4.36.α), η απόσβεση με παρεμβολή και η σταθερή απόσβεση (5%) απαιτούν το μεγαλύτερο υπολογιστικό κόστος. Η δεύτερη γρηγορότερη ανάλυση είναι η σταθερή απόσβεση με αποκλεισμό, η οποία είναι ελάχιστα πιο γρήγορη από τη σταθερή απόσβεση (0%). Όσον αφορά στη μελέτη των εφεδράνων TFPB (Εικόνα 4.36.β), το μεγαλύτερο υπολογιστικό κόστος απαιτείται κυρίως από τη σταθερή απόσβεση (0%) και ακολούθως από τη σταθερή απόσβεση (5%). Η δεύτερη ταχύτερη ανάλυση είναι η σταθερή (5%) με αποκλεισμό, ενώ με μικρή διαφορά ακολουθεί η απόσβεση Rayleigh.

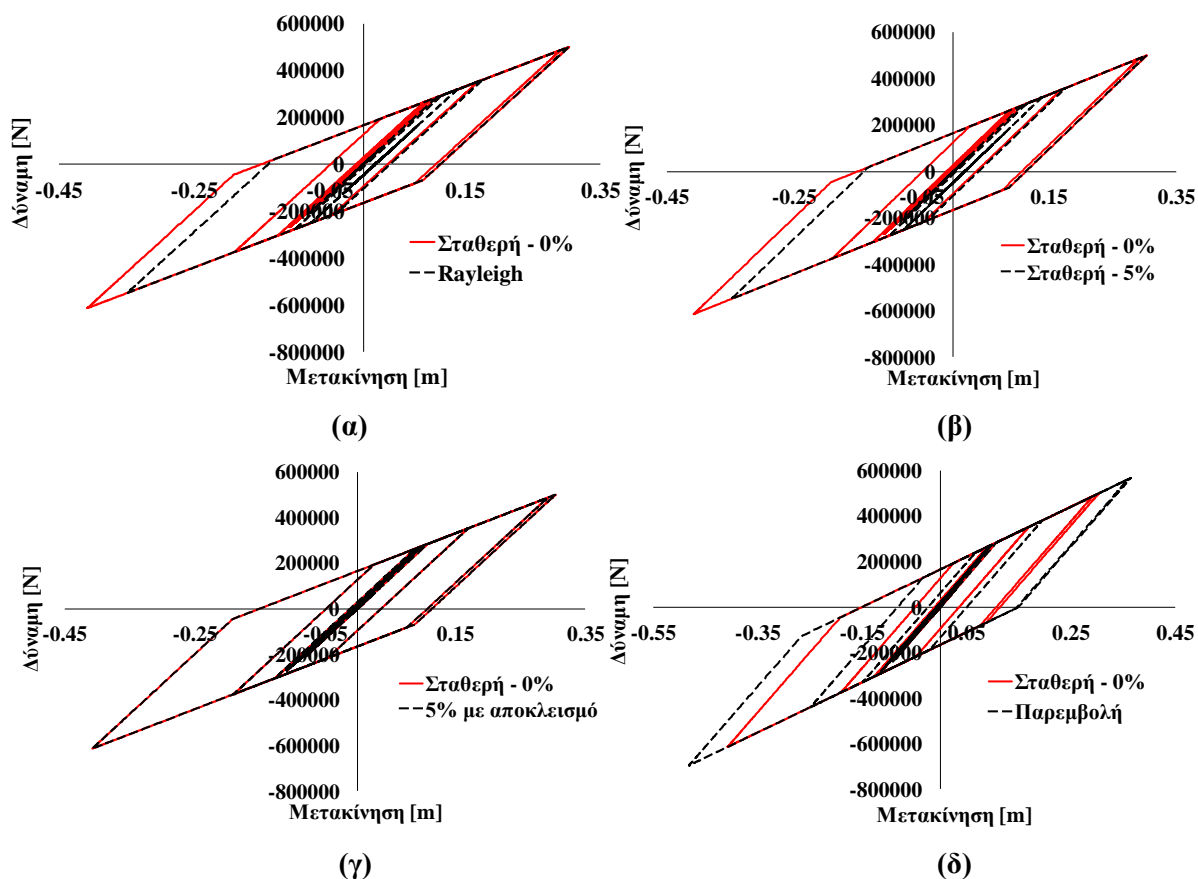


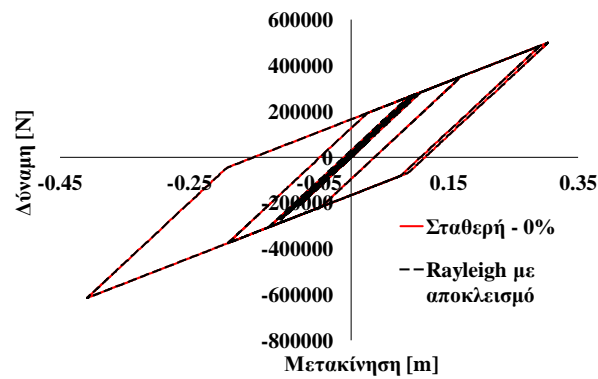
Εικόνα 4.36. Χρόνος ανάλυσης (σε ώρες) για διάφορους τύπου απόσβεσης με εφέδρανα: (α) SFPB, και (β) TFPB.

Σύγκριση υστερητικών βρόγχων

Τα σχήματα των Εικόνων 4.37 και 4.38 απεικονίζουν τη σχέση δύναμης-μετακίνησης των εφεδράνων SFPB και TFPB για κάθε τύπο απόσβεσης. Οι υστερητικοί βρόγχοι παρουσιάζονται για κάθε τύπο απόσβεσης με σκοπό τη μελέτη του φαινομένου της «διαρροής απόσβεσης» που παρατηρείται στις δεξαμενές με σεισμική μόνωση εφεδράνων SFPB και TFPB. Αυτό το φαινόμενο έχει ισχυρή επιρροή στα αποτελέσματα των μετακινήσεων των εφεδράνων, αφού παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά με την περίπτωση προσθήκης ιξώδων αποσβεστήρων στο σύστημα σεισμικής μόνωσης (Sarlis and Constantinou, 2010).

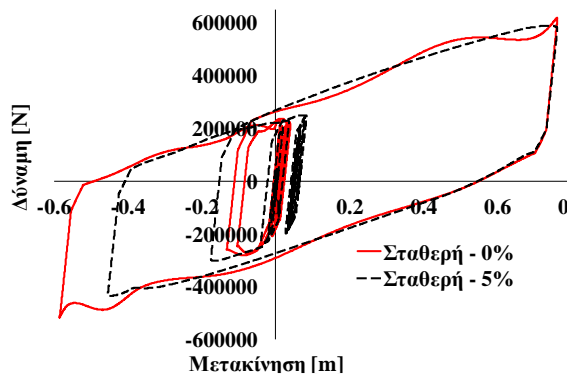
Σύμφωνα με τις οδηγίες των Sarlis and Constantinou (2010), ο τύπος σταθερής απόσβεσης 0% χρησιμοποιείται ως περίπτωση αναφοράς, αφού δεν παρουσιάζει κάποια «διαρροή απόσβεσης» στην απόκριση του συστήματος σεισμικής μόνωσης, οπότε δίνει πιο ακριβή αποτελέσματα αναφορικά με τις μετακινήσεις των εφεδράνων. Από την άλλη πλευρά, χρησιμοποιώντας απόσβεση 0% μπορεί να οδηγήσει στην υπερεκτίμηση των επιταχύνσεων (Sarlis and Constantinou, 2010). Επομένως, οι διαφορές στις μετακινήσεις αποδίδονται στη «διαρροή απόσβεσης» στο σύστημα σεισμικής μόνωσης.



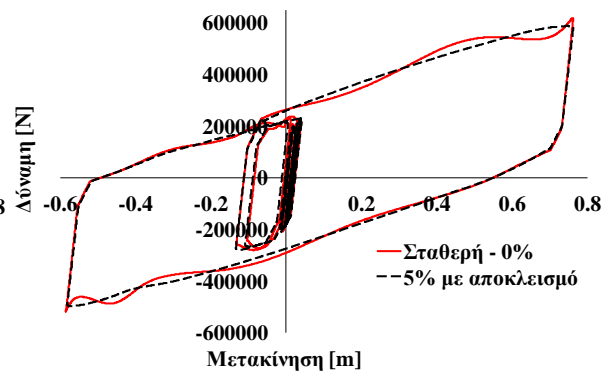


(ε)

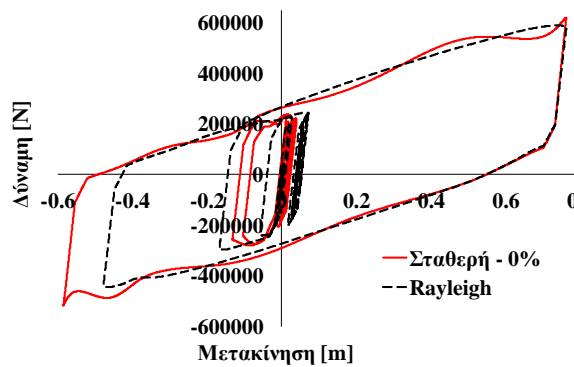
Εικόνα 4.37. Σύγκριση των υστερητικών βρόγχων για εφέδρανα SFPB ανάμεσα σε σταθερή απόσβεση (0%) και: (α) σταθερή απόσβεση (5%), (β) σταθερή απόσβεση με αποκλεισμό, (γ) απόσβεση Rayleigh, (δ) απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό, και (ε) απόσβεση με παρεμβολή.



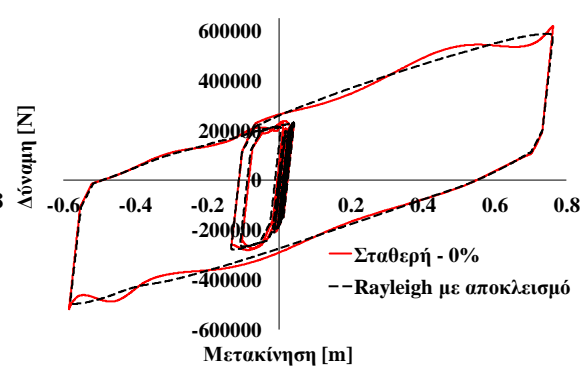
(α)



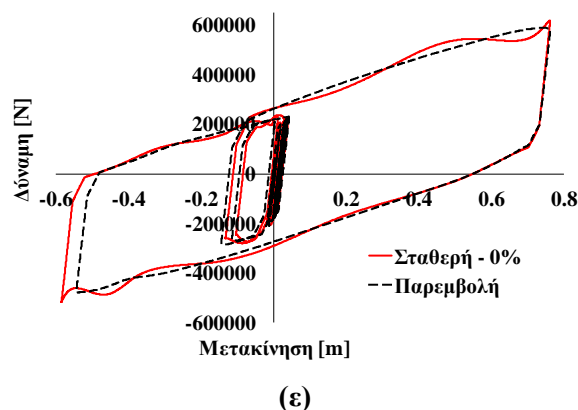
(β)



(γ)



(δ)



Εικόνα 4.38. Σύγκριση των υστερητικών βρόγχων για εφέδρανα TFPB ανάμεσα σε σταθερή απόσβεση (0%) και: (α) σταθερή απόσβεση (5%), (β) σταθερή απόσβεση με αποκλεισμό, (γ) απόσβεση Rayleigh, (δ) απόσβεση Rayleigh με αποκλεισμό, και (ε) απόσβεση με παρεμβολή.

Είναι προφανές ότι το φαινόμενο αυτό συναντάται και στους δυο τύπους μονωτήρων στην περίπτωση απόσβεσης παρεμβολής, απόσβεσης κατά Rayleigh και σταθερής απόσβεσης (5%). Αντιθέτως, η σταθερή απόσβεση με αποκλεισμό και η απόσβεση κατά Rayleigh με αποκλεισμό δεν παρουσιάζουν σημαντική «διαρροή απόσβεσης». Συνεπώς, αυτές οι προσεγγίσεις απόσβεσης είναι περισσότερο κατάλληλες για δεξαμενές αποθήκευσης υγρών με σεισμική μόνωση.

4.8 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε αυτό το κεφάλαιο εξετάστηκε η σεισμική τρωτότητα δεξαμενών αποθήκευσης υγρών με σεισμική μόνωση εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής, όπως το SFPB που έχει μία επιφάνεια ολίσθησης, και το TFPB και QFPB που αποτελούνται από πολλαπλές επιφάνειες. Πιο συγκεκριμένα, έγινε συσχέτιση της μέγιστης μετακίνησης του SFPB και των διαφορετικών μηχανισμών εκκρεμούς των TFPB και QFPB για τρία επίπεδα συμπεριφοράς (SLE, DBE, MCE) χρησιμοποιώντας επαναληπτικές μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις. Η ικανότητα παραλαβής μεγάλων μετακινήσεων αποτελεί μια πολύ σημαντική ιδιότητα για αυτούς τους μονωτήρες, αφού στόχος αυτών των διατάξεων είναι να προστατεύσουν τέτοιου είδους υποδομές έναντι ισχυρών σεισμών κοντινού πεδίου. Επιπλέον, συγκρίθηκαν για κάθε τύπο εφεδράνων οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, οι οποίες είναι σημαντικά μειωμένες λόγω της σεισμικής μόνωσης.

Επιπλέον, έγινε διερεύνηση της επιρροής διαφόρων τύπων προσομοίωσης της απόσβεσης στην απόκριση και την τρωτότητα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Πιο

συγκεκριμένα, εξετάσθηκε μια πλατιά μεταλλική δεξαμενή με εφέδρανα SFPB και TFPB, η οποία υπεβλήθη σε είκοσι διεγέρσεις κοντινού πεδίου που επαυξάνονται δυναμικά. Εξετάσθηκαν έξι διαφορετικοί τύποι απόσβεσης και μελετήθηκαν οι διαφορές των αποτελεσμάτων. Συγκεκριμένα, παρουσιάστηκαν αποτελέσματα για τις καμπύλες τρωτότητας, επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης, επιταχύνσεων στη βάση της δεξαμενής, υπολογιστικού κόστους και του φαινομένου «διαρροής απόσβεσης». Για την επίτευξη του βέλτιστου συμβιβασμού μεταξύ υπολογιστικής ακρίβειας και αποδοτικότητας, χρησιμοποιήθηκε ένα απλοποιητικό προσομοίωμα για τη ρεαλιστική αναπαράσταση της υδροδυναμικής απόκρισης των δεξαμενών. Τα παρακάτω συμπεράσματα συνοψίζουν τα ευρήματα αυτού του κεφαλαίου (Τσιπιανίτης και Τσομπανάκης, 2017; Tsiipianitis and Tsompanakis, 2017, 2018, 2019).

Τα εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής με πολλές επιφάνειες και προσαρμοστική συμπεριφορά (TFPB και περισσότερο το QFPB) παρουσιάζουν σαφώς καλύτερη σεισμική απόκριση σε σύγκριση με τα εφέδρανα μονής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης (SFPB), αφού έχουν τη δυνατότητα να αναλάβουν πολύ μεγαλύτερες μετακινήσεις. Γενικά, όπως αναμενόταν, το QFPB είναι ο καλύτερος τύπος μονωτήρα λόγω της ικανότητας να αναλάβει μεγαλύτερες μετακινήσεις σε διαφορετικά επίπεδα έντασης. Όσον αφορά τις μέγιστες επιταχύνσεις που μεταφέρονται στη δεξαμενή, τα καλύτερα αποτελέσματα προέρχονται από τη μόνωση με εφέδρανα QFPB. Αυτός ο μονωτήρας αποτελεί έναν αποδοτικό τύπο εφεδράνων, ο οποίος μπορεί να συνδυάσει την ανάληψη μεγάλων μετακινήσεων σε ιδιαίτερα απαιτητικές διεγέρσεις κοντινού πεδίου με χαμηλές τιμές επιταχύνσεων στη βάση της ανωδομής.

Γενικά, τα εφέδρανα τριβής μπορούν να προστατέψουν τη δομική ακεραιότητα τέτοιων σημαντικών υποδομών ακόμα και σε υψηλά επίπεδα σεισμικής απαίτησης. Όμως, η γεωμετρία των κυλινδρικών δεξαμενών -που σχετίζεται με τον λόγο λυγηρότητας- με σεισμική μόνωση SFPB, TFPB και QFPB δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα τρωτότητας με βάση τις προκύπτουσες μετακινήσεις των εφεδράνων. Από την άλλη πλευρά, παρατηρούνται διαφορές στη σεισμική τρωτότητα όταν λαμβάνεται υπόψη η μελλοντική αλλοίωση της συμπεριφοράς των εφεδράνων στον σχεδιασμό των μονωτήρων. Συγκεκριμένα, όταν αυτός ο συντελεστής ενσωματώνεται στην ανάλυση, οι σεισμικά μονωμένες δεξαμενές είναι ελαφρώς λιγότερο τρωτές σε υψηλότερα επίπεδα σεισμικής απαίτησης.

Όσον αφορά στην επιρροή της καθολικής απόσβεσης στην απόκριση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών, τα αποτελέσματα για τους εξεταζόμενους έξι τύπους απόσβεσης μπορούν να χωριστούν σε δύο ομάδες με σχεδόν ταυτόσημες τιμές. Ειδικότερα, αναφορικά με

τις καμπύλες τρωτότητας, η σταθερή απόσβεση (5%), η απόσβεση με παρεμβολή και η απόσβεση κατά Rayleigh παρουσιάζουν τα καλύτερα αποτελέσματα σε σύγκριση με τις υπόλοιπες κατηγορίες, ειδικά σε χαμηλά προς μεσαία επίπεδα σεισμικών εντάσεων. Οι καμπύλες IDA παρουσιάζουν απότομες αλλαγές στις κλίσεις εξαιτίας των ειδικών συχνοτικών χαρακτηριστικών των επιβαλλόμενων χρονοϊστοριών κοντινού πεδίου, καθώς και του τύπου απόσβεσης. Αντιθέτως, στα εφέδρανα TFPB παρουσιάζεται μια περισσότερη ομαλή συμπεριφορά που αποδίδεται στην προσαρμοστική ιδιότητα τους λόγω των πολλαπλών επιφανειών ολίσθησης.

Ομοίως και για τις επιταχύνσεις στη βάση που μεταφέρονται στην ανωδομή, πάλι σχηματίζονται δύο ομάδες τιμών για τους εξεταζόμενους τύπους απόσβεσης, όπως παρατηρείται στις καμπύλες τρωτότητας και IDA. Η απόσβεση κατά Rayleigh με αποκλεισμό απαίτησε το λιγότερο υπολογιστικό κόστος για την πραγματοποίηση των αναλύσεων. Τέλος, όσον αφορά την ελαχιστοποίηση του φαινομένου της «διαρροής απόσβεσης», η περίπτωση της απόσβεσης κατά Rayleigh με αποκλεισμό, καθώς και της σταθερής απόσβεσης με αποκλεισμό έδωσαν τα καλύτερα αποτελέσματα συγκριτικά με τις άλλες προσεγγίσεις. Συνεπώς, στην πλειοψηφία των αποτελεσμάτων που παρατέθηκαν και για τους δύο τύπος μονωτήρων, η απόσβεση κατά Rayleigh με αποκλεισμό είναι η πιο κατάλληλη μέθοδος για την αριθμητική προσομοίωση της απόσβεσης για σεισμικά μονωμένες δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, το οποίο έρχεται σε συμφωνία με τα ευρήματα συναφούς μελέτης για την περίπτωση σεισμικά μονωμένων κτιρίων (Sarlis and Constantinou, 2010).

4.9 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- Abali, E., and Uckan, E. (2010). Parametric analysis of liquid storage tanks base isolated by curved surface sliding bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 21-31.
- Anajafi, H., Medina, R.A., and Santini-Bell, E. (2020). Effects of the improper modeling of viscous damping on the first-mode and higher-mode dominated responses of base-isolated buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 49(1), 51-73.
- Aschheim, M., Hernandez-Montes, E., and Vamvatsikos, D. (2019). Design of reinforced concrete buildings for seismic performance: practical, deterministic and probabilistic approaches. CRC Press, Boca Raton.

- Bagheri, S., and Farajian, M. (2016). The effects of input earthquake characteristics on the nonlinear dynamic behavior of FPS isolated liquid storage tanks. *Journal of Vibration and Control*, 24(7), 1264-1282.
- Bakalis, K., Fragiadakis, M., and Vamvatsikos, D. (2017). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 04016199.
- Bakalis, K., Vamvatsikos, D., and Fragiadakis, M. (2015). Seismic fragility assessment of steel liquid storage tanks. *Proceedings of the ASME 2015 Pressure Vessels and Piping Conference*, Boston, Massachusetts, USA, 19-23 July, 2015.
- Baker, J.W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Becker, T.C., and Mahin, S.A. (2012). Experimental and analytical study of the bi-directional behavior of the triple friction pendulum isolator. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, 355-373.
- Billah, A.H.M.M., and Alam, M.S. (2015). Seismic fragility assessment of concrete bridge pier reinforced with superelastic shape memory alloy. *Earthquake Spectra*, 31(3), 1515-1541.
- Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Davaine, L., Denton, S., Feldmann, M., Frank, R., Hanswille, G., Hensen, W., Kolas, B., Malakatas, N., Mancini, G., Ortega, M., Raoul, J., Sedlacek, G., and Tsionis, G. (2012). Bridge design to Eurocodes - Worked examples. JRC Scientific and Technical Reports, EUR 25193 EN-2012.
- Buratti, N., and Tavano, M. (2014). Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 43, 1-21.
- Calvi, P.M., and Calvi, G.M. (2018). Historical development of friction-based seismic isolation systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 106, 14-30.
- Caprinuzzi, S., and Dolsek, M. (2021). Seismic performance assessment of non-code-conforming and code-conforming supporting structures of elevated tanks using conventional and risk-based decision models. *Engineering Structures*, 227, 111469.

- Caprinuzzi, S., Paolacci, F., and Dolsek, M. (2020). Seismic risk assessment of liquid overtopping in a steel storage tank equipped with a single deck floating roof. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 104269.
- Casarotti, C. (2004). Bridge isolation and dissipation devices: state of the art review of seismic response and modelling of modern seismic isolation and dissipation devices. Master thesis. Rose School, Università degli Studi de Pavia, Istituto Universitario di Studi Superiori.
- CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- CEN (2006). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Charney, F.A. (2008). Unintended consequences of modeling damping in structures. *Journal of Structural Engineering*, 134(4), 581-592.
- Compagnoni, M.E., Curadelli, O., and Ambrosini, D. (2018). Experimental study on the seismic response of liquid storage tanks with sliding concave bearings. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 55, 1-9.
- Constantinou, M., Mokha, A., and Reinhorn, A. (1990). Teflon bearings in base isolation. II: Modelling. *Journal of Structural Engineering*, 116, 455-474.
- Constantinou, M.C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., and Lay, R.A.E. (2011). LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators. Report No. MCEER-11-0004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, New York, NY, USA.
- Constantinou, M.C., Whittaker, A.S., Kalpakidis, Y., Fenz, D.M., and Warn, G.P. (2007). Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading. Report No. MCEER-07-0012, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University of Buffalo, New York, NY, YSA.
- Cortes, G., and Prinz, G.S. (2016). Seismic fragility analysis of large unanchored steel tanks considering local instability and fatigue damage. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(3), 1279-1295.

- CSI Computers and Structures Inc. (2017). SAP2000 Version 20. Integrated software for structural analysis and design, Analysis Reference Manual, Berkeley, CA.
- D' Amico, M., and Buratti, N. (2019). Observational seismic fragility curves for steel cylindrical tanks. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 141(1), 010904.
- Dao, N.D., and Ryan, K.L. (2013). Computational simulation of a full-scale, fixed-base, and base-isolated steel moment frame building tested at E-Defense. *Journal of Structural Engineering*, 140(8), A4014005.
- Dao, N.D., Ryan, K.L., and Nguyen-Van, H. (2015). Evaluating simplified models in predicting global seismic responses of a shake table-test buildings isolated by triple friction pendulum bearings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2019, 1-17.
- Eidinger, J.M., Avila, E.A., Ballantyne, D., Cheng, L., der Kiureghian, A., Maison, B.F., O'Rourke, T.D., and Power, M. (2001). Seismic fragility formulations for water systems, Part 1 – Guidelines. American Lifelines Alliance.
- EPS (2011). Earthquake Protection Systems. Available online: www.earthquakeprotection.com (older version)
- EPS (2019). Earthquake Protection Systems. Available online: www.earthquakeprotection.com, (Accessed March 2019).
- Fenz, D.M., and Constantinou, M.C. (2006). Behavior of the double concave friction pendulum bearing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(11), 1403-1424.
- Fenz, D.M., and Constantinou, M.C. (2008). Development, implementation and verification of dynamic analysis models for multi-spherical sliding bearings. Technical Report MCEER-08-0018, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.
- Ferraioli, M., and Mandara, A. (2016). Base isolation for seismic retrofitting of a multiple building structure: evaluation of equivalent linearization method. *Mathematical Problems in Engineering*, Vol. 2016, Article ID 8934106, 17 Pages.
- Fu, F. (2015). *Advances modelling techniques in structural design*. 1st edition, John Wiley and Sons, Ltd.
- Gregoriu, M., and Radu, A. (2020). Are seismic fragility curves fragile? *Probabilistic Engineering Mechanics*, 103115.

- Hall, J.F. (1999). Discussion of the role of damping in seismic isolation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(12), 1717-1720.
- Hall, J.F. (2006). Problems encountered from the use (or misuse) of Rayleigh damping. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(5), 525-545.
- Haroun, M.A. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11(2), 179-206.
- Haroun, M.A., and Housner, G.W. (1981). Seismic design of liquid storage tanks. *Journal of the Technical Councils of ASCE*, 107, 191-207.
- Haroun, M.A., and Tayel, M.A. (1985). Response of tanks to vertical seismic excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13, 583-595.
- Housner, G.W. (1963). The dynamic behavior of water tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381-389.
- Ibrahim, R.A. (2005). *Liquid sloshing dynamics-theory and applications*. Cambridge University Press.
- Imran, I., Siringoringo, D.M., and Michael, J. (2021). Seismic performance of reinforced concrete buildings with double concave friction pendulum base isolation system: case study of design by Indonesian code. *Structures*, 34, 462-478
- Jadhav, M.B., and Jangid, R.S. (2004). Response of base-isolated liquid storage tanks. *Shock and Vibration*, 11(1), 33-45.
- Kasalanati, A., and Constantinou, M.C. (1999). Experimental study of bridge elastomeric and other isolation and energy dissipation systems with emphasis on uplift prevention and high velocity near source seismic excitation. Technical Report, MCEER-99-0004, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, Buffalo, NY, USA.
- Kazantzi, A.K., and Vamvatsikos, D. (2020). Practical performance-based design of friction pendulum bearings for a seismically isolated steel top story spanning two RC towers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s10518-020-01011-x>
- Keikha, H., and Amiri, G.G. (2019). Seismic performance assessment of quintuple friction pendulum isolator with a focus on frictional behavior impressionability from velocity and temperature. *Journal of Earthquake Engineering*, 0(0), 1-40.

- Keikha, H., and Amiri, G.G. (2021). Developing a simplified method for analysis and design of isolated structures with the novel quintuple friction pendulum system under bidirectional near-field excitations. *Journal of Vibration and Control*, 0(0), 1-13.
- Kelly, J.M. (1997). *Earthquake-resistant design with rubber*, 2nd edn. Springer-Verlag.
- Kelly, J.M. (1999). The role of damping in seismic isolation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(1), 3-20.
- Kelly, J.M., and Constantinidis, D.A. (2011). *Mechanics of rubber bearings for seismic and vibration isolation*. John Wiley and Sons, Ltd. Chistester, UK.
- Kim, J.S., Jung, J.P., Moon, J.H., Lee, T.H., Kim, J.H., and Ham, T.S. (2019). Seismic fragility analysis of base-isolated LNG storage tank for selecting optimum friction material of friction pendulum system. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 13(2), 1950010.
- Kitayama, S., and Constantinou, M.C. (2019). Probabilistic seismic performance assessment of seismically isolated buildings designed by the procedures of ASCE/SEI 7 and other enhanced criteria. *Engineering Structures*, 179, 566-582.
- Kitayama, S., Constantinou, M.C., and Lee, D. (2016). Procedures and results of assessment of seismic performance of seismically isolated electrical transformers with due consideration for vertical isolation and vertical ground motion effects. Technical Report No MCEER-16-0010, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, New York, NY, USA.
- Kitayama, S., and Constantinou, M.C. (2018). Collapse performance of seismically isolated buildings designed by the procedures of ASCE/SEI 7. *Engineering Structures*, 164, 243-258.
- Koh, H. M. (1997). Progress of applications, new projects, R&D and development of design rules for base isolation of civil buildings, bridges and nuclear and non-nuclear plants in Korea, Int. PostSMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Seismic Vibrations of Structures, Taormina, Italy, August 25-27, 1997.
- Lee, D., and Constantinou, M.C. (2016). Quintuple friction pendulum isolator: behavior, modeling and validation. *Earthquake Spectra*, 32(3), 1607-1626.

- Lee, S., Kim, B., and Lee, Y.-J. (2019). Seismic fragility analysis of steel liquid storage tanks using earthquake ground motions recorded in Korea. *Mathematical Problems in Engineering*, Article ID 6190159, 15 pages.
- Leger, P., Wilson, E.L., and Clough, R.W. (1986). The use of load dependent vectors for dynamic and earthquake analyses. Report UCB/EERC-86/04, University of California Berkeley, CA, USA.
- Loghman, V., Khoshnoudian, F., and Banazadeh, M. (2015). Effect of vertical component of earthquake on seismic responses of triple concave friction pendulum base-isolated structures. *Journal of Vibration and Control*, 21(11), 2099-2113.
- Low, S.S., and Zayas, V.A. (1990). Design example using the SEAONC tentative seismic isolation design requirements for the FPS isolation system. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Richmond, CA, USA.
- Malhotra, P.K., and Veletsos, A.S. (1994). Uplifting response of unanchored liquid-storage tanks. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(12), 3525-3547.
- Malhotra, P.K. (1997). New method for seismic isolation of liquid-storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 839-847.
- Malhotra, P.K., Wenk, T., and Wieland, M. (2000). Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks. *Structural Engineering International*, 10, 197-201.
- Marioni, A. (1998). The use of high damping rubber bearings for the protection of the structures from the seismic risk. In: *Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Lisboa, LNEC, 25-28 de Novembro de 1998.
- Mayorga, S.Z., Sanchez-Silva, M., Olivar, O.J.R., and Giraldo, F.M. (2019). Development of parametric fragility curves for storage tanks: a natech approach. *Reliability Engineering and System Safety*, 189, 1-10.
- Moeindarbari, H., Malekzadeh, M., and Taghkikhany, T. (2014). Probabilistic analysis of seismically isolated elevated liquid storage tank using multi-phase friction bearing. *Earthquakes and Structures*, 6(1), 111-125.
- Mokha, A., Constantinou, M.C., Reinhorn, A.M., and Zayas, V. (1991). Experimental study of friction pendulum isolation system. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(4), 1201-1217.

- Morgan, T.A., and Mahin, S.A. (2010). Achieving reliable seismic performance enhancement using multi-stage friction pendulum isolators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(13), 1443-1461.
- Morgan, T.A., and Mahin, S.A. (2011). The use of innovative base isolation systems to achieve complex seismic performance objectives. Report No. PEER-2011/06, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Nabid, N., Hajirasouliha, I., and Petkovski, M. (2018). Performance-based optimisation of RC frames with friction wall dampers using a low-cost optimisation method. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(10), 5017-5040.
- Nagarajaiah, S., and Ferrell, K. (1999). Stability of elastomeric seismic isolation bearings. *Journal of Structural Engineering*, 125(9), 946-954.
- Nikoomanesh, M.R., Moeini, M., and Goudarzi, M.A. (2019). An innovative isolation system for improving the seismic behavior of liquid storage tanks. *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 173, 1-10.
- O' Rourke, M.J., and So, P. (2000). Seismic fragility curves for on-grade steel tanks. *Earthquake Spectra*, 16(4), 801-815.
- Oikonomou, K., Constantinou, M.C., Reinhorn, A.M., and Kempner Jr, L. (2016). Seismic isolation of high voltage electrical power transformers. Technical Report No MCEER-16-0006, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, New York, NY, USA.
- Panchal, V.R., and Jangid, R.S. (2012). Behaviour of liquid storage tanks with VCFPS under near-fault ground motions. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(1), 71-88.
- Panchal, V.R., and Soni, D.P. (2014). Seismic behavior of isolated fluid storage tanks: a state-of-the-art review. *KSCE Journal of Structural Engineering*, 18(4), 1097-1104.
- Pant, D.R., Wijeyewickrema, A.C., and El Gawady, M.A. (2013). Appropriate viscous damping for nonlinear time-history analysis of base-isolated reinforced concrete buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42(15), 2321-2339.
- Paolacci, F. (2015). On the effectiveness of two isolation systems for seismic protection of elevated tanks. *Journal of Pressure Vessels Technology*, 137(3), article 031801.

- Paolacci, F., Giannini, R., and De Angelis, M. (2013). Seismic response mitigation of chemical plant components by passive control techniques. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 26, 924-935.
- Phan, H.N., Paolacci, F., Corritore, D., Akbas, B., Uckan, E., and Shen, J.J. (2016). Seismic vulnerability mitigation of liquefied gas tanks using concave sliding bearings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(11), 3283-3299.
- Phan, H.N., Paolacci, F., Di Fillipo, R., and Bursi, O.S. (2020). Seismic vulnerability of above-ground storage tanks with unanchored support conditions for Na-tech risks based on Gaussian process regression. *Bulletin of Earthquake Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10518-020-00960-7>
- Pigouni, A.E., Castellano, M.G., Infanti, S., and Colato, G.P. (2020). Full-scale dynamic testing of pendulum isolators (curved surface sliders). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 130, 105983.
- Pranesh, M., and Sinha, R. (2000). VFPI: an isolation device for aseismic design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(5), 603-627.
- Rawat, A., Matsagar, V.A., and Nagpal, A.K. (2019). Numerical study of base-isolation cylindrical liquid storage tanks using coupled acoustic-structural approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 196-219.
- Rawat, A., and Matsagar, V. (2021). An oblate spheroid base isolator and floating surface diaphragm for seismic protection of liquid storage tank. *Journal of Earthquake Engineering*, <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1875939>
- Razzaghi, M.S., and Eshghi, S. (2014). Probabilistic seismic safety evaluation of precode cylindrical oil tanks. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 29(6), 04014170.
- Ryan, K.L., and Dao, N.D. (2015). Influence of vertical ground shaking on horizontal response of seismically isolated buildings with friction bearings. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 04015089-3.
- Ryan, K.L., and Polanco, J. (2008). Problems with Rayleigh damping in base-isolated buildings. *Journal of Structural Engineering*, 134(11), 1780-1784.
- Ryan, K.L., Soroushian, S., Maragakis, E., Sato, E., Sasaki, T., and Okazaki, T. (2016). Seismic simulation of an integrated ceiling-partition wall-piping system at E-defense. I: three-

- dimensional structural response and base isolation. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 142, 04015130.
- Saha, S.K., Matsagar, V., and Chakraborty, S. (2016). Uncertainty quantification and seismic fragility of base-isolated liquid storage tanks using response surface models. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 43, 20-35.
- Saitta, F., Clemente, P., Buffarini, G., Bongiovanni, G., Salvatori, A., and Grossi, C. (2018). Base isolation of buildings with curved surface sliders: basic design criteria and critical issues. *Advances in Civil Engineering*, 2018, Article ID 1569683, 14 pages.
- Salzano, E., Iervolino, I., and Fabbrocino, G. (2003). Seismic risk of atmospheric storage tanks in the framework of quantitative risk analysis. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 16, 403-409.
- Sarlis, A.A., and Constantinou, M.C. (2010). Modeling of triple friction pendulum isolators in program SAP2000. Supplement to MCEER Report 05-009, document distributed to the engineering community together with executable version of program and example files. University at Buffalo.
- Seleemah, A.A., and El-Sharkawy, M. (2011). Seismic analysis and modeling of isolated elevated liquid storage tanks. *Earthquakes and Structures*, 2(4), 397-412.
- Shang, J., Tan, P., Han, J., Zhang, Y., and Li, Y. (2022). Performance of seismically isolated buildings with variable friction pendulum bearings under near-fault motions. *Journal of Building Engineering*, 45, 103584.
- Shao, B., Mahin, S.A., and Zayas, V. (2019). Achieving targeted levels of reliability for low-rise seismically isolated structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 125, 105744.
- Sodha, A., Vasanwala, S.A., and Soni, D. (2019). Probabilistic evaluation of seismically isolated building using quintuple friction pendulum isolator. In: *Advances in Intelligent Systems and Computing* 757, Deb, D. et al. (eds.). Springer Nature Singapore Pte Ltd.
- Sodha, A.H., Soni, D.P., Desai, M.K., and Kumar, S. (2017). Behavior of quintuple friction pendulum system under near-fault earthquakes. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 12(1), 1750017 (23 pages).

- Sommerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S., and Sun, J. (1997). Development of ground motion time histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project. NISEE Report: SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, Sacramento, CA, USA.
- Soni, D.P., Mistry, P.P., Jangid, R.S., and Panchal, V.R. (2011). Seismic response of the double variable frequency pendulum isolator. *Structural Control and Health Monitoring*, 18(4), 450-470.
- Tajirian, F.F. (1998). Base isolation design for civil components and civil structures. In: Sristava, N.K. (Ed.), *Structural engineering worldwide 1998: Proceedings of the Structural Engineers World Congress (San Francisco)*, Amsterdam, Elsevier.
- Tsai, C., Chen, B.J., Pong, W., and Chiang, T.C. (2004). Interactive behavior of structures with multiple friction pendulum isolation system and unbounded foundations. *Advances in Structural Engineering*, 7, 539-551.
- Tsai, C., Chiang, T.C., and Chen, B.J. (2005). Experimental evaluation of piecewise exact solution for predicting seismic responses of spherical sliding type isolated structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34(9), 1027-1046.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2017a). Seismic vulnerability assessment of base-isolated liquid fuels tanks. *Proceedings of the 12th International Conference on Structural Safety and Reliability*, 6-10 August 2017, Vienna, Austria.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2018). Seismic vulnerability assessment of liquid storage tanks isolated by sliding-based systems. *Special Issue on Advances in Seismic Performance Assessment and Improvement of Structures, Advances in Civil Engineering*, Vol. 2018, Article ID 5304245, 14 pages.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2019). Impact of damping modeling on the seismic response of base-isolated liquid storage tanks. *Invited paper for Special Issue: "Seismic Analysis and Design of Special, Complex and Irregular Structures"*, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 281-292.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Wang, Y.P., Teng, M.C., and Chung, K.W. (2001). Seismic isolation of rigid cylindrical tanks using friction pendulum bearings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30(7), 1083-1099.

- Weng, D., Zhang, R., and Ren, X. (2011). The seismic response analysis of LNG storage tank isolated by multiple friction pendulum system. Proceedings of the ASME 2011 Pressure Vessels and Piping Division Conference, July 17-21, Baltimore, Maryland, USA.
- Wilson, E. (2004). Static and dynamic analysis of structures. Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.
- Wilson, E.L. (2002). Three-dimensional static and dynamic analysis of structures – a physical approach with emphasis on earthquake engineering. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA.
- Zareian, F., and Krawinkler, H. (2009). Simplified performance-based earthquake engineering. Report No. 169. John A. Blume Earthquake Engineering Research Center, Department of civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- Zayas, V.A., and Low, S.S. (1995). Application of seismic isolation to industrial tanks. Seismic Shock and Vibration Isolation, ASME PVP 319, 273-288.
- Zayas, V.A., Low, S.S., and Mahin, S.A. (1987). The FPS earthquake resisting system – experimental report. Report No. UCB/EERC-8701, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.
- Zhao, Z., Lu, X., Guo, Y., and Zhao, X. (2020). Seismic fragility assessment of base-isolated steel water storage tank. Shock and Vibration, Vol. 2020, Article ID 8835943, 13 pages.
- Τσιπιανίτης, Α., Τσομπανάκης, Γ., (2017). Σεισμική τρωτότητα δεξαμενών αποθήκευσης υγρών σεισμικά μονωμένων με εφέδρανα εκκρεμούς ολίσθησης. Ημερίδα ETAM: Η Αντισεισμική Μηχανική μέσα από την επιστημονική ματιά Νέων Ερευνητών και Μηχανικών, 3 Νοεμβρίου 2017, Αθήνα.

ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΕΤΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗ

5.1 ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΠΡΟΣΘΕΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Όταν οι δεξαμενές είναι κατασκευασμένες κοντά σε ρήγματα που δίνουν σεισμικές διεγέρσεις με μεγάλα πλάτη, τότε είναι πολύ πιθανό το σύστημα σεισμικής μόνωσης να μην μπορεί να αναλάβει τις επιβαλλόμενες μετακινήσεις εξαιτίας του ειδικού συχνοτικού περιεχομένου των εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου (Mehrparvar and Khoshnoudian, 2012). Ειδικότερα, οι Uckan et al. (2018) εξέτασαν την απόκριση δεξαμενών με σεισμική μόνωση υπό διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Σύμφωνα με τα ευρήματα, ο λόγος λυγηρότητας επηρέασε την τέμνουσα βάσης, καθώς και τις μετακινήσεις του κυματισμού στην επιφάνεια του υγρού.

Πιο συγκεκριμένα, οι παλμοί ταχυτήτων με μεγάλο πλάτος (περίπου 60 cm/sec ή μεγαλύτερη) και μεγάλη περίοδο (περίπου 2-4 sec) που παρατηρούνται σε τέτοιες καταγραφές, μπορεί να ταυτιστούν με τις περιόδους σεισμικής μόνωσης σε δεξαμενές σε αυτό το εύρος (περίπου 2-4sec) ή και με τις ιδιοπερίόδους της κυκλοφορούσας συνιστώσας που σχετίζεται με τον κυματισμό (Makris, 1997; Hall, 1998; Sommerville and Graves, 2008). Συνεπώς, μπορεί να προκληθούν μεγάλες μετακινήσεις στους μονωτήρες ή έντονα φαινόμενα κυματισμού, με αποτέλεσμα τη πιθανή αστοχία των εφεδράνων ή την υπερχείλιση του υγρού περιεχομένου, αντίστοιχα.

Μια λύση σε αυτό το πρόβλημα είναι ο σχεδιασμός εφεδράνων σεισμικής μόνωσης με μεγάλες διαστάσεις (Wu and Ou, 2020; Shang et al., 2022) με σκοπό να μπορούν να αναλάβουν τις υψηλές απαιτήσεις μετακινήσεων, το οποίο όμως τις περισσότερες φορές δεν είναι αποτελεσματικό από πρακτικής και οικονομικής πλευράς (Morgan and Mahin, 2010). Ειδικά για τα εφέδρανα SFPB, η δομική δυσκαμψία και η δύναμη επαναφοράς σχετίζονται δυσμενώς με την ακτίνα καμπυλότητας. Συνεπώς, οι μεγάλες τιμές ακτίνας μπορούν να μειώσουν σημαντικά τη δομική δυσκαμψία και να επιμηκύνουν την περίοδο ταλάντωσης. Αντιθέτως, η

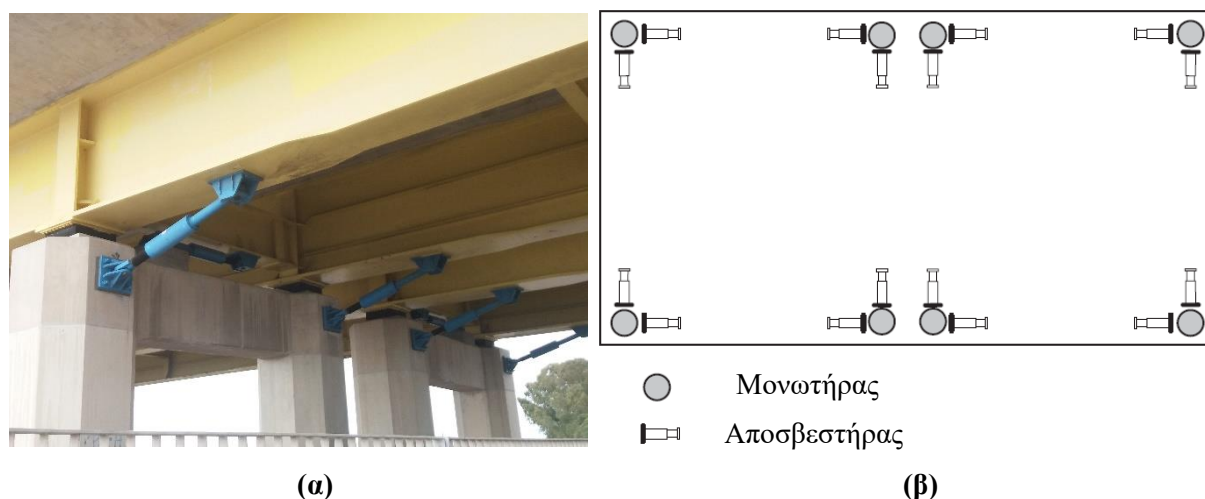
μικρότερη δύναμη επαναφοράς με μεγάλη ακτίνα συντελούν στη μέγιστη μετακίνηση στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, το οποίο μπορεί να οδηγήσει σε δυναμική αστάθεια και, τελικώς, στην αστοχία της ανωδομής (Chen and Xiong, 2022). Κατά συνέπεια, μίαν άλλη λύση είναι η εφαρμογή μιας υβριδικής προσέγγισης αναφορικά με το σύστημα της σεισμικής μόνωσης, όπου χρησιμοποιούνται ελαστομερή ή εφέδρανα τριβής σε συνδυασμό με πρόσθετες διατάξεις παθητικής διάδοσης ενέργειας (π.χ., αποσβεστήρες τριβής, ιξωδοελαστικοί αποσβεστήρες, αποσβεστήρες ιξώδους ρευστού, κλπ.) (Maleki and Ziyaeifar, 2007) ή διατάξεις αρνητικής δυσκαμψίας (Nepal and Saitoh, 2020).

Επιπλέον, στην Ιαπωνία αναπτύχθηκε η στρατηγική σχεδιασμού “Menshin” για γέφυρες (Constantinou et al., 1998). Συγκεκριμένα, η μέθοδος αυτή χρησιμοποιεί τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης ως διατάξεις ελέγχου διάδοσης ενέργειας και διανομής των οριζόντιων δυνάμεων, παρά σαν στοιχεία τα οποία είχαν ως πρωταρχικό στόχο την επιμήκυνση της περιόδου. Οι Ιάπωνες μηχανικοί εγκατέστησαν δύσκαμπτα ελαστομερή εφέδρανα με περίοδο περίπου 1.0 sec, και εκμεταλλεύτηκαν την ικανότητα διάδοσης ενέργειας με στόχο τη μείωση των αποκρίσεων σε όρους μετακινήσεων και επιταχύνσεων.

Σύμφωνα με τους Constantinou et al. (1998), λόγω των καταγραφών των ζημιών κατά τους σεισμούς κοντινού πεδίου Northridge (1994) και Kobe (1995), οι μηχανικοί υιοθέτησαν συστήματα σεισμικής μόνωσης με πρόσθετη απόσβεση σε μια προσπάθεια αντιμετώπισης των φαινομένων αυτών. Με αυτόν τον τρόπο, ο σχεδιασμός του συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι πιο οικονομικά εφικτός, ενώ η σεισμική απόκριση της ανωδομής παρουσιάζει σημαντική βελτίωση (Lu et al., 2013). Ο κύριος σκοπός της πρόσθετης απόσβεσης είναι η ενίσχυση της απόσβεσης ενέργειας του δομικού συστήματος. Ένα σημαντικό χαρακτηριστικό των ιξώδων αποσβεστήρων που χρησιμοποιούνται στην παρούσα διερεύνηση, είναι ότι οι δυνάμεις απόσβεσης βρίσκονται εκτός φάσης με τις μεταφορικές δυνάμεις της κατασκευής (Constantinou et al., 1998). Συνεπώς, τα σεισμικά φορτία δεν παράγουν αυξημένες δυνάμεις για ένα ικανό επίπεδο δομικής παραμόρφωσης (Lago et al., 2019). Συνεπώς, η σεισμική συμπεριφορά σημαντικών κτιρίων (π.χ., μουσείων, νοσοκομείων, συνεδριακών κέντρων, κλπ.) και υποδομών (π.χ., γεφυρών, δεξαμενών αποθήκευσης υγρών) μπορεί να βελτιωθεί αρκετά συνδυάζοντας τους μονωτήρες με ιξώδεις αποσβεστήρες.

Όπως φαίνεται στην Εικόνα 5.1.α από τη γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου, οι υβριδικές τεχνικές σεισμικής μόνωσης με πρόσθετους ιξώδεις αποσβεστήρες χρησιμοποιούνται σε παράλληλη διάταξη με τους μονωτήρες, κάτι που αποδεικνύει την πρακτική εφαρμογή των μεθόδων αυτών

για τη βέλτιστη προστασία διαφόρων τύπων κατασκευών. Αρκετές μελέτες έχουν διερευνήσει την εγκατάσταση πρόσθετων αποσβεστήρων παράλληλα με τα εφένδρανα (π.χ., Youssef, 2001; Taylor, 2002), όπου χρησιμοποιείται ίδιος αριθμός μονωτήρων και αποσβεστήρων. Ειδικότερα, οι Lafontaine et al. (2009) εξέτασαν την πρόσθετη απόσβεση σε σεισμικά μονωμένο κτίριο χρησιμοποιώντας τον ίδιο αριθμό μονωτήρων και μαγνητορεολογικών αποσβεστήρων σε κάθε διεύθυνση (Εικόνα 5.1.β). Επιπροσθέτως, κτίρια πραγματικής κλίμακας στο πανεπιστήμιο Tohoku χρησιμοποίησαν έξι ελαστομερή εφένδρανα σε συνδυασμό με έξι ιξώδεις αποσβεστήρες σε κάθε διεύθυνση (Kaneko et al., 1990). Αναφορικά με τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, η Εικόνα 5.2 παρουσιάζει μια από τις εξεταζόμενες διατάξεις στην πειραματική μελέτη των Castellano et al. (2000), στην οποία το υβριδικό σύστημα αποτελείται από τέσσερα ελαστομερή εφένδρανα και τέσσερις υστερητικούς αποσβεστήρες.



Εικόνα 5.1. (α) Πρόσθετοι ιξώδεις αποσβεστήρες σε παράλληλη διάταξη με κάθε μονωτήρα στη γέφυρα Ρίου-Αντιρρίου (φωτογραφία του συγγραφέα), και (β) διάταξη του υβριδικού συστήματος σεισμικής μόνωσης (Lafontaine et al., 2009).

Συνεπώς, στο παρόν κεφάλαιο θα διεξαχθεί ενδελεχής μελέτη σεισμικής τρωτότητας κυλινδρικών δεξαμενών χάλυβα που εδράζονται σε ένα υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης, που αποτελείται από εφένδρανα SFPB και γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Η αστοχία του συστήματος αξιολογείται μέσω καμπυλών τρωτότητας των μονωτήρων, αφού οι γραμμικοί ιξώδεις αποσβεστήρες που έχουν επιλεγεί στην παρούσα διερεύνηση δεν υπερβαίνουν τη μέγιστη ικανότητα δύναμης. Λόγω του ειδικού συχνотικού περιεχομένου των σεισμών κοντινού πεδίου, η απαίτηση μετακινήσεων των εφένδρων είναι εξαιρετικά υψηλή (Providakis, 2009; Mazza and Vulcano, 2009), γεγονός που μπορεί να καταστήσει αδύνατη την ανάληψη των μετακινήσεων από τα εφένδρανα σεισμικής μόνωσης (Mehrparvar and Khoshnoudian, 2012). Για αυτόν τον λόγο, εγκαθίστανται πρόσθετοι γραμμικοί ιξώδεις

αποσβεστήρες σε παράλληλη διάταξη με τα εφέδρανα στη βάση των υπό εξέταση δεξαμενών. Συνεπώς, οι απαιτήσεις των μεγάλων μετακινήσεων για τα εφέδρανα μπορούν να μειωθούν δραστικά, ενώ μπορεί να επιτευχθεί ένας πιο αποτελεσματικός σχεδιασμός τους.



Εικόνα 5.2. Πειραματική διάταξη σεισμικά μονωμένης δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου με πρόσθετη απόσβεση (Castellano et al., 2000).

5.2 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΠΡΟΣΘΕΤΗΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ ΚΑΙ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Κατά τα πρόσφατα χρόνια, έχουν γίνει αρκετές μελέτες σχετικά με την επιρροή της πρόσθετης απόσβεσης στην απόκριση σεισμικά μονωμένων κατασκευών. Διάφοροι ερευνητές έχουν εξετάσει τη σεισμική συμπεριφορά κατασκευών που χρησιμοποιούν ένα υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης (π.χ., ελαστομερή ή εφέδρανα τριβής σε συνδυασμό με πρόσθετους ιξώδεις αποσβεστήρες). Οι Chang et al. (2002) εξέτασαν τη συμπεριφορά υβριδικών συστημάτων σεισμικής μόνωσης εφαρμόζοντας αναλυτικές και πειραματικές μεθόδους. Πιο συγκεκριμένα, τα πειραματικά προσομοιώματα με εφέδρανα πυρήνα μολύβδου και μονής καμπύλης επιφάνειας τριβής ήταν εξοπλισμένα με πρόσθετους ιξώδεις αποσβεστήρες. Τα ευρήματα αυτής της διερεύνησης έδειξαν ότι η πρόσθετη ιξώδης απόσβεση είχε θετικά αποτελέσματα, ενώ οι μετακινήσεις της ανωδομής είχαν μειωθεί σημαντικά λόγω του υβριδικού συστήματος σεισμικής μόνωσης.

Η μελέτη των He and Agrawal (2008) πρότεινε ένα απλό αναλυτικό προσομοίωμα για παλμούς ταχυτήτων μεγάλων περιόδων. Η περίοδος των παλμών, ο συντελεστής απόσβεσης, και παράμετροι σχετικά με το είδους των παλμών των εδαφικών κινήσεων, αποτέλεσαν τα αντικείμενα μελέτης της διερεύνησης αυτής. Για την καλύτερη απεικόνιση της σπουδαιότητας των προτεινόμενων προσομοιωμάτων, χρησιμοποιήθηκε μια γραμμικώς σεισμικά μονωμένη

κατασκευή και μια καλωδιωτή γέφυρα, όπου και στις δύο περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκε πρόσθετη απόσβεση. Τα συμπεράσματα της έρευνας αυτής κατέληξαν στο ότι η πρόσθετη ιξώδης απόσβεση βελτίωσε σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά των ανωδομών, όταν η περίοδος των παλμών προσέγγιζε την ιδιοπερίοδο των εξεταζόμενων κατασκευών.

Οι Sorace and Terenzi (2008) παρουσίασαν πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα για ένα σεισμικά μονωμένο κτίριο με πρόσθετη απόσβεση. Αρχικά, εφαρμόστηκε μια διαδικασία προκαταρκτικού σχεδιασμού για τον καθορισμό των μηχανικών παραμέτρων των ελατηρίων-αποσβεστήρων. Στη συνέχεια, διεξήχθησαν μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις επαλήθευσης στο δομικό προσομοίωμα του κτιρίου, καθώς και μια σειρά μετέπειτα ελέγχων της ανωδομής και της συμπεριφοράς του συστήματος. Τα ευρήματα έδειξαν ότι οι μετακινήσεις ήταν σαφώς χαμηλότερες, ενώ επετεύχθη οικονομικότερος σχεδιασμός συγκριτικά με το πακτωμένο κτίριο.

Ο Providakis (2008) εξέτασε την επιρροή των ελαστομερών μονωτήρων με πυρήνα μολύβδου σε σεισμικά μονωμένες κατασκευές που υπόκεινται σε διεγέρσεις μακρινού και κοντινού πεδίου. Ειδικότερα, χρησιμοποιήθηκαν δύο κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα για τη διερεύνηση της επιρροής της πρόσθετης απόσβεσης στις μετακινήσεις της βάσης και της ανωδομής. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι υψηλές τιμές πρόσθετης απόσβεσης σε σεισμικά μονωμένα κτίρια μπορεί να αποβούν δυσμενείς για τη σεισμική απόκριση της κατασκευής. Μια επέκταση της προηγούμενης έρευνας διεξήχθη από τον ίδιο συγγραφέα, η οποία σχετιζόταν με την επιρροή της πρόσθετης απόσβεσης σε κτίρια με εφέδρανα LRB και SFPB, τα οποία ήταν σε παράλληλη διάταξη με ιξώδεις αποσβεστήρες (Providakis, 2009). Επιπλέον, χρησιμοποιήθηκαν σεισμοί μακρινού και κοντινού πεδίου. Τα ευρήματα έδειξαν ότι η εφαρμογή πρόσθετης απόσβεσης σε ποσοστό μέχρι 20%, μείωσε τις απόλυτες τιμές επιταχύνσεων των ορόφων και τις μετακινήσεις των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης.

Μια παρόμοια έρευνα διεξήχθη από τους Mazza and Vulcano (2009), όπου μελετήθηκε η απόκριση σεισμικά μονωμένων πλαισιακών κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με πρόσθετη απόσβεση. Στόχος ήταν η ανάλυση της επίδρασης της πρόσθετης απόσβεσης για την αποφυγή του σχεδιασμού μεγάλων μονωτήρων λόγω εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου. Έγινε προσομοίωση πενταόροφων πλαισίων από οπλισμένο σκυρόδεμα με ελαστομερή εφέδρανα υψηλής απόσβεσης, σε συνδυασμό με ιξώδεις αποσβεστήρες. Σύμφωνα με τα συμπεράσματα της μελέτης αυτής, η προσθήκη ιξώδους απόσβεσης αποδείχθηκε σημαντική για τον έλεγχο

των μετακινήσεων των μονωτήρων. Επιπλέον, προτείνονται τα ποσοστά πρόσθετης απόσβεσης να κυμαίνονται μεταξύ 20% και 30% στην περίπτωση σεισμών κοντινού πεδίου.

Ο Ribakov (2010) εξέτασε ένα υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης με πρόσθετους παθητικούς αποσβεστήρες μεταβλητής τριβής, για την αποτελεσματική προστασία των κατασκευών έναντι καταγραφών κοντινού πεδίου. Ειδικότερα, προτάθηκε κατάλληλη μέθοδος για το προσδιορισμό των παραμέτρων για τους αποσβεστήρες μέσω τεχνητής καταγραφής εδαφικής κίνησης και ενός βέλτιστου αλγορίθμου ενεργού ελέγχου. Στη συνέχεια, διεξάγεται αριθμητική προσομοίωση επτάώροφης κατασκευής με το υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης. Τα ευρήματα έδειξαν ότι οι μέγιστες μετακινήσεις των μονωτήρων μειώθηκαν σημαντικά συγκριτικά με το συμβατικό σύστημα χωρίς τη παρουσία πρόσθετων αποσβεστήρων.

Ο Taflanidis (2011) παρουσίασε ένα πιθανοτικό πλαίσιο για τον βέλτιστο σχεδιασμό πρόσθετης απόσβεσης με σκοπό την ασφαλή συμπεριφορά σεισμικά μονωμένων γεφυρών υπό σεισμούς κοντινού πεδίου, χρησιμοποιώντας στοχαστική προσομοίωση. Επιπροσθέτως, έγινε διερεύνηση της σημασίας κάθε αβεβαιότητας για τις εξεταζόμενες παραμέτρους μέσω μιας αποτελεσματικής πιθανοτικής ανάλυσης ευαισθησίας. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι ο κίνδυνος μειώθηκε σημαντικά με την προσθήκη των αποσβεστήρων. Στη μελέτη των Lu et al. (2012), έγινε μια πειραματική διερεύνηση των μη-γραμμικών ιξωδοελαστικών αποσβεστήρων, βασισμένη στο γενικευμένο μοντέλο του Maxwell (Generalized Maxwell Model – GMM). Πιο συγκεκριμένα, το GMM έχει επαληθευτεί πειραματικά για την ακριβή προσομοίωση της υστερητικής συμπεριφοράς των αποσβεστήρων. Συνεπώς, αποδείχθηκε ότι είναι ακριβές αναφορικά με τις υστερητικές ιδιότητες του αποσβεστήρα που υπόκεινται σε ένα μεγάλο εύρος εδαφικών κινήσεων. Η πειραματική διάταξη που χρησιμοποίησε ιξώδη αποσβεστήρα σε συνδυασμό με εφέδρανα τριβής, έδειξε ότι η ποσότητα διάδοσης ενέργειας που παράχθηκε από τους αποσβεστήρες μπορεί να εκτιμηθεί αποτελεσματικά από τη μεθοδολογία GMM.

Μια πειραματική μελέτη της πρόσθετης ιξώδους απόσβεσης για κατασκευή με εφέδρανα τριβής ολίσθησης υπό σεισμούς κοντινού πεδίου διεξήχθη από τους Lu et al. (2013). Το πειραματικό προσομοίωμα αποτελούνταν από μια άκαμπτη κατασκευή σεισμικά μονωμένη με εφέδρανα τριβής, που ήταν σε παράλληλη διάταξη με ιξώδεις αποσβεστήρες στο επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Το σύστημα υπεβλήθη σε σεισμούς μακρινού και κοντινού πεδίου. Τα ευρήματα της διερεύνησης αυτής έδειξαν ότι η χρήση πρόσθετης απόσβεσης μείωσε σημαντικά τις μέγιστες μετακινήσεις των εφεδράνων τριβής. Επιπροσθέτως, προτάθηκε η εφαρμογή

γραμμικής ιξώδους απόσβεσης, επειδή η επιρροή της μη-γραμμικότητας του αποσβεστήρα δεν είναι σημαντική στην απόκριση του συστήματος.

Η εργασία των Wolff et al. (2015) εξέτασε την επιρροή της ιξώδους απόσβεσης στη σεισμική απόκριση κατασκευών με ελαστομερή εφέδρανα χαμηλής απόσβεσης (Low Damping Elastomeric – LDE) και εφέδρανα μονής καμπύλης επιφάνειας τριβής, με και χωρίς γραμμικούς και μη-γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Χρησιμοποιήθηκε ένα εύκαμπτο και δύσκαμπτο πλαίσιο, βασισμένο στα αποτελέσματα που αντλήθηκαν από ένα σύνολο 227 πειραμάτων που χρησιμοποιούν 14 καταγραφές μακρινού και κοντινού πεδίου. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η γραμμική ιξώδης απόσβεση ήταν περισσότερο αποδοτική όταν λαμβάνεται υπόψη ο περιορισμός των απαιτήσεων για τις μέγιστες μετακινήσεις. Μια συνδυαστική έρευνα που λάμβανε υπόψη μια πειραματική διάταξη και αριθμητική διερεύνηση διεξήχθη από τους Zhou and Chen (2017). Σε αυτήν την περίπτωση εξετάστηκε η επίδραση της πρόσθετης ιξώδους απόσβεσης σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα με εφέδρανα SFPB. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε ένα δεκαεξάοροφο πλαισιακό κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα με εφέδρανα SFPB για την εξέταση της απόκρισής του με και χωρίς πρόσθετη απόσβεση. Τα αποτελέσματα αυτής της εργασίας έδειξαν ότι η χρήση ιξώδων αποσβεστήρων δεν είχε σημαντική συνεισφορά στις μετακινήσεις των εφεδράνων όταν λαμβάνονται υπόψη σεισμοί χαμηλής έντασης. Αντίθετα, όταν οι σεισμοί ήταν ισχυροί θεωρήθηκε αναγκαίος ο έλεγχος των μετακινήσεων των μονωτήρων SFPB.

Η αποδοτικότητα των ιξώδων αποσβεστήρων αναφορικά με τα καθ' ύψος σεισμικά μονωμένα κτίρια μελετήθηκε από τους Liu et al. (2018). Στόχος αυτής της εργασίας ήταν η ενίσχυση της σεισμικής απόκρισης των καθ' ύψος σεισμικά μονωμένων κτιρίων, εγκαθιστώντας πρόσθετους ιξώδεις αποσβεστήρες και η εξέταση των βέλτιστων παραμέτρων τους. Τα ευρήματα αυτής της διερεύνησης έδειξαν ότι οι ιξώδεις αποσβεστήρες ήταν αρκετά αποτελεσματικοί, ενώ ο βαθμός γραμμικότητάς τους είχε άμεση σχέση με το συχνотικό περιεχόμενο των επιβαλλόμενων χρονοϊστοριών. Οι De Domenico et al. (2020) παρουσίασαν ένα προσαρμοστικό σύστημα σεισμικής μόνωσης που συνδυάζει εφέδρανα εκκρεμούς-ολίσθησης με χαμηλές τιμές τριβής και αποσβεστήρες κενού από ευφυή υλικά. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι το υβριδικό σύστημα διατηρεί τις μέγιστες μετακινήσεις εντός αποδεκτών ορίων. Επιπλέον, αποφεύχθηκαν δυσμενή αποτελέσματα, όπως οι μεγάλες επιταχύνσεις της κατασκευής.

Οι Li et al. (2021) σύγκριναν την επιρροή τριών διατάξεων: α) συντονισμένο ιξώδη αποσβεστήρα μάζας (tuned viscous mass damper), β) συντονισμένο αποσβεστήρα αδράνειας (tuned inerter damper), και γ) συντονισμένο αποσβεστήρα μάζας (tuned mass damper). Οι παράμετροι των διατάξεων αυτών βελτιστοποιήθηκαν με κατάλληλες μεθόδους βελτιστοποίησης, ενώ η ανωδομή προσομοιώθηκε μέσω μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι όλα τα βελτιστοποιημένα συστήματα ήταν αποτελεσματικά στη μείωση των δυναμικών καταπονήσεων της σεισμικά μονωμένης ανωδομής. Οι Chen and Xiong (2022) πρότειναν ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης από εφέδρανα SFPB και ιξώδεις αποσβεστήρες. Παρουσιάστηκαν οι εξισώσεις κίνησης αυτού του υβριδικού συστήματος, ενώ ακολούθησε η επαλήθευση της αποτελεσματικότητάς τους μέσω αριθμητικών αναλύσεων υπό σεισμικές διεγέρσεις. Στη συνέχεια, διεξήχθησαν λεπτομερείς παραμετρικές αναλύσεις για τη διερεύνηση της πιθανής επιρροής διαφόρων παραμέτρων, όπως η ακτίνα καμπυλότητας, ο συντελεστής απόσβεσης και ο παράγοντας ταχύτητας του ιξώδη αποσβεστήρα. Βάσει των αποτελεσμάτων, προτάθηκαν οι βέλτιστες παράμετροι σχεδιασμού του υβριδικού συστήματος σεισμικής μόνωσης και επαληθεύτηκαν μέσω αριθμητικών αναλύσεων λαμβάνοντας υπόψη καταγραφές μακρινού και κοντινού πεδίου.

Σχετικά με τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, οι Castellano et al. (2000) μελέτησαν ένα πειραματικό προσομοίωμα δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου με ελαστομερή εφέδρανα και υστερητικούς αποσβεστήρες από χάλυβα. Πιο συγκεκριμένα, η διάταξη αυτή εξετάστηκε για δύο διαφορετικές ελαστικές δυσκαμψίες και τιμές δύναμης διαρροής για τους αποσβεστήρες, σύμφωνα με τον τύπο εγκατάστασης (δύο ή τέσσερις αποσβεστήρες). Τα πειραματικά αποτελέσματα έδειξαν τη μείωση της συνολικής απόκρισης για τη σεισμικά μονωμένη δεξαμενή σε σύγκριση με τη πακτωμένη διάταξη. Επιπλέον, ένα σημαντικό εύρημα ήταν ο περιορισμός της συνολικής μετακίνησης των ελαστομερών μονωτήρων λόγω της παρουσίας των αποσβεστήρων.

Οι Maleki and Ziyaeifar (2007) μελέτησαν την ενίσχυση της απόσβεσης σεισμικά μονωμένων κυλινδρικών δεξαμενών χρησιμοποιώντας διαφράγματα. Για τη μείωση των μεγάλων μετακινήσεων προτάθηκε ένας μεγαλύτερος λόγο απόσβεσης στο σύστημα μέσω των διαφραγμάτων. Κύριος στόχος αυτών των διατάξεων ήταν η ενίσχυση της απόσβεσης της κίνησης του υγρού περιεχομένου. Αρχικά εξετάστηκε το πιο αποδοτικό σχήμα των διαφραγμάτων, ενώ στη συνέχεια καθορίστηκαν με αναλυτικό τρόπο οι συντελεστές απόσβεσης για διαφράγματα σχήματος οριζόντιου δακτυλίου και κατακόρυφης ενίσχυσης. Τα

αποτελέσματα έδειξαν ότι οι μετακινήσεις της βάσης μειώθηκαν κατά 6%, ενώ το ύψος κυματισμού μειώθηκε κατά 30% στις πακτωμένες και σεισμικά μονωμένες δεξαμενές.

Ένα πειραματικό προσομοίωμα για σεισμικά μονωμένη δεξαμενή με εφέδρανα τριβής και ελαστοπλαστικούς αποσβεστήρες εξετάστηκε από τους Paolacci et al. (2013). Η διερεύνηση αυτή έγινε στο πλαίσιο μιας ολιστικής προσέγγισης με σκοπό την αριθμητική και πειραματική εφαρμογή παθητικών μεθόδων προστασίας για βιομηχανικές εγκαταστάσεις. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η μείωση της σεισμικής απόκρισης της δεξαμενής μπορεί να φτάσει μέχρι και το 70%. Οι Gazi et al. (2015) μελέτησαν τη σεισμική συμπεριφορά δεξαμενών με ελαστομερή εφέδρανα και πρόσθετους μη-γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι η χρήση τέτοιων αποσβεστήρων μείωσε τις μετακινήσεις σε σεισμούς μακρινού και κοντινού πεδίου, ενώ η μείωση είναι περισσότερο έντονη όσο αυξάνεται η απόσβεση. Η εργασία των Luo et al. (2016) εξέτασε τη διάδοση του κυματισμού για το υγρό περιεχόμενο χρησιμοποιώντας μια υβριδική μέθοδο. Ειδικότερα, το υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης αποτελούνταν από ελαστομερή εφέδρανα σε συνδυασμό με αποσβεστήρες ιξώδους μάζας (Viscous Mass Damper – VMD). Παρατηρήθηκε σημαντική μείωση των μέγιστων πλατών κυματισμού του υγρού περιεχομένου, της διατμητικής τάσης και της ροπής ανατροπής της ανωδομής, όταν εφαρμόστηκε η υβριδική μέθοδος σεισμικής μόνωσης.

Οι Zhang et al. (2018) εξέτασαν την επιρροή της μηχανικής διάταξης δύο τύπων αδρανειακών συστημάτων σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές. Ειδικότερα, διεξήχθη παραμετρική διερεύνηση για το ύψος κυματισμού, τη μετακίνηση σεισμικής μόνωσης, τη διατμητική δύναμη και τη ροπή ανατροπής βάσης. Επιπλέον, προτάθηκε μια βέλτιστη μέθοδος σχεδιασμού για τον καθορισμό παραμέτρου σχεδιασμού των εφεδράνων και των αδρανειακών συστημάτων. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι είναι εφικτή η επιλογή μιας κατάλληλης διάταξης μηχανικών αδρανειακών συστημάτων, σύμφωνα με τις κανονιστικές οδηγίες.

Τέλος, η σεισμική συμπεριφορά σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με/χωρίς πρόσθετους αποσβεστήρες υπό σεισμούς κοντινού πεδίου διερευνήθηκε από τους Guler and Alhan (2021). Πιο συγκεκριμένα, τα προσομοιώματα εξετάστηκαν για διαφορετικές αποστάσεις από το ρήγμα υπό σεισμούς με διαφορετικά επίπεδα μεγεθών. Επιπλέον, χρησιμοποιήθηκαν εφέδρανα και αποσβεστήρες με ποικίλα χαρακτηριστικά. Σύμφωνα με τα ευρήματα, λόγω των μεγάλων απαιτήσεων για τις μετακινήσεις των μονωτήρων, ειδικά σε σεισμό μεγάλων μεγεθών,

κρίνεται απαραίτητη η χρήση πρόσθετης απόσβεσης με υψηλούς λόγους απόσβεσης, όπως 20% ή 30%.

5.3 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΕΤΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗ

Στην παρούσα ενότητα θα παρουσιαστεί αναλυτικά η επιρροή της προσθήκης γραμμικών ιξώδων αποσβεστήρων στη σεισμική συμπεριφορά δεξαμενών με εφέδρανα SFPB. Αξίζει να σημειωθεί ότι εκτός από τα SFPB, τα οποία συναντώνται και με την ονομασία «ολισθητήρες μονής καμπύλης επιφάνειας» (Single Curved Surface Sliders – SCSS) (Gandelli et al., 2019), μπορούν να χρησιμοποιηθούν και οι μονωτήρες διπλής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης (Double Curved Surface Sliders – DCSS), οι οποίοι έχουν μικρότερο διάμετρο συγκριτικά με τα SFPB αλλά επιτυγχάνουν παρόμοια σεισμική συμπεριφορά (Mori et al., 2015). Επιπλέον, θα πρέπει να αναφερθεί ότι οι υβριδικές διατάξεις μπορούν να περιέχουν και εφέδρανα πολλαπλών εκκρεμών-τριβής, όπως είναι τα διπλά εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής (Zhang et al., 2011), τα τριπλά (TFPB) καθώς και τα πενταπλά (QFPB) εφέδρανα εκκρεμούς τριβής.

Στην παρούσα προσέγγιση περιλαμβάνονται τέσσερα επίπεδα πρόσθετης απόσβεσης (5%, 10%, 20%, 30%), τα οποία συγκρίνονται μέσω καμπύλων τρωτότητας και επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή. Η ανάλυση τρωτότητας βασίζεται στη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των μονωτήρων SFPB με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης (IDA) για κάθε επίπεδο έντασης και για κάθε σεισμική καταγραφή, καθορίζεται ο αριθμός υπερβάσεων των μέγιστων μετακινήσεων για τη κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας. Οι δεξαμενές που έχουν παρουσιαστεί από τη μελέτη του Haroun (1983) (Δεξαμενή Β και Τ) έχουν περιγραφεί αναλυτικά σε προηγούμενη ενότητα (βλ. § 4.3.3). Για την αποδοτική και ακριβής προσομοίωσή τους έχει κατασκευαστεί το προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου (Bakalis et al., 2017) και για τους δύο τύπους δεξαμενών.

Τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης έχουν εισαχθεί στη βάση του αριθμητικού προσομοιώματος ακολουθώντας μια ακτινική τοπολογία ίσης απόστασης, έχοντας ως αποτέλεσμα την τοποθέτηση 25 και 61 SFPB εφεδράνων για την υψίκορμη και πλατιά δεξαμενή, αντίστοιχα. Ο αριθμός των μονωτήρων για κάθε δεξαμενή προέρχεται σύμφωνα με τις οδηγίες των Constantinou et al. (2011), όπου προτείνεται ένα επιτρεπτό εύρος κατακόρυφων φορτίων για κάθε εφέδρανο τριβής. Συνεπώς, καθορίζεται ένα μέγιστο επιτρεπτό φορτίο, ενώ

υπολογίζεται και ο ελάχιστος αριθμός εφεδράνων. Ακολούθως, οι ιξώδεις αποσβεστήρες τοποθετούνται σε παράλληλη διάταξη με τους μονωτήρες, δηλαδή ο αριθμός των ιξώδων αποσβεστήρων ισούται με τον αριθμό των εφεδράνων που χρησιμοποιούνται σε κάθε δεξαμενή.

5.3.1 Σχεδιασμός εφεδράνων και πρόσθετων ιξώδων αποσβεστήρων

Τυπικά, ο σχεδιασμός ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης επιτυγχάνεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας, όπου οι παράμετροι κάθε εφεδράνου καθορίζονται βάσει ενός συγκεκριμένου δομικού συστήματος. Επίσης, μπορεί να τεθεί ως ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης λαμβάνοντας υπόψη διάφορες αβεβαιότητες (π.χ., Taflanidis et al., 2008; Roy et al., 2014). Αρχικά, υπολογίζεται η μέγιστη μετακίνηση του εφεδράνου, έχοντας λάβει υπόψη το βάρος την ανωδομής, την ένταση των επιβαλλόμενων διεγέρσεων, και τη περίοδο-στόχο του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Συνεπώς, για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης, εφαρμόζεται η ισοδύναμη γραμμική μέθοδος (Bouassida et al., 2012) σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (Εδαφος A, $\gamma_i=1.6$, $a_g=0.36g$). Συγκεκριμένα, τα εφέδρανα SFPB έχουν ακτίνα καμπυλότητας $R=1.88$ m, συντελεστή τριβής $\mu=0.08$, ικανότητα μετακίνησης $D=0.305$ m, και θεωρητική περίοδο ίση με 2.75 sec. Προφανώς, οι μονωτήρες SFPB έχουν και εγγενή απόσβεση, η οποία υπολογίζεται μέσω επαναληπτικής διαδικασίας. Επιπλέον, η αποδοτική περίοδος και απόσβεση του σεισμικά μονωμένου συστήματος και για τις δύο δεξαμενές είναι 1.53 sec και 30%, αντίστοιχα.

Επιπλέον, αξίζει να σημειωθεί ότι η παρούσα διερεύνηση δεν εξετάζει φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής, δηλαδή για δεξαμενές που εδράζονται σε μεσαία προς μαλακά εδάφη, αφού οι υπό μελέτη δεξαμενές εδράζονται σε βράχο. Η επιρροή των εδαφικών συνθηκών σε κατασκευές με σεισμική μόνωση έχει μελετηθεί κυρίως για κτίρια. Ενδεικτικά, οι Castaldo et al. (2018) εξέτασαν τη σεισμική τρωτότητα δομικών συστημάτων με εφέδρανα μονής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης. Έλαβαν υπόψη τρεις διαφορετικές εδαφικές συνθήκες, καθώς και τους κύριους τύπους αβεβαιοτήτων (π.χ., για κάθε εδαφική κατάσταση, κατασκευάζονταν 200 τεχνητές διεγέρσεις). Η σεισμικά μονωμένη ανωδομή (ένα τυπικό κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα με περίοδο, T_s) προσομοιώθηκε μέσω ενός απλοποιητικού προσομοιώματος με δύο βαθμούς ελευθερίας, το οποίο είχε υποτεθεί ότι παρουσίαζε γραμμική ελαστική συμπεριφορά. Επιπλέον, αναφέρθηκε ότι το έδαφος μεγαλύτερης δυσκαμψίας αποτελούσε τη πιο δυσμενή περίπτωση για χαμηλές τιμές T_s , ενώ για ενδιάμεσες τιμές το

μεσαίο έδαφος ήταν λιγότερο δυσμενές. Από την άλλη πλευρά, για υψηλότερες τιμές T_s , το μαλακό έδαφος αποτελούσε την πιο δυσμενή περίπτωση.

Ακολουθώς, αναφορικά με τις δεξαμενές που εδράζονται σε μαλακή εδαφική στρώση, η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής επηρεάζει τη δυναμική συμπεριφορά τους. Αυτό εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους (π.χ., ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, κλπ.), καθώς και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της δεξαμενής. Παρόλα αυτά, η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής είναι περισσότερο εμφανής σε πακτωμένες δεξαμενές. Επιπλέον, η μελέτη των Kumar and Saha (2021) παρουσίασε μια ανάλυση σεισμικής τρωτότητας για υπερυψωμένες δεξαμενές, είτε πακτωμένες είτε με σεισμική μόνωση, με ελαστομερή εφέδρανα για πέντε διαφορετικούς εδαφικούς τύπους. Επιπροσθέτως, χρησιμοποιήθηκαν απλοποιητικά προσομοιώματα για την προσομοίωση της δυναμικής απόκρισης των δεξαμενών και του υποκείμενου εδάφους.

Σύμφωνα με τα ευρήματα, οι καμπύλες τρωτότητας των σεισμικά μονωμένων υπερυψωμένων δεξαμενών παρουσίασαν ελάχιστες διαφορές για όλους τους εδαφικούς τύπους, ανεξάρτητα με το λόγο λυγηρότητας και την τοποθέτηση των μονωτήρων (στη βάση ή στη κορυφή του ανυψωμένου πλαισίου). Αντιθέτως, οι καμπύλες τρωτότητας για τις πακτωμένες υπερυψωμένες δεξαμενές παρουσίασαν σημαντικές διαφοροποιήσεις για τις διαφορετικές εδαφικές κατηγορίες λόγω των φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, ειδικά στις πλατιές δεξαμενές. Επιπλέον, παρατηρήθηκε ότι η πιθανότητα αστοχίας ήταν μειωνόταν όσο μειωνόταν και η δυσκαμψία του εδάφους. Αυτό ήταν περισσότερο εμφανές στα πολύ μαλακά εδάφη.

Οι αποσβεστήρες που θα χρησιμοποιηθούν στην παρούσα διερεύνηση παρουσιάζουν γραμμική συμπεριφορά, αφού προηγούμενες μελέτες (Lu et al., 2013; Wolff et al., 2015) έχουν δείξει ότι η χρήση μη-γραμμικών αποσβεστήρων δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα. Ειδικότερα, και για τις δύο δεξαμενές έχει επιλεγεί αποσβεστήρας από την Taylor Devices με ικανότητα δύναμης ίση με 3000 kN. Οι τιμές των επιπέδων πρόσθετης απόσβεσης που χρησιμοποιήθηκαν (δηλαδή, 5%, 10%, 20%, 30%) προτείνονται σε αρκετές μελέτες της βιβλιογραφίας (π.χ., Hall, 1999; Providakis, 2009). Για κάθε αποσβεστήρα ο συντελεστής απόσβεσης c προκύπτει από την ακόλουθη σχέση (Providakis, 2009):

$$n \cdot c = 2 \cdot \zeta \cdot \omega \cdot m = 2 \cdot \zeta \sqrt{\frac{n \cdot k_{isol}}{m}} \cdot m \Rightarrow c = \frac{2\zeta \sqrt{n \cdot k_{isol} \cdot m}}{n} \quad (5.1)$$

όπου n είναι ο αριθμός των μονωτήρων SFPB, ζ είναι το ποσοστό πρόσθετης ιξώδους απόσβεσης [%], k_{isol} είναι η δυσκαμψία για κάθε μονωτήρα SFPB [N/m], και, m είναι η μάζα του υγρού περιεχομένου [kg]. Θα πρέπει επίσης να αναφερθεί ότι η κατακόρυφη δυσκαμψία των αποσβεστήρων λαμβάνεται επαρκώς μεγάλη σύμφωνα με τις οδηγίες του Taylor (2012). Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται οι συντελεστές απόσβεσης για τις τέσσερις περιπτώσεις που εξετάστηκαν.

Πίνακας 5.1. Συντελεστές απόσβεσης για το υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης.

	Πλατιά δεξαμενή [kNs/m]	Υψίκορμη δεξαμενή [kNs/m]
5%	c=101.01	c=81.29
10%	c=202.02	c=162.59
20%	c=404.04	c=325.18
30%	c=606.05	c=487.77

5.3.2 Αριθμητική προσομοίωση

Για την αριθμητική προσομοίωση του προσομοιώματος μορφής χειριστηρίου με υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης, θα εκτελεστεί το πρόγραμμα SAP2000 (CSI, 2017) μέσω της μεθόδου ταχείας μη-γραμμικής ανάλυσης (Fast Nonlinear Analysis – FNA). Η μέθοδος αυτή είναι κατάλληλη για δομικά συστήματα των οποίων η μη-γραμμική συμπεριφορά είναι συγκεντρωμένη στο σύστημα σεισμικής μόνωσης, ενώ η υβριδικώς σεισμικά μονωμένη δεξαμενή παραμένει στην ελαστική περιοχή (Sorace and Terenzi, 2008; Sarlis and Constantinou, 2010). Επιπλέον, το σύνολο εδαφικών κινήσεων από το FEMA/SAC Steel Project (βλ. § 4.3.4) θα χρησιμοποιηθεί για τη διεγέρση του συστήματος υπό σεισμούς κοντινού πεδίου. Η καθολική απόσβεση του δομικού συστήματος και της ωστικής συνιστώσας είναι 5% (CEN, 2006) και 2% (Malhotra et al., 2000), αντίστοιχα, για την οριακή κατάσταση αστοχίας.

Για την ορθή αριθμητική προσομοίωση του μονωτήρα SFPB στο πρόγραμμα SAP2000 χρησιμοποιείται το μη-γραμμικό στοιχείο σύνδεσης «μονωτήρας τριβής». Από την άλλη μεριά, ο «εκθετικός αποσβεστήρας Maxwell» είναι ο πιο κατάλληλος για την ακριβή αναπαράσταση των ιξώδων αποσβεστήρων. Σε αυτήν την κατηγορία μπορούν να καθοριστούν ανεξάρτητες παράμετροι απόσβεσης για κάθε μεταφορικό βαθμό ελευθερίας, βάσει της θεωρίας ιξωδοελαστικότητας του Maxwell. Η ακόλουθη εξίσωση περιγράφει τη μη-γραμμική συμπεριφορά δύναμης-μετακίνησης (CSI, 2017):

$$f = k \cdot d_k = c \cdot d_c^{c_{exp}} \quad (5.2)$$

όπου k είναι η σταθερά ελατηρίου [N/m] (για το συγκεκριμένο τύπο αποσβεστήρα ισούται με 7.11×10^{10} N/m), c είναι ο συντελεστής απόσβεσης [Ns/m], c_{exp} είναι ο εκθέτης απόσβεσης, d_k είναι η μετακίνηση κατά μήκος του ελατηρίου [m], και d_c είναι ο ρυθμός μετακίνησης του αποσβεστήρα. Επομένως, οι βασικές παράμετροι που θα πρέπει να εισαχθούν στο πρόγραμμα SAP2000 για την προσομοίωση του «εκθετικού αποσβεστήρα Maxwell» είναι: η δυσκαμψία, ο συντελεστής και ο εκθέτης απόσβεσης. Η τιμή για τον εκθέτη απόσβεσης θα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 0.2 και 2.0. Στην παρούσα διερεύνηση η τιμή ισούται με 1.0, αφού οι αποσβεστήρες θεωρείται ότι παρουσιάζουν γραμμική συμπεριφορά (Constantinou et al., 1998; Hatzigeorgiou and Pneumatikos, 2014).

5.4 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

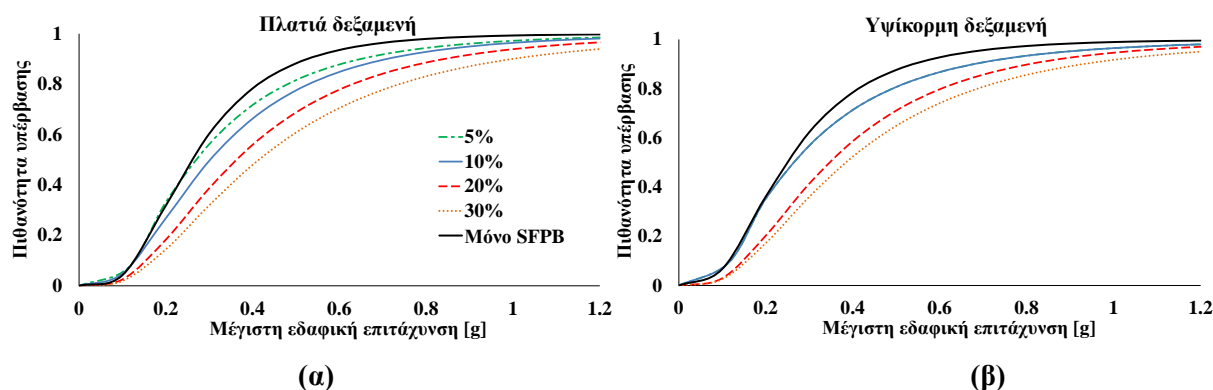
Καμπύλες τρωτότητας

Η Εικόνα 5.3 δείχνει τις καμπύλες τρωτότητας των υπό εξέταση δεξαμενών με εφέδρανα SFPB και αποσβεστήρες. Όπως προαναφέρθηκε, η μέγιστη μετακίνηση των μονωτήρων SFPB (0.305 m) σχετίζεται με το μέγιστο επίπεδο σεισμικής έντασης, δηλαδή τη πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια (EPS, 2019). Επιπροσθέτως, εξετάστηκαν τέσσερα επίπεδα πρόσθετης απόσβεσης (5%, 10%, 20%, 30%), τα οποία συγκρίθηκαν με σεισμικά μονωμένες δεξαμενές χωρίς την παρουσία αποσβεστήρων. Παρατηρείται και για τις δύο γεωμετρίες ότι όσο η απόσβεση αυξάνεται, τα αποτελέσματα τρωτότητας βελτιώνονται συγκριτικά με το σύστημα σεισμικής μόνωσης χωρίς αποσβεστήρες.

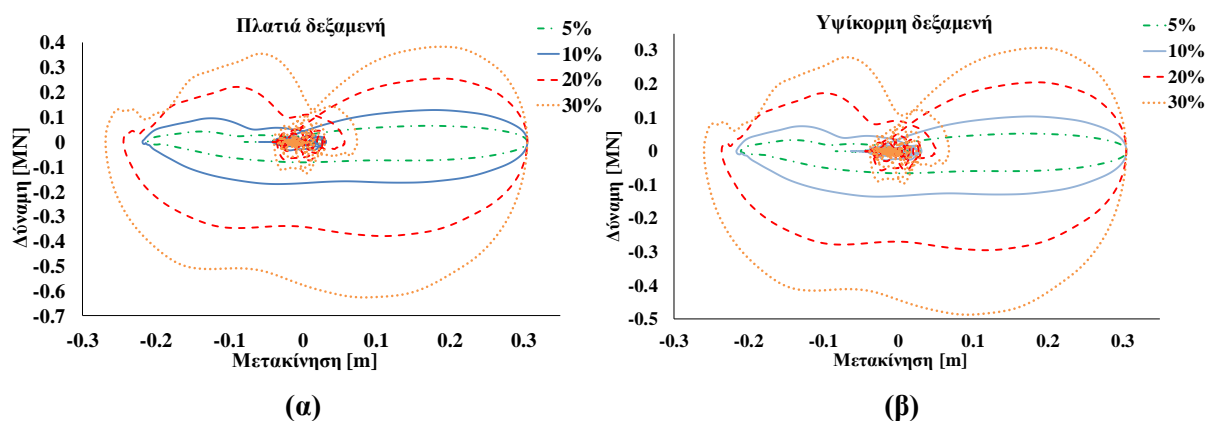
Ειδικότερα, για τα επίπεδα 5% και 10% (επισημαίνεται ότι για την υψίκορμη δεξαμενή οι καμπύλες ταυτίζονται), η ευμενής επίδραση της πρόσθετης απόσβεσης είναι περισσότερο εμφανής όταν οι τιμές των μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων είναι μεγαλύτερες από 0.3g. Επιπλέον, για υψηλότερα επίπεδα απόσβεσης (π.χ., 20% και, ειδικότερα, 30%) τα αποτελέσματα τρωτότητας βελτιώνονται για πολύ μικρές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων, αφού οι μετακινήσεις των μονωτήρων μειώνονται σταδιακά. Επισημαίνεται ότι χωρίς την παρουσία πρόσθετης απόσβεσης, οι καμπύλες κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης παρουσίαζαν μη-γραμμική συμπεριφορά. Αντιθέτως, όταν προστίθενται οι αποσβεστήρες, οι καμπύλες είχαν περισσότερο γραμμικό σχήμα στην πλειοψηφία των περιπτώσεων.

Επιπροσθέτως, η Εικόνα 5.4 παρουσιάζει τις καμπύλες δύναμης-μετατόπισης των γραμμικών ιξώδων αποσβεστήρων που αναφέρονται στις δύο δεξαμενές για το επιταχυνσιογράφημα #18 (δηλ., NF35 – Palos Verdes 3, κλιμακούμενο στις μέγιστες

επιταχύνσεις στο τελευταίο βήμα της διαδικασίας IDA). Αξίζει να σημειωθεί ότι αντίστοιχες τάσεις παρατηρήθηκαν για όλες τις επιβαλλόμενες διεγέρσεις. Συνεπώς, είναι προφανές ότι οι αποσβεστήρες δεν προσεγγίζουν το όριο μέγιστης ικανότητας, το οποίο όπως προαναφέρθηκε είναι 3000 kN. Επομένως, οι μετακινήσεις των εφεδράνων αποτελούν το κρίσιμο μέγεθος, το οποίο αντιστοιχεί με την αστοχία ολόκληρου του συστήματος.



Εικόνα 5.3. Καμπύλες τρωτότητας για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.



Εικόνα 5.4. Βρόγχοι υστέρησης αποσβεστήρων για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

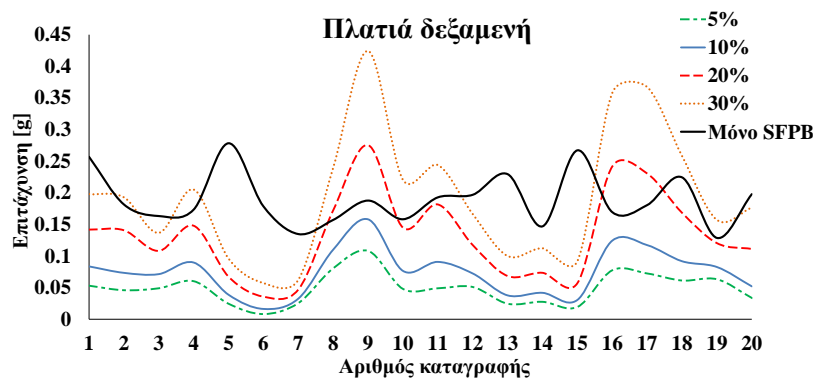
Επιταχύνσεις ανωδομής

Γενικά, η πιθανότητα αστοχίας για πακτωμένες δεξαμενές αποθήκευσης υγρών παρουσιάζει υψηλές τιμές ακόμα και σε μεσαία επίπεδα έντασης, σε αντίθεση με τις σεισμικά μονωμένες (Saha et al., 2016). Τα επίπεδα επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή είναι σαφώς μειωμένα λόγω της σεισμικής μόνωσης, ενώ μπορεί να παρατηρηθεί γραμμική συμπεριφορά για τη δεξαμενή ακόμα και για υψηλά επίπεδα σεισμικής έντασης. Επομένως, μπορούν να αποφευχθούν σοβαρές βλάβες για ένα συνηθισμένο εύρος μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων. Στην παρούσα διερεύνηση, το κριτήριο αστοχίας του συστήματος είναι η υπέρβαση των

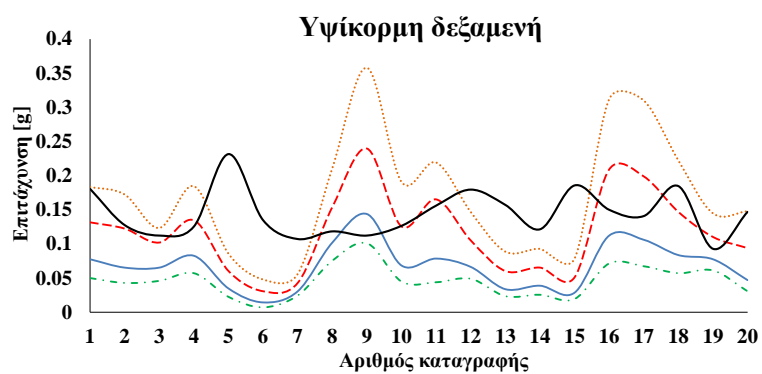
επιτρεπτών μετακινήσεων των μονωτήρων, όπως απεικονίζεται στις καμπύλες τρωτότητας της Εικόνας 5.2.

Επιπλέον, εξετάζονται οι απομειωμένες καταπονήσεις της ανωδομής. Για το λόγο αυτό, η Εικόνα 5.5 δείχνει τις επιταχύνσεις βάσης που μεταφέρονται στην ανωδομή (δηλ., τις επιταχύνσεις στη βάση της δεξαμενής πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης) για τα υπό εξέταση σεισμικά μονωμένα προσομοιώματα με και χωρίς πρόσθετη απόσβεση. Τα αποτελέσματα για όλα τα επίπεδα απόσβεσης, καθώς και τη προσέγγιση χωρίς αποσβεστήρες, απεικονίζονται για καθεμία εδαφική κίνηση κοντινού πεδίου. Όπως είναι εμφανές, οι επιταχύνσεις ανωδομής μειώνονται κυρίως στα χαμηλότερα επίπεδα απόσβεσης. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται ότι και για τις δύο γεωμετρίες (πλατιά και υψίκορμη), τα επίπεδα πρόσθετης απόσβεσης 5% και 10% δίνουν καλύτερα αποτελέσματα συγκριτικά με τα υψηλότερα επίπεδα. Επιπροσθέτως, σημειώνονται αρκετά υψηλές επιταχύνσεις στο επίπεδο 20%, και ειδικά στο 30% για τις καταγραφές #9 (Kobe, 1995) και #16 (Palos Verdes 1). Συνεπώς, η εφαρμογή πρόσθετης απόσβεσης με τιμή μικρότερη του 20% συνεισφέρει στη μείωση των επιταχύνσεων ανωδομής, αλλά αυτό εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης διέγερσης.

Όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 5.6, παρουσιάζεται η αποτελεσματικότητα των εφεδράνων SFPB με και χωρίς πρόσθετη απόσβεση με τη μορφή χρονοϊστοριών επιταχύνσεων. Ειδικότερα, επιλέχθηκε ενδεικτικά η χρονοϊστορία επιτάχυνσης της καταγραφής #18 (NF35 – Palos Verdes 3, το οποίο έχει κλιμακωθεί σε υψηλότερες τιμές επιταχύνσεων κατά τη διάρκεια της κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης), για τη σύγκριση των υπό εξέταση περιπτώσεων και τη παρουσίαση της ευμενούς επίδρασης της σεισμικής μόνωσης και της πρόσθετης απόσβεσης στην απομείωση των επιβαλλόμενων εδαφικών κινήσεων. Είναι προφανές ότι όλα τα επίπεδα πρόσθετης απόσβεσης παρουσιάζουν σαφώς μειωμένες επιταχύνσεις, συγκριτικά με την επιβαλλόμενη σεισμική διέγερση, το οποίο αποτελεί και τον θεμελιώδη στόχο της σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον, η πλειοψηφία των επιταχύνσεων για τις υβριδικά μονωμένες προσεγγίσεις είναι χαμηλότερες συγκριτικά με τη συμβατική περίπτωση (χωρίς πρόσθετη απόσβεση), εκτός από το επίπεδο 30% το οποίο παρουσιάζει ελαφρώς υψηλότερες τιμές συγκριτικά με τις δύο γεωμετρίες συμβατικά μονωμένων δεξαμενών.

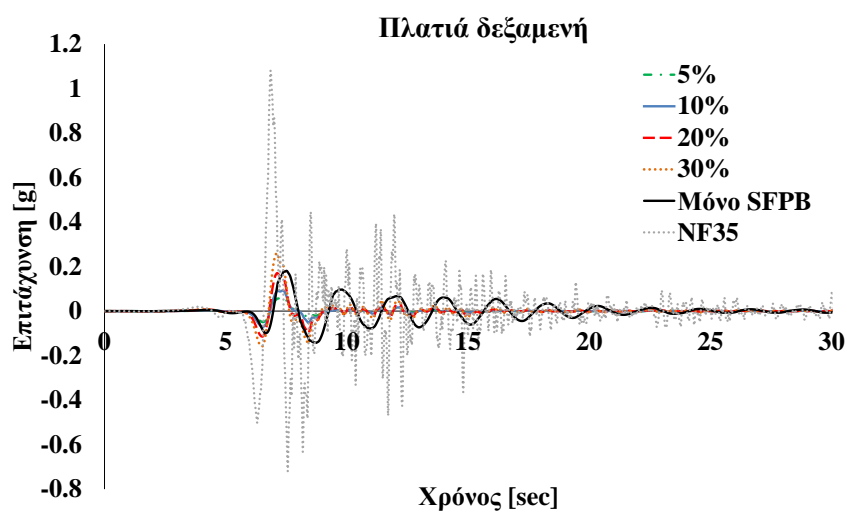


(α)

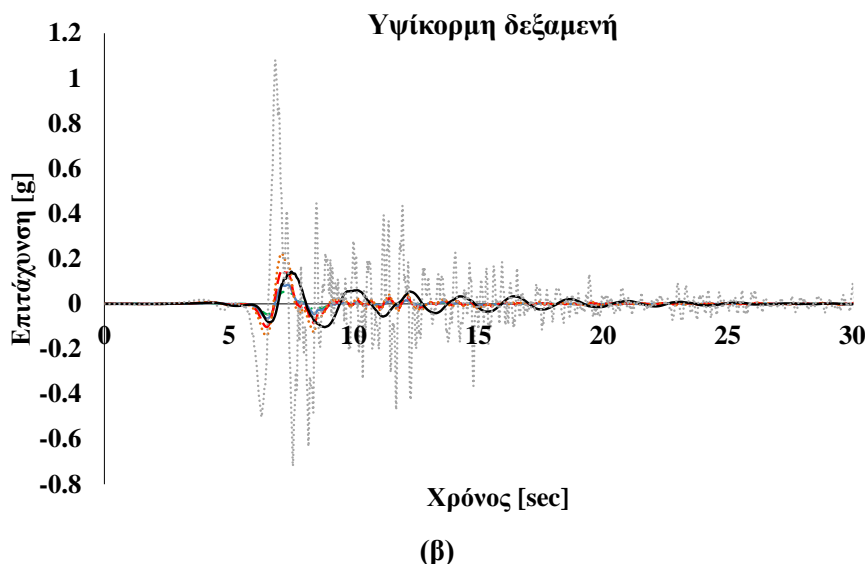


(β)

Εικόνα 5.5. Μέγιστες επιταχύνσεις ανωδομής για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.



(α)

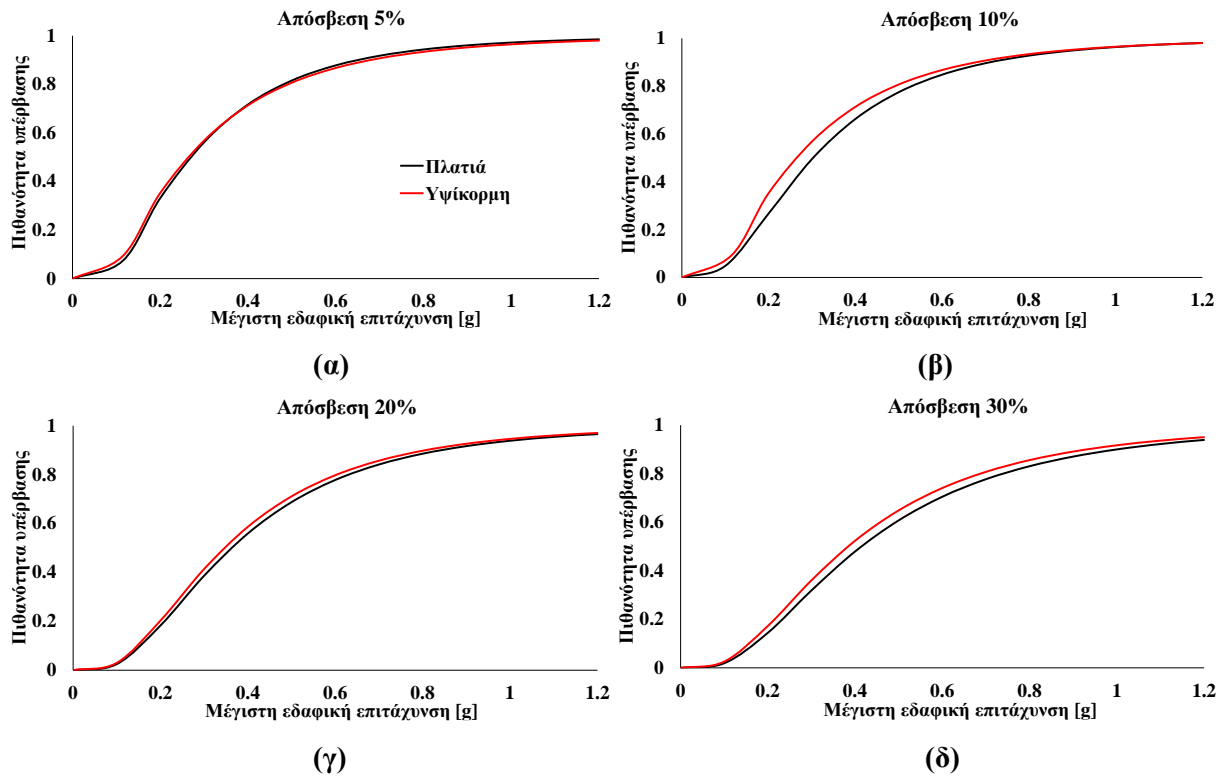


Εικόνα 5.6. Σύγκριση των επιταχύνσεων ανωδομής για τη καταγραφή NF35 για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

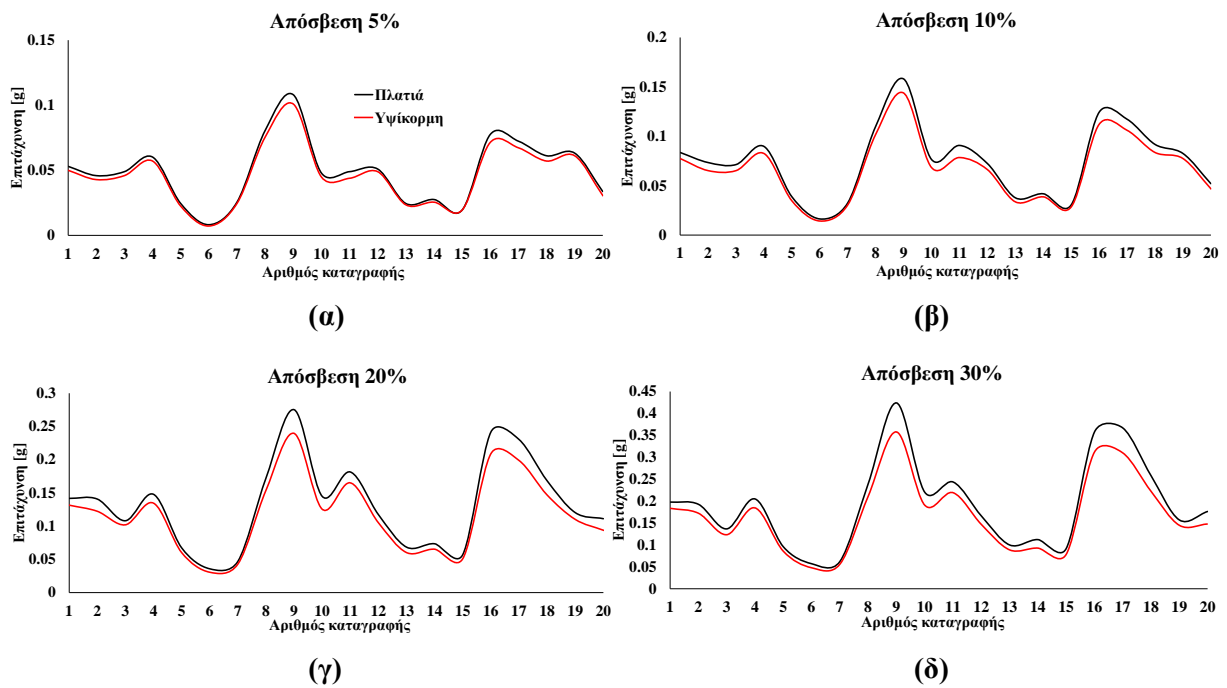
Επιρροή λόγου λυγηρότητας δεξαμενής

Οι Εικόνες 5.7 και 5.8 δείχνουν την επιρροή του λόγου λυγηρότητας δεξαμενής (H/R) στις καμπύλες τρωτότητας και επιταχύνσεις βάσης για τις υπό εξέταση περιπτώσεις. Αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας (Εικόνα 5.7), παρατηρείται ότι στην πλειοψηφία των υπό εξέταση περιπτώσεων δεν σημειώνονται σημαντικές διαφορές ανάμεσα στην πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή που εδράζονται σε μονωτήρες και γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Αυτό συμβαίνει λόγω του γεγονότος ότι, αν και οι συνολικές μάζες των δεξαμενών είναι εμφανώς διαφορετικές, οι τιμές της μάζας ανά εφέδρανο είναι σχεδόν ίσες.

Στην περίπτωση της πρόσθετης απόσβεσης κατά 10% (Εικόνα 5.8.β), παρατηρείται οριακή διαφοροποίηση. Συγκεκριμένα, για χαμηλές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων ($<0.5g$) η πλατιά δεξαμενή παρουσιάζει ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας συγκριτικά με την υψίκορμη. Παρομοίως, τα αποτελέσματα επιταχύνσεων βάσης (Εικόνα 5.8) της υβριδικά μονωμένης πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής δεν παρουσίασαν αξιοσημείωτες διαφορές. Επιπλέον, παρατηρήθηκαν οριακές διαφοροποιήσεις στο εύρος των υψηλών τιμών επιταχύνσεων (που αναφέρεται στις διεγέρσεις #9, #11 και #16), όπου η υψίκορμη δεξαμενή εμφανίζει χαμηλότερες επιταχύνσεις ανωδομής.



Εικόνα 5.7. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας δεξαμενής στις καμπύλες τρωτότητας.



Εικόνα 5.8. Επιρροή του λόγου λυγηρότητας δεξαμενής στις επιταχύνσεις βάσης.

5.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στο παρόν κεφάλαιο έγινε διερεύνηση της επιρροής της πρόσθετης απόσβεσης στη σεισμική τρωτότητα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα, οι δεξαμενές εδράζονταν πάνω σε εφέδρανα SFPB και γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες με αυξημένη ικανότητα δύναμης, με σκοπό τον αποτελεσματικό έλεγχο της απαίτησης μετακίνησης των μονωτήρων. Η σεισμική τρωτότητα για τις μετακινήσεις των μονωτήρων εξετάστηκαν για τέσσερα επίπεδα απόσβεσης (5%, 10%, 20%, 30%) και συγκρίθηκαν με σεισμικά μονωμένες δεξαμενές χωρίς πρόσθετη απόσβεση. Επιπροσθέτως, διερευνήθηκαν οι επιταχύνσεις ανωδομής για την απεικόνιση της υψηλής προστασίας που παρέχεται στις δεξαμενές από την υβριδική διάταξη, καθώς και η επιρροή των συχνοτικών χαρακτηριστικών των επιβαλλόμενων διεγέρσεων. Χρησιμοποιείται ένα αντιπροσωπευτικό σύνολο είκοσι διεγέρσεων κοντινού πεδίου, για τον λόγο ότι οι σεισμοί αυτού του είδους μπορούν να επιβάλλουν αυξημένες απαιτήσεις μετακινήσεων. Επιπλέον, για την επίτευξη του βέλτιστου συνδυασμού ανάμεσα στην υπολογιστική ακρίβεια και αποτελεσματικότητα, χρησιμοποιείται κατάλληλο απλοποιητικό προσομοίωμα για τη ρεαλιστική προσομοίωση της υδροδυναμικής απόκρισης των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών.

Συνεπώς, τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τη παρούσα διερεύνηση είναι (Tsiplanitis and Tsompanakis, 2022):

- Τα υβριδικά συστήματα σεισμικής μόνωσης (SFPB μονωτήρες και γραμμικοί ιξώδεις αποσβεστήρες) αποτελούν έναν αποτελεσματικό τρόπο προστασίας των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών που έχουν κατασκευαστεί σε περιοχές πλησίον ρηγμάτων.
- Η επιρροή της πρόσθετης απόσβεσης στη σεισμική τρωτότητα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών είναι σημαντικότερη σε υψηλές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων και για τους δύο λόγους λυγηρότητας δεξαμενών (πλατιά και υψίκορμη). Αντιθέτως, για χαμηλές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων ($<0.3g$) η προσθήκη πρόσθετων αποσβεστήρων δεν κρίνεται απαραίτητη.
- Αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας των μονωτήρων (δηλ., η πιθανότητα υπέρβασης των επιτρεπόμενων μετακινήσεων), βρέθηκε ότι η αύξηση των επιπέδων πρόσθετης απόσβεσης βελτιώνει τη συμπεριφορά του συστήματος.
- Παρατηρείται σημαντική μείωση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή για χαμηλές τιμές πρόσθετης απόσβεσης.

- Τα αποτελέσματα τρωτότητας και επιταχύνσεων βάσης δεν παρουσίασαν αξιοσημείωτες διαφορές ανάμεσα στην πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή.

Συμπερασματικά, στην πλειοψηφία των εξεταζόμενων περιπτώσεων, η πρόσθετη απόσβεση με ποσοστό 10% και 20% αποδείχθηκε ως η πιο αποτελεσματική προσέγγιση υβριδικής σεισμικής μόνωσης, όσον αφορά τις καμπύλες τρωτότητας και τις επιταχύνσεις ανωδομής. Οι παραπάνω παρατηρήσεις είναι σε συμφωνία με ευρήματα αντίστοιχων μελετών που σχετίζονται με υβριδικά συστήματα σεισμικά μονωμένων κτιρίων (π.χ., Hall, 1999; Providakis, 2009; Wolff et al., 2015).

5.6 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- Bakalis, K., Fragiadakis, M., and Vamvatsikos, D. (2017). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 143(4), 1-13.
- Bouassida, Y., Bouchon, E., Crespo, P., Croce, P., Davaine, L., Denton, S., Feldmann, M., Frank, R., Hanswille, G., Hensen, W., Kolia, B., Malakatas, N., Mancini, G., Ortega, M., Raoul, J., Sedlacek, G., and Tsionis, G. (2012). Bridge design to Eurocodes - Worked examples. JRC Scientific and Technical Reports, EUR 25193 EN-2012.
- Castaldo, P., Amendola, G., and Ripani, M. (2018). Seismic fragility of structures isolated by single concave sliding devices for different soil conditions. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 17(4), 849-867.
- Castellano, G.M., Infanti, S., Dumoulin, C., Ducoup, L., Martelli, A., and Dusi, A. (2000). Shaking table tests on a liquefied natural gas storage tank mock-up seismically protected with elastomeric isolators and steel hysteretic torsional dampers. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, 30 January-4 February 2000, Auckland, New Zealand.
- CEN (2006). Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance. Part 4: silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, Brussels.
- Chang, S.-P., Makris, N., Whittaker, A.S., and Thompson, A.C.T. (2002). Experimental and analytical studies on the performance of hybrid isolation systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 421-443.

- Chen, X., and Xiong, J. (2022). Seismic resilient design with base isolation device using friction pendulum bearing and viscous damper. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107073.
- Constantinou, M.C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., and Ecker Lay, R.A. (2011). LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators. Technical Report MCEER-11-0004, University at Buffalo, State University of New York, USA.
- Constantinou, M.C., Soong, T.T., and Dargush, G.F. (1998). Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit. MCEER Monograph No.1, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, Buffalo, USA.
- CSI Computers and Structures Inc. (2017). SAP2000 Version 20. Integrated software for structural analysis and design, Analysis Reference Manual, Berkeley, CA.
- De Domenico, D., Gandelli, E., and Quaglini, V. (2020). Adaptive isolation system combining low-friction sliding pendulum bearings and SMA-based gap dampers. *Engineering Structures*, 212, 110536.
- Gandelli, E., Penati, M., Quaglini, V., Lomiento, G., Miglio, E., and Benzoni, G.M. (2019). A novel OpenSees element for single curved surface sliding isolators. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 433-453.
- Gazi, H., Kazezyilmaz, Alhan, C.M., and Alhan, C. (2015). Behavior of seismically isolated liquid storage tanks equipped with nonlinear viscous dampers in seismic environment. *Proceedings of the 10th Pacific Conference on Earthquake Engineering, Building an Earthquake-Resilient Pacific*, 6-8 November, Sydney, Australia.
- Guler, E., and Alhan, C. (2021). Performance limits of base-isolated liquid storage tanks with/without supplemental dampers under near-fault earthquakes. *Structures*, 33, 355-367.
- Hall, J.F. (1998). Seismic response of steel frame buildings to near-source ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, 1445-1464.
- Hall, J.F. (1999). Discussion – The role of damping in seismic isolation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28(12), 1717-1720.
- Haroun, M.A. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11(2), 179-206.

- Hatzigeorgiou, G.D., and Pnevmatikos, N.G. (2014). Maximum damping forces for structures with viscous dampers under near-source earthquakes. *Engineering Structures*, 68, 1-13.
- He, W.L., and Agrawal, A.K. (2008). Analytical model of ground motion pulses for the design and assessment of seismic protective systems. *Journal of Structural Engineering*, 134(7), 1177-1188.
- Kaneko, M., Tamura, K., Maebayashi, K., and Sarnta, M. (1990). Earthquake response characteristics of base-isolated buildings. *Proceedings of the 4th US National Conference of Earthquake Engineering*, 20-24 May 1990, Palm Springs, California, 3, 569-578.
- Kumar, H., and Saha, S.K. (2021). Seismic performance of base-isolated elevated liquid storage tanks considering soil-structure interaction. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 26(1), 04020062.
- Lafontaine, M., Moroni, O., Sarrazin, M., and Roscke, P. (2009). Optimal control of accelerations in a base-isolated building using magnetorheological dampers and genetic algorithms. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(8), 1153-1171.
- Lago, A., Trabucco, D., and Wood, A. (2019). An introduction to dynamic modification devices. *Damping Technology for Tall Buildings*, 107-234.
- Li, Y., Li, S., and Chen, Z. (2021). Optimal design and effectiveness evaluation for inerter-based devices on mitigating seismic responses of base isolated structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 20(4), 1021-1032.
- Liu, Y.L., Wu, J., and Dona, M. (2018). Effectiveness of fluid-viscous dampers for improved seismic performance of inter-storey isolated buildings. *Engineering Structures*, 169, 276-292.
- Lu, L.Y., Lin, C.C., and Lin, G.L. (2013). Experimental evaluation of supplemental viscous damping for a sliding isolation system under pulse-like base excitations. *Journal of Sound and Vibration*, 332, 1982-1999.
- Lu, L.Y., Lin, G.L., and Shih, M.H. (2012). An experimental study on a generalized Maxwell model for nonlinear viscoelastic dampers used in seismic isolation. *Engineering Structures*, 34, 111-123.
- Luo, H., Zhang, R., and Weng, D. (2016). Mitigation of liquid sloshing in storage tanks by using a hybrid control method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 183–195.

- Makris, N. (1997). Rigidity-plasticity-viscosity: can electrorheological dampers protect base isolated structures from near-source ground motions? *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 571-591.
- Maleki, A., and Ziyaeifar, M. (2007). Damping enhancement of seismic isolated cylindrical liquid storage tanks using baffles. *Engineering Structures*, 29, 3227-3240.
- Malhotra, P.K., Wenk, T., and Wieland, M. (2000). Simple procedure for seismic analysis of liquid-storage tanks. *Structural Engineering International*, 10, 197-201.
- Mazza, F., and Vulcano, A. (2009). Nonlinear response of RC framed buildings with isolation and supplemental damping at the base subjected to near-fault earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(5), 690-715.
- Mehrpour, B., and Khoshnoudian, T. (2012). Performance-based semi-active control algorithm for protecting base isolated buildings from near-fault earthquakes. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 11(1), 43-55.
- Morgan, T.A., and Mahin, S.A. (2010). Achieving reliable seismic performance enhancement using multi-stage friction pendulum isolators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(13), 1443-1461.
- Mori, C., Sorace, S., and Terenzi, G. (2015). Seismic assessment and retrofit of two heritage-listed R/C elevated water storage tanks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, 123-136.
- Nepal, S., and Saitoh, M. (2020). Improving the performance of conventional base isolation systems by an external variable negative stiffness device under near-fault and long-period ground motions. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 19, 985-1003.
- Paolacci, F., Giannini, R., and De Angelis, M. (2013). Seismic response mitigation of chemical plant components by passive control techniques. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 26, 924-935.
- Providakis, C.P. (2008). Effect of LRB isolators and supplemental viscous dampers on seismic isolated buildings under near-fault excitations. *Engineering Structures*, 30, 1187-1198.
- Providakis, C.P. (2009). Effect of supplemental damping on LRB and FPS seismic isolators under near-fault ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 80-90.

- Ribakov, Y. (2010). Reduction of structural response to near fault earthquakes by seismic isolation columns and variable friction dampers. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 9(1), 113-122.
- Roy, B.K., Chakraborty, S., and Mishra, S.K. (2014). Robust optimum design of base isolation system in seismic vibration control of structures under uncertain bounded system parameters. *Journal of Vibration and Control*, 20(5), 786-800.
- Shang, J., Tan, P., Han, J., Zhang, Y., and Li, Y. (2022). Performance of seismically isolated buildings with variable friction pendulum bearings under near-fault ground motions. *Journal of Building Engineering*, 45, 103584.
- Sommerville, P.G., and Graves, R.W. (2003). Characterization of earthquake strong ground motion. *Pure and Applied Geophysics*, 160, 1811-1828.
- Sorace, S., and Terenzi, G. (2008). Analysis and demonstrative application of a base isolation/supplemental damping technology. *Earthquake Spectra*, 24(3), 775-793.
- Taflanidis, A.A. (2011). Optimal probabilistic design of seismic dampers for the protection of isolated bridges against near-fault seismic excitations. *Engineering Structures*, 33, 3496-3508.
- Taflanidis, A.A., Jeffrey, T.S., and Beck, J.L. (2008). Probabilistically robust nonlinear design of control systems for base-isolated structures. *Structural Control and Health Monitoring*, 15(5), 697-719.
- Taylor, A.W. (2012). Response control systems in the United States and lessons learned from the Tohoku earthquake. *Proceedings of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, 1-4 March 2012, Tokyo, Japan, 1087-1098.
- Taylor, D.P. (2002). History, design and applications of fluid dampers in structural engineering. *Passive and Structural Control Symposium*, 13-14 December, Tokyo Institute of Technology, Japan, 17-34.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2022). Improving the seismic performance of base-isolated liquid storage tanks with supplemental linear viscous dampers. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 21, 269–282.

- Uckan, E., Umut, O., Sisman, F.N., Karimzadeh, S., and Askan, A. (2018). Seismic response of base isolated liquid storage tanks to real and simulated near fault pulse type ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 112, 58-68.
- Wolff, E.D., Ipek, C., Constantinou, M.C., and Tapan, M. (2015). Effect of viscous damping devices on the response of seismically isolated structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(2), 185-198.
- Wu, P., and Ou, J. (2020). Performance analysis and comparison of two base isolation systems with super-large displacement friction pendulum bearings. *Applied Sciences*, 10, 8235.
- Yousseff, N. (2001). Viscous dampers at multiple levels for the historic preservation of Los Angeles city hall. *The Structural Design of Tall Buildings*, 10(5), 339-350.
- Zhang, R., Weng, D., and Ren, X. (2011). Seismic analysis of a LNG storage tank isolated by a multiple friction pendulum system. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 10, 253-262.
- Zhang, R., Zhao, Z., and Pan, C. (2018). Influence of mechanical layout of inerter systems on seismic mitigation of storage tanks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 639-649.
- Zhou, Y., and Chen, P. (2017). Shaking table tests and numerical studies on the effect of viscous dampers on an isolated RC building by friction pendulum bearings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 100, 330-344.

ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

6.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Θεμελιώδης στόχος για κάθε πρόβλημα βελτιστοποίησης είναι η εξαγωγή του καλύτερου δυνατού αποτελέσματος. Όσον αφορά εφαρμογές σε διάφορα πεδία της μηχανικής, η καλύτερη δυνατή λύση επιτυγχάνεται αξιοποιώντας τα διαθέσιμα μέσα με τον καλύτερο δυνατό τρόπο. Για τον λόγο αυτό, χρησιμοποιούνται εξειδικευμένα λογισμικά για την ανάλυση πολλαπλών περιπτώσεων με γρήγορο και αποτελεσματικό τρόπο. Γενικά, η βελτιστοποίηση ορίζεται ως μια διαδικασία εύρεσης της ελάχιστης ή μέγιστης τιμής μιας αντικειμενικής συνάρτησης σε συνδυασμό με ένα σύνολο παραμέτρων σχεδιασμού και συναρτήσεων περιορισμών.

Συνήθως, τα προβλήματα βελτιστοποίησης στην επιστήμη της μηχανικής είναι μη-γραμμικά αφού περιλαμβάνουν σύνθετους περιορισμούς. Οι περιορισμοί αυτοί (ισοτικοί ή ανισοτικοί) μπορούν να αναπαρασταθούν με τη μορφή μη-γραμμικών εξισώσεων ή/και απλών συνοριακών συνθηκών. Σύμφωνα με τους Lagaros et al. (2002), κάθε ισοτικός περιορισμός μπορεί να τροποποιηθεί σε δύο ανισοτικούς περιορισμούς. Η τυπική μαθηματική απεικόνιση ενός μονοκριτηριακού προβλήματος βελτιστοποίησης, με μία αντικειμενική συνάρτηση και με συναρτήσεις περιορισμών είναι:

$$\begin{aligned} \min F(x) \\ \text{υπό } g_j(x) \leq 0, j = 1, \dots, m \\ \text{με } x_i^l \leq x_i \leq x_i^u, i = 1, \dots, n \end{aligned} \quad (6.1)$$

όπου:

x : είναι το διάνυσμα συνεχών μεταβλητών σχεδιασμού,

$F(x)$: είναι η αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος,

$g_j(x)$: είναι οι περιορισμοί,

x_i^l, x_i^u : είναι τα κάτω και άνω σύνορα των παραμέτρων σχεδιασμού.

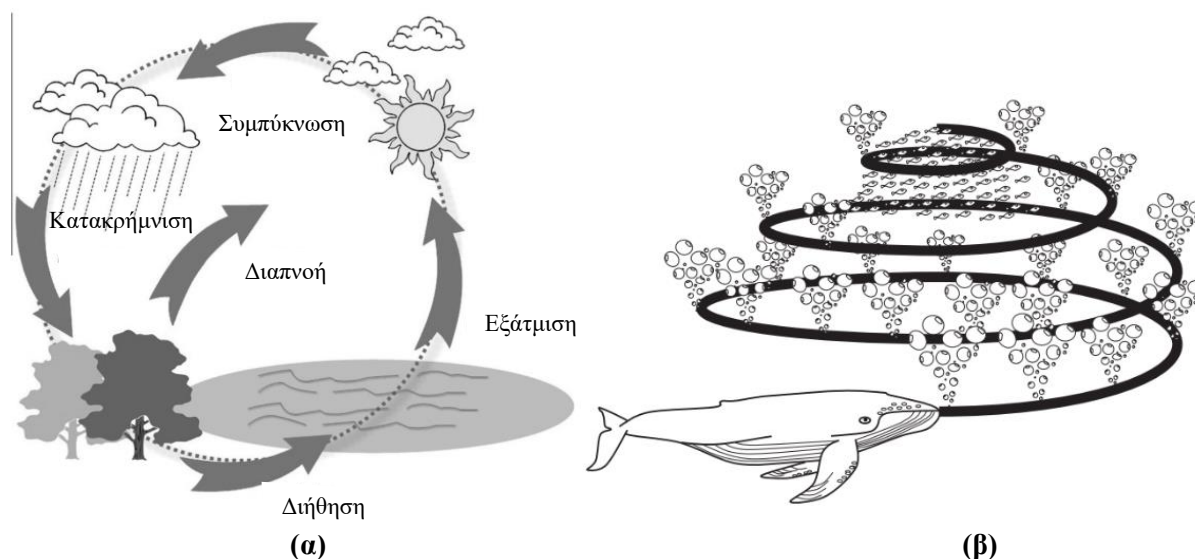
6.2 ΜΕΤΑΕΥΡΕΤΙΚΟΙ ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΙ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Τα προηγούμενα χρόνια, οι μεταευρετικές ή μεταευριστικές (metaheuristic) τεχνικές βελτιστοποίησης έγιναν αρκετά δημοφιλείς λόγω της αύξησης της πολυπλοκότητας σε ρεαλιστικά προβλήματα (Blum et al., 2011). Επιπροσθέτως, οι αλγόριθμοι αυτοί είναι εύχρηστοι και ικανοί να μην «παγιδευτούν» σε κάποιο τοπικό βέλτιστο σημείο. Οι μεταευρετικοί αλγόριθμοι έχουν αποδειχθεί εξαιρετικά αποτελεσματικοί σε σύγκριση με άλλες κλασσικές εφαρμογές βελτιστοποίησης και αυτό αποδίδεται στην ικανότητα μίμησης των καλύτερων χαρακτηριστικών της φύσης (Lee and Geem 2005; Yang, 2014). Οι Blum and Roli (2003) και ο Yang (2009) αναφέρουν ότι τα κυριότερα γνωρίσματα των μεταευρετικών αλγορίθμων είναι η εντατικότητα (intensification) και η ποικιλομορφία (diversification). Πιο συγκεκριμένα, ο σκοπός της εντατικότητας είναι η πιο εντατική και τοπική αναζήτηση, ενώ η διαφορετικότητα εγγυάται ότι ο αλγόριθμος θα εξερευνήσει καθολικά την περιοχή σχεδιασμού.

Οι αλγόριθμοι που είναι εμπνευσμένοι από τη φύση μιμούνται φυσικά και βιολογικά φαινόμενα. Μπορούν να χωριστούν σε τρεις κύριες κατηγορίες μεθόδων βελτιστοποίησης, όπως είναι οι εξελικτικοί (evolution-based), οι φυσικοί (physics-based) και αυτοί που αναπαριστούν τη συμπεριφορά σμηνών (swarm-based) (Biswas et al., 2013; Dhiman and Kumar, 2017). Επιπλέον, υπάρχουν μέθοδοι βελτιστοποίησης που δεν μπορούν να συμπεριληφθούν στις παραπάνω κατηγορίες, π.χ., η μέθοδος Αναζήτησης Αρμονίας-Harmony Search (Geem et al., 2001). Εν συντομία, η κατηγορία των εξελικτικών αλγορίθμων είναι βασισμένη στη θεωρία της φυσικής επιλογής και χαρακτηρίζεται από παραμέτρους αναπαραγωγής, μετάλλαξης, επιλογής και ανασυνδυασμού. Οι πιο γνωστές εξελικτικές τεχνικές βελτιστοποίησης είναι οι Γενετικοί Αλγόριθμοι-Genetic Algorithms (Holland, 1975), η Διαφορική Εξέλιξη-Differential Evolution (Storn and Price, 1997), και οι Στρατηγικές Εξέλιξης-Evolution Strategies (Rechenberg, 1973). Η δεύτερη κατηγορία, οι φυσικοί αλγόριθμοι, χαρακτηρίζονται από τις διαδικασίες αναζήτησης της καλύτερης λύσης σύμφωνα με τους νόμους της φυσικής. Υπάρχει πληθώρα αλγορίθμων που λειτουργούν με αυτό τον τρόπο: ο αλγόριθμος Προσομοιωμένης Ανόπτησης-Simulated Annealing (Kirkpatrick et al., 1983), ο αλγόριθμος Μαύρης Τρύπας-Black Hole (Hatamlou, 2013), ο αλγόριθμος Βαρυτικής

Αναζήτησης-Gravitational Search Algorithm (Rashedi et al., 2009), ο αλγόριθμος Κύκλου Νερού-Water Cycle Algorithm (Eskandar et al., 2012) (Εικόνα 6.1.α), κ.α.

Η τρίτη και τελευταία κατηγορία περιλαμβάνει τις μεθόδους βελτιστοποίησης που είναι βασισμένες στα σμήνη. Γενικά, οι τεχνικές αυτές αναπαριστούν τη συμπεριφορά και την ευφυία σμηνών, κοπαδιών ή συσσωματωμάτων διαφόρων ειδών στη φύση. Τα κυριότερα γνωρίσματα των αλγορίθμων αυτών είναι τα ένστικτα και η τάση για σχηματισμό σμηνών μιας ομάδας ειδών. Μερικοί δημοφιλείς αλγόριθμοι αυτής της κατηγορίας είναι: η Βελτιστοποίηση Σμηνών Σωματιδίων-Particle Swarm Optimization (Eberhart and Kennedy, 1995), η οποία είναι βασισμένη στη συμπεριφορά πτηνών ως σμήνος στην περιπλάνηση και στην αναζήτηση τροφής. Η Βελτιστοποίηση Αποικίας Μυρμηγκιών-Ant Colony Optimization (Colormi et al., 1991) αναπαριστά τη συμπεριφορά μυρμηγκιών για την αναζήτηση της συντομότερης διαδρομής ανάμεσα στη φωλιά και στην πηγή τροφής. Επιπλέον, στη βιβλιογραφία μπορούν να βρεθούν κι άλλοι παρόμοιοι μέθοδοι βελτιστοποίησης, όπως ο Αλγόριθμος Αναζήτησης Κούκων-Cuckoo Search Algorithm (Yang and Deb, 2009), ο Αλγόριθμος Πυγολαμπίδας-Firefly Algorithm (Yang, 2010), ο Αλγόριθμος Νυχτερίδας-Bat Algorithm (Yang and Gandomi, 2012), η Μέθοδος Βελτιστοποίησης Γκρι Λύκου-Grey Wolf Optimizer (Mirjalili et al., 2014), καθώς και ο Αλγόριθμος Βελτιστοποίησης Φάλαινας-Whale Optimization Algorithm (Mirjalili and Lewis, 2016) (Εικόνα 6.1.β).



Εικόνα 6.1. Αλγόριθμος βελτιστοποίησης: (α) κύκλου νερού (τροποποιημένο από Eskandar et al., 2012), και (β) φάλαινας (Mirjalili and Lewis, 2016).

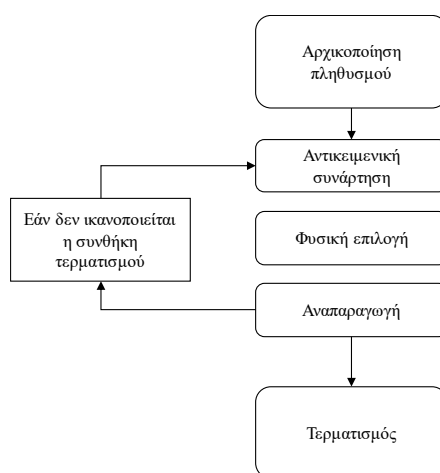
6.3 ΓΕΝΕΤΙΚΟΙ ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΙ

Οι Γενετικοί Αλγόριθμοι είναι μέθοδοι βελτιστοποίησης βασισμένοι στη διαδικασία της βιολογικής εξέλιξης στη φύση, εμπνευσμένοι από τη θεωρία του Δαρβίνου (Holland, 1975; Goldberg, 1989; Michalewicz, 1995). Βασικό γνώρισμα αποτελεί η βελτιστοποίηση της εξέλιξης μέσω της μετάλλαξης (mutation), της διασταύρωσης (crossover) και της φυσικής επιλογής (selection) (Lagaros et al., 2002). Στόχος της μετάλλαξης είναι η αποφυγή εγκλωβισμού του αλγορίθμου σε περιοχές του χώρου αναζήτησης τροποποιώντας το χρωμόσωμα (Ροβιθάκης, 2007). Όταν εφαρμόζεται η διασταύρωση και η γενετική μετάλλαξη, τότε παράγεται ένα νέο σύνολο λύσεων, οπότε η διαδικασία εξελίσσεται επαναλαμβανόμενα μέχρι να επιτευχθεί η σύγκλιση και ο βέλτιστος σχεδιασμός. Ένα τυπικό διάγραμμα ροής των γενετικών αλγορίθμων παρουσιάζεται στην Εικόνα 6.2.

Πιο συγκεκριμένα, η συνάρτηση καταλληλότητας (fitness function) αποτελεί το βασικότερο στοιχείο των γενετικών αλγορίθμων. Ειδικότερα, δεσμεύει ένα άτομο (individual) του πληθυσμού και καθορίζει κατά πόσο ικανοποιεί τα κριτήρια του αλγορίθμου βελτιστοποίησης. Η συνάρτηση καταλληλότητας θα πρέπει να εφαρμόζεται σε κάθε άτομο του πληθυσμού ξεχωριστά, προκειμένου να καθοριστεί εάν θα μεταβεί στο στάδιο της αναπαραγωγής. Η συνάρτηση επιλογής λαμβάνει τον πληθυσμό και τα αποτελέσματα της συνάρτησης καταλληλότητας για να καθοριστεί ποια θα μεταβούν στο στάδιο της αναπαραγωγής. Ουσιαστικά, ο επιλεγμένος πληθυσμός χρησιμοποιείται στη συνάρτηση αναπαραγωγής, ενώ διαγράφονται τα απορριφθέντα άτομα.

Η συνάρτηση αναπαραγωγής επιλέγει τον τρόπο επέκτασης του πληθυσμού βάσει των υπάρχοντων μελών. Η τροποποίηση της συμπεριφοράς και των παραμέτρων της συνάρτησης αναπαραγωγής αποτελούν τα πιο περίπλοκα μέρη των γενετικών αλγορίθμων, αφού η συνάρτηση αυτή έχει επίδραση στην αλλαγή του πληθυσμού στο χρόνο. Η πιο απλή αναπαραγωγή είναι η μετάλλαξη, όπου κάθε νέο μέλος είναι βασισμένο σε ένα άτομο. Η διασταύρωση, ως κυρίαρχος τελεστής των γενετικών αλγορίθμων, είναι μια πιο σύνθετη μέθοδος αναπαραγωγής, αφού κάθε νέο άτομο βασίζεται σε ένα συνδυασμό υπάρχοντων ατόμων (Ροβιθάκης, 2007). Η διασταύρωση μεταλλάσσει τα χαρακτηριστικά των νέων ατόμων, αλλά το επιτυγχάνει εφαρμόζοντας μια συνάρτηση με χαρακτηριστικά πολλών οργανισμών. Τέλος, η συνάρτηση αναπαραγωγής επιστρέφει το νέο πληθυσμό, ο οποίος μπορεί να έχει είτε το ίδιο, είτε διαφορετικό μέγεθος σε σύγκριση με τον αρχικό πληθυσμό.

Σύμφωνα με τους Pourzeynali and Zarif (2008), οι γενετικοί αλγόριθμοι έχουν χρησιμοποιηθεί με επιτυχία σε διάφορα προβλήματα κατασκευών στο πεδίο της σεισμικής μηχανικής, συμπεριλαμβανομένων και των εφαρμογών σεισμικής μόνωσης κτιρίων. Ειδικότερα, έχουν εφαρμοστεί για τη βελτιστοποίηση μελών οπλισμένου σκυροδέματος, όπως δοκοί και υποστυλώματα (Govindaraj and Ramasany, 2005; Fedghouche and Tiliouine, 2012), για πλαίσιακές κατασκευές (Pezeshk et al., 2000; Kameshki and Saka, 2001), καθώς και για σεισμικά μονωμένες κατασκευές υπό σεισμούς κοντινού πεδίου (Moeindarbari and Taghikhany, 2014).



Εικόνα 6.2. Διάγραμμα ροής μεθόδου γενετικών αλγόριθμων.

6.4 ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΣ ΑΝΑΖΗΤΗΣΗΣ ΚΟΥΚΩΝ

Ο εξελικτικός αλγόριθμος αναζήτησης κούκων (Cuckoo Search) είναι βασισμένος στην παρασιτική συμπεριφορά ορισμένων ειδών κούκου (Yang and Deb, 2009; Gandomi et al., 2013). Σε αυτήν την ενότητα θα γίνει μια εκτενής περιγραφή της συμπεριφοράς των κούκων, ενώ θα γίνει μια αναφορά στις πτήσεις Levy ορισμένων πτηνών. Ακολούθως, θα αναλυθεί το βασικό σκεπτικό, η γενική διάρθρωση, καθώς και τα κυριότερα βήματα του αλγορίθμου αναζήτησης κούκων.

6.4.1 Συμπεριφορά ανατροφής κούκων

Σύμφωνα με τους Yang and Deb (2009), οι κούκοι είναι εκπληκτικά πουλιά, όχι μόνο επειδή παράγουν όμορφους θορύβους και έχουν ισχυρές ικανότητες στο κυνήγι, αλλά επίσης λόγω της ιδιαίτερης στρατηγικής που ακολουθούν κατά την αναπαραγωγή τους. Ειδικότερα, τα είδη κούκων *ani* και *guira* αφήνουν τα αυγά τους σε φωλιές άλλων πουλιών, ενώ είναι πιθανό να απομακρύνουν τα αυγά των πουλιών-ξενιστών για να αυξηθεί η πιθανότητα επώασης των

δικών τους αυγών. Ο Payne (2005) αναφέρει ότι η μέθοδος παρασιτισμού των κούκων, δηλαδή η εναπόθεση των αυγών τους σε φωλιές άλλων πουλιών, είναι ένα φαινόμενο που παρατηρείται συχνά σε αρκετά είδη πτηνών.

Η «εισβολή» σε ξένη φωλιά, ο εσωτερικός παρασιτισμός και η συνεργαζόμενη ανατροφή αποτελούν τους τρεις βασικούς τύπους παρασιτισμού για την ανατροφή των νεοσσών. Σε αρκετές περιπτώσεις, μερικά πουλιά-ξενιστές μπορεί να έρθουν σε άμεση διαμάχη με τους κούκους. Εάν τα αυγά των κούκων ανακαλυφθούν από τα πουλιά-ξενιστές, τότε τα αυγά αυτά είτε θα απομακρυνθούν από τη φωλιά, είτε το πουλί-ξενιστής θα την εγκαταλείψει. Η εξέλιξη μερικών ειδών κούκου, όπως το *Tapera*, παρουσιάζει ενδιαφέροντα χαρακτηριστικά. Επιπλέον, τα θηλυκά είδη των παρασιτικών κούκων έχουν εξειδικευτεί στη μίμηση του σχήματος και του χρώματος των αυγών άλλων ειδών πτηνών (Yang and Deb, 2009).

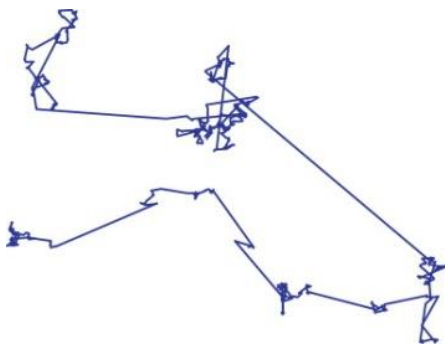
Ένα επιπλέον ενδιαφέρον χαρακτηριστικό των κούκων είναι η στιγμή που αφήνουν τα αυγά τους στη φωλιά-ξενιστή. Ειδικότερα, μια φωλιά όπου το πουλί-ξενιστής μόλις εναπόθεσε τα δικά του αυγά επιλέγεται συχνότερα από τους παρασιτικούς κούκους. Αυτό συμβαίνει λόγω της ιδιότητας των αυγών των κούκων να επωάζονται γρηγορότερα από τα αυγά των πουλιών-ξενιστών. Στη συνέχεια, η πρώτη ενέργεια του νεοσσού-κούκου είναι να εισβάλλει στα αυγά του άλλου πτηνού απομακρύνοντάς τα από τη φωλιά. Επομένως, αυξάνεται για αυτούς η αναλογία τροφής που δίνεται από το πουλί-ξενιστή. Επιπλέον, οι νεοσσοί κούκοι μπορούν να μιμηθούν το κελάϊδισμα των πουλιών-ξενιστών με σκοπό την αύξηση παροχής τροφής από το πουλί-ξενιστή.

6.4.2 Πτήσεις Levy

Στη φύση, τα άγρια ζώα συνήθως αναζητούν τροφή ακολουθώντας τυχαία ή ημι-τυχαία μονοπάτια. Συνεπώς, το μονοπάτι αναζήτησης τροφής του ζώου ακολουθεί έναν τυχαίο περίπατο, για το οποίο η συγκεκριμένη τοποθεσία και η πιθανότητα μετάβασης καθορίζουν την επόμενη κίνηση και την επόμενη τοποθεσία, αντίστοιχα. Η επιλογή της κατεύθυνσης είναι μια στοχαστική διαδικασία που μπορεί να εφαρμοστεί με μαθηματικό τρόπο. Πολλές μελέτες έχουν αποδείξει ότι η πτητική συμπεριφορά αρκετών ειδών ακολουθούν τα κύρια χαρακτηριστικά των πτήσεων Levy (Reynolds and Frye, 2007; Pavlyukevich, 2007). Ένα τυπικό παράδειγμα των πτήσεων Levy απεικονίζεται στην Εικόνα 6.3.

Σύμφωνα με τους Reynolds and Frye (2007), το είδος μύγας *Drosophila melanogaster* εξερευνάει το χώρο χρησιμοποιώντας μια σειρά ευθείων διαδρομών ενώ παρεμβάλλονται στροφές 90°, σχηματίζοντας ένα σύνολο μονοπατιών, όπως οι πτήσεις Levy. Επιπροσθέτως,

τυπικά χαρακτηριστικά των πτήσεων Levy μπορούν να βρεθούν και στην ανθρώπινη συμπεριφορά, όπως τα μονοπάτια αναζήτησης τροφής του κυνηγού Ju/'hoansi. Ακόμα και η διαδρομή του φωτός μπορεί να συσχετισθεί με τις πτήσεις Levy (Barthelemy et al., 2008). Επομένως, η ενσωμάτωση αυτού του αποδοτικού μηχανισμού αναζήτησης σε αλγορίθμους βελτιστοποίησης εμπνευσμένους από τη φύση μπορεί να βελτιώσει σημαντικά την εξερεύνηση του χώρου σχεδιασμού (Reynolds and Frye, 2007; Pavlyukevich, 2007).



Εικόνα 6.3. Τυπικό παράδειγμα πτήσεων Levy (Yang and Deb, 2013).

6.4.3 Περιγραφή αλγορίθμου αναζήτησης κούκων

Όπως προαναφέρθηκε, ο αλγόριθμος αναζήτησης κούκων είναι βασισμένος στην παρασιτική συμπεριφορά ορισμένων ειδών κούκου και ενισχύεται περισσότερο μέσω της μεθόδου πτήσεων Levy (Pavlyukevich, 2007). Χάριν απλότητας, στον αλγόριθμο αναζήτησης κούκων χρησιμοποιούνται τρεις εξιδανικευμένοι κανόνες (Yang and Deb, 2009; Yang, 2014):

- Κάθε κούκος αφήνει μόνο ένα αυγό και το εναποθέτει σε τυχαία φωλιά.
- Οι καλύτερες φωλιές με αυγά υψηλής ποιότητας περνούν στην επόμενη γενιά.
- Ο αριθμός των διαθέσιμων φωλιών είναι καθορισμένος, και το αυγό που εναποτέθηκε από τον κούκο μπορεί να βρεθεί από το πουλί-ξενιστή με πιθανότητα $p_a \in (0,1)$. Στην περίπτωση αυτή, το πουλί-ξενιστής μπορεί είτε να απομακρύνει το παρασιτικό αυγό, ή απλά να εγκαταλείψει την παρούσα φωλιά και να φτιάξει μια καινούρια.

Η αντικατάσταση του λόγου p_a των n φωλιών-ξενιστών με καινούριες φωλιές (π.χ., με νέα τυχαία χαρακτηριστικά) μπορεί να εφαρμοστεί ως μια επιπλέον ενίσχυση της διαδικασίας αυτής (Yang and Deb, 2009; Yang, 2014). Όταν μελετάται ένα πρόβλημα μεγιστοποίησης, η τιμή της αντικειμενικής συνάρτησης είναι ανάλογη της ποιότητας κάθε σχεδιασμού. Όσον αφορά την εφαρμογή του αλγορίθμου, μπορεί να ληφθεί υπόψη η απλοποιητική παραδοχή ότι κάθε αυγό στη φωλιά αντιπροσωπεύει έναν σχεδιασμό και κάθε κούκος εναποθέτει μόνο ένα αυγό. Σκοπός είναι η χρήση νέων και πιθανώς καλύτερων λύσεων (κούκων) για να

αντικαταστήσουν μια, όχι και τόσο καλή, υπάρχουσα λύση στις φωλιές της συγκεκριμένης γενιάς. Συνεπώς, είναι προφανές ότι ο αλγόριθμος αναζήτησης κούκων μπορεί να επεκταθεί σε πιο σύνθετες περιπτώσεις, όπου κάθε φωλιά έχει πολλά αυγά τα οποία αντιπροσωπεύουν ένα σύνολο πιθανών λύσεων. Στην παρούσα διατριβή χρησιμοποιείται η απλή παραδοχή, όπου κάθε φωλιά σχετίζεται με ένα αυγό.

Ένας εξισορροπημένος συνδυασμός τοπικού και καθολικού τυχαίου περιπάτου χρησιμοποιείται από τον αλγόριθμο αναζήτησης κούκων (Εικόνα 6.4), ο οποίος ελέγχεται μέσω μιας μεταβαλλόμενης παραμέτρου p_a . Ο τοπικός τυχαίος περίπατος αναπαρίσταται μέσω της εξίσωσης (Yang, 2014):

$$x_i^{t+1} = x_i^t + as \otimes H(p_a - \epsilon) \otimes (x_j^t - x_k^t) \quad (6.2)$$

όπου x_j^t , και x_k^t είναι δύο διαφορετικές λύσεις που επιλέγονται τυχαία μέσω τυχαίων μεταλλάξεων, $H(u)$ είναι μια συνάρτηση Heaviside, ϵ είναι ένας τυχαίος αριθμός που ακολουθεί ομοιόμορφη κατανομή, και s είναι το μέγεθος του βήματος. Το γινόμενο δύο διανυσμάτων είναι το σύμβολο \otimes . Επιπροσθέτως, οι πτήσεις Levy χρησιμοποιούνται για τον καθολικό τυχαίο περίπατο ως εξής (Yang, 2014):

$$x_i^{t+1} = x_i^t + aL(s, \lambda) \quad (6.3)$$

όπου:

$$L(s, \lambda) = \frac{\lambda \Gamma(\lambda) \sin(\frac{\pi \lambda}{2})}{\pi} \frac{1}{s^{1+\lambda}} \quad (6.4)$$

ενώ $a > 0$ είναι το συντελεστής κλιμάκωσης για το μέγεθος του βήματος, το οποίο σχετίζεται με την κλίμακα του εξεταζόμενου προβλήματος, $\Gamma(\lambda)$ είναι η κανονική συνάρτηση-Γ, και λ υποδηλώνει τη μέση εμφάνιση ενός γεγονότος κατά τη διάρκεια μιας ενδιάμεσης κατάστασης. Συνήθως, $a = O(L/10)$, όπου L είναι η χαρακτηριστική κλιμάκωση του προβλήματος. Σε πολλές περιπτώσεις, χρησιμοποιώντας τη συνθήκη $a = O(L/100)$ μπορεί να είναι πιο αποτελεσματική για την αποφυγή πολύ μακρινής πτήσης. Διαφορετικές τιμές a μπορούν επίσης να χρησιμοποιηθούν για τις εξισώσεις 6.2 και 6.3, π.χ., δύο παράμετροι a_1 και a_2 , αντίστοιχα. Για λόγους απλότητας, αυτές οι τιμές είναι ίσες μεταξύ τους, δηλαδή $a_1 = a_2$.

Η εξίσωση 6.2 είναι μια ομοιόμορφη στοχαστική εξίσωση που συνδέεται με τον τυχαίο περίπατο. Γενικά, ο τυχαίος περίπατος είναι μια Μαρκοβιανή αλυσίδα της οποίας η επόμενη τοποθεσία εξαρτάται μόνο από την παρούσα κατάσταση και πιθανότητα μετάβασης. Ωστόσο, η τυχαιοποίηση μακρινού πεδίου μπορεί να παράγει μια ακόλουθη αναλογία νέων λύσεων και

οι αντίστοιχες τοποθεσίες τους δεν θα πρέπει να βρίσκονται αρκετά κοντά στην παρούσα βέλτιστη λύση. Αυτό κρίνεται απαραίτητο για την επαλήθευση της υπόθεσης ότι το σύστημα δεν θα «παγιδευτεί» σε κάποιο τοπικό βέλτιστο (Yang and Deb, 2009; 2010).

```

Αντικειμενική συνάρτηση  $f(\mathbf{x})$ ,  $\mathbf{x} = (x_1, \dots, x_d)^T$ 
Δώσε αρχικό πληθυσμό από  $n$  φωλιές-ξενιστές  $\mathbf{x}_i$ 
Όσο  $t <$  Μέγιστη γενιά ή Κριτήριο τερματισμού
    Διάλεξε τυχαία έναν κούκο
    Δώσε μια λύση μέσω πτήσεων Levy
    Εκτίμησε τη λύση  $f_i$  ή την ποιότητα για την αντικειμενική συνάρτηση
    Επέλεξε τυχαία μια φωλιά ανάμεσα σε  $n$ 
        Εάν  $f_i < f_j$ 
            Αντικατάστησε τη νέα λύση  $i$  με την  $j$ 
    Τέλος
    Εγκατάλειψε ένα μέρος  $p_a$  των χειρότερων φωλιών
    Δώσε νέες φωλιές/λύσεις
    Κράτησε τις καλύτερες λύσεις
    Ταξινόμησε τις λύσεις και βρες την καλύτερη
    Αύξησε το μετρητή  $t \leftarrow t+1$ 
Τέλος Όσο
Τελικά αποτελέσματα και απεικόνιση

```

Εικόνα 6.4. Ψευδοκώδικας αλγόριθμου αναζήτησης κούκων.

Απαιτούνται δύο βήματα για τη παραγωγή τυχαίων αριθμών όταν χρησιμοποιούνται οι πτήσεις Levy: (α) η παραγωγή των βημάτων που ικανοποιούν την κατανομή Levy, και (β) η επιλογή ενός τυχαίου κριτηρίου (Yang, 2014). Η ομοιόμορφη κατανομή ελέγχει την κατεύθυνση, ενώ η παραγωγή των βημάτων δεν είναι μία γραμμική διαδικασία. Ο αλγόριθμος του Mantegna που χρησιμοποιείται στη συμμετρική και σταθερή κατανομή Levy αποτελεί τον πιο αποτελεσματικό τρόπο σχετικά με τη διαχείριση των βημάτων αναζήτησης. Ακολούθως, το μέγεθος του βήματος s μπορεί να εκτιμηθεί χρησιμοποιώντας δύο Γκαουσιανές κατανομές U και V μέσω της ακόλουθης μαθηματικής σχέσης (Mantegna, 1994):

$$s = \frac{U}{|V|^{1/\lambda}} \quad (6.5)$$

όπου $U \sim N(0, \sigma^2)$, $V \sim N(0, 1)$, ενώ $U \sim (0, \sigma^2)$ δηλώνει ότι τα δείγματα αντλούνται από μια Γκαουσιανή κανονική κατανομή με μηδενικό διάμεσο και διακύμανση σ^2 . Η διακύμανση προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma^2 = \left[\frac{\Gamma(1+\lambda)}{\lambda \cdot \Gamma((1+\lambda)/2)} \cdot \frac{\sin(\pi\lambda/2)}{2^{(\lambda-1)/2}} \right]^{1/\lambda} \quad (6.6)$$

Σύμφωνα με τον Mantegna (1994), τα τυχαία δείγματα που ακολουθούν την κατανομή αυτή μπορούν να παραχθούν αποτελεσματικά από αυτόν τον αλγόριθμο.

6.5 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Στη βιβλιογραφία υπάρχουν αρκετές μελέτες με εφαρμογές μεθοδολογιών βελτιστοποίησης σε σεισμικά μονωμένες κατασκευές και δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιούνται διάφορες τεχνικές για τη βελτιστοποίηση των εφεδράνων ώστε να επιτευχθεί ένας βέλτιστος σχεδιασμός των συστημάτων σεισμικής μόνωσης και να μειωθούν οι σεισμικές απαιτήσεις στην ανωδομή. Αρχικά, ο Jangid (2000) εξέτασε τον βέλτιστο συντελεστή τριβής ενός συστήματος τριβής με σκοπό τη μείωση των επιταχύνσεων μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής υπό σεισμική διέγερση. Παράμετροι όπως η περίοδος και η απόσβεση της κατασκευής, ο λόγος μάζας βάσης προς ανωδομής, ο λόγος απόσβεσης και η περίοδος του συστήματος σεισμικής μόνωσης, όπως και το συχνотικό περιεχόμενο και η ένταση της διέγερσης, είχαν σημαντική επιρροή στη βελτιστοποίηση του συντελεστή τριβής. Σε μια επόμενη μελέτη του, ο Jangid (2005) μελέτησε την αναλυτική απόκριση πολυώροφων κτιρίων σεισμικά μονωμένων με SFPB υπό σεισμούς κοντινού πεδίου. Το κριτήριο της βελτιστοποίησης ήταν η ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων στη κορυφή της ανωδομής και η μετακίνηση ολίσθησης, ενώ οι βέλτιστες τιμές του συντελεστή ολίσθησης των SFPB εντάσσονταν στο εύρος από 0.05 μέχρι 0.15.

Ο Bucher (2009) ανέπτυξε μια μεθοδολογία βελτιστοποίησης τύπου Pareto, για να βελτιστοποιήσει τη συμπεριφορά εφεδράνων τριβής λαμβάνοντας υπόψη αντικρουόμενες αντικειμενικές συναρτήσεις. Οι συναρτήσεις αυτές σχετίζονταν με τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα της καμπύλης επιφάνειας. Τα ευρήματα της διερεύνησης έδειξαν ότι αυτές οι παράμετροι μπορούν να αντληθούν από ένα περιορισμένο εύρος τιμών. Ο αλγόριθμος NSGA-II (Non-Sorting Genetic Algorithm) χρησιμοποιήθηκε στη μελέτη των Calafell et al. (2010) για τη βελτιστοποίηση των εφεδράνων SFPB σε μία λιθόκτιστη κατασκευή στη Χιλή. Για την προσομοίωση της ανωδομής εφαρμόστηκε μια παραδοχή πολλών βαθμών ελευθερίας, η οποία ταυτοποιήθηκε με πειραματικά αποτελέσματα. Οι στόχοι της βελτιστοποίησης ήταν η μέγιστη τέμνουσα βάσης, η μέγιστη μετακίνηση της βάσης και η απόλυτη επιτάχυνση των ορόφων. Συμπερασματικά, αποδείχθηκε ότι οι μονωτήρες SFPB μείωσαν σημαντικά τις απαιτήσεις της ανωδομής.

Οι Charmpis et al. (2012) διερεύνησαν τη βέλτιστη χωροθέτηση των μονωτήρων στους ορόφους μιας πολυώροφης κατασκευής. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν οι Γενετικοί Αλγόριθμοι για την εκλογή θέσεων εγκατάστασης των εφεδράνων καθ' ύψος της κατασκευής για τη βελτίωση της απόκρισής της. Ο στόχος της βελτιστοποίησης ήταν η ελαχιστοποίηση των μέγιστων επιταχύνσεων στους ορόφους, ενώ οι συναρτήσεις περιορισμού σχετίζονταν με τον έλεγχο των μέγιστων μετακινήσεων των ορόφων, τη μέγιστη μετακίνηση βάσης και το συνολικό κόστος της σεισμικής μόνωσης. Σύμφωνα με τα ευρήματα, μέσω της βελτιστοποίησης επετεύχθη η μείωση των μέγιστων επιταχύνσεων στους ορόφους.

Η εργασία των Chung et al. (2013) πρότεινε μια μεθοδολογία που μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον καθορισμό του βέλτιστου συντελεστή τριβής του συστήματος σεισμικής μόνωσης, ελαχιστοποιώντας το άθροισμα των τετραγώνων των απόλυτων επιταχύνσεων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι ο συντελεστής τριβής εξαρτάται από τη συχνότητα (περίοδο) της σεισμικής μόνωσης, αλλά όχι από τον λόγο μαζών της ανωδομής και της συνολικής μάζας του σεισμικά μονωμένου συστήματος, τον λόγο συχνοτήτων της ανωδομής και του συστήματος σεισμικής μόνωσης, καθώς και το ποσοστό της απόσβεσης της κατασκευής. Η βελτιστοποίηση των παραμέτρων των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης για πολυώροφα κτίρια προτάθηκε από τους Nigdeli et al. (2014) χρησιμοποιώντας τη μέθοδο βελτιστοποίησης Harmony Search (HS). Ειδικότερα, ένα σύνολο παραμέτρων για το σύστημα σεισμικής μόνωσης εντός συγκεκριμένου εύρους τιμών λήφθηκε υπόψη ως αντικειμενική συνάρτηση. Με αυτόν τον τρόπο, επιτυγχάνεται η ελαχιστοποίηση της απόκρισης σε όρους επιταχύνσεων χωρίς να υπερβαίνονται οι μέγιστες ικανότητες μετακίνησης των μονωτήρων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης HS αποτελεί μια αποτελεσματική τεχνική για τη συγκεκριμένη εφαρμογή, ενώ πιστοποιήθηκε η αποδοτικότητά του σε διεγέρσεις με διαφορετικά χαρακτηριστικά.

Οι Moeindarbari and Taghikhany (2014) χρησιμοποίησαν τους Γενετικούς Αλγόριθμους για να βελτιστοποιήσουν μια κατασκευή που εδράζεται σε εφέδρανα τριπλής καμπύλης επιφάνειας τριβής (TFPB). Ειδικότερα, οι παράμετροι σχεδιασμού για τα TFPB (π.χ., ακτίνα καμπύλης επιφάνειας, συντελεστής τριβής και μέγιστη μετακίνηση για κάθε επιφάνεια ολίσθησης) ήταν αντικείμενα της βελτιστοποίησης, με στόχο την ελαχιστοποίηση των απαιτήσεων υπό σεισμούς κοντινού πεδίου. Η μελέτη αυτή έδειξε ότι οι εξωτερικές επιφάνειες των εφεδράνων είχαν πιο σημαντική επιρροή στην απόκριση της ανωδομής σε σύγκριση με τις εσωτερικές. Τα ευρήματα αυτής της διερεύνησης μπορούν να εφαρμοστούν σε διάφορους τύπους κατασκευών.

Η βέλτιστη συμπεριφορά σεισμικά μονωμένου κτιρίου λαμβάνοντας υπόψη τον περιορισμό της μέγιστης μετακίνησης των εφεδράνων ήταν το αντικείμενο μελέτης των Das et al. (2015). Συγκεκριμένα, εφαρμόστηκε στοχαστική βελτιστοποίηση με και χωρίς συναρτήσεις περιορισμού, για τον περιορισμό των μέγιστων μετακινήσεων των ελαστομερών εφεδράνων με πυρήνα μολύβδου (LRB) που είναι εγκατεστημένα σε πολυώροφο κτίριο. Πραγματοποιήθηκαν στοχαστικές μη-γραμμικές αναλύσεις για την αποτίμηση της απόκρισης της σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι το βέλτιστο σύστημα σεισμικής μόνωσης που προήλθε από τον αλγόριθμο με συναρτήσεις περιορισμού, παρουσίασε διαφοροποιήσεις σε σύγκριση με τον αλγόριθμο χωρίς συναρτήσεις περιορισμού.

Οι Moeindarbari and Taghikhany (2018) ανέπτυξαν μία διαδικασία βελτιστοποίησης με στόχο το βέλτιστο κόστος μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής με εφέδρανα SFPB. Αρχικά, έγινε μια ανάλυση ευαισθησίας για να μειωθεί ο αριθμός των τυχαίων μεταβλητών και το υπολογιστικό κόστος. Έπειτα, μελετήθηκε η εφαρμογή νευρωνικών δικτύων ως απλοποιητικό προσομοίωμα αντί για την πιο χρονοβόρες και επαναλαμβανόμενες δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας. Με αυτόν τον τρόπο μειώθηκε σημαντικά το υπολογιστικό κόστος κατά τις επαναλήψεις στη βελτιστοποίησης. Επιπλέον, για τη βελτιστοποίηση χρησιμοποιήθηκε ο αλγόριθμος Προσομοίωσης Ανόπτησης με περιορισμούς που σχετίζονταν με πολλαπλούς στόχους αξιοπιστίας. Τα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης έδειξαν ότι για κάθε διαφορετικό στόχο πιθανότητας αστοχίας, μερικές μεταβλητές σχεδιασμού είχαν μεγαλύτερη επιρροή από κάποιες άλλες. Επιπροσθέτως, η βέλτιστη τιμή του συντελεστή τριβής για τα εφέδρανα SFPB είχε μια μέση τιμή γύρω 0.02.

Τέλος, ο βέλτιστος σχεδιασμός συστημάτων σεισμικής μόνωσης χρησιμοποιώντας μεταερευνητικούς μεθόδους αναζήτησης εξετάστηκε από τους Cercevik et al. (2020). Ειδικότερα, χρησιμοποιήθηκε ο Αλγόριθμος Αναζήτησης Κορακιού (Crow Search Algorithm – CSA), ο Αλγόριθμος Βελτιστοποίησης Φάλαινας (Whale Optimization Algorithm – WOA), και η Μέθοδος Βελτιστοποίησης Γκρίζου Λύκου (Grey Wolf Optimizer – GWO). Στόχος ήταν η βελτιστοποίηση των γραμμικών παραμέτρων των εφεδράνων για σεισμικά μονωμένο πλαίσιο, όπως ο λόγος απόσβεσης και η περίοδος σεισμικής μόνωσης. Σύμφωνα με τα ευρήματα αυτής της διερεύνησης, οι μεγάλες τιμές του λόγου απόσβεσης δεν εγγυώνται τις βέλτιστες παραμέτρους για το σύστημα σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον, ο βέλτιστος λόγος απόσβεσης αποτελεί μια κρίσιμη παράμετρο για την επίτευξη των ελάχιστων επιταχύνσεων στην κορυφή του κτιρίου.

6.6 ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΣΗ ΑΛΓΟΡΙΘΜΟΥ ΑΝΑΖΗΤΗΣΗΣ ΚΟΥΚΩΝ

Όπως προαναφέρθηκε, ο αλγόριθμος αναζήτησης κούκων (CS) (Yang and Deb, 2009) είναι ένας σχετικά νέος μεταερευνητικός αλγόριθμος βελτιστοποίησης, άλλα έχει βρει αρκετές εφαρμογές σε προβλήματα μηχανικής. Επιπλέον, έχει αποδειχθεί αρκετά αποτελεσματικός στην επίλυση σύνθετων μη-γραμμικών περιπτώσεων. Σε αυτή την ενότητα, προτείνονται αποτελεσματικές τροποποιήσεις του κλασικού αλγόριθμου CS για την ενίσχυση της αποδοτικότητας και της αξιοπιστίας του. Παρόμοιες διερευνήσεις σε άλλες μεθόδους βελτιστοποίησης, όπως οι Γενετικοί Αλγόριθμοι (Genetic Algorithms), η Τεχνητή Αποικία Μελισσών (Artificial Bee Colony), κ.α., έχουν γίνει από τους Plevris and Papadrakakis (2011), Charalampakis and Tsiatas (2019) και Georgioudakis and Plevris (2020).

Ειδικότερα, σταθερές παράμετροι του αλγορίθμου, όπως: (α) η πιθανότητα του παρασιτικού αυγού να βρεθεί από το πουλί-ξενιστή, και (β) το μέγεθος του βήματος των πτήσεων Levy, τροποποιούνται ώστε να λειτουργούν με δυναμικό τρόπο. Επιπροσθέτως, εισάγονται στατικές και δυναμικές συναρτήσεις ποινής (penalty functions), ενώ αναπτύσσεται κι ένας υβριδικός αλγόριθμος με σκοπό τον συνδυασμό των πλεονεκτημάτων της μεθόδου CS με τον αλγόριθμο σμήνους πουλιών (Bird Swarm Algorithm – BSA) (Meng et al., 2015). Για την επαλήθευση των νέων-τροποποιημένων αλγορίθμων, χρησιμοποιούνται διάφορα κλασικά προβλήματα μηχανικής (benchmarks), οι λύσεις των οποίων θα συγκριθούν με προηγούμενες μελέτες που έχουν χρησιμοποιήσει τον κλασικό CS, καθώς και άλλους διαδεδομένους εξελικτικούς αλγόριθμους βελτιστοποίησης, όπως οι Γενετικοί Αλγόριθμοι, ο αλγόριθμος σμήνους σωματιδίων (PSO), κ.α.

Κύριος στόχος αυτής της διερεύνησης είναι η ενίσχυση της αποδοτικότητας των υπολογισμών βελτιστοποίησης του CS αναφορικά με τα ακόλουθα σημαντικά ζητήματα: (α) επίτευξη της καθολικής βέλτιστης λύσης, (β) επιτάχυνση της σύγκλισης, δηλαδή μείωση του υπολογιστικού κόστους, και (γ) ικανοποίηση των συναρτήσεων περιορισμού και ελαχιστοποίησης της παράβασής τους. Όπως προαναφέρθηκε, μια από τις κύριες συνεισφορές αυτής της μελέτης αναφέρεται στη ταυτόχρονη εφαρμογή δυναμικά μεταβαλλόμενων παραμέτρων και δυναμικών συναρτήσεων ποινής στον αλγόριθμο, με σκοπό την ενίσχυση του αλγόριθμου CS. Επιπλέον, προτείνεται μια υβριδική εφαρμογή του αλγόριθμου CS με δυναμική συνάρτηση ποινής, σε συνδυασμό με σημαντικές παραμέτρους του αλγόριθμου σμήνους πουλιών PSO.

6.6.1 Πιθανότητα εύρεσης παρασιτικού αυγού

Στον τυπικό αλγόριθμο CS (Yang and Deb, 2009; 2010), ο ρυθμός ανακάλυψης του παρασιτικού αυγού από το πουλί-ξενιστή έχει μια σταθερή τιμή $p_a = 0.25$. Σύμφωνα με τους Marichelvam et al. (2014), η πιθανότητα p_a και ο συντελεστής κλιμάκωσης του βηματικού μεγέθους a αποτελούν τις πιο σημαντικές παραμέτρους για την επίτευξη της βέλτιστης σύγκλισης σε συνδυασμό με τη βέλτιστη λύση. Η σπουδαιότητα της δυναμικής μεταβλητότητας της παραμέτρου p_a και a σε κάθε γενιά έχει επίσης τονιστεί από τους Valian et al. (2013). Συνεπώς, η ακόλουθη σχέση οδηγεί στη δυναμική μείωση της παραμέτρου p_a (Bulatovic et al., 2014):

$$p_a = p_a + \frac{rand \cdot p_a}{t} \quad (6.7)$$

όπου t είναι ο μέγιστος αριθμός των επαναλήψεων (π.χ., στη συγκεκριμένη εφαρμογή, $t = 2000$), και $rand$ είναι μια συνάρτηση που παράγει πίνακες με ομοιόμορφα κατανομημένα στοιχεία στο διάστημα $(0,1)$.

6.6.2 Μεταβλητό βηματικό μέγεθος πτήσεων Levy

Όπως προαναφέρθηκε, οι παράμετροι p_a και a παίζουν σημαντικό ρόλο στον ρυθμό σύγκλισης της διαδικασίας αναζήτησης σε συνδυασμό με τη βέλτιστη λύση. Γενικά, στον τυπικό αλγόριθμο CS χρησιμοποιούνται σταθερές τιμές και για τις δύο παραμέτρους, οι οποίες ανατίθενται στο βήμα αρχικοποίησης και δεν αλλάζουν στις επόμενες επαναλήψεις. Με αυτόν τον τρόπο, απαιτείται σημαντικός αριθμός επαναλήψεων για την επίτευξη σύγκλισης στη βέλτιστη λύση. Το φαινόμενο αυτό είναι περισσότερο διαδεδομένο όταν η τιμή της πιθανότητας p_a είναι μικρή, ενώ της παραμέτρου a είναι μεγάλη. Αντιθέτως, όταν η τιμή της p_a είναι μεγάλη και η αντίστοιχη τιμή της a είναι μικρή, σημειώνεται βελτίωση στον ρυθμό σύγκλισης, αλλά υπάρχει πιθανότητα να μη βρεθεί η καθολική βέλτιστη λύση σε όλες τις περιπτώσεις (Valian et al., 2013). Επομένως, παρουσιάζεται η τροποποίηση της παραμέτρου a όπως προτείνεται από τους Bulatovic et al. (2014), η οποία μεταβάλλεται δυναμικά κατά τη διαδικασία βελτιστοποίησης:

$$a_{nests+1} = a_{nests} \cdot \exp\left(\frac{1}{nests}\right) \quad (6.8)$$

Αναφορικά με την αρχική τιμή του βηματικού μεγέθους a , προτείνεται να βρίσκεται εντός του εύρους μεταξύ των τιμών 1 και 3 (Bulatovic et al., 2014). Συνεπώς, αρχικά ανατίθεται η τιμή $a = 2$. Κατά την έναρξη των υπολογισμών βελτιστοποίησης και οι δύο μεταβλητές

έχουν αρκετά υψηλές τιμές, «αναγκάζοντας» τον αλγόριθμο CS να αυξήσει τη ποικιλία των διαφορετικών λύσεων. Από την άλλη πλευρά, επιτυγχάνεται μια καλύτερη ανάθεση των συγκεκριμένων λύσεων όταν αυτές οι τιμές μειώνονται προοδευτικά κατά τη διάρκεια των επαναλήψεων (Valian et al., 2013). Συνεπώς, η διαδικασία αυτή συνεισφέρει στην επιλογή των βέλτιστων λύσεων και στην εύρεση του ολικού ελάχιστου ή μέγιστου, ανάλογα με το είδος της αντικειμενικής συνάρτησης.

6.6.3 Συναρτήσεις ποινής

Γενικά, οι συναρτήσεις ποινής (penalty functions) εφαρμόζονται σε εξελικτικούς αλγόριθμους με σκοπό τη διαχείριση προβλημάτων με περιορισμούς. Το κύριο χαρακτηριστικό των συναρτήσεων ποινής είναι η μετατροπή ενός προβλήματος με περιορισμούς σε ένα πρόβλημα χωρίς περιορισμούς (Papadrakakis et al., 2001; Lagaros et al., 2002). Στη βιβλιογραφία έχουν αναφερθεί διάφοροι τύποι συναρτήσεων ποινής, όπως: στατικές, δυναμικές, προσαρμοστικές, ανόπτησης, «θανάτου», κλπ. (Lagaros et al., 2002). Σύμφωνα με τη σχετική βιβλιογραφία, όταν ο αλγόριθμος αναζήτησης κούκων χρησιμοποιείται για την επίλυση προβλημάτων βελτιστοποίησης με περιορισμούς, έχει χρησιμοποιηθεί μόνο η εφαρμογή στατικών συναρτήσεων ποινής (Yang and Deb, 2010; Valian et al., 2013; Huang et al., 2015). Στην παρούσα διερεύνηση, εφαρμόζονται τρεις εφαρμογές συναρτήσεων ποινής (μια στατική και δύο δυναμικές) και συγκρίνονται μεταξύ τους όσον αφορά τη βέλτιστη λύση, τον ρυθμό σύγκλισης και το χρόνο υπολογισμού.

6.6.4 Περιγραφή τροποποιημένων αλγορίθμων

Στατική συνάρτηση ποινής (SP)

Οι μη-εφικτές λύσεις μπορούν να απομονωθούν εφαρμόζοντας μια σταθερή συνάρτηση ποινής (static penalty-SP) που «παραβιάζει» κάθε συνάρτηση περιορισμού. Με αυτόν τον τρόπο, το εξεταζόμενο πρόβλημα μετατρέπεται σε ένα πρόβλημα χωρίς περιορισμούς προσθέτοντας μια παράμετρο ποινής στην αντικειμενική συνάρτηση. Πιο συγκεκριμένα, λαμβάνοντας υπόψη ένα πρόβλημα με m περιορισμούς που περιλαμβάνονται στη συνάρτηση ποινής, της οποίας η μαθηματική μορφή είναι:

$$F_p(x) = F(x) + \sum_{i=1}^m C_i \cdot g_i(x)^2 \cdot \delta_i \quad (6.9)$$

όπου $\begin{cases} \delta_i = 1, \text{ εάν η συνάρτηση περιορισμού παραβιάζεται} \\ \delta_i = 0, \text{ εάν η συνάρτηση περιορισμού ικανοποιείται} \end{cases}$

και $F_p(x)$, $F(x)$ είναι η αντικειμενική συνάρτηση με ή χωρίς τη συνάρτηση ποινής, αντίστοιχα. Στη συνέχεια, C_i είναι μια σταθερή τιμή που σχετίζεται με την παραβίαση του περιορισμού, i , και $g_i(x)$ είναι η αντίστοιχη συνάρτηση περιορισμού. Η μέθοδος αυτή είναι απλή, ενώ η επιλογή της παραμέτρου ποινής C_i συνήθως γίνεται με τυχαματικό τρόπο (Lagaros et al., 2002). Όταν επιλέγεται μια μικρή τιμή, τότε ο αλγόριθμος μπορεί να συγκλίνει σε μια μη-εφικτή λύση ή σε ένα τοπικό ελάχιστο/μέγιστο. Από την άλλη πλευρά, όταν η τιμή είναι αρκετά μεγάλη, τότε η τελική λύση μπορεί να είναι μακριά από το καθολικό βέλτιστο. Στην παρούσα διερεύνηση, αυτή η εφαρμογή στατικής συνάρτησης ποινής συμβολίζεται με CS-SP και θα έχει μια αρκετά μεγάλη σταθερή τιμή (10^{20}), όπως προτείνεται από τους Yang and Deb (2009).

Δυναμική συνάρτηση ποινής 1 (DP1)

Το κύριο χαρακτηριστικό της δυναμικής συνάρτησης ποινής (dynamic penalty - DP) είναι η μεταβλητότητα της παραμέτρου ποινής όσο οι επαναλήψεις προχωρούν κατά τη διαδικασία βελτιστοποίησης (Smith and Coit, 1997). Η μαθηματική αναπαράσταση της αντικειμενικής συνάρτησης με ποινή είναι (Kazarlis and Petridis, 1998):

$$F_p(x) = F(x) + V(g) \left(A \sum_{i=1}^m \left(\delta_i w_i \Phi(d_i(x)) \right) + B \right) \delta_x \quad (6.10)$$

όπου A είναι ένας συντελεστής «σπουδαιότητας» (π.χ., $A = 1000$), m είναι ο συνολικός αριθμός των συναρτήσεων περιορισμών, δ_i έχει την τιμή 1 όταν η συνάρτηση περιορισμού παραβιάζεται και 0 όταν ικανοποιείται, w_i είναι ένας συντελεστής βαρύτητας για τον περιορισμό i , $d_i(x)$ είναι ο βαθμός παραβίασης του i - οστού περιορισμού για τη λύση x , ενώ $\Phi(\cdot)$ είναι μια συνάρτηση αυτού του μέτρου, B είναι ένας συντελεστής κατωφλίου ποινής, δ_x είναι ένας δυαδικός συντελεστής όπου έχει τη τιμή 1 εάν η x είναι μη-εφικτή και 0 εάν είναι εφικτή. Τέλος, η παράμετρος $V(g)$ αναφέρεται σε μια αυξανόμενη συνάρτηση g γενεών/επαναλήψεων στο εύρος $[0,1]$. Οι Kazarlis and Petridis (1998) εφάρμοσαν διαφορετικές εκφράσεις της παραμέτρου $V(g)$, όπως γραμμική, τετραγωνική, κυβική, τεταρτημοριακή, εκθετική και πενταβηματική. Η καλύτερη συμπεριφορά σημειώθηκε από τη συνάρτηση που είχε τη τετραγωνική μορφή:

$$V(g) = \left(\frac{g}{G} \right)^2 \quad (6.11)$$

όπου G είναι ο συνολικός αριθμός των επαναλήψεων/γενεών. Αυτή η εφαρμογή χρησιμοποιείται στην παρούσα διερεύνηση με την ονομασία CS-DP1.

Δυναμική συνάρτηση ποινής 2 (DP2)

Οι μη-σταθερές συναρτήσεις ποινής προτάθηκαν αρχικά από τους Joines and Houck (1994) και χρησιμοποιήθηκαν για την επίλυση προβληματικών βελτιστοποίησης μαθηματικών συναρτήσεων μέσω των γενετικών αλγορίθμων. Σε αντίθεση με τη στατική συνάρτηση ποινής SP, η ποινή αυξάνεται μέχρι να βρεθεί μια αποδεκτή λύση. Συνεπώς, η μαθηματική έκφραση της DP2 είναι ως ακολούθως:

$$F'(x) = F^{(m)}(x) + (c \cdot t)^a \text{viol}^{(m)}(x) \quad (6.12)$$

$$\text{viol}(x) = \sum_{j=1}^m h_j^\beta(x) \quad (6.13)$$

όπου c , a , β είναι σταθερές, $h_j(x)$ είναι η μη-γραμμική συνάρτηση περιορισμού, t είναι ο αριθμός των μέγιστων επαναλήψεων που εκτελούνται από τον αλγόριθμο (π.χ., $t=2000$). Σύμφωνα με τις υποδείξεις των Joines and Houck (1994), οι προτεινόμενες τιμές για κάθε παράμετρο είναι: $a \in [1.0, 2.0]$, $\beta \in [1.0, 2.0]$ και $c \in [0.5, 2.0]$. Επομένως, σε αυτήν τη μελέτη η δυναμική συνάρτηση ποινής που θα ονομάζεται CS-DP2, θα εφαρμοστεί στον αλγόριθμο αναζήτησης κούκων, όπου ύστερα από τη διεξαγωγή σχετικής παραμετρικής διερεύνησης, οι παράμετροι είναι ίσες με: $a=2.0$, $\beta=1.0$, και $c=2.0$.

Υβριδικός αλγόριθμος CS-BSA

Σε αυτή την ενότητα παρουσιάζεται ο υβριδικός αλγόριθμος CS-BSA, όπου πραγματοποιείται η σύζευξη δύο μεθόδων βελτιστοποίησης σε συνδυασμό με τη χρήση δυναμικής συνάρτησης ποινής των Kazarlis and Petridis (1998). Γενικά, και οι δύο αλγόριθμοι βελτιστοποίησης είναι βασισμένοι σε στρατηγικές εμπνευσμένες από τη φύση, την εξέλιξη των ειδών και έχουν χρησιμοποιηθεί σε πληθώρα εφαρμογών μηχανικής. Σύμφωνα με τους Blum et al. (2011), η αποτελεσματική εύρεση των υποσχόμενων περιοχών του χώρου αναζήτησης μπορεί να επιτευχθεί χρησιμοποιώντας μεθόδους βασισμένες σε πληθυσμούς. Από την άλλη πλευρά, ο γρήγορος καθορισμός των βέλτιστων λύσεων είναι μια σημαντική παράμετρος για τις μεθόδους τοπικής αναζήτησης. Συνεπώς, οι παραπάνω αρχές υιοθετούνται για τη δημιουργία του υβριδικού αλγόριθμου CS-BSA. Συγκεκριμένα, ο αλγόριθμος αναζήτησης κούκων χρησιμοποιείται λόγω του αποδοτικού τοπικού περίπατου και της εντατικής τοπικής αναζήτησης (Yang and Deb, 2009), ενώ ο αλγόριθμος σμήνους πουλιών περιλαμβάνει μια βελτιωμένη μέθοδο καθολικής αναζήτησης (εξερεύνηση και ποικιλία) λόγω των ειδικών χαρακτηριστικών της μίμησης της συμπεριφοράς των πουλιών (Meng et al., 2015).

Στην παρούσα υβριδική προσέγγιση, κρίσιμες παράμετροι του αλγορίθμου σμήνους πουλιών (Meng et al., 2015) εισάγονται στον αλγόριθμο αναζήτησης κούκων με σκοπό τη βελτίωση του ρυθμού σύγκλισης σε συνδυασμό με την επίτευξη της βέλτιστης λύσης. Πιο συγκεκριμένα, η πρώτη τροποποίηση αναφέρεται στην αντικατάσταση της σταθερής τιμής της πιθανότητας του CS ($p_a=0.25$) με τη πιθανότητα εύρεσης τροφής του αλγορίθμου BSA, προσθέτοντας και τον λόγο της πιθανότητας διαιρεμένο με τον χρόνο υπολογισμού:

$$p_a = \frac{p_a}{t} + \frac{(rand(t,1) \cdot 0.2 + 0.8)}{t} \quad (6.14)$$

όπου p_a είναι η πιθανότητα το πουλί-ξενιστής να βρει το παρασιτικό αυγό, $rand$ είναι ομοιόμορφα κατανομημένοι αριθμοί στο διάστημα $(t,1)$, και t είναι ο χρόνος υπολογισμού. Στη συνέχεια, οι συντελεστές 0.2 και 0.8 προέρχονται από τον κώδικα MATLAB του αλγορίθμου σμήνους πουλιών (<https://www.mathworks.com/matlabcentral/fileexchange/51256-bird-swarm-algorithm-bsa>) αναφορικά με τη πιθανότητα εύρεσης τροφής.

Επιπροσθέτως, η δεύτερη τροποποίηση του προτεινόμενου υβριδικού αλγορίθμου σχετίζεται με την αντικατάσταση των πτήσεων Levy του τυπικού αλγορίθμου αναζήτησης κούκων, με τη συμπεριφορά πτήσεων των πουλιών ως εξαρτώμενοι από τα πουλιά που θα φέρουν την τροφή. Συνεπώς, η ακόλουθη έκφραση ενσωματώνεται στον αλγόριθμο αναζήτησης κούκων:

$$nest(j,:) = nest(j,:) + (pX(person,:) - nest(j,:)) \cdot FL(j) \cdot rand(0,1) \quad (6.15)$$

όπου pX είναι μια τυχαία αρχική λύση, $person$ είναι ένας τυχαίος ακέραιος αριθμός, j ($j \in [1,25]$) είναι ο αριθμός των φωλιών (ίσως με 25 σύμφωνα με τους Yang and Deb (2010)), FL ($FL \in [0,2]$) υποδηλώνει τη συμπεριφορά των πουλιών που εξαρτώνται από τα πουλιά που ψάχνουν για τροφή, και $nest$ αναφέρεται στη καινούρια λύση (Meng et al., 2015).

6.6.5 Εφαρμογές βελτιστοποίησης

Στην παρούσα ενότητα παρατίθεται η περιγραφή και τα αποτελέσματα της επίλυσης γνωστών εφαρμογών βελτιστοποίησης με περιορισμούς που χρησιμοποιούνται ως προβλήματα αναφοράς για τον έλεγχο και τη σύγκριση των διαφόρων μεθοδολογιών. Οι εφαρμογές αυτές έχουν επιλυθεί σε πολλές εργασίες μέσω διαφόρων γνωστών εξελικτικών μεθόδων βελτιστοποίησης, όπως οι Γενετικοί Αλγόριθμοι (Genetic Algorithms), η Βελτιστοποίηση Σμήνους Σωματιδίων (Particle Swarm Optimization), καθώς και πιο πρόσφατες τεχνικές όπως ο Αλγόριθμος Νυχτερίδας (Bat Algorithm). Οι λύσεις που προήλθαν από τον ενισχυμένο αλγόριθμο αναζήτησης κούκων συγκρίνονται με τις αντίστοιχες λύσεις που έχουν δημοσιευθεί

σε μελέτες με σκοπό την επαλήθευση του τροποποιημένου κώδικα. Τα αποτελέσματα που παρατίθενται για τις προαναφερθείσες τρεις συναρτήσεις ποινής (SP, DP1, DP2) και του υβριδικού αλγόριθμου CS-BSA συγκρίνονται όσον αφορά τις τελικές λύσεις, το ρυθμό σύγκλισης, τον χρόνο των υπολογισμών, καθώς και την ικανοποίηση των περιορισμών.

Επιπλέον, διεξάγεται στατιστική ανάλυση για τη διερεύνηση της συμπεριφοράς των προτεινόμενων αλγορίθμων, δηλαδή κάθε αλγόριθμος εκτελέστηκε 30 φορές σε κάθε πρόβλημα αναφοράς, ξεκινώντας από διάφορους τυχαίους πληθυσμούς (Coello, 2000; Sadollah et al., 2013; Mirjalili et al., 2014, 2017; Javidy et al., 2015; Mirjalili, 2015, 2016; Mirjalili and Lewis, 2016; Dhiman and Kumar, 2017; Saremi et al., 2017; Georgioudakis and Plevris, 2020; Georgioudakis and Fragiadakis, 2020). Τα στατιστικά αποτελέσματα αφορούν τον μέσο όρο, τη μέση τιμή, την τυπική απόκλιση, τις χειρότερες και τις καλύτερες τιμές της αντικειμενικής συνάρτησης. Επιπροσθέτως, έγιναν συγκρίσεις όσον αφορά το υπολογιστικό κόστος, δηλαδή το μέσο χρόνο (σε sec) κάθε κύκλου βελτιστοποίησης για όλους τους αλγόριθμους και όλα τα προβλήματα αναφοράς.

Ελατήριο

Αυτή η εφαρμογή παρουσιάστηκε αρχικά από τους Belengudu (1982) και Arora (1989) και αναφέρεται στην ελαχιστοποίηση του βάρους ενός απλού ελατηρίου (Εικόνα 6.5). Το πρόβλημα βελτιστοποίησης έχεις τρεις μεταβλητές σχεδιασμού: το μήκος L , τη διάμετρο του ελατηρίου w , και τη μέση διάμετρο της σπείρας d , ενώ υποβάλλεται σε περιορισμούς σχετικά με τη μέγιστη μετακίνηση, τη μέγιστη διατμητική τάση, καθώς και σε γεωμετρικά όρια. Οι βέλτιστες λύσεις έχουν εξεταστεί χρησιμοποιώντας διάφορες τεχνικές βελτιστοποίησης (Coello, 2000; Madhavi et al., 2007; Yang and Deb, 2010; Zou et al., 2011; Bulatovic et al., 2014). Η μαθηματική αναπαράσταση του προβλήματος δίνεται ως ακολούθως:

$$\text{Ελαχιστοποίηση } f(w, d, L) = (L + 2) \cdot w^2 \cdot d$$

υπό:

$$g_1 = 1 - \frac{d^3 \cdot L}{71785 \cdot w^4} \leq 0$$

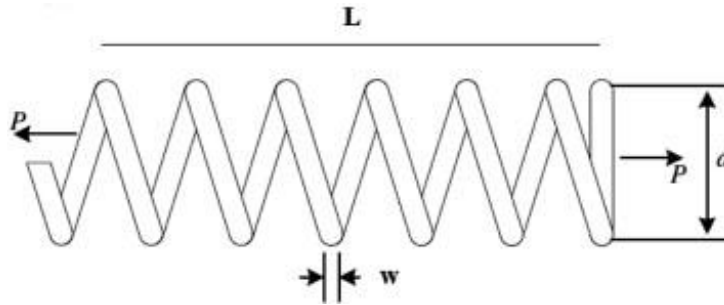
$$g_2 = 1 - \frac{140.45 \cdot w}{d^2 \cdot L} \leq 0$$

$$g_3 = \frac{2 \cdot (w + d)}{3} - 1 \leq 0$$

$$g_4 = \frac{d \cdot (4 \cdot d - w)}{w^3 \cdot (12566 \cdot d - w)} + \frac{1}{5108 \cdot w^2} - 1 \leq 0$$

με τα αντίστοιχα όρια:

$$0.05 \leq w \leq 2.0, \quad 0.25 \leq d \leq 1.3, \quad 2.0 \leq L \leq 15.0$$



Εικόνα 6.5. Ελαχιστοποίηση βάρους ελατηρίου (Salimi, 2015).

Τα αποτελέσματα από τους προτεινόμενους αλγόριθμους CS συγκρίνονται με τα αντίστοιχα αποτελέσματα άλλων ερευνητών: Yang and Deb (2010), Zou et al. (2011), Sadollah et al. (2013), Coello (1999) and Hu et al. (2003), οι οποίοι εφάρμοσαν αλγορίθμους αναζήτησης κούκων (CS), Άμεσης Αναζήτησης (Direct Search Optimization - DSO), Έκρηξης Ναρκών (Mine Blast Algorithm - MBA), Γενετικούς (Genetic Algorithms - GA) και Σμήνους Σωματιδίων (Particle Swarm Optimization - PSO), αντίστοιχα. Συγκρίνοντας τα αποτελέσματα των Πινάκων 6.1 και 6.2, φαίνεται ότι οι προτεινόμενοι αλγόριθμοι CS-DP1, CS-DP2 και ο υβριδικός CS-BSA δίνουν καλύτερες βέλτιστες τιμές συγκριτικά με τις DSO, MBA και τον τυπικό CS, οι οποίοι υπερτερούν των κλασικών μεθόδων βελτιστοποίησης, όπως είναι οι GA και PSO. Αντιθέτως, στον αλγόριθμο CS-SP μια συνάρτηση περιορισμού παραβιάζεται (βλ. Πίνακα 6.2).

Τα στατιστικά αποτελέσματα των 30 επιλύσεων που παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3, δείχνουν ότι ο υβριδικός αλγόριθμος εμφάνισε τα καλύτερα αποτελέσματα. Όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 6.6, υπάρχει σημαντική διαφοροποίηση στο ρυθμό σύγκλισης μεταξύ της στατικής και των δυναμικών συναρτήσεων ποινής. Οι αλγόριθμοι CS-DP1 και CS-DP2 συγκλίνουν με παρόμοιο τρόπο, ελαφρώς γρηγορότερα από τον υβριδικό CS-BSA και σαφώς γρηγορότερα συγκριτικά με τον αλγόριθμο CS-SP, ο οποίος χρειάστηκε τετραπλάσιες επαναλήψεις και χρόνο για να συγκλίνει. Τέλος, όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.7, ο CS-DP1 είναι καλύτερος από τον CS-DP2 όσον αφορά το υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο

βελτιστοποίησης, ενώ όπως απεικονίζεται στη τελευταία σειρά του Πίνακα 6.2 (ο οποίος παρουσιάζει το συνολικό χρόνο επίλυσης), η σύγκλιση επιτυγχάνεται σαφώς γρηγορότερα. Ωστόσο, ο CS-BSA χρειάζεται ελαφρώς λιγότερο συνολικό χρόνο συγκριτικά με τον CS-DP1.

Πίνακας 6.1. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για την ελαχιστοποίηση του βάρους του ελατηρίου.

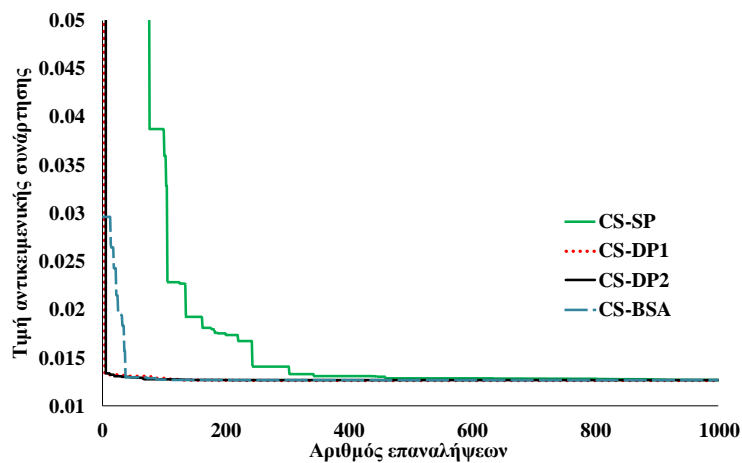
	Zou et al. (2011) (DSO)	Yang and Deb (2010) (CS)	Sadollah et al. (2013) (MBA)	Coello (1999) (GA)	Hu et al. (2003) (PSO)
w	0.051711791	0.051690	0.051656	0.051480	0.05146636
d	0.357264808	0.356750	0.355940	0.351661	0.35138349
L	11.25696483	11.187126	11.344665	11.632201	11.6086592
g_1	-5.1563e-09	N/A	0	-0.002080	-0.0033366
g_2	-2.8087e-10	N/A	0	-0.00110	-1.0970e-04
g_3	-4.0549	N/A	-4.052248	-4.026318	-4.0263180
g_4	-0.7273	N/A	-0.728268	-4.026318	-0.731239
$f(w,d,L)$	0.012665	0.012665	0.012665	0.012704783	0.01266614

Πίνακας 6.2. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για την ελαχιστοποίηση του βάρους του ελατηρίου. (^a Παραβιασμένη συνάρτηση περιορισμού).

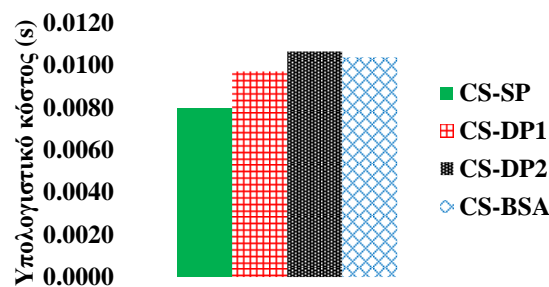
	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
w	0.0516219	0.0516781	0.0516795	0.05168
d	0.355105	0.356455	0.356489	0.3567
L	11.3843	11.3044	11.3024	11.289
g_1	0.983929 ^a	-1.9586e-8	-0.088403	7.976e-9
g_2	-0.934812	-1.7645e-10	-0.01177	-5.177e-10
g_3	-15.4694	-4.0532	-3.9056	-4.0538
g_4	-0.553647	-0.72792	-0.52496	-0.72773
$f(w,d,L)$	0.012665	0.012665	0.012665	0.012665
<i>Χρόνος (sec)</i>	15.92	3.71	7.06	3.58

Πίνακας 6.3. Στατιστικά αποτελέσματα των ενισχυμένων αλγορίθμων για την ελαχιστοποίηση του βάρους του ελατηρίου.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
Μέση Τιμή	0.012767067	0.0126668	0.0126668	0.012665
Διάμεσος	0.0127065	0.012665	0.012665	0.012665
Τυπική απόκλιση	0.000117448	9.6933E-06	9.6933E-06	1.73472E-18
Χειρότερη τιμή	0.013112	0.012719	0.012719	0.012665
Καλύτερη τιμή	0.012665	0.012665	0.012665	0.012665



Εικόνα 6.6. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος ελατηρίου.



Εικόνα 6.7. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος του ελατηρίου.

Πρόβλημα

Το δεύτερο πρόβλημα βελτιστοποίησης που εξετάστηκε στην παρούσα διερεύνηση είναι ο σχεδιασμός του 3Δ προβόλου (Εικόνα 6.8) (Rao, 1996; Cagnina et al., 2008). Η χρήση του έχει αναφερθεί σε ποικίλες εφαρμογές βελτιστοποίησης, όπως οι Γενετικοί Αλγόριθμοι (Coello, 1999; 2000), ο Αλγόριθμος Πυγολαμπίδας (Firefly Algorithm) (Gandomi et al., 2011), ο Αλγόριθμος Άμεσης Αναζήτησης, ο Αλγόριθμος Αναζήτησης Κούκων (Yang and Deb, 2010), κ.α. Το πρόβλημα αυτό εμπεριέχει τέσσερις μεταβλητές σχεδιασμού: το πλάτος w , το μήκος της συγκολλημένης περιοχής L , το βάθος d , και το πάχος του προβόλου h . Σκοπός είναι η ελαχιστοποίηση του κόστους κατασκευής υπό περιορισμούς που σχετίζονται με τη διατμητική τάση τ , τη τάση λυγισμού σ , το φορτίο λυγισμού P , και τη μέγιστη μετακίνηση δ . Το πρόβλημα διατυπώνεται ως ακολούθως:

$$\text{Ελαχιστοποίηση } f(w, L, D, h) = 1.10471 \cdot w^2 \cdot L + 0.04811 \cdot d \cdot h \cdot (14 + L)$$

υπό:

$$g_1 = w - h \leq 0$$

$$g_2 = \delta - 0.25 \leq 0$$

$$g_3 = \tau - 13600 \leq 0$$

$$g_4 = \sigma - 30000 \leq 0$$

$$g_5 = 0.10471 \cdot w^2 + 0.04811 \cdot h \cdot d \cdot (14 + L) - 5 \leq 0$$

$$g_6 = 0.125 - w \leq 0$$

$$g_7 = 6000 - P \leq 0$$

όπου:

$$\sigma = \frac{504000}{h \cdot d^2}$$

$$Q = 6000 \cdot \left(14 + \frac{L}{2}\right)$$

$$D = \frac{1}{2} \sqrt{L^2 + (w + d)^2}$$

$$J = \sqrt{2} \cdot w \cdot L \cdot \left[\frac{L^2}{6} + \frac{(w + d)^2}{2} \right]$$

$$\delta = \frac{65856}{30000 \cdot h \cdot d^3}$$

$$\beta = \frac{Q \cdot D}{J}$$

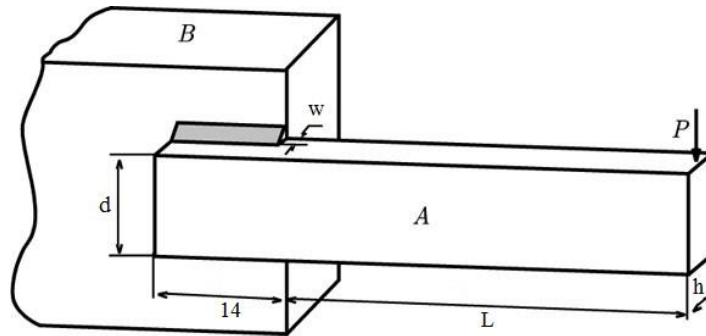
$$\alpha = \frac{6000}{\sqrt{2} \cdot w \cdot L}$$

$$\tau = \sqrt{\alpha^2 + \frac{\alpha \cdot \beta \cdot L}{D} + \beta^2}$$

$$P = 0.61423 \times 10^6 \cdot \frac{d \cdot h^3}{6} \cdot \left(1 - \frac{d \cdot \sqrt{\frac{30}{48}}}{28} \right)$$

ενώ τα όρια των παραμέτρων σχεδιασμού είναι:

$$0.1 \leq L, d \leq 10.0, \quad 0.1 \leq w, h \leq 2.0$$



Εικόνα 6.8. Πρόβλημα βέλτιστου σχεδιασμού προβόλου (Bulatovic et al., 2014).

Ο Πίνακας 6.4 παρουσιάζει τα αποτελέσματα από εξελικτικούς αλγόριθμους βελτιστοποίησης, όπως είναι η Βελτιστοποίηση Σμήνους Ψαριών (Fish Swarm Optimization – FSO), GA, PSO, και CS. Από τον Πίνακα 6.5 συμπεραίνεται ότι οι τροποποιημένοι αλγόριθμοι αναζήτησης κούκων για τις τρεις συναρτήσεις ποινής CS-SP, CS-DP1, CS-DP2 και ο υβριδικός CS-BSA παράγουν ταυτόσημα αποτελέσματα με τον PSO (Hu et al., 2003) και του τυπικού CS (Yang and Deb, 2010) όσον αφορά το ελάχιστο κόστος της κατασκευής, ωστόσο, όταν χρησιμοποιείται η προσέγγιση CS-SP παραβιάζεται η τρίτη συνάρτηση περιορισμού.

Πίνακας 6.4. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για την ελαχιστοποίηση του κόστους του προβόλου.

	Lobato and Valder (2014) (FSO)	Coello (1999) (GA)	He and Wang (2007) (PSO)	Yang and Deb (2010) (CS)	Hu et al. (2003) (PSO)
<i>w</i>	0.208796	0.2088	0.202369	0.205729	0.20573
<i>L</i>	3.412545	3.4205	3.544214	3.470489	3.47049
<i>d</i>	8.910044	8.9975	9.048210	9.036634	9.03662
<i>h</i>	0.210001	0.2100	0.205723	0.205729	0.20573
<i>g₁</i>	-23896.252	-0.337812	-12.83980	N/A	0.0
<i>g₂</i>	-230.95874	-353.902604	-1.247467	N/A	0.0
<i>g₃</i>	-0.001204	-0.00120	-0.001498	N/A	-5.55111e-17
<i>g₄</i>	-3.384378	-3.411865	-3.429347	N/A	-3.43298378
<i>g₅</i>	-0.083796	-0.08380	-0.079381	N/A	-0.0807296
<i>g₆</i>	-0.235222	-0.235649	-0.235536	N/A	-0.2355403
<i>g₇</i>	-808.56989	-363.232384	-11.68136	N/A	-9.09494e-13
<i>f(w,L,d,h)</i>	1.7318117	1.74830941	1.728024	1.7248523	1.72485084

Συνεπώς, οι εφικτές λύσεις προέρχονται μόνο από τις προσεγγίσεις CS-DP1, CS-DP2 και από τον υβριδικό αλγόριθμο. Τα αποτελέσματα της στατιστικής ανάλυσης που απεικονίζονται στον Πίνακα 6.6 δείχνουν ότι όλοι οι ενισχυμένοι αλγόριθμοι είχαν πολύ καλή συμπεριφορά. Όσον αφορά το ρυθμό σύγκλισης, είναι προφανές από την Εικόνα 6.9 ότι ο υβριδικός αλγόριθμος είναι οριακά γρηγορότερος από τους υπόλοιπους ενισχυμένους αλγόριθμους. Σχετικά με το υπολογιστικό κόστος, ο CS-SP υπερέχει ελαφρώς των προτεινόμενων μεθόδων βελτιστοποίησης, όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.10. Ωστόσο, απαιτείται περισσότερος χρόνος για τη σύγκλιση, ενώ ο CS-BSA είναι ταχύτερος από τον CS-DP1 και CS-DP2.

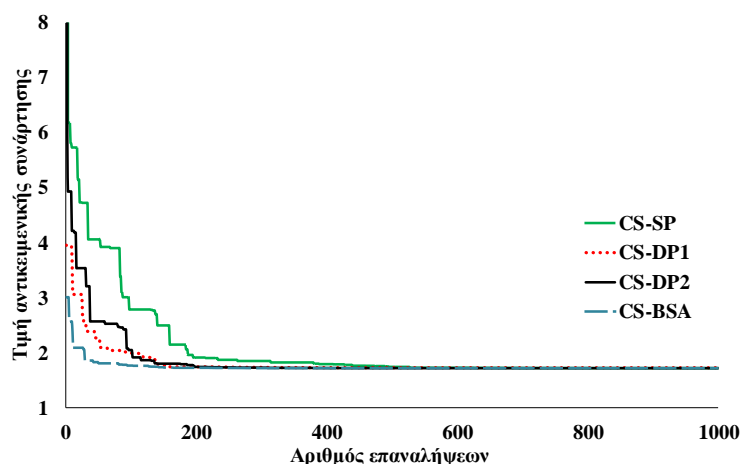
Πίνακας 6.5. Αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγόριθμων CS για την ελαχιστοποίηση του κόστους του προβόλου.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
w	0.20573	0.20573	0.20573	0.20573
L	3.4705	3.4705	3.470480	3.4705
d	9.0366	9.0366	9.0366109	9.0366
h	0.20573	0.20573	0.20573	0.20573
g_1	-1.5358e-6	5.665e-10	0.00000000	-8.3267e-17
g_2	-0.23554	-0.23554	-0.23554	-0.23554
g_3	0.062552 ^a	6.529e-5	-0.00013073	-1.819e-12
g_4	-0.23727	-6.8218e-5	-2.7989e-5	0
g_5	-3.433	-3.433	-3.433	-3.433
g_6	-0.080729	-0.08073	-0.08073	-0.08073
g_7	-0.018733	-0.00010761	-0.00029586	-3.638e-12
$f(w,L,d,h)$	1.7249	1.7249	1.7249	1.7249
<i>Χρόνος (sec)</i>	8.75	5.13	5.57	4.76

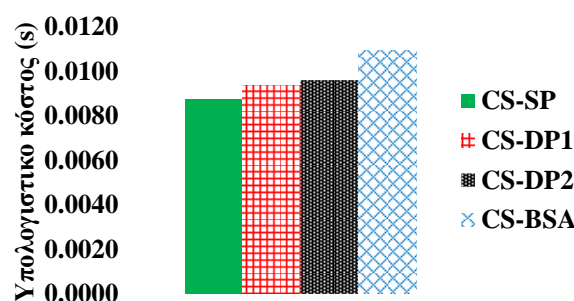
^a Παραβιασμένη συνάρτηση περιορισμού

Πίνακας 6.6. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για την ελαχιστοποίηση του κόστους του προβόλου.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
Μέση τιμή	1.7249	1.7249	1.7249	1.7249
Διάμεσος	1.7249	1.7249	1.7249	1.7249
Τυπική απόκλιση	4.44089E-16	4.44089E-16	4.44089E-16	4.44089E-16
Χειρότερη	1.7249	1.7249	1.7249	1.7249
Καλύτερη	1.7249	1.7249	1.7249	1.7249



Εικόνα 6.9. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος του προβόλου.



Εικόνα 6.10. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος του προβόλου.

Δοχείο υπό πίεση

Η Εικόνα 6.11 παρουσιάζει ένα δοχείο υπό πίεση καλυμμένο και στα δύο άκρα με ημισφαιρικές κεφαλές. Η δεξαμενή συμπιεσμένου αέρα έχει πίεση 3000 psi και ελάχιστο όγκο 750 ft³. Σκοπός αυτού του προβλήματος, που προτάθηκε από τους Kannan and Kramer (1994), είναι η ελαχιστοποίηση του συνολικού κόστους, συμπεριλαμβανομένων των κοστών συγκόλλησης, υλικού και διαμόρφωσης. Οι μεταβλητές σχεδιασμού είναι: το πάχος (T_s), το πάχος της κεφαλής (T_h), η εσωτερική ακτίνα (R) και το μήκος (L) του κυλινδρικού τμήματος του δοχείου. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι μεταβλητές σχεδιασμού που αναφέρονται στα πάχη μπορούν να πάρουν διακριτές ακέραιες τιμές, οι οποίες είναι παράγωγα (στο εύρος 1 έως 99) της τιμής 0.0625 inch. Συνεπώς, η μαθηματική διατύπωση αυτού του προβλήματος βελτιστοποίησης είναι:

$$\begin{aligned} \text{Ελαχιστοποίηση } f(T_s, T_h, R, L) \\ = 0.6224 \cdot T_s \cdot R \cdot L + 1.7781 \cdot T_h \cdot R^2 + 3.1661 \cdot T_s^2 \cdot L + 19.84 \cdot T_h^2 \cdot L \end{aligned}$$

υπό:

$$g_1 = -T_s + 0.0193 \cdot R \leq 0$$

$$g_2 = -T_h + 0.00954 \cdot R \leq 0$$

$$g_3 = -\pi \cdot R^2 \cdot L - \frac{4}{3} \cdot \pi \cdot R^3 + 1296000 \leq 0$$

$$g_4 = L - 240 \leq 0$$

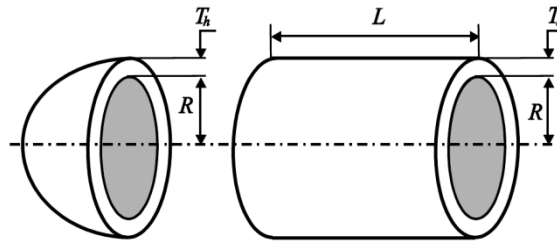
Επίσης, συμπεριλαμβάνονται δύο επιπρόσθετες ανισοτικές συναρτήσεις περιορισμών στη δεύτερη διατύπωση του εν λόγω προβλήματος βελτιστοποίησης:

$$g_5 = 1.1 - T_s \leq 0$$

$$g_6 = 0.6 - T_h \leq 0$$

ενώ τα όρια των παραμέτρων σχεδιασμού είναι:

$$1 \cdot 0.0625 \leq T_s, T_h \leq 99 \cdot 0.0625, \quad 10 \leq R \leq 200, \quad 10 \leq L \leq 200$$



Εικόνα 6.11. Πρόβλημα σχεδιασμού δοχείου υπό πίεση (Gandomi et al., 2011).

Τα αποτελέσματα βελτιστοποίησης από τη σχετική βιβλιογραφία για την περίπτωση τεσσάρων ανισοτικών περιορισμών δίνονται στον Πίνακα 6.7. Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.8, τα βέλτιστα κόστη που προέρχονται από όλους τους τροποποιημένους αλγόριθμους είναι ταυτόσημα με την καλύτερη λύση (Kumar et al., 2019), ενώ είναι καλύτερα από τις υπόλοιπες μελέτες της βιβλιογραφίας. Στη στατιστική διερεύνηση που παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.9, όλοι οι ενισχυμένοι αλγόριθμοι συμπεριφέρονται πολύ ικανοποιητικά. Οι ρυθμοί σύγκλισης (Εικόνα 6.12.α) δείχνουν ότι ο CS-BSA συγκλίνει ελαφρώς ταχύτερα από τους CS-SP, CS-DP1 και CS-DP2. Αντίστοιχα με τα προηγούμενα παραδείγματα, ο CS-SP απαιτεί μικρότερο υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο βελτιστοποίησης και περισσότερο συνολικό χρόνο συγκριτικά με τους υπόλοιπους τρεις τροποποιημένους αλγόριθμους βελτιστοποίησης (βλ. Εικόνα 6.13.α και Πίνακα 6.8).

Πίνακας 6.7. Αποτελέσματα για το πρόβλημα του δοχείου υπό πίεση (τέσσερις περιορισμοί).

	Huang et al. (2015) (TLCS)	Coello (2000) (GA)	Hu et al. (2003) (PSO)	Sadollah et al. (2013) (MBA)	Dhiman & Kumar (2017) (SHO)	Kumar et al. (2019) (DE)
T_s	0.812500	0.875	0.8125	0.7802	0.77821	0.807729
T_h	0.437500	0.5	0.4375	0.3856	0.384889	0.43645
R	42.09845	42.0939	42.0985	40.4292	40.31504	42.098446
L	116.6366	177.0805	176.6366	198.4964	200	176.6366
g_1	-1.1102e-16	-0.000088	0.0	0	N/A	N/A
g_2	-0.03588083	-0.035924	-0.03588	0	N/A	N/A
g_3	-2.9104e-10	-2156.8364	-5.82e-11	-86.3645	N/A	N/A
g_4	-63.3634	-62.919	-63.3634	-41.5035	N/A	N/A
$f(T_s, T_h, R, L)$	6059.7143	6069.3267	6059.131296	5889.3216	5885.5773	5885.3328

Πίνακας 6.8. Αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγόριθμων CS για το πρόβλημα του δοχείου υπό πίεση (τέσσερις ανισοτικοί περιορισμοί).

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
T_s	0.7781686	0.7781686	0.7781686	0.7781686
T_h	0.3846492	0.3846492	0.3846492	0.3846492
R	40.31962	40.31962	40.31962	40.31962
L	200	200	200	200
g_1	1.281e-12	0	0	0
g_2	-2.084e-11	-2.22e-16	-1.11e-16	2.77556e-16
g_3	-0.0001	0	0	4.6566e-10
g_4	-40	-40	-40	-40
$f(T_s, T_h, R, L)$	5885.3328	5885.3328	5885.3328	5885.3328
<i>Χρόνος (sec)</i>	14.05	7.89	8.19	7.56

Πίνακας 6.9. Στατιστικά αποτελέσματα CS για το δοχείο υπό πίεση (τέσσερις περιορισμοί).

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
Μέση τιμή	5885.3328	5885.3328	5885.3328	5885.3328
Διάμεσος	5885.3328	5885.3328	5885.3328	5885.3328
Τυπική απόκλιση	2.72848E-12	2.72848E-12	2.72848E-12	2.72848E-12
Χειρότερη	5885.3328	5885.3328	5885.3328	5885.3328
Καλύτερη	5885.3328	5885.3328	5885.3328	5885.3328

Στη συνέχεια, όπως παρουσιάζεται στους Πίνακες 6.10 και 6.11 και αντίστοιχα με την προηγούμενη περίπτωση, οι προτεινόμενοι αλγόριθμοι αναζήτησης κούκων συγκλίνουν σε έναν καλύτερο σχεδιασμό συγκριτικά με τα αποτελέσματα της υπάρχουσας βιβλιογραφίας, ακόμα και όταν λαμβάνονται υπόψη έξι ανισοτικοί περιορισμοί. Επιπλέον, ο χρόνος των υπολογισμών για τον αλγόριθμο CS-SP είναι μικρότερος σε σύγκριση με τις άλλες τρεις προσεγγίσεις τροποποιημένων αλγορίθμων, οι οποίες απαιτούν παρόμοιους συνολικούς χρόνους (βλ. Πίνακα 6.11). Ο υβριδικός αλγόριθμος χρειάζεται ελαφρώς λιγότερο χρόνο για να επιτύχει τη βέλτιστη λύση. Τέλος, όπως απεικονίζεται στον Πίνακα 6.12, όλες οι προσεγγίσεις παρουσίασαν ταυτόσημα αποτελέσματα όταν πραγματοποιήθηκαν 30 φορές με διαφορετικούς αρχικούς σχεδιασμούς. Ο υβριδικός αλγόριθμος πετυχαίνει ταχύτερη σύγκλιση (Εικόνα 6.12.β), ενώ απαιτεί μικρότερο υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο βελτιστοποίησης, σύμφωνα με την Εικόνα 6.13.β.

Πίνακας 6.10. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα δοχείου υπό πίεση (έξι ανισοτικοί περιορισμοί).

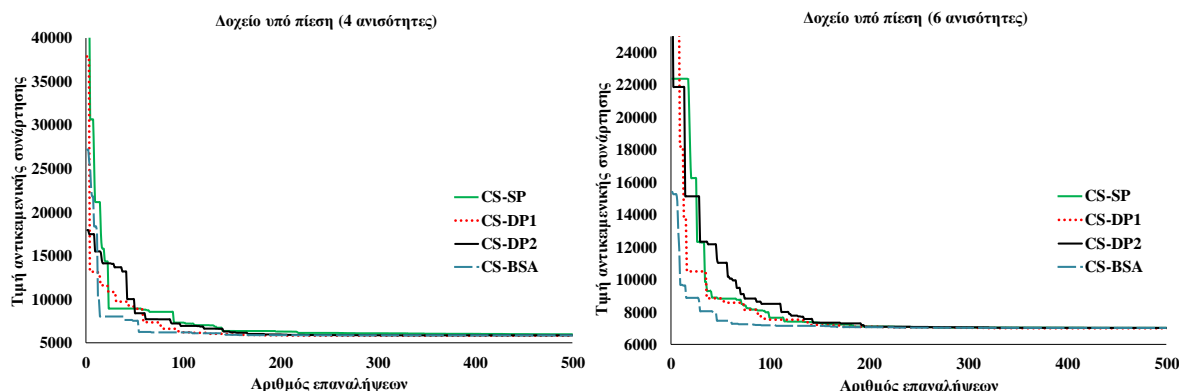
	Zou et al. (2011) (DSO)	Madhavi et al. (2007) (IHS)	Bulatovic et al. (2014) (ICS)
T_s	1.125	1.125	1.102314
T_h	0.625	0.625	0.601033
R	58.290155	58.29015	57.113905
L	43.692656	43.69268	50.313880
g_1	-0.000000	0.000000	-0.000016
g_2	-0.0689	-0.06891	-0.056166
g_3	-0.000148	-2.01500	-4.522062
g_4	-196.3073	-196.307	-189.686119
g_5	N/A	N/A	-0.002314
g_6	N/A	N/A	-0.001033
$f(T_s, T_h, R, L)$	7198.00542	7197.730	7028.064685

Πίνακας 6.11. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα δοχείου υπό πίεση (έξι ανισοτικοί περιορισμοί).

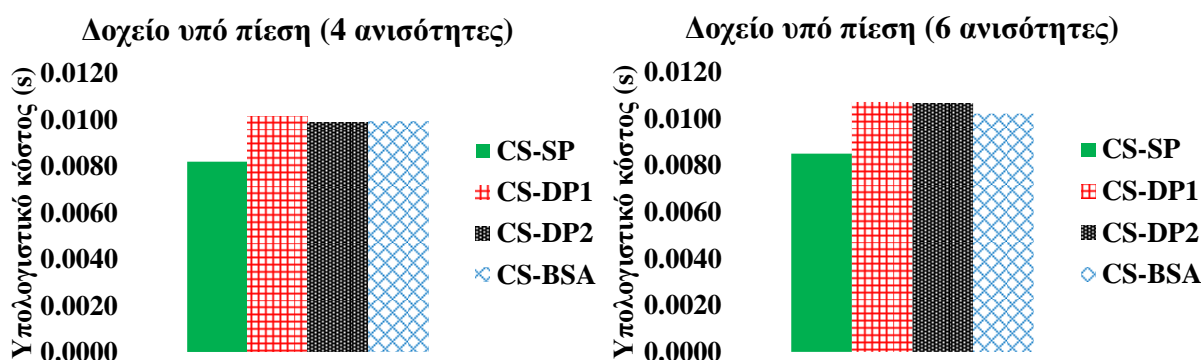
	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
T_s	1.1	1.1	1.1	1.1
T_h	0.6	0.6	0.6	0.6
R	56.9948	56.9948	56.9948	56.9948
L	51.0013	51.0013	51.0013	51.0013
g_1	1.774e-10	0	0	0
g_2	-0.05626943	-0.05626943	-0.05626943	-0.05626943
g_3	-4.23e-7	0	0.000000	4.656e-10
g_4	-188.9987	-188.9987	-188.9987	-188.9987
g_5	1.763e-10	-8.88e-16	0.000000	-6.661e-16
g_6	1.262e-10	0	-1.11e-16	-1.1102e-16
$f(T_s, T_h, R, L)$	7019.3397	7019.3397	7019.3397	7019.3397
Χρόνος (sec)	10.5	9.74	10.37	9.12

Πίνακας 6.12. Στατιστικά αποτελέσματα των ενισχυμένων αλγορίθμων για τον σχεδιασμό δοχείου υπό πίεση (έξι ανισοτικοί περιορισμοί).

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
Μέση τιμή	7019.3397	7019.3397	7019.3397	7019.3397
Διάμεσος	7019.3397	7019.3397	7019.3397	7019.3397
Τυπική απόκλιση	1.81899E-12	1.81899E-12	1.81899E-12	1.81899E-12
Χειρότερη	7019.3397	7019.3397	7019.3397	7019.3397
Καλύτερη	7019.3397	7019.3397	7019.3397	7019.3397



Εικόνα 6.12. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος δοχείου υπό πίεση με: (α) τέσσερις ανισοτικούς περιορισμούς, (β) έξι ανισοτικούς περιορισμούς.



Εικόνα 6.13. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του δοχείου υπό πίεση με: (α) τέσσερις ανισοτικούς περιορισμούς, (β) έξι ανισοτικούς περιορισμούς.

Σωληνοειδής δοκός

Το κόστος ελαχιστοποίησης του κόστους της κατακόρυφης δοκού που απεικονίζεται στην Εικόνα 6.14, με τη διατομή του σωλήνα ($L=250$ cm) σχεδιασμένη να φέρει ένα θλιπτικό φορτίο ($P=2500$ kgf) (Rao, 1996) έχει επίσης μελετηθεί εκτενώς. Το υλικό έχει τάση διαρροής $\sigma_y=500$ kgf/cm², μέτρο ελαστικότητας $E=0.85 \times 10^6$ kgf/cm², και πυκνότητα $\rho=0.0025$ kgf/cm³. Η τάση στη στήλη θα πρέπει να είναι μικρότερη από τη τάση λυγισμού (περιορισμός g_1) και τη τάση διαρροής (περιορισμός g_2). Η μαθηματική αναπαράσταση του προβλήματος δίνεται ως ακολούθως:

$$\text{Ελαχιστοποίηση } f(d, t) = 9.8 \cdot d \cdot t + 2 \cdot d$$

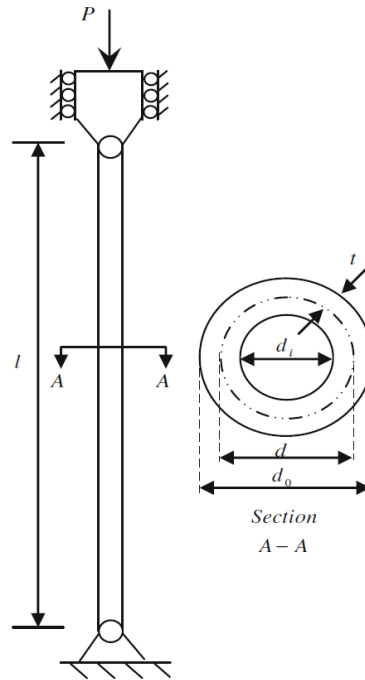
υπό:

$$g_1 = \frac{P}{\pi \cdot d \cdot t \cdot \sigma_y} - 1 \leq 0$$

$$g_2 = \frac{8 \cdot P \cdot L^2}{\pi^3 \cdot E \cdot d \cdot t \cdot (d^2 + t^2)} - 1 \leq 0$$

και τα όρια των μεταβλητών σχεδιασμού είναι:

$$2.0 \leq d \leq 14.0, \quad 0.2 \leq t \leq 0.8$$



Εικόνα 6.14. Πρόβλημα σχεδιασμού σωληνοειδούς δοκού (Gandomi et al., 2013).

Πίνακας 6.13. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα σωληνοειδούς δοκού.

	Hsu and Liu (2007) (Fuzzy PD)	Rao (1996)	Gandomi et al. (2013) (CS)
<i>d</i>	5.4507	5.44	5.45139
<i>t</i>	0.292	0.293	0.29196
<i>g</i> ₁	-7.8e-05	-0.8579	-0.0241
<i>g</i> ₂	0.1317 ^a	0.0026 ^a	-0.1095
<i>f(d,t)</i>	25.5316	26.5323	26.53217

^a Παραβιασμένη συνάρτηση περιορισμού

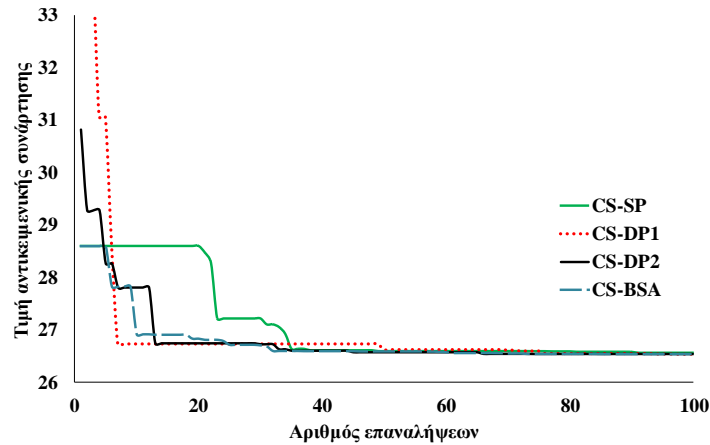
Πίνακας 6.14. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα της σωληνοειδούς δοκού.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
d	5.4512	5.4512	5.4512	5.4512
t	0.29197	0.29197	0.29197	0.29197
g_1	5.55e-15	0	-3.331e-16	0
g_2	1.99e-15	0	0	0
$f(d,t)$	26.5313	26.5313	26.5313	26.5313
<i>Χρόνος (sec)</i>	2.18	2.05	1.5	1.98

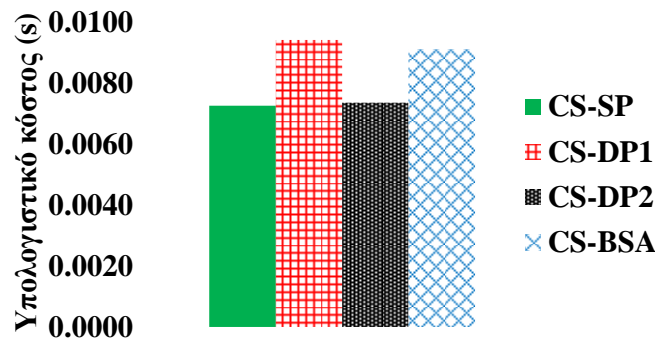
Οι Πίνακες 6.13 και 6.14 περιέχουν τις βέλτιστες τιμές για το πρόβλημα σχεδιασμού της σωληνοειδούς δοκού. Τα αποτελέσματα από τους Hsu and Liu (2007), που εφαρμόζουν έναν αλγόριθμο ασαφούς αναλογικής παραγώγου (Fuzzy Proportional-Derivative – Fuzzy PD), και από τον Rao (1996) είναι μη-εφικτά, αφού παραβιάζεται η δεύτερη συνάρτηση περιορισμού. Επομένως, άμεση σύγκριση μπορεί να γίνει με τα αποτελέσματα από τους Gandomi et al. (2013) που χρησιμοποιεί τον τυπικό αλγόριθμο CS. Είναι αξιοσημείωτο ότι οι προτεινόμενοι αλγόριθμοι δίνουν πολύ ανταγωνιστικά αποτελέσματα με ελαφρώς μικρότερο κόστος σε σχέση με τον τυπικό CS. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.15, ο CS-DP1, CS-DP2 και CS-BSA συγκλίνουν ταχύτερα από τον CS-SP, δηλαδή η μέθοδος των δυναμικών συναρτήσεων ποινών υπερτερεί σε σχέση με τις στατικές συναρτήσεις. Επιπλέον, οι CS-SP και CS-DP2 απαιτούν μικρότερο υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο βελτιστοποίησης εν συγκρίσει με τον CS-DP1 και τον υβριδικό CS-BSA (Εικόνα 6.16), ενώ ο CS-DP2 χρειάζεται λιγότερο χρόνο (βλ. Πίνακα 6.14). Οι τροποποιημένοι αλγόριθμοι παρουσιάζουν ταυτόσημα αποτελέσματα στη στατιστική ανάλυση που παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.15.

Πίνακας 6.15. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για τον βέλτιστο σχεδιασμό σωληνοειδούς δοκού.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
Μέση τιμή	26.5313	26.5313	26.5313	26.5313
Διάμεσος	26.5313	26.5313	26.5313	26.5313
Τυπική απόκλιση	1.06581E-14	1.06581E-14	1.06581E-14	1.06581E-14
Χειρότερη	26.5313	26.5313	26.5313	26.5313
Καλύτερη	26.5313	26.5313	26.5313	26.5313



Εικόνα 6.15. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος της σωληνοειδούς δοκού.



Εικόνα 6.16. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος της σωληνοειδούς δοκού.

Δικτύωμα τριών ράβδων

Ο βέλτιστος σχεδιασμός ενός απλού δικτύματος τριών δοκών παρουσιάστηκε αρχικά από τον Nowcki (1974.). Παρά την απλότητα στη κατασκευή του, η βελτιστοποίηση του δικτύματος τριών ράβδων (Εικόνα 6.17) είναι ένα δύσκολο πρόβλημα λόγω των σύνθετων μη-γραμμικών περιορισμών (Sadollah et al., 2013; Gandomi et al., 2013). Ειδικότερα, ο όγκος του δικτύματος τριών ράβδων θα πρέπει να ελαχιστοποιηθεί, υπό περιορισμούς που αναφέρονται στις τάσεις που αναπτύσσονται σε όλα τα μέλη, σε συνδυασμό με δύο συνεχείς μεταβλητές σχεδιασμού: τα εμβαδά των διατομών A_1 και A_2 (λόγω δομικής συμμετρίας $A_3=A_1$). Η μαθηματική διατύπωση αυτή της δημοφιλούς περίπτωσης δίνεται ως ακολούθως:

$$\text{Ελαχιστοποίηση } f(A_1, A_2) = (2 \cdot \sqrt{2} \cdot A_1 + A_2) \cdot L$$

υπό:

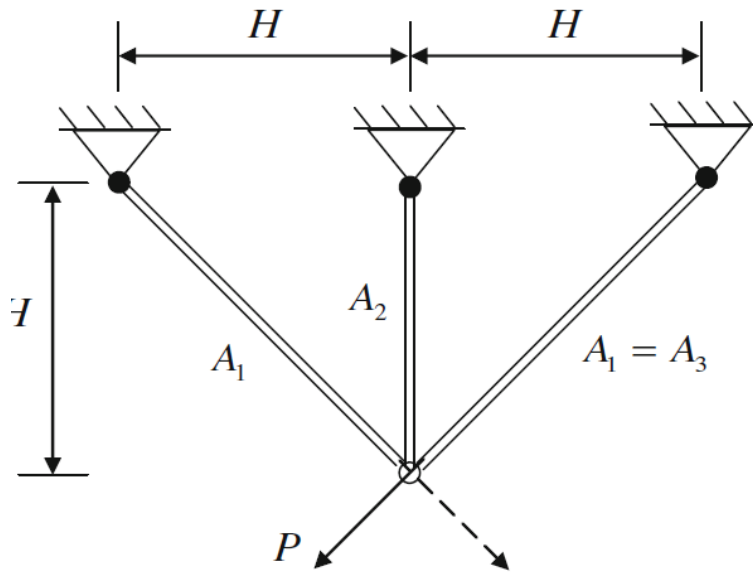
$$g_1 = \frac{\sqrt{2} \cdot A_1 + A_2}{\sqrt{2} \cdot A_1^2 + 2 \cdot A_1 \cdot A_2} - 1 \leq 0$$

$$g_2 = \frac{A_2}{\sqrt{2} \cdot A_1^2 + 2A_1 \cdot A_2} - 1 \leq 0$$

$$g_3 = \frac{1}{A_1 + \sqrt{2} \cdot A_2} - 1 \leq 0$$

όπου:

$$0 \leq A_1, A_2 \leq 1, L = 100 \text{ cm}$$



Εικόνα 6.17. Πρόβλημα σχεδιασμού δικτύματος τριών ράβδων (Gandomi et al., 2013).

Πίνακας 6.16. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα δικτύματος τριών ράβδων.

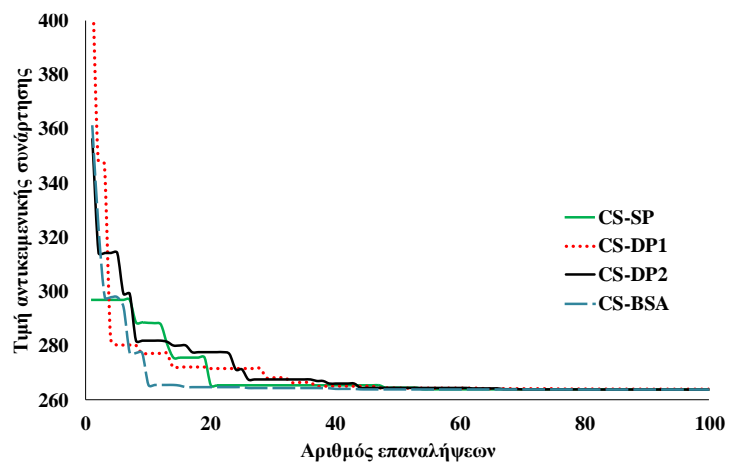
	Park et al. (2007) (H- BnB)	Ray and Saini (2001) (SS)	Eskandar et al. (2012) (WCA)	Yang and Gandomi (2012) (BA)
A_1	0.78879	0.79500	0.788651	0.78863
A_2	0.40794	0.39500	0.408316	0.40838
g_1	0.00000	-0.00169	0.00000	0.00000
g_2	-0.26778	-0.26124	-1.464024	-0.26802
g_3	-0.73223	-0.74045	-0.535975	-0.73198
$f(A_1, A_2)$	263.8965	264.3000	263.895843	263.8962

Πίνακας 6.17. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα δικτυώματος τριών ράβδων.

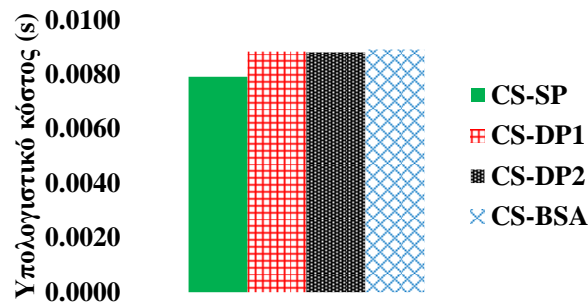
	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
A_1	0.78868	0.78868	0.78868	0.78868
A_2	0.40825	0.40825	0.40825	0.40825
g_1	1.287e-13	2.22e-16	0.00000	2.22045e-16
g_2	-0.267949	-0.267949	-0.267949	-0.267949
g_3	-28.9904	-28.9904	-28.9904	-28.9904
$f(A_1, A_2)$	263.8958	263.8958	263.8958	263.8958
Χρόνος (sec)	2.14	2.28	2.39	2.53

Πίνακας 6.18. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για τον βέλτιστο σχεδιασμό του δικτυώματος τριών ράβδων.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
Μέση τιμή	263.8958	263.8958	263.8958	263.8958
Διάμεσος	263.8958	263.8958	263.8958	263.8958
Τυπική απόκλιση	1.7053E-13	1.7053E-13	1.7053E-13	1.7053E-13
Χειρότερη	263.8958	263.8958	263.8958	263.8958
Καλύτερη	263.8958	263.8958	263.8958	263.8958



Εικόνα 6.18. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος δικτυώματος τριών ράβδων.



Εικόνα 6.19. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος δικτύματος τριών ράβδων.

Ο Πίνακας 6.16 παρουσιάζει τα αποτελέσματα βελτιστοποίησης του προβλήματος δικτύματος τριών ράβδων για διάφορες τεχνικές βελτιστοποίησης (π.χ., BA, Στρατηγικές Σμήνους, WCA, και ο υβριδικός Branch-and-Bound). Όλοι οι αλγόριθμοι αναζήτησης κούκων (βλ. Πίνακα 6.17) συγκλίνουν στο ίδιο ολικό βέλτιστο, ενώ δεν παρατηρείται παραβίαση των συναρτήσεων περιορισμού. Όπως φαίνεται στον Πίνακα 6.18, οι τέσσερις τροποποιημένοι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης παρουσιάζουν ταυτόσημα στατιστικά αποτελέσματα. Όσον αφορά τους ρυθμούς σύγκλισης, όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 6.18, ο CS-BSA συγκλίνει σε λιγότερες επαναλήψεις συγκριτικά με τους CS-SP, CS-DP1 και CS-DP2. Επιπροσθέτως, το υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο βελτιστοποίησης δεν παρουσιάζει σημαντικές διαφοροποιήσεις για τους CS-DP1, CS-DP2 και CS-BSA, ενώ είναι ελαφρώς μικρότερο για τη περίπτωση του CS-SP (Εικόνα 6.19). Επιπλέον, οι διαφοροποιήσεις σχετικά με τους συνολικούς χρόνους είναι πολύ μικρές (βλ. Πίνακα 6.17).

Βιομηχανικό σύστημα ψύξης

Το συγκεκριμένο πρόβλημα παρουσιάστηκε αρχικά από τους Paul et al. (1987) και Pant et al. (2009) και είναι αρκετά σύνθετο και απαιτητικό αφού περιλαμβάνει 14 μεταβλητές σχεδιασμού, 15 συναρτήσεις περιορισμού και 28 συννοριακούς περιορισμούς (14 κατώτεροι και 14 ανώτεροι). Η μαθηματική αναπαράσταση του προβλήματος αυτού αποτελείται από έντονα μη-γραμμικές αντικειμενική συνάρτηση και συναρτήσεις περιορισμού.

$$\begin{aligned}
 & \text{Ελαχιστοποίηση } f(x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6, x_7, x_8, x_9, x_{10}, x_{11}, x_{12}, x_{13}, x_{14}) \\
 & = 63098.88 \cdot x_2 \cdot x_4 \cdot x_{12} + 5441.5 \cdot x_2^2 \cdot x_{12} + 115055.5 \cdot x_2^{1.664} \cdot x_6 \\
 & + 6172.27 \cdot x_2^2 \cdot x_6 + 63098.88 \cdot x_1 \cdot x_3 \cdot x_{11} + 5441.5 \cdot x_1^2 \cdot x_{11} + 115055.5 \\
 & \cdot x_1^{1.664} \cdot x_5 + 6172.27 \cdot x_1^2 \cdot x_5 + 140.53 \cdot x_1 \cdot x_{11} + 70.26 \cdot x_1^2 + 281.29 \cdot x_1 \\
 & \cdot x_3 + 281.29 \cdot x_3^2 + 14437 \cdot x_8^{1.8812} \cdot x_{12}^{0.3424} \cdot x_{10} \cdot x_{14}^{-1} \cdot x_1^2 \cdot x_7 \cdot x_9^{-1} \\
 & + 20470.2 \cdot x_7^{2.893} \cdot x_{11}^{0.316} \cdot x_1^2
 \end{aligned}$$

υπό:

$$g_1 = 1.524 \cdot x_7^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_2 = 1.524 \cdot x_8^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_3 = 0.07789 \cdot x_1 - 2 \cdot x_7^{-1} \cdot x_9 - 1 \leq 0$$

$$g_4 = 7.05305 \cdot x_9^{-1} \cdot x_1^2 \cdot x_{10} \cdot x_8^{-1} \cdot x_2^{-1} \cdot x_{14}^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_5 = 0.0833 \cdot x_{13}^{-1} \cdot x_{14} - 1 \leq 0$$

$$g_6 = 47.136 \cdot x_2^{0.333} \cdot x_{10}^{-1} \cdot x_{12} - 1.333 \cdot x_8 \cdot x_{13}^{2.1195} + 62.08 \cdot x_{13}^{2.1195} \cdot x_{12}^{-1} \cdot x_8^{0.2} \cdot x_{10}^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_7 = 0.04771 \cdot x_{10} \cdot x_8^{1.8812} \cdot x_{12}^{0.3424} - 1 \leq 0$$

$$g_8 = 0.0488 \cdot x_9 \cdot x_7^{1.893} \cdot x_{11}^{0.316} - 1 \leq 0$$

$$g_9 = 0.0099 \cdot x_1 \cdot x_3^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_{10} = 0.0193 \cdot x_2 \cdot x_4^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_{11} = 0.0298 \cdot x_1 \cdot x_5^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_{12} = 0.056 \cdot x_2 \cdot x_6^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_{13} = 2 \cdot x_9^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_{14} = 2 \cdot x_{10}^{-1} - 1 \leq 0$$

$$g_{13} = x_2 \cdot x_{11}^{-1} - 1 \leq 0$$

όπου:

$$0.001 \leq x_{1-14} \leq 5$$

Πίνακας 6.19. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για το πρόβλημα βιομηχανικού συστήματος ψύξης.

	Kumar et al. (2019) (DE)	Andrei (2013)
x_1	0.001	0.001
x_2	0.001	0.001
x_3	0.001	0.001
x_4	0.001	0.001
x_5	0.001	0.001
x_6	0.001	0.001
x_7	1.524	1.524
x_8	1.524	1.524
x_9	5.0	5.0
x_{10}	2.0	2.0
x_{11}	0.001	0.001
x_{12}	0.001	0.001
x_{13}	0.0072934	0.0072934
x_{14}	0.087556	0.087556
$f(x_{1-14})$	0.032213	0.032213

Πίνακας 6.20. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των τροποποιημένων αλγορίθμων CS για το πρόβλημα βιομηχανικού συστήματος ψύξης.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
x_1	4.0738	0.001	0.001	0.001
x_2	4.5291	0.001	0.001	0.001
x_3	0.63581	0.001	0.001	0.001
x_4	4.567	0.001	0.001	0.001
x_5	3.1622	0.001	0.001	0.001
x_6	0.4886	0.001	0.001	0.001
x_7	1.3932	1.524	1.524	1.524
x_8	2.7349	1.524	1.524	1.524
x_9	4.7876	5.0	5.0	5.0
x_{10}	4.8245	2.0	2.0	2.0
x_{11}	0.78891	0.001	0.001	0.001
x_{12}	4.853	0.001	0.001	0.001
x_{13}	4.7859	0.0072934	0.0072934	0.0072939
x_{14}	2.4274	0.087556	0.087556	0.087561
g_1	-0.331325741	0	-1.7523e-08	-4.9825e-07
g_2	-0.64574924	0	-2.3341e-08	-1.306e-06
g_3	-1.02861743	-7.5616	-7.5616	-7.5616
g_4	20024.9711 ^a	-0.97886	-0.97886	-0.97886
g_5	-0.999900439	-1.1102e-16	1.4982e-09	-1.4074e-05
g_6	175.937488 ^a	0	-9.4721e-09	-1.3823e-05
g_7	1.76208972 ^a	-0.9802	-0.9802	-0.9802
g_8	-0.97320936	-0.93894	-0.93894	-0.93893
g_9	24.141809 ^a	-0.9901	-0.9901	-0.9901
g_{10}	-0.951216652	-0.9807	-0.9807	-0.9807
g_{11}	-0.971277561	-0.9702	-0.9702	-0.9702
g_{12}	-0.7939142	-0.944	-0.944	-0.944
g_{13}	6.75113221 ^a	-0.6	-0.6	-0.6
g_{14}	-0.0735697701	-2.2204e-16	-5.7422e-08	4.1338e-06
g_{15}	0.40823158 ^a	0	-8.4997e-08	5.8336e-07
$f(x_{1-14})$	- ^b	0.032213	0.032213	0.032213
Χρόνος (sec)	-	101.39	182.47	113.25

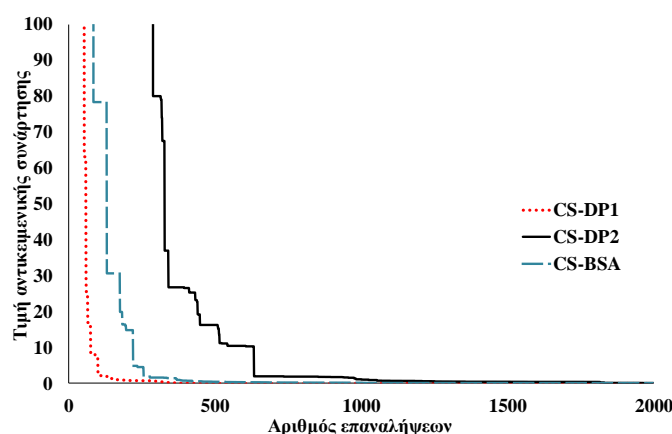
^a Παραβιασμένη

^b Μη εφικτή σύγκλιση

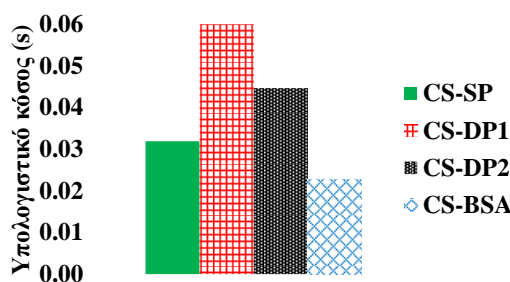
Πίνακας 6.21. Στατιστικά αποτελέσματα των τροποποιημένων αλγορίθμων για το βιομηχανικό σύστημα ψύξης.

	CS-SP	CS-DP1	CS-DP2	Hybrid CS-BSA
Μέση τιμή	-	0.040964	0.901764	161507.6
Διάμεσος	-	0.032213	0.03222	0.032213
Τυπική απόκλιση	-	0.032744	4.103407	484522.6
Χειρότερη	-	0.16348	22.9704	1615075
Καλύτερη	-	0.032213	0.032213	0.032213

Όπως φαίνεται από τους Πίνακες 6.19 και 6.20, εκτός από τον αλγόριθμο CS-SP ο οποίος απέτυχε να βρει το βέλτιστο, οι υπόλοιποι τροποποιημένοι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης, CS-DP1, CS-DP2 και CS-BSA παρουσίασαν ταυτόσημα αποτελέσματα σε σύγκριση με την υπάρχουσα βιβλιογραφία (Andrei, 2013; Kumar et al., 2019), ενώ ικανοποιούνται όλοι οι περιορισμοί. Λόγω του μεγέθους και της πολυπλοκότητας του προβλήματος, ο αριθμός των μέγιστων επαναλήψεων αυξήθηκε από τις 2000 στις 5000 για να εξασφαλιστεί η επίτευξη του ολικού ελαχίστου. Ο CS-SP απέτυχε να επιλύσει το πρόβλημα αφού δεν επετεύχθη η σύγκλιση σε καμία από τις 30 αναλύσεις, ενώ παραβιάστηκαν πολλές συναρτήσεις περιορισμού ακόμα κι όταν η ανάλυση έφτασε στον μέγιστο αριθμό επαναλήψεων. Η αντικειμενική συνάρτηση επηρεάζεται σε όλες τις επαναλήψεις από την εξαιρετικά υψηλή τιμή της στατικής παραμέτρου ποινής (10^{20}).



Εικόνα 6.20. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης του προβλήματος βιομηχανικού συστήματος ψύξης.



Εικόνα 6.21. Σύγκριση υπολογιστικού κόστους ανά κύκλο βελτιστοποίησης του προβλήματος βιομηχανικού συστήματος ψύξης.

Η σύγκριση του ρυθμού σύγκλισης (Εικόνα 6.20) δείχνει ότι ο CS-DP1 συγκλίνει ελαφρώς ταχύτερα συγκριτικά με τους CS-BSA και CS-DP2. Τέλος, αναφορικά με το

υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο βελτιστοποίησης, ο υβριδικός CS-BSA κυριαρχεί των CS-DP1 και CS-DP2 (βλ. Εικόνα 6.21), αλλά απαιτείται ελαφρώς περισσότερος συνολικός χρόνος σε σχέση με τον CS-DP1, όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 6.20. Τα στατιστικά αποτελέσματα του Πίνακα 6.21 απεικονίζουν ότι στο παρόν πρόβλημα ο αλγόριθμος CS-DP1 έχει την καλύτερη συμπεριφορά.

Συμπερασματικά, όπως φαίνεται από τα στατιστικά αποτελέσματα για όλα τα προβλήματα αναφοράς που εξετάζονται, οι προτεινόμενοι αλγόριθμοι έχουν ικανοποιητική συμπεριφορά, ειδικά ο υβριδικός CS-BSA, ο οποίος επιτυγχάνει ταυτόσημα αποτελέσματα για την πλειοψηφία των αναλύσεων και των προβλημάτων αναφορά, εκτός του τελευταίου. Πιο συγκεκριμένα, είναι προφανές από τον Πίνακα 6.21 ότι σε μερικές από τις 30 ανεξάρτητες αναλύσεις, ο υβριδικός CS-BSA σταματάει (μετά τις 5000 επαναλήψεις) σε πολύ υψηλές τιμές, λόγω της εμφάνισης υψηλών παραμέτρων ποινής των συναρτήσεων περιορισμού της αντικειμενικής συνάρτησης. Ο CS-DP1 συμπεριφέρεται καλύτερα από τους CS-DP2 και CS-BSA στη συγκεκριμένη περίπτωση. Επισημαίνεται ότι τον παρόν πρόβλημα επιλύθηκε δύο φορές, δηλαδή πραγματοποιήθηκαν ακόμα 30 ανεξάρτητες αναλύσεις, αλλά και πάλι παρατηρήθηκαν αμελητέες διαφοροποιήσεις στα αποτελέσματα.

6.7 ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΕΩΝ ΑΝΩΔΟΜΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Στην παρούσα ενότητα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών χρησιμοποιώντας τους γενετικούς αλγόριθμους από τη βιβλιοθήκη (toolbox) της Matlab (Mathworks, 2015) για. Συγκεκριμένα, διεξάγεται διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης κυλινδρικών δεξαμενών με σεισμική μόνωση SFPB για τρεις διαφορετικές περιπτώσεις εφαρμογής αυτού του τύπου μονωτήρων. Δύο βέλτιστους σχεδιασμούς με τις πρωτότυπες διατυπώσεις βελτιστοποίησης που περιγράφονται στη συνέχεια, οι οποίοι συγκρίνονται με έναν συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό SFPB. Οι γενετικοί αλγόριθμοι χρησιμοποιούνται για την εύρεση των βέλτιστων τιμών των βασικών παραμέτρων σχεδιασμού, όπως ο συντελεστής τριβής και η ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης, που θα οδηγήσουν στη μείωση των επιταχύνσεων στη δεξαμενή (αντικειμενική συνάρτηση του προβλήματος), ενώ οι περιορισμοί σχετίζονται με την απόσβεση και την περίοδο ταλάντωσης του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Προκειμένου τα εφέδρανα σεισμικής μόνωσης να εξεταστούν υπό ισχυρές διεγέρσεις, ένα σύνολο είκοσι σεισμικών

κοντινού πεδίου από το SAC Steel Project επιβάλλεται σε δεξαμενές δύο διαφορετικών γεωμετριών, μια πλατιά και μια υψίκορμη δεξαμενή, χρησιμοποιώντας το απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα μορφής χειριστηρίου (Bakalis et al., 2016). Το πρώτο προσομοίωμα έχει λόγο λυγηρότητας ύψους επιφάνειας υγρού προς ακτίνα ίσο με $H/R=0.67$, ενώ το δεύτερο προσομοίωμα έχει $H/R=3$.

Αναφορικά με την πραγματοποίηση δυναμικών αναλύσεων, χρησιμοποιείται η μέθοδος ταχείας μη-γραμμικής ανάλυσης από το λογισμικό SAP2000 (CSI, 2016), σε συνδυασμό με την επαυξητική δυναμική ανάλυση (Vamvatsikos and Cornell, 2002) λαμβάνοντας υπόψη τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση της διέγερσης ως μέτρο του επιπέδου της επιβαλλόμενης σεισμικής έντασης. Επιπλέον, εφαρμόζεται η μέθοδος προσαρμογής συνάρτησης τρωτότητας από τον Baker (2015) για την εξαγωγή κατάλληλων καμπυλών τρωτότητας για τις βελτιστοποιημένες διατάξεις σεισμικής μόνωσης, ορίζοντας ως κριτήριο υπέρβασης τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των μονωτήρων SFPB.

6.7.1 Περιγραφή προβλήματος βελτιστοποίησης

Στην παρούσα διερεύνηση, εφαρμόζεται βελτιστοποίηση μέσω γενετικών αλγορίθμων για τον καθορισμό των βέλτιστων τιμών για τον συντελεστή τριβής της επιφάνειας ολίσθησης και την ακτίνα καμπυλότητας των μονωτήρων SFPB σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Για την υλοποίηση της βελτιστοποίησης, είναι αναγκαίος ο καθορισμός ενός ρεαλιστικού εύρους ορίων για τις μεταβλητές σχεδιασμού. Σε αυτήν την περίπτωση, το εύρος τιμών για τον συντελεστή τριβής είναι από 0.01 έως 0.12, ενώ για την ακτίνα καμπυλότητας είναι από 0.2032 m έως 6.0452 m, σύμφωνα και με τις διατάξεις που εφαρμόζονται στην πράξη (Zayas, 2017).

Όσον αφορά τη διαμόρφωση των γενετικών αλγορίθμων, το μέγεθος του πληθυσμού (population) έχει επιλεγεί ως 200, ενώ η συνάρτηση δημιουργίας (creation function) που χρησιμοποιείται για την παραγωγή νέων λύσεων επιλέγεται ως ομοιόμορφη (uniform). Επιπροσθέτως, η μέθοδος ρουλέτας (roulette) χρησιμοποιείται για την επιλογή (selection), ενώ ο λόγος διασταύρωσης (crossover fraction) είναι 0.8, δηλαδή το 80% των καλύτερων σχεδιασμών επιλέγονται για τη διασταύρωση και το υπολειπόμενο 20% για τη μετάλλαξη προκειμένου να περάσουν στην επόμενη γενιά (Moeindarbari and Taghikhany, 2014). Επιπλέον, η συνάρτηση μετάλλαξης (mutation function) επιλέγεται ως προσαρμοστικά εφικτή (adaptive feasible) και η συνάρτηση διασταύρωσης (crossover function) με επαρκή διασπορά

των λύσεων (scattered). Όπως προαναφέρθηκε, η αντικειμενική συνάρτηση που θα ελαχιστοποιηθεί είναι:

$$a = \left(\frac{D}{R} + \mu\right) \cdot g \quad (6.16)$$

η οποία προκύπτει από το συνδυασμό των εξισώσεων (6.17) και (6.18) (Zayas et al., 1987; Low and Zayas, 1990):

$$F = \left(\frac{D}{R} + \mu\right) \cdot g \cdot m \quad (6.17)$$

$$F = m \cdot a \quad (6.18)$$

όπου a είναι η επιτάχυνση [m/s^2] που μεταφέρεται στην ανωδομή πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, m είναι η μάζα της κατασκευής [kg] και g η επιτάχυνση της βαρύτητας [m/s^2], D είναι η μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των εφεδράνων [m], μ είναι ο συντελεστής τριβής και R η ακτίνα καμπυλότητας [m]. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι συναρτήσεις περιορισμού για το συγκεκριμένο πρόβλημα βελτιστοποίησης.

Περιορισμός 1

Για την πρώτη διατύπωση του προβλήματος που εξετάζεται στην παρούσα ενότητα, ο μοναδικός περιορισμός που λαμβάνεται υπόψη είναι η βελτιστοποίηση της απόσβεσης των μονωτήρων, ενώ η ακτίνα καμπυλότητας παραμένει σταθερή και ίση με $R=1.88 \text{ m}$. Σύμφωνα με κανονιστικές οδηγίες, η απόσβεση θα πρέπει να βρίσκεται εντός συγκεκριμένων ορίων (Yenidogan and Erdik, 2016):

$$\beta_{eff} = \frac{2 \cdot \mu}{\pi \cdot \left(\frac{D_D}{R} + \mu\right)} \quad \text{και} \quad 0.2 \leq \beta_{eff} \leq 0.3 \quad (6.19)$$

όπου D_D είναι η μετακίνηση σχεδιασμού για τον μονωτήρα [m], με τιμή 0.1 m που λαμβάνεται από τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8-Μέρος 4 (CEN, 2006). Αναλύοντας τα άνω και κάτω όρια των παραπάνω ανισοτήτων προκύπτει:

$$\beta_{eff} \leq 0.3 \Rightarrow \frac{2 \cdot \mu}{\pi \cdot \left(\frac{D_D}{R} + \mu\right)} \leq 0.3 \Rightarrow \mu - \frac{0.3 \cdot \pi \cdot D_D}{R \cdot (2 - 0.3 \cdot \pi)} \leq 0 \quad (6.20)$$

$$\beta_{eff} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{2 \cdot \mu}{\pi \cdot \left(\frac{D_D}{R} + \mu\right)} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{0.2 \cdot \pi \cdot D_D}{R \cdot (2 - 0.2 \cdot \pi)} - \mu \leq 0 \quad (6.21)$$

Ακολούθως, εφαρμόστηκαν οι γενετικοί αλγόριθμοι για την εξαγωγή της βέλτιστης τιμής του συντελεστή τριβής, λαμβάνοντας υπόψη σταθερή τιμή για την ακτίνα καμπυλότητας. Σύμφωνα

με τα αποτελέσματα, η βέλτιστη τιμή που προκύπτει για τον συντελεστή τριβής είναι ίση με 0.03 για όλα τα εφέδρανα.

Περιορισμός 2

Όσον αφορά τη δεύτερη διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης, προστίθεται μια επιπλέον συνάρτηση περιορισμού. Συνεπώς, δύο συναρτήσεις περιορισμού που σχετίζονται με την απόσβεση και τη περίοδο καθώς και δύο μεταβλητές σχεδιασμού (συντελεστής τριβής και ακτίνα καμπυλότητας) λαμβάνονται υπόψη σε αυτό το πρόβλημα βελτιστοποίησης. Η δεύτερη συνάρτηση περιορισμού είναι:

$$T_{iso} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D}\right)}} \quad \text{και} \quad 2 \text{ sec} \leq T_{iso} \leq 3 \text{ sec} \quad (6.22)$$

η οποία μετατρέπεται σε δύο συναρτήσεις περιορισμού, όπως και προηγούμενως:

$$T_{iso} \geq 2 \text{ sec} \Rightarrow \mu + D \cdot \left(\frac{1}{R} - \frac{\pi^2}{g}\right) \leq 0 \quad (6.23)$$

$$T_{iso} \leq 3 \text{ sec} \Rightarrow D \cdot \left(\frac{1}{0.228 \cdot g} - \frac{1}{R}\right) - \mu \leq 0 \quad (6.24)$$

Η βελτιστοποίηση με εφαρμογή της μεθόδου των γενετικών αλγόριθμων έδωσε τις βέλτιστες τιμές του συντελεστή τριβής και της ακτίνας καμπυλότητας. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, οι βέλτιστες τιμές που υπολογίστηκαν για αυτήν την περίπτωση είναι 0.036 m και 3.1 m, για τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας, αντίστοιχα.

Στην παρούσα μελέτη, ο «Σχεδιασμός 1» αντιπροσωπεύει τη διάταξη εφεδράνου SFPB με τυπικές παραμέτρους σχεδιασμού σύμφωνα με αντισεισμικούς κανονισμούς χωρίς την εφαρμογή βελτιστοποίησης με γενετικούς αλγόριθμους. Η διάταξη που είναι βασισμένη στα αποτελέσματα της πρώτης και της δεύτερης μόρφωσης του προβλήματος βελτιστοποίησης αναφέρονται ως «Σχεδιασμός 2» και «Σχεδιασμός 3», αντίστοιχα. Ο Πίνακας 6.22 παρουσιάζει τις παραμέτρους για το εφέδρανο SFPB για τις τρεις διατάξεις που θα συγκριθούν στη συνέχεια βάσει της μεθοδολογίας που αναλύθηκε σε προηγούμενη ενότητα. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι μονωτήρες SFPB σχεδιάζονται για το επίπεδο “Maximum Credible Earthquake” με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια (Moeindarbari and Taghikhany, 2014; EPS, 2019), που αντιστοιχεί σε μέγιστη επιτρεπτή μετακίνηση των μονωτήρων ίση με 0.305 m.

Πίνακας 6.22. Παράμετροι μονωτήρα SFPB.

Κατηγορία SFPB	Συντελεστής τριβής, μ	Ακτίνα καμπυλότητας, R [m]	Μέγιστη μετακίνηση, D [m]
Σχεδιασμός 1	0.08	1.88	0.305
Σχεδιασμός 2	0.03	1.88	0.305
Σχεδιασμός 3	0.036	3.1	0.305

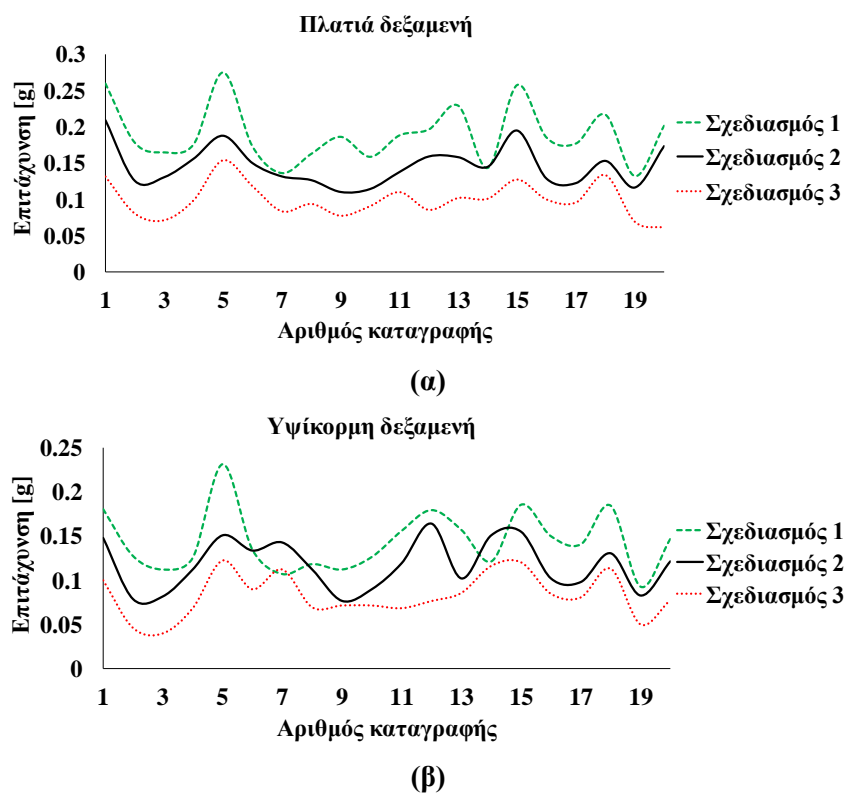
6.7.2 Αριθμητικά αποτελέσματα

Οι δύο βελτιστοποιημένες διατάξεις εφεδράνων SFPB που προκύπτουν από τις δύο διατυπώσεις (Σχεδιασμός 2 και 3, αντίστοιχα) συγκρίνονται με τη συμβατική όπου τα εφέδρανα έχουν παραμέτρους που προκύπτουν χωρίς τη διαδικασία βελτιστοποίησης (Σχεδιασμός 1). Σε όλες τις περιπτώσεις, οι μονωτήρες SFPB εξετάζονται για πλατιές και υψίκορμες δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Το επιλεγμένο σύνολο εδαφικών κινήσεων κλιμακώνεται κατάλληλα (μέχρι να επιτευχθεί η μέγιστη ικανότητα μετακίνησης με τιμή 0.305 m) και επιβάλλεται επαναληπτικά στο σεισμικά μονωμένο απλοποιητικό προσομοίωμα των δεξαμενών, μέσω της δυνατότητας διαδύνδεσης που προσφέρει το πρόγραμμα SAP2000 με τη Matlab. Συνεπώς, υπολογίζονται και συγκρίνονται οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται στη βάση των δεξαμενών, καθώς και οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις όταν τα εφέδρανα φθάνουν στη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης.

Επιταχύνσεις στη βάση

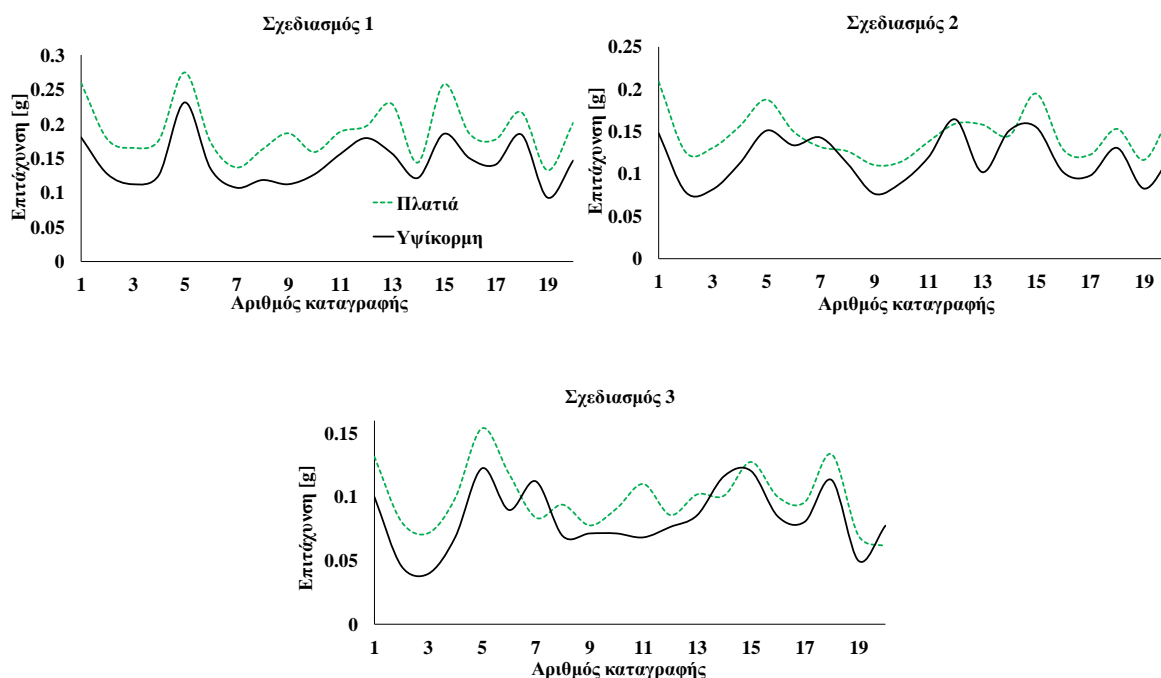
Η πρώτη σύγκριση ανάμεσα στις διαφορετικές διατάξεις εφεδράνων SFPB εστιάζει στις μέγιστες επιταχύνσεις στη βάση των δεξαμενών, για κάθε μια από τις είκοσι εδαφικές κινήσεις κοντινού πεδίου που επιβάλλονται στα δύο απλοποιητικά προσομοιώματα των δύο δεξαμενών. Με αυτόν τον τρόπο, απεικονίζεται η αποδοτικότητα των διάφορων προσεγγίσεων σεισμικής μόνωσης, π.χ., για τον καθορισμό της κατηγορίας που συνεισφέρει περισσότερο στη μείωση των επιπέδων για τις επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή και του κινδύνου αστοχιών λόγω κυματισμού και λυγισμού των τοιχωμάτων. Όπως είναι προφανές από την Εικόνα 6.22, αν και σημειώνεται μια -αναμενόμενη- διασπορά των αποτελεσμάτων λόγω του ειδικού συχνοτικού περιεχομένου κάθε χρονοϊστορίας, ο Σχεδιασμός 3 παρουσιάζει καλύτερα αποτελέσματα από τον Σχεδιασμό 2. Επιπλέον, και για την πλατιά και για την υψίκορμη

δεξαμενή που είναι σεισμικά μονωμένες με τα SFPB του Σχεδιασμού 1, εμφανίζονται υψηλότερες τιμές επιταχύνσεων στη βάση των δεξαμενών για τις περισσότερες διεγέρσεις.



Εικόνα 6.22. Μέγιστες επιταχύνσεις που μεταφέρονται στη βάση της ανωδομής για: (α) την πλατιά και για την (β) υψίκορμη δεξαμενή.

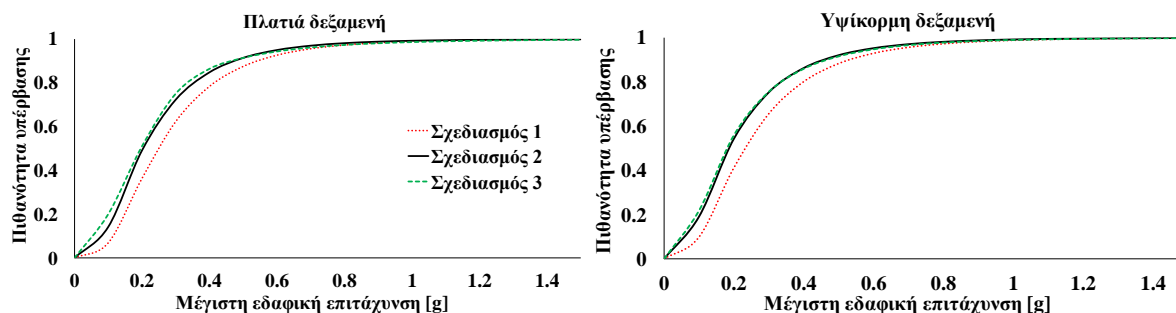
Ακολούθως, οι επιταχύνσεις στη βάση για τους τρεις σχεδιασμούς εφεδράνων συγκρίνονται ξεχωριστά για τη πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή, με σκοπό την εξέταση της επιρροή του λόγου λυγηρότητας στα αποτελέσματα. Η Εικόνα 6.23 δείχνει ότι για όλες τις κατηγορίες μονωτήρων η υψίκορμη δεξαμενή παρουσιάζει χαμηλότερες τιμές επιταχύνσεων για τη πλειοψηφία των σεισμικών διεγέρσεων. Επομένως, αυτή είναι μια ένδειξη ότι η σεισμική μόνωση με εφέδρανα SFPB είναι περισσότερο αποτελεσματική στις υψίκορμες δεξαμενές. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε πακτωμένες και μη-αγκυρωμένες δεξαμενές, οι υψίκορμες είναι πιο επιρρεπείς να εμφανίσουν φαινόμενα ανασηκώματος της βάσης σε σύγκριση με τις πλατιές (Malhotra and Veletsos, 1994).



Εικόνα 6.23. Συγκρίσεις επιταχύνσεων για την πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή για κάθε σχεδιασμό εφεδράνων SFPB.

Καμπύλες τρωτότητας

Οι καμπύλες τρωτότητας χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των τριών κατηγοριών εφεδράνων σύμφωνα με τη μεθοδολογία προσαρμογής της συνάρτησης τρωτότητας του Baker (2015). Οι πιθανότητες αστοχίας των εφεδράνων SFPB αναφορικά με την υπέρβαση των μέγιστων επιτρεπτών μετακινήσεων των μονωτήρων απεικονίζονται στις Εικόνες 6.24 και 6.25. Η Εικόνα 6.24 δείχνει ότι ο Σχεδιασμός 1 παρουσιάζει ελαφρώς καλύτερες τιμές τρωτότητας σε σύγκριση με τον Σχεδιασμό 2 και 3, ενώ η τελευταία δίνει σχεδόν ταυτόσημες τιμές ειδικά για την υψίκορμη δεξαμενή. Αυτό αποδίδεται στο γεγονός ότι ο Σχεδιασμός 1 έχει σαφώς μεγαλύτερη τιμή συντελεστή τριβής (0.08 έναντι 0.03 και 0.036, αντίστοιχα, όπως δίνεται στον Πίνακα 6.22) με αποτέλεσμα να προσεγγίζει δυσκολότερα τη μέγιστη μετακίνηση. Για τους Σχεδιασμούς 2 και 3, οι καμπύλες τρωτότητας δεν διαφοροποιούνται λόγω των σχεδόν ταυτόσημων τιμών των συντελεστών τριβής.

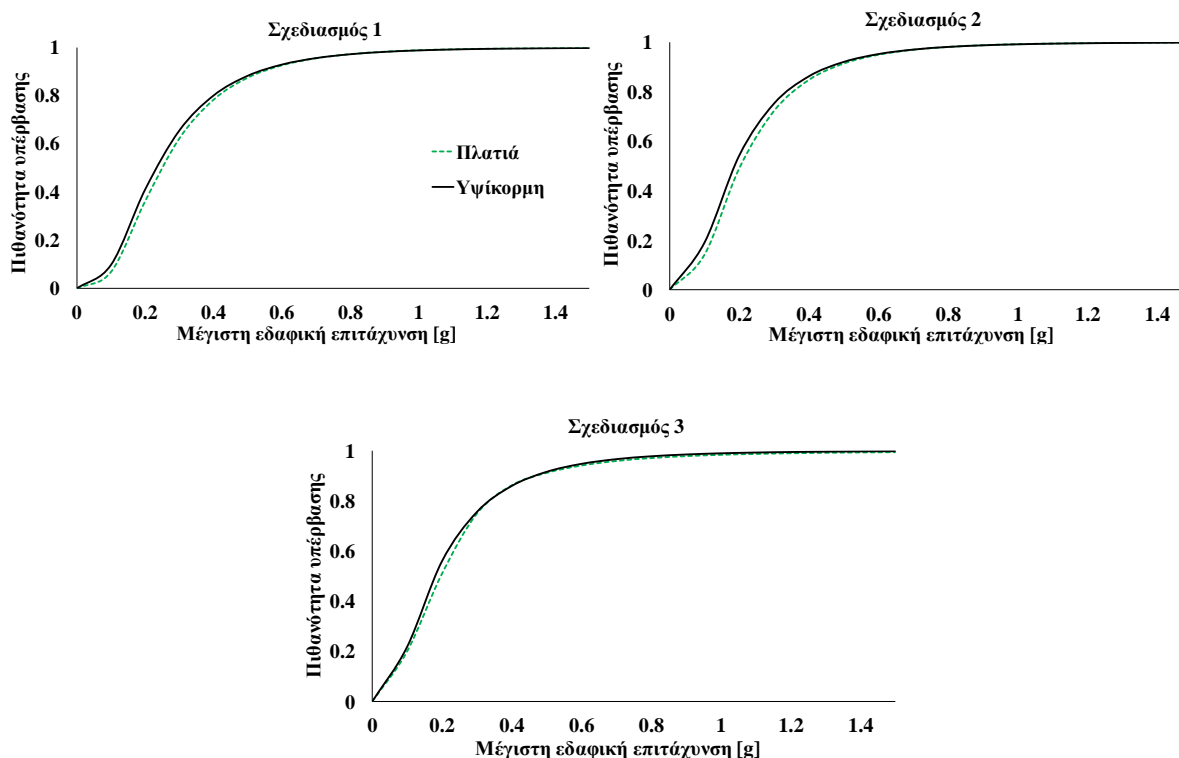


Εικόνα 6.24. Καμπύλες τρωτότητας για τις τρεις κατηγορίες SFPB για: (α) την πλατιά και (β) την υψίκορμη δεξαμενή.

Η επιρροή του λόγου λυγρηρότητας των δεξαμενών στις καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζεται στην Εικόνα 6.25. Όπως προαναφέρθηκε, οι υψίκορμες δεξαμενές δίνουν μικρότερες τιμές επιταχύνσεων στη βάση σε σύγκριση με τις πλατιές δεξαμενές για όλες τις διατάξεις μονωτήρων SFPB. Αντιθέτως, όπως είναι αναμενόμενο, οι καμπύλες τρωτότητας για όλους τους μονωτήρες δεν επηρεάζονται από τον λόγο λυγρηρότητας των δεξαμενών, όπως είναι φανερό από την Εικόνα 6.25, όπου δεν παρατηρείται καμία αξιοσημείωτη διαφορά ανάμεσα στην πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή.

6.8 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΤΡΟΠΟΠΟΙΗΜΕΝΩΝ ΑΛΓΟΡΙΘΜΩΝ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΗ ΔΕΞΑΜΕΝΗ

Σε αυτή την ενότητα, θα εξεταστεί η εφαρμογή των βελτιωμένων αλγορίθμων αναζήτησης κούκων που παρουσιάστηκαν στην ενότητα §6.5 σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Όπως και στην προηγούμενη ενότητα, στόχος της διαδικασίας βελτιστοποίησης είναι η εύρεση του βέλτιστου συντελεστή τριβής και της ακτίνας καμπυλότητας των επιφανειών ολίσθησης για εφέδρανα μονής (SFPB), αλλά και τριπλής (TFPB) καμπύλης επιφάνειας. Επιπλέον, κύριος στόχος της μεθοδολογία βέλτιστου σχεδιασμού του κάθε συστήματος σεισμικής μόνωσης είναι η ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή, ενώ οι συναρτήσεις περιορισμών σχετίζονται με την απόσβεση και την περίοδο του συστήματος.



Εικόνα 6.25. Σύγκριση καμπυλών τρωτότητας για πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή για κάθε σχεδιασμό SFPB.

Πιο συγκεκριμένα, θα χρησιμοποιηθούν ευρέως γνωστοί αλγόριθμοι βασισμένοι στην ευφυία των σμηνών, καθώς και οι τροποποιημένες εκδόσεις τους με σκοπό τη βελτιστοποίηση της δυναμικής απόκρισης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Οι αλγόριθμοι CS, PSO, καθώς και ο Enhanced Cuckoo Search (ECS) (είχε αναφερθεί και ως εκδοχή CS-DP1) και ο υβριδικός CS-BSA θα χρησιμοποιηθούν και συγκριθούν μεταξύ τους. Όπως αναφέρθηκε και σε προηγούμενες ενότητες, για να επιβληθούν στο σύστημα ισχυρές διεγέρσεις, θα χρησιμοποιηθεί και πάλι το σύνολο σεισμών κοντινού πεδίου από το SAC Steel Project (Sommerville et al., 1997), όπου κάθε χρονοϊστορία είναι κλιμακωμένη σε διάφορα επίπεδα έντασης μέσω της κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης (IDA) (Vamvatsikos and Cornell, 2002). Επιπροσθέτως, χρησιμοποιείται η μέθοδος προσαρμογής συνάρτησης τρωτότητας από τον Baker (2015) για την εξαγωγή κατάλληλων καμπυλών τρωτότητας για τις βελτιστοποιημένες διατάξεις σεισμικής μόνωσης, ορίζοντας ως κριτήριο υπέρβασης τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των μονωτήρων SFPB και TFPB. Τέλος, για την επίτευξη του βέλτιστου συμβιβασμού μεταξύ υπολογιστικής ακρίβειας και κόστους, θα χρησιμοποιηθεί το απλοποιητικό προσομοίωμα "Joystick" που είναι βασισμένο στην εργασία των Bakalis et al. (2016) για πακτωμένες δεξαμενές.

6.8.1 Περιγραφή προβλήματος βελτιστοποίησης

Στην παρούσα διερεύνηση θα εξεταστεί η εφαρμογή τυπικών και τροποποιημένων αλγορίθμων που βασίζονται στην ευφυία σημνών για τον καθορισμό των βέλτιστων τιμών για τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας των επιφανειών ολίσθησης για εφέδρανα SFPB και TFPB. Θα χρησιμοποιηθούν τέσσερις αλγόριθμοι βελτιστοποίησης βασισμένοι στην ευφυία σημνών, δηλαδή ο τυπικός CS και PSO, καθώς και ο υβριδικός CS-BSA και ο τροποποιημένος ECS, των οποίων οι βέλτιστες λύσεις θα παρουσιαστούν και θα συγκριθούν. Η μαθηματική διατύπωση του προβλήματος βελτιστοποίησης για εφέδρανα SFPB έχει παρατεθεί στην παράγραφο §6.6.1. Σε αυτό το σημείο θα παρουσιαστεί η μόρφωση του προβλήματος βελτιστοποίησης για εφέδρανα TFPB. Σε κάθε καμπύλη επιφάνεια των TFPB το εύρος τιμών για τον συντελεστή τριβής ορίζεται από 0.01 έως 0.12, ενώ για την ακτίνα καμπυλότητας από 0.2032 έως 6.0452 m (Zayas, 2017). Συγκεκριμένα, για την περίπτωση των εφεδράνων TFPB, χρησιμοποιείται το ειδικό στοιχείο εφεδράνου TFPB που περιγράφεται στη μελέτη των Sarlis and Constantinou (2010):

$$\alpha_s = g \left[\frac{D}{2R_{eff,1}} + \left[\mu_1 - (\mu_1 - \mu_2) \frac{R_{eff,2}}{R_{eff,1}} \right] \right] \quad (6.25)$$

που χρησιμοποιείται για τον καθορισμό της ακόλουθης αντικειμενικής συνάρτησης συνδυάζοντας τις εξισώσεις (6.18) και (6.25):

$$F = \frac{W}{2 \cdot R_{eff,1}} D + \left[\mu_1 - (\mu_1 - \mu_2) \frac{R_{eff,2}}{R_{eff,1}} \right] W \quad (6.26)$$

όπου α_s υποδηλώνει την επιτάχυνση [m/s^2] που μεταφέρεται στην ανωδομή πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης, m είναι η μάζα της κατασκευής [kg], και g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας [m/s^2], D είναι η μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων [m], μ_i είναι ο συντελεστής τριβής, R_i είναι η ακτίνα καμπυλότητας κάθε εφεδράνου [m], και W είναι το βάρος που αναλαμβάνει κάθε εφέδρανο [N]. Οι συναρτήσεις περιορισμών είναι ίδιες με αυτές που δίνονται στην παράγραφο §6.6.1.

Στην παρούσα διερεύνηση θα χρησιμοποιηθεί το προσομοίωμα πλατιάς δεξαμενής από τη μελέτη του Housner (1983). Πιο συγκεκριμένα, η εξεταζόμενη δεξαμενή είναι μια κυλινδρική δεξαμενή με λόγο ύψους επιφάνειας υγρού προς ακτίνας ίση με $H/R=0.67$. Η ακτίνα της δεξαμενής είναι $R=18.29$ m, το πάχος των τοιχωμάτων είναι $t=0.0254$ m και το συνολικό βάρος του υγρού περιεχομένου είναι περίπου ίσο με $W=126.27$ MN. Επιπλέον, η θεμελιώδης περίοδος του πακτωμένου συστήματος υγρού-κατασκευής είναι $T=0.162$ sec, η οποία σχεδόν

ταυτίζεται με την ιδιοπερίοδο της ωστικής συνιστώσας του υγρού, που ισούται με $T_i=0.16$ sec. Σε αυτό το σημείο θα πρέπει να τονιστεί ότι δεν χρησιμοποιείται γεωμετρία υψίκορμης δεξαμενής, διότι όπως έχει δειχθεί σε προηγούμενες ενότητες ο λόγος λυγηρότητας των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών δεν επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα τρωτότητας βάσει μετακινήσεων των εφεδράνων.

Για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό των εξεταζόμενων μονωτήρων που εγκαθίστανται στη δεξαμενή, εφαρμόζεται η ισοδύναμη γραμμική μέθοδος (Equivalent Linear Force – ELF) σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8 (Εδαφος Α, $\gamma_i=1.6$, $a_g=0.36$ g). Ο μονωτήρας SFPB έχει συντελεστή τριβής ίσο με $\mu=0.08$, ακτίνα καμπυλότητας $R=1.88$ m, θεωρητική περίοδο 2.75 sec και μέγιστη μετακίνηση ίση με 0.305 m. Επιπλέον, τα εφέδρανα TFPB έχουν τις παραμέτρους που περιγράφονται στον Πίνακα 6.23 και μέγιστη ικανότητα μετακίνησης ίση με 0.762 m. Το κατακόρυφο φορτίο που αναλαμβάνει κάθε εφέδρανο και των δύο τύπων ισούται με 2.9 MN. Αυτές οι «τυπικές» διατάξεις θα χρησιμοποιηθούν αργότερα ως παράμετροι αναφοράς με σκοπό τη διεξαγωγή συγκρίσεων όσον αφορά την αποτελεσματικότητα των βελτιστοποιημένων εφεδράνων.

Αξίζει να σημειωθεί ότι η επιρροή της εξάρτησης του συντελεστή τριβής από την ταχύτητα ολίσθησης μπορεί να αμεληθεί, διότι η μέγιστη απόκριση των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών δεν επηρεάζεται σημαντικά (Pranesh and Sinha, 2000). Επιπροσθέτως, οι Constantinou et al. (1990) έχουν δείξει πειραματικά ότι η τιμή του συντελεστή τριβής παραμένει σταθερή για υψηλές τιμές ταχύτητας ολίσθησης. Αυτό είναι λογικό για τη συγκεκριμένη μελέτη, αφού το ειδικό συχνотικό περιεχόμενο των διεγέρσεων κοντινού πεδίου συνεισφέρει στην εμφάνιση σημαντικών παλμών ταχυτήτων.

Επίσης, η επιρροή θερμοκρασιακών παραγόντων αυξάνεται λόγω της τριβής, η οποία μπορεί να μεταβάλλει τη συμπεριφορά της ολίσθησης των εφεδράνων. Αυτό το θέμα δεν εμπίπτει στους στόχους της παρούσας μελέτης αφού αυτό το φαινόμενο παρουσιάζει πολλές αβεβαιότητες, οπότε είναι απαραίτητη μια εκτενής διερεύνηση. Η επιρροή της κατακόρυφης συνιστώσας της επιτάχυνσης μπορεί να αγνοηθεί αφού οι δεξαμενές χάλυβα εμφανίζουν σημαντική αντοχή στην περιφερειακή διεύθυνση (Haroun and Tayel, 1985) και επίσης δεν επηρεάζουν τη μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων για σεισμικά μονωμένες κατασκευές (Loghman et al., 2015).

Πίνακας 6.23. Παράμετροι σχεδιασμού μονωτήρα TFPB.

Συντελεστής τριβής	Ακτίνα καμπυλότητας (m)	Μέγιστη μετακίνηση (m)
$\mu_1 = \mu_4 = 0.09$	$R_1 = R_4 = 2.235$	$d_1^* = d_4^* = 0.34$
$\mu_2 = \mu_3 = 0.071$	$R_2 = R_3 = 0.406$	$d_2^* = d_3^* = 0.04$

6.8.2 Αριθμητικά αποτελέσματα

Αποτελέσματα βελτιστοποίησης

Όπως προαναφέρθηκε, καθορίστηκαν οι βέλτιστες παράμετροι των μονωτήρων SFPB και TFPB χρησιμοποιώντας διάφορους αλγόριθμους βελτιστοποίησης βασισμένους στην ευφυία των σμηνών. Τα αποτελέσματα της κάθε διαδικασίας βελτιστοποίησης παρατίθενται στους Πίνακες 6.24 και 6.25 για τα εφέδρανα SFPB και TFPB, αντίστοιχα. Στην περίπτωση των SFPB, όπως φαίνεται και από τον Πίνακα 6.24, οι βέλτιστες τιμές για την αντικειμενική συνάρτηση που προέκυψαν από τις τέσσερις μεθόδους βελτιστοποίησης είναι σχεδόν ταυτόσημες, αν και προήλθαν από διαφορετικούς συνδυασμούς μεταβλητών σχεδιασμού, ενώ ικανοποιήθηκαν όλοι οι περιορισμοί.

Αξίζει να αναφερθεί ότι οι διαφορές στις τιμές των συναρτήσεων περιορισμών είναι αποτέλεσμα της μεγάλης μη-γραμμικότητας που εμφανίζει το εξεταζόμενο πρόβλημα. Ακόμα και για μικρές διαφοροποιήσεις στις τιμές των μεταβλητών σχεδιασμού (μ , R), παρατηρούνται σημαντικές διαφορές στις τιμές των περιορισμών, κάτι που ενισχύει την πολυπλοκότητα του προβλήματος και αυξάνει τη δυσκολία επίτευξης του καθολικού ελάχιστου από τους αλγόριθμους βελτιστοποίησης. Όσον αφορά το υπολογιστικό κόστος, ο τυπικός αλγόριθμος CS επιτυγχάνει την ταχύτερη ανάλυση σε σύγκριση με τις υπόλοιπες τεχνικές βελτιστοποίησης.

Ομοίως, ο Πίνακας 6.25 παραθέτει τα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης για την περίπτωση των μονωτήρων TFPB. Οι βέλτιστες λύσεις είναι σχεδόν ταυτόσημες για τους τρεις αλγόριθμους CS, ενώ έχουν ξανά διαφορετικούς συνδυασμούς στις τιμές των μεταβλητών σχεδιασμού, και ο PSO συνέκλινε σε υψηλότερη τιμή αντικειμενικής συνάρτησης, δηλαδή, συνέκλινε σε τοπικό βέλτιστο. Αναφορικά με τους χρόνους των υπολογισμών, ο κλασικός αλγόριθμος CS παρουσίασε ξανά το μικρότερο υπολογιστικό κόστος.

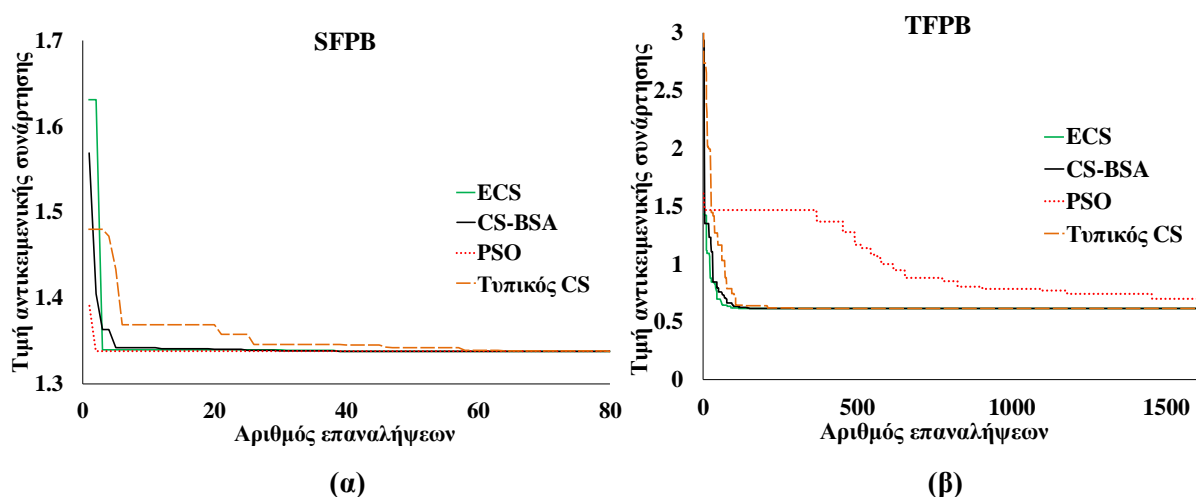
Πίνακας 6.24. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των παραμέτρων των εφεδράνων SFPB.

	CS	ECS	CS-BSA	PSO
Αντικειμενική συνάρτηση	1.337719	1.337719	1.337719	1.33772
Χρόνος [sec]	24.15	28.1	27.1	28.45
μ	0.031	0.028	0.03	0.034
R [m]	2.9	2.814	2.809	2.97
g_1	-0.017289	-0.0088339	-0.0096302	-0.015296
g_2	5.282e-05	-0.0095807	-0.0086695	-0.002184
g_3	-0.00029472	4.2816e-07	-5.328e-10	4.9e-08
g_4	-0.1702	-0.17049	-0.13049	-0.17049

Πίνακας 6.25. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης των παραμέτρων των εφεδράνων TFPB.

	CS	ECS	CS-BSA	PSO
Αντικειμενική συνάρτηση	0.61206	0.61206	0.61206	0.69555
Time [sec]	24.73	30.38	29.77	30.6
$\mu_1=\mu_4$	0.0728	0.073	0.0731	0.07
$\mu_2=\mu_3$	0.012	0.013	0.01	0.015
$R_1=R_4$ [m]	6.045	6.0452	6.0452	5.26
$R_2=R_3$ [m]	1.219	1.22	1.218	1.22
g_1	-0.99924	-0.74789	0	-0.006798
g_2	-0.00076445	-0.25211	-1	-0.993201
g_3	-0.020733	-0.023449	-0.035498	-0.032878
g_4	-2.508e-07	-1.7347e-15	0	-0.0024728

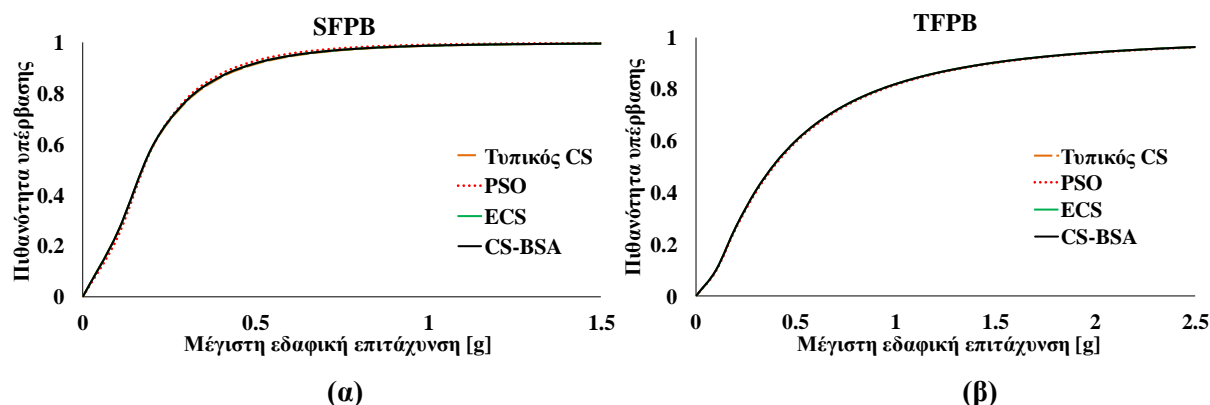
Στη συνέχεια, οι Εικόνες 6.26.α, β δείχνουν τους ρυθμούς σύγκλισης για τους εξεταζόμενους αλγόριθμους βελτιστοποίησης για τους δύο τύπους μονωτήρων. Στην περίπτωση των εφεδράνων SFPB, οι μέθοδοι PSO και ECS παρουσιάζουν σαφώς ταχύτερη σύγκλιση συγκριτικά με τις τεχνικές CS και CS-BSA. Από την άλλη πλευρά, για τα εφέδρανα TFPB, οι ECS και CS-BSA επιτυγχάνουν ταχύτερα τη βέλτιστη λύση, σε σύγκριση με τον τυπικό CS και, ειδικά, τον PSO, ο οποίος συγκλίνει σε τοπικό βέλτιστο, όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.26.β.



Εικόνα 6.26. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης για: (α) SFPB και (β) TFPB.

Καμπύλες τρωτότητας

Ακολούθως, οι βελτιστοποιημένοι μονωτήρες SFPB και TFPB εξετάστηκαν υπό το πρίσμα ανάλυσης τρωτότητας βάσει των μέγιστων μετακινήσεων. Σε όλες τις περιπτώσεις, τα εφεδράνα καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης σχεδιάστηκαν για το σενάριο Maximum Credible Earthquake – MCE με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια (EPS, 2019). Αυτό το σενάριο ισοδυναμεί με μέγιστη επιτρεπόμενη μετακίνηση των εφεδράνων SFPB είναι 0.305 m και των εφεδράνων TFPB ισούται με 0.762 m, αντίστοιχα. Εφαρμόζοντας τη μέθοδο κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης (IDA), υπολογίζεται η σεισμική τρωτότητα για τη μέγιστη μετακίνηση των μονωτήρων. Οι Εικόνες 6.27.α, β δείχνουν τη πιθανότητα υπέρβασης των μέγιστων μετακινήσεων των εφεδράνων που αποτελούνται από μία (SFPB) ή πολλαπλές καμπύλες επιφάνειες ολίσθησης (TFPB). Πρακτικά φαίνεται να μη σημειώνονται διαφορές μεταξύ των καμπυλών τρωτότητας για τους τέσσερις αλγόριθμους βελτιστοποίησης και για τους δύο τύπους εφεδράνων. Από την άλλη πλευρά, είναι προφανής η υπεροχή των εφεδράνων TFPB, αφού η πιθανότητα υπέρβασης των δυνατοτήτων των μονωτήρων SFPB είναι σαφώς μεγαλύτερη για όλα τα επίπεδα σεισμικής έντασης.

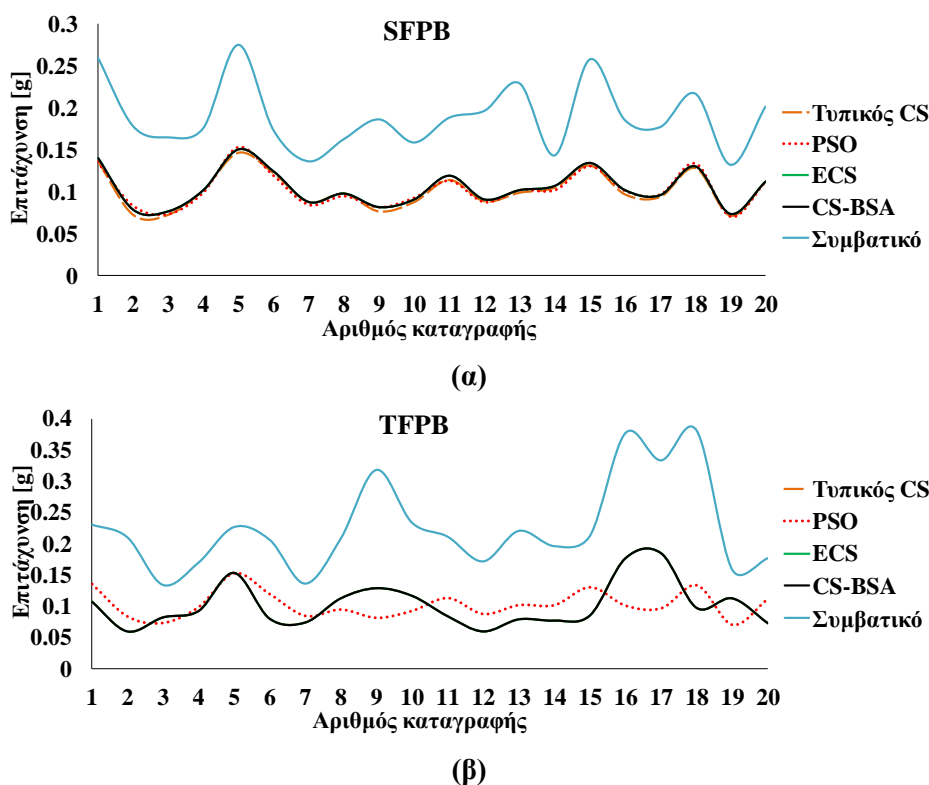


Εικόνα 6.27. Καμπύλες τρωτότητας βελτιστοποιημένων εφεδράνων: (α) SFPB και (β) TFPB.

Επιταχύνσεις στην ανωδομή

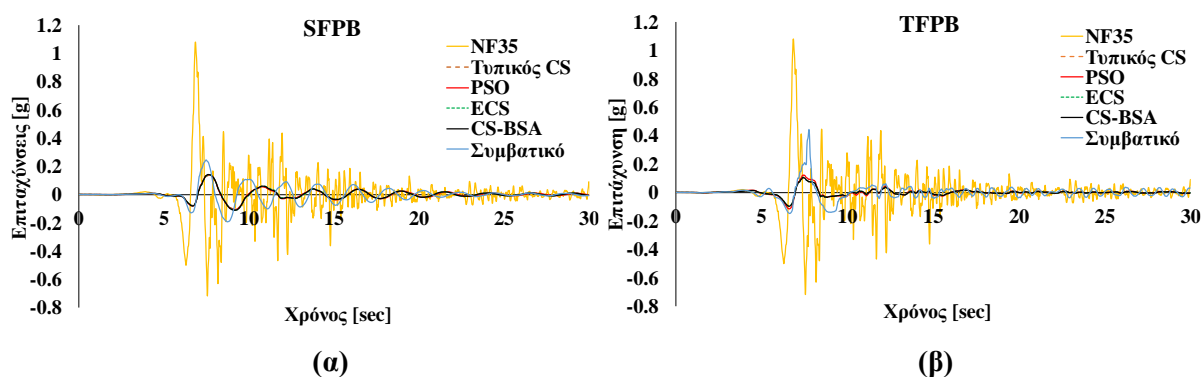
Γενικά, τα επίπεδα των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή αναμένεται να είναι αρκετά μειωμένα στην εξεταζόμενη σεισμικά μονωμένη δεξαμενή. Συνεπώς, λόγω της παρουσίας της σεισμικής μόνωσης είναι λογικά να αναμένεται γραμμική συμπεριφορά για τη δεξαμενή. Για αυτόν τον λόγο αποφεύγονται σοβαρές αστοχίες για το αναμενόμενο εύρος πολύ υψηλών τιμών εδαφικών επιταχύνσεων. Εντούτοις, όταν οι επιβαλλόμενες μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις φθάσουν σε υψηλά επίπεδα τιμών στα τελευταία βήματα της μεθόδου κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης, τότε οι επιταχύνσεις πάνω από το επίπεδο σεισμικής μόνωσης μπορούν επίσης να σημειώσουν υψηλές τιμές, ανάλογα και με το συχνотικό περιεχόμενο κάθε διέγερσης.

Υπό αυτό το πρίσμα, δίνονται οι μέγιστες τιμές των -απομειωμένων λόγω σεισμικής μόνωσης- επιταχύνσεων για τον συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό και για κάθε βελτιστοποιημένη διάταξη μονωτήρων SFPB και TFPB. Η Εικόνα 6.28.α παρουσιάζει τα αποτελέσματα όταν η δεξαμενή είναι σεισμικά μονωμένη με εφέδρανα SFPB. Είναι προφανές ότι δεν σημειώνονται σημαντικές διαφοροποιήσεις, αφού οι τιμές των μέγιστων επιταχύνσεων στη βάση είναι σχεδόν ταυτόσημες για όλες τις περιπτώσεις βελτιστοποίησης, αλλά είναι σημαντικά χαμηλότερες συγκριτικά με τον συμβατικό αντισεισμικό σχεδιασμό. Επιπλέον, όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.28.β, οι μέγιστες επιταχύνσεις στη βάση για δεξαμενές με μονωτήρες TFPB συμπίπτουν για τους τρεις αλγόριθμους βελτιστοποίησης που είναι βασισμένοι στην αναζήτηση κούκων. Αντιθέτως, ο αλγόριθμος PSO επιτυγχάνει διαφορετικές τιμές για τις περισσότερες καταγραφές, αφού συγκλίνει σε διαφορετική λύση. Ομοίως με τα αποτελέσματα των εφεδράνων SFPB, όλες οι βελτιστοποιημένες διατάξεις ικανοποίησαν τον κυρίαρχο στόχο του προβλήματος βελτιστοποίησης, δηλαδή πέτυχαν σαφώς μειωμένες τιμές μέγιστων επιταχύνσεων συγκριτικά με το συμβατικά σχεδιασμένο TFPB.



Εικόνα 6.28. Μέγιστες επιταχύνσεις στην ανωδομή για συμβατικά σχεδιασμένα και βελτιστοποιημένα εφεδράνα: (α) SFPB και (β) TFPB.

Στην Εικόνα 6.29 φαίνεται η αποτελεσματικότητα των βελτιστοποιημένων εφεδράνων SFPB και TFPB συγκριτικά με τις συμβατικά σχεδιασμένες περιπτώσεις συνολικά για μια επιβαλλόμενη χρονοϊστορία. Πιο συγκεκριμένα, επιλέχθηκε η χρονοϊστορία επιτάχυνσης για την καταγραφή #18 (NF35 – Palos Verdes 3), η οποία είναι επανζημένη σε μεγαλύτερες τιμές επιταχύνσεων κατά τη μέθοδο IDA). Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι συγκρίσεις σχετικά με τις εξεταζόμενες διατάξεις εφεδράνων, οπότε θα είναι περισσότερο εμφανής η ευμενής επιρροή της σεισμικής μόνωσης στην απομείωση των επιβαλλόμενων εδαφικών κινήσεων. Είναι προφανές ότι όλες οι διατάξεις σημειώνουν σαφώς μειωμένες τιμές επιταχύνσεων σε σύγκριση με την επιβαλλόμενη διέγερση, το οποίο αποτελεί και τον θεμελιώδη στόχο κάθε εφαρμογής σεισμικής μόνωσης. Επιπροσθέτως, όλες οι περιπτώσεις βελτιστοποιημένων μονωτήρων δίνουν μικρότερες τιμές επιταχύνσεων από τα συμβατικά σχεδιασμένα SFPB και TFPB, ενώ οι διαφορές είναι πιο έντονες στα εφεδράνα TFPB (Εικόνα 6.29.β) για τη συγκεκριμένη καταγραφή. Σε κάθε περίπτωση, το εύρος αυτών των επιπρόσθετων μειώσεων των επιταχύνσεων -λόγω της βελτιστοποίησης μεγέθους των εφεδράνων- εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της κάθε διέγερσης.



Εικόνα 6.29. Σύγκριση επιταχύνσεων για τη χρονοϊστορία NF35, για συμβατικά και βελτιστοποιημένα εφέδρανα: (α) SFPB και (β) TFPB.

6.9 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην πρώτη διερεύνηση εξετάστηκε η βελτιστοποίηση της δυναμικής συμπεριφοράς κυλινδρικών δεξαμενών με σεισμική μόνωση εφεδράνων SFPB. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκαν και συγκρίθηκαν μια τυπική διάταξη μονωτήρα (Σχεδιασμός 1) και δύο βελτιστοποιημένες διατάξεις -εφαρμόζοντας τη μέθοδο βελτιστοποίησης γενετικών αλγόριθμων- για εφέδρανα SFPB (Σχεδιασμός 2 και 3) σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Η αντικειμενική συνάρτηση αναφερόταν στην ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή, λαμβάνοντας υπόψη ρεαλιστικά όρια για τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης. Επιπλέον, στο πρόβλημα βελτιστοποίησης χρησιμοποιήθηκαν δύο συναρτήσεις περιορισμών σχετικές με την απόσβεση και την περίοδο του συστήματος σεισμικής μόνωσης. Κατά την πρώτη προσέγγιση, ο βέλτιστος συντελεστής τριβής υπολογίστηκε λαμβάνοντας υπόψη μια συνάρτηση περιορισμού (απόσβεση), ενώ η ακτίνα καμπυλότητας είχε σταθερή τιμή. Στη δεύτερη προσέγγιση, ο βέλτιστος συντελεστής τριβής και η βέλτιστη ακτίνα καμπυλότητας υπολογίστηκαν μέσω δύο συναρτήσεων περιορισμών που σχετίζονταν με την απόσβεση και την περίοδο σεισμικής μόνωσης. Επιπροσθέτως, έγινε σύγκριση της δυναμικής συμπεριφοράς για δύο διαφορετικούς λόγους λυγηρότητας, δηλαδή για πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή.

Στη δεύτερη μελέτη, παρουσιάστηκαν τροποποιημένοι αλγόριθμοι αναζήτησης κούκων με στόχο τη βελτίωση της απόδοσής τους σε σχέση με τον κλασικό CS. Ειδικότερα, έγινε αντικατάσταση σταθερών παραμέτρων του αλγορίθμου με δυναμικές, εξετάστηκαν τρεις τύποι συναρτήσεων ποινής (μια στατική και δύο δυναμικές), ενώ παρουσιάστηκε και η υβριδική μέθοδος βελτιστοποίησης CS-BSA. Στη συνέχεια, εξετάστηκε η εφαρμογή τυπικών και τροποποιημένων αλγορίθμων βελτιστοποίησης βασισμένων στην ευφύια σμηνών, όπως ο

τυπικός CS και PSO, καθώς και ο ECS και CS-BSA, για τη βελτιστοποίηση της σεισμικής συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένων δεξαμενών.

Πιο συγκεκριμένα, βελτιστοποιήθηκαν οι κύριες παράμετροι των εφεδράνων SFPB και TFPB με σκοπό την ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων βάσης που μεταφέρονται στην ανωδομή, σε συνδυασμό με την ικανοποίηση των περιορισμών και των επιτρεπτών μετακινήσεων. Οι παράμετροι σχεδιασμού στα προβλήματα βελτιστοποίησης σχετίζονται με τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας των εφεδράνων, ενώ τα αποτελέσματα εξετάστηκαν ως προς την αποτελεσματικότητα κάθε μεθόδου βελτιστοποίησης (βέλτιστη λύση, ικανοποίηση περιορισμών, ταχύτητα σύγκλισης και χρόνος υπολογισμών), καθώς και η σεισμική τρωτότητα βάσει των μέγιστων μετακινήσεων των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης. Για την επίτευξη του βέλτιστου συμβιβασμού μεταξύ υπολογιστικής ακρίβειας και αποτελεσματικότητας, χρησιμοποιείται ένα απλοποιητικό προσομοίωμα πλατιάς δεξαμενής για τη ρεαλιστική προσομοίωση της υδροδυναμικής συμπεριφοράς του υγρού περιεχομένου της.

Συνεπώς, με βάση τα ευρήματα του κεφαλαίου αυτού, τα συμπεράσματα που προκύπτουν είναι (Tsiipianitis and Tsompanakis, 2018a, b, 2020, 2021):

- Η δεύτερη προσέγγιση βελτιστοποίησης (Σχεδιασμός 3) είχε καλύτερα αποτελέσματα αναφορικά με την ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων στη βάση συγκριτικά με την απλουστευτική διάταξη για την πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή. Οι επιταχύνσεις μειώθηκαν σημαντικά όταν η ακτίνα καμπυλότητας προστέθηκε ως μεταβλητή σχεδιασμού στο πρόβλημα βελτιστοποίησης.
- Η υψίκορμη δεξαμενή παρουσίασε χαμηλότερες επιταχύνσεις στη βάση για όλες τις κατηγορίες εφεδράνων SFPB σε σύγκριση με την πλατιά δεξαμενή.
- Όταν οι μέγιστες μετακινήσεις των μονωτήρων λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση τρωτότητας, ο Σχεδιασμός 1 παρουσίασε ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα από τους Σχεδιασμούς 2 και 3, των οποίων οι καμπύλες τρωτότητας ήταν ταυτόσημες λόγω υψηλότερου συντελεστή τριβής.
- Ο λόγος λυγηρότητας των δεξαμενών (πλατιά, υψίκορμη) με σεισμική μόνωση SFPB δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα τρωτότητας με βάση τις μετακινήσεις στα εφέδρανα.
- Οι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης που είναι βασισμένοι στην ευφυία σμηγών, μπορούν να χρησιμοποιηθούν αποτελεσματικά σε σύνθετα προβλήματα μηχανικής, όπως οι σεισμικά μονωμένες δεξαμενές.

- Οι προτεινόμενες μέθοδοι βελτιστοποίησης πέτυχαν ταυτόσημες και, σε μερικές περιπτώσεις, ελαφρώς καλύτερες τελικές λύσεις συγκριτικά με τον τυπικό CS, καθώς και άλλους γνωστούς αλγόριθμους, όπως οι ΓΑ, PSO, κτλ.
- Με τη χρήση δυναμικών συναρτήσεων ποινής επετεύχθησαν εφικτές λύσεις σε όλα τα εξεταζόμενα προβλήματα. Επίσης, οι λύσεις ήταν καλύτερες και η σύγκλιση ταχύτερη συγκριτικά με τη στατική συνάρτηση ποινής. Επιπλέον, η στατική συνάρτηση ποινής εμφάνισε δυσκολίες στην επίλυση σύνθετων προβλημάτων.
- Συνήθως, ο CS-SP χρειάστηκε μικρότερο υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο βελτιστοποίησης σε σύγκριση με τους αλγόριθμους με δυναμικές συναρτήσεις ποινής, αλλά εμφάνισε μικρότερο ρυθμό σύγκλισης. Δηλαδή, χρειάστηκε περισσότερος χρόνος για την ολοκλήρωση της ανάλυσης.
- Ο υβριδικός CS-BSA είναι ο πιο αξιόπιστος από τους τροποποιημένους αλγόριθμους βελτιστοποίησης, αφού εμφάνισε την καλύτερη συμπεριφορά στην πλειοψηφία των εξεταζόμενων περιπτώσεων.
- Οι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης ικανοποίησαν τις συναρτήσεις περιορισμών σε όλες τις περιπτώσεις.
- Ο αλγόριθμος ECS σημείωσε την ταχύτερη σύγκλιση και για τα δύο είδη εφεδράνων (SFPB και TFPB) σε σύγκριση με τους υπόλοιπους αλγόριθμους βελτιστοποίησης.
- Σε όλες τις περιπτώσεις οι βέλτιστες λύσεις ήταν ταυτόσημες. Ακολούθως, παρόμοια αποτελέσματα σημειώθηκαν στις καμπύλες τρωτότητας βάσει μετακινήσεων των εφεδράνων και στις επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, εκτός από τον αλγόριθμο PSO για μονωτήρες TFPB.
- Επισημαίνεται ο ευεργετικός ρόλος της σεισμικής μόνωσης, αφού οι επιβαλλόμενες εδαφικές κινήσεις σημείωσαν ποσοστά απομείωσης μέχρι και 90% για τα βελτιστοποιημένα SFPB και TFPB.
- Αναφορικά με επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, όλες οι βελτιστοποιημένες διατάξεις σημείωσαν σαφώς μειωμένες τιμές, περίπου 44% και 52% συγκριτικά με τις συμβατικές πρακτικές σχεδιασμού για τα εφέδρανα SFPB και TFPB, αντίστοιχα.

6.10 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- Andrei, N. (2013). *Nonlinear Optimization Applications Using The GAMS Technology*. Springer.
- Arora, J.S. (1989). *Introduction to optimum design*. McGraw-Hill, New York, NY.
- Bakalis, K., Fragiadakis, M., and Vamvatsikos, D. (2016). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 04016199.
- Baker, J.W (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Barthelemy, P., Bertolotti, J., and Wiersma, D.S. (2008). A Levy flight for light. *Nature*, 453, 495-498.
- Belegundu, A.D. (1982). *A study of mathematical programming methods for structural optimization*. PhD Thesis, Department of Civil Environmental Engineering, University of Iowa, USA.
- Biswas, A., Mishra, K., Tiwari, A., and Mishra, A. (2013). Physics-inspired optimization algorithms: a survey. *Journal of Optimization*, 2013, Article ID 438152, 16 pages.
- Blum, C., and Roli, A. (2003). Metaheuristics in combinatorial optimization: overview and conceptual comparison. *ACM Computing Surveys*, 35, 268-308.
- Blum, C., Puchinger, J., Raidl, G.R., and Roli, A. (2011). Hybrid metaheuristics in combinatorial optimization. *Applied Soft Computing*, 11, 4135-4151.
- Bucher, C. (2009). Probability-based optimal design of friction-based seismic isolation devices. *Structural Safety*, 31, 500-507.
- Bulatovic, R.R., Boskovic, G., Savkovic, M.M., and Gasic, M.M. (2014). Improved cuckoo search (ICS) algorithm for constrained optimization problems. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 11, 1349-1362.
- Cagnina, L.C., Esquivel, S., C., and Coello, C.A. (2008). Solving engineering optimization problems with the simple constrained particle swarm optimizer. *Informatica*, 32, 319-326.

- Calafell, R.L., Roschke, P.N., and de la Llera, J.C. (2010). Optimized friction pendulum and precast-prestressed pile to base-isolate a Chilean masonry house. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 1019-1036.
- CEN (2006). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- Cercevik, A.E., Avsar, O., and Hasancebi, O. (2020). Optimum design of seismic isolation systems using metaheuristic search methods. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 131, 106012.
- Charalampakis, A.E., and Tsiatas G.C. (2019). Critical evaluation of metaheuristic algorithms for weight minimization of truss structures. *Frontiers in Built Environment*, October 2019, Volume 5, Article 113.
- Charnpis, D.C., Komodromos, P., and Phocas, M.C. (2012). Optimized earthquake response of multi-storey buildings with seismic isolation at various elevations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, 2289-2310.
- Chung, L.L., Kao, P.S., Yang, C.Y., Wu, L.Y., and Chen, H.M. (2013). Optimal friction coefficient of structural isolation system. *Journal of Vibration and Control*, 0(0), 1-14.
- Coello, C.C.A. (1999). Self-adaptive penalties for GA-based optimization. *Proceedings on the 1999 Congress on Evolutionary Computation*, 6-9 July, Washington, DC, USA.
- Coello, C.C.A. (2000). Constraint-handling using an evolutionary multiobjective optimization technique. *Civil Engineering and Environmental Systems*, 17(4), 319-346.
- Coloni, A., Dorigo, M., and Maniezzo, V. (1991). Distributed optimization by ant colonies. In: *Proceedings of the first European conference on artificial life*, 134-142.
- Constantinou, M., Mokha, A., and Reinhorn, A. (1990). Teflon bearings in base isolation. II: modelling. *Journal of Structural Engineering*, 116, 455-474.
- CSI (2016). SAP2000 Version 18, Integrated software for structural analysis and design, analysis reference manual. Computers and Structures Inc., Berkeley, CA.
- Das, S., Gur, S., Mishra, S.K., and Chakraborty, S. (2015). Optimal performance of base-isolated building considering limitation on excessive isolator displacement. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(7), 904-917.

- Dhiman, G., and Kumar, V. (2017). Spotted hyena optimizer: a novel bio-inspired based metaheuristic technique for engineering applications (In Press). *Advances in Engineering Software*, 1-23.
- Eberhart, R.C., and Kennedy, J. (1995). A new optimizer using particle swarm theory. In: *Proceedings of the 6th international symposium on micro machine and human science*, 39-43.
- EPS (2019). Earthquake Protection Systems. Available online: www.earthquakeprotection.com, (Accessed March 2019).
- Eskandar, H., Bahreininejad, A., and Hamdi, M. (2012). Water cycle algorithm - a novel metaheuristic optimization method for solving constrained engineering optimization problems. *Computers and Structures*, 110-111, 151-166.
- Fedghouche, F., and Tiliouine, B. (2012). Minimum cost design of reinforced concrete T-beams at ultimate loads using Eurocode 2. *Engineering Structures*, 42, 43-50.
- Gandomi, A.H., Yang, X.-S., and Alavi, A.H. (2011). Mixed variable structural optimization using firefly algorithm. *Computers and Structures*, 89(23-24), 2325-2336.
- 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, 17-35.
- Geem, Z.W., Kim, J.H., and Loganathan, G. (2001). A new heuristic optimization algorithm: harmony search. *Simulation*, 76, 60-68.
- Georgioudakis, M., and Fragiadakis, M. (2020). Selection and scaling of ground motions using multicriteria optimization. *Journal of Structural Engineering*, 146(11), 04020241.
- Georgioudakis, M., and Plevris, V. (2020). A comparative study of differential evolution variants in constrained structural optimization. *Frontiers in Built Environment*, July 2020, Volume 6, Article 102.
- Goldberg, D.E. (1989). *Genetic algorithms in search, optimization, and machine learning*. Reading, MA. Addison-Wesley.
- Govindaraj, V., and Ramasamy, J.V. (2005). Optimum detailed design of reinforced concrete continuous beams using genetic algorithms. *Computers and Structures*, 84, 34-48.

- Haroun, M.A. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 179-206.
- Haroun, M.A., and Tayel M.A. (1985). Response of tanks to vertical seismic excitations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 13, 583–595.
- Hatamlou, A. (2013). Black hole: a new heuristic optimization approach for data clustering. *Information Sciences*, 222, 175-184.
- He, Q., and Wang, L. (2007). An effective co-evolutionary particle swarm optimization for constrained engineering design problems. *Engineering Applications of Artificial Intelligence*, 20(1), 89-99.
- Holland, J. (1975). *Adaptation in natural and artificial systems*. Ann Arbor, MI: University of Michigan Press.
- Hsu, Y.-L., and Liu, T.-C. (2007). Developing a fuzzy proportional-derivative controller optimization engine for engineering design optimization problems. *Engineering Optimization*, 39(6), 679-700.
- Hu, X., Eberhart, R.C., and Shi, Y. (2003). Engineering optimization with particle swarm. *Proceedings of the 2003 Swarm Intelligence Symposium*, 6 June, Indianapolis, IN, USA.
- Huang, J., Gao, L., and Li, X. (2015). A teaching-learning-based cuckoo search for constrained engineering design problems. In: *Advances in Global Optimization*. Springer International Publishing, 375-386.
- Jangid, R.S. (2000). Optimum frictional elements in sliding isolation systems. *Computers and Structures*, 76, 651-661.
- Jangid, R.S. (2005). Optimum friction pendulum system for near-fault motions. *Engineering Structures*, 27(3), 349-359.
- Javidy, B., Hatamlou, A., and Mirjalili, S. (2015). Ions motion algorithm for solving optimization problems. *Applied Soft Computing*, 32, 72-79.
- Joines, J.A., and Houck, C.R. (1994). On the use of non-stationary penalty functions to solve nonlinear constrained optimization problems with GA's. *Proceedings of the First IEEE Conference on Evolutionary Computation. IEEE World Congress on Computational Intelligence*, 27-29 June 1994, Orlando, FL, USA.

- Kameshki, E.S., and Saka, M.P. (2001). Optimum design of nonlinear steel frames with semi-rigid connections using a genetic algorithm. *Computers and Structures*, 79(17), 1593-1604.
- Kannan, B.K., and Kramern, S.N. (1994). An augmented lagrange multiplier based method for mixed integer discrete continuous optimization and its applications to mechanical design. *Journal of Mechanical Design*, 116(2), 405-411.
- Kazarlis, S., and Petridis, V. (1998). Varying fitness functions in genetic algorithms: studying the rate of increase of the dynamic penalty terms. In: *Parallel Problem Solving from Nature V-PPSN V*, Eiben, A.E., Eiben, Back, T., Schoenauer, M., and Schwefel, H.-P. (Eds). Springer, Amsterdam, Netherlands.
- Kirkpatrick, S., Gelatt, C.D., and Vecchi, M.P. (1983). Optimization by simulated annealing. *Science*, 220(4598), 671-680.
- Kumar, A., Wu, G., Ali, M.Z., Mallipeddi, R., Suganthan, P.N., and Das, S. (2019). A test-suite of non-convex constrained optimization problems from the real-world and some baseline results. Preprint document distributed online: <https://github.com/P-N-Suganthan/2020-RW-Constrained-Optimisation>
- Lagaros, N.D., Papadrakakis, M., and Kokossalakis, G. (2002). Structural optimization using evolutionary algorithms. *Computers and Structures*, 80, 571-589.
- Lee, K.S., and Geem, Z.W. (2005). A new meta-heuristic algorithm for continuous engineering optimization: harmony search theory and practice. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 194, 3902-3933.
- Lobato, S.F., and Valder Steffen Jr. (2014). Fish swarm optimization algorithm applied to engineering system design. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 11, 143-156.
- Loghman, V., Tajammolian, H., and Khoshnoudian, F. (2015). Effects of rotational components of earthquakes on seismic responses of triple concave friction pendulum base-isolated structures. *Journal of Vibration and Control*, 23, 1495–1517.
- Low, S.S., and Zayas, V.A. (1990). Design example using the SEAONC tentative seismic isolation design requirements for the FPS isolation system. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

- Mahdavi, M., Fesanghary, M., and Damangir, E. (2007). An improved harmony search algorithm for solving optimization problems. *Applied Mathematics and Computation*, 188(2), 1567–1579.
- Malhotra, P.K., and Veletsos, A.S. (1994). Uplifting response of unanchored liquid-storage tanks. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 120(12), 3525-3547.
- Mantegna, R.N. (1994). Fast, accurate algorithm for numerical simulation of Levy stable stochastic process. *Physical Review E*, 49(5), 4677-4683.
- Marichelvam, M.K., Prabakaran, T., and Yang, X.-S. (2014). Improved cuckoo search algorithm for hybrid flow shop scheduling problems to minimize makespan. *Applied Soft Computing*, 19, 93-101.
- Mathworks, (2015). Matlab R2015a. Natick, M.A. Mathworks, Inc.
- Meng, X.B., Gao, X.Z., Lu, L., Liu, Y., and Zhang, H. (2016). A new bio-inspired optimization algorithm: bird swarm algorithm. *Journal of Experimental and Theoretical Artificial Intelligence*, 28(4), 673-687.
- Michalewicz, Z. (1995). A survey of constraint handling techniques in evolutionary computation methods. *Evolutionary Programming*, 4, 135-155.
- Mirjalili, S. (2015). The ant lion optimizer. *Advances in Engineering Software*, 83, 80-98.
- Mirjalili, S. (2016). SCA: a sine cosine algorithm for solving optimization problems. *Knowledge-based Systems*, 96, 120-133.
- Mirjalili, S., and Lewis, A. (2016). The whale optimization algorithm. *Advances in Engineering Software*, 95, 51-67.
- Mirjalili, S., Gandomi, A.H., Mirjalili, S.Z., Saremi, S., Faris, H., and Mirjalili, S.M. (2017). Salp swarm algorithm: a bio-inspired optimizer for engineering design problems. *Advances in Engineering Software*, 114, 163-191.
- Mirjalili, S., Mirjalili, S.M., and Lewis, A. (2014). Grey wolf optimizer. *Advances in Engineering Software*, 69, 46-61.
- Moeindarbari, H., and Taghikhany, T. (2014). Seismic optimum design of triple friction pendulum bearing subjected to near-fault ground motions. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 50, 701-716.

- Moeindarbari, H., and Taghikhany, T. (2018). Novel procedure for reliability-based cost optimization of seismically isolated structures for the protection of critical equipment: a case study using single curved surface sliders. *Structural Control and Health Monitoring*, 25, e2054.
- Nigdeli, S.M., Bekdas, G., and Alhan, C. (2014). Optimization of seismic isolation systems via harmony search. *Engineering Optimization*, 46(11), 1553-1569.
- Nowcki, H. (1974). Optimization in pre-contact ship design. In: Fujita, Y., Lind, K., and Williams, T.J. (eds). *Computer applications in the automation of shipyard operation and ship design*, 2, 327-338. Elsevier, New York.
- Pant, M., Thangaraj, R., and Singh, V. (2009). Optimization of mechanical design problems using improved differential evolution algorithm. *International Journal of Recent Trends in Engineering*, 1(5), 21-25.
- Papadrakakis, M., Lagaros, N.D., Tsompanakis, Y., and Plevris, V. (2001). Large scale structural optimization: computational methods and optimization algorithms. *Archives of Computational Methods in Engineering - State of the art reviews*, 8(3), 239-301.
- Park, Y.C., Chang, M.H., and Lee, T.-Y. (2007). A new deterministic global optimization method for general twice-differentiable constrained nonlinear programming problems. *Engineering Optimization*, 39(4), 397-411.
- Paul, H.T. (1987). Optimal design of an industrial refrigeration system. In: *Proceedings of International Conference on Optimization Techniques and Applications*, 427-435, 8-10 April 1987, National University of Singapore, Singapore.
- Pavlyukevich, R.B. (2007). Levy flights, non-local search and simulated annealing. *Journal of Computational Physics*, 226, 1830-1844.
- Payne, R.B., Sorenson, M.D., and Klitz, K. (2005). *The cuckoos*. Oxford, UK: Oxford University Press.
- Pezeshk, S., Camp, C.V., and Chen, D. (2000). Design of nonlinear framed structures using genetic optimization. *Journal of Structural Engineering*, 126(3), 382-388.
- Plevris, V., and Papadrakakis, M. (2011). A hybrid particle swarm–gradient algorithm for global structural optimization. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 26(1), 48–68.

- Pourzeynali, Z., and Zarif, M. (2008). Multi-objective optimization of seismically isolated high-rise building structures using genetic algorithms. *Journal of Sound and Vibration*, 311, 1141-1160.
- Pranesh, M., and Sinha, R. (2000). VFPI: an isolation device for aseismic design. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(5), 603-627.
- Rao, S.S. (1996). *Engineering optimization: theory and practice*. 3rd edition. John Wiley and Sons, Chichester.
- Rashedi, E., Nezamabadi-pour, H., and Saryazdi, S. (2009). GSA: a gravitational search algorithm. *Information Sciences*, 179(13), 2232-2248.
- Ray, T. and Saini, P. (2001). Engineering design optimization using a swarm with an intelligent information sharing among individuals. *Engineering Optimization*, 33(6), 735-748.
- Rechenberg, I. (1973). *Evolution strategy: optimization of technical systems by means of biological evolution*. Stuttgart: Fromman-Holzboog.
- Reynolds, A., and Frye, M.A. (2007). Free-flight odor tracking in *Drosophila* is consistent with an optimal intermittent scale-free search. *PLoS One*, 2, e354.
- Sadollah, A., Bahreininejad, A., Eskandar, H., and Hamdi, M. (2013). Mine blast algorithm: a new population-based algorithm for solving constrained engineering optimization problems. *Applied Soft Computing*, 13(5), 2592-2612.
- Salimi, H. (2015). Stochastic fractal search: a powerful metaheuristic algorithm. *Knowledge-Based Systems*, 75, 1-18.
- Saremi, S., Mirjalili, S., and Lewis, A. (2017). Grasshopper optimization algorithm: theory and application. *Advances in Engineering Software*, 105, 30-47.
- Sarlis, A.A.S., and Constantinou, M.C. (2010). Modeling triple friction pendulum isolators in program SAP2000. Supplement to MCEER Report 05-009, document distributed to the engineering community together with executable version of program and files. University at Buffalo.
- Smith, A.E., and Coit, D.W. (1997). Constraint-handling techniques - penalty functions. In: *Handbook of Evolutionary Computation*, Baeck, T., Fogel, D., and Michalewicz, Z. (eds.), Institute of Physics Publishing and Oxford University Press, Bristol, U.K.

- Sommerville, P., Smith, N., Punyamurthula, S., and Sun, J. (1997). Development of ground motion time histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project. NISEE Report: SAC/BD-97-04, SAC Joint Venture, Sacramento, CA, USA.
- Storn, R., and Price, K. (1997). Differential evolution-a simple and efficient heuristic for global optimization over continuous spaces. *Journal of Global Optimization*, 11, 341-359.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2021). Optimizing the seismic response of base-isolated liquid storage tanks using swarm intelligence algorithms. *Computers and Structures*, 243, 106407.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2020). Improved Cuckoo Search algorithmic variants for constrained nonlinear optimization. *Advances in Engineering Software*, 149, November 2020, Article 102865.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2018a). Solving engineering optimization problems with an efficient hybrid nature-inspired algorithm, 9th GRACM: International Congress on Computational Mechanics, 4-6 June 2018, Chania, Greece.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2018b). Optimizing the dynamic performance of friction pendulum isolators in liquid fuels tanks, ECEE2018: 16th European Conference on Earthquake Engineering, 18-21 June 2018, Thessaloniki, Greece.
- Valian, E., Tavakoli, S., Mohanna, S., and Haghi, A. (2013). Improved cuckoo search for reliability optimization problems. *Computers and Industrial Engineering*, 64(1), 459-468.
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.
- Yang, X.-S. (2009). Harmony search as a metaheuristic algorithm. In: *Music-Inspired Harmony Search: Theory and Applications* (Eds Z. W. Greem), Springer, 1-14.
- Yang, X.-S. (2010). Firefly algorithm. *Engineering Optimization*, 221-230.
- Yang, X.-S. (2014). *Nature-inspired optimization algorithms*. 1st edn. Elsevier, Netherlands.
- Yang, X.-S. and Deb, S. (2009). Cuckoo search via Levy flights. *Proceedings of World Congress on Nature and Biologically Inspired Computing (NaBIC 2009)*. USA: IEEE Publications, 210-214.
- Yang, X.-S. and Gandomi, A.H. (2012). Bat algorithm: a novel approach for global engineering optimization. *Engineering Computations*, 29(5), 464-483.

- Yang, X.-S., and Deb, S. (2010). Engineering optimisation by cuckoo search. *International Journal of Mathematical Modelling and Numerical Optimisation*, 1(4), 330-343.
- Yang, X.-S., and Deb, S. (2013). Multiobjective cuckoo search for design optimization. *Computers and Operations Research*, 40(6), 1616-1624.
- Yenidogan, C., and Erdik, M. (2016). A comparative evaluation of design provisions for seismically isolated buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 265-286.
- Zayas, V.A. (2017). Προσωπική επικοινωνία, 17 Μαρτίου 2017.
- Zayas, V.A., Low, S.S., and Mahin, S.A. (1987). The FPS earthquake resisting system-experimental report. Report No. UCB/EERC-8701, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Zou, D., Liu, H., Gao, L., and Li, S. (2011). Directed searching optimization algorithm for constrained optimization problems. *Expert Systems with Applications*, 38(7), 8716-8723, Part 2.
- Ροβιθάκης, Γ.Α. (2007). Τεχνικές βελτιστοποίησης. Εκδόσεις Τζιόλα.

ΠΟΛΥΚΡΙΤΗΡΙΑΚΗ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

7.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Όπως αναφέρθηκε και στο 5^ο Κεφάλαιο, όταν το συχνοτικό περιεχόμενο των εδαφικών κινήσεων εμφανίζει μεγάλα πλάτη (καταγραφές κοντινού πεδίου), τότε απαιτείται ικανότητα ανάληψης μεγάλων μετακινήσεων από τα εφεδράνα σεισμικής μόνωσης. Αυτό δεν είναι πάντοτε εφικτό από πρακτικής και οικονομικής πλευράς, γι' αυτό και αναζητούνται συνεχώς εναλλακτικοί τρόποι αντιμετώπισης αυτού του πολυδιάστατου και απαιτητικού θέματος. Ειδικά για κατασκευές και έργα υποδομών υψηλής σπουδαιότητας, όπως είναι οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, η βέλτιστη διευθέτηση ενός τέτοιου ζητήματος αποτελεί μία κρίσιμο παράμετρο του αντισεισμικού σχεδιασμού τους.

Ένας αποτελεσματικός τρόπος αντιμετώπισης αυτού του ιδιαίτερου φαινομένου είναι η εφαρμογή του συνδυασμού εφεδράνων εκκρεμούςς-τριβής με γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Όπως έχει δείχθει στο 5^ο Κεφάλαιο, η χρήση αυτού του υβριδικού συστήματος μπορεί να συνεισφέρει σημαντικά στη βελτίωση της απόκρισης δεξαμενών για σεισμούς κοντινού πεδίου. Ειδικότερα, για ποσοστά πρόσθετης απόσβεσης 10% και 20% αποδείχθηκε ότι μειώνονται οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, ενώ ταυτόχρονα παρατηρείται βελτίωση στις καμπύλες σεισμική τρωτότητας που αναφέρονται στις μέγιστες μετακινήσεις των εφεδράνων της σεισμικής μόνωσης.

Ακολούθως, στο 6^ο Κεφάλαιο παρουσιάστηκε μία εκτενής διερεύνησης της αποτελεσματικότητας διάφορων εξελικτικών αλγόριθμων βελτιστοποίησης στη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης των δεξαμενών με εφεδράνα εκκρεμούςς-τριβής. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν οι Γενετικοί Αλγόριθμοι, ο κλασικός αλγόριθμος Αναζήτησης Κούκων, καθώς και τροποποιημένες εκδοχές του, που συμπεριλάμβαναν δυναμικές παραμέτρους, και μια υβριδική προσέγγιση. Ύστερα από την πραγματοποίηση συγκρίσεων με γνωστούς

αλγόριθμους της διεθνούς βιβλιογραφίας, αποδείχθηκε ότι οι μέθοδοι βελτιστοποίησης που παρουσιάστηκαν μπορούν να βελτιώσουν τις τιμές της σεισμικής τρωτότητας των μονωτήρων και να μειώσουν τις μέγιστες επιταχύνσεις της βάσης της δεξαμενής.

Σε συνέχεια των προαναφερθέντων, σκοπός αυτού του κεφαλαίου είναι η παρουσίαση και η εκτενής μελέτη μιας συνδυαστικής προσέγγισης του υβριδικού συστήματος σεισμικής μόνωσης και της εφαρμογής βελτιστοποίησης, με στόχο την περαιτέρω βελτίωση της σεισμικής απόκρισης των δεξαμενών. Ειδικότερα, προτείνονται δύο προσεγγίσεις πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης, οι οποίες περιλαμβάνουν τρεις και τέσσερις αντικειμενικές συναρτήσεις, αντίστοιχα. Ο αλγόριθμος πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης αναζητά ταυτόχρονα τις βέλτιστες παραμέτρους των εφεδράνων SFPB (όπως ο συντελεστής τριβής, η ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης) και των γραμμικών ιξώδων αποσβεστήρων (ο συντελεστής πρόσθετης απόσβεσης) και για τις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις. Επιπλέον, οι συναρτήσεις περιορισμών στα δύο προβλήματα σχετίζονται με την απόσβεση και την περίοδο του υβριδικά μονωμένου συστήματος.

Τα εν λόγω προβλήματα πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης επιλύονται με τη βοήθεια ειδικών πολυκριτηριακών Γενετικών Αλγόριθμων (Multi-Objective Genetic Algorithm – MOGA). Οι Γενετικοί Αλγόριθμοι, οι οποίοι αρχικά παρουσιάστηκαν από τον Holland (1975), βασίζονται την εξέλιξη των βιολογικών συστημάτων σύμφωνα με τη θεωρία του Δαρβίνου. Οι κύριοι τελεστές που χρησιμοποιούνται στους Γενετικούς Αλγόριθμους είναι: η διασταύρωση, η μετάλλαξη και η επιλογή του καταλληλότερου. Αυτή η μέθοδος βελτιστοποίησης σημειώνει δύο σημαντικά πλεονεκτήματα: (α) την αποτελεσματικότητα σε πολύπλοκα προβλήματα, και (β) τη δυνατότητα διεξαγωγής των υπολογισμών σε περιβάλλον παράλληλης επεξεργασίας (Yang, 2011). Σύμφωνα με τους Pourzeynali and Zarif (2008), οι Γενετικοί Αλγόριθμοι έχουν χρησιμοποιηθεί επιτυχώς σε διάφορες εφαρμογές της μηχανικής, συμπεριλαμβανομένων και των σεισμικά μονωμένων κατασκευών (Calafell et al., 2010; Charmpis et al., 2012; Rizzian et al., 2017).

Έπειτα από την πραγματοποίηση των βελτιστοποιήσεων, τα ευρήματα παρουσιάζονται με τη μορφή τριδιάστατων αποτελεσμάτων κατά Pareto, καμπυλών τρωτότητας και επιταχύνσεων ανωδομής. Σε κάθε σύστημα επιβάλλεται ένα σύνολο είκοσι εδαφικών κινήσεων κοντινού πεδίου για δύο διαφορετικούς λόγους λυγηρότητας (πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή) (βλ. § 4.3.3). Η ανάλυση τρωτότητας βασίζεται στη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των μονωτήρων SFPB με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια. Συγκεκριμένα,

χρησιμοποιώντας τη μέθοδο κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης (IDA) για κάθε επίπεδο έντασης και για κάθε σεισμική καταγραφή, καθορίζεται ο αριθμός υπερβάσεων των μέγιστων μετακινήσεων για τη κατασκευή των καμπυλών τρωτότητας. Για την αποτελεσματική και ακριβή προσομοίωση της απόκρισης υγρού περιεχομένου-δεξαμενής, χρησιμοποιείται το απλοποιητικό αριθμητικό προσομοίωμα των Bakalis et al. (2017) για πακτωμένες και στη συνέχεια για σεισμικά μονωμένες δεξαμενές αποθήκευσης υγρών (Bakalis et al., 2019).

7.2 ΠΟΛΥΚΡΙΤΗΡΙΑΚΗ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ

Η πολυκριτηριακή βελτιστοποίηση αποτελεί μια περισσότερο ρεαλιστική προσέγγιση σε σύγκριση με τα προβλήματα με μία αντικειμενική συνάρτηση, αφού η πλειοψηφία των περιπτώσεων που συναντώνται στην πραγματικότητα περιλαμβάνουν περισσότερους από έναν στόχους σχεδιασμού. Γενικά, ένα σύνολο βέλτιστων λύσεων κατά Pareto προκύπτει όταν οι αντικειμενικές συναρτήσεις «ανταγωνίζονται» μεταξύ τους. Συνεπώς, σε αυτήν την ενότητα θα παρουσιαστούν συνοπτικά οι κυριότερα αρχές που διέπουν τα προβλήματα πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης.

Γενικά, σε ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης χρησιμοποιούνται πολλές αντικειμενικές συναρτήσεις προς ελαχιστοποίηση ή/και μεγιστοποίηση. Εάν η λύση που μπορεί να βρεθεί ελαχιστοποιεί ταυτόχρονα όλες τις αντικειμενικές συναρτήσεις, τότε στην πραγματικότητα το πρόβλημα είναι μονοκριτηριακό, αφού η βέλτιστη λύση για κάθε αντικειμενική είναι επίσης η βέλτιστη για κάθε άλλη αντικειμενική. Στα μονοκριτηριακά προβλήματα βελτιστοποίησης, η βέλτιστη λύση καθορίζεται με ξεκάθαρο τρόπο, κάτι το οποίο δε συμβαίνει στα προβλήματα πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης. Σε αυτήν την περίπτωση, ο κάθε βέλτιστος σχεδιασμός που σχετίζεται με κάποια ή κάποιες αντικειμενικές συναρτήσεις είναι αρκετά διαφορετικός συγκριτικά με άλλους που αντιστοιχούν σε άλλες αντικειμενικές συναρτήσεις. Επομένως, οι αντικειμενικές συναρτήσεις «αντιπαλεύονται» μεταξύ τους και δεν μπορούν να βελτιστοποιηθούν ταυτόχρονα. Αντιθέτως, θα πρέπει να επιτευχθεί ο καλύτερος δυνατός συμβιβασμός, που να οδηγεί σε ένα σύνολο βέλτιστων λύσεων αντί μίας μοναδικής βέλτιστης λύσης για το εξεταζόμενο πολυπαραμετρικό πρόβλημα βελτιστοποίησης. Η γενικευμένη μορφή ενός πολυκριτηριακού προβλήματος βελτιστοποίησης με m αντικειμενικές συναρτήσεις είναι η εξής:

$$\min_{x \in R^n} f(x), \quad x = [x_1, \dots, x_n]^T, \quad f \in R^m \quad (7.1)$$

υπό:

$$g(x) \leq 0, g \in R^p$$

$$h(x) = 0, h \in R^q$$

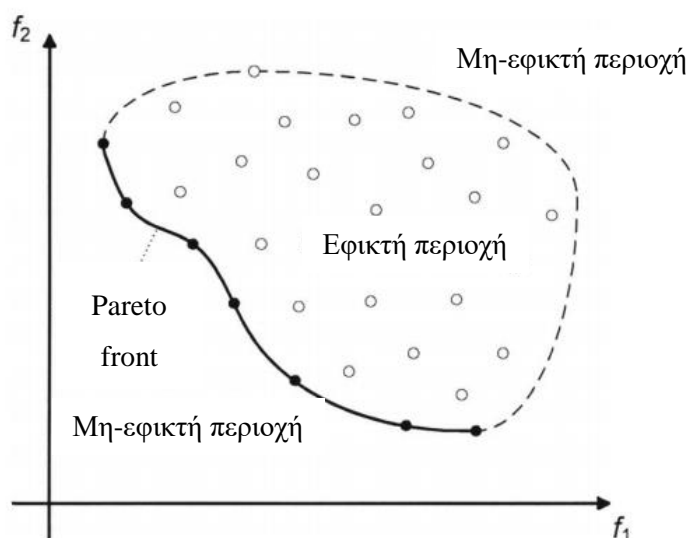
$$x_i \in X_i \text{ για } i = 1, \dots, n$$

όπου:

$X = [x_1, \dots, x_n]^T$, είναι το διάνυσμα των n μεταβλητών σχεδιασμού, X_i , είναι το σύνολο x_i το οποίο μπορεί να έχει συνεχείς, διακριτές ή ακέραιες τιμές. Ολόκληρος ο χώρος σχεδιασμού για τις n μεταβλητές σχεδιασμού μπορεί να ορισθεί ως X , $f(x)^T = [f_1(x), \dots, f_m(x)]$ είναι το διάνυσμα με τις m αντικειμενικές συναρτήσεις (προς ελαχιστοποίηση/μεγιστοποίηση), $g(x)^T = [g_1(x), \dots, g_p(x)]$ είναι το διάνυσμα με τους p ανισοτικούς περιορισμούς, $h(x)^T = [h_1(x), \dots, h_q(x)]$ είναι το διάνυσμα με τους q ισοτικούς περιορισμούς.

Στην παρούσα διερεύνηση, οι λύσεις θα επιλεγθούν βάσει της μεθόδου «μετώπου» (front) Pareto, το οποίο αποτελεί το σύνολο των βέλτιστων λύσεων κατά Pareto. Η Εικόνα 7.1 δείχνει την εφικτή περιοχή του αντικειμενικού χώρου για ένα πρόβλημα ελαχιστοποίησης με δύο αντικειμενικές συναρτήσεις f_1 και f_2 . Η κατώτερη αριστερή έντονη γραμμή του συνόρου της εφικτής περιοχής είναι το Pareto front. Τα σημεία με λευκό χρώμα αντιπροσωπεύουν τις εφικτές λύσεις, οι οποίες είναι χειρότερες από τουλάχιστον μιαν άλλη λύση. Από την άλλη πλευρά, τα σημεία με μαύρο χρώμα στο αριστερό μέρος παρουσιάζουν ορισμένες από τις βέλτιστες λύσεις κατά Pareto, οι οποίες είναι καλύτερες από κάθε άλλη λύση της εφικτής περιοχής.

Στη συνέχεια, όλα τα σημεία με μαύρο χρώμα σχετίζονται με βέλτιστες λύσεις, οι οποίες δεν είναι και οι «καθολικά» βέλτιστες για όλες τις αντικειμενικές συναρτήσεις. Αυτό σημαίνει ότι κάθε σημείο στο σύνολο των λύσεων Pareto είναι βέλτιστο επειδή μπορεί να βελτιστοποιήσει μιαν αντικειμενική συνάρτηση, ή να προκύψει ως αποτέλεσμα συμβιβασμού μεταξύ των αντικειμενικών συναρτήσεων. Είναι προφανές ότι στην περίπτωση της πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης δεν υπάρχει μια μοναδική βέλτιστη λύση για το πρόβλημα βελτιστοποίησης, αλλά ένα σύνολο βέλτιστων συμβιβασμών που αντιπροσωπεύονται από το Pareto front, όπου κανένα από αυτά τα σημεία δεν μπορεί να αναφερθεί ως πιο βέλτιστο από ένα άλλο. Όλα είναι υποψήφια για επιλογή, ανάλογα με την απόφαση που θα παρθεί, ανάλογα με τις απαιτήσεις/ προτιμήσεις του χρήστη.



Εικόνα 7.1. Εφικτή περιοχή και Pareto front στον αντικειμενικό χώρο για ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης με δύο αντικειμενικές συναρτήσεις (τροποποιημένο από Plevris, 2009).

7.3 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΠΟΛΥΚΡΙΤΗΡΙΑΚΗΣ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Οι γενετικοί αλγόριθμοι πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης (MOGA) χρησιμοποιήθηκαν από τους Pourzeynali and Zarif (2008) για τη βελτιστοποίηση πολυώροφων κτιρίων με σεισμική μόνωση. Πιο συγκεκριμένα, κύριος στόχος αυτής της εργασίας ήταν η εύρεση των βέλτιστων τιμών για τις παραμέτρους του συστήματος σεισμικής μόνωσης, καθώς και η ταυτόχρονη ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων του ανώτερου ορόφου και των εφεδράνων. Από τη διερεύνηση αυτή αποδείχθηκε η αξιοπιστία του Γενετικού Αλγόριθμου NSGA-II αναφορικά με τις βέλτιστες παραμέτρους των ελαστομερών μονωτήρων και την ελαχιστοποίηση της δομικής απόκρισης.

Οι Shook et al. (2008) πρότειναν ένα υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης που συνδύαζε τα εφέδρανα SFPB, τους γραμμικούς ελαστομερές μονωτήρες, τους μαγνητορεολογικούς αποσβεστήρες, καθώς και ευφυή συστήματα ελέγχου. Επιπλέον, χρησιμοποιήθηκαν γενετικοί αλγόριθμοι πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης για τη διεξαγωγή ελέγχου ασαφούς λογικής, με σκοπό τη βέλτιστη εκτίμηση των επιπέδων αντίστασης του μαγνητορεολογικού αποσβεστήρα. Τα ευρήματα αυτής της μελέτης έδειξαν ότι οι μετακινήσεις βάσης μειώθηκαν κατά 18%, ενώ η απόκριση της ανωδομής διατηρήθηκε σε επιθυμητά επίπεδα.

Ο Taflanidis (2011) εφάρμοσε τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης στοχαστικού υποσυνόλου (Stochastic Subset Optimization – SSO) για τον πιθανοτικό σχεδιασμό πρόσθετης απόσβεσης γεφυρών με εφέδρανα σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον, διεξήχθη μια αποτελεσματική πιθανοτική ανάλυση ευαισθησίας για τον καθορισμό της σπουδαιότητας κάθε τυχαίας παραμέτρου του προσομοιώματος. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, παρατηρήθηκε σημαντική βελτίωση της σεισμικής τρωτότητας όταν προστέθηκαν οι ιξώδεις αποσβεστήρες.

Στην εργασία των Ozbulut et al. (2011), διερευνήθηκε ο προσαρμοστικός έλεγχος των κατασκευών με ελαστομερή εφέδρανα σε συνδυασμό με αποσβεστήρες μεταβλητής τριβής. Επιπλέον, χρησιμοποιήθηκαν γενετικοί αλγόριθμοι πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης για τη διαδικασία μάθησης ενός προσαρμοστικού συστήματος ασαφούς νευρωνικού ελέγχου. Ένας δεύτερος έλεγχος βασίστηκε στην απλή προσαρμοστική μέθοδο ελέγχου, η οποία αποτελεί μια κατηγορία προσέγγισης άμεσου προσαρμοστικού ελέγχου. Τα συμπεράσματα έδειξαν ότι η σεισμική απόκριση των υβριδικά μονωμένων κτιρίων βελτιώθηκε λόγω των προτεινόμενων προσαρμοστικών συστημάτων ελέγχου.

Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης NSGA-II χρησιμοποιήθηκε από τους Fallah and Zamiri (2013) για τη βελτίωση της απόκρισης σεισμικά μονωμένων κτιρίων, εφαρμόζοντας πολυκριτηριακή βελτιστοποίηση. Σκοπός του αλγόριθμου ήταν η εύρεση των βέλτιστων τιμών για τις παραμέτρους των μονωτήρων, όπως ο συντελεστής τριβής, η μάζα βάσης και ο λόγος απόσβεσης για τη διάταξη με δύναμη επαναφοράς. Η διάταξη αυτή αποτελείται από γραμμικό ελατήριο και γραμμικό ιξώδη αποσβεστήρα. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι βέλτιστες τιμές των μονωτήρων συνεισέφεραν στην αποτελεσματική απομείωση της απόκρισης για την ανωδομή. Επιπλέον, προτείνεται ότι η προσθήκη των ιξώδων αποσβεστήρων μπορεί να βελτιώσει την απόκριση του σεισμικά μονωμένου συστήματος.

Οι Rizzian et al. (2017) εφάρμοσαν πολυκριτηριακή βελτιστοποίηση που λάμβανε υπόψη ταυτοχρόνως παραμέτρους της ανωδομής (π.χ., δοκοί, κολώνες, οπλισμός) και των ελαστομερών εφεδράνων (π.χ., τύπος ελαστομερούς, μέγεθος, μέγιστη ικανότητα μετακίνησης). Οι αντικειμενικές συναρτήσεις ήταν τρεις και σχετίζονταν με την ελαχιστοποίηση του κόστους κατασκευής για το κτίριο, την ελαχιστοποίηση της επιτάχυνσης του ανώτερου ορόφου, και την ελαχιστοποίηση της μετακίνησης του ανώτερου ορόφου. Επιπροσθέτως, οι βέλτιστες λύσεις για τη σεισμικά μονωμένη κατασκευή συγκρίθηκαν με τα αποτελέσματα της ίδιας κατασκευής με πακτωμένη έδραση. Σύμφωνα με τα ευρήματα της μελέτης αυτής, το κόστος του κτιρίου λόγω της σεισμικής μόνωσης μπορεί να είναι μικρότερο

από το κόστος του αντίστοιχου πακτωμένου κτιρίου κατά τον κύκλο ζωής, δεδομένου ότι αποφεύγονται κόστη συντήρησης και αποκατάστασης από πιθανές σεισμικές βλάβες κατά τη διάρκεια ζωής του έργου.

Οι Etedalí et al. (2020) εξέτασαν τον βέλτιστο σχεδιασμό μονωτήρων τριβής σε συνδυασμό με διάταξη επαναφοράς για κατασκευές υπό σεισμική διέγερση. Επιπλέον, πρότειναν μια προσέγγιση βασισμένη στον αλγόριθμο Αναζήτησης Κούκων πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης. Σκοπός είναι η δημιουργία κατάλληλης ισορροπίας ανάμεσα στις «ανταγωνιστικές» αντικειμενικές συναρτήσεις, δηλαδή τη μείωση της μετακίνησης βάσης και τις επιταχύνσεις της ανωδομής. Σύμφωνα με τα ευρήματα αυτής της εργασίας, η προσθήκη της διάταξης επαναφοράς επιφέρει αξιοσημείωτη μείωση της μετακίνησης βάσης. Επίσης, βρέθηκε ότι η σεισμική συμπεριφορά των συστημάτων τριβής μειώνεται όσο αυξάνεται ο αριθμός των ορόφων.

Η μελέτη πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης που διεξήχθη από τους Skandalos et al. (2020) διερεύνησε τα κτίρια με σεισμική μόνωση στους ορόφους. Συγκεκριμένα, στόχος ήταν η βέλτιστη επιλογή των ορόφων εγκατάστασης των εφεδράνων, καθώς και η βέλτιστη αποδοτική δυσκαμψία και απόσβεση των καθορισμένων από τη βελτιστοποίηση επιπέδων σεισμικής μόνωσης. Στη συνέχεια, οι αντικειμενικές συναρτήσεις ήταν οι μέγιστες τυπικές αποκλίσεις της σχετικής μετακίνησης των ορόφων και οι μετακινήσεις των εφεδράνων. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, καλύτερη σεισμική συμπεριφορά παρουσίαζε το κτίριο που είχε σεισμική μόνωση στη βάση, στον πρώτο και στον δεύτερο όροφο. Αντιθέτως, η δυσμενέστερη σεισμική συμπεριφορά παρατηρήθηκε όταν η σεισμική μόνωση βρισκόταν στην οροφή του κτιρίου.

Τέλος, μια μέθοδος για την καθολική ταυτόχρονη βελτιστοποίηση υστερητικών, αδρανειακών και αποσβεστήρων λαδιού προτάθηκε από τους Uemura et al. (2021) για κτιριακές κατασκευές. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκαν οι Γενετικοί Αλγόριθμοι και η τοπική αναζήτηση για την πολυκριτηριακή βελτιστοποίηση που στόχευε στην ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων και των επιταχύνσεων. Συνεπώς, κατά το πρώτο στάδιο οι Γενετικοί Αλγόριθμοι χρησιμοποιήθηκαν για την αναζήτηση μιας καθολικής βέλτιστης λύσης. Ακολούθως, η τοπική αναζήτηση συνεισέφερε στην ενίσχυση του βέλτιστου χαρακτήρα των λύσεων, μειώνοντας το συνολικό αριθμό των τριών τύπων αποσβεστήρων. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι μέσω της προτεινόμενης μεθόδου, επετεύχθη καλύτερος σχεδιασμός, ενώ η επιλογή αποσβεστήρα εξαρτάται από το στόχον σχεδιασμού (π.χ., μετακίνηση, επιτάχυνση).

7.4 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΩΝ ΠΟΛΥΚΡΙΤΗΡΙΑΚΗΣ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

Στην παρούσα ενότητα θα μελετηθούν εκτενώς δύο προαναφερθέντα προβλήματα πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης, με τις ονομασίες MOGA1 και MOGA2. Πιο συγκεκριμένα, τα δύο αυτά προβλήματα θα χρησιμοποιηθούν για τον καθορισμό των βέλτιστων παραμέτρων του υβριδικού συστήματος σεισμικής μόνωσης που περιλαμβάνει εφέδρανα SFPB και γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες. Το σύνολο των λύσεων κατά Pareto αναφορικά με την ακτίνα καμπυλότητας, τον συντελεστή τριβής και τον συντελεστή απόσβεσης για κάθε λόγο λυγηρότητας (πλατιά, υψίκορμη) θα διερευνηθούν για τρεις (MOGA1) και τέσσερις (MOGA2) αντικειμενικές συναρτήσεις. Επιπροσθέτως, καθορίζονται τα όρια. Το προτεινόμενο εύρος για τις μεταβλητές σχεδιασμού είναι από 0.01 έως 0.12 και 0.2032m έως 6.0452m για τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας, αντίστοιχα. Ακολουθώντας, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία (Hall, 1999; Providakis, 2009) τα όρια για το ποσοστό της επιπρόσθετης ιξώδους απόσβεσης θεωρούνται από 5% έως 30%.

Αναφορικά με τις παραμέτρους που επιλέχθηκαν για τον αλγόριθμο MOGA (ο οποίος χρησιμοποιείται με τη βοήθεια της εργαλειοθήκης βελτιστοποίησης της Matlab), το μέγεθος του πληθυσμού είναι 200, ενώ η «Συνάρτηση δημιουργίας» που χρησιμοποιείται για τη παραγωγή νέων λύσεων και η «Συνάρτηση μετάλλαξης» λαμβάνονται ως «Εξαρτημένες περιορισμών». Επιπλέον, για το συγκεκριμένο πρόβλημα βελτιστοποίησης λαμβάνονται υπόψη 2000 γενιές. Η «Επιλογή» εκτελείται μέσω της προσέγγισης «Τουρνουά», ενώ ο «Λόγος διασταύρωσης» επιλέγεται να έχει την τιμή 0.8, δηλαδή το 80% των καλύτερων σχεδιασμών να επιλέγονται για τη «Διασταύρωση» και το υπολειπόμενο 20% για τη «Μετάλλαξη» με σκοπό τη παραγωγή νέων γενιών (Moeindarbari and Taghikhany, 2014). Όπως προαναφέρθηκε, το πρόβλημα βελτιστοποίησης MOGA1 περιέχει τρεις αντιπαλεύουσες αντικειμενικές συναρτήσεις, ενώ το MOGA2 περιλαμβάνει τέσσερις αντικειμενικές συναρτήσεις, αφού προστίθεται στο πρόβλημα η συνάρτηση κόστους. Σύμφωνα με την υπάρχουσα γνώση, δεν έχουν προταθεί ανάλογες προσεγγίσεις στη βιβλιογραφία.

Ειδικότερα, η εξίσωση 7.2 παρουσιάζει τη πρώτη αντικειμενική συνάρτηση με στόχο τη μεγιστοποίησή της. Αυτή η μαθηματική σχέση προέρχεται από την ενσωμάτωση της εξίσωσης 7.4 στην εξίσωση 7.3, που περιγράφει την αποδοτική δυσκαμψία του μονωτήρα, K_{eff} [N/m], και του συντελεστή απόσβεσης c_{VD} [Ns/m], αντίστοιχα (Zayas et al., 1987; Providakis, 2009):

$$c_{VD} = 2 \cdot \xi \cdot \sqrt{\left(\frac{W}{R} + \mu \cdot \frac{W}{D}\right) \cdot m} \quad (7.2)$$

$$c_{VD} = 2 \cdot \xi \cdot \sqrt{K_{eff} \cdot m} \quad (7.3)$$

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \mu \cdot \frac{W}{D} \quad (7.4)$$

όπου ξ είναι η πρόσθετη ιξώδης απόσβεση [%], K_{eff} είναι η δυσκαμψία κάθε εφεδράνου SFPB [N/m], W αναφέρεται στο βάρος της δεξαμενής [N], μ είναι ο συντελεστής τριβής, D υποδηλώνει τη μέγιστη μετακίνηση των μονωτήρων [m], R είναι η ακτίνα καμπυλότητας [m] και, m είναι η μάζα δεξαμενής-υγρού [kg]. Ακολουθώντας, η δεύτερη αντικειμενική συνάρτηση (εξίσωση 7.5) αναφέρεται στην ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων, a [m/s²], που μεταφέρονται στην ανωδομή λόγω της παρουσίας συστήματος σεισμικής μόνωσης:

$$a = \left(\frac{D}{R} + \mu\right) \cdot g \quad (7.5)$$

όπου g είναι η επιτάχυνση της βαρύτητας [m/s²].

Επιπροσθέτως, η τρίτη αντικειμενική συνάρτηση (εξίσωση 7.8) στοχεύει στην ελαχιστοποίηση των μέγιστων ταχυτήτων, v_{max} [m/s], που αναπτύσσονται στα εφέδρανα SFPB (Barone et al., 2017) και προήλθε από το συνδυασμό των εξισώσεων 7.6 και 7.7:

$$v_{max} = \frac{2 \cdot \pi \cdot D}{T_{SFPB}} \quad (7.6)$$

$$T_{SFPB} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D}\right)}} \quad (7.7)$$

$$v_{max} = \frac{D}{\sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D}\right)}}} \quad (7.8)$$

όπου T_{SFPB} είναι η περίοδος σεισμικής μόνωσης του εφεδράνου SFPB [sec]. Επιπλέον, η τρίτη αντικειμενική συνάρτηση (εξίσωση 7.8). Τέλος, η τέταρτη αντικειμενική συνάρτηση (εξίσωση 7.9) σχετίζεται με το κόστος των μονωτήρων SFPB (Bucher, 2015):

$$c = \exp(a(R) \cdot (D - 100)) \quad (7.9)$$

όπου: $a(R) = 0.0002 \cdot R^2 - 0.0014 \cdot R + 0.0056$.

Περιορισμός 1

Ο πρώτος περιορισμός αναφέρεται στην απόσβεση των μονωτήρων, β_{eff} . Σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς, η απόσβεση θα πρέπει να βρίσκεται εντός συγκεκριμένων ορίων (Yenidogan and Erdik, 2016):

$$\beta_{eff} = \frac{2 \cdot \mu}{\pi \cdot D_D + \mu} \quad \text{και} \quad 0.2 \leq \beta_{eff} \leq 0.3 \quad (7.10)$$

όπου D_D είναι η μετακίνηση σχεδιασμού του μονωτήρα, η οποία ισούται με 0.1m σύμφωνα με τις οδηγίες του Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2006). Αναλύοντας τα κατώτερα και ανώτερα όρια στην εξίσωση 7.10, προκύπτουν οι ακόλουθες συναρτήσεις περιορισμού:

$$\beta_{eff} \leq 0.3 \Rightarrow \frac{2 \cdot \mu}{\pi \cdot \left(\frac{D_D}{R} + \mu\right)} \leq 0.3 \Rightarrow \mu - \frac{0.3 \cdot \pi \cdot D_D}{R \cdot (2 - 0.3 \cdot \pi)} \leq 0 \quad (7.11)$$

$$\beta_{eff} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{2 \cdot \mu}{\pi \cdot \left(\frac{D_D}{R} + \mu\right)} \geq 0.2 \Rightarrow \frac{0.2 \cdot \pi \cdot D_D}{R \cdot (2 - 0.2 \cdot \pi)} - \mu \leq 0 \quad (7.12)$$

Περιορισμός 2

Εκτός από τον πρώτο περιορισμό, προστίθεται μια επιπλέον συνάρτηση στο πρόβλημα βελτιστοποίησης (εξίσωση 7.13), η οποία σχετίζεται με τη περίοδο του σεισμικά μονωμένου συστήματος:

$$T_{iso} = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{1}{g \cdot \left(\frac{1}{R} + \mu\right)}} \quad \text{και} \quad 2 \text{ sec} \leq T_{iso} \leq 3 \text{ sec} \quad (7.13)$$

η οποία, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, αναλύεται σε δύο συναρτήσεις περιορισμών:

$$T_{iso} \geq 2 \text{ sec} \Rightarrow \mu + D \cdot \left(\frac{1}{R} - \frac{\pi^2}{g}\right) \leq 0 \quad (7.14)$$

$$T_{iso} \leq 3 \text{ sec} \Rightarrow D \cdot \left(\frac{1}{0.228 \cdot g} - \frac{1}{R}\right) - \mu \leq 0 \quad (7.15)$$

Περιορισμός 3

Τέλος, ο τρίτος περιορισμός σχετίζεται με την ικανότητα επαναφοράς των εφεδράνων SFPB στην αρχική θέση (Priestley et al., 2007):

$$\mu - \frac{D}{R} \leq 0 \quad (7.16)$$

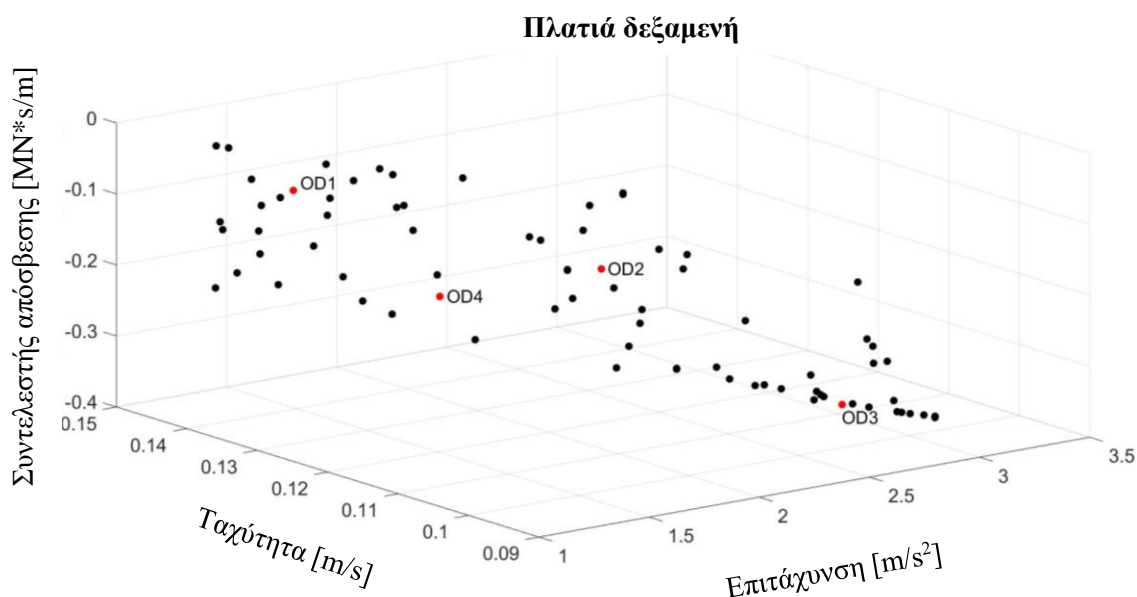
7.5 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

7.5.1 Βελτιστοποίηση MOGA1

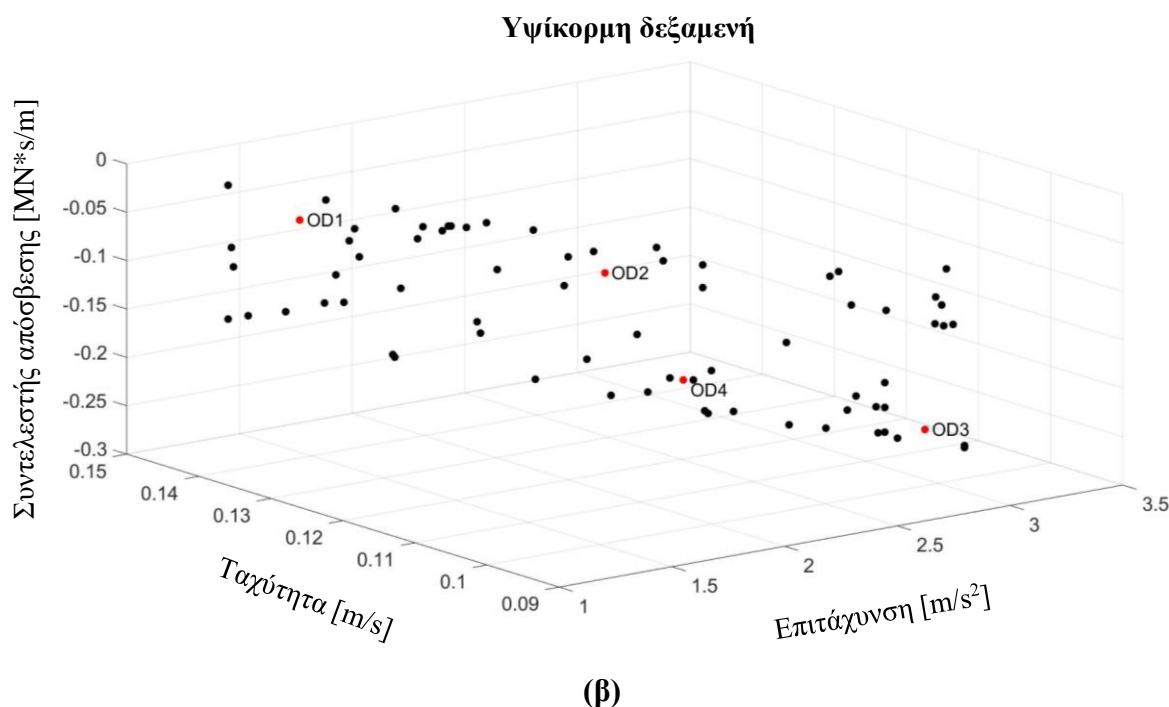
Η Εικόνα 7.2 παρουσιάζει τα αποτελέσματα κατά Pareto που προέρχονται από τους υπολογισμούς της μεθοδολογίας βελτιστοποίησης MOGA1 (τρεις αντικειμενικές συναρτήσεις) για την εξεταζόμενη πλατιά και υψίκορμη δεξαμενή. Για τη διερεύνηση της επιρροής των αποτελεσμάτων βελτιστοποίησης στη σεισμική απόκριση και των δύο δεξαμενών, καθορίστηκαν τέσσερα επίπεδα βέλτιστου σχεδιασμού (OD1, OD2, OD3 και OD4), σύμφωνα με τα αποτελέσματα κατά Pareto. Πιο συγκεκριμένα, το OD1 στοχεύει στην απόσβεση, το OD2 στην επιτάχυνση, το OD3 δίνει έμφαση στην ταχύτητα, και το OD4 αποτελεί μια συνδυαστική λύση. Ο Πίνακας 7.1 δείχνει τις τιμές του συντελεστή τριβής, της ακτίνας καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης, το ποσοστό της πρόσθετης ιξώδους απόσβεσης, καθώς και την αντίστοιχη τιμή του συντελεστή απόσβεσης. Παρατηρείται ότι υπάρχουν αξιοσημείωτες διαφοροποιήσεις αναφορικά με τα βέλτιστα αποτελέσματα στα διαφορετικά επίπεδα.

Πίνακας 7.1. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης MOGA1 για τις επιλεγμένες λύσεις.

		μ	R [m]	ξ [%]	c_{VD} [kNs/m]
Πλατιά	OD1	0.037	2.72	11	167.61
	OD2	0.041	1.75	16.5	280.12
	OD3	0.047	1.31	30	566.67
	OD4	0.044	2.28	25	408.62
Υψίκορμη	OD1	0.038	2.78	9	110.62
	OD2	0.05	1.89	12	170.30
	OD3	0.046	1.22	28	431.87
	OD4	0.040	1.60	26	361.06



(α)



Εικόνα 7.2. Αποτελέσματα κατά Pareto για τη βελτιστοποίηση MOGA1 που αναφέρονται στη: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

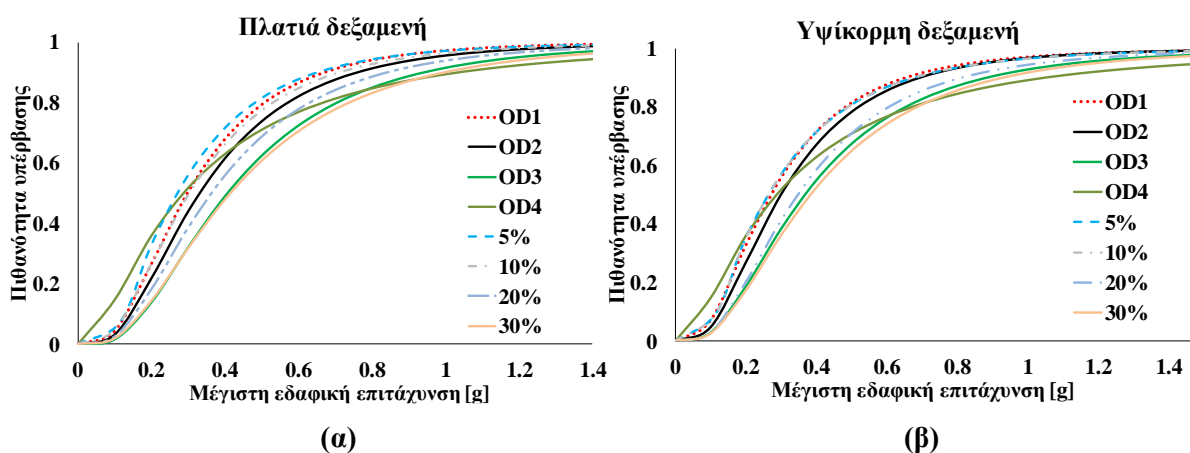
Καμπύλες τρωτότητας

Η Εικόνα 7.3 δείχνει τις καμπύλες τρωτότητας για τη μέγιστη ικανότητα μετακινήσεων των εφεδράνων που σχετίζονται με τις τέσσερις επιλεγμένες βέλτιστες λύσεις για κάθε δεξαμενή, συγκριτικά με το υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης χωρίς την εφαρμογή βελτιστοποίησης. Όπως έχει προαναφερθεί, έχουν παρατηρηθεί μικρές διαφοροποιήσεις όσον αφορά τις βέλτιστες τιμές. Οι καμπύλες τρωτότητας παρουσιάζουν διαφοροποιήσεις, ανάλογα με τη βαρύτητα που δίνεται σε κάποια βασική παράμετρο του συστήματος μόνωσης που οδηγεί και στην επιλογή κάποιας εκ των βέλτιστων λύσεων από το σύνολο Pareto.

Ειδικότερα, ο βέλτιστος σχεδιασμός OD1, που απεικονίζεται με γραμμή κόκκινων τελειών, παρουσιάζει της υψηλότερες πιθανότητες υπέρβασης έναντι της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και για τους δύο λόγους λυγηρότητας δεξαμενών. Η περίπτωση OD2 (συνεχής μαύρη γραμμή) έδωσε ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα, ειδικά για τη πλατιά δεξαμενή. Επιπροσθέτως, τα καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας σχετικά με τις βελτιστοποιημένες διατάξεις προέρχονται από την επιλογή OD3 (παχιά διακεκομμένη πράσινη γραμμή), στην οποία οι πιθανότητες υπέρβασης είναι σαφώς μικρότερες συγκριτικά με τις άλλες προσεγγίσεις και για τις δύο δεξαμενές. Η καμπύλη τρωτότητας για την OD4 (έντονη συνεχής πράσινη γραμμή) παρουσιάζει εντελώς διαφορετική συμπεριφορά σε σύγκριση με τις άλλες περιπτώσεις. Πιο συγκεκριμένα, για εύρος μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων από 0 έως 0.3g,

περίπου, η πιθανότητα υπέρβασης είναι υψηλότερη από τις άλλες περιπτώσεις. Αντιθέτως, όταν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αυξάνεται, οι τιμές της τρωτότητας γίνονται σταδιακά καλύτερες σε σχέση με τις άλλες εξεταζόμενες περιπτώσεις.

Τέλος, οι συγκρίσεις των καμπυλών τρωτότητας αναφορικά με το συμβατικό υβριδικό σύστημα δείχνουν ότι η καλύτερη βελτιστοποιημένη διάταξη (OD3) παρουσιάζει ταυτόσημες καμπύλες τρωτότητας με το ποσοστό 30% πρόσθετης γραμμικής ιξώδους απόσβεσης και για τις δύο δεξαμενές. Ειδικά για την υψίκορμη δεξαμενή (Εικόνα 7.3.β), η καμπύλη με ποσοστό 20% είναι σχεδόν ίδια με την αντίστοιχη για 30% και την OD3, ενώ παρόμοια αποτελέσματα παρατηρούνται για την OD2, 5% και 10%, σχηματίζοντας μια ομάδα δύο συνόλων αποτελεσμάτων. Αντιθέτως, οι καμπύλες τρωτότητας για την πλατιά δεξαμενή (Εικόνα 7.2.α), παρουσιάζουν πιο μεγάλη διασπορά στα αποτελέσματα. Όπως προαναφέρθηκε, η περίπτωση OD4 παρουσιάζει καλύτερα αποτελέσματα όσο αυξάνεται η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Συγκεκριμένα, για υψηλές μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις (μεγαλύτερες από περίπου 0.9g), οι καμπύλες τρωτότητας είναι ταυτόσημες με τη περίπτωση 30% πρόσθετης απόσβεσης (πλατιά δεξαμενή) και ελαφρώς καλύτερες για την υψίκορμη δεξαμενή.

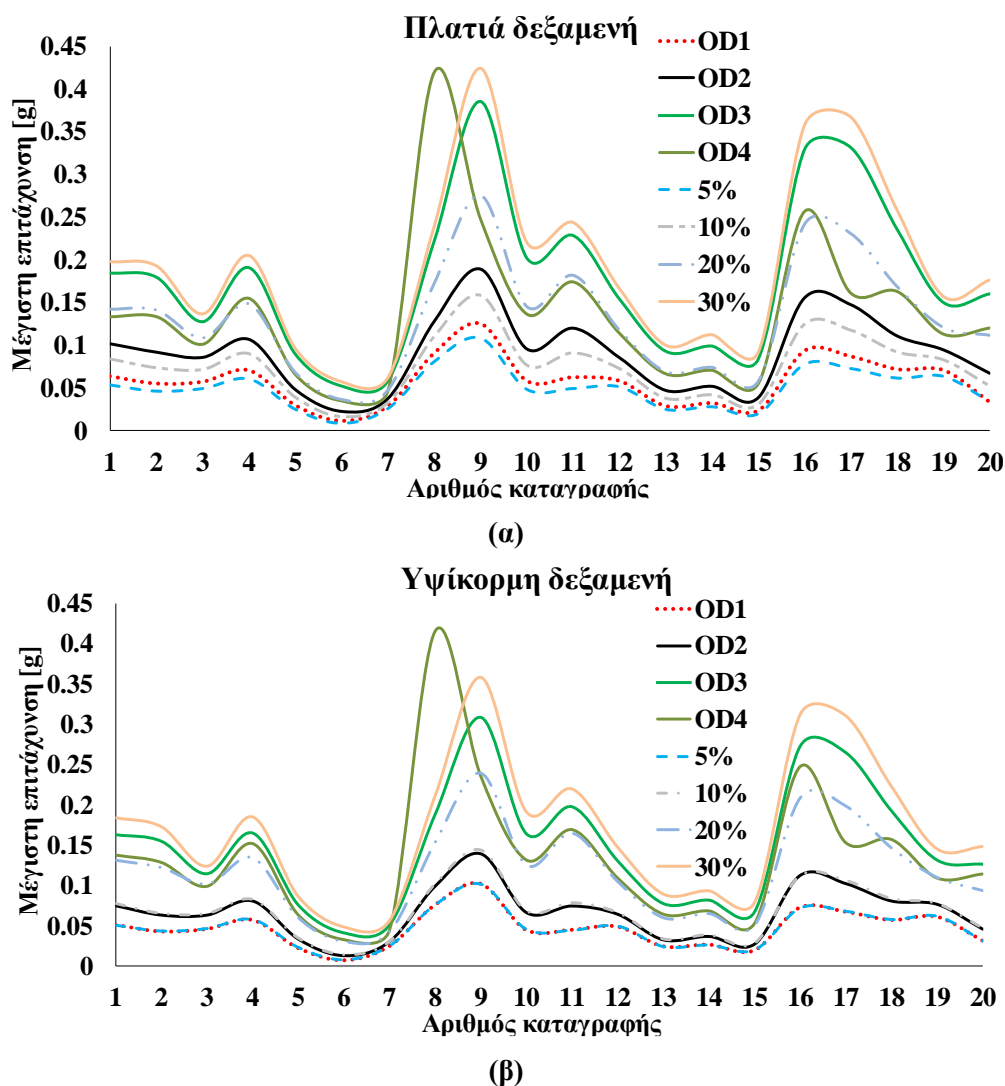


Εικόνα 7.3. Καμπύλες τρωτότητας για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

Επιταχύνσεις ανωδομής

Σε αυτή την ενότητα, θα παρουσιαστούν οι απομειωμένες επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή λόγω της παρουσίας εφεδράνων σεισμικής μόνωσης σε συνδυασμό με πρόσθετους ιξώδεις αποσβεστήρες. Τα αποτελέσματα δείχνουν ότι η επιλογή της κατάλληλης λύσης που προκύπτει από την πολυκριτηριακή βελτιστοποίηση έχει έντονη επίδραση στις επιταχύνσεις βάσης (επιταχύνσεις που μετρούνται πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης) και για τους δύο λόγους λυγηρότητας (Εικόνα 7.4). Πιο συγκεκριμένα, οι χαμηλότερες τιμές επιταχύνσεων

προέρχονται από τη προσέγγιση OD1. Η περίπτωση OD2 έδωσε ελαφρώς υψηλότερες επιταχύνσεις, ενώ η OD3 παρουσίασε τις υψηλότερες τιμές.



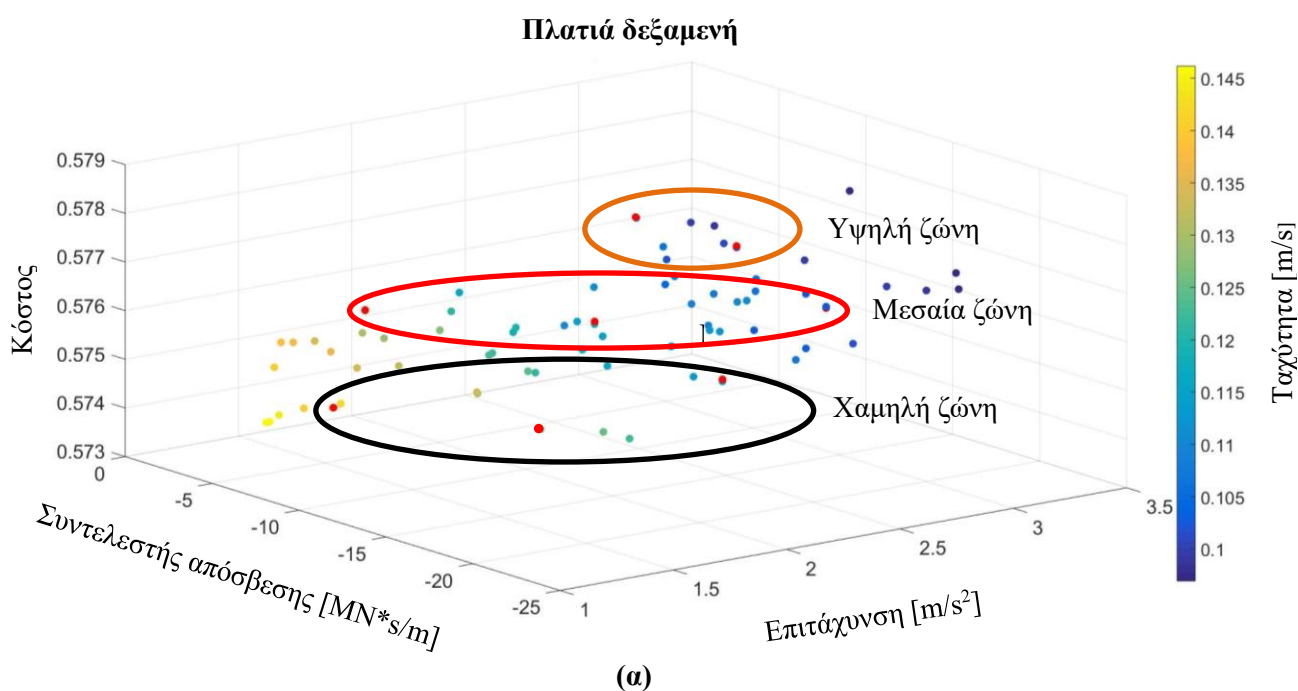
Εικόνα 7.4. Επιταχύνσεις ανωδομής για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

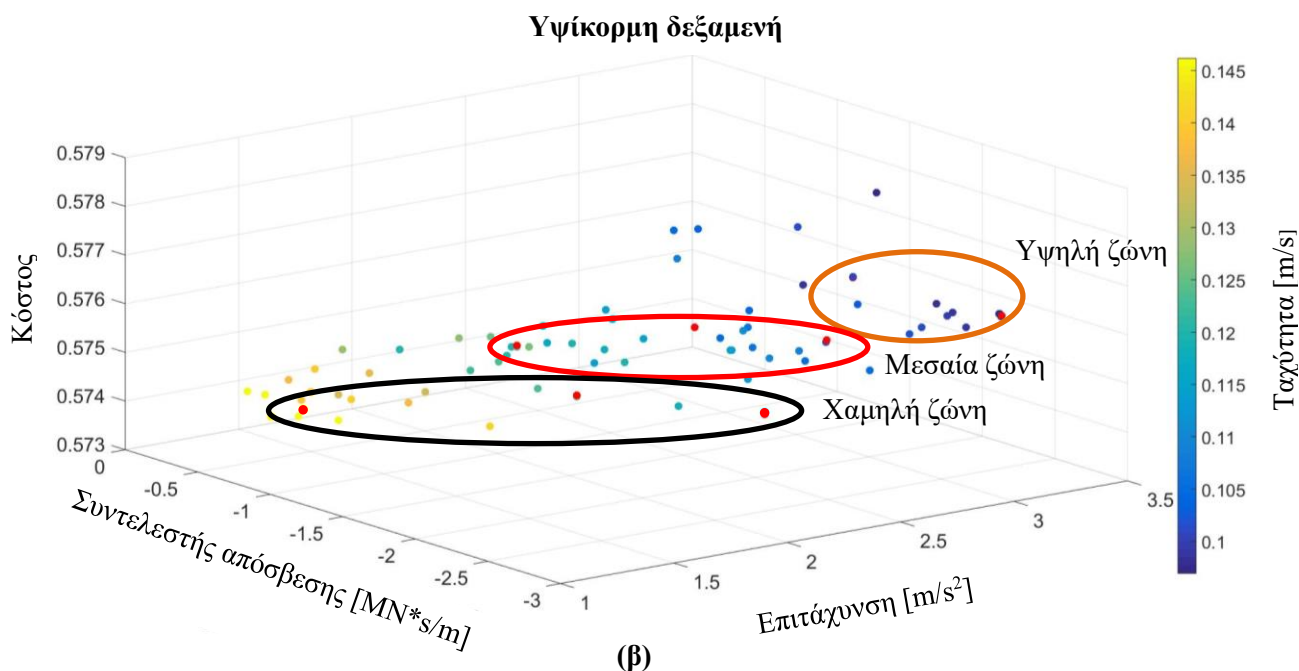
Αντίστοιχα με τα προηγούμενα αποτελέσματα, ο σχεδιασμός OD4 παρουσίασε διαφορετική συμπεριφορά σε σχέση με τις άλλες επιλογές. Ειδικότερα, παρατηρούνται πολύ υψηλές τιμές επιταχύνσεων και για τις δύο δεξαμενές στη διέγερση #8 (NF15 – Northridge), αντίθετα με τα άλλα επίπεδα, όπου σημειώνονται ακραία αποτελέσματα στη διέγερση #9 (NF17 – Kobe). Αυτό μπορεί να αποδοθεί στο συχνοτικό περιεχόμενο της κάθε εδαφικής κίνησης κοντινού πεδίου. Όταν λαμβάνεται υπόψη στην ανάλυση η συμβατική πρόσθετη απόσβεση, τότε τα αποτελέσματα μέγιστων επιταχύνσεων της περίπτωσης OD3 είναι σχεδόν ταυτόσημα με το ποσοστό 30% πρόσθετης απόσβεσης (ειδικά στην πλατιά δεξαμενή, βλ. Εικόνα 7.3.α). Τα αποτελέσματα της προσέγγισης OD1 είναι ίδια με τα αποτελέσματα του χαμηλότερου επιπέδου της συμβατικής πρόσθετης απόσβεσης (5%) και για τις δύο δεξαμενές.

Επιπλέον, παρατηρούνται αξιοσημείωτες διαφορές στις εδαφικές κινήσεις που σημειώνουν ακραίες τιμές επιταχύνσεων (διεγέρσεις #9, #16, και #17) και για τους δύο λόγους λυγηρότητας.

7.5.2 Βελτιστοποίηση MOGA2

Όπως προαναφέρθηκε, η διατύπωση της βελτιστοποίησης MOGA2 αποτελείται από τέσσερις αντικειμενικές συναρτήσεις, δηλαδή τις τρεις που υπήρχαν στην MOGA1 με την προσθήκη της συνάρτησης κόστους των εφεδράνων SFPB. Για την αποτελεσματική διερεύνηση τέτοιας σύνθετης εφαρμογής, τα αποτελέσματα κατά Pareto (Εικόνα 7.5) χωρίζονται σε τρεις κύριες ζώνες (χαμηλή, μεσαία, υψηλή), και σε τρεις περιοχές (αριστερή, μεσαία, δεξιά) κάθε ζώνης με συντελεστή «βαρύτητας» σε κάθε αντικειμενική συνάρτηση. Έπειτα, επιλέγονται διάφορες λύσεις και εξετάζονται υπό το πρίσμα των καμπυλών τρωτότητας και των επιταχύνσεων στη βάση της δεξαμενής. Ενδεικτικά, η LL αναφέρεται σε χαμηλό κόστος, απόσβεση, επιτάχυνση και υψηλή ταχύτητα. Η HR σχετίζεται με χαμηλή ταχύτητα, υψηλή επιτάχυνση, απόσβεση και κόστος. Η LR έχει μέσες τιμές για την ταχύτητα, το κόστος, την επιτάχυνση και την απόσβεση, ενώ η ML αναφέρεται σε μέση ταχύτητα, κόστος, επιτάχυνση και χαμηλή απόσβεση. Ακολουθώντας, οι βέλτιστες λύσεις για κάθε επιλεγμένη περίπτωση αφορούν τον συντελεστή τριβής, την ακτίνα καμπυλότητας και το ποσοστό απόσβεσης και απεικονίζονται στον Πίνακα 7.2 για την πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή.





Εικόνα 7.5. Αποτελέσματα Pareto για τη βελτιστοποίηση τύπου MOGA2 για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

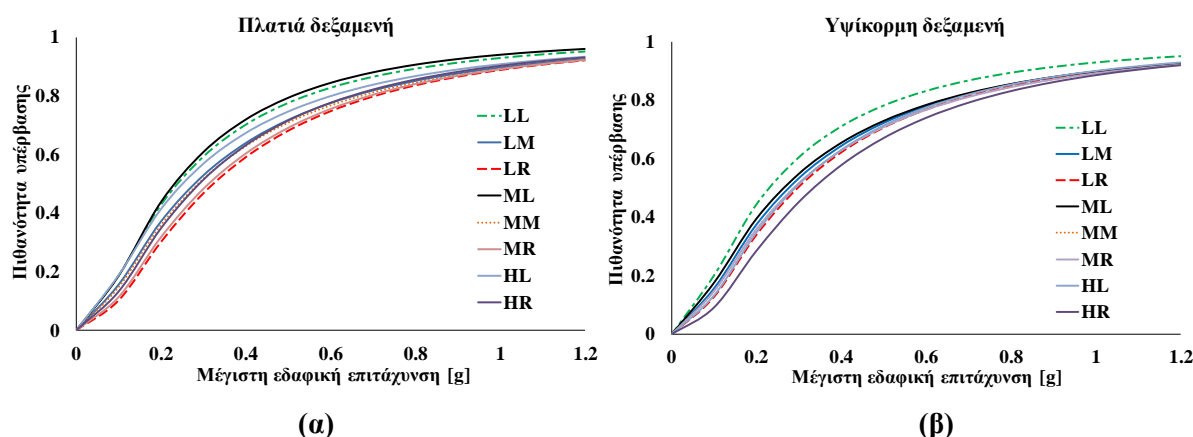
Πίνακας 7.2. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης MOGA2 για τις επιλεγμένες λύσεις.

	Βέλτιστο επίπεδο	μ	R [m]	ξ [%]	c_{VD} [kNs/m]
Πλατιά δεξαμενή	LL	0.027	2.52	12	171.42
	LM	0.028	1.98	23.9	362.91
	LR	0.042	1.66	29.6	512.33
	ML	0.045	2.27	7.2	118.69
	MM	0.051	1.90	22.3	394.83
	MR	0.056	1.39	26.3	512.90
	HL	0.065	1.48	20.2	219.98
	HR	0.064	1.45	11	404.61
Υψίκορμη δεξαμενή	LL	0.025	2.76	11	122.50
	LM	0.036	2.04	24.6	313.26
	LR	0.036	1.61	30	406.03
	ML	0.044	2.12	19	253.57
	MM	0.052	1.73	25	365.71
	MR	0.044	1.29	23	345.73
	HL	0.056	1.22	30	387.98
	HR	0.061	1.35	24	485.19

Καμπύλες τρωτότητας

Οι καμπύλες τρωτότητας για τις επιλεγμένες λύσεις της βελτιστοποίησης MOGA2 απεικονίζονται στην Εικόνα 7.6. Πιο συγκεκριμένα, τα αποτελέσματα για τη πλατιά δεξαμενή

(Εικόνα 7.6.α) παρουσιάζουν αρκετή διασπορά ανάμεσα στις περιπτώσεις LR και ML. Αντιθέτως, οι καμπύλες τρωτότητας για την υψίκورμη δεξαμενή (Εικόνα 7.6.β) δεν έχουν τόσο διασπορά, αφού εκτός από δύο σχεδιασμούς, τον HR και τον LL που παρουσιάζει τις υψηλότερες πιθανότητες υπέρβασης, οι υπόλοιποι σχεδιασμοί δίνουν περίπου ίδιες καμπύλες τρωτότητας. Τα καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας παρατηρούνται για τους σχεδιασμούς LR και HR για την πλατιά, και την υψίκورμη δεξαμενή, αντίστοιχα.



Εικόνα 7.6. Καμπύλες τρωτότητας για: (α) πλατιά, και (β) υψίκورμη δεξαμενή.

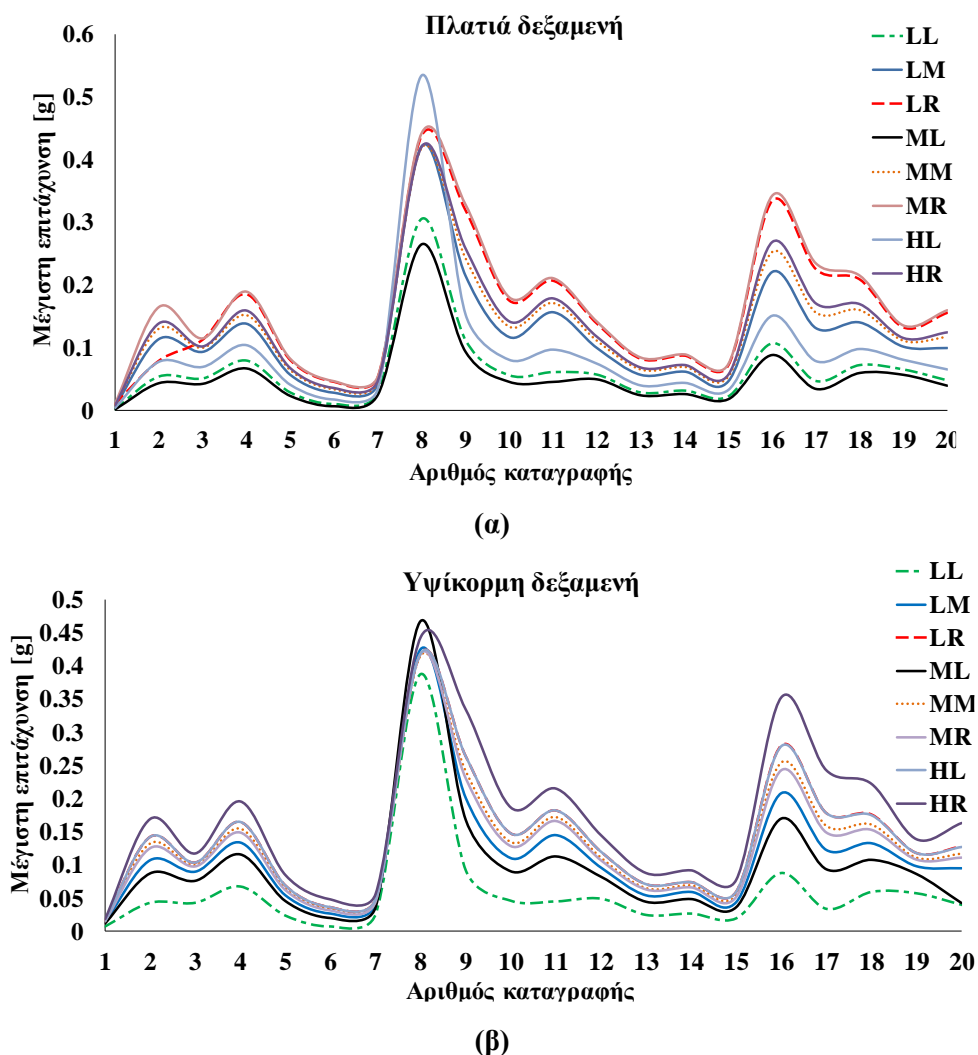
Επιταχύνσεις βάσης

Όπως είναι φανερό από την Εικόνα 7.7, οι επιταχύνσεις βάσης που προκύπτουν από τα επιλεγμένα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης MOGA2 παρουσιάζουν σημαντική διασπορά. Αναφορικά με τη πλατιά δεξαμενή (Εικόνα 7.7.α), η προσέγγιση ML δίνει τις χαμηλότερες τιμές επιταχύνσεων, ενώ οι λύση LL παρουσιάζει τις μικρότερες τιμές για την υψίκورμη δεξαμενή (Εικόνα 7.7.β). Επιπλέον, παρατηρούνται ακραίες τιμές στις καταγραφές #8 (NF15 – Northridge) και #16 (NF31 – Palos Verdes 1) για την πλατιά και την υψίκورμη δεξαμενή.

7.6 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σε αυτό το κεφάλαιο, διατυπώθηκαν και παρουσιάστηκαν δύο πολυκριτηριακές μεθοδολογίες βελτιστοποίησης που αποσκοπούν στη βελτίωση της δυναμικής απόκρισης δεξαμενών εξοπλισμένων με υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης. Ειδικότερα, οι δύο δεξαμενές (πλατιά και υψίκورμη) είχαν στη βάση τους συνδυασμό μονωτήρων SFPB και γραμμικών ιξώδων αποσβεστήρων. Επιπλέον, το πρόβλημα βελτιστοποίησης MOGA1 αποτελείται από τρεις αντικειμενικές συναρτήσεις που σχετίζονται με τη μεγιστοποίηση της δυσκαμψίας του ιξώδους αποσβεστήρα, την ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων ανωδομής και της μέγιστης ταχύτητας

των εφεδράνων. Ακολούθως, στο πρόβλημα βελτιστοποίησης MOGA2 προστίθεται μια ακόμα αντικειμενική συνάρτηση με στόχο την ελαχιστοποίηση του κόστους των εφεδράνων SFPB.



Εικόνα 7.7. Επιταχύνσεις ανωδομής για: (α) πλατιά, και (β) υψίκορμη δεξαμενή.

Ο συντελεστής τριβής, η ακτίνα καμπυλότητας και το ποσοστό της πρόσθετης γραμμικής ιξώδους απόσβεσης αποτελούν τις βασικές παραμέτρους βέλτιστου σχεδιασμού. Οι συναρτήσεις περιορισμού αναφέρονται στην αποδοτική περίοδο και απόσβεση των μονωτήρων, σε συνδυασμό με την ικανότητα επαναφοράς των εφεδράνων εκκρεμούς-τριβής στην αρχική θέση τους. Ο ειδικός αλγόριθμος βελτιστοποίησης MOGA εφαρμόστηκε για τους υπολογισμούς και για τα δύο προβλήματα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα κατά 3D Pareto, οι εξεταζόμενες περιπτώσεις κατηγοριοποιήθηκαν σε τέσσερα επίπεδα σχεδιασμού, OD1, OD2, OD3 και OD4 για τη προσέγγιση MOGA, ενώ επιλέχθηκαν τρεις ζώνες (χαμηλή, μεσαία, υψηλή) για τη διατύπωση MOGA2. Ακολούθως, έγιναν συγκρίσεις της δυναμικής

συμπεριφοράς της πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας και επιταχύνσεις ανωδομής.

Από τη παρούσα διερεύνηση εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα (Tsipianitis and Tsompanakis, 2022):

- Ο γενετικός αλγόριθμος πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης (MOGA) αποτελεί μια αποτελεσματική μέθοδο βελτιστοποίησης για σύνθετα προβλήματα μηχανικής, όπως οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών με υβριδικά συστήματα σεισμικής μόνωσης.
- Τα αποτελέσματα βελτιστοποίησης που προήλθαν και από τα δύο προβλήματα παρουσίασαν αξιοσημείωτες διαφορές στις τιμές των εξεταζόμενων παραμέτρων.
- Αναφορικά με τη βελτιστοποίηση MOGA1, ο σχεδιασμός OD3 που στόχευε στην ταχύτητα παρουσίασε τα καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας, ενώ ο σχεδιασμός OD1 που έδινε περισσότερη βαρύτητα στην απόσβεση έδωσε τις μικρότερες επιταχύνσεις βάσης.
- Ο σχεδιασμός OD2 που έδινε περισσότερη έμφαση στην επιτάχυνση, επιλέχθηκε ως η πιο αποτελεσματική προσέγγιση, λόγω του συμβιβασμού ανάμεσα στις βέλτιστες τιμές τρωτότητας και τις σημαντικά μειωμένες επιταχύνσεις βάσης.
- Αναφορικά με τη βελτιστοποίηση MOGA2, η προσέγγιση HR παρουσίασε τα καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας, ενώ η LL έδωσε τις μικρότερες επιταχύνσεις βάσης.
- Ακολουθώντας την ίδια προσέγγιση με το πρόβλημα MOGA1, ο σχεδιασμός MR θεωρείται ως ο πιο αποτελεσματικός.

7.7 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- Bakalis, K., Fragiadakis, M., and Vamvatsikos, D. (2017). Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *Journal of Structural Engineering (United States)*, 143(4), 1–13.
- Bakalis, K., Vamvatsikos, D., Grant, D.N., and Mistry, A. (2019). Downtime assessment of base-isolated liquid storage tanks. *SECED Conference*, 9-10 September 2019, Greenwich, London, UK.
- Barone, S., Calvi, G. M., and Pavese, A. (2017). Experimental dynamic response of spherical friction-based isolation devices. *Journal of Earthquake Engineering*, 23(9), 1465-1484.

- Bucher, C. (2015). Analysis and design of sliding isolation pendulum systems. IABSE Symposium Report, 104(5), 1–8.
- Calafell, R.L., Roschke, P.N., and de la Llera, J.C. (2010). Optimized friction pendulum and precast-prestressed pile to base-isolate a Chilean masonry house. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 1019-1036.
- CEN (2006). Eurocode 8-Design of structures for earthquake resistance-Part 4: silos, tanks and pipelines. (2006). European Committee for Standardization, Brussels.
- Charnpis, D.C., Komodromos, P., and Phocas, M.C. (2012). Optimized earthquake response of multi-storey buildings with seismic isolation at various elevations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41(15), 2289-2310.
- Etedali, S., Hasankhoie, K., and Sohradi, M.R. (2020). Optimal design of pure-friction isolators with and without restoring device: a multi-objective cuckoo search-based approach for seismic-excited structures. *Structures*, 25, 708-719.
- Fallah, N., and Zamiri, G. (2013). Multi-objective optimal design of sliding base isolation using genetic algorithm. *Scientia Iranica*, 20(1), 87-96.
- Hall, J. F. (1999). Discussion - the role of damping in seismic isolation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 1717–1720.
- Holland, J. H. (1975). *Adaptation in natural and artificial systems*. University of Michigan Press, Ann Arbor, MI.
- Moeindarbari, H., and Taghikhany, T. (2014). Seismic optimum design of triple friction pendulum bearing subjected to near-fault pulse-like ground motions. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 50(4), 701–716.
- Ozbulut, O.E., Bitaraf, M., and Hurlebaus, S. (2011). Adaptive control of base-isolated structures against near-field earthquakes using variable friction dampers. *Engineering Structures*, 33(12), 3143-3154.
- Plevris, V. (2009). Innovative computational techniques for the optimum structural design considering uncertainties. Doctoral Thesis, School of Civil Engineering, National Technical University of Athens, Greece.

- Pourzeynali, S., and Zarif, M. (2008). Multi-objective optimization of seismically isolated high-rise building structures using genetic algorithms. *Journal of Sound and Vibration*, 311(3–5), 1141–1160.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., and Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structures* (IUSS Press).
- Providakis, C. P. (2009). Effect of supplemental damping on LRB and FPS seismic isolators under near-fault ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(1), 80–90.
- Rizzian, L., Leger, N., and Marchi, M. (2017). Multiobjective sizing optimization of seismic-isolated reinforced concrete structures. *Procedia Engineering*, 199, 372-377.
- Shook, D.A., Roschke, P.N., and Ozbulut, O.E. (2008). Superelastic semi-active damping of a base-isolated structure. *Structural Control and Health Monitoring*, 15, 746-768.
- Skandalos, K., Afshari, H., Hare, W., and Tesfamariam, S. (2020). Multi-objective optimization of inter-story isolated buildings using metaheuristic and derivative-free algorithms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, 106058.
- Taflanidis, A. A. (2011). Optimal probabilistic design of seismic dampers for the protection of isolated bridges against near-fault seismic excitations. *Engineering Structures*, 33(12), 3496–3508.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2022). Multiobjective optimization of base-isolated liquid storage tanks with supplemental dampers (υπό κρίση).
- Uemura, R., Akehashi, H., Fujita, K., and Takewaki, I. (2021). Global simultaneous optimization of oil, hysteretic and inertial dampers using real-valued genetic algorithm and local search. *Frontiers in Built Environment*, 7, 795577.
- Yang, X. S. (2011). Optimization algorithms (In: Computational optimization, methods and algorithms). (S. Koziel and X. S. Yang, eds.). Springer.
- Yenidogan, C., and Erdik, M. (2016). A comparative evaluation of design provisions for seismically isolated buildings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 265–286.
- Zayas, V., Low, S., and Mahin, S. (1987). The FPS earthquake resisting system-experimental report. EERC Re-port No. UCB/EERC-87/01, University of California, Berkeley.

ΣΥΝΔΥΑΣΤΙΚΗ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

8.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Στο κεφάλαιο αυτό θα διερευνηθεί η συνδυαστική βελτιστοποίηση της δυναμικής απόκρισης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Σκοπός αυτής της διερεύνησης είναι η περαιτέρω βελτίωση της δυναμικής απόκρισης των εξεταζόμενων δεξαμενών χρησιμοποιώντας αποτελεσματικά συστήματα σεισμικής μόνωσης στη βάση τους. Με τη βοήθεια του λογισμού πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 (CSI, 2017), διεξάγεται η ανάλυση του σύνθετου φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης περιεχόμενου υγρού και της δεξαμενής. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται μια μεθοδολογία βελτιστοποίησης των κρίσιμων παραμέτρων σχεδιασμού με στόχο τη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα, αναπτύχθηκε κατάλληλος κώδικας στην πλατφόρμα Matlab (Mathworks, 2015) όπου χρησιμοποιήθηκε ο εξελικτικός αλγόριθμος Αναζήτησης Κούκων. Αυτός ο κώδικας αποσκοπεί στον πιο αποτελεσματικό τεχνο-οικονομικό αντισεισμικά σχεδιασμό και στη μείωση πιθανότητας αστοχίας του σεισμικά μονωμένου συστήματος. Ύστερα από την εξαγωγή των αποτελεσμάτων βελτιστοποίησης, τα οποία εισάγονται στο λογισμικό SAP2000 ως δεδομένα εισόδου, πραγματοποιούνται οι δυναμικές αναλύσεις για τις εξεταζόμενες δεξαμενές.

Στις επόμενες ενότητες θα γίνει μια εκτενής περιγραφή του προβλήματος βελτιστοποίησης, όπως των παραμέτρων σχεδιασμού και των αντικειμενικών συναρτήσεων. Επιπλέον, θα παρουσιαστεί η δομή του κώδικα που αναπτύχθηκε στη Matlab με σκοπό τη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης δεξαμενών. Στη συνέχεια, θα αναλυθούν τα αποτελέσματα που προέκυψαν έπειτα από την ολοκλήρωση των δυναμικών αναλύσεων, ενώ στο τέλος θα παρουσιασθούν τα σχετικά συμπεράσματα αυτής της διερεύνησης.

8.2 ΕΦΑΡΜΟΓΕΣ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ ΕΦΕΔΡΑΝΩΝ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΜΟΝΩΣΗΣ ΣΕ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

Υπάρχουν αρκετές μελέτες στη βιβλιογραφία που εφαρμόζουν διάφορες μεθόδους και τεχνικές βελτιστοποίησης για τον σχεδιασμό εφεδράνων με σκοπό τη βέλτιστη απόκριση τους. Στην παρούσα ενότητα θα παρατεθούν διάφορες εργασίες που διερευνούν τη βέλτιστη συμπεριφορά εφεδράνων τριβής. Ειδικότερα, ο Jangid (2000) παρουσίασε τη βελτιστοποίηση του συντελεστή τριβής ενός συστήματος ολίσθησης με σκοπό τη μείωση των επιταχύνσεων μιας σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Στην εν λόγω εργασία, αναφέρεται ότι η περίοδος και η απόσβεση της κατασκευής, ο λόγος μάζας βάσης προς μάζας ανωδομής, ο λόγος απόσβεσης και η περίοδος του σεισμικά μονωμένου συστήματος, όπως επίσης το συχνοτικό περιεχόμενο και η σεισμική ένταση είχαν σημαντική επίδραση στα αποτελέσματα.

Ακολούθως, ο Jangid (2005) μελέτησε την απόκριση πολυώροφων κτιρίων με εφέδρανα SFPB υπό διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Η αντικειμενική συνάρτηση αποσκοπούσε στη μείωση των επιταχύνσεων στη κορυφή και στη μείωση της μετακίνησης ολίσθησης, ενώ οι βελτιστοποιημένες τιμές του συντελεστή τριβής ήταν μεταξύ 0.05 και 0.15. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι για μικρές τιμές του συντελεστή τριβής, σημειώνεται σημαντική μετακίνηση ολίσθησης στα εφέδρανα SFPB υπό διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Επιπλέον, υπάρχει μια συγκεκριμένη τιμή του συντελεστή τριβής, όπου η απόλυτη επιτάχυνση του ανώτερου ορόφου του κτιρίου επιτυγχάνει την ελάχιστη τιμή.

Ο Bucher (2009) διερεύνησε τη βελτίωση της συμπεριφορά των μονωτήρων τριβής αναπτύσσοντας μια βελτιστοποίηση κατά Pareto με ανταγωνιστικές αντικειμενικές συναρτήσεις. Σε αυτήν την εργασία, η σεισμική διέγερση λαμβάνεται ως μη-σταθερή τυχαία διαδικασία. Οι πιθανότητες αστοχίας υπολογίζονται χρησιμοποιώντας μια αποτελεσματική προσομοίωση βασισμένη στη μέθοδο Monte Carlo, η οποία καλείται ασυμπτωτική δειγματοληψία. Σύμφωνα με τα ευρήματα, οι κύριες παράμετροι σχεδιασμού μπορούν να ληφθούν υπό ένα περιορισμένο εύρος.

Ο γενετικός αλγόριθμος NSGA-II εφαρμόστηκε από τους Calafell et al. (2010) για τη βελτιστοποίηση εφεδράνων SFPB που είχαν εγκατασταθεί σε κτίριο από λιδοδομή στη Χιλή. Συγκεκριμένα, πραγματοποιήθηκε βελτιστοποίηση των μονωτήρων χρησιμοποιώντας μία διέγερση που ταυτιζόταν με το φάσμα σχεδιασμού βάσει των εθνικών κανονισμών. Η δυναμική συμπεριφορά των εφεδράνων προσομοιώθηκε χρησιμοποιώντας αναλυτικές μεθόδους βασισμένες σε εργαστηριακές δοκιμές. Στη συνέχεια, η απόκριση της σεισμικά μονωμένης

κατασκευής υπό ένα σύνολο εδαφικών κινήσεων συγκρίθηκε με τη συμπεριφορά παραδοσιακά χτισμένων κατασκευών μέσω διαφόρων δεικτών συμπεριφοράς. Τα ευρήματα έδειξαν ότι οι μονωτήρες SFPB μείωσαν τις σεισμικές απαιτήσεις της ανωδομής.

Οι Charmpis et al. (2012) εξέτασαν τη βέλτιστη χωροθέτηση μονωτήρων σε πολυώροφα κτίρια. Στόχος της βελτιστοποίησης ήταν η ελαχιστοποίηση των μέγιστων επιταχύνσεων στους ορόφους, ενώ οι περιορισμοί σχετίζονταν με τις σχετικές μετακινήσεις των ορόφων, τις μέγιστες μετακινήσεις βάσης, όπως επίσης και το συνολικό κόστος της σεισμικής μόνωσης. Για τη διεξαγωγή της βελτιστοποίησης, χρησιμοποιήθηκαν οι Γενετικοί Αλγόριθμοι, οι οποίοι εγκαθιστούν τα εφέδρανα σε επιλεγμένα ύψη, προκειμένου να εξεταστεί η βέλτιστη διάταξη των μονωτήρων. Με αυτόν τον τρόπο, μπορεί να επιτευχθεί βέλτιστη σεισμική απόκριση των πολυώροφων κτιρίων. Συνεπώς, η αποτελεσματικότητα της προτεινόμενης διαδικασίας βελτιστοποίησης στον σχεδιασμό σεισμικά μονωμένων κατασκευών παρουσιάζεται σε αυτή την αριθμητική διερεύνηση χρησιμοποιώντας αναλύσεις χρονοϊστοριών σε ένα τυπικό εξάωρο κτίριο.

Οι Chung et al. (2013) πρότειναν μια μέθοδο η οποία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον καθορισμό του βέλτιστου συντελεστή τριβής ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης. Επιπλέον, λαμβάνεται υπόψη μονοδιάστατο σύστημα σεισμικής μόνωσης και εδαφικών κινήσεων. Ο συντελεστής τριβής βελτιστοποιείται ελαχιστοποιώντας το σύνολο των τετραγώνων των απόλυτων επιταχύνσεων της κατασκευής, ενώ τα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης επαληθεύονται γραφικά. Επιπροσθέτως, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις ευαισθησίας για την επαλήθευση της αποτελεσματικότητας του βέλτιστου συντελεστή τριβής. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι ο συντελεστής τριβής παρουσίασε ευαισθησία σε σχέση με τη συχνότητα της σεισμικής μόνωσης, αλλά όχι από τον λόγο μαζών της ανωδομής και της συνολικής μάζας του σεισμικά μονωμένου συστήματος, τον λόγο συχνοτήτων της ανωδομής και του συστήματος σεισμικής μόνωσης, καθώς και το ποσοστό της απόσβεσης της κατασκευής.

Η βελτιστοποίηση των παραμέτρων των εφεδράνων που είναι εγκατεστημένα σε πολυώροφα κτίρια προτείνεται από τους Nigdeli et al. (2014) χρησιμοποιώντας τον αλγόριθμο Αναζήτησης Αρμονίας. Σκοπός ήταν η εύρεση κατάλληλων παραμέτρων για το σύστημα σεισμικής μόνωσης εντός ενός ορισμένου εύρους που ελαχιστοποιεί την απόκριση επιτάχυνσης μια σεισμικά μονωμένης κατασκευής. Διερευνήθηκαν αρκετές περιπτώσεις για διαφορετικές αποσβέσεις του συστήματος σεισμικής μόνωσης, καθώς και περιορισμών των μέγιστων μετακινήσεων για τα εφέδρανα. Σύμφωνα με τα ευρήματα, ο αλγόριθμος αυτός αποτέλεσε μια

αποτελεσματική τεχνική βελτιστοποίησης για τη συγκεκριμένη διερεύνηση και απέδειξε την αξιοπιστία του αναφορικά με τη ποικιλία των χαρακτηριστικών των εδαφικών κινήσεων.

Οι Moeindarbari and Taghikhany (2014) πραγματοποίησαν βελτιστοποίηση βασισμένη στους Γενετικούς Αλγόριθμους για μια κατασκευή με εφέδρανα TFPB. Αρχικά, έγιναν μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις για να εξακριβωθεί η επιρροή των μεταβλητών σχεδιασμού στην απόκριση της ανωδομής. Στη συνέχεια, εφαρμόστηκε συγκεκριμένη μέθοδος βελτιστοποίησης για τον καθορισμό των βέλτιστων τιμών για τις μεταβλητές σχεδιασμού που συνεισφέρουν στη μείωση της σεισμικής καταπόνησης της ανωδομής. Τα αποτελέσματα έδειξαν ότι οι εξωτερικές καμπύλες επιφάνειες ολίσθησης των μονωτήρων TFPB είχαν σημαντικότερη επίδραση στη δομική απόκριση συγκριτικά με τις εσωτερικές.

Οι Das et al. (2015) εξέτασαν τη βέλτιστη συμπεριφορά σεισμικά μονωμένων κτιρίων λαμβάνοντας υπόψη τις μεγάλες μετακινήσεις των εφεδράνων. Η στοχαστική απόκριση που απαιτείται για τη μελέτη βελτιστοποίησης, εκτιμήθηκε μέσω μη-γραμμικής ανάλυσης. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, το βελτιστοποιημένο σύστημα σεισμικής μόνωσης με περιορισμούς οδήγησε σε σαφώς διαφορετικά αποτελέσματα σε σύγκριση με το πρόβλημα χωρίς περιορισμούς.

Ένα πρόβλημα βελτιστοποίησης με κριτήρια επιτελεστικότητας παρουσιάστηκε από τους Zou et al. (2020) για πολυώροφα κτίρια έχοντας ως σεισμική μόνωση αποσβεστήρες τριβής πολλαπλών σημείων σύζευξης. Οι παράμετροι συμπεριφοράς του συστήματος σεισμικής μόνωσης χρησιμοποιήθηκαν ως μεταβλητές σχεδιασμού, οι μετακινήσεις και επιταχύνσεις επιλέχθηκαν ως αντικειμενικές συναρτήσεις, ενώ το πρόβλημα βελτιστοποίησης επιλύθηκε μέσω διαδοχικού τετραγωνικού προγραμματισμού. Τα αριθμητικά αποτελέσματα έδειξαν ότι η διαδικασία βελτιστοποίησης αποτελεί μία αξιόπιστη και αποτελεσματική μεθοδολογία.

Τέλος, η επιρροή τριών συστημάτων ελέγχου, όπως ο αποσβεστήρας συντονισμένης ιξώδους μάζας (Tuned Viscous Mass Damper – TVMD), ο αποσβεστήρας συντονισμένης αδράνειας (Tuned Inerter Damper – TID), και ο αποσβεστήρας συντονισμένης μάζας (Tuned Mass Damper – TMD) παρουσιάστηκε από τους Li et al. (2021). Συγκεκριμένα, στόχος αυτής της διερεύνησης ήταν η εύρεση της διάταξης που συνέβαλλε περισσότερο στη βελτίωση της σεισμικής απόκρισης κατασκευής με σεισμική μόνωση. Επιπλέον, χρησιμοποιήθηκαν κατάλληλες μέθοδοι βελτιστοποίησης για τις ιδιότητες των τριών συστημάτων ελέγχου.

Σύμφωνα με τα αποτελέσματα, και οι τρεις διατάξεις μείωσαν αισθητά τη δυναμική καταπόνηση της σεισμικά μονωμένης κατασκευής.

8.3 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΣΥΝΘΕΤΗΣ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗΣ

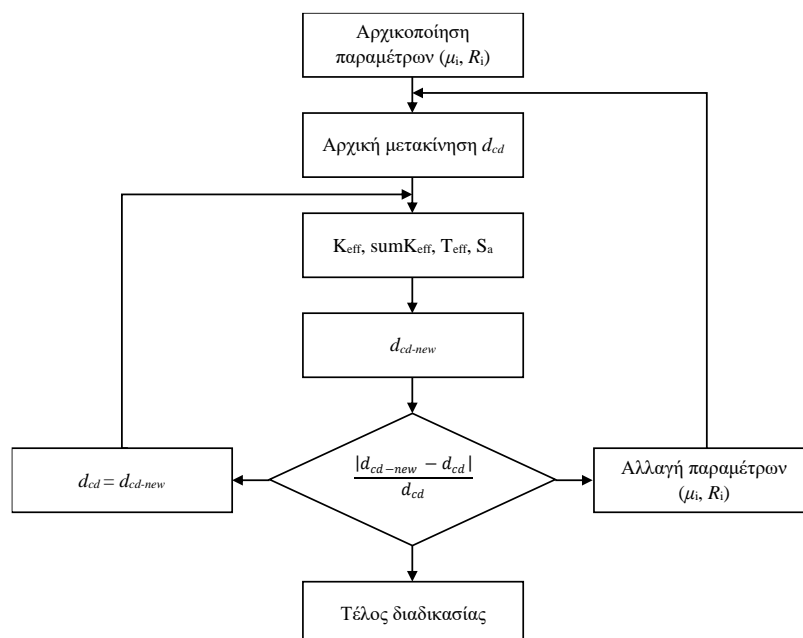
Στην παρούσα ενότητα θα γίνει μια εκτενής περιγραφή του προβλήματος βελτιστοποίησης για τη διερεύνηση των βέλτιστων παραμέτρων των μονωτήρων, καθώς και της χωροθέτησης αυτών σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές. Για την εκτέλεση των διαδικασιών βελτιστοποίησης θα χρησιμοποιηθεί ο αλγόριθμος Αναζήτησης Κούκων (Yang and Deb, 2009), ο οποίος έχει αναλυθεί εκτενώς στο 6^ο Κεφάλαιο. Στη συνέχεια, θα παρουσιαστούν τα βασικά βήματα του αλγόριθμου με σκοπό τη καλύτερη κατανόηση της διαδικασίας βελτιστοποίησης. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο κώδικας Matlab έχει χωριστεί σε συναρτήσεις για τη ταχύτερη εξαγωγή των αποτελεσμάτων. Συνεπώς, τα κύρια βήματα της διαδικασίας βελτιστοποίησης των εφεδράνων SFPB και TFPB βάσει του αλγόριθμου Αναζήτησης Κούκων είναι τα ακόλουθα:

- Ορισμός του πίνακα *nest* ($n \times z$) που αποτελείται αρχικά από τυχαίους αριθμούς σε κάθε θέση, όπου n είναι ο αριθμός των φωλιών και z είναι ο αριθμός των θέσεων στον πίνακα. Οι αριθμοί αυτοί είναι ακέραιοι στο εύρος $[1, B]$, όπου B είναι ο αριθμός των εφεδράνων.
- Ορισμός του πίνακα *fitness* ($n \times 1$), που ορίζει ένα αρχικό τυχαίο μεγάλο αριθμό που εξαρτάται από τις απαιτήσεις του προβλήματος.
- Εφαρμογή της συνάρτησης *get best nest*, που στοχεύει στην εύρεση της καλύτερης λύσης για την αντικειμενική συνάρτηση και την αντίστοιχη φωλιά.
- Έναρξη των επαναλήψεων όπου η αντικειμενική συνάρτηση συγκρίνεται με τα όρια που έχει οριστεί. Ο αλγόριθμος σταματά όταν η συνθήκη είναι αληθής.
- Εφαρμογή της συνάρτησης *get cuckoos*. Σκοπός αυτής της συνάρτησης είναι ο καθορισμός των βημάτων που έχουν ως αποτέλεσμα μια νέα φωλιά μέσω των πτήσεων Levy.
- Εφαρμογή της συνάρτησης *simple bounds*, όπου το περιεχόμενο των θέσεων του πίνακα έχει ελεγχθεί.
- Εφαρμογή της συνάρτησης *get best nest*, όπως σε προηγούμενο βήμα.
- Εφαρμογή της συνάρτησης *empty nests*, όπου εφαρμόζεται η πιθανότητα του παρασιτικού αυγού να βρεθεί από το πουλί-ξενιστή.

- Εφαρμογή της συνάρτησης *get best nest*, όπως σε προηγούμενο βήμα.
- Έλεγχος εάν ελαχιστοποιείται η αντικειμενική συνάρτηση στα καθορισμένα όρια. Όταν η συνθήκη είναι ψευδής, ο αλγόριθμος επιστρέφει στο τέταρτο βήμα, αλλιώς συγκλίνει. Η ανοχή σύγκλισης έχει καθοριστεί ίση με 0.001, ενώ έχει τεθεί και μέγιστος αριθμός κύκλων βελτιστοποίησης ίσος με 5000.

8.3.1 Βελτιστοποίηση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών

Όπως έχει προαναφερθεί, για την προτεινόμενη συνδυαστική βελτιστοποίηση μεγέθους και τοπολογίας χρησιμοποιείται ο αλγόριθμος Αναζήτησης Κούκων για την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας ανάμεσα στο κέντρο δυσκαμψίας και στο κέντρο βάρους των εφεδράνων SFPB, ή TFPB για δεξαμενές με σεισμική μόνωση. Με αυτόν τον τρόπο, η δυναμική απόκριση του συστήματος δεν επηρεάζεται από τις ανώτερες ιδιομορφές. Έχοντας ως στόχο την εκτίμηση της αποτελεσματικότητας των βελτιστοποιημένων διατάξεων για τα εφέδρανα, με τις ονομασίες SFPB1 και TFPB1, τα οποία προέρχονται από τη διαδικασία που παρουσιάζεται στην Εικόνα 8.1, που είναι βασισμένη στην ανάλυση ισοδύναμης γραμμικής δύναμης για τον σχεδιασμό των εφεδράνων. Ειδικότερα, μ_i είναι ο συντελεστής τριβής, R_i είναι η ακτίνα καμπυλότητας, d_{cd} είναι η τιμή - στόχος για τη μετακίνηση, K_{eff} και T_{eff} δηλώνουν την αποδοτική δυσκαμψία και περίοδο, αντίστοιχα, S_a είναι η φασματική επιτάχυνση, και d_{cd-new} είναι η τιμή της μετακίνησης που προκύπτει μετά το πέρας των υπολογισμών.



Εικόνα 8.1. Διάγραμμα ροής των υπολογισμών συμβατικού σχεδιασμού των εφεδράνων για τις προσεγγίσεις SFPB1 και TFPB1.

Η ισοδύναμη γραμμική δύναμη είναι μια διαδικασία που εφαρμόζεται για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό ενός συστήματος σεισμικής μόνωσης. Πιο συγκεκριμένα, είναι μια επαναληπτική διαδικασία όπου επιλέγονται αρχικές παράμετροι για τα εφεδράνα. Μετά την εκτέλεση των υπολογισμών, η τιμή μετακίνησης των εφεδράνων θα πρέπει να είναι ίση με την τιμή-στόχο. Σε αντίθετη περίπτωση, επιλέγονται εκ νέου διαφορετικές αρχικές παράμετροι σχεδιασμού για τα εφεδράνα και η διαδικασία επαναλαμβάνεται.

Η πρώτη προσέγγιση βελτιστοποίησης εστιάζει αποκλειστικά στη βελτιστοποίηση μεγέθους της ακτίνας καμπυλότητας και του συντελεστή τριβής των διατάξεων εκκρεμούς-τριβής ολίσθησης, που ονομάζονται SFPB2 και TFPB2. Από την άλλη πλευρά, το συνδυαστικό πρόβλημα βελτιστοποίησης της βέλτιστης χωροθέτησης και του αριθμού των εφεδράνων, σε συνδυασμό με τη βελτιστοποίηση μεγέθους για τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας, αναφέρεται ως SFPB3 και TFPB3. Στην περίπτωση αυτή, οι μονωτήρες με μηδενικές παραμέτρους (προσέγγιση «ανοιχτού/κλειστού διακόπτη») μπορούν να τοποθετηθούν με τυχαματικό τρόπο σε κάποιες από τις καθορισμένες (με συγκεκριμένες συντεταγμένες) θέσεις, με ακτινική διάταξη στη βάση της κυλινδρικής δεξαμενής. Στη συνέχεια, η συγκεκριμένη χωροθέτηση εξετάζεται από τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης, αν ικανοποιεί τους περιορισμούς κι αν βελτιώνει την αντικειμενική συνάρτηση και η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι την τελική σύγκλιση στη βέλτιστη λύση: ελάχιστο δυνατό αριθμό εφεδράνων, κατάλληλα διατεταγμένων (όπως φαίνεται στην Εικόνα 8.2) και με την καλύτερη δυνατή διαστασιολόγηση (όσον αφορά τις παράμετρους μ_i και R_i) κάθε ενεργού μονωτήρα.

Θα πρέπει να σημειωθεί ότι οι παράμετροι των εφεδράνων μ_i και R_i είναι διαφορετικές για κάθε διάταξη που προκύπτει στην απλή αλλά και στη συνδυαστική διαδικασία βελτιστοποίησης, ενώ στους βέλτιστους σχεδιασμούς που παρουσιάστηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια όλοι οι μονωτήρες είχαν ίδιες παραμετρους. Σύμφωνα με τους Choun et al. (2014), αυτές οι διαφορές στις τιμές των παραμέτρων των εφεδράνων σε ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης μπορεί να προκαλέσουν στροφή της ανωδομής. Επιπροσθέτως, οι Matsagar and Jangid (2005) έχουν επισημάνει ότι οι εκκεντρότητες που σχετίζονται με διαφορετικές παραμέτρους των μονωτήρων μπορεί να επηρεάσουν την απόκριση μετακίνησης. Γενικά, όταν οι συντελεστές τριβής δεν είναι ίδιες για όλα τα εφεδράνα, τότε το κέντρο μάζας της ανωδομής μπορεί να μην ταυτίζεται με το κέντρο δυσκαμψίας των εφεδράνων (Saitta et al., 2018). Συνεπώς, είναι απαραίτητο να αντιμετωπισθούν αυτά τα θέματα και αυτό επιτυγχάνεται μέσω των προτεινόμενων δυαδικών μεθοδολογιών βελτιστοποίησης.

Για τους υπολογισμούς της βελτιστοποίησης, καθορίζεται ένα συγκεκριμένο εύρος για τις μεταβλητές σχεδιασμού. Στην παρούσα διερεύνηση, οι τιμές για το συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας κυμαίνονται μεταξύ 0.03-0.08 και 1-5m, αντίστοιχα, για τα εφεδράνα SFPB και για τις εξωτερικές επιφάνειες των TFPB. Όσον αφορά τις εσωτερικές επιφάνειες του μονωτήρα TFPB, οι τιμές έχουν ληφθεί βάσει των οδηγιών των Fadi and Constantinou (2010), δηλαδή $R_{1,4} = 3 \cdot R_{2,3}$ και $\mu_{1,4} = 3 \cdot \mu_{2,3}$.

Η αντικειμενική συνάρτηση -η οποία ελαχιστοποιείται- τόσο στην απλή, όσο και στη συνδυαστική βελτιστοποίηση είναι η ακόλουθη:

$$e_{min} = \sqrt{(x_{cw} - x_{cr})^2 + (y_{cw} - y_{cr})^2} \quad (8.1)$$

όπου e_{min} αναφέρεται στην ελάχιστη εκκεντρότητα της σεισμικά μονωμένης δεξαμενής, αφού x_{cw} και y_{cw} είναι οι συντεταγμένες του κέντρου βάρους, ενώ x_{cr} και y_{cr} είναι οι συντεταγμένες του κέντρου δυσκαμψίας. Τα κέντρα βάρους και δυσκαμψίας υπολογίζονται ως ακολούθως:

$$x_{cw} = \frac{\sum x_i \cdot P_{vertical,i}}{\sum P_{vertical,i}} \quad (8.2)$$

$$y_{cw} = \frac{\sum y_i \cdot P_{vertical,i}}{\sum P_{vertical,i}} \quad (8.3)$$

$$x_{cr} = \frac{\sum K_{eff,i} \cdot x_i}{\sum K_{eff,i}} \quad (8.4)$$

$$y_{cr} = \frac{\sum K_{eff,i} \cdot y_i}{\sum K_{eff,i}} \quad (8.5)$$

όπου x_i, y_i είναι οι συντεταγμένες των κόμβων βάσης της δεξαμενής, $P_{vertical,i}$ αναφέρεται στο κατακόρυφο φορτίο που εφαρμόζεται σε κάθε εφεδράνο, και $K_{eff,i}$ είναι η αποδοτική δυσκαμψία κάθε εφεδράνου.

Οι περιορισμοί που εφαρμόζονται στο σεισμικά μονωμένο σύστημα της δεξαμενής είναι επίσης ίδιοι στην απλή και στη συνδυαστική βελτιστοποίηση και βασίζονται στις οδηγίες των Kelly (1997), CEN (2004) και Bisch et al. (2019):

$$T_{eff} > 3 \cdot T \quad (8.6)$$

$$1.5 \text{ sec} < T_{eff} < 3.5 \text{ sec} \quad (8.7)$$

$$10\% < \beta_{eff} < 30\% \quad (8.8)$$

όπου T , είναι η ιδιοπερίοδος του πακτωμένου συστήματος, T_{eff} , είναι η αποδοτική περίοδος του σεισμικά μονωμένου συστήματος, και β_{eff} , δηλώνει την αποδοτική απόσβεση του

συστήματος σεισμικής μόνωσης. Αναφορικά με τη βέλτιστη αξιοποίηση των εφεδράνων στη βάση της δεξαμενής, τίθενται οι ακόλουθοι περιορισμοί σε σχέση με τη δυνατότητα παραλαβής κατακόρυφου φορτίου του κάθε μονωτήρα:

$$\frac{P_{critical}}{P_{vertical}} > 1 \quad (8.9)$$

όπου $P_{critical}$, είναι το κρίσιμο φορτίο σύμφωνα με τους Constantinou et al. (2011), και $P_{vertical,i}$, είναι το κατακόρυφο φορτίο σε κάθε εφέδρανο. Αυτοί οι περιορισμοί είναι πιο κρίσιμοι για τη συνδυαστική μεθοδολογία, όπου μειώνεται κατά πολύ ο αριθμός και κατά συνέπεια αυξάνονται οι απαιτήσεις σε κάθε ενεργό μονωτήρα.

8.4 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

8.4.1 Υπολογισμοί βελτιστοποίησης

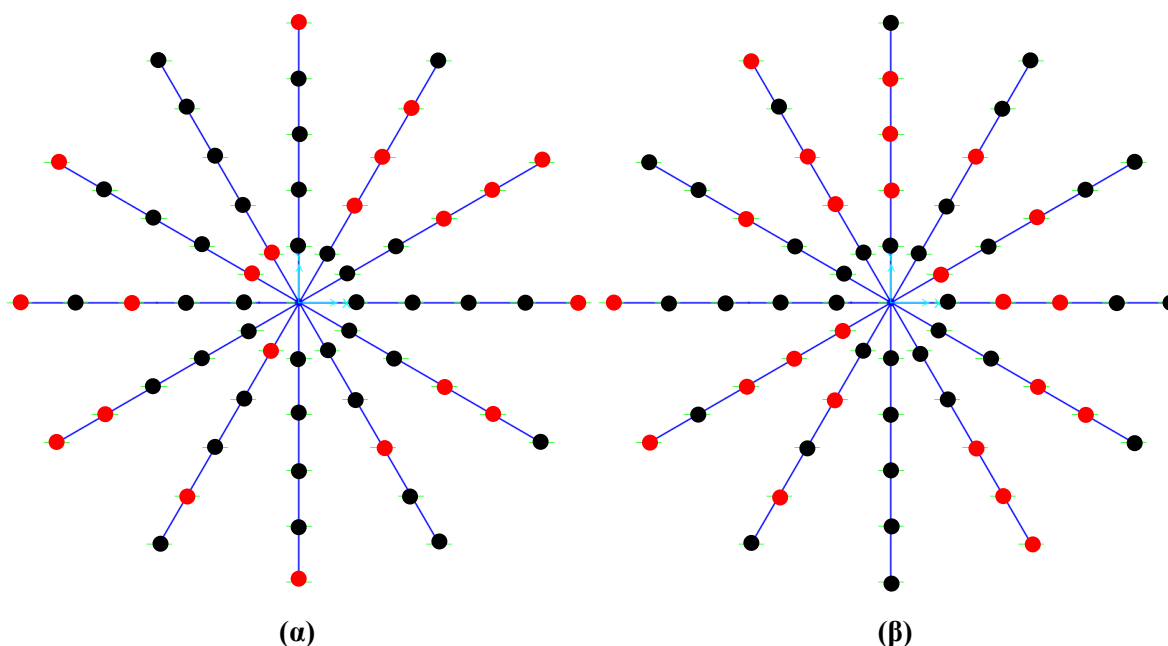
Όπως έχει προαναφερθεί, για την εκτέλεση των δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SAP2000. Τα αριθμητικά προσομοιώματα σχετίζονται με τις δύο δεξαμενές που παρουσιάστηκαν στην ενότητα §4.3.3 με διαφορετικό λόγο λυγηρότητας (πλατιά, υψίκορμη), οι οποίες έχουν στη βάση τους εφέδρανα SFPB ή TFPB. Επιπλέον, οι εκτιμήσεις τρωτότητας λαμβάνονται με βάση τη μέγιστη ικανότητα μετακίνησης των εφεδράνων. Χρησιμοποιήθηκαν είκοσι διεγέρσεις κοντινού πεδίου από το SAC/Steel Project (βλ. §4.3.4 – Πίνακας 4.5). Στη συνέχεια, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν έπειτα από την πραγματοποίηση των επιλύσεων των προβλημάτων βελτιστοποίησης που επετεύχθη μέσω των δυναμικών αναλύσεων με χρήση της μεθόδου κλιμακούμενης δυναμικής ανάλυσης (IDA).

Οι σχεδιασμοί SFPB1 και TFPB1 βασίζονται στους συμβατικούς υπολογισμούς μέσω μιας «ευριστικής» επαναληπτικής διαδικασίας, που ονομάζεται μέθοδος ισοδύναμης γραμμικής δύναμης. Σύμφωνα με τα τελικά αποτελέσματα, λαμβάνονται υπόψη 60 εφέδρανα SFPB με ίδιες παραμέτρους, δηλαδή $\mu=0.03$ και $R=3.2$ m. Η ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι 3.23sec, η αποδοτική απόσβεση είναι 24.4%, ενώ η ικανότητα μετακίνησης είναι 0.29m. Αναλογικά, οι ομοιόμορφες παράμετροι των 60 μονωτήρων TFPB1 είναι: συντελεστής τριβής για τις εξωτερικές επιφάνειες, $\mu_1=\mu_4=0.09$, συντελεστής τριβής και τις εσωτερικές επιφάνειες, $\mu_2=\mu_3=0.03$, ακτίνα καμπυλότητας των εξωτερικών επιφανειών, $R_1=R_4=3.2$ m, ακτίνα καμπυλότητας εσωτερικών επιφανειών, $R_2=R_3=1.07$ m. Η ιδιοπερίοδος του συστήματος είναι 2.87sec, η αποδοτική απόσβεση είναι 22.84%, και η ικανότητα μετακίνησης είναι 0.784m, πολύ μεγαλύτερη συγκριτικά με το SFPB1.

Τα αποτελέσματα της βελτιστοποίησης προήλθαν χρησιμοποιώντας τον κλασικό αλγόριθμο Αναζήτησης Κούκων για τη πλατιά δεξαμενή με εφεδράνα SFPB (SFPB2 και SFPB3) και TFPB (TFPB2 και TFPB3) (βλ. Πίνακα 8.1). Όπως είναι προφανές από τον Πίνακα 8.1, προτείνονται λιγότερα εφεδράνα (39) από τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης (Εικόνα 8.2.α) συγκριτικά με τη πρώτη προσέγγιση, όπου χρησιμοποιούνται 60 μονωτήρες SFPB στη βάση της δεξαμενής. Επιπλέον, πληρούνται οι απαιτήσεις αναφορικά με την ελαχιστοποίηση της εκκεντρότητας και τον αντισεισμικό σχεδιασμό των εφεδράνων. Όταν στις δεξαμενές εγκαθίστανται τα εφεδράνα TFPB, η συνδυαστική βελτιστοποίηση καταλήγει σε 36 μονωτήρες (Πίνακας 8.1 και Εικόνα 8.2.β), ενώ οι απαιτήσεις πληρούνται εξ ολοκλήρου. Για τις προσεγγίσεις SFPB3 και TFPB3, θα πρέπει να σημειωθεί ότι όταν οι παράμετροι των εφεδράνων μ_i , R_i είναι διαφορετικές για κάθε διάταξη, τότε η μέγιστη μετακίνηση του συστήματος προέρχεται από το εφεδράνο με τη μικρότερη ικανότητα μετακίνησης.

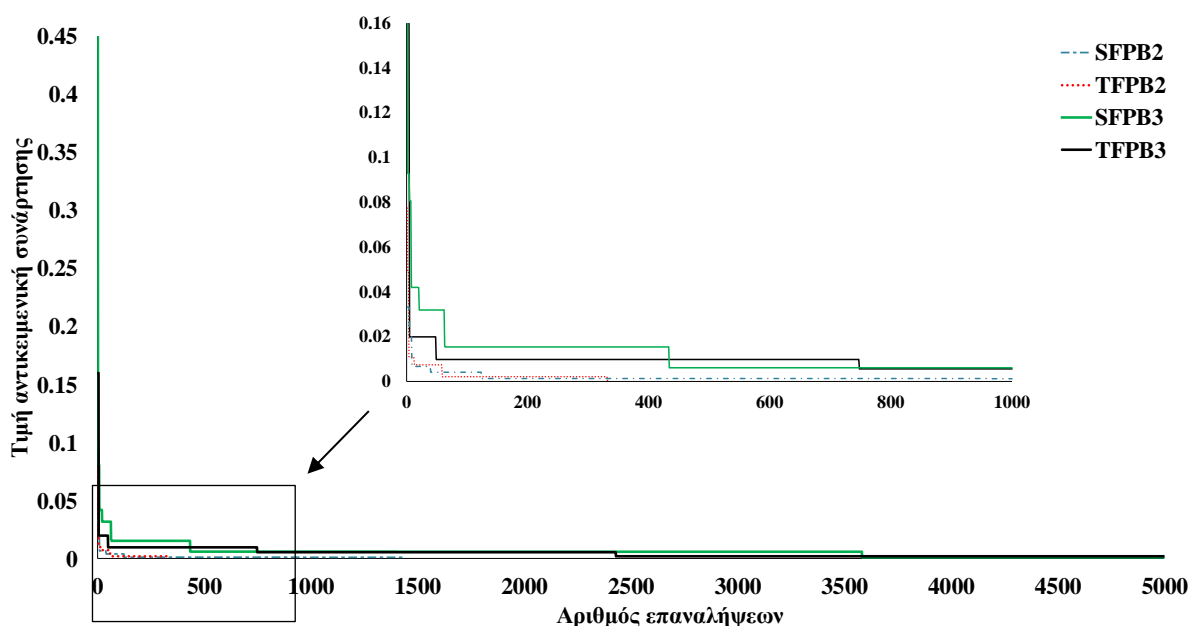
Πίνακας 8.1. Αποτελέσματα βελτιστοποίησης για τις βελτιστοποιημένες διατάξεις.

	SFPB2	SFPB3	TFPB2	TFPB3
Αριθμός εφεδράνων	60	39	60	36
Αποδοτική περίοδος	2.55sec	3.11sec	2.29sec	2.73sec
Αποδοτική απόσβεση	19.8%	18%	21.9%	16.9%
Αποδοτική δυσκαμψία	53805.6kN/m	30810kN/m	97802.7kN/m	68096kN/m
Μέγιστη μετακίνηση	0.28m	0.28m	0.72m	0.72m
Εκκεντρότητα	0.0007m	0.0007m	0.0001m	0.0007m



Εικόνα 8.2. Βέλτιστη διάταξη των εφεδράνων: (α) SFPB3, και (β) TFPB3. Τα μαύρα σημεία δηλώνουν τα «ενεργά» εφεδράνα και οι «ανενεργοί» μονωτήρες αναπαρίστανται με κόκκινα σημεία.

Το γράφημα της Εικόνας 8.3 απεικονίζει τη σύγκλιση των διαδικασιών βελτιστοποίησης, όπου έχει προστεθεί ένα «εσωτερικό» γράφημα εντός του κυρίου για την καλύτερη απεικόνιση των αποτελεσμάτων. Όπως είναι φανερό, η συνδυαστική βελτιστοποίηση σχετικά με τη χωροθέτηση, τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας και για τους δύο τύπους μονωτήρων (SFPB3 και TFPB3) απαιτεί τις περισσότερες επαναλήψεις για να συγκλίνει στη βέλτιστη λύση.



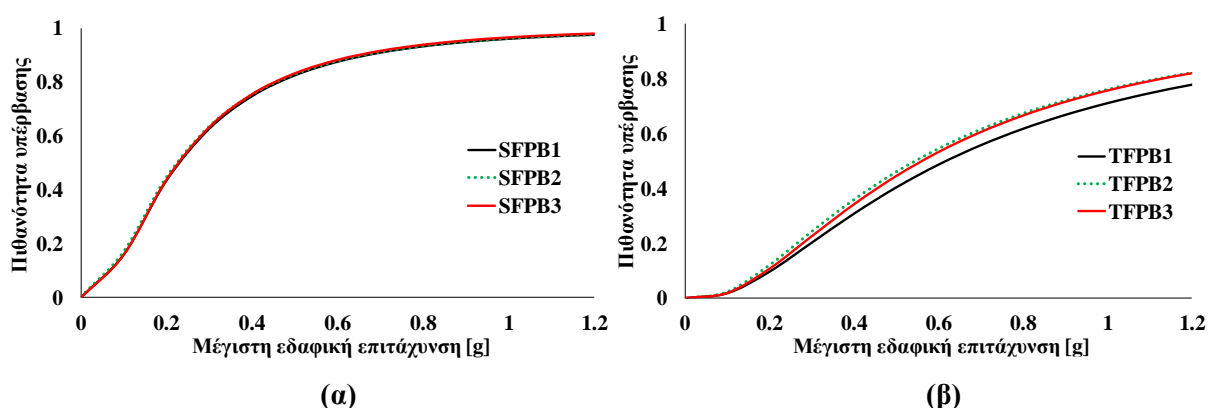
Εικόνα 8.3. Σύγκριση ρυθμού σύγκλισης μεθοδολογιών βελτιστοποίησης.

8.4.2 Καμπύλες τρωτότητας

Στην παρούσα διερεύνηση, οι καμπύλες τρωτότητας των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με βελτιστοποιημένες διατάξεις εφεδράνων SFPB και TFPB παρουσιάζονται στην Εικόνα 8.4, για τιμές μετακινήσεων των εφεδράνων έναντι μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων. Η μέγιστη μετακίνηση των εφεδράνων SFPB και TFPB σχετίζεται με το μέγιστο επίπεδο σεισμού (Maximum Credible Earthquake level), με πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 χρόνια. Συγκεκριμένα, αναφέρονται τρεις προσεγγίσεις (SFPB1, SFPB2, SFPB3, και TFPB1, TFPB2, TFPB3) για κάθε τύπο εφεδράνου.

Όπως προαναφέρθηκε, οι περιπτώσεις SFPB1 και TFPB1 σχετίζονται με τα εφέδρανα που έχουν σχεδιαστεί με τη συμβατική μέθοδο ισοδύναμης γραμμικής δύναμης, δηλαδή χωρίς βελτιστοποίηση. Οι προσεγγίσεις SFPB2 και TFPB2 αφορούν τη βελτιστοποίηση μεγέθους των παραμέτρων των εφεδράνων, ενώ οι σχεδιασμοί SFPB3 και TFPB3 προκύπτουν από τις βελτιστοποιήσεις όπου επιπρόσθετα λαμβάνεται υπόψη η βέλτιστη χωροθέτηση των

εφεδράνων στη βάση της δεξαμενής. Είναι προφανές ότι στην περίπτωση των βελτιστοποιημένων εφεδράνων SFPB (Εικόνα 8.4.α), οι καμπύλες τρωτότητας είναι ταυτόσημες. Αντιθέτως, οι καμπύλες τρωτότητας των δεξαμενών με μονωτήρες TFPB1 (Εικόνα 8.4.β) παρουσιάζουν ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα συγκριτικά με τις άλλες δύο προσεγγίσεις (TFPB2, TFPB3), αφού είναι πιο συντηρητική και με μεγαλύτερο κόστος διαδικασίας σχεδιασμού.



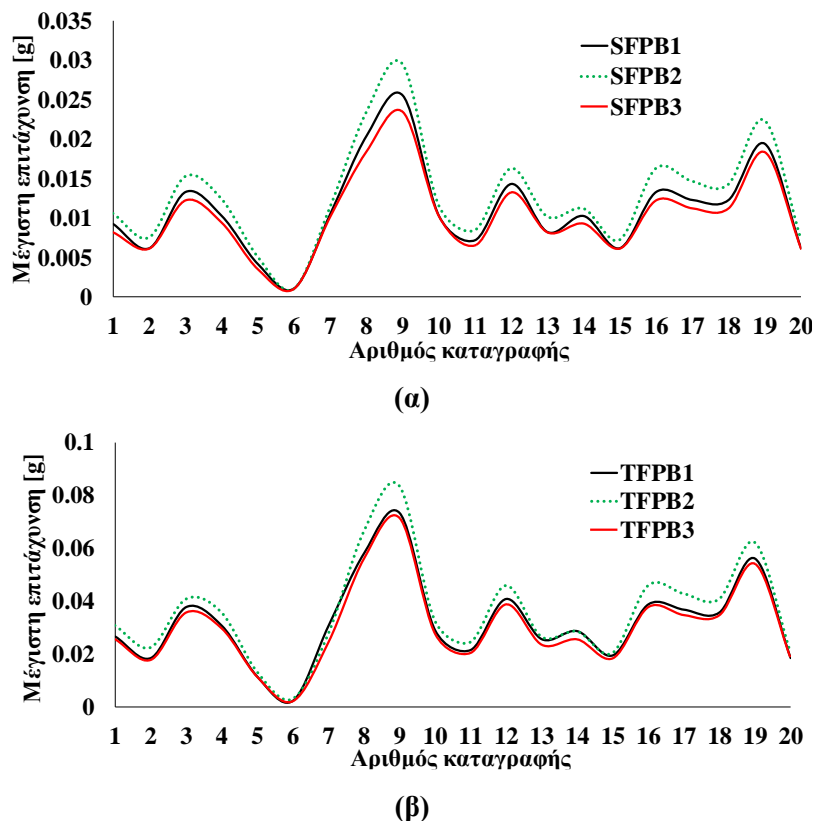
Εικόνα 8.4. Καμπύλες τρωτότητας για δεξαμενές με βελτιστοποιημένα εφεδράνα (α) SFPB, και (β) TFPB.

8.4.3 Επιταχύνσεις ανωδομής

Όπως έχει προαναφερθεί, οι σεισμικά μονωμένες δεξαμενές ανταπεξέρχονται σε πολύ μεγαλύτερα επίπεδα σεισμικής έντασης (Saha et al., 2016) σε αντίθεση με τις πακτωμένες, οι οποίες παρουσιάζουν υψηλές τιμές πιθανοτήτων αστοχίας. Για το λόγο αυτό, μπορεί να θεωρηθεί γραμμική συμπεριφορά για τη δεξαμενή λόγω της σεισμικής μόνωσης. Επομένως, είναι ικανή η αποφυγή αστοχιών για το συνήθως αναμενόμενο εύρος μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων. Η αστοχία του συστήματος της μόνωσης αναφέρεται στην υπέρβαση των επιτρεπτών μετακινήσεων των εφεδράνων SFPB και TFPB, όπως φαίνεται στις καμπύλες τρωτότητας της Εικόνας 8.4.

Η Εικόνα 8.5 παρουσιάζει για κάθε προσομοίωμα με βελτιστοποιημένη σεισμική μόνωση τις επιταχύνσεις βάσης που μεταφέρονται στην ανωδομή, δηλαδή τις επιταχύνσεις που μετρούνται στη βάση της δεξαμενής πάνω από το επίπεδο της σεισμικής μόνωσης. Τα αποτελέσματα για κάθε εξεταζόμενη προσέγγιση βελτιστοποίησης και τύπου εφεδράνου απεικονίζονται για καθεμία από τις είκοσι διεγέρσεις κοντινού πεδίου. Όπως αναμενόταν, οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή έχουν μειωθεί σημαντικά. Πιο συγκεκριμένα, είναι φανερό ότι και για τους δύο τύπους εφεδράνων (SFPB, TFPB) η τρίτη προσέγγιση

βελτιστοποίησης (SFPB3, TFPB3) που απεικονίζεται με κόκκινη διακεκομμένη γραμμή, δίνει τα καλύτερα αποτελέσματα συγκριτικά με τις υπόλοιπες περιπτώσεις, ειδικά σε καταγραφές με ακραίες τιμές επιταχύνσεων, όπως οι διεγέρσεις #9 (Kobe, 1995), #16 (Palos Verdes 1), και #19 (Palos Verdes 4).



Εικόνα 8.5. Επιταχύνσεις βάσης για δεξαμενές με βελτιστοποιημένα εφέδρανα (α) SFPB, και (β) TFPB.

8.5 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Σκοπός της παρούσας μελέτης ήταν η βελτίωση της δυναμικής απόκρισης δεξαμενών αποθήκευσης υγρών, βελτιστοποιώντας ταυτόχρονα τη διάταξη των εφεδράνων και τις κρίσιμες παραμέτρους τους, όπως ο συντελεστής τριβής, η αποδοτική απόσβεση και η ακτίνα καμπυλότητας. Ειδικότερα, διεξήχθη βελτιστοποίηση με περιορισμούς για τα εφέδρανα SFPB και TFPB που τοποθετούνται στη βάση των δεξαμενών. Οι σεισμικά μονωμένες δεξαμενές βελτιστοποιήθηκαν αναφορικά με τη δυναμική απόκριση των μονωτήρων, αλλά και τη χωροθέτησή τους στη βάση. Επιπλέον, εξετάστηκε για κάθε βελτιστοποιημένη διάταξη η σεισμική τρωτότητα για τις μετακινήσεις των εφεδράνων, οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, το υπολογιστικό κόστος, καθώς και η ανάλυση της πορείας σύγκλισης. Για τον βέλτιστο συνδυασμό μεταξύ υπολογιστικής αποτελεσματικότητας και ακρίβειας,

χρησιμοποιήθηκε απλοποιητικό προσομοίωμα για τη ρεαλιστική αναπαράσταση της υδροδυναμικής απόκρισης των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών.

Από τη παρούσα διερεύνηση εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα (Τσιπιανίτης κ.α., 2019; Tsipianitis et al., 2022):

- Οι απλούστερες προσεγγίσεις βελτιστοποίησης και για τους δύο τύπους εφεδράνων (SFPB2, TFPB2) σημείωσαν ταχύτερη σύγκλιση συγκριτικά με τους πιο σύνθετους αλγόριθμους, οι οποίοι λάμβαναν υπόψη και τη βέλτιστη χωροθέτηση των μονωτήρων.
- Οι προτεινόμενες μεθοδολογίες βελτιστοποίησης βελτίωσαν τη σεισμική απόκριση του συστήματος.
- Αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας, παρατηρήθηκαν ελάχιστες διαφορές μόνο στο εφέδρανο TFPB, ενώ για το SFPB τα αποτελέσματα ήταν ταυτόσημα με το συμβατικό σχεδιασμό για όλες τις προσεγγίσεις βελτιστοποίησης.
- Παρατηρήθηκε σημαντική μείωση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή για όλες τις περιπτώσεις, ειδικά στα εφέδρανα TFPB όπου σημειώθηκε αύξηση στη συνδυαστική βελτιστοποίηση και σε υψηλά επίπεδα μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων.
- Η συνδυαστική προσέγγιση βελτιστοποίησης οδήγησε σε έναν πιο οικονομικό σχεδιασμό και για τους δύο τύπους εφεδράνων (SFPB3, TFPB3). Ειδικότερα, η SFPB3 χρειάστηκε 39 εφέδρανα αντι για 60, ενώ η TFPB3 χρειάστηκε 36 εφέδρανα, αντί για 60.

8.6 ΑΝΑΦΟΡΕΣ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ

- Bisch, P., Carvalho, E., Degee, H., Fajfar, P., Fardis, M., Franchin, P., Kreslin, M., Pecker, A., Pinto, P., Plumier, A., Somja, h., and Tsionis, G. (2012). Eurocode 8: seismic design of buildings - worked examples. JRC Scientific and Technical Reports. EUR 25204 EN-2012.
- Bucher, C. (2009). Probability-based optimal design of friction-based seismic isolation devices. *Structural Safety*, 31, 500-507.
- Calafell, R.L., Roschke, P.N., and de la Llera, J.C. (2010). Optimized friction pendulum and precast-prestressed pile to base-isolate a Chilean masonry house. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 1019-1036.

- CEN (2004). Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization. Brussels, Belgium.
- Charnpis, D.C., Komodromos, P., and Phocas, M.C. (2012). Optimized earthquake response of multi-storey buildings with seismic isolation at various elevations. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 41, 2289-2310.
- Choun, Y.S., Park, J., and Choi, I.K. (2014). Effects of mechanical property variability in lead rubber bearings on the response of seismic isolation system for different ground motions. *Nuclear Engineering and Design*, 46(5), 605-618.
- Chung, L.L., Kao, P.S., Yang, C.Y., Wu, L.W., and Chen, H.M. (2013). Optimal frictional coefficient of structural isolation system. *Journal of Vibration and Control*, 0(0), 1-14.
- Constantinou, M.C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., and Ecker Lay, R.A. (2011). LRFD-based analysis and design procedures for bridge bearings and seismic isolators. Technical Report MCEER-11-0004, University at Buffalo, State University of New York, USA.
- CSI Computers and Structures Inc. (2017). SAP2000 Version 20. Integrated software for structural analysis and design, Analysis Reference Manual, Berkeley, CA.
- Das, S., Gur, S., Mishra, S.K., and Chakraborty, S. (2015). Optimal performance of base isolated building considering limitation on excessive isolator displacement. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(7), 904-917.
- Fadi, F., and Constantinou, M.C. (2010). Evaluation of simplified methods of analysis for structures with triple friction pendulum isolators. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(1), 5-22.
- Jangid, R.S. (2000). Optimum frictional elements in sliding isolation systems. *Computers and Structures*, 76, 651-661.
- Jangid, R.S. (2005). Optimum friction pendulum system for near-fault motions. *Engineering Structures*, 27(3), 349-359.
- Kelly, J.M. (1997). *Earthquake-resistant design with rubber*. Springer, London.
- Li, Y., Li, S., and Chen, Z. (2021). Optimal design and effectiveness evaluation for inerter-based devices on mitigating seismic responses of base isolated structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 20(4), 1021–1032.

- Mathworks Inc (2015). Matlab R2015a, Natick, M.A.: Mathworks. Inc.
- Matsagar, V.A., and Jangid, R.S. (2005). Base-isolated building with asymmetries due to isolator parameters. *Advances in Structural Engineering*, 8, 603-621.
- Moeindarbari, H., and Taghikhany, T. (2014). Seismic optimum design of triple friction pendulum bearing subjected to near-fault pulse-like ground motions. *Structural and Multidisciplinary Optimization*, 50, 701-716.
- Nigdeli, S.M., Bekdas, G., and Alhan, C. (2014). Optimization of seismic isolation systems via harmony search. *Engineering Optimization*, 46-11, 1553-1569
- Saha, S.K., Matsagar, V., and Chakraborty, S. (2016). Uncertainty quantification and seismic fragility of base-isolated liquid storage tanks using response surface models. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 43, 20-35.
- Saitta, F., Clemente, P., Buffarini, G., Bongiovanni, G., Salvatori, A., and Grossi, C. (2018). Base isolation of buildings with curved surface sliders: basic design criteria and critical issues. *Advances in Civil Engineering*, Article ID 1569683, 14 pages.
- Tsipianitis, A., Spachis, A., and Tsompanakis, Y. (2022). Combined sizing and topology optimization of friction-based isolators in liquid storage tanks (υπό κρίση).
- Yang, X.S., and Deb, S. (2009). Cuckoo search via Levy flights. *Proceedings of World Congress on Nature & Biologically Inspired Computing (NaBIC 2009)*. USA: IEEE Publications, 210-214.
- Zou, S., Heisha, W., and Tan, P. (2020). Performance-based dynamic optimal design for isolated structures with multiple-coupling friction dampers. *Advances in Structural Engineering*, 23(10), 2149-2162
- Τσιπιανίτης, Α., Σπαχής, Α., και Τσομπανάκης, Γ. (2019). Βελτιστοποίηση της δυναμικής απόκρισης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. 4ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, 5-7 Σεπτεμβρίου 2019, Αθήνα.

ΚΥΡΙΟΤΕΡΑ ΕΥΡΗΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

9.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα διδακτορική διατριβή, έπειτα από μια εκτενή βιβλιογραφική διερεύνηση για την καλύτερη κατανόηση των εξεταζόμενων θεμάτων, εξετάστηκε η δυναμική απόκριση και τρωτότητα των δεξαμενών έναντι του σεισμικού κινδύνου, ενώ αξιολογήθηκαν μέσω προηγμένων μεθοδολογιών βελτιστοποίησης πιθανά μέτρα για τη μέγιστη δυνατή μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης τους. Για τους σκοπούς της έρευνας αναπτύχθηκε μία ρεαλιστική προσομοίωση των φαινομένων αλληλεπίδρασης ρευστού-κατασκευής-θεμελίωσης μέσω κατάλληλων αριθμητικών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων.

Πιο συγκεκριμένα, σύμφωνα με τα ευρήματα της παρούσας διατριβής, η αριθμητική προσομοίωση της δυναμικής αλληλεπίδρασης ρευστού-δεξαμενής μέσω απλοποιητικών προσομοιωμάτων είναι ακριβής και υπολογιστικά αποτελεσματική. Στις εξεταζόμενες εφαρμογές χρησιμοποιήθηκαν κυρίως δύο τύποι απλοποιητικών προσομοιωμάτων. Στο Κεφάλαιο 3, που παρουσιάστηκε η διερεύνηση της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής, χρησιμοποιήθηκε κατάλληλο απλοποιητικό προσομοίωμα, το οποίο αποτελούνταν από στοιχεία κελύφους για τα τοιχώματα και τη βάση της δεξαμενής. Ακολουθώς, η υδροδυναμική απόκριση του υγρού περιεχομένου προσομοιώθηκε μέσω ελατηρίων, σημειακών μαζών και πολύ-σημειακών περιορισμών.

Στη συνέχεια, για τις υπόλοιπες μεθοδολογίες που αναπτύχθηκαν, χρησιμοποιήθηκε το προσομοίωμα μορφής «χειριστηρίου» (Joystick), το οποίο ναι μεν ήταν πολύ απλό, αλλά μπορούσε να εξασφαλίσει ικανοποιητική ακρίβεια και υπολογιστική αποτελεσματικότητα. Συγκεκριμένα, χρησιμοποιήθηκε στην εκτίμηση σεισμικής τρωτότητας σεισμικά μονωμένων δεξαμενών με διάφορους τύπους εφεδράνων εκκρεμούςς-τριβής ολίσθησης, στη βελτιστοποίηση των διαφόρων παραμέτρων μεγέθους ή/και χωροθέτησης των εφεδράνων για

δεξαμενές με σεισμική μόνωση, καθώς και στην εφαρμογή πρόσθετων συστημάτων απόσβεσης σε σεισμικά μονωμένες δεξαμενές.

Γενικά, η σεισμική τρωτότητα δεξαμενών με σεισμική μόνωση είναι ένα αντικείμενο που χρήζει ιδιαίτερης προσοχής, καθώς μέσω των διερευνήσεων που πραγματοποιήθηκαν έγινε αντιληπτό ότι πρόκειται για ένα σύνθετο πρόβλημα και τα αποτελέσματα ποικίλουν ανά εξεταζόμενη περίπτωση. Σε κάθε περίπτωση, η σεισμική τρωτότητα είναι ένα ιδιαίτερα κρίσιμο ζήτημα των υποδομών αυτών, καθώς πιθανές βλάβες μπορεί να έχουν εξαιρετικά δυσμενείς κοινωνικό-οικονομικές επιπτώσεις. Συνεπώς, στην παρούσα διδακτορική έγινε μια προσπάθεια να δοθεί έμφαση στην ανάγκη μείωσης της σεισμικής τρωτότητας δεξαμενών τόσο χωρίς την εφαρμογή κάποιων μέτρων αντισεισμικής προστασίας (πακτωμένων στο έδαφος), αλλά κυρίως όταν είναι εξοπλισμένες με συστήματα σεισμικής μόνωσης. Στη συνέχεια του κεφαλαίου παρουσιάζονται τα κυριότερα συμπεράσματα που προέκυψαν από κάθε ενότητα της παρούσας διδακτορικής διατριβής. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι αρκετές από τις μεθοδολογίες που προτάθηκαν και εφαρμόστηκαν στο πλαίσιο της παρούσας διδακτορικής διατριβής, παρά το γεγονός ότι έχουν διατυπωθεί με σκοπό τη μελέτη της σεισμικής τρωτότητας δεξαμενών αποθήκευσης υγρών, μπορούν να βρουν εφαρμογή και σε άλλες κατασκευές.

9.2 ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ - ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Στο πλαίσιο της διδακτορικής διατριβής εξετάστηκε η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής στη σεισμική απόκριση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών στις οποίες δεν έχουν εφαρμοστεί συστήματα αντισεισμικής προστασίας. Συγκεκριμένα, μέσω της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων κατασκευάστηκε κατάλληλο συζευγμένο προσομοίωμα δεξαμενής-εδαφικής στρώσης για τη μελέτη του ιδιαίτερου αυτού φαινομένου. Ύστερα από τη επαλήθευση των προσομοιωμάτων -και ανεξάρτητα αλλά και συζευγμένα- διενεργήθηκαν παραμετρικές δυναμικές μη-γραμμικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας καταγραφές από τη βάση σεισμών του PEER-NGA για δύο τύπους λυγηρότητας δεξαμενής (πλατιά και υψίκορμη), δύο τύπους έδρασης στο έδαφος (αγκυρωμένη και μη-αγκυρωμένη), δύο περιπτώσεις ποσοστού πλήρωσης υγρού (50% και 100%), καθώς και δύο τύπους υποκείμενης εδαφικής στρώσης (μαλακό και σκληρό υπέδαφος). Τα αποτελέσματα που εξήχθησαν σχετίζονταν με την ενίσχυση ή την απομείωση των εδαφικών κινήσεων, την επιρροή του λόγου λυγηρότητας της δεξαμενής, την επιρροή του τύπου έδρασης και υπεδάφους, καθώς και των φαινομένων ολίσθησης και ανασηκώματος βάσης.

Τα κυριότερα συμπεράσματα που εξήχθησαν από τη διερεύνηση αυτή είναι τα ακόλουθα:

- Η αγκυρωμένη υψίκورμη δεξαμενή παρουσίασε τις υψηλότερες ενισχύσεις επιταχύνσεων.
- Η επιρροή του ποσοστού πλήρωσης του υγρού περιεχομένου είναι πιο σημαντική στην υψίκورμη δεξαμενή, στην οποία παρουσιάζονται χαμηλότερες επιταχύνσεις συγκριτικά με την πλατιά δεξαμενή και για τα δύο ποσοστά πλήρωσης.
- Η μικρότερη τιμή συντελεστή τριβής ($\mu_1=0.4$) οδηγεί σε υψηλότερες τιμές επιταχύνσεων συγκριτικά με την υψηλότερη τιμή ($\mu_2=0.7$). Επίσης, η τιμή του συντελεστή τριβής επηρεάζει σημαντικά τα αποτελέσματα ολίσθησης βάσης.
- Η υψίκورμη δεξαμενή είναι περισσότερο ευάλωτη στο ανασήκωμα και στην ολίσθηση της βάσης, ενώ το ποσοστό πλήρωσης του υγρού έχει σημαντικό ρόλο στην εμφάνιση τέτοιων φαινομένων. Η παρουσία μαλακής εδαφικής στρώσης συνεισφέρει στην επιδείνωση των προβλημάτων, τόσο για την ολίσθηση όσο και για το ανασήκωμα της βάσης, και για τους δύο τύπους δεξαμενών.

9.3 ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Στο πλαίσιο της παρούσας έρευνας δόθηκε μεγάλη έμφαση στη μελέτη της σεισμικής τρωτότητας των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών στις οποίες έχει εφαρμοσθεί στη βάση σεισμική μόνωση με εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής, όπως το SFPB που έχει μία επιφάνεια ολίσθησης, και τα TFPB και QFPB με πολλαπλές επιφάνειες. Πιο συγκεκριμένα, έγινε συσχέτιση της μέγιστης μετακίνησης του SFPB και των διαφορετικών μηχανισμών εκκρεμούς των TFPB και QFPB για τρία επίπεδα σεισμικής καταπόνησης (SLE, DBE και MCE) χρησιμοποιώντας επαναληπτικές μη-γραμμικές δυναμικές αναλύσεις. Η υψηλή ικανότητα μετακίνησης αποτελεί μια πολύ σημαντική παράμετρο για τους μονωτήρες, αφού στόχος αυτών των διατάξεων είναι να προστατεύσουν τέτοιου είδους υποδομές έναντι ισχυρών σεισμών κοντινού πεδίου. Επιπλέον, για κάθε τύπο εφεδράνων συγκρίθηκαν οι επιταχύνσεις -οι οποίες είναι σημαντικά μειωμένες λόγω της σεισμικής μόνωσης- που μεταφέρονται στην ανωδομή.

Επιπροσθέτως, έγινε διερεύνηση της επιρροής διαφόρων τύπων απόσβεσης στη σεισμική τρωτότητα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκε πλατιά μεταλλική δεξαμενή με εφέδρανα SFPB και TFPB, η οποία υπεβλήθη σε είκοσι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων που επαυξάνονται δυναμικά. Εξετάστηκαν έξι διαφορετικοί τύποι απόσβεσης

και μελετήθηκαν οι διαφορές στην απόκρισή του συστήματος. Συγκεκριμένα, παρουσιάστηκαν αποτελέσματα για τις καμπύλες τρωτότητας, επαυξητικής δυναμικής ανάλυσης, επιταχύνσεων στη βάση της δεξαμενής, υπολογιστικού κόστους και φαινομένου «διαρροής απόσβεσης». Για την επίτευξη του βέλτιστου συμβιβασμού μεταξύ υπολογιστικής ακρίβειας και αποδοτικότητας, χρησιμοποιήθηκε ένα απλοποιητικό προσομοίωμα για τη ρεαλιστική αναπαράσταση της υδροδυναμικής απόκρισης των σεισμικά μονωμένων δεξαμενών.

Τα παρακάτω συμπεράσματα συνοψίζουν τα ευρήματα της προαναφερθείσας διερεύνησης:

- Τα εφέδρανα εκκρεμούςς-τριβής με πολλές επιφάνειες και προσαρμοστική συμπεριφορά (TFPB και περισσότερο το QFPB) παρουσιάζουν σαφώς καλύτερη σεισμική απόκριση σε σύγκριση με εφέδρανα μονής καμπύλης επιφάνειας ολίσθησης (SFPB). Συνεπώς, έχουν τη δυνατότητα να αναλάβουν πολύ μεγαλύτερες μετακινήσεις.
- Το QFPB είναι καλύτερος τύπος μονωτήρα συγκριτικά με τα απλούστερα εφέδρανα SFPB και TFPB, επειδή μπορεί να ανταπεξέλθει αποτελεσματικότερα για διαφορετικά επίπεδα σεισμικής καταπόνησης, αλλά και να αναλάβει μεγαλύτερες μετακινήσεις για υψηλά επίπεδα σεισμικής εντάσεως.
- Όσον αφορά τις μέγιστες επιταχύνσεις που μεταφέρονται στη δεξαμενή, τα καλύτερα αποτελέσματα προκύπτουν από τα εφέδρανα QFPB. Αυτός ο μονωτήρας αποτελεί έναν αποδοτικό τύπο εφεδράνων, ο οποίος μπορεί να συνδυάσει την ανάληψη μεγάλων μετακινήσεων σε διεγέρσεις κοντινού πεδίου με χαμηλές τιμές επιταχύνσεων στη βάση. Συμπερασματικά, μπορούν να προστατέψουν τη δομική ακεραιότητα τέτοιων σημαντικών υποδομών ακόμα και σε υψηλά επίπεδα σεισμικής απαίτησης.
- Η λυγρηρότητα των κυλινδρικών μεταλλικών δεξαμενών για οποιαδήποτε τύπο σεισμικής μόνωσης (SFPB, TFPB και QFPB) δεν επηρεάζει σημαντικά τις καμπύλες τρωτότητας υπό όρους μετακινήσεων των εφεδράνων.
- Παρατηρούνται διαφορές στη σεισμική τρωτότητα όταν λαμβάνεται υπόψη η μελλοντική αλλοίωση της συμπεριφοράς των εφεδράνων στον σχεδιασμό των μονωτήρων. Συγκεκριμένα, όταν χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής απομείωσης, οι σεισμικά μονωμένες δεξαμενές είναι ελαφρώς λιγότερο τρωτές σε υψηλότερα επίπεδα σεισμικής διακινδύνευσης.

- Όσον αφορά την επιρροή της καθολικής απόσβεσης στη σεισμική απόκριση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών, για τους εξεταζόμενους έξι τύπους απόσβεσης τα αποτελέσματα μπορούν να χωριστούν σε δύο ομάδες με σχεδόν ταυτόσημες τιμές.
- Αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας, η σταθερή απόσβεση (5%), η απόσβεση με παρεμβολή και η απόσβεση κατά Rayleigh παρουσιάζουν τα καλύτερα αποτελέσματα σε σύγκριση με τις υπόλοιπες κατηγορίες, ειδικά σε χαμηλά προς μεσαία επίπεδα σεισμικών εντάσεων.
- Οι καμπύλες IDA παρουσιάζουν απότομες αλλαγές στις κλίσεις εξαιτίας των ειδικών συχνοτικών χαρακτηριστικών των επιβαλλόμενων χρονοϊστοριών κοντινού πεδίου, καθώς και του τύπου απόσβεσης. Στα εφέδρανα τύπου TFPB παρουσιάζεται μια περισσότερη ομαλή συμπεριφορά που αποδίδεται στην προσαρμοστικότητα τους λόγω των πολλαπλών επιφανειών ολίσθησης.
- Σχετικά με τις επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, διακρίνονται δύο ομάδες τιμών για τους εξεταζόμενους τύπους απόσβεσης, όπως παρατηρείται στις καμπύλες τρωτότητας και IDA.
- Αναφορικά με την ελαχιστοποίηση του φαινομένου της «διαρροής απόσβεσης», η περίπτωση της απόσβεσης κατά Rayleigh με αποκλεισμό, καθώς και της σταθερής απόσβεσης με αποκλεισμό έδωσαν τα καλύτερα αποτελέσματα συγκριτικά με τις άλλες προσεγγίσεις για σεισμικά μονωμένες δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, το οποίο έρχεται σε συμφωνία με την περίπτωση σεισμικά μονωμένων κτιρίων

9.4 ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΜΕ ΠΡΟΣΘΕΤΗ ΑΠΟΣΒΕΣΗ

Στο πλαίσιο της προσπάθειας μείωσης της σεισμικής τρωτότητας σεισμικά μονωμένων δεξαμενών έγινε διερεύνηση της επιρροής συστημάτων πρόσθετης απόσβεσης. Πιο συγκεκριμένα, θεωρήθηκε ότι οι δεξαμενές εδράζονταν πάνω σε εφέδρανα SFPB και γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες σε παράλληλη διάταξη, με σκοπό τον αποτελεσματικότερο έλεγχο της απαίτησης μετακίνησης των μονωτήρων. Στη συνέχεια, έγινε σύγκριση της σεισμικής τρωτότητας -αναφορικά με τις μετακινήσεις των μονωτήρων, καθώς και τις επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή- για τέσσερα επίπεδα πρόσθετης απόσβεσης

(5%, 10%, 20%, 30%) σε σχέση με τις σεισμικά μονωμένες δεξαμενές χωρίς πρόσθετη απόσβεση.

Τα κυριότερα συμπεράσματα που προέκυψαν από τη διερεύνηση είναι τα ακόλουθα:

- Τα υβριδικά συστήματα σεισμικής μόνωσης (SFPB μονωτήρες και γραμμικοί ιξώδεις αποσβεστήρες) αποτελούν έναν αποτελεσματικό τρόπο προστασίας δεξαμενών αποθήκευσης υγρών που έχουν κατασκευαστεί σε περιοχές κοντά σε ρήγματα και πορεί να καταπονηθούν από τέτοιου είδους σεισμικές διεγέρσεις.
- Η επιρροή της πρόσθετης απόσβεσης στη σεισμική τρωτότητα σεισμικά μονωμένων δεξαμενών είναι σημαντικότερη για υψηλές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων και για τους δύο λόγους λυγηρότητας δεξαμενών (πλατιά και υψίκορμη). Αντιθέτως, για χαμηλές τιμές μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων ($<0.3g$) η προσθήκη πρόσθετων αποσβεστήρων δεν κρίνεται απαραίτητη.
- Τα αποτελέσματα τρωτότητας και επιταχύνσεων βάσης δεν παρουσίασαν αξιοσημείωτες διαφορές ανάμεσα στην πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή.
- Αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας των μονωτήρων (δηλαδή, την πιθανότητα υπέρβασης των επιτρεπόμενων μετακινήσεων), αποδείχθηκε ότι η αύξηση των επιπέδων πρόσθετης απόσβεσης βελτιώνει τη συμπεριφορά του συστήματος.
- Για χαμηλές τιμές πρόσθετης απόσβεσης παρατηρείται σημαντική μείωση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή.

Συμπερασματικά, στην πλειοψηφία των εξεταζόμενων περιπτώσεων, η πρόσθετη απόσβεση με ποσοστό 10% ή 20% αποδείχθηκε ως η πιο αποτελεσματική προσέγγιση υβριδικής σεισμικής μόνωσης, όσον αφορά τις καμπύλες τρωτότητας και τις επιταχύνσεις της ανωδομής. Οι παραπάνω παρατηρήσεις είναι σε συμφωνία με παρόμοια ευρήματα μελετών που σχετίζονται με υβριδικά συστήματα σεισμικά μονωμένων κτιρίων.

9.5 ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Αρχικά, εξετάστηκε η βελτιστοποίηση της δυναμικής συμπεριφοράς κυλινδρικών δεξαμενών με σεισμική μόνωση εφεδράνων τύπου SFPB. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκαν και συγκρίθηκαν μια τυπική διάταξη μονωτήρα και δύο βελτιστοποιημένες διατάξεις - εφαρμόζοντας τον αλγόριθμο βελτιστοποίησης των γενετικών αλγόριθμων- για εφέδρανα SFPB σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Η αντικειμενική συνάρτηση αναφερόταν στην

ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή, λαμβάνοντας υπόψη ρεαλιστικά όρια για τον συντελεστή τριβής και την ακτίνα καμπυλότητας της επιφάνειας ολίσθησης.

Επιπλέον, στο πρόβλημα βελτιστοποίησης χρησιμοποιήθηκαν δύο συναρτήσεις περιορισμών που σχετίζονταν με την απόσβεση και την περίοδο σεισμικής μόνωσης. Κατά την πρώτη προσέγγιση, ο βέλτιστος συντελεστής τριβής υπολογίστηκε λαμβάνοντας υπόψη μια συνάρτηση περιορισμού (απόσβεση), ενώ η ακτίνα καμπυλότητας είχε σταθερή τιμή. Στη δεύτερη προσέγγιση, ο βέλτιστος συντελεστής τριβής και η βέλτιστη ακτίνα καμπυλότητας υπολογίστηκαν μέσω δύο συναρτήσεων περιορισμών που σχετίζονταν με την απόσβεση και την περίοδο σεισμικής μόνωσης. Επιπροσθέτως, έγινε σύγκριση της δυναμικής συμπεριφοράς για δύο διαφορετικούς λόγους λυγηρότητας των δεξαμενών, δηλαδή για πλατιά και υψίκορμη.

Στη συνέχεια, παρουσιάστηκαν τροποποιημένοι αλγόριθμοι αναζήτησης κούκων με στόχο τη βελτίωση της απόδοσής τους σε σχέση με τον τυπικό αλγόριθμο CS. Ειδικότερα, έγινε αντικατάσταση σταθερών παραμέτρων του αλγορίθμου με δυναμικές, εξετάστηκαν τρεις τύποι συναρτήσεων ποινής (μια στατική και δύο δυναμικές), ενώ παρουσιάστηκε και ο υβριδικός αλγόριθμος βελτιστοποίησης CS-BSA. Στη συνέχεια, εξετάστηκε η εφαρμογή τυπικών και τροποποιημένων αλγορίθμων βελτιστοποίησης, όπως ο τυπικός CS και PSO (βασισμένος στην προσομοίωση σμήνους πουλιών), καθώς και ο ECS και CS-BSA, για τη βελτιστοποίηση της σεισμικής συμπεριφοράς σεισμικά μονωμένων δεξαμενών.

Πιο συγκεκριμένα, βελτιστοποιήθηκαν οι κύριες παράμετροι των εφεδράνων SFPB και TFPB με σκοπό την ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων βάσης που μεταφέρονται στην ανωδομή, σε συνδυασμό με την ικανοποίηση των περιορισμών και των επιτρεπόμενων μετακινήσεων. Οι μεταβλητές σχεδιασμού ήταν ο συντελεστής τριβής και η ακτίνα καμπυλότητας των εφεδράνων, ενώ τα αποτελέσματα εξετάστηκαν ως προς την αποτελεσματικότητα κάθε μεθόδου βελτιστοποίησης (π.χ., βέλτιστη λύση, ικανοποίηση περιορισμών, χρόνος υπολογισμού, ταχύτητα σύγκλισης), καθώς και η σεισμική τρωτότητα βάσει των μέγιστων μετακινήσεων των εφεδράνων σεισμικής μόνωσης. Για την επίτευξη του βέλτιστου συμβιβασμού μεταξύ υπολογιστικής ακρίβειας και αποτελεσματικότητας, χρησιμοποιήθηκε το απλοποιητικό προσομοίωμα για τη ρεαλιστική προσομοίωση της υδροδυναμικής συμπεριφοράς μιας πλατιάς δεξαμενής.

Με βάση τα ευρήματα της σχετικής εκτενούς διερεύνησης, τα συμπεράσματα που προκύπτουν είναι:

- Η δεύτερη προσέγγιση βελτιστοποίησης (Σχεδιασμός 3) είχε καλύτερα αποτελέσματα αναφορικά με την ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων στη βάση συγκριτικά με την απλουστευτική διάταξη για την πλατιά και την υψίκορμη δεξαμενή. Οι επιταχύνσεις μειώθηκαν σημαντικά όταν η ακτίνα καμπυλότητας προστέθηκε ως μεταβλητή σχεδιασμού στο πρόβλημα βελτιστοποίησης.
- Ο λόγος λυγηρότητας των δεξαμενών (πλατιά ή υψίκορμη) με σεισμική μόνωση SFPB δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα τρωτότητας για τα εφέδρανα.
- Σε όλες τις περιπτώσεις η υψίκορμη δεξαμενή παρουσίασε χαμηλότερες επιταχύνσεις στη βάση σε σύγκριση με την πλατιά δεξαμενή.
- Όταν οι μέγιστες μετακινήσεις των μονωτήρων λαμβάνονται υπόψη στην ανάλυση τρωτότητας, η αρχική μεθοδολογία βελτιστοποίησης παρουσίασε ελαφρώς καλύτερα αποτελέσματα έναντι των άλλων δύο, των οποίων οι καμπύλες τρωτότητας ήταν ταυτόσημες λόγω υψηλότερου συντελεστή τριβής.
- Οι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης που είναι βασισμένοι σε φυσικές διεργασίες, όπως η συμπεριφορά σμήνους, μπορούν να χρησιμοποιηθούν αποτελεσματικά σε σύνθετα προβλήματα σεισμικής μηχανικής, όπως οι σεισμικά μονωμένες δεξαμενές.
- Οι προτεινόμενοι αλγόριθμοι βελτιστοποίησης πέτυχαν ταυτόσημες και, σε μερικές περιπτώσεις, ελαφρώς καλύτερες τελικές λύσεις συγκριτικά με τον τυπικό CS, καθώς και άλλους γνωστούς αλγόριθμους, όπως οι GA, PSO, κτλ.
- Με τη χρήση δυναμικών συναρτήσεων ποινής επετεύχθησαν αποδεκτές λύσεις σε όλα τα εξεταζόμενα προβλήματα. Επίσης, οι λύσεις ήταν καλύτερες και η σύγκλιση ταχύτερη συγκριτικά με τη στατική συνάρτηση ποινής. Γενικά, η στατική συνάρτηση ποινής εμφάνισε δυσκολίες στην επίλυση σύνθετων προβλημάτων.
- Συνήθως, ο συνδυαστικός αλγόριθμος βελτιστοποίησης CS-SP χρειάστηκε μικρότερο υπολογιστικό κόστος ανά κύκλο βελτιστοποίησης σε σύγκριση με τους αλγόριθμους με δυναμικές συναρτήσεις ποινής, αλλά εμφάνισε μικρότερο ρυθμό σύγκλισης (δηλαδή, περισσότερους κύκλους και περισσότερο συνολικό χρόνο ολοκλήρωσης της διαδικασίας βελτιστοποίησης).
- Ο υβριδικός CS-BSA είναι ο πιο αξιόπιστος από τους τροποποιημένους αλγόριθμους βελτιστοποίησης, αφού εμφάνισε την καλύτερη συμπεριφορά στην πλειοψηφία των εξεταζόμενων περιπτώσεων.

- Ο αλγόριθμος ECS σημείωσε την ταχύτερη σύγκλιση και για τα δύο είδη εφεδράνων (SFPB και TFPB) σε σύγκριση με τους υπόλοιπους αλγόριθμους βελτιστοποίησης.
- Σε όλες τις περιπτώσεις οι βέλτιστες λύσεις ήταν ταυτόσημες. Ακολούθως, παρόμοια αποτελέσματα σημειώθηκαν στις καμπύλες τρωτότητας βάσει μετακινήσεων των εφεδράνων και στις επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, εκτός από τον αλγόριθμο PSO για τον μονωτήρα TFPB.
- Επισημαίνεται ο ευεργετικός ρόλος της σεισμικής μόνωσης, αφού οι επιβαλλόμενες εδαφικές κινήσεις σημείωσαν ποσοστά απομείωσης μέχρι και 90% για τα βελτιστοποιημένα SFPB και TFPB.
- Αναφορικά με επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, όλες οι βελτιστοποιημένες διατάξεις σημείωσαν σαφώς μειωμένες τιμές -περίπου στο μισό συγκριτικά με τις συμβατικές πρακτικές σχεδιασμού- και για τα εφέδρανα SFPB και για τα TFPB.

9.6 ΠΟΛΥΚΡΙΤΗΡΙΑΚΗ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Στη συνέχεια, έγινε διατύπωση και διερεύνηση δύο πολυκριτηριακών βελτιστοποιήσεων για τη δυναμική συμπεριφορά κυλινδρικών δεξαμενών με υβριδικό σύστημα σεισμικής μόνωσης. Ειδικότερα, εξετάστηκαν και η πλατιά και η υψίκορμη δεξαμενή είχαν στη βάση τους συνδυασμό μονωτήρων SFPB και γραμμικών ιξώδων αποσβεστήρων. Το πρόβλημα πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης MOGA1 αποτελείται από τρεις αντικειμενικές συναρτήσεις που σχετίζονται με τη μεγιστοποίηση της δυσκαμψίας του ιξώδους αποσβεστήρα, την ελαχιστοποίηση των επιταχύνσεων της ανωδομής και της μέγιστης ταχύτητας των εφεδράνων. Από την άλλη πλευρά, στο πρόβλημα πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης MOGA2 προστίθεται η αντικειμενική συνάρτηση κόστους των εφεδράνων SFPB.

Ο συντελεστής τριβής, η ακτίνα καμπυλότητας και το ποσοστό της πρόσθετης γραμμικής ιξώδους απόσβεσης αποτελούν τις μεταβλητές σχεδιασμού. Οι συναρτήσεις περιορισμών αναφέρονται στην αποδοτική περίοδο και απόσβεση των μονωτήρων, σε συνδυασμό με την ικανότητα επαναφοράς στην αρχική θέση για τα εφέδρανα εκκρεμούς-τριβής. Ο αλγόριθμος βελτιστοποίησης MOGA εφαρμόστηκε για τους υπολογισμούς βελτιστοποίησης και για τα δύο προβλήματα. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα κατά Pareto, οι εξεταζόμενες περιπτώσεις κατηγοριοποιήθηκαν σε τέσσερα επίπεδα σχεδιασμού, OD1, OD2,

OD3 και OD4 για τη προσέγγιση MOGA1, ενώ επιλέχθηκαν τρεις ζώνες (χαμηλή, μεσαία, υψηλή) για το πρόβλημα MOGA2. Ακολούθως, έγιναν συγκρίσεις της δυναμικής συμπεριφοράς της πλατιάς και υψίκορμης δεξαμενής αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας και τις επιταχύνσεις της ανωδομής.

Από τη παρούσα διερεύνηση εξάγονται τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Ο γενετικός αλγόριθμος πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης (MOGA) αποτελεί μια αποτελεσματική μέθοδο για σύνθετα προβλήματα μηχανικής, όπως οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών με υβριδικά συστήματα σεισμικής μόνωσης.
- Τα αποτελέσματα που προήλθαν και από τα δύο προβλήματα βελτιστοποίησης παρουσίασαν αξιοσημείωτες διαφορές στις τιμές των εξεταζόμενων παραμέτρων.
- Αναφορικά με τη βελτιστοποίηση τύπου MOGA1, ο σχεδιασμός OD3 που στόχευε στην ταχύτητα παρουσίασε τα καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας, ενώ ο σχεδιασμός OD1 που είχε περισσότερη βαρύτητα στην απόσβεση έδωσε τις μικρότερες επιταχύνσεις βάσης. Ο σχεδιασμός OD2 που έδινε περισσότερη έμφαση στην επιτάχυνση επιλέχθηκε ως η πιο αποτελεσματική προσέγγιση, λόγω του συμβιβασμού ανάμεσα στις βέλτιστες τιμές τρωτότητας και τις σημαντικά μειωμένες επιταχύνσεις βάσης.
- Αναφορικά με τη βελτιστοποίηση MOGA2, η προσέγγιση HR παρουσίασε τα καλύτερα αποτελέσματα τρωτότητας, ενώ η LL έδωσε τις μικρότερες επιταχύνσεις βάσης. Ακολουθώντας την ίδια λογική όπως στο πρόβλημα MOGA1, ο σχεδιασμός MR επιλέχθηκε ως ο πιο αποτελεσματικός.

9.7 ΣΥΝΔΥΑΣΤΙΚΗ ΒΕΛΤΙΣΤΟΠΟΙΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΜΟΝΩΜΕΝΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Σκοπός της μελέτης αυτής ήταν η βελτίωση της δυναμικής απόκρισης δεξαμενών αποθήκευσης υγρών, βελτιστοποιώντας ταυτόχρονα τη διάταξη των εφεδράνων και τις κρίσιμες παραμέτρους τους, όπως ο συντελεστής τριβής, η αποδοτική απόσβεση και η ακτίνα καμπυλότητας. Ειδικότερα, διατυπώθηκαν μεθοδολογίες απλής και συνδυαστικής βελτιστοποίησης με κατάλληλους περιορισμούς για μονά και τριπλά εφέδρανα (SFPB και TFPB) στη βάση των δεξαμενών. Η απλή βελτιστοποίηση αφορούσε τις παραμέτρους των μονωτήρων, ενώ στη συνδυαστική εξετάστηκε ταυτόχρονα και η βελτίωση της χωροθέτησής τους στη βάση της δεξαμενής. Τα αποτελέσματα των βέλτιστων λύσεων με χρήση του αλγορίθμου αναζήτησης κούκων (CS) για κάθε βελτιστοποιημένη διάταξη εξετάστηκε η

σεισμική τρωτότητα για τις μετακινήσεις των εφεδράνων, οι επιταχύνσεις που μεταφέρονται στην ανωδομή, καθώς και η σύγκλιση και το υπολογιστικό κόστος. Τέλος, για τον βέλτιστο συνδυασμό υπολογιστικής αποτελεσματικότητας και ακρίβειας, χρησιμοποιήθηκε το απλοποιητικό προσομοίωμα για τη ρεαλιστική αναπαράσταση της υδροδυναμικής απόκρισης των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών.

Από τη σχετική διερεύνηση εξήχθησαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η συνδυαστική προσέγγιση βελτιστοποίησης οδήγησε σε έναν πιο οικονομικό σχεδιασμό και για τους δύο τύπους εφεδράνων(SFPB3, TFPB3). Ειδικότερα, η SFPB3 χρειάστηκε 39 εφέδρανα αντί για 60, ενώ η TFPB3 χρειάστηκε 36 εφέδρανα, αντί για 60.
- Οι απλούστερες προσεγγίσεις βελτιστοποίησης (SFPB2, TFPB2) σημείωσαν ταχύτερη σύγκλιση και για τους δύο τύπους εφεδράνων συγκριτικά με τους πιο σύνθετους αλγόριθμους, οι οποίοι λάμβαναν υπόψη και τη βέλτιστη χωροθέτηση των μονωτήρων.
- Αναφορικά με τις καμπύλες τρωτότητας, δεν παρατηρήθηκαν αξιοσημείωτες διαφορές, ειδικά για τα εφέδρανα τύπου SFPB όπου τα αποτελέσματα των SFPB2 και SFPB3 ήταν ταυτόσημα με αυτά του συμβατικού σχεδιασμού SFPB1. Μικρές διαφορές παρατηρήθηκαν για την περίπτωση που χρησιμοποιήθηκαν εφέδρανα τύπου TFPB.
- Παρατηρήθηκε σημαντικά μείωση των επιταχύνσεων που μεταφέρονται στην ανωδομή ειδικά για τις περιπτώσεις, ειδικά στα εφέδρανα TFPB όπου σημειώθηκε αύξηση στη συνδυαστική βελτιστοποίηση και σε υψηλά επίπεδα μέγιστων εδαφικών επιταχύνσεων.

9.8 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ

Είναι προφανές ότι οποιαδήποτε ερευνητική προσπάθεια δεν είναι δυνατό να καλύψει πλήρως τα εξεταζόμενα θέματα, ειδικά όταν εξετάζονται πολλά σύνθετα ζητήματα και μάλιστα με συνδυαστικούς τρόπους, όπως τα προβλήματα βελτιστοποίησης που παρουσιάστηκαν. Γενικά, μια διδακτορική διατριβή μπορεί να συμβάλλει στην κατανόηση ποικίλων επιστημονικών ζητημάτων, και παράλληλα να αποτελέσει το έναυσμα για την περαιτέρω εξέλιξη στα συγκεκριμένα ερευνητικά πεδία. Συνεπώς, με βάση τα προαναφερθέντα ευρήματα της παρούσας εργασίας, οι προτάσεις για μελλοντικές επεκτάσεις θα μπορούσαν να περιλαμβάνουν ενδεικτικά τα ακόλουθα θέματα:

- Διερεύνηση της επίδρασης των διαφόρων αβεβαιοτήτων μέσω στοχαστικών αντί των ντετερμινιστικών προσεγγίσεων που εφαρμόστηκαν, καθώς και διερεύνηση περισσότερων δυνητικών καταστάσεων βλαβών.
- Λεπτομερέστερη προσομοίωση του υγρού περιεχομένου για τη διερεύνηση πιθανών αστοχιών λόγω κυματισμού, αλλά και φαινομένων τοπικού λυγισμού, όπως ο λυγισμός «πόδα ελέφαντα» και σχήματος «διαμαντιού».
- Διερεύνηση της επιρροής του τύπου καθολικής απόσβεσης για σεισμικά μονωμένες δεξαμενές με εφέδρανα πολλαπλών καμπύλων επιφανειών ολίσθησης, όπως τα TFPB και QFPB.
- Διερεύνηση της επιρροής της δεύτερης ιδιομορφής της κυκλοφορούσας συνιστώσας στη σεισμική απόκριση δεξαμενών εδραζόμενων σε εδαφικό σχηματικό υπό διεγέρσεις κοντινού πεδίου.
- Μελέτη της επίδρασης συστημάτων σεισμικής μόνωσης στην απόκριση δεξαμενών που εδράζονται σε μαλακά εδάφη.
- Διερεύνηση υβριδικών συστημάτων σεισμικής μόνωσης δεξαμενών με εφέδρανα πολλαπλών επιφανειών εκκρεμούς-τριβής ολίσθησης, σε συνδυασμό με μη-γραμμικούς πρόσθετους αποσβεστήρες.
- Εξέταση της επιρροής της ικανότητας της αξονικής δύναμης των αποσβεστήρων στην απόκριση σεισμικά μονωμένων δεξαμενών.
- Περαιτέρω διερεύνηση της συνδυαστικής βελτιστοποίησης μεγέθους και χωροθέτησης μονωτήρων (άλλες διατάξεις, μεταβλητές θέσεις, κ.α.).
- Διατύπωση εναλλακτικών αντικειμενικών συναρτήσεων και περιορισμών ή/και εφαρμογή διαφορετικών διατυπώσεων πολυκριτηριακής βελτιστοποίησης για την ελαχιστοποίηση των μετακινήσεων των εφεδράνων και της καταπόνησης της ανωδομής. Επιπρόσθετα, θα μπορούσαν να συμπεριληφθούν κι άλλοι παράμετροι, όπως ο χρόνος εκτός λειτουργίας σε περίπτωση αστοχίας και το κόστος επαναφοράς, κ.α., υπό το πρίσμα της βελτιστοποίησης του κόστους κύκλου ζωής τέτοιων σημαντικών τεχνικών έργων.

9.9 ΔΗΜΟΣΙΕΥΣΕΙΣ ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΡΙΒΗΣ

Στο πλαίσιο της ερευνητικής προσπάθειας κατά την εκπόνηση της παρούσας διδακτορικής διατριβής προέκυψαν οι ακόλουθες εργασίες που δημοσιεύτηκαν κατόπιν κρίσεως σε επιστημονικά περιοδικά και πρακτικά επιστημονικών συνεδρίων:

A. Δημοσιεύσεις σε επιστημονικά περιοδικά

- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2022). Multi-objective optimization of base-isolated liquid storage tanks with supplemental dampers (υπό κρίση).
- Tsipianitis, A., Spachis, A., and Tsompanakis, Y. (2022). Combined optimization of friction-based isolators in liquid storage tanks (υπό κρίση).
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2022). Improving the seismic performance of base-isolated liquid storage tanks with supplemental linear viscous dampers. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 21(1), 269-282, 2022. <https://doi.org/10.1007/s11803-022-2083-6>.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2021). Optimizing the seismic response of base-isolated liquid storage tanks using swarm intelligence algorithms. *Computers and Structures*, 243 (2021) 106407. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2020.106407>.
- Tsipianitis, A., Tsompanakis, Y., and Psarropoulos, P. (2020). Impact of dynamic soil-structure interaction on the response of liquid-storage tanks. *Frontiers in Built Environment: Journal of Computational Methods in Structural Engineering*, 2020. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00140>
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2020). Improved Cuckoo Search algorithmic variants for constrained nonlinear optimization. *Advances in Engineering Software*, 149, November 2020, Article 102865. <https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2020.102865>
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2019). Impact of damping modeling on the seismic response of base-isolated liquid storage tanks. Invited paper for Special Issue: “Seismic Analysis and Design of Special, Complex and Irregular Structures”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21, 281-292. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.03.013>
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2018). Seismic vulnerability assessment of liquid storage tanks isolated by sliding-based systems. Invited paper for Special Issue on Advances in Seismic Performance Assessment and Improvement of Structures, *Advances in Civil Engineering*, vol. 2018, Article ID 5304245, 14 pages, 2018. <https://doi.org/10.1155/2018/5304245>

B. Συμμετοχές σε συνέδρια - δημοσιεύσεις σε πρακτικά συνεδρίων

- Τσιπιανίτης, Α., Τσομπανάκης, Γ., και Ψαρρόπουλος, Π. (2019). Επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής σε δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. 8^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής Μηχανικής, 6-8 Νοεμβρίου 2019, Αθήνα.
- Τσιπιανίτης, Α., Σπαχής, Α., και Τσομπανάκης, Γ. (2019). Βελτιστοποίηση της δυναμικής απόκρισης σεισμικά μονωμένων δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. 4^ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας, 5-7 Σεπτεμβρίου 2019, Αθήνα.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2019). Dynamic soil-structure interaction effects on liquid storage tanks. Keynote Lecture, 7th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 24-26 June 2019. Hersonissos, Crete.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2018). Solving engineering optimization problems with an efficient hybrid nature-inspired algorithm, 9th GRACM: International Congress on Computational Mechanics, 4-6 June 2018, Chania.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2018). Optimizing the dynamic performance of friction pendulum isolators in liquid fuels tanks, ECEE2018: 16th European Conference on Earthquake Engineering, 18-21 June 2018, Thessaloniki.
- Τσιπιανίτης, Α., Τσομπανάκης, Γ., (2017). Σεισμική τρωτότητα δεξαμενών αποθήκευσης υγρών σεισμικά μονωμένων με εφέδρανα εκκρεμούς ολίσθησης. Ημερίδα ETAM: Η Αντισεισμική Μηχανική μέσα από την επιστημονική ματιά Νέων Ερευνητών και Μηχανικών, 3 Νοεμβρίου 2017, Αθήνα.
- Tsipianitis, A., and Tsompanakis, Y. (2017). Seismic vulnerability assessment of base-isolated liquid fuels tanks. Proceedings of the 12th International Conference on Structural Safety and Reliability, 6-10 August 2017, Vienna, Austria.

