

**ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΣΧΟΛΗ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**



ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ
ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΕΔΑΦΟΥΣ-ΑΝΩΔΟΜΗΣ
ΣΤΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ
ΥΓΡΟΠΟΙΗΜΕΝΟΥ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ»**

ΕΜΜΑΝΟΥΗΛ Κ. ΚΑΤΣΙΡΑΚΗΣ

Τριμελής Επιτροπή

Ιωάννης Τσομπανάκης (Επιβλέπων), Π.Κ.

Κωνσταντίνος Προβιδάκης, Π.Κ.

Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, Ε.Μ.Π.

Χανιά, Οκτώβριος 2018

Ευχαριστίες

Η παρούσα διπλωματική εργασία με τίτλο «Αριθμητική διερεύνηση της επίδρασης της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής στη σεισμική απόκριση δεξαμενών αποθήκευσης υδροποιημένου φυσικού αερίου», εκπονήθηκε στο Ερευνητικό Εργαστήριο Υπολογιστικής Δυναμικής και Ενέργειας (CODEN), της Σχολής Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης, υπό την επίβλεψη του Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη στο πλαίσιο της ολοκλήρωσης του προπτυχιακού προγράμματος σπουδών.

Σε αυτό το σημείο θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον επιβλέποντα της διπλωματικής μου εργασίας, κ. Ιωάννη Τσομπανάκη για την άψογη συνεργασία και τη στήριξη που μου παρείχε, την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, καθώς και για όλες τις πολύτιμες επιστημονικές γνώσεις που μου έδωσε κατά τη διάρκεια των σπουδών μου αλλά και της εκπόνησης της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Ακόμα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και τον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο, για τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διπλωματικής μου.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ οφείλω στον Υποψήφιο Διδάκτορα του Πολυτεχνείου Κρήτης Αλέξανδρο Τσιπιανίτη για την πολύτιμη βοήθεια, τις συμβουλές και τις γνώσεις που μου παρείχε. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Υποψήφιο Διδάκτορα του Πολυτεχνείου Κρήτης Αλέξανδρο Λυρατζάκη για την εξίσου σημαντική βοήθεια και τις συμβουλές που μου έδωσε. Ευχαριστώ, επίσης, και την κα. Ειρήνη Κουτσογιαννάκη, ΕΤΕΠ του Πολυτεχνείου Κρήτης, για την κριτική ανάγνωση του κειμένου της εργασίας.

Τέλος, θα ήθελα να εκφράσω την ευγνωμοσύνη μου στη οικογένειά μου, για την αμέριστη στήριξη και εμπιστοσύνη που μου δείχνει καθημερινά.

Σας ευχαριστώ όλους θερμά.

Εμμανουήλ Κ. Κατσιράκης

Χανιά, Οκτώβριος 2018

Στις μέρες μας, οι υδρογονάνθρακες αποτελούν την κυριότερη πηγή ενέργειας στον πλανήτη. Ειδικά το φυσικό αέριο (ΦΑ) λαμβάνει ολοένα και περισσότερο πρωταγωνιστικό ρόλο. Εξαιτίας των αυξανόμενων απαιτήσεων σε ΦΑ δημιουργείται και η ανάγκη για την ασφαλή αποθήκευσή του σε υγροποιημένη μορφή (υγροποιημένο φυσικό αέριο (ΥΦΑ)), η οποία γίνεται κυρίως σε μεγάλες δεξαμενές αποθήκευσης, συνήθως μεταλλικές και κυλινδρικού σχήματος. Σε σεισμογενείς χώρες, όπως η Ελλάδα, το κυριότερο πρόβλημα που έχουν να αντιμετωπίσουν οι μηχανικοί στον σχεδιασμό τέτοιων σημαντικών έργων μεγάλης σπουδαιότητας είναι ο σεισμικός κίνδυνος, δεδομένων και των δυσμενέστατων συνεπειών από μία ενδεχόμενη αστοχία. Ωστόσο, ο αντισεισμικός σχεδιασμός τέτοιων έργων δεν είναι καθόλου απλός, εξαιτίας του σύνθετου φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-ύγρου-ανωδομής που συμβαίνει κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμικού γεγονότος.

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας μελετήθηκε η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής κυλινδρικής δεξαμενής αποθήκευσης ΥΦΑ, όταν αυτή υποβάλλεται σε σεισμική διέγερση στη βάση της. Για την αριθμητική διερεύνηση του προβλήματος δημιουργήθηκαν κατάλληλα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων. Αρχικά, έγινε προσομοίωση της δυναμικής απόκρισης της δεξαμενής όταν αυτή είναι πακτωμένη, δηλαδή όταν είναι θεμελιωμένη σε βράχο. Στη συνέχεια, έγινε μία απλουστευτική προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-δεξαμενής και η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε τόσο για χαλαρό όσο και ασυμπίεστο υπέδαφος. Σε όλες τις περιπτώσεις, μελετήθηκαν οι μετακινήσεις, οι επιταχύνσεις, καθώς και οι παραμορφώσεις που εμφανίζονται στη δεξαμενή για διάφορες διεγέρσεις, οι οποίες είχαν επιλεγεί ανάλογα με το υπέδαφος. Επιπροσθέτως, πραγματοποιήθηκε διερεύνηση για διαφορετικές παραμέτρους που αφορούν το υγρό περιεχόμενο της δεξαμενής (γεμάτη και άδεια δεξαμενή), καθώς και τις εδαφικές επιταχύνσεις σχεδιασμού (0.24 g και 0.36 g).

Η δομή της εργασίας διακρίνεται σε επτά κεφάλαια. Αρχικά, στο 1^ο κεφάλαιο παρατίθενται κάποια γενικά στοιχεία για τους υδρογονάνθρακες και πιο αναλυτικά για το ΥΦΑ που αποτελεί και το αντικείμενο μελέτης της παρούσας εργασίας. Στη συνέχεια, στο 2^ο κεφάλαιο γίνεται μια εκτενής περιγραφή των διαφόρων ειδών δεξαμενών αποθήκευσης, καθώς και των υλικών και των τρόπων θεμελίωσης που χρησιμοποιούνται για την ανέγερσή τους. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην περιγραφή πιθανών μορφών σεισμικών αστοχιών. Στο 3^ο κεφάλαιο παρατίθενται κάποια γενικά στοιχεία για τον σεισμικό κίνδυνο, καθώς και οι σχετικές διατάξεις διεθνών κανονισμών (EC8, EAK2000, Ινδικός κανονισμός) που αφορούν τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Στο 4^ο κεφάλαιο περιγράφονται οι δράσεις σχεδιασμού για τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών και παρατίθενται όλες οι αναλυτικές σχέσεις του EC8 που αφορούν τον υπολογισμό διαφόρων παραμέτρων. Ακολούθως, στο 5^ο κεφάλαιο γίνεται

περιγραφή των κυριότερων μεθοδολογιών προσομοίωσης των δεξαμενών ΥΦΑ. Στο 6^ο κεφάλαιο παρουσιάζεται η παραμετρική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε και τα αποτελέσματά της μαζί με τον σχολιασμό τους. Τέλος, στο 7^ο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν για τη σεισμική συμπεριφορά των δεξαμενών ΥΦΑ, καθώς και προτάσεις για επέκταση της έρευνας επί του θέματος.

Abstract

Nowadays, hydrocarbons are the main energy source. Especially natural gas is increasingly taking a leading role energy market. Because of the increasing demand of natural gas, there is an increasing need for its secure storage in liquid form (Liquefied natural gas (LNG)), which is usually stored in large-scale cylindrical steel tanks. In seismic prone countries, such as Greece, when designing such high importance infrastructure the potential seismic risk has to be considered, given the adverse consequences of a failure. However, the earthquake-resistant design of such projects is a difficult task, due to the complex phenomenon of dynamic soil-liquid-tank interaction that occurs during a severe seismic event.

In this diploma thesis the dynamic response, including soil-structure interaction, of typical LNG storage tanks was studied. Numerical investigation of the problem has been based on efficient finite element simulations. Initially, the dynamic response of the tank was simulated with fixed base conditions, when it is constructed on rock. Then, a simplified simulation of the soil-tank interaction was performed and the parametric investigation was carried out for different soil types. In all cases the developed displacements, accelerations, stresses and deformations occurring in the examined tank were studied for various excitations, which were suitably selected according to soil conditions. In addition, an additional investigation was conducted for different parameters concerning the liquid content of the tank (filled and empty tank) as well as spectral design accelerations levels (0.24g and 0.36g).

The thesis is divided into seven chapters. First chapter presents some general information regarding hydrocarbons and especially LNG, which is the subject of this study. Then, the second chapter presents an extensive description of the different types of storage tanks, as well as the materials and the foundation types used for their construction. In addition, emphasis is given on the description of possible forms of seismic failures occurred in past earthquakes. Third chapter presents some general information with respect to seismic hazard and international seismic norms (EC8, Greek, Indian standards) concerning seismic design of liquid storage tanks. Fourth chapter describes the design methodology for liquid storage tanks and lists EC8 expressions for the calculation of various parameters. Fifth chapter presents a brief overview of the main simulation methodologies of the dynamic response of LNG tanks. Sixth chapter presents the performed parametric investigation as well as a detailed discussion of the obtained results. Finally, last chapter provides the indicative conclusions regarding the seismic behavior of LNG tanks and proposes suggestions for further studies on this important subject.

Περιεχόμενα

Ευχαριστίες	i
Περίληψη.....	iii
Abstract.....	v
Περιεχόμενα	vii
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1. Γενικά περί υδρογονανθράκων.....	1
1.2. Φυσικό Αέριο	2
1.3. Υγροποιημένο Φυσικό Αέριο(ΥΦΑ)	4
1.4. Τρόποι μεταφοράς και αποθήκευσης Φυσικού Αερίου.....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2 ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΥΔΡΟΓΟΝΑΝΘΡΑΚΩΝ	1111
2.1 Εισαγωγή.....	11
2.2 Είδη δεξαμενών	12
2.3 Υλικά και τρόπος κατασκευής	16
2.4 Τρόποι θεμελίωσης.....	19
2.5 Μορφές αστοχίας	22
2.5.1 Γενικές μορφές αστοχίας.....	22
2.5.2. Σεισμικές αστοχίες.....	25
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3 ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ.....	31
3.1 Εισαγωγή.....	31
3.1.1 Είδη σεισμών	31
3.1.2 Κλίμακες μέτρησης των σεισμών.....	34
3.1.3 Είδη σεισμικών κυμάτων	36
3.2 Εδαφική σεισμική κίνηση	38
3.2.1 Τοπικές εδαφικές συνθήκες	38

3.2.2	Δυναμική εξίσωση κίνησης	40
3.2.3	Πλάτος της εδαφικής κίνησης	41
3.2.4	Διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης	44
3.2.5	Συχνότητα της ισχυρής εδαφικής κίνησης	46
3.3	Ρευστοποίηση εδάφους.....	48
3.3.1	Διαδικασία ρευστοποίησης εδάφους.....	48
3.3.2	Είδη ρευστοποίησης	50
3.3.3	Μηχανισμός πρόκλησης ρευστοποίησης.....	52
3.4	Καθιζήσεις.....	54
3.4.1	Είδη καθιζήσεων.....	54
3.4.2	Εδάφη ευαίσθητα σε καθιζήσεις	56
3.4.3	Δημιουργία καθίζησης λόγω σεισμού	56
3.5	Σεισμική μόνωση δεξαμενών.....	57
3.5.1	Σκοπός σεισμικής μόνωσης.....	57
3.5.2	Συστήματα σεισμικής μόνωσης.....	60
3.6	Αντισεισμικοί κανονισμοί και οδηγίες	63
3.6.1	Ευρωκώδικας 8	63
3.6.1.1	Γενικές αρχές και κανονισμοί	63
3.6.1.2	EN 1998-4	66
3.6.2	Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.....	68
3.6.3	Ινδικός αντισεισμικός κανονισμός	69
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4 ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ	71
4.1	Εισαγωγή.....	71
4.2	Φορτίσεις λόγω ιδίου βάρους.....	72
4.3	Υδροστατικές πιέσεις	72
4.4	Σεισμικές δράσεις για άκαμπτες κυκλικές δεξαμενές πακτωμένες στη βάση	72
4.4.1	Ωστική πίεση	72

4.4.2	Μεταγωγική πίεση.....	75
4.4.3	Τεμνουσα βάση.....	76
4.4.4	Ροπή ανατροπής.....	77
4.4.5	Κυματισμός.....	81
4.4.6	Συνδυασμός επίδρασης ωστικής και μεταγωγικής πίεσης.....	81
4.4.7	Κατακόρυφη σεισμική δράση.....	81
4.5	Σεισμικές δράσεις για πακτωμένες εύκαμπτες κυκλικές δεξαμενές.....	82
4.5.1	Οριζόντια σεισμική δράση.....	82
4.5.2	Απλοποιημένη διαδικασία για δεξαμενές με πακτωμένη βάση.....	84
4.5.2.1	Οριζόντια σεισμική δράση.....	84
4.5.2.2	Κατακόρυφη σεισμική δράση.....	86
4.6	Προσομοίωση μέσω απλοποιητικών μοντέλων.....	87
4.7	Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία.....	88
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5 ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ	91
5.1	Εισαγωγή.....	91
5.2	Περιγραφή βασικών μεθόδων προσομοίωσης.....	92
5.2.1	Απλοποιητικές μέθοδοι.....	92
5.2.2	Μέθοδοι πεπερασμένων και ακουστικών στοιχείων.....	97
5.3	Προσομοιώματα επαλήθευσης.....	101
	ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6 ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	105
6.1	Εισαγωγή.....	105
6.2	Φάσματα επιταχύνσεων χρονοϊστοριών.....	106
6.3	Περιγραφή προσομοιωμάτων.....	110
6.3.1	Προσομοίωμα πακτωμένο στη βάση.....	111
6.3.2	Προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση.....	115
6.4	Αποτελέσματα και επισημάνσεις.....	117
6.4.1	Αναλύσεις στο πακτωμένο προσομοίωμα δεξαμενής.....	117

6.4.1.1	Διερεύνηση επιταχύνσεων.....	117
6.4.1.2	Διερεύνηση μετακινήσεων.....	122
6.4.1.3	Αστοχίες δεξαμενής.....	123
6.4.2	Αναλύσεις στο εδραζόμενο σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση προσομοίωμα	128
6.4.2.1	Διερεύνηση επιταχύνσεων.....	128
6.4.2.2	Διερεύνηση μετακινήσεων.....	135
6.4.2.3	Διερεύνηση αστοχιών.....	136
6.4.3	Αναλύσεις στο εδραζόμενο σε μαλακή εδαφική στρώση προσομοίωμα.	140
6.4.3.1	Διερεύνηση επιταχύνσεων.....	140
6.4.3.2	Διερεύνηση μετακινήσεων	148
6.4.3.3	Αστοχίες δεξαμενής	148
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ		
ΕΡΕΥΝΑ.....		153
7.1	Συμπεράσματα.....	153
7.2	Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	155
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....		157

1.1. Γενικά περί υδρογονανθράκων

Ήδη από τον 18^ο αιώνα οι υδρογονάνθρακες άρχισαν να αποτελούν βασική πηγή ενέργειας, κυρίως ως καύσιμα, αλλά και για χρήσεις φωτισμού συμβάλλοντας μάλιστα σημαντικά και στην βιομηχανική επανάσταση. Οι υδρογονάνθρακες δημιουργούνται στο υπέδαφος λόγω της αναερόβιας αποσύνθεσης οργανισμών, ζωοπλαγκτόν και φυτοπλαγκτόν και ο χρόνος δημιουργίας τους είναι περίπου 650 εκατομμύρια χρόνια. Στις μέρες μας το φυσικό αέριο και το πετρέλαιο αποτελούν τις δύο βασικές μορφές υδρογονανθράκων, που χρησιμοποιούνται ως καύσιμα για την κάλυψη διαφόρων αναγκών των ανθρώπων, αλλά η χρήση τους δεν περιορίζεται μόνο εκεί. Χρησιμοποιούνται στην παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας, τη θέρμανση, τις μεταφορές, στην παραγωγή βιομηχανικών προϊόντων, όπως τα πλαστικά, διάφορα χημικά και άλλα.

Αποτελούν λοιπόν ένα αγαθό της φύσης το οποίο έχει πρωταγωνιστικό ρόλο στην οικονομία και τη ζωή των ανθρώπων. Αυτή είναι και η αιτία που δημιουργούνται πολλές φορές διαμάχες μεταξύ των κρατών, για τη διεκδίκηση της εκμετάλλευσης των κοιτασμάτων, η οποία έχει γεωστρατηγικό ρόλο και θα συνεισφέρει στην ανάπτυξη της οικονομίας αλλά και στην ευημερία της κοινωνίας. Η εξέλιξη της τεχνολογίας καθώς και η διαρκής έρευνα πάνω στους υδρογονάνθρακες, με γνώμονα την προστασία του περιβάλλοντος, έχει οδηγήσει στην ταχεία ανάπτυξη διάφορων τομέων (της άντλησης, της μεταφοράς, της αποθήκευσης και της χρήσης τους) σε σχέση με τα παλαιότερα χρόνια. Επιπρόσθετα, έχει αναπτυχθεί ο τομέας της ασφάλειας σε ότι αφορά τα παραπάνω στοιχεία, με αποτέλεσμα να αποφεύγονται ατυχήματα τα οποία θα έχουν αρνητικές συνέπειες στην υγεία των ανθρώπων, αλλά και δυσμενέστερες περιβαλλοντικές επιπτώσεις (Χατζηδάκης, 2015).

Στον ελλαδικό χώρο οι πρώτες έρευνες για υδρογονάνθρακες ξεκίνησαν στις αρχές του 20^{ου} αιώνα στις περιοχές της Θάσου και της νότιας Καβάλας. Σκοπός των εργασιών αυτών ήταν η αξιοποίηση των κοιτασμάτων πετρελαίου αλλά και φυσικού αερίου, από τα οποία αντλούνται περίπου 3.000 βαρέλια ημερησίως. Σήμερα γίνονται προσπάθειες για έρευνες και σε άλλες περιοχές, κυρίως νότια της Κρήτης και στο Ιόνιο Πέλαγος. Όσον αφορά την αποθήκευση των υδρογονανθράκων στην Ελλάδα, κομβικό ενεργειακό ρόλο έχει ο τερματικός σταθμός υγροποιημένου φυσικού αερίου στη νήσο Ρεβυθούσα, που αποτελεί μια από τις σημαντικότερες εθνικές υποδομές για την αποθήκευση υδρογονανθράκων.

1.2. Φυσικό Αέριο

Το φυσικό αέριο είναι ένα μείγμα υδρογονανθράκων που έχει ως κυρίαρχο στοιχείο το μεθάνιο(CH_4). Εκτός από μεθάνιο περιέχει σε μικρότερες αναλογίες και άλλους υδρογονάνθρακες όπως το βουτάνιο(C_4H_{10}), το προπάνιο(C_3H_8), το αιθάνιο(C_2H_6) και το πεντάνιο(C_5H_{12}). Ακόμα περιέχει διοξείδιο του άνθρακα, άζωτο, ήλιο και υδρόθειο(βλ. Πίνακα 1.2). Η συστασή του διαφέρει ανάλογα με τον τρόπο προέλευσής του, ο οποίος είναι είτε από αμιγώς κοιτάσματα φυσικού αερίου, είτε προκύπτει από κοιτάσματα αργού πετρελαίου. Η δημιουργία φυσικού αερίου οφείλεται στην αποσύνθεση φυτικής και ζωικής ύλης σε αναερόβιες συνθήκες εντός στερεών πετρωμάτων υπό υψηλή πίεση και αντλείται από υπόγειους γεωλογικούς σχηματισμούς. Το φυσικό αέριο συνυπάρχει είτε σε δύο φάσεις(μαζί με νερό), είτε σε τρεις φάσεις(με νερό και αργό πετρέλαιο)[www.kireas.org].

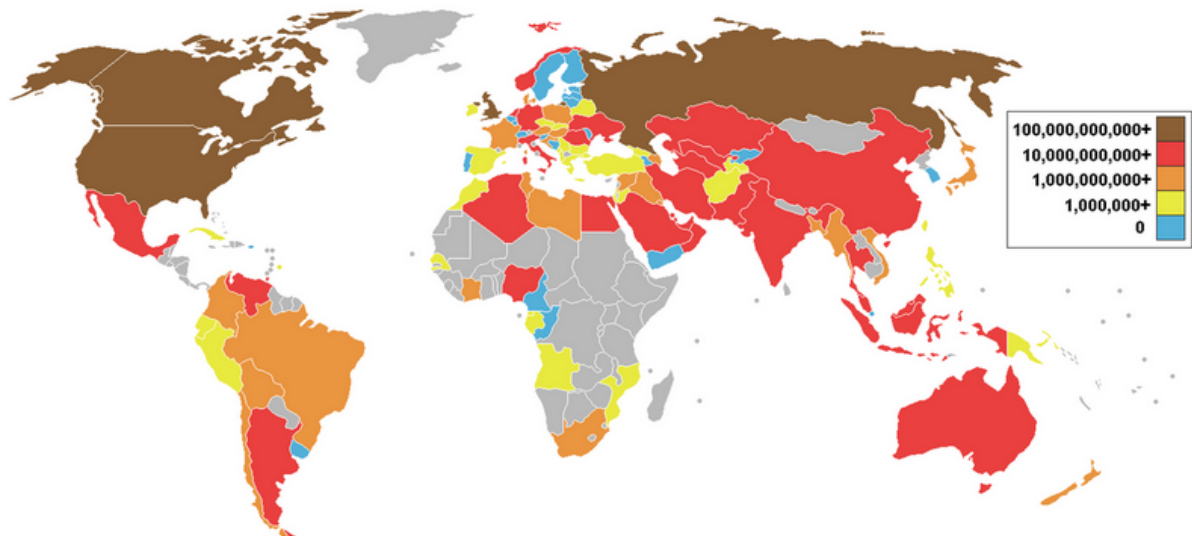
Συστατικά	% κατά όγκο σύσταση
Μεθάνιο (CH_4)	70-90
Αιθάνιο (C_2H_6)	5-15
Προπάνιο (C_3H_8) και Βουτάνιο (C_4H_{10})	< 5
CO_2 , N_2 , H_2S , κ.λπ.	μικρότερες ποσότητες

Πίνακας 1.1: Χημική σύσταση φυσικού αερίου.

Το φυσικό αέριο παρόλο που ανακαλύφθηκε το 1659 στη Μεγάλη Βρετανία, κατάφερε να γίνει εμπορεύσιμο πολλά χρόνια αργότερα κατά το 1790. Αρχισε να χρησιμοποιείται γύρω στο 1810 για ενεργειακούς σκοπούς, κυρίως ως καύσιμο για λάμπες φωτισμού. Η πρώτη εταιρία φυσικού αερίου είχε το όνομα FredoniaGasLight και είχε έτος ίδρυσης το 1858. Τα πρώτα δίκτυα μεταφοράς του κατασκευάστηκαν κατά τη διάρκεια του Β' Παγκοσμίου Πολέμου. Εκτιμάται ότι τα μεγαλύτερα κοιτάσματα φυσικού αερίου βρίσκονται στη Ρωσία, το Ιράν και την Σαουδική Αραβία, ενώ οι χώρες με την μεγαλύτερη κατανάλωση είναι οι Η.Π.Α και η Ρωσία. Στην Ελλάδα εισήχθη πρώτη φορά το 1988 μετά την ίδρυση της Δημόσιας Επιχείρησης Αερίου (ΔΕΠΑ), που είχε ως κύριο στόχο την μείωση από την εξάρτηση του πετρελαίου της χώρας μας. Στις μέρες μας αποτελεί μια βασική πηγή ενέργειας που είναι και λιγότερο δυσμενής για το περιβάλλον.

Το φυσικό αέριο είναι ελαφρύτερο από τον αέρα με ειδικό βάρος στα 0, 55 N/m^3 . Ουσιαστικά είναι ένα άοσμο αέριο, στο οποίο όμως για λόγους ασφάλειας προστίθεται χημική ουσία που του δίνει οσμή για να είναι ανιχνεύσιμο σε περίπτωση διαρροής. Αποτελεί ένα από τα ευρέως χρησιμοποιούμενα καύσιμα, λόγω της υψηλής θερμογόνου δύναμης αλλά και της αποδοτικής του καύσης. Παράλληλα, οι περιβαλλοντικές του επιβαρύνσεις είναι μειωμένες σε σχέση με τα υπόλοιπα καύσιμα, διότι παράγονται λιγότερες ποσότητες διοξειδίου του άνθρακα για κάθε μονάδα παραγόμενης ενέργειας, συμβάλλοντας έτσι στην μείωση της ατμοσφαιρικής ρύπανσης. Θεωρείται ως η καθαρότερη

πηγή ενέργειας, μετά από τις Ανανεώσιμες Πηγές Ενέργειας, λόγω της ποιότητας καύσης του αλλά και τις μειωμένες ρυπογόνες ουσίες που περιέχουν τα καυσάεργια. Το συγκεκριμένο αέριο συμβάλλει στην εξοικονόμηση ενέργειας, αφού ο βαθμός απόδοσης παραγωγής ηλεκτρισμού ανέρχεται σε 52-55% έναντι 35-40% των συμβατικών ηλεκτροπαραγωγικών σταθμών. Επιπλέον, με τη χρήση φυσικού αερίου αποφεύγονται οι απώλειες ενέργειας λόγω μετατροπής πρωτογενούς πηγής ενέργειας σε ηλεκτρισμό, αλλά και απώλειες λόγω μεταφοράς της ηλεκτρικής ενέργειας.



Εικόνα 1.1: Παγκόσμιος χάρτης παραγωγής φυσικού αερίου σε m³ ανά χώρα (www.anoixtosxoleio.weebly.com).

Η Ευρώπη εισάγει άνω του 60% του φυσικού αερίου που χρειάζεται για να καλύψει τις ενεργειακές τις ανάγκες. Η Ελλάδα που αποτελεί μέλος της ΕΕ βρίσκεται σε μια γεωστρατηγική θέση, η οποία είναι το σημείο διέλευσης όλων των οδών μεταφοράς φυσικού αερίου από τις χώρες της Ασίας και της Ανατολικής Ευρώπης. Οι πρόσφατες έρευνες για την ανακάλυψη και εξόρυξη φυσικού αερίου στην περιοχή της Κύπρου, αλλά και νότια της Κρήτης, μπορεί να καταστήσουν τη χώρα εκτός από μια σημαντική «πύλη» εισόδου ενέργειας προς την Ευρώπη και ως μια χώρα παραγωγής ενέργειας. Ο ρόλος αυτός σε περίπτωση που πραγματοποιηθεί, θα επιφέρει σημαντικές αλλαγές στον τομέα της ενέργειας της ΕΕ καθώς θα μειώσει τις εισαγωγές φυσικού αερίου από τη Ρωσία και τις ασιατικές χώρες. Τρία είναι τα σημεία εισόδου στο Εθνικό Σύστημα Μεταφοράς Φυσικού Αερίου στην Ελλάδα:

- τα σύνορα Ελλάδας- Βουλγαρίας, όπου το φυσικό αέριο εισέρχεται στην χώρα μέσω ενός κεντρικού αγωγού από τη Ρωσία,
- τα σύνορα Ελλάδας-Τουρκίας, όπου εισέρχεται και πάλι μέσω αγωγού διασυνδεδεμένου με τα τουρκικά συστήματα και αγωγούς φυσικού αερίου, και

- το νησί της Ρεβυθούσας στον κόλπο Πάχης Μεγάρων, όπου υπάρχουν οι εγκαταστάσεις για λήψη, αποθήκευση και αεριοποίηση του υγροποιημένου φυσικού αερίου, το οποίο προμηθεύεται και φτάνει με δεξαμενόπλοια από την Αλγερία.

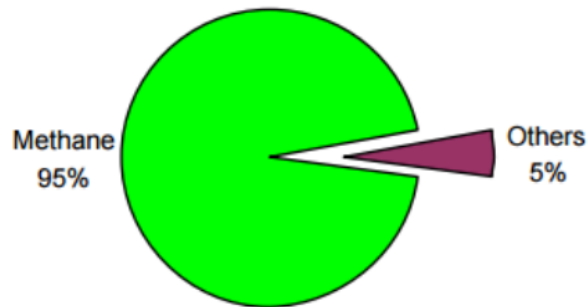
Εκτός από τους αγωγούς εισόδου του φυσικού αερίου στην Ελλάδα, υπάρχει και ένας κεντρικός αγωγός υψηλής πίεσης (70 bar) με μήκος 512 km, που εκτείνεται από τα σύνορα Ελλάδας-Βουλγαρίας (Προμαχώνας) έως το Λαύριο της Αττικής, και από τη Θεσσαλονίκη έως τα σύνορα Ελλάδας-Τουρκίας (Κήποι). Η χρήση του αγωγού αυτού αποσκοπεί στην «εσωτερική» διανομή του φυσικού αερίου. Σύντομα θα κατασκευαστεί και νέος αγωγός υψηλής πίεσης για τη διασύνδεση της Πελοποννήσου (Χατζηδάκης, 2015).

1.3. Υγροποιημένο Φυσικό Αέριο(ΥΦΑ)

Στη φυσικά επικρατούσα αέρια φάση, το φυσικό αέριο αποτελεί μια ογκώδη πηγή ενέργειας η οποία είναι δύσκολη στο χειρισμό της. Για αυτόν τον λόγο γίνεται υγροποίηση του φυσικού αερίου, προκειμένου να μετατραπεί προσωρινά σε υγρή μορφή για τη διευκόλυνση της μεταφοράς και αποθήκευσής του. Η υγροποίηση του φυσικού αερίου, η οποία είναι το επόμενο στάδιο μετά την εξόρυξη, πραγματοποιείται με πίεση κοντά στην ατμοσφαιρική και ψύχεται περίπου στους -161°C , ενώ ο όγκος του μειώνεται περίπου 600 φορές. Γενικότερα, η διαδικασία υγροποίησης περιλαμβάνει τρία στάδια. Στο πρώτο στάδιο γίνεται η απομάκρυνση της υγρασίας καθώς και άλλων στοιχείων που περιέχονται στο φυσικό αέριο. Στο δεύτερο στάδιο πραγματοποιείται ψύξη στους -35°C και λαμβάνει χώρα ο διαχωρισμός των βαρύτερων υδρογονανθράκων από το μεθάνιο, αυξάνοντας την περιεκτικότητα μεθανίου του ΥΦΑ έναντι του φυσικού αερίου. Στο τρίτο και τελευταίο στάδιο γίνεται ψύξη στους -161°C και μετάβαση στην υγρή φάση.

Το τελικό προϊόν διατίθεται στην αγορά με την εμπορική ονομασία LNG(Liquified Natural Gas). Η πιο διαδεδομένη διαδικασία για τη μείωση της θερμοκρασίας του φυσικού αερίου κατά την υγροποίηση, είναι η προ-ψυγμένη μικτή διαδικασία ψυκτικών ουσιών. Το ΥΦΑ χαρακτηρίζεται από την υψηλή απόδοση αποθήκευσης, που αποτελεί ένα από τα μεγαλύτερα πλεονεκτήματά του, καθώς απαιτείται μικρότερο κόστος στην κατασκευή των δεξαμενών αποθήκευσής του. Προκειμένου να μη δημιουργηθούν στερεές ουσίες μετά την ψύξη του, είναι αναγκαία η προεπεξεργασία για την αφαίρεση του νερού, αζώτου, διοξειδίου του άνθρακα, υδρόθειου και άλλων ενώσεων του θείου.

Ως αποτέλεσμα της υγροποίησης, το ΥΦΑ είναι άοσμο, άχρωμο, μη τοξικό και μη διαβρωτικό και περιέχει κυρίως μεθάνιο (βλ. Εικόνα 1.2). Όπως προαναφέρθηκε, αποτελεί καύσιμο φιλικό προς το περιβάλλον, αφού μειώνει τις εκπομπές διοξειδίου του άνθρακα κατά 25-30%, του αζώτου κατά 80%, ενώ μηδενίζει τις εκπομπές οξειδίων του θείου. Παρουσιάζει επίσης αυξημένη απόδοση κατά την καύση του σε σχέση με το πετρέλαιο, με αποτέλεσμα την εξοικονόμηση ενέργειας κατά την παραγωγή της θερμικής ενέργειας. Λόγω του ότι το ΥΦΑ είναι εξαιρετικά ψυχρό υγρό, δεν αποθηκεύεται υπό πίεση.



Εικόνα 1. 2: Σύνθεση ΥΦΑ.

Η υγροποίηση του φυσικού αερίου επιτεύχθηκε για πρώτη φορά τον 19^ο αιώνα από τον Βρετανό χημικό Michael Faraday. Παρ'όλα αυτά, η πρώτη μηχανή ψύξης κατασκευάστηκε από τον Γερμανό Karl Von Linde στο Μόναχο το 1873 και αφορούσε την ψύξη του φυσικού αερίου. Το υγροποιημένο φυσικό αέριο εισήχθει στην αγορά το 1917, όταν δημιουργήθηκε ο πρώτος τερματικός σταθμός ΥΦΑ στη Δυτική Βιρτζίνια των Η.Π.Α. Η ανάπτυξη της μεθόδου υγροποίησης πραγματοποιήθηκε από την υπηρεσία των μεταλλείων των Η.Π.Α το 1924. Το υγροποιημένο φυσικό αέριο ξεκίνησε να χρησιμοποιείται στα τέλη του 19^{ου} αιώνα.

Το ΥΦΑ επιφυλάσσει αρκετούς κινδύνους με σημαντικότερο αυτόν της ανάφλεξης. Η ανάφλεξη του ΥΦΑ γίνεται είτε με σπινθήρα είτε από φλόγες. Άλλοι κίνδυνοι είναι η κατάψυξη και η ασφυξία. Λόγω της αναφλεξιμότητας του ΥΦΑ είναι δυνατόν να δημιουργηθούν οι λεγόμενες "πυρκαγιές λίμνης". Η πυρκαγιά λίμνης (βλ. Εικόνα 1.3) είναι από τους σοβαρότερους κινδύνους του ΥΦΑ. Είναι μια φωτιά στροβιλώδους διάδοσης που καίει πάνω από μια οριζόντια "λίμνη" εξατμιζόμενου καυσίμου, όπου το καύσιμο έχει μηδενική ή χαμηλή αρχική ορμή. Η πυρκαγιά αυτή μπορεί να είναι στατική ή ταχέως εξαπλούμενη.

Ένας ακόμα κίνδυνος είναι η έκρηξη νέφους ατμών ΥΦΑ. Ο κίνδυνος αυτός υπάρχει κατά την διαρροή ΥΦΑ, όπου η ταχύτητα αεριοποίησης αυξάνεται και σχηματίζεται νέφος ψυχρών ατμών φυσικού αερίου. Ο όγκος αυξάνεται περίπου 600 φορές και σχηματίζεται ένα λευκό νέφος ατμών το οποίο δεν διαλύεται. Μπορεί να ταξιδέψει σε μεγάλες αποστάσεις με τη βοήθεια του ανέμου μέχρι να συναντήσει πηγή ανάφλεξης ή να διαλυθεί λόγω υψηλής θερμοκρασίας των ατμών. Όταν το νέφος των ατμών ΥΦΑ εισέλθει σε κλειστό χώρο αναφλέγεται και εκρήγνυται. Από την ανάφλεξη προκύπτει θερμική ακτινοβολία που είναι ιδιαίτερα επικίνδυνη για τους ανθρώπους. Χαρακτηριστικό παράδειγμα καταστροφής από νέφος ατμών ΥΦΑ είναι η καταστροφή του Cleveland στο Ohio το 1944, όπου έπειτα από διαρροή σε δεξαμενή ΥΦΑ, το νέφος ατμών ΥΦΑ ταξίδεψε μέσω αποχετευτικών αγωγών, εισήλθε σε σπίτια και κτίρια όπου με την ανάφλεξη εξεράγει προκαλώντας μεγάλες πυρκαγιές (Καλαμαράς, 2013).



Εικόνα 1.3: «Πυρκαγιά λίμνης» (www.kireas.org).

1.4. Τρόποι μεταφοράς και αποθήκευσης Φυσικού Αερίου

Το φυσικό αέριο ανάλογα με την κατάστασή του μεταφέρεται και με διαφορετικό τρόπο. Για την αποδοτική και αποτελεσματική μεταφορά του φυσικού αερίου προς τις περιοχές κατανάλωσης και λόγω του ότι στις περισσότερες περιπτώσεις η περιοχή που παράγεται βρίσκεται σε μεγάλη απόσταση από την περιοχή που καταναλώνεται, χρησιμοποιείται ένα σύνθετο δίκτυο σωληνώσεων υπέργειων, υπόγειων και υποθαλάσσιων αγωγών (βλ. Εικόνα 1.4). Οι αγωγοί μεταφοράς φυσικού αερίου διακρίνονται σε αγωγούς υψηλής πίεσης (40-100 bar), αγωγούς μέσης πίεσης (~20 bar) και αγωγούς διανομής χαμηλής πίεσης (4-7 bar). Με τον τρόπο αυτό το φυσικό αέριο μεταφέρεται γρήγορα και αποτελεσματικά από τον τόπο προέλευσής του, στους τομείς της υψηλής ζήτησής του.

Στην περίπτωση του ΥΦΑ, μεταφέρεται μέσα σε μονωμένες δεξαμενές που βρίσκονται πάνω σε ειδικά δεξαμενόπλοια (βλ. Εικόνα 1.5). Τα δεξαμενόπλοια αυτά έχουν σχεδιαστεί ειδικά για να χειρίζονται τη χαμηλή θερμοκρασία του ΥΦΑ και οι δεξαμενές τους είναι μονωμένες προκειμένου να περιοριστεί η εξάτμιση του φυσικού αερίου. Σήμερα υπάρχουν 155 δεξαμενόπλοια μεταφοράς ΥΦΑ σε ολόκληρο τον κόσμο που μεταφέρουν περισσότερο από 120 τόνους ΥΦΑ ανά έτος (www.kireas.org).

Η μεταφορά του υγροποιημένου φυσικού αερίου παρουσιάζει αρκετά πλεονεκτήματα σε σχέση με τη μεταφορά της αέριας μορφής του φυσικού αερίου. Αρχικά έχει παρατηρηθεί από έρευνες που έχουν γίνει ότι όσο μεγαλύτερη είναι η απόσταση του σημείου παραγωγής φυσικού αερίου με το σημείο μεταφοράς του, τόσο μεγαλύτερο είναι το κόστος μεταφοράς του με αγωγούς, σε σχέση με την μεταφορά του με δεξαμενόπλοιο. Η μεταφορά επομένως με δεξαμενόπλοια (LNG tankers) συμφέρει για μεγάλες αποστάσεις. Ένα ακόμα εμπόδιο κατά την μεταφορά του φυσικού αερίου με αγωγούς είναι το γεγονός ότι οι αγωγοί απαιτείται να περάσουν από πολλές περιοχές και χώρες. Κατά συνέπεια, δημιουργούνται δυσκολίες στις διαπραγματεύσεις διαμετακόμισης σε σχέση με το

υγροποιημένο φυσικό αέριο που χρειάζεται μόνο το λιμάνι φόρτωσης και το αντίστοιχο εκφόρτωσης, απαιτώντας έτσι μόνο μια διαδρομή και συμβάλλοντας στη μείωση του κόστους μεταφοράς. Σημαντικός παράγοντας στη μεταφορά του φυσικού αερίου είναι και ο κίνδυνος ενός ατυχήματος. Στην περίπτωση ατυχήματος από αστοχία σε αγωγό, οι συνέπειες θα είναι πιθανόν δυσμενέστερες από ότι σε ένα ατύχημα κατά τη μεταφορά υγροποιημένου φυσικού αερίου.



Εικόνα 1.4: Αγωγός φυσικού αερίου υψηλής πίεσης (αγωγός TAP, www.enikonomia.gr).



Εικόνα 1.5: Δεξαμενόπλοιο μεταφοράς ΥΦΑ (Ρωσικό δεξαμενόπλοιο LNG, www.B2green.gr).

Η υγροποίηση, η αποθήκευση και η διανομή του ΥΦΑ γίνεται μέσω των διαφόρων τερματικών σταθμών υγροποιημένου φυσικού αερίου (terminal stations). Ένας τερματικός σταθμός αποτελείται από τρεις βασικές μονάδες (Κροκίδης, 1991):

- Μονάδα επεξεργασίας: σε αυτή τη μονάδα γίνεται απομάκρυνση των στερεών σωματιδίων του διοξειδίου του άνθρακα, του νερού και άλλων συστατικών όπου λόγω υψηλής πίεσης ενδέχεται να δημιουργήσουν προβλήματα στην εγκατάσταση.

- Μονάδα υγροποίησης: είναι η μονάδα όπου πραγματοποιείται η ψύξη του φυσικού αερίου και η μετάβαση του από την αέρια φάση στην υγρή.
- Βοηθητική μονάδα: σε αυτή τη μονάδα ανήκουν διάφορες υπομονάδες, όπως αυτή της πυρασφάλειας ή της προστασίας από διαρροές.

Στην Ελλάδα από το 1999 λειτουργεί στη νήσο Ρεβυθούσα ένας από τους δεκατρείς αντίστοιχους τερματικούς σταθμούς της Μεσογείου που αποτελεί ένα τεράστιο ενεργειακό έργο υποδομής για την χώρα καθώς τροφοδοτεί το Εθνικό Σύστημα Μεταφοράς με 5,2 έως 5,3 δισεκατομμύρια m^3 φυσικού αερίου. Ο σταθμός λειτουργεί κάτω από αυστηρότατες προδιαγραφές όσον αφορά την ασφάλεια των εργαζομένων αλλά και των γύρω περιοχών. Η τεχνολογία επεξεργασίας του φυσικού αερίου που χρησιμοποιείται είναι φιλική προς το περιβάλλον και τηρούνται αυστηρά η Ελληνική και Ευρωπαϊκή νομοθεσία. Τα φορτία υγροποιημένου φυσικού αερίου που φτάνουν στο σταθμό μέσω των δεξαμενόπλοιων αποθηκεύονται προσωρινά σε δύο δεξαμενές αποθήκευσης χωρητικότητας 130.000 m^3 πριν μετατραπούν ξανά σε αέριο. Μετά την αναβάθμιση του σταθμού η δυναμική αεριοποίησης του ΥΦΑ αυξήθηκε από 271 m^3 στα 1.000 m^3 την ώρα, με μελλοντική αναβάθμιση στα 1.400 m^3 την ώρα, ενώ παράλληλα έχει ολοκληρωθεί η μελέτη και έχει ξεκινήσει η ανέγερση της τρίτης δεξαμενής αποθήκευσης, χωρητικότητας 95.000 m^3 .



Εικόνα 1.6: Άποψη από τον τερματικό σταθμό ΥΦΑ στην νήσο Ρεβυθούσα. Αριστερά στην εικόνα διακρίνεται η ανέγερση της τρίτης δεξαμενής αποθήκευσης ΥΦΑ (www.newpost.gr).

Το ΥΦΑ φτάνει στους τερματικούς σταθμούς μέσω των δεξαμενόπλοιων, τα οποία το εκφορτώνουν μέσω σωληνώσεων σε ειδικές μονωμένες δεξαμενές αποθήκευσης. Οι δεξαμενές αυτές μπορεί να είναι είτε υπέργειες, είτε υπόγειες ενώ πρέπει να επικρατούν οι κατάλληλες συνθήκες εντός αυτών, για να διατηρηθεί το υγρό σε χαμηλές θερμοκρασίες, για να μειωθεί η εξάτμισή του. Το ΥΦΑ χαρακτηρίζεται ως κρυογονικό και ιδιότητά του είναι η διατήρηση της υγρής του μορφής σε χαμηλές θερμοκρασίες. Συνεπώς η

θερμοκρασία αλλά και η πίεση στο εσωτερικό της δεξαμενής αποθήκευσης πρέπει να παραμένουν σταθερές (διαδικασία αυτοκατάψυξης). Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δωθεί στα συστήματα οργάνων κάθε δεξαμενής, όπως τα συστήματα συναγερμού και παύσης λειτουργίας για να εξασφαλίζεται η υψηλή ασφάλεια του τερματικού σταθμού. Οι απώλειες από την εξάτμιση του ΥΦΑ μέσα στις δεξαμενές είτε συλλέγονται και χρησιμοποιούνται ως πηγή ενέργειας για τους τερματικούς σταθμούς, είτε καίγονται σε πυρσό καύσης. Μία τυπική εγκατάσταση τερματικού σταθμού ΥΦΑ εκτός από ναυτικές εγκαταστάσεις, εγκαταστάσεις υγροποίησης και δεξαμενές αποθήκευσης, περιλαμβάνει και εγκαταστάσεις αεριοποίησης όπου το ΥΦΑ θερμαίνεται σε σημείο που να μπορεί να μετατραπεί σε αέρια κατάσταση και να μπορεί να χρησιμοποιηθεί (www.kireas.org).



Εικόνα 1.7: Τερματικός σταθμός ΥΦΑ στην Γαλλία (www.ingworldnews.com).

ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΥΔΡΟΓΟΝΑΝΘΡΑΚΩΝ

2.1 Εισαγωγή

Για την καλύτερη διαχείριση αλλά κυρίως την αποθήκευση των υγρών καυσίμων, όπως το υδροποιημένο φυσικό αέριο, κατασκευάζονται σε ολόκληρο τον κόσμο διάφορων τύπων δεξαμενές αποθήκευσης. Πρόκειται για μεγάλης κλίμακας κατασκευές που ο σχεδιασμός τους και η κατασκευή τους διαφέρει από τις κοινές κατασκευές. Τέτοιου είδους δεξαμενές πλαισιώνουν διάφορες βιομηχανικές εγκαταστάσεις οι οποίες χρησιμοποιούν το φυσικό αέριο. Η χρήση αφορά, είτε την παραγωγή ενέργειας, είτε άλλες χρήσεις αλλά και τα δίκτυα διανομής του. Η χρήση τους είναι αναγκαία προκειμένου να αποθηκευτούν μεγάλες ποσότητες ΥΦΑ, τόσο στις περιοχές παραγωγής του, όσο και στις περιοχές κατανάλωσης.

Η κατασκευή δεξαμενών αποθήκευσης κοντά στις περιοχές κατανάλωσης, βασίζεται στο γεγονός ότι ο ρυθμός εισροής του καυσίμου στο σύστημα διανομής, είναι διαφορετικός από τον ρυθμό κατανάλωσής του. Το πλέον συνηθέστερο μέρος για τη κατασκευή δεξαμενών αποθήκευσης ΥΦΑ είναι οι διάφοροι τερματικοί σταθμοί καυσίμων που βρίσκονται ανά τον κόσμο. Στις μέρες μας η μόνη πρακτικά εφαρμόσιμη τεχνική αποθήκευσης του φυσικού αερίου είναι η υδροποίησή του. Στη συνέχεια ακολουθεί η αποθήκευσή του στις λεγόμενες ΚΔΥΦΑ (Κρυογονικές Δεξαμενές Αποθήκευσης Φυσικού Αερίου).

Η προστασία των δεξαμενών από τις διάφορες αστοχίες λόγω σεισμού και άλλων αιτιών είναι ζωτικής σημασίας. Ο λόγος δεν είναι μόνον η αποφυγή μιας οικονομικής καταστροφής, αλλά κυρίως η προστασία της υγείας των ανθρώπων αλλά και του περιβάλλοντος. Για αυτόν τον λόγο, για όλες τις δεξαμενές αποθήκευσης, πρέπει να τηρούνται αυστηρές προδιαγραφές αντοχής της κατασκευής σε διάφορες τυχματικές δράσεις. Η αστοχία μιας δεξαμενής μπορεί να επιφέρει μια σημαντική και πολλές φορές ανεπανόρθωτη οικολογική καταστροφή. Συνεπώς, δίνεται ιδιαίτερη σημασία στον τρόπο κατασκευής, τα υλικά και τον τρόπο θεμελίωσης της δεξαμενής στο έδαφος.

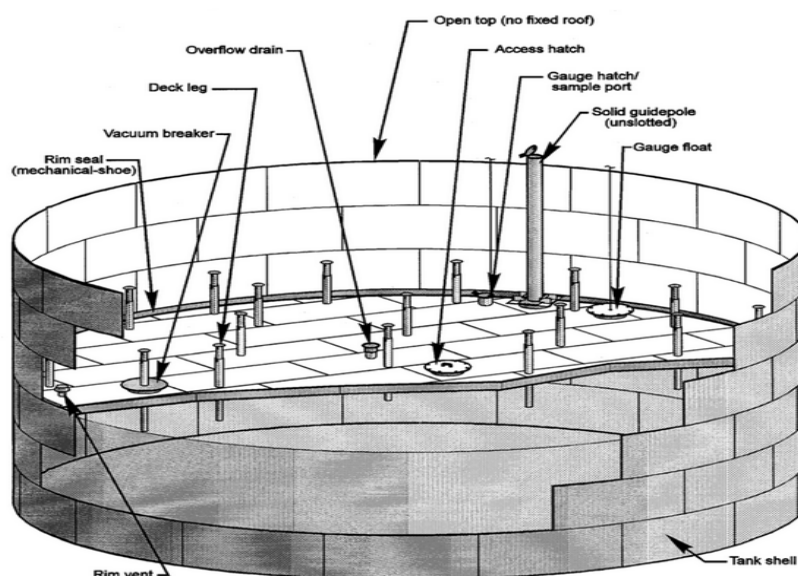
Το είδος της δεξαμενής επιλέγεται ανάλογα με την περιοχή στην οποία βρίσκεται. Σημαντικός παράγοντας είναι το είδος και η σύσταση του εδάφους πάνω στο οποίο θα κατασκευαστεί. Η χωρητικότητα μιας κρυογονικής δεξαμενής αποθήκευσης φυσικού

αερίου κυμαίνεται μεταξύ 50.000 m^3 και 250.000 m^3 με μια μέση τιμή στα 150.000 m^3 . Ο λόγος ύψους προς ακτίνα (H/R) κυμαίνεται μεταξύ 0,5 έως 1,5. Για περιοχές μικρής και μεσαίας σεισμικότητας προτιμούνται λόγοι H/R μεγαλύτεροι της μονάδας σε σχέση με περιοχές μεγάλης σεισμικότητας, όπου επικρατούν οι δεξαμενές με λόγο H/R μικρότερο της μονάδας (Παναγιώτου, 2005).

2.2 Είδη δεξαμενών

Δεξαμενές μονής συγκράτησης

Οι δεξαμενές αποθήκευσης καυσίμων μονής συγκράτησης (single containment tanks) αποτελούνται από ένα μόνο περίβλημα μέσα στο οποίο βρίσκεται το υγρό (βλ. Εικόνα 2.1). Το περίβλημα αυτό αποτελείται συνήθως από χάλυβα και είναι μια αυτοϋποστηριζόμενη κυλινδρική κατασκευή. Το εξωτερικό μέρος των τοιχωμάτων καθώς και ο πυθμένας έχουν επενδυθεί με μόνωση. Η επένδυση μόνωσης αποσκοπεί στην αποφυγή διαρροής του καυσίμου έξω από την δεξαμενή. Οι δεξαμενές μονής συγκράτησης μπορεί να είναι είτε με πλωτή οροφή, είτε με σταθερή. Σε περίπτωση σταθερής οροφής δεξαμενών, η οροφή έχει συνήθως την μορφή θόλου ή κώνου και είναι κατασκευασμένη από χάλυβα.



Εικόνα 2.1: Δεξαμενή μονής συγκράτησης, πλωτής οροφής (www.wikipedia.org).

Δεξαμενές διπλής συγκράτησης

Οι δεξαμενές διπλής συγκράτησης (double containment tanks) (βλ. Εικόνα 2.2) αποτελούνται από το κύριο περίβλημα υγρού και ατμών, που αποτελεί τη δεξαμενή μονής συγκράτησης. Η δεξαμενή αυτή βρίσκεται σε ένα δεύτερο περίβλημα, κατασκευασμένο από χάλυβα ή από σκυρόδεμα. Το δεύτερο περίβλημα είναι υπεύθυνο για την κράτηση των

υγρών που διαφεύγουν από το κύριο περίβλημα, όχι όμως και των ατμών που προκύπτουν σε μια πιθανή διαρροή. Η απόσταση μεταξύ του εξωτερικού μέρους του κύριου περιβλήματος και του εσωτερικού μέρους του δεύτερου περιβλήματος δεν πρέπει να ξεπερνά τα 6 m. Όπως και στις δεξαμενές μονής συγκράτησης έτσι και σε αυτές, το κύριο περίβλημα επενδύεται με μόνωση. Οι δεξαμενές διπλής συγκράτησης είναι είτε με πλωτή οροφή, είτε σταθερής οροφής και χαρακτηρίζονται από μεγάλη αντίσταση στα εξωτερικά φορτία (Καλαμαράς, 2013).



Εικόνα 2.2: Επίγεια δεξαμενή αποθήκευσης διπλής συγκράτησης (www.desde.com).

Δεξαμενές πλήρους συγκράτησης

Μια δεξαμενή πλήρους συγκράτησης (full containment tanks) (βλ. Εικόνα 2.3) αποτελείται από το κύριο και το δευτερεύον περίβλημα. Το κύριο περίβλημα αποτελείται από χάλυβα και είναι μια αυτοτελής δεξαμενή μέσα στην οποία αποθηκεύεται το υγρό καύσιμο. Η οροφή του κύριου περιβλήματος είναι είτε ανοιχτή περιέχοντας μόνο το υγρό, είτε κλειστή περιέχοντας και τους ατμούς που παράγονται. Σε περίπτωση κλειστής οροφής, αυτή στηρίζεται στο εξωτερικό κέλυφος.



Εικόνα 2.3: Επίγειες δεξαμενές αποθήκευσης ΥΦΑ, πλήρους συγκράτησης (www.financialtribute.com).

Το δεύτερο περίβλημα είναι και πάλι μια αυτοτελής χαλύβδινη ή κατασκευασμένη από σκυρόδεμα δεξαμενή. Υποχρεωτικά η κορυφή της έχει την μορφή τρούλου. Ο κύριος σκοπός της είναι να παρέχει συγκράτηση των ατμών και ελεγχόμενη απελευθέρωσή τους σε περίπτωση διαρροής τους από τη βασική δεξαμενή. Παράλληλα εξασφαλίζεται και η θερμική μόνωση στο κυρίως περίβλημα. Ταυτόχρονα, αποτελεί μια δεξαμενή ασφαλείας σε περίπτωση που υπάρξει διαρροή του υγρού από την κύρια δεξαμενή. Η απόσταση μεταξύ της κύριας και της δευτερεύουσας δεξαμενής δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τα 2 m. Οι δύο δεξαμενές είναι κατασκευασμένες με τέτοιο τρόπο ώστε να αποτελούν μια ενιαία δεξαμενή αποθήκευσης.

Δεξαμενές μεμβράνης

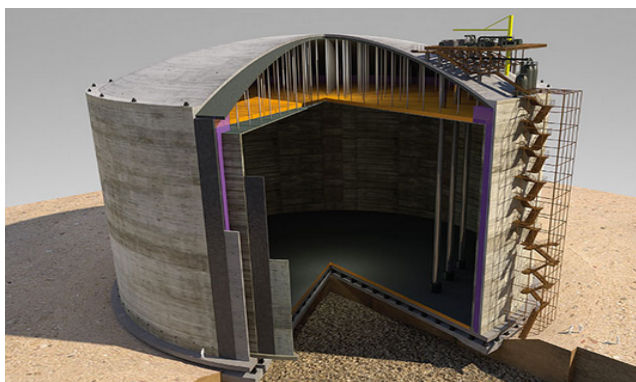
Οι δεξαμενές μεμβράνης (membrane tanks) αποτελούνται από ένα λεπτό χαλύβδινο κύριο περίβλημα που ονομάζεται μεμβράνη και από μια δεξαμενή σκυροδέματος. Τα δύο αυτά στοιχεία συνδέονται με θερμική μόνωση και αποτελούν μια ενιαία κατασκευή. Οι δεξαμενές μεμβράνης κατακρατούν τα υγρά σε περίπτωση διαρροής. Το υγρό που βρίσκεται μέσα στο κύριο περίβλημα ασκεί υδροστατικές πιέσεις, οι οποίες μεταφέρονται μέσω της μόνωσης στη δεξαμενή σκυροδέματος, που έχει μεγαλύτερες αντοχές και προσφέρει υδροστατική σταθερότητα. Η οροφή της δεξαμενής έχει την μορφή θόλου και πρέπει να περιέχει μόνωση στην αναρτώμενη οροφή. Σκοπός της είναι να περιορίζει τους ατμούς που παράγονται μέσα στην δεξαμενή κατά την εξάτμιση του ΥΦΑ (www.gastechnology.com).



Εικόνα 2. 4: Επίγειες δεξαμενές μεμβράνης στον τερματικό σταθμό Swinoujscie, Πολωνία (www.dreamstimer.com).

Κρυογονικές δεξαμενές σκυροδέματος

Οι Κρυογονικές (cryogenic) δεξαμενές σκυροδέματος αποτελούνται από ένα ή δύο κρυογονικά τοιχώματα (βλ. Εικόνα 2.5). Πρόκειται δηλαδή για δεξαμενές μονής ή διπλής συγκράτησης. Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται κατά την κατασκευή τέτοιου είδους δεξαμενών είναι τύπου προεντεταμένου σκυροδέματος και χαρακτηρίζεται από την υψηλή αντοχή του. Ανάμεσα στα δύο τοιχώματα σκυροδέματος προέντασης, καθώς και στη βάση της δεξαμενής, υπάρχει μόνωση για την αποφυγή διαρροής υγρών. Η οροφή της δεξαμενής αποτελείται από αναρτώμενο κατάστρωμα από αλουμίνιο και έχει συνήθως χαλύβδινο θόλο.



Εικόνα 2.5: Κρυογονική δεξαμενή σκυροδέματος διπλής συγκράτησης (www.preloadinternational.com).



Εικόνα 2.6: Σφαιρική υπερυψωμένη δεξαμενή αποθήκευσης ΥΦΑ (www.stonefitting.cn).

Σφαιρικές δεξαμενές αποθήκευσης

Οι σφαιρικές δεξαμενές (spherical tanks) αποθήκευσης (βλ. Εικόνα 2.6) αποτελούνται από το ένα κύριο δοχείο **πίεσης** (pressurized storage tank) σφαιρικής μορφής. Το δοχείο σφαιρικής μορφής αποσκοπεί στη συγκράτηση του κρυογονικού υγρού. Αυτό αποτελείται από μια μη ενισχυμένη σφαίρα, η οποία υποστηρίζεται στον ισημερινό

της από ένα κύλινδρο κατακόρυφης διάταξης. Το σφαιρικό κέλυφος της δεξαμενής στηρίζεται σε κολώνες ισοκατανεμημένες στον ισημερινό της σφαίρας. Ανάμεσα από τις κολώνες τοποθετούνται διαγώνιοι μεταλλικοί χιαστοί σύνδεσμοι, οι οποίοι παραλαμβάνουν τις οριζόντιες δυνάμεις που δέχεται η κατασκευή. Σε τέτοιου είδους δεξαμενές αποθηκεύονται συνήθως υγρά τα οποία είναι πολύ επικίνδυνα. Τέτοια υγρά, όπως τα εύφλεκτα καύσιμα, μπορεί να προκαλέσουν μεγάλη οικολογική καταστροφή σε περίπτωση διαρροής (Δρόσος, 2005).

Χωροθέτηση δεξαμενών

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών καυσίμων χωρίζονται επίσης σε τρεις κατηγορίες ανάλογα με το επίπεδο τοποθέτησής τους. Σημείο αναφοράς αποτελεί η επιφάνεια του εδάφους. Έτσι έχουμε τις επίγειες δεξαμενές αποθήκευσης (aboveground storage tanks), τις υπόγειες δεξαμενές αποθήκευσης (underground storage tanks) και τις υπερυψωμένες δεξαμενές αποθήκευσης (elevated storage tanks).



Εικόνα 2.7: Υπόγεια δεξαμενή αποθήκευσης ΥΦΑ (www.siwx.co.jp).

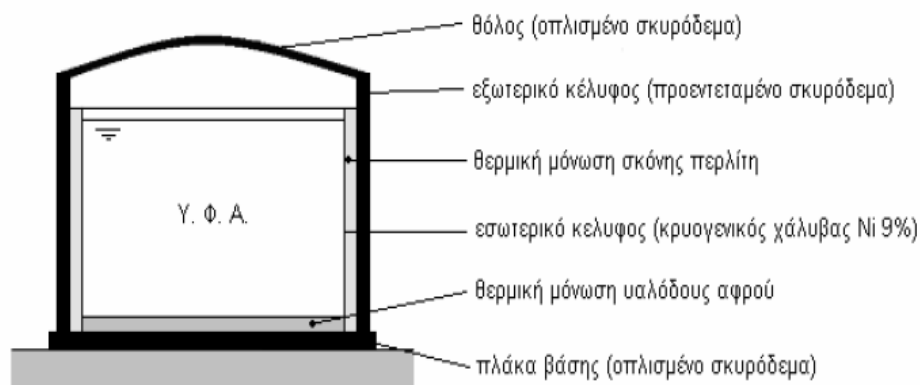
2.3 Υλικά και τρόπος κατασκευής

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

Οι συγκολλήσεις πραγματοποιούνται με τρεις διαφορετικούς τρόπους:

- Συγκόλληση ηλεκτρικού τόξου με επενδυμένα ηλεκτρόδια. Στην περίπτωση αυτή το ηλεκτρόδιο αποτελείται από τον πυρήνα και την επένδυση. Κατά τη συγκόλληση ο πυρήνας λιώνει δημιουργώντας τη ραφή. Παράλληλα η επένδυση εξαερώνεται προστατεύοντας το τόξο και το υλικό απόθεσης πάνω στην ραφή.
- Συγκόλληση με αδρανές (MIG) ή ενεργό (TIG) αέριο. Σε αυτή τη μέθοδο χρησιμοποιείται σύρμα το οποίο προωθείται μέσω της μηχανής συγκόλλησης. Η συγκόλληση με αδρανές αέριο γίνεται με τη χρήση αργού ή ηλίου. Αντίστοιχα, η συγκόλληση με ενεργό αέριο γίνεται μέσω της χρήσης διοξειδίου του άνθρακα.
- Συγκόλληση βυθιζόμενου τόξου. Το τόξο δημιουργείται μεταξύ ενός σύρματος και του συγκολλημένου μετάλλου. Αντί για χρήση κάποιου αερίου χρησιμοποιείται κονία για προστασία από ατμοσφαιρικές συνθήκες (Παναγιώτου, 2014).

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



Σχήμα 2.8: Δομικά στοιχεία δεξαμενής διπλού κελύφους για αποθήκευση ΥΦΑ (Παναγιώτου, 2005).

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

Η κατασκευή της οροφής επιτυγχάνεται με δύο τρόπους. Ο πρώτος τρόπος είναι η κατασκευή της πριν το κέλυφος και η στήριξή της προσωρινά με γερανούς στην τελική της

θέση. Ο δεύτερος τρόπος είναι η κατασκευή της στη βάση της δεξαμενής και η ανύψωσή της με την κατασκευή του κελύφους (βλ. Εικόνα 2.9). Οι οροφές μπορεί να είναι αυτοϋποστηριζόμενες όπου τοποθετούνται δοκίδες στήριξης ή να στηρίζονται σε υποστυλώματα. Τα υποστυλώματα που χρησιμοποιούνται σε δεξαμενές αποθήκευσης είναι συνήθως τριγωνικού δικτυώματος, σε σχήμα διπλού ταυ. Η αναρτώμενη οροφή είναι κατασκευασμένη από χάλυβα με περιεκτικότητα σε νικέλιο (Ni) 9%. Το εξωτερικό της περίβλημα αποτελείται από χάλυβα ή από σκυρόδεμα. Η πίεση σχεδιασμού για την επικάλυψη της οροφής θα είναι η μέγιστη πίεση αέρα ή της ανέγερσης (air-lift) ή κατά τη διάρκεια σκυροδέτησης της στέγης σύμφωνα με το πρότυπο API 620.



Εικόνα 2.9: Ανέγερση δεξαμενής Αποθήκευσης ΥΦΑ στον τερματικό σταθμό της Μούνδρας στην Ινδία. Η οροφή ανυψώνεται με την κατασκευή του κελύφους (www.itdcem.co.in).



Εικόνα 2.10: Άποψη από το εσωτερικό δεξαμενής αποθήκευσης ΥΦΑ (Καλαμαράς, 2013).

2.4 Τρόποι θεμελίωσης

Η θεμελίωση των δεξαμενών αποθήκευσης καυσίμων θα πρέπει να πραγματοποιείται στον κατάλληλο τύπο εδάφους. Με αυτόν τον τρόπο εξασφαλίζεται μείωση του κινδύνου και της έντασης των αστοχιών λόγω καθίζησης, ρευστοποίησης εδάφους αλλά και σεισμικών δράσεων. Τα πλέον κατάλληλα εδάφη για τη θεμελίωση δεξαμενών είναι τα αργιλικά, ειδικά εφόσον έχουν προφορτιστεί για την αποφυγή καθιζήσεων. Τα αργιλικά εδάφη παρουσιάζουν μεγάλη ικανότητα απορρόφησης των φορτίων της κατασκευής. Αντίθετα μαλακά εδάφη με μικρές ικανότητες έδρασης, είναι υπεύθυνα για τη ρευστοποίηση των εδαφικών υλικών. Η ρευστοποίηση του εδάφους σε συνδυασμό με τη σεισμική δράση, προκαλούν στροφή του θεμελίου. Η στροφή του θεμελίου μπορεί να είναι της τάξης αρκετών μέτρων (Νικολάου, 2016).

Ο τύπος της θεμελίωσης που θα επιλεγεί, εξαρτάται από την τοπογραφία της περιοχής καθώς και από τα φορτία της κατασκευής. Σημαντικό ρόλο επίσης έχει και ο οικονομικός προϋπολογισμός του έργου κατασκευής της δεξαμενής, αφού το κάθε είδος θεμελίωσης έχει διαφορετικό κόστος. Σε ότι αφορά τις δεξαμενές αποθήκευσης υδρογονανθράκων διακρίνουμε δύο είδη θεμελίωσης: την επιφανειακή θεμελίωση και τη θεμελίωση με πασσάλους.

➤ Επιφανειακές θεμελιώσεις

Οι επιφανειακές θεμελιώσεις αποτελούνται συνήθως από μια πλάκα γενικής κοιτόστρωσης ή από μεμονωμένα πέδιλα. Σε περίπτωση που επιλεγεί θεμελίωση με πέδιλα, αυτά πρέπει να τοποθετούνται στο κατάλληλο βάθος έτσι ώστε οι τάσεις και οι καθιζήσεις να είναι στα επιτρεπτά όρια. Μεγάλη σημασία για την κατασκευή έχει η σωστή διαστασιολόγηση των πεδίων. Οι διαστάσεις και οι οπλισμοί των στοιχείων θεμελίωσης, καθώς και το βάθος τοποθέτησης, πρέπει να επιφέρουν στατική ισορροπία στην κατασκευή.

Η πλάκα γενικής κοιτόστρωσης επιλέγεται σε περίπτωση που το εδαφικό υλικό έχει χαμηλή ικανότητα φόρτισης. Λόγω του ότι τα φορτία σε κατασκευές μεγάλης κλίμακας, όπως οι δεξαμενές υδρογονανθράκων, είναι μεγάλα, είναι απαραίτητη η χρήση μεγάλων επιφανειακών θεμελιώσεων. Με τον τρόπο αυτό η επιφάνεια του εδάφους όπου θα γίνει η κατανομή των φορτίων είναι η μέγιστη δυνατή και οι τάσεις έδρασης θα είναι αρκετά μειωμένες σε σχέση με αυτές που θα παρουσιαζόταν σε περίπτωση πεδίων. Βέβαια, η γενική κοιτόστρωση αποτελεί έναν τρόπο επιφανειακής θεμελίωσης αρκετά ακριβό, λόγω της μεγάλης ποσότητας σκυροδέματος και οπλισμού που απαιτεί.

Οι θεμελιώσεις στην επιφάνεια του εδάφους είναι προτιμότερες κυρίως όταν το έδαφος έχει μεγάλη φέρουσα ικανότητα (αργιλικά εδάφη). Στη περίπτωση αυτή το έδαφος δέχεται με ασφάλεια τις καταπονήσεις από τα βαρυτικά φορτία της ανωδομής και τις σεισμικές δράσεις. Παράλληλα, αποτελεί έναν τρόπο θεμελίωσης της δεξαμενής, που συνδυάζει την απόδοση θεμελίωσης με ένα λογικό κόστος. Αυτού του είδους οι

θεμελιώσεις σε ότι αφορά τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, έχουν ως επί το πλείστον κυκλική γεωμετρία σε κάτοψη και πιο σπάνια ορθογωνική μορφή.

➤ **Θεμελιώσεις με πασσάλους**

Όταν το έδαφος στο οποίο πρόκειται να κατασκευαστεί η δεξαμενή είναι μαλακό με αρκετά χαμηλή φέρουσα ικανότητα, τότε εφαρμόζεται θεμελίωση με πασσάλους. Με την εφαρμογή βαθιάς θεμελίωσης, τα φορτία της κατασκευής μεταφέρονται σε εδαφικές στρώσεις που βρίσκονται σε μεγαλύτερο βάθος. Οι εν λόγω εδαφικές στρώσεις είναι πιο ανθεκτικές. Τα φορτία μπορούν να μεταφερθούν ακόμα και στο βραχώδες υπόβαθρο έτσι ώστε οι καθιζήσεις να βρίσκονται στα επιτρεπτά όρια. Οι πάσσαλοι είναι δομικά στοιχεία με κυκλική ή τετραγωνική μορφή, κατασκευασμένα από ξύλο, χάλυβα ή οπλισμένο σκυρόδεμα. Μεταφέρονται προκατασκευασμένοι στο εργοτάξιο όπου γίνεται έμπηξή τους (πάσσαλοι έμπηξης), ή σκυροδετούνται επί τόπου στο σημείο τοποθέτησής τους (πάσσαλοι εκσκαφής).

Ανάλογα με τον τρόπο μεταβίβασης των φορτίων στο έδαφος διακρίνονται σε πάσσαλους αιχμής και τριβής. Όταν η μεταβίβαση του φορτίου γίνεται κυρίως με την αντίσταση αιχμής και τη πλευρική τριβή στην περιοχή της αιχμής, τότε έχουμε πασσάλους αιχμής. Οι πάσσαλοι αιχμής χαρακτηρίζονται από περιορισμένη και λεία επιφάνεια, αλλά συγχρόνως μεγάλη διατομή. Διαφορετικά όταν το φορτίο μεταβιβάζεται κατά κύριο λόγο μέσω της πλευρικής τριβής, έχουμε πασσάλους τριβής. Αυτό το είδος πασσάλων χαρακτηρίζεται από μεγάλες πλευρικές επιφάνειες με μεγάλη τραχύτητα.

Η αντοχή μιας θεμελίωσης με πασσάλους εξαρτάται άμεσα από τον τύπο του εδάφους όπου έχει πραγματοποιηθεί η θεμελίωση. Εδάφη τα οποία είναι μαλακά, όπως τα αμμώδη, μειώνουν τις αντοχές μιας πασσαλοομάδας σε σχέση με τα αργιλικά εδάφη. Σημαντικό ρόλο στην αντοχή μιας πασσαλοομάδας έχει η απόσταση μεταξύ των πασσάλων και ο αριθμός των πασσάλων που χρησιμοποιούνται. Μείωση της αντοχής παρατηρείται όχι μόνον όταν οι αποστάσεις των πασσάλων είναι μεγάλες, αλλά όταν είναι και σχετικά κοντινές. Συγκεκριμένα, σύμφωνα με τους αμερικάνικους κανονισμούς, για πασσάλους αιχμής η ελάχιστη απόσταση είναι ίση με τρεις φορές τη διάμετρό τους. Αντίστοιχα, για πασσάλους τριβής η απόσταση αυτή μεγαλώνει.

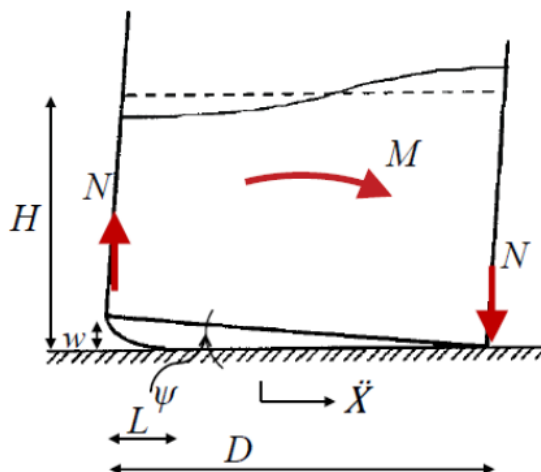
➤ **Αγκυρωμένες και μερικώς αγκυρωμένες δεξαμενές**

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

αναπτύσσονται υψηλές τάσεις. Οι τάσεις αυτές είναι υπεύθυνες για την αστοχία των κατώτερων τοιχωμάτων των δεξαμενών, στη περίπτωση που οι αγκυρώσεις είναι ανεπαρκώς σχεδιασμένες. Ακόμα, μπορεί να προκληθεί ολίσθηση της δεξαμενής όταν αναπτυχθεί μεγάλη διατμητική δύναμη στις αγκυρώσεις. Οι κοχλίες των αγκυρώσεων αποκολλούνται ή παρουσιάζουν ανελαστική παραμόρφωση όταν οι δράσεις που αναπτύσσονται είναι μεγαλύτερες από τις δράσεις σχεδιασμού. Στην περίπτωση αυτήν επίσης, οι αγκυρώσεις αστοχούν ψαθυρά και υπάρχει περίπτωση ανύψωσης της βάσης. Η αγκύρωση μιας δεξαμενής είναι μια λύση που δεν προτιμάται, πολλές φορές, από τους μελετητές. Ο λόγος είναι ότι θεωρείται ως μια τεχνική που δεν βελτιώνει πάντα την απόδοση. Επιπλέον χαρακτηρίζεται από το αυξημένο κόστος εφαρμογής της.

➤ Μη αγκυρωμένες δεξαμενές

Η έδραση των μη αγκυρωμένων δεξαμενών γίνεται απευθείας σε μαλακές στρώσεις εδάφους. Παρουσιάζουν μια έντονη μη γραμμική συμπεριφορά όταν υποβληθούν σε μια σεισμική διέγερση. Η πιο συνήθης αστοχία είναι η ανύψωση της βάσης τους και η αστοχία στα τοιχώματα. Αυτή πραγματοποιείται λόγω της μειωμένης επαφής της δεξαμενής με τη θεμελίωση και την ανάπτυξη θλιπτικών τάσεων και πλαστικών στροφών στο σημείο ένωσης τοιχώματος και βάσης. Για την αντίσταση έναντι της ανύψωσης της βάσης, απαιτείται αύξηση του πάχους της βάσης, των τοιχωμάτων αλλά και αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης.



Εικόνα 2.11: Σχηματική απεικόνιση μη-αγκυρωμένης δεξαμενής αποθήκευσης υγρού (ΕΜΠ, 2012)

Στις μη αγκυρωμένες δεξαμενές, οι οποίες εδράζονται σε μαλακό έδαφος, παρατηρούνται μικρότερες αξονικές θλιπτικές τάσεις σε σχέση με τις αγκυρωμένες δεξαμενές σε άκαμπτη πλάκα σκυροδέματος. Παρατηρείται επομένως διείδυση θεμελίωσης, πλαστική στρόφη της βάσης, περιφερειακές θλιπτικές τάσεις και ακτινική απομάκρυνση μεταξύ βάσης και θεμελίωσης. Σε περίπτωση που δεν υπάρχει αγκύρωση, η

μείωση της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας οφείλεται στην αύξηση της δυσκαμψίας της θεμελίωσης. Ακόμα οφείλεται και στην αύξηση των τοιχωμάτων. Αντίθετα αυξάνεται με την επιλογή μεγαλύτερου πάχους για τη βάση της δεξαμενής, αλλά και με την αύξηση του ορίου διαρροής του υλικού κατασκευής (Καράογλου, 2016).

2.5 Μορφές αστοχίας

2.5.1 Γενικές μορφές αστοχίας

Η απελευθέρωση επικίνδυνων ουσιών λόγω αστοχιών σε δεξαμενές αποθήκευσης μετά από μια καταστροφή, αποτελεί απειλή για την ανθρώπινη υγεία και το περιβάλλον. Συχνά βιομηχανικές εγκαταστάσεις με επικύνδυνα υλικά που βρίσκονται κοντά σε αστικές περιοχές προσβάλλονται από φυσικές καταστροφές. Όταν μια φυσική καταστροφή είναι δυνατόν να επηρεάσει και να προκαλέσει ένα μεγάλο τεχνολογικό ατύχημα, έχουμε την εκδήλωση μίας καταστροφής τύπου Natech (Natural – Technological Disasters). Τα ατυχήματα Natech μπορεί να αποβούν ολέθρια για την υγεία και την ασφάλεια όχι μόνο των εργαζομένων στις συγκεκριμένες εγκαταστάσεις, αλλά και ολόκληρης της αστικής περιοχής.

Ο περιορισμός της ανάπτυξης βιομηχανικών εγκαταστάσεων σε περιοχές επιρρεπείς σε φυσικές καταστροφές, είναι το κυριότερο μέτρο προστασίας που πρέπει να ληφθεί. Παρόλα αυτά, αυτό δεν είναι πάντα εφικτό, οπότε θα πρέπει κατά τη μελέτη να λαμβάνονται υπόψη μέτρα προστασίας από φυσικές καταστροφές. Τα μέτρα αυτά επεκτείνονται τόσο σε κατασκευαστικό επίπεδο, όσο και σε οργανωτικό και αφορούν:

- Προληπτικά μέτρα, τα οποία εστιάζουν σε ενέργειες και κατασκευές προκειμένου να αποφευχθεί η καταστροφή μιας δεξαμενής και η απελευθέρωση επικίνδυνων ουσιών.
- Περιοριστικά μέτρα, τα οποία εστιάζουν σε ενέργειες και κατασκευές που πρέπει να προβλέπονται σε μια εγκατάσταση. Ο σκοπός τους είναι ο περιορισμός του κινδύνου, η υγεία των ανθρώπων και το περιβάλλον. Τα περιοριστικά μέτρα λειτουργούν όταν έχει ήδη πραγματοποιηθεί καταστροφή μιας δεξαμενής και έχουν απελευθερωθεί επικινδυνές ουσίες.

Οι κυριότερες αστοχίες που προκαλούνται από φυσικές αιτίες, και οδηγούν σε τεχνολογικά ατυχήματα (Natech accidents) είναι:

Αστοχίες λόγω κεραυνών. Οι κεραυνοί αποτελούν ένα σημαντικό παράγοντα αστοχιών σε εγκαταστάσεις αποθήκευσης υδρογονανθράκων. Ο κίνδυνος από κεραυνό σε δεξαμενές αυξάνεται λόγω της κλιματικής αλλαγής, η οποία αυξάνει τη συχνότητα των υδρομετεωρολογικών κινδύνων. Σε ότι αφορά τις δεξαμενές αποθήκευσης, ο κίνδυνος από ένα κεραυνό είναι η πρόκληση πυρκαγιάς. Μια πυρκαγιά μπορεί να καστρέψει ολοσχερώς την κατασκευή.

Χαρακτηριστικό ιστορικό παράδειγμα είναι το περιστατικό στην πόλη Κιλακάπ στην Ινδονησία. Στις 23 Οκτωβρίου το 1995 ένας κεραυνός χτύπησε μια δεξαμενή που περιείχε χημικά. Το αποτέλεσμα ήταν η πρόκληση πυρκαγιάς με οικονομικό κόστος πάνω από 38 εκατομμύρια δολάρια. Το διυλιστήριο λειτουργούσε στο 70% της παραγωγικής του ικανότητας από τον Ιούλιο του 1995 έως τον Μάρτιο του 1997 λόγω του ατυχήματος (James et al., 2006).

Το πιο “ευάλωτο” σημείο για χτύπημα από κεραυνό είναι η εξωτερική στεφάνη της δεξαμενής στην οροφή της. Για τον λόγο αυτό, κατά τη συντήρηση των δεξαμενών, πρέπει να ελέγχεται η τυχόν διαρροή ατμών από εκείνο το σημείο για την αποφυγή ανάφλεξης. Η σύνδεση της οροφής με το κέλυφος της δεξαμενής πρέπει να είναι ιδιαίτερα προσεγμένη, προκειμένου να μην δημιουργούνται σπινθήρες.

Η βασικότερη προστασία από έναν κεραυνό είναι να μην έρθει σε επαφή με αναφλέξιμες ουσίες, όπως τα καύσιμα και οι ατμοί τους. Ο συγκεκριμένος κίνδυνος αποφεύγεται με τη σωστή συντήρηση των δεξαμενών. Η συντήρηση αποτελεί το σημαντικότερο μέτρο προστασίας των δεξαμενών. Παρόλα αυτά υπάρχουν διαφόρων τύπων συστήματα προστασίας από κεραυνούς, τα οποία εγκαθίστανται κοντά στις δεξαμενές. Σημαντικός επίσης είναι ο εξοπλισμός της δεξαμενής να είναι γειωμένος (Renni et al., 2010; Goethals et al., 2008; EPA, 1997).

➤ **Αστοχίες λόγω ισχυρών ανέμων**

Τα κτίρια, οι δεξαμενές αποθήκευσης καυσίμων όπως και όλες οι άλλες κατασκευές παρουσιάζουν βλάβες λόγω ισχυρών ανέμων. Οι βλάβες εμφανίζονται κυρίως μετά από καταιγίδες συνοδευόμενες από δυνατούς ανέμους, τυφώνες και ανεμοστρόβιλους. Για τον λόγο αυτό στους κώδικες υπάρχουν σαφείς κατασκευαστικές οδηγίες που αφορούν τους ανέμους. Οι οδηγίες στοχεύουν στην ανέγερση των κατασκευών με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιστέκονται στους ιδιαίτερους ανέμους που χαρακτηρίζουν κάθε περιοχή.

Τα φορτία λόγω ισχυρών ανέμων σε μια δεξαμενή ασκούν κατακόρυφη πίεση στο κέλυφός της. Παράλληλα, στην οριζόντια διεύθυνση είναι υπεύθυνα για αστοχίες λόγω ανύψωσης της δεξαμενής (uplift). Η ανύψωση από φορτία ανέμου μπορεί να αφορά και την οροφή της δεξαμενής καθώς και οποιαδήποτε κονικό ή καμπυλωτό στοιχείο της (ASCE, 2016).

➤ **Αστοχίες λόγω τσουνάμι**

Οι δεξαμενές που ανήκουν σε εγκαταστάσεις και τερματικούς σταθμούς, οι οποίοι βρίσκονται κοντά σε παράκτια περιοχή, εκθίθενται περισσότερο στον κίνδυνο του τσουνάμι. Οι αστοχίες σε μια τέτοια δεξαμενή οφείλονται στην επίδραση των φορτίων του κύματος πάνω στο κέλυφός της. Ακόμα, αστοχίες παρουσιάζονται και λόγω της πλημμύρας μετά από ένα τσουνάμι.

Οι αστοχίες που παρατηρούνται λόγω των τσουνάμι είναι ολίσθηση της δεξαμενής, ανατροπή της δεξαμενής και λυγισμός των τοιχωμάτων της. Επιπλέον, σημαντικό κίνδυνο επιφυλάσσει το ίδιο το φορτίο του κύματος, που μπορεί να καταστρέψει ολοσχερώς τη δεξαμενή. Σε κάποιες περιπτώσεις, βλάβες έχουν εντοπισθεί και στη θεμελίωση της δεξαμενής. Ένας ακόμα κίνδυνος που φέρει ολέθριες συνέπειες σε μια δεξαμενή είναι και η παράσυρση διαφόρων αντικειμένων, και η εναπόθεσή τους στα τοιχώματα της δεξαμενής. Αυτό έχει ως συνέπεια το λυγισμό των τοιχωμάτων ή ακόμα και τη διάνοιξη ρήγματος σε αυτά.

Σύμφωνα με έρευνες που έχουν γίνει, έχει παρατηρηθεί ότι από τα τσουνάμι επηρεάζονται περισσότερο οι δεξαμενές μικρής χωρητικότητας, μικρότερης από 500m^3 . Αντίθετα, πιο ανθεκτικές παρουσιάζονται οι δεξαμενές μεγάλης χωρητικότητας, μεγαλύτερης από 10.000m^3 . Παρόλα αυτά, παρατηρήθηκαν σε αυτές βλάβες στον εξοπλισμό τους και κυρίως στις σωληνώσεις.

Η μείωση της ορμής του κύματος, η εκτροπή του και η παρεμπόδιση του, είναι οι τρόποι προστασίας της κατασκευής από το τσουνάμι. Αυτό επιτυγχάνεται με διαφόρων τύπων κατασκευές, το ύψος και η γεωμετρία των οποίων εξαρτάται από την αξιολόγηση του κινδύνου ενός τσουνάμι στην κάθε περιοχή.



Εικόνα 2.12 : Ολίσθηση και ολοσχερή καταστροφή δεξαμενής στην περιφέρεια Μιγιάγκι στη Ιαπωνία κατά τη διάρκεια του Τσουνάμι το 2011 (Cruz et al., 2017).



Εικόνα 2.13: Εκδήλωση πυρκαγιάς μετά από το τσουνάμι σε δεξαμενές πετρελαίου, στο διυλιστήριο Cosmo Oil στην Ιχικάρα της Ιαπωνίας το 2011 (www.ibtimes.co.uk).

Στις 11 Μαρτίου του 2011 στο Τοκόχου της Ιαπωνίας σημειώθηκε ένας από τους μεγαλύτερους καταγεγραμμένους σεισμούς. Το μεγεθός ήταν 9,0-9,1 βαθμούς της κλίμακας Ρίχτερ. Ο σεισμός συνοδεύτηκε από ένα τσουνάμι ύψους 15 m. Στις εγκαταστάσεις της Σεντάι τα προστατευτικά φράγματα αποδείχτηκαν ανεπαρκή και το κύμα τα υπερέβη. Οι δεξαμενές δεν αποκολλήθηκαν από τη θεμελίωσή τους, όμως προκλήθηκαν βλάβες στον εξοπλισμό τους λόγω των φερτών υλικών. Ταυτόχρονα υπήρξε διαρροή επικίνδυνων και τοξικών ουσιών. Κατά τη διαδικασία αποκατάστασης των βλαβών, υπήρξε και αύξηση του ύψους των προστατευτικών φραγμάτων. Στο διυλιστήριο της Cosmo Oil στην Ιχιχάρα εξαιτίας του τσουνάμι προκλήθηκε πυρκαγιά και έκρηξη σε δεξαμενές πετρελαίου (βλ. Εικόνα 2.13).

Έρευνες έχουν δείξει ότι σημαντική ευθύνη στη παρουσία αστοχιών στις δεξαμενές έχει και η πλημμύρα που προκαλεί ένα τσουνάμι. Σύμφωνα με τους ερευνητές μια πλημμύρα μεταξύ 3 m και 5 m μπορεί να προκαλέσει αστοχίες στις σωληνώσεις των δεξαμενών. Αστοχίες μπορεί να προκληθούν και στον εξοπλισμό και τα διάφορα όργανα των δεξαμενών. Σε μια πλημμύρα μεγαλύτερη των 5 m, η δεξαμενή μπορεί να καταστραφεί ολοσχερώς.



Εικόνα 2.14: Λυγισμός δεξαμενής τύπου “elephant foot” στη βάση

(Alaska earthquake, Παναγιώτου, 2014).

2.5.2. Σεισμικές αστοχίες

➤ Ελαστοπλαστικός λυγισμός

Πρόκειται για μια αρκετά συνηθισμένη μορφή βλάβης σε μεταλλικές κατασκευές. Ο λυγισμός «ποδός ελέφαντα» (elephant foot buckling) είναι ένα κύρτωμα από την εξωτερική πλευρά του κελύφους και κοντά στη βάση. Το κύρτωμα αυτό θυμίζει έντονα το πέλμα του ποδιού ενός ελέφαντα (βλ. Εικόνα 2.14). Λαμβάνει χώρα συνήθως σε δεξαμενές με μικρό

λόγο ύψους προς ακτίνα H/R (κοντές και πλατιές δεξαμενές). Προκαλείται συνήθως από την εσωτερική πίεση που ασκεί το υγρό, η οποία αυξάνει με το βάθος του μέσα στη δεξαμενή. Για τον λόγο αυτό το φαινόμενο παρατηρείται χαμηλά στο κέλυφος.

Ένας επιπρόσθετος σημαντικός παράγοντας πρόκλησής του είναι η ροπή ανατροπής (overturning moment) που δημιουργείται από τις υδροδυναμικές πιέσεις και προκαλεί ορθές τάσεις. Οι υδροδυναμικές πιέσεις δημιουργούν μια οριζόντια δύναμη που προκαλεί διατμητικές τάσεις. Παρόλο που η οριζόντια δύναμη έχει μεγάλο μέγεθος, οι διατμητικές τάσεις δεν προκαλούν προβλήματα στην κατασκευή. Ο ελαστοπλαστικός λυγισμός οφείλεται στις υψηλές αξονικές θλιπτικές τάσεις, λόγω της κάμψης των τοιχωμάτων. Επιπλέον οφείλεται στις υψηλές περιφερειακές εφελκυστικές τάσεις, εξαιτίας των εσωτερικών πιέσεων (υδροστατική και υδροδυναμική πίεση) κατά την κατακόρυφη διέγερση.

➤ Ελαστικός λυγισμός

Ο λυγισμός με κυρτώματα μορφής διαμαντιού (diamond shape buckling) είναι μια μορφή αστοχίας που οφείλεται σε φαινόμενα λυγισμού. Έχει πάρει το όνομά του από την μορφή που λαμβάνει το κέλυφος, η οποία μοιάζει με σχήμα διαμαντιού. Συμβαίνει πριν την πλαστικοποίηση λόγω της ύπαρξης αξονικών θλιπτικών δυνάμεων στον μεσημβρινό, από το ίδιο το βάρος των τοιχωμάτων και της οροφής της δεξαμενής. Αυτές οι δυνάμεις είναι συνάρτηση του μεγέθους των ατελειών τις δεξαμενής, της εσωτερικής πίεσης και του πάχους του εξωτερικού κελύφους της δεξαμενής. Ακόμα εξαρτώνται από τη διαφοροποίηση της τιμής της αξονικής τάσης στη περιφέρεια της δεξαμενής. Οι ατέλειες στο κέλυφος της δεξαμενής μειώνουν την αντοχή σε λυγισμό. Αντίθετα, η εσωτερική πίεση από το υγρό αυξάνει την αντοχή του κελύφους αποτρέποντας τον ελαστικό λυγισμό. Η ανάπτυξη μεγάλης εσωτερικής πίεσης στα τοιχώματα της δεξαμενής από το υγρό, μπορεί να μειωθεί λόγω της ανάπτυξης πίεσης στη δεξαμενή από την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

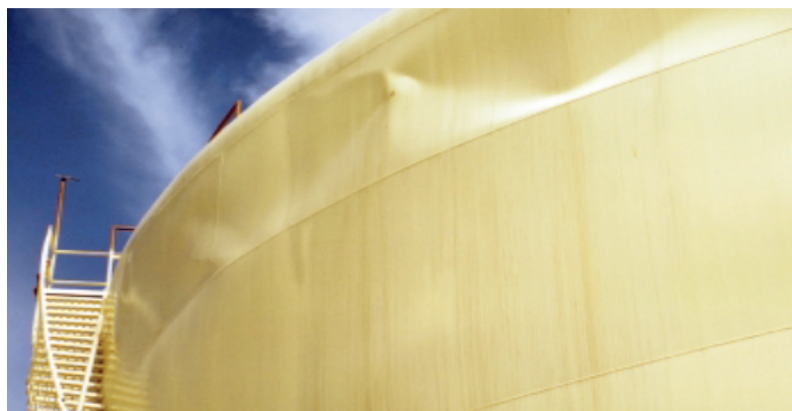
Οι θλιπτικές δυνάμεις σε ένα σεισμικό γεγονός παρουσιάζουν ραγδαία αύξηση, οδηγώντας το κέλυφος σε αστοχία τύπου “diamond shape”. Το φαινόμενο μπορεί να παρατηρηθεί τόσο κοντά στην βάση, όσο και στα ανώτερα τμήματα του μεταλλικού κελύφους της δεξαμενής. Εκεί η υδροστατική πίεση, η οποία οδηγεί σε αύξηση του φορτίου λυγισμού, είναι μικρή σε σχέση με τα μεγέθη που παρατηρούνται στη βάση.



Εικόνα 2.15: Λυγισμός δεξαμενής τύπου “diamond shape” στο πάνω αριστερό μέρος της δεξαμενής (Νικολάου, 2016).

➤ Αστοχίες λόγω κυματισμού

Μια σημαντική αστοχία που μπορεί να προκληθεί λόγω σεισμικής δράσης, είναι αυτή που οφείλεται στον κυματισμό (sloshing) του υγρού που περιέχεται στην δεξαμενή (βλ.Εικόνα 2.16). Τέτοιου είδους βλάβες εμφανίζονται τόσο σε μεταλλικές δεξαμενές, όσο και σε δεξαμενές σκυροδέματος. Η κίνηση του ρευστού λόγω σεισμού σε μια δεξαμενή χωρίζεται σε ωστική συνιστώσα (impulsive) και επαγωγική συνιστώσα (convective). Η ωστική συνιστώσα της κίνησης ακολουθεί την κίνηση των τοιχωμάτων και του πυθμένα της δεξαμενής. Η επαγωγική κίνηση σχετίζεται με τον κυματισμό του υγρού στην ελεύθερη επιφάνεια.



Εικόνα 2.16: Αστοχία στο άνω μέρος του κελύφους της δεξαμενής, λόγω κυματισμού (Northridge, California, Παναγιώτου, 2014).

Μια από τις βασικές απαιτήσεις για τον ασφαλή σχεδιασμό των δεξαμενών αποθήκευσης είναι ο καθορισμός του ελεύθερου ύψους. Το ελεύθερο ύψος (freeboard) νοείται ως το ύψος του τοιχώματος πάνω από την επιφάνεια του υγρού. Ο ακριβής προσδιορισμός του είναι σημαντικός για την προστασία της οροφής και του ανώτερου μέρους του κελύφους από ζημιές. Οι κυματισμοί που ενδέχεται να προκληθούν σε ένα

σεισμικό γεγονός μπορεί να ξεπεράσουν το ένα μέτρο. Ο κυματισμός σε μια δεξαμενή είναι συνάρτηση της μέγιστης οριζόντιας επιτάχυνσης της επαγωγικής μάζας και της ακτίνας της δεξαμενής (Phan et al., 2016). Πέρα από την πιθανή υπερχειλίση σε μια δεξαμενή πλωτής οροφής, υπάρχει περίπτωση διαχωρισμού της οροφής της δεξαμενής από το υπόλοιπο κέλυφος.

➤ Αστοχία στη σύνδεση των σωληνώσεων

Μια μορφή αστοχίας των δεξαμενών αποθήκευσης, στην οποία οφείλεται η απώλεια υγρού, είναι η αστοχία στις σωληνώσεις των δεξαμενών (βλ. Εικόνα 2.17). Η αστοχία εστιάζεται κυρίως στις συνδέσεις των σωληνώσεων. Το φαινόμενο προκαλείται ύστερα από σεισμική δράση και εξαιτίας μεγάλων κάθετων μετακινήσεων. Οι κατακόρυφες μετακινήσεις προκύπτουν είτε από τον ελαστοπλαστικό λυγισμό, είτε από τον ελαστικό λυγισμό. Ακόμα, μπορεί να προκύψουν από ανύψωση του τοιχώματος της δεξαμενής ή από αστοχία στην θεμελίωση (Νικολάου, 2016). Οι συνδέσεις των σωληνώσεων δεν μπορούν να παραλάβουν τις κατακόρυφες μετατοπίσεις, με αποτέλεσμα να προκαλείται διάρρηξη της σύνδεσης πυθμένα-κελύφους.



Εικόνα 2.17: Αστοχία σε ακροφύσιο και δίκτυο σωληνώσεων, λόγω λυγισμού της μορφής “elephant foot” και ανύψωση της βάσης (www3.apwa.net).

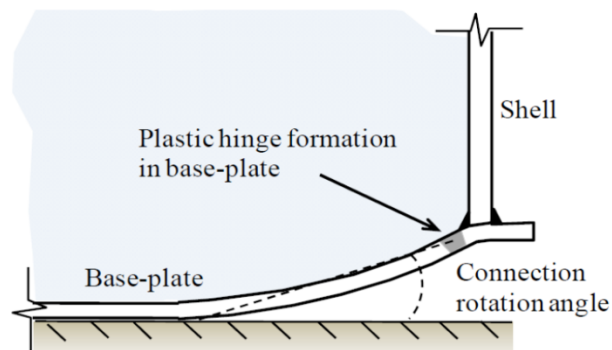
Άλλες μορφές αστοχίας σε μια δεξαμενή αποθήκευσης υδρογονανθράκων είναι η αστοχία στην αγκύρωση της δεξαμενής (βλ. Εικόνα 2.18). Αυτή συμβαίνει λόγω των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στα αγκύρια από τη σεισμική διέγερση. Οι υψηλές τάσεις στη περιοχή των αγκυρώσεων μπορούν να επιφέρουν και βλάβες στο κέλυφος. Αυτό είναι ένα αποτέλεσμα ανεπαρκούς μελέτης. Ακόμα, στις δεξαμενές με πλωτή οροφή μπορεί να προκληθεί πυρκαγιά, με αποτέλεσμα την πλήρη αστοχία της δεξαμενής (βλ. Εικόνα 2.19). Η αστοχία της οφείλεται στις θερμικές παραμορφώσεις.



Εικόνα 2.18: Αστοχία στην αγκύρωση της δεξαμενής (ΕΜΠ, 2012).



Εικόνα 2.19: Πρόκληση πυρκαγιάς σε δεξαμενή αποθήκευσης (www.ogfj.com).



Σχήμα 2.20: Αστοχία δεξαμενής λόγω ανύψωσης (ΕΜΠ, 2012).

Σημαντική μορφή αστοχίας είναι και η ολίσθηση της δεξαμενής. Η ολίσθηση οφείλεται και πάλι σε μια σεισμική διέγερση. Πιο συγκεκριμένα, προκαλείται όταν η

τέμνουσα βάσης υπερβαίνει την τριβή μεταξύ δεξαμενής και πλάκας έδρασης. Τέλος, η ανύψωση της βάσης της δεξαμενής σε μη αγκυρωμένες ή μερικώς αγκυρωμένες δεξαμενές, προκαλεί αστοχίες στις σωληνώσεις. Επιπλέον, μπορεί να προκαλέσει τη διαφορετική καθίζηση της θεμελίωσης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΙΝΔΥΝΟΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΙ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

3.1 Εισαγωγή

3.1.1 Είδη σεισμών

Ως σεισμός ορίζεται η εδαφική δόνηση που γεννιέται κατά τη διατάραξη από φυσικές αιτίες της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων που βρίσκονται στο εσωτερικό της γης. Η ενέργεια που απελευθερώνεται διαδίδεται με τη μορφή κυμάτων. Οι σεισμοί προκαλούν την ανατάραξη του ανώτερου φλοιού, με αποτέλεσμα να γίνονται ιδιαίτερα αισθητοί στον άνθρωπο, κύριως όταν έχουν μεγάλο μέγεθος. Ένας σεισμός μπορεί να προκαλέσει εδαφική κίνηση και διάρρηξη, δομικές καταστροφές, κατολισθήσεις, ρευστοποιήσεις, μετακινήσεις ενεργών ρηγμάτων ακόμα και τσουνάμι. Υπάρχουν διάφορα είδη σεισμών τα οποία γεννιούνται με διαφορετικούς τρόπους. Οι σεισμοί κατηγοριοποιούνται σε τεκτονικούς, εγκατακρημνισιγενείς, ηφαιστειακούς, κρυογενείς και τεχνητούς. Στη συνέχεια παρουσιάζεται συνοπτική ανάλυση του κάθε είδους σεισμού.

Τεκτονικοί: Η επιφάνεια της γης (λιθόσφαιρα) αποτελείται από λιθοσφαιρικές πλάκες (τεκτονικές πλάκες) οι οποίες κινούνται διαρκώς. Η κίνησή τους οφείλεται στο ότι εδράζονται πάνω στο ρευστό υπόστρωμα της ασθενόσφαιρας. Κατά τη διάρκεια της κίνησής τους, οι πλάκες ασκούν πιέσεις μεταξύ τους. Οι πιέσεις οφείλονται στις κινήσεις του μάγματος που βρίσκεται κάτω από αυτές και τις παρασύρει, αλλά και στις παλιρροϊκές δυνάμεις που παραμορφώνουν τη γη. Οι δυνάμεις αυτές προκαλούν συμπίεση και εφελκυσμό στη γη. Ακόμα, σημαντικό ρόλο στη δημιουργία πιέσεων έχει και η βαρύτητα που προκαλεί βύθιση των βαρύτερων πλακών. Το μάγμα κινείται μέσω ανοδικών και καθοδικών ρευμάτων, λόγω της θέρμανσής του στον πυρήνα. Η θέρμανσή του οφείλεται στις ραδιενεργές μεταπτώσεις της βαρύτερης ύλης, αλλά και στη γρηγορότερη περιστροφή του πυρήνα σε σχέση με τα εξωτερικά τοιχώματα. Κατά την άνοδο το μάγμα βαραίνει και ψύχεται και πάλι.



Εικόνα 3.1: Τεκτονικός χάρτης (www.ebooks.edu.gr).

Σε πολλά σημεία όπου ο στερεός φλοιός προεξέχει προς τα κάτω, συνήθως κάτω από τα βουνά, αναπτύσσονται ροπές από τις δυνάμεις τριβής. Οι δυνάμεις τριβής αφορούν το μάγμα που ρέει, ανάλογα με τη θέση προεξοχής, σε σχέση με τη ροή του μάγματος το οποίο επανακάμπτει προς τον πυρήνα. Ως αποτέλεσμα των συνολικών ροπών που αναπτύσσονται, έχουμε την κίνηση των πλακών και αρκετές φορές και την περιστροφή τους. Επιπρόσθετα, στα όρια των πλακών δημιουργούνται ζώνες διάρρηξης, που οφείλονται σε τάσεις συμπίεσης και εφελκυσμού. Εφελκυστικές ζώνες διάρρηξης υπάρχουν όπου οι πλάκες απομακρύνονται μεταξύ τους. Αντίθετα, συμπιεστικές υπάρχουν όταν οι πλάκες πλησιάζουν μεταξύ τους.

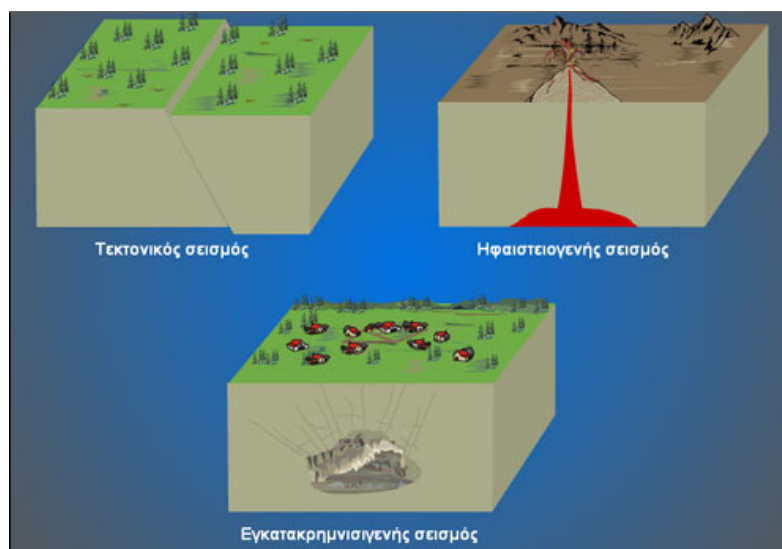
Στα όρια των τεκτονικών πλακών, δηλαδή στις ζώνες διάρρηξης, προκαλείται συσσώρευση ενέργειας από τους μηχανισμούς εφελκυσμού και συμπίεσης. Στα σημεία αυτά σχηματίζονται ρωγμές στο φλοιό που επιστημονικά ονομάζονται ρήγματα (faults). Όταν οι τεκτονικές τάσεις εφελκυσμού ή συμπίεσης ξεπεράσουν το όριο θραύσης του πετρώματος, επέρχεται ολίσθηση του ρήγματος στον εστιακό χώρο. Η ολίσθηση προκαλεί την ταλάντωση των πετρωμάτων και την απελευθέρωση ενέργειας με τη μορφή σεισμικών κυμάτων. Οι σεισμοί που γεννιούνται με αυτό τον τρόπο ονομάζονται τεκτονικοί σεισμοί και μπορεί να έχουν βάθος έως και 700 km. Οι τεκτονικοί σεισμοί αποτελούν την πλειονότητα των γήινων σεισμών με ποσοστό περίπου 90%.

Εγκατακρημνισιγενείς: Ένα μικρό ποσοστό σεισμών οφείλεται στην εγκατακρήμνιση ορόφων υπογείων κοιλωμάτων. Η εγκατακρήμνιση λαμβάνει χώρα λόγω διάβρωσης του εδάφους και των πετρωμάτων. Για τον προαναφερθέντα λόγο, οι σεισμοί αυτοί ονομάζονται εγκατακρημνισιγενείς. Πρόκειται για σεισμούς που συνήθως χαρακτηρίζονται από μικρό μέγεθος και μικρή εμβέλεια. Η διάρκειά τους εκτείνεται στο χρονικό διάστημα που απαιτείται για την πτώση των πετρωμάτων. Σε ορισμένες περιπτώσεις έχουν παρατηρηθεί ως μετασεισμική ακολουθία ενός άλλου τύπου σεισμού.

Ηφαιστειακοί: Όπως προαναφέρθηκε, οι τεκτονικοί σεισμοί αντιστοιχούν στο 90% των παγκόσμιων σεισμών. Το υπόλοιπο 10% σχετίζεται με κάποια ηφαιστειακή δραστηριότητα. Ηφαιστειακός ονομάζεται ένας σεισμός που είναι αποτέλεσμα της αλλαγής της πίεσης στο εσωτερικό της γης, λόγω εισροής ή εκροής του μάγματος. Οι σεισμοί αυτοί προηγούνται μιας ηφαιστειακής έκρηξης ή και την συνοδεύουν. Η αιτία που τους προκαλεί θεωρείται ότι είναι η απελευθέρωση των αερίων του μάγματος. Το μάγμα τροφοδοτεί τα ηφαίστεια μέσα από τους πόρους ή τις ρωγμές που φτάνουν έως την επιφάνεια της γης. Οι ηφαιστειακοί σεισμοί είναι λιγότερο ισχυροί από τους τεκτονικούς και η εστία τους βρίσκεται σε μεγάλη απόσταση από το ηφαίστειο. Παρόλα αυτά μπορεί να είναι ιδιαίτερα καταστροφικοί. Προκαλούν σχισμές στο έδαφος, παραμόρφωση του εδάφους και βλάβες σε κατασκευές.

Κρυογενείς: Υπάρχουν κάποιες περιπτώσεις σεισμών που συμβαίνουν με την απότομη πτώση της θερμοκρασίας. Το έδαφος έχει την ικανότητα να συγκρατεί νερό σε υγρή μορφή. Όταν η θερμοκρασία του νερού στο έδαφος πέσει κάτω από το κρίσιμο σημείο του νερού, αυτό μετατρέπεται σε πάγο. Η διαστολή που ευθύνεται για την αλλαγή φάσης του νερού, συμπιέζει τα πετρώματα με αυξημένες πιθανότητες να προκληθεί διάρρηξη σε αυτά. Οι σεισμοί αυτοί είναι γνωστοί ως κρυογενείς σεισμοί (frostquake). Οι επιπτώσεις ενός κρυογενή σεισμού δεν είναι σοβαρές, καθώς αυτοί γίνονται αισθητοί σε ακτίνα μερικών μόνο χιλιομέτρων από τον άνθρωπο. Συνοδεύονται από κρότο θραύσης και προκαλούν μικρές βλάβες σε υποστρώσεις και πλάκες από σκυρόδεμα, σε δίκτυα σωληνώσεων, καθώς και σε υλικά θεμελίωσης που βρίσκονται στη γραμμή θραύσης. Συμβαίνουν συνήθως τις πρώτες πρωινές ώρες κατά τις κρύες περιόδους του χειμώνα.

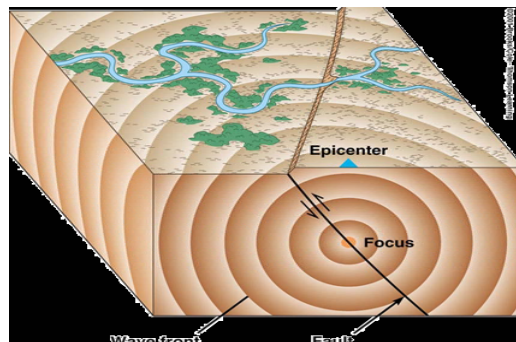
Τεχνητοί σεισμοί: Πρόκειται για σεισμούς που προκαλούνται τεχνητά με εκρήξεις ή “χτύπημα” στην επιφάνεια του φλοιού. Συνήθως χρησιμοποιούνται για τη μελέτη των δυναμικών ιδιοτήτων του υπεδάφους. Σε μεγάλη κλίμακα είναι δυνατή και η πρόκληση φυσικών σεισμών.



Εικόνα 3.2: Σχηματική απεικόνιση των διαφόρων ειδών σεισμών

(www.earthquake-now.blogspot.gr).

Οι σεισμοί εκτός από τον τρόπο με τον οποίο γεννιούνται, κατηγοροποιούνται και με βάση το εστιακό τους βάθος. Το σημείο στο εσωτερικό της Γης πάνω στο ρήγμα (fault), όπου ξεκινάει η διάρρηξη ονομάζεται εστία ή υπόκεντρο (focus or hypocenter). Το σημείο ακριβώς πάνω από την εστία στην επιφάνεια της Γης, είναι το επίκεντρο.



Εικόνα 3.3: Σχηματική απεικόνιση εστίας και επικέντρου (Προβιδάκης, 2004).

Με βάση την απόσταση της εστίας από την επιφάνεια της γης οι σεισμοί χαρακτηρίζονται ως:

- Επιφανειακοί σεισμοί μικρού βάθους (0-30 km).
- Σεισμοί ενδιάμεσου βάθους (30-70 km).
- Σεισμοί μεγάλου βάθους (άνω των 70 km).

Το εστιακό βάθος αποτελεί ένα σημαντικό χαρακτηριστικό ενός σεισμού, ως προς τις καταστροφές που μπορεί να επιφέρει αυτός στις κατασκευές και όχι μόνο. Πολλές φορές ένας επιφανειακός σεισμός πολύ μικρότερος από έναν ενδιάμεσου βάθους, προκαλεί πολύ μεγαλύτερες καταστροφές και βλάβες στις κατασκευές. Το φαινόμενο αυτό λαμβάνει χώρα λόγω του ότι, με την αύξηση του βάθους αυξάνεται και η απόσταση εστίας και επιφάνειας.

Τα σεισμικά κύματα από ένα μεγάλο βάθος φτάνουν εξασθενημένα στην επιφάνεια της Γης και κατ' επέκταση στις κατασκευές. Ακόμα η διασπορά των σεισμικών κυμάτων είναι μεγαλύτερη για μεγάλα εστιακά βάθη. Γενικότερα όμως η επίδραση των τοπικών εδαφικών συνθηκών έχει πάντα σημαντικό ρόλο (Τσιπιανίτης, 2013).

3.1.2 Κλίμακες μέτρησης των σεισμών

Για τη μέτρηση του μεγέθους ενός σεισμικού φαινομένου, χρησιμοποιούνται κάποιες κλίμακες μέτρησης της σεισμικής έντασης. Οι δύο πιο γνωστές κλίμακες είναι η κλίμακα Ρίχτερ και η κλίμακα Μερκάλι.

Κλίμακα Ρίχτερ (Richter): Πρόκειται για μια λογαριθμική κλίμακα, όπου μετράται το μέγεθος ενός σεισμού στην εστία του. Στην κλίμακα Ρίχτερ μετράται και η ενέργεια, η οποία εκλύεται από τη θραύση και την ολίσθηση των πετρωμάτων. Ιστορικά δεν έχει παρατηρηθεί σεισμός ανώτερος από 9,5 βαθμούς της κλίμακας Ρίχτερ, παρόλα αυτά δεν έχει κάποιο ανώτερο όριο.

Κλίμακα Μερκάλι (Mercalli): Στη κλίμακα Μερκάλι μετράται η ένταση ενός σεισμού σε μια περιοχή στην επιφάνεια του φλοιού της Γης. Αυτή είναι και η κύρια διαφορά της με την κλίμακα Ρίχτερ. Η κλίμακα αυτή είναι εμπειρική και με τη βοήθειά της γίνονται εκτιμήσεις στις επιπτώσεις ενός σεισμού για διάφορες κατασκευές, δίκτυα και υποδομές. Η κλίμακα Μερκάλι είναι μια δωδεκαβάθμια κλίμακα και προσμετρά τις καταστροφές που προκαλούνται σε κατασκευές. Αυτό οδηγεί στο συμπέρασμα ότι σε μια περιοχή που δεν υπάρχουν κατασκευές, η κλίμακα αυτή είναι ανεπαρκής στην αξιολόγηση ενός σεισμού.

Στον τομέα της σεισμολογίας υπάρχουν και οι ποσοτικοί δείκτες, που σχετίζονται με τη σεισμική ενέργεια. Υπάρχουν πολλές κλίμακες και διάφορα σεισμικά μεγέθη για τη μέτρηση της σεισμικής ενέργειας, το οποίο χαρακτηρίζονται με M (magnitude). Το μέγεθος M , ενός σεισμού είναι το μέτρο της ολικής ενέργειας που εκλύεται. Υπολογίζεται από τις μετρήσεις διαφόρων σεισμικών παραμέτρων, όπως το πλάτος, η διάρκεια και η περίοδος του σεισμού πάνω στα σειсмоγραφήματα που καταγράφουν τα σεισμικά κύματα. Πολλές φορές παρατηρείται ότι τα γεωδυναμικά ινστιτούτα ανακοινώνουν για τον ίδιο σεισμό διαφορετικό μέγεθος, γεγονός που οφείλεται στην διαφορετική θέση του κάθε ινστιτούτου. Το μέγεθος M ενός σεισμού είναι το πιο κοινό μέτρο, καθώς αφορά την πηγή του σεισμού και είναι ο ίδιος αριθμός οπουδήποτε και αν είμαστε. Τα μεγέθη M που χρησιμοποιούνται για την μέτρηση ενός σεισμού είναι:

- **ML:** πρόκειται για το τοπικό μέγεθος (Local Magnitude) που παρουσιάστηκε από τον Richter το 1935. Το μέγεθος ενός σεισμού καθορίζεται από το λογάριθμο του πλάτους των κυμάτων που καταγράφονται από τους σειсмоγράφους σε μια ορισμένη περίοδο. Το **ML** θεωρείται αξιόπιστο μέγεθος, όταν οι σειсмоγράφοι απέχουν λιγότερο από 600 m από το επίκεντρο του σεισμού. Ακόμα ισχύει για ορισμένη συχνότητα σεισμικών κυμάτων και συγκεκριμένη απόσταση από το επίκεντρο. Για διαφορετικές αποστάσεις, οι σεισμολόγοι βασίζονται σε διαφορετικά σεισμικά κύματα για τον υπολογισμό τους.
- **Ms:** πρόκειται για το μέγεθος που προκύπτει από τη μέτρηση των κυμάτων επιφάνειας. Το M_s είναι μεγαλύτερο από το M_L . Για παράδειγμα, αν το μέγεθος ενός σεισμού μετρήθηκε 5 βαθμούς της κλίμακας Ρίχτερ σε M_L , σε M_s μπορεί να μετρηθεί έως και 5,5. Το M_s είναι ένα μέγεθος αξιόπιστο για επιφανειακούς σεισμούς και για μεγάλες αποστάσεις από το επίκεντρο. Στην Ελλάδα χρησιμοποιείται ευρέως και έχει προταθεί από τον Παπαζάχο (1997) ότι η ενέργεια που εκλύεται, δίνεται από τον τύπο: $\log E = 12,24 + 1,40 M_s$.
- **MB:** είναι μια επέκταση της κλίμακας Ρίχτερ που εκμεταλλεύεται καλύτερα το δίκτυο των σειсмоγράφων. Πρόκειται για το μέγεθος που λαμβάνεται από τη μέτρηση των

πρωτεύοντων κυμάτων (P waves). Είναι ένα αξιόπιστο μέγεθος για μεγάλα εστιακά βάθη και μεγάλες αποστάσεις από το επίκεντρο.

- **Mw:** είναι το μέγεθος της σεισμικής ροπής. Τα προηγούμενα μεγέθη προκύπτουν από τύπους που περιέχουν ένα συγκεκριμένο σεισμικό πλάτος ταλάντωσης ενός σεισμικού κύματος σε μια χρονική στιγμή. Το συγκεκριμένο μέγεθος προκύπτει από ένα πολύπλοκο τύπο, χρησιμοποιείται για μέτρηση μεγάλων σεισμών και θεωρείται αρκετά αξιόπιστο.
- **Md:** είναι η κλίμακα μεγέθους διάρκειας.
- **Mo:** πρόκειται για την κλίμακα μεγέθους σεισμικής ροπής, που θεωρείται η πιο ακριβής. Προτάθηκε το 1979 και δεν εξαρτάται από την περίοδο των σεισμικών κυμάτων αλλά από τη μέτρηση της σεισμικής ροπής.
- **Me:** είναι το μέγεθος, το οποίο εκφράζει το δυναμικό καταστροφικότητας ενός σεισμού. Χρησιμοποιείται για την ποσοτικοποίηση της εκλυόμενης σεισμικής ενέργειας σε πολύ ισχυρούς σεισμούς.

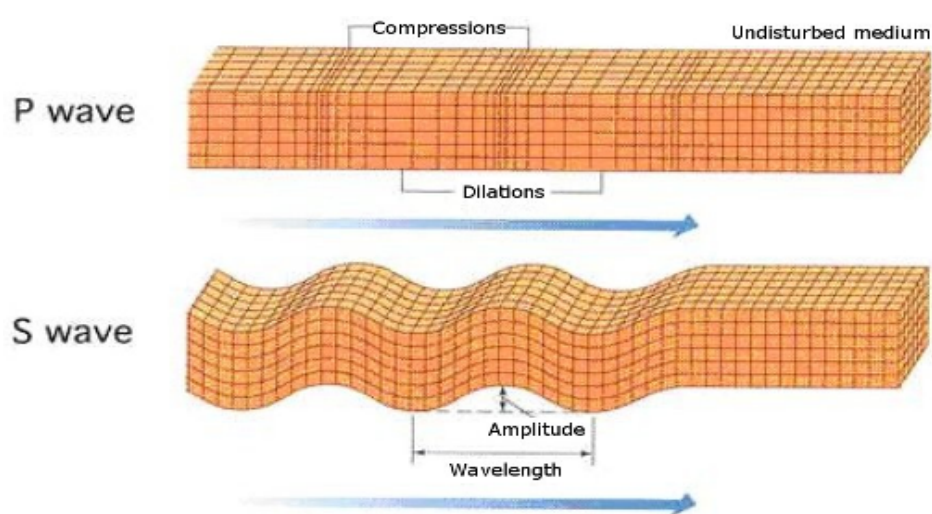
3.1.3 Είδη σεισμικών κυμάτων

Η σεισμική ενέργεια μεταδίδεται με τη μορφή σεισμικών κυμάτων μέσω της γης. Τα κύματα διαδίδονται στο εσωτερικό της γης, ανακλώνται και διαθλώνται στις διεπιφάνειες που συναντούν δημιουργώντας νέα κύματα. Τα σεισμικά κύματα διακρίνονται ανάλογα με τον τρόπο με τον οποίο διαδίδονται σε δύο κατηγορίες. Στα κύματα χώρου και στα επιφανειακά κύματα. Ο τρόπος διάδοσης εξαρτάται άμεσα από το μέσο διάδοσης, το μήκος κύματος και το είδος της ταλάντωσης που προκαλούν. Τα κύματα χώρου αποτελούνται από τα πρωτεύοντα κύματα P (Primary waves) και από τα δευτερεύοντα κύματα ή διατμητικά κύματα S (Secondary ή Shear waves). Τα επιφανειακά κύματα αποτελούνται από τα κύματα Love (L) και από τα κύματα Rayleigh (R).

Πρωτεύοντα κύματα P: Τα πρωτεύοντα κύματα P χαρακτηρίζονται ως διαμήκη κύματα πίεσης (ονομάζονται και pressure waves). Η ταλάντωση που προκαλούν στο μέσο διάδοσής τους είναι παράλληλη προς τη διεύθυνση που μεταδίδονται, και προκαλούν στο μέσο διάδοσης πυκνώματα και αραιώματα. Τα συγκεκριμένα κύματα ταξιδεύουν μέσα από στερεά, υγρά και αέρια με ταχύτητα μεγαλύτερη από κάθε άλλο είδος κυμάτων (6-8 km/s). Για τον λόγο αυτό σε ένα σειсмоγράφο είναι τα πρώτα κύματα που καταγράφονται μετά από ένα σεισμικό φαινόμενο. Τα πρωτεύοντα κύματα έχουν μικρά πλάτη ταλάντωσης, τα οποία προκαλούν ταλαντώσεις κάθετες στην επιφάνεια της γης και έτσι δεν προκαλούν μεγάλες βλάβες στις κατασκευές. Διαδίδονται σε όλα τα στρώματα της γης, από το φλοιό έως και τον πυρήνα. Όταν φτάσουν στο φλοιό συνεχίζουν να μεταφέρουν μέρος της ενέργειάς τους έως και ψηλά στην ατμόσφαιρα, αν και δεν μπορούν να καταγραφούν εκεί από τα αδρανειακά σεισμόμετρα.

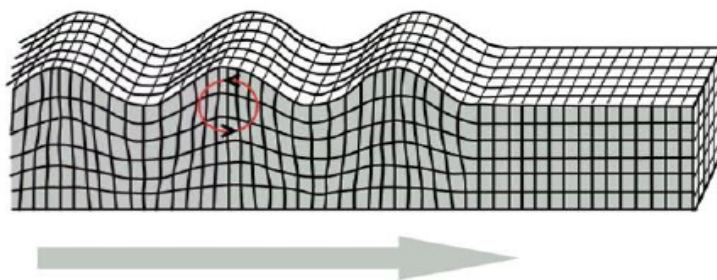
Δευτερεύοντα κύματα S: Τα δευτερεύοντα κύματα S είναι εγκάρσια κύματα, που ονομάστηκαν έτσι λόγω του ότι καταγράφονται μετά τα κύματα P. Το γεγονός αυτό οφείλεται στη μικρότερη ταχύτητα που τα χαρακτηρίζει. Διαδίδονται μόνο σε στερεά

(λιθόσφαιρα) και προκαλούν ταλαντώσεις κάθετες στη διεύθυνση του κύματος. Ο λόγος που δεν διαδίδονται σε ρευστά και αέρια είναι ότι εκεί δεν πληρείται η συνθήκη ελαστικότητας σε σχέση με τις παραμέτρους διάδοσης των συγκεκριμένων σεισμικών κυμάτων. Σύμφωνα με τη συνθήκη ελαστικότητας, τα μέσα στα οποία διαδίδονται τα κύματα S μπορούν να διατηρήσουν το σχήμα τους, για χρόνο τουλάχιστον όσο το άθροισμα των περιόδων μερικών ταλαντώσεων. Παρουσιάζουν δηλαδή ικανότητα διάδοσης από τη λιθόσφαιρα έως το κάτω μέρος του μανδύα, αλλά σταματάει η διάδοσή τους φτάνοντας στον εξωτερικό πυρήνα της Γης (Τσιπιανίτης, 2013). Τα κύματα S αποτελούνται από δύο συνιστώσες, την SV (vertical) και την SH (horizontal). Επιπλέον, έχουν σημαντική επίδραση στις ανθρώπινες κατασκευές, εφόσον δημιουργούν ταλαντώσεις εντός του επιπέδου της επιφάνειας του εδάφους (Χατζηδάκης, 2015).



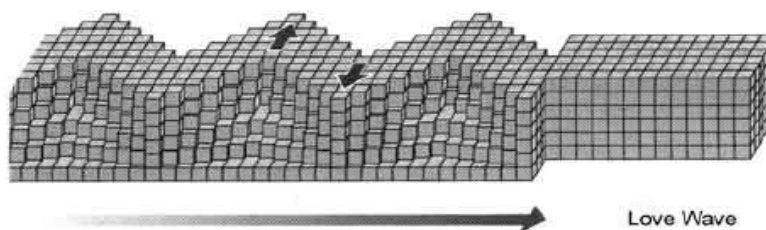
Εικόνα 3.4: Χωρικά σεισμικά κύματα P και S (Kramer, 1996).

Κύματα Rayleigh: Τα επιφανειακά κύματα δημιουργούνται στις διεπιφάνειες των γεωλογικών στρώσεων, διαδίδονται στην επιφάνεια της Γης και αποτελούν σύνθεση των χωρικών κυμάτων P και S. Πρόκειται για κύματα πίεσης και ταυτόχρονα ελαστικής παραμόρφωσης, στα οποία το μέσο ταλάντωσης εκτελεί ελλειπτικές κινήσεις με μεγαλύτερους άξονες κοντά στην επιφάνεια. Η κίνηση που προκαλείται είναι αντίστροφη της φοράς του ρολογιού, με μια συνιστώσα οριζόντια και μια κατακόρυφη. Στο σημείο κοντά στην επιφάνεια παρατηρείται και το μέγιστο των ταλαντώσεων. Αν σημειωθεί ένας αρκετά μεγάλος σεισμός, τότε τα κύματα μπορεί να διανύσουν ολόκληρη την επιφάνεια της Γης αρκετές φορές, μέχρι να εξασθενήσουν τελείως. Τα κύματα Rayleigh ταξιδεύουν με ταχύτητα μικρότερη των χωρικών κυμάτων, περίπου με 3 km/s, και επιφέρουν πολλές και μεγάλες καταστροφές στις κατασκευές.



Εικόνα 3.5: Επιφανειακά κύματα Rayleigh (Kramer, 1996).

Κύματα Love: Τα κύματα Love είναι επιφανειακά εγκάρσια κύματα, που δημιουργούνται από τα SH (secondary horizontal) σε μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς. Δεν έχουν κατακόρυφη συνιστώσα και διαδίδονται παραμορφώνοντας ελαστικά το φλοιό σε οριζόντιο επίπεδο. Προκαλούν κυματισμό στην επιφάνεια του εδάφους, χαρακτηριστικό που δίνει στον άνθρωπο την αίσθηση του σεισμού. Παρουσιάζουν μεγάλο πλάτος ταλάντωσης κοντά στην επιφάνεια, ενώ χαρακτηρίζονται εξίσου καταστροφικά με τα Rayleigh. Τα κύματα Love ταξιδεύουν πιο αργά από τα πρωτεύοντα κύματα P και S, αλλά ελάχιστα πιο γρήγορα από τα Rayleigh. Έχει παρατηρηθεί μεγάλη μείωση του πλάτους ταλάντωσης σε σχέση με το βάθος. Όπως και στα κύματα Rayleigh έτσι και στα Love, στην περίπτωση μεγάλου σεισμού μπορούν να διανύσουν πολλές φορές την επιφάνεια της Γης μέχρις ότου εξασθενήσει τελείως η ενέργειά τους.



Εικόνα 3.6: Επιφανειακά κύματα Love (Kramer, 1996).

3.2 Εδαφική σεισμική κίνηση

3.2.1 Τοπικές εδαφικές συνθήκες

Η κίνηση του εδάφους μετά από ένα σεισμικό γεγονός μπορεί να μεταβληθεί σημαντικά από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες (local site conditions). Τα αποτελέσματα της επίδρασης των τοπικών εδαφικών συνθηκών μπορεί να είναι:

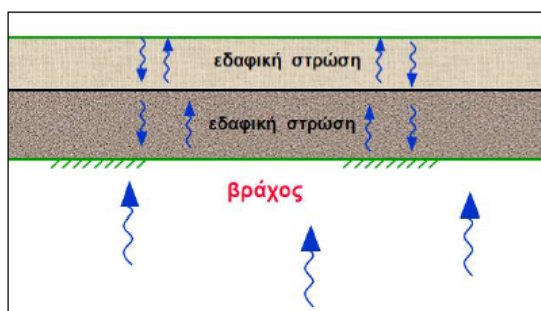
- Ενίσχυση ή απομείωση της εδαφικής κίνησης. Η απομείωση της εδαφικής κίνησης παρατηρείται κυρίως για μαλακά εδάφη σε συνδυασμό με μεγάλες σεισμικές δονήσεις.
- Επιμήκυνση της διάρκειάς της εδαφικής κίνησης.
- Αλλαγή συχνοτικού περιεχομένου.

- Χωρική μεταβλητότητα της εδαφικής απόκρισης (αφορά κυρίως έργα όπου εκτείνονται σε μεγάλες αποστάσεις).

Οι τοπικές εδαφικές συνθήκες κατηγοριοποιούνται σε τρεις κατηγορίες (Ψαρρόπουλος & Τσομπανάκης, 2005):

➤ **Στρωματογραφικές συνθήκες**

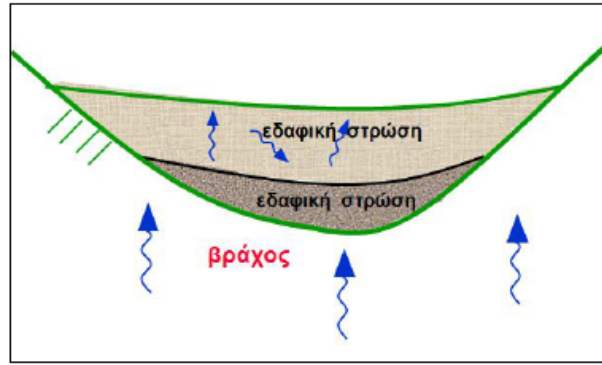
Οι εδαφικές στρώσεις εκτείνονται στην οριζόντια διεύθυνση σε οριζόντιες στρώσεις. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού φαινομένου τα κύματα διαδίδονται στις στρώσεις αυτές, θεωρώντας ότι το επιφανειακό ανάγλυφο ή το ανάγλυφο του βραχώδους υποβάθρου δεν δημιουργεί ανακλάσεις. Η σεισμική απόκριση δηλαδή εξαρτάται άμεσα από τα χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων. Η απόκριση των στρώσεων εδάφους στην επιφάνεια υπολογίζεται με μονοδιάστατες αναλύσεις. Οι στρωματογραφικές συνθήκες λαμβάνονται υπόψη στους κανονισμούς, στα κανονιστικά φάσματα σχεδιασμού και στη κατηγοριοποίηση των εδαφών. Για παράδειγμα ο Ευρωκώδικας 8 διακρίνει πέντε κατηγορίες στρωματογραφικών συνθηκών.



Εικόνα 3.7: Οριζόντιες εδαφικές στρώσεις και διάδοση σεισμικών κυμάτων (Ψαρρόπουλος & Τσομπανάκης, 2005).

➤ **Γεωμορφολογικές συνθήκες**

Σημαντικό ρόλο στην επίδραση των σεισμικών κυμάτων έχουν οι γεωμορφολογικές συνθήκες του βραχώδους υποβάθρου. Οι επιρροή των συνθηκών αυτών παρατηρείται κυρίως σε σημεία όπως οι κοιλάδες και για αυτό το λόγο ονομάζονται “valley effects”. Όταν το βραχώδες υπόβαθρο παρουσιάζει μια καμπυλότητα και πάνω σε αυτό βρίσκονται εύκαμπτα εδαφικά στρώματα, δημιουργείται “παγίδευση” των διατμητικών κυμάτων. Επιπλέον σταματούν να παράγονται επιφανειακά κύματα (Kramer, 1996). Αξιοσημείωτο είναι ότι τα επιφανειακά κύματα είναι αυτά που μπορεί να προκαλέσουν ενίσχυση της εδαφικής κίνησης. Η εδαφική αυτή κίνηση δεν θα μπορούσε να προβλεφθεί με μονοδιάστατη ανάλυση, με βάση την οριζόντια στρωματογραφία. Οι γεωμορφολογικές συνθήκες ιστορικά έχουν αποβεί καταστροφικές σε αρκετά σεισμικά γεγονότα. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο σεισμός του Μεξικού το 1985. Οι συνθήκες γεωμορφολογίας δεν καλύπτονται από τους κανονισμούς και πρέπει να διερευνώνται ξεχωριστά σε κάθε περίπτωση, αναλόγως το έργο και τον τόπο.



Εικόνα 3.8: Ανάγλυφο βραχώδους υποβάθρου και διάδοση σεισμικών κυμάτων (Ψαρρόπουλος & Τσομπανάκης, 2005).

➤ Τοπογραφικές συνθήκες

Πρόκειται ουσιαστικά για τη μορφή που έχει το επιφανειακό ανάγλυφο μιας περιοχής. Η μορφή του αναγλύφου μπορεί να οδηγήσει στην ενίσχυση της εδαφικής κίνησης. Η ενίσχυση αυτή αφορά τόσο την οριζόντια συνιστώσα, όσο και την κατακόρυφη. Παρατηρείται συνήθως στην κορυφή ενός λόφου ή ενός πρανού ανάλογα με τις συνθήκες της συγκεκριμένης περιοχής. Λόγω της τοπογραφίας μιας περιοχής έχουν παρατηρηθεί πολλές βλάβες σε κατασκευές και βιομηχανικές εγκαταστάσεις. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί, όπως ο Ευρωκώδικας 8, λαμβάνουν υπόψη την τοπογραφία, απλοποιητικά, με χρήση επαυξητικών συντελεστών. Στην Ελλάδα χαρακτηριστικό παράδειγμα της επίδρασης της τοπογραφίας ήτανσε περιοχές κοντά στον ποταμό Κηφισό στον καταστρεπτικό σεισμό του 1999 στην Αθήνα.



Εικόνα 3.9: Επιφανειακό ανάγλυφο και διάδοση σεισμικών κυμάτων (Ψαρρόπουλος & Τσομπανάκης, 2005).

3.2.2 Δυναμική εξίσωση κίνησης

Η αδρανειακή καταπόνηση, αποτελεί τη συνηθέστερη μορφή σεισμικής καταπόνησης για μια κατασκευή. Αποτελεί συνάρτηση της εδαφικής επιτάχυνσης και της μάζας της κατασκευής. Ένα από τα βασικότερα προσομοιώματα για την επιστήμη της μηχανικής αποτελεί ο μονοβάθμιος ταλαντωτής. Όταν ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής, στον

οποίο επιβάλλεται μια φόρτιση $F(t)$, εξετάζεται ως προς την δυναμική του ισορροπία, η εξίσωση που διαμορφώνεται είναι η παρακάτω:

$$F_I + F_D + F_S = F(t) \quad (3.1)$$

όπου:

$$F_I = m \cdot \ddot{u}$$

$$F_D = c \cdot \dot{u}$$

$$F_S = k \cdot u$$

Οι παραπάνω σχέσεις εκφράζουν τις δυνάμεις αδράνειας, απόσβεσης και δυσκαμψίας, αντίστοιχα. Αντικαθιστώντας στη σχέση (3.1), προκύπτει η σχέση:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F(t) \quad (3.2)$$

Σε περίπτωση σεισμικής φόρτισης, ο καταναγκασμός που επιβάλλει στο σύστημα η κίνηση του εδάφους u_g , αποτελεί την πραγματική φόρτιση. Επομένως, η συνολική αδρανειακή δύναμη θα ισούται με:

$$F_I = m \cdot \ddot{u}_t = m \cdot (\ddot{u} + \ddot{u}_g) \quad (3.3)$$

Παράλληλα, η εξίσωση (3.3) για $F(t) = 0$ παίρνει τη μορφή:

$$m \cdot \ddot{u} + m \cdot \ddot{u}_g + k \cdot u + c \cdot \dot{u} = 0 \Rightarrow$$

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = -m \cdot \ddot{u}_g \quad (3.4)$$

$$= F_g(t)$$

Σύμφωνα με τις ανωτέρω εξισώσεις, γίνεται κατανοητό ότι η δυναμική φόρτιση του απλού αυτού συστήματος είναι η εδαφική επιτάχυνση. Γνωρίζοντας την $\ddot{u}_g(t)$ και επιλύοντας στη συνέχεια την εξίσωση (3.4), δίνεται η απόκριση της κατασκευής καθώς και τα απαιτούμενα εντατικά μεγέθη για τον αντισεισμικό σχεδιασμό της.

3.2.3 Πλάτος της εδαφικής κίνησης

Η διερεύνηση και η απεικόνιση της ισχυρής εδαφικής κίνησης, γίνεται μέσω των χρονοϊστοριών με μεταβλητή την επιτάχυνση, την ταχύτητα ή τη μετακίνηση. Γενικότερα χαρακτηρίζονται από τρεις συνιστώσες, δύο οριζόντιες και μια κατακόρυφη. Το βασικότερο χαρακτηριστικό σε μια χρονοϊστορία είναι το πλάτος της. Το πλάτος δηλώνει τη μέγιστη τιμή της, ενώ εξαρτάται από την απόσταση του σημείου καταγραφής από την πηγή. Όσο μεγαλύτερη είναι η απόσταση του οργάνου από το επίκεντρο, τόσο μειώνεται το πλάτος, λόγω γεωμετρικής και ανελαστικής απόσβεσης. Η γεωμετρική απόσβεση οφείλεται στην

εξασθένηση του κύματος λόγω της απομάκρυνσής του από την πηγή, ενώ η ανελαστική στις ιδιότητες του μέσου διάδοσης.

Συνήθως όταν η μια μεταβλητή όπως η επιτάχυνση, η ταχύτητα ή η μετακίνηση είναι γνωστή, μπορεί με ολοκλήρωση ή παραγωγή να υπολογισθούν και οι υπόλοιπες δύο. Οι τεχνικές ολοκλήρωσης και παραγωγής βασίζονται στη μέθοδο Newmark. Για το πλάτος της εδαφικής κίνησης, η οποία μεταβάλλεται χρονικά, ισχύει η παρακάτω σχέση:

$$u(\omega) = \frac{u'(\omega)}{\omega} = \frac{u''(\omega)}{\omega^2} \quad (3.5)$$

Σε κάθε χρονοϊστορία η μέγιστη τιμή αποτελεί σημαντική παράμετρο για διερεύνηση και εξαγωγή συμπερασμάτων. Οι μέγιστες τιμές των χρονοϊστοριών είναι η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration ή PGA), Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα (Peak Ground Velocity ή PGV) και η Μέγιστη Εδαφική Μετακίνηση (Peak Ground Displacement ή PGD).

➤ Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση

Η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση αποτελεί μια παράμετρο για τη περιγραφή του σεισμικού κραδασμού. Αναλύεται στη Μέγιστη Οριζόντια Εδαφική Επιτάχυνση και στη Μέγιστη Κατακόρυφη Εδαφική Επιτάχυνση. Η μέγιστη οριζόντια επιτάχυνση (Peak Horizontal Acceleration ή PHA) αναφέρεται στη μέγιστη τιμή που προκύπτει από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες ή το διανυσματικό τους άθροισμα. Συνδέεται άμεσα με τις δυνάμεις αδράνειας όπου φορτίζουν μια κατασκευή. Η PGA συχνά συσχετίζεται και με την ένταση του σεισμού, και παρόλο τη μικρή ακρίβειά της, μπορεί να δώσει μια εικόνα των προβλεπόμενων ζημιών. Σεισμοί με μεγάλη τιμή PGA δεν είναι απαραίτητα καταστροφικοί για τις κατασκευές. Η καταστροφικότητά τους εξαρτάται από πλήθος παραμέτρων, όπως για παράδειγμα η διάρκειά τους. Ο συνδιασμός μεγάλης εδαφικής επιτάχυνσης με μικρή διάρκεια συνήθως δεν αποτελεί απειλή για τις κατασκευές.

Αντίθετα, στη κατακόρυφη συνιστώσα συνήθως δεν δίνεται μεγάλη σημασία από τους μηχανικούς. Ο λόγος είναι ότι η κατακόρυφη ταλάντωση σε μια κατασκευή δεν έχει σημαντικές επιπτώσεις. Με βάση τους κανονισμούς, για τις πλείστες των περιπτώσεων σε ότι αφορά τις κατασκευές, προβλέπονται μεγάλοι συντελεστές ασφαλείας για τα κατακόρυφα φορτία. Η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση αποτελεί μια ταλάντωση υψηλών συχνοτήτων και έτσι επηρεάζει περισσότερο τις κατασκευές με μικρή περίοδο. Ακόμα η μεγέθυνση της συγκεκριμένης, εκφράζεται από τις ελαστικές ιδιότητες του εκάστοτε εδαφικού υλικού.

Αρκετές φορές οι κατασκευές κυρίως μεγάλης κλίμακας και με έντονη γεωμετρία (φράγματα, βάθρα κρεμαστών γεφυρών, κτλ) επηρεάζονται αρνητικά από τον συνδιασμό οριζόντιων και κατακόρυφων ταλαντώσεων. Χαρακτηριστικό είναι το παράδειγμα από τον μεγάλο σεισμό στο Kobe στις 17 Ιανουαρίου του 1995, όπου οι κρηπιδότοιχοι του Portisland μετακινήθηκαν έως και 5 μέτρα. Η ζημιά αυτή αποτέλεσε επίδραση της ρευστοποίησης του

εδάφους θεμελίωσης. Επιπλέον, αρνητική ήταν η επίδραση και της στιγμιαίας μείωσης του κατακόρυφου φορτίου που αύξανε την αντίσταση σε ολίσθηση, λόγω της ισχυρής κατακόρυφης επιτάχυνσης.

➤ Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα

Η PGV αποτελεί μια παράμετρο περιγραφής της ισχυρής εδαφικής κίνησης. Είναι ιδανική για τον χαρακτηρισμό της σεισμικής κίνησης σε μεσαίες συχνότητες. Οι συχνότητες αυτές είναι δυνατόν να προκαλέσουν βλάβες και αστοχίες σε έργα πολιτικού μηχανικού με σχετικά μεγάλες ιδιοπεριόδους (γέφυρες, δίκτυα αγωγών, πολυόροφα κτίρια).

Η μέγιστη ταχύτητα και επιτάχυνση αναφέρονται σε διαφορετικές συχνότητες. Επομένως ο λόγος v_{max}/a_{max} αποτελεί ένα δείκτη που φανερώνει το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής ταλάντωσης. Αυτό γίνεται εύκολα κατανοητό διότι στη περίπτωση της απλής αρμονικής ταλάντωσης ισχύει η σχέση $v_{max}/a_{max} = T/2\pi$. Συνεπώς η περίοδος ισούται με $T = 2\pi \cdot v_{max}/a_{max}$. Στον Πίνακα 3.1, παρουσιάζονται κάποιες αντιπροσωπευτικές τιμές για τον λόγο v_{max}/a_{max} σε cm/s/g ανάλογα με τη σεισμική ροπή Mw, το είδος του εδάφους σύμφωνα με την ταχύτητα των κυμάτων P (βράχος, μαλακό ή σκληρό έδαφος) και τη χιλιομετρική απόσταση από την πηγή. Το 1982 οι Newmark & Hall πρότειναν για βράχο και σκληρά εδάφη, τις τιμές 91 cm/sec/g και 122 cm/sec/g, αντίστοιχα. Αντίστοιχες τιμές για μαλακά και χαλαρά εδάφη δεν υπάρχουν, εφόσον η επιρροή των τοπικών εδαφικών συνθηκών εκεί διαφοροποιεί δραστικά την εδαφική επιτάχυνση και επομένως τον λόγο v_{max}/u_{max} .

Τύπος εδάφους	v_{max}/a_{max}
Βράχος	55cm/sec/g=0.056 sec
Σκληρά εδάφη Πάχος στρώσης < 30m	110cm/sec/g= 0.112 sec
Σκληρά εδάφη Πάχος στρώσης > 30m	135cm/sec/g=0.138 sec

Πίνακας 3.1: Αντιπροσωπευτικές τιμές του λόγου v_{max}/a_{max} για διάφορες κατηγορίες εδαφών (Seed & Idriss, 1982).

➤ Μέγιστη Εδαφική Μετακίνηση

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφέρεται σε χαμηλές συχνότητες της σεισμικής ταλάντωσης. Παίρνει τιμές από μερικά εκατοστά έως και αρκετές δεκάδες εκατοστών. Η τιμές που λαμβάνει εξαρτώνται από το μέγεθος του σεισμού, από την απόστασή του από την εστία και από τη δυσκαμψία του εδάφους. Η εκτίμηση της τιμής γίνεται με διπλή ολοκλήρωση του επιταχυνσιογραφήματος. Παρόλα αυτά εμφανίζονται μεγάλες

ανακρίβειες λόγω λαθών στην επεξεργασία του σήματος, της ολοκλήρωσης αλλά και της ύπαρξης θορύβου στις χαμηλές συχνότητες. Ειδικότερα για την ύπαρξη θορύβου, πρέπει να γίνεται φιλτράρισμα, προκειμένου να απαλοιφεί. Με βάση τα παραπάνω, γίνεται κατανοητό ότι η χρήση της μέγιστης εδαφικής μετακίνησης, και γενικότερα των χρονοϊστοριών μετακίνησης $u(t)$, είναι περιορισμένη. Στο μέλλον με την εξέλιξη της μηχανικής, η τιμή PGD μπορεί να έχει σημαντικό ρόλο για τους μηχανικούς, επειδή είναι μια παράμετρος που συνδέεται απευθείας με τις σχετικές μετακινήσεις και τις δομικές βλάβες.

3.2.4 Διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης

Η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης, είναι μια παράμετρος, η οποία επηρεάζει στο μέγιστο το μέγεθος και την έκταση των ζημιών σε ένα σεισμό. Μια δόνηση με μεγάλο πλάτος και μικρή διάρκεια, είναι δυνατόν να προκαλέσει λιγότερες βλάβες από μια με μικρότερο πλάτος και μεγάλη διάρκεια. Η επαναλαμβανόμενη καταπόνηση οδηγεί σε φαινόμενα που έχουν άμμεση εξάρτηση με τη διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης. Η μείωση της δυσκαμψίας και η αντοχή των δομικών στοιχείων, η μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους μέσω της αύξησης της πίεσης των πόρων, που μειώνει την ενεργό τάση του εδάφους σε χαλαρές κορεσμένες άμμους, αλλά και η προοδευτική θραύση επιμέρους τμημάτων των κατασκευών, είναι μερικά από τα φαινόμενα αυτά.

Η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης είναι άμμεσα εξαρτώμενη από το μέγεθος του σεισμού, δηλαδή το ποσό της ενέργειας παραμόρφωσης που συσσωρεύεται πριν τη θραύση του ρήγματος. Επιπρόσθετα, εξαρτάται από την εστιακή απόσταση και τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, στο σημείο όπου γίνεται η καταγραφή των σεισμικών κυμάτων. Για παράδειγμα, ένας εδαφικός σχηματισμός από άργιλο με ελαστική συμπεριφορά και μικρό αρχικό μέτρο διατμητικής αντοχής G_0 , που χαρακτηρίζεται από μικρή απόσβεση, ταλαντώνεται για μεγαλύτερα χρονικά διαστήματα σε σχέση με ένα βραχώδες υπόβαθρο ή μια στιφρή αργιλική στρώση.

Για την διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης δεν υπάρχει κάποιος ακριβής ορισμός. Παρόλα αυτά στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν προταθεί κάποιοι ορισμοί. Ο Bolt (1974) χαρακτήρισε τη διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης ως τον χρόνο που μεσολαβεί μεταξύ της πρώτης και της τελευταίας υπέρβασης του πλάτους καταγραφής ενός καθορισμένου επιπέδου εδαφικής επιτάχυνσης. Το πλάτος αυτό είναι συνήθως ίσο με 0,05g (bracketed duration). Σύμφωνα με τους Husid (1969) και Arias (1970), η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης, T_{SD} , ορίζεται ως ο χρόνος που απαιτείται για να αυξηθεί η ένταση κατά Arias από 5% σε 95%.

Οι Hanks & Kanamori (1979) και McGuire & Hanks (1980) θεώρησαν ότι η διάρκεια της ισχυρής κίνησης T_d είναι ίση με τη διάρκεια της διάρρηξης του σεισμικού ρήγματος, το οποίο ισούται με το αντίστροφο της γωνιακής συχνότητας f_c :

$$T_d = f_c^{-1} \quad (3.6)$$

Ο Hermann (1985) πρόσθεσε στην εξίσωση (3.6) και την επιρροή της επίκεντρης απόστασης, R (km):

$$T_d = f_c^{-1} + 0.05R \quad (3.7)$$

Οι Margaris et al. (1990) με βάση ελληνικές καταγραφές, πρότειναν την εκτίμηση της σημαντικής διάρκειας, T_{SD} , ως εξής:

$$\log T_{SD} = 0.24M_S - 0.59 \quad (3.8)$$

$$\log T_{SD} = 0.71 + 0.11M_S + 0.32\ln R - 0.69S \quad (3.9)$$

όπου M_S είναι το επιφανειακό μέγεθος, R η επίκεντρη απόσταση και S μια παράμετρος περιγραφής των εδαφικών συνθηκών ίση με 0 για αλλουβιακές αποθέσεις και με 1 για σκληρά πετρώματα).

Οι Papazachos et al. (1992), έχοντας ως βάση τις καταγραφές της ισχυρής εδαφικής κίνησης στον Ελλαδικό χώρο, παρουσίασαν τη σχέση (3.10) που ισχύει για ισχυρή εδαφική διάρκεια:

$$\ln TBD = 1.84 + 0.8124M_S - 1.04 \ln(R + 15) - 0.19S - 2.27L + 0.76P \quad 3.10)$$

όπου: M_S είναι το επιφανειακό μέγεθος, P η επίκεντρη απόσταση (σε km), S η παράμετρος περιγραφής των εδαφικών συνθηκών, L η παράμετρος σύνδεσης της εκτιμώμενης ισχυρής διάρκειας με το επίπεδο καθορισμού της και P η στατική παράμετρος ($P=0$ για τη μέση τιμή, $P=1$ για τη μέση τιμή \pm την τυπική απόκλιση).

Οι Chang & Krinitzsky (1977) πρότειναν για την ισχυρή διάρκεια σε συνθήκες κοντινού πεδίου ($R < 10$ km) τις τιμές του πίνακα 3.2. Οι Seed et al. (1975) πρότειναν τον ισοδύναμο αριθμό κύκλων τάσεων. Η συγκεκριμένη παράμετρος κρίθηκε αναγκαίο να εισαχθεί λόγω της πολυπλοκότητας της συνάρτησης χρονικής μεταβολής τάσεων-διατμητικών παραμορφώσεων για μια σεισμική εδαφική κίνηση. Στη σκοπιμότητα της έννοιας συνέβαλε το ότι μια τυχαία περιοδική κίνηση αναλύεται σε μια σειρά αρμονικών κινήσεων. Ο ισοδύναμος αριθμός κύκλων τάσεων, ισούται με τον αναγκαίο αριθμό κύκλων φόρτισης. Ως αποτέλεσμα έχει την ανάπτυξη πίεσης πόρων τόση όση θα αναπτυσσόταν με την

πραγματική φόρτιση, για πλάτος αρμονικής διατμητικής τάσης ίση με το 65% της μέγιστης πραγματικής. Η συγκεκριμένη έννοια έχει άμεση χρήση σε προβλήματα εδαφοδυναμικής αλλά και ρευστοποίησης.

Μέγεθος	Διάρκεια (sec)	
	Πετρώματα	Εδαφικές Αποθέσεις
5.0	4	8
5.5	6	12
6.0	8	16
6.5	11	23
7.0	16	32
7.5	22	45
8.0	31	62
8.5	43	86

Πίνακας 3.2: Τυπικές τιμές ισχυρής εδαφικής διάρκειας $T_{BD}(R<10 \text{ km})$.

3.2.5 Συχνότητα της ισχυρής εδαφικής κίνησης

Η περιγραφή μιας απλής αρμονικής ταλάντωσης γίνεται με βάση το πλάτος της, αλλά και τη συχνότητά της. Σε ένα σεισμικό γεγονός, η κίνηση του εδάφους δημιουργείται από τη σύνθεση διαφορετικών απλών αρμονικών ταλαντώσεων. Η κάθε μια από αυτές χαρακτηρίζεται από διαφορετικό πλάτος και συχνότητα. Για την καλύτερη περιγραφή ενός σεισμού, απαιτείται να γνωρίζουμε το συχνοτικό του περιεχόμενο. Με τη βοήθεια του συχνοτικού περιεχομένου ενός σεισμού, μπορούν να προβλεφθούν σε μεγάλο βαθμό και οι συνέπειες στις ανθρώπινες κατασκευές.

Το συχνοτικό περιεχόμενο ενός σεισμού περιγράφει πως διαφοροποιείται το πλάτος της κίνησης στις διάφορες συχνότητες και εκφράζεται κατά κύριο λόγο μέσω των φασμάτων Fourier ή ισχύος (power spectra) και των φασμάτων απόκρισης (response spectra). Με βάση τις σειρές Fourier, μια περιοδική συνάρτηση της σεισμικής κίνησης $u(t)$ γράφεται ως:

$$u(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (3.11)$$

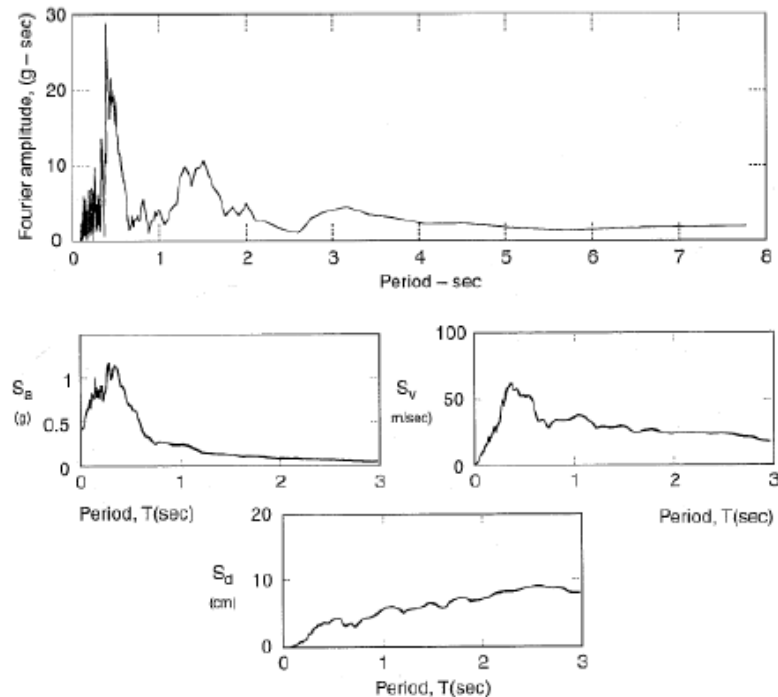
όπου c_n και ϕ_n είναι το πλάτος και η γωνία φάσης αντίστοιχα, της n -οστής αρμονικής σειράς Fourier και $\omega_n = 2\pi n / T_f$ με T_f την περίοδο της συνάρτησης.

Φάσμα Fourier ή ισχύος ορίζεται η γραφική παράσταση η οποία προκύπτει από το πλάτος c_n και τη συχνότητα ω_n . Η γραφική παράσταση εξάγεται ύστερα από ανάλυση της σεισμικής καταγραφής με τις σειρές Fourier σύμφωνα με την εξίσωση (3.11). Οι ισχυροί σεισμοί παρατηρείται ότι προκαλούν εδαφικές κινήσεις με χαμηλές κυρίως συχνότητες. Αντίθετα οι σειμοί χαμηλότερης έντασης προκαλούν εδαφικές κινήσεις με υψηλές συχνότητες. Το παραπάνω συμπέρασμα προκύπτει μετά από αναλύσεις με χρήση σειρών Fourier (Χατζηδάκης, 2015). Ένα ακόμα χαρακτηριστικό των φασμάτων αυτών είναι η δεσπόζουσα περίοδος, T_p , που ορίζεται ως η περίοδος ταλάντωσης με τη μέγιστη τιμή πλάτους (Πιτιλάκης, 2010).

Φάσμα απόκρισης (response spectrum) ορίζεται η μέγιστη απόκριση ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή, ο οποίος υπόκειται σε μια συγκεκριμένη διέγερση στη βάση του. Η απόκριση μπορεί να αφορά μετακίνηση, ταχύτητα ή και επιτάχυνση. Η διέγερση στη βάση του ταλαντωτή είναι συνάρτηση της ιδιοσυχνότητας και του συντελεστή απόσβεσης του συγκεκριμένου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα απόκρισης δίνουν τη μέγιστη απόκριση μιας κατασκευής για μια σεισμική εδαφική κίνηση, επιτρέποντας έτσι να γίνουν όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι και υπολογισμοί με τα μέγιστα φορτία. Η μέγιστη δυνατή απόκριση εμφανίζεται στη συχνότητα που ταυτίζεται με την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής (Πιτιλάκης, 2010). Αυτός είναι και ο λόγος της ευρείας χρήσης τους στη σεισμική μηχανική και τους αντισεισμικούς κανονισμούς. Επιπλέον, με τα φάσματα απόκρισης γίνεται αντιληπτό ότι μια κατασκευή μπορεί να υποστεί πολλές βλάβες ακόμα και από διεγέρσεις με μικρότερα πλάτη ταλάντωσης. Απαραίτητη βέβαια προϋπόθεση είναι τα πλάτη αυτά να βρίσκονται κοντά στην ιδιοσυχνότητά της και έτσι να προκληθεί φαινόμενο συντονισμού.

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα επιρροής του συχνотικού περιεχομένου, αποτελούν οι ζημιές που παρουσιάστηκαν στην πόλη του Μεξικό ύστερα από τον μεγάλο σεισμό του Michoacan το 1985. Οι ζημιές παρατηρήθηκαν σε πολυόροφα κτίρια με μεγάλες ιδιοπεριόδους σε σχέση με τα χαμηλότερα, λόγω μεγάλων φασματικών αποκρίσεων που εμφανίστηκαν σε μεγάλες ιδιοπεριόδους σε μερικά σημεία της πόλης.

Τα φάσματα Fourier και τα φάσματα απόκρισης εξαρτώνται από παράγοντες όπως ο μηχανισμός θραύσης του ρήγματος, το μέγεθος σεισμού, το βάθος του σεισμού, η απόσταση από το επίκεντρο, η γεωλογία της περιοχής, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αλλά και η διεύθυνση καταγραφής των κυμάτων.



Εικόνα 3.10: Φάσματα Fourier και φάσματα απόκρισης για απόσβεση 5% μετά από καταγραφή στη διεύθυνση Α-Δ στο σεισμό Gilroy σε βράχο (Kramer, 1996).

3.3 Ρευστοποίηση εδάφους

3.3.1 Διαδικασία ρευστοποίησης εδάφους

Η ρευστοποίηση (liquefaction) του εδάφους αποτελεί ένα φαινόμενο κατά το οποίο προκαλείται μείωση της ακαμψίας του εδάφους. Η μείωση προέρχεται λόγω ταλάντωσης από ένα σεισμικό φαινόμενο ή κάποια γρήγορη φόρτιση. Οι μη συνεκτικοί κορεσμένοι εδαφικοί σχηματισμοί, στην περίπτωση που υπόκεινται σε φόρτιση υπο αστράγγιστες συνθήκες, παρουσιάζουν την τάση να συμπυκνωθούν. Παρόλα αυτά παρουσιάζουν αδυναμία στη μεταβολή του όγκου τους. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση της πίεσης του νερού και το μηδενισμό της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Με τη διαδικασία που περιγράφεται παραπάνω η κατάσταση του εδάφους από στέρα μετατρέπεται σε υγρή και παρουσιάζεται το φαινόμενο της ρευστοποίησης.

Ο λόγος που ονομάστηκε το φαινόμενο ρευστοποίηση, είναι ότι μετά την εκδήλωσή του, εμφανίζεται ρέουσα λεπτόκοκκη άμμος και αμμοιλύς που αναβλίζει στην επιφάνεια δημιουργώντας κρατήρες άμμου (βλ. Εικόνα 3.11). Το υπόγειο νερό που βρίσκεται σε καθεστώς υψηλής πίεσης σε σχέση με τις κανονικές υδροστατικές, αναδύεται προς την επιφάνεια παρασύροντας άμμο. Η ανάδυση οφείλεται στην προσπάθεια του νερού να φτάσει σε κανονικές υδροστατικές πιέσεις. Με την πάροδο του χρόνου η πίεση αυτή

εκτονώνεται και το έδαφος επανέρχεται σε στέρεα κατάσταση. Μετά την επαναφορά του εμφανίζονται φαινόμενα καθίζησης.



Εικόνα 3.11: Εμφάνιση φαινομένου ρευστοποίησης με δημιουργία κρατήρων άμμου στο Christchurch της Νέας Ζηλανδίας στις 28 Φεβρουαρίου 2011 (www.blogs.aug.org).

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης εμφανίζεται μετά από επαναλαμβανόμενη, μονοτονική ή παροδική εδαφική ταλάντωση μεγάλης έντασης, κυρίως σε χαλαρά, κορεσμένα και κοκκώδη εδάφη, αλλά και χάλικες και ιλύες. Βασικό ρόλο στην εμφάνιση ρευστοποίησης έχουν οι τοπικές εδαφικές συνθήκες. Σε συνθήκες ρευστοποίησης η κορεσμένη άμμος τείνει να γίνει συμπαγής και να καθιζάνει. Αν η άμμος είναι κορεσμένη κατά την καθίζησή της, τότε αντικαθίστανται οι πόροι του νερού, το οποίο βγαίνει στην επιφάνεια. Αν η πίεση στους πόρους αυξηθεί ως ένα ορισμένο επίπεδο, μέρος της εδαφικής μάζας είναι πιθανό να εκτιναχθεί στην επιφάνεια. Όπως προαναφέρθηκε, το γεγονός αυτό θα προκαλέσει εκτεταμένες καθιζήσεις στην περιοχή. Αξίζει να αναφερθεί ότι το φαινόμενο ρευστοποίησης εκδηλώνεται σταδιακά. Η εκκίνησή του αρχίζει περί τα 30 sec, μετά το πέρας των ισχυρότερων παλμών του σεισμού.

Σε πολλούς σεισμούς του παρελθόντος έχουν καταγραφεί φαινόμενα ρευστοποίησης εδάφους. Η ρευστοποίηση του εδάφους άρχισε να μελετάται εκτεταμένα στον τομέα της γεωτεχνικής μηχανικής μετά τους σεισμούς του 1964 στη Ναγκάτα της Ιαπωνίας αλλά και της Αλάσκας. Στους συγκεκριμένους σεισμούς η ρευστοποίηση προκάλεσε πλευρική διάδοση και απώλεια της φέρουσας ικανότητας. Σοβαρές επιπτώσεις σε κατασκευές από ρευστοποίηση παρατηρήθηκαν μετά από ισχυρούς σεισμούς (Loma Prieta (1989) Northridge (1994), Kobe (1995), Chi-Chi (1999), κ.α.).



Εικόνα 3.12: Αστοχίες στις θεμελιώσεις κτιρίων ύστερα από ρευστοποίηση εδάφους, στο σεισμό της Ναγκάτα (1964) [www.theconstructor.org].

3.3.2 Είδη ρευστοποίησης

Με τον όρο ρευστοποίηση μπορούν να περιγραφούν δύο αρκετά διαφορετικές καταστάσεις, που αποτελούν και τα δύο είδη αυτής. Αυτές είναι η ρευστοποίηση ροής και η ανακυκλιζόμενη κινητικότητα. Και στις δύο κατηγορίες ρευστοποίησης παρατηρείται μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Η μείωση οφείλεται στην άυξηση της πίεσης των πόρων που δημιουργείται λόγω σεισμικών φαινομένων ή μοντονικής διέγερσης. Η διαφορά των δύο ειδών είναι στο αν η διατμητική αντοχή του εδάφους ξεπερνά ή όχι την τάση που είναι απαραίτητη για την εξασφάλιση της στατικότητας.

➤ Ρευστοποίηση ροής

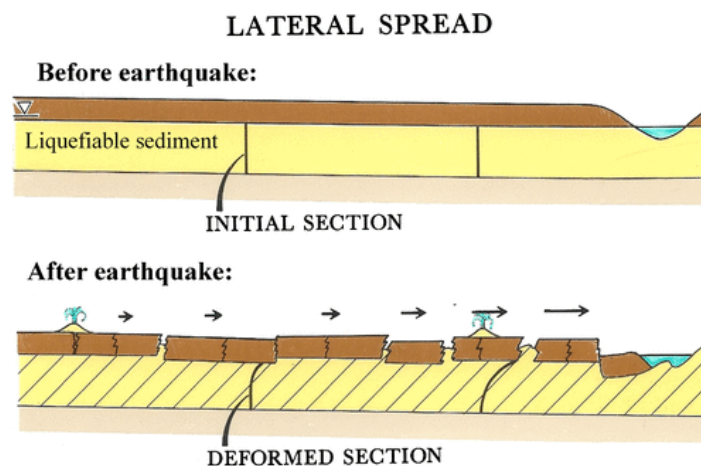
Με τον όρο ρευστοποίηση ροής (flow liquefaction) ή αστοχία λασπορροής ή εδαφική ροή (Πιτιλάκης, 2010) ονομάζεται το φαινόμενο κατά το οποίο η διατμητική τάση που απαιτείται για τη στατική ισορροπία είναι μεγαλύτερη από την αντοχή του εδάφους όταν αυτό βρίσκεται σε κατάσταση ρευστοποίησης. Κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης δημιουργούνται ανακυκλιζόμενες διατμητικές τάσεις. Οι τάσεις αυτές δημιουργούν με τη σειρά τους μεγάλες παραμορφώσεις που έχουν τη μορφή λασπορροής (βλ. Εικόνα 3.12). Η λασπορροή έχει την ικανότητα να καλύψει ταχύτατα μεγάλες αποστάσεις, προκαλώντας αστάθειες και καταστροφές στα τεχνικά έργα της ευρύτερης περιοχής.



Εικόνα 3.13: Αστοχία φράγματος San Fernando λόγω ρευστοποίησης ροής (www.researchgate.net).

➤ **Ανακυκλιζόμενη κινητικότητα**

Με τον όρο ανακυκλιζόμενη κινητικότητα (cyclic mobility) ονομάζεται το φαινόμενο κατά το οποίο η διατμητική τάση η οποία απαιτείται για την εξασφάλιση στατικότητας (στατικής ισορροπίας) είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή σε μια κατάσταση ρευστοποίησης. Η ρευστοποίηση του εδάφους συνδέεται με τη σταδιακή παραμόρφωση ανάλογα με τη στατική αντοχή και το πλάτος των ανακυκλικών διατμητικών τάσεων.



Εικόνα 3.14: Μηχανισμός πλευρικής μετατόπισης (Τροποποιημένο από Youd, 1984).

Ανάλογα με την κλίση του εδάφους που ρευστοποιείται, το φαινόμενο διακρίνεται σε δύο κατηγορίες. Στην περίπτωση ήπιας κλίσης των πρανών (μικρότερης των 3°), το αποτέλεσμα κινητικότητας είναι η εμφάνιση του φαινομένου της πλευρικής εξάπλωσης (Youd & Garriss, 1995). Η πλευρική εξάπλωση (lateral spreading) συνοδεύεται από δυσμενείς επιπτώσεις σε επιφανειακές (π.χ., δεξαμενές αποθήκευσης καυσίμων) ή βαθιές κατασκευές λόγω μικρής αρχικής διατμητικής τάσης που οφείλεται στη κλίση (βλ. Εικόνα 3.15). Στην περίπτωση οριζώντιου εδάφους, οι αρχικές διατμητικές τάσεις είναι μηδενικές. Επομένως η

ανακυκλιζόμενη κινητικότητα έχει ως συνέπεια μια έντονη ταλάντωση. Η έντονη αυτή ταλάντωση σε συνδυασμό με τη μείωση της διατμητικής αντοχής οδηγεί σε αστοχίες στις κατασκευές στην ευρύτερη περιοχή της ρευστοποίησης. Αστοχίες μπορεί να εμφανίζονται στις κατασκευές έως την αποκατάσταση της υδραυλικής ισορροπίας. Όταν το έδαφος είναι οριζόντιο δεν υπάρχει περίπτωση εμφάνισης πλευρικής εξάπλωσης λόγω μη ύπαρξης αρχικών διατμητικών τάσεων.



Εικόνα 3.15: Αστοχία εδάφους υπό μορφή καθίζησης, ύστερα από ρευστοποίηση τύπου ανακυκλιζόμενης κινητικότητας (www.fhwa.dot.gov).

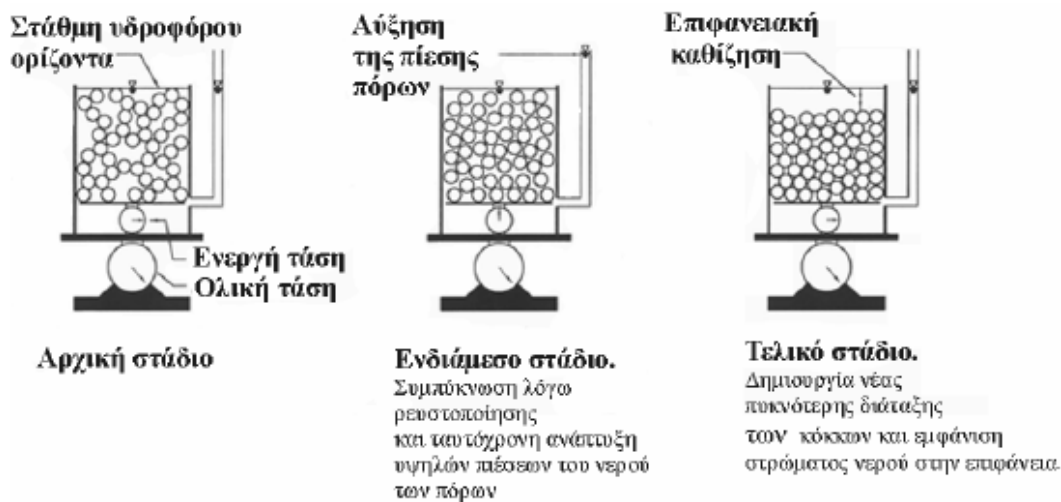
3.3.3 Μηχανισμός πρόκλησης ρευστοποίησης

Σε ένα χαλαρό εδαφικό σχηματισμό ο οποίος υπόκειται σε ανακυκλιζόμενη δόνηση εμφανίζεται τάση συμπύκνωσης και μεταβολής του όγκου όπως προαναφέρθηκε. Εξετάζοντας το φαινόμενο βαθύτερα παρατηρείται μετακίνηση των κόκκων του εδαφικού υλικού, προκειμένου να υπάρξει μείωση των κενών μεταξύ τους. Η μετακίνηση των κόκκων αυτών εμποδίζεται στην περίπτωση κορεσμένων χαλαρών εδαφών, σε αστράγγιστες συνθήκες, λόγω ύπαρξης νερού στα διάκενα. Εξαιτίας των αστράγγιστων συνθηκών, η πίεση του νερού στους πόρους δεν μπορεί να εκτονωθεί. Ως αποτέλεσμα αυξάνεται απότομα η πίεση των πόρων u . Η συνεχής αύξησή της αντιστοιχεί σε μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους, μέχρι την πλήρη απώλεια σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\tau = \sigma'_v \cdot \tan \phi' \quad (3.12)$$

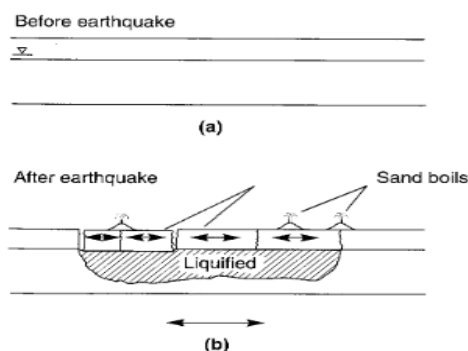
Στην παραπάνω εξίσωση (νόμος Coulomb) η ενεργός τάση ιδούται με: $\sigma'_v = \sigma - u$,

όπου: σ'_v = ενεργή τάση, σ = τάση, σ' = ενεργός (δρώσα) γωνία τριβής, u = πίεση των πόρων.



Εικόνα 3.16 : Διάταξη κόκκων εδάφους στα τρία στάδια της ρευστοποίησης (Τροποποιημένο από Obermeier et al., 2005).

Το στάδιο που περιγράφηκε παραπάνω ονομάζεται ολική ρευστοποίηση. Η πίεση του νερού των πόρων, το οποίο δεν έχει απεγκλωβιστεί από το έδαφος, ανταποκρίνεται στη πίεση που ασκούν τα υπερκείμενα στρώματα (Παπαθανασίου, 2010). Επίσης, οι δυνάμεις που συνδέουν τους κόκκους δεν υφίστανται πια, και ο δομικός ιστός του εδάφους αστοχεί. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη συμπεριφορά του εδάφους ως ρευστού μέσου. Η εκτόνωση της πίεσης του νερού αυξάνει την πυκνότητα του εδάφους, ενώ παράλληλα μειώνει τον όγκο του. Λόγω της μεγάλης υδραυλικής κλίσης, ποσότητα νερού θα διοχετευθεί προς την επιφάνεια παρασέρνοντας κόκκους άμμου. Το φαινόμενο της ρευστοποίησης παρατηρείται για το χρονικό διάστημα μέχρις ότου αποκατασταθεί η υδραυλική ισορροπία στους κόκκους εδάφους. Συνεπώς, ροή νερού μαζί με εδαφικό υλικό προς την επιφάνεια παρατηρείται και μετά το πέρας του σεισμού.



Εικόνα 3.17: Εδαφική κατάσταση πριν από ένα σεισμό (a), και (b) μετά από ένα σεισμό κατά την εμφάνιση φαινομένου ρευστοποίησης (Kramer, 1996).

3.4 Καθιζήσεις

3.4.1 Είδη καθιζήσεων

Με τον όρο καθίζηση νοείται η κατακόρυφη υποχώρηση ή παραμόρφωση του εδάφους, η οποία προκαλείται από το βάρος του, ή από το βάρος ενός τεχνικού έργου που βρίσκεται πάνω σε αυτό. Με την καθίζηση προκαλείται συμπίεση στο έδαφος (βλ. Εικόνα 3.18) από φορτία που του ασκούνται και υπερβαίνουν την αντοχή του συγκεκριμένου εδάφους. Έχει διαπιστωθεί ότι η κύρια παραμόρφωση των εδάφους έχει τη διεύθυνση των φορτίων. Καθιζήσεις συμβαίνουν σε κορεσμένα εδάφη, αμμώδη και συνεκτικά, τα οποία υποβάλλονται σε σεισμική δόνηση. Η καθίζηση δημιουργείται από την αύξηση της πίεσης των πόρων που έχει ως αποτέλεσμα τη ρευστοποίηση και την απώλεια της αντοχής τους. Η εκτόνωση της υπερπίεσης του νερού πραγματοποιείται προς την επιφάνεια, συνοδευόμενη από μεταβολή του όγκου της αμμώδους απόθεσης. Το αποτέλεσμα του φαινομένου αυτού είναι η εμφάνιση καθιζήσεων.



Εικόνα 3.18: Καθίζηση στο οδικό δίκτυο της Κρήτης, στη περιοχή της Κάτω Βιάννου, ύστερα από ρευστοποίηση της εδαφικής μάζας (www.creteplus.gr).

Τα αμμώδη εδάφη παρουσιάζουν μεγάλη διαπερατότητα. Η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων σε αυτά γίνεται αμέσως μετά την επιβολή φόρτισης. Το φορτίο παραλαμβάνεται πρακτικά άμεσα από τον εδαφικό σκελετό. Συνεπώς, οι καθιζήσεις στα αμμώδη εδάφη είναι άμεσες και ελαστικές. Αντίθετα, τα συνεκτικά εδάφη παρουσιάζουν πολύ μικρή διαπερατότητα. Η αναπτυσσόμενη λόγω των φορτίων υπερπίεση του νερού των πόρων αργεί πολύ να εκτονωθεί. Επομένως, η διαδικασία ανάληψης του φορτίου από τον εδαφικό σκελετό εξελίσσεται με αργό ρυθμό, άρα και οι καθιζήσεις στα συνεκτικά (λεπτόκοκκα) εδάφη γίνονται με αργό ρυθμό.

Το φαινόμενο της καθίζησης επηρεάζεται άμεσα και συνδέεται με τις γεωλογικές, γεωτεχνικές, μορφολογικές, τοπογραφικές αλλά και μετεωρολογικές συνθήκες. Σε ότι αφορά τις τεχνικές κατασκευές, οι καθιζήσεις είναι συνάρτηση της σεισμικότητας της περιοχής, του είδους της κατασκευής, του τρόπου θεμελίωσής της, αλλά και των κατασκευαστικών υλικών που χρησιμοποιήθηκαν. Αξίζει να αναφερθεί ότι από τις

παραπάνω συνθήκες μπορεί να υπάρξει μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Η μείωση αυτή οδηγεί συχνά σε εδαφική αστάθεια, ακόμα και σε κατολίσθηση.

Οι καθιζήσεις με βάση τη γεωλογική και γεωτεχνική άποψη διακρίνονται σε δύο κατηγορίες: τις καθολικές καθιζήσεις και τις διαφορικές καθιζήσεις.

Καθολικές καθιζήσεις: σε αυτή την κατηγορία καθιζήσεων το έδαφος υποχωρεί ομοιόμορφα και συμπαρασύρει ομοιόμορφα το υπερκείμενο έργο. Οι ρωγμές που δημιουργούνται είναι συνήθως λίγες και μικρού μεγέθους.

Διαφορικές καθιζήσεις: πρόκειται για την κατηγορία καθιζήσεων που παρουσιάζει το μεγαλύτερο ενδιαφέρον. Το έδαφος σε αυτή την κατηγορία υποχωρεί ανομοιόμορφα και συμπαρασύρει ανομοιόμορφα το υπερκείμενο έργο. Το αποτέλεσμα είναι να δημιουργηθούν πολλές και μεγάλες ρωγμές με διαφορετική κατεύθυνση και κλίση. Οι ρωγμές προκαλούν αύξηση των ροπών στα σημεία πάκτωσης της κατασκευής, με συνέπεια έως και την καταστροφή της. Η διαφορική καθίζηση εκφράζεται με τον λόγο των κατακόρυφων μετατοπίσεων προς την οριζόντια απόσταση. Ακόμα εκφράζεται και ως η διαφορά των καθιζήσεων μεταξύ δύο συνεχόμενων σημείων εδράσεως ενός έργου. Η ακαμψία του έργου, καθώς και τα δομικά υλικά που χρησιμοποιούνται επηρεάζουν το μέγεθος της διαφορικής καθίζησης. Η τιμή της διαφορικής καθίζησης εξαρτάται από τον ρυθμό εκτέλεσης του έργου καθώς και από τα φαινόμενα ερπυσμού. Πρακτικά είναι αδύνατο να αποφευχθούν και να υπολογισθούν με ακρίβεια οι διαφορικές καθιζήσεις.

Τα αίτια τα οποία προκαλούν τις διαφορικές καθιζήσεις είναι:

- Η ανομοιογένεια του εδάφους και η ύπαρξη ασυνεχειών, όπως για παράδειγμα η ύπαρξη ενός παλιού υπονόμου ή ενός υπόγειου λατομείου.
- Η ανομοιόμορφη φόρτιση του εδάφους εξαιτίας της ειδικής μορφής της κατασκευής.
- Το γεγονός ότι σύμφωνα με την θεωρία του Boussinesq, τα κεντρικά σημεία της φορτιζόμενης ζώνης βυθίζονται περισσότερο από τα περιφερειακά.
- Η επίδραση στατικών και δυναμικών φορτίων των παρακείμενων κατασκευών.

Οι καθιζήσεις μπορούν επίσης να διακριθούν σε φυσικές καθιζήσεις και καθιζήσεις που προκαλούνται από τον άνθρωπο. Στη πρώτη περίπτωση κατατάσσονται όλες οι καθιζήσεις που οφείλονται σε κίνηση τεκτονικών πλακών, σεισμικές δονήσεις και ηφαιστειογενείς δραστηριότητες. Στη δεύτερη περίπτωση κατατάσσονται όλες οι καθιζήσεις που οφείλονται σε δυναμικές και στατικές φορτίσεις λόγω τεχνικών έργων. Μια ακόμη διάκριση των καθιζήσεων είναι οι ενεργές καθιζήσεις και οι παθητικές καθιζήσεις. Οι ενεργές καθιζήσεις οφείλονται σε φορτία της ίδιας της κατασκευής, σε αντίθεση με τις παθητικές, όπου οφείλονται σε επιρροές που δεν έχουν σχέση με αυτή (Σκούρας και Ταμπακόπουλος, 2015).

3.4.2 Εδάφη ευαίσθητα σε καθιζήσεις

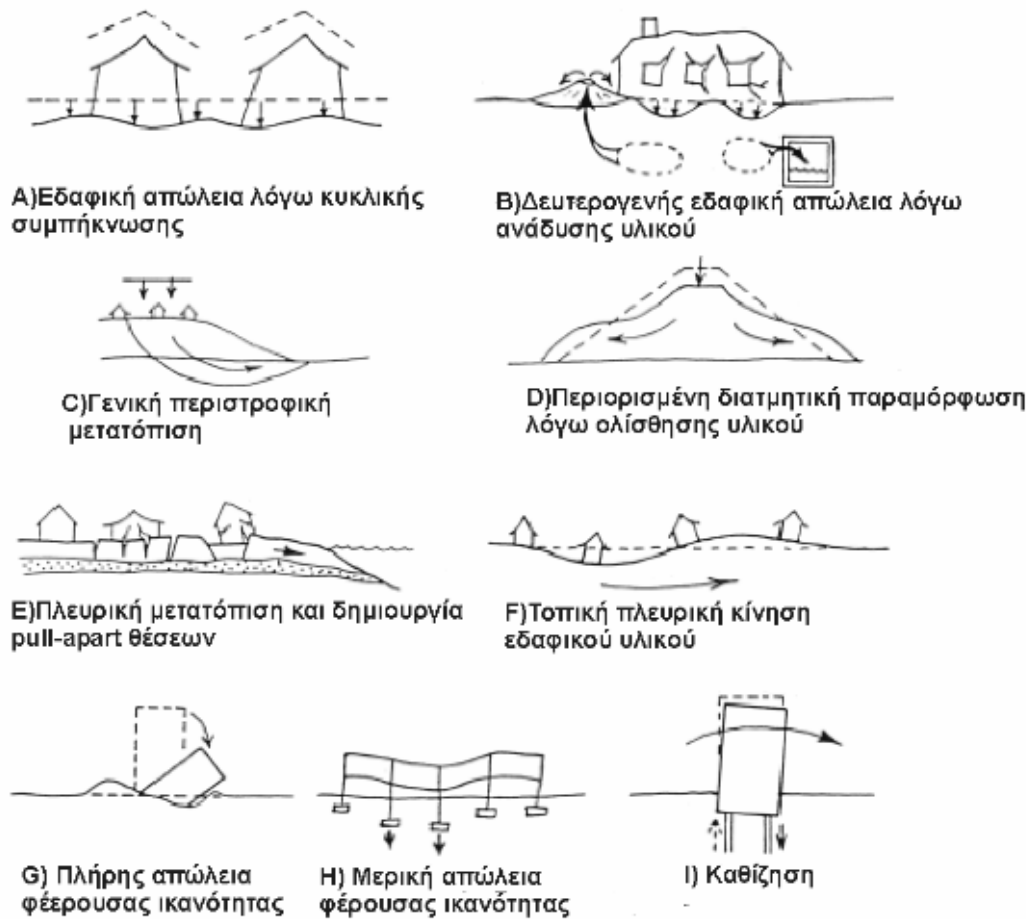
Φαινόμενα καθίζησης μπορεί να παρατηρηθούν σε όλους τους τύπους εδαφών. Παρόλα αυτά τα εδάφη που παρουσιάζουν πιο συχνά φαινόμενα καθίζησης είναι τα μαλακά, συμπιεστά και τα διογκούμενα ή χημικά διαβρωμένα εδάφη. Τα μαλακά και συμπιεστά εδάφη λόγω της χαμηλής αντοχής τους, είναι πιο επιρρεπή στην καθίζηση. Συχνά παρατηρούνται βλάβες σε υπεκείμενες κατασκευές και τεχνικά έργα όταν αυτά εδράζονται σε μαλακές προσχώσεις (κορήματα), σε επιφάνειες πρανών. Λόγω της ευαισθησίας των συγκεκριμένων εδαφών στη διάβρωση, η καθίζηση μπορεί να εξελιχθεί σε κατολίσθηση, όταν πρόκειται για ορεινή περιοχή.

Τα διογκωμένα εδάφη αποτελούνται από άργιλους με ιδιαίτερο χαρακτηριστικό τη μεγάλη υδροαπορροφητικότητα. Το χαρακτηριστικό αυτό εντείνεται κατά τη χειμερινή περίοδο. Το αποτέλεσμα που επιφέρει είναι η αύξηση του όγκου του εδάφους και κατ'επέκταση η ανύψωση των υπερκείμενων τεχνικών έργων. Στις θερινές περιόδους, η υδάτινη ποσότητα που περιέχουν τα διογκωμένα εδάφη χάνεται, με αποτέλεσμα να μειώνεται ο όγκος τους. Έτσι προκαλείται αποσταθεροποίηση του εδάφους και καθίζηση των υπερκείμενων τεχνικών έργων. Τα διογκωμένα εδάφη χαρακτηρίζονται από ρηγματώσεις που οφείλονται στις εναλλαγές της κατάστασής τους.

3.4.3 Δημιουργία καθίζησης λόγω σεισμού

Φαινόμενα καθίζησης μπορεί να δημιουργηθούν σε συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη μέσω της ταλάντωσής τους από μια σεισμική διέγερση (O'Rourke & Liu, 1999). Σε περιπτώσεις ισχυρών σεισμών αυξάνεται η πυκνότητα των αργιλικών εδαφών αλλά κυρίως των άμμων, είτε αυτές είναι κορεσμένες, είτε ξηρές. Σε περίπτωση ξηρής άμμου, η καθίζηση ολοκληρώνεται μετά το τέλος της σεισμικής δόνησης. Στη περίπτωση κορεσμένης άμμου, η καθίζηση εμφανίζεται σταδιακά κατά τη μείωση της πίεσης των πόρων του νερού. Η πίεση των πόρων προκύπτει ύστερα από την ισχυρή σεισμική δόνηση. Η χρονική εξέλιξη του φαινομένου της καθίζησης για τις κορεσμένες άμμους, εξαρτάται χρονικά από τη διαπερατότητα και συμπιεστότητα του εδάφους. Επιπλέον, εξαρτάται από την υγρασία του εδάφους. Ο χρόνος καθίζησης μπορεί να εκταθεί έως και πολλές ώρες μετά τη σεισμική δόνηση. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι ο σεισμός του Kobe (1995) όπου εμφανίσθηκαν καθιζήσεις, αρκετές ώρες μετά το σεισμό, έως και ενός μέτρου.

Στην Εικόνα 3.19 (Seed et al., 2003), παρατηρούνται περιπτώσεις κατακόρυφης μετατόπισης, καθώς και επιπτώσεις αυτών σε υπερκείμενες κατασκευές, σε γειτονικές κατασκευές ή στην επιφάνειά τους. Σύμφωνα με τους Seed et al. (2003), παρατηρούνται τρία βασικά είδη καθίζησης. Στις εικόνες α και β παρατηρείται καθίζηση λόγω μείωσης ή απώλειας όγκου εδάφους, στις c, d, e και f λόγω διαφορικών εδαφικών κινήσεων και στις g, h και i δομικές καθιζήσεις λόγω μερικής ή ολικής αστοχίας εδάφους.



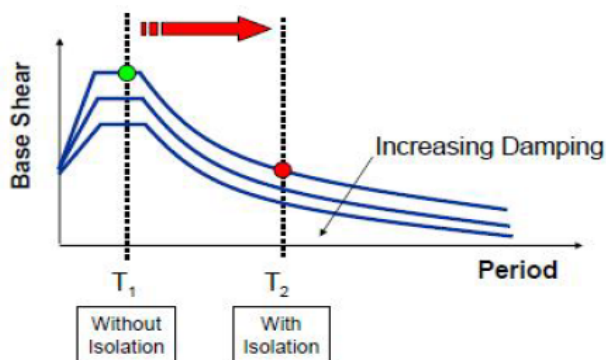
Εικόνα 3.19: Απεικόνιση παραμορφώσεων λόγω κατακόρυφων μετατοπίσεων

(τροποποιημένο Seed et al., 2003).

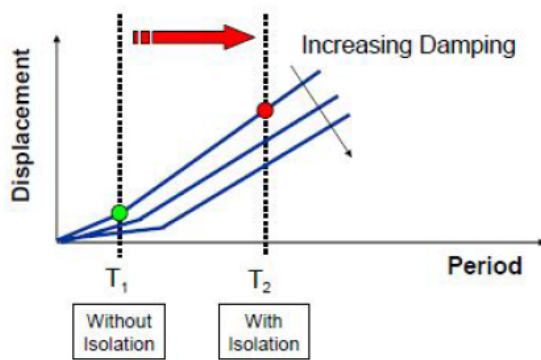
3.5 Σεισμική μόνωση δεξαμενών

3.5.1 Σκοπός σεισμικής μόνωσης

Ως σεισμική μόνωση βάσης (base isolation) αναφέρεται η διαδικασία της βέλτιστης απομόνωσης της κατασκευής από την εδαφική σεισμική διέγερση. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται με την παρεμβολή μηχανισμών στα σημεία στήριξης του τμήματος της κατασκευής που θέλουμε να προστατέψουμε από τις σεισμικές βλάβες. Για την πλήρη απομόνωση της κατασκευής από την εδαφική μετακίνηση σε ένα σεισμό, θα πρέπει μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους να παρεμβληθεί επιφάνεια με μηδενική τριβή. Με το τρόπο αυτό καμία οριζόντια δύναμη δεν θα μπορεί να μεταφερθεί από το έδαφος στην ανωδομή (Νομικός, 2014).



Εικόνα 3.20: Επίδραση στην αύξηση της ιδιοπεριόδου στην τέμνουσα βάσης σχεδιασμού λόγω σεισμικής μόνωσης.



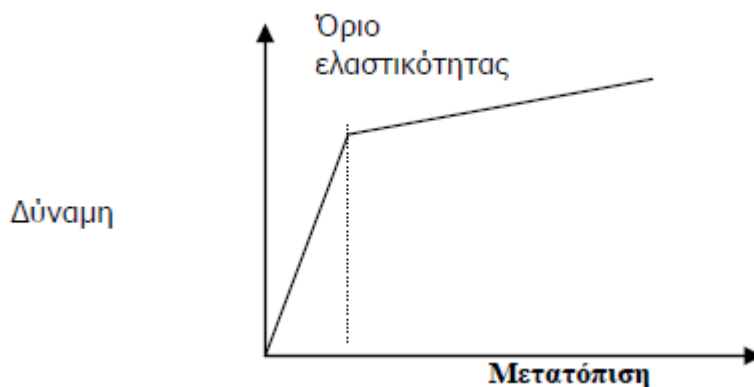
Εικόνα 3.21: Άυξηση της ιδιοπεριόδου στις μετακινήσεις σχεδιασμού λόγω σεισμικής μόνωσης.

Στην περίπτωση των δεξαμενών ΥΦΑ, τα δομικά στοιχεία απορόφησης της ενέργειας τοποθετούνται στη πλάκα της βάσης έδρασης της δεξαμενής. Πρόκειται λοιπόν για εφαρμογή σεισμικής μόνωσης βάσης που ως βάση θεωρείται η πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος του πυθμένα της δεξαμενής. Η τοποθέτηση σεισμικής μόνωσης στη βάση της δεξαμενής μειώνει τα εντατικά σεισμικά μεγέθη στην ανωδομή, λόγω αύξησης της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, αλλά και της απόσβεσης της εν λόγω κατασκευής.

Ιδανικά ο σκοπός της σεισμικής μόνωσης είναι η δεξαμενή να μονωθεί από το έδαφος και τα σεισμικά φορτία και παράλληλα να φέρει, χωρίς τη πρόκληση βλαβών, τα κατακόρυφα φορτία. Με άλλα λόγια, ο σκοπός και η γενικότερη φιλοσοφία της σεισμικής μόνωσης είναι να αποτελέσει μια τεχνική, ένα μέσο, με το οποίο θα επιτυγχάνεται μείωση της σεισμικής απόκρισης της δεξαμενής, και κάθε κατασκευής που εφαρμόζεται γενικότερα. Το επιθυμητό αποτέλεσμα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας δεξαμενής είναι η αντοχή σχεδιασμού της να είναι μεγαλύτερη από τη δράση σχεδιασμού.

Για να επιτευχθεί ο στόχος αυτός υπάρχουν δύο διαφορετικές προσεγγίσεις. Στη πρώτη περίπτωση θα πρέπει να υπάρξει αύξηση της αντοχής της κατασκευής παράλληλα με την αύξηση της εδαφικής επιτάχυνσης. Η συγκεκριμένη όμως τεχνική είναι και δύσκολη

στην εφαρμογή αλλά δεν είναι και οικονομική. Παρόλα αυτά οι αντισεισμικοί κανονισμοί και ο Ευρωκώδικας 8 επιτρέπουν στους μηχανικούς να κάνουν χρήση της πλαστιμότητας προκειμένου να φτάσουν στην επιθυμητή αντοχή. Με τη χρήση της ανελαστικής συμπεριφοράς από τους μελετητές για τις κατασκευές, γίνεται αποδεκτή η παραμόρφωση των δομικών στοιχείων της κατασκευής και μετά το όριο διαρροής τους. Μετά το σημείο διαρροής, οι παραμορφώσεις είναι πλαστικές και η κατασκευή δεν επανέρχεται στην αρχική της κατάσταση. Η συγκεκριμένη προσέγγιση παρόλο που αποδέχεται ένα επίπεδο ζημιών, δεν συνίσταται καθώς οι ζημιές αυτές πορεί να μην είναι επισκευάσιμες.



Εικόνα 3.22: Διάγραμμα ανελαστικής συμπεριφοράς

Η σεισμική μόνωση είναι η δεύτερη προσέγγιση για τον αντισεισμικό σχεδιασμό μιας δεξαμενής. Οι σεισμικοί μονωτήρες δεν αυξάνουν την αντοχή της κατασκευής. Αντίθετα μειώνουν τις σεισμικές δράσεις στη κατασκευή. Κατά τη διάρκεια των σεισμικών φαινομένων δεν μπορεί να μειωθεί η σεισμική δράση που παράγεται από τη πηγή. Με τη χρήση συστημάτων μόνωσης γίνεται επέμβαση στη σεισμική απόκριση των δεξαμενών, αφού αυτά τα συστήματα αποτρέπουν πάντα σε εφικτό επίπεδο τη μεταβίβαση της σεισμικής εδαφικής κίνησης στη κατασκευή.

Το υλικό που έχει δημοσιευθεί σχετικά με τη μόνωση των δεξαμενών υγρών καυσίμων από τους επιστήμονες, είναι σχετικά περιορισμένο. Οι Chalhoub & Kelly (1990) παρατήρησαν ότι σε μια σεισμικά μονωμένη δεξαμενή, οι υδροστατικές πιέσεις μειώνονται σημαντικά. Παράλληλα υπάρχει μικρή αύξηση του ύψους κυματισμού. Επίσης, έχει προταθεί και σύστημα κατακόρυφης μόνωσης, όπου μονώνονται τα τοιχώματα της δεξαμενής, μειώνονται οι αξονικές δυνάμεις, και αποτρέπεται ο λυγισμός ως ένα επίπεδο. Όμως και σε αυτό το μοντέλο παρατηρείται αύξηση του ύψους του κυματισμού. Ακόμα έχει ερευνηθεί πειραματικά και η σεισμική συμπεριφορά των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών καυσίμων μονωμένων με ελαστομεταλλικά εφέδρανα. Τα αποτελέσματα έδειξαν μείωση των μεγεθών δυναμικής απόκρισης, λόγω εφαρμογής σεισμικής μόνωσης (Νομικός, 2014).

3.5.2 Συστήματα σεισμικής μόνωσης

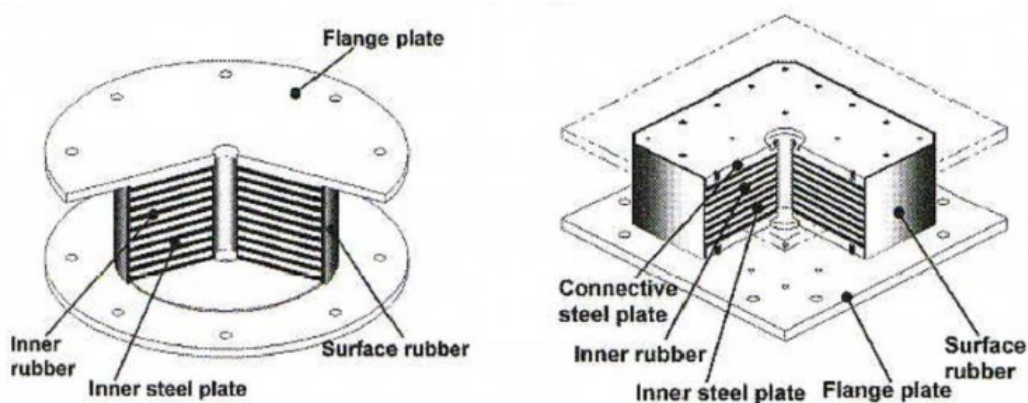
Τα συστήματα σεισμικής μόνωσης για τις δεξαμενές αποθήκευσης καυσίμων, αλλά και γενικότερα για όλες τις κατασκευές έχουν τρία βασικά στοιχεία:

- Φέρουν το κατακόρυφο φορτίο της δεξαμενής, εξασφαλίζοντας ως ένα επίπεδο την οριζόντια αποσύνδεση των τμημάτων της δεξαμενής, κάτω και πάνω από το επίπεδο μόνωσης.
- Προκαλούν ικανοποιητική απόσβεση.
- Παρέχουν επαρκή δύναμη επαναφοράς.

Το καθένα από τα τρία αυτά χαρακτηριστικά καλύπτεται από διαφορετικού τύπου μονωτήρες. Παρόλα αυτά ένας τύπος μονωτήρα μπορεί να καλύπτει περισσότερα από ένα χαρακτηριστικά. Τα τρία πιο διαδεδομένα συστήματα σεισμικής μόνωσης για την εφαρμογή τους στη βάση των δεξαμενών αποθήκευσης υδρογονανθράκων είναι: τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με ελαστομερές υψηλής απόσβεσης, τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου και τα γραμμικά ελαστομεταλλικά εφέδρανα σε συνδυασμό με μη γραμμικούς ιξώδεις αποσβεστήρες.

- **Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου**

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου (Lead Rubber Bearings ή LRB) είναι συστήματα μόνωσης, τα οποία αποτελούνται από ένα κεντρικό πυρήνα μολύβδου (βλ. Εικόνα 3.23). Ο πυρήνας αυτός τοποθετείται στην οπή ελαστομεταλλικού εφεδράνου κυκλικής ή κυλινδρικής μορφής. Εξωτερικά το εφέδρανο καλύπτεται με στρώση ελαστικού πάχους 5mm-10mm. Στις δύο άκρες του (πάνω και κάτω) καταλήγει σε δύο μεταλλικές πλάκες πάχους 2-3 cm. Ο ρόλος αυτών των μεταλλικών πλακών είναι να ισοκατανέμουν την κατακόρυφη παραμόρφωση καθώς και να συνδέουν την ανωδομή με τη θεμελίωση.



Εικόνα 3.23: Ελαστομεταλλικά εφέδρανα με πυρήνα μολύβδου-LRB (www.eng.ucy.ac.cy).

Τα συστήματα μόνωσης LRB κατασκευάζονται από εναλλασσόμενες στρώσεις ελαστικού και μεταλλικών πλακών. Οι μεταλλικές πλάκες έχουν ως σκοπό την παρεμπόδιση της πλευρικής διόγκωσης του ελαστικού. Η διόγκωση του ελαστικού

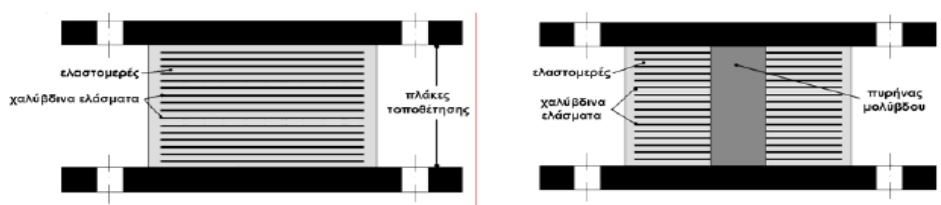
οφείλεται στα κατακόρυφα φορτία. Η δυσκαμψία ενός συστήματος LRB αυξάνει, όπως αυξάνει και η ικανότητα παραλαβής κατακόρυφων φορτίων, όσο μειώνεται το πάχος των στρώσεων του ελαστικού. Παράλληλα όμως η οριζόντια ακαμψία παραμένει χαμηλή λόγω του μειωμένου μέτρου διάτμησης του ελαστικού, που κυμαίνεται από 0.4 έως 1.0 MPa. Η τάση απόσβεσης του μονωτήρα LRB είναι της τάξης του 2% με 3%.

Ο πυρήνας μολύβδου παρουσιάζει υψηλή ελαστική δυσκαμψία, η οποία παρέχει το κατάλληλο επίπεδο ακαμψίας στο εφέδρανο για όλες τις μη σεισμικές φορτίσεις (π.χ., άνεμος). Κατά την υποβολή του εφεδράνου σε ανακυκλικές σεισμικές μετατοπίσεις, ο πυρήνας παραμορφώνεται διατμητικά από τις μεταλλικές πλάκες και διαρρέει σε χαμηλά επίπεδα τάσεων (περίπου 10 MPa). Ο μολύβδος μετά τη διαρροή παρουσιάζει σχεδόν πλαστική συμπεριφορά, με αποτέλεσμα το εφέδρανο να παρουσιάζει διγραμμική υστερική συμπεριφορά. Σε μια κατάσταση ανακυκλικής σεισμικής φόρτισης, η ενεργός ακαμψία του εφεδράνου μειώνεται σημαντικά. Αυτό συμβαίνει όσο το εύρος της ανακυκλικής παραμόρφωσης, ξεπερνά τη μετατόπιση διαρροής του μολύβδου. Ο ισοδύναμος βαθμός ιξώδους απόσβεσης που επιτυγχάνεται με τα συστήματα μόνωσης LRB είναι της τάξης 15% έως 30%.

Το βασικό πλεονέκτημα ενός εφεδράνου LRB είναι η παροχή ευκαμψίας για τις ανακυκλικές μετακινήσεις και ταυτόχρονα η ακαμψία για τις μη σεισμικές φορτίσεις. Ακόμα ως πλεονεκτήματα αναφέρονται η υστερική απόσβεση που προσφέρει το εφέδρανο και η επάρκειά του στη παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων. Η εφαρμογή εφεδράνων LRB για σεισμική μόνωση δεν περιορίζεται μόνο στις δεξαμενές αλλά εκτείνεται και στα κτίρια και τις γέφυρες.

- **Ελαστομεταλλικά εφέδρανα ελαστικού υψηλής απόσβεσης**

Τα ελαστομεταλλικά εφέδρανα ελαστικού υψηλής απόσβεσης (High Damping Rubber Bearings ή HDRB) είναι αυξημένου βαθμού απόσβεσης μονωτικά συστήματα. Η αύξηση του βαθμού απόσβεσης οφείλεται σε προσθήκη ουσιών όπως ο άνθρακας και οι ρητίνες. Η απόσβεση των HDRB είναι μεταξύ ιξώδους και υστερικής, με το μεγαλύτερο κομμάτι να είναι υστερική. Σαν δομή τα HDRB είναι όμοια με τα LRB (βλ.Εικόνα 3.24).



Εικόνα 3.24: Δομή εφεδράνων τύπου HDRB (δεξιά) και LRB (αριστερά) [Παναγιώτου, 2005]

Το ελαστικό υψηλής απόσβεσης που χρησιμοποιείται χαρακτηρίζεται από υψηλό μέτρο διάτμησης της τάξης των 2MPa. Ακόμα παρουσιάζει υψηλό βαθμό απόσβεσης. Το μέτρο διάτμησης αλλά και η απόσβεση του ελαστικού ευθύνονται για τη μείωση της

απόκρισης των οριζόντιων μη σεισμικών φορτίσεων. Στο διάστημα 20% έως 120% όσο αφορά τις διατμητικές παραμορφώσεις, το μέτρο διάτμησης είναι ίσο με 0.5 MPa. Επιπλέον, στο ίδιο διάστημα ο βαθμός απόσβεσης κυμαίνεται 10% έως 20%. Για διατμητική παραμόρφωση μεγαλύτερη του 120%, το μέτρο διάτμησης και ο βαθμός απόσβεσης αυξάνουν λόγω φαινομένων κρυσταλοποίησης στο ελαστικό.

Με βάση τα παραπάνω γίνεται κατανοητό ότι το HDRB είναι ένα σύστημα μόνωσης, το οποίο προσφέρει δυσκαμψία για μικρές μετακινήσεις και ευκαμψία για τις σεισμικές μετακινήσεις. Η ευκαμψία που προσφέρει περιορίζεται στις μετακινήσεις σχεδιασμού. Σε ένα μεγάλο σεισμικό γεγονός, όπου οι μετακινήσεις σχεδιασμού ξεπερνώνται, συμπεριφέρεται και πάλι δύσκαμπτα.

- **Συστήματα εκκρεμούς τριβής**

Τα συστήματα εκκρεμούς τριβής (Friction Pendulum Systems ή FPS) διακρίνονται σε δύο τύπους. Ο πρώτος τύπος είναι τα συστήματα τριβής με επιφάνειες τριβής από ανοξείδωτο χάλυβα. Στο δεύτερο τύπο κατατάσσονται τα συστήματα τριβής με σφαιρικές ή επίπεδες επιφάνειες. Το σύστημα μόνωσης FPS, συνδυάζει την ολίσθηση σε επιφάνεια τριβής με μια δύναμη επαναφοράς. Η δύναμη επαναφοράς προκύπτει από τη γεωμετρία της σφαιρικής επιφάνειας. Τα συγκεκριμένα συστήματα μόνωσης αποτελούνται από ένα αρθρωτό ολισθητήρα, ο οποίος ολισθαίνει σε σφαιρική επιφάνεια τριβής από χάλυβα, ακτίνας καμπυλότητας R. Η επιφάνεια του ολισθητήρα, η οποία έρχεται σε επαφή με τη σφαιρική επιφάνεια είναι επικαλυμμένη με συνθετικό υλικό τύπου Teflon.



Εικόνα 3.25: Τοποθέτηση μονωτήρων τύπου FPS στο πάρκο Νιάρχος στην Αθήνα (www.b2green.gr).

Στα συστήματα FPS καθώς ο ολισθητήρας ολισθαίνει στη σφαιρική επιφάνεια, η υποστηριζόμενη μάζα της ανωδομής ανυψώνεται, οπότε εμφανίζεται μια δύναμη επαναφοράς που τείνει να επαναφέρει το εφέδρανο στην αρχική του θέση. Η

δύναμη επαναφοράς είναι ανάλογη της μετατόπισης του μονωτήρα και αντιστρόφως ανάλογη της ακτίνας καμπυλότητας R . Ακόμα, η τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ του ολισθητήρα και της σφαιρικής επιφάνειας παράγει και την απόσβεση του μονωτήρα. Η ενεργός δυσκαμψία καθώς και ο βαθμός απόσβεσης εξαρτώνται από την ακτίνα καμπυλότητας R , της σφαιρικής επιφάνειας.

Δύο βασικά χαρακτηριστικά των συστημάτων μόνωσης FPS είναι ότι:

- Η ιδιοπερίοδος της μονωμένης κατασκευής και ο βαθμός απόσβεσης δεν εξαρτώνται από τη μάζα της κατασκευής.
- Για ένα σύστημα σεισμικής μόνωσης, το οποίο αποτελείται από μονωτήρες FPS ίδιας ακτίνας καμπυλότητας R , η ενεργός δυσκαμψία κάθε μονωτήρα είναι ανάλογη του βάρους που υποστηρίζει. Επομένως το κέντρο ακαμψίας του συστήματος σεισμικής μόνωσης ταυτίζεται με το κέντρο μάζας. Η ιδιότητα αυτή τείνει να μηδενίσει τις στρεπτικές κινήσεις της μονωμένης κατασκευής.

3.6 Αντισεισμικοί κανονισμοί και οδηγίες

3.6.1 Ευρωκώδικας 8

Οι Ευρωκώδικες είναι κανονισμοί, οι οποίοι εφαρμόζονται στα κράτη της Ευρωπαϊκής Ένωσης και αποτελούν μια κοινή πανευρωπαϊκή βάση για τη μελέτη των κατασκευών. Η συγγραφή τους ξεκίνησε το 1975 από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (CEN). Σήμερα υπάρχουν εννέα Ευρωκώδικες με διάφορα πεδία εφαρμογής.

Στον Ευρωκώδικα 8 αναφέρονται οι βασικοί κανόνες και αρχές για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των διαφόρων κατασκευών. Οι κανόνες αυτοί στοχεύουν στην ασφάλεια των κατασκευών τόσο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, όσο και μετά το σεισμικό γεγονός. Κατασκευές που έχουν ανεγερθεί με βάση τους Ευρωκώδικες θεωρούνται ασφαλείς και αξιόπιστες. Το μέρος 4 (part 4) του συγκεκριμένου Ευρωκώδικα (EN 1998-4, 2006), αναφέρεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό αγωγών, δεξαμενών και σιλό αποθήκευσης υδρογονανθράκων.

Ο Ευρωκώδικας 8 ενδέχεται να μην επαρκεί και να μην εξασφαλίζει την απαραίτητη ασφάλεια για τις κατασκευές, σε περίπτωση όπου αυτές σχετίζονται με μεγάλους κινδύνους για το περιβάλλον και τον άνθρωπο. Στις περιπτώσεις αυτές απαιτούνται πρόσθετα κριτήρια για τα οποία είναι υπεύθυνες οι εθνικές αρχές. Επιπλέον, μια κατασκευή με χρήση ασυνήθιστων κατασκευαστικών υλικών ενδέχεται να μην καλύπτεται από τον Ευρωκώδικα 8. Έτσι χρειάζεται και πάλι επιπλέον μελέτη για τον σωστό αντισεισμικό σχεδιασμό. Για τις περιπτώσεις αυτές παρέχονται μόνο γενικές οδηγίες και όχι ακριβείς κανονισμοί.

3.6.1.1 Γενικές αρχές και κανονισμοί

Ο Ευρωκώδικας 8 παρουσιάζει βασικούς κανονισμούς για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των διαφόρων κατασκευών στο πρώτο του μέρος (Part 1). Σύμφωνα με αυτόν προδιαγράφονται πέντε κατηγορίες εδαφών ανάλογα με τα εδαφικά χαρακτηριστικά των πρώτων 30 μέτρων. Η κατάταξη των εδαφών πραγματοποιείται με βάση τη μέση ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων στα ανώτερα 30 m του εδάφους, $V_{s,30}$. Εναλλακτικά χρησιμοποιείται η τιμή N_{SPT} (Standard Penetration Test ή SPT) που αντιπροσωπεύει τον αριθμό κρούσεων για πρότυπη διείσδυση 30cm, αλλά και η αστράγγιστη συνοχή, c_u . Οι κατηγορίες των εδαφών έχουν εύρος από βράχο με $V_{s,30} > 800$ (κατηγορία A) έως και αλλουβιακές στρώσεις εδάφους πάνω από σκληρότερα στρώματα εδάφους (κατηγορία E). Ο ευρωκώδικας διακρίνει και δύο ειδικές κατηγορίες εδαφών S1 και S2. Για τις δύο κατηγορίες εδαφών S1 και S2 απαιτούνται ειδικές μελέτες για τον καθορισμό των σεισμικών δράσεων.

Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα του ευρωκώδικα, υιοθετούνται για τις σεισμικές ζώνες Z1, Z2 και Z3, οι αντίστοιχες ζώνες I, II, III του ΕΑΚ 2003. Η σεισμική δράση σε κάθε ζώνη χαρακτηρίζεται από την επιτάχυνση του εδάφους a_{gR} , η οποία αντιστοιχεί σε έδαφος κατηγορίας A. Η τιμή a_{gR} αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς $T_{NCR} = 475$ έτη, όπου T_{NCR} είναι η περίοδος επανάληψης της σεισμικής δράσης, που ικανοποιεί το κριτήριο της μη-κατάρρευσης (no-collapse requirement ή NCR). Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού (design ground acceleration), a_g , για έδαφος τύπου A προκύπτει από τη σχέση:

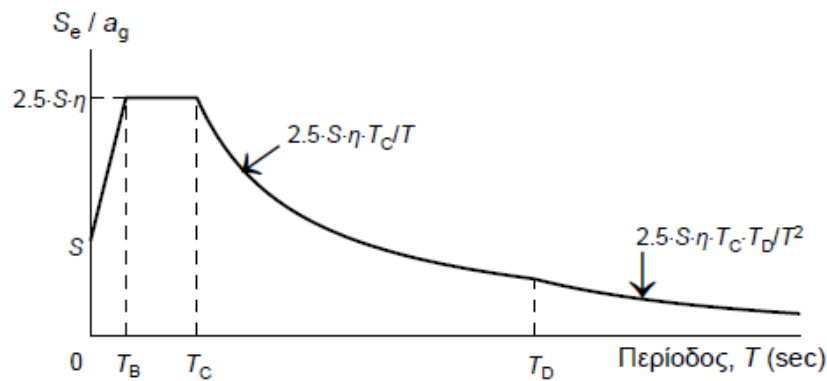
$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (3.13)$$

όπου γείναι ο συντελεστής σπουδαιότητας, ο οποίος παίρνει τιμές από 0.80 έως 1.60. Ο συντελεστής σπουδαιότητας εξαρτάται από τον πληθυσμό που εκτίθεται σε κίνδυνο, αλλά και από τις οικονομικές και περιβαλλοντικές συνέπειες που θα έχει η κατάρρευση της κατασκευής. Οι κατηγορίες κινδύνου με τους αντίστοιχους συντελεστές παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Συντελεστής γ_I
I (χαμηλός κίνδυνος)	0.8
II (μέσος κίνδυνος)	1
III (υψηλός κίνδυνος)	1.2
IV (εξαιρετικός κίνδυνος)	1.6

Πίνακας 3.3: Κατηγορίες σπουδαιότητας κατασκευών και αντίστοιχοι συντελεστές σπουδαιότητας, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-1, 2004).

Για τον προσδιορισμό της απόκρισης μιας κατασκευής που υφίσταται σεισμική διέγερση γίνεται χρήση της μεθόδου φασμάτων απόκρισης. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης εφαρμόζεται για τον σχεδιασμό των κατασκευών, οι οποίες επιδιώκεται να συμπεριφέρονται ελαστικά στον σεισμό σχεδιασμού, προκειμένου να αποσβένουν τη σεισμική ενέργεια. Η δυναμική ανάλυση των κατασκευών βασίζεται στα ελαστικά φάσματα απόκρισης διαιρεμένα με έναν συντελεστή συμπεριφοράς q . Ο συντελεστής q ισούται με τον λόγο των σεισμικών δυνάμεων που θα δεχόταν μια κατασκευή εάν η συμπεριφορά της ήταν πλήρως ελαστική, προς τις σεισμικές δυνάμεις σχεδιασμού με βάση τον Ευρωκώδικα 8. Η γενική μορφή του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων δίνεται στην Εικόνα 3.26.



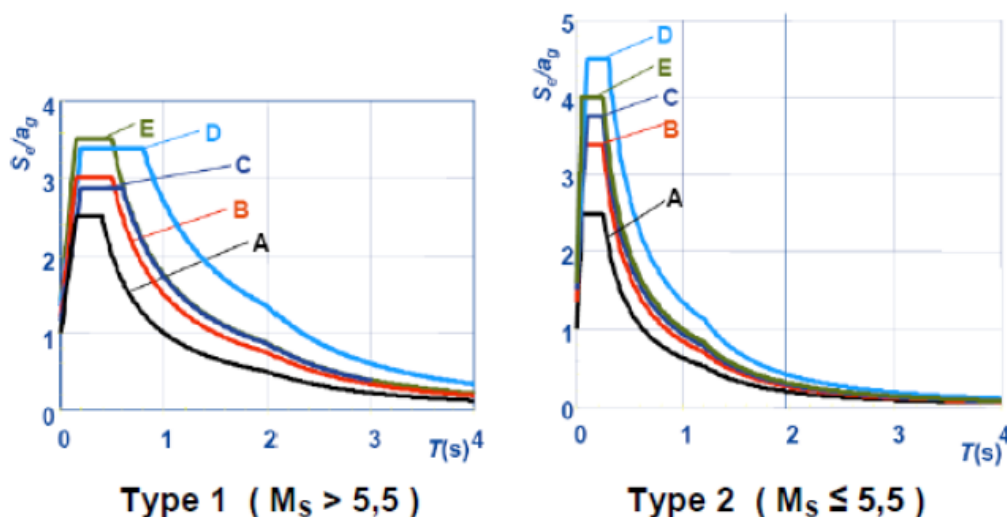
Εικόνα 3.26: Γενική μορφή ελαστικού φάσματος σχεδιασμού (EN 1998-1, 2004).

Για τις περιοχές:

- $T_B \leq T \leq T_C$
- $T_C \leq T \leq T_D$
- $T_D \leq T \leq 4.0$

Η φασματική επιτάχυνση δίνεται από συγκεκριμένη σχέση.

Η κατηγορία του εδάφους επηρεάζει σημαντικά το σχήμα του φάσματος απόκρισης, S_e , μιας κατασκευής. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται με βάση τα ελαστικά φάσματα απόκρισης για κάθε κατηγορία και για επιφανειακό μέγεθος σεισμού M_s μεγαλύτερο, μικρότερο ή ίσο του 5.5. Επιπρόσθετα, επηρεάζεται και η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η οποία ισούται με $a_g^* S$. Ο εδαφικός συντελεστής S παίρνει τιμές από 1.0 για βραχώδη εδάφη, έως 1.8 για μαλακά εδάφη. Στην Εικόνα 3.27 παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισης ανάλογα με τις κατηγορίες εδάφους.



Εικόνα 3.27: Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τις κατηγορίες εδαφών Α έως Ε, ανάλογα με το σεισμικό μέγεθος M_s (EN 1998-1, 2004).

3.6.1.2 EN 1998-4

Το μέρος 4 του Ευρωκώδικα 8 (EN 1998-4, 2006), το οποίο αφορά τις δεξαμενές, διακρίνει δύο οριακές καταστάσεις σχεδιασμού. Η πρώτη αντιστοιχεί στην οριακή κατάσταση αστοχίας (ultimate limit state), που αφορά την κατάσταση πριν από την κατάρρευση και την παύση λειτουργίας της κατασκευής. Η δεύτερη αντιστοιχεί στη κατάσταση περιορισμού βλαβών (damage limitation state), που αφορά στον περιορισμό των βλαβών της κατασκευής, έως και το ελάχιστο λειτουργικό επίπεδο. Η κατάσταση περιορισμού βλαβών επιδιώκει την οριακή λειτουργία της κατασκευής, ύστερα από μια σεισμική διέγερση έως την αποκατάσταση των βλαβών. Στην οριακή κατάσταση αστοχίας, η σεισμική δράση σχεδιασμού, A_{Ed} , εξαρτάται από τη σεισμική δράση σχεδιασμού αναφοράς, A_{Ek} , και τον συντελεστή σπουδαιότητας γ_I , όπως φαίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$A_{Ed} = \gamma_I \cdot A_{Ek} \quad (3.14)$$

Η σεισμική δράση σχεδιασμού αντιστοιχεί στη πιθανότητα υπέρβασης, P_{NCR} , 10% σε 50 έτη ή περίοδο επαναφοράς, T_{NCR} , 475 έτη.

Στην κατάσταση περιορισμού βλαβών, η κατασκευή πρέπει να έχει την ικανότητα ανάληψης σεισμικών δράσεων με πιθανότητα υπέρβασης, P_{DLR} , ίση με 10% σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς $T_{DLR} = 95$ έτη. Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού για την κατάσταση αυτή, πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 0.5 για τις κατηγορίες I και II και 0.4 για τις κατηγορίες III και IV. Όπως προαναφέρθηκε η σεισμική απόκριση των κατασκευών μελετάται με τη χρήση φασμάτων απόκρισης διαιρεμένα με τον συντελεστή q . Για την κατάσταση περιορισμού βλαβών ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1 ($q = 1$). Για την οριακή κατάσταση αστοχίας ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 1.5 ($q = 1.5$) πλην ελαχίστων περιπτώσεων που λαμβάνεται και πάλι ίσος με 1.

Ειδικότερα για τη περίπτωση των μεταλλικών δεξαμενών αποθήκευσης υδρογονανθράκων, στις οποίες δεν τοποθετείται σεισμική μόνωση στη βάση και είναι θεμελιωμένες στο έδαφος, ο συντελεστής η πρέπει να υπερβαίνει την τιμή 1.5 για τον σχεδιασμό της δεξαμενής. Στην περίπτωση μη αγκυρωμένων δεξαμενών, στις οποίες το πάχος της βάσης τους είναι μικρότερο από το πάχος του κελύφους στο κατώτερο μέρος, ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 2 (EN 1993-4-2, 2006). Οι διατάξεις που προβλέπει ο Ευρωκώδικας αφορούν οριζόντιες και κατακόρυφες κυλινδρικές δεξαμενές αποθήκευσης υγρών. Ακόμα υπάρχουν διατάξεις και για ορθογώνιες δεξαμενές. Οι δεξαμενές διακρίνονται σε δύσκαμπτες (δεξαμενές σκυροδέματος) και εύκαμπτες (χαλύβδινες δεξαμενές), αγκυρωμένες και μη αγκυρωμένες. Ακόμα τα φορτία και οι πιέσεις που δημιουργούνται σε ένα σεισμικό γεγονός εξετάζονται τόσο σε οριζόντιο επίπεδο, όσο και σε κατακόρυφο.

Για την προσομοίωση των δεξαμενών ο κανονισμός προβλέπει δύο μορφές πίεσης, την ωστική (impulsive) και τη μεταγωγική (convective). Οι πιέσεις αυτές προέρχονται από την αντίστοιχη ωστική και μεταγωγική μάζα. Η ωστική μάζα προσομοιώνεται με άκαμπτη σύνδεση με τα τοιχώματα της δεξαμενής, σε αντίθεση με τη μεταγωγική που προσομοιώνεται συνήθως με ελατήρια ευκαμψίας στα απλοποιητικά μοντέλα. Το μέρος 4 του Ευρωκώδικα 8 παραθέτει όλους τους απαραίτητους θεωρητικούς τύπους για τα μοντέλα προσομοίωσης των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Οι τύποι αφορούν τον υπολογισμό της ωστικής και μεταγωγικής πίεσης, τις επιδράσεις των αδρανειακών φορτίων, το ύψος κυματισμού, τη τέμνουσα βάση και τη ροπή ανατροπής και αναλύονται εκτενέστερα στο τέταρτο κεφάλαιο της εργασίας.

Στη παράγραφο Α.7.1 παρατίθενται κάποιες αρχές για την αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής, σε ότι αφορά επίγειες δεξαμενές. Για δεξαμενές θεμελιωμένες σε παραμορφώσιμα εδάφη, η κίνηση της βάσης είναι διαφορετική από τη κίνηση ελεύθερου πεδίου. Γενικότερα, η μεταφορική οριζόντια συνιστώσα (translational component) τροποποιείται, ενώ σημαντικό ρόλο έχει και η συνιστώσα ανατροπής (rocking component). Όσο η ευκαμψία του εδάφους μεγαλώνει, η θεμελιώδης περίοδος του συστήματος δεξαμενής-υγρού καθώς και η ολική απόσβεση αυξάνουν ανάλογα με τη μέγιστη δύναμη απόκρισης. Η αύξηση αυτή παρατηρείται κυρίως για τις ψηλές και λεπτές δεξαμενές, εξαιτίας της μεγάλης συνεισφοράς της συνιστώσας ανατροπής. Παρόλα αυτά, η μείωση της μέγιστης δύναμης απόκρισης, είναι μικρότερη για τις ψηλές δεξαμενές. Το φαινόμενο αυτό οφείλεται στο ότι η απόσβεση που σχετίζεται με τη συνιστώσα ανατροπής είναι μικρότερη από αυτή που σχετίζεται με τη μεταφορική οριζόντια συνιστώσα κίνησης.

Όσο αφορά στη μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής σε δεξαμενές εδραζόμενες σε σκληρά εδάφη ή βράχο, συνίσταται από τον Ευρωκώδικα ένα απλοποιητικό μοντέλο. Το μοντέλο αυτό αποσκοπεί στην αύξηση της θεμελιώδους περιόδου και της απόσβεσης της δεξαμενής. Σύμφωνα με το απλοποιητικό μοντέλο, η δεξαμενή υποβάλλεται σε κίνηση ελεύθερου πεδίου. Στην απόκριση των δεξαμενών σημαντικό ρόλο έχει η ωστική

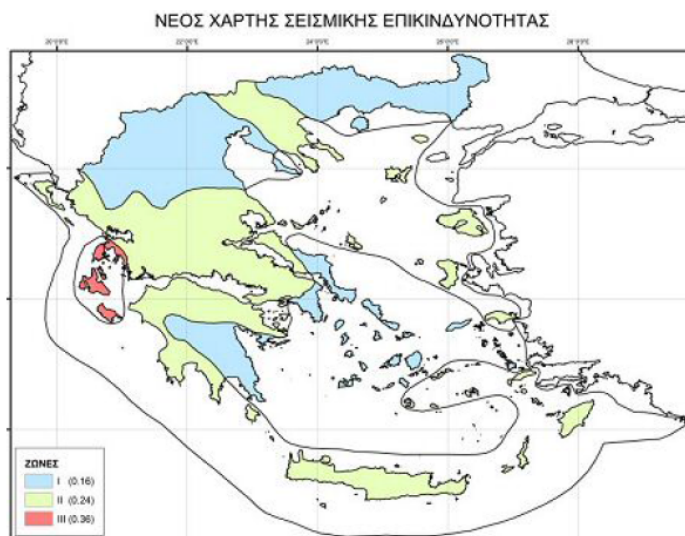
συνιστώσα, σε αντίθεση με τη μεταγωγική συνιστώσα που δεν επηρεάζει το σύστημα έδαφος-ανωδομή.

3.6.2 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός

Ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000) αποτελεί συνέχεια του πρώτου αντισεισμικού κανονισμού που θεσμοθετήθηκε και εφαρμόστηκε το 1959. Σήμερα με τη πρόσφατη αναθεώρησή του, έχει προσαρμοσθεί στους αντίστοιχους ευρωκώδικες EC8 (Αντισεισμικός) και EC7 (Θεμελιώσεις). Στόχοι του ΕΑΚ 2000 είναι όπως και στον Ευρωκώδικα 8:

- Η προστασία της ανθρώπινης ζωής σε περίπτωση υψηλών εντάσεων.
- Ο περιορισμός και η αποφυγή οικονομικών απωλειών στη περίπτωση μέτριων εντάσεων.
- Η διασφάλιση μιας ελάχιστης στάθμης λειτουργιών των έργων.

Ο Ευρωκώδικας 8 συνδυάζεται με τον ΕΑΚ 2000 για τις απαιτήσεις των κατασκευών σε ότι αφορά τον ελλαδικό χώρο, όπως είναι η υιοθέτηση από τον Ευρωκώδικα των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας του ΕΑΚ 2000, με τους αντίστοιχους συντελεστές σεισμικής επιτάχυνσης (βλ. Εικόνα 3.28).



Εικόνα 3.28: Νέος χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας για την Ελλάδα, με τους αντίστοιχους συντελεστές (ΕΑΚ 2000).

Ο Ευρωκώδικας 8 συνδυάζεται με τον ΕΑΚ 2000 για τη βελτίωση των προτύπων, των κατασκευών σε εθνικό επίπεδο. Ο ΕΑΚ παρουσιάζει αρκετές πληροφορίες σε ότι αφορά τις εδαφικές συνθήκες του ελληνικού χώρου, αλλά και διαφόρων άλλων στοιχείων και συντελεστών που χρησιμεύουν έτσι ώστε ο Ευρωκώδικας να προσαρμοσθεί στα ελληνικά δεδομένα. Παρόλα αυτά ο ΕΑΚ 2000 περιορίζεται κυρίως σε κτιριακά έργα, και τα κριτήρια

και οι κανόνες σχεδιασμού έχουν γενικότερη εφαρμογή. Έτσι για τη κατασκευή και την ενίσχυση ορισμένων ειδικών κατηγοριών έργων, μεταξύ των οποίων και οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, απαιτούνται πρόσθετες διατάξεις και συμπληρωματικοί κανονισμοί.

3.6.3 Ινδικός αντισεισμικός κανονισμός

Ο Ινδικός αντισεισμικός κανονισμός IS 1893 (1984) παραθέτει περιορισμένες διατάξεις σε ότι αφορά τον αντισεισμικό σχεδιασμό των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Το 2002 αντικαταστάθηκε από τον κανονισμό BIS (Bureau of Indian Standards), ο οποίος περιλαμβάνει εκτενέστερες διατάξεις για τις δεξαμενές που περιέχουν υγρά. Αναλυτικότερα διακρίνει και αυτός τις δύο μορφές πίεσης που δρουν σε μια δεξαμενή, την ωστική πίεση και τη μεταγωγική πίεση. Με βάση τις δύο αυτές πιέσεις παραθέτει διάφορα μοντέλα προσομοίωσης των δεξαμενών.

Αρχικά παραθέτει το απλοποιητικό μοντέλο ελατηρίων (Spring Mass Model). Σύμφωνα με αυτό η αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής σε μια εδαφική κίνηση προσομοιώνεται με τη κίνηση ενός ελατηρίου. Η ωστική μάζα θεωρείται ότι είναι άκαμπτα συνδεδεμένη με τα τοιχώματα της δεξαμενής, ενώ η μεταγωγική συνδέεται με ελατήρια στα τοιχώματα, προσομοιώνοντας τον κυματισμό του υγρού. Το απλοποιητικό μοντέλο ελατηρίων μπορεί να εφαρμοσθεί για επίγειες δεξαμενές με κυκλική ή ορθογωνική γεωμετρία. Ακόμα προτείνεται τόσο για εύκαμπτες δεξαμενές (χαλύβδινες δεξαμενές), όσο και για άκαμπτες δεξαμενές (δεξαμενές σκυροδέματος). Για τις υπερυψωμένες δεξαμενές παρουσιάζεται από τους ινδικούς κανονισμούς το μοντέλο διπλής μάζας (two-mass model). Σύμφωνα με αυτό η ωστική μάζα με τη μάζα της κατασκευής αποτελούν μια κοινή μάζα, η οποία συνδέεται με άκαμπτο ελατήριο αφενός με το έδαφος, και αφετέρου με τη μεταγωγική μάζα. Το μοντέλο θεωρείται ότι έχει δύο βαθμούς ελευθερίας, λόγω των δύο διαφορετικών μαζών που περιέχει.

Οι κανονισμοί παραθέτουν, για όλους τους τύπους των υγρών, αλλά και για όλους τους τύπους των δεξαμενών συγκεκριμένες τιμές απόσβεσης. Για τη μεταγωγική μάζα, η απόσβεση είναι 0.5% της κρίσιμης. Για την ωστική μάζα η απόσβεση είναι 2% της κρίσιμης, για δεξαμενές από χάλυβα και 5% της κρίσιμης, για δεξαμενές από σκυρόδεμα. Επιπρόσθετα οι κανονισμοί διακρίνουν τις δεξαμενές σε δύο κατηγορίες με βάση το συντελεστή σπουδαιότητας. Στην πρώτη κατηγορία κατατάσσονται οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, όπως χαμηλής ευφλεξιμότητας χημικά, που η προστασία τους από μια σεισμική διέγερση είναι υψίστης σημασίας. Ο συντελεστής σπουδαιότητας για τη κατηγορία αυτή είναι $I = 1.5$. Στη δεύτερη κατηγορία με συντελεστή σπουδαιότητας $I = 1.0$, κατατάσσονται οι δεξαμενές όπου η αστοχία τους από ένα σεισμικό γεγονός δεν θα επηρεάσει τις ανθρώπινες ζωές και το περιβάλλον.

Με βάση τα μοντέλα προσομοίωσης του ινδικού κώδικα, σε μια σεισμική διέγερση τα τοιχώματα της δεξαμενής καταπονούνται από τις πλευρικές υδροδυναμικές πιέσεις.

Αντίθετα, η βάση της δεξαμενής επηρεάζεται από την κατακόρυφη υδροδυναμική πίεση. Επίσης, λαμβάνεται υπόψιν και η επίδραση της κατακόρυφης εδαφικής επιτάχυνσης. Με την επίδρασή της, το βάρος του περιεχόμενου στη δεξαμενή υγρού αυξάνεται, με αποτέλεσμα η αύξηση αυτή να φέρει και αύξηση στην κατακόρυφη πίεση στα τοιχώματα της δεξαμενής. Οι υδροδυναμικές πιέσεις που προκαλεί είναι επιπρόσθετες από αυτές της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης. Αξιοσημείωτο είναι ότι η κατανομή της υδροδυναμικής πίεσης που προκαλεί η κατακόρυφη εδαφική επιτάχυνση, είναι παρόμοια με αυτή της υδροστατικής πίεσης.

ΔΡΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

4.1 Εισαγωγή

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, αποτελούν βασικά τεχνικά έργα υποδομής των σύγχρονων βιομηχανικών δραστηριοτήτων. Τα τελευταία χρόνια με τις συνεχείς εξορύξεις υδρογονανθράκων, αλλά και το εμπόριο 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 ακτίνες έως 50m. Έτσι είναι απαραίτητη η αντισεισμική μελέτη και θωράκιση αυτών των κατασκευών. Για τη μελέτη συμπεριφοράς της κατασκευής σε σχέση με την αλληλεπίδραση με το έδαφος, απαραίτητη είναι η μελέτη των φορτίων δράσεων σχεδιασμού των δεξαμενών. Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζονται τα διάφορα φορτία που δρούν σε μια δεξαμενή και την επίδραση που έχουν σε αυτή.

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. Αρχικά, εξετάζονται τα φορτία λόγω του ιδίου βάρους της δεξαμενής, αλλά και οι υδροστατικές πιέσεις λόγω του περιεχόμενου υγρού. Στη συνέχεια, γίνεται αναφορά και μελέτη των σεισμικών δράσεων σε μια δεξαμενή αποθήκευσης υγρών με αναφορά στα φορτία που προκαλούν βλάβες στα τοιχώματα και στη βάση της δεξαμενής.

Η μελέτη των στατικών και δυναμικών φορτίων σε μια κατασκευή είναι σημαντική, καθώς τα φορτία αυτά έχουν σημαντική επίδραση στη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και της κατασκευής. Με βάση αυτά υπάρχει η πιθανότητα αύξησης της ιδιοπεριόδου της κατασκευής, που μπορεί να οδηγήσει σε πρόσθετες καταπονήσεις (Ψαρρόπουλος κ.α., 2006). Επιπρόσθετα, θα πρέπει να δοθεί ιδιαίτερη προσοχή στο ενδεχόμενο συντονισμού της δεξαμενής με τη διέγερση. Ο συντονισμός είναι ένα φαινόμενο που πρέπει οποσδήποτε να αποφευχθεί διότι υπάρχει περίπτωση να έχει ολέθριες επιπτώσεις στην κατασκευή.

4.2 Φορτίσεις λόγω ιδίου βάρους

Στις προσομοιώσεις που θα πραγματοποιηθούν, αλλά και γενικότερα στη δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής από ένα σεισμικό γεγονός, πρέπει να ληφθούν υπόψη τα φορτία ιδίου βάρους που συμβάλουν στη καταπόνηση μιας δεξαμενής. Ως φορτία ιδίου βάρους νοούνται το βάρος του κάθε δομικού στοιχείου της δεξαμενής, αλλά και το βάρος του περιεχόμενου υγρού της δεξαμενής. Τα φορτία ιδίου βάρους αποτελούν μέρος των στατικών φορτίων σε μια κατασκευή. Είναι κατανοητό ότι για διαφορετικά μοντέλα δεξαμενών καθώς και για διαφορετικά υγρά, οι φορτίσεις ιδίου βάρους θα είναι διαφορετικές. Για τις μεταλλικές δεξαμενές οι αδρανειακές δυνάμεις που δρουν στο κέλυφος λόγω του ιδίου του βάρους, είναι μικρές σε σχέση με τις υδροδυναμικές πιέσεις που θα αναλυθούν παρακάτω. Για τον λόγο αυτό μπορούν και να αμεληθούν σύμφωνα με τους κανονισμούς.

4.3 Υδροστατικές πιέσεις

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:

$$p(z) = \gamma \cdot z \quad (4.1)$$

Στη παραπάνω σχέση η μεταβλητή γ είναι το ειδικό βάρος του υγρού, το οποίο περιέχει η δεξαμενή αποθήκευσης. Η μεταβλητή z είναι το βάθος από την επιφάνεια του υγρού. Το ειδικό βάρος του κάθε υγρού προκύπτει με βάση την πυκνότητά του, ρ . Στο παράρτημα Α και συγκεκριμένα στους πίνακες Α.10 και Α.11 του ΕΝ 1998-1-1, δίνεται για κάθε υγρό η αντίστοιχη πυκνότητά του.

4.4 Σεισμικές δράσεις για άκαμπτες κυκλικές δεξαμενές πακτωμένες στη βάση

4.4.1 Ωστική πίεση

Στο Παράρτημα 4 του Ευρωκώδικα 8 δίνονται σχετικές 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 άκαμπτο ή εύκαμπτο θεμέλιο.
- Έχουν πλήρη ή μερική αγκύρωση στη θεμελίωση.

➤ **Οριζόντια σεισμική δράση για άκαμπτες κυκλικές δεξαμενές πακτωμένες στη βάση**

Σε μια άκαμπτη κυλινδρική δεξαμενή η κίνηση του υγρού που περιέχεται εκφράζεται ως το άθροισμα της ωστικής (impulsive) και της μεταγωγικής συνιστώσας (convective). 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 τις δυναμικές συνθήκες με τις οποίες γίνονται οι προσομοιώσεις. Για τον λόγο αυτό, δεν αρκεί για τη περιγραφή της κίνησης στα δυναμικά μοντέλα. Η ωστική συνιστώσα δεν μεταβάλλει τις συνοριακές συνθήκες και παράλληλα ικανοποιεί τη σωστή 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. Στο σύστημα αυτό z είναι ο κατακόρυφος άξονας.

Η χρονικά μεταβαλλόμενη ωστική πίεση p_i του υγρού σε κάθε θέση δίνεται από την έκφραση:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \cdot \rho \cdot H \cdot \cos \theta \cdot A_g(t) \quad (4.2)$$

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 χρονιοιστορία της εδαφικής επιτάχυνσης (με μέγιστη εδαφική επιτάχυνση α_g). Οι αδιάστατες συντεταγμένες ξ και ζ έχουν τύπους, $\xi = r/R$ και $\zeta = z/H$, αντίστοιχα. Ο συντελεστής C_i δίνεται από την έκφραση:

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I'_1\left(\frac{V_n}{\gamma}\right) V_n^2} \cdot \cos(V_n \zeta) \cdot I_1 \cdot \left(\frac{V_n}{\gamma} \cdot \xi\right) \quad (4.3)$$

όπου:

$$V_n = \frac{2n+1}{2} \cdot \pi \quad (4.4)$$

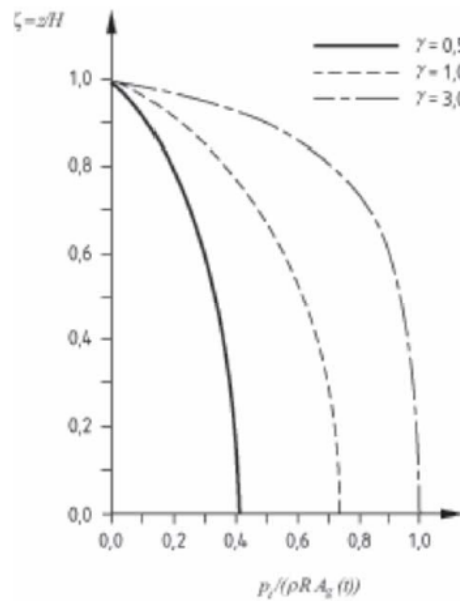
και

$$\gamma = \frac{H}{R} \quad (4.5)$$

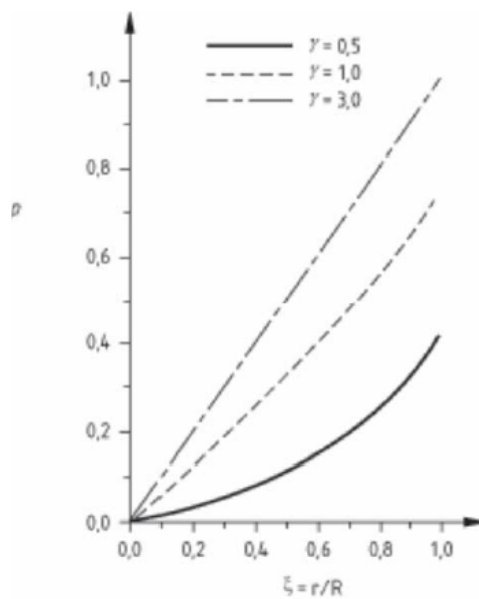
I_1 και I'_1 είναι η τροποποιημένη συνάρτηση Bessel και η παράγωγός της, αντίστοιχα.

Η εξίσωση C_i δίνει τη κατανομή καθ' ύψος της πίεσης p_i . Η ωστική πίεση (κανονικοποιημένη ως προς $r \cdot R \cdot \alpha_g$) στα τοιχώματα της δεξαμενής ($\xi = 1$) και στο επίπεδο της οριζόντιας σεισμικής διέγερσης ($\cos(\theta) = 1$) σε συνάρτηση με τη κατακόρυφη απόσταση από τον πυθμένα, απεικονίζεται στην Εικόνα 4.1 για τις τιμές 0.5, 1.0 και 3.0 του λόγου γ . Η

κατανομή της ωστικής πίεσης p_i στο πυθμένα της δεξαμενής ως συνάρτηση του λόγου γ , απεικονίζεται στην Εικόνα 4.2.



Εικόνα 4.1: Καθ' ύψος μεταβολή της ωστικής πίεσης για τις 0.5, 1.0 και 3.0 της λυγηρότητας $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).



Εικόνα 4.2: Ακτινική μεταβολή της ωστικής πίεσης στο πυθμένα της δεξαμενής για τις τιμές 0.5, 1.0, 3.0 της λυγηρότητας $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).

4.4.2 Μεταγωγική πίεση

Οριζόντια σεισμική δράση για δύσκαμπτες κυκλικές δεξαμενές πακτωμένες στη βάση

Η τιμή της μεταγωγικής συνιστώσας της πίεσης σε κάθε θέση του υγρού στη χρονική στιγμή δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$P_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \cos h(\gamma \zeta) \cdot J_1(\lambda_n \xi) \cdot \cos \theta \cdot A_{cn}(t) \quad (4.6)$$

όπου:

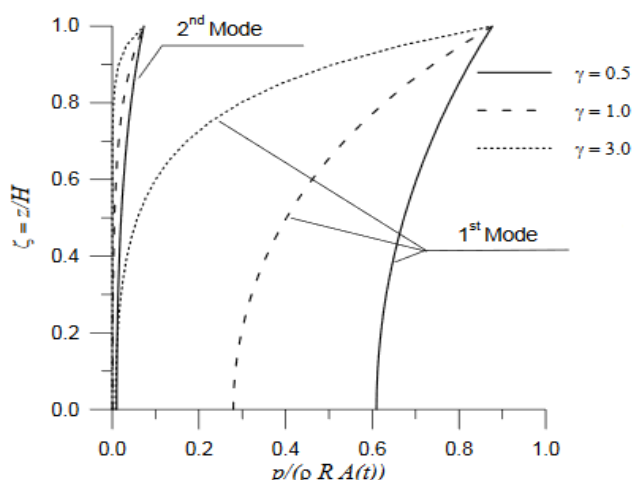
$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) \cdot J_1(\lambda_n) \cdot \cos h(\lambda_n \gamma)} \quad (4.7)$$

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 παρακάτω τύπο:

$$\omega_{cn} = \sqrt{g \cdot \frac{\lambda_n}{R} \cdot \tan h(\lambda_n \gamma)} \quad (4.8)$$

και συντελεστή απόσβεσης κατάλληλο για την κυματική απόκριση του υγρού.

Η μεταγωγική 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. Η κατανομή των κυματικών πιέσεων σε συνάρτηση με το βάθος για τις δύο πρώτες ιδιομορφές απεικονίζεται στην Εικόνα 4.3, όπου φαίνεται η αμελητέα συνεισφορά της δεύτερης ιδιομορφής.

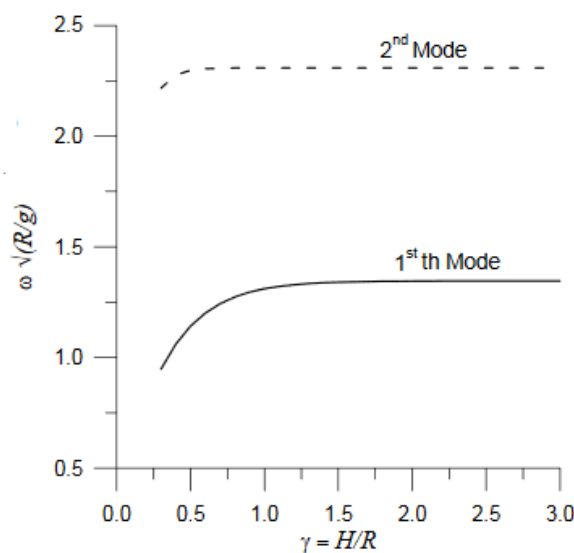


Εικόνα 4.3: Καθ' ύψος μεταβολή των πιέσεων της μεταγωγικής συνιστώσας των δύο πρώτων ιδιομορφών, για διάφορες τιμές της λυγνρότητας γ (EN 1998-4, 2006).

Από την Εικόνα 4.3 παρατηρείται ότι η μεταγωγική πίεση έχει σημαντική τιμή στο πυθμένα, σε δεξαμενές με μικρό λόγο γ (χαμηλές και μεγάλης κάτοψης δεξαμενές). Αντίθετα, για λυγυρές δεξαμενές με μεγάλο λόγο γ (υψίκορμες) οι πιέσεις λόγω κυματισμού περιορίζονται στη περιοχή της επιφάνειας του υγρού. Στην Εικόνα 4.3 καταγράφονται οι τιμές των δύο πρώτων ιδιοσυχνοτήτων του κυματισμού συναρτήσει του λόγου γ , σύμφωνα με το σχήμα A.3b του EN 1998-4 (2006). Όπως παρατηρείται, οι ιδιοσυχνότητες του κυματισμού είναι σχεδόν ανεξάρτητες της παραμέτρου γ , όταν αυτή είναι μεγαλύτερη από 1. Στη περίπτωση αυτή η πρώτη ιδιοσυχνότητα είναι περίπου ίση με:

$$\omega_{c1} = 4.2/\sqrt{R} \quad (4.9)$$

όπου το R είναι σε μονάδες μέτρου. Η παραπάνω σχέση για συνήθης τιμές της ακτίνας R , δίνει περιόδους κυματισμού της τάξης λίγων δευτερολέπτων.



Εικόνα 4.4: Τιμές των δύο πρώτων ιδιοσυχνοτήτων ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).

4.4.3 Τεμνουσα βάσης

Οριζόντια σεισμική δράση για δύσκαμπτες κυκλικές δεξαμενές πακτωμένες στη βάση

Ωστική τέμνουσα βάσης

Η ωστική τέμνουσα βάσης (impulsive base shear) δίνεται από τη σχέση:

$$Q_i(t) = m_i \cdot A_g(t) \quad (4.10)$$

όπου, m_i είναι η μάζα του υγρού, η οποία κινείται μαζί με τα τοιχώματα της δεξαμενής. Ονομάζεται ωστική μάζα και δίνεται από τη σχέση:

$$m_i = m_2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1\left(\frac{V_n}{\gamma}\right)}{V_n^3 I_1\left(\frac{V_n}{\gamma}\right)} \quad (4.11)$$

$$\text{όπου: } m = \rho \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H.$$

Μεταγωγική τέμνουσα βάσης

Η τέμνουσα βάσης (convective base shear) όσο αφορά τη μεταγωγική συνιστώσα σε οριζόντια σεισμική δράση για άκαμπτες κυκλικές δεξαμενές πακτωμένες στη βάση είναι ίση με:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \cdot A_{cn}(t) \quad (4.12)$$

Πρόκειται ουσιαστικά για το άθροισμα των δυνάμεων που συνεισφέρουν οι άπειροι ταλαντωτές με μάζα m_{cn} . Οι ταλαντωτές αυτοί, είναι συνδεδεμένοι στην άκαμπτη δεξαμενή με ελατήρια ακαμψίας $K_n = \omega_n^2 \cdot m_{cn}$, όταν το έδαφος υπόκειται σε οριζόντια διέγερση $A_g(t)$ και οι μάζες αποκρίνονται με επιτάχυνση $A_n(t)$. Η n -οστή μεταγωγική μάζα είναι ίση με:

$$m_{cn} = m \cdot \frac{2 \tan h(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad (4.13)$$

4.4.4 Ροπή ανατροπής

Οριζόντια σεισμική δράση για δύσκαμπτες κυκλικές δεξαμενές πακτωμένες στη βάση

Ωστική ροπή βάσης

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

$$M'_i(t) = m_i \cdot h'_i \cdot A_g(t) \quad (4.14)$$

η M'_i περιλαμβάνει τη συνεισφορά της πίεσης επί των τοιχωμάτων, αλλά και εκείνων του πυθμένα της δεξαμενής. Στην παραπάνω σχέση ο υπολογισμός του h'_i προκύπτει ως ακολούθως:

$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{V_n + 2(-1)^{n+1} I_1(\frac{V_n}{\gamma})}{V_n^4 I'_1(\frac{V_n}{\gamma})}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(\frac{V_n}{\gamma})}{V_n^3 I_1(\frac{V_n}{\gamma})}} \quad (4.15)$$

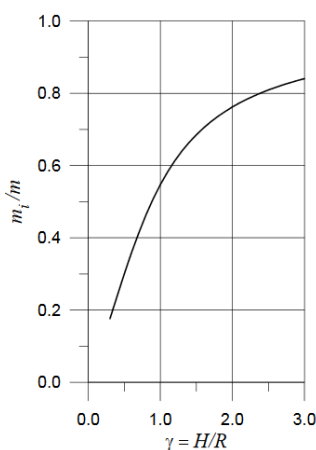
Η ωστική ροπή αμέσως πάνω από τη βάση δίνεται από τη σχέση:

$$M_i(t) = m_i \cdot h_i \cdot A_g(t) \quad (4.16)$$

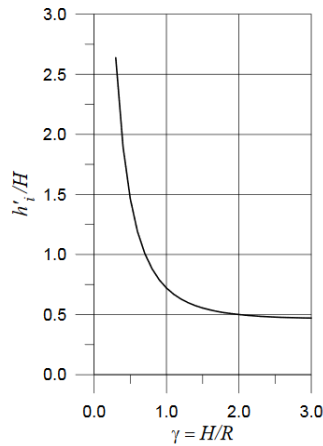
όπου:

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1(\frac{V_n}{\gamma})}{V_n^4 I_1(\frac{V_n}{\gamma})} (V_n (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(\frac{V_n}{\gamma})}{V_n^3 I_1(\frac{V_n}{\gamma})}} \quad (4.17)$$

Στην Εικόνα 4.5 διακρίνεται η κανονικοποιημένη ωστική μάζα m_i ως προς τη συνολική μάζα m του περιεχομένου υγρού συναρτήσει του λόγου $\gamma = H/R$. Σύμφωνα με το γράφημα, η ωστική μάζα αυξάνει όσο αυξάνει ο λόγος γ τείνοντας ασυμπτωτικά στη συνολική μάζα του περιεχομένου υγρού. Στην Εικόνα 4.6 διακρίνονται οι κανονικοποιημένοι συντελεστές h_i και h'_i ως προς το ύψος H του περιεχομένου υγρού συναρτήσει του λόγου $\gamma = H/R$. Οι συντελεστές αυτοί τείνουν να σταθεροποιηθούν σε τιμές κοντά στο μέσο ύψος του υγρού. Για δεξαμενές με μικρό λόγο H/R , ο συντελεστής h_i είναι λίγο μικρότερος από το μέσο ύψος του υγρού. Αντίθετα, ο συντελεστής h'_i είναι σημαντικά μεγαλύτερος του ύψους H λόγω της συνεισφοράς στη ροπή M'_i της πίεσης στο πυθμένα.



Εικόνα 4.5: Λόγος m_i/m συναρτήσει του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).



Εικόνα 4.6: Λόγος h_i'/H ως συνάρτησι του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).

Μεταγωγική ροπή βάσης

Η ροπή λόγω της μεταγωγικής συνιστώσας αμέσως κάτω από τη βάση, προκύπτει από τη σχέση:

$$M'_C(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h'_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h'_{cn} \quad (4.18)$$

όπου το ύψος h'_{cn} , είναι το ύψος το οποίο πρέπει να έχει ο ταλαντωτής για να προκύψει η τιμή της ροπής M'_{cn} και δίνεται από τη σχέση:

$$h'_{cn} = H \left(1 + \frac{2 - \cos h(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sin h(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (4.19)$$

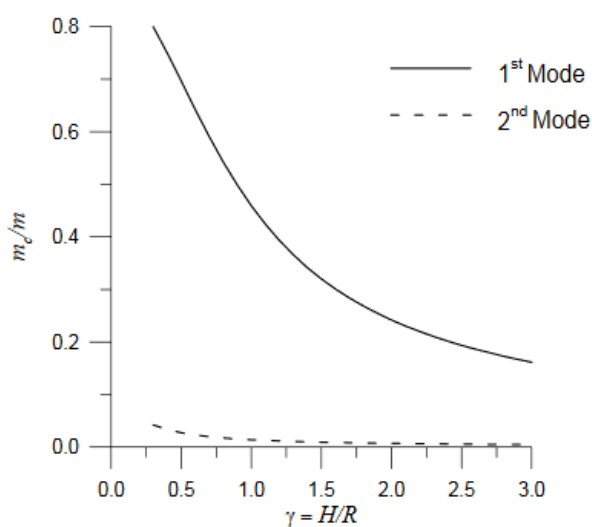
Η ροπή λόγω της μεταγωγικής συνιστώσας αμέσως πάνω από τη βάση, προκύπτει από τη σχέση:

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn} \quad (4.20)$$

όπου το ύψος h_{cn} , στο οποίο πρέπει να εφαρμοστεί ο ταλαντωτής για να προκύψει η τιμή της ροπής M_{cn} δίνεται από τη σχέση:

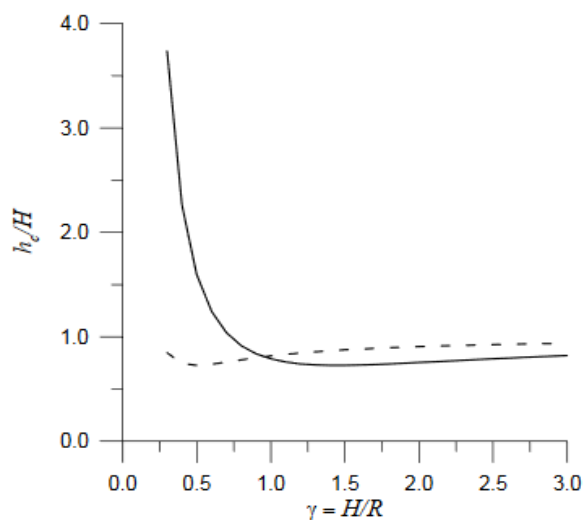
$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{1 - \cos h(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sin h(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (4.21)$$

Η μεταβολή της τιμής της κυκλοφορούσας μάζας για τις δύο πρώτες ιδιομορφές φαίνεται στην Εικόνα 4.7.



Εικόνα 4.7: Μεταβολή των δύο πρώτων μεταγωγικών ιδιομορφικών μαζών ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$ (EN 1998-4, 2006).

Η μεταβολή των τιμών των h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} , h'_{c2} για τις δύο πρώτες ιδιομορφές φαίνεται στην Εικόνα 4.78.



Εικόνα 4.8: Μεταβολή h_{c1} και h_{c2} ως συνάρτηση του λόγου $\gamma = H/R$, όπου:
 συνεχής γραμμή: πρώτη ιδιομορφή κάτω από τη βάση, διακεκομμένη γραμμή: πρώτη ιδιομορφή πάνω από τη βάση (EN 1998-4, 2006).

4.4.5 Κυματισμός

Το ύψος του κυματισμού λαμβάνοντας υπόψη τη πρώτη ιδιομορφή ισούται με:

$$d_{max} = 0.84RS_e(T_{cl})/g \quad (4.22)$$

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

4.4.6 Συνδυασμός επίδρασης ωστικής και μεταγωγικής πίεσης

Η χρονοϊστορία της ολικής πίεσης είναι άθροισμα των χρονοϊστοριών της ωστικής πίεσης (εξαρτάται από την επιτάχυνση $A_g(t)$) και της μεταγωγικής πίεσης (εξαρτάται από την επιτάχυνση $A_{c1}(t)$, αν αγνοηθούν οι όροι ανώτερης τάξης). Για κάθε συνιστώσα της πίεσης χρησιμοποιείται και διαφορετικός συντελεστής συμπεριφοράς q , εξαιτίας της διαφοροποίησης στην απόσβεση ενέργειας. Σε ότι αφορά τη μεταγωγική 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 ($q = 1.5$). Για μη ακυρωμένη δεξαμενή, υπό τον όρο ότι πληρούνται οι οδηγίες EN 1998-4-2 (2006), ο συντελεστής λαμβάνεται ίσος με 2 ($q = 2$). Οι οδηγίες αφορούν το πάχος της πλάκας, που θα πρέπει να είναι μικρότερο απ' ότι το πάχος του κάτω μέρους του περιβλήματος. Για την επαλληλία των μεγίστων της ωστικής και μεταγωγικής πίεσης, χρησιμοποιείται το άθροισμα των απολύτων τιμών των μεγίστων, καθώς και η ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων (SRSS) δίνει αποτελέσματα που δεν είναι συντηρητικά.

Η τέμνουσα δύναμη καθώς και η ροπή αμέσως πάνω από τη βάση της δεξαμενής, χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των τάσεων στα τοιχώματα και στην ένωσή τους με τη βάση. Για τον υπολογισμό της θεμελίωσης γίνεται χρήση της τιμής της ροπής αμέσως κάτω από τη βάση της δεξαμενής. Για τον υπολογισμό της ροπής ανατροπής ως προς τη βάση χρησιμεύει μόνον η μεταγωγική συνιστώσα, λόγω της μεγάλης συχνότητας της ωστικής συνιστώσας καθώς και της αδράνειας των τοιχωμάτων.

4.4.7 Κατακόρυφη σεισμική δράση

Για μεταλλικές δεξαμενές, οι κατακόρυφες δυνάμεις στο κέλυφος είναι σχετικά μικρές σε σχέση με τις υδροδυναμικές πιέσεις που αναπτύσσονται. Η υδροδυναμική πίεση στα τοιχώματα, λόγω κατακόρυφης επιτάχυνσης του εδάφους $A_v(t)$ δίνεται από τη σχέση:

$$\rho_{vr}(\zeta, t) = \rho H(1 - \zeta)A_v(t) \quad (4.23)$$

και δεν προκαλεί τέμνουσα δύναμη ή ροπή ανατροπής σε κανένα οριζόντιο επίπεδο της δεξαμενής, λόγω της συμμετρίας ως προς τον άξονα z .

4.5 Σεισμικές δράσεις για πακτωμένες εύκαμπτες κυκλικές δεξαμενές

4.5.1 Οριζόντια σεισμική δράση

Οι μεταλλικές δεξαμενές στη πραγματικότητα δε μπορούν να θεωρηθούν άκαμπτες. Στις εύκαμπτες δεξαμενές, η πίεση του υγρού εκφράζεται ως το άθροισμα της ωστικής πίεσης (rigid impulsive), της μεταγωγικής (convective) και της εύκαμπτης (flexible). Συχνά η μεταγωγική αναφέρεται και ως συνιστώσα κυματισμού (sloshing). Η εύκαμπτη συνιστώσα ικανοποιεί τη συνθήκη ότι η ακτινική ταχύτητα του υγρού κατά μήκος των τοιχωμάτων εξισορροπεί την ταχύτητα παραμόρφωσης του τοιχώματος. Επίσης, ικανοποιεί τις συνθήκες μηδενικής κατακόρυφης ταχύτητας στη βάση και μηδενικής πίεσης στην ελεύθερη επιφάνεια του υγρού. Η παραμόρφωση των τοιχωμάτων οφείλεται και στις κυματικές πιέσεις. Παρατηρείται λοιπόν η σύνδεση μεταξύ μεταγωγικής και εύκαμπτης συνιστώσας. Λόγω της διαφοράς μεταξύ των συχνοτήτων των δύο συνιστωσών, η σύνδεση αυτή είναι μικρή. Συνεπώς, η εύκαμπτη συνιστώσα μπορεί να λαμβάνεται υπόψη ανεξάρτητα από τις άλλες δύο, που υπολογίζονται με τον ίδιο τρόπο με τις δύσκαμπτες δεξαμενές.

Για τον υπολογισμό της εύκαμπτης συνιστώσας της πίεσης, δεν υπάρχει έκφραση κλειστής μορφής. Αυτό συμβαίνει επειδή εξαρτάται από τις ιδιομορφές του συστήματος υγρού-δεξαμενής. Οι ιδιομορφές όμως δεν είναι γνωστές εκ των προτέρων, διότι δεν είναι γνωστή η μάζα του υγρού που συμμετέχει σε αυτή τη κίνηση. Οπότε, για τον υπολογισμό της κατανομής της πίεσης λόγω της εύκαμπτης συνιστώσας, χρησιμοποιείται μια επαναληπτική διαδικασία.

Αρχικά, επιλέγεται μια δοκιμαστική μορφή της πρώτης ιδιομορφής, $f(\zeta)$ και εν συνεχεία υπολογίζονται οι ακόλουθοι συντελεστές:

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n I_1\left(\frac{V_n}{\gamma}\right)}{V_n^2 I'_1\left(\frac{V_n}{\gamma}\right)} \quad (4.24)$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(V_n \zeta) d\zeta I_1\left(\frac{V_n}{\gamma}\right)}{V_n I'_1\left(\frac{V_n}{\gamma}\right)} \quad (4.25)$$

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s s(\zeta)}{\rho_H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(V_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s s(\zeta)}{\rho_H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(V_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (4.26)$$

Η πίεση λόγω ευκαμψίας υπολογίζεται από τη σχέση:

$$p_f(\varsigma, \theta, t) = \rho H \psi \cos \theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(V_n \varsigma) A_{fn}(t) \quad (4.27)$$

όπου $s(\varsigma)$ είναι το πάχος, ρ_s η πυκνότητα του κελύφους της δεξαμενής και $A_{fn}(t)$ η επιτάχυνση απόκρισης ενός ταλαντωτή με περίοδο και συντελεστή απόσβεσης της ιδιομορφής n (η θεμελιώδης για $n=1$ είναι συνήθως επαρκής).

Στη συνέχεια, υπολογίζεται η ενεργή πυκνότητα του κελύφους της δεξαμενής από τη σχέση:

$$\rho^i(\varsigma) = \frac{\rho_f^i(\varsigma)}{2gs(\varsigma)f^i(\varsigma)} + \rho_s \quad (4.28)$$

Η ενεργή πυκνότητα χρησιμοποιείται ώστε να υπολογιστεί ξανά η πίεση p_f και από την ανάλυση να προκύψει η νέα ιδιομορφή i . Η παραπάνω επαναληπτική διαδικασία εφαρμόζεται έως ότου υπάρξει σύγκλιση ($i + 1$).

Η θεμελιώδης κυκλική συχνότητα του συστήματος δεξαμενής- υγρού, μπορεί να εκτιμηθεί με τη βοήθεια της παρακάτω έκφρασης, κατά προσέγγιση για χαλύβδινες δεξαμενές:

$$\omega_f = 2\pi \frac{\sqrt{Es(\varsigma)/\rho H}}{R(0.157\gamma^2 + \gamma + 1.49)} \left(\text{για } \varsigma = \frac{1}{3} \right) \quad (4.29)$$

όπου E είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του τοιχώματος της δεξαμενής. Η τέμνουσα βάσης θα είναι ίση με:

$$Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (4.30)$$

όπου:

$$m_f = m\psi\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{V_n} d_n \quad (4.31)$$

Η ροπή αμέσως πάνω από τη βάση της δεξαμενής εκφράζεται από τη παρακάτω σχέση:

$$M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad (4.32)$$

όπου:

$$h_f = H \frac{\left[\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n V_n - 2}{V_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1' \left(\frac{V_n}{\gamma} \right)}{V_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n}{V_n}} \quad (4.33)$$

4.5.2 Απλοποιημένη διαδικασία για δεξαμενές με πακτωμένη βάση

4.5.2.1 Οριζόντια σεισμική δράση

Το σύστημα δεξαμενής-υγρού προσομοιώνεται από ένα σύστημα δύο μονοβάθμιων συστημάτων. Το ένα αντιστοιχεί στην ωστική συνιστώσα, κινούμενο μαζί με το εύκαμπτο τοίχωμα. Το άλλο αντιστοιχεί στη μεταγωγική συνιστώσα. Ο συνδυασμός των δύο συστημάτων, προκύπτει από το άθροισμά τους.

Οι ιδιοπερίοδοι (σε sec) της ωστικής και μεταγωγικής συνιστώσας προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho H}}{\sqrt{\frac{s}{R}} \sqrt{E}} \quad (4.34)$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R} \quad (4.35)$$

όπου:

H: είναι το ύψος της στάθμης της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού,

R: είναι η ακτίνα της δεξαμενής,

S: είναι το ισοδύναμο ομοιόμορφο πάχος των τοιχωμάτων της δεξαμενής,

ρ : είναι η πυκνότητα του περιεχομένου υγρού, και

E: είναι το μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής.

Οι συντελεστές C_i και C_c για τις ιδιοπεριόδους δίνονται από τον Πίνακα 4.1. Ο συντελεστής C_i είναι αδιάστατος. Αν η ακτίνα της δεξαμενής R είναι σε μέτρα, τότε ο συντελεστής C_c είναι σε $s/m^{1/2}$. Στον Πίνακα 4.1 δίνονται και οι μάζες m_i και m_c , ως συνάρτηση 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 μεταγωγική μάζα. Τα ύψη αυτά χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των ροπών ανατροπής.

H/R	C_i	C_c (s/m ^{1/2})	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h'_i/H	h'_c/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Πίνακας 4.1: 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 (EN 1998-4, 2006).

Η συνολική τέμνουσα βάσης είναι ίση με:

$$Q = (m_i + m_w + m_r)S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (4.36)$$

όπου:

m_w : είναι η μάζα των τοιχωμάτων της δεξαμενής,

m_r : είναι η μάζα της οροφής της δεξαμενής,

$S_e(T_{imp})$: είναι η ωστική φασματική επιτάχυνση, η οποία προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης με κατάλληλο συντελεστή απόσβεσης, ο οποίος εξαρτάται από την εξεταζόμενη κατάσταση σχεδιασμού (οριακή κατάσταση σχηματισμού βλαβών $\zeta = 2\%$ ή οριακή κατάσταση αστοχίας $\zeta = 5\%$), και

$S_e(T_{con})$: είναι η μεταγωγική φασματική επιτάχυνση, η οποία προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης με συντελεστή απόσβεσης $\zeta = 0.5\%$.

Η ροπή ανατροπής ακριβώς πάνω από τη βάση είναι:

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r)S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (4.36)$$

όπου:

h_w : είναι το ύψος του κέντρου βάρους των τοιχωμάτων της δεξαμενής, και

h_r : είναι το ύψος του κέντρου βάρους της οροφής της δεξαμενής.

Η ροπή ανατροπής ακριβώς κάτω από τη βάση είναι:

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r)S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (4.38)$$

όπου τα ύψη h_i και h_c λαμβάνονται από τον Πίνακα 4.1. Τέλος, το ύψος του κύματος της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού δίνεται από τη σχέση (4.22).

4.5.2.2 Κατακόρυφη σεισμική δράση

Σε περίπτωση εύκαμπτων δεξαμενών, στην πίεση που προκαλείται λόγω της κατακόρυφης συνιστώσας της διέγερσης, είναι απαραίτητο να προστεθεί ακόμα ένας όρος λόγω παραμόρφωσης των τοιχωμάτων. Ο όρος αυτός εκφράζεται από την παρακάτω σχέση:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0.815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2} \zeta\right) A_{vf}(t) \quad (4.39)$$

όπου:

$$f(\gamma) = 1.078 + 0.274 \ln \gamma \text{ για } 0.8 \leq \gamma < 4$$

$$f(\gamma) = 1.0 \quad \text{για } \gamma < 0.8$$

όπου $A_{vf}(t)$ είναι η απόκριση σε όρους επιτάχυνσης ενός ταλαντωτή με συχνότητα ίση με τη θεμελιώδη συχνότητα της αξονοσυμμετρικής δόνησης της δεξαμενής και του υγρού.

Η θεμελιώδης αυτή συχνότητα υπολογίζεται από τη παρακάτω έκφραση:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[\frac{2EI_1(\gamma_1)s(\zeta)}{\pi \rho H (1 - V^2) I_0(\gamma_1)} \right]^{1/2} \left(\text{για } \zeta = \frac{1}{3} \right) \quad (4.40)$$

όπου:

$$\gamma_1 = \pi/(2\gamma),$$

$I_0(\cdot)$ και $I_1(\cdot)$: είναι η τροποποιημένη συνάρτηση Bessel μηδενικής και πρώτης τάξης αντίστοιχα,

E και ν : είναι το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson του υλικού της δεξαμενής, αντίστοιχα.

Η τιμή της κατακόρυφης επιτάχυνσης, προκύπτει από το αντίστοιχο φάσμα για την κατάλληλη τιμή του συντελεστή απόσβεσης. Αν αγνοείται η παραμορφωσιμότητα του εδάφους έδρασης, τότε ο συντελεστής απόσβεσης λαμβάνεται ίσος με τον συντελεστή απόσβεσης του υλικού. Ως συντελεστής συμπεριφοράς μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο συντελεστής που χρησιμοποιήθηκε στον υπολογισμό της ωστικής συνιστώσας και της αδράνειας των τοιχωμάτων. Οι δύο συνιστώσες της πίεσης που προκύπτουν από τη κατακόρυφη διέγερση (άκαμπτη και εύκαμπτη), μπορούν να συνδυαστούν με τη μέθοδο SRSS, ώστε να προκύψει η μέγιστη τιμή της πίεσης.

4.6 Προσομοίωση μέσω απλοποιητικών μοντέλων

Η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς και ο αντισεισμικός σχεδιασμός των κατασκευών βιομηχανικών εγκαταστάσεων, συμπεριλαμβανομένων και των δεξαμενών, παρουσιάζει πολλές ιδιαιτερότητες. Οι ιδιαιτερότητες αυτές βασίζονται στο ιδιαίτερο σχήμα και γεωμετρία της κατασκευής, του είδους του ρευστού που περιέχουν, αλλά και την ευαισθησία τους σε γεωμετρικές ατέλειες. Προκειμένου η μελέτη τέτοιου είδους κατασκευών να παρουσιάσει ρεαλιστικά αποτελέσματα, χωρίς μεγάλο όγκο υπολογισμών, αναπτύσσονται απλοποιητικά μοντέλα.

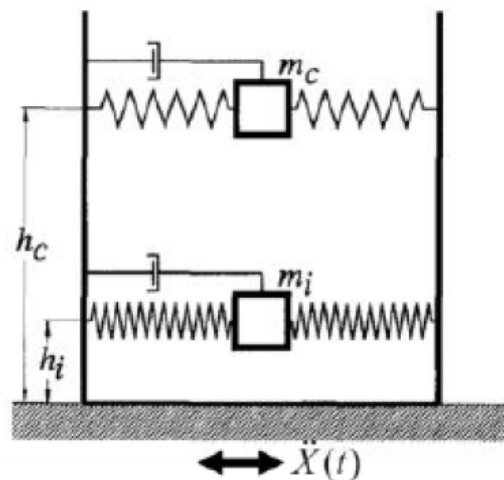
Τα απλοποιητικά μοντέλα προσεγγίζουν σε μεγάλο βαθμό τη δυναμική συμπεριφορά του λεπτομερούς μοντέλου. Έχουν ως στόχο τη προσομοίωση των μεταβλητών που επηρεάζουν τη σεισμική απόκριση των κατασκευών. Το σύστημα δεξαμενής-υγρού προσομοιώνεται με τη χρήση ενός απλοποιητικού μοντέλου, το οποίο λαμβάνει υπόψη τη γεωμετρία της δεξαμενής ακτίνας R και ύψους πλήρωσης H , αλλά και την υδροδυναμική απόκριση του υγρού.

Όπως έχει προαναφερθεί, η υδροδυναμική πίεση του υγρού σε μια δεξαμενή, αναλύεται σε δύο ασύζευκτες συνιστώσες. Η πρώτη αφορά την ωστική (impulsive) που μεταβάλλεται σε συγχρονισμό με την επιτάχυνση της δεξαμενής και προκαλείται από το μέρος του υγρού που ακολουθεί τη κίνηση της δεξαμενής ως στερεό (impulsive mass). Η δεύτερη αφορά τη μεταγωγική συνιστώσα (convective), η οποία οφείλεται στην κίνηση του κυματισμού. Οι δύο αυτές συνιστώσες μοντελοποιούνται σε ένα σύστημα διακριτών μαζών και ελατηρίων σε κατάλληλη διάταξη. Σε περίπτωση όπου υπάρχει σημαντική ιξώδης απόσβεση, στο μοντέλο περιλαμβάνονται και αποσβεστήρες. Τα απλοποιητικά μοντέλα δομούνται με βάση κάποιες αρχές:

- Τα αδρανειακά χαρακτηριστικά του υγρού πρέπει να διατηρούνται στο μοντέλο των διακριτών μαζών.
- Για μικρό κυματισμό το κέντρο βάρους να παραμένει το ίδιο με αυτό του πραγματικού συστήματος.
- Το προσομοίωμα πρέπει να έχει ιδιομορφές με την ίδια ιδιοσυχνότητα και ποσοστό συμμετοχής μάζας με τις αντίστοιχες του πραγματικού συστήματος.
- Οι δυνάμεις που παράγονται από την απόκριση του μοντέλου διακριτών μαζών, πρέπει να είναι ίσες με αυτές του πραγματικού συστήματος.

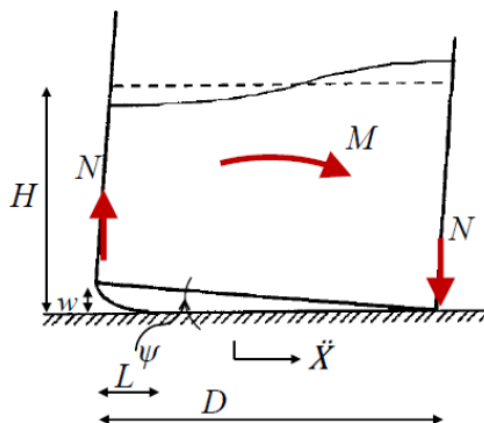
Στην Εικόνα 4.9 απεικονίζεται ένα απλοποιημένο μοντέλο διακριτών μαζών, που προσομοιώνει τη συμπεριφορά του υγρού σε μια κυλινδρική, κατακόρυφη, αγκυρωμένη δεξαμενή. Οι δύο μάζες είναι συνδεδεμένες με το άκαμπτο τοίχωμα, με κατάλληλα οριζόντια ελατήρια και αποσβεστήρες, ώστε να κινούνται με τη συχνότητα της ιδιομορφής που εκπροσωπούν. Η ωστική και μεταγωγική μάζα έχουν διαφορετικές τιμές, αναλόγως τη στάθμη πλήρωσης της δεξαμενής. Το ίδιο ισχύει και για τα αντίστοιχα ύψη στα οποία

τοποθετούνται οι μάζες αυτές. Το άθροισμα των μαζών παραμένει σταθερό και ίσο με τη συνολική μάζα του υγρού που αντιστοιχεί σε κάθε ποσοστό πλήρωσης.



Εικόνα 4.9: Απλοποιημένο μοντέλο για αγκυρωμένη δεξαμενή (ΕΜΠ, 2012).

Σε περίπτωση ισχυρής σεισμικής διέγερσης για μια μη-αγκυρωμένη δεξαμενή, μπορεί να υπάρξει «ανασήκωμα» της βάσης της δεξαμενής. Η ύπαρξη αυτού του ανασηκώματος είναι και η κύρια διαφορά μεταξύ αγκυρωμένης και μη-αγκυρωμένης δεξαμενής. Η προσομοίωσή του γίνεται με τη προσθήκη ενός μη γραμμικού ελατηρίου στο προηγούμενο απλοποιημένο μοντέλο (βλ. Εικόνα 4.10).



Εικόνα 4.10: Απλοποιημένο μοντέλο για μη αγκυρωμένη δεξαμενή (ΕΜΠ, 2012).

4.7 Προσομοίωση με πεπερασμένα στοιχεία

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μια αριθμητική μέθοδο που υλοποιείται με χρήση κατάλληλων λογισμικών με σκοπό τον υπολογισμό προσεγγιστικών λύσεων σε σύνθετα προβλήματα της μηχανικής. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων θεωρείται μια αρκετά επιτυχημένη μέθοδος υπολογισμών και παρουσιάζει ευρεία χρήση στην έρευνα και στη βιομηχανία, για τον υπολογισμό και τη μελέτη διαφόρων

κατασκευών. Η βασική αρχή της μεθόδου είναι, όπως και στη μητρική ανάλυση, η δυνατότητα προσομοίωσης της πραγματικής κατασκευής με διακριτά στοιχεία/μέλη. Τα στοιχεία αυτά συνδέονται με ένα πεπερασμένο αριθμό κόμβων που έχουν συγκεκριμένους βαθμούς ελευθερίας.

Η αναλυτική λύση των εξισώσεων με τις οποίες περιγράφονται τα διάφορα τεχνικά προβλήματα είναι δυνατή μόνο σε ειδικές περιπτώσεις, όταν οι καταπονήσεις και τα γεωμετρικά σχήματα είναι πάρα πολύ απλά. Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, βοηθάει στην επίλυση μεγάλων και πολύπλοκων προβλημάτων. Αποτελεί όπως προαναφέρθηκε μια προσεγγιστική λύση, η οποία όμως μπορεί να δώσει αξιόπιστα αποτελέσματα. Ακόμα έχει το πλεονέκτημα ότι μπορεί να εφαρμοστεί αποτελεσματικά σε πολλών ειδών τα προβλήματα. Το μειονέκτημα που παρατηρείται σε ότι αφορά αυτή τη μέθοδο, είναι οι αυξημένες απαιτήσεις σε υπολογιστική ισχύ. Το πρόβλημα αυτό παρατηρείται κυρίως όταν εφαρμόζεται σε δυναμικά προβλήματα. Αυτό όμως το μειονέκτημα τα τελευταία χρόνια έχει ξεπεραστεί, λόγω της ραγδαίας ανάπτυξης των υπολογιστικών συστημάτων.

Σε ότι αφορά την έρευνα και τα προβλήματα αναφορικά με τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί την πιο διαδεδομένη μέθοδο για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς των δεξαμενών. Επίσης, γίνεται χρήση της σε προβλήματα δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής, προκειμένου να μελετηθούν κι αυτά τα φαινόμενα. Με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, μπορούν να υπολογιστούν μεγέθη όπως οι επιταχύνσεις και οι μετακινήσεις που επιβάλλονται στις δεξαμενές σε ένα σεισμικό γεγονός, καθώς και οι τάσεις και οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται.

ΜΕΘΟΔΟΛΟΓΙΕΣ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗΣ

5.1 Εισαγωγή

Στην παρούσα διπλωματική εργασία, όλες οι αναλύσεις και η προσομοίωση των δεξαμενών έγιναν με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (Version 6.14-5). Το λογισμικό αυτό χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για την επίλυση στατικών και δυναμικών προβλημάτων. Η διαδικασία ανάλυσης με το ABAQUS περιλαμβάνει τα παρακάτω κύρια στάδια:

- Προ-επεξεργασία (pre-processing): αφορά τη γεωμετρική μοντελοποίηση και διακριτοποίηση σε πεπερασμένα στοιχεία (δημιουργία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων).
- Προσομοίωση (simulation): αφορά την αριθμητική επίλυση των μαθηματικών εξισώσεων, οι οποίες προκύπτουν από τη διακριτοποίηση σε πεπερασμένα στοιχεία.
- Μετ-επεξεργασία (post-processing): αφορά την αξιολόγηση των αποτελεσμάτων (π.χ., τάσεις, μετακινήσεις), τη γραφική απεικόνιση του παραμορφωμένου προσομοιώματος, τις γραφικές παραστάσεις, κ.λπ.

Στο κεφάλαιο αυτό, γίνεται μία εκτενής περιγραφή των μεθόδων προσομοίωσης των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Γίνεται αναφορά σε απλοποιητικά προσομοιώματα καθώς και σε αντίστοιχα προσομοιώματα με υψηλό υπολογιστικό φόρτο, τα οποία προσομοιώνουν τις δεξαμενές αποθήκευσης με άκρως ικανοποιητικό αποτέλεσμα. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται το προσομοίωμα του Housner, με βάση το οποίο γίνεται επαλήθευση της γεωμετρίας του αντίστοιχου προσομοιώματος που κατασκευάστηκε, τόσο για πάκτωση στη βάση, όσο και για εφαρμογή μόνωσης για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής. Το προσομοίωμα αυτό κατασκευάστηκε σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 (EC8). Στην τελευταία ενότητα του κεφαλαίου, παρουσιάζονται τα φάσματα των επιταχύνσεων των σεισμών που επιλέχθηκαν για την ανάλυση, από το σύστημα PEER Ground Motion Database του Berkeley. Ακόμα παρουσιάζονται και τα στοιχεία της κάθε σεισμικής καταγραφής που χρησιμοποιήθηκε στην αριθμητική διερεύνηση. Σημειώνεται ότι οι σεισμικές καταγραφές που επιλέχθηκαν αφορούν διέγερση μόνο ως προς την οριζόντια διεύθυνση.

5.2 Περιγραφή βασικών μεθόδων προσομοίωσης

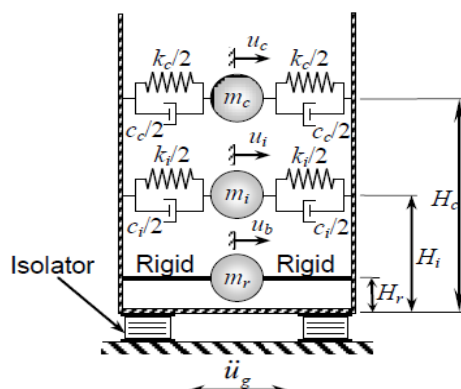
Η πολυπλοκότητα των δεξαμενών αποθήκευσης ως κατασκευές και κυρίως η μελέτη της αλληλεπίδρασης υγρού-δεξαμενής-θεμελίωσης, καθιστά αναγκαία την προσομοίωσή τους. Η προσομοίωση των δεξαμενών πραγματοποιείται με τη χρήση απλοποιητικών προσομοιωμάτων ή με τη χρήση λεπτομερέστερων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων (FEM). Τα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων προσφέρουν μεγάλη ακρίβεια στη μελέτη, η οποία όμως αντισταθμίζεται με τον μεγάλο υπολογιστικό φόρτο που απαιτείται για τις αναλύσεις. Από την άλλη πλευρά, η χρήση ενός ορθού απλοποιητικού προσομοιώματος είναι πολλές φορές ικανοποιητική, διότι ενώ υστερεί σε ακρίβεια, είναι ικανή να δώσει μια πολύ καλή πρώτη εκτίμηση του εξεταζόμενου προβλήματος. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται συνοπτικά οι απλοποιητικές μέθοδοι, καθώς και οι μέθοδοι πεπερασμένων και ακουστικών στοιχείων.

5.2.1 Απλοποιητικές μέθοδοι

- **Μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων**

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

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



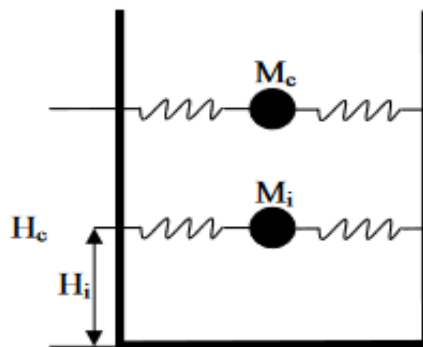
Εικόνα 5.1: Μηχανικό προσομοίωμα μονωμένης δεξαμενής αποθήκευσης υγρών (Sahaetal., 2013).

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

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

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

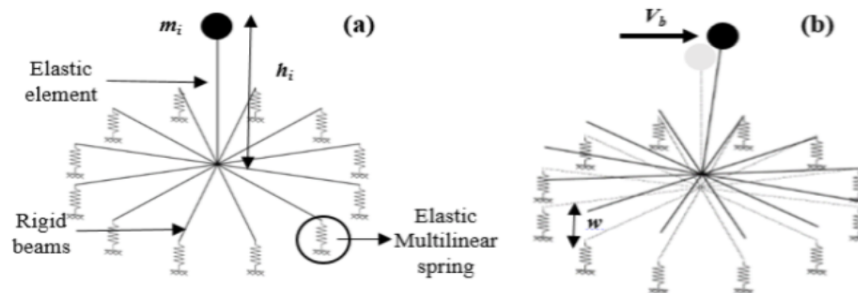
Τα μηχανικά προσομοιώματα ελατηρίων μέσα από έρευνες και παραμετρικές διερευνήσεις που έχουν πραγματοποιηθεί, παρουσιάζουν ικανοποιητικά αποτελέσματα με μικρό σχετικά υπολογιστικό φόρτο. Τα αποτελέσματά τους είναι πολύ κοντά στα αποτελέσματα ενός περίπλοκου προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.



Εικόνα 5.2: Μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων (Malhotra et al., 2000).

- Προσομοίωμα “Joystick”

Πρόκειται για ένα τριδιάστατο απλοποιητικό προσομοίωμα για την εκτίμηση της σεισμικής επιτελεστικότητας κυλινδρικών ατμοσφαιρικών δεξαμενών. Η συγκεκριμένη μέθοδος προσομοίωσης είναι κατάλληλη για γρήγορη αποτίμηση της σεισμικής απόκρισης των δεξαμενών. Χρησιμοποιεί μεθόδους που βασίζονται είτε στη μη-γραμμική στατική, είτε στη μη-γραμμική δυναμική ανάλυση.

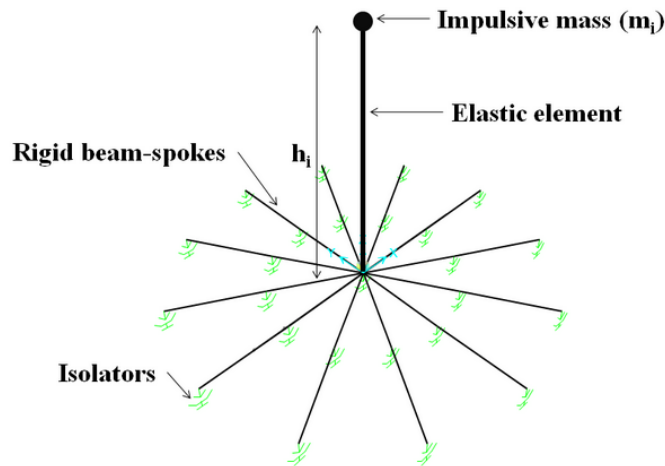


Εικόνα 5.3: Προσομοίωμα “Joystick” σε ηρεμία (αριστερά) και σε παραμορφωμένη κατάσταση (δεξιά) (Καράογλου, 2016).

Το προσομοίωμα αυτό αποτελείται από ένα στοιχείο δοκού που φέρει την ωστική μάζα του συστήματος και στηρίζεται από άκαμπτες δοκούς. Οι δοκοί αυτοί με τη σειρά τους, εδράζονται σε σημειακά ελατήρια στη περιφέρεια της δεξαμενής. Το έλασμα της βάσης, αντικαθιστάται από ζυγό αριθμό άκαμπτων δοκών. Η μη-γραμμική συμπεριφορά του συστήματος λαμβάνεται υπόψη μέσω σημειακών ελατηρίων, που συνδέουν τη βάση με το έδαφος. Τα ελατήρια αυτά ονομάζονται ελατήρια Winkler. Για την προσομοίωση της αντίστασης έναντι ανασηκώματος, χρησιμοποιείται ένα ελαστικό, μη-γραμμικό υλικό. Οι ιδιότητες του ελαστικού στοιχείου που συνδέει την ωστική μάζα με τη βάση, υπολογίζονται σύμφωνα με την ισοδύναμη δυσκαμψία που αντιστοιχεί στη θεμελιώδη ωστική περίοδο και μάζα. Για την προσομοίωση που αφορά μαλακά εδάφη, η χρήση ενός μη-γραμμικού υλικού με έντονη υστερητική συμπεριφορά, θα ήταν πιο ρεαλιστική για τα εν λόγω ελατήρια, όπου οι αρνητικές μετακινήσεις κατά την αποφόρτιση ενδέχεται να είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες με θετικό πρόσημο.

Το προσομοίωμα “Joystick” παρουσιάζει κάποια ιδιαίτερα χαρακτηριστικά. Αρχικά καθορίζεται απαραίτητα ένα βήμα προανάλυσης, ώστε να καθοριστεί η σχέση δύναμης-κατακόρυφης μετατόπισης (ανασηκώματος) των ακριανών ελατηρίων. Κατά τη προανάλυση, αναλύεται μια λωρίδα ελάσματος βάσης (Malhotra & Veletsos, 1994). Μετά το βήμα αυτό, η μη-γραμμική στατική και δυναμική ανάλυση πραγματοποιείται σε μερικά δευτερόλεπτα. Ένα ακόμα χαρακτηριστικό του προσομοιώματος είναι ότι παρέχεται η δυνατότητα ανάλυσης και των αγκυρωμένων δεξαμενών, πέρα από τις ελεύθερα εδραζόμενες δεξαμενές. Στην περίπτωση αυτή τα ελατήρια του “Joystick” προσαρμόζονται κατάλληλα ώστε η δυσκαμψία τους να λαμβάνει υπόψη την επιρροή των αγκυρίων που είναι ισοκατανεμημένα κατά μήκος της περιφέρειας στη βάση της δεξαμενής. Το

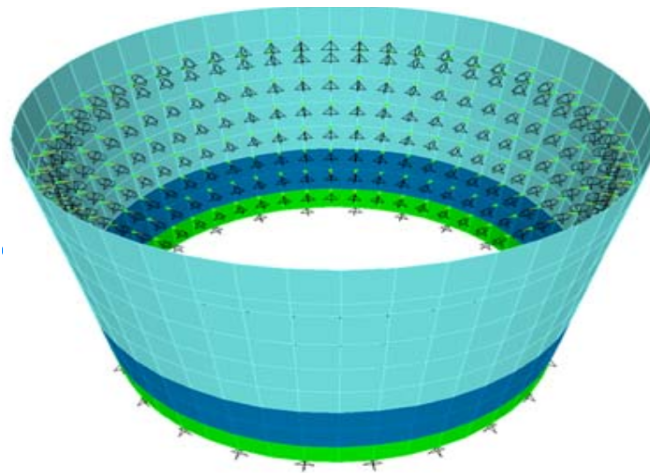
προσομοίωμα τύπου “Joystick” παρουσιάζει ικανοποιητική σύγκλιση με τα αποτελέσματα των τριδιάστατων μοντέλων πεπερασμένων στοιχείων (Μπακάλης, 2018).



Εικόνα 5.4: Προσομοίωμα “joystick” (Τσιπιανίτης & Τσομπανάκης, 2017).

- **Προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας**

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



Εικόνα 5.5: Προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας με πεπερασμένα στοιχεία.

Σε ότι αφορά τις δεξαμενές που περιέχουν υγρά, αναφέρονται στη βιβλιογραφία δύο κύριες κατηγορίες προσομοιωμάτων προστιθέμενης μάζας. Η πρώτη αφορά την καθολική προσομοίωση της συμπεριφοράς της δεξαμενής (ροπή ανατροπής, συνολική τέμνουσα

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

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

- Κανονική προσέγγιση (normal mass approach).
- Προσέγγιση ισοδύναμης μάζας (equivalent mass density approach).

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

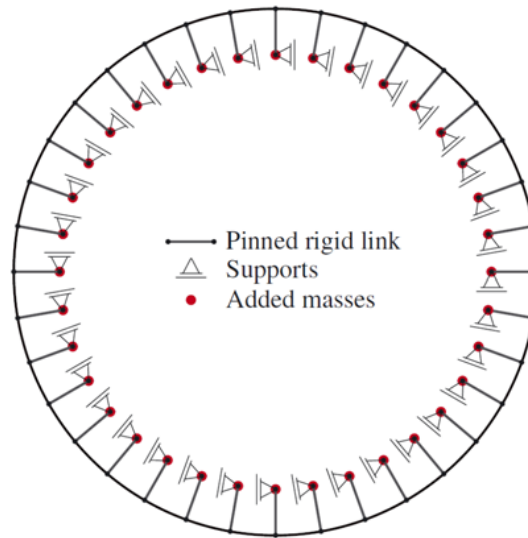
Σύμφωνα με την προσέγγιση με ισοδύναμη μάζα, η πυκνότητα της μάζας στα στοιχεία του κελύφους αυξάνεται τεχνητά, προκειμένου να υπολογιστεί η ωστική συνιστώσα της πίεσης του υγρού. Η παρούσα προσέγγιση παρουσιάζει το πρόβλημα ότι η ίδια η μάζα αποδίδεται σε κάθε βαθμό ελευθερίας στους κόμβους του κελύφους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

• Μέθοδος ισοδύναμου φορτίου

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

Στις δύο μεθόδους που προαναφέρθηκαν, η κατανομή της πίεσης της ωστικής μάζας του υγρού σε άκαμπτες και εύκαμπτες δεξαμενές είναι παρόμοια, ιδιαίτερα για δεξαμενές με λόγο ύψους προς ακτίνα $H/R < 1$. Σε αυτές τις δεξαμενές, το απλοποιητικό προσομοίωμα προστιθέμενης μάζας συνιστάται για προσομοίωση της συμπεριφοράς της δεξαμενής. Το

προσομοίωμα αυτό μπορεί να κατασκευαστεί σε κάθε λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων. Παρόλο τα ικανοποιητικά αποτελέσματα που δίνει η μέθοδος αυτή, παρουσιάζει το μειονέκτημα ότι λαμβάνει υπόψη μόνο την ωστική μάζα και όχι τη μεταγωγική.

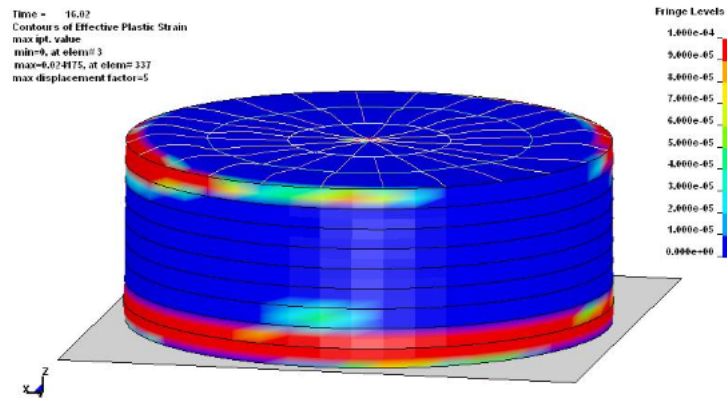


Εικόνες 5.6: Μοντέλο προστιθέμενης μάζας (Mirzadeh&Alavi, 2015).

5.2.2 Μέθοδοι πεπερασμένων και ακουστικών στοιχείων

- **Μέθοδος Lagrange**

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



Εικόνα 5.7: Προσομοίωμα Arbitrary Lagrangian-Eulerian με πεπερασμένα στοιχεία.

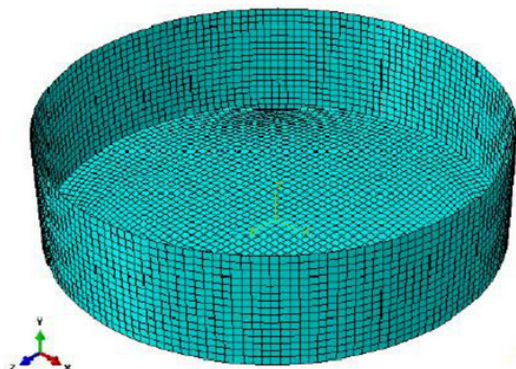
- **Μέθοδος Coupled Eulerian-Lagrangian**

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

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

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

διείσδυση του υγρού. Αξιοσημείωτο επίσης είναι ότι, όταν το πάχος του κελύφους είναι λεπτό, μπορεί να υπάρξει διαρροή, η οποία με τη σειρά της μπορεί να επηρεάσει τα αποτελέσματα της ανάλυσης.



Εικόνα 5.8: Προσομοίωμα Coupled Eulerian-Lagrangian (CEL) με πεπερασμένα στοιχεία.

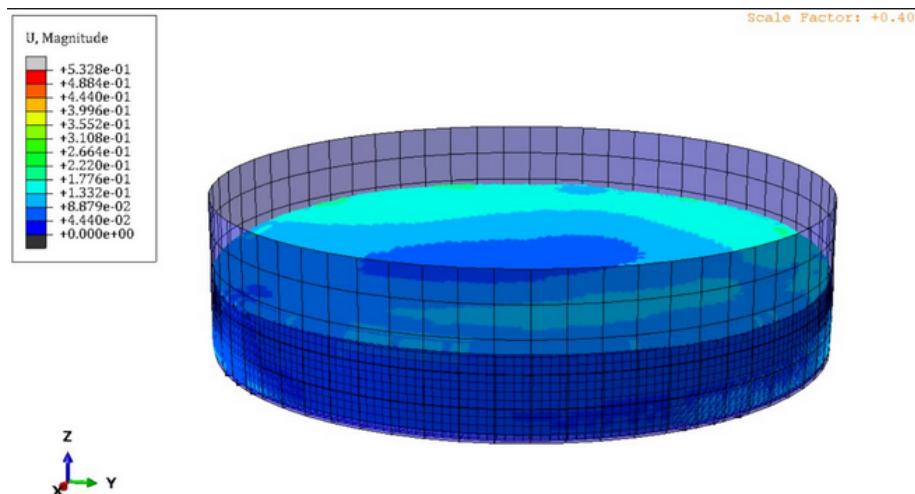
- **Μέθοδος SPH**

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

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

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



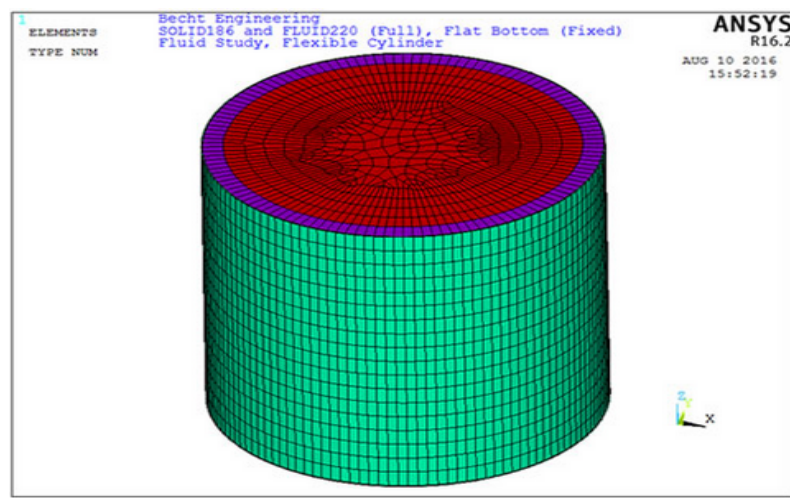
Εικόνα 5.9: Προσομοίωμα τύπου SPH με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.

- **Μέθοδος ακουστικών στοιχείων**

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

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

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



Εικόνα 5.10: Προσομοίωμα ακουστικών στοιχείων με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.

5.3 Προσομοιώματα επαλήθευσης

Στην παρούσα διπλωματική χρησιμοποιήθηκαν κάποια προσομοιώματα επαλήθευσης (benchmarks) αλλά και ο Ευρωκώδικας για την ανάπτυξη των προσομοιωμάτων και την επικύρωση των αποτελεσμάτων. Στα προσομοιώματα επαλήθευσης βασίζεται η γεωμετρία των προσομοιωμάτων που κατασκευάστηκαν. Η επικύρωση των αποτελεσμάτων που αφορούν τις ιδιοπεριόδους των προσομοιωμάτων πραγματοποιείται μέσω του Ευρωκώδικα. Ο Ευρωκώδικας 8 - Μέρος 4, παραθέτει τους κατάλληλους τύπους (βλ. Κεφάλαιο 4) για την εύρεση της θεωρητικής τιμής της περιόδου κάθε κατασκευής. Αυτή η θεωρητική τιμή πρέπει να "συμφωνεί" ή να έχει μικρό σφάλμα σε σχέση με την τιμή που εξήχθη από την ιδιομορφική ανάλυση κάθε προσομοιώματος.

Τα προσομοιώματα που εξτάσθηκαν στην παρούσα διπλωματική είναι:

- Προσομοίωμα πακτωμένης βάσης (fixed model) εδραζόμενο σε βράχο.
- Προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση.

Η αναλυτικότερη περιγραφή των παραπάνω προσομοιωμάτων γίνεται στο επόμενο κεφάλαιο.

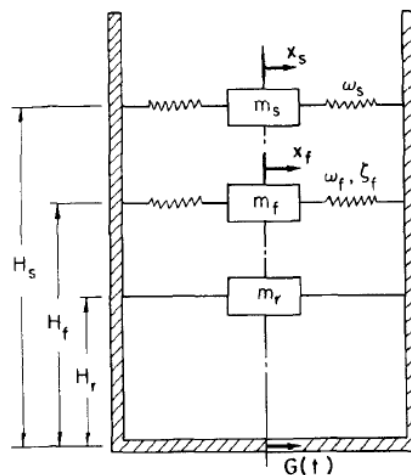
Προσομοιώματα επαλήθευσης γεωμετρίας

Σε ότι αφορά τη γεωμετρία, τα προσομοιώματα που κατασκευάστηκαν στηρίχθηκαν στο προσομοίωμα του Haroun (1983). Το προσομοίωμα αυτό σχετίζεται με μια πλατιά δεξαμενή (broad tank). Η κατασκευή του αφορούσε κυρίως μελέτες που έγιναν για τη δυναμική συμπεριφορά της συγκεκριμένης δεξαμενής σε σεισμική καταπόνηση. Ακόμα με

βάση το προσομοίωμα αυτό έγιναν έρευνες και για την εύρεση της ιδιοπεριόδου μιας δεξαμενής. Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται οι παράμετροι του προσομοιώματος επαλήθευσης. Οι παράμετροι αυτοί ταυτίζονται με τα προσομοιώματα που κατασκευάστηκαν για τις ανάγκες της παρούσας διπλωματικής, με εξαίρεση την πυκνότητα του υγρού, καθώς το προσομοίωμα επαλήθευσης αναφέρεται σε δεξαμενή που περιέχει νερό αντί υδροποιημένου φυσικού αερίου. Στον πίνακα αυτό η τιμή (R) αντιστοιχεί στην ακτίνα της δεξαμενής, (L) είναι το ύψος της δεξαμενής, (h) είναι το πάχος των τοιχωμάτων της δεξαμενής, (ρ) είναι η πυκνότητα του νερού, (E) είναι το μέτρο ελαστικότητας και (ν) είναι ο λόγος Poisson.

Πίνακας 5.1: Παράμετροι προσομοιώματος επαλήθευσης

Παράμετρος	Τιμή
R (m)	18.3
L (m)	12.2
h (m)	0.0254
ρ (kg/m ³)	464.6
E (Gpa)	210
ν	0.3



Εικόνα 5.11: Μηχανικό προσομοίωμα ελατηρίων για πλήρη δεξαμενή (Haroun, 1983).

Σχετικά με τη θεωρητική τιμή της ιδιοπεριόδου του πακτωμένου προσομοιώματος, αυτή υπολογίζεται με βάση τη σχέση (4.33) του Ευρωκώδικα. Σύμφωνα με τον τύπο αυτό και με βάση το ότι η δεξαμενή περιέχει υδροποιημένο φυσικό αέριο με πυκνότητα 464.6 kg/m³, προκύπτει ότι η θεωρητική τιμή της περιόδου της κατασκευής είναι ίση με 0.118 second. Πραγματοποιώντας την ιδιομορφική ανάλυση (modal analysis) για το πακτωμένο

προσομοίωμα δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου, η συχνότητα της δεξαμενής προέκυψε ίση με 9.174 Hz, από τον τύπο:

$$f = \frac{1}{T} \quad (5.1)$$

προκύπτει ότι η τιμή της περιόδου του πακτωμένου προσομοιώματος είναι ίση με 0.109 sec. Παρατηρείται ότι η θεωρητική τιμή της περιόδου της δεξαμενής με πακτωμένη βάση και η αριθμητική τιμή της περιόδου, η οποία προέκυψε μετά την ιδιομορφική ανάλυση στο λογισμικό ABAQUS, είναι πολύ κοντά. Το σφάλμα που προκύπτει θεωρείται αμελητέο, και έτσι η αριθμητική τιμή γίνεται δεκτή.

Στο προσομοίωμα που εδράζεται σε εδαφική στρώση, η ιδιοπερίοδος υπολογίστηκε με τον ίδιο τρόπο όπως και στο πακτωμένο στη βάση προσομοίωμα. Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8 η θεωρητική τιμή της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος είναι 0.11 second. Με βάση την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιήθηκε, η συχνότητα του προσομοιώματος της δεύτερης ιδιομορφής που επιλέχθηκε προέκυψε 6.250 Hz. Από τον τύπο (5.1) υπολογίζεται η αριθμητική τιμή του προσομοιώματος για την ιδιοπερίοδό του, η οποία είναι ίση με 0.16 second. Η θεωρητική τιμή της ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος με την αριθμητική βρίσκονται αρκετά κοντά και έτσι η τελευταία θεωρείται αποδεκτή.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ

6.1 Εισαγωγή

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού φαινομένου, η δεξαμενή υποβάλλεται σε διάφορα εντατικά και παραμορφωσιακά μεγέθη (επιταχύνσεις, μετακινήσεις, τάσεις και παραμορφώσεις). Οι καταπονήσεις αυτές ευθύνονται για τις αστοχίες που μπορεί να προκληθούν στο κέλυφος ή στη βάση της δεξαμενής. Προκειμένου να εξεταστούν οι βασικές παράμετροι του προβλήματος που μελετάται, πραγματοποιήθηκαν εκτενείς παραμετρικές αναλύσεις. Σε αυτό το κεφάλαιο θα παρουσιαστεί η παραμετρική διερεύνηση και τα αποτελέσματα που εξήχθησαν για τα δύο προσομοιώματα. Αρχικά γίνεται μια περιγραφή της διαδικασίας που πραγματοποιήθηκε για την επιλογή των σεισμικών καταγραφών και παρουσιάζονται τα φάσματα απόκρισής τους. Ακολουθεί η περιγραφή των προσομοιωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν στη παραμετρική διερεύνηση:

- Προσομοίωμα πακτωμένο στη βάση.
- Προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση.

Στη συνέχεια, παρουσιάζεται η πραγματοποιηθείσα παραμετρική διερεύνηση με τη βοήθεια του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Κατά τη διερεύνηση αυτή μελετώνται οι επιταχύνσεις βάσης-οροφής του κάθε προσομοιώματος, καθώς και οι αντίστοιχες μετακινήσεις. Κατασκευάζονται τα αντίστοιχα γραφήματα για κάθε παράμετρο αλλά και σχετικοί πίνακες αποτελεσμάτων, μέσα από τους οποίους εξάγονται συμπεράσματα για τη σεισμική συμπεριφορά της δεξαμενής αποθήκευσης ΥΦΑ. Στη συνέχεια γίνεται μελέτη των αστοχιών των δεξαμενών σε κάθε μία περίπτωση. Η παρούσα μελέτη αφορά μια δεξαμενή υγροποιημένου φυσικού αερίου, και εξετάζονται οι περιπτώσεις του Πίνακα 6.1.

Περίπτωση	Προσομοίωμα	Κατάσταση δεξαμενής	SA(T ₁ , 5%) (g)
1	Πακτωμένο	Πλήρης	0.24
2	Πακτωμένο	Πλήρης	0.36
3	Πακτωμένο	Άδεια	0.24
4	Πακτωμένο	Άδεια	0.36
5	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους B)	Πλήρης	0.24
6	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους B)	Πλήρης	0.36
7	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους B)	Άδεια	0.24
8	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους B)	Άδεια	0.36
9	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους C)	Πλήρης	0.24
10	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους C)	Πλήρης	0.36
11	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους C)	Άδεια	0.24
12	Εδαφικό (κατηγορία εδάφους C)	Άδεια	0.36

Πίνακας 6.1: Εξεταζόμενες περιπτώσεις.

6.2 Φάσματα επιταχύνσεων χρονοϊστοριών

Στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών συνήθως χρησιμοποιούνται φάσματα επιταχύνσεων, είτε κανονικά, είτε από χρονοϊστορίες. Μία διερεύνηση μπορεί να γίνει με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration ή PGA) ή με βάση τη φασματική επιτάχυνση (Spectral Acceleration ή SA). Στη παρούσα διπλωματική η μελέτη πραγματοποιείται με βάση τη φασματική επιτάχυνση.

Σύμφωνα με τους αντισεισμικούς κανονισμούς και οδηγίες, υπάρχει ένα κατώτερο όριο σεισμικών καταγραφών που πρέπει να επιλεγούν, και το οποίο ανέρχεται στους επτά σεισμούς προκειμένου να μελετηθεί η ελαστική ή ανελαστική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Στη συγκεκριμένη μελέτη έγινε επιλογή επτά σεισμικών καταγραφών για βράχο, επτά για ημιβραχώδες υπέδαφος και επτά για μαλακό υπέδαφος από τη βάση δεδομένων PEER Ground Motions του Berkeley (Πίνακες 6.2 έως 6.4), με βάση τα παρακάτω στοιχεία:

- Συμβατότητα με το φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 του EC8, το οποίο χρησιμοποιείται στην Ελλάδα.
- Σεισμοί κοντινού πεδίου (near-fault) με επίκεντρο μέχρι 5km.
- Μέγεθος σεισμού μεταξύ 6R με 7.50R.
- Τοπικές εδαφικές στρωματογραφικές συνθήκες: Κατηγορία A (βράχος), κατηγορία B (ημίβραχος) και κατηγορία C (μαλακό έδαφος).

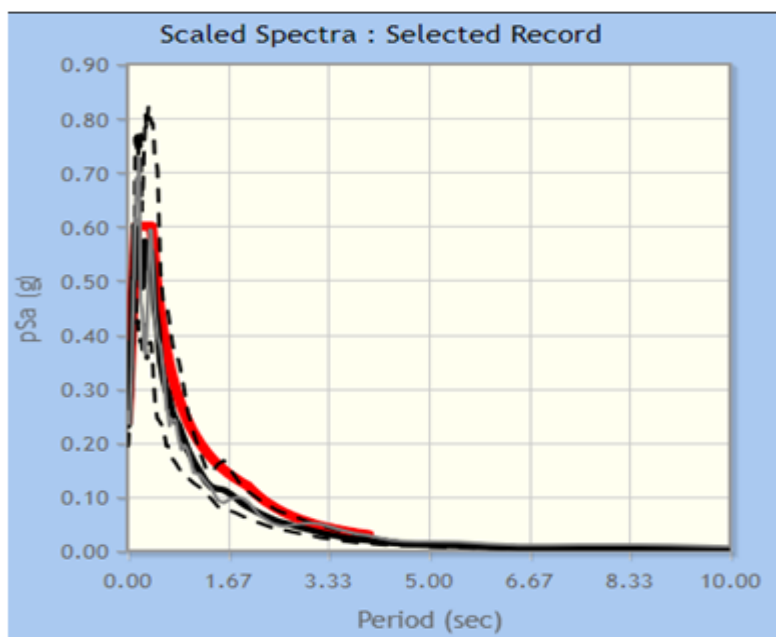
Για τη μελέτη χρησιμοποιήθηκαν καταγραφές από διάφορες χώρες λόγω της έλλειψης αντίστοιχων καταγραφών στην Ελλάδα.

Στη συνέχεια, γίνεται μια φασματική αντιστοίχιση του φάσματος των επιλεγμένων χρονοϊστοριών στο φάσμα σχεδιασμού του EC8. Έχει κατασκευαστεί σύμφωνα με την

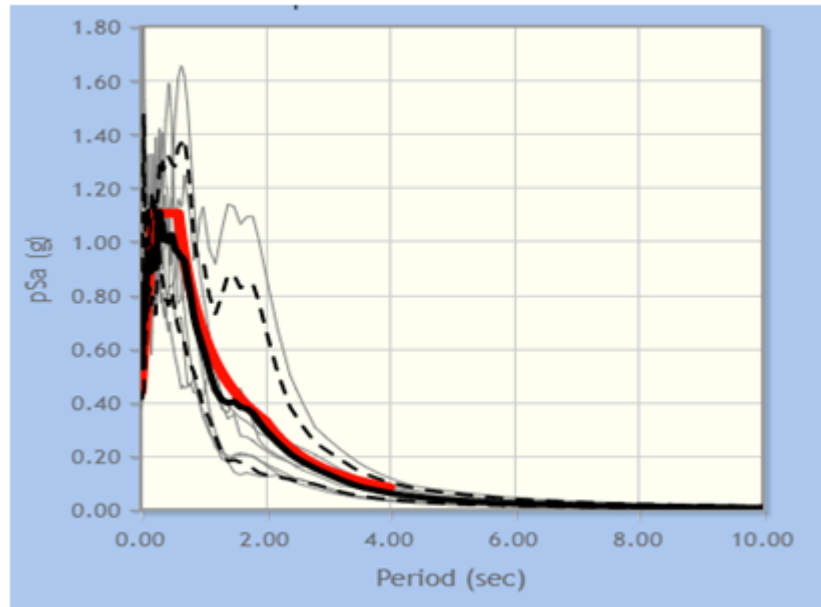
εξεταζόμενη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA), όπως προβλέπεται από το πρώτο μέρος του Ευρωκώδικα 8 (EC8, Part 1) και πραγματοποιείται ανεξάρτητα από τα δομικά χαρακτηριστικά και την ολκιμότητα. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται με κατάλληλη κλιμάκωση (scaling) των τιμών των χρονοϊστοριών από τα σεισμικά γεγονότα που επιλέχθηκαν. Η κλιμάκωση στα επιταχυνσιογραφήματα βασίζεται στη φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιοπεριόδου της κατασκευής για ποσοστό απόσβεσης 5% [SA(T₁, 5%)]. Οι τιμές των επιταχυνσιογραφημάτων πολλαπλασιάζονται με ένα συντελεστή κλιμάκωσης (scale factor ή sf_{avg}), που προκύπτει σύμφωνα με την εκάστοτε ιδιοπερίοδο του προσομοιώματος (Katsanos & Sextos, 2013).

Το κατώτερο όριο του φάσματος σχεδιασμού, που είναι απαραίτητο για τη διαδικασία της αντιστοίχισης, υπολογίζεται πρώτο από το ISSARS, λογισμικό της βάσης δεδομένων του Berkeley για τη κατασκευή του φάσματος. Το λογισμικό προσαρμόζει το φάσμα σχεδιασμού του EC8 στο 90% των τιμών του και στη συνέχεια υπολογίζει τις νέες τιμές του φάσματος των χρονοϊστοριών, έτσι ώστε στο διάστημα περιόδων $0.2 \cdot T_1$ έως $2 \cdot T_1$ η φασματική επιτάχυνση του μέσου φάσματος σχεδιασμού να υπερβαίνει τις τιμές του φάσματος σχεδιασμού του EC8 σύμφωνα με τον EC8, Μέρος 1, παράγραφος 3.2.3.1.3.

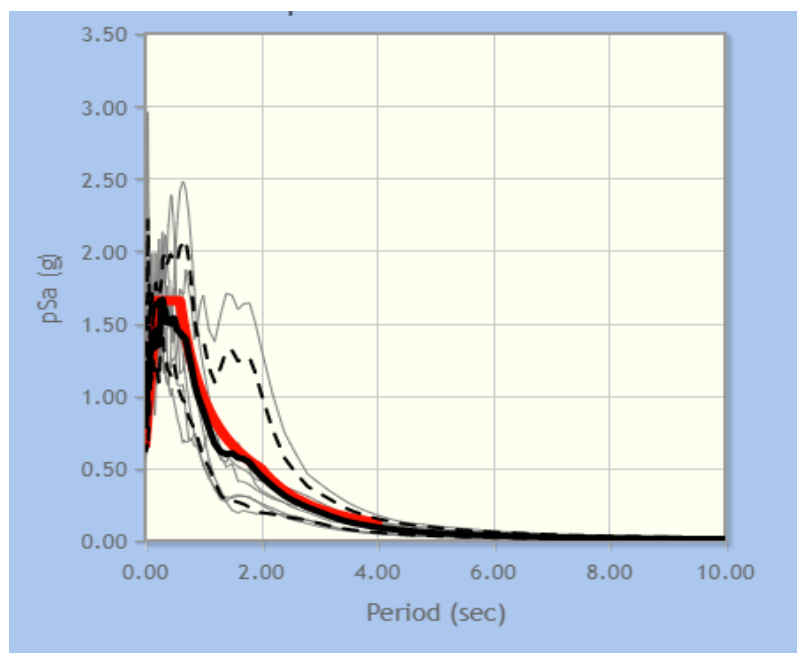
Στην ουσία ταυτίζει το μέσο φάσμα των σεισμικών καταγραφών με το φάσμα σχεδιασμού για τη συγκεκριμένη ιδιοπερίοδο της κατασκευής (Liratzakis & Tsompanakis, 2018). Για τον παραπάνω λόγο γίνεται η διαδικασία της κλιμάκωσης που αναφέρθηκε. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι επιλεγμένες χρονοϊστορίες για τη μελέτη καθώς και τα φάσματά τους. Σημειώνεται ότι για τις ανάγκες της παραμετρικής διερεύνησης οι χρονοϊστορίες κλιμακώθηκαν με κατάλληλους συντελεστές (που προκύπτουν με βάση τη διαδικασία που προαναφέρθηκε) τόσο για σχεδιασμό με SA(T₁, 5%) ίση με 0.24g, όσο και για σχεδιασμό με SA(T₁, 5%) ίση με 0.36g.



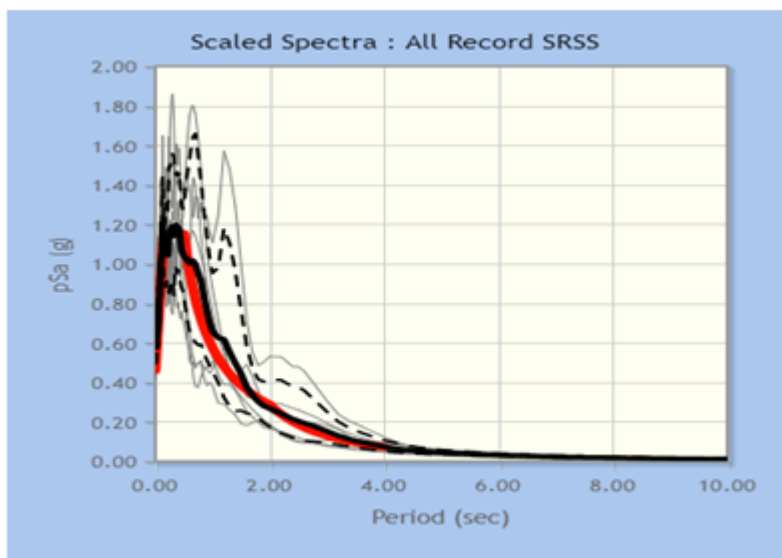
Εικόνα 6.1: Φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών καταγραφών σε βράχο για 0.24 g -πακτωμένο μοντέλο (PEER Ground Motion Database).



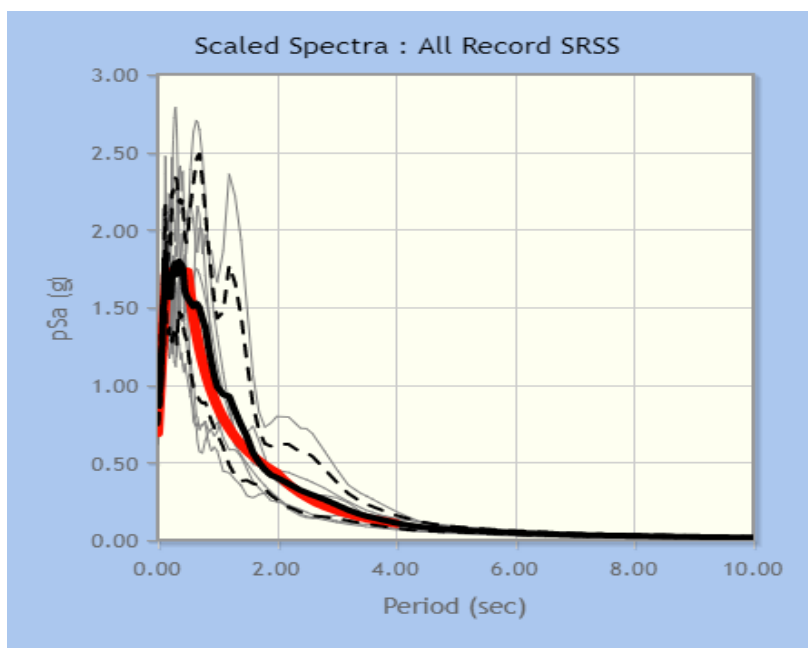
Εικόνα 6.2: Φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών καταγραφών σε μαλακό υπέδαφος για 0.24 g - προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση (PEER Ground Motion Database).



Εικόνα 6.3: Φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών καταγραφών σε μαλακό υπέδαφος για 0.36 g- προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση (PEER Ground Motion Database).



Εικόνα 6.4: Φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών καταγραφών σε ημιβραχύδες υπέδαφος για 0.36 g-προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση (PEER Ground Motion Database).



Εικόνα 6.5: Φάσματα επιταχύνσεων των σεισμικών καταγραφών σε ημιβραχύδες υπέδαφος για 0.36 g-προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση (PEER Ground Motion Database).

Παρατηρείται ότι ο μέσος όρος των φασμάτων των σεισμικών καταγραφών που επιλέχθηκαν (μαύρη διακεκομμένη γραμμή) είναι μεγαλύτερος από το φάσμα σχεδιασμού (κόκκινη γραμμή). Οι σεισμοί που εισήχθησαν στα προσομοιώματα αφορούν την οριζόντια διεύθυνση και παρουσιάζονται στους Πίνακες 6.2 έως 6.4.

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ ΓΙΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ Α				
A/A	ΟΝΟΜΑ	ΕΤΟΣ	ΣΤΑΘΜΟΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗΣ	ΜΕΓΕΘΟΣ(R)
1	Helena_ Montana-01	1935	Caroll College	6
2	Managua_ Nicaragua-01	1972	Managua_ ESSO	6.24
3	Tabas_ Iran	1978	Dayhook	7.35
4	Imperial Valley-06	1979	Aeropuerto Mexicali	6.53
5	Mammoth Lakes-01	1980	Convict Greek	6.06
6	Morgan Hill	1984	Anderson Dum	6.19
7	N.Palm Springs	1986	Desert hot springs	6.06

Πίνακας 6.2: Σεισμικές καταγραφές κατηγορίας εδάφους Α (Βραχώδεις).

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ ΓΙΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ Β				
A/A	ΟΝΟΜΑ	ΕΤΟΣ	ΣΤΑΘΜΟΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗΣ	ΜΕΓΕΘΟΣ(R)
1	San Fernando	1971	Pacoima Dam (upper left abut)	6.61
2	Tabas_ Iran	1978	Dayhook	7.35
3	Imperial Valley	1979	Aeropuerto Mexicali	6.53
4	Loma Prieta	1989	Coralitos	6.93
5	Cape Mendocino	1992	Petrolia	7.01
6	Northridge	1994	Arieta-Nordhoff Fire Sta	6.69
7	Kobe	1995	Kobe university	6.90

Πίνακας 6.3: Σεισμικές καταγραφές κατηγορίας εδάφους Β (ημιβραχώδεις υπέδαφος).

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΤΑΓΡΑΦΩΝ ΓΙΑ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ C				
A/A	ΟΝΟΜΑ	ΕΤΟΣ	ΣΤΑΘΜΟΣ ΚΑΤΑΓΡΑΦΗΣ	ΜΕΓΕΘΟΣ(R)
1	Managua_ Nicaragua-01	1972	Managua_ ESSO	6.24
2	Imperial Valley-06	1979	Aeropuerto Mexicali	6.53
3	Morgan Hill	1984	Anderson Dum (Downstream)	6.19
4	Nahanni_ Canada	1985	Site 2	6.76
5	N.Palm Springs	1986	Morongo Valley Fire Station	6.06
6	Cape Mendocino	1992	Petrolia	7.01
7	Northridge	1994	Arieta-Nordhoff Fire Sta	6.69

Πίνακας 6.4: Σεισμικές καταγραφές κατηγορίας εδάφους C (μαλακό υπέδαφος).

6.3 Περιγραφή προσομοιωμάτων

Ένα προσομοίωμα στο ABAQUS περιλαμβάνει:

- Τη γεωμετρική μορφή του προβλήματος και τη διακριτοποίηση σε πεπερασμένα στοιχεία και κόμβους (discretised geometry: element and nodes).
- Συμπληρωματικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά των πεπερασμένων στοιχείων (element's section properties).
- Τις μηχανικές και φυσικές ιδιότητες των υλικών (material properties).

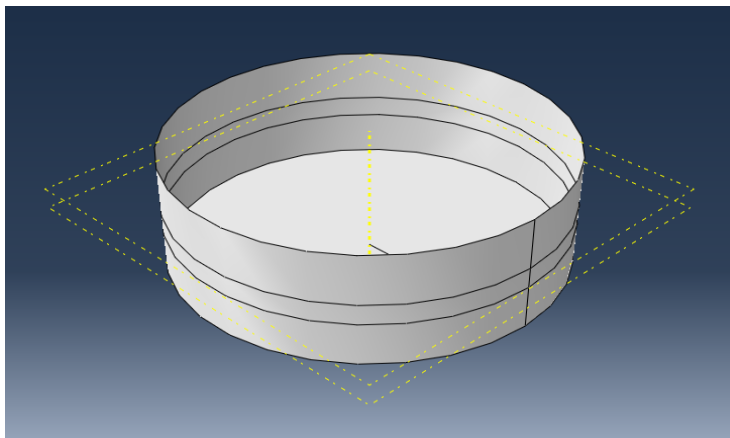
- Τις συνοριακές συνθήκες (boundary conditions) και τα εξασκούμενα φορτία (applied loads).
- Τον τύπο ανάλυσης (γραμμική ή μη, στατική, δυναμική, κ.λπ.).
- Επιλογές για την εξαγωγή και αποθήκευση αποτελεσμάτων που θα επιτρέψουν τη σωστή αξιολόγηση της ανάλυσης (printed & database output requests).

Το ABAQUS θεωρείται ως ένα από τα πιο αποτελεσματικά λογισμικά γενικού σκοπού για τη λύση προβλημάτων με χρήση πεπερασμένων στοιχείων και απαρτίζεται από πολλά εργαλεία. Τα εργαλεία χρησιμεύουν στην κατασκευή της γεωμετρίας, στη δημιουργία των υλικών της κατασκευής, στον καθορισμό του είδους της ανάλυσης, στη δημιουργία συνοριακών συνθηκών και φορτίσεων αλλά και στη δημιουργία του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων. Βασική προϋπόθεση για την επίλυση προβλημάτων μηχανικής με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, είναι ο ορθός καθορισμός των παραπάνω παραμέτρων.

6.3.1 Προσομοίωμα πακτωμένο στη βάση

Εισαγωγή γεωμετρίας

Για τη δημιουργία του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, αρχικά απαιτείται η σχεδίαση της γεωμετρίας της δεξαμενής που θα μελετηθεί, στο *part module*. Η κατασκευή της γεωμετρίας γίνεται με τη χρήση ειδικών εργαλείων σχεδίασης του προγράμματος όπου ο χρήστης εισάγει σημεία ή γραμμές. Στη συνέχεια το πρόγραμμα δημιουργεί το γεωμετρικό πρότυπο του προσομοιώματος (βλ. Εικόνα 6.6).

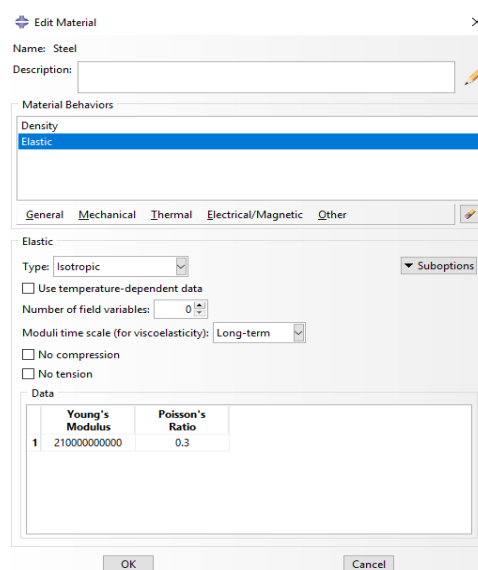


Εικόνα 6.6: Γεωμετρία προσομοιώματος (λήψη της εικόνας από τη καρτέλα part module).

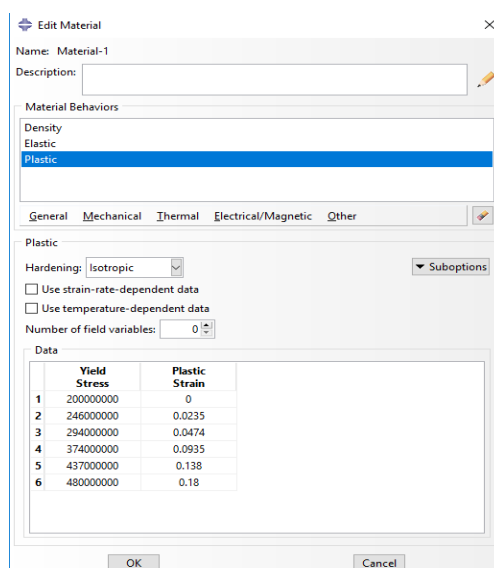
Στην παρούσα διπλωματική κατασκευάζεται προσομοίωμα δεξαμενής με βάση τα γεωμετρικά στοιχεία του αντίστοιχου προσομοιώματος του Haroun (1983) που παρουσιάστηκαν στην Παράγραφο 5.3. Η υπο εξέταση δεξαμενή έχει ακτίνα $R=18.3\text{ m}$ και ύψος $H=12.2\text{ m}$. Θεωρείται ότι η δεξαμενή έχει ίδιο πάχος τοιχωμάτων σε όλη την επιφάνειά της, το οποίο είναι ίσο με $t=0.0254\text{ m}$. Αξιοσημείωτο είναι ότι το ABAQUS δεν χρησιμοποιεί συγκεκριμένο σύστημα μονάδων μέτρησης, οπότε οι τιμές εισάγονται απλά αριθμητικά.

Ιδιότητες υλικών

Οι ιδιότητες των υλικών της δεξαμενής εισάγονται σε ξεχωριστή ενότητα του λογισμικού που ονομάζεται «*property module*». Για το μοντέλο δεξαμενής που μελετάται, υλικό κατασκευής είναι ο χάλυβας, ο οποίος θεωρείται ότι έχει μη-γραμμική συμπεριφορά. Ο χάλυβας έχει πυκνότητα 7850 kg/m^3 , ενώ το μέτρο ελαστικότητάς του (Young's Module) είναι ίσο με $2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$. Ο λόγος Poisson είναι ίσος με 0,30 (Haroun, 1983). Στην ενότητα αυτή εισάγεται και το πάχος του υλικού που προαναφέρθηκε καθώς και η απόσβεση του χάλυβα με την εισαγωγή κατάλληλων συντελεστών απόσβεσης, ανάλογα με την ιδιοπερίοδο του μοντέλου. Τα στοιχεία της μη-γραμμικότητας του υλικού εισάγονται στην καρτέλα Mechanical→Plasticity→Plastic και φαίνονται στην Εικόνα 6.8.



Εικόνα 6.7: Ιδιότητες υλικών.



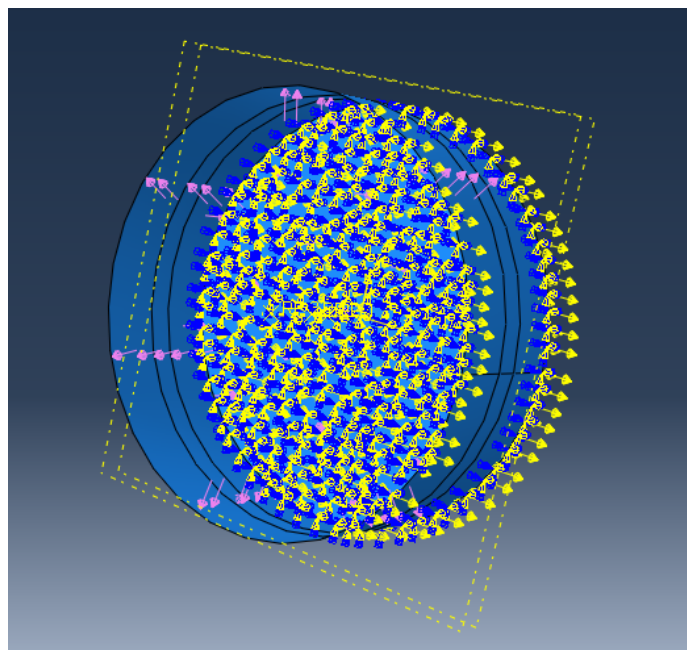
Εικόνα 6.8: Στοιχεία μη-γραμμικότητας χάλυβα.

Φορτία και συνοριακές συνθήκες

Μέσα από το λογισμικό ABAQUS και συγκεκριμένα από τη καρτέλα *Load module*, εισάγονται τα φορτία που δέχεται η δεξαμενή, καθώς και οι συνοριακές συνθήκες της (boundary conditions). Για τη συγκεκριμένη δεξαμενή έχει οριστεί το φορτίο της βαρύτητας (gravity), το οποίο ισούται με 9.81 m/s^2 . Ακόμα, προστέθηκε και η υδροστατική πίεση λόγω του υγρού που βρίσκεται στο εσωτερικό της δεξαμενής όταν είναι πλήρης. Η πυκνότητα του υγρού θεωρείται ίση με 464.6 kg/m^3 , όπου αντιστοιχεί στη πυκνότητα του υγροποιημένου φυσικού αερίου μετά από ψύξη στους $-161 \text{ }^\circ\text{C}$. Σε ότι αφορά τις συνοριακές συνθήκες στο συγκεκριμένο προσομοίωμα, η δεξαμενή θεωρείται πακτωμένη στη βάση θεμελίωσής της. Η πάκτωση αυτή εισάγεται σε κάθε κόμβο της βάσης της δεξαμενής στο προσομοίωμα. Επίσης, η σεισμική διέγερση εφαρμόζεται και πάλι σε κάθε κόμβο της βάσης του προσομοιώματος.

Αλληλεπίδραση μοντέλου

Στην ενότητα αυτή του λογισμικού εισάγονται όλες οι αλληλεπιδράσεις του προσομοιώματος με το υγρό αλλά και με το έδαφος. Η γεωμετρία της δεξαμενής χωρίζεται σε τρία μέρη όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.9. Στη συνέχεια τοποθετούνται τρία σημεία αναφοράς στο κέντρο της δεξαμενής. Το πρώτο σημείο τοποθετείται σε ύψος $h_i = 4.58 \text{ m}$ από τον πυθμένα και αφορά την ωστική μάζα. Το δεύτερο σημείο τοποθετείται σε ύψος $h_c = 6.77 \text{ m}$ από τον πυθμένα και αφορά τη μεταγωγική μάζα, ενώ το τρίτο σημείο βρίσκεται σε ύψος 12.2 m και αφορά την οροφή της δεξαμενής. Τα σημεία ενώνονται με στοιχεία δοκού (beam) με τα τοιχώματα της δεξαμενής. Παράλληλα τοποθετούνται η ωστική και η μεταγωγική μάζα στα αντίστοιχα σημεία, με τη μορφή σημειακών μαζών. Η ωστική μάζα είναι ίση με $m_i = 2.35419\text{E}+06 \text{ kg}$, ενώ η μεταγωγική είναι ίση με $m_c = 3.60265\text{E}+06 \text{ kg}$. Οι δύο μάζες ενώνονται με ελατήριο, το οποίο έχει $k_c = 2.95182\text{E}+06 \text{ N/m}$. Οι παραπάνω διαδικασίες πραγματοποιούνται στο *interaction module*.



Εικόνα 6.9: Εφαρμογή υδροστατικής πίεσης, πάκτωσης και σεισμικής κίνησης στο προσομοίωμα (λήψη της εικόνας από τη καρτέλα load module).

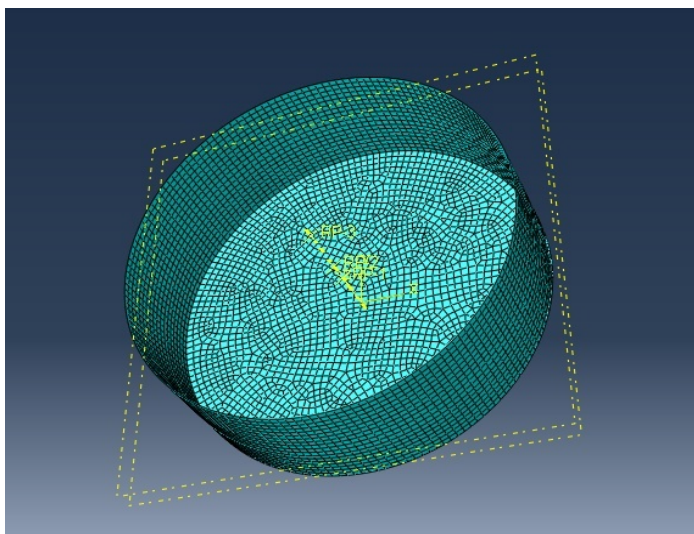
Δημιουργία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων

Για την πραγματοποίηση των υπολογισμών στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, είναι απαραίτητη η διακριτοποίηση της γεωμετρίας του προσομοιώματος. Στο ABAQUS η διακριτοποίηση πραγματοποιείται από το *Mesh module*. Στη συνέχεια με τις εντολές *seed* και *part*, διακριτοποιούμε το προσομοίωμα της δεξαμενής που έχει κατασκευαστεί.

Όταν πραγματοποιείται διακριτοποίηση ενός προσομοιώματος, πρέπει να επιλεγεί το πόσο πυκνό θα είναι το δίκτυο των στοιχείων. Γενικότερα στις περιοχές όπου παρουσιάζονται μεγαλύτερες τάσεις απαιτείται πιο πυκνό δίκτυο στοιχείων (Τσιπιανίτης, 2013). Μια αραιή διακριτοποίηση του προσομοιώματος, μπορεί να οδηγήσει σε μη ορθά αποτελέσματα. Αντίθετα αν το δίκτυο των στοιχείων πυκνωθεί πολύ, τότε το υπολογιστικό φόρτο του προγράμματος θα επηρεαστεί. Σημαντικό είναι να αποφεύγεται, στις περιπτώσεις όπου είναι εφικτό, η καθολική διακριτοποίηση, καθώς μπορεί να υπάρξουν περιοχές που να απαιτείται τοπική πύκνωση. Σε ένα τετραπλευρικό στοιχείο, ο λόγος των πλευρών πρέπει να κυμαίνεται κοντά στο ένα. Σε διαφορετική περίπτωση, όπου παρατηρούνται μακρόστενα στοιχεία, η διαδικασία της διακριτοποίησης πρέπει να επαναλαμβάνεται (Καράογλου, 2016).

Κατά την ανάλυση ενός προσομοιώματος με χρήση πεπερασμένων στοιχείων, δεν υπάρχει μία μόνο σωστή διακριτοποίηση. Η ανάλυση μπορεί να οδηγήσει σε ορθά και ικανοποιητικά αποτελέσματα μέσα από διαφορετικά πλέγματα πεπερασμένων στοιχείων. Σε κάθε ανάλυση που πραγματοποιείται, ο αναλυτής πρέπει να ακολουθήσει μια διαδικασία βελτιστοποίησης της διακριτοποίησης του προσομοιώματος, μέσα από δοκιμές για διαφορετικά πλέγματα. Στο συγκεκριμένο προσομοίωμα έγινε διακριτοποίηση με

μέγεθος στοιχείου ίσο με 0.5 και τα πεπερασμένα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν ήταν τύπου S4R (βλ. Εικόνα 6.10).



Εικόνα 6.10: Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων στο προσομοίωμα της δεξαμενής (λήψη εικόνας από τη καρτέλα mesh module).

6.3.2 Προσομοίωμα εδραζόμενο σε εδαφική στρώση

Το προσομοίωμα που εδράζεται σε εδαφική στρώση, αποτελεί το δεύτερο βασικό προσομοίωμα δεξαμενής για την παραμετρική διερεύνηση στην παρούσα διπλωματική. Η γεωμετρία του είναι όμοια με το προηγούμενο. Το ίδιο ισχύει και για τις ιδιότητες του χάλυβα από τον οποίο είναι κατασκευασμένη η δεξαμενή και η μόνη διαφορά είναι και πάλι στους συντελεστές απόσβεσης του χάλυβα, λόγω διαφορετικής ιδιοπεριόδου του προσομοιώματος. Στο παρόν προσομοίωμα λαμβάνεται ξανά υπόψη η μη γραμμικότητα του χάλυβα εφόσον ξεπερνιέται η ελαστική περιοχή απόκρισης του υλικού.

Σε ότι αφορά την αλληλεπίδραση του μοντέλου, οι μάζες m_i και m_c παραμένουν σταθερές και ίσες με $m_i=2.35419E+06$ kg και $m_c=3.60265E+06$ kg, καθώς δεν επηρεάζονται από τον τρόπο προσομοίωσης του εδάφους. Το ελατήριο που συνδέει τις δύο μάζες έχει και αυτό ίδια τιμή με τα προηγούμενα προσομοιώματα και ίση με $k_c=2.95182E+06$ N/m. Όπως είναι αναμενόμενο προστίθεται και πάλι η επίδραση της υδροστατικής πίεσης στα τοιχώματα της δεξαμενής καθώς και το βαρυτικό φορτίο.

Η δομή του προσομοιώματος αυτού και η διαφορά του από τα προηγούμενα, είναι ότι αποτελείται από μια κυκλική πλάκα η οποία θεωρείται ότι είναι το βραχώδες υπόβαθρο. Στην πλάκα αυτή δίνεται και η σεισμική διέγερση. Ανάμεσα από την πλάκα αυτή και τη βάση της δεξαμενής, θεωρείται ότι υπάρχει εδαφική στρώση μαλακού εδάφους. Η εδαφική στρώση αναπαριστάται από ένα συγκεντρωτικό “super-ελατήριο” του οποίου τόσο οι μεταφορικές δυσκαμψίες, όσο και οι στρωφικές δίνονται από τους τύπους του Gazetas (1983). Χρησιμοποιήθηκαν δύο τιμές δυσκαμψίας για τον οριζόντιο άξονα, οι οποίες θεωρήθηκαν ίσες.

Είδος κίνησης	Δυσκαμψία κυκλικής θεμελίωσης
Κατακόρυφη	$Kv = \frac{4GR}{1 - \nu}$
Οριζόντια	$KH = \frac{8GR}{2 - \nu}$
Περιστροφική	$KR = \frac{8GR^3}{3(1 - \nu)}$
Στροφική	$KT = \frac{16GR^3}{3}$

Πίνακας 6.5: Μαθηματικοί τύποι δυσκαμψίας εδάφους για κυκλική θεμελίωση (Gazetas, 1983).

Στις σχέσεις του Πίνακα 6.5 η παράμετρος (R) είναι η ακτίνα της δεξαμενής, (G) είναι το μέτρο διάτμησης του εδάφους και (ν) είναι ο λόγος Poisson. Στις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν το μαλακό υπέδαφος που προσεγγίζεται έχει τις ακόλουθες παραμέτρους: $V_s=300$ m/s, πυκνότητα= 2470 kg/m³, $\nu=0.33$ και $E=60$ GPa. Οι τιμές που προκύπτουν για το κάθε ελατήριο σύμφωνα με τις παραπάνω παραμέτρους παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.6. Το ημιβραχώδες υπέδαφος που προσεγγίζεται έχει τις ακόλουθες παραμέτρους: $V_s=500$ m/s, πυκνότητα= 2470 kg/m³, $\nu=0.33$ και $E=62$ GPa. Οι τιμές που προκύπτουν για το κάθε ελατήριο σύμφωνα με τις παραπάνω παραμέτρους παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.7.

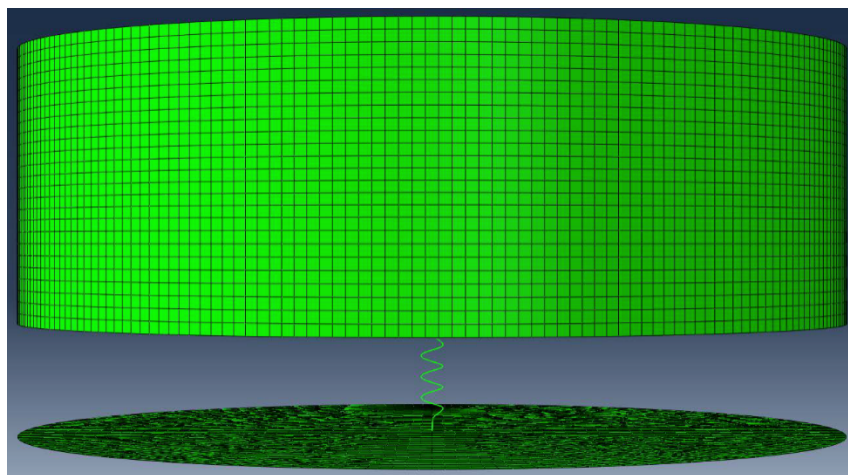
Τιμές δυσκαμψίας	
Κατακόρυφη	10878352598
Οριζόντια	8728738013
Περιστροφική	2.42605E+12
Στροφική	3.2509E+12

Πίνακας 6.6: Τιμές δυσκαμψίας (μεταφορικές & στροφικές) για μαλακό έδαφος, σύμφωνα με τους τύπους από τον Πίνακα 6.5 (Gazetas, 1983).

Τιμές δυσκαμψίας	
Κατακόρυφη	67322634946
Οριζόντια	54019359777
Περιστροφική	1.5014E+13
Στροφική	2.01188E+13

Πίνακας 6.7: Τιμές δυσκαμψίας (μεταφορικές & στροφικές) για ημιβραχώδες έδαφος, σύμφωνα με τον Πίνακα 6.5 (Gazetas, 1983).

Τέλος, τα άκρα του “super-ελατηρίου” που κατασκευάστηκε για τη προσομοίωση της εδαφικής στρώσης, συνδέονται με τα κέντρα της κυκλικής πλάκας προσομοίωσης του βραχώδους υποβάθρου και της δεξαμενής όπως φαίνεται στην Εικόνα 6.12.



Εικόνα 6.12: Προσομοίωμα δεξαμενής εδραζόμενης σε εδαφική στρώση (στο κάτω μέρος διακρίνεται το “super-ελατήριο” που αναπαριστά την εδαφική στρώση).

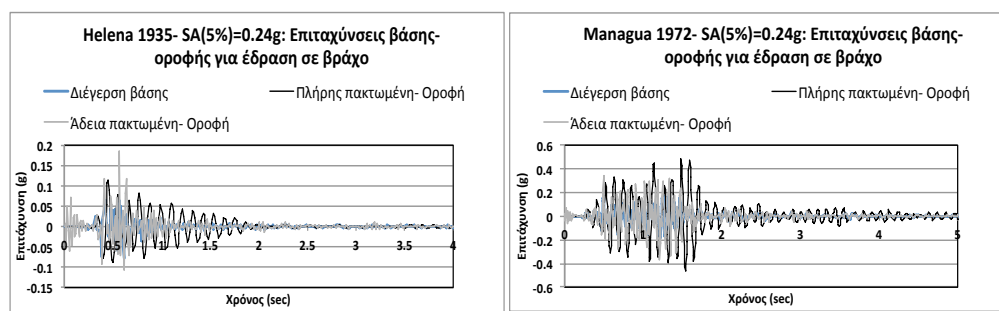
6.4 Αποτελέσματα και επισημάνσεις

6.4.1 Αναλύσεις στο πακτωμένο προσομοίωμα δεξαμενής

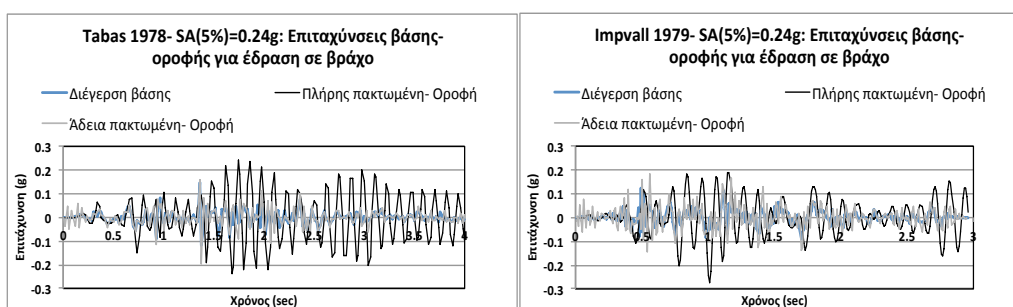
6.4.1.1 Διερεύνηση επιταχύνσεων

Ένα από τα σημαντικότερα μεγέθη για τη μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς μιας δεξαμενής είναι η επιτάχυνση. Η επιτάχυνση αποτελεί ένα μέγεθος που συνδέεται άμεσα με το σεισμικές καταπονήσεις κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Το μέγεθος αυτό χρήζει ιδιαίτερης προσοχής και μελέτης καθώς αποτελεί την πηγή των αστοχιών που μπορεί να παρουσιαστούν σε μια δεξαμενή και κατ’ επέκταση σε κάθε είδους κατασκευή στη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού. Στην παρούσα διπλωματική γίνεται μελέτη της επιτάχυνσης στο κέλυφος της δεξαμενής τόσο στη βάση όσο και στην οροφή, για κάθε μια από τις επτά σεισμικές καταγραφές που επιλέχθηκαν για τις τρεις διαφορετικές συνθήκες έδρασης, καθώς και για όλες τις παραμέτρους που αναφέρθηκαν παραπάνω. Οι τιμές της επιτάχυνσης της βάσης για πλήρη δεξαμενή είναι ίσες με τις αντίστοιχες για άδεια δεξαμενή, επειδή οι επιταχύνσεις στη βάση είναι ακριβώς οι ίδιες με αυτές του σεισμού που εισάγεται και στις δύο περιπτώσεις. Τα γραφήματα των επιταχύνσεων για βάση και οροφή σε για κάθε σεισμικό γεγονός παρουσιάζονται στη συνέχεια.

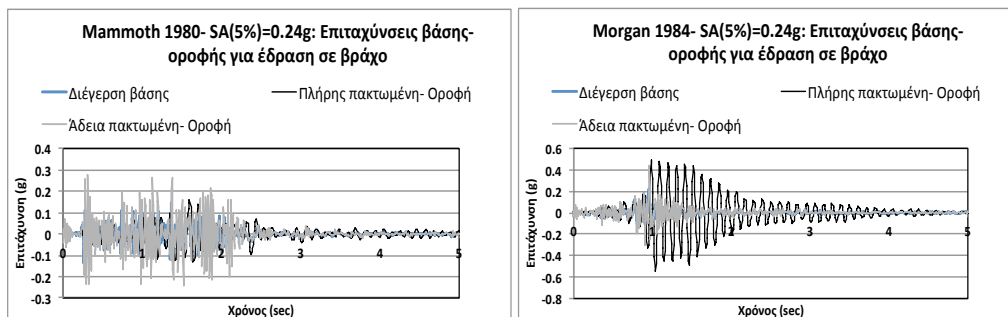
Φασματική επιτάχυνση $SA(0.109,5\%)=0.24\text{ g}$



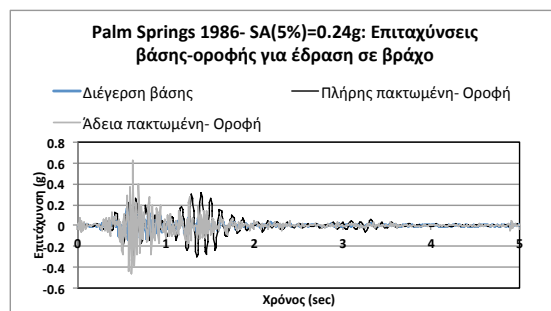
Εικόνα 6.13: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.24\text{ g}$ του σεισμού Helena (δεξιά) και Managua (αριστερά).



Εικόνα 6.14: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.24\text{ g}$ του σεισμού Tabas (δεξιά) και Imperial Valley (αριστερά).

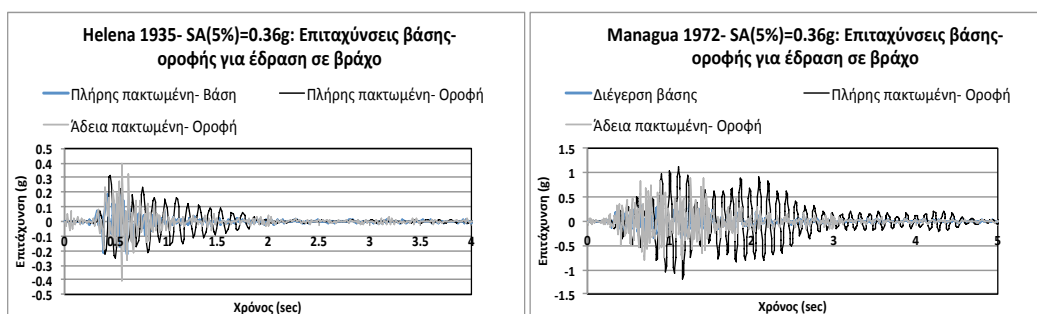


Εικόνα 6.15: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.24\text{ g}$ του σεισμού Mammoth (δεξιά) και Morgan (αριστερά).

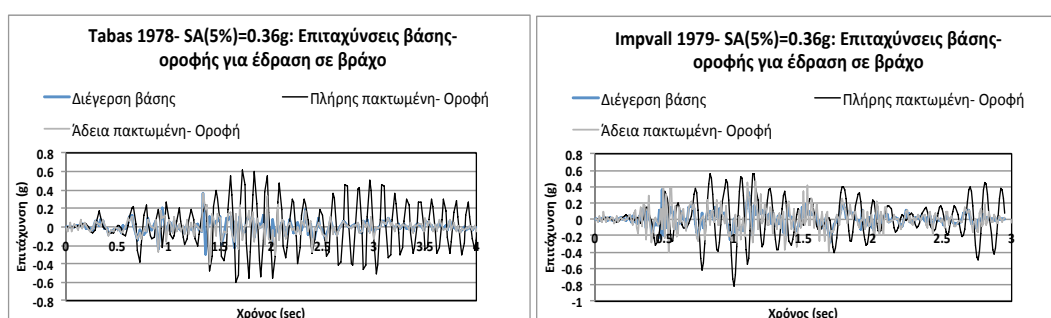


Εικόνα 6.16: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.24\text{ g}$ του σεισμού N.Palm Springs.

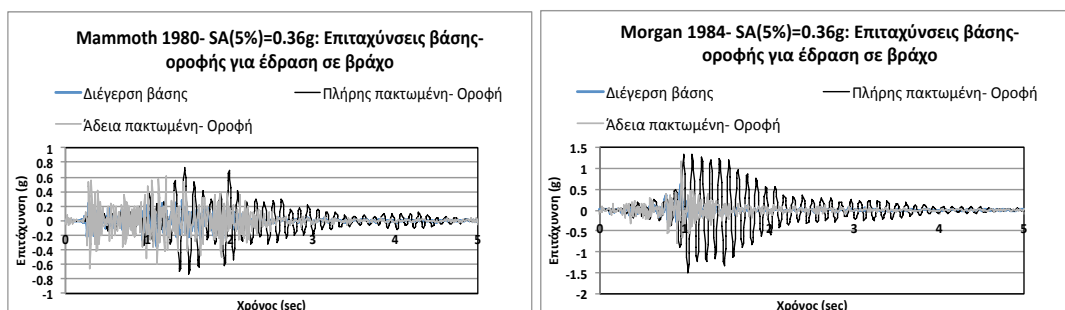
Φασματική επιτάχυνση $SA(0.109,5\%)=0.36\text{ g}$



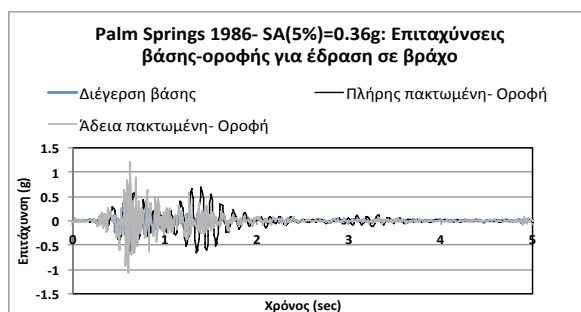
Εικόνα 6.17: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.36\text{ g}$ του σεισμού Helena (δεξιά) και Managua (αριστερά).



Εικόνα 6.18: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.36\text{ g}$ του σεισμού Tabas (δεξιά) και Imperial Valley (αριστερά).



Εικόνα 6.19: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.36\text{ g}$ του σεισμού Mammoth (δεξιά) και Morgan (αριστερά).



Εικόνα 6.20: Χρονοϊστορία επιταχύνσεων βάσης-οροφής για $SA=0.36\text{ g}$ του σεισμού N.Palm Springs.

Από τα γραφήματα επιταχύνσεων προκύπτει σε ότι αφορά τη σύγκριση των τιμών της βάσης με την οροφή για τη πλήρη δεξαμενή, ότι η επιτάχυνση μεγενθύνεται και εμφανίζεται αρκετά μεγαλύτερη στην οροφή της δεξαμενής. Το ίδιο συμβαίνει και στην περίπτωση της άδειας δεξαμενής. Στην άδεια δεξαμενή, η αύξηση της επιτάχυνσης στη διάρκεια της ιστορίας είναι ελαφρώς μικρότερη σε σχέση με την πλήρη στις περισσότερες περιπτώσεις. Παρόλα αυτά παρατηρούνται κάποια μέγιστα (peak) που φτάνουν σε μεγαλύτερες τιμές από τις αντίστοιχες της γεμάτης.

Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται στους σεισμούς Helena, Mammoth και N. Palm Springs για φασματική επιτάχυνση 0.24 g, και στους Helena και N. Palm Springs για φασματική επιτάχυνση 0.36 g. Εξαίρεση αποτελεί το επιταχυνσιογράφημα για τον σεισμό Mammoth, όπου παρατηρούνται οι τιμές στην οροφή της άδειας δεξαμενής να είναι μεγαλύτερες καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμού. Αξιοσημείωτο και αναμενόμενο είναι ότι καθώς εξελίσσεται το σεισμικό γεγονός, όλες οι επιταχύνσεις βάσης και οροφής για πλήρη και άδεια δεξαμενή απομειώνονται. Η απόσβεση της επιτάχυνσης της οροφής στην περίπτωση άδειας δεξαμενής γίνεται γρηγορότερα από ότι για πλήρη δεξαμενή. Στο γεγονός αυτό συμβάλει η απουσία της αλληλεπίδρασης υγρού-ανωδομής. Τέλος, παρατηρείται ότι στα σεισμικά γεγονότα με μικρή διάρκεια, όπως οι σεισμοί Tabas (4 second) και Imperial Valley (3 second), η απόσβεση της επιτάχυνσης της οροφής δεν είναι μεγάλη. Αυτό συμβαίνει τόσο για πλήρη δεξαμενή, όσο και για άδεια δεξαμενή.

Στα αντίστοιχα γραφήματα για φασματική επιτάχυνση ίση με 0.36 g, προέκυψαν όμοια αποτελέσματα με την αντίστοιχη για 0.24 g. Η διαφορά, όπως είναι αναμενόμενο, είναι στις τιμές της επιτάχυνσης που είναι σαφώς μεγαλύτερες. Τα γραφήματα όπως παρατηρείται είναι όμοια με τα προηγούμενα με εξαίρεση και πάλι τον σεισμό του Mammoth όπου στη συγκεκριμένη περίπτωση οι τιμές της επιτάχυνσης οροφής για πλήρη δεξαμενή είναι μεγαλύτερες από ότι για την άδεια, χωρίς να υπάρχει κάποια μέγιστη τιμή που να τις ξεπερνάει.

Προσομοίωμα πακτωμένης δεξαμενής: Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης βάσης-οροφής				
Σεισμικό γεγονός	Παράμετρος	Επιτάχυνση βάσης (g)	Επιτάχυνση οροφής (g)	Συντελεστής ενίσχυσης
Helena- 1935	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,08	0,11	1,42
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,08	0,19	2,33
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,23	0,32	1,42
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,23	0,40	1,79
Managua- 1972	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,18	0,49	2,69
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,18	0,37	2,01
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,42	1,21	2,86
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,42	0,88	2,09
Tabas- 1972	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,15	0,24	1,69
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,15	0,20	1,34
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,37	0,62	1,69
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,37	0,41	1,10
Imperial Valley- 1979	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,12	0,27	2,22
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,12	0,18	1,49
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,37	0,81	2,23
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,37	0,46	1,25
Mammoth- 1980	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,15	0,17	1,15
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,15	0,28	1,93
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,36	0,74	2,06
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,36	0,66	1,82
Morgan- 1984	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,24	0,55	2,29
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,24	0,43	1,80
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,65	1,50	2,29
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,65	1,17	1,79
Palm Springs- 1986	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,17	0,32	1,87
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,17	0,63	3,69
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,37	0,70	1,88
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,37	1,22	3,28

Πίνακας 6.8: Μέγιστες τιμές επιταχύνσεων βάσης-οροφής για το πακτωμένο προσομοίωμα.

Στον Πίνακα 6.8 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές για τις επιταχύνσεις βάσης και οροφής της δεξαμενής για κάθε σεισμικό γεγονός και για κάθε παράμετρο με βάση τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Στη συνέχεια, υπολογίζεται ο συντελεστής ενίσχυσης της επιτάχυνσης της οροφής σε σχέση με τη βάση, για κάθε περίπτωση, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$\text{Συντελεστής ενίσχυσης} = \frac{\text{επιτάχυνση οροφής}}{\text{επιτάχυνση βάσης}}$$

Παρατηρείται ότι οι μέγιστες επιταχύνσεις βάσης σε κάθε σεισμικό γεγονός για SA=0.24 g τόσο για πλήρη δεξαμενή, όσο και για άδεια είναι ίσες. Το ίδιο συμβαίνει και για SA=0.36 g. Ο λόγος είναι ότι οι ιστορίες επιταχύνσεων της βάσης, είτε για πλήρη δεξαμενή είτε για άδεια, ταυτίζονται με τις αντίστοιχες του σεισμού που εφαρμόζεται, όπως προαναφέρθηκε. Όπως είναι αναμενόμενο οι μέγιστες τιμές για SA=0.24 g παρουσιάζονται μειωμένες σε σχέση με τις αντίστοιχες για 0.36 g.

Ακόμα παρατηρείται από τις μέγιστες τιμές του πίνακα ότι οι επιταχύνσεις οροφής είναι σε μεγάλο βαθμό αυξημένες σε σχέση με αυτές της βάσης για όλα τα σεισμικά γεγονότα. Η μεγαλύτερη αύξηση επιτυγχάνεται για το σεισμό N. Palm Springs, στη περίπτωση όπου η δεξαμενή είναι άδεια και για $SA=0.24$ g. Ο συντελεστής ενίσχυσης ισούται με 3.69 με τη μέγιστη επιτάχυνση να αυξάνεται από 0.17 g στην βάση σε 0.63 g στην οροφή. Αντίστοιχα, η μικρότερη ενίσχυση παρουσιάζεται για τον σεισμό Tabas για άδεια δεξαμενή και για $SA=0.36$ g. Ο συντελεστής ενίσχυσης στην περίπτωση αυτή είναι 1.10 με τη μέγιστη επιτάχυνση να αυξάνεται από 0.37 g στη βάση σε 0.41 g στην οροφή.

Γενικότερα, παρατηρείται ότι οι συντελεστές ενίσχυσης για πλήρη δεξαμενή κυμαίνονται στα ίδια επίπεδα τόσο για $SA=0.24$ g, όσο και για $SA=0.36$ g. Μοναδική εξαίρεση αποτελεί ο σεισμός Mammoth όπου ο συντελεστής ενίσχυσης για $SA=0.24$ g είναι ίσος με 1.15, ενώ για $SA=0.36$ g είναι ίσος με 2.06. Από το σύνολο των σεισμικών γεγονότων και των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν, προκύπτει ότι η μέγιστη επιτάχυνση οροφής παρουσιάζεται στο σεισμό Morgan για $SA=0.36$ g και πλήρη δεξαμενή με τιμή ίση με 1.50 g. Αντίστοιχα, η μικρότερη επιτάχυνση οροφής είναι ίση με 0.11 g και αφορά τον σεισμό Imperial Valley, στην περίπτωση άδειας δεξαμενής για $SA=0.24$ g. Σε ότι αφορά τα σεισμικά γεγονότα στη βάση της δεξαμενής, η μεγαλύτερη επιτάχυνση παρατηρείται για το σεισμό Morgan και είναι ίση με 0.65 g για $SA=0.36$ g. Τέλος, η μικρότερη επιτάχυνση βάσης είναι ίση με 0.08 g και αφορά τον σεισμό Helena για $SA=0.24$ g.

6.4.1.2 Διερεύνηση μετακινήσεων

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.9 που αναγράφει τις μέγιστες μετατοπίσεις στη βάση και στην οροφή της δεξαμενής, παρατηρείται ότι οι τελικές μετατοπίσεις παρουσιάζουν σχεδόν τις ίδιες τιμές, τόσο στη βάση, όσο και στην οροφή. Η διαφοροποίηση των τιμών αυτών πραγματοποιείται στο τέταρτο δεκαδικό ψηφίο και συνεπώς αγνοείται. Συμπεραίνεται λοιπόν, ότι η μετατόπιση δεν επηρεάζεται από τη στάθμη του υγρού στο εσωτερικό της δεξαμενής. Γίνεται αντιληπτό, ότι για τον κάθε σεισμό στη περίπτωση όπου $SA=0.24$ g, η μετατόπιση της δεξαμενής είναι ίση για όλες τις περιπτώσεις. Το ίδιο παρατηρείται και για όλες τις περιπτώσεις όπου $SA=0.36$ g. Αυτό οφείλεται στο ότι η δεξαμενή μπορεί να θεωρηθεί ότι κινείται ως ένα ενιαίο σώμα άκαμπτο (rigid) και πακτωμένο στη βάση, στην περίπτωση της κάθε σεισμικής διέγερσης. Ο κάθε σεισμός παρουσιάζει διαφορετική μετακίνηση λόγω των χαρακτηριστικών του και επομένως της διαφορετικής σεισμικής απόκρισης της δεξαμενής.

Προσομοίωμα πακτωμένης δεξαμενής: Μέγιστες τιμές μετακινήσεων βάσης- οροφής			
Σεισμικό γεγονός	Παράμετρος	Μετακίνηση βάσης (mm)	Μετακίνηση οροφής (mm)
Helena- 1935	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,90	0,90
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,90	0,90
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	2,68	2,68
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	2,68	2,68
Managua- 1972	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,46	0,46
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,46	0,46
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,51	0,51
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,51	0,51
Tabas- 1972	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	1,22	1,22
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	1,22	1,22
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	2,73	2,73
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	2,73	2,73
Imperial Valley- 1979	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	2,37	2,37
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	2,37	2,37
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	12,91	12,91
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	12,91	12,91
Mammoth- 1980	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	1,33	1,33
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	1,33	1,33
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	5,89	5,89
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	5,89	5,89
Morgan- 1984	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,35	0,35
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,35	0,35
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,92	0,92
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,92	0,92
Palm Springs- 1986	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,37	0,37
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,37	0,37
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,64	0,64
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,64	0,64

Πίνακας 6.9: Μέγιστες τιμές μετακινήσεων για το πακτωμένο προσομοίωμα.

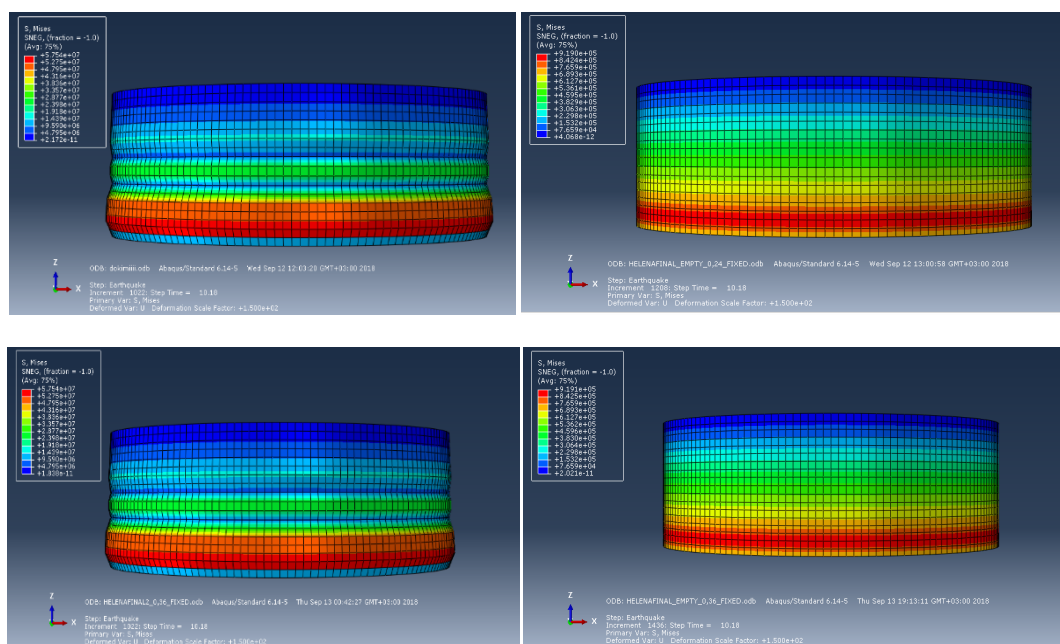
Προφανώς για $SA=0.36$ g οι σεισμοί παρουσιάζονται ενισχυμένοι, οπότε η μετακίνηση της δεξαμενής σε αυτές τις περιπτώσεις είναι μεγαλύτερη σε σχέση με τις αντίστοιχες για $SA=0.24$ g. Τέλος, η μεγαλύτερη μετακίνηση στη δεξαμενή παρουσιάζεται για το σεισμό Imperial Valley και είναι ίση με 12.91 mm για $SA=0.36$ g. Αντίστοιχα, η μικρότερη μετακίνηση παρατηρείται για το σεισμό Morgan και είναι ίση με 0.35 mm για $SA=0.24$ g.

6.4.1.3 Αστοχίες δεξαμενής

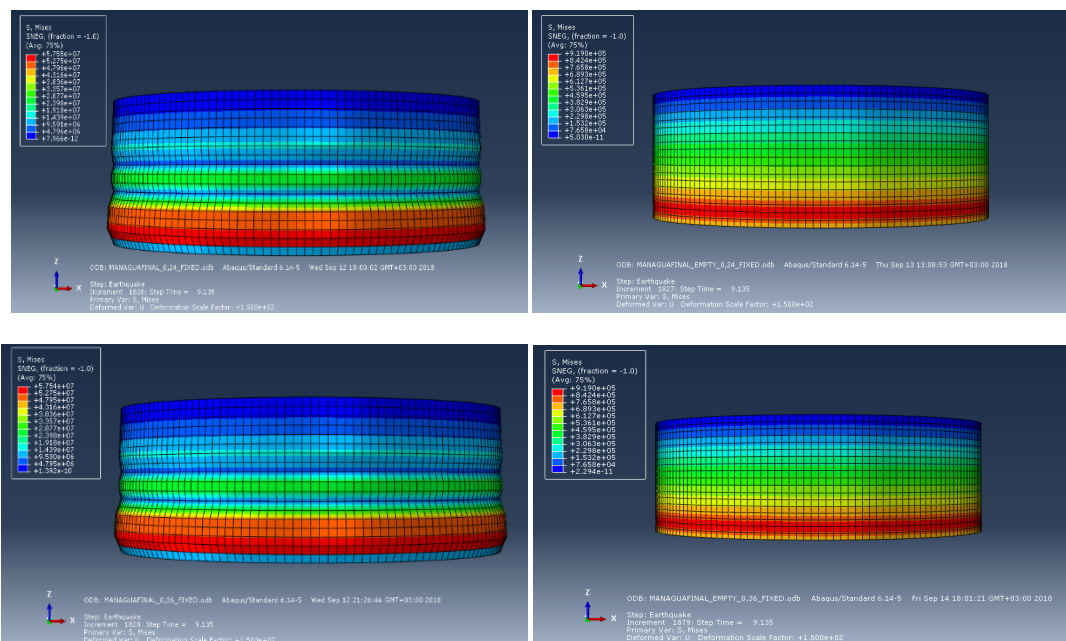
Οι αστοχίες των δεξαμενών είναι το πιο σύνηθες πρόβλημα μετά από ένα σεισμικό γεγονός, με το οποίο έρχονται αντιμέτωποι οι μηχανικοί. Όπως έχει προαναφερθεί στο Κεφάλαιο 2, οι αστοχίες που προκαλούνται στις δεξαμενές είναι ποικίλες. Στημ παρούσα διπλωματική για τη διερεύνηση των αστοχιών που προκλήθηκαν στη δεξαμενή για κάθε σεισμό, λήφθηκαν κατάλληλες εικόνες από το κέλυφός της, μετά τις αναλύσεις που

πραγματοποιήθηκαν. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε για τις περιπτώσεις πλήρους και άδειας δεξαμενής, καθώς και για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g. Οι λήψεις απεικονίζουν τη δεξαμενή μετά το τέλος του σεισμού προκειμένου να παρουσιαστεί η τελική παραμόρφωση του κελύφους της, και να εντοπιστούν πιθανές αστοχίες.

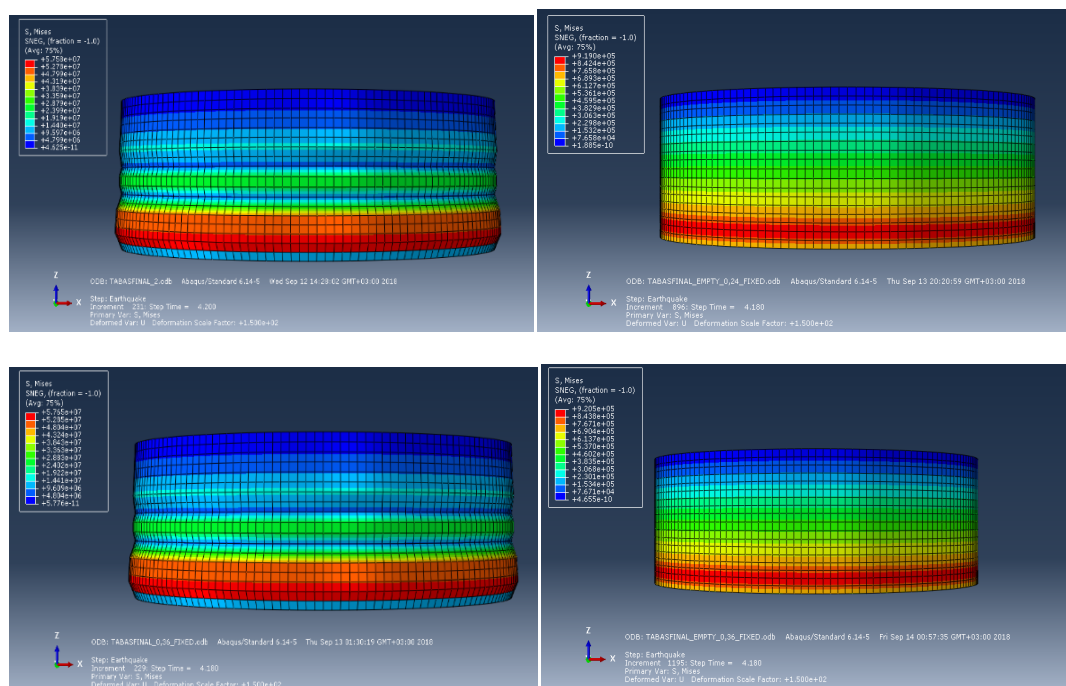
Το μέγεθος που εξετάζεται για τον εντοπισμό των βλαβών είναι οι τάσεις στο κέλυφος της δεξαμενής. Συγκεκριμένα γίνεται διερεύνηση με βάση τις τάσεις “Von Mises” (S_{misses}) του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS που χρησιμοποιείται στη μελέτη αυτή. Για το κάθε σεισμικό γεγονός, χρησιμοποιείται ένας συντελεστής κλιμάκωσης, που αφορά την μεγένθυση της καταπόνησης στο κέλυφος της δεξαμενής για την ευκρινέστερη απεικόνιση των αποτελεσμάτων και ο οποίος ρυθμίζεται μέσα από το λογισμικό. Ο λόγος που χρησιμοποιείται είναι η καλύτερη απεικόνιση των αστοχιών της δεξαμενής, που σε αντίθετη περίπτωση μπορεί να καθίσταται αδύνατη. Ο συντελεστής αυτός δεν συνδέεται με τις αναλύσεις που προηγήθηκαν, αλλά ούτε και με την ενίσχυση του σεισμού. Στις λήψεις που ακολουθούν ο συντελεστής κλιμάκωσης επιλέχθηκε να είναι ίσος με 150.



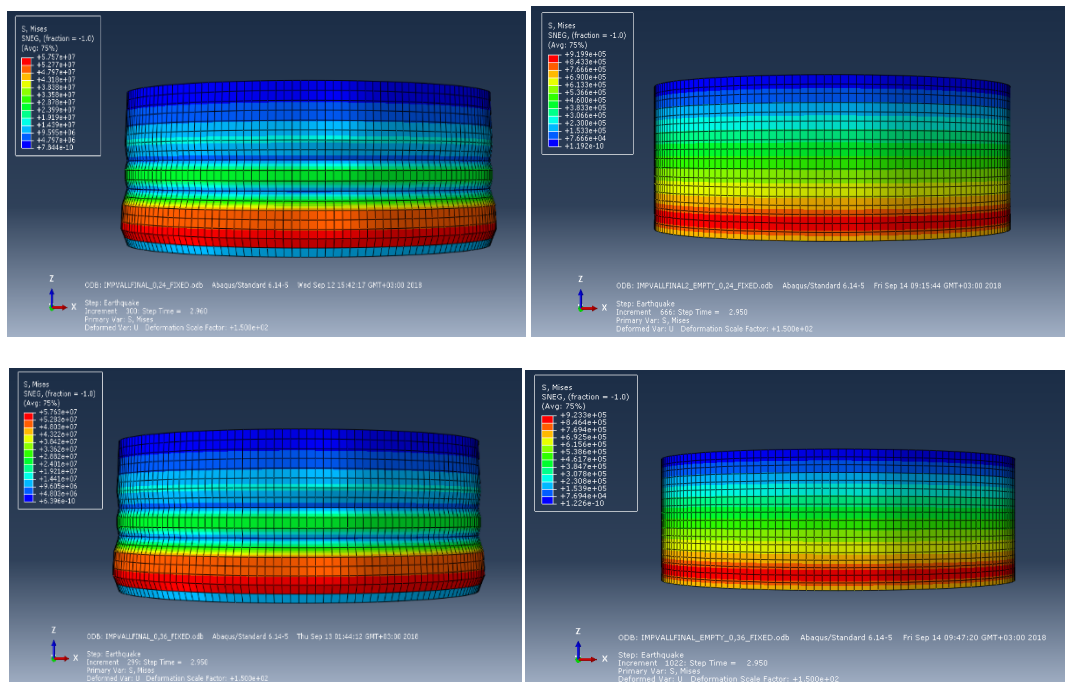
Εικόνα 6.21: Παραμόρφωση από το σεισμό Helena για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



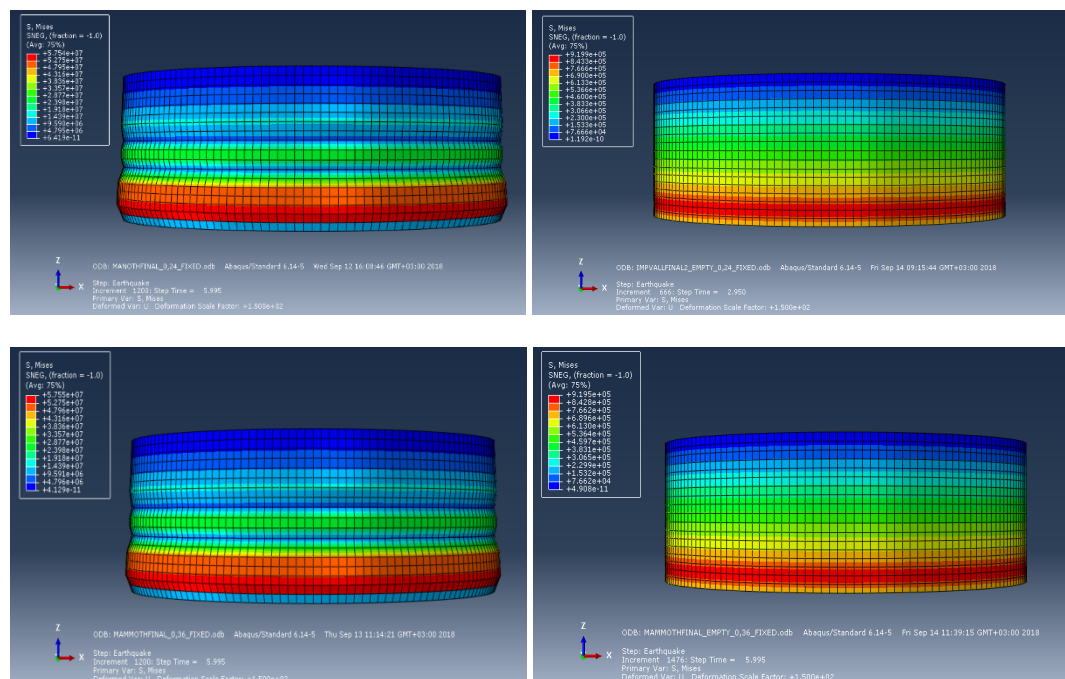
Εικόνα 6.22: Παραμόρφωση από το σεισμό Managua για πλήρη και άδειαδεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



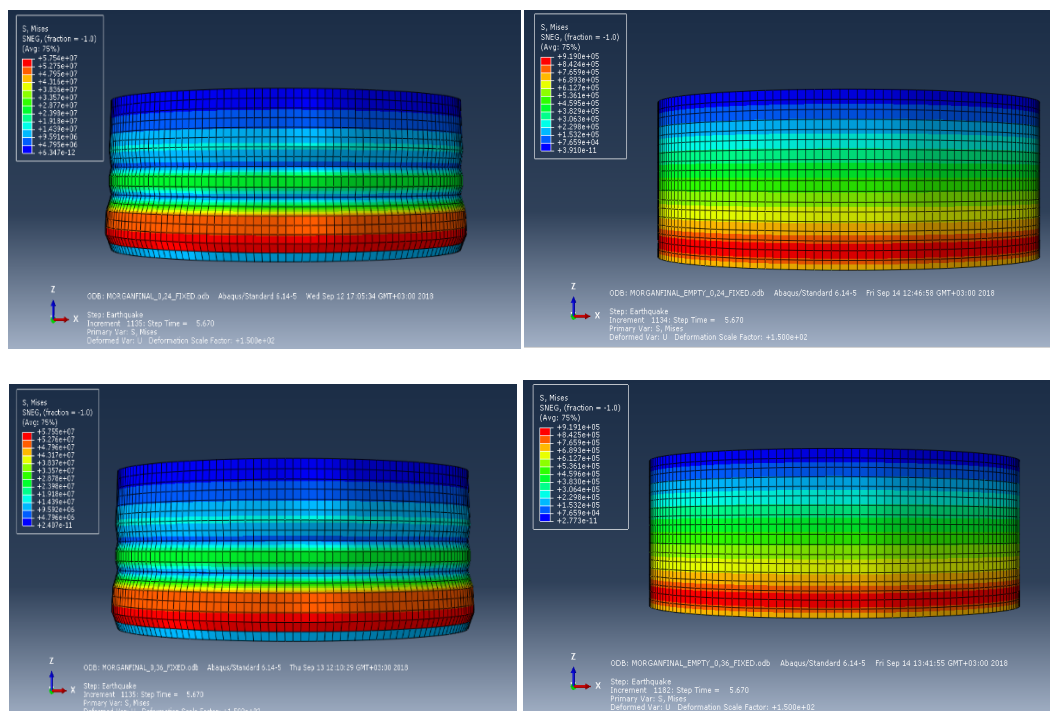
Εικόνα 6.23: Παραμόρφωση από το σεισμό Tabas για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



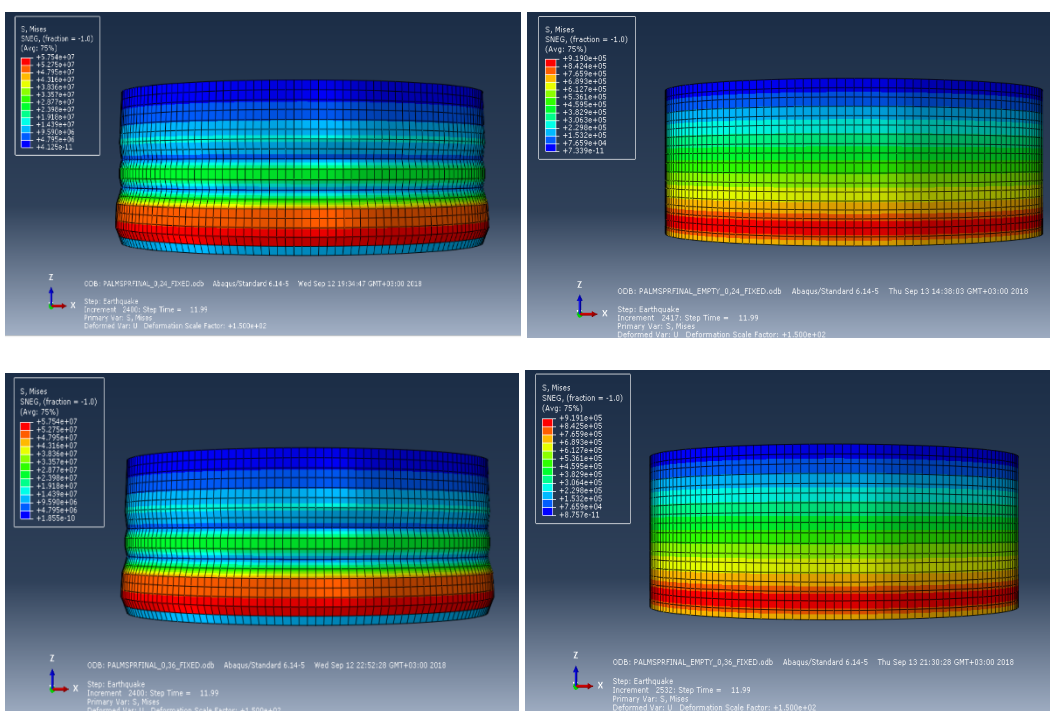
Εικόνα 6.24: Παραμόρφωση από το σεισμό imperial Valley για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για SA=0.24 g και SA=0.36 g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.25: Παραμόρφωση από το σεισμό Mammoth για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για SA=0.24 g και SA=0.36 g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.26: Παραμόρφωση από το σεισμό Morgan για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24g$ και $SA=0.36 g$ αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.27: Παραμόρφωση από το σεισμό N. PalmSprings για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24 g$ και $SA=0.36 g$ αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).

Με βάση τις Εικόνες 6.21 έως 6.27, παρατηρείται ότι η κύρια μορφή αστοχίας των δεξαμενών και για τα επτά σεισμικά γεγονότα είναι ο ελαστοπλαστικός λυγισμός (elephant foot). Αυτή η μορφή αστοχίας παρατηρείται κοντά στη βάση της δεξαμενής με τη μορφή

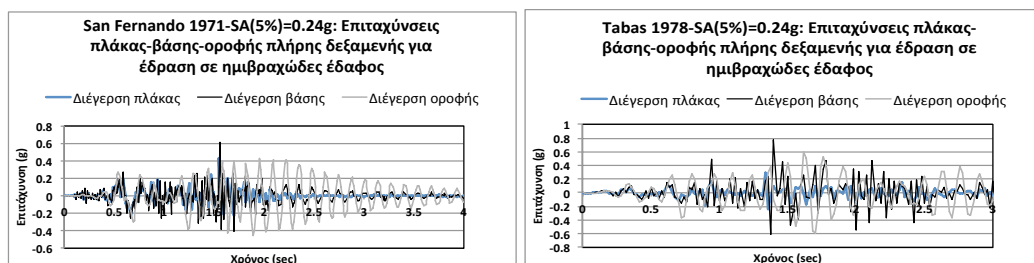
ενός έντονου κυρτώματος, με τη μορφή ποδός ελέφαντα, όπως παρατηρείται και από τις εικόνες. Σημειώνεται ότι στα ανώτερα τμήματα της δεξαμενής δεν παρατηρείται κάποια μορφή αστοχίας. Οι τιμές των τάσεων και παραμορφώσεων σε κάθε περίπτωση παρουσιάζουν τις ελάχιστες τιμές στην οροφή της δεξαμενής, ενώ όσο κατευθυνόμαστε προς τα κάτω αυτές αυξάνουν, όπως συνήθως συμβαίνει και σε πραγματικές περιπτώσεις αστοχιών.

Επίσης, με βάση τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται, ο ελαστοπλαστικός λυγισμός εμφανίζεται για τις περιπτώσεις φασματικής επιτάχυνσης $SA(5\%)=0.24\text{ g}$ και $SA(5\%)=0.36\text{ g}$ σε περίπου ίδιο βαθμό, στην περίπτωση που η δεξαμενή είναι πλήρης στο εσωτερικό της από υδροποιημένο φυσικό αέριο. Στην περίπτωση όπου εξετάζεται άδεια δεξαμενή είτε για $SA(5\%)=0.24\text{ g}$ είτε για $SA(5\%)=0.36\text{ g}$, δεν παρατηρείται κάποια μορφή αστοχίας. Το γεγονός αυτό παρατηρείται με βάση τις τελικές παραμορφώσεις της δεξαμενής στις παραπάνω εικόνες και μπορεί να χαρακτηριστεί αναμενόμενο. Αυτό οφείλεται στο ότι οι δεξαμενές οι οποίες περιέχουν υγρό, είναι περισσότερο τρωτές από ότι οι άδειες δεξαμενές. Γενικότερα, όσο αυξάνει η στάθμη του υγρού μέσα στη δεξαμενή, τόσο η δεξαμενή γίνεται περισσότερο τρωτή στις σεισμικές καταπονήσεις (Saha et al., 2013). Αυτό έχει και ως αποτέλεσμα να εμφανίζουν περισσότερες αστοχίες στο κέλυφός τους όταν είναι πλήρεις από όταν είναι άδειες.

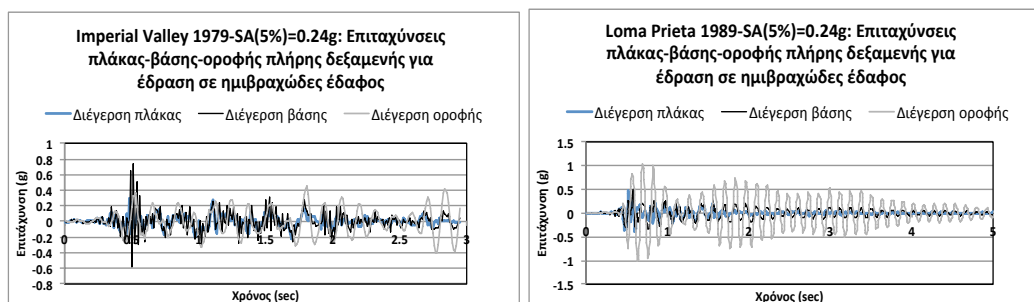
6.4.2 Αναλύσεις στο εδραζόμενο σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση προσομοίωμα

6.4.2.1 Διερεύνηση επιταχύνσεων

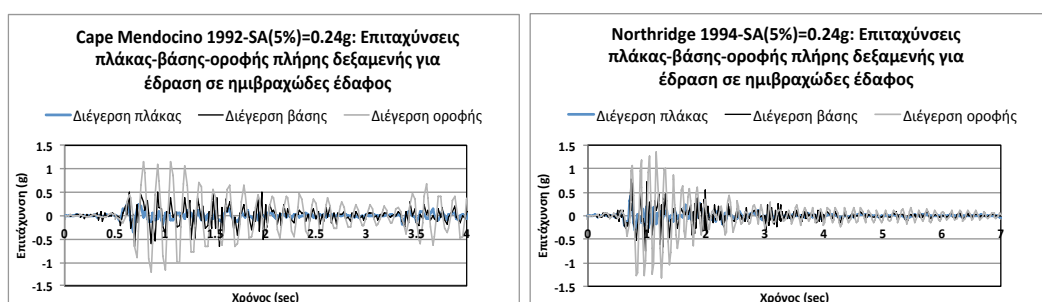
Φασματική επιτάχυνση $SA(0.129,5\%)=0.24\text{ g}$ -πλήρης δεξαμενή



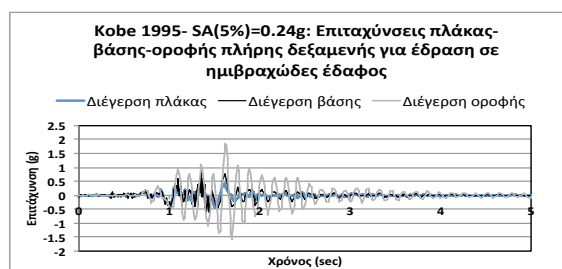
Εικόνα 6.28: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.24\text{ g}$ του σεισμού San Fernando (αριστερά) & Tabas (δεξιά).



Εικόνα 6.29: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για SA=0.24g του σεισμού Imperial Valley (αριστερά) & Loma Prieta (δεξιά).

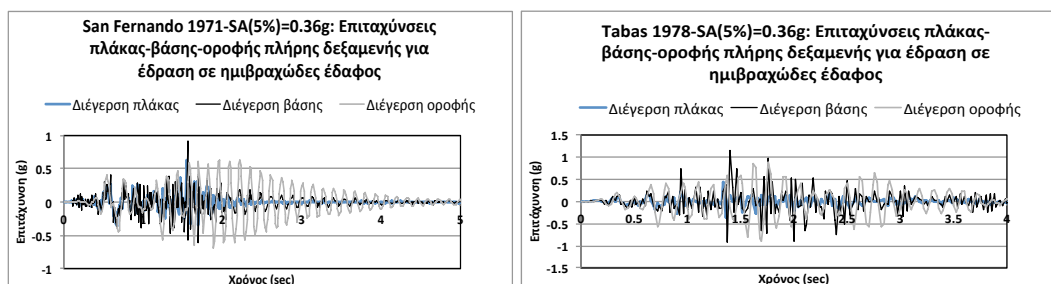


Εικόνα 6.30: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για SA=0.24 g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).

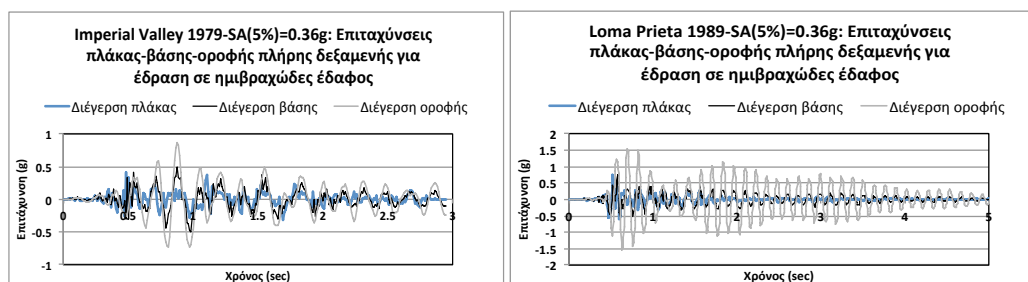


Εικόνα 6.31: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για SA=0.24 g του σεισμού Kobe.

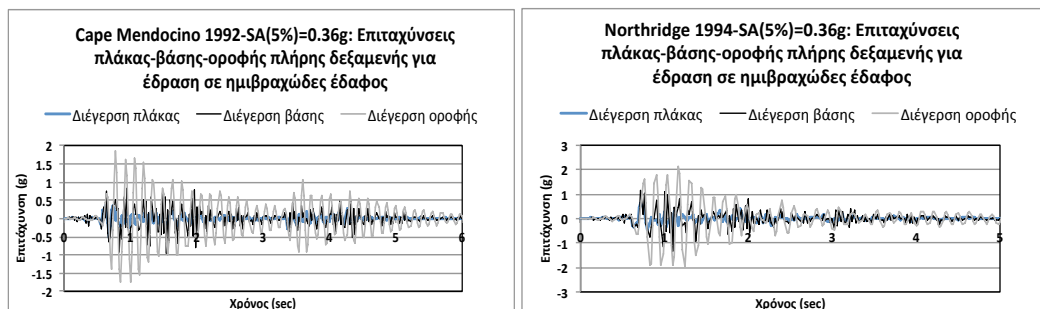
Φασματική επιτάχυνση SA(0.129, 5%)=0.36 g-πλήρης δεξαμενής



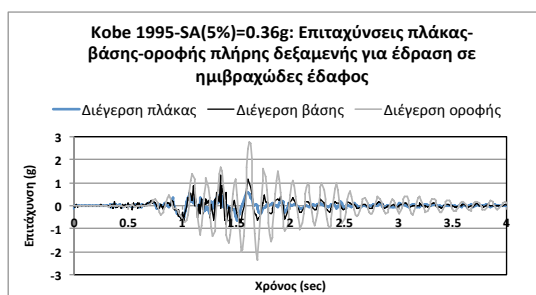
Εικόνα 6.32: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού San Fernando (αριστερά) & Tabas (δεξιά).



Εικόνα 6.33: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Imperial Valley (αριστερά) & Loma Prieta (δεξιά).



Εικόνα 6.34: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).



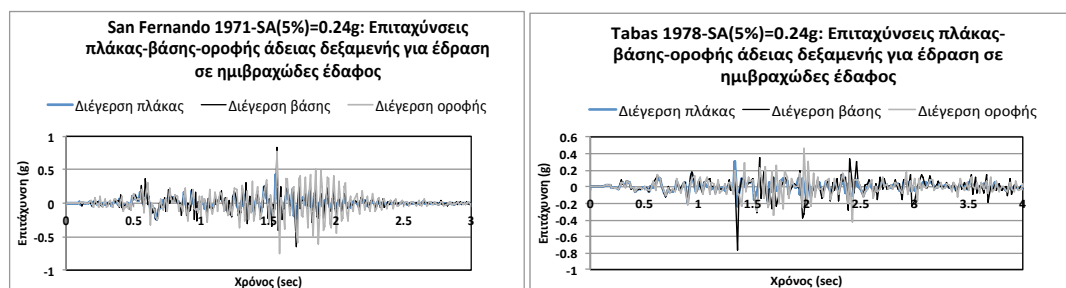
Εικόνα 6.34: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Kobe.

Από τα επιταχυνσιογραφήματα για τους επτά σεισμούς, με βάση τους οποίους πραγματοποιήθηκε η διερεύνηση, παρατηρείται η ενίσχυση της επιτάχυνσης στην παρουσία ημιβραχώδους εδάφους. Όπως γίνεται αντιληπτό, η ενίσχυση αυτή δεν είναι έντονη σε ό,τι αφορά τη βάση της δεξαμενής. Ενίσχυση παρουσιάζεται και στην οροφή της δεξαμενής, όπου κατά κύριο λόγο είναι μεγαλύτερη από τη βάση της για όλα τα σεισμικά γεγονότα. Το κάθε σεισμικό γεγονός παρουσιάζει σχετικά αργούς χρόνους απόσβεσης κυρίως στην οροφή της δεξαμενής, που είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης υγρού-δεξαμενής. Ακόμα παρατηρείται ότι στους σεισμούς με πλουσιότερο συχνотικό περιεχόμενο και σχετικά μεγάλη χρονική διάρκεια (Loma Prieta, Cape Mendocino, Northridge και Kobe), οι επιταχύνσεις οροφής είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες στη βάση καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμού. Αντίθετα στους σεισμούς με μικρότερο συχνотικό

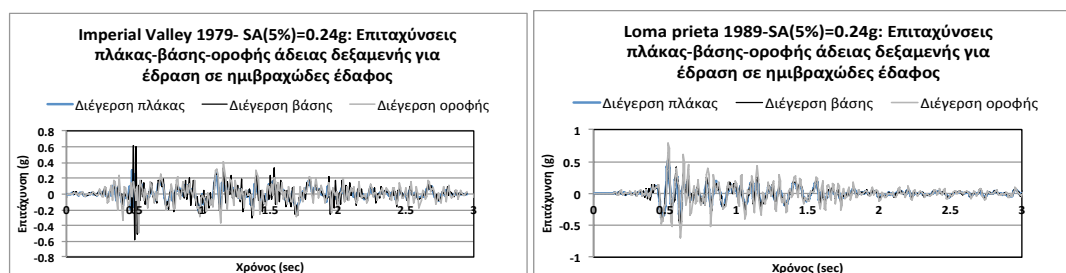
περιεχόμενο και μικρή χρονική διάρκεια (San Fernando, Tabas και Imperial Valley) παρουσιάζονται κάποιες μέγιστες τιμές στη χρονοϊστορία που αφορούν τη βάση και οι οποίες υπερβαίνουν τις αντίστοιχες της οροφής της δεξαμενής.

Για $SA=0.36$ g, παρατηρείται ότι και πάλι η ενίσχυση στη βάση και την οροφή, είναι εντονότερη για τα σεισμικά γεγονότα με μεγαλύτερο συχνотικό περιεχόμενο και σχετικά μεγαλύτερη διάρκεια, σε αντίθεση με τους σεισμούς με μικρό συχνотικό περιεχόμενο. Γενικότερα, παρουσιάζεται όμοια συμπεριφορά της δεξαμενής με τους αντίστοιχους σεισμούς για $SA=0.24$ g, αλλά με υψηλότερες τιμές επιτάχυνσης. Εξάιρεση αποτελεί ο σεισμός Imperial Valley, ο οποίος σε αντίθεση με την περίπτωση για $SA=0.24$ g, δεν παρουσιάζει μέγιστες τιμές επιτάχυνσης που να υπερβαίνουν τις αντίστοιχες για την οροφή.

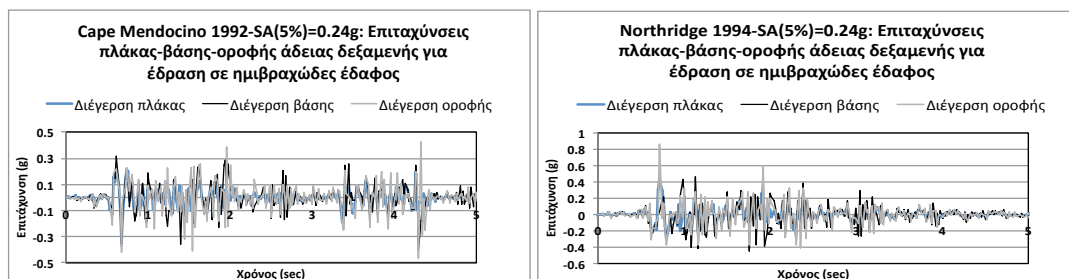
Φασματική επιτάχυνση $SA(0.129,5\%)=0.24$ g άδειας δεξαμενής



Εικόνα 6.35: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού SanFernando (αριστερά) & Tabas (δεξιά).



Εικόνα 6.36: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Imperial Valley (αριστερά) & Loma Prieta (δεξιά).

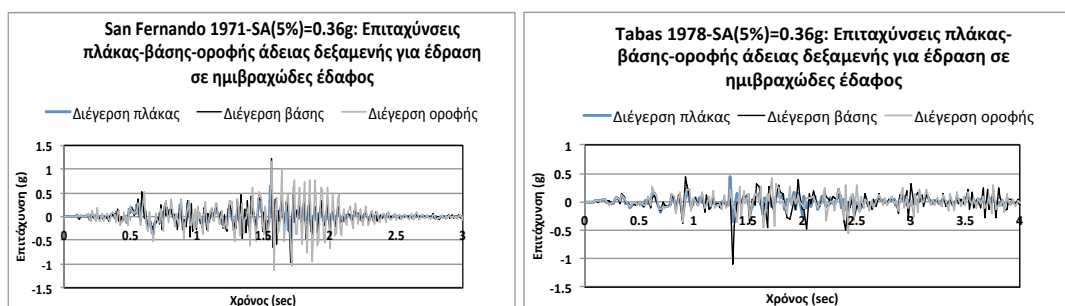


Εικόνα 6.37: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).

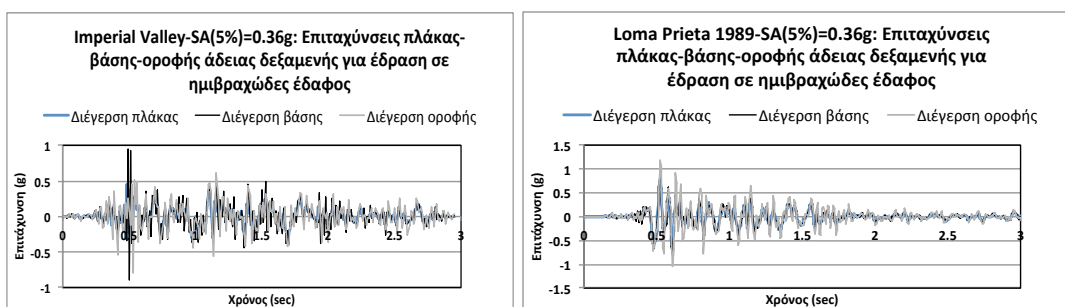


Εικόνα 6.38: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.24 g του σεισμού Kobe.

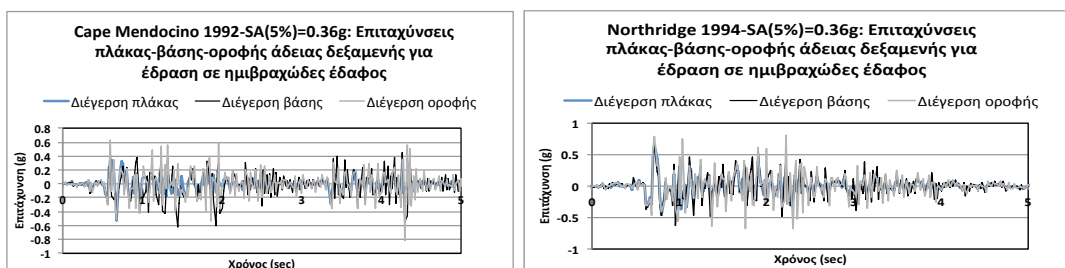
Φασματική επιτάχυνση SA(0.129, 5%)=0.36 g άδειας δεξαμενής



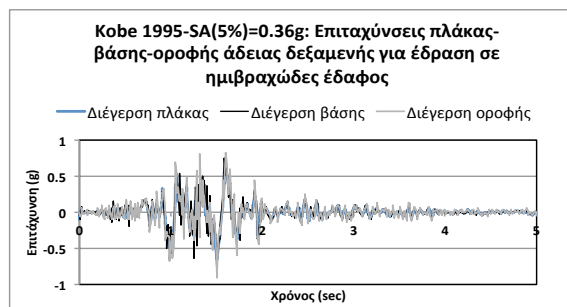
Εικόνα 6.39: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού SanFernando (αριστερά) &Tabas (δεξιά).



Εικόνα 6.40: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Imperial Valley (αριστερά) &Loma Prieta (δεξιά).



Εικόνα 6.41: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).



Εικόνα 6.42: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για $SA=0.36$ g του σεισμού Kobe.

Από τα γραφήματα επιτάχυνσης για το κάθε σεισμικό γεγονός, παρατηρείται ότι όπως και στην πλήρη, έτσι και στην άδεια δεξαμενή παρουσιάζεται ενίσχυση στην επιτάχυνση σε όλα τα σεισμικά γεγονότα. Γενικότερα, και σε αυτήν την περίπτωση οι επιταχύνσεις οροφής είναι μεγαλύτερες από τη βάση με εξαίρεση κάποιες μέγιστες τιμές στους σεισμούς με μικρότερο συχνотικό περιεχόμενο (San Fernando, Tabas, Imperial Valley). Αντίθετα, και εδώ, στους σεισμούς με μεγάλο συχνотικό περιεχόμενο (Loma Prieta, Cape Mendocino, Northridge, Kobe) η χρονοϊστορία της οροφής εμφανίζει μεγαλύτερες τιμές καθ' όλη τη διάρκεια του σεισμού από την αντίστοιχη της βάσης. Η τιμές για $SA=0.36$ g είναι εμφανώς μεγαλύτερες από ότι για $SA=0.24$ g. Τέλος, παρατηρείται ότι η μορφή της χρονοϊστορίας για βάση και οροφή είναι επηρεασμένη από την έλλειψη υγρού εντός της δεξαμενής, ενώ η απόσβεση σε βάση και οροφή γίνεται με γρήγορο ρυθμό, σχεδόν ίδιο με την απόσβεση του σεισμού.

Στον Πίνακα 6.10 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές επιτάχυνσης σε κάθε μια περίπτωση που μελετάται και για κάθε σεισμικό γεγονός, καθώς και οι συντελεστές ενίσχυσης πλάκας-βάσης, βάσης-οροφής και πλάκας-οροφής. Σε ότι αφορά την ενίσχυση από το βραχώδες υπόβαθρο (πλάκα) έως τη βάση, αυτή παρατηρείται για όλα τα σεισμικά γεγονότα και για όλες τις περιπτώσεις, με εξαίρεση το σεισμό Loma Prieta για πλήρη δεξαμενή τόσο για $SA=0.24$ g, όσο και για $SA=0.36$ g. Στην περίπτωση αυτή παρατηρείται ελάχιστη απομείωση της μέγιστης επιτάχυνσης. Σύμφωνα με τον πίνακα, μεγαλύτεροι συντελεστές δυναμικής ενίσχυσης (amplification factors) πλάκας-βάσης, προκύπτουν για τους σεισμούς με μικρό συχνотικό περιεχόμενο. Αντίθετα όμως, σε αυτούς υπάρχει απομείωση της μέγιστης επιτάχυνσης από τη βάση στην οροφή.

Γενικότερα, τα σεισμικά γεγονότα με μεγάλο συχνотικό περιεχόμενο, παρουσιάζουν μεγαλύτερους συντελεστές δυναμικής ενίσχυσης στην περίπτωση πλήρους δεξαμενής. Η μέγιστη ενίσχυση της επιτάχυνσης από το βραχώδες υπόβαθρο έως τη βάση, προκύπτει για τον σεισμό Imperial Valley, όπου ο συντελεστής ενίσχυσης είναι ίσος με 2,58 μονάδες. Η μέγιστη επιτάχυνση αυξάνεται από 0.30 g σε 0.76 g. Απομείωση παρουσιάζεται στον σεισμό Loma Prieta για $SA=0.24$ g και με πλήρη δεξαμενή, όπου η μέγιστη επιτάχυνση ελατώνεται από 0.50 g σε 0.49 g, με τον συντελεστή απομείωσης (disamplification factor) να είναι ίσος με 0.98.

Προσομοίωμα έδραζόμενο σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση: Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης πλάκας-βάσης- οροφής							
Σεισμικό γεγονός	Παράμετρος	Επιτάχυνση πλάκας (g)	Επιτάχυνση βάσης (g)	Επιτάχυνση οροφής (g)	Συντελεστής ενίσχυσης πλάκας-βάσης	Συντελεστής ενίσχυσης βάσης-οροφής	Συντελεστής ενίσχυσης πλάκας-οροφής
San Fernando- 1971	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,42	0,61	0,46	1,45	0,75	1,09
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,42	0,84	0,77	1,98	0,92	1,81
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,63	0,91	0,69	1,44	0,75	1,09
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,63	1,22	1,17	1,93	0,96	1,84
Tabas- 1978	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,30	0,76	0,60	2,58	0,78	2,01
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,30	0,76	0,46	2,58	0,60	1,55
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,45	1,15	0,91	2,58	0,79	2,04
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,45	1,10	0,55	2,48	0,50	1,24
Imperial Valley- 1979	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,30	0,74	0,45	2,44	0,60	1,47
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,30	0,62	0,49	2,06	0,79	1,63
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,42	0,50	0,87	1,19	1,75	2,08
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,42	0,94	0,79	2,25	0,84	1,89
Loma Prieta- 1989	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,50	0,49	1,04	0,96	2,14	2,07
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,50	0,59	0,78	1,17	1,32	1,55
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,76	0,73	1,57	0,96	2,15	2,08
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,76	0,88	1,17	1,17	1,32	1,55
Cape Mendocino- 1992	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,35	0,66	1,20	1,90	1,82	3,45
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,35	0,41	0,46	1,17	1,13	1,33
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,52	0,97	1,84	1,85	1,90	3,52
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,52	0,62	0,81	1,19	1,31	1,55
Northridge- 1994	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,43	0,77	1,35	1,80	1,75	3,14
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,43	0,53	0,86	1,23	1,62	1,99
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,65	1,35	2,10	2,09	1,56	3,25
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,65	0,64	0,80	1,00	1,24	1,24
Kobe- 1995	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,43	0,87	1,86	2,01	2,14	4,30
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,43	0,59	0,60	1,36	1,03	1,39
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,65	1,30	2,79	2,01	2,15	4,31
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,65	0,88	0,91	1,36	1,04	1,41

Πίνακας 6.10: Μέγιστες τιμές επιταχύνσεων πλάκας- βάσης-οροφής για το εδραζόμενο σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση προσομοίωμα.

Η μέγιστη ενίσχυση από τη βάση της δεξαμενής στην οροφή, προκύπτει για το σεισμό Loma Prieta στην περίπτωση όπου $SA=0.36$ g και πλήρη από υγρό δεξαμενή. Ο συντελεστής δυναμικής ενίσχυσης είναι ίσος με 2,15 και η μέγιστη επιτάχυνση αυξάνεται από 0,73 g στη βάση, σε 1,57 g στην οροφή της δεξαμενής. Μέγιστη απομείωση επιτυγχάνεται στον σεισμό Tabas για $SA=0.36$ g και άδεια δεξαμενή. Στην περίπτωση αυτή ο συντελεστής απομείωσης είναι ίσος με 0,50 και η μέγιστη επιτάχυνση μειώνεται από 1,10 g σε 0,55 g. Προκύπτει συνεπώς μια απομείωση της τάξης του 50%.

Όλα τα σεισμικά γεγονότα παρουσιάζουν ενίσχυση της μέγιστης επιτάχυνσης από το βραχώδες υπόβαθρο, όπου εφαρμόζεται ο σεισμός, στην οροφή της δεξαμενής. Η μέγιστη ενίσχυση από την πλάκα στην οροφή προκύπτει για τον σεισμό Kobe για $SA=0.36$ g στην περίπτωση πλήρους δεξαμενής. Ο συντελεστής ενίσχυσης είναι ίσος με 4,3. Η μέγιστη επιτάχυνση αυξάνει από 0,65 g στην πλάκα, σε 2,79 g στην οροφή. Η μικρότερη ενίσχυση επιτυγχάνεται για τον σεισμό San Fernando για $SA=0.24$ g και πλήρη δεξαμενή. Ο

συντελεστής δυναμικής ενίσχυσης είναι ίσος με μόλις 1.09 και η μέγιστη επιτάχυνση αυξάνει από 0.42 g στη πλάκα, σε 0.46 g στην οροφή.

Προσομοίωμα έδραζόμενο σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση: Μέγιστες τιμές μετακίνησης πλάκας- βάσης- οροφής				
Σεισμικό γεγονός	Παράμετρος	Μετακινήσεις πλάκας (mm)	Μετακίνηση βάσης (mm)	Μετακίνηση οροφής (mm)
San Fernando- 1971	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	17,89	17,78	17,78
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	17,89	17,94	17,94
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	26,78	26,67	26,67
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	26,78	26,83	26,83
Tabas- 1978	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	2,30	2,22	2,22
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	2,30	2,36	2,36
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	3,20	3,10	3,10
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	3,20	3,30	3,30
Imperial Valley- 1979	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	10,64	10,73	10,73
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	10,64	10,59	10,59
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	15,94	16,02	16,02
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	15,94	15,90	15,90
Loma Prieta- 1989	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,75	0,85	0,85
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,75	0,69	0,69
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,88	1,00	1,00
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,88	0,84	0,84
Cape Mendocino- 1992	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	31,18	31,00	31,00
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	31,18	31,23	31,23
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	46,40	46,29	46,29
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	46,40	46,46	46,46
Northridge- 1994	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	28,44	28,55	28,55
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	28,44	28,39	28,39
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	43,04	43,14	43,14
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	43,04	42,99	42,99
Kobe- 1995	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	2,10	2,20	2,20
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	2,10	2,05	2,05
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	3,18	3,29	3,29
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	3,18	3,13	3,13

Πίνακας 6.11: Μέγιστες τιμές μετακινήσεων πλάκας-βάσης-οροφής για το εδραζόμενο σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση προσομοίωμα.

6.4.2.2 Διερεύνηση μετακινήσεων

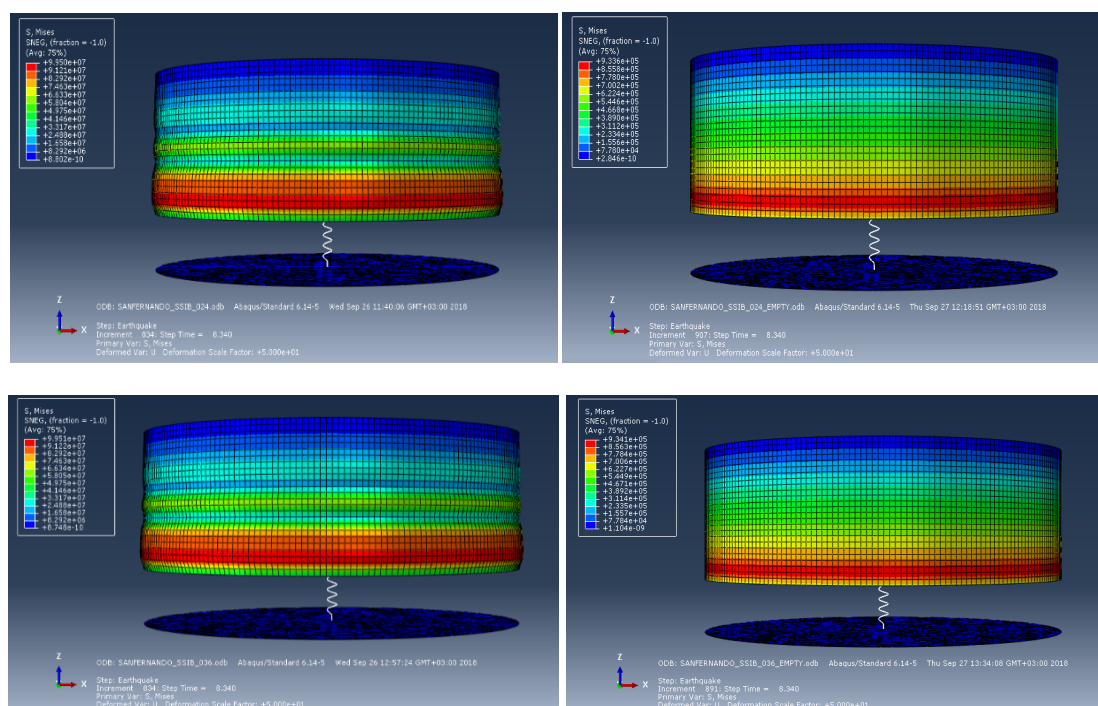
Στον Πίνακα 6.11 παρουσιάζονται οι μέγιστες μετακινήσεις της δεξαμενής σε κάθε περίπτωση και για κάθε σεισμικό γεγονός, που προέκυψαν σύμφωνα με τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Από τον πίνακα, παρατηρείται ότι οι μετακινήσεις του βραχώδους υποβάθρου και της βάσης της δεξαμενής διαφέρουν μεταξύ τους. Η διαφορά αυτή παρατηρείται στο τέταρτο δεκαδικό ψηφίο του μέτρου και θεωρείται πολύ μικρή. Στη συνέχεια, με βάση τα αποτελέσματα, προέκυψε ότι η βάση και η οροφή έχουν ακριβώς την ίδια μετακίνηση για κάθε μια φασματική επιτάχυνση σε περίπτωση πλήρους δεξαμενής, γεγονός που υποδηλώνει την ενιαία κίνηση της δεξαμενής που εδράζεται σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση έναντι του σεισμού. Το ίδιο συμβαίνει και στην περίπτωση άδειας δεξαμενής. Όπως παρατηρείται, ο κάθε σεισμός παρουσιάζει διαφορετική μέγιστη

μετακίνηση και συμπεραίνεται ότι αυτή εξαρτάται από το συχνοτικό περιεχόμενο του κάθε σεισμού.

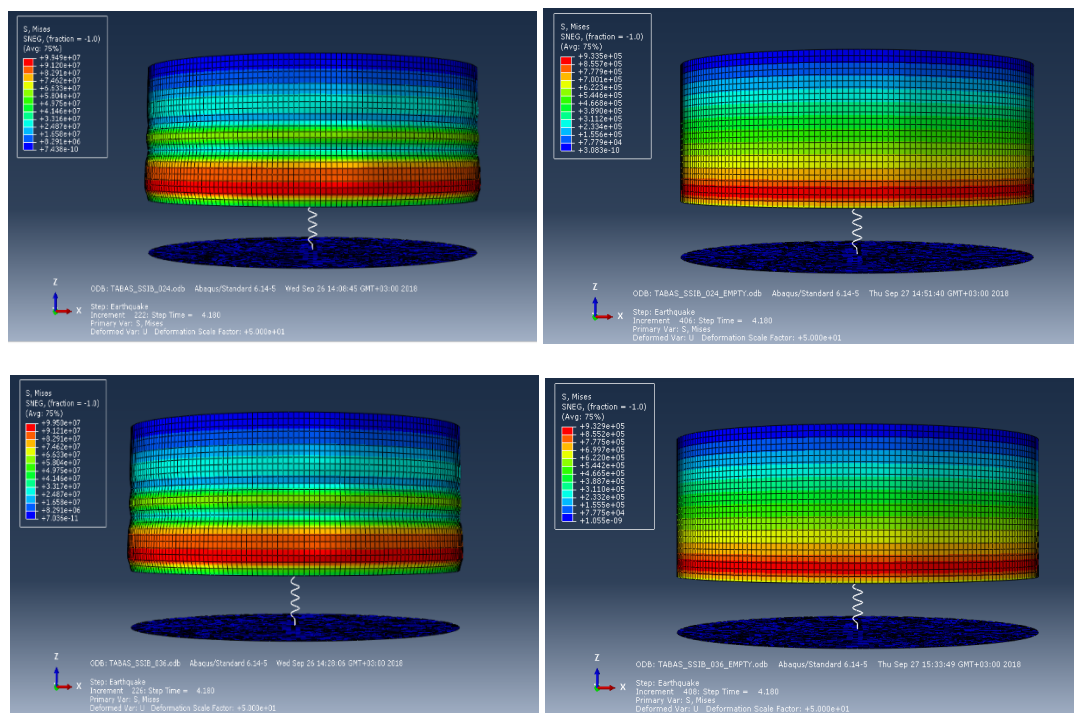
Όπως είναι αναμενόμενο, στις περιπτώσεις όπου $SA=0.36$ g, οι μετακινήσεις εμφανίζονται μεγαλύτερες από ότι για $SA=0.24$ g. Ακόμα, με βάση τον πίνακα, παρατηρείται ότι οι μετακινήσεις για κάθε σεισμικό γεγονός και για κάθε μια φασματική επιτάχυνση δεν παρουσιάζουν μεγάλες διαφορές στην περίπτωση άδειας και πλήρους δεξαμενής. Τέλος, η μεγαλύτερη μέγιστη μετακίνηση προκύπτει για τον σεισμό Cape Mendocino, για $SA=0.36$ g, στην περίπτωση άδειας δεξαμενής και είναι ίση με 46,46 mm. Αντίθετα η μικρότερη μέγιστη μετακίνηση προκύπτει για τον σεισμό Kobe, για $SA=0.24$ g, και πάλι στην περίπτωση άδειας δεξαμενής και είναι ίση με μόλις 2,05 mm. Αξιοσημείωτο είναι ότι διαφορές στις μέγιστες τιμές μετακίνησης βάσης και οροφής, σε κάθε μια περίπτωση υπάρχουν, όμως θεωρούνται αμελητέες καθώς αφορούν το έκτο ή έβδομο δεκαδικό ψηφίο του μέτρου.

6.4.2.3 Διερεύνηση αστοχιών

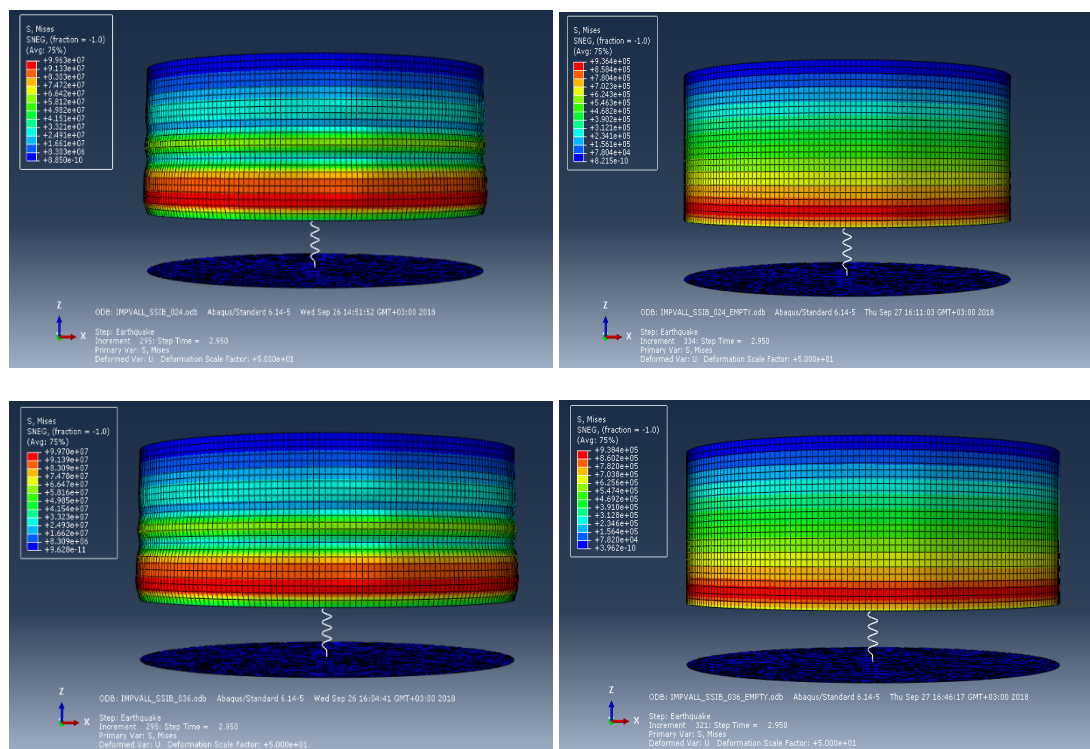
Από τις Εικόνες 6.43 έως 6.49 παρατηρείται ότι η κύρια μορφή αστοχίας που λαμβάνει χώρα σε περίπτωση που η δεξαμενή εδράζεται σε ημιβραχώδη εδαφική στρώση, είναι ο ελαστοπλαστικός λυγισμός (elephant foot). Η αστοχία όπως και στο πακτωμένο στη βάση μοντέλο, παρατηρείται στα κατώτερα τοιχώματα της δεξαμενής, με τη μορφή εξωγκώματος στο κέλυφός της.



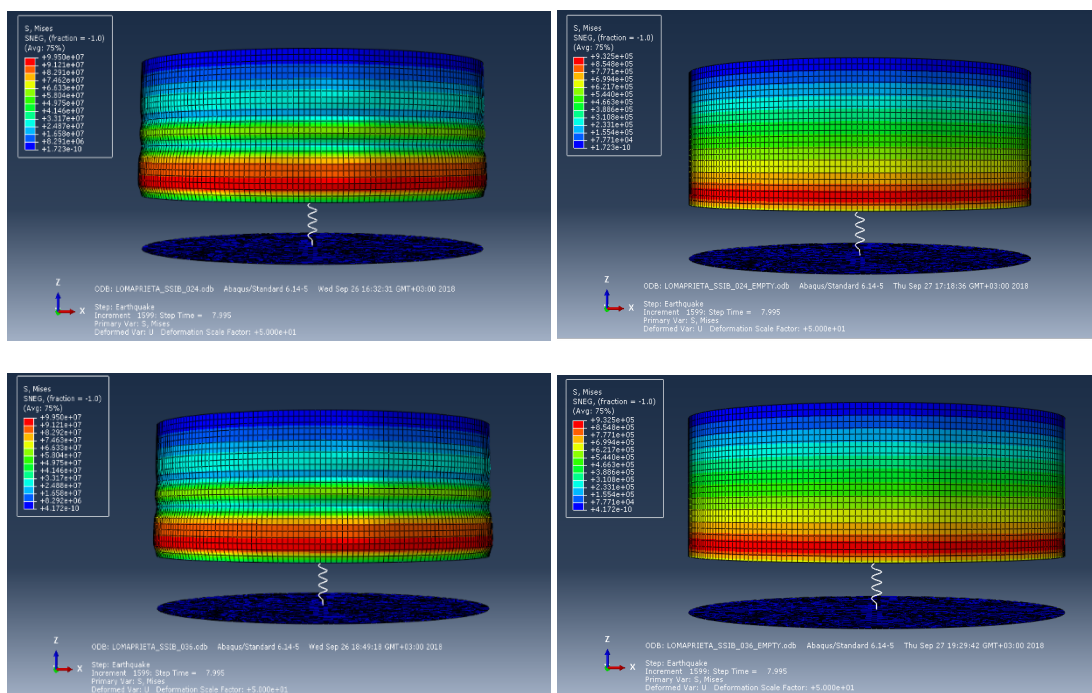
Εικόνα 6.43: Παραμόρφωση από τον σεισμό San Fernandogia πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



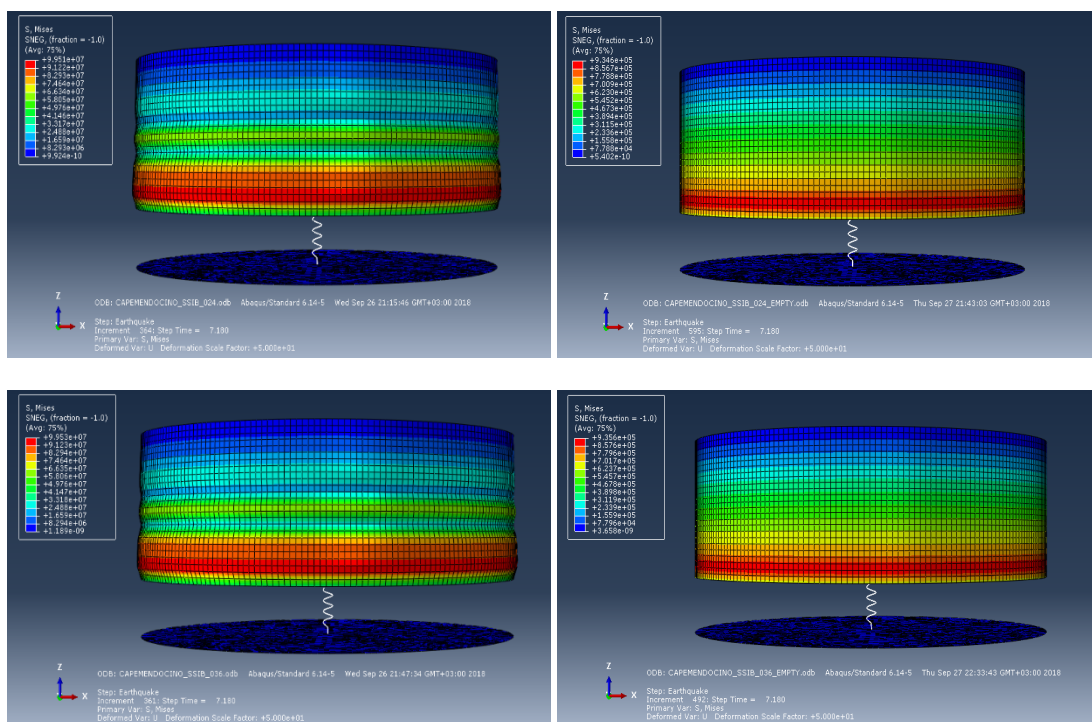
Εικόνα 6.44: Παραμόρφωση από τον σεισμό Tabas για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



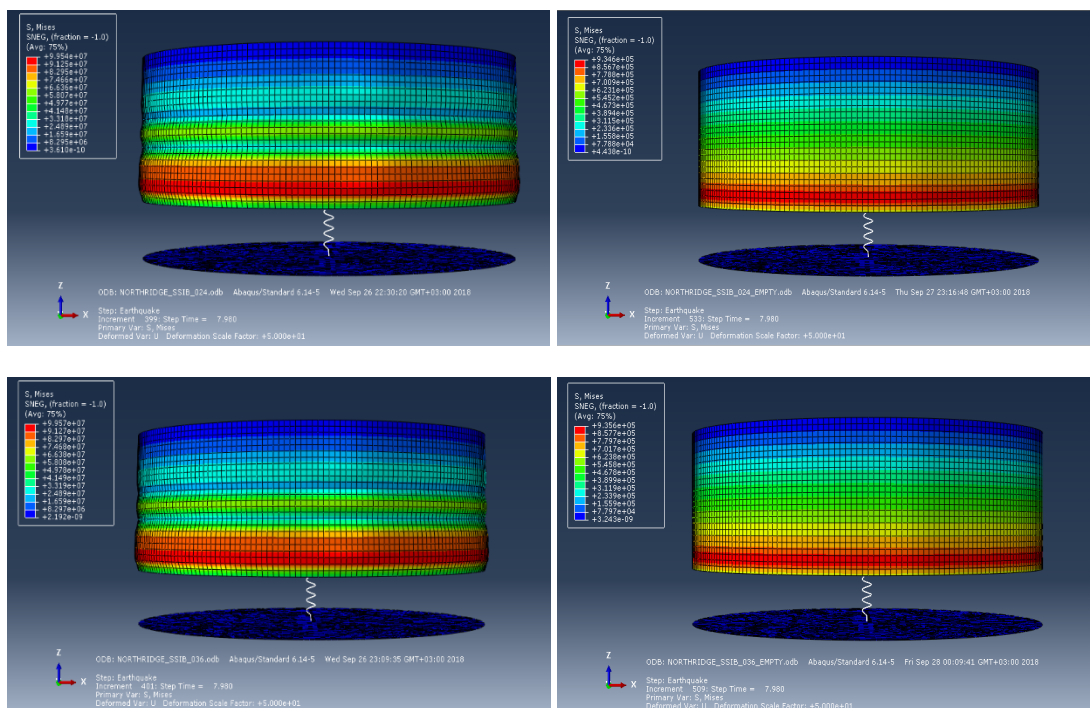
Εικόνα 6.45: Παραμόρφωση από τον σεισμό Imperial Valley για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



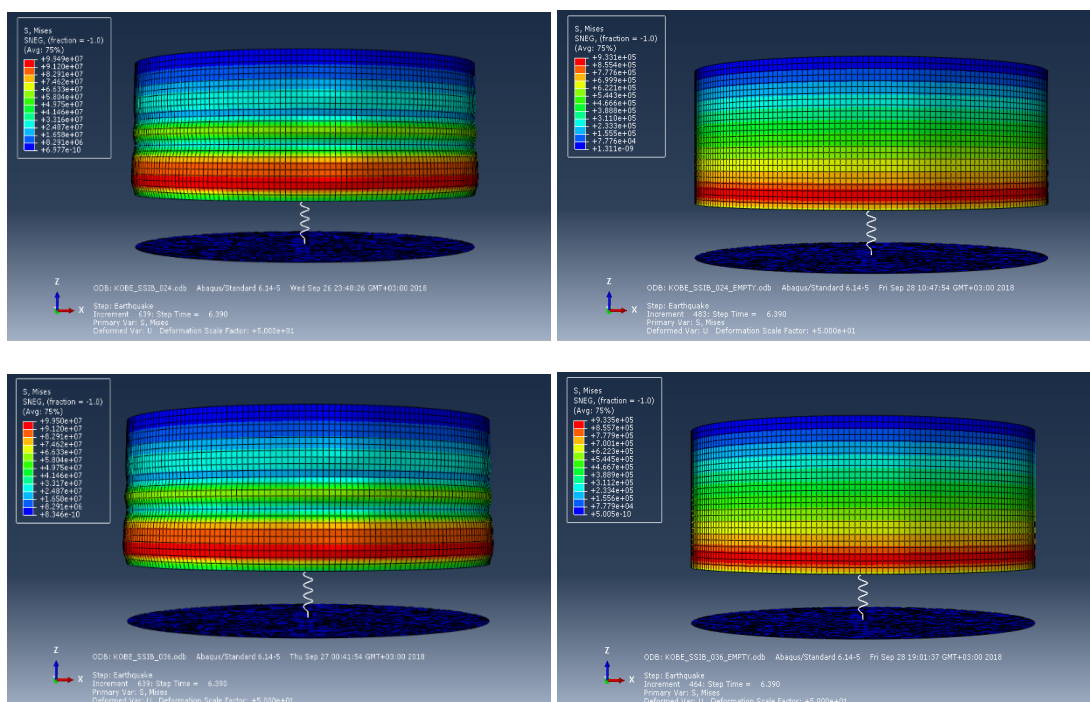
Εικόνα 6.46: Παραμόρφωση από τον σεισμό Loma Prieta για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.47: Παραμόρφωση από τον σεισμό Cape Mendocino για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.48: Παραμόρφωση από τον σεισμό Northridge για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.49: Παραμόρφωση από τον σεισμό Kobe για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).

Όπως και στο πακτωμένο στη βάση προσομοίωμα, έτσι και σε αυτήν την περίπτωση, η αστοχία παρατηρείται μόνο στις περιπτώσεις όπου η δεξαμενή είναι πλήρης από υγρό, τόσο για $SA=0.24$ g, όσο και για $SA=0.36$ g. Στις περιπτώσεις όπου η δεξαμενή είναι άδεια

δεν παρατηρείται κάποιου είδους αστοχία. Οι παραμορφώσεις όπως φαίνεται και από τις εικόνες, είναι περίπου τις ίδιες έκτασης σε κάθε περίπτωση, παρόλο που οι τάσεις στις περιπτώσεις όπου $SA=0.36$ g είναι μεγαλύτερες. Ο συντελεστής κλιμάκωσης που χρησιμοποιήθηκε για το συγκεκριμένο προσομοίωμα είναι 50.

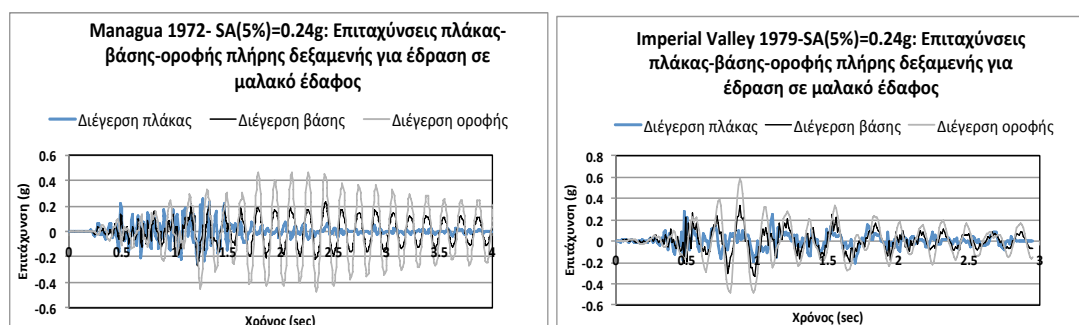
6.4.3 Αναλύσεις στο εδραζόμενο σε μαλακή εδαφική στρώση προσομοίωμα.

6.4.3.1 Διερεύνηση επιταχύνσεων

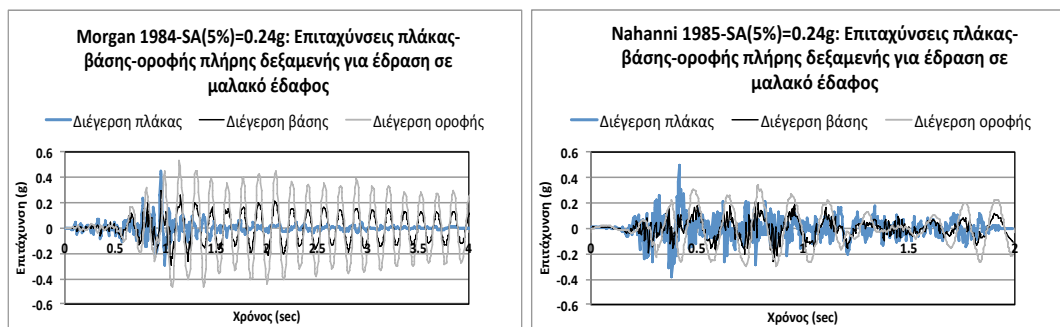
Εξετάζοντας τις χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων που προέκυψαν από τις αναλύσεις στο προσομοίωμα που εδράζεται σε μαλακό έδαφος, παρατηρείται η ενίσχυση της επιτάχυνσης του σεισμού στις περισσότερες περιπτώσεις, όταν αυτός φτάνει στη βάση της δεξαμενής. Σε κάποιους σεισμούς η ενίσχυση κυμαίνεται σε χαμηλά όρια, περίπου στο 2%, ενώ σε κάποιους άλλους φτάνει έως και το 230%. Η ενίσχυση αυτή οφείλεται στην παρουσία της μαλακής εδαφικής στρώσης. Ακόμα παρατηρείται ότι η ενίσχυση της επιτάχυνσης αρχίζει και εντίνεται μετά το πρώτο δευτερόλεπτο του σεισμού, ενώ στη συνέχεια, μετά την εμφάνιση της μέγιστης επιτάχυνσης, αρχίζει η απόσβεσή της.

Παρόλα αυτά, παραμένει σε υψηλότερες τιμές από ότι την αντίστοιχη που εφαρμόζεται στο βραχώδες υπόβαθρο (πλάκα), η οποία αποτελεί τον αρχικό σεισμό που εισάγεται (input). Στους σεισμούς Morgan και Nahanni, που χαρακτηρίζονται από πυκνό συχνοτικό περιεχόμενο, η ενίσχυση αυτή δεν παρουσιάζεται. Ως γενικότερο συμπέρασμα που εξάγεται είναι ότι όσο πιο μικρό είναι το συχνοτικό περιεχόμενο ενός σεισμού, τόσο μεγαλύτερη είναι η ενίσχυση του σεισμού σε μια μαλακή εδαφική στρώση. Για σεισμικά γεγονότα με μεγάλο συχνοτικό περιεχόμενο η ενίσχυση αυτή δεν παρουσιάζεται. Αντίθετα, υπάρχει μικρή απομείωση του σεισμικού κραδασμού.

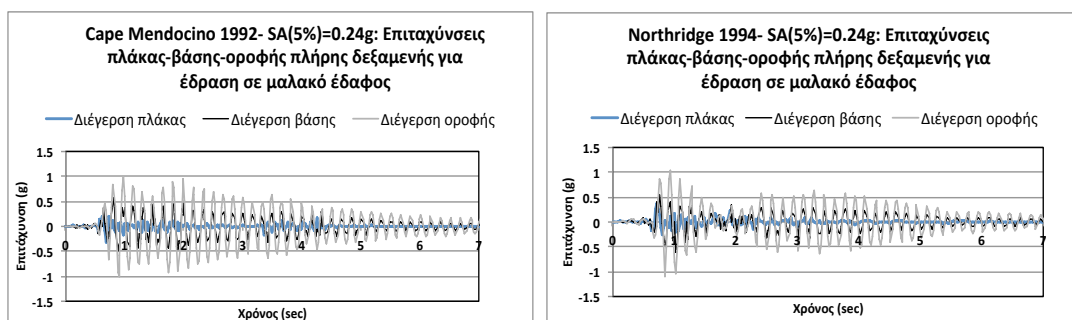
Φασματική επιτάχυνση $SA(0.160, 5\%)=0.24$ g-πλήρης δεξαμενή



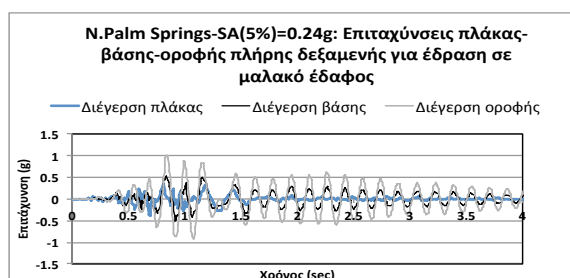
Εικόνα 6.50: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Managua (αριστερά) & Imperial Valley (δεξιά).



Εικόνα 6.51: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Morgan (αριστερά) & Nahanni (δεξιά).

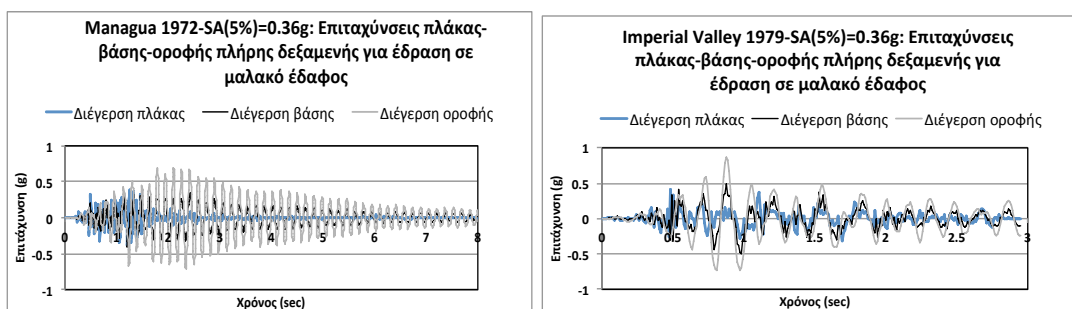


Εικόνα 6.52: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).

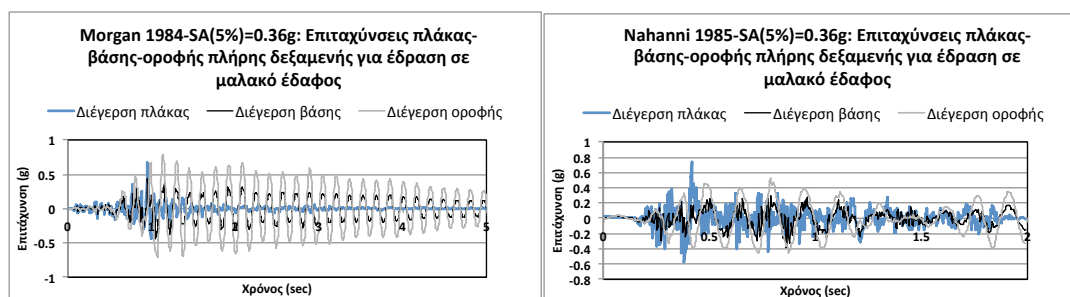


Εικόνα 6.53: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού N. Palm Springs.

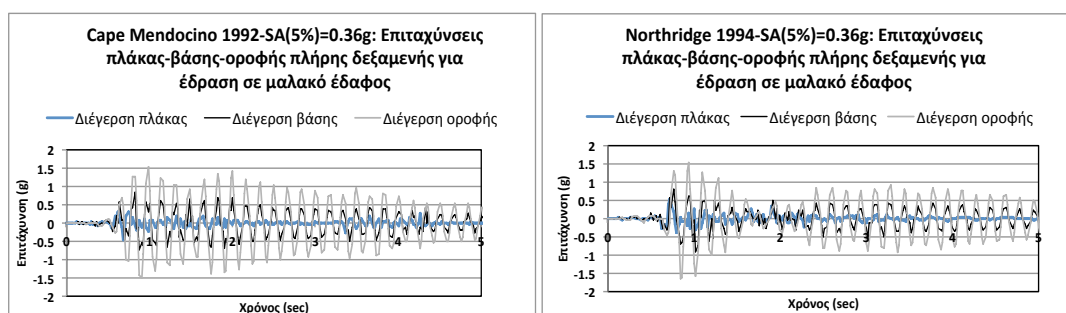
Φασματική επιτάχυνση $SA(0.160, 5\%)=0.36$ g πλήρους δεξαμενής



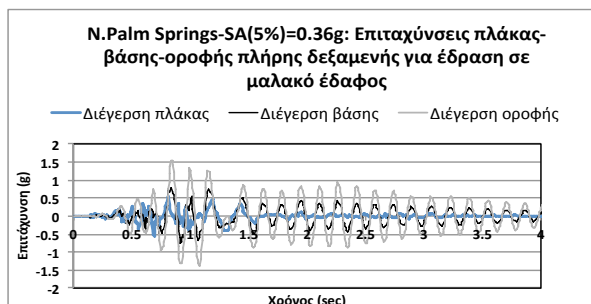
Εικόνα 6.54: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.36$ g του σεισμού Managua (αριστερά) & Imperial Valley (δεξιά).



Εικόνα 6.55: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.36$ g του σεισμού Morgan (αριστερά) & Nahanni (δεξιά).

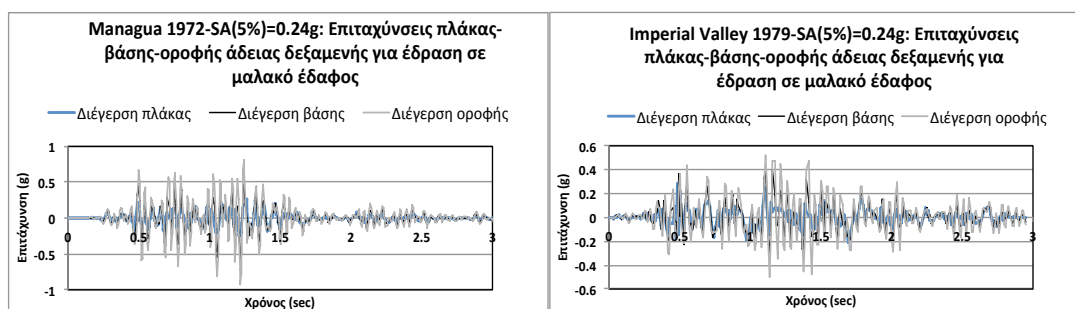


Εικόνα 6.56: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.36$ g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).

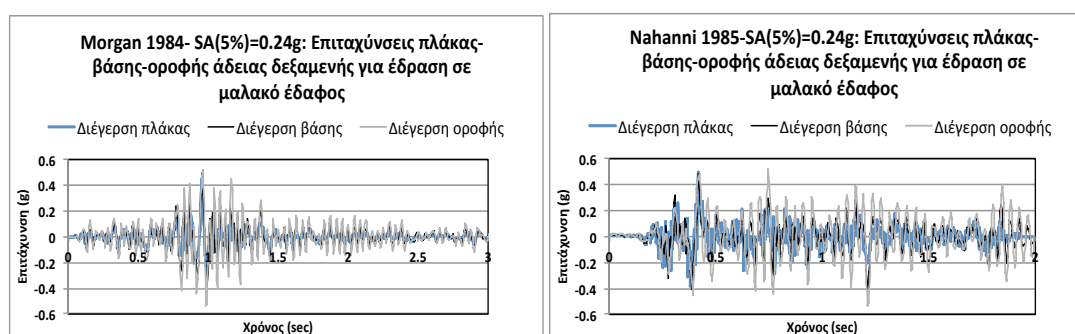


Εικόνα 6.57: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής πλήρης δεξαμενής για $SA=0.36$ g του σεισμού N. Palm Springs.

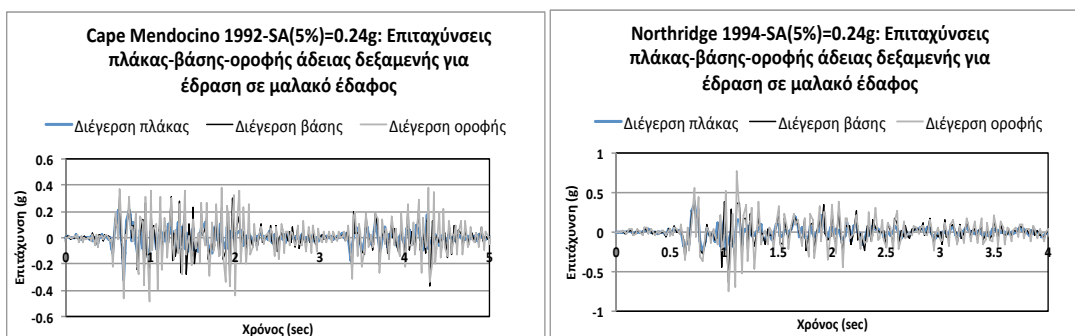
Το ίδιο φαινόμενο παρατηρείται και για τις επιταχύνσεις στην οροφή της δεξαμενής, οι οποίες εμφανίζονται μεγαλύτερες τόσο από τις αντίστοιχες του βραχώδους υποβάθρου, όσο και από αυτές της βάσης της δεξαμενής. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται για όλους τους σεισμούς εκτός από τον Nahanni, ο οποίος χαρακτηρίζεται από ιδιαίτερα μεγάλο συχνοτικό περιεχόμενο και για φασματική επιτάχυνση 0.24 g και 0.36 g. Όπως και στις χρονοϊστορίες επιταχύνσεων της βάσης, έτσι και σε αυτές της κορυφής η ενίσχυση εμφανίζεται λίγο πριν το πρώτο δευτερόλεπτο, όπου παρουσιάζεται και η μέγιστη τιμή για κάθε σεισμό. Στη συνέχεια, η απόσβεση της επιτάχυνσης με τη πάροδο της χρονικής διάρκειας του σεισμού γίνεται με αργό ρυθμό για την πλήρη δεξαμενή. Το ίδιο συμβαίνει και για τις επιταχύνσεις στη βάση, γεγονός που πιθανόν οφείλεται στην παρουσία υγρού εντός της δεξαμενής και τη μεταξύ τους αλληλεπίδραση.

Φασματική επιτάχυνση $SA(0.160, 5\%)=0.24$ g άδειας δεξαμενής

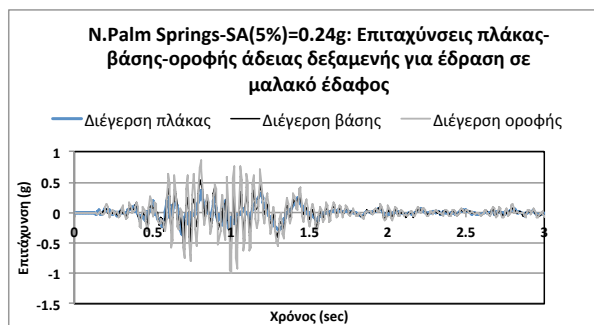
Εικόνα 6.58: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Managua (αριστερά) & Imperial Valley (δεξιά).



Εικόνα 6.59: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Morgan (αριστερά) & Nahanni (δεξιά).

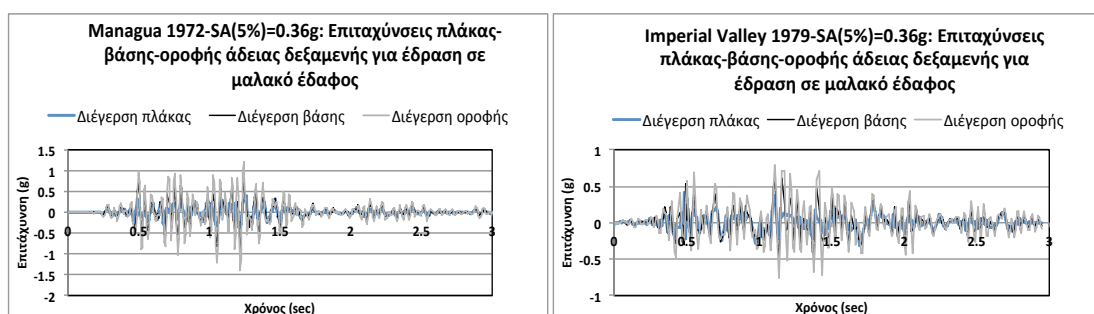


Εικόνα 6.60: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για $SA=0.24$ g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).

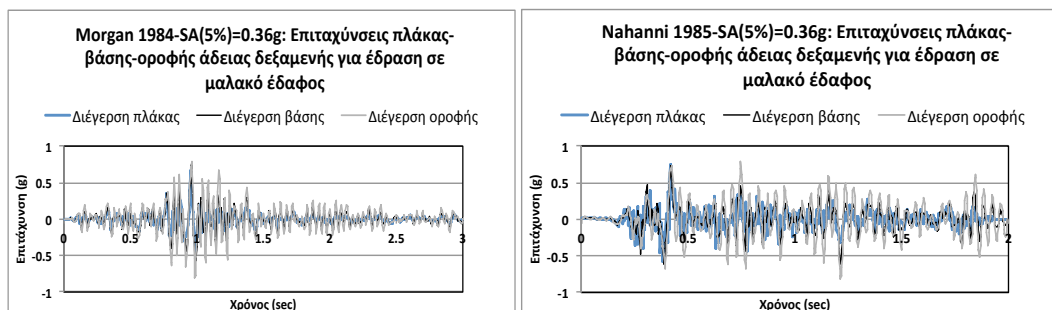


Εικόνα 6.61: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.24 g του σεισμού N. Palm Springs.

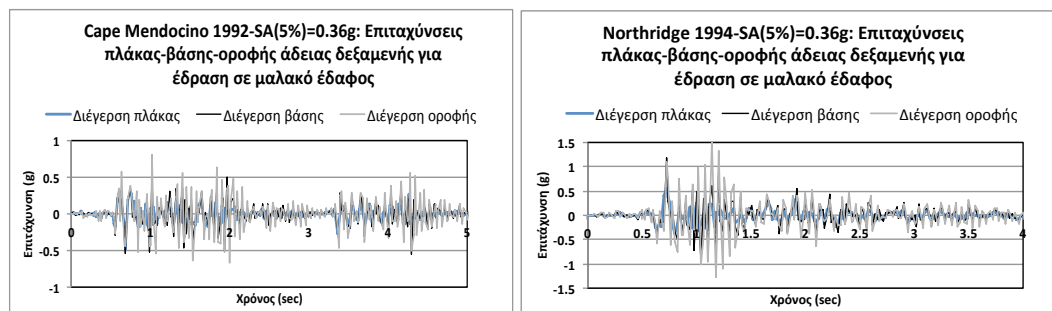
Φασματική επιτάχυνση SA(0.160, 5%)=0.36 g άδειας δεξαμενής



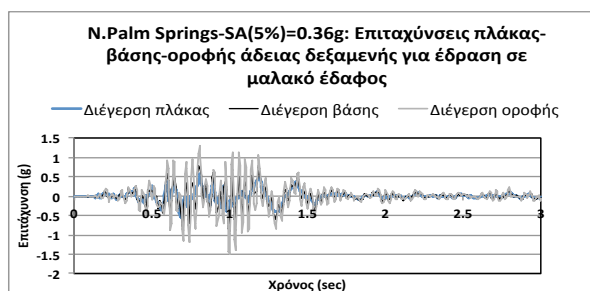
Εικόνα 6.62: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Managua (αριστερά) & Imperial Valley (δεξιά).



Εικόνα 6.63: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Morgan (αριστερά) & Nahanni (δεξιά).



Εικόνα 6.64: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδεια δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού Cape Mendocino (αριστερά) & Northridge (δεξιά).



Εικόνα 6.65: Χρονοϊστορία επιτάχυνσης πλάκας-βάσης-οροφής άδειας δεξαμενής για SA=0.36 g του σεισμού N. Palm Springs.

Προσομοίωμα εδραζόμενο σε μαλακή εδαφική στρώση: Μέγιστες τιμές επιτάχυνσης πλάκας- βάσης-οροφής							
Σεισμικό γεγονός	Παράμετρος	Επιτάχυνση πλάκας (g)	Επιτάχυνση βάσης (g)	Επιτάχυνση οροφής (g)	Συντελεστής ενίσχυσης πλάκας-βάσης	Συντελεστής ενίσχυσης βάσης-οροφής	Συντελεστής ενίσχυσης πλάκας-οροφής
Managua-1972	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,26	0,27	0,47	1,07	1,74	1,85
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,26	0,60	0,93	2,36	1,54	3,63
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,38	0,41	0,71	1,07	1,74	1,86
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,38	0,93	1,39	2,43	1,49	3,63
Imperial Valley-1979	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,28	0,33	0,58	1,18	1,75	2,08
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,28	0,40	0,52	1,45	1,29	1,87
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,42	0,50	0,87	1,19	1,75	2,08
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,42	0,60	0,78	1,45	1,29	1,87
Morgan-1984	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,44	0,29	0,53	0,66	1,80	1,19
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,44	0,52	0,54	1,17	1,04	1,21
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,67	0,44	0,80	0,66	1,81	1,20
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,67	0,78	0,80	1,17	1,04	1,21
Nahanni-1985	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,49	0,26	0,34	0,53	1,33	0,70
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,49	0,49	0,54	0,99	1,10	1,10
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,74	0,39	0,52	0,53	1,32	0,70
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,74	0,74	0,81	0,99	1,10	1,10
Cape Mendocino-1992	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,32	0,57	1,01	1,77	1,78	3,16
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,32	0,37	0,49	1,14	1,33	1,52
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,48	0,85	1,52	1,77	1,78	3,16
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,48	0,55	0,81	1,14	1,48	1,69
Northridge-1994	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,36	0,61	1,09	1,66	1,80	2,99
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,36	0,64	0,76	1,74	1,19	2,08
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,55	0,91	1,65	1,66	1,81	3,01
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,55	1,17	1,50	2,14	1,28	2,75
Palm Springs-1986	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,38	0,54	1,04	1,40	1,94	2,72
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,38	0,60	1,00	1,57	1,66	2,60
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,58	0,80	1,57	1,40	1,95	2,72
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,58	0,90	1,49	1,57	1,66	2,59

Πίνακας 6.12: Μέγιστες τιμές επιταχύνσεων πλάκας- βάσης-οροφής για το εδραζόμενο σε εδαφική στρώση προσομοίωμα.

Στα γραφήματα παρουσιάζονται οι επιταχύνσεις στο βραχύδες υπόβαθρο, στη βάση της δεξαμενής και στην οροφή, στη περίπτωση άδειας δεξαμενής για φασματικές επιταχύνσεις 0.24 g και 0.36 g. Αρχικά, παρατηρείται ότι οι τιμές των επιταχύνσεων για

φασματική επιτάχυνση 0.36 g είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για 0.24 g. Πρόκειται ουσιαστικά για τρεις ίδιες χρονοϊστορίες σε ότι αφορά τη μορφή, με τις τιμές όμως για τη βάση και την οροφή να παρουσιάζονται ενισχυμένες στις περισσότερες των περιπτώσεων.

Όπως και στα γραφήματα για πλήρη δεξαμενή, έτσι και στην περίπτωση της άδειας δεξαμενής η ενίσχυση του σεισμού στη μαλακή εδαφική στρώση γίνεται εντονότερη όταν ο σεισμός παρουσιάζει μικρό συχνοτικό περιεχόμενο, ενώ αρχίζει να παρατηρείται κοντά στο πρώτο δευτερόλεπτο του σεισμού. Ο σεισμός Nahanni είναι και πάλι ο μοναδικός όπου η χρονοϊστορία των επιταχύνσεων της βάσης της δεξαμενής σχεδόν συμπίπτει με αυτή του βραχώδους υποβάθρου. Σε ότι αφορά τις υπόλοιπες σεισμικές καταγραφές παρατηρείται έστω και ελάχιστη ενίσχυση από το βραχώδες υπόβαθρο στη βάση και από τη βάση στην οροφή. Από τις παραπάνω χρονοϊστορίες συμπεραίνεται επίσης ότι σε ότι αφορά την ενίσχυση στην οροφή, αυτή παρουσιάζεται εμφανώς μεγαλύτερη από ότι στη βάση της δεξαμενής. Η ενίσχυση στην οροφή παρατηρείται για όλα τα σεισμικά γεγονότα. Η απόσβεση, σε σύγκριση με την περίπτωση της πλήρους δεξαμενής πραγματοποιείται με γρήγορο ρυθμό όσο μειώνονται οι τιμές της επιτάχυνσης στις χρονοϊστορίες.

Στον Πίνακα 6.12 παρουσιάζονται οι μέγιστες τιμές επιταχύνσεων που αφορούν το εδραζόμενο σε εδαφική στρώση προσομοίωμα, για όλες τις παραμέτρους όπου αυτές ερευνήθηκαν. Παρατηρώντας τις μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων πλάκας και βάσης της δεξαμενής καθώς και τους αντίστοιχους συντελεστές ενίσχυσης (amplification factors), εξακριβώνεται το συμπέρασμα ότι για σεισμούς με μεγάλο συχνοτικό περιεχόμενο δεν παρουσιάζεται ενίσχυση.

Επίσης, από τον Πίνακα 6.12 γίνεται ευκολότερα αντιληπτό ότι στην περίπτωση άδειας δεξαμενής η ενίσχυση του σεισμού είναι μεγαλύτερη από ότι για μια πλήρη δεξαμενή με υγρό. Στις αναλύσεις όπου πραγματοποιήθηκαν προέκυψε ότι ο σεισμός που παρουσιάζει τη μεγαλύτερη ενίσχυση, είναι ο Managua για $SA=0.36$ g στην περίπτωση της άδειας δεξαμενής. Ο συντελεστής ενίσχυσης είναι ίσος με 2,43, και ουσιαστικά επιτυγχάνεται μεγέθυνση της επιτάχυνσης από 0.38 g που εισάγεται στο βραχώδες υπόβαθρο, σε 0.93 g που φτάνει στη βάση της δεξαμενής. Αντίθετα συντελεστή απομείωσης (deamplification factor) ίσο με 0,53 παρουσιάζει ο σεισμός Nahanni για $SA=0.24$ g και πλήρη από υγρό δεξαμενή. Στη συγκεκριμένη περίπτωση η μέγιστη επιτάχυνση πέφτει από 0.74 g σε 0.39 g στη βάση της δεξαμενής.

Στη διερεύνηση της ενίσχυσης του σεισμού από τη βάση της δεξαμενής στην οροφή, βρέθηκε ότι η ενίσχυση αυτή είναι μεγαλύτερη για πλήρεις δεξαμενές. Αυτό οφείλεται στην αλληλεπίδραση υγρού-ανωδομής. Η μεγαλύτερη ενίσχυση από τη βάση στην οροφή παρουσιάζεται για το σεισμό N. Palm Springs για $SA=0.36$ g στην περίπτωση πλήρους δεξαμενής. Ο συντελεστής ενίσχυσης είναι ίσος με 1.95 και η επιτάχυνση από τη βάση έως την οροφή αλλάζει από 0.80 g σε 1.57 g. Η μικρότερη ενίσχυση παρατηρείται για το σεισμό Morgan για άδεια δεξαμενή και $SA=0.36$ g, με τον συντελεστή να φτάνει το 1,04 και την επιτάχυνση να αλλάζει από 0.78 g σε 0.80 g. Με βάση τον Πίνακα 6.12 πραγματοποιείται

ενίσχυση της επιτάχυνσης από τη βάση της δεξαμενής στην οροφή για όλες τις σεισμικές καταγραφές.

Προσομοίωμα εδραζόμενο σε μαλακή εδαφική στρώση: Μέγιστες τιμές μετακίνησης				
πλάκας- βάσης- οροφής				
Σεισμικό γεγονός	Παράμετρος	Μετακινήσεις πλάκας (mm)	Μετακίνηση βάσης (mm)	Μετακίνηση οροφής (mm)
Managua- 1972	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,64	0,65	0,65
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,64	0,64	0,64
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,86	0,88	0,88
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,86	0,86	0,86
Imperial Valley- 1979	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	9,86	9,90	9,90
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	9,86	9,86	9,86
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	14,87	14,93	14,93
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	14,87	14,87	14,87
Morgan- 1984	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,65	0,68	0,68
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,65	0,65	0,65
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,92	0,97	0,97
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,92	0,92	0,92
Nahanni- 1985	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	0,19	0,22	0,22
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	0,19	0,19	0,19
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	0,29	0,34	0,34
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	0,29	0,29	0,29
Cape Mendocino- 1992	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	28,48	28,52	28,52
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	28,48	28,48	28,48
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	42,94	43,00	43,00
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	42,94	42,94	42,94
Northridge- 1994	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	24,07	24,08	24,08
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	24,07	24,07	24,07
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	35,94	35,95	35,95
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	35,94	35,94	35,94
Palm Springs- 1986	SA(5%)=0.24g- Πλήρης	1,44	1,50	1,50
	SA(5%)=0.24g- Άδεια	1,44	1,44	1,44
	SA(5%)=0.36g- Πλήρης	2,18	2,27	2,27
	SA(5%)=0.36g- Άδεια	2,18	2,18	2,18

Πίνακας 6.13: Μέγιστες τιμές μετακινήσεων πλάκας-βάσης-οροφής για το εδραζόμενο σε εδαφική στρώση προσομοίωμα.

Εξετάζοντας την συνολική ενίσχυση η απομείωση που παρουσιάζει το προσομοίωμα από την πλάκα του βραχώδους υποβάθρου έως την οροφή της δεξαμενής, με βάση τον Πίνακα 6.12 προκύπτει ότι ο μοναδικός σεισμός που παρουσιάζει απομείωση είναι ο Nahanni για SA=0.36 g στην κατάσταση όπου η δεξαμενή είναι πλήρης από υγρό. Στο συγκεκριμένο σεισμικό γεγονός η μέγιστη επιτάχυνση βάσης φτάνει το 0.74 g, ενώ η αντίστοιχη στην οροφή το 0.52 g. Επομένως παρουσιάζεται συντελεστής απομείωσης ίσος με 0.70. Από τα υπόλοιπα σεισμικά γεγονότα μικρότερη ενίσχυση παρουσιάζει και πάλι ο Nahanni για άδεια δεξαμενή και SA=0.36 g με συντελεστή ενίσχυσης 1.10, όπου η μέγιστη επιτάχυνση μεγενθύνεται από 0.74 g σε 0.81 g. Μεγαλύτερος συντελεστής ενίσχυσης ίσος με 3.63, προκύπτει για το σεισμό Managua στη περίπτωση άδειας δεξαμενής και SA=0.24 g. Στην περίπτωση αυτή, η μέγιστη επιτάχυνση ενισχύεται από 0.26 g σε 0.93 g.

6.4.3.2 Διερεύνηση μετακινήσεων

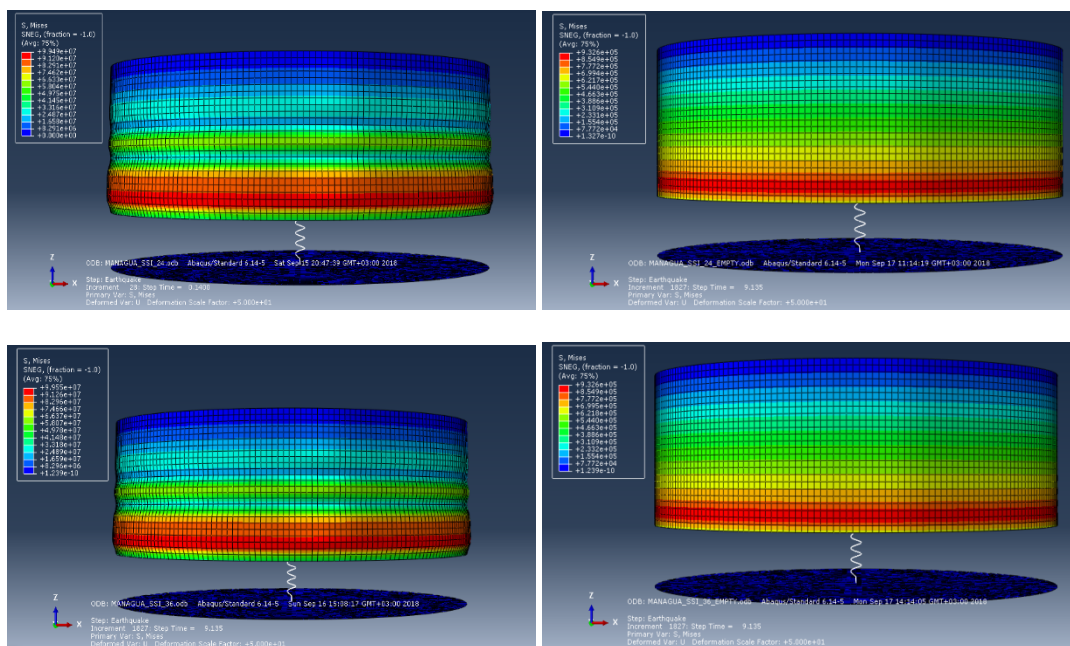
Στον Πίνακα 6.13 παρουσιάζονται οι μέγιστες μετακινήσεις της δεξαμενής στο κάθε σεισμικό γεγονός, που αφορούν την πλάκα προσομοίωσης του βραχώδους υποβάθρου, τη βάση της δεξαμενής και την οροφή της. Αρχικά όπως είναι αναμενόμενο, οι τιμές στην πλάκα όπου εφαρμόζεται ο σεισμός είναι ίδιες στην πλήρη και στην άδεια δεξαμενή σε κάθε μια από τις φασματικές επιταχύνσεις που εξετάζονται, λόγω του ότι εφαρμόζεται ο ίδιος σεισμός.

Όπως παρατηρείται από τις μέγιστες τιμές υπάρχουν διαφοροποιήσεις στη μετακίνηση όταν η δεξαμενή είναι πλήρης από υγρό. Η παρουσία της μαλακής εδαφικής στρώσης ενισχύει τις μετακινήσεις της δεξαμενής, οι οποίες στη βάση εμφανίζονται ελάχιστα αυξημένες από ότι στο βραχώδες υπόβαθρο. Η μεγαλύτερη ενίσχυση επιτυγχάνεται για το σεισμό N. Palm Springs για $SA=0.36\text{ g}$ όπου υπάρχει αύξηση της τάξης των 0.08 mm , από 2.18 mm όπου μετακινείται η πλάκα σε 2.27 mm που είναι η μετακίνηση της βάσης δεξαμενής. Αντίστοιχα, η μικρότερη ενίσχυση παρουσιάζεται στον σεισμό Managua για $SA=0.36\text{ g}$ και είναι της τάξης του 0.01 mm , από 0.64 mm που είναι στην πλάκα σε 0.65 mm που μετακινείται η βάση της δεξαμενής.

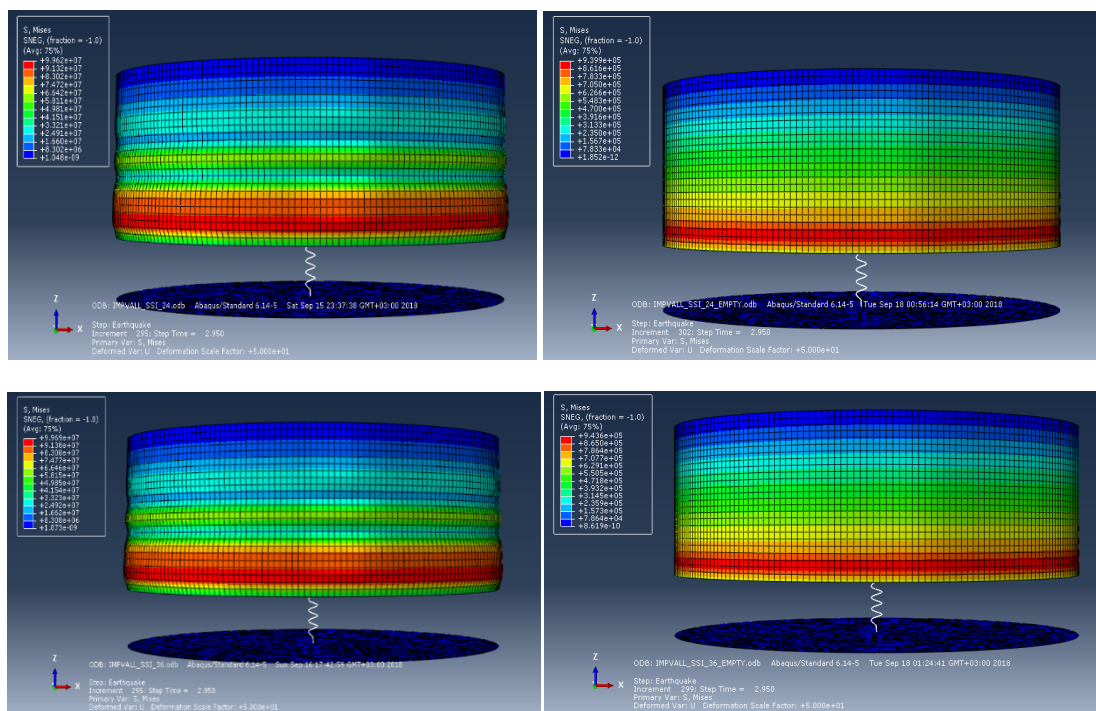
Όπως φαίνεται από τον πίνακα μεγίστων τιμών, οι μετακινήσεις της βάσης της δεξαμενής και της οροφής δεν διαφοροποιούνται σε καμία περίπτωση. Υπάρχουν βέβαια διαφορές στις τιμές που αφορούν το τέταρτο ή πέμπτο δεκαδικό ψηφίο, οι οποίες όμως όπως και στο πακτωμένο προσομοίωμα και στο προσομοίωμα με σεισμική μόνωση θεωρούνται αμελητέες. Ακόμα, παρατηρείται ότι τις μεγαλύτερες μετακινήσεις στη δεξαμενή τις προκαλούν οι σεισμοί με μικρό συχνотικό περιεχόμενο (Cape Mendocino, Northridge, Imperial Valley). Αντίθετα σεισμοί με πυκνές χρονοϊστορίες επιτάχυνσης παρουσιάζουν μικρότερες μετακινήσεις. Επίσης όπως είναι αναμενόμενο οι μετακινήσεις για $SA=0.36\text{ g}$ είναι μεγαλύτερες από ότι για $SA=0.24\text{ g}$. Όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, ο σεισμός που δίνει τη μεγαλύτερη μετακίνηση της τάξης των 43 mm στη δεξαμενή, είναι ο Cape Mendocino για $SA=0.36\text{ g}$ και πλήρη δεξαμενή. Από την άλλη πλευρά, η μικρότερη μετακίνηση προκύπτει για τον σεισμό Nahanni, στην περίπτωση άδειας δεξαμενής και $SA=0.24\text{ g}$ και είναι ίση με μόλις 0.19 mm .

6.4.3.3 Αστοχίες δεξαμενής

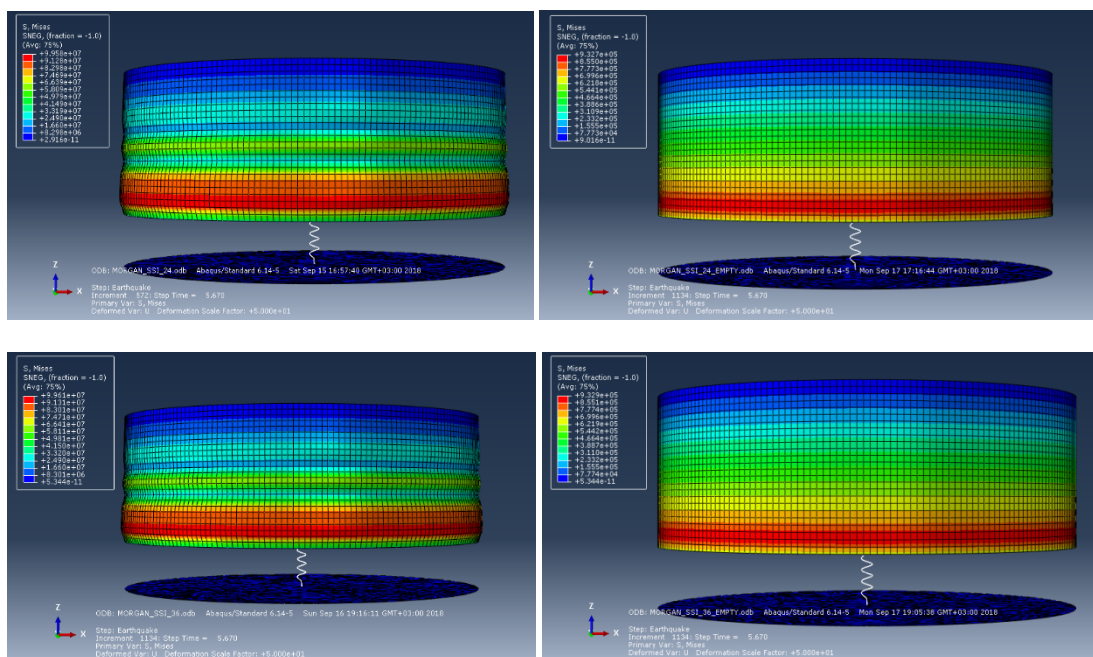
Στις παρακάτω λήψεις απεικονίζονται οι αστοχίες που δημιουργούνται στη δεξαμενή, σύμφωνα με το απλοποιητικό προσομοίωμα, το οποίο εδράζεται σε στρώση μαλακού εδάφους. Για την καλύτερη απεικόνιση των αστοχιών λήφθηκαν υπόψη οι τάσεις "Von Mises", όπως ακριβώς και στα προηγούμενα προσομοιώματα.



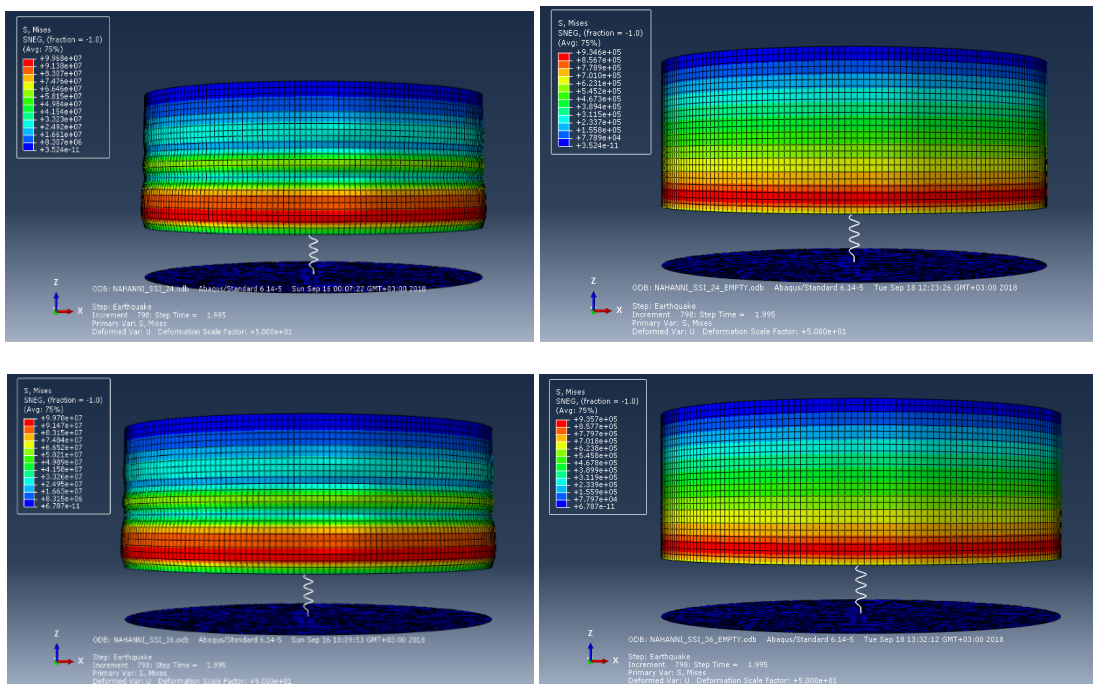
Εικόνα 6.66: Παραμόρφωση από το σεισμό Managua για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



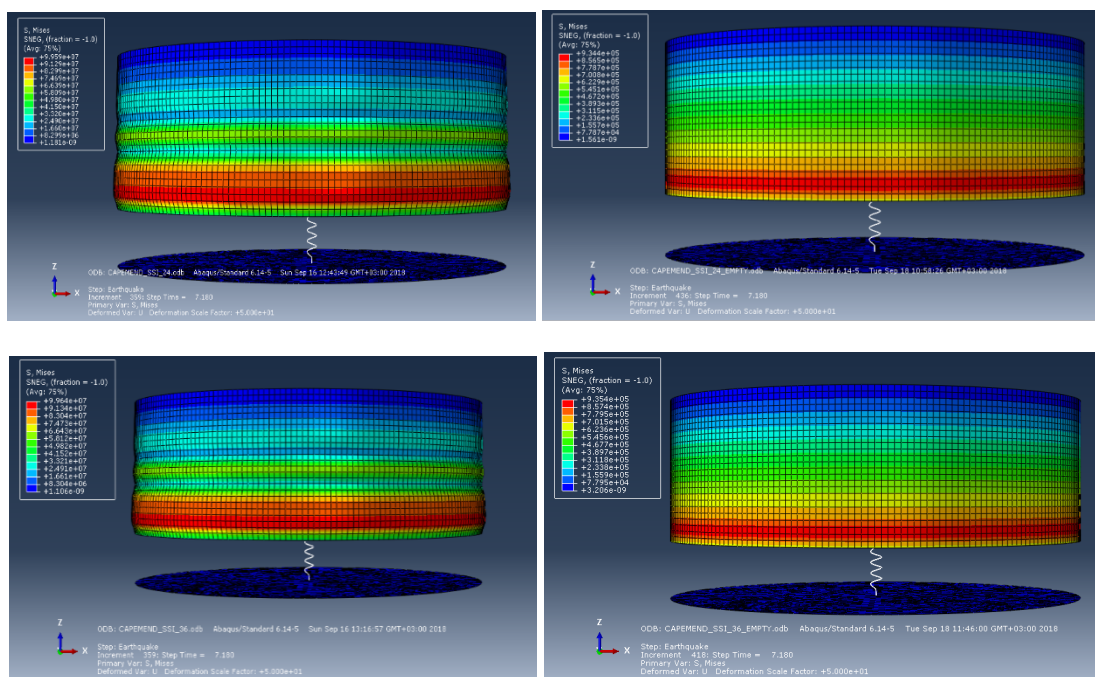
Εικόνα 6.67: Παραμόρφωση από το σεισμό Imperial Valley για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



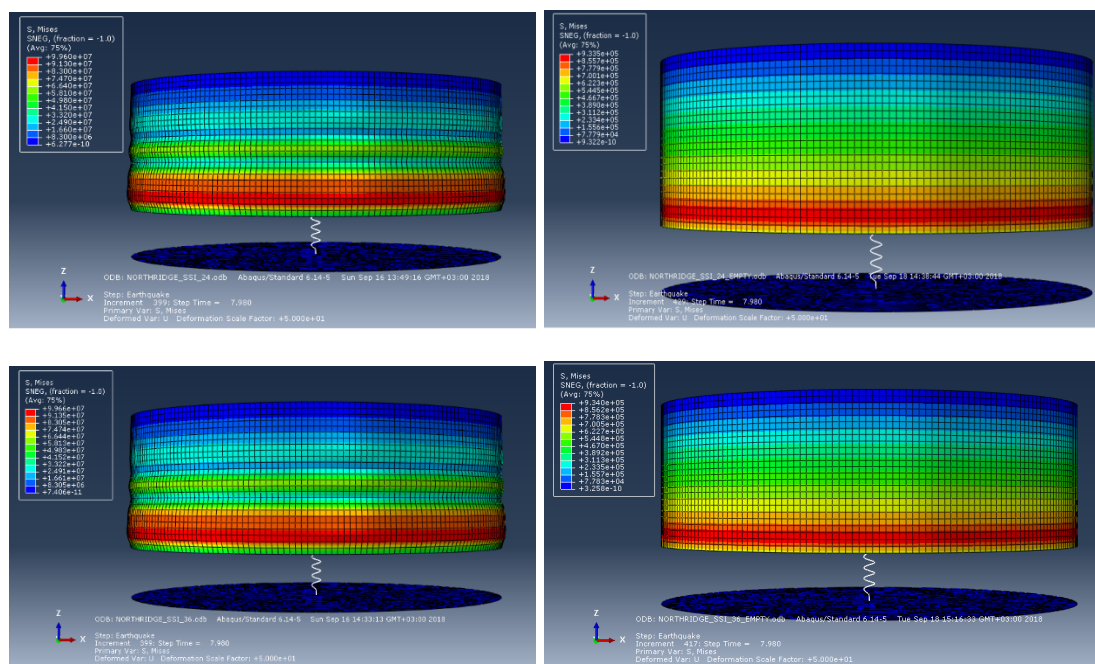
Εικόνα 6.68: Παραμόρφωση από το σεισμό Morgan για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για SA=0.24 g και SA=0.36 g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



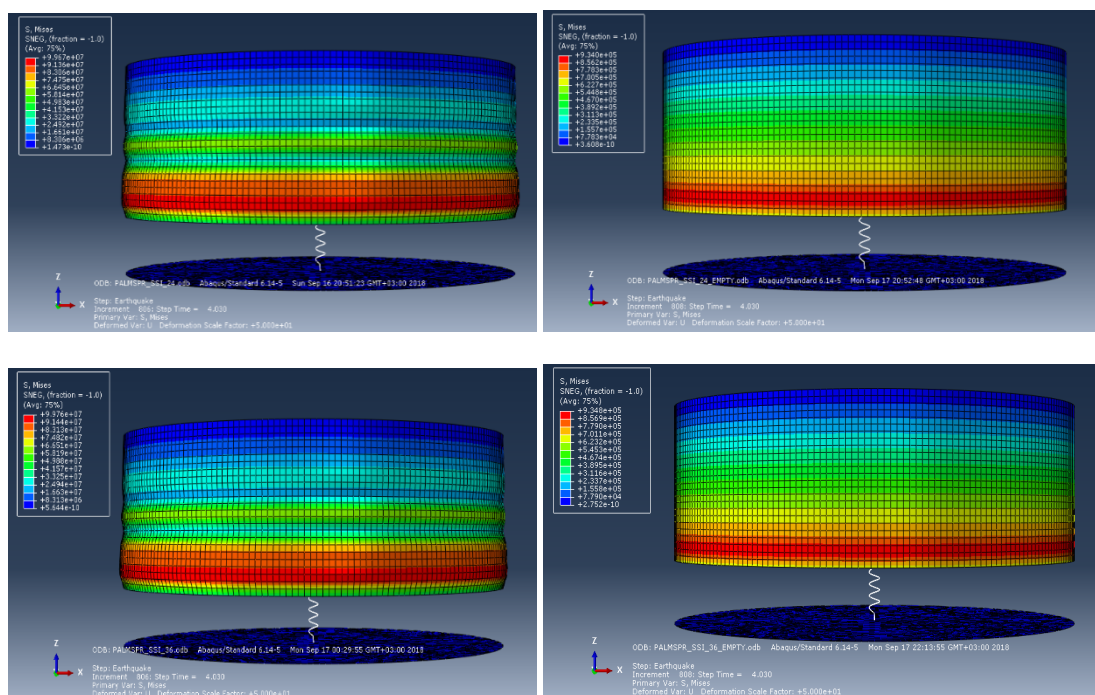
Εικόνα 6.69: Παραμόρφωση από το σεισμό Nahanni για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για SA=0.24 g και SA=0.36 g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.70: Παραμόρφωση από το σεισμό Cape Mendocino για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.71: Παραμόρφωση από το σεισμό Northridge για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).



Εικόνα 6.72: Παραμόρφωση από το σεισμό N. Palm Springs για πλήρη και άδεια δεξαμενή, για $SA=0.24$ g και $SA=0.36$ g αντίστοιχα (από αριστερά προς δεξιά-από πάνω προς τα κάτω).

Από τις Εικόνες 6.66 έως 6.72 παρατηρείται ότι η αστοχία που λαμβάνει χώρα στη δεξαμενή για όλα τα σεισμικά γεγονότα είναι ο ελαστοπλαστικός λυγισμός (elephant foot). Η αστοχία παρουσιάζεται και πάλι στα χαμηλότερα τοιχώματα της δεξαμενής με τη μορφή εξογκώματος του κελύφους της δεξαμενής. Όπως και στο πακτωμένο προσομοίωμα, έτσι και σε αυτό, η αστοχία αυτή εμφανίζεται μόνο όταν η δεξαμενή είναι πλήρης από υγρό τόσο για $SA=0.24$ g όσο και για $SA=0.36$ g. Στην περίπτωση άδειας δεξαμενής τότε αυτή δεν παρουσιάζει παραμορφώσεις. Το φαινόμενο όπως προαναφέρθηκε οφείλεται στην παρουσία υγρού εντός της δεξαμενής, το οποίο αυξάνει τη σεισμική τρωτότητά της. Όπως φαίνεται από τις εικόνες, οι αστοχίες για πλήρη δεξαμενή είναι περίπου της ίδιας έκτασης για $SA=0.24$ g και για $SA=0.36$ g. Το συμπέρασμα αυτό προκύπτει από την παραμόρφωση που απεικονίζεται στη κάθε περίπτωση για τον κάθε σεισμό, αλλά και από τις τιμές των τάσεων στο κέλυφος της δεξαμενής.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΗ ΕΡΕΥΝΑ

7.1 Συμπεράσματα

Στο πλαίσιο της παρούσας διπλωματικής εργασίας πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις με σκοπό τη διερεύνηση του προβλήματος της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής στη σεισμική καταπόνηση των δεξαμενών αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου. Η διερεύνηση πραγματοποιήθηκε με κατάλληλα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων για διάφορες παραμέτρους που αφορούσαν τη στάθμη του υγρού εντός της δεξαμενής, αλλά και τη φασματική επιτάχυνση, ενώ λήφθηκε υπόψη και η επίδραση της μη-γραμμικότητας. Με βάση λοιπόν την επεξεργασία των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από τις αναλύσεις και παρατέθηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο, αλλά και από τη μελέτη της υφιστάμενης συναφούς βιβλιογραφίας από προηγούμενες έρευνες που πραγματοποιήθηκαν σχετικά με τη δυναμική απόκριση για τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών καυσίμων, προέκυψαν τα παρακάτω συμπεράσματα:

- Η συμπεριφορά των δεξαμενών κατά τη διάρκεια ενός ισχυρού σεισμού είναι αρκετά διαφορετική και εμφανίζει ιδιαιτερότητες σε σύγκριση με τις υπόλοιπες κατασκευές και κυρίως τα κτίρια.
- Η αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής και η αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής, είναι παράγοντες που ενδέχεται να επηρεάσουν σημαντικά τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης αλλά και την απόκριση μιας δεξαμενής. Συνήθως, οι χρονοϊστορίες που προκύπτουν τόσο για πλήρη, όσο και για άδεια δεξαμενή, παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές και διαφοροποιήσεις στη μορφή και το συχνотικό περιεχόμενο σε σχέση με τις επιβαλλόμενες χρονοϊστορίες επιταχύνσεων.

- Η ενίσχυση ή μη της σεισμικής διέγερσης καθ' ύψος της δεξαμενής, αλλά και η απόσβεση της σεισμικής ενέργειας, εξαρτάται τόσο από τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, όσο και από τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά κάθε σεισμού. Η παρουσία μαλακής ή ημιβραχώδους εδαφικής στρώσης στη βάση θεμελίωσης της δεξαμενής δεν συνδέεται πάντα με την ενίσχυση των σεισμικών επιταχύνσεων, ειδικά για σεισμούς με πλούσιο συχνοτικό περιεχόμενο.
- Συνήθως, μια ημιβραχώδης εδαφική στρώση ενισχύει λιγότερο τον σεισμό κραδασμό από μια μαλακή εδαφική στρώση. Δηλαδή, όσο πιο μαλακό είναι το έδαφος, τόσο πιο πολύ επηρεάζει και ενισχύει τις σεισμικές επιταχύνσεις.
- Γενικά, οι επιταχύνσεις στην οροφή μιας δεξαμενής είναι μεγαλύτερες από ότι στη βάση τόσο για πλήρη όσο και για άδεια δεξαμενή, τόσο για έδραση σε βραχώδες υπόβαθρο, όσο και σε μαλακή ή ημιβραχώδη εδαφική στρώση.
- Οι τιμές του συντελεστή δυναμικής ενίσχυσης (amplification factor) της μέγιστης επιτάχυνσης από τη βάση στην οροφή, σε ότι αφορά τις δεξαμενές που εδράζονται σε βράχο ή ημιβραχώδες έδαφος, εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του κάθε σεισμού και είναι διαφορετικές για κάθε σεισμό. Αν η δεξαμενή εδράζεται σε μαλακό έδαφος, τότε η ενίσχυση εξαρτάται ακόμα περισσότερο από το συχνοτικό περιεχόμενο του σεισμού.
- Η αλληλεπίδραση υγρού-δεξαμενής επηρεάζει περισσότερο τις επιταχύνσεις όταν η δεξαμενή εδράζεται σε μαλακή εδαφική στρώση. Σε περίπτωση κατά την οποία η δεξαμενή είναι θεμελιωμένη σε ημιβραχώδες υπέδαφος, τότε η συνεισφορά της είναι σχετικά μικρή, ενώ όταν είναι εδραζόμενη σε βράχο, τότε η συνεισφορά της στην απόσβεση της επιτάχυνσης είναι αμελητέα, καθώς αυτή πραγματοποιείται σε πολύ μικρό χρονικό διάστημα.
- Το ύψος του υγρού εντός της δεξαμενής επηρεάζει την απόσβεση της επιτάχυνσης όταν αυτή εδράζεται σε μαλακή ή ημιβραχώδη εδαφική στρώση, καθώς όταν η δεξαμενή είναι άδεια η απόσβεση είναι ακαριαία. Αντίθετα, στην περίπτωση πλήρους δεξαμενής η απόσβεση γίνεται σε πιο αργούς ρυθμούς.
- Οι μέγιστες τιμές των επιταχύνσεων και των μετακινήσεων της βάσης και της οροφής της δεξαμενής σε κάθε επιταχυνσιογράφημα, όπως ήταν αναμενόμενο, είναι μεγαλύτερες όσο αυξάνεται η φασματική επιτάχυνση, δηλαδή δυσμενέστερες για $SA(T_1, 5\%)=0.36\text{ g}$ από ότι για $SA(T_1, 5\%)=0.24\text{ g}$.
- Για κάθε συγκεκριμένο επίπεδο φασματικής επιτάχυνσης, οι μέγιστες μετακινήσεις της βάσης και της οροφής της δεξαμενής είναι πρακτικά ίδιες για όλες τις κατηγορίες εδάφους σε κάθε σεισμικό γεγονός και δεν εξαρτώνται από το συχνοτικό περιεχόμενο του κάθε σεισμού. Η δεξαμενή συμπεριφέρεται ουσιαστικά ως μια ενιαία κατασκευή, όπου βάση και οροφή έχουν τις ίδιες μετακινήσεις, αφού οι διαφοροποιήσεις είναι μικρής τάξης μεγέθους και θεωρούνται αμελητέες.

- Η κύρια μορφή αστοχίας των πλήρους από υγρό δεξαμενών είναι ο ελαστοπλαστικός λυγισμός (elephant foot). Η αστοχία αυτή παρατηρείται τόσο για έδραση σε βράχο, όσο και για έδραση σε μαλακή ή ημιβραχώδη εδαφική στρώση.
- Οι πλήρεις δεξαμενές αποθήκευσης υγρών καυσίμων καταπονούνται περισσότερο από ότι οι άδειες, δηλαδή η στάθμη του υγρού εντός της δεξαμενής επηρεάζει την τρωτότητά τους.

Διαπιστώνεται λοιπόν, ότι οι τοπικές εδαφικές συνθήκες αλλά και η στάθμη του υγρού εντός της δεξαμενής, είναι παράγοντες που καθορίζουν τόσο τη σεισμική διέγερση όσο και τη δυναμική απόκριση των δεξαμενών αποθήκευσης υδρογονανθράκων και πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό αλλά και την παρακολούθηση/αποτίμηση των δεξαμενών όταν βρίσκονται σε λειτουργία.

7.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Η πλήρης διερεύνηση της επίδρασης της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής στη σεισμική καταπόνηση των δεξαμενών αποθήκευσης υγροποιημένου φυσικού αερίου, είναι προφανώς δύσκολο να καλυφθεί πλήρως στο πλαίσιο μιας διπλωματικής εργασίας. Για τον λόγο αυτό διατυπώνονται στη συνέχεια κάποιες προτάσεις για περαιτέρω εξέταση του θέματος:

- Αρχικά, η παρούσα μελέτη θα μπορούσε να επαναληφθεί με χρήση σύνθετων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων, που θα εξασφαλίζουν την ακριβέστερη προσομοίωση της δεξαμενής αλλά και του υπεδάφους. Με τη χρήση των προσομοιωμάτων αυτών θα επιτευχθεί καλύτερη εκτίμηση των εντατικών μεγεθών και κατ' επέκταση καλύτερη εκτίμηση της δυναμικής απόκρισης της δεξαμενής.
- Υπάρχει επιπλέον ανάγκη για πληρέστερη προσομοίωση στη δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής και την εξαγωγή ασφαλέστερων συμπερασμάτων. Ειδικά, για την περίπτωση δεξαμενών με διαφορετική γεωμετρία και διαστάσεις (σύγκριση δεξαμενών με διαφορετικό λόγο ύψους/ακτίνας) αλλά και για τις υπόλοιπες κατηγορίες εδαφών.
- Ακόμα, η διερεύνηση θα μπορούσε να επεκταθεί περισσότερο σε ότι αφορά τα μεγέθη των τάσεων και παραμορφώσεων στο κέλυφος της δεξαμενής, λαμβάνοντας υπόψη και την επίδραση του κυματισμού που αναπτύσσεται στις πλήρεις δεξαμενές, καθώς και την εξαγωγή καμπυλών σεισμικής τρωτότητας σε κάθε περίπτωση.
- Επιπρόσθετα, θα μπορούσε να μελετηθεί η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής σε δεξαμενές που περιέχουν σεισμική μόνωση στη βάση τους, για τις διάφορες εδαφικές κατηγορίες που προβλέπει ο Ευρωκώδικας 8.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

Ελληνική βιβλιογραφία

- ΕΑΚ2000 (2001). *Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός.*, Υπουργείο Δημοσίων Έργων, Αθήνα.
- ΕΜΠ (2012). Έργο: *Θαλής-ΕΜΠ-Ανάλυση τρωτότητας και εκτίμηση σεισμικού κινδύνου για την αντισεισμική προστασία βιομηχανικών εγκαταστάσεων*. 1^η Ετήσια Έκθεση Προόδου Έργου. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο,.
- Καλαμαράς, Κ. (2013). *Σχεδιασμός μεταλλικής δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου*. Διπλωματική Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Καράογλου, Δ. (2016). *Προσομοίωση και εκτίμηση σεισμικής συμπεριφοράς δεξαμενών με πλωτή όροφή*. Διπλωματική Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Μπακάλης, Κ. (2018). *Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας ατμοσφαιρικών δεξαμενών βιομηχανικών εγκαταστάσεων*. Διδακτορική Διατριβή. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Νικλάου, Κ. (2016). *Διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης επίγειων κυλινδρικών δεξαμενών αποθήκευσης υγρών που διεγείρονται από κύματα επιφάνειας*. Διπλωματική Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Νομικός, Ε. (2014). *Σεισμική συμπεριφορά δεξαμενής υγροποιημένου φυσικού αερίου χωρητικότητας 95.000 m³ με σεισμική μόνωση σε μεταλλικά εφέδρανα F.P.S. σε σεισμούς κοντινού πεδίου*. Μεταπτυχιακή Εργασία. Σχολή Θετικών Επιστημών και Τεχνολογίας. Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο.

- Παπαθανασίου, Γ. (2006). *Χρόνια φαινόμενα ρευστοποίησης εδαφών στον ελληνικό χώρο*. Διδακτωρική Διατριβή. Τμήμα Γεωλογίας. Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
- Παναγιώτου, Β. (2005). *Μελέτη συστημάτων σεισμικής προστασίας κρυογενικών δεξαμενών υγροποιημένου φυσικού αερίου με χρήση προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων*. Μεταπτυχιακή Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών. Πανεπιστήμιο Πατρών.
- Παναγιώτου, Ι. (2014). *Αλληλεπίδραση ρευστού κατασκευής με πεπερασμένα στοιχεία*. Μεταπτυχιακή Εργασία. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.
- Πιτιλάκης, Κ. (2010). *Γεωτεχνική σεισμική μηχανική*. Εκδόσεις Ζήτη, 2010.
- Προβιδάκης, Κ. (2004). *Σημειώσεις τεχνική σεισμολογίας*. Γενικό Τμήμα. Πολυτεχνείο Κρήτης.
- Σκούρας, Ν., Ταμπακόπουλος, Π. (2015). *Το φαινόμενο της καθίζησης σε κατασκευές έργων υποδομής*. Πτυχιακή Εργασία. Τμήμα Δομικών Μηχανικών. Τ.Ε.Ι. Δυτικής Ελλάδος.
- Τσιπιανίτης, Α. (2013). *Μελέτη του ρόλου του υπεδάφους στη δυναμική απόκριση πυλώνων ανεμογεννητριών*. Διπλωματική Εργασία. Σχολή Μηχανικών Περιβάλλοντος. Πολυτεχνείο Κρήτης.
- Χατζηδάκης, Δ. (2015). *Μελέτη της τρωτότητας αγωγών φυσικού αερίου υπό αξονική εδαφική μετατόπιση λόγω κατολισθήσεων*. Μεταπτυχιακή Εργασία. Γενικό Τμήμα. Πολυτεχνείο Κρήτης.
- Ψαρρόπουλος, Π., Τσομπανάκης, Ι. (2005). *Εδαφικές συνθήκες & αντισεισμικός σχεδιασμός χώρων υγειονομικής ταφής απορριμάτων*. Συνέδριο HELECO, Αθήνα.
- Ψαρρόπουλος, Π., Τσομπανάκης, Ι. (2011). *Δυσχέρειες στην αντιμετώπιση σύνθετων προβλημάτων της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής με τον EC8 σε αστικό περιβάλλον*. Ημερίδα Ε.Τ.Α.Μ. Αθήνα.
- Ψυχάρης, Γ. (2014). *Βασικές Διατάξεις Ευρωκώδικα 8*. Πανεπιστημιακές Σημειώσεις. Σχολή Πολιτικών Μηχανικών. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Ξένη βιβλιογραφία

- Antoci, C., Gallati, M., Sibilla, S. (2007). Numerical simulation of fluid-structure interaction by SPH. *Computers and Structures*, 85, 879-890.
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. *Seismic design for nuclear power plants*, MIT Press, pp. 438-483.
- Bakalis, K., Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M. (2017) Surrogate modeling for the seismic performance assessment of liquid storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001667
- Bakalis, K., Vamvatsikos, D., Fragiadakis, M. (2014). Surrogate modeling and sensitivity analysis of steel liquid storage tanks. 8th Hellenic National Conference of Steel Structures. Tripolis, Greece.
- Bolt, B. (1970). Duration of strong ground motion. 5th World Conference on Earthquake Engineering. Rome, Italy.
- Buratti, N., Tavano, M. (2014). Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43, 1-21.
- Chang, F., Krinitzsky, E. (1977). Duration spectral and predominant period of strong motion earthquake records from Western United States. U.S Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississippi.
- Chang, J., Ceng-Chung, Lin. (2006). A study of storage tank accidents. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 19, 51-59.
- Constantinou, M.C., Tadjbakhsh, I.G. (1985). Optimum characteristics of isolated structures. *Journal of Structural Engineering*, 111(12), 2733-2750.
- De, S. (2018). Introduction to finite elements - Abaqus Handout. Department of Mechanical, Aerospace and Nuclear Engineering. Rensselaer Polytechnic Institute, USA.

- Elkholly, S., Elsayed, A., El Ariss, B., Sadek, S. (2014). Optimal finite element modeling for modal analysis of liquid storage circular tanks. *Journal of Structural Engineering*, 5(3), 207-241.
- Erkmen, B. (2017). Evaluation of code provisions for seismic performance of unanchored liquid storage tanks. 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering. Rhodes, Greece.
- Eurocode 8 (EC8). (2004). Design provisions for earthquake resistance of structures- Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, ENV 1998-1. European Committee for Standardization, Brussels.
- Eurocode 8 (EC8). (2006). "Design of structures for earthquake resistance- Part 4: Silos, tanks and pipelines, ENV 1998-4. European Committee for Standardization, Brussels.
- Fabbrocino, G., Iervolino, I., Dicarluccio, A. (2005) Seismic demand analysis of steel storage tanks. 8th Civil-Comp Conference. Rome, Italy.
- Farajian, M., Khodakarami, I., Man, M., Kontoni, D.-P. (2017). Evaluation of soil-structure interaction on the seismic response of liquid storage tanks under earthquake ground motions. *Journal of Computation*, DOI: 10.3390/computation5010017.
- Gazetas, G. (1983). Analysis of machine foundation vibrations. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2(1): 2-42.
- Giannini, R., Paolacci, F., De Angelis, M., Ciucci, M. (2008). Shaking table tests upon a base isolated steel liquid storage tank. 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China.
- Haroun, M. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 179-206.
- Hanks, T., Kanamori, H. (1979). A moment magnitude scale. *Journal of Geophysical Research*, 84(BS), 1348-2350.
- Hermann, R. (1985). An extension of random vibration theory estimates of strong ground motion to large distance. *Bulleting of the Seismological Society of America*, 75, 1447-1453.

- Husid, R. (1969). Analisis de Terremoros. Revista del IDIEM, 8(1), 21-42
- IITK- GSDMA. (2007). Guidelines for seismic design of liquid storage tanks- Provisions with Commentary and Explanatory Examples. Indian Institute of Technology, Kanpur.
- Katsanos, E., Sextos, A. (2013). ISSARS: An integrated software environment for structure-specific earthquake ground motion selection. Journal of Advances in Engineering Software, 58, 70-85.
- Krausmann, E., Cruz, A.M., Salzano, E. (2016). Natech risk assessment and management - Reducing the risk of natural-hazard impact on hazardous installations, Elsevier.
- Krishnamoorthy, A. (2018). Finite element method of analysis for liquid storage tank isolated with friction pendulum system. Journal of Earthquake Engineering, DOI: 10.1080/13632469.2018.1498815.
- Larkin, T. (2008). Seismic response of liquid storage tanks incorporating soil structure interaction. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(12), 1804-1814.
- Li, J., Wang, H., You, X., Ding, M., Ju, J. (2014). Research on seismic response of a large liquid storage tank using equivalent load method. Journal of Computer Modeling & New Technologies, 18, 127-132.
- Liratzakis, A., Tsompanakis, Y. (2018). Impact of soil saturation level on the dynamic response of masonry buildings. Journal of Frontiers in Built Environment, Vol 4, article 24.
- Livaoglu, R., Dogangun, A. (2006). Simplified seismic analysis procedure for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. Journal of Fluids and Structures, 22,421-439.
- Margaris, B., Theodulidis, N., Papaioannou, C., Papazachos, B. (1990). Strong motion duration of earthquake in Greece. In Proc. XXII Gern. Ass. ESC, Barcelona, vol 2, 856-871.
- McGuire, R., Hanks, T. (1980). RMS accelerations and spectral amplitudes of ground motion during the San Fernando, California earthquake. Bulletin of the Seismological Society of America, 70, 1907-1919.

- Monaghan, J. (1992). Simulating free surface flows with SPH. *Journal of Computational Physics*, 110, 399-406.
- O' Rourke., J.M. (1999). Lifeline earthquake engineering. 4th U.S. Conference Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering. Monograph No. 6.
- Paolacci, F., Pahn, H., Corritore, D., Alessandri, S., Bursi, O., Reza, S. (2015). Seismic fragility analysis of steel storage tanks. 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamic and Earthquake Engineering, Crete, Greece.
- Papazachos, B., Margaris, B., Theodulidis, N., Papaioannou, C. (1992). Seismic hazard assessment in Greece based on strong motion duration. 10th World Conference on Earthquake Engineering. Madrid, Spain.
- Phan, H., Paolacci, F. (2018). Fluid-structure interaction problems: An application to anchored and unanchored steel storage tanks subjected to seismic loadings. 16th European Conference on Earthquake Engineering. Thessaloniki, Greece.
- Ruiz, P.D., Gutierrez, G.S. (2015). Finite element methodology for the evaluation of soil damping in LNG tanks supported on homogeneous elastic halfspace. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 755-775.
- Saha, S.K., Matsagar, V., Jain A.K. (2013). Seismic fragility of base-isolated industrial tanks. 11th International Conference on Software Engineering and Formal Methods. Madrid, Spain.
- Seed, B., Cetin O., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pastana, J., Riemer, M., Sancio, M., Bray, J., Kayen, R., Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar. Long Beach, California.
- Seed, H., Idriss, I., Makdisi, F., Banerjee, N. (1975). Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H., Idriss, I. (1982). Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. Earthquake Engineering Research Institute Monograph, Oakland.

- Sezen, H., Livaoglu, R., Dogangun, A. (2008). Dynamic analysis and seismic performance evaluation of above-ground liquid-containing tanks. *Journal of Engineering Structures*, 30, 794-803.
- Sivy, M., Musil, M. (2016). Seismic resistance of storage tanks containing liquid in accordance with principles of Eurocode 8 standard. *Journal of Mechanical Engineering*, 66, 79-88.
- Sivy, M., Musil, M. (2017.) Seismic design of aboveground storage tanks containing liquid. 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamic and Earthquake Engineering, Rhodes, Greece.
- Tippman, J., Prasad, S., Shah, P. (2009). 2-D tank sloshing using the Coupled Eulerian LaGrangian (CEL) capability of abaqus/explicit. ATA Engineering Inc. 2009 SIMULIA Customer Conference.
- Triantafyllou, S. Method of finite elements II-Quick guide to Abaqus/CAE. Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Switzerland.
- Youd, T., Garriss, C. (1995). Liquefaction-induced ground-surface disruption. *Journal of Geotechnical Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:11(805).

Ηλεκτρονικήβιβλιογραφία

- <http://drillingmatters.iadc.org/value-of-hydrocarbons/>
- http://www.chemeng.ntua.gr/courses/pngtech/news_files/webdoc_8_15_6_2007.pdf
- http://kireas.org/lng_gen.htm#lng2_trasp
- <https://www.cbi.com/CBISite/media/Brochures/cbi-LNG-Storage-US-rev8-lores.pdf>
- <http://www.aidic.it/cet/13/31/018.pdf>
- http://earthquake-now.blogspot.gr/2013/09/blog-post_8.html
- <http://edafomichaniki.weebly.com/uploads/5/3/4/7/5347998/kefalaio6.pdf>

