

ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Αλιά Χριστίνα (7242)
Γάτσου Γεωργία (7270)

Επιβλέπων: Μπισκίνης Διονύσιος

Πάτρα, Ιούλιος 2023

COPYRIGHT© 2023 – ΑΛΙΑΙ ΧΡΙΣΤΙΝΑ, ΓΑΤΣΟΥ ΓΕΩΡΓΙΑ

Βεβαιώνουμε ότι είμαστε συγγραφείς αυτής της εργασίας και ότι κάθε βοήθεια την οποία είχαμε για την προετοιμασία της είναι πλήρως αναγνωρισμένη και αναφέρεται στην εργασία. Επίσης έχουμε αναφέρει τις όποιες πηγές από τις οποίες κάναμε χρήση δεδομένων, ιδεών ή λέξεων, είτε αυτές αναφέρονται ακριβώς είτε παραφρασμένες. Επίσης βεβαιώνουμε ότι αυτή η εργασία προετοιμάστηκε από εμάς προσωπικά ειδικά για την συγκεκριμένη εργασία.

Η έγκριση της Πτυχιακής Εργασίας από το Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου δεν υποδηλώνει απαραίτητα και αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα εκ μέρους του Τμήματος.

Η παρούσα εργασία αποτελεί πνευματική ιδιοκτησία των φοιτητριών Αλιάι Χριστίνα, Γάτσου Γεωργία που την εκπόνησαν.

Στο πλαίσιο της πολιτικής ανοιχτής πρόσβασης ο συγγραφέας – δημιουργός εκχωρεί στο Πανεπιστήμιο Πελοποννήσου μη αποκλειστική άδεια χρήσης του δικαιώματος αναπαραγωγής, προσαρμογής, δημοσίου δανεισμού, παρουσίασης στο κοινό και ψηφιακής διάχυσής τους διεθνώς, σε ηλεκτρονική μορφή και σε οποιοδήποτε μέσο, για διδακτικούς και ερευνητικούς σκοπούς, άνευ ανταλλάγματος και για όλο τον χρόνο, διάρκειας των δικαιωμάτων πνευματικής ιδιοκτησίας. Η ανοιχτή πρόσβαση στο πλήρες κείμενο για μελέτη και ανάγνωση δεν σημαίνει καθ' οποιονδήποτε παραχόρηση δικαιωμάτων διανοητικής ιδιοκτησίας του συγγραφέα – δημιουργού ούτε επιτρέπει την αναπαραγωγή, αναδημοσίευση, αντιγραφή, αποθήκευση, πώληση, εμπορική χρήση, μετάδοση, διανομή, έκδοση, εκτέλεση, «μεταφόρτωση» (downloading), σε «ανάρτηση» (uploading), μετάφραση, τροποποίηση με οποιονδήποτε τρόπο, τμηματικά ή περιληπτικά της εργασίας, χωρίς την ρητή προηγούμενη έγγραφη συναίνεση του συγγραφέα – δημιουργού.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Θέμα της παρούσας πτυχιακής εργασίας είναι η μελέτη της σεισμικής συμπεριφοράς λεπτότοιχων μεταλλικών δεξαμενών αποθήκευσης υγρού (νερού). Ειδικότερα, μελετάται η περίπτωση κυλινδρικής δεξαμενής που εδράζεται στο έδαφος και είναι αγκυρωμένη στη βάση της.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή στην σπουδαιότητα της χρήσης των λεπτότοιχων μεταλλικών δεξαμενών. Περιγράφονται οι λόγοι του αυξανόμενου ενδιαφέροντος των ερευνητών για το θέμα αυτό και αποσαφηνίζονται οι ιδιαιτερότητες και οι απαιτήσεις αυτού του τύπου κατασκευών, με μια ιστορική ανασκόπηση των πειραμάτων που διεξήγαγαν διάφοροι μελετητές. Τέλος, παρουσιάζονται και περιγράφονται τα βασικά στοιχεία της παθολογίας των μεταλλικών δεξαμενών, αγκυρωμένων στην βάση τους και μη.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται λεπτομερώς οι εξισώσεις που οδηγούν στον ορθό σχεδιασμό και υπολογισμό της σεισμικής αποτίμησης των λεπτότοιχων μεταλλικών δεξαμενών. Εξηγούνται, λεπτομερώς, η ωστική και η κυκλοφορούσα συνιστώσα, οι οποίες μας περιγράφουν την κίνηση του νερού στο εσωτερικό της δεξαμενής υπό την επιβολή σεισμικών φορτίων. Περιγράφονται, επίσης, το μοντέλο της πρόσθετης μάζας, καθώς και ο τρόπος σωστής εφαρμογής των σεισμικών φορτίων σε προσομοιωμένες λεπτότοιχες κυλινδρικές μεταλλικές δεξαμενές που θα σχεδιαστούν.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μεθοδολογία που υιοθετήθηκε για την προσομοίωση των μεταλλικών δεξαμενών αποθήκευσης υγρού με την χρήση λογισμικού ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων SAP2000. Συγκεκριμένα, αναφέρονται τα χαρακτηριστικά των μοντέλων όπως ο λόγος ύψους της δεξαμενής προς την διάμετρο της, ο τρόπος στήριξής τους, αλλά και οι στάθμες του υγρού που μελετώνται. Επιπλέον, τα παραπάνω επιλύονται με την μέθοδο της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας υπό τον καταστροφικό σεισμό της Κεφαλονιάς το 2014.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων και γίνεται αναλυτικά ο έλεγχος επάρκειας σε λυγισμό.

Τέλος, τα παραπάνω αποτελέσματα συνοψίζονται και σχολιάζονται στο τελευταίο κεφάλαιο.

ABSTRACT

The subject of this thesis is the study of the seismic behavior of thin-walled metallic liquid (water) storage tanks. In particular, the case of a cylindrical tank rigidly anchored at its base is studied.

In the first chapter an introduction to the importance of the use of thin-walled metal tanks is given. The reasons for the growing interest of researchers in this subject are described and the peculiarities and requirements of this type of structure are clarified by a historical review of the experiments conducted by various scholars. Finally, the basic elements of the pathology of metal tanks, anchored to their base and non-anchored, are presented and described.

The second chapter details the equations that lead to the proper design and calculation of the seismic evaluation of thin-walled metal tanks. The thrust and circulating components are explained in detail, which describe to us the movement of water inside the tank under seismic loads. The additional mass model and how to properly apply the seismic loads to simulated thin-walled cylindrical metallic tanks to be designed are also described.

The third chapter presents the methodology adopted for the simulation of the metallic liquid storage tanks using the SAP2000 finite element analysis software. In particular, the characteristics of the models such as the ratio of the height of the tank to its diameter, the support method and the liquid levels studied are mentioned. In addition, the above were solved using the dynamic time history analysis method under the catastrophic earthquake of Cephalonia in 2014.

In the fourth chapter the results of the dynamic analyses are being presented and a detailed structural analysis on buckling is being carried.

All the above results are summarized and commented in last chapter.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<i>COPYRIGHT</i>	ii
ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iii
ABSTRACT.....	iv
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	v
ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	vii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ.....	viii
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ.....	ix
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ.....	x
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.....	1
1. ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΟΥ.....	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ.....	1
1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ.....	1
1.3 ΕΠΙΓΕΙΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΚΑΙ Η ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥΣ.....	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2.....	9
2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΟΥ.....	9
2.1 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ.....	9
2.1.1 ΩΣΤΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ.....	10
2.1.2 ΚΥΚΛΟΦΟΡΟΥΣΑ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ.....	11
2.1.3 ΡΟΠΕΣ ΣΤΗΝ ΒΑΣΗ ΚΑΙ ΣΤΗΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ.....	14
2.1.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ.....	17
2.2 ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΘΕΤΗΣ ΜΑΖΑΣ.....	18
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3.....	24
3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΟΥ ...	24
3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	24

3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ	30
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5.....	44
5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ	44
5.1 ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ	44
5.2 ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ	44
5.2.1 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΠΑΛΛΑΓΗΣ.....	44
5.2.2 ΠΛΗΡΗΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ.....	45
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	47
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	48

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία με τίτλο «*Μελέτη της Σεισμικής Συμπεριφοράς Λεπτότοιχων Μεταλλικών Δεξαμενών*» εκπονήθηκε στο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών του Πανεπιστημίου Πελοποννήσου, με επιβλέποντα τον κ. Μπισκίνη Διονύσιο, ο οποίος συνέβαλε καθοριστικά για την ολοκλήρωσή της. Θα θέλαμε να τον ευχαριστήσουμε βαθύτατα και να του εκφράσουμε την εκτίμησή μας.

Επίσης, θα θέλαμε να εκφράσουμε την ευγνωμοσύνη μας στον καθηγητή μας Μπάρο Δημήτριο, για την επιστημονική του καθοδήγηση και την έμπρακτη βοήθειά του, κατά τη διάρκεια των δύσκολων συνθηκών που αντιμετωπίσαμε λόγω της πανδημίας, όπως και για τη δυνατότητα που μας έδωσαν ν' ασχοληθούμε με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα.

Τέλος, ευχαριστούμε θερμά τις οικογένειες μας για την υποστήριξη που μας πρόσφεραν όλα αυτά τα χρόνια της φοίτησης μας.

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

<i>Πίνακας 4.1 Μέγιστες αναπτυσσόμενες θλιπτικές δυνάμεις.....</i>	<i>32</i>
<i>Πίνακας 4.2 Μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές δυνάμεις.....</i>	<i>32</i>

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

<i>Σχήμα 2.1 Μεταβολή των πιέσεων της κυκλοφορούσας συνιστώσας καθ' ύψος για τις δύο πρώτες ιδιομορφές (EC8, 2004)</i>	<i>13</i>
<i>Σχήμα 2.2 Κατανομή των υψών h_i και h_{ci} με τον λόγο H/R (Veletsos & Shivakumar, 1997)</i>	<i>15</i>
<i>Σχήμα 2.3 Κατανομή των πιέσεων κατά το ύψος της δεξαμενής (α) για άκαμπτη και (β) για την πρώτη ιδιομορφή εύκαμπτης δεξαμενής (Buratti & Tavano, 2014).....</i>	<i>15</i>
<i>Σχήμα 2.4 Κατανομή ωστικής πίεσης στο δακτύλιο της δεξαμενής (Virella et al., 2006)</i>	<i>19</i>
<i>Σχήμα 2.5 Συνιστώσες πίεσης στην διεύθυνση της διέγερσης (Virella et al., 2006).....</i>	<i>20</i>
<i>Σχήμα 2.6 Κατανομή μάζας καθ' ύψος της κυλινδρικής δεξαμενής (Virella et al., 2006)....</i>	<i>21</i>
<i>Σχήμα 2.7 Λόγοι m_i/m, m_{ci}/m, m_{c2}/m ως συνάρτηση του λόγου H/R (Veletsos & Shivakumar, 1997).....</i>	<i>22</i>

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΕΙΚΟΝΩΝ

<i>Εικόνα 1.1</i> Λυγισμός του κελύφους της δεξαμενής με την μορφή διαμαντιού (<i>diamondshape</i>) (<i>González et al., 2013</i>).....	4
<i>Εικόνα 1.2</i> Λυγισμός του κελύφους στην βάση της δεξαμενής (<i>ellephantfoot</i>) (<i>González et al., 2013</i>).....	5
<i>Εικόνα 1.3</i> Αστοχία αγκυρώσεων (<i>González et al., 2013</i>)	6
<i>Εικόνα 1.4</i> Αστοχία που προέρχεται από ολίσθηση, ανατροπή και σύγκρουση με γειτονικές δεξαμενές(<i>González et al., 2013</i>)	7
<i>Εικόνα 1.5</i> Λυγισμός της κορυφής του κελύφους της δεξαμενής (<i>González et al., 2013</i>).....	8
<i>Εικόνα 3.1</i> Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων της δεξαμενής	25
<i>Εικόνα 3.2</i> Οριζόντια τομή του μοντέλου. Τα διανύσματα απεικονίζουν τις πρόσθετες μάζες ανά κόμβο καθώς και τις κατευθύνσεις τους	26
<i>Εικόνα 3.3</i> Κατακόρυφη τομή του μοντέλου με τις πρόσθετες μάζες.....	27
<i>Εικόνα 3.4</i> Κατανομή φορτίου υδροστατικής πίεσης.....	28
<i>Εικόνα 3.5</i> Συνθήκες έδρασης κάτω πλάκας δεξαμενής.....	29
<i>Εικόνα 3.6</i> Χάρτης έντασης σεισμού Κεφαλονιάς 3/2/2014 (<i>ITΣΑΚ 2014</i>).....	30
<i>Εικόνα 3.7</i> Επιταχυνσιογράφημα διεύθυνσης <i>NS (cm/s²)</i>	31
<i>Εικόνα 3.8</i> Επιταχυνσιογράφημα διεύθυνσης <i>EW (cm/s²)</i>	31
<i>Εικόνα 4.1</i> $H_L = 5m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z	34
<i>Εικόνα 4.2</i> $H_L = 5m, t = 5.5 sec$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z - Κοντινό	35
<i>Εικόνα 4.3</i> $H_L = 5m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_τ (περιμετρική διεύθυνση).....	36
<i>Εικόνα 4.4</i> $H_L = 5m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_{tz} (διάτμηση εντός επιπέδου κελύφους)	37
<i>Εικόνα 4.5</i> $H_L = 5m$ Παραμορφωμένος φορέας $t = 9.8 sec$ Διάγραμμα μετακινήσεων U_r (ακτινική διεύθυνση)	38
<i>Εικόνα 4.6</i> $H_L = 2m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z	39
<i>Εικόνα 4.7</i> $H_L = 2m, t = 5.5 sec$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z - Κοντινό	40
<i>Εικόνα 4.8</i> $H_L = 2m, t = 5.5 sec$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_τ (ακτινική διεύθυνση)	41
<i>Εικόνα 4.9</i> $H_L = 2m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_{tz} (Διάτμηση εντός επιπέδου κελύφους)	42
<i>Εικόνα 4.10</i> $H_L = 2m$ Παραμορφωμένος φορέας $t = 9.8 sec$ Διάγραμμα μετακινήσεων U_r (ακτινική διεύθυνση)	43

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1. ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΕΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΟΥ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Οι δεξαμενές είναι δοχεία υπό πίεση που σχεδιάζονται και κατασκευάζονται σε όλο τον κόσμο λόγω της χρησιμότητάς τους. Ιδιαίτερη κατηγορία δεξαμενών είναι οι μεταλλικές λεπτού τοιχώματος, οι οποίες χωρίζονται σε μικρές ή μεγάλες ανάλογα με τη χωρητικότητά τους. Χρησιμοποιούνται, συνήθως, για την αποθήκευση υγρών, όπως το νερό, το κρασί, καθώς και τα καύσιμα, όπως το πετρέλαιο, φυσικό αέριο και άλλων χημικών προϊόντων. Οι δεξαμενές αυτές μπορεί να είναι υπόγειες, επίγειες ή υπερυψωμένες πάνω σε μεταλλικά πόδια. Με βάση τις συνθήκες στήριξης οι επίγειες κατηγοριοποιούνται σε αγκυρωμένες (πακτωμένες) στη βάση τους και σε μη αγκυρωμένες.

1.2 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Ένας πολύ σημαντικός παράγοντας που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά των σχεδιασμό δεξαμενών είναι το φυσικό φαινόμενο του σεισμού. Η εξυπηρέτηση βασικών αναγκών είναι ζωτικής σημασίας, καθώς είναι σημαντικό να παραμείνουν λειτουργικές μετά από μια σεισμική δόνηση και να αποφευχθεί η εμφάνιση βλαβών που οδηγούν σε οικονομικές συνέπειες. Η σεισμική συμπεριφορά, ιδίως των επίγειων δεξαμενών που εδράζονται στο έδαφος, έχει γίνει αντικείμενο μελέτης πολλών ερευνητών.

Την κίνηση του νερού στο εσωτερικό λεπτότοιχης υπερυψωμένης μεταλλικής δεξαμενής, μελέτησε το 1963 ο Housner, εφαρμόζοντας της δυναμικά φορτία και εξετάζοντας τις επιπτώσεις στα τοιχώματά της. Ο Haroun το 1983 σε αντίθεση με τον Housner, μελέτησε ένα μοντέλο κυλινδρικής μεταλλικής δεξαμενής πακτωμένη στο έδαφος και πραγματοποίησε δυναμικές αναλύσεις τόσο σε προσομοιωμένες κατασκευές όσο και σε εργαστηριακές

σεισμικές δοκιμές με τη χρήση ενός μοντέλου πλήρους κλίμακας. Ακολούθησαν, το 1985 οι Haroun και Ellaithy δημιουργώντας ένα μοντέλο κυλινδρικής δεξαμενής, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την εκτίμηση της μέγιστης σεισμικής απόκρισης δεξαμενών τόσο εύκαμπτων όσο δύσκαμπτων στην βάση τους. Το 1990, οι Rammerstorfer et al. διευκόλυναν την αντισεισμική κατασκευή τέτοιου είδους δεξαμενών παρουσιάζοντας ένα σύνολο μεθόδων ικανά να χρησιμοποιηθούν ως εργαλεία. Αρκετά χρόνια αργότερα το 2005 οι μελετητές Virella, Godoy και Suarez επικεντρώθηκαν στην οριζόντια σεισμική συνιστώσα, ιδίως στην επιρροή της στον λυγισμό αγκυρωμένων μεταλλικών δεξαμενών. Τέλος το 2013 οι Gonzalez et al. ανέλυσαν τη σεισμική συμπεριφορά διαφόρων τύπων λεπτότοιχων μεταλλικών δεξαμενών, εφαρμόζοντας τους το φορτίο του καταστροφικού σεισμού της Χιλής το 2010.

1.3 ΕΠΙΓΕΙΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΚΑΙ Η ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΤΟΥΣ

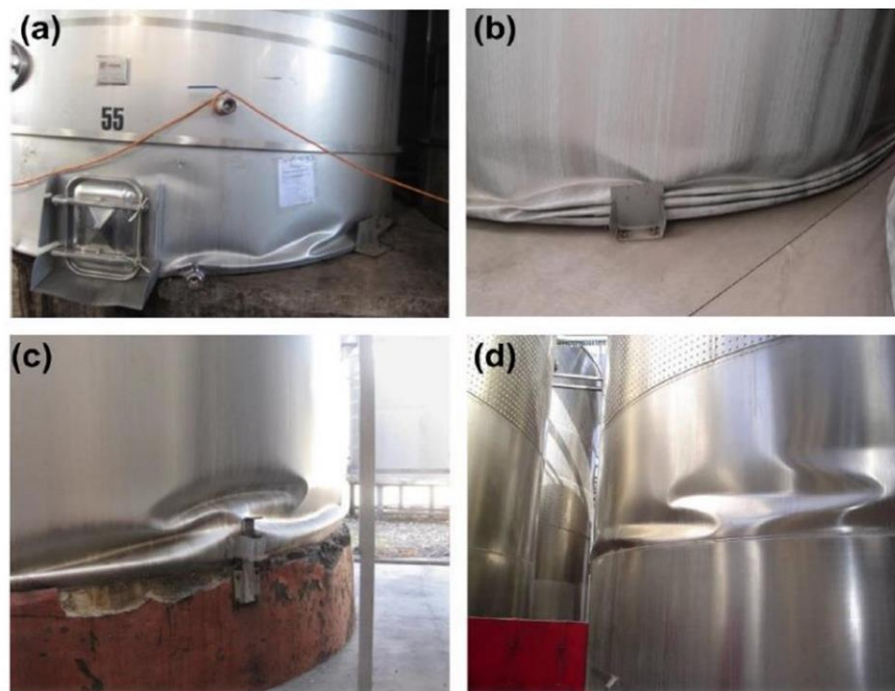
Οι επίγειες δεξαμενές έχουν εμφανίσει στο παρελθόν σημαντικές αστοχίες με την παρουσία σεισμικών δονήσεων, για τον λόγο αυτό στη δυναμική τους ανάλυση πρέπει να λαμβάνεται υπόψη τόσο η κίνηση του υγρού εντός της δεξαμενής (τοιχώματα), καθώς και η κίνηση της ίδιας της δεξαμενής, σε σχέση με την έδρασή της στο έδαφος. Όταν υπόκειται σε ισχυρές δονήσεις οι μη αγκυρωμένες δεξαμενές κινδυνεύουν να αποκολληθούν από το έδαφος, ενώ οι δεξαμενές που είναι αγκυρωμένες έχουν πλήρως περιορισμένη την κίνηση στη βάση τους. Συνεπώς, για την εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς στην πρώτη περίπτωση απαιτούνται μη γραμμικές αναλύσεις, ενώ στη δεύτερη γραμμικές.

Τα βασικά στοιχεία της παθολογίας των μεταλλικών δεξαμενών μπορούν να προσδιοριστούν ως εξής:

- Λυγισμός με μορφή διαμαντιού (DiamondShape) στα τοιχώματα της δεξαμενής
- Λυγισμός με μορφή ποδός ελέφαντα (Elephantfoot) του κελύφους στη βάση της δεξαμενής. Αποτελεί φαινόμενο ελαστοπλαστικού λυγισμού και παρατηρείται, κυρίως, σε δεξαμενές με μικρό λόγο (H/R), όπου H το ύψος και Rη ακτίνα της βάσης της δεξαμενής
- Λυγισμός των τοιχωμάτων κοντά στην οροφή της δεξαμενής, καθώς και αστοχία της οροφής λόγω δημιουργίας κυματισμών του υγρού

- Πιθανότητα ολίσθησης της δεξαμενής λόγω τέμνουσας βάσης ή ανατροπή της δεξαμενής και σύγκρουσής της με γειτονικές κατασκευές
- Αστοχίες του συστήματος αγκύρωσης που εντοπίζονται σε περίπτωση πλήρως αγκυρωμένων δεξαμενών και προέρχονται από τους εξής παράγοντες:
 1. Διάβρωση των πειρών αγκύρωσης
 2. Ανεπαρκές μήκος πειρών
 3. Ανεπαρκής απόσταση από την ένωση έως το άκρο της βάσης
 4. Ελλιπή ενίσχυση του χάλυβα περιμετρικά του αγκυρίου και
 5. Χρήση σκυροδέματος ανεπαρκούς αντοχής για τη κατασκευή της βάσης στην οποία εδράζεται η δεξαμενή
- Διάρρηξη του κελύφους υψηλών τάσεων στις αγκυρώσεις.

Ο λυγισμός αποτελεί την πιο συχνή μορφή αστοχίας, ιδιαίτερα με τη μορφή διαμαντιού (DiamondShape), που εμφανίζεται στα τοιχώματα της δεξαμενής, ιδίως κοντά στη βάση. Αυτό προκαλείται από την συγκέντρωση τάσεων στη ζώνη αγκύρωσης όπως φαίνεται στις εικόνες (1.1a) και (1.1b). Η ίδια αστοχία απεικονίζεται στην εικόνα (1.1c), παρά την χρήση ανεστραμμένων ελαστικών δοκών σχήματος L για τον περιορισμό του φαινομένου. Τέλος, μια πιο σπάνια περίπτωση αυτού του τύπου αστοχίας παρατηρείται στην εικόνα (1.1d). Οι παραμορφώσεις στην τελευταία περίπτωση εμφανίζονται μακριά από σημεία όπως οι συνδέσεις των σωληνώσεων και οι συγκολλήσεις της βάσης με τα τοιχώματα της δεξαμενής, τα οποία αποτελούν τα συνηθέστερα σημεία που εμφανίζουν αστοχίες.



Εικόνα 1.1 Λυγισμός του κελύφους της δεξαμενής με την μορφή διαμαντιού (diamondshape) (González et al., 2013)

Ο λυγισμός του κελύφους στη βάση της δεξαμενής γνωστός και ως λυγισμός μορφής ποδός ελέφαντα (Elephantfoot), εντοπίζεται συχνά σε μη αγκυρωμένες χαμηλού ύψους δεξαμενές ($H/D < 1$, όπου D είναι η διάμετρος της δεξαμενής), ακριβώς πάνω από τη βάση της.

Η παραπάνω αστοχία εντοπίζεται στις εικόνες (1.2a) και (1.2b), όπου σε δεξαμενές παρόμοιων διαστάσεων έχουν τοποθετηθεί πλευρικοί αναστολείς. Αυτός ο τύπος αστοχίας εμφανίζεται σε δεξαμενές που είναι γεμάτες. Αντιθέτως, δεν συναντάται σε αντίστοιχου τύπου δεξαμενές που είναι μερικώς γεμάτες με υγρό. Η εικόνα (1.2c) μας δείχνει την περίπτωση όπου παρατηρείται διάτρηση του τοιχώματος της δεξαμενής λόγω του μεγέθους των ελαστικών παραμορφώσεων που εμφανίζονται στην πτυχή. Τέλος, στην εικόνα (1.2d) παρουσιάζεται η αστοχία δεξαμενής, όπου η διάμετρος του πυθμένα της (βάση) είναι κατά 20mm μεγαλύτερη από τη διάμετρο της βάσης του σκυροδέματος πάνω στην οποία εδράζεται η δεξαμενή, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται πτυχές στον πυθμένα της και να βυθίζεται κατά 50mm.

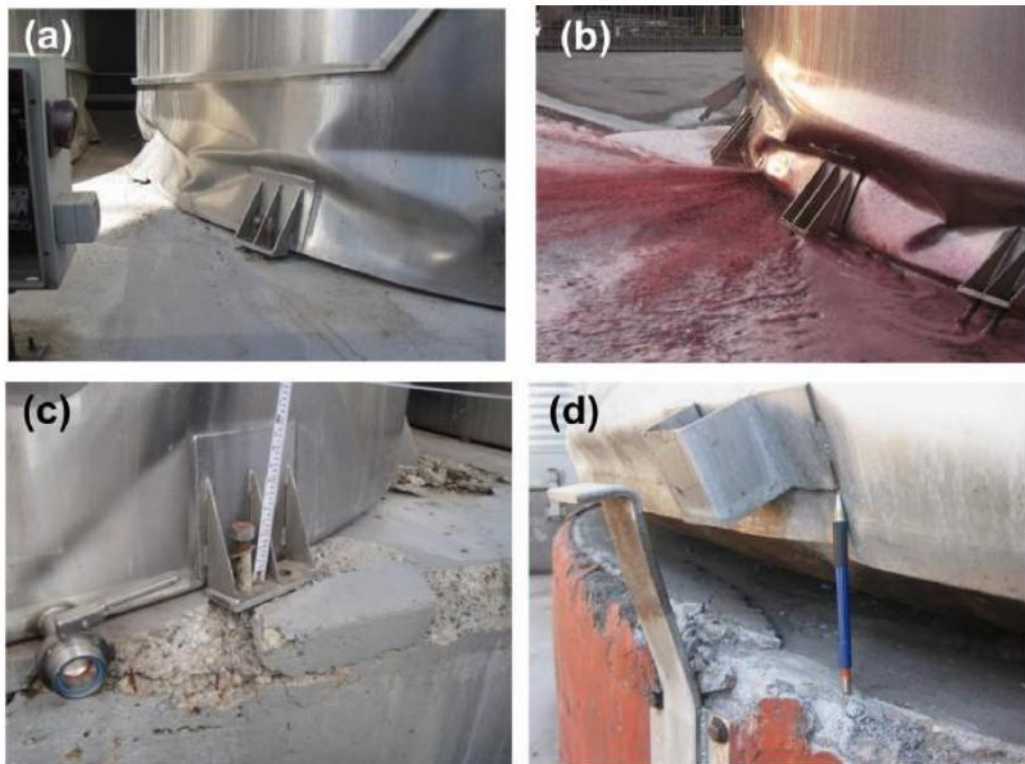


Εικόνα 1.2 Λυγισμός του κελύφους στην βάση της δεξαμενής (elephantfoot) (González et al., 2013)

Στην περίπτωση πλήρως αγκυρωμένων δεξαμενών εμφανίζονται αστοχίες στο σύστημα αγκύρωσης, όπως παρατήρησαν οι González et al. (2013). Κατά την διερεύνηση διαπιστώθηκε ότι οι αστοχίες οφείλονται στους παράγοντες που αναφέρθηκαν και προηγουμένως.

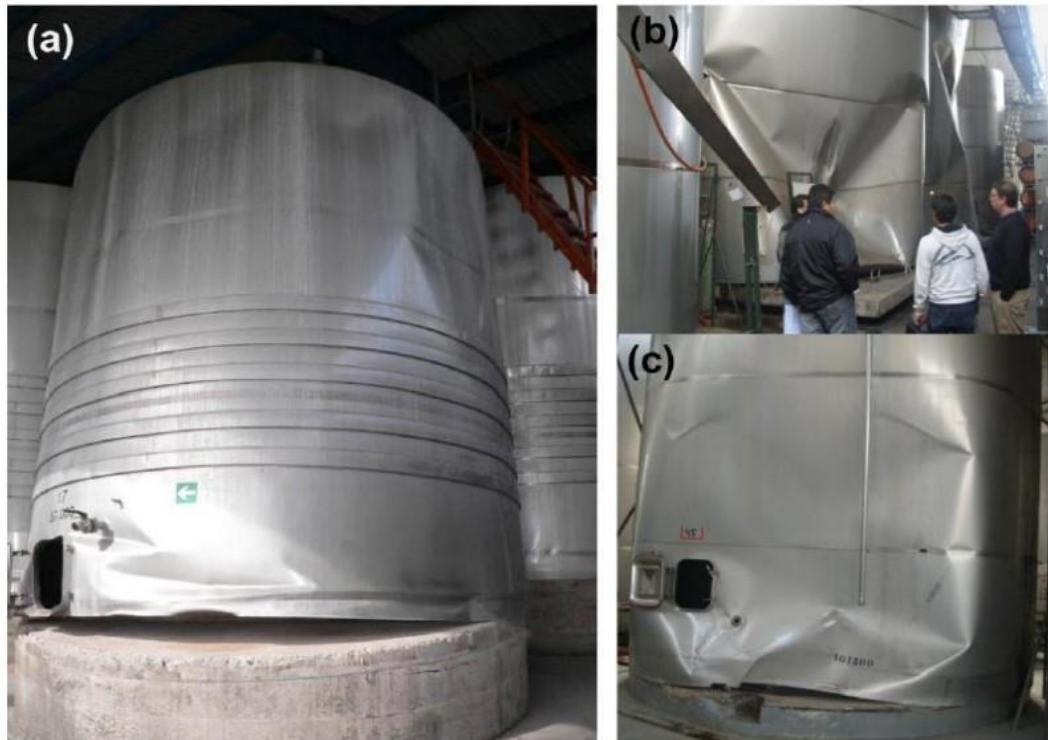
Όπως φαίνεται στην εικόνα (1.3), οι αστοχίες αυτές συχνά συνδέονται με λυγισμό του κελύφους της δεξαμενής σε μορφή διαμαντιού. Συγκεκριμένα, στην εικόνα (1.3a) παρατηρείται η παραπάνω μορφή λυγισμού λόγω αστοχίας πειρών διαμέτρου 16mm, οι οποίοι εξασφαλίζουν την αγκύρωση της δεξαμενής στη βάση από σκυρόδεμα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ανύψωση του άκρου της δεξαμενής κατά 100mm από τη βάση. Η εικόνα (1.3b) δείχνει ρωγμές στη δεξαμενή λόγω εκτεταμένης ανελαστικής παραμόρφωσης. Στην εικόνα (1.3c) παρουσιάζεται αστοχία λόγω ανεπαρκούς απόστασης μεταξύ του πείρου αγκύρωσης και του άκρου της βάσης της δεξαμενής συνδυαστικά με τη χρήση σκυροδέματος ανεπαρκούς αντοχής για την κατασκευή της βάσης, όπου εδράζεται η δεξαμενή. Τέλος, σημειώνεται ότι στην εικόνα (1.3d) παρατηρείται αστοχία στο άκρο της δεξαμενής που είναι

αγκυρωμένη με ανάστροφου Lμεταλλική ράβδο. Επισημαίνεται ότι η ανύψωση της βάσης της δεξαμενής κατά 80mmφοιείται στην πλαστική παραμόρφωση του πυθμένα.



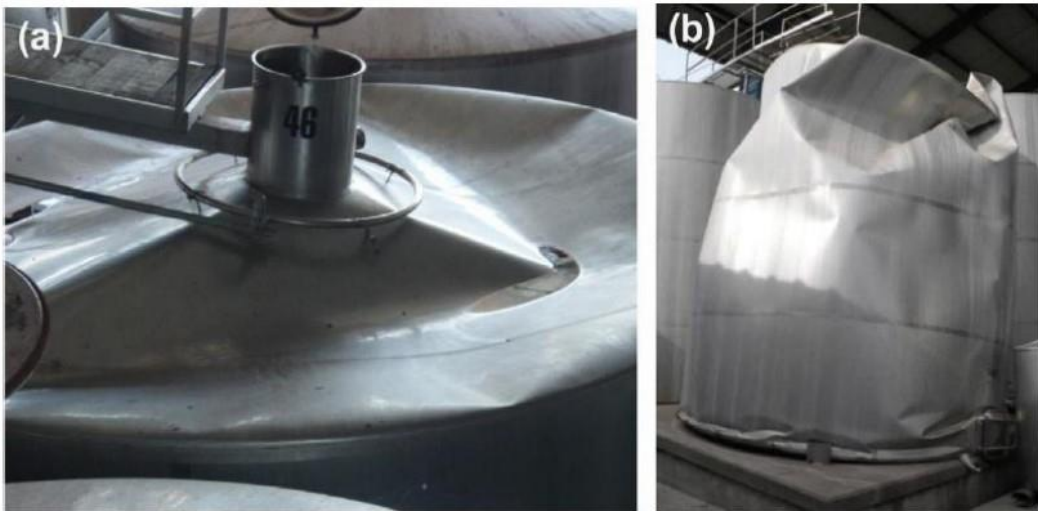
Εικόνα 1.3 Αστοχία αγκυρώσεων (González et al., 2013)

Στην περίπτωση μη αγκυρωμένων δεξαμενών εμφανίζεται μεγάλη πιθανότητα ανύψωσης (uplifting), ολίσθησης ή ακόμα και ανατροπής της ίδιας της δεξαμενής λόγω των αδρανειακών δυνάμεων που αναπτύσσονται. Αυτό μπορεί να έχει ως αποτέλεσμα βλάβες στην οροφή ή τα τοιχώματα της δεξαμενής, καθώς και συγκρούσεις με γειτονικές δεξαμενές που οδηγούν σε καταστροφικές συνέπειες. Στην εικόνα (1.4a) παρατηρούμε μη αγκυρωμένη δεξαμενή σε βάση από σκυρόδεμα, που ολίσθησε 100mmκαι ανασηκώθηκε 200mmπερίπου στη μία πλευρά. Παρατηρείται, επίσης, πλευρική μετατόπιση της οροφής κοντά στα 1000mm. Το θετικό σε αυτή την περίπτωση είναι πως οι διάδρομοι και οι σκάλες πρόσβασης ήταν εγκατεστημένες πάνω στην δεξαμενή ή ήταν γειτονικές και απέτρεψαν πιθανή σύγκρουση μεταξύ δεξαμενών λόγω περιορισμού της κίνησής της, αλλά και την ανατροπή της. Στις εικόνες (1.4b) και (1.4c) παρουσιάζονται παραδείγματα σύγκρουσης γειτονικών δεξαμενών και απεικονίζουν την έκταση των ζημιών που έχουν προκληθεί σε αυτές.



Εικόνα 1.4 Αστοχία που προέρχεται από ολίσθηση, ανατροπή και σύγκρουση με γειτονικές δεξαμενές (González et al., 2013)

Η κατάρρευση δεξαμενών, λόγω του κενού αέρα που δημιουργείται στην οροφή της δεξαμενής από την ξαφνική απώλεια του περιεχομένου, είναι μια κοινή μορφή αστοχίας. Στην εικόνα (1.5) εμφανίζεται ο λυγισμός, ο οποίος προκύπτει από την απότομη απώλεια του περιεχομένου της δεξαμενής που δημιουργεί κενό αέρος. Οι κύριες αιτίες αυτής της μορφής αστοχίας είναι η διάτρηση της ένωσης των σωληνώσεων και του τοιχώματος της δεξαμενής και η διάρρηξη του κατώτερου τμήματος της δεξαμενής, δηλαδή στην ένωση μεταξύ του πυθμένα και του τοιχώματος. Αυτά τα δύο σημεία είναι πολύ ευαίσθητα σε αυτού του τύπου τις δεξαμενές, λόγω κατασκευαστικών ελαττωμάτων κατά την διαδικασία συγκόλλησης. Στην πρώτη περίπτωση, οι ενώσεις μεταξύ της σωληνώσεως και του τοιχώματος της δεξαμενής μπορεί να είναι αρκετά άκαμπτες για να αντιμετωπιστεί η παραμόρφωση του τοιχώματος που προκύπτει από την εδαφική κίνηση. Η δεύτερη περίπτωση προκύπτει, συνήθως, όταν υπάρχει ανύψωση της δεξαμενής σε συνδυασμό με πρόσκρουση, δημιουργώντας υψηλές τάσεις και απαιτήσεις παραμόρφωσης στους κόμβους.



Εικόνα 1.5 Ανιχνισμός της κορυφής του κελύφους της δεξαμενής (González et al., 2013)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2. ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΛΕΠΤΟΤΟΙΧΩΝ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΟΥ

2.1 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για τον ορθό σχεδιασμό και υπολογισμό των λεπτότοιχων κατακόρυφων κυκλικών μεταλλικών δεξαμενών λαμβάνονται υπόψη τα παρακάτω:

- το ίδιο βάρος της δεξαμενής
- οι υδροστατικές πιέσεις που ασκεί το υγρό στα τοιχώματα της δεξαμενής και
- η σεισμική διέγερση.

Το ίδιο βάρος περιλαμβάνει το σύνολο του βάρους όλων των στοιχείων της δεξαμενής και του βάρους του υγρού που περιέχεται στην δεξαμενή.

Η υδροστατική πίεση p υπολογίζεται από τη σχέση:

$$p = \gamma \times z \quad (2.1)$$

Όπου,

- γ : ειδικό βάρος υγρού
- z : βάθος για το οποίο υπολογίζεται η πίεση

Σύμφωνα με το Παράρτημα Α του Ευρωκώδικα 8 (EC8,CEN,2004) μέρος 4, όπου διατίθενται πληροφορίες για κυλινδρικές αλλά και για άλλους τύπους δεξαμενών, αναφέρεται ότι, στην περίπτωση των μεταλλικών δεξαμενών, οι αδρανειακές δυνάμεις που δρουν στο κέλυφός της λόγω του ιδίου βάρους είναι μηδαμινές σε σχέση με τις υδροστατικές πιέσεις και σύμφωνα με τον κανονισμό μπορούν να μη ληφθούν υπόψη.

Η κίνηση του υγρού στο εσωτερικό μιας δεξαμενής κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, διακρίνεται σε δύο συνιστώσες:

1. την ωστική συνιστώσα, σύμφωνα με την οποία το υγρό κινείται σε συγχρονισμό με τα τοιχώματα της δεξαμενής και
2. την κυκλοφορούσα συνιστώσα, κατά την οποία το υγρό εκτελεί κίνηση με την μορφή κυματισμού μεγάλης περιόδου.

Στην πρώτη περίπτωση έχουμε μηδενική πίεση στην αρχική θέση της ελεύθερης επιφάνειας υπό στατικές συνθήκες, διότι δεν μεταβάλλονται οι συνοριακές συνθήκες στα τοιχώματα αλλά και στον πυθμένα της δεξαμενής. Στη δεύτερη περίπτωση, αυτή της κυκλοφορούσας συνιστώσας, το υγρό αποκρίνεται σαν ένα συνεχές σύστημα με άπειρους βαθμούς ελευθερίας. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ύπαρξη ιδιόμορφων ταλαντώσεων μία για κάθε βαθμό ελευθερίας.

2.1.1 ΩΣΤΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

Η ωστική συνιστώσα για άκαμπτα μέλη (από τον EC8 μέρος 4) ορίζεται σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση:

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

Όπου,

$$\zeta = z/H$$

Το C_i υπολογίζεται από τη σχέση:

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{J'_1(v_n/\gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) J_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad (2.3)$$

Για την οποία ισχύει:

$$v_n = \frac{2n+1}{2} \pi$$

$$\gamma = H/R$$

- J_1 και J'_1 συμβολίζουν τη συνάρτηση Bessel πρώτης τάξεως και την παράγωγό της αντίστοιχα

Η συνάρτηση $A_g(t)$ αποτελεί τη χρονοϊστορία της εδαφικής επιταχύνσεως με μέγιστη τιμή το a_g και η C_i αντιπροσωπεύει την κατανομή της πίεσης p_i καθ' ύψος.

Η τέμνουσα λόγω της ωστικής συνιστώσας δίνεται από τη σχέση:

$$Q_i(t) = m_i A_g(t) \quad (2.4)$$

Όπου,

- m_i συμβολίζει την ωστική μάζα, το τμήμα δηλαδή της μάζας του υγρού που κινείται με τα τοιχώματα της δεξαμενής.

Η ωστική μάζα, σύμφωνα με τον EC8, υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$m_i = m_2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I'_1(v_n/\gamma)} \quad (2.5)$$

Όπου,

- m η συνολική μάζα του υγρού της δεξαμενής που υπολογίζεται από τη σχέση:

$$m = \pi R^2 H \rho \quad (2.6)$$

2.1.2 ΚΥΚΛΟΦΟΡΟΥΣΑ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

Η τιμή της κυκλοφορούσας συνιστώσας (από EC8) δίνεται από τον τύπο:

$$\rho_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cos h(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos(\theta) A_{cn}(t) \quad (2.7)$$

Όπου,

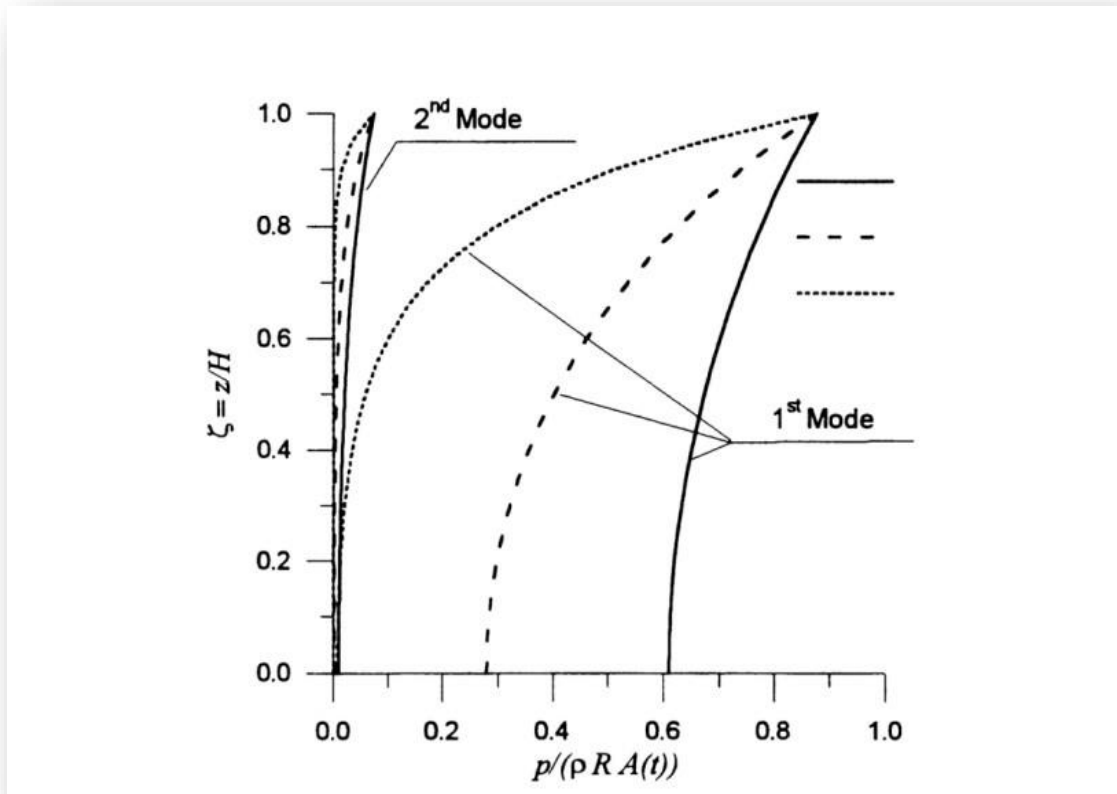
$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1)J_1(\lambda_n) \cos h(\lambda_n \gamma)}$$

- J_1 η συνάρτηση Bessel πρώτης τάξεως
- Ο συντελεστής λ_n αποτελεί την νιοστή ρίζα πρώτης παραγώγου της εξίσωσης του Bessel.
- Οι τρεις πρώτες ρίζες είναι $\lambda_1 = 1.841$, $\lambda_2 = 5.311$ και $\lambda_3 = 8.536$.

Τέλος $A_{cn}(t)$ είναι η χρονοϊστορία επιτάχυνσης ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή με συντελεστή απόσβεσης συμβατό με την κυματική απόκριση του υγρού και κυκλική συχνότητα ω_{cn} που υπολογίζεται με τη χρήση της σχέσης:

$$\omega_{cn} = \sqrt{g \frac{\lambda_n}{R} \tan h(\lambda_n \gamma)} (2.8)$$

Να σημειωθεί ότι συνήθως αρκούν μόνο οι πρώτες δύο ιδιομορφές και ιδιοσυχνότητες για τους υπολογισμούς. Η κατανομή των πιέσεων συναρτήσει του ύψους του υγρού φαίνεται στο Σχήμα 2.1.



Σχήμα 2.1 Μεταβολή των πιέσεων της κυκλοφορούσας συνιστώσας καθ' ύψος για τις δύο πρώτες ιδιομορφές (EC8, 2004)

Η τέμνουσα λόγω της κυκλοφορούσας συνιστώσας δίνεται από τη σχέση:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \quad (2.9)$$

Η παραπάνω σχέση αντιπροσωπεύει το άθροισμα των δυνάμεων που προκαλούνται σε άπειρους ταλαντωτές με μάζα m_{cn} όταν το έδαφος υπόκειται σε οριζόντια διέγερση $A_g(t)$ και οι μάζες αποκρίνονται με επιτάχυνση $A_n(t)$.

Τέλος η μάζα m_{cn} αντιπροσωπεύει τη νιοστή ιδιομορφική κυκλοφορούσα μάζα και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad (2.10)$$

2.1.3 ΡΟΠΕΣ ΣΤΗΝ ΒΑΣΗ ΚΑΙ ΣΤΗΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΤΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Η τιμή της υδροδυναμικής ροπής ανατροπής σε ένα σημείο ακριβώς πάνω από τη βάση μπορεί να εκφραστεί μέσω της σχέσης (Veletsos & Shivakumar, 1997):

$$M_b(t) = m_i h_i \ddot{x}_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} h_{cn} A_{cn}(t) \quad (2.11)$$

Όπου το πρώτο τμήμα αντιπροσωπεύει την επίδραση που έχει η ωστική μάζα, η οποία έχει τοποθετηθεί σε κόμβους που βρίσκονται στο άκρο άκαμπτων μελών και το υπόλοιπο τμήμα αντιπροσωπεύει την επίδραση της κυκλοφορούσας μάζας.

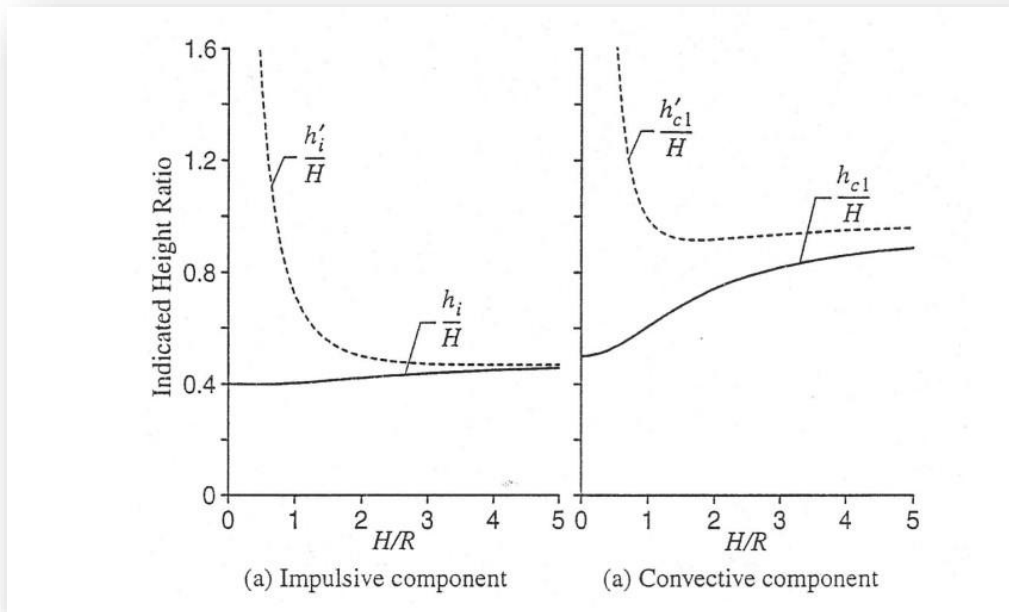
- h_i : συμβολίζει το ύψος στο οποίο πρέπει να θεωρηθεί ότι συγκεντρώνεται η ωστική μάζα
- h_{cn} : το αντίστοιχο ύψος για την κυκλοφορούσα μάζα

Το ύψος h_{cn} υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση

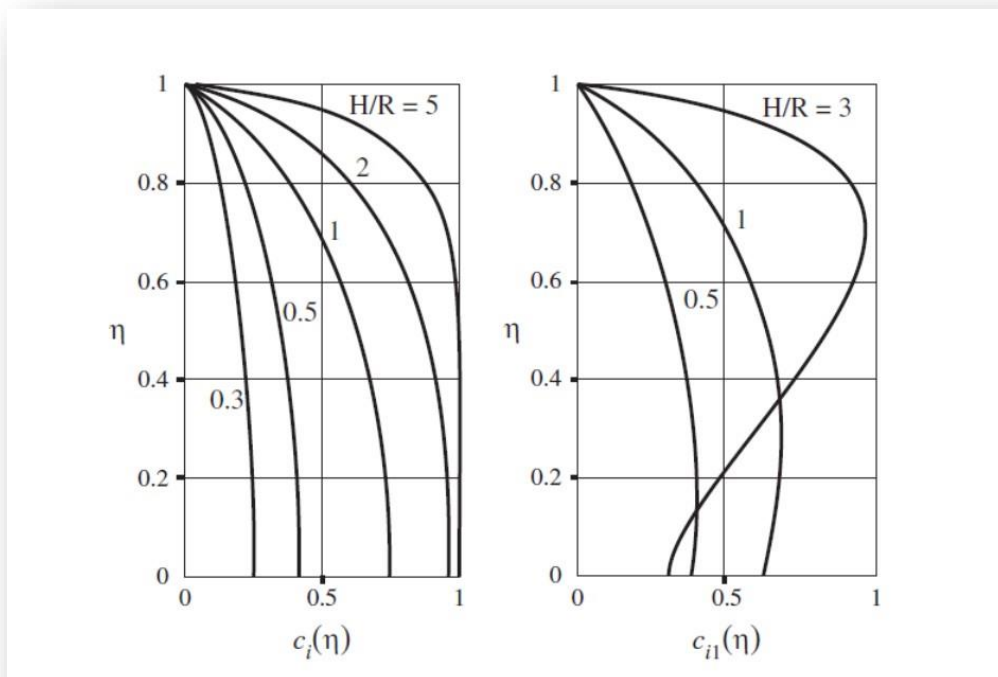
$$h_{cn} = \left\{ 1 - \frac{1}{\lambda_n(H/R)} \tanh \left(\frac{\lambda_n H}{2R} \right) \right\} R \quad (2.12)$$

Και το h_i από την εξίσωση:

$$m_i h_i + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} h_{cn} = m \frac{H}{2} \quad (2.13)$$



Σχήμα 2.2 Κατανομή των υψών h_i και h_{ci} με τον λόγο H/R (Veletsos & Shivakumar, 1997)



Σχήμα 2.3 Κατανομή των πιέσεων κατά το ύψος της δεξαμενής (α) για άκαμπτη και (β) για την πρώτη ιδιομορφή εύκαμπτης δεξαμενής (Buratti & Tavano, 2014)

Η ροπή που προκύπτει από τις υδροδυναμικές πιέσεις που ασκούνται στη βάση της δεξαμενής, συμβολίζεται με $\Delta M_b(t)$ και υπολογίζεται ως:

$$\Delta M_b(t) = m_i \Delta M_i \ddot{x}_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \Delta h_{cn} A_{cn}(t) \quad (2.14)$$

Όπου,

- Δh_i και Δh_{cn} είναι τα ακατάλληλα ύψη για την ωστική και την κυκλοφορούσα συνιστώσα της μάζας του υγρού και
- $\ddot{x}_g(t)$ είναι η εδαφική επιτάχυνση σε χρόνο t .

Η ροπή της βάσης $M_b(t)$ εκφράζεται ως:

$$M'_b(t) = m_i h'_i \ddot{x}_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} h'_{cn} A_{cn}(t) \quad (2.15)$$

Όπου,

$$h'_i = h_i + \Delta h_i$$

$$h'_{cn} = h_{cn} + \Delta h_{cn}$$

Το ύψος Δh_{cn} υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\Delta h_{cn} = \frac{1}{\lambda_n} \frac{R}{\sin h[\lambda_n(H/R)]} \quad (2.16)$$

Το Δh_i μπορεί να οριστεί από τη σχέση:

$$m_i \Delta h_i + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \Delta h_{cn} = \frac{1}{4} \frac{R}{H} mR \quad (2.17)$$

2.1.4 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΡΑΣΗ

Η υδροδυναμική πίεση στα τοιχώματα μιας άκαμπτης δεξαμενής λόγω της κατακόρυφης επιτάχυνσης του εδάφους $A_v(t)$ δίνεται από τη σχέση (EC8, 2004):

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho H(1 - \zeta)A_v(t) \quad (2.18)$$

Η παραπάνω πίεση δεν προκαλεί τέμνουσα δύναμη ή ροπή σε οριζόντια επίπεδα της δεξαμενής, λόγω συμμετρίας ως προς τον κατακόρυφο άξονα z.

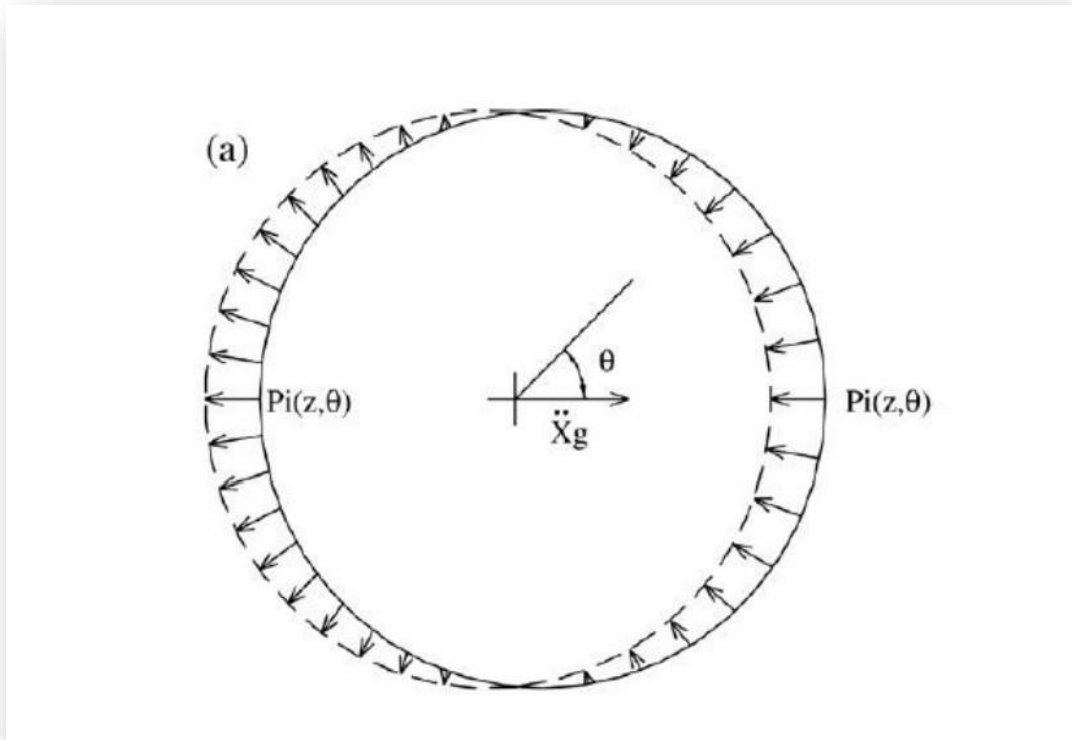
2.2 ΜΟΝΤΕΛΟ ΠΡΟΣΘΕΤΗΣ ΜΑΖΑΣ

Η μέθοδος της πρόσθετης μάζας παρουσιάστηκε για πρώτη φορά το 1933 από τον Westergaard, σε μια εργασία του, στα πλαίσια σεμιναρίου που αφορούσε την δυναμική αλληλεπίδραση φραγμάτων και δεξαμενών αποθήκευσης. Σύμφωνα με την εργασία αυτή, οι υδροδυναμικές πιέσεις που ασκώσε το νερό στο τοίχωμα του φράγματος κατά την διάρκεια ενός σεισμού είναι παρόμοιες με τις πιέσεις που θα ασκούνται αν υποθέσουμε ένα μέρος του όγκου του νερού κινείται μαζί με το φράγμα. Στην έρευνα αυτή το τοίχωμα του φράγματος θεωρήθηκε άκαμπτο.

Ακολούθησαν οι Lee και Tsai το 1991 θεωρώντας το τοίχωμα του φράγματος ως μια δοκό Euler – Bernoulli, συμπεραίνοντας ότι η πρόσθετη μάζα αποτελεί συνάντηση των ιδιομορφών της κατασκευής και του αποθηκευμένου νερού.

Αναφορικά με τις δεξαμενές αποθήκευσης υγρού, η πρόσθετη μάζα υπολογίζεται από την διανομή των πιέσεων στα άκαμπτα τοιχώματα της δεξαμενής. Με την μέθοδο αυτή οι τιμές της πρόσθετης μάζας αλλάζουν συνεχώς κατά την διάρκεια της δυναμικής ανάλυσης, όπως επιβεβαιώθηκε από μελέτες των Veletsos και Yang το 1977.

Αποδεικνύεται ότι η πρόσθετη μάζα προκύπτει από την διανομή των πιέσεων της ωστικής συνιστώσας του συστήματος Δεξαμενής-Υγρού όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.3. Στα Σχήματα 2.4 και 2.5 διαπιστώνουμε πως η διανομή αυτή στο επίπεδο είναι συνημιτονοειδής και καθ' ύψος όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.6.



Σχήμα 2.4 Κατανομή ωστικής πίεσης στο δακτύλιο της δεξαμενής (Virella et al., 2006)

Η διανομή των ωστικών πιέσεων σε ένα επίπεδο ορίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$P_i(\eta, \theta, t) = c_i(\eta) \rho R \ddot{x}_g(t) \cos \theta \quad (2.20)$$

Όπου,

- P_i : η ωστική πίεση (impulsive pressure)
- $\eta = z / H_L$
- z : η κατακόρυφη απόσταση από τη βάση της δεξαμενής

$C_i(\eta)$ είναι η διανομή της ωστικής πίεσης κατά το ύψος της δεξαμενής και υπολογίζεται από τη σχέση:

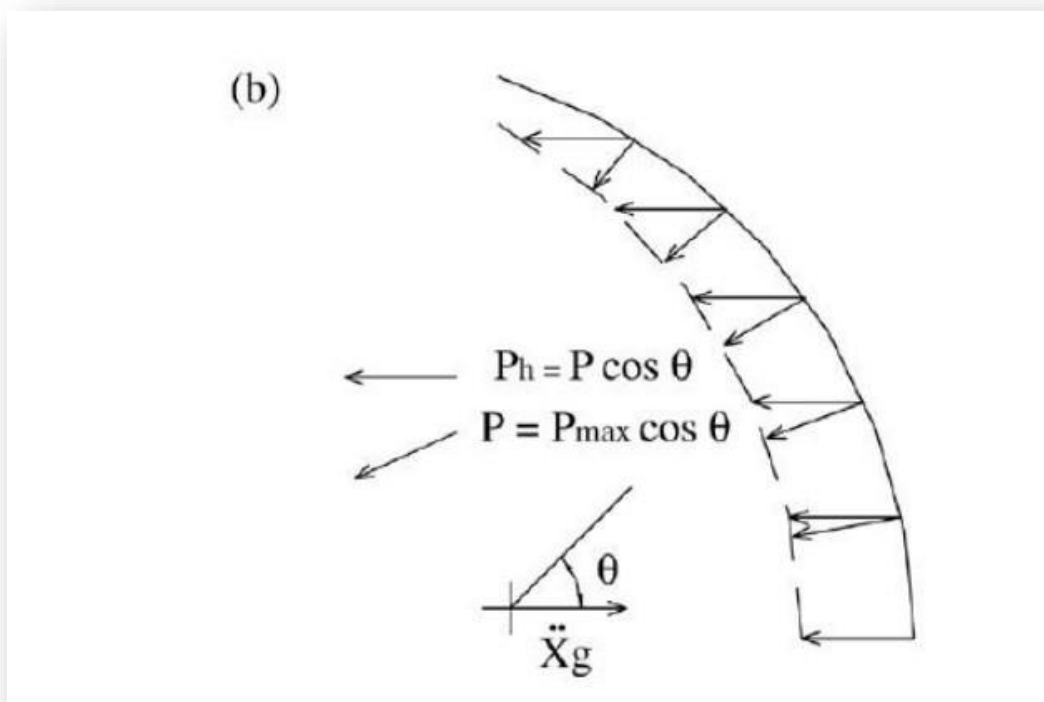
$$c_i(\eta) = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} c_{cn} \quad (2.21)$$

Το C_{cn} (η) ορίζει τη διανομή της κυκλοφορούσας πίεσης κατά το ύψος της δεξαμενής και υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

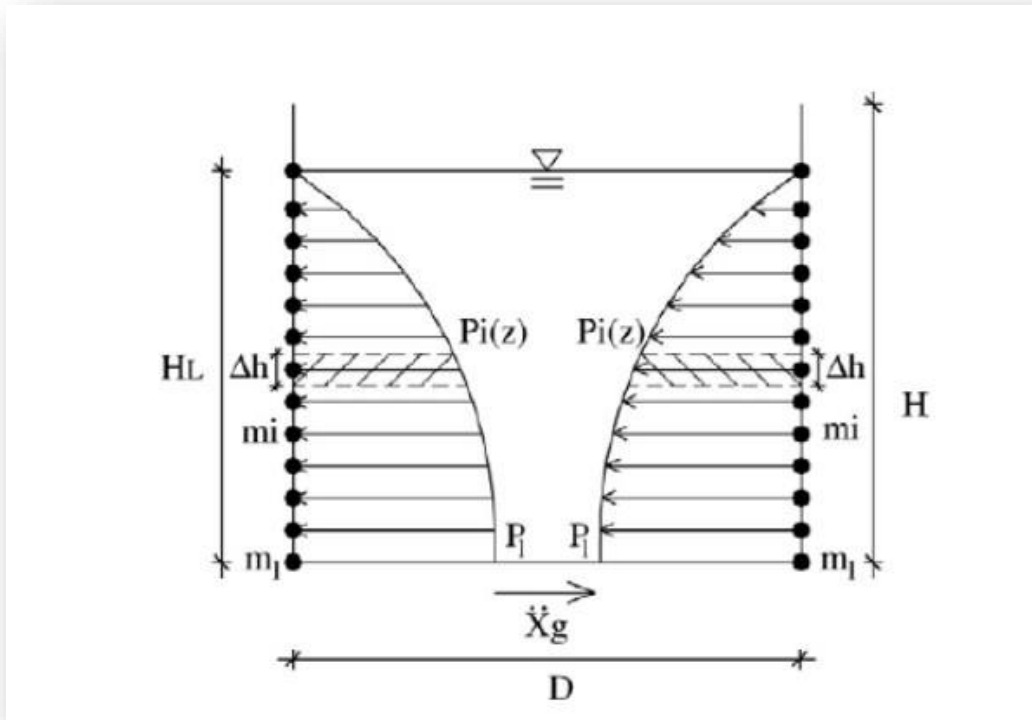
$$c_{cn}(\eta) = \frac{2}{\lambda_n^2 - 1} \times \frac{\cos h[\lambda_n(H/R)\eta]}{\cos h[\lambda_n(H/R)]} \quad (2.22)$$

Τα λ_1 , λ_2 και λ_3 όπως ορίστηκαν παραπάνω.

Επειδή η συνάρτηση (2.21) συγκλίνει πολύ γρήγορα με τον αριθμό των παραγόντων του αθροίσματος θα πρέπει και οι τρεις συντελεστές c_{cn} να συμπεριληφθούν.



Σχήμα 2.5 Συνιστώσες πίεσης στην διεύθυνση της διέγερσης (Virella et al., 2006)



Σχήμα 2.6 Κατανομή μάζας καθ' ύψος της κυλινδρικής δεξαμενής (Virella et al., 2006)

Η υδροδυναμική πίεση συνδέεται με τις δύο συνιστώσες, ωστική και κυκλοφορούσα μέσω της παρακάτω σχέσης, η οποία ισοδυναμεί την στιγμιαία τιμή της συνολικής πίεσης στα τοιχώματα της δεξαμενής με το άθροισμα της ωστικής συνιστώσας και μιας σειράς κυκλοφορουσών συνιστωσών.

Ισχύει ότι:

$$Q_b(t) = m_i \ddot{x}_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \quad (2.23)$$

Όπου,

- m_i : το τμήμα της μάζας του υγρού που θεωρείται ότι κινείται σε συγχρονισμό με το τοίχωμα της δεξαμενής και λαμβάνεται υπόψη ως μάζα που προσαρτάται άκαμπτα σε αυτό.
- m_{cn} : το τμήμα της κυκλοφορούσας μάζας που σχετίζεται με τη νιοστή ιδιόμορφη ταλάντωση.

Υπολογίζεται από τον τύπο:

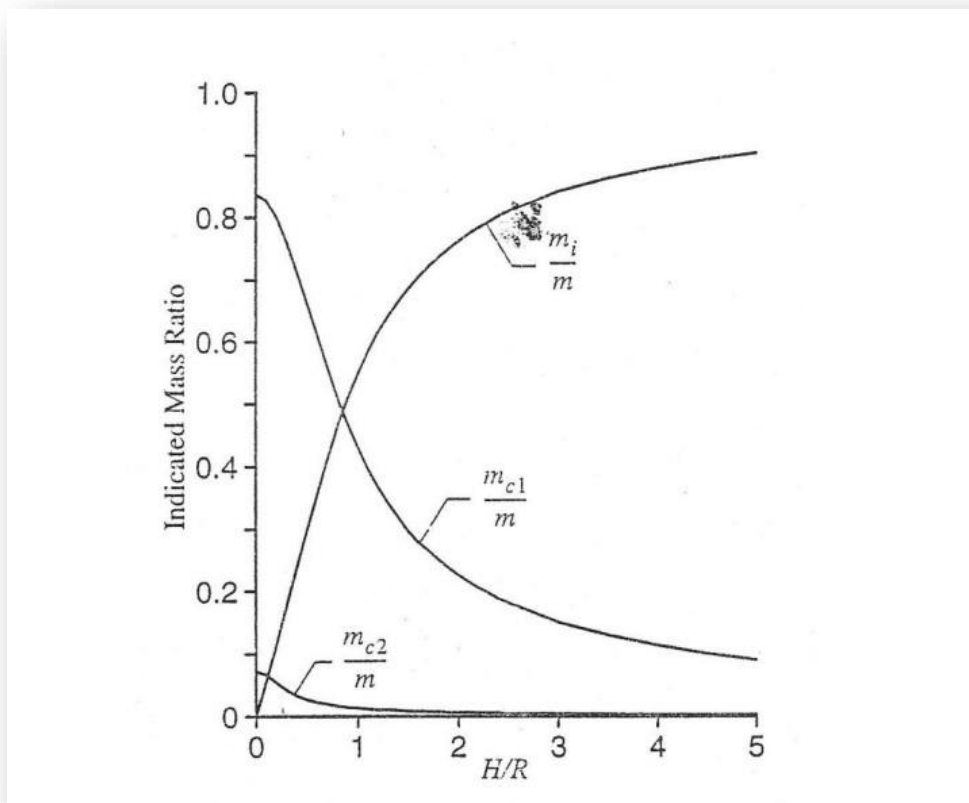
$$m_{cn} = \left\{ \frac{2}{\lambda_n(\lambda_n^2 - 1)(H/R)} \tan h [\lambda_n(H/R)] \right\} m \quad (2.24)$$

Το m συμβολίζει την συνολική μάζα του υγρού της δεξαμενής και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$m = \pi R^2 H \rho \quad (2.25)$$

Η ωστική συνιστώσα της μάζας ορίζεται από την εξής σχέση:

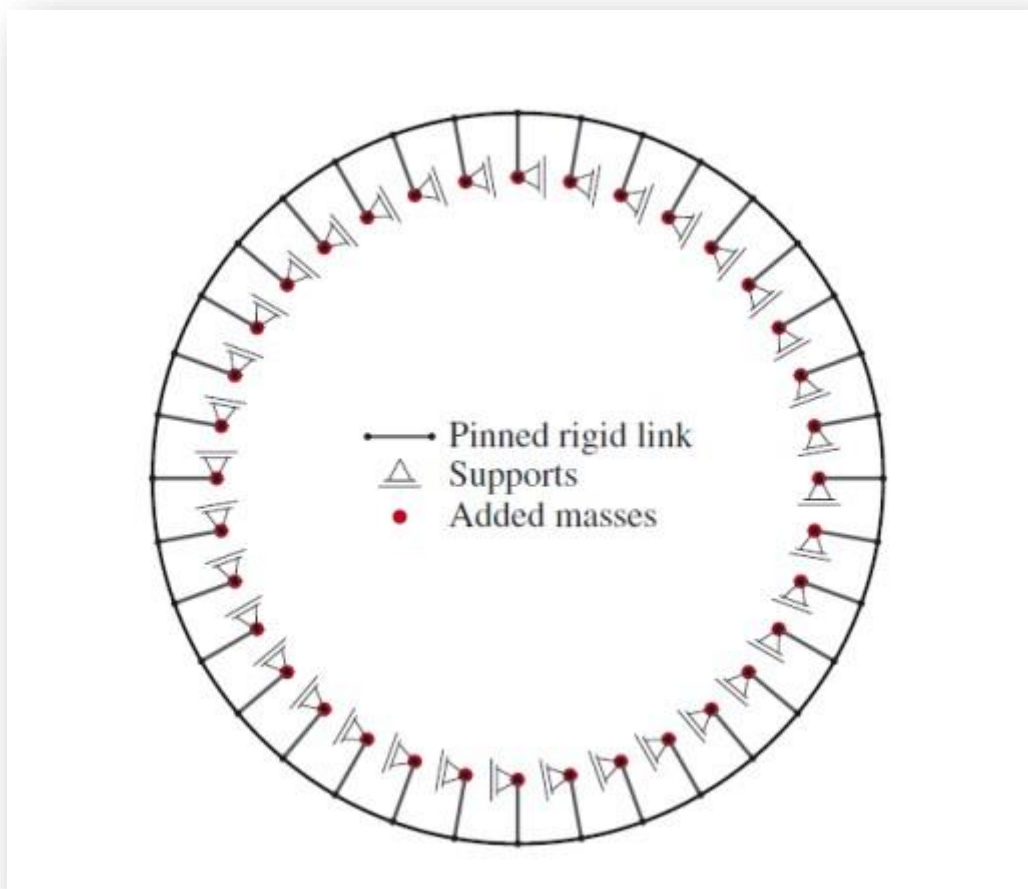
$$m_i + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} = m \quad (2.26)$$



Σχήμα 2.7 Λόγοι m_i/m , m_{c1}/m , m_{c2}/m ως συνάρτηση του λόγου H/R (Veletsos & Shivakumar, 1997)

Στο παραπάνω διάγραμμα παρατηρούμε ότι οι τιμές m_i , m_{c1} και m_{c2} κανονικοποιούνται αναφορικά με την συνολική μάζα του υγρού m , όπου παρουσιάζονται συναρτήσει του λόγου H/R . Αναλυτικότερα, το ποσοστό της ωστικής μάζας αυξάνεται με την αύξηση του λόγου H/R , πλησιάζοντας τη συνολική μάζα του υγρού για πολύ στενές δεξαμενές, ενώ η κυκλοφορούσα συνιστώσα παρουσιάζει την ακριβώς αντίθετη συμπεριφορά.

Στα πλαίσια της εργασίας και της σχεδίασης της δεξαμενής, η πρόσθετη μάζα θα υπολογισθεί σύμφωνα με τους παραπάνω τύπους και θα κατανεμηθεί και τοποθετηθεί στους κόμβους της δεξαμενής, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.8, μέσω μικρού μήκους άκαμπτων συνδέσμων μηδενικής μάζας. Οι σύνδεσμοι αυτοί αποτελούν άκαμπτα στοιχεία δικτύωματος με στηρίξεις στους τοπικούς άξονες. Στους συνδέσμους αυτούς επιτρέπεται η κίνηση των κόμβων μόνο στη διεύθυνση που είναι κάθετη σε αυτή του κελύφους της δεξαμενής. Συνεπώς η κίνησή τους δεσμεύεται στην εφαπτομενική και στην κατακόρυφη διεύθυνση. Ελευθερία κίνησης όμως, έχουμε στην ακτινική διεύθυνση, δηλαδή στην αξονική διεύθυνση των τοπικών αξόνων.



Σχήμα 2.8 Μοντέλο πρόσθετης μάζας (Virella et al., 2006)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

3. ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕΤΑΛΛΙΚΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΟΥ

3.1 ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΤΟΥ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

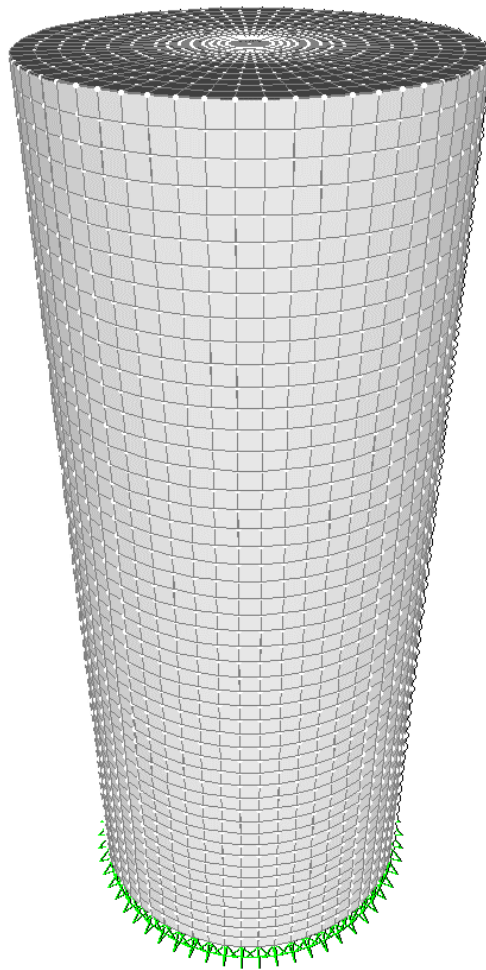
Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε μια λεπτότοιχη κυλινδρική δεξαμενή ανοξειδώτου χάλυβα, αγκυρωμένη στη βάση της. Τέτοιου τύπου δεξαμενές χρησιμοποιούνται συχνά στην παραγωγή και αποθήκευση κρασιού. Η χρήση τους ξεκίνησε στα μέσα του 20ου στις ΗΠΑ και σύντομα διαδόθηκε στις Χιλή, Αργεντινή, Νέα Ζηλανδία και Ιταλία. Η ευρεία διάδοση αυτού του τύπου των δεξαμενών οφείλεται στην ευκολία καθαρισμού, τον απόλυτο έλεγχο της ζύμωσης και τη σχετική χημική αδράνεια του χάλυβα, που έχει σαν αποτέλεσμα να μην επηρεάζει τα οργανοληπτικά χαρακτηριστικά του περιεχόμενου τους. Αρχικά, κατά τον σχεδιασμό και κατασκευή των δεξαμενών αυτού του τύπου, δεν υπήρχε μέριμνα για συνθήκες σεισμού με αποτέλεσμα οι δεξαμενές αυτές, σε αυτή την περίπτωση, να αστοχούν προκαλώντας σημαντικές οικονομικές συνέπειες στις παραγωγούς περιοχές.

Δημιουργήθηκαν δυο προσομοιώματα, για δύο στάθμες υγρού, τα οποία επιλύθηκαν με την μέθοδο της δυναμικής ανάλυσης χρονοϊστορίας υπό τον καταστροφικό σεισμό της Κεφαλονιάς το 2014.

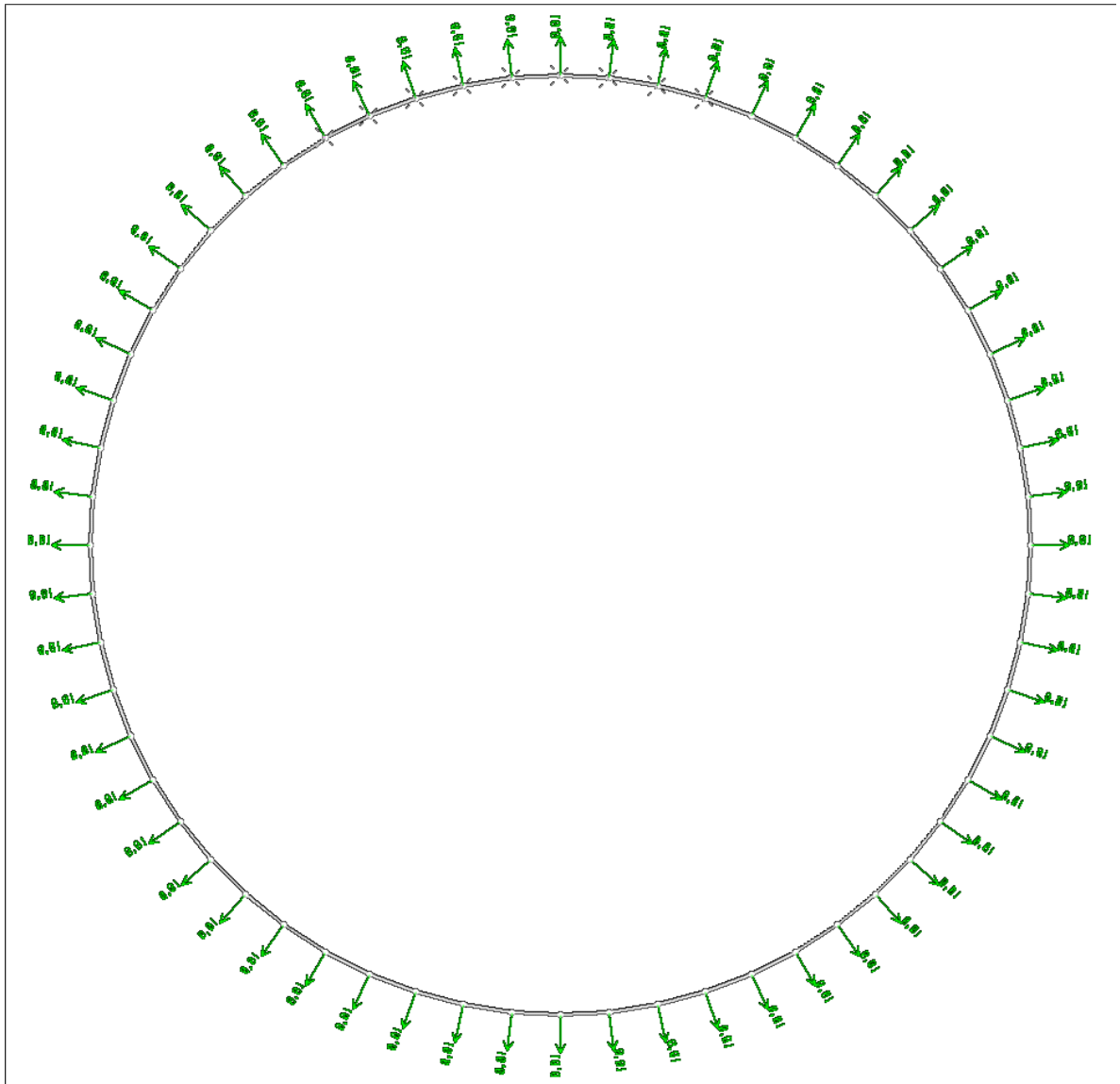
Για τη δημιουργία και επίλυση των προσομοιωμάτων, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων SAP2000 μιας και διαθέτει όλα τα απαραίτητα εργαλεία σχεδιασμού του προσομοιώματος, επίλυσης και παρουσίασης των αποτελεσμάτων παράλληλα με ένα φιλικό προς τον χρήστη, γραφικό περιβάλλον.

Η συμπεριφορά του υγρού υπό δυναμική διέγερση, προσομοιώθηκε μέσω της μεθόδου πρόσθετης μάζας η οποία παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 2 του παρόντος. Η ωστική συνιστώσα των υδροδυναμικών σεισμικών πιέσεων, εισάγεται στο μοντέλο με την τοποθέτηση πρόσθετων μαζών στους κόμβους που είναι σε επαφή με το ρευστό. Με αυτή τη μέθοδο, αποφεύγεται η κοστοβόρα εισαγωγή και προσομοίωση του ρευστού στο μοντέλο ενώ παρέχει ικανοποιητικά αποτελέσματα για τις ανάγκες της παρούσας ανάλυσης. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιώντας τις σχέσεις (2.24), (2.25), (2.26) της μεθόδου πρόσθετης μάζας,

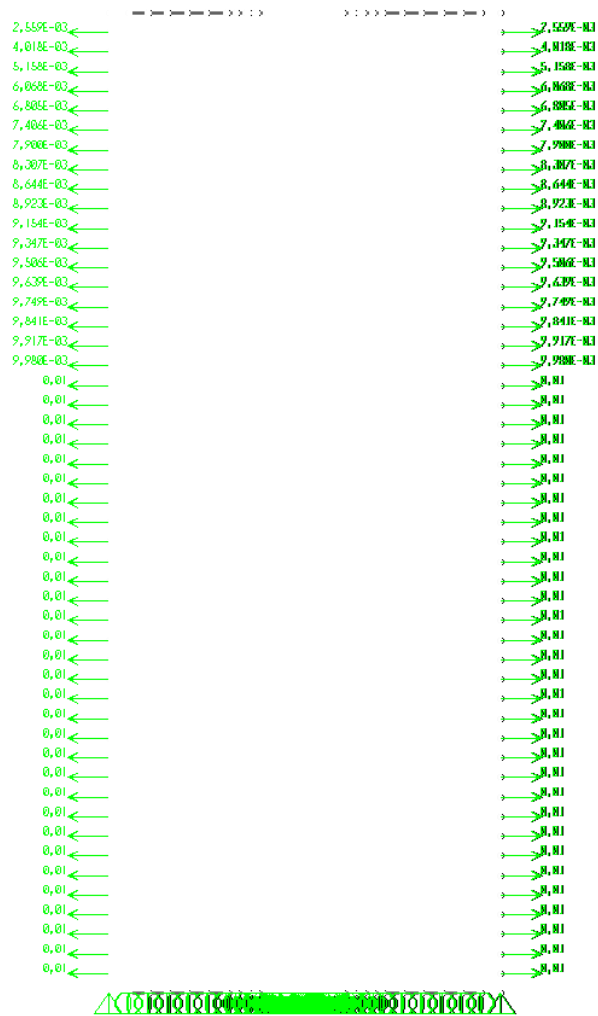
υπολογίστηκε η ωστική συνιστώσα της πρόσθετης μάζας ανά μονάδα επιφάνειας, στις στάθμες που αντιστοιχούν στον κάρναβο του προσομοιώματος. Κατόπιν η μάζα αυτή διανεμήθηκε στους κόμβους βάσει των επιφανειών επιρροής των κόμβων αυτών. Οι πρόσθετες επικόμβιες μάζες ορίστηκαν απευθείας στους κόμβους του μοντέλου και μόνο κατά την ακτινική διεύθυνση του κυλίνδρου που ορίζει ο φορέας της δεξαμενής. Με αυτόν τον τρόπο, εισάγεται αδράνεια μόνο στη διεύθυνση παράλληλη με τις πιέσεις που αναπτύσσονται από το υγρό στην πραγματικότητα. Το υδροστατικό φορτίο εισήχθη στο προσομοίωμα ως φορτίο πίεσης, κάθετης στις εσωτερικές επιφάνειες των στοιχείων κελύφους του προσομοιώματος. Στις επόμενες εικόνες, παρουσιάζονται διακριτοποίηση της δεξαμενής (Εικόνα 3.1), η κατανομή των πρόσθετων μαζών με την μορφή διανυσμάτων για μία οριζόντια (Εικόνα 3.2) και μια κατακόρυφη (Εικόνα 3.3) τομή του φορέα, η κατανομή των υδροστατικών πιέσεων, καθώς και οι συνθήκες έδρασης με το έδαφος (Εικόνα 3.4)



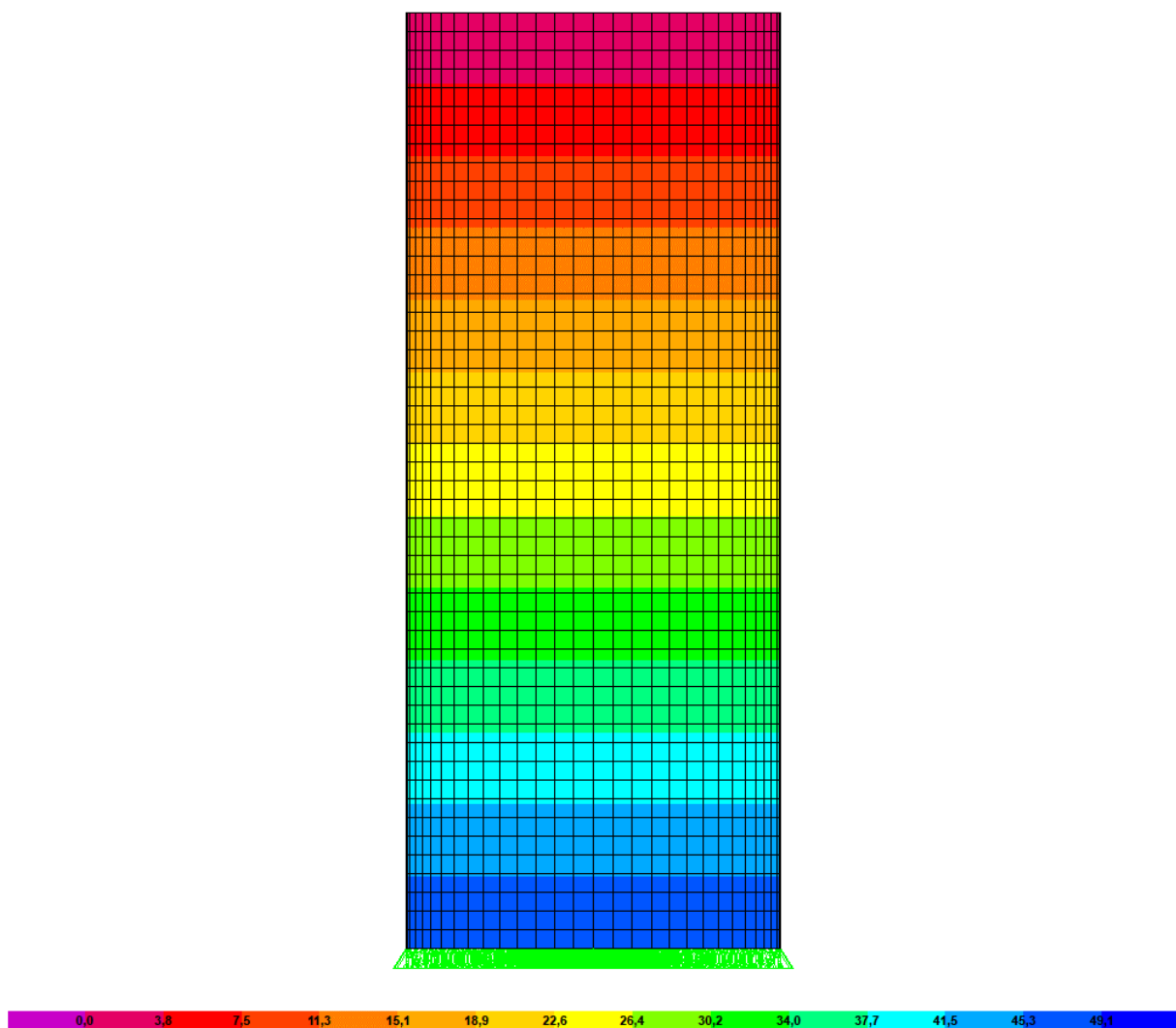
Εικόνα 3.1 Μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων της δεξαμενής



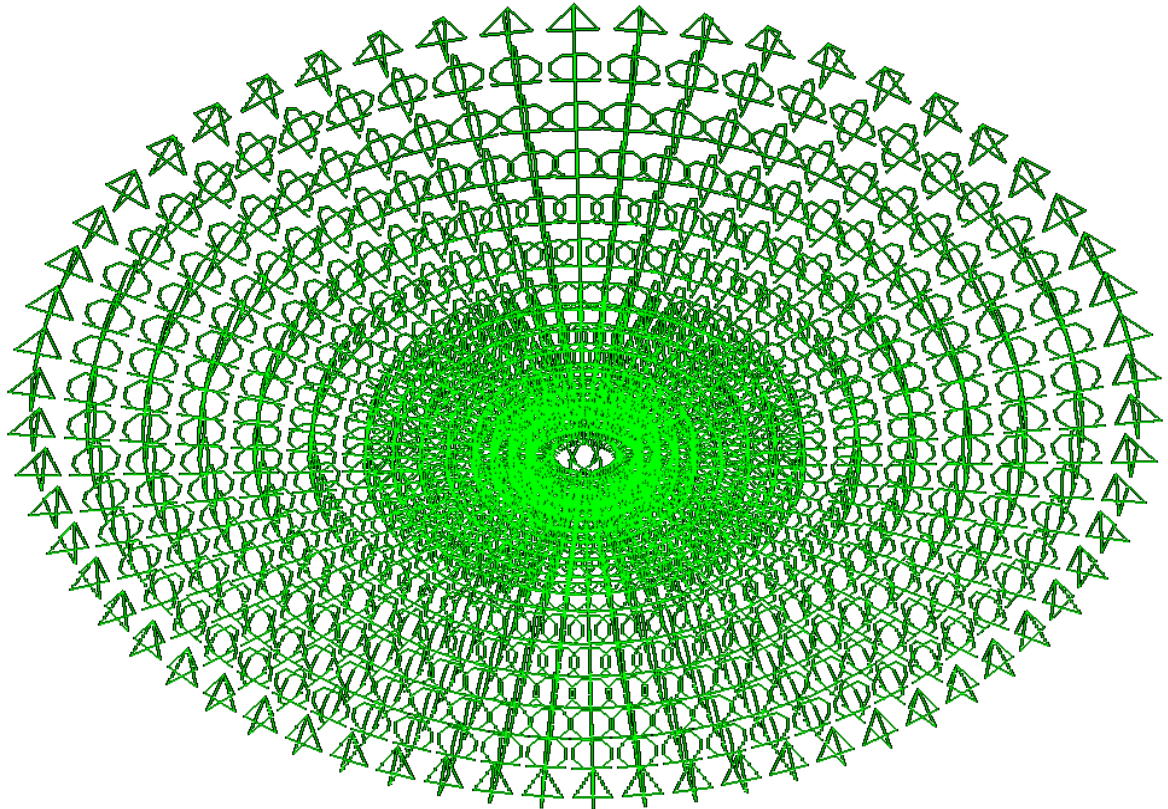
Εικόνα 3.2 Οριζόντια τομή του μοντέλου. Τα διανύσματα απεικονίζουν τις πρόσθετες μάζες ανά κόμβο καθώς και τις κατευθύνσεις τους



Εικόνα 3.3 Κατακόρυφη τομή του μοντέλου με τις πρόσθετες μάζες



Εικόνα 3.4 Κατανομή φορτίου υδροστατικής πίεσης



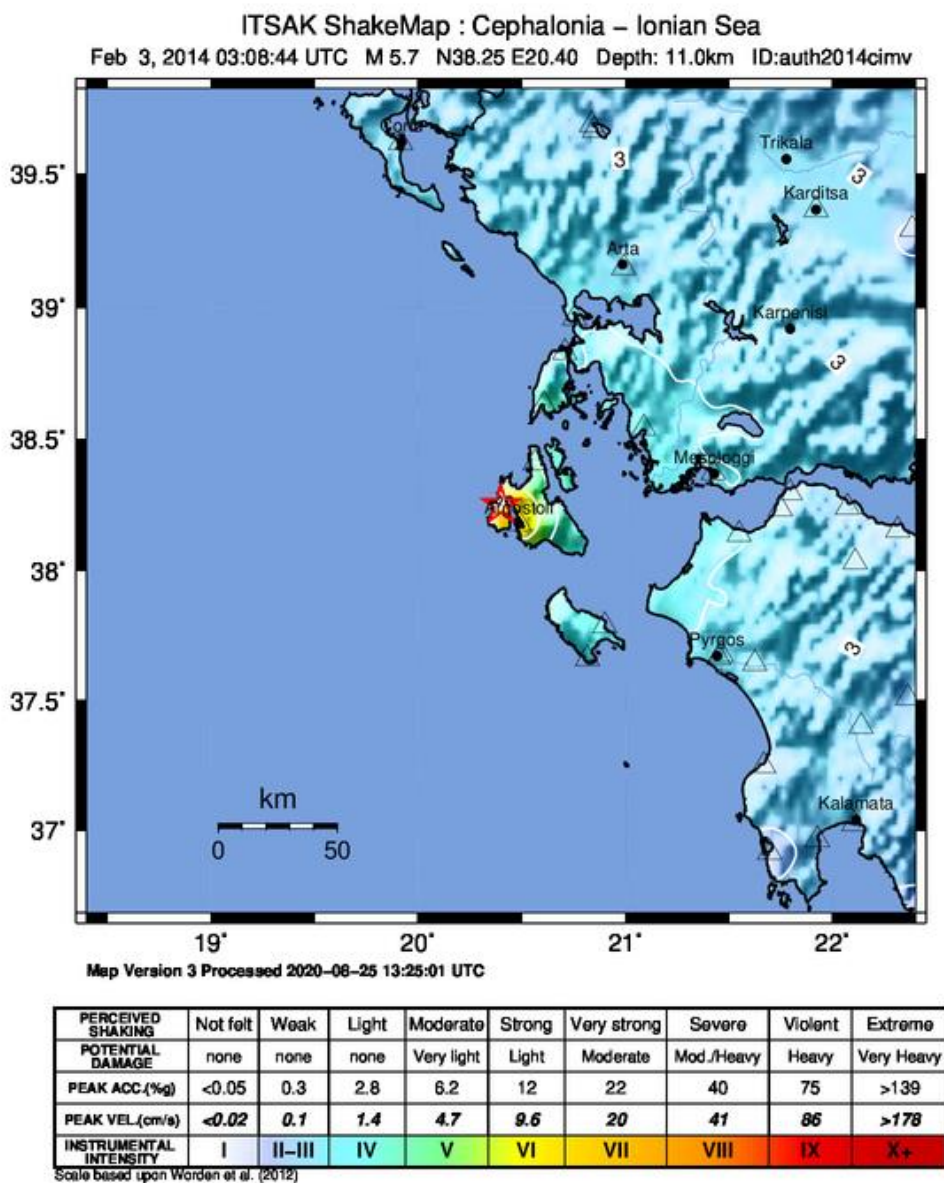
Εικόνα 3.5 Συνθήκες έδρασης κάτω πλάκας δεξαμενής

Ο ανοξείδωτος χάλυβας προσομοιώθηκε μέσω ομογενούς γραμμικού υλικού με μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$ και λόγο Poisson $\nu = 0.3$.

Φορέας που μελετήθηκε έχει ύψος $H = 5\text{m}$ και διάμετρο $D = 2\text{m}$. Οι συνθήκες στήριξης της βάσης προσομοιώθηκαν με αρθρώσεις στους κόμβους της περιμέτρου και κυλίσεις στους εσωτερικούς. Η δεξαμενή αναλύθηκε για δύο στάθμες υγρού, $H_L = 5\text{m}$, $H_L = 2\text{m}$. Η ανάλυση των αποτελεσμάτων επικεντρώνεται στα βασικά χαρακτηριστικά των αναπτυσσόμενων δυνάμεων μεμβράνης στον κύλινδρο της δεξαμενής.

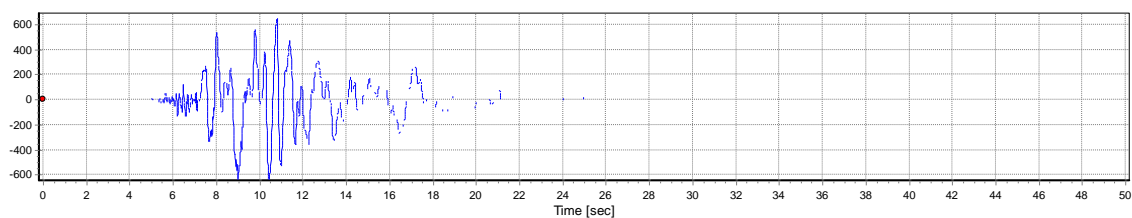
3.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

Το προσομοίωμα υποβλήθηκε στην οριζόντια εδαφική διέγερση του 2ου κύριου σεισμού που έπληξε την Κεφαλονιά στις 3/2/2014. Ο σεισμός μεγέθους $M_w = 6.0$ ήταν ο 2ος κύριος σεισμός, σε διάστημα λίγων ημερών, και προκάλεσε σημαντικές φθορές στα κτίρια και τις υποδομές του νησιού. Στην παρούσα ανάλυση χρησιμοποιήθηκαν οι δύο οριζόντιες καταγραφές του σταθμού CHV1 με θέση 6.5 km δυτικά από το Ληξούρι, 12 km δυτικά από το Αργοστόλι, και 11.6 km νοτιοδυτικά από το επίκεντρο του σεισμού.

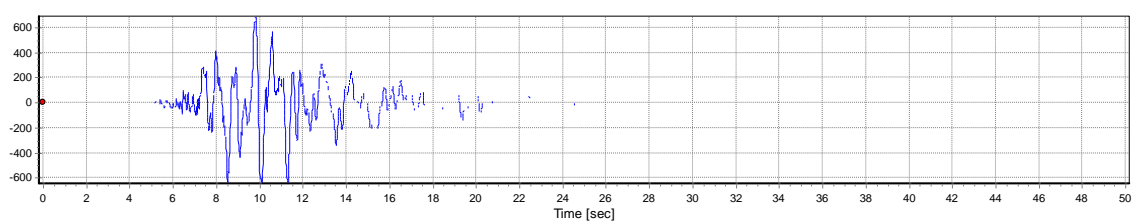


Εικόνα 3.6 Χάρτης έντασης σεισμού Κεφαλονιάς 3/2/2014 (ITSAK 2014)

Στο επόμενο σχήμα παρουσιάζεται τα επιταχυνσιογράφημα Βορά -Νότου (NS) και ανατολής - δύσης (EW) της διέγερσης η οποία χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις του φορέα.



Εικόνα 3.7 Επιταχυνσιογράφημα διεύθυνσης NS (cm/s²)



Εικόνα 3.8 Επιταχυνσιογράφημα διεύθυνσης EW (cm/s²)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

4. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΑ ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Στην παρούσα εργασία μελετήθηκε μια αγκυρωμένη δεξαμενή για λόγους $HL/D = 2,5$ και $HL/D = 1$. Στα επόμενα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν για τις δύο στάθμες υγρού. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται οι μέγιστες δυνάμεις μεμβράνης και οι μέγιστες μετακινήσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια της διέγερσης, και το εντατικό πεδίο του φορέα την στιγμή της ανάπτυξής τους (Πίνακας 4.1, Πίνακας 4.2).

Πίνακας 4.1 Μέγιστες αναπτυσσόμενες θλιπτικές δυνάμεις

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΘΛΙΠΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ				
Στάθμη υγρού (m)	Χρονικό σημείο (sec)	F_z (KN/m)	F_t (KN/m)	F_{tz} (KN/m)
5	9,8	-113,7	-34,11	-56,32
2	9,8	-24,05	-7,22	-21,32

Πίνακας 4.2 Μέγιστες αναπτυσσόμενες εφελκυστικές δυνάμεις

ΜΕΓΙΣΤΕΣ ΕΦΕΛΚΥΣΤΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ				
Στάθμη υγρού (m)	Χρονικό σημείο (sec)	F_z (KN/m)	F_t (KN/m)	F_{tz} (KN/m)
5	9,8	97,81	66,19	56,3
2	9,8	19,91	30,24	21,32

Οι μέγιστες εφελκυστικές και θλιπτικές δυνάμεις, αναπτύσσονται κατά την χρονική στιγμή της διέγερσης $t=9.8$ sec και συμπίπτουν χρονικά με τη μέγιστη, κατ' απόλυτη τιμή, εδαφική επιτάχυνση. Χωρικά οι θέσεις τους είναι συμβατές με τη διεύθυνση της διέγερσης όπως είναι αναμενόμενο.

Το υδροστατικό φορτίο παραλαμβάνεται μέσω των δυνάμεων μεμβράνης κατά την περιμετρική διεύθυνση F_t (Εικόνα 4.3 & Εικόνα 4.8), ενώ η σεισμική δράση μέσω δυνάμεων μεμβράνης κατά την κατακόρυφη διεύθυνση F_z (Εικόνα 4.1 & Εικόνα 4.6) η κατανομή των F_z είναι μεταβλητή κατά τον στιγμιαίο άξονα της σεισμικής διέγερσης ώστε να παραλάβουν την

συνισταμένη ροπή που επιβάλλει στον φορέα, με αποτέλεσμα την ανάπτυξη μη αμελητέων διατμητικών εντός επιπέδου δυνάμεων μεμβράνης F_{tz} (Εικόνα 4.4 & Εικόνα 4.9)

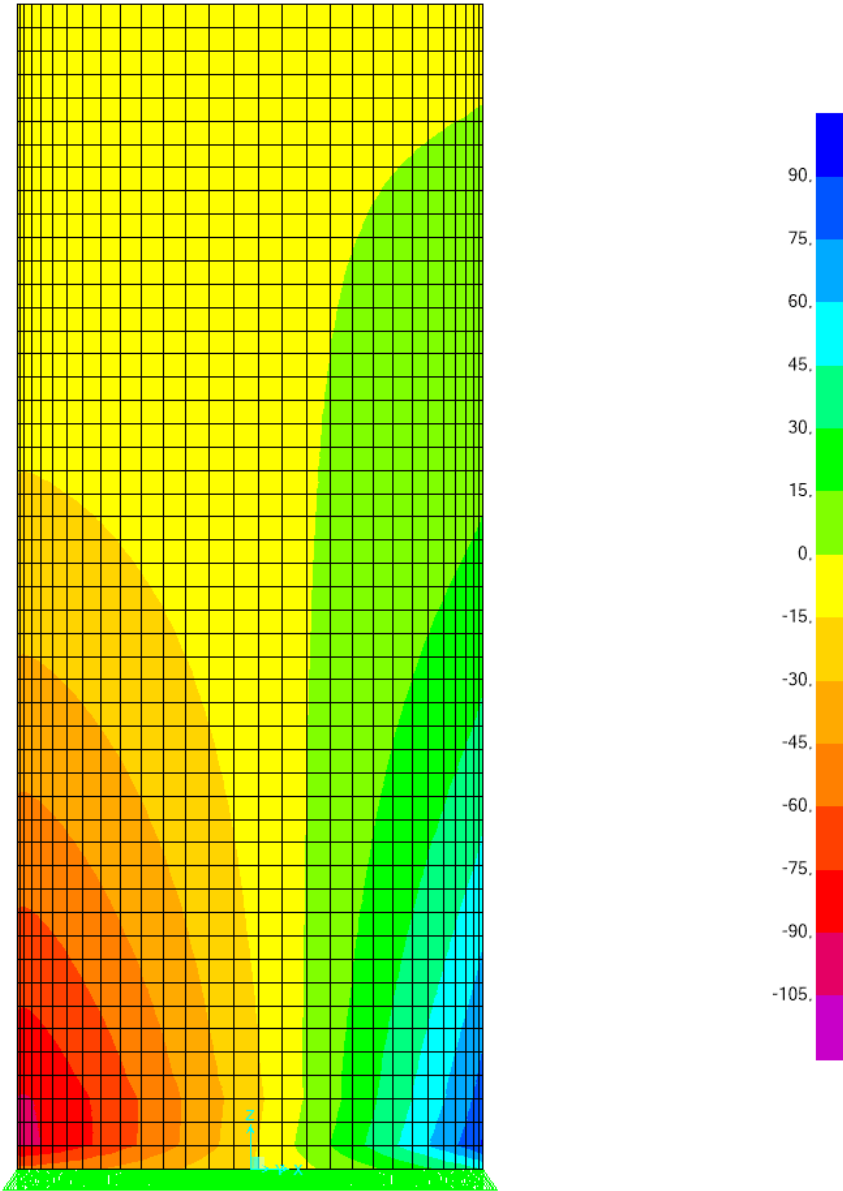
Η τοπική επιρροή της ωστικής συνιστώσας των σεισμικών υδροδυναμικών πιέσεων στον φορέα, οι οποίες προσεγγίστηκαν μέσω των πρόσθετων επικόμβιων μαζών, εμφανίζεται μέσω μεταβολής στην καμπυλότητα του παραμορφωμένου φορέα ανάλογη του μεγέθους των πρόσθετων μαζών, και είναι ιδιαίτερα εμφανής στην περίπτωση $HL=2m$ (Εικόνα 4.10)

Η δεξαμενή ως φορέας με καμπυλότητα, παραλαμβάνει τα φορτία μέσω δυνάμεων μεμβράνης και μόνο στη βάση του κυλίνδρου αναπτύσσεται ροπή M_{tt} .

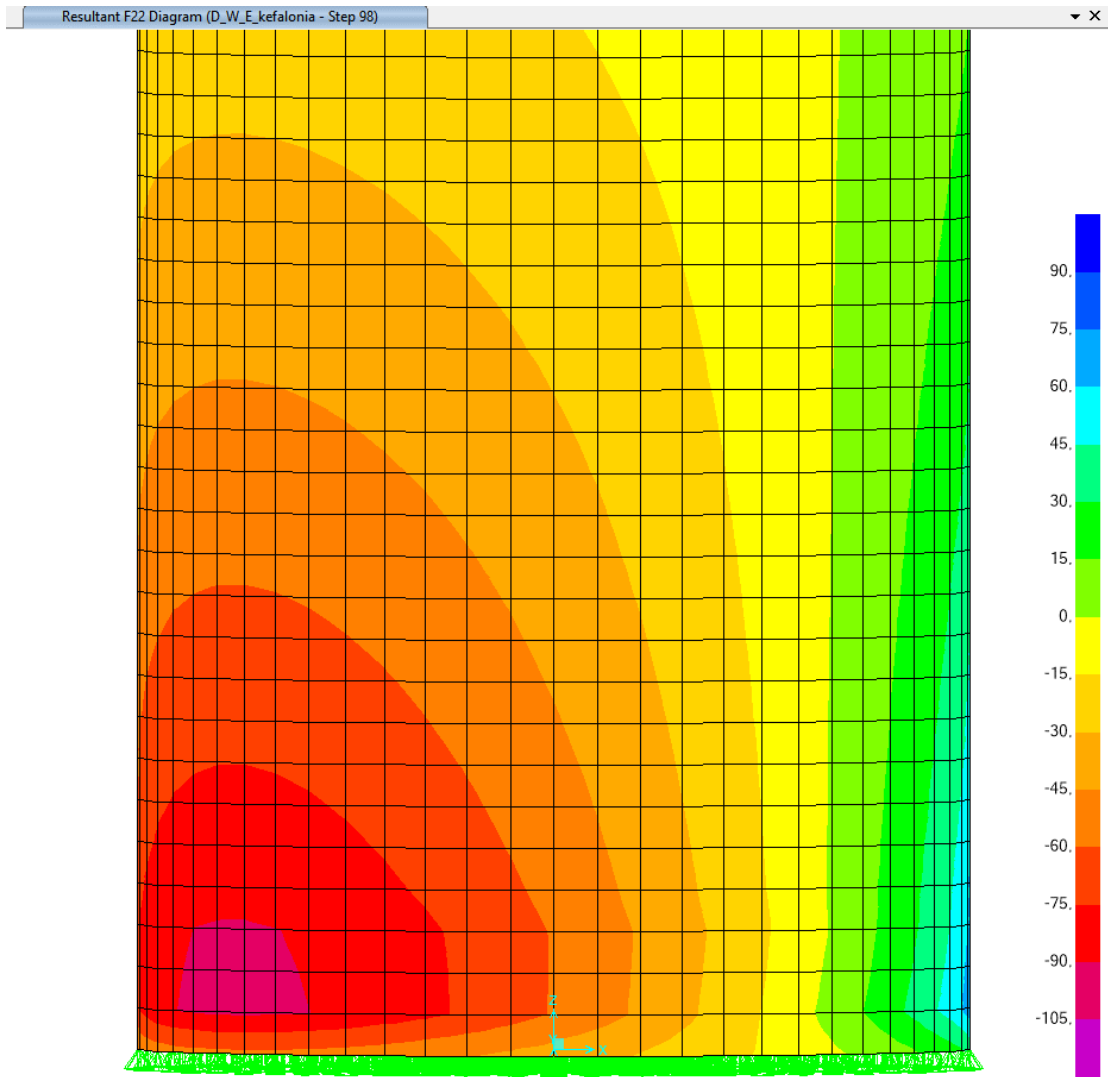
Τέλος, οι μέγιστες αναπτυσσόμενες μετακινήσεις στην κορυφή της δεξαμενής είναι οι εξής

- $U_x = 8,53 \text{ mm}$, $HL=5m$
- $U_x = 1,45 \text{ mm}$, $HL=2m$

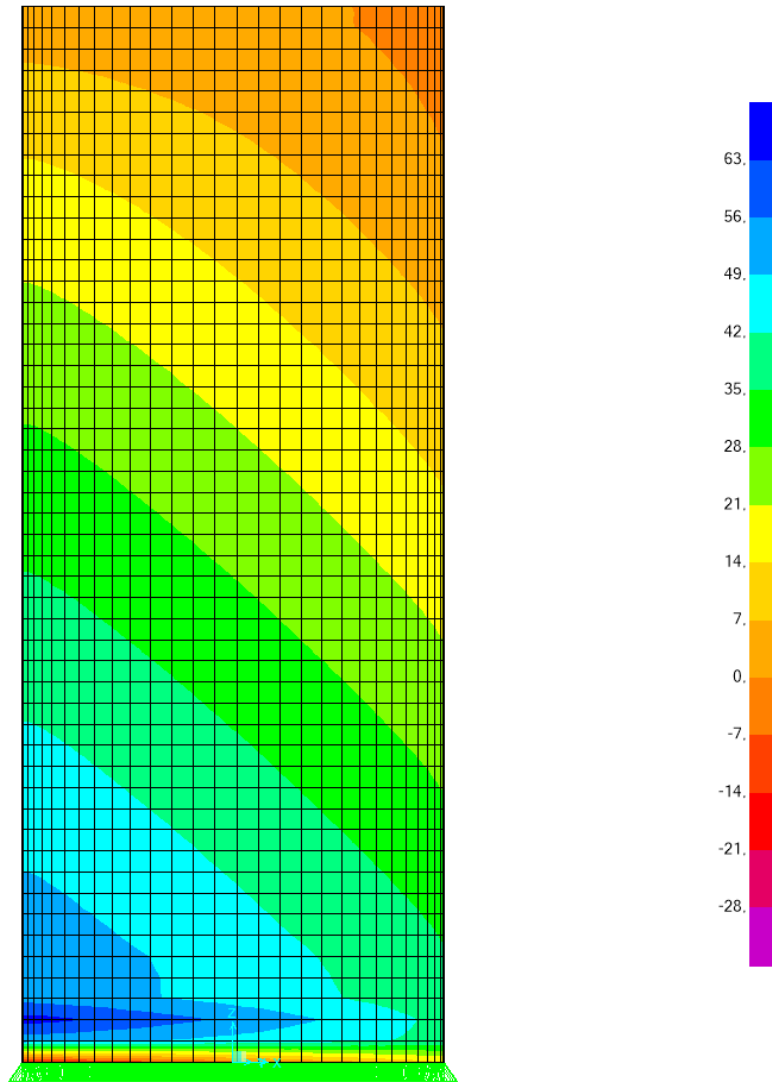
Και συμπίπτουν χρονικά με την ανάπτυξη των μέγιστων εσωτερικών δυνάμεων ($t=9.8\text{sec}$).



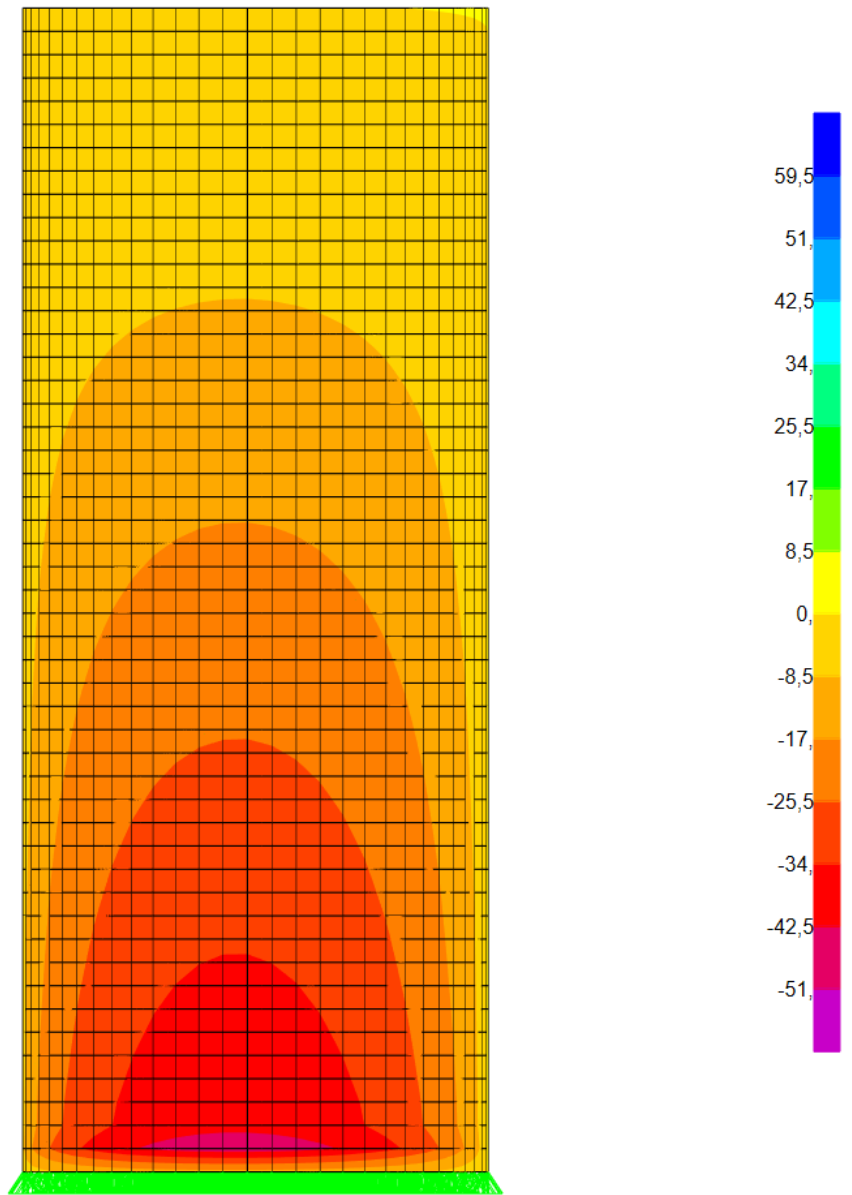
Εικόνα 4.1 $H_L = 5m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z



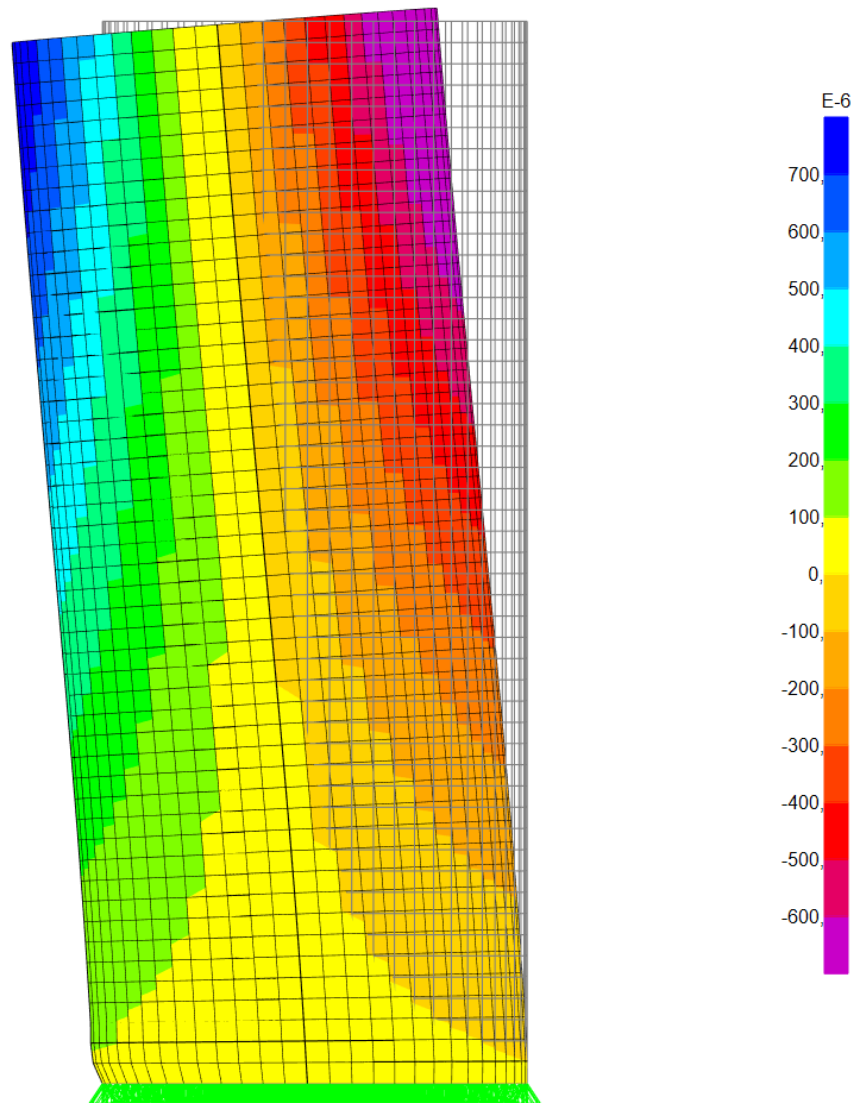
Εικόνα 4.2 $H_L = 5m$, $t = 5.5 \text{ sec}$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z - Κορινό



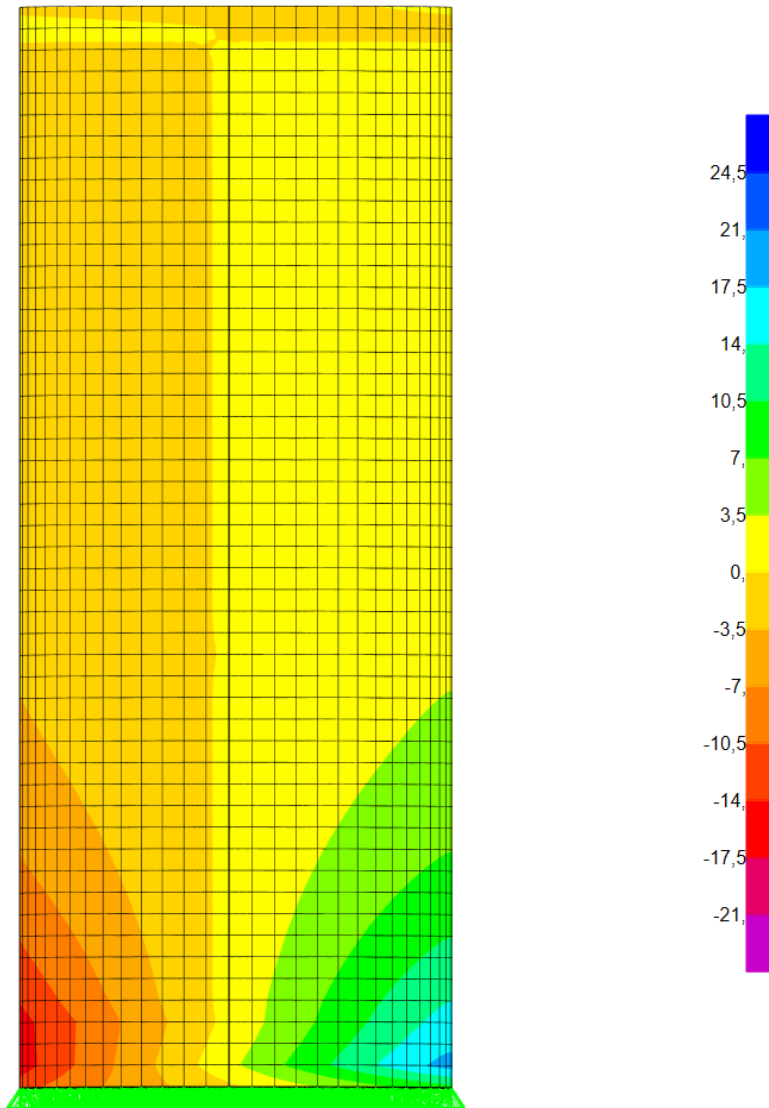
Εικόνα 4.3 $H_L = 5m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_T (περιμετρική διεύθυνση)



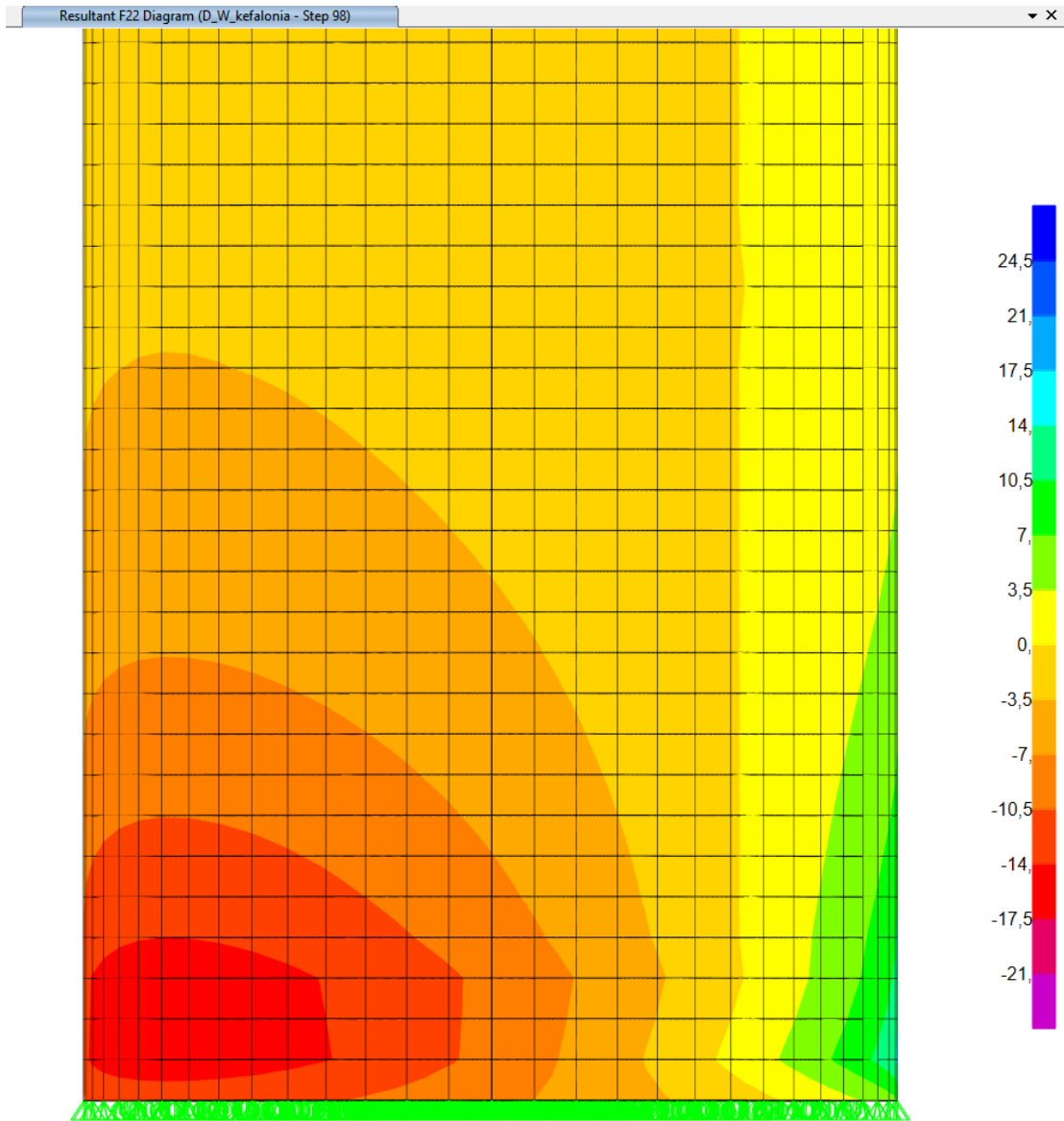
Εικόνα 4.4 $H_L = 5m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_{tz} (διάτμηση εντός επιπέδου κελύφους)



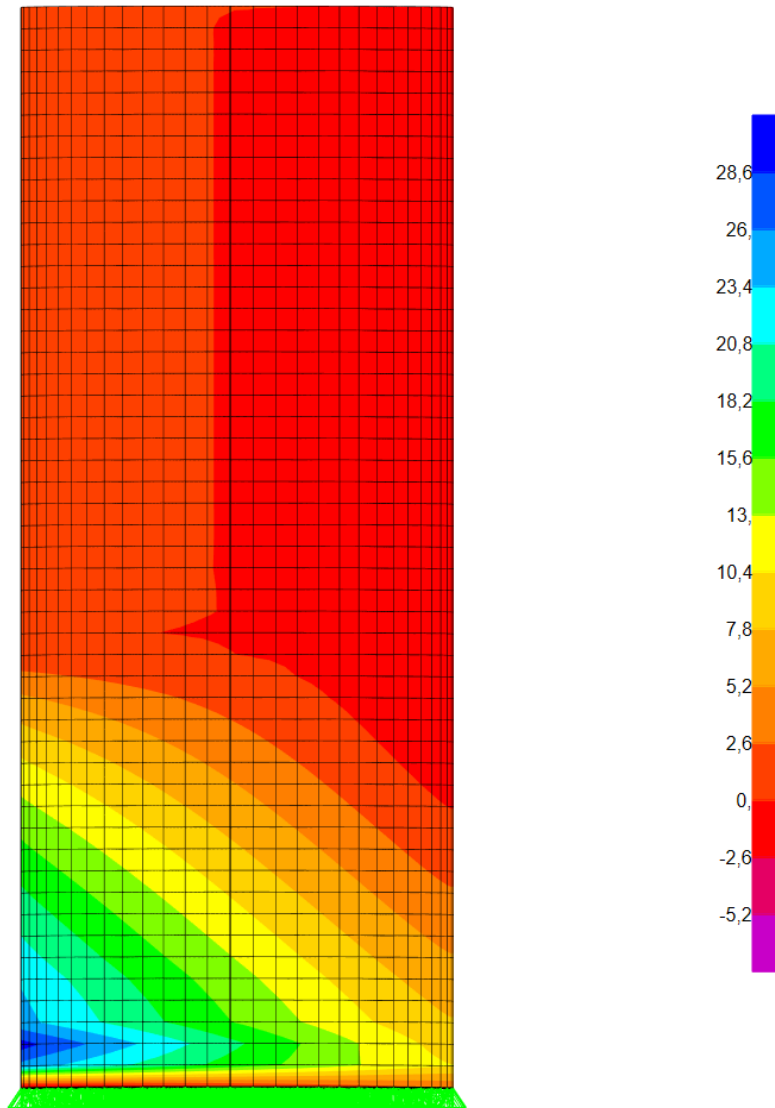
Εικόνα 4.5 $H_L = 5m$ Παραμορφωμένος φορέας $t = 9.8 \text{ sec}$ Διάγραμμα μετακινήσεων U_r (ακτινική διεύθυνση)



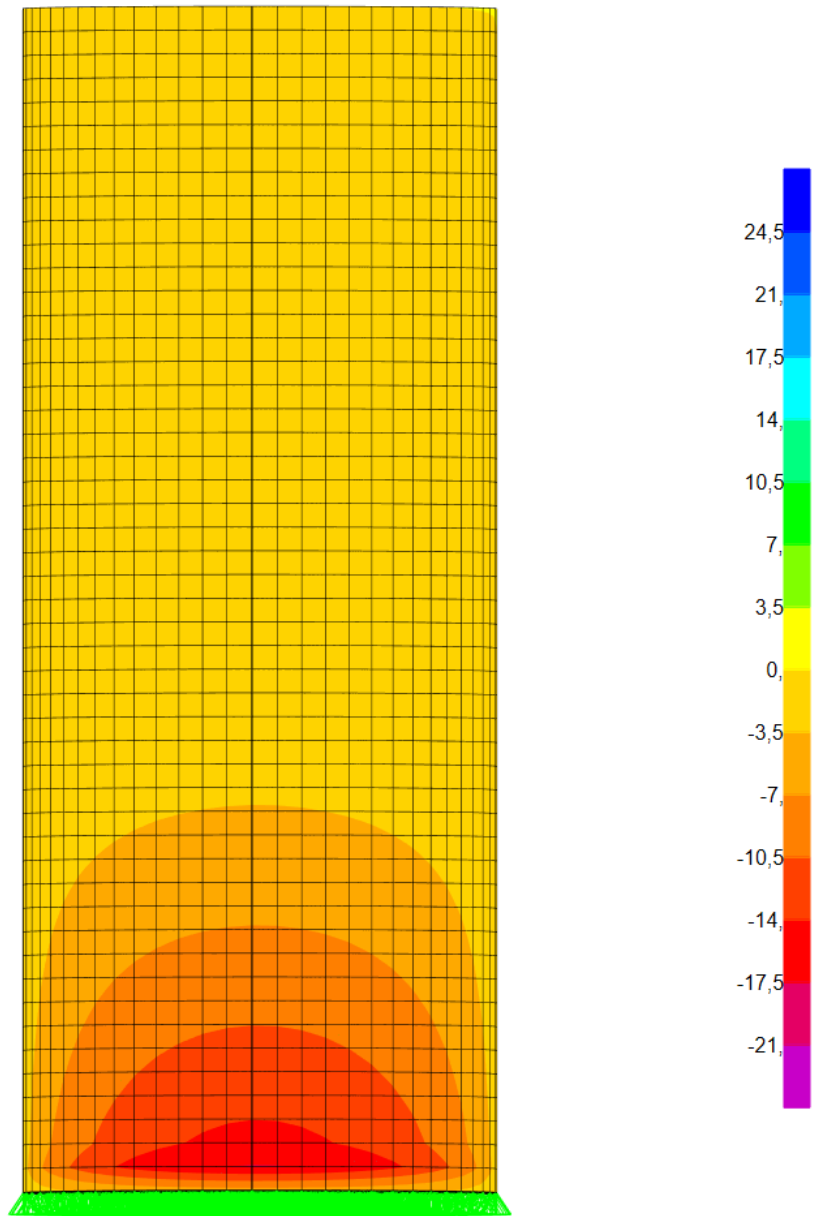
Εικόνα 4.6 $HL = 2m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z



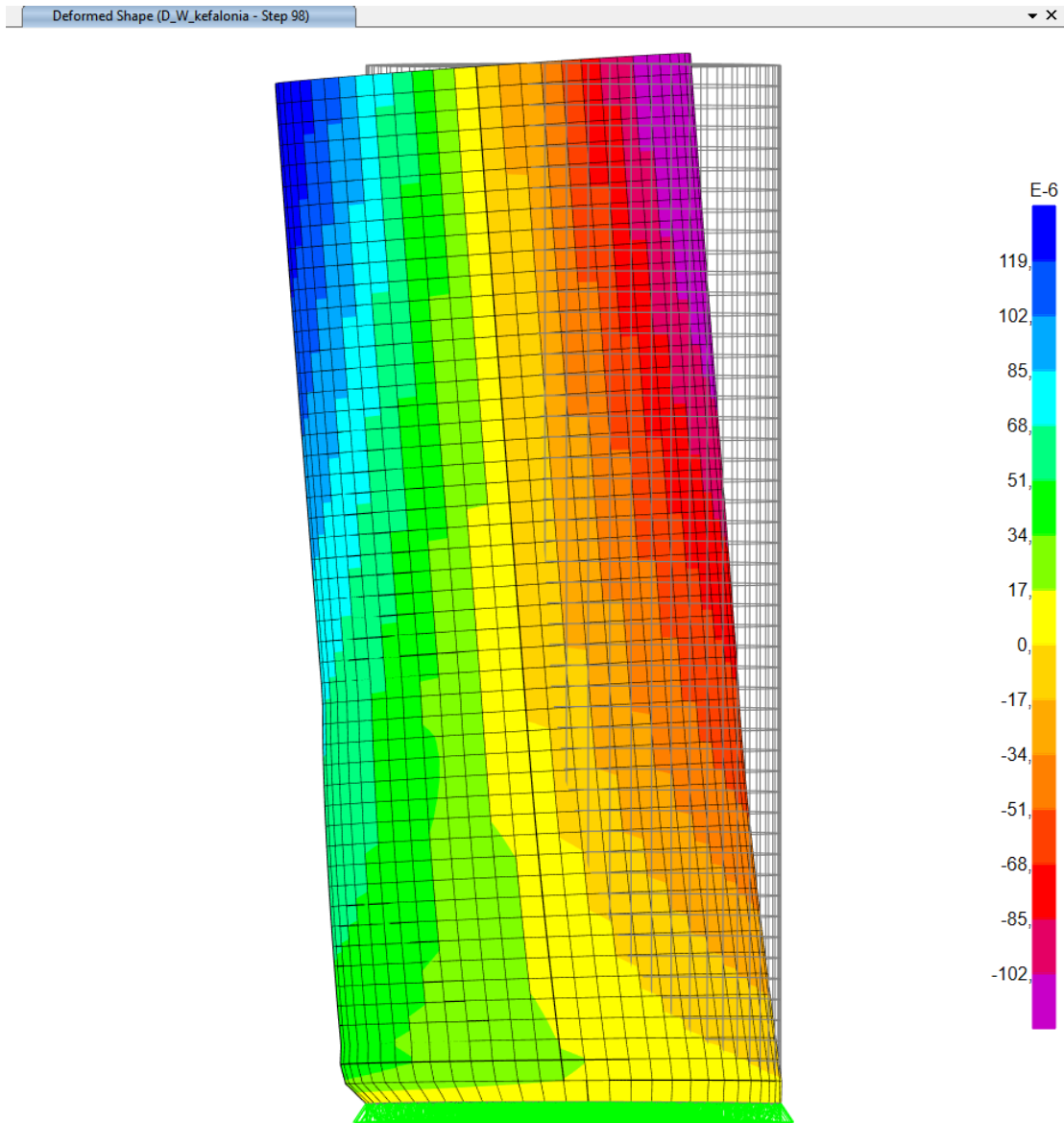
Εικόνα 4.7 $H_L = 2m$, $t = 5.5 \text{ sec}$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_z - Κοιτινό



Εικόνα 4.8 $H_L = 2 \text{ m}$, $t = 5.5 \text{ sec}$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_t (ακτινική διεύθυνση)



Εικόνα 4.9 $H_L = 2m$ Διάγραμμα εσωτερικών δυνάμεων F_{tz} (Διάτμηση εντός επιπέδου κελύφους)



Εικόνα 4.10 $H_L = 2m$ Παραμορφωμένος φορέας $t = 9.8 \text{ sec}$ Διάγραμμα μετακινήσεων U_r (ακτινική διεύθυνση)

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

5. ΕΛΕΓΧΟΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ

Ακολουθούν έλεγχοι επάρκειας του φορέα σε αξονικό και περιμετρικό λυγισμό κατά τις διατάξεις του EC 3.

Οι δράσεις που λαμβάνονται υπ' όψιν προέκυψαν από την ανάλυση που παρουσιάστηκε στα προηγούμενα κεφάλαια.

Υιοθετήθηκε χαρακτηριστική όριο διαρροής υλικού $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$.

5.1 ΑΝΑΠΤΥΣΣΟΜΕΝΕΣ ΔΡΑΣΕΙΣ

Οι μέγιστες αναπτυσσόμενες θλιπτικές τάσεις στον φορέα είναι οι εξής:

$$\sigma_{x,Ed} = \max F_z/t = 113.7/0.005 = 22.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\theta,Ed} = \max F_t/t = 34.11/0.005 = 7.8 \text{ MPa}$$

5.2 ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ

5.2.1 ΚΡΙΤΗΡΙΟ ΑΠΑΛΛΑΓΗΣ

Πρέπει:

$$r/t > 0.03 \cdot E/f_{yk}$$

$$r/t = 1/0,005 = 200$$

$$0.03 \cdot E/f_{yk} = 0.03 \cdot 210000/235 = 27 < 200$$

Άρα, το κριτήριο απαλλαγής αξονικού λυγισμού δεν ικανοποιείται.

5.2.2 ΠΛΗΡΗΣ ΕΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΛΥΓΙΣΜΟ ΑΞΟΝΙΚΗΣ ΘΛΙΨΗΣ

Η κατηγορία ποιότητας της κατασκευής λαμβάνεται συντηρητικά ως κανονική η οποία δίνει συντελεστή $Q=16$ και χαρακτηριστικό μέγεθος ατέλειας :

$$\Delta_{wk} = 1/Q * \sqrt{r/t} * t = 1/16 * \sqrt{1/0.005} * 0.005 = 4.42 * 10^{-3}$$

Ελαστικός μειωτικός συντελεστής λόγω ατελειών:

$$\alpha_x = 0,62 / (2 + 1,91(\Delta_{wk}/t))^{1.44} = 0.2385$$

Αδιάστατη παράμετρος μήκους:

$$\omega = 1/\sqrt{r^*t} = 5/\sqrt{1/0.005} = 70.71 < 0.5 * r/t = 0.5 * 1/0.005 = 100 \Rightarrow \text{μεσαίος κύλινδρος}$$

$$\text{Άρα } C_x = C_{x,N} = 1$$

Κρίσιμη τάση λυγισμού:

$$\sigma_{x,cr} = 0.605 * E * C_x * t/r^* = 0.605 * 210000 * 1 * 0.005/1 = 635.250 \text{MPa}$$

$$\lambda_x = \sqrt{f_{yk}/\sigma_{x,cr}} = \sqrt{235/635.50} = 0.6082$$

$$\lambda_{x0} = 0.20 < \lambda_x,$$

$$B = 0.60 \text{ και}$$

$$n = 1.0$$

$$\lambda_{px} = \sqrt{\alpha_x / (1 - \beta_x)} = \sqrt{0.2385 / (1 - 0.60)} = 0.7722$$

Άρα

$$\text{Για } \lambda_{x0} < \lambda_x < \lambda_{px} \text{ παίρνουμε } x_k = (1 - \beta) * ((\lambda_x - \lambda_{x0}) / (\lambda_{xp} - \lambda_{x0})) n = 0.57194$$

Χαρακτηριστική τάση λυγισμού:

$$\sigma_{x,Rk} = x_k * f_{yk} = 0.57194 * 235 = 134.407 \text{ MPa}$$

Και η αντίσταση σχεδιασμού σε λυγισμό προκύπτει:

$$\sigma_{x,Rd} = \sigma_{x,Rk} / \gamma_{M1} = 134.407 / 1.1 = 122.188 \text{ MPa} > \sigma_{x,Ed}$$

Άρα, δεν αναμένεται αστοχία λόγω αξονικού λυγισμού της δεξαμενής υπό τις μελετώμενες συνθήκες.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στόχος της παρούσας εργασίας ήταν η σχεδίαση λεπτότοιχων μεταλλικών δεξαμενών αποθήκευσης υγρού (νερό) αγκυρωμένων στην βάση τους, η δυναμική ανάλυση των προσομοιωμάτων τους κατά την επιβολή σεισμικού φορτίου, καθώς και ο έλεγχος επάρκειας για τον εντοπισμό πιθανής αστοχίας.

Πραγματοποιήθηκε έλεγχος λυγισμού που αποτελεί την πιο κοινή μορφή αστοχίας για τις δεξαμενές. Υπό της μελετώμενης συνθήκης, δεν εντοπίστηκε αστοχία λυγισμού στα τοιχώματα της δεξαμενής, διότι η ύπαρξη αγκυρώσεων περιορίζει την κίνηση της βάσης συνεπώς και τη μείωση των τάσεων.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, συμπεραίνουμε ότι τέτοιου είδους κατασκευές αποτελούν αξιόπιστη λύση όσον αφορά την αποθήκευση υγρών, λόγω μικρών απαιτούμενων τάσεων και καλής συμπεριφοράς κατά την ύπαρξη σεισμικών δράσεων. Σε κάθε περίπτωση τα αποτελέσματα είναι ενδεικτικά και η επιβολή μεγαλύτερου σεισμικού φορτίου μπορεί να οδηγήσει σε εμφάνιση αστοχιών.

BIBΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

Buratti, N. & Tavano, M. (2014). “Dynamic buckling and seismic fragility of anchored steel tanks by the added mass method”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 43(1), 1-21. <https://doi.org/10.1002/eqe.2326>

European Committee for Standardization (CEN), (2004). “Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance”, *Brussels*.

European Committee for Standardization (CEN), (2007). “Eurocode 3: Design of steel structures”, *Brussels*.

González, E., Almazán J., Beltrán, J., Herrera R., & Sandoval, V., (2013).“Performance of stainless steel winery tanks during the 02/27/2010 Maule earthquake” *Engineering Structures*, 56, 1402-1418. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.07.017>

Haroun, M. (1983). “Vibration studies and tests of liquid storage tanks”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 11(2), 179-206. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290110204>

Haroun, M. & Ellaithy, H. (1985). “Model for flexible tanks undergoing rocking”, *Journal of Engineering Mechanics*, 111(2), 143-157. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1985\)111:2\(143\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1985)111:2(143))

Housner, G., (1963). “The dynamic behavior of water tanks” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381-387. <https://doi.org/10.1785/BSSA0530020381>

Lee, G.C., & Tsai, C.S., (1991a). “Time domain analyses of dam-reservoir system. I: exact solution.” *Journal of Engineering Mechanics*, 117(9), 1990-2006. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1991\)117:9\(1990\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1991)117:9(1990))

Lee, G.C., & Tsai, C.S., (1991b). “Time-domain analyses of dam-reservoir system. II: substructure method”, *Journal of Engineering Mechanics*, 117(9), 2007-2026.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1991\)117:9\(2007\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1991)117:9(2007))

Ο.Α.Σ.Π., (2014). “Οι σεισμοί της Κεφαλονιάς 2014”, Ημερίδα Αργοστόλι 6/6/2014

Rammerstorfer, F.G., Scharf, K., & Fisher, F.D. (1990). “Storage tanks under earthquake loading”, *ASME Appl Mech Rev Nov 1990*, 43(11), 261 -282.
<https://doi.org/10.1115/1.3119154>

Veletsos, A.S., & Yang, J.Y., (1977). “Earthquake response of liquid storage tanks”, *Advances in Civil Engineering through Engineering Mechanics – Second Annual Engineering Mechanics Division Specialty Conference*, ASCE: North Carolina State University, Raleigh, North Carolina, U.S.A., 1-24.

Veletsos, A. S., & Shivakumar, P., (1997). “Tanks containing liquids or solids”. *Department of Civil engineering, Rice University*. Houston, Texas.

Virella, J. C., Godoy L.A., & Suárez L.E., (2006a). “Fundamental modes of tank-liquid systems under horizontal motions” *.Engineering Structures*, 28(10), 1450-1461.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.12.016>

Virella, J.C., Godoy, L.A., & Suárez, L.E., (2006b). “Dynamic buckling of anchored steel tanks subjected to horizontal earthquake excitation”. *Journal of Constructional Steel Research*, 62(6), 521-531. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2005.10.001>

Westergaard, H.M. (1933). “Water pressures on dams during earthquakes”. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 98(2), 418-433.
<https://doi.org/10.1061/TACEAT.0004496>