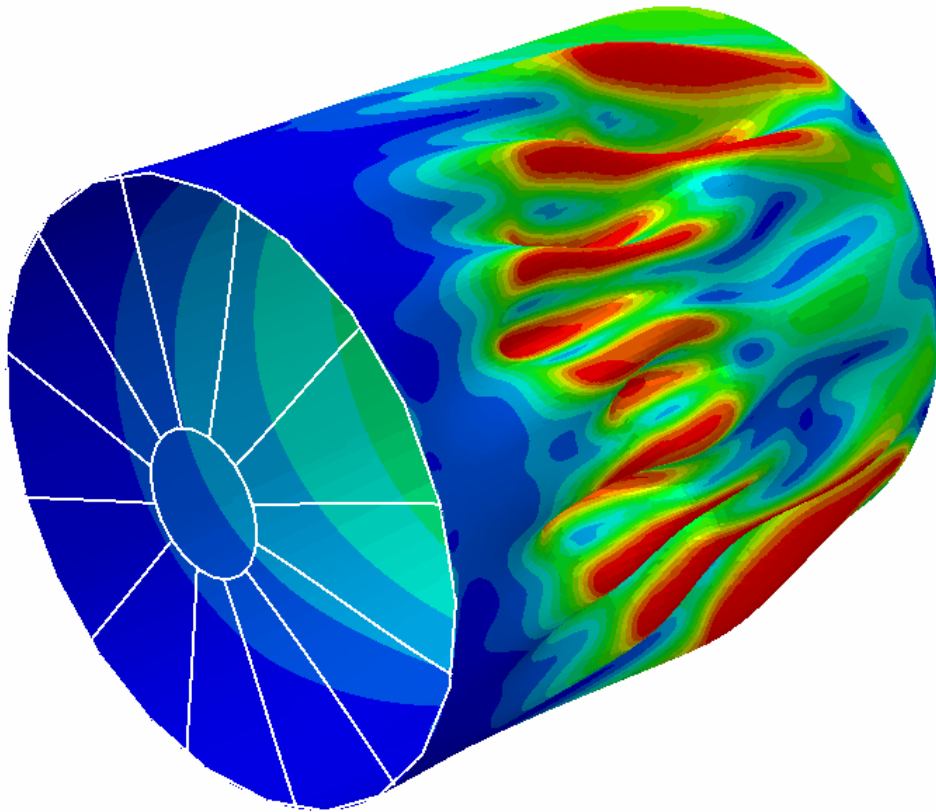




**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ**  
**ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

## **ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ**



**ΚΟΝΔΥΛΟΓΙΑΝΝΗ ΜΑΡΙΝΑ**

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΚΑΡΑΜΑΝΟΣ ΣΠΥΡΟΣ**

**ΒΟΛΟΣ ΜΑΡΤΙΟΣ 2021**

# ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ

## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία αφορά τον σχεδιασμό μεταλλικής δεξαμενής κατασκευασμένης από χάλυβα ποιότητας 235 MPa. Η δεξαμενή προσομοιώνεται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS και εξετάζεται με βάση τους αντίστοιχους Ευρωκώδικες.

Στο πρώτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι τύποι των μεταλλικών δεξαμενών, οι τρόποι κατασκευής τους καθώς και τα στάδια θεμελίωσης και ανέγερσης. Γίνεται ακόμη αναφορά σε πιθανές αστοχίες των δεξαμενών.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρατίθεται το μαθηματικό υπόβαθρο με βάση τους Ευρωκώδικες που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά τον σχεδιασμό των δεξαμενών.

Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται αναφορά στο έλεγχο επάρκειας έναντι φαινομένων πλαστικοποίησης, κυκλικής οριακής κατάστασης, λυγισμού και κόπωσης με βάση τον Ευρωκώδικα 1993-1-6 και την παράγραφο A10 του Ευρωκώδικα 1998-4.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφεται η μεθοδολογία στην οποία βασίστηκε η στατική ανάλυση Riks που θα χρησιμοποιηθεί κατά την προσομοίωση.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρατίθενται τα σχέδια με βάση τα οποία προσομοιώθηκε η δεξαμενή από χάλυβα καθώς και τα τεχνικά χαρακτηριστικά της όπως υπολογίστηκαν από τους μελετητές. Πρόκειται για δεξαμενή ύψους 7.55 m και διατομής 6.3 m. Ακόμη, υπολογίστηκαν βασικά μεγέθη όπως το μέγιστο ύψος κυματισμού, η τέμνουσα βάσης και η ροπή ανατροπής.

Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι αναλύσεις της δεξαμενής με την βοήθεια του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Γίνεται αναφορά στην διαδικασία και τα βήματα που ακολουθήθηκαν ώστε να προσομοιωθεί η κατασκευή. Τα αποτελέσματα απεικονίζονται μέσω στιγμιότυπων από το λογισμικό.

Στο έβδομο κεφάλαιο γίνονται έλεγχοι έναντι λογισμού με βάση τον Ευρωκώδικα 1993-1-6.

Στο όγδοο κεφάλαιο συγκρίνονται τα αποτελέσματα των ελέγχων που βασίζονται στους κανονισμούς με τα αποτελέσματα του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων και παρατίθεται σύνοψη των συμπερασμάτων. Ακόμη γίνονται προτάσεις για μελλοντική έρευνα.

## Περιεχόμενα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.ΘΕΩΡΗΤΙΚΗ ΑΝΑΦΟΡΑ ΤΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ .....	6
1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ .....	6
1.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ .....	7
1.3 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ .....	8
1.3.1 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ .....	9
1.3.1.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ .....	10
1.3.1.2 ΒΑΣΗ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ.....	11
1.3.1.3 ΟΡΟΦΗ .....	11
1.3.2 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ.....	12
1.3.2.1 ΒΑΣΗ .....	12
1.3.2.2 ΚΕΛΥΦΟΣ .....	12
1.3.2.3 ΟΡΟΦΗ .....	13
1.3.2.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ.....	14
1.4 ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ.....	15
1.5 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ .....	16
1.5.1 ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΚΕΛΥΦΟΥΣ.....	18
1.5.1.1 ELEPHANT FOOT BUCKLING .....	18
1.5.1.2 DIAMOND SHAPE BUCKLING .....	18
1.5.2 ΒΛΑΒΕΣ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ ΛΟΓΩ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΥ ΤΟΥ ΠΕΡΙΟΧΕΜΟΥ ΡΕΥΣΤΟΥ.....	19
1.5.3 ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ.....	20
1.5.4 ΑΣΤΟΧΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ .....	21
1.5.4.1 ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ .....	22
1.5.5 ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΩΛΗΝΩΣΕΩΝ ΣΕ ΕΠΑΦΗ ΜΕ ΤΟ ΚΕΛΥΦΟΣ .....	22
1.5.6 ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ .....	23
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΟ ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ .....	24
2.1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	24
2.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ .....	25
2.2.1 ΙΔΙΟΠΕΡΙΔΟΙ ΩΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΠΑΓΩΓΙΚΗΣ ΣΥΝΣΙΤΩΣΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ .....	26
2.2.2 ΩΣΤΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ .....	27
2.2.3 ΕΠΑΓΩΓΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ.....	30
2.3 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ.....	31
2.3.1 ΩΣΤΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ .....	31

2.3.2 ΕΠΑΓΩΓΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ .....	32
2.4 ΡΟΠΕΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ.....	34
2.4.1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ ΑΡΙ 650- ΥΠΟΛΙΣΜΟΣ $h_l, h_{cn}, h_l', h_{cn}'$ .....	36
2.5 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΑΙ ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ .....	37
2.6 ΥΨΟΣ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΥ .....	38
2.7 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ .....	38
2.7.1 Se-ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ .....	38
2.7.2 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ $\alpha_{gR}$ .....	40
2.8 ΤΑΣΕΙΣ .....	42
2.8.1 ΑΞΟΝΙΚΗ ΤΑΣΗ .....	42
2.8.2 ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗ ΤΑΣΗ .....	42
2.9 ΚΑΘΕΤΗ ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΙΕΣΗ .....	44
2.10 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΩΝ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ .....	45
2.11 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΕΥΚΑΜΠΤΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ .....	47
2.12 ΜΗ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ.....	49
2.13 ΔΥΝΑΜΗ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ .....	51
2.14 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ ΣΤΑ ΑΚΡΟΦΥΣΙΑ ΚΑΙ ΣΤΙΣ ΣΩΛΗΝΩΣΕΙΣ ΣΕ ΕΠΑΦΗ.....	51
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ .....	52
3.1 LS1-ΠΛΑΣΤΙΚΟ ΟΡΙΟ .....	52
3.2 LS2-ΚΥΚΛΙΚΗ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ .....	55
3.3 LS3-ΛΥΓΙΣΜΟΣ.....	56
3.3.1 ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΚΕΛΥΦΗ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΟΥ ΠΑΧΟΥΣ .....	61
3.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΑΡΑΓΡΑΦΟ Α10 ΕΝ 1998-4:2006 .....	67
3.4.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ.....	67
3.4.2 ΕΛΑΣΤΙΚΟ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ .....	68
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ RIKS .....	69
4.1 Η μέθοδος «μήκος-τόξου για μη – γραμμική ανάλυση .....	69
4.1.1 Περιγράφοντας τη μέθοδο.....	69
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΗ ΔΕΞΑΜΕΝΗ.....	74
5.1 ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ-ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ .....	74
5.2 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ .....	77
5.2.1 Πάχος ελασμάτων κελύφους .....	77
5.2.2 Πάχος ελασμάτων πυθμένα.....	77

5.3 ΥΛΙΚΟ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ .....	78
5.3.1 ΚΑΜΠΥΛΗ ΤΑΣΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ.....	79
5.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΒΑΣΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ .....	80
5.4.1 ΜΕΓΙΣΤΟ ΥΨΟΣ ΚΥΜΑΤΟΣ .....	80
5.4.2 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΕΜΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ .....	81
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΑΒΑQUS.....	83
6.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ.....	83
6.1.1 ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ(ASSEMBLY)-ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΜΕΛΗ(PARTS) .....	83
6.1.2 ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	83
6.1.3 ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ/ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ .....	83
6.1.4 ΠΛΕΓΜΑ-ΔΙΚΤΥΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ .....	84
6.1.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ.....	84
6.1.5.1 ΒΑΡΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ .....	85
6.1.5.2 ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ .....	85
6.1.5.3 ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΙΕΣΗ-ΩΣΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ.....	86
6.1.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ .....	87
6.1.6.1 ELEPHANT FOOT BUCKING .....	87
6.1.6.2 ΛΥΓΙΣΜΟΣ .....	89
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ .....	92
7.1 ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ ΜΕ ΣΥΝΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ .....	92
7.2 ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΗ ΘΛΙΨΗ .....	93
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ & ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΜΕΛΕΤΗ .....	95
8.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....	95
8.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΕΤΗ .....	95
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....	96

# ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.ΘΕΩΡΗΤΙΚΗ ΑΝΑΦΟΡΑ ΤΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ

## 1.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών αποτελούν χρηστικές διατάξεις για μία πληθώρα από βιομηχανικές εφαρμογές και λόγω της ευρείας χρήσης τους η μελέτη συμπεριφοράς τους έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον.

Χαρακτηριστικά παραδείγματα για την χρησιμοποίηση δεξαμενών αποθήκευσης υγρών είναι η αποθήκευση ποσοτήτων νερού, πετρελαίου, βενζίνης και άλλων χημικών υγρών.

Δεξαμενές αποθήκευσης υγρών είναι απαραίτητες για δραστηριότητες όπως ύδρευση, μέθοδοι άρδευσης σε καλλιέργειες , πυρόσβεση/ πυροπροστασία , την αποθήκευση μεγάλων ποσοτήτων υγρών καυσίμων (πετρέλαιο, βενζίνη και λοιπά πετρελαιοειδή) σε διυλιστήρια, αποθήκευση χημικών υγρών/ χημικών αποβλήτων σε πυρηνικές εγκαταστάσεις.

Η διαρκής και εκτεταμένη χρήση τους από το δεύτερο μισό του 20<sup>ου</sup> αιώνα έως και σήμερα είναι σίγουρο ότι προκαλεί φθορές με συνέπεια την λήψη μέτρων προστασίας και συντήρησης για την διατήρηση της λειτουργικότητας τους.

Το φαινόμενο των σεισμών είναι μία βασική απειλή για την λειτουργικότητα των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών. Χώρες οι οποίες αποτελούν κομμάτι σεισμογενών περιοχών και στις οποίες εμφανίζονται έντονα σεισμικά φαινόμενα θα πρέπει να κατασκευάζουν δεξαμενές αποθήκευσης υγρών ικανοποιώντας συνθήκες και παραμέτρους που να θωρακίζουν την λειτουργικότητα των δεξαμενών έναντι των έντονων σεισμικών δονήσεων.

Η Ελλάδα θεωρείται πως είναι ανάμεσα στις πιο σεισμογενείς χώρες του κόσμου με αποτέλεσμα να είναι αυξημένος ο κίνδυνος πλήρους ή μερικής αστοχίας δεξαμενών. Οι επιπτώσεις αστοχίας μιας δεξαμενής μπορεί να είναι η διαφυγή επικίνδυνων ουσιών για τη διατάραξη της ομαλής λειτουργίας του περιβάλλοντος (ατμόσφαιρά, υδροφόρος ορίζοντας, υπέδαφος) , εκρήξεις που μπορούν να οδηγήσουν εργατικά ατυχήματα πυρκαγιές και εκτεταμένη υλικοτεχνική καταστροφή. Προκειμένου να αποφευχθούν τέτοια σενάρια θα πρέπει να μελετάται διεξοδικά η σχεδίαση και κατασκευή των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών ώστε να μην οδηγούνται σε αστοχία μερική ή πλήρη.

Η μελέτη των δεξαμενών θα πρέπει να εστιάζει στο μέγεθος της μάζας τους δεδομένο ότι συνδέεται άμεσα με το κατά πόσον θα επηρεάζονται από τις σεισμικές διεγέρσεις. Η επιστημονική κοινότητα έδωσε μεγαλύτερη βάση στην αντισεισμική σχεδίαση των δεξαμενών μετά από βλάβες οι οποίες υπέστησαν δεξαμενές στην Αλάσκα από το σεισμό του 1964. Ο σχεδιασμός στηρίχθηκε σε πειραματικές μελέτες που είχαν ως αντικείμενο τον τρόπο συμπεριφοράς του υγρού που εμπεριέχεται στη δεξαμενή μετά την διατάραξη της ισορροπίας του από την εξωτερική διέγερση των σεισμικών δονήσεων καθώς και την αλληλεπίδραση ολόκληρης της δεξαμενής και του εμπεριεχομένου υγρού ως ένα σώμα με το έδαφος έδρασης. [1]

## 1.2 ΚΑΤΗΓΟΡΙΟΠΟΙΗΣΗ ΤΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ

Οι δεξαμενές αποθήκευσης υγρών μπορούν να κατηγοριοποιηθούν ανάλογα με την γεωμετρία τους. Υπερυψωμένες δεξαμενές σε σχέση με την στάθμη της επιφάνειας του εδάφους ονομάζονται υπέργειες δεξαμενές. Δεξαμενές που είναι στηριζόμενες στο έδαφος ονομάζονται επίγειες δεξαμενές και δεξαμενές οι οποίες είναι θαμμένες εντός του εδάφους ονομάζονται υπόγειες δεξαμενές.

Χαρακτηριστικό των υπόγειων δεξαμενών είναι η στέγη που διαθέτουν. Η χρησιμότητα της στέγης είναι ότι προστατεύει το υγρό που εμπεριέχεται στην δεξαμενή από το περιβάλλοντα χώρο της δεξαμενής όπως τα εδαφικά υλικά.

Οι υπόγειες δεξαμενές δεν είναι συνήθως κατασκευή στον Ελληνικό χώρο, σε αντίθεση με τις επίγειες δεξαμενές που πρακτικά είναι αυτές που συνήθως χρησιμοποιούνται στον Ελλαδικό χώρο. Η γεωμετρία των επίγειων δεξαμενών ποικίλει με συνέπεια να υπάρχουν κυλινδρικές διατάξεις με ακτίνες που κυμαίνονται από κάποια μέτρα μέχρι πολλά δεκάδες μέτρα.

Οι υπερυψωμένες δεξαμενές είναι μια ακόμη κατηγορία δεξαμενών. Συνήθως λόγω του ύψους της διάταξης έχουν μικρότερη μάζα σε σχέση με τις προηγούμενες δύο κατηγορίες. Οι διαστάσεις των δεξαμενών είναι περιορισμένες καθώς περιορίζονται λόγω του μεγάλου ύψους στο οποίο βρίσκεται συγκεντρωμένη η μάζα της δεξαμενής και του εμπεριεχόμενου υγρού.



Εικόνα 1 Επίγεια μεταλλική δεξαμενή



Εικόνα 2 Υπόγειες μεταλλικές δεξαμενές

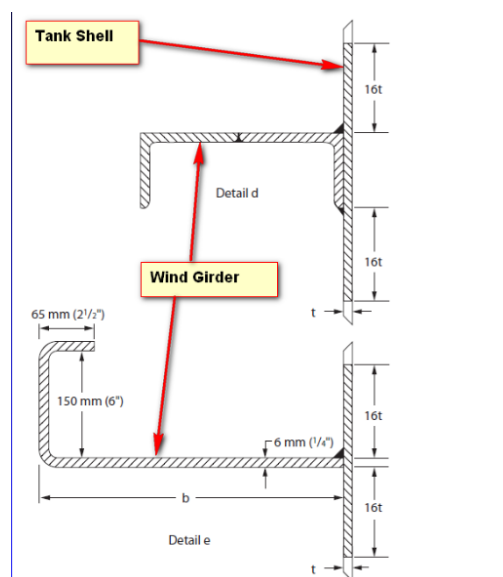
Τα κύρια υλικά κατασκευής των δεξαμενών είναι το οπλισμένο σκυρόδεμα και μεταλλικά κράματα (μεταλλικές δεξαμενές). Οι υπόγειες δεξαμενές κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα ενώ οι υπερυψωμένες δεξαμενές είναι μεταλλικές. Στις επίγειες δεξαμενές το υλικό κατασκευής είναι κυρίως μεταλλικό κράμα αλλά υπάρχουν και περιπτώσεις που είναι από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Οι μεταλλικές δεξαμενές κατηγοριοποιούνται επίσης με βάση τον τρόπο στήριξης τους στο έδαφος. Ύσνακόλουθα υπάρχουν οι αγκυρωμένες μεταλλικές κατασκευές και η μη αγκυρωμένες.

Οι δεξαμενές που χρησιμοποιούν τις αγκυρώσεις ώστε να στηριχθούν έχουν ενισχυμένη στήριξη έναντι των σεισμικών δονήσεων. Πρακτικά ο τρόπος αυτός αγκύρωσης είναι ιδιαίτερος στην κατασκευή και δαπανηρός γι' αυτό και χρησιμοποιείται σε ειδικές περιπτώσεις. Σε περίπτωση που υπάρξει κάποιο λάθος στο σχεδιασμό και την υλοποίηση αυτού είναι πιθανή η πρόκληση βλάβης στο κέλυφος. Για τους λόγους αυτούς ο συνηθέστερος τρόπος στήριξης των δεξαμενών είναι η απλή έδραση τους σε κυκλική θεμελίωση που είναι κατασκευασμένη από σκυρόδεμα χωρίς την ύπαρξη αγκυρίων . [1]

### 1.3 ΜΕΤΑΛΛΙΚΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ

Το κέλυφος των χαλύβδινων δεξαμενών έχει πάχος μερικών χιλιοστών και εξαιτίας της μεταβολής των εσωτερικών πιέσεων μπορεί να μεταβληθεί καθ' ύψος της κατασκευής. Η μεταβολή διακρίνεται μόνο στο εσωτερικό της δεξαμενής. Ακόμη, στις ψηλές δεξαμενές για αποφυγή λυγισμού τοπικά κατά την άσκηση φορτίων τοποθετούνται κάθετες νευρώσεις και οριζόντιοι ενισχυτικοί δακτύλιοι.[2]

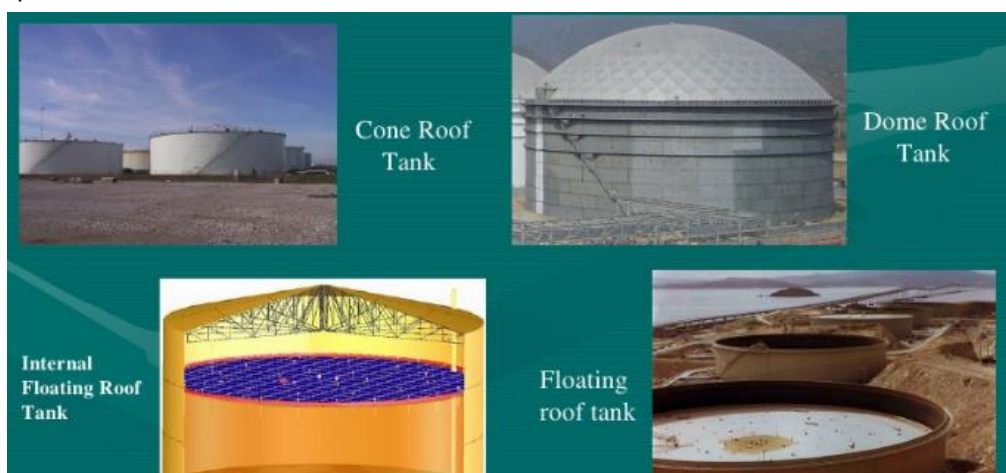


Εικόνα 3 Διάταξη ενισχυτικών δακτυλίων



Εικόνα 4 Μεταλλική δεξαμενή με ενισχυτικούς δακτυλίους

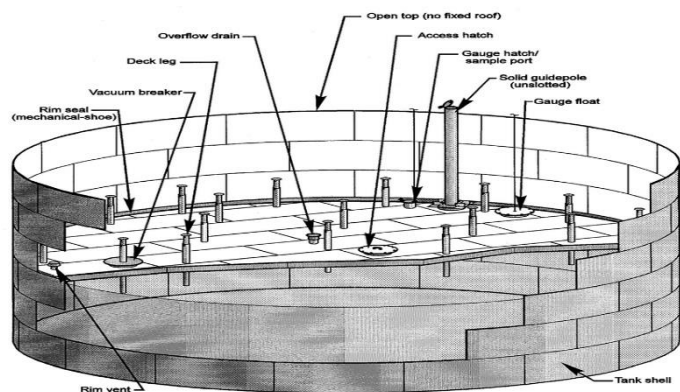
Στο παρακάτω σχήμα απεικονίζονται οι διαφορετικοί τύποι οροφής των χαλύβδινων δεξαμενών.



Εικόνα 5 Τύποι οροφής χαλύβδινων δεξαμενών



Ειδικότερα, για κυλινδρικές δεξαμενές μεγάλης διαμέτρου επιλέγεται η διάταξη επιπλέουσας οροφής. Τα πλεονεκτήματα μιας τέτοιας επιλογής είναι η μειωμένη πιθανότητα έκρηξης, η μείωση των ατμών του περιεχόμενου ρευστού και η μείωση του βάρους της οροφής. [2]



Εικόνα 7 Διάταξη πλωτής οροφής



Εικόνα 6 Επιπλέουσα οροφή

Οι χαλύβδινες δεξαμενές διακρίνονται σε δυο κατηγορίες:

- Συγκολλητές δεξαμενές
- Κοχλιωτές δεξαμενές

Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά καθώς και η διαδικασία κατασκευής τους.

### 1.3.1 ΣΥΓΚΟΛΛΗΤΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ

Τα τμήματα των συγκολλητών δεξαμενών κατασκευάζονται στο εργοστάσιο ενώ η συναρμολόγηση και η συγκόλληση πραγματοποιούνται στο εργοτάξιο. Κάποια τμήματα όπως για παράδειγμα η στέγη εφόσον το μέγεθος του το επιτρέπει συναρμολογούνται στο εργοστάσιο. Εξαιτίας της αβεβαιότητας των καιρικών συνθηκών καθώς και των δυσκολιών που αυτές επιφέρουν στην διαδικασία της συγκόλλησης ο περιορισμός των συγκολλήσεων που πραγματοποιούνται στο ύπαιθρο αποτελεί κρίριο μέλημα.



Εικόνα 8 Δεξαμενή με συγκολλητές συνδέσεις

Οι μεταλλικές πλάκες κόβονται με μεθόδους όπως η θερμική κοπή με τόξο πλάσματος ή με φλόγα οξυγόνου. Αφού οι πλάκες κοπούν γίνεται η απαραίτητη διαμόρφωση στις άκρες ώστε να ομαλοποιηθούν να απομακρυνθεί η σκωρία και να είναι εφικτή η πραγματοποίηση συγκολλήσεων στην περιοχή. Τα τμήματα της δεξαμενής μπορεί να κοπούν ακόμη με laser και με υδροκοπή. Κατά την μέθοδο της υδροκοπής δέσμη νερού με μικρή διάμετρο εκτοξεύεται με μεγάλη πίεση στην μεταλλική επιφάνεια. Τέλος τα ελάσματα διαμορφώνονται μέσω ψυχρής έλασης.[8],[7]



Εικόνα 9 Υδροκοπή

#### 1.3.1.1 ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΥΓΚΟΛΛΗΣΗΣ

Οι βασικές μέθοδοι συγκόλλησης που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή των δεξαμενών είναι οι εξής:

- Συγκόλληση ηλεκτρικού τόξου με επενδεδυμένα ηλεκτρόδια: Το ηλεκτρόδιο αποτελείται από τον πυρήνα και την προστατευτική πάστα. Κατά την συγκόλληση ο πυρήνας λιώνει και εναποτίθεται στην μεταλλική επιφάνεια ενώ η πάστα εξαερώνεται και προστατεύοντας το τόξο που έχει δημιουργηθεί και το υλικό εναπόθεσης.
- Συγκόλληση με αδρανές ή ενεργό αέριο: Γίνεται χρήση σύρματος προωθημένο από μια μηχανή συγκόλλησης το οποίο εναποτίθεται στο μέταλλο. Προστατευτικό αέριο (αργό, Ήλιο, Διοξείδιο του άνθρακα) παρέχεται μέσω φιάλης.
- Συγκόλληση βυθιζόμενου τόξου: Η συγκόλληση πραγματοποιείται μεταξύ ενός σύρματος και του μετάλλου. Προστασία από τις συνθήκες της ατμόσφαιρας σε αυτή την περίπτωση συγκόλλησης προσφέρει η κονία.[8],[2]



Εικόνα 10 Συγκολλήσεις των ελασμάτων δεξαμενής στο εργοτάξιο

### 1.3.1.2 ΒΑΣΗ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Τα φορτία που ασκούνται στην δεξαμενή μεταφέρονται στην θεμελίωση της. Το πάχος της βάσης έχει μελετηθεί και πρέπει να ικανοποιεί τους περιορισμούς του Ευρωκώδικα 4 . Το ελάχιστο πάχος της βάσης για υλικό ανοξειδωτού χάλυβα είναι 5mm και 3mm για συγκόλληση εξωραφής ή εσωραφής. Για διαμέτρους μεγαλύτερες των 12.5 m η βάση ενισχύεται με ένα εξωτερικό δακτύλιο με σκοπό την αύξηση αντοχής και δυσκαμψίας. Το πάχος του εξωτερικού δακτυλίου δίνεται από τον παρακάτω τύπο και δεν μπορεί να είναι μικρότερο των 6 mm.[3]

$$t_a = t_s / 3 + 3 \text{ mm} \quad (1)$$

Όπου  $t_s$  το πάχος του τμήματος των τοιχωμάτων που έρχεται σε επαφή με τον δακτύλιο.[8]

### 1.3.1.3 ΟΡΟΦΗ

Η οροφή της δεξαμενής μπορεί είτε να στηρίζεται με συστήματα δοκών και υποστυλωμάτων από το κέλυφος είτε να είναι αυτοστηριζόμενη. Στην πρώτη περίπτωση η οροφή κατασκευάζεται μετά την αποπεράτωση του κελύφους και του πλαισίου που θα στηριχθεί ενώ στην δεύτερη η κατασκευή της οροφής προηγείται. Ειδικότερα μπορεί να κατασκευαστεί με την βοήθεια γερανού και να παρέχεται προσωρινή στήριξη. Η οροφή ακόμη μπορεί να τοποθετηθεί στην βάση της δεξαμενής και να ανέβει στην τελική θέση μόλις κατασκευαστεί το κέλυφος με χρήση ανεμιστήρων μεγάλης ταχύτητας οι οποίοι τοποθετούνται στα ανοίγματα της δεξαμενής. [8],[4], [2]



Εικόνα 11 Ανεμιστήρας σε θέση ανοίγματος της δεξαμενής



Εικόνα 12 Τοποθέτηση της μεταλλικής οροφής

### 1.3.2 ΚΟΧΛΙΩΤΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ

Ανάλογα με τον κατασκευαστή διαφέρει ο τρόπος ανέγερσης μιας κοχλιωτής δεξαμενής. Συναρμολογείτε ένα τμήμα σε μορφή δακτυλίου και με την χρήση γρύλων ανυψώνεται και τοποθετείται κάτω από αυτό το διαδοχικό τμήμα. Η διάταξη των οπών είναι διαφορετική στα χαλύβδινα φύλλα με αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής στο φορτίο που ασκείται. Για την εξασφάλιση της στεγανότητας στις συνδέσεις γίνεται χρήση παρεμβήσεων και στεγανωτικών (σιλικόνη και ουρεθάνη).[8]



Εικόνα 13 Δεξαμενή με κοχλιωτές συνδέσεις

#### 1.3.2.1 ΒΑΣΗ

Η βάση της δεξαμενής μπορεί να είναι από σκυρόδεμα ή χάλυβα. Στην πρώτη περίπτωση στην βάση ενσωματώνονται τα μεταλλικά φύλλα και δημιουργείται μια δακτυλιοειδή θεμελίωση. Πέδιλο σκυροδέματος ή πλάκα τοποθετούνται στην περίπτωση της μεταλλικής βάσης. Με βάση τον Ευρωκώδικα θα κριθεί αν απαιτείται αγκύρωση πάνω στο πέδιλο.[8]

#### 1.3.2.2 ΚΕΛΥΦΟΣ

Υπάρχουν δύο τρόποι για την κατασκευή του κελύφους.

**Α ΜΕΘΟΔΟΣ:** Στην βάση της δεξαμενής σχεδιάζονται και αγκυρώνονται γρύλοι περιμετρικά. Μετά την αρχική τοποθέτηση των φύλλων χάλυβα στις ενώσεις τοποθετείται στεγανωτικό

υλικό και μετέπειτα οι συνδέσεις κοχλιώνονται. Τα τμήματα της οροφής κοχλιώνονται με το πρώτο κατασκευασμένο τμήμα της δεξαμενής. Η κορυφή της στέγης στηρίζεται προσωρινά. Οι γρύλοι επανατοποθετούνται στο δεύτερο τμήμα που έχει κατασκευαστεί και η διαδικασία συνεχίζεται μέχρι να κατασκευαστεί και το τελευταίο τμήμα. Οι δεξαμενές που έχουν κατασκευαστεί με αυτή την μέθοδο διαθέτουν ύψος μέχρι 36.5m.

**Β ΜΕΘΟΔΟΣ:** Χρησιμοποιούνται ικριώματα αντί για γρύλους τα οποία μεταφέρονται στο τμήμα που κατασκευάζεται κάθε φορά και καλύπτουν όλη την περιφέρεια της δεξαμενής ώστε να χρησιμοποιείται ο ελάχιστος δυνατός αριθμός τους.[8]



Εικόνα 14 Ανέγερση χαλύβδινης δεξαμενής

#### 1.3.2.3 ΟΡΟΦΗ

Τρεις τύποι οροφών υπάρχουν στις κοχλιωτές δεξαμενές. Ειδικότερα:

- **Αυτοστηριζόμενη οροφή:** Τα τμήματα της οροφής στηρίζονται προσωρινά κεντρικά μέχρι την τοποθέτηση κοχλιωτών συνδέσεων μεταξύ τους.
- **Κεντρικά στηριζόμενη οροφή:** Στηρίζεται σε πόλο που εδράζεται στην βάση και εκτείνεται μέχρι την οροφή. Ακόμη για την στήριξη της χρησιμοποιούνται δοκοί ακτινικά.
- **Αυτοστηριζόμενη αλουμινένια θολωτή οροφή:** Αποτελούνται από τριγωνικά δικτυώματα με διατομές διπλού ταυ. Πανέλα υψηλής αντοχής σε διάβρωση επικαλύπτουν την οροφή. Τέτοιου τύπου οροφές κατασκευάζονται είτε στην τελική τους θέση είτε στο έδαφος και τοποθετούνται μόλις ολοκληρωθεί η ανέγερση του κελύφους.[8]



Εικόνα 15 Κεντρικά στηριζόμενη δεξαμενή



Εικόνα 16 Θολωτές οροφές αλουμινίου

#### 1.3.2.4 ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

Ο τύπος εδάφους αποτελεί σημαντικό παράγοντα για την θεμελίωση καθώς παραλαμβάνει όλα τα φορτία της κατασκευής. Ακόμη συμβάλει στην αντίσταση σε ολίσθηση και ανατροπή της δεξαμενής. Εδάφη που υφίστανται μεγάλες καθιζήσεις αποφεύγονται. Η μέγιστη τιμή καθίζησης πρέπει να είναι 5 cm και 2.5 cm για την ολική και σχετική καθίζηση αντίστοιχα. Τα ιδανικά εδάφη για θεμελίωση μιας δεξαμενής είναι τα μεσαία προς υψηλή σχετική πυκνότητα αμμώδη καθώς και στιφρές άργιλοι.

Ο τύπος θεμελίωσης εξαρτάται από:

- Έδαφος
- Τοπογραφία
- Ασκούμενα φορτία
- Ύπαρξη κοντινών κατασκευών

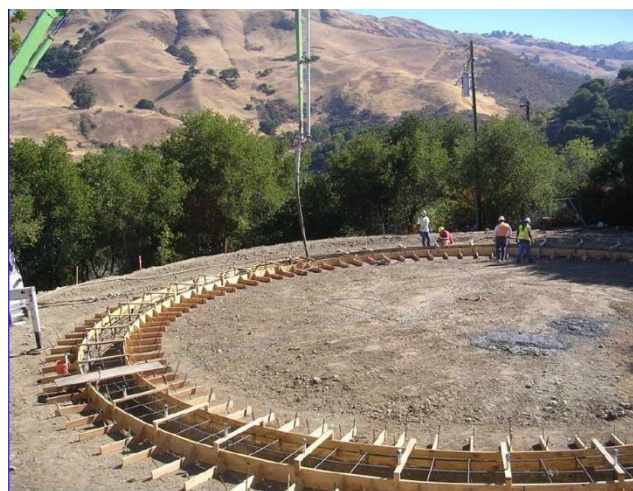
Επιφανειακές θεμελιώσεις προτιμώνται για οικονομικούς κυρίως λόγους ενώ όταν οι συνθήκες δεν είναι ευνοϊκές για παράδειγμα χαλαρή άμμος ή μαλακοί άργιλοι, ύπαρξη κοιλωμάτων, αμμώδη ρευστοποιήσιμα εδάφη και υψηλό ποσοστό υγρασίας οι βαθιές θεμελιώσεις επιβάλλονται.

Ειδικότερα παρακάτω αναλύονται οι δυο βασικές μεθόδους θεμελίωσης :

**Α.ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ:** Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως το κόστος είναι σχετικά χαμηλό συγκριτικά με την άλλη μέθοδο θεμελίωσης. Οι επιφανειακές θεμελιώσεις αποτελούνται είτε από πέδιλα είτε από πλάκα κοιτόστρωσης. Για τις επίγειες δεξαμενές που τίθενται προς μελέτη η πλάκα διαθέτει δακτυλιοειδή μορφή. Στην περίπτωση που χρησιμοποιούνται πέδιλα θα πρέπει να εκτιμηθεί σωστά το βάθος τοποθέτησης ώστε οι τάσεις επαφής να βρίσκονται στο πλαίσιο των επιτρεπόμενων τιμών. Ακόμη μεγάλο μήκος πέδιλων μπορεί να επιφέρει μεγάλες καθιζήσεις. Η επιφάνεια των πέδιλων υπολογίζεται μέσω των φορτίσεων χωρίς να ληφθούν υπόψιν οι συντελεστές ασφαλείας. Το βάθος που θα τοποθετηθούν και οι διαστάσεις τους πρέπει να ικανοποιούν τα κριτήρια σταθερότητας και ισορροπίας.



Εικόνα 18 Θεμελίωση με κοιτόστρωση



Εικόνα 17 Θεμελίωση με περιμετρικό δακτύλιο

**Β.ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΠΑΣΣΑΛΩΝ:** Η χρήση αυτής της μεθόδου προτιμάται όταν οι ιδιότητες του εδάφους δεν είναι επαρκείς όπως εδάφη με μικρή φέρουσα ικανότητα και καθιζήσεις. Οι πάσσαλοι τοποθετούνται μέχρι το υποκείμενο στρώμα εδάφους με καλύτερες ιδιότητες και αντοχή και είναι κατασκευασμένοι από χάλυβα ή ξύλο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα). Η αντοχή των πασσάλων αποδίδεται στην αντοχή του εδάφους στην αιχμή καθώς και στην τριβή που ασκείται πλευρικά. Επίσης, η συνολική αντοχή του συγκροτήματος των πασσάλων εξαρτάται από την μεταξύ τους απόσταση. Η μικρή απόσταση έχει ως απόρροια την πιθανή μείωση της απόδοσης του συγκροτήματος συγκριτικά με την απόδοση μεμονωμένα των πασσάλων ενώ για μεγάλες αποστάσεις απαιτείται μεγαλύτερος αριθμός πασσάλων. Η μικρότερη δυνατή απόσταση τους είναι ίση με τρεις φορές την διάμετρο τους με βάση την Αμερικάνικη Εταιρεία Ύδρευσης (American Water Works Association).[8]

#### 1.4 ΑΓΚΥΡΩΣΕΙΣ

Η αγκύρωση είναι απαραίτητη για τις υπέργειες δεξαμενές ενώ για τις επίγειες που διαθέτουν επίπεδη βάση η αγκύρωση μπορεί να μην θεωρηθεί αναγκαία αναλόγως πάντα με τις επιβαλλόμενες φορτίσεις. Η μέγιστη ροπή ανατροπής όπως και η τέμνουσα δύναμη. Μεγέθη που θα αναλυθούν σε επόμενο κεφάλαιο λαμβάνονται υπόψιν κατά τον σχεδιασμό και την μελέτη της αγκύρωσης της δεξαμενής. Η τοποθέτηση των αγκυριών γίνεται συνήθως πριν τη σκυροδέτηση. Το μήκος των αγκυριών και οι καθορισμένες αποστάσεις μεταξύ τους υπολογίζονται για τα επιβαλλόμενα φορτία με κάποιους συντελεστές ασφαλείας.

Οι παρακάτω προϋποθέσεις ισχύουν για κάθε αγκύρωση:

- Η μέγιστη απόσταση αγκυρίων είναι της τάξεως των τριών μέτρων .
- Κατά τον σχεδιασμό και μελέτη είναι απαραίτητο να ληφθεί υπόψη η αύξηση διαμέτρου εξαιτίας πιθανής διάβρωσης.
- Τα αγκύρια διαθέτουν ελάχιστη διάμετρο 2.5 cm.[8],[5]



Εικόνα 19 Διάφοροι τύποι αγκυρίων

### 1.5 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Οι καταπονήσεις των δεξαμενών με σεισμικές διεγέρσεις έχει απόρροια την δημιουργία και ανάπτυξη αστοχιών. Μια πιθανή βλάβη μπορεί να επιφέρει μεγάλες οικονομικές , περιβαλλοντικές και κοινωνικές συνέπειες.[2]



Εικόνα 20 Λυγισμός δεξαμενής -Πουέρτο Ρίκο, Τυφώνας Georges 1998

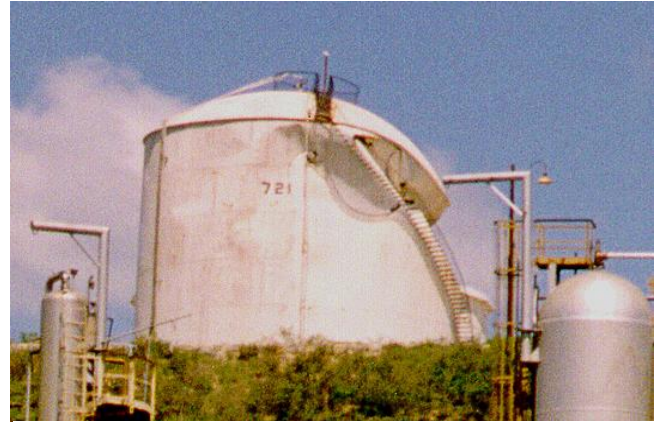


Εικόνα 21 Λυγισμός δεξαμενής στο νησί Γκουάμ, Τυφώνας 2002





Εικόνα 22 Αστοχία δεξαμενών ανοιχτής οροφής Σάντα Κρουζ, Τυφώνας Hugo 1989



Εικόνα 23 Αστοχία δεξαμενής με θολωτή οροφή εξαιτίας εσωτερικής εκκένωσης, Πουέρτο Ρίκο



Εικόνα 25 Κατάρρευση δεξαμενής Αρκάνσας 2009



Εικόνα 24 Αστοχία μεταλλικής οροφής εξαιτίας λυγισμού (κάμψη και στρέψη) των δοκαριών στήριξης

Οι βασικές αστοχίες των δεξαμενών αποθήκευσης υγρών που υπόκεινται σε σεισμικές δονήσεις και καταπονήσεις είναι:

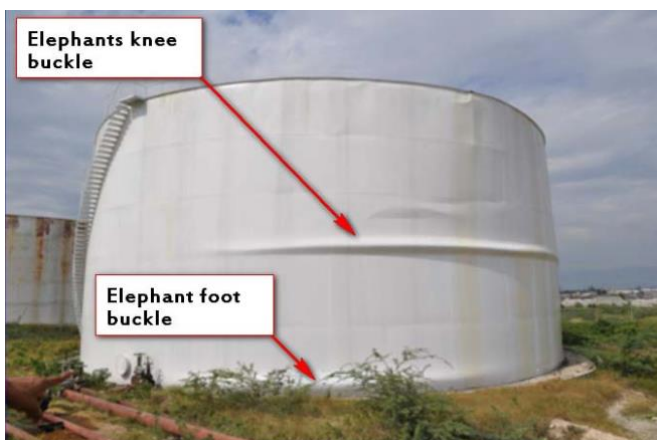
- Elephant's foot buckling-λυγισμός κοντά στην βάση της δεξαμενής
- Λυγισμός εξαιτίας της εναλλαγής των σημείων άσκησης υδροστατικής και υδροδυναμικής πίεσης στο πάνω μέρος της δεξαμενής
- Αστοχία ή διαρροή του κελύφους λόγω της αύξησης των περιφερειακών τάσεων.
- Πλαστικοποίηση βάσης λόγω ανόδου μη αγκυρωμένων δεξαμενών
- Αστοχία αγκυρώσεων
- Αστοχία θεμελίωσης
- Αστοχία των σωληνώσεων καθώς και των ακροφυσίων σε περιπτώσεις μην αγκυρωμένων δεξαμενών
- Ολίσθηση της δεξαμενής

Στις παρακάτω παραγράφου γίνεται μια εκτενής αναφορά για την κάθε πιθανή αστοχία της δεξαμενής.[1]

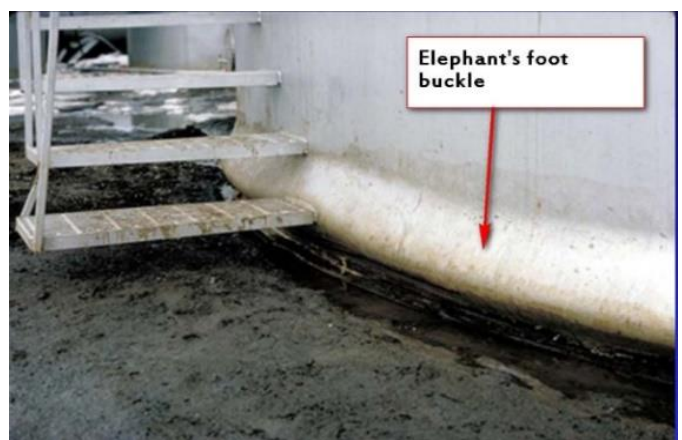
### 1.5.1 ΛΥΓΙΣΜΟΣ ΚΕΛΥΦΟΥΣ

#### 1.5.1.1 ELEPHANT FOOT BUCKLING

Οι μέγιστες τιμές τάσεων, ροπών ανατροπής, δυνάμεων που δημιουργούνται κατά την σεισμική διέγερση θα πρέπει να είναι μικρότερες ή ίσες της αντίστασης του κελύφους όπως αυτή αξιολογείται στα πλαίσια σχεδιασμού. Μια κρίσιμη κατάσταση και ταυτόχρονα πιθανή αστοχία είναι ο λυγισμός κυλινδρικών χαλύβδινων δεξαμενών κάτω από συνθήκες κάθετης συμπίεσης και ανάπτυξης περιφερειακών τάσεων εξαιτίας των υδροστατικών φορτίσεων. Το φαινόμενο αυτό ονομάζεται elephant foot buckling. Πρόκειται για λυγισμό με φορά προς τα έξω πάνω από την βάση της δεξαμενής. Η μορφή του συγκεκριμένου λυγισμού παραπέμπει σε πέλμα ελέφαντα και δημιουργείται από τις αυξημένες τιμές τάσεων οι οποίες είναι μεγαλύτερες κοντά στον πυθμένα της δεξαμενής. [1],[6],[2]



Εικόνα 26 Λυγισμός : Elephant foot buckling



Εικόνα 27 Αστοχία στην περιοχή της βάσης: Elephant foot buckling

#### 1.5.1.2 DIAMOND SHAPE BUCKLING

Κατά την εξέλιξη αυτής της μορφής αστοχίας αναπτύσσεται φαινόμενο ελαστικού λυγισμού. Στο κέλυφος της δεξαμενής ασκούνται αξονικές τάσεις και προκαλούν την ανάπτυξη του λυγισμού που γίνεται στην ελαστική φάση. Οι αξονικές τάσεις προκαλούνται λόγω υψηλής θλιπτικής αξονικής δύναμης και σχετίζονται με τις ατέλειες της δεξαμενής με την εσωτερική πίεση που αναπτύσσεται, με το πάχος του κελύφους και με την αξονική τάση στην περιφέρεια της δεξαμενής.

Οι υφιστάμενες ατέλειες μειώνουν την αντοχή της δεξαμενής σε λυγισμό ενώ η εσωτερική πίεση που αναπτύσσεται από το υγρό και ασκείται στο κέλυφος της δεξαμενής εντείνουν την αντοχή της δεξαμενής σε λυγισμό. Αυτό το φαινόμενο σταθεροποιεί τη διάταξη της δεξαμενής αναστέλλοντας το φαινόμενο του λυγισμού καθώς το υγρό ασκεί πίεση στα τοιχώματα της δεξαμενής προσομοιώνοντας το σχήμα ενός διαμαντιού. Ωστόσο κατά την εξέλιξη του φαινομένου του σεισμού αναπτύσσεται στη δεξαμενή μια κάθετη συνιστώσα η οποία δύναται να μειώσει την πίεση στα τοιχώματα της δεξαμενής και να οδηγήσει σε εμφάνιση λυγισμού μορφής διαμαντιού.

Ο λυγισμός διαμαντιού προκαλείται κυρίως στη βάση της δεξαμενής και σπανίως εμφανίζεται ψηλά στα τοιχώματα της δεξαμενής.

Χαρακτηριστικά το φαινόμενο του λυγισμού εμφανίζεται στα σημεία που η υδροδυναμική πίεση στη δεξαμενή έχει τις μικρότερες τιμές και πλήττει μόνο τις μεταλλικές κατασκευές και κυρίως τις λεπτότοιχες μεταλλικές δεξαμενές. [1],[6],[2]



Εικόνα 28 Αστοχία: Diamond buckling

Γενικές παρατηρήσεις αστοχιών λυγισμού των δεξαμενών σε περιοχές κοντά στην βάση έχουν δείξει ότι οι συνέπειες μπορεί να είναι καταστροφικές όπως για παράδειγμα απώλεια περιεχομένου εξαιτίας κάποιας συγκόλλησης ή αστοχίας των σωληνώσεων σε επαφή και σε κάποιες περιπτώσεις ολική κατάρρευση της δεξαμενής. Είναι απαραίτητο να πιστοποιηθεί ότι η δεξαμενή είναι ασφαλώς σχεδιασμένη έναντι τοπικού λυγισμού. Για την διασφάλιση της ακεραιότητάς της σε 'elephant foot buckling' υπό σεισμική διέγερση απαιτούνται:

- Η γεωμετρία(πάχος) της δεξαμενής πρέπει να είναι τέτοια ώστε να αντέχει τις τάσεις συμπίεσης χωρίς την εμφάνιση λυγισμού σε περίπτωση σεισμού
- Η περιοχή σύνδεσης των υδραυλικών συστημάτων και σωληνώσεων με την δεξαμενή πρέπει να μην επηρεάζεται από τις τάσεις και τις παραμορφώσεις λόγω των σχετικών μετατοπίσεων μεταξύ δεξαμενών, δεξαμενής και εδάφους και κατ' επέκταση να μην επηρεάζονται οι λειτουργίες των βοηθητικών συστημάτων.[1],[6]

#### 1.5.2 ΒΛΑΒΕΣ ΤΗΣ ΣΤΕΓΗΣ ΛΟΓΩ ΦΑΙΝΟΜΕΝΩΝ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΥ ΤΟΥ ΠΕΡΙΟΧΕΜΟΥ ΡΕΥΣΤΟΥ

Οι σεισμικές δονήσεις μπορεί να δημιουργήσουν φαινόμενα κυματισμού του περιεχόμενου υγρού σε μια δεξαμενή με αποτέλεσμα την δημιουργία σημαντικών βλαβών. Με βάση τις επιθεωρήσεις που έχουν πραγματοποιηθεί το ύψος κυματισμού μπορεί να είναι αρκετά μέτρα σε ορισμένες περιπτώσεις. Για δεξαμενές είτε γεμάτες με το περιεχόμενο ρευστό είτε για εκείνες που βρίσκονται πολύ κοντά στην πλήρωση η αντίσταση της στέγης στους κυματισμούς δημιουργεί ένα εσωτερικό φορτίο στη στέγη το οποίο μπορεί να προκαλέσει λυγισμό στο πάνω μέρος της δεξαμενής. Αστοχία μπορεί ακόμη να προκληθεί στους ευθραύστους σχετικά συνδέσμους μεταξύ του κελύφους και της οροφής με αποτέλεσμα την διαρροή του περιεχομένου υγρού από την κορυφή της δεξαμενής.

Το διάστημα μεταξύ της οροφής και της ελεύθερης επιφάνειας του ρευστού θα πρέπει να είναι τουλάχιστον μεγαλύτερο από τα υπολογιζόμενα ύψη κυματισμού και ειδικά για περιπτώσεις δεξαμενών με τοξικό περιεχόμενο ή με πιθανή καταστροφή σωληνώσεων και θεμελίωσης σε περίπτωση διαρροής του περιεχομένου.

Μικρότερο διάστημα μπορεί να εφαρμοστεί σε δεξαμενές των οποίων οι οροφές έχουν σχεδιαστεί για την σχετική ανοδική πίεση ή αν ο κυματισμός μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο της διαρροής του ρευστού μέσω ύπαρξης διαφορετικών μονοπατιών ροής.

Ακόμη, μπορούν να χρησιμοποιηθούν συσκευές απόσβεσης όπως πλέγματα, κάθετα χωρίσματα τα οποία θα μειώσουν το ύψος κυματισμού. Για τις δεξαμενές που δεν διαθέτουν

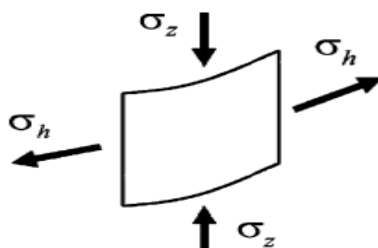
άκαμπτες οροφές απαιτείται μεγάλο διάστημα ώστε να αποφευχθούν βλάβες από την υπερχειλίση του περιεχομένου.[1],[6]



Εικόνα 29 Βλάβη δεξαμενής λόγω κυματισμού του περιεχόμενου ρευστού (Καλιφόρνια)

### 1.5.3 ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΕΣ ΤΑΣΕΙΣ

Οι εφελκιστικές περιφερειακές τάσεις  $\sigma_h$  μπορεί να αυξηθούν λόγω των υδροδυναμικών τάσεων που δημιουργούνται μεταξύ του ρευστού και της δεξαμενής και να υπερβούν τις επιτρεπόμενες τιμές με αποτέλεσμα η δεξαμενή να οδηγηθεί σε αστοχία ή διαρροή. Το φαινόμενο αυτό έχει παρατηρηθεί σε παλιές κοχλιωτές δεξαμενές. Η διαρροή διακρίνεται στην περιοχή των συνδέσεων η οποία πλαστικοποιείται. Οι συγκολλημένες δεξαμενές είναι λιγότερο ευαίσθητες εξαιτίας της καλύτερης ολκιμότητας των συγκολλημένων αρθρώσεων. Μεγάλες τιμές περιφερειακών τάσεων σε συνδυασμό με τις κάθετες τάσεις  $\sigma_z$  μπορούν να προκαλέσουν τον πρόωρο λυγισμό της κατασκευής στην βάση (elephant foot buckling). Σχετικές διατάξεις για αστοχίες από εφελκιστικές τάσεις καθορίζουν τις επιτρεπόμενες τιμές τάσεων καθώς και συντελεστές απόδοσης συγκολλήσεων. [6]



Εικόνα 30 Εντατική κατάσταση στοιχείων κελύφους :Elephant foot buckling

#### 1.5.4 ΑΣΤΟΧΙΑ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Σε περιπτώσεις μη αγκυρωμένων δεξαμενών η άνοδος της δεξαμενής μπορεί να προκύψει και οι συγκολλητές συνδέσεις μεταξύ της βάσης και του κελύφους στην πλευρά της ανόδου δέχονται πολύ μεγάλες εφελκιστικές τάσεις οι οποίες μπορεί να οδηγήσουν σε αστοχία. Η βλάβη στην περιοχή συγκολλητής σύνδεσης της βάσης μπορεί να επιφέρει διαρροή. Για αποφυγή του φαινομένου αυτού θα πρέπει να υπολογιστεί η πλαστική ροπή στην περιοχή της συγκολλητής σύνδεσης και να μην υπερβαίνει ένα επιβαλλόμενο όριο. Οι περιορισμοί αυτοί τίθενται στην παράγραφο Α.9 του κανονισμού EN 1998-4 .Ακόμη, ισχυρό κυκλικό φορτίο στην περιοχή της συγκόλλησης σε συνδυασμό με πλαστική ροπή μικρότερη από την μέγιστη δυνατή τιμή που προδιαγράφεται μπορεί να προκαλέσει αστοχία στην περιοχή της ολιγοκυκλικής κόπωσης. [1],[6]



Εικόνα 31 Αστοχία θεμελίωσης



Εικόνα 32 Περιπτώσεις αστοχιών των συνδέσεων της βάσης

Η τοποθεσία κατασκευής της δεξαμενής αποτελεί έναν κρίσιμο παράγοντα που πρέπει να συμπεριληφθεί στην μελέτη και στον σχεδιασμό. Εδάφη μαλακά με φτωχές ιδιότητες έδρασης μπορεί να επιφέρουν ρευστοποίηση των υλικών του εδάφους και συνδυαστικά με την σεισμική ροπή που εφαρμόζεται στη βάση να δημιουργηθούν φαινόμενα στρέψης των θεμελίων. Η στροφή του θεμελίων μπορεί να είναι της τάξεως αρκετών μέτρων.

Επιπροσθέτως η απώλεια ρευστού μπορεί να προκαλέσει φθορά του εδάφους τοπικά και επομένως υποβάθμιση της εδαφικής στήριξης της κατασκευής. [1],[6]

#### 1.5.4.1 ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΥΝΔΕΣΕΩΝ ΑΓΓΥΡΩΣΕΩΝ

Πολλές μεταλλικές δεξαμενές και ειδικότερα οι ψηλές είναι αγκυρωμένες με μπουλόνια ή ιμάντες. Οι αγκυρώσεις αυτές σε κάποιες περιπτώσεις είναι ανεπαρκής για να αντέξουν το συνολικό επιβαλλόμενο φορτίο σε ισχυρούς σεισμούς και μπορεί να αστοχήσουν. Πιθανές μορφές αστοχίας είναι η άνοδος της αγκύρωσης, η τάνυση της και η πιθανή καταστροφή της. Θα πρέπει να σημειωθεί ότι μια τέτοια αστοχία δεν συνεπάγεται απαραίτητως την καταστροφή της δεξαμενής ή την απώλεια περιεχομένου. Η αστοχία ενός μεγάλου αριθμού συνδέσεων όμως μπορεί να επιφέρει την άνοδο της δεξαμενής και την διαρροή του περιεχομένου ρευστού. Η πλάκα στερέωσης των αγκυρώσεων δεν θα πρέπει είναι ευαίσθητη σε φαινόμενα διάτμησης. Τα μπουλόνια πρέπει να είναι αγκυρωμένα επαρκώς και σχεδιασμένα για την αποφυγή φαινομένων ανόδου και διάτμησης. [1],[6],[2]



Εικόνα 33 Φαινόμενο ανόδου μπουλονιών στη βάση

#### 1.5.5 ΑΣΤΟΧΙΑ ΣΩΛΗΝΩΣΕΩΝ ΣΕ ΕΠΑΦΗ ΜΕ ΤΟ ΚΕΛΥΦΟΣ

Η αστοχία των σωληνώσεων αποτελεί συνηθισμένη αιτία απώλειας του περιεχομένου της δεξαμενής. Το φαινόμενο αυτό προκαλείται εξαιτίας ύπαρξης μεγάλων κάθετων μετακινήσεων που προκύπτουν από λυγισμό. Το σύστημα σωληνώσεων θα πρέπει να σχεδιαστεί με τέτοιο τρόπο ώστε σε περίπτωση σεισμού να αποφευχθεί η πλαστική παραμόρφωση. Διαφορετικά μπορεί να προκληθεί βλάβη στην περιοχή συγκόλλησης με απόρροια την πιθανή διαρροή. Για την ελαχιστοποίηση των πιθανοτήτων βλάβης το σύστημα σωληνώσεων και των στηριγμάτων πρέπει να διαθέτει ελαστικότητα και να μην προκαλεί σημαντική μηχανική φόρτιση στο κέλυφος. Τα τοπικά φορτία στις συνδέσεις θα πρέπει να ληφθούν υπόψιν κατά τον σχεδιασμό. Επιπλέον το σύστημα σωληνώσεων θα πρέπει να έχει σχεδιαστεί για να ελαχιστοποιήσει τα ανεπιθύμητα αποτελέσματα από την ταυτόχρονη λειτουργία δεξαμενών και άλλων κατασκευών. Ακόμη, μηχανολογικές συσκευές και εξαρτήματα μπορούν να χρησιμοποιηθούν όταν έχουν σχεδιαστεί έναντι σεισμού.

Αν δεν υπάρχει κάποιος βρόγχος ευελιξίας μεταξύ των σημείων όπου η σωλήνωση στηρίζεται και του ακροφυσίου και υπάρχει σχετική κίνηση των αγκυρώσεων θα πρέπει να γίνει κατάλληλος έλεγχος στο κέλυφος της δεξαμενής και στα αντίστοιχα ακροφύσια της. [1],[6]



Εικόνα 34 Αστοχία σωληνώσεων μετά απο σεισμό

#### 1.5.6 ΟΛΙΣΘΗΣΗ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Η ολίσθηση της δεξαμενής αποτελεί μια πιθανή αστοχία σε περίπτωση σεισμού. Η διατμητική δύναμη αντίστασης που αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια της βάσης και της θεμελίωσης θα πρέπει να αξιολογηθεί λαμβάνοντας υπόψιν και την επίδραση της κάθετης συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης.

Για μη αγκυρωμένες δεξαμενές η οριζόντια διατμητική σεισμική δύναμη περιορίζεται από την τριβή που αναπτύσσεται μεταξύ της βάσης της δεξαμενής, της θεμελίωσης και του εδάφους. Η διατμητική δύναμη της βάσης  $Q$  δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη από την οριακή τιμή  $Q_s$  η οποία υπολογίζεται με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$Q_s = \mu(W_s + W_r + W_f + W)(1 - 0,4a_{gv}) \quad (2)$$

Όπου  $\mu$  ο συντελεστής τριβής.

Περιορισμένη ολίσθηση των μη αγκυρωμένων δεξαμενών είναι αποδεκτή αν οι επιπτώσεις της ολίσθησης για τις συνδέσεις διαφόρων τμημάτων της δεξαμενής και μεταξύ της δεξαμενής και των σωληνώσεων έχουν ληφθεί υπόψιν κατά τον σχεδιασμό και ανάλυση της κατασκευής. [6]

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΜΑΘΗΜΑΤΙΚΟ ΘΕΩΡΗΤΙΚΟ ΥΠΟΒΑΘΡΟ

### 2.1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Για τον περιορισμό δημιουργίας βλαβών και αστοχιών σε δεξαμενές σε περίπτωση σεισμού χρησιμοποιούνται οι κώδικες αντισεισμικού σχεδιασμού. Οι κανονισμοί που έχουν επικρατήσει και χρησιμοποιούνται ευρέως είναι ο API-650 (2005), ο NZSEE (1986), ACI (2006) καθώς και ο Ευρωκώδικας 8 (2006).

Ειδικότερα, ο κανονισμός API-650 βασίζεται στην μέθοδο Housner με τις προσθήκες και τροποποιήσεις όσον αφορά την επιβολή των σεισμικών φορτίων στις δεξαμενές από τους Wozniak και Mitchell .Για τον λεπτομερή προσδιορισμό των φορτίσεων σε μεταλλικές δεξαμενές έγιναν κάποιες αναφορές στον κανονισμό ASCE 7-05 ,

Ο κανονισμός NZSEE (1986) είναι απόρροια της έρευνας του Priestley και του επιτελείου του. Ο σχεδιασμός με βάση τον παραπάνω κανονισμό μπορεί να θεωρηθεί συντηρητικός καθώς οι διαρροές και αστοχίες της δεξαμενής θα πρέπει να είναι μηδενικές υπό τον σεισμό σχεδιασμού . Για τις άκαμπτες δεξαμενές γίνεται χρήση του μοντέλου των Veletsou και Yang(1977) και για τις εύκαμπτες ο κανονισμός βασίζεται στο μοντέλο των Haroun και Housner(1981).

Ο κανονισμός ACI(2006) χρησιμοποιείται συχνά σε περιπτώσεις ορθογωνικών δεξαμενών σκυροδέματος. Βασίζεται στο μοντέλο του Housner , θεωρώντας την υδροστατική πίεση ως πρόσθετες μάζες στα τοιχώματα της δεξαμενής και την απόκριση του κελύφους ως ισοδύναμο ανεστραμμένο πρόβολο .

Ο Ευροκώδικας 8 (1998) προβλέπει την χρήση του μηχανικού μοντέλου των Veletsou και Yang (1977) για τις άκαμπτες δεξαμενές. Για ελαστικές κυκλικές δεξαμενές χρησιμοποιούνται τα μοντέλα του Veletsou και των Haroun και Housner(1981) σε συνδυασμό με τη διαδικασία των Malhotra et al(2000).

Υπάρχουν διαφορετικοί τύποι δεξαμενών που χρησιμοποιούνται για την αποθήκευση υγρών με κυρίαρχες τις επίγειες κυλινδρικές δεξαμενές εξαιτίας της ευκολίας σχεδιασμού τους. Παρατίθεται πίνακας με τους τύπους δεξαμενών στις οποίες αναφέρονται οι παραπάνω κανονισμοί. Ορισμένοι κανονισμοί δεν έχουν διατάξεις για όλους τους τύπους δεξαμενών.

<b>Κανονισμός</b>	<b>Τύπος Δεξαμενής</b>
ACI 350.3	• Επίγειες κυλινδρικές και ορθογωνικές δεξαμενές από σκυρόδεμα σε εύκαμπτο θεμέλιο ή πακτωμένες
	• Υπερυψωμένες δεξαμενές
API 650	• Επίγειες μεταλλικές δεξαμενές
Eurocode 8	• Επίγειες κυλινδρικές και ορθογωνικές δεξαμενές πακτωμένες σε θεμέλιο
	• Υπερυψωμένες δεξαμενές

Πίνακας 1 Κανονισμός & Τύποι Δεξαμενών

Ο κανονισμός ACI 350.3 αφορά τις άκαμπτες δεξαμενές από σκυρόδεμα ενώ ο API 650 αναφέρεται σε μεταλλικές δεξαμενές.

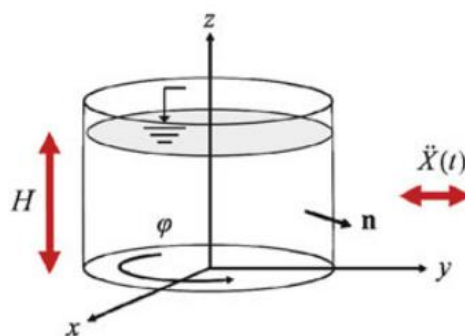


Σύμφωνα με τους παραπάνω κανονισμούς το σύστημα υγρό-δεξαμενή προσομοιώνεται ισοδύναμα με το σύστημα μάζας-ελατηρίου δημιουργώντας τις ίδιες δυνάμεις και ροπές στα τοιχώματα της δεξαμενής. Ειδικότερα, αποτελείται από δυο συνιστώσες την ωστική (impulsive) και την επαγωγική (convective). Το μέρος του υγρού που κινείται με τον ίδιο τρόπο με την δεξαμενή εκφράζεται μέσω της ωστικής συνιστώσας. Το μέρος του υγρού που βρίσκεται κοντά στην επιφάνεια του υγρού και οδηγείται σε κυματισμό και εκφράζεται μέσω της επαγωγικής συνιστώσας και μπορεί να προσομοιωθεί ως μια σειρά ταλαντωτών ενός βαθμού ελευθέριας στο αρχικό ισοδύναμο σύστημα. [1]

## 2.2 ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ

Η πλήρης λύση της εξίσωσης Laplace που ελέγχει την κίνηση υγρού σε μια άκαμπτη κυλινδρική δεξαμενή εκφράζεται ως το άθροισμα της ωστικής (impulsive) και της επαγωγικής (convective) συνιστώσας.

Η γεωμετρία της δεξαμενής περιγράφεται από ένα κυλινδρικό σύστημα συντεταγμένων :  $r, \phi, z$ . Ο άξονας  $z$  εκτείνεται κατά το ύψος της δεξαμενής και είναι κάθετος στο επίπεδο που σχηματίζουν οι άξονες  $x, y$  (Σχήμα 1).



Εικόνα 35 Προσδιορισμός συστήματος αξόνων σε δεξαμενή

$R$  συμβολίζεται η ακτίνα της δεξαμενής και  $H$  το ύψος μέχρι την ελεύθερη επιφάνεια του υγρού. Ειδικότερα  $\rho$  είναι η πυκνότητα του υγρού,  $\xi$  είναι ο λόγος της συνιστώσας  $r$  ως προς την ακτίνα της δεξαμενής  $R$  ( $\xi = r/R$ ),  $\zeta$  είναι ο λόγος της συνιστώσας  $z$  ως προς το ύψος  $H$  ( $\zeta = z/H$ ). Το υγρό της δεξαμενής το οποίο υπόκειται σε οριζόντια σεισμική διέγερση μπορεί να θεωρηθεί ως ιδανικό ρευστό. Η λύση του υδροδυναμικού προβλήματος οδηγεί στην ωστική συνιστώσα η οποία ικανοποιεί τις συνοριακές συνθήκες στα τοιχώματα και στον πυθμένα της δεξαμενής και αντιστοιχεί σε μηδενική πίεση στην ελεύθερη επιφάνεια του υγρού και στην επαγωγική συνιστώσα που σχετίζεται με το φαινόμενο του κυματισμού στη ελεύθερη επιφάνεια και ικανοποιεί τις κινηματικές και δυναμικές συνθήκες στην ελεύθερη επιφάνεια. [6]

Η μάζα του υγρού συμβολίζεται ως  $m_l$  ενώ οι μάζες της ωστικής και της επαγωγικής πίεσης ως  $m_i, m_c$  αντίστοιχα. Γενικότερα ισχύει :  $m_l = m_i + m_c$

Η μάζα της επαγωγικής συνιστώσας σχετίζεται με διαφορετικές μορφές κυματισμού σύμφωνα με τον παρακάτω τύπο

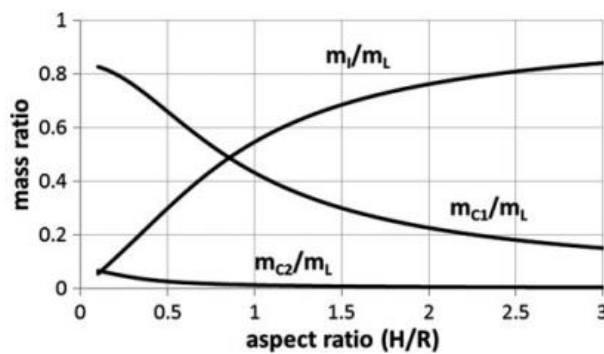
$$\frac{m_{cn}}{m_L} = \frac{2 \tanh(k_n R \gamma)}{k_n R \gamma (k_n^2 R^2 - 1)}, \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (3)$$

Το άθροισμα των επιμέρους ανεξάρτητων επαγωγικών μαζών ισούται με την συνολική επαγωγική μάζα που θα πρέπει να ληφθεί υπόψιν στην ανάλυση.

$$m_c = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} \quad (4)$$

Όπου  $n$  είναι ο τρέχων αριθμός μορφής κυματισμού και  $k_n R = \lambda_n$  είναι οι ρίζες τις εξίσωσης  $J_1'(\lambda_n) = 0$ . Οι τρεις πρώτες ιδιόμορφές είναι  $\lambda_1 = 1,841, \lambda_2 = 5,331$  και  $\lambda_3 = 8,536$ . Η χρήση των δυο πρώτων μορφών κυματισμού καλύπτει στις περισσότερες περιπτώσεις τις ανάγκες σχεδιασμού της δεξαμενής.

Στον Πίνακα () απεικονίζεται το διάγραμμα του λόγου των μαζών των δυο πρώτων μορφών κυματισμού καθώς και της ωστικής πίεσης ως προς την μάζα του υγρού σε σχέση με τον λόγο του ύψους του ρευστού ως προς την ακτίνα της δεξαμενής ( $\gamma = H/R$ ).



Σχήμα 1 Διάγραμμα λόγου μαζών-(H/R)

Ο λόγος της ωστικής μάζας αυξάνεται με την αύξηση του λόγου  $\gamma$ . Αντιθέτως η επαγωγική μάζα της πρώτης μορφής κυματισμού μειώνεται με την αύξηση της τιμής  $\gamma$ . Η επαγωγική μάζα της δεύτερης μορφής αν και είναι αρκετά μικρή μπορεί να έχει κάποια επίδραση στην δυναμική απόκριση όταν η τιμή του λόγου  $\gamma$  τείνει στο μηδέν.

Κατά τον σχεδιασμό μιας δεξαμενής η ωστική μάζα θα πρέπει να περιλαμβάνει την ωστική μάζα του υγρού, την μάζα των κινούμενων τοιχωμάτων της δεξαμενής καθώς και την μάζα της στέγης. [6]

### 2.2.1 ΙΔΙΟΠΕΡΙΟΔΟΙ ΩΣΤΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΠΑΓΩΓΙΚΗΣ ΣΥΝΣΙΤΩΣΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΠΟΣΒΕΣΗΣ

Για τις μη παραμορφώσιμες δεξαμενές η κίνηση της ωστικής μάζας βρίσκεται σε αρμονία με την κίνηση του εδάφους. Η ωστική κυκλική συχνότητα τείνει στο άπειρο και αντίστοιχα η ιδιοπερίοδος είναι μηδενική.

$$\omega_I \rightarrow \infty \text{ \& } T_I = 0 \quad (5)$$

Στην περίπτωση των παραμορφώσιμων δεξαμενών για λόγους απλοποίησης μπορεί να θεωρηθεί ότι η ελαστικότητα των τοιχωμάτων της δεξαμενής επηρεάζει μόνο την ωστική συνιστώσα με απόρροια οι ωστικές υδροδυναμικές επιδράσεις να είναι πολύ μεγαλύτερες συγκριτικά με μια απαραμόρφωτη δεξαμενή. Η επαγωγική συνιστώσα δεν επηρεάζεται από τις δονήσεις των ελαστικών τοιχωμάτων καθώς σχετίζεται με τις φυσικές περιόδους του εδάφους οι οποίες είναι πολύ μεγαλύτερες. Η συνεισφορά της επαγωγικής συνιστώσας θεωρείται ίδια για παραμορφώσιμες και μη δεξαμενές.

Παρατίθενται οι μαθηματικές εκφράσεις της συχνότητας συντονισμού και της περιόδου για την ωστική και επαγωγική συνιστώσα του συστήματος της δεξαμενής.

$$T_I = Y_I H \sqrt{\frac{\rho R}{t_{eq} E}} \quad (6)$$

$$\omega_I = 2\pi / (Y_I H \sqrt{\frac{\rho R}{t_{eq} E}}) \quad (7)$$

$$T_{Cn} = \frac{2\pi}{\omega_{Cn}} \quad n = 1,2,3 \dots \quad (8)$$

$$\omega_{Cn} = \sqrt{g (\lambda_n \tanh(\lambda_n \gamma)) / R}, \quad n = 1,2,3 \dots \quad (9)$$

Όπου  $\rho$  είναι η πυκνότητα του ρευστού,  $E$  το μέτρο ελαστικότητας,  $t_{eq}$  το ισοδύναμο πάχος των τοιχωμάτων της δεξαμενής,  $\lambda_n$  οι ρίζες της εξίσωσης  $J'(*)=0$  ( $\lambda_1=1.841$ ,  $\lambda_2=5.331$ ,  $\lambda_3=8.536$  -τιμές ιδιομορφών για τις τρεις πρώτες μορφές κυματισμού) και ο συντελεστής  $Y_I$  δίνεται από τον Πίνακα για συγκεκριμένες τιμές του συντελεστή  $\gamma$ , Για διαφορετικές τιμές του λόγου  $H/R$  ο συντελεστής θα υπολογιστεί μέσω γραμμικής παρεμβολής.

$H/R$	0.3	0.5	0.7	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
$Y_I$	9.28	7.74	6.97	6.36	6.06	6.21	6.56	7.03

Σχήμα 2 Συντελεστής  $Y_I$  συναρτήσει του λόγου  $H/R$

Οι συντελεστές απόσβεσης της επαγωγικής και ωστικής συνιστώσας είναι ίσοι με :  $\xi_i=5\%$  και  $\xi_c=0.5\%$  αντίστοιχα. [6]

### 2.2.2 ΩΣΤΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

Η ωστική κίνηση μπορεί να εκφραστεί μέσω της ωστικής επιτάχυνσης  $\ddot{u}(t)$ , η οποία δίνεται από τον παρακάτω τύπο :

$$\ddot{u}_I + 2\xi_I \omega_I (\dot{u}_I - \dot{X}) + \omega_I^2 (u_I - X) = 0 \quad (10)$$

Ένας άλλος τρόπος γραφής της επιτάχυνσης :

$$a_I(t) = u_I(t) - X \quad (11)$$

Και αντικαθιστώντας στην εξίσωση προκύπτει:

$$\ddot{a}_I + 2\xi_I \omega_I \dot{a}_I + \omega_I^2 a_I = -\ddot{X}(t) \quad (12)$$

Η κατανομή της ωστικής πίεσης δίνεται από τον τύπο :

$$p_I(\xi, \zeta, \varphi, t) = C_I(\xi, \zeta) \rho H \cos \varphi \ddot{u}_I(t) \quad (13)$$

Και ο συντελεστής  $C_I$  ορίζεται

$$C_I(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{(-1)^n}{I_1' \left( \frac{v_n}{\gamma} \right) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1 \left( \frac{v_n}{\gamma} \xi \right) \quad (14)$$

$$v_n = \frac{2n + 1}{2}, \quad (15)$$

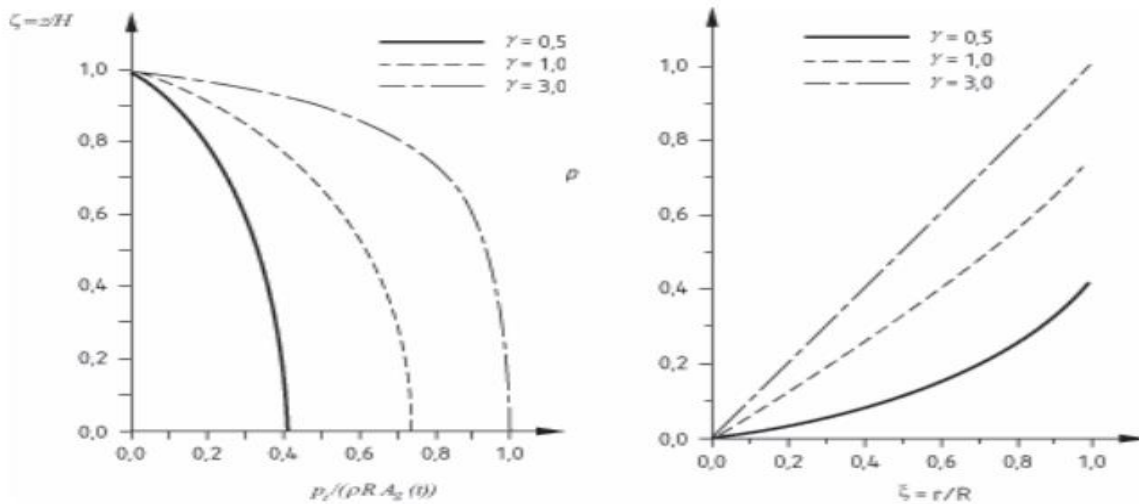
$$\gamma = \frac{H}{R}, \quad (16)$$

$$I_1(\cdot), I_1'(\cdot) \quad (17)$$

Ειδικότερα,  $I_1, I_1'$  είναι η τροποποιημένη συνάρτηση Bessel πρώτης τάξης και η παράγωγος της.

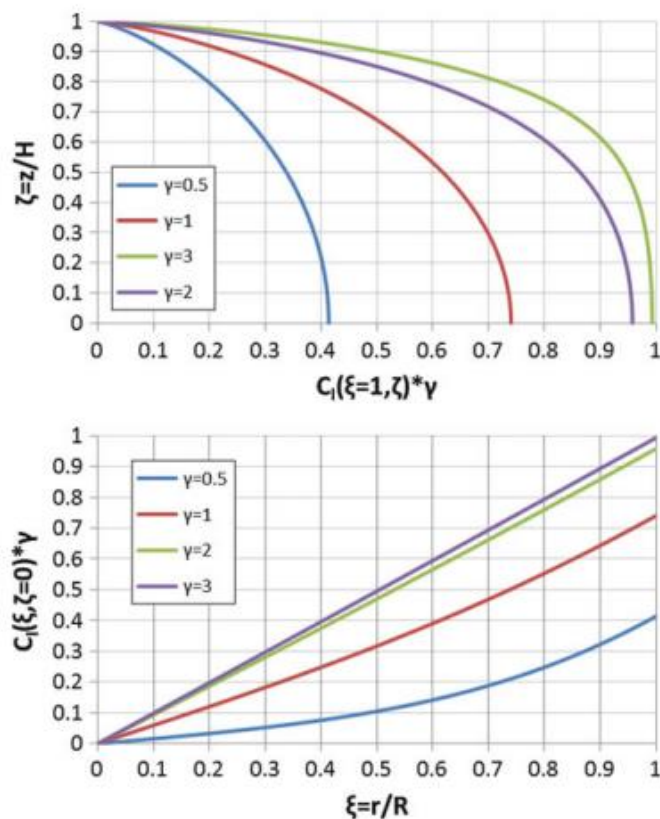
Για τις ανάγκες του σεισμικού σχεδιασμού η κατανομή της πίεσης στο κέλυφος μπορεί να οριστεί ως :

Όπου  $\xi$  ισούται με 1 στην επιφάνεια του κελύφους και η τιμή του  $\zeta$  είναι μηδενική στον πυθμένα. Ως  $A_g(t)$  εκφράζεται η εδαφική επιτάχυνση.



Σχήμα 3 Διαγράμματα  $z-r/r$  &  $\rho-z$

Διακύμανση της ωστικής πίεσης για τρεις τιμές του συντελεστή  $\gamma$ . α) Κατανομή καθ' ύψος β) Ακτινική κατανομή στον πυθμένα



Σχήμα 4 Διαγράμματα  $z-C_i$  &  $C_i-x$

Κατανομή της ωστικής πίεσης(κανονικοποιημένη ως προς  $\rho R \alpha_g$ , όπου  $\alpha_g$  είναι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση) για τέσσερις τιμές του συντελεστή  $\gamma$ ( $\gamma=H/R$ ) α) Κατανομή καθ' ύψος β) Ακτινική κατανομή στον πυθμένα της δεξαμενής [6]

### 2.2.3 ΕΠΑΓΩΓΙΚΗ ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ

Η επαγωγική κίνηση μπορεί να εκφραστεί μέσω της ωστικής επιτάχυνσης  $\ddot{u}(t)$ , η οποία δίνεται από τον παρακάτω τύπο :

$$u_{cn}'' + 2\xi_{cn}\omega_{cn}(u_{cn}' - \dot{X}) + \omega_{cn}^2(u_{cn} - X) = 0 \quad (18)$$

Ένας άλλος τρόπος γραφής της επιτάχυνσης :

$$a_{cn}(t) = u_{cn}(t) - X \quad (19)$$

Και αντικαθιστώντας στην εξίσωση προκύπτει:

$$a_{cn}'' + 2\xi_{cn}\omega_{cn}a_{cn}' + \omega_{cn}^2a_{cn} = -\ddot{X}(t) \quad (20)$$

Η κατανομή της επαγωγικής πίεσης δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$p_{cn}(\xi, \zeta, \varphi, t) = \rho\psi_n \cosh(\lambda_n\gamma\zeta) J_1(\lambda_n\xi) \cos\varphi \ddot{u}_{cn}(t) \quad (21)$$

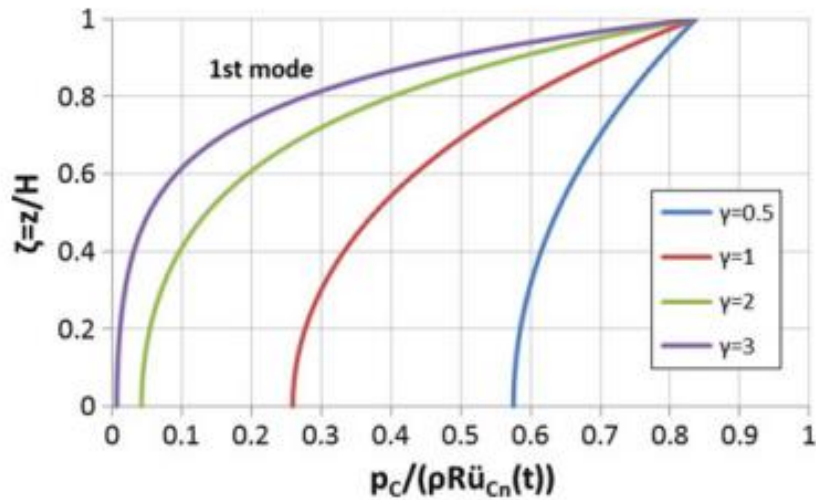
$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1)J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n\gamma)} \quad (23)$$

$J_1$  είναι η συνάρτηση Bessel πρώτης τάξης και  $\lambda_1=1.841$ ,  $\lambda_2=5.331$  και  $\lambda_3=8.536$  είναι οι ρίζες της εξίσωσης  $J_1'(\lambda) = 0$ . Στην εξίσωση για  $\xi=1$  ή διαφορετικά  $r=R$  δίνεται η κατανομή της πίεσης στο κέλυφος της δεξαμενής. Για  $\zeta=0$  ή διαφορετικά  $z=0$  η κατανομή της εξίσωσης αντιστοιχεί στην κατανομή πίεσης στον πυθμένα της δεξαμενής. Γίνεται χρήση κυρίως της πρώτης ιδιόμορφης ( $n=1$ ) και η εξίσωση τροποποιείται στη παρακάτω μορφή.

$$p_{cn}(\xi, \zeta, \varphi) = 1,146R\rho \frac{\cosh(1,841\gamma\zeta) J_1(1,841\xi)}{\cosh(1,841\gamma)} \cos\varphi S_a(T_{C1}) \quad (22)$$

δεξαμενές με μεγάλες τιμές λόγου  $H/R$  οι πιέσεις λόγω κυματισμού μπορεί να θεωρηθούν κρίσιμες στην περιοχή του πυθμένα ενώ για μικρές τιμές του λόγου  $H/R$  η επίδραση των πιέσεων αυτών περιορίζεται στην επιφάνεια του ρευστού που περιέχεται στην δεξαμενή.

Στο παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζεται η κατανομή της πίεσης για την πρώτη μορφή κυματισμού ( $n=1$ ) στα τοιχώματα της δεξαμενής κατά το ύψος [6]



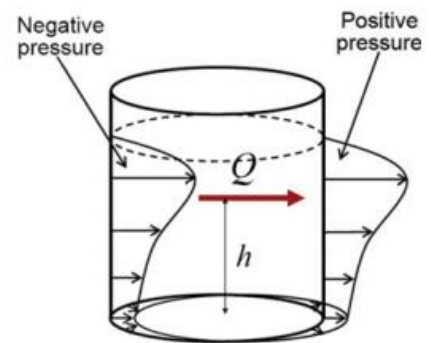
Σχήμα 5 Διαγράμμα  $\zeta$ - $P_c/(\rho R \ddot{u}_{cn}(t))$

## 2.3 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ

Η συνολική οριζόντια σεισμική δύναμη που θα πρέπει να ληφθεί υπόψη κατά τον σχεδιασμό ισούται με το διανυσματικό άθροισμα της ωστικής και επαγωγικής οριζόντιας δύναμης.

### 2.3.1 ΩΣΤΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ

Η ωστική οριζόντια δύναμη ως αποτέλεσμα της ωστικής πίεσης στον πυθμένα της δεξαμενής δίνεται από τον παρακάτω τύπο:



Εικόνα 36 Αναπαράσταση οριζόντιας σεισμικής δύναμης

$$Q_I(t) = \int_{B_q} p_I (n \cdot e_x) dB_q \quad (23)$$

Όπου  $e_x$  το μοναδιαίο διάνυσμα,  $n$  το μοναδιαίο κάθετο διάνυσμα στην επιφάνεια του ρευστού και  $B_q$  η συνοριακή επιφάνεια.

Η σχέση μπορείς να απλοποιηθεί ως εξής:

$$Q_I(t) = m_I \ddot{u}_I(t) \quad (24)$$

$$Q_I(t) = m_I A_g(t) \quad (25)$$

Όπου  $A_g(t)$  η εδαφική επιτάχυνση,  $m_i$  η ωστική μάζα η οποία αντιπροσωπεύει το τμήμα του ρευστού που κινείται σε αρμονία με το έδαφος και τα τοιχώματα της δεξαμενής και μπορεί να υπολογιστεί με βάση την παρακάτω σχέση:

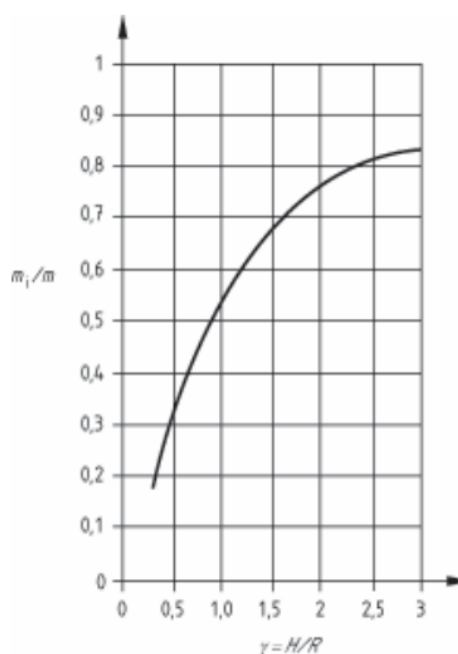
$$m_i = m_2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n^3 I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)} \quad (26)$$

Ός  $m$  εκφράζεται η συνολική μάζα του ρευστού που περιέχεται στην δεξαμενή :

$$m = \rho \pi R^2 H \quad (27)$$

Παρατίθεται γραφική αναπαράσταση σύμφωνα με τον Ευροκώδικα 8 της κατανομής του λόγου της ωστικής μάζας σε σχέση με τον συντελεστή  $\gamma$ .

Σύμφωνα με το διάγραμμα το ποσοστό της ωστικής μάζας αυξάνεται με την αύξηση του λόγου του ύψους του ρευστού προς την ακτίνα της δεξαμενής. [6]



Σχήμα 6 Διάγραμμα  $m_i/m-\gamma$

### 2.3.2 ΕΠΑΓΩΓΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΔΥΝΑΜΗ

Η επαγωγική οριζόντια δύναμη ως αποτέλεσμα της επαγωγικής πίεσης στον πυθμένα της δεξαμενής δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$Q_c(t) = \int_{B_q} p_c(n \cdot e_x) dB_q \quad (28)$$

Η σχέση μπορείς να απλοποιηθεί ως εξής:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} u_{cn}''(t) \quad (29)$$

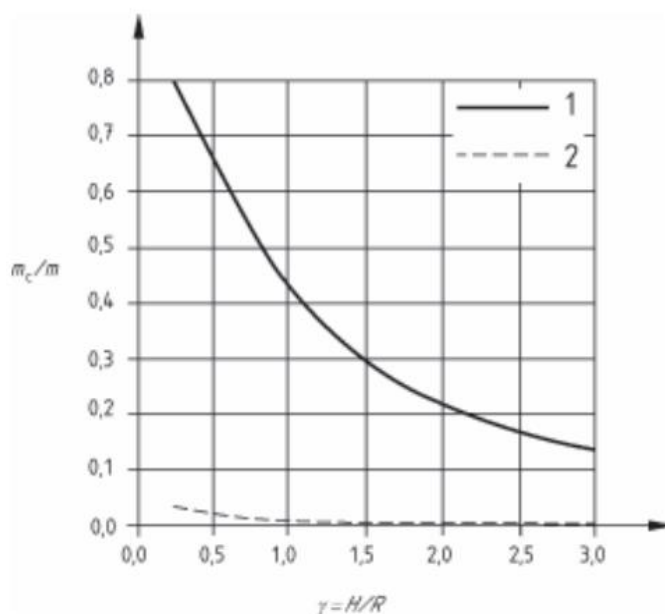


$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \quad (30)$$

Όπου  $u_{cn}$  η επαγωγική επιτάχυνση για την νιοστή μορφή κυματισμού,  $A_{cn}$  το ιστορικό χρόνου επιτάχυνσης της απόκρισης ενός ταλαντωτή ενός βαθμού ελευθερίας με κυκλική συχνότητα ίση με  $\omega_{cn}$ ,  $m_{cn}$  η επαγωγική μάζα η οποία υπολογίζεται με βάση τον τύπο

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad (31)$$

Παρατίθεται διάγραμμα της επαγωγικής μάζας για τις δυο πρώτες μορφές κυματισμού συναρτήσει του λόγου  $\gamma$  (H/R)



Σχήμα 7 Διάγραμμα  $m_c/m-\gamma$

Στα πλαίσια της φασματικής σεισμικής ανάλυσης της δεξαμενής η οριζόντια δύναμη της ωστικής και επαγωγικής συνιστώσας στην βάση του τοιχώματος στην νιοστή μορφή κυματισμού προκύπτουν από την λύση των παρακάτω εξισώσεων [6]:

$$Q_I = m_I S_a(T_I) \quad (32)$$

$$Q_{cn} = m_{cn} S_a(T_{cn}), \quad n = 1, 2, 3, \dots \quad (33)$$

## 2.4 ΡΟΠΕΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Η περιμετρική ροπή ανατροπής λαμβάνει χώρα πάνω από την πλάκα του πυθμένα της δεξαμενής και περιλαμβάνει μόνο την συμβολή της πίεσης στα τοιχώματα της. Χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των τάσεων, της συνισταμένης τάσης, της σύνδεσης στην βάση καθώς και για δομικό έλεγχο της δεξαμενής.

Ακόμη, αναπτύσσεται ροπή ανατροπής κάτω από την πλάκα του πυθμένα της δεξαμενής η οποία περιλαμβάνει την συγκέντρωση των τάσεων στα τοιχώματα της δεξαμενής και τις τάσεις που ασκούνται στην πλάκα του πυθμένα. Χρησιμοποιείται για τον έλεγχο των στηρίξεων, των αγκυρώσεων και της θεμελίωσης.

Η ωστική ροπή ανατροπής πάνω από την πλάκα πυθμένα δίνεται από τις παρακάτω ισοδύναμες μαθηματικές εκφράσεις:

$$M_I(t) = \int_{B_q} p_I z(n \cdot e_x) dB_q \quad (34)$$

$$M_I(t) = m_I h_I \ddot{u}_I(t) \quad (35)$$

$$M_I(t) = Q_I(t) h_I \quad (36)$$

$$M_I(t) = m_I h_I A_g(t) \quad (37)$$

Όπου  $h_I$  το ύψος στο οποίο ασκείται η ωστική σεισμική δύναμη.

Το ύψος  $h_I$  υπολογίζεται ως εξής:

$$h_I = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right) (v_n (-1)^n - 1)}{v_n^4 I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}{v_n^3 I_1'\left(\frac{v_n}{\gamma}\right)}} \quad (38)$$

Η ωστική ροπή ανατροπής κάτω από την πλάκα πυθμένα δίνεται από την σχέση:

$$M'_I(t) = m_I h'_I A_g(t) \quad (39)$$

Όπου  $h'_I$  το ύψος στο οποίο ασκείται η ωστική σεισμική δύναμη.

Το ύψος  $h'_I$  υπολογίζεται ως εξής:

$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1} I_1(v_n/\gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n/\gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}} \quad (40)$$

Η επαγωγική ροπή ανατροπής πάνω από την πλάκα του πυθμένα δίνεται από τις παρακάτω ισοδύναμες μαθηματικές εκφράσεις:

$$M_C(t) = \int_{B_q} p_C z(n \cdot e_x) dB_q \quad (41)$$

$$\begin{aligned} M_C(t) &= \sum_{n=1}^{\infty} m_{Cn} \ddot{u}_{Cn}(t) h_{Cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{Cn}(t) h_{Cn} \\ &= \sum_{n=1}^{\infty} (m_{Cn} A_{Cn}(t)) h_{Cn} \end{aligned} \quad (42)$$

Όπου  $h_{Cn}$  το ύψος στο οποίο ασκείται η επαγωγική σεισμική δύναμη.

Το ύψος  $h_{Cn}$  υπολογίζεται ως εξής:

$$h_{Cn} = H \left( 1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (43)$$

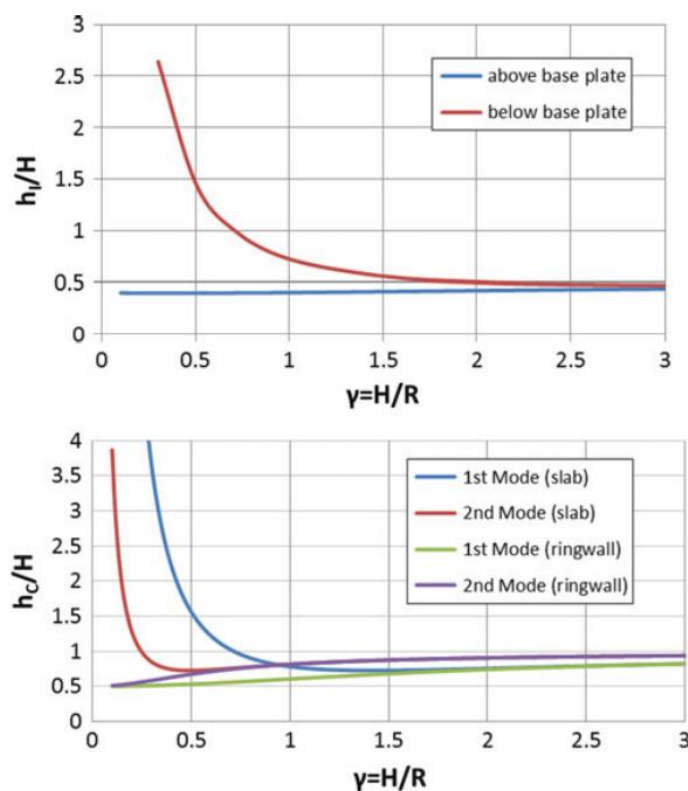
Η επαγωγική ροπή ανατροπής κάτω από την πλάκα πυθμένα δίνεται από την σχέση:

$$M'_C(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{Cn} A_{Cn}(t)) h'_{Cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{Cn}(t) h'_{Cn} \quad (44)$$

Όπου :

$$h'_{Cn} = H \left( 1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (45)$$

Παρατίθενται τα διαγράμματα των λόγων  $h_i, h_c/H$  συναρτήσει του λόγου  $\gamma$  για ροπές ανατροπής πάνω και κάτω από την πλάκα του πυθμένα.



Σχήμα 8 Διαγράμματα  $h_i/h-\gamma$  &  $h_c/H-\gamma$

Κατά τον φασματικό σχεδιασμό και ανάλυση η επαγωγική και ωστική ροπή ανατροπής πάνω και κάτω από την πλάκα του πυθμένα δίνονται από τους τύπους[6]:

$$M_I = m_I h_I S_a(T_I) \quad (46)$$

$$M_C = m_{Cn} h_C S_a(T_{Cn}) \quad (47)$$

$$M'_I = m_I h'_I S_a(T_I) \quad (48)$$

$$M'_C = m_{Cn} h'_C S_a(T_{Cn}) \quad (49)$$

#### 2.4.1 ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ API 650- ΥΠΟΛΙΣΜΟΣ $h_I, h_{Cn}, h'_I, h'_{Cn}$

Με βάση τον κανονισμό API 650 (American Petroleum Institute 2007) τα ύψη στα οποία ασκούνται οι ροπές ανατροπής υπολογίζονται από τους παρακάτω τύπους με αρχικό κριτήριο τον λόγο  $D/H$ .

Για  $D/H < 1.333$

$$h_I = \left[ 0,5 - 0,094 \frac{D}{H} \right] H \quad (50)$$

$$h_c = \left[ 1 - \frac{\cosh\left(\frac{3,67H}{D}\right) - 1}{\frac{3,67H}{D} \sinh\left(\frac{3,67H}{D}\right)} \right] H \quad (51)$$

Για  $D/H \geq 1.333$

$$h'_l = \left[ 0,5 - 0,06 \frac{D}{H} \right] H \quad (52)$$

$$h_l = 0,375H \quad (53)$$

$$h'_l = 0,375 \left[ 1 + 1,333 \left( \frac{0,866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0,866 \frac{D}{H}\right)} - 1 \right) \right] H \quad (54)$$

## 2.5 ΣΥΝΟΛΙΚΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΔΙΕΓΕΡΣΗ ΚΑΙ ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Στα πλαίσια της φασματικής σεισμικής ανάλυσης θα πρέπει να υπολογιστεί η συνολική οριζόντια σεισμική δύναμη καθώς και η ροπή ανατροπής πάνω και κάτω από την πλάκα του πυθμένα. Γίνεται χρήση του SRSS κανόνα και δεν λαμβάνεται υπόψη η μέγιστη επαγωγική και ωστική συνιστώσα όπως αναφέρεται στην πρόσφατη δημοσίευση (Parra et al. .)

Ειδικότερα για την οριζόντια σεισμική δύναμη ισχύει:

$$Q_T = \sqrt{[m_I S_a(T_I)]^2 + \sum_{n=1}^{N_1} [m_{Cn} S_a(T_{Cn})]^2} \quad (55)$$

Όπου  $N_1$  είναι ο αριθμός των μορφών κυματισμού.

Η ωστική συνιστώσα της οριζόντιας δύναμης είναι κατά πολύ μεγαλύτερη από την επαγωγική με απόρροια στις περισσότερες περιπτώσεις να μην απαιτείται ο υπολογισμός της δεύτερης καθώς η συμβολή της είναι μικρή στον υπολογισμό της συνολικής οριζόντιας σεισμικής δύναμης .[6]

Για τις ροπές ανατροπής ισχύει:

$$M_T = \sqrt{[m_I h_I S_a(T_I)]^2 + \sum_{n=1}^{\infty} [m_{Cn} h_C S_a(T_{Cn})]^2} \quad (56)$$

$$M_T = \sqrt{[m_I h_I' S_a(T_I)]^2 + \sum_{n=1}^{\infty} [m_{Cn} h_C' S_a(T_{Cn})]^2} \quad (57)$$

## 2.6 ΥΨΟΣ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΥ

Το ύψος κυματισμού υπολογίζεται με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$d(r, \theta, t) = \sum_{n=1,2,3\dots}^{\infty} \frac{2\lambda_n J_1(\lambda_n \xi) \tanh(\lambda_n \gamma) \cos \theta \alpha_{Cn}}{J_1(\lambda_n)(\lambda_n^2 - 1)} \quad (58)$$

Για την πρώτη μορφή κυματισμού σύμφωνα με τον Ευροκώδικα 8 προκύπτει:

$$d_{max} = \frac{0,84 R S_e(T_{Cl})}{g} \quad (59)$$

Όπου  $\lambda_1=1.841, \lambda_2=5.331, \lambda_3=8.536$  είναι οι ρίζες της εξίσωσης  $J_1'(\lambda)=0$ ,  $S_e(\cdot)$  ελαστική απόκριση της φασματικής επιτάχυνσης της πρώτης μορφής κυματισμού .

Η μέγιστη τιμή του ύψους κυματισμού χρησιμοποιείται κατά τον σχεδιασμό. [6]

## 2.7 ΕΛΑΣΤΙΚΟ ΦΑΣΜΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

### 2.7.1 $S_e$ -ΚΑΤΑΝΟΜΗ ΕΛΑΣΤΙΚΟΥ ΦΑΣΜΑΤΟΣ

Ο Ευροκώδικας 8 όπως και οι περισσότεροι αντισεισμικοί κανονισμοί λαμβάνουν υπόψιν την επίδραση των ιδιοτήτων του εδάφους στη μορφή φάσματος τροποποιώντας τις περιόδους  $T_B$  και  $T_C$ . Ειδικότερα,  $T_B$  και  $T_C$  ορίζονται το κάτω και άνω όριο αντίστοιχα της περιόδου του σταθερού κλάδου του φάσματος επιταχύνσεων. Ακόμη, η τιμή  $T_D$  καθορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής μετακίνησης. Στον Πίνακα ανάλογα με την κατηγορία εδάφους δίνονται οι τιμές των χαρακτηριστικών περιόδων φασμάτων σχεδιασμού.

Η ελαστική φασματική επιτάχυνση ( $S_e$ ) δίνεται από τις σχέσεις:

$$S_e(T) = a_g S \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta 2,5 - 1) \right] \quad (60)$$

για  $0 \leq T \leq T_B$

$$S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \quad (61)$$

για  $T_B \leq T \leq T_C$

$$S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \frac{T_C}{T_D} \quad (62)$$

για  $T_C \leq T \leq T_D$

$$S_e(T) = a_g S \eta^{2,5} \frac{T_C T_D}{T^2} \quad (63)$$

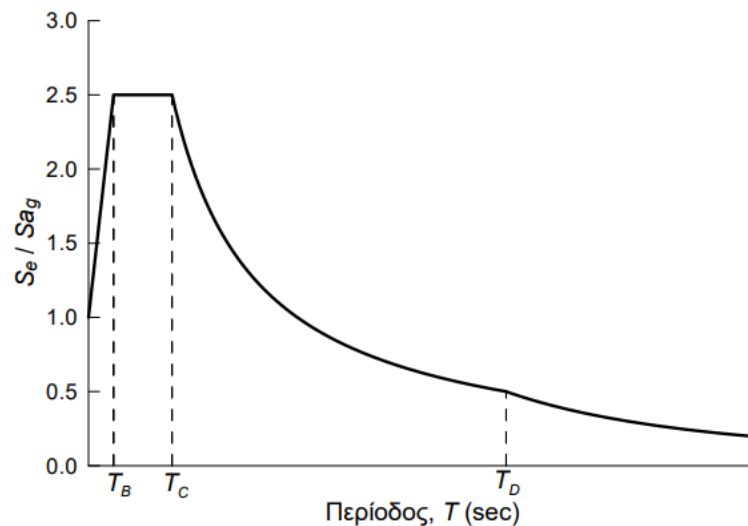
για  $T_D \leq T \leq 4 \text{ sec}$

Όπου  $\eta$  ο συντελεστής απόσβεσης και υπολογίζεται με βάση την σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{0,1}{\zeta + 0,05}} \quad (64)$$

Για τιμές της απόσβεσης διαφορετικές του 5% ο συντελεστής απόσβεσης τροποποιεί ανάλογα την ελαστική φασματική επιτάχυνση.

Στο παρακάτω διάγραμμα παρατίθεται η κατανομή του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού για οριζόντια σεισμική διέγερση και απόσβεση 5%.



Σχήμα 9 Διάγραμμα  $S_e/S_{ag}-T$

Για  $T \leq T_B$  η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού  $S_e$  αυξάνεται με την αύξηση της περιόδου.

Για  $T_B \leq T \leq T_C$  η φασματική επιτάχυνση είναι σταθερή.

Για  $T_C \leq T \leq T_D$  η φασματική ταχύτητα είναι σταθερή ενώ η επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με την αύξηση της ιδιοπεριόδου.

Για  $T_D \leq T$  η φασματική μετακίνηση παραμένει σταθερή ενώ η φασματική επιτάχυνση μειώνεται αντιστρόφως ανάλογα με το τετράγωνο της ιδιοπεριόδου της κατασκευής.

### 2.7.2 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΗ ΕΔΑΦΟΥΣ $\alpha_{gR}$

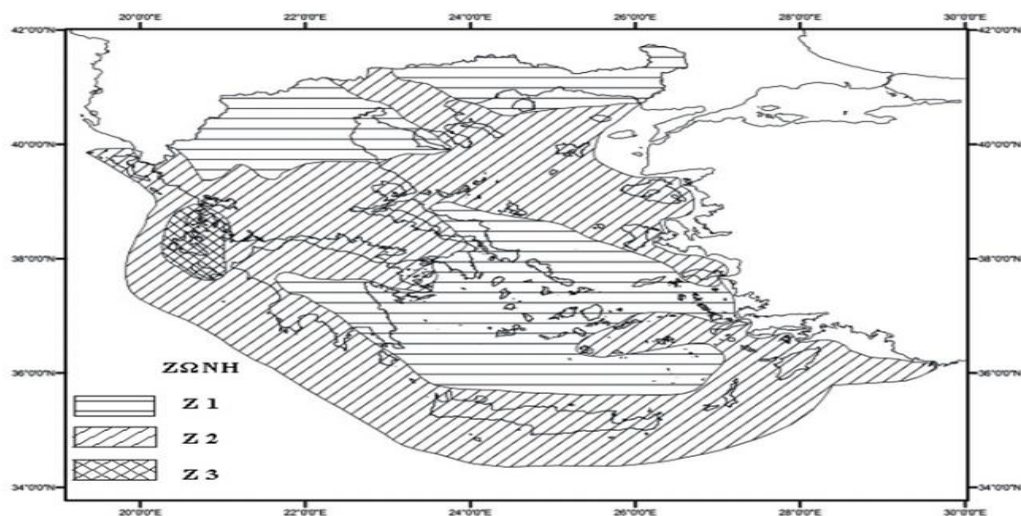
Η επιτάχυνση του εδάφους χαρακτηρίζει την σεισμική δράση της κάθε ζώνης.[8]

Το έδαφος σύμφωνα με τον αντισεισμικό κανονισμό διακρίνεται στις κατηγορίες που παρατίθενται στον πίνακα.

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμοί εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με τη προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70μ. Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70μ.
B	Εντόνως αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη. Στρώσεις κοκκώδους υλικού μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μεγάλης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70μ.
Γ	Στρώσεις κοκκώδους υλικού μικρής σχετικής πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5μ. ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70μ. Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5μ.
Δ	Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλασιμότητας ( $I_p > 50$ ) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10μ.
X	Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοίλιωδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων) Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα. (Βλπ. και παρ. 5.1[3]). Απότομες κλιτείες καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων. Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφόσον έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπυκνώσεως ή απώλειας αντοχής. Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη. Εδάφη κατηγορίας Γ με επικινδύνως μεγάλη κλίση.

Πίνακας 2 Κατηγορίες εδάφους

Ο Ελλαδικός χώρος αποτελείται από τρεις σεισμικές ζώνες. Ειδικότερα τις Z1,Z2,Z3.



Εικόνα 37 Σεισμικές ζώνες στον Ελλαδικό χώρο



Για έδαφος κατηγορίας A, οι τιμές της επιτάχυνσης του εδάφους  $a_{gR}$  ως ποσοστό της επιτάχυνσης της βαρύτητας δίνονται από τον παρακάτω πίνακα.

Τιμές $a_{gR}/g$	
Ζώνη	$a_{gR}/g$
Z1	0.16
Z2	0.24
Z3	0.36

Πίνακας 3 Επιτάχυνση εδάφους για σεισμικές ζώνες z1,z2,z3

Η περίοδος επαναφοράς της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης  $a_{gR}$  αντιστοιχεί σε 475 έτη. Για διαφορετικό συντελεστή επανάληψης ορίζεται ο συντελεστής σπουδαιότητας  $\gamma_I$  και η επιτάχυνση προκύπτει από την σχέση:

$$a_g = \gamma_I a_{gR} \quad (65)$$

Ο συντελεστής σπουδαιότητας για τις δεξαμενές δίνεται από τον παρακάτω πίνακα και εξαρτάται από την έκταση των οικονομικών, κοινωνικών και περιβαλλοντικών συνεπειών που μπορεί να επιφέρει μια αστοχία της εξεταζόμενης κάθε φορά δεξαμενής.

Κατηγορία σπουδαιότητας	Δεξαμενές
I ( $\gamma_I=0.80$ )	Class I refers to situations where the risk to life is low and the economic and social consequences of failure are small or negligible.
II ( $\gamma_I=1.00$ )	Situations with medium risk to life and local economic or social consequences of failure belong to Class II.
III ( $\gamma_I=1.20$ )	Class III refers to situations with a high risk to life and large economic and social consequences of failure.
IV ( $\gamma_I=1.60$ )	Class IV refers to situations with exceptional risk to life and extreme economic and social consequences of failure..

Πίνακας 4 Κατηγοριοποίηση δεξαμενών

Ακόμη παρατίθεται και ο σχετικός πίνακας με την κατηγοριοποίηση του συντελεστή  $\gamma$  σε κτιριακές εγκαταστάσεις. [8]

Κατηγορία σπουδαιότητας	Κτίρια
I	Κτίρια δευτερεύουσας σημασίας για τη δημόσια ασφάλεια, π.χ. γεωργικά κτίρια, κλπ.
II	Συνήθη κτίρια, που δεν ανήκουν στις άλλες κατηγορίες.
III	Κτίρια των οποίων η σεισμική ασφάλεια είναι σημαντική, λαμβάνοντας υπόψη τις συνέπειες κατάρρευσης, π.χ. σχολεία, αίθουσες συνάθροισης, πολιτιστικά ιδρύματα κλπ.
IV	Κτίρια των οποίων η ακεραιότητα κατά τη διάρκεια σεισμών είναι ζωτικής σημασίας για την προστασία των πολιτών, π.χ. νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, σταθμοί παραγωγής ενέργειας, κλπ.

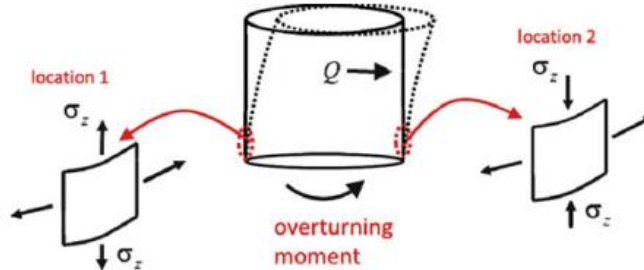
Πίνακας 5 Κατηγοριοποίηση κτιρίων

## 2.8 ΤΑΣΕΙΣ

### 2.8.1 ΑΞΟΝΙΚΗ ΤΑΣΗ

Η αξονική τάση  $\sigma_z$  στις μηχανικά αγκυρωμένες δεξαμενές δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_z = N/t_i \quad (66)$$



Εικόνα 38 Διάταξη αξονικών τάσεων

Όπου  $t_i$  είναι το πάχος του κελύφους και  $N$  η κάθετη δύναμη ανά μονάδα περιμετρικού μήκους.

Ειδικότερα, η δύναμη  $N$  για τις περιοχές του εφελκισμού και της συμπίεσης υπολογίζεται με βάση τις αντίστοιχες σχέσεις:

$$N = 1,273 \frac{M_T}{D^2} - w_t(1 - cA_v) \quad (67)$$

$$N = -1,273 \frac{M_T}{D^2} - w_t(1 + cA_v) \quad (68)$$

Όπου  $A_v$  ( $A_v=100\alpha_{gv}/g$ ) είναι ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης της κάθετης κίνησης εκφρασμένος ως ποσοστό της επιτάχυνσης βαρύτητας,  $c$  ο συντελεστής συμβολής της επιτάχυνσης,  $w_t$  είναι το φορτίο ανά μονάδα περιμετρικού μήκους εξαιτίας του βάρους του κελύφους και της στέγης που επιβάλλονται στην βάση.

$$w_t = \frac{W_s}{\pi D} + w_{rs} \quad (69)$$

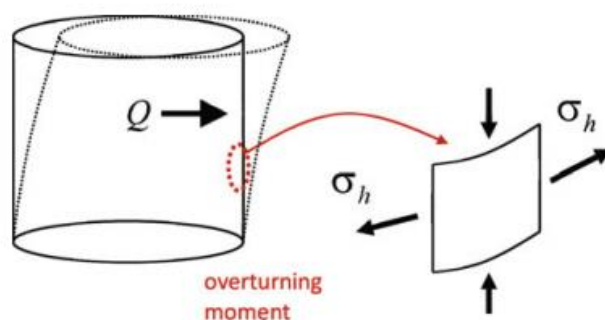
Όπου  $W_s$  το συνολικό βάρος του κελύφους και των εξαρτημάτων της δεξαμενής,  $w_{rs}$  το βάρος της στέγης.

Ο συντελεστής  $c$  σύμφωνα με τον κανονισμό API 650 ισούται με 0.4 ενώ δεν προσδιορίζεται στον κανονισμό EN 1998-4(European Committee for Standardization) .[6]

### 2.8.2 ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗ ΤΑΣΗ

Κατά την σεισμική φόρτιση μιας δεξαμενής αναπτύσσονται τάσεις καθ' ύψος και στην περιφέρεια. Οι περιμετρικές τάσεις ή διαφορετικά 'hoop stresses' προσδιορίζονται στον

κανονισμό API650 και γίνεται ακόμη αναφορά από τους Wozniak and Mitchell. Οι περιφερειακές τάσεις διαθέτουν ωστική και επαγωγική συνιστώσα ( $\sigma_{hl}, \sigma_{hc}$ ).



Εικόνα 39 Διάταξη περιφερειακών τάσεων

Για  $D/H \geq 1.333$  :

$$\sigma_{hl} = \frac{8,48A_I GDH}{t_i} \left[ \frac{z_1}{H} - 0,5 \left( \frac{z_1}{H} \right)^2 \right] \tanh \left( 0,866 \frac{D}{H} \right) \quad (70)$$

Για  $D/H < 1.33$  και  $z_1 < 0.75D$  :

$$\sigma_{hl} = \frac{5,22A_I GD^2}{t_i} \left[ \frac{z_1}{0,75D} - 0,5 \left( \frac{z_1}{0,75D} \right)^2 \right] \quad (71)$$

Για  $D/H < 1.33$  και  $z_1 \geq 0.75D$  :

$$\sigma_{hl} = \frac{2,6A_I GD^2}{t_i} \quad (72)$$

Για κάθε τιμή του λόγου  $D/H$  :

$$\sigma_{hc} = \frac{1,85A_C GD^2 \cosh \left[ \frac{3,68(H - z_1)}{D} \right]}{t_i \cosh \left[ \frac{3,68H}{D} \right]} \quad (73)$$

- Τάσεις σε MPa
- D ονομαστική διάμετρος δεξαμενής (m)
- H μέγιστο ύψος σχεδιασμού (m)
- $t_i$  πάχος κελύφους (mm)

- $z_1$  απόσταση από την επιφάνεια του υγρού :  $z_1=H-z$  (mm)
- $G$  ειδικό βάρος δεξαμενής
- $A_i, A_c$  συντελεστές φασματικών επιταχύνσεων για ωστική και επαγωγική συνιστώσα αντίστοιχα :  $A_i=100S_a(T_1)/g$  ,  $A_c=100S_a(T_c)/g$

Για τον υπολογισμό της συνολικής περιφερειακής τάσης  $\sigma_h$  γίνεται χρήση του κανόνα του παραλληλογράμμου.

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sqrt{\sigma_{hl}^2 + \sigma_{hc}^2} \quad (74)$$

Με την προσθήκη της κάθετης επιτάχυνσης η σχέση τροποποιείται ως εξής:

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sqrt{\sigma_{hl}^2 + \sigma_{hc}^2 + (A_v \sigma_{hs})^2} \quad (75)$$

Όπου  $A_v$  είναι ο συντελεστής φασματικής επιτάχυνσης της κάθετης κίνησης (%g)[6]

## 2.9 ΚΑΘΕΤΗ ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

Η υδροδυναμική πίεση που ασκείται στα τοιχώματα της δεξαμενής εξαιτίας της κάθετης επιτάχυνσης  $A_v(t)$  καθορίζεται από την σχέση :

$$p_{vr}(s, t) = \rho H(1 - s)A_v(t) \quad (76)$$

Η κάθετη υδροδυναμική πίεση όντας συμμετρική δεν παράγει ροπές σε οποιαδήποτε οριζόντια επίπεδο της δεξαμενής , πάνω και κάτω από την βάση.

Επειδή η δεξαμενή κινείται άκαμπτα στην κάθετη διεύθυνση στον υπολογισμό της συνολικής υδροδυναμικής πίεσης θα πρέπει να προστεθεί η συνιστώσα  $p_{vf}(s, t)$  η οποία εκφράζει την παραμόρφωση του κελύφους (ακτινική 'αναπνοή').

$$p_{vf}(s, t) = 0,815f(\gamma)\rho H \cos\left(\frac{\pi}{2}s\right)A_{vf}(t) \quad (77)$$

Όπου

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln \gamma \quad \text{για } 0,8 \leq \gamma < 4 \quad (78)$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{για } \gamma < 0,8 \quad (79)$$

$A_{vf}$  : απόκριση της επιτάχυνσης ενός απλού ταλαντωτή με συχνότητα ίση με την θεμελιώδη συχνότητα της αξονοσυμμετρικής δόνησης της δεξαμενής με το υγρό.

Η θεμελιώδη συχνότητα δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[ \frac{2EI_1(\gamma_1)S(\zeta)}{\pi\rho H(1-\nu^2)I_0(\gamma_1)} \right]^2 \quad \text{για } \zeta = 1/3 \quad (80)$$

Όπου

$$\gamma_1 = \pi/(2\gamma) \quad (81)$$

$I_0(\cdot)$ ,  $I_1(\cdot)$  τροποποιημένες συναρτήσεις Bessel μηδενικής και πρώτης τάξης.

Η μέγιστη τιμή της πίεσης υπολογίζεται μέσω του κανόνα του παραλληλογράμμου για μέγιστες τιμές των  $f_{vd}$ ,  $p_{vf}$ .

Αν αγνοηθεί η ελαστικότητα του εδάφους οι εφαρμοζόμενες τιμές απόσβεσης είναι του υλικού του κελύφους της δεξαμενής. Ακόμη, ο συντελεστής συμπεριφοράς  $q$  μπορεί να ληφθεί υπόψιν για την κάθετη απόκριση της σεισμικής δράσης. [6]

## 2.10 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΩΝ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ

Στον Ευροκώδικα 8 παρουσιάζεται μια απλοποιημένη μέθοδος για τον υπολογισμό των δυνάμεων και ροπών που ασκούνται σε μια δεξαμενή που υπόκειται σε σεισμική διέγερση. [10],[11],[12]

Ειδικότερα οι ιδιοπερίοδοι που αντιστοιχούν στην ωστική και επαγωγική συνιστώσα προκύπτουν από τις σχέσεις:

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho}H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (82)$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R} \quad (83)$$

Όπου  $H$  ύψος της στάθμης σχεδιασμού το υγρού,  $R$  ακτίνα,  $s$  πάχος κελύφους,  $\rho$  πυκνότητα,  $E$  μέτρο ελαστικότητας υλικού. Οι συντελεστές  $C_i$ ,  $C_c$ ,  $h_i$ ,  $h_c$  δίνονται από τον παρακάτω πίνακα :

$H/R$	$C_i$	$C_c$ ( $s/m^{1/2}$ )	$m_i/m$	$m_c/m$	$h_i/H$	$h_c/H$	$h'_i/H$	$h'_c/H$
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 6 Απλοποιημένη μέθοδος /αγκυρωμένες δεξαμενές

Η συνολική τέμνουσα βάσης :

$$Q = (m_i + m_w + m_r)S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (84)$$

Όπου

- $m_w$ ,  $m_r$  μάζες τοιχωμάτων και οροφής
- $S_e(T_{imp})$  ωστική φασματική επιτάχυνση που προκύπτει από το ελαστικό φάσμα απόκρισης με κατάλληλο συντελεστή απόσβεσης που εξαρτάται από την κατάσταση σχεδιασμού που εξετάζεται (οριακή κατάσταση σχηματισμού βλαβών  $\zeta=2\%$  ή οριακή κατάσταση αστοχίας  $\zeta=5\%$ ) όπως προκύπτει από την παράγραφο 2.3.2.1 του EN1998-4
- $S_e(T_{con})$  μεταγωγική φασματική επιτάχυνση προκύπτει από το ελαστικό φάσμα για απόσβεση 0,5 %

Η ροπή ανατροπής πάνω από την βάση:

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r)S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (85)$$

Όπου  $h_w$ ,  $h_r$  είναι τα ύψη των κέντρων βάρους των τοιχωμάτων της δεξαμενής και της στέγης αντίστοιχα.

Η ροπή ανατροπής κάτω από την βάση:

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r)S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (86)$$

Σε περίπτωση που η δεξαμενή στηρίζεται σε θεμελίωση δακτυλιοειδή η ροπή  $M$  χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης, των αγκυρίων και των τοιχωμάτων της δεξαμενής. Αν η θεμελίωση της δεξαμενής αποτελείται από κοινή κοιτόστρωση η ροπή  $M$  χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό των αγκυρίων και των τοιχωμάτων ενώ η ροπή ανατροπής  $M'$  για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης. [3]

## 2.11 ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΕΣ ΕΥΚΑΜΠΤΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ

Η θεώρηση των άκαμπτων μεταλλικών δεξαμενών δεν ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα. Για μια εύκαμπτη δεξαμενή, η λύση της εξίσωσης Laplace είναι το άθροισμα της ωστικής, της επαγωγικής και της εύκαμπτης συνιστώσας. Η συνθήκη εξισορρόπησης της ακτινικής ταχύτητας του ρευστού στα τοιχώματα με την ταχύτητα παραμόρφωσης του κελύφους ικανοποιείται από την τελευταία συνιστώσα. Ακόμη, εξασφαλίζεται η μηδενική πίεση στην ελεύθερη επιφάνεια του ρευστού και η μηδενική ταχύτητα στην περιοχή του πυθμένα. Η εύκαμπτη και η επαγωγική συνιστώσα είναι συνυπεύθυνες για τις παραμορφώσεις στις οποίες υποβάλλεται το κέλυφος αλλά έχουν διαφορετικές συχνότητες με απόρροια να μπορούν να υπολογιστούν ανεξάρτητα. Ο υπολογισμός της εύκαμπτης συνιστώσας μπορεί να θεωρηθεί πολύπλοκος καθώς εξαρτάται από τις ιδιόμορφές του συστήματος δεξαμενής και υγρό και δεν είναι γνωστή η μάζα του ρευστού που ακολουθεί αυτή την κίνηση. Γίνεται χρήση επαναληπτικής διαδικασίας για τον προσδιορισμό της εύκαμπτης συνιστώσας. Ειδικότερα, επιλέγεται δοκιμαστικά μια τιμή της πρώτης ιδιόμορφής  $f(\zeta)$  και ακολουθούν οι παρακάτω υπολογισμοί:

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n I_1(v_n/\gamma)}{v_n^2 I_1'(v_n/\gamma)} \quad (87)$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta I_1(v_n/\gamma)}{v_n I_1'(v_n/\gamma)} \quad (88)$$

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[ \frac{\rho_s S(\zeta)}{\rho H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[ \frac{\rho_s S(\zeta)}{\rho H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (89)$$

Η πίεση ευκαμψίας υπολογίζεται :

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \cos \theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) A_{fn}(t) \quad (90)$$

Όπου

- $s(\zeta)$  πάχος
- $\rho_s$  η πυκνότητα του κελύφους

- $Afn(t)$  η επιτάχυνση απόκρισης ενός ταλαντωτή με περίοδο και συντελεστή απόσβεσης της ιδιομορφής  $n$  (η θεμελιώδης λειτουργία για  $n=1$  είναι συνήθως επαρκής).

Ενεργή πυκνότητα του κελύφους:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{\rho_f^i(\zeta)}{2gs(\zeta)f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (91)$$

Με βάση την ενεργή πυκνότητα υπολογίζεται εκ νέου η πίεση  $p_f$  και προκύπτει η νέα ιδιομορφή  $i$ . Η διαδικασία επαναλαμβάνεται μέχρι να συγκλίνει  $(i+1)$ .

Η θεμελιώδης κυκλική συχνότητα για τις χαλύβδινες δεξαμενές εκτιμάται προσεγγίστεκα από την παρακάτω σχέση. [6]

$$\omega_f = 2\pi \frac{\sqrt{Es(\zeta)/\rho H}}{R(0,157\gamma^2 + \gamma + 1,49)} \quad \text{για } (s = 1/3) \quad (92)$$

Η τέμνουσα βάσης είναι:

$$Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (93)$$

Όπου

$$m_f = m\psi\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n \quad (94)$$

Η ροπή πάνω από την βάση της δεξαμενής :

$$M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad (95)$$

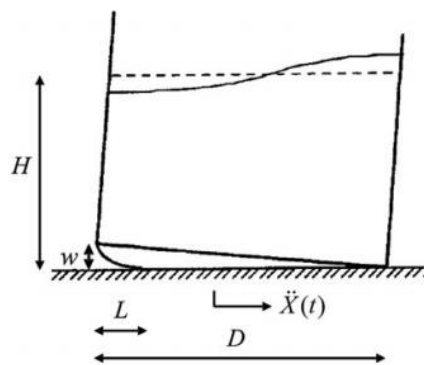
Όπου

$$h_f = H \frac{\left[ \gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1'(v_n/\gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad (96)$$



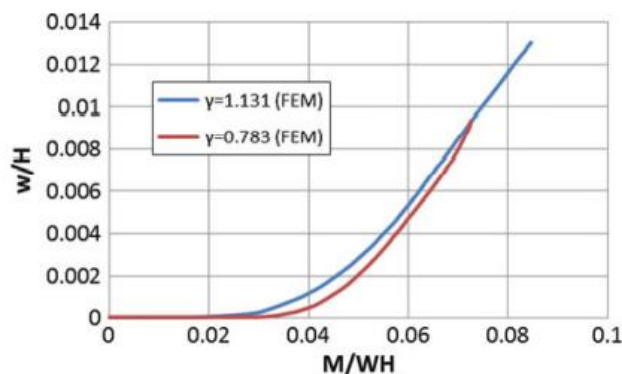
## 2.12 ΜΗ ΑΓΚΥΡΩΜΕΝΕΣ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ

Αρκετές δεξαμενές δεν είναι αγκυρωμένες στην περιοχή της θεμελίωσης και σε περίπτωση ισχυρής σεισμικής δόνησης υπάρχει περίπτωση η βάση να ανυψωθεί τοπικά εξαιτίας της ροπής που δημιουργείται. Η ανύψωση αυτή μπορεί να προκαλέσει πλαστικές παραμορφώσεις στην δεξαμενή, στις περιοχές των ακροφυσίων και στις περιοχές σύνδεσης με σωληνώσεις με απόρροια την καταστροφή των τοιχωμάτων και την πιθανή διαρροή του περιεχομένου της δεξαμενής. Η ανύψωση της πλάκας βάσης σε μια μη αγκυρωμένη ή αυτόαγκυρωμένη δεξαμενή εκτός από τις επιδράσεις που θα έχει στις τοπικές συνδέσεις αυξάνει την κάθετη τάση συμπίεσης στο κέλυφος γεγονός που οδηγεί στην μείωση της αντοχής της κατασκευής σε λυγισμό. Στην αντιδιαμετρική από το τμήμα ανύψωσης περιοχή μεγιστοποιείται η αξονική συμπίεση και περιφερειακές τάσεις συμπίεσης αναπτύσσονται. Τα βασικά μεγέθη και παράμετροι δεξαμενής που έχει ανυψωθεί τοπικά παρατίθενται στην εικόνα.



Εικόνα 40 Ανύψωση δεξαμενής

Το παρακάτω διάγραμμα παρουσιάζει την κάθετη μετατόπιση  $w$  δυο δεξαμενών με συντελεστές  $\gamma$  1.131 και 0.783 αντίστοιχα συναρτήσει της ονομαστικής ροπής ανατροπής  $M/WH$ .



Σχήμα 10 Διάγραμμα  $w/H-M/WH$

Με βάση τον κανονισμό API650 τα φαινόμενα ανύψωσης εξαρτώνται από τον λόγο αγκύρωσης  $J$  που δίνεται από τον τύπο:

$$J = \frac{M_T}{D^2[w_t(1 - 0,4a_{gv}) + w_a - 0,4w_{int}]} \quad (97)$$

Όπου  $w_a$  δύναμη ανά μονάδα μήκους περιφέρειας που αντιστέκεται στην ανύψωση,  $w_{int}$  δύναμη ανύψωσης ανά μονάδα μήκους περιφέρειας λόγω πίεσης που δημιουργείται. Οι τιμές υπολογίζονται με βάση το τυπολόγιο που δίνεται στον κανονισμό API 650.

Για δεξαμενές με λόγο αγκύρωσης μικρότερο του 0.785 δεν υπάρχει κίνδυνος ανύψωσης ενώ για τιμές μεγαλύτερες του 1.54 απαιτείται μηχανική αγκύρωση καθώς η δεξαμενή θεωρείται ασταθής.

Μια εκτίμηση της μεμβρανικής τάσης  $\sigma_{rb}$  στην βάση εξαιτίας του φαινομένου της ανύψωσης προτάθηκε από τον κανονισμό EN 1998-4 (European Committee for Standardization 2006b) δίνεται από την σχέση:

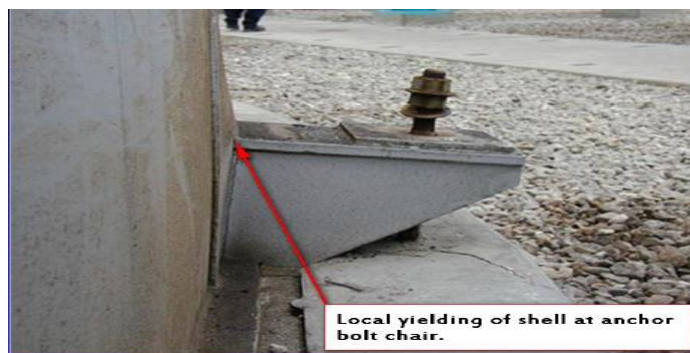
$$\sigma_{rb} = 0,568E \left( \frac{pL(w)}{Et} \right)^{2/3} \quad (98)$$

Όπου L το μήκος ανύψωσης το οποίο είναι συνάρτηση του ύψους ανύψωσης  $w$  ( $L=L(w)$ ). Η αντίστοιχη παραμόρφωση υπολογίζεται ως εξής:

$$\varepsilon_{rb} = \frac{\sigma_{rb}}{E} = 0,568 \left( \frac{pL(w)}{Et} \right)^{2/3} \quad (99)$$

Όταν η ανύψωση αποκτά σημαντική τιμή σε δεξαμενές μεγάλης διαμέτρου η οριακή εντατική κατάσταση στο υπερυψωμένο τμήμα της βάσης χαρακτηρίζεται από στρεπτικές και όχι μεμβρανικές τάσεις. Για τον υπολογισμό της εντατικής αυτής κατάστασης απαιτείται η ανάλυση με την μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων.

Όσο αφορά την πλαστική στρέψη των συνδέσεων της βάσης προτείνεται η σχεδίαση του περιφερειακού δακτυλιδιού του πυθμένα με πάχος μικρότερο του πάχους των τοιχωμάτων της δεξαμενής ώστε να αποφευχθεί πιθανή πλαστικοποίηση. [6],[2]



Εικόνα 41 Πλαστικοποίηση-Ανύψωση βάσης δεξαμενής

Η πλαστική στρέψη που σχετίζεται με την ανύψωση  $w$  στην άκρη της δεξαμενής υπολογίζεται από την εξής σχέση:

$$\theta_p = \left( \frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad (100)$$

Θα πρέπει να είναι μικρότερη της ικανότητας σε στρέψη της συγκολλητής σύνδεσης

## 2.13 ΔΥΝΑΜΗ ΑΓΚΥΡΩΣΕΩΝ

Για τις μηχανικά αγκυρωμένες δεξαμενές το σεισμικό φορτίο σχεδιασμού σε κάθε αγκύριο  $P_{AB}$  δίνεται από την εξίσωση:

$$P_{AB} = N \left( \frac{\pi D}{n_A} \right) \quad (101)$$

Όπου  $N$  η μέγιστη εφελκιστική δύναμη ανά μονάδα περιφερειακού μήκους,  $n_A$  ο αριθμός αγκυρίων στην περίμετρο της δεξαμενής. [6]

## 2.14 ΕΠΙΔΡΑΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΕΓΕΡΣΗΣ ΣΤΑ ΑΚΡΟΦΥΣΙΑ ΚΑΙ ΣΤΙΣ ΣΩΛΗΝΩΣΕΙΣ ΣΕ ΕΠΑΦΗ

Οι περιοχές του κελύφους της δεξαμενής που βρίσκονται σε επαφή με τις σωληνώσεις πρέπει να είναι σχεδιασμένες με αντοχή στις δυνάμεις που μεταφέρονται από τις σωληνώσεις ενισχυμένες με έναν συντελεστή ασφαλείας ως προς το συνιστώμενο φορτίο. Αν δεν υπάρχουν αξιόπιστες πληροφορίες ή μελέτη για το σύστημα σωληνώσεων υπολογίζεται με βάση τον παρακάτω τύπο μια σχετική μετατόπιση  $\Delta$  μεταξύ του κελύφους και των σημείων σύνδεσης των σωληνώσεων δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\Delta = \frac{x}{x_0} d_g \quad (102)$$

Όπου  $x_0$  μήκος αναφοράς ίσο με 500 m,  $x$  η απόσταση μεταξύ του σημείου αγκύρωσης των σωληνώσεων και των σημείων επαφής με την δεξαμενή,  $d_g$  η μετατόπιση του εδάφους σύμφωνα με την μελέτη.

Μια διαφορετική μεθοδολογία για τον υπολογισμό των μετατοπίσεων των συστημάτων σωλήνωσης δίνεται από τον κανονισμό API650. [6]

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ

Με βάση τις διατάξεις του Ευρωκώδικα 3 γίνονται οι απαραίτητοι έλεγχοι στατικής επάρκειας των μεταλλικών δεξαμενών. Ειδικότερα, οι οριακές καταστάσεις που θα πρέπει να ελεγχθούν είναι:

- LS1-Πλαστικό όριο
- LS2-Ανακυκλιζόμενη φόρτιση
- LS3-Λυγισμός
- LS4-Κόπωση

Μέθοδοι που εφαρμόζονται για τον υπολογισμό των τάσεων είναι οι εξής:

- Μembranική θεωρία
- Γραμμική ελαστική ανάλυση (LA)
- Γραμμική ελαστική ανάλυση λυγισμού (LBA)
- Μη γραμμική ανάλυση υλικού (MNA)
- Ελαστική μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας (GNA)
- Μη γραμμική ανάλυση υλικού και γεωμετρίας (GMNA)
- Ελαστική μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας με αρχικές ατέλειες (GNIA)
- Μη γραμμική ανάλυση υλικού και γεωμετρίας με αρχικές ατέλειες (GMNIA)

Οι μέθοδοι ανάλυσης επιλέγονται με βάση την σπουδαιότητα της κατασκευής.

- ❖ Κατηγορία σπουδαιότητας 2: Χρησιμοποιείται η θεωρία μεμβράνης για τον προσδιορισμό των κύριων τάσεων ή αριθμητική ανάλυση (πεπερασμένα στοιχεία) αναλόγως τις δράσεις. Για αξονοσυμμετρικές φορτίσεις χρησιμοποιούνται οι δύο παραπάνω μέθοδοι ενώ σε αντίθετη περίπτωση χρησιμοποιούνται μόνο αριθμητικές μέθοδοι. Ακόμη χρησιμοποιείται η μεμβρανική θεωρία για τον προσδιορισμό των κύριων τάσεων σε περίπτωση που υπάρχει μικρή μεταβολή του φορτίου περιμετρικά του κελύφους και προκαλείται μόνο καθολική κάμψη.
- ❖ Κατηγορία σπουδαιότητας 3: Οι ροπές και οι εσωτερικές δυνάμεις όπως ορίζεται στον EN1993-1-6 υπολογίζονται με επικυρωμένες αναλύσεις (ανάλυση κελύφους με χρήση πεπερασμένων στοιχείων). [2],[3]

### 3.1 LS1-ΠΛΑΣΤΙΚΟ ΟΡΙΟ

Οριακή κατάσταση θεωρείται η κατάσταση κατά την οποία η κατασκευή δεν διαθέτει πλέον την ικανότητα αντίστασης στα ασκούμενα φορτία εξαιτίας της διαρροής υλικού. Η αύξηση των δράσεων και των φορτίων που επιβάλλονται στην κατασκευή είναι συνυφασμένη με την αλλαγή γεωμετρίας καθώς και την σκλήρυνση του υλικού. Κατά τον έλεγχο LS1 θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλοι οι δυνατοί συνδυασμοί φορτίσεων. Οι μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν στην ανάλυση είναι:

- Μembranική θεωρία
- Εκφράσεις από τα Παραρτήματα A και B του EN1993-1-6
- Γραμμική ελαστική ανάλυση (LA)
- Μη γραμμική ανάλυση υλικού (MNA)
- Μη γραμμική ανάλυση υλικού και γεωμετρίας (GMNA)

Ειδικότερα, για λόγους ασφαλείας η ανάλυση βασίζεται στους δυσμενέστερους συνδυασμούς φορτίσεων. Με βάση την μεμβρανική θεωρία η ισοδύναμη τάση σχεδιασμού δίνεται από τον παρακάτω τύπο:

$$\sigma_{eq,Ed} = \frac{1}{t} \sqrt{n_{x,Ed}^2 + n_{\theta,Ed}^2 - n_{x,Ed} \cdot n_{\theta,Ed} + 3n_{x\theta,Ed}^2} \quad (103)$$

Όπου  $n_{x,Ed}$ ,  $n_{\theta,Ed}$  και  $n_{x\theta,Ed}$  είναι οι συνιστάμενες της πίεσης .

Θα πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω συνθήκη:

$$\sigma_{eq,Ed} \leq f_{eq,Rd} \quad (104)$$

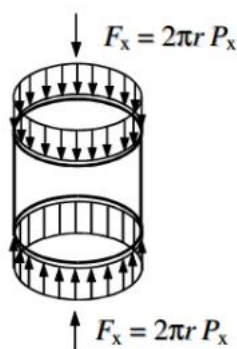
Όπου  $f_{eq,Rd}$  είναι η οριακή τιμή σχεδιασμού της τάσης Von Mises και προσδιορίζεται από τον τύπο:

$$f_{eq,Rd} = f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (105)$$

- $f_{yd}$  : Τιμή χαρακτηριστική του ορίου διαρροής
- $f_{yk}$  : Τιμή σχεδιασμού του ορίου διαρροής
- $\gamma_{M0}$  : Συντελεστής ασφαλείας του υλικού. Ανάλυση για τον συντελεστή δίνεται στην παράγραφο 2.9.2.2 του EN 1993-4-2 και ισούται με μονάδα.

Οι τάσεις που αναπτύσσονται στη δεξαμενή υπολογίζονται με βάση το παράτημα Α του EN 1993-1-6 .

Η αξονική τάση που δημιουργείται λόγω του ίδιου βάρους της κατασκευής απεικονίζεται στο σχήμα.

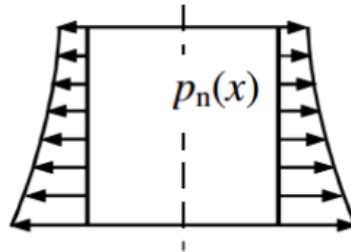


Εικόνα 42 Διάταξη αξονικών θλιπτικών τάσεων

Υπολογίζεται με την χρήση του τύπου:

$$\sigma_x = -\frac{F_x}{2\pi r t} \quad (106)$$

Η κατανομή της υδροστατικής πίεσης που ασκεί το περιεχόμενο ρευστό στην δεξαμενή απεικονίζεται στο σχήμα:



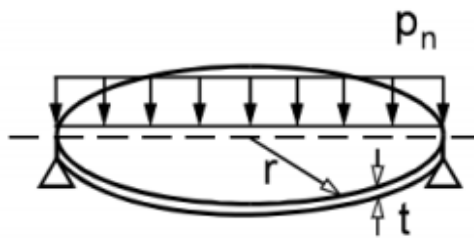
Εικόνα 43 Διάταξη περιφερειακών εφελκιστικών τάσεων

Η τάση λόγω υδροστατικής πίεσης υπολογίζεται με την χρήση του τύπου:

$$\sigma_\theta(x) = p_n(x) \cdot \frac{r}{t} \quad (107)$$

Ακόμη τίθεται προς μελέτη η αντοχή της οροφής σε συνθήκες άσκησης ομοιόμορφης πίεσης,  $p_{n,R}$ . Η πίεση υπολογίζεται ως εξής:

$$p_{n,R} = 1,625 \left(\frac{t}{r}\right)^2 f_y \quad (108)$$



Εικόνα 44 Άσκηση ομοιόμορφου φορτίου στην οροφή  $p_n$

Για τις τάσεις  $n_{x,Ed}$ ,  $n_{\theta,Ed}$  ισχύουν οι σχέσεις:

$$n_{x,Ed} = \sigma_{x,Ed} \cdot t \quad (109)$$

$$n_{\theta,Ed} = \sigma_{\theta,Ed} \cdot t \quad (110)$$

Όπου  $t$  το πάχος των τοιχωμάτων της δεξαμενής. [3]

### 3.2 LS2-ΚΥΚΛΙΚΗ ΟΡΙΑΚΗ ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ

Η κατάσταση αυτή χαρακτηρίζεται από επαναλαμβανόμενους κύκλους φόρτισης και αποφόρτισης οι οποίοι προκαλούν διαρροή σε εφελκυσμό και θλίψη στο ίδιο σημείο με αποτέλεσμα την δημιουργία τοπικών ρωγμών εξαιτίας της εξάντλησης της ικανότητας απορρόφησης ενέργειας της κατασκευής. Οι δράσεις που μπορεί να έχουν περισσότερους από τρεις κύκλους ζωής στην διάρκεια ζωής της κατασκευής ελέγχονται .Η μεταβολή της υδροστατικής πίεσης με την πλήρωση και το άδειασμα της δεξαμενής μπορεί να προκαλέσει σε κάθε κύκλο διαρροή του υλικού όταν η δεξαμενή είναι εντελώς γεμάτη. Επίσης η μεταβολή της θερμοκρασίας, ο άνεμος καθώς και η σεισμική διέγερση μπορεί να επιφέρουν διαρροή.

Οι παρακάτω μέθοδοι μπορούν να χρησιμοποιηθούν σε μια ανάλυση LS2:

- Εκφράσεις από το Παράρτημα C του EN1993-1-6
- Γραμμική ελαστική ανάλυση (LA) ή ελαστική μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας(GNA)
- Μη γραμμική ανάλυση υλικού(MNA)
- Μη γραμμική ανάλυση γεωμετρίας και υλικού (GMNA)

Το κέλυφος αναλύεται για δυο ακραίες τιμές σχεδιασμού της δράσης  $F_{Ed}$ . Οι τάσεις του κελύφους υπολογίζονται για κάθε ακραία τιμή και ακολουθεί ο υπολογισμός των τιμών μεταβολής των τάσεων  $\Delta\sigma_{x,Ed}$ ,  $\Delta\sigma_{\theta,Ed}$ ,  $\Delta\sigma_{\tau\theta,Ed}$  στην εσωτερική(συμβολίζεται ως 1), στην εξωτερική επιφάνεια(συμβολίζεται ως 2) του κελύφους και σε κάθε σημείο της δεξαμενής.

Η τάση σχεδιασμού της ισοδύναμης Von Mises τάσης υπολογίζεται ως εξής:

$$\Delta\sigma_{eq,Ed,i} = \sqrt{\Delta\sigma_{x,Ed,i}^2 - \Delta\sigma_{x,Ed,i} \cdot \Delta\sigma_{\theta,Ed,i} + \Delta\sigma_{\theta,Ed,i}^2 + 3\Delta\tau_{x\theta,Ed,i}^2} \quad (111)$$

Θα πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω συνθήκη:

$$\Delta\sigma_{eq,Ed,i} \leq \Delta f_{eq,Rd} \quad (112)$$

Όπου:

$$\Delta f_{eq,Rd} = 2f_{yd} \quad (113)$$

Όταν χρησιμοποιούνται οι μέθοδοι μη γραμμικής ανάλυσης (MNA) ή μη γραμμικής ανάλυσης υλικού (GMNA) θεωρείται ότι η ελάχιστη και μέγιστη τιμή δράσης δρουν ταυτόχρονα με τις σταθερές τιμές φόρτισης. Στο τέλος της διάρκειας ζωής της κατασκευής η συσσωρευμένη πλαστική παραμόρφωση,  $\varepsilon_{p,eq,Ed}$ , θα πρέπει να υπολογιστεί. Ο υπολογισμός γίνεται μετά από αναλύσεις που προσομοιώνουν όλους τους κύκλους της φόρτισης για τη διάρκεια ζωής της δεξαμενής . Εφόσον δεν γίνεται ακριβέστερος έλεγχος η παραμόρφωση δίνεται από τον τύπο:

$$\varepsilon_{p,eq,Ed} = n\Delta\varepsilon_{p,eq,Ed} \quad (114)$$

όπου:

- $n$  είναι ο αριθμός των κύκλων φόρτισης στη διάρκεια ζωής της κατασκευής.
- $\Delta\varepsilon_{p,eq,Ed}$  είναι η μέγιστη επαύξηση της ισοδύναμης πλαστικής παραμόρφωσης κατά τη διάρκεια ενός πλήρους κύκλου φόρτισης, σε οποιοδήποτε σημείο της κατασκευής, που εμφανίζεται μετά τον 3ο κύκλο φόρτισης.

Θα πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω συνθήκη:

$$\varepsilon_{p,eq,Ed} \leq n_{p,eq} \left( \frac{f_{yd}}{E} \right) \quad (115)$$

Προτεινόμενη τιμή 25 για τον συντελεστή  $n_{p,eq}$ . [2],[3]

### 3.3 LS3-ΛΥΓΙΣΜΟΣ

Η κατασκευή στην οριακή κατάσταση λυγισμού εμφανίζει απότομα μεγάλες κάθετες στην επιφάνεια του κελύφους μετατοπίσεις. Θλιπτικές ή διατμητικές μεμβρανικές τάσεις επιφέρουν απώλεια της ευστάθειας της δεξαμενής. Η κατασκευή ενδέχεται να μην διαθέτει την ικανότητα να δεχθεί οποιαδήποτε αύξηση τάσεων που αναπτύσσονται σε αυτή με απόρροια την κατάρρευση της. Κατά τον έλεγχο LS3 θα πρέπει να ληφθούν υπόψη όλοι οι συνδυασμοί φορτίσεων που προκαλούν διατμητικές ή θλιπτικές μεμβρανικές τάσεις.

Ειδικότερα, οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για την ανάλυση είναι:

- μεμβρανική θεωρία για αξονοσυμμετρικές συνθήκες
- εκφράσεις του Παραρτήματος Α
- γραμμική ελαστική ανάλυση (LA)
- γραμμική ελαστική ανάλυση διακλάδωσης (LBA)
- μη γραμμική ανάλυση υλικού (MNA)
- μη γραμμική ανάλυση υλικού και γεωμετρίας με ατέλειες (GMNIA)

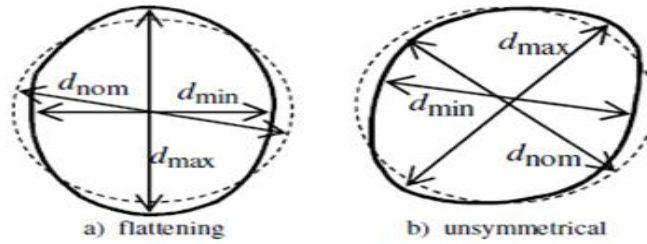
Ατέλειες και εύρη που μπορεί να δημιουργηθούν κατά την κατασκευή του κελύφους θα πρέπει να ληφθούν υπόψη κατά την μελέτη αντοχής σε λυγισμό. Οι γεωμετρικές ατέλειες που παρουσιάζονται εκτενώς στη συνέχεια έχουν σημαντική επίδραση στην ασφάλεια της δεξαμενής. Θα πρέπει να ικανοποιούνται τα παρακάτω όρια που αφορούν τις γεωμετρικές ατέλειες.

Η απόκλιση από το θεωρητικό σχήμα  $U_r$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$U_r = \frac{d_{max} - d_{min}}{d_{nom}} \quad (116)$$

Όπου  $d_{max}$ ,  $d_{min}$  η μεγαλύτερη και μικρότερη εσωτερική διάμετρος αντίστοιχα και  $d_{nom}$  η ονομαστική εσωτερική διάμετρος. Ο προσδιορισμός των τιμών της μέγιστης και ελάχιστης διαμέτρου προϋποθέτει μεγάλο αριθμό μετρήσεων. Στο σχήμα που ακολουθεί απεικονίζονται οι διάμετροι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της απόκλισης από το θεωρητικό σχήμα.





Εικόνα 45 Απόκλιση από το θεωρητικό σφαιρικό σχήμα

Η απόκλιση πρέπει να ικανοποιεί την παρακάτω σχέση:

$$U_r \leq U_{r,max} \quad (117)$$

Όπου  $U_{r,max}$  η μέγιστη απόκλιση η οποία εξαρτάται σύμφωνα με τον πίνακα που ακολουθεί από την τάξη της ποιότητας της κατασκευής.

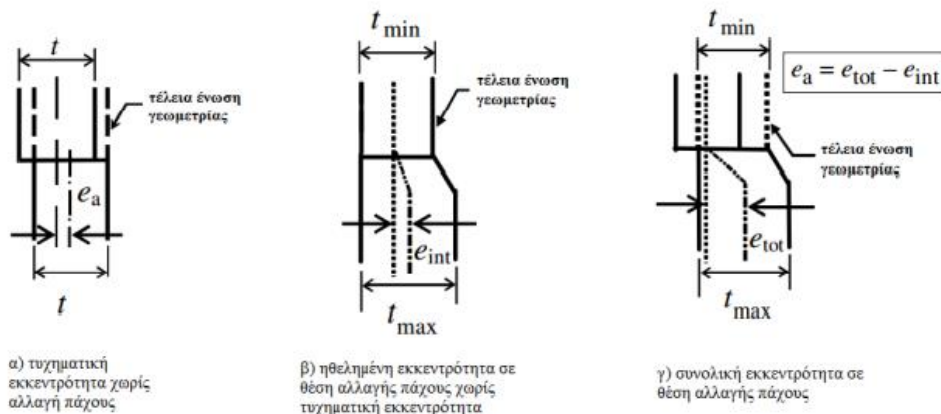
Ποιότητα κατασκευής	Διάμετρος Περιγραφή	$d [m] \leq 0,50m$	$0,50m < d [m] < 1,25m$	$1,25m \leq d [m]$
		Προτεινόμενη τιμή του $U_{r,max}$		
Τάξη Α	Εξαιρετική	0,014	$0,007+0,0093(1,25-d)$	0,007
Τάξη Β	Υψηλή	0,020	$0,010+0,0133(1,25-d)$	0,010
Τάξη Γ	Κανονική	0,030	$0,015+0,0200(1,25-d)$	0,015

Πίνακας 7 Μέγιστη απόκλιση συναρτήσει της ποιότητας κατασκευής

Η τυχηματική εκκεντρότητα στις ενώσεις των τοιχωμάτων της δεξαμενής που είναι κάθετες στις θλιπτικές μεμβρανικές δυνάμεις υπολογίζεται ως εξής:

$$e_a = e_{tot} - e_{int}$$

Όπου  $e_a, e_{tot}, e_{int}$  η τυχηματική εκκεντρότητα, η εκκεντρότητα και η ηθελημένη εκκεντρότητα. Στο σχήμα απεικονίζονται τα μεγέθη αυτά



Εικόνα 46 Τυχηματική, Ηθελημένη και συνολική εκκεντρότητα

Ποιότητα κατασκευής	Περιγραφή	Προτεινόμενη τιμή της μέγιστης επιτρεπόμενης τυχηματικής εκκεντρότητας $e_{a,max}$
Τάξη Α	Εξαιρετική	2 mm
Τάξη Β	Υψηλή	3 mm
Τάξη Γ	Κανονική	4 mm

Πίνακας 8 Μέγιστη επιτρεπόμενη τυχηματική εκκεντρότητα συναρτήσει της ποιότητας κατασκευής

Ακόμη η τυχηματική εκκεντρότητα δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερη της προτεινόμενης τιμής του παρακάτω πίνακα.

Πρέπει να ικανοποιείται η παρακάτω συνθήκη :

$$U_e \leq U_{e,max} \quad (118)$$

Όπου  $U_e$  η παράμετρος τυχηματικής εκκεντρότητας που υπολογίζεται με βάση την σχέση:

$$U_e = \frac{e_a}{t_{av}} \quad (119)$$

- $t_{av}$  το μέσο πάχος του παχύτερου και λεπτότερου τμήματος της σύνδεσης
- $U_{e,max}$  μέγιστη προτεινόμενη τιμή της παραμέτρου της τυχηματικής εκκεντρότητας. Δίνεται από τον πίνακα που ακολουθεί.

Ποιότητα κατασκευής	Περιγραφή	Προτεινόμενη τιμή της παραμέτρου $U_{e,max}$
Τάξη Α	Εξαιρετική	0,14
Τάξη Β	Υψηλή	0,20
Τάξη Γ	Κανονική	0,30

Πίνακας 9 Μέγιστη προτεινόμενη τιμή της παραμέτρου της τυχηματικής εκκεντρότητας συναρτήσει της ποιότητας

Οι τάσεις σε λυγισμό δίνονται από τις σχέσεις:

$$\sigma_{\chi,Rd} = \frac{\sigma_{\chi,Rk}}{\gamma_{M1}} = \chi_{\chi} \cdot f_{yk} \quad (120)$$

$$\sigma_{\theta,Rd} = \frac{\sigma_{\theta,Rk}}{\gamma_{M1}} = \chi_{\theta} \cdot f_{yk} \quad (121)$$

$$\tau_{\chi\theta,Rd} = \frac{\tau_{\chi\theta,Rk}}{\gamma_{M1}} = \frac{\chi_{\tau} \cdot f_{yk}}{\sqrt{3}} \quad (122)$$

Ο συντελεστής  $\gamma_{M1}$  ισούται τουλάχιστον με 1.1.

Οι συντελεστές μείωσης της αντοχής λόγω λυγισμού  $\chi_{\chi}$ ,  $\chi_{\theta}$ ,  $\chi_{\tau}$  προκύπτουν από τις σχέσεις που ακολουθούν και εξαρτώνται από την ανοιγμένη λυγηρότητα  $\bar{\lambda}$  της κατασκευής.

$$\chi = 1 \quad \text{όταν } \bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0 \quad (123)$$

$$\chi = 1 - \beta \left( \frac{\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0}{\bar{\lambda}_p - \bar{\lambda}_0} \right)^n \quad \text{όταν } \bar{\lambda}_0 < \bar{\lambda} < \bar{\lambda}_p$$

$$\chi = \frac{\alpha}{\bar{\lambda}^2} \quad \text{όταν } \bar{\lambda}_p < \bar{\lambda} \quad (124)$$

Όπου  $\alpha$  ο ελαστικός μειωτικός συντελεστής ατελειών,  $\beta$  ο συντελεστής πλαστικού εύρους, η  $\chi$  ο δείκτης αλληλεπίδρασης,  $\bar{\lambda}_0$  η ανοιγμένη λυγηρότητα θλίψης και  $\bar{\lambda}_p$  το πλαστικό όριο ανοιγμένης λυγηρότητας. Οι τιμές των συντελεστών ορίζονται από το παράρτημα D του EN 1993-1-6, σε περίπτωση όμως που δεν μπορούν να καθοριστούν προσδιορίζονται από το εθνικό προσάρτημα.

Ειδικότερα, το πλαστικό όριο ανοιγμένης λυγηρότητας  $\bar{\lambda}_p$  δίνεται από την σχέση:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha}{1 - \beta}} \quad (125)$$

Οι συνιστώσες της ανοιγμένης λυγηρότητας υπολογίζονται ως εξής:

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x,Rcr}}} \quad (126)$$

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{\theta,Rcr}}} \quad (127)$$

$$\bar{\lambda}_\tau = \sqrt{\frac{(f_{yk}/\sqrt{3})}{\tau_{x\theta,Rcr}}} \quad (128)$$

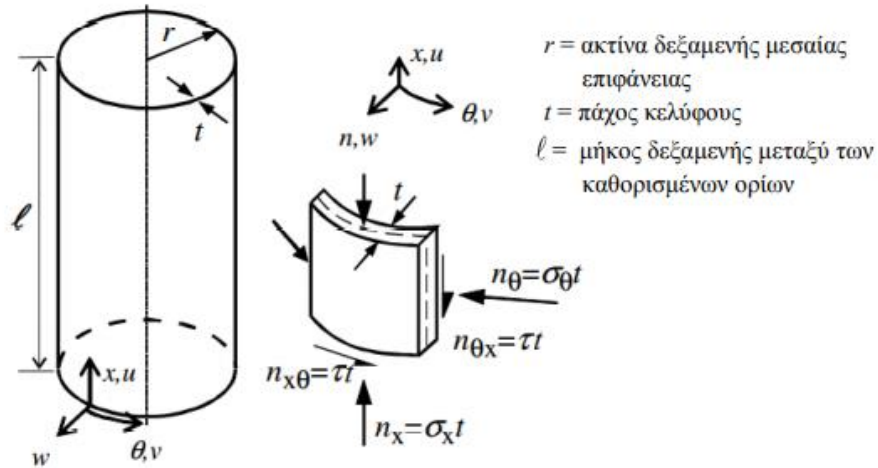
Οι κρίσιμες τάσεις λυγισμού υπολογίζονται με βάση τις εκφράσεις και αναφορές του παραρτήματος D. Στο σχήμα 11 παρακάτω απεικονίζονται οι μεμβρανικές τάσεις που αναπτύσσονται στο κέλυφος μια δεξαμενής.

Σε περίπτωση απλής μεμβρανικής τάσης κατά τον έλεγχο σε λυγισμό θα πρέπει να ικανοποιείται τουλάχιστον μια από τις σχέσεις που ακολουθούν.

$$\sigma_{x,Ed} \leq \sigma_{x,Rd} \quad (129)$$

$$\sigma_{\theta,Ed} \leq \sigma_{\theta,Rd} \quad (130)$$

$$\tau_{x\theta,Ed} \leq \tau_{x\theta,Rd} \quad (131)$$



Σχήμα 11 Ανάπτυξη τάσεων στο κέλυφος της δεξαμενής

Η παρακάτω συνθήκη αφορά μια συνδυασμένη κατάσταση κατά την οποία συνυπάρχουν δύο ή τρεις συνιστώσες τάσης.

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right)^{k_x} - k_i \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{\sigma_{x,Rd}}\right) \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{\theta,Ed}}{\sigma_{\theta,Rd}}\right)^{k_\theta} + \left(\frac{\tau_{x\theta,Ed}}{\tau_{x\theta,Rd}}\right)^{k_\tau} \leq 1 \quad (132)$$

Οι τιμές των τάσεων  $\sigma_{x,Ed}$  και  $\sigma_{x,Rd}$  είναι μηδενικές εφόσον αυτές είναι εφελκιστικές. Οι συντελεστές  $k_x$ ,  $k_\theta$ ,  $k_\tau$  και  $k_i$  με βάση το παράρτημα D του EN 1993-1-6 δίνονται από τις ακόλουθες εκφράσεις:

$$k_x = 1,25 + 0,75\chi_x \quad (133)$$

$$k_\theta = 1,25 + 0,75\chi_\theta \quad (134)$$

$$k_\tau = 1,75 + 0,25\chi_\tau \quad (135)$$

$$k_i = (\chi_x \chi_\theta)^2 \quad (136)$$

Ειδικότερα παρουσιάζεται εκτενέστερα με βάση το παράρτημα D η διαδικασία υπολογισμού των τάσεων λυγισμού για τις περιπτώσεις δεξαμενών με ομοιόμορφο και βαθμιδωτό πάχος τοιχωμάτων. [2],[3]

### 3.3.1 ΜΗ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΑ ΚΕΛΥΦΗ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΟΜΟΙΟΜΟΡΦΟΥ ΠΑΧΟΥΣ

#### ❖ Αξονική θλίψη

Η αδιάστατη παράμετρος  $\omega$  εκφράζει το μήκος του τμήματος κελύφους και δίνεται από τον τύπο:

$$\omega = \frac{l}{r} \sqrt{\frac{r}{t}} = \frac{l}{\sqrt{rt}} \quad (137)$$

Ακόμη, η αξονική ελαστική τάση λυγισμού  $\sigma_{x,Rcr}$  προκύπτει από την ακόλουθη σχέση:

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605 E C_x \frac{t}{r} \quad (138)$$

Όπου ο συντελεστής  $C_x$

$$C_x = 1 \quad \text{για } 1,7 \leq \omega \leq 0,5 \frac{r}{t} \text{ (κύλινδρος μεσαίου μήκους)}$$

$$C_x = 1,36 - \frac{1,83}{\omega} + \frac{2,07}{\omega^2} \quad \text{για } \omega \leq 1,7 \text{ (κοντός κύλινδρος)}$$

$$C_x = C_{x,N} \quad \text{για } \omega \geq 0,5 \frac{r}{t} \text{ (μακρύς κύλινδρος)}$$

Όπου  $C_{x,N}$  είναι η μεγαλύτερη τιμή από τις παρακάτω σχέσεις:

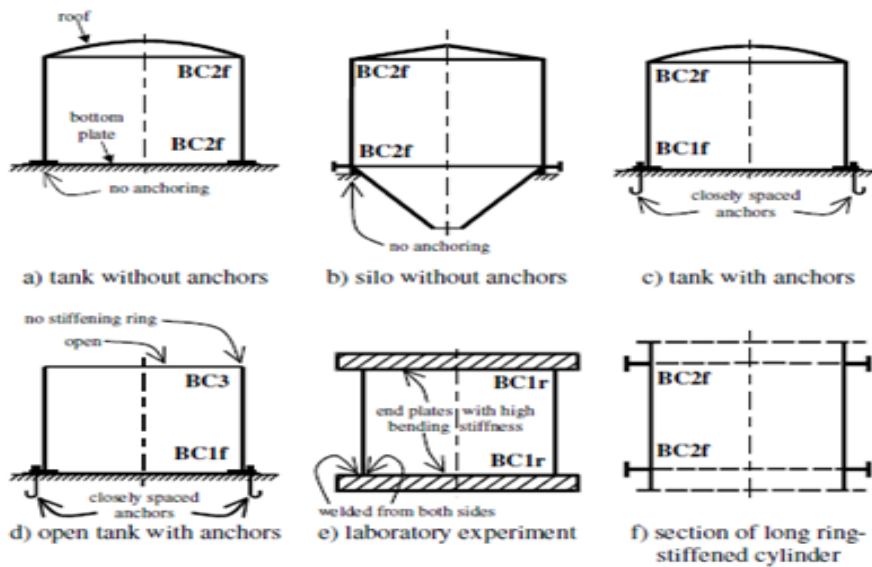
$$C_{x,N} = 1 + \frac{0,2}{C_{xb}} \left[ 1 - 2\omega \frac{t}{r} \right] \quad (139)$$

$$C_{x,N} = 0,6 \quad (140)$$

Ο συντελεστής  $C_{x,b}$  εξαρτάται από τις συνοριακές συνθήκες και δίνεται από τον παρακάτω πίνακα.

Περίπτωση	Άκρο κυλίνδρου	Συνοριακές συνθήκες	$C_{xb}$
1	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 1	6
2	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 2	3
3	άκρο 1 άκρο 2	BC 2 BC 2	1

Πίνακας 10 Συντελεστής  $C_{xb}$  με βάση τις συνοριακές συνθήκες



Εικόνα 48 Περιπτώσεις συνοριακών συνθηκών

Boundary condition code	Simple term	Description	Normal displacement $w$	Meridional displacements $u$	Meridional rotation $\beta_\theta$
BC1r	Clamped	radially restrained meridionally restrained rotation restrained	$w = 0$	$u = 0$	$\beta_\theta = 0$
BC1f		radially restrained meridionally restrained rotation free	$w = 0$	$u = 0$	$\beta_\theta \neq 0$
BC2r		radially restrained meridionally free rotation restrained	$w = 0$	$u \neq 0$	$\beta_\theta = 0$
BC2f	Pinned	radially restrained meridionally free rotation free	$w = 0$	$u \neq 0$	$\beta_\theta \neq 0$
BC3	Free edge	radially free meridionally free rotation free	$w \neq 0$	$u \neq 0$	$\beta_\theta \neq 0$

**NOTE:** The circumferential displacement  $v$  is closely linked to the displacement  $w$  normal to the surface, so separate boundary conditions are not identified for these two parameters (see (4)) but the values in column 4 should be adopted for displacement  $v$ .

Εικόνα 49 Περιορισμοί-Τιμές χαρακτηριστικών μεγεθών με βάση με τις συνοριακές συνθήκες της κατασκευής

Ο συντελεστής  $\alpha_x$  λόγω ατελειών υπολογίζεται ως εξής:

$$\alpha_x = \frac{0,62}{1 + 1,91 \left( \frac{\Delta w_k}{t} \right)^{1,44}} \quad (141)$$

Το χαρακτηριστικό μέγεθος ατέλειας  $\Delta w_k$  δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t \quad (143)$$

Ποιότητα κατασκευής	Περιγραφή	Q
Τάξη Α	Εξαιρετική	40
Τάξη Β	Υψηλή	25
Τάξη Γ	Κανονική	16

Πίνακας 11 Συντελεστής με βάση την ποιότητα κατασκευής

Η συνιστώσα Q εκφράζει την ποιότητα της κατασκευής και προκύπτει με βάση τις τιμές του πίνακα που ακολουθεί:

Η οριακή λυγηρότητα θλίψης  $\overline{\lambda}_{x0}$ , ο δείκτης αλληλεπίδρασης n και ο πλαστικός συντελεστής β μπορεί να θεωρηθούν ως εξής:

$$\begin{aligned}\overline{\lambda}_{x0} &= 0,2 \\ \beta &= 0,6 \\ n &= 1,0\end{aligned}\quad (144)$$

Δεν απαιτείται έλεγχος σε αξονικό λυγισμό εφόσον η ικανοποιείται η σχέση :

$$\frac{r}{t} \leq 0,03 \frac{E}{f_{yk}} \quad (142)$$

#### ❖ Περιμετρική θλίψη

Η κρίσιμη ελαστική περιμετρική τάση δίνεται από τις παρακάτω σχέσεις με βάση το ύψος του κελύφους:

- Μεσαίου μήκους κύλινδρος

$$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92E \left( \frac{C_{\theta}}{\omega} \right) \left( \frac{t}{r} \right) \quad \text{για } 20 \leq \frac{\omega}{C_{\theta}} \leq 1,63 \frac{r}{t} \quad (143)$$

- Μακρύς κύλινδρος

$$\sigma_{\theta,Rcr} = E \left( \frac{t}{r} \right)^2 \left[ 0,275 + 2,03 \left( \frac{C_{\theta}}{\omega} \cdot \frac{r}{t} \right)^4 \right] \quad \text{για } \frac{\omega}{C_{\theta}} > 1,63 \frac{r}{t} \quad (144)$$

- Κοντός κύλινδρος

$$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92E \left( \frac{C_{\theta s}}{\omega} \right) \left( \frac{t}{r} \right) \quad \text{για } \frac{\omega}{C_{\theta}} < 20 \quad (145)$$

Οι συντελεστές  $C_{\theta}$ ,  $C_{\theta s}$  υπολογίζονται από τους παρακάτω πίνακες:

Περίπτωση	Άκρο κυλίνδρου	Συνοριακές συνθήκες	$C_{\theta}$
1	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 1	1,50
2	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 2	1,25
3	άκρο 1 άκρο 2	BC 2 BC 2	1,00
4	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 3	0,60
5	άκρο 1 άκρο 2	BC 2 BC 3	0,00
6	άκρο 1 άκρο 2	BC 3 BC 3	0,00

Πίνακας 12 Συντελεστής  $C_{\theta}$  με βάση την ποιότητα

Περίπτωση	Άκρο κυλίνδρου	Συνοριακές συνθήκες	$C_{\theta s}$
1	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 1	$1,5 + \frac{10}{\omega^2} - \frac{5}{\omega^3}$
2	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 2	$1,25 + \frac{8}{\omega^2} - \frac{4}{\omega^3}$
3	άκρο 1 άκρο 2	BC 2 BC 2	$1,0 + \frac{3}{\omega^{1,35}}$
4	άκρο 1 άκρο 2	BC 1 BC 3	$0,6 + \frac{1}{\omega^2} - \frac{0,3}{\omega^3}$
όπου $\omega = \frac{\ell}{\sqrt{rt}}$			

Πίνακας 13 Συντελεστής  $C_{\theta s}$  συναρτήσει της ποιότητας

Ο παρακάτω πίνακας αναφέρεται στις τιμές του συντελεστή ατελειών  $\alpha_{\theta}$  ο οποίος εξαρτάται από την ποιότητα της κατασκευής.

Ποιότητα κατασκευής	Περιγραφή	$\alpha_{\theta}$
Τάξη Α	Εξαιρετική	0,75
Τάξη Β	Υψηλή	0,65
Τάξη Γ	Κανονική	0,50

Πίνακας 14 Συντελεστής ατελειών  $\alpha_{\theta}$  με βάση την ποιότητα

Η οριακή λυγηρότητα θλίψης  $\overline{\lambda_{\theta 0}}$ , ο δείκτης αλληλεπίδρασης  $n$  και ο πλαστικός συντελεστής  $\beta$  μπορεί να θεωρηθούν ως εξής:

$$\overline{\lambda_{\theta 0}} = 0,4$$

$$\beta = 0,6$$

$$n = 1,0$$

Δεν απαιτείται έλεγχος σε περιμετρικό λυγισμό εφόσον η ικανοποιείται η σχέση :



$$\frac{r}{t} \leq 0,21 \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \quad (146)$$

❖ Διάτμηση

Η διατμητική κρίσιμη τάση υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\tau_{x\theta, Rcr} = 0,75 E C_\tau \sqrt{\frac{1}{\omega} \left( \frac{t}{r} \right)} \quad (147)$$

Όπου ο συντελεστής  $C_\tau$  :

- Μεσαίου μήκους κύλινδρος

$$C_\tau = 1 \text{ για } 10 \leq \omega \leq 8 \frac{r}{t} \quad (148)$$

- Μακρύς κύλινδρος

$$C_\tau = \frac{1}{3} \sqrt{\omega \frac{t}{r}} \text{ για } \omega < 8,7 \frac{r}{t} \quad (149)$$

- Κοντός κύλινδρος

$$C_\tau = \sqrt{1 + \frac{42}{\omega^3}} \text{ για } \omega < 10 \quad (150)$$

Ο παρακάτω πίνακας αναφέρεται στις τιμές του συντελεστή ατελειών  $\alpha_\tau$  ο οποίος εξαρτάται από την ποιότητα της κατασκευής.

Ποιότητα κατασκευής	Περιγραφή	$\alpha_\tau$
Τάξη Α	Εξαιρετική	0,75
Τάξη Β	Υψηλή	0,65
Τάξη Γ	Κανονική	0,50

Πίνακας 15 Συντελεστής ατελειών  $\alpha_\tau$  συναρτήσει της ποιότητας

Η οριακή λυγηρότητα θλίψης  $\overline{\lambda}_{\tau 0}$ , ο δείκτης αλληλεπίδρασης  $n$  και ο πλαστικός συντελεστής  $\beta$  μπορεί να θεωρηθούν ως εξής:

$$\overline{\lambda}_{\tau 0} = 0,4$$

$$\beta = 0,6$$

$$n = 1,0$$

Δεν απαιτείται έλεγχος σε διατμητικό λυγισμό εφόσον η ικανοποιείται η σχέση :

$$\frac{r}{t} \leq 0,16 \left[ \frac{E}{f_{yk}} \right]^{0,67} \quad (151)$$

❖ Αξονική θλίψη με συνύπαρξη εσωτερικής πίεσης

Η κρίσιμη τιμή της αξονικής τάσης  $\sigma_{x,Rcr}$  δεν επηρεάζεται από την παρουσία εσωτερικής πίεσης σε αντίθεση με τον συντελεστή ατελειών  $a_x$ . Ειδικότερα ο μη υπό πίεση συντελεστής θα πρέπει να αντικατασταθεί με τον συντελεστή υπό πίεση  $a_{xp}$  ο οποίος ισούται με την μικρότερη τιμή των συντελεστών  $a_{xpe}$  και  $a_{xpp}$ .

➤ Συντελεστής  $a_{xpe}$

Είναι ο παράγοντας κάλυψης της πίεσης ο οποίος είναι αποτέλεσμα της ελαστικής σταθεροποίησης και υπολογίζεται από την σχέση:

$$\alpha_{xpe} = a_x + (1 - a_x) \left[ \frac{\bar{p}_s}{\bar{p}_s + \frac{0,3}{a_x^{0,5}}} \right] \quad (152)$$

Όπου

$$\bar{p}_s = \left( \frac{p_s}{\sigma_{x,Rcr}} \right) \left( \frac{r}{t} \right) \quad (153)$$

$p_s$  η μικρότερη τιμή των εσωτερικών τοπικών πιέσεων όπου υπάρχει συνύπαρξη θλίψης περιφερειακής και εσωτερικής πίεσης.

Ο συντελεστής  $a_{xpe}$  υπολογίζεται για κυλίνδρους μεσαίου μεγέθους.

➤ Συντελεστής  $a_{xpp}$

Είναι ο παράγοντας κάλυψης της πίεσης ο οποίος είναι αποτέλεσμα της πλαστικής σταθεροποίησης και υπολογίζεται από την σχέση:

$$\alpha_{xpp} = \left\{ 1 - \left( \frac{\bar{p}_g}{\lambda_x^2} \right) \right\} \left[ 1 - \frac{1}{1,12 + s^{3/2}} \right] \left[ \frac{s^2 + 1,21\bar{\lambda}_x^2}{s(s+1)} \right] \quad (154)$$

$$\bar{p}_g = \left( \frac{p_g}{\sigma_{x,Rcr}} \right) \left( \frac{r}{t} \right) \quad (155)$$

$$s = \frac{1}{400} \cdot \frac{r}{t} \quad (156)$$

$p_s$  η μεγαλύτερη τιμή των εσωτερικών τοπικών πιέσεων όπου υπάρχει συνύπαρξη θλίψης περιφερειακής και εσωτερικής πίεσης. [3]

### 3.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΓΙΑ ΔΕΞΑΜΕΝΕΣ ΑΠΟ ΧΑΛΥΒΑ ΣΥΜΦΩΝΑ ΜΕ ΤΗΝ ΠΑΡΑΓΡΑΦΟ A10 EN 1998-4:2006

Η περιοχή σύνδεσης της βάσης με τα τοιχώματα της δεξαμενής για αγκυρωμένες και μη δεξαμενές θα πρέπει να ελέγχεται για ελαστικό λυγισμό και ελαστοπλαστική αστοχία. Στην παράγραφο αυτή γίνεται ανάλυση της μεθοδολογίας ελέγχου με βάση την παράγραφο A10 του Ευρωκώδικα EN 1998-4:2006. [3]

#### 3.4.1 ΕΛΑΣΤΙΚΟΣ ΛΥΓΙΣΜΟΣ

Ο ελαστικός λυγισμός λαμβάνει κυρίως χώρα σε περιοχές όπου το πάχος του κελύφους μειώνεται συγκριτικά με το πάχος της βάσης και/ή η εσωτερική πίεση έχει μικρότερη τιμή συγκριτικά με την μέγιστη τιμή της βάσης. Ο έλεγχος πραγματοποιείται στις περιοχές της βάσης καθώς και στα τοιχώματα πάνω από αυτή. Θα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μικρότερη τιμή της εσωτερικής πίεσης καθώς έχει σταθεροποιητική επίδραση στην σεισμική κατάσταση. [3]

Θα πρέπει να ικανοποιείται η ακόλουθη ανισότητα:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad (157)$$

$$\sigma_{c1} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R} \quad (158)$$

$\sigma_m$ : μέγιστη κάθετη μεμβρανική τάση

$\sigma_{c1}$ : κρίσιμη τάση λυγισμού για εντατική κατάσταση αξονικής θλίψης

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left( 1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1} \quad (159)$$

$$\bar{p} = \frac{pR}{s\sigma_{c1}} < 5 \quad (160)$$

$p$ : ελάχιστη εσωτερική πίεση κατά την σεισμική κατάσταση

$s$ : πάχος ελάσματος βάσης ή ελάσματος τοιχωμάτων

$$\sigma_0 = f_y \left( 1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \quad \text{για} \quad \lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma}\sigma_{c1}} \leq 2 \quad (161)$$

$$\sigma_0 = \bar{\sigma}\sigma_{c1} \quad \text{για} \quad \lambda^2 \geq 2 \quad (162)$$

Και

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24\left(\frac{\delta}{s}\right) \left[ \left( 1 + \frac{2}{1,24\left(\frac{\delta}{s}\right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (163)$$

Η αναλογία της μέγιστης τιμής του πλάτους της ατέλειας εκφράζεται μέσω του πηλίκου  $\delta/s$  και υπολογίζεται με βάση τον παρακάτω τύπο:

$$\left(\frac{\delta}{s}\right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (164)$$

Όπου ο συντελεστής  $a$  εξαρτάται από την ποιότητα κατασκευής.

$a=1$  κατασκευή με μικρές απαιτήσεις ποιότητας

$a=1.5$  κατασκευή με μέτριες απαιτήσεις ποιότητας

$a=2.5$  κατασκευή με υψηλές απαιτήσεις ποιότητας

#### 3.4.2 ΕΛΑΣΤΙΚΟ-ΠΛΑΣΤΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ

Η συγκεκριμένη μορφή αστοχίας (elephant foot buckling) εμφανίζεται συνήθως σε περιοχές κοντά στην βάση της δεξαμενής και δημιουργείται από συνθήκες συνδυαστικής φόρτισης και ειδικότερα κάθετων τάσεων θλίψης και εφελκιστικών περιμετρικών τάσεων.

Η παρακάτω εξίσωση είναι εμπειρική και αναπτύχθηκε για τον έλεγχο της συγκεκριμένης μορφής αστοχίας.

$$\sigma_m = \sigma_{c1} \left[ 1 - \left( \frac{pR}{sf_y} \right)^2 \right] \left( 1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[ \frac{r + f_y/250}{r + 1} \right] \quad (165)$$

Όπου

$$r = \frac{R/s}{400} \quad (166)$$

R: ακτίνα

$f_y$ : όριο διαρροής τοιχωμάτων σε MPa

p: μέγιστη εσωτερική πίεση κατά τη σεισμική κατάσταση σχεδιασμού MPa

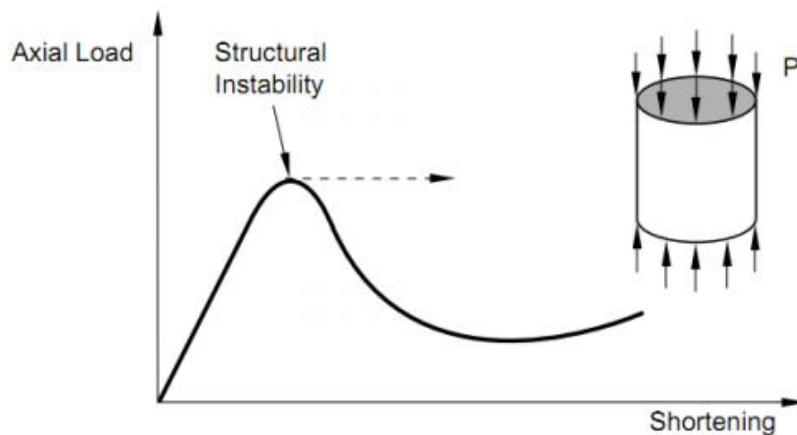
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ RIKS

Κατά την ανάλυση της κατασκευής απαιτήθηκε στατική ανάλυση η οποία βασίζεται στην μεθοδολογία Riks που παρουσιάζεται παρακάτω.

### 4.1 Η μέθοδος «μήκος-τόξου για μη – γραμμική ανάλυση

#### 4.1.1 Περιγράφοντας τη μέθοδο.

Δοκιμές αστάθειας περιλαμβάνονται σε στατικές αναλύσεις λυγισμού. Η αρνητική δυσκαμψία έχει ως αποτέλεσμα την παραμόρφωση του συστήματος με απόρροια την απελευθέρωση ενέργειας και την διατήρηση της ισορροπίας. Το φορτίο μπορεί να αποκτήσει τη μέγιστη δυνατή τιμή και να μειωθεί κατά την συνέχεια. Ένα τυπικό διάγραμμα φορτίου μετατόπισης παρουσιάζεται παρακάτω. [13] , [14]



Σχήμα 12 Διάγραμμα φορτίου-βράχυνσης

Η μέθοδος Riks στο ABAQUS στο τέλος κάθε βήματος βρίσκει στατική ισορροπία. Το φορτίο που επιβάλλεται αποτελεί μεταβλητή και αυξομειώνεται με αποτέλεσμα η απόκριση να μεταβάλλεται μη μονότονα. Για τον έλεγχο των λύσεων και της προόδου εισάγεται η έννοια του μήκους τόξου που εκφράζει την απόσταση κατά μήκος του ισορροπούντος δρόμου της επίλυσης στο χώρο φόρτισης-μετατόπισης. Το μήκος τόξου δεν διαθέτει φυσική σημασία και χρησιμοποιείται για τον έλεγχο της επίλυσης.

Λαμβάνοντας υπόψη τις βασικές εξισώσεις ισορροπίας

$$g = F_i(u) - \lambda q = 0 \quad (167)$$

Θεωρώντας πως ικανοποιείται η εξίσωση στη θέση μηδέν έχουμε

$$g_0 = F_i(u_0) - \lambda_0 q = 0 \quad (168)$$

Θεωρούμε μεταβολή  $\Delta u$  για τις μετατοπίσεις και  $\Delta \lambda$  για το φορτίο. Λαμβάνουμε ως δεδομένο ότι τα  $\Delta u$  και  $\Delta \lambda$  έχουν τιμές ικανές ώστε η νέα θέση με μετατόπιση  $u + \Delta u$  και φορτίο  $\lambda_0 + \Delta \lambda$  να είναι θέση ισορροπίας με συνέπεια

$$g = F_i(u + \Delta u) - (\lambda_0 + \Delta \lambda)q = 0 \quad (169)$$

Σε περίπτωση που ισχύει η σχέση αυτή έχουμε ισορροπία. Σε περίπτωση που δεν ισχύει η ισότητα διορθώνουμε την μετατόπιση και το φορτίο κατά  $\delta u$  και  $\delta \lambda$  αντίστοιχα ώστε η νέα θέση με μετατόπιση  $u_0 + \Delta u + \delta u$  και φορτίο  $\lambda_0 + \Delta \lambda + \delta \lambda$  να είναι θέση ισορροπίας και κατά συνέπεια

$$g' = F_i(u_0 + \Delta u + \delta u) - (\lambda_0 + \Delta \lambda + \delta \lambda)q = 0 \quad (170)$$

Οι επιπλέον άγνωστοι όροι στην εξίσωση είναι  $\delta u$  και  $\delta \lambda$  με αποτέλεσμα θέτοντας τον περιορισμό

$$(\Delta u + \delta u)^T(\Delta u + \delta u) + (\Delta \lambda + \delta \lambda)^2 \psi q^T q = \Delta l^2 \quad (171)$$

Το σύστημα των εξισώσεων θα μπορούσε να επιλυθεί με τη Newton Raphson

$$F_i(u_0 + \Delta u) + \frac{\partial F_i}{\partial u} \Big|_{u_0 + \Delta u} - (\lambda_0 + \Delta \lambda)q - \delta \lambda q = 0 \quad (172)$$

$$\Delta u^T \Delta u + 2\Delta u^T \delta u + \Delta \lambda^2 \psi^2 q^T q = \Delta l^2 \quad (173)$$

Οι δύο τελευταίες εξισώσεις θα μπορούσαν να γραφτούν και ως

$$\begin{bmatrix} [K_r] & -q \\ 2\Delta u^T & 2\Delta \lambda \psi^2 q^T q \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta u \\ \delta \lambda \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} g \\ a \end{bmatrix} \quad (174)$$

Με

$$\alpha = \Delta u^T \Delta u + \Delta \lambda^2 \psi^2 q^T q - \Delta l^2 \quad (175)$$

Το σύστημα των εξισώσεων μπορεί να λυθεί ως προς  $\delta u$  και  $\delta \lambda$ , γεωμετρικά ωστόσο η λύση συμβολίζει την τομή του δρόμου ισορροπίας με μία σφαίρα που έχει ακτίνα  $\Delta l$  όπως στο σχήμα.

Στην προσπάθεια επίλυσης του προβλήματος υπάρχει το ζήτημα της διαχείρισης του μη συμμετρικού μητρώου προς αντιστροφή. Διατυπώνοντας διαφορετικά το ίδιο πρόβλημα και διατηρώντας το ίδιο μητρώο με την κλασική μέθοδο μπορούμε να θεωρήσουμε την εξίσωση:

$$[K_T] \delta u = - \{F_i(u_0 + \Delta u) - (\lambda_0 + \Delta \lambda)q\} + \delta \lambda q \quad (176)$$

Κατά συνέπεια 
$$\delta u = \delta \bar{u} + \delta \lambda \delta u_T \quad (177)$$

Με 
$$\delta \bar{u} = - [K_T]^{-1} \{F_i(u_0 + \Delta u) - (\lambda_0 + \Delta \lambda)q\} + \delta \lambda q \quad (178)$$

$$\delta u_t = -[K_T]^{-1}q \quad (179)$$

Αντικαθιστώντας το  $\delta u$  έχουμε

$$(\Delta u + \delta \bar{u} + \delta \lambda \delta u_t)^T (\Delta u + \delta \bar{u} + \delta \lambda \delta u_t) + (\Delta \lambda + \delta \lambda)^2 \psi^2 q^T q = \Delta l^2 \quad (180)$$

Και οδηγούμαστε σε μια εξίσωση ως προς  $\delta \lambda$

$$\alpha_1 (\delta \lambda)^2 + \alpha_2 (\delta \lambda) + \alpha_3 = 0 \quad (181)$$

$$\alpha_1 = \delta u_t^T \delta u_t + \psi^2 q^T q \quad (182)$$

$$\alpha_2 = 2(\Delta u + \delta u)^T \delta u_t + 2\Delta \lambda \psi^2 q^T q \quad (183)$$

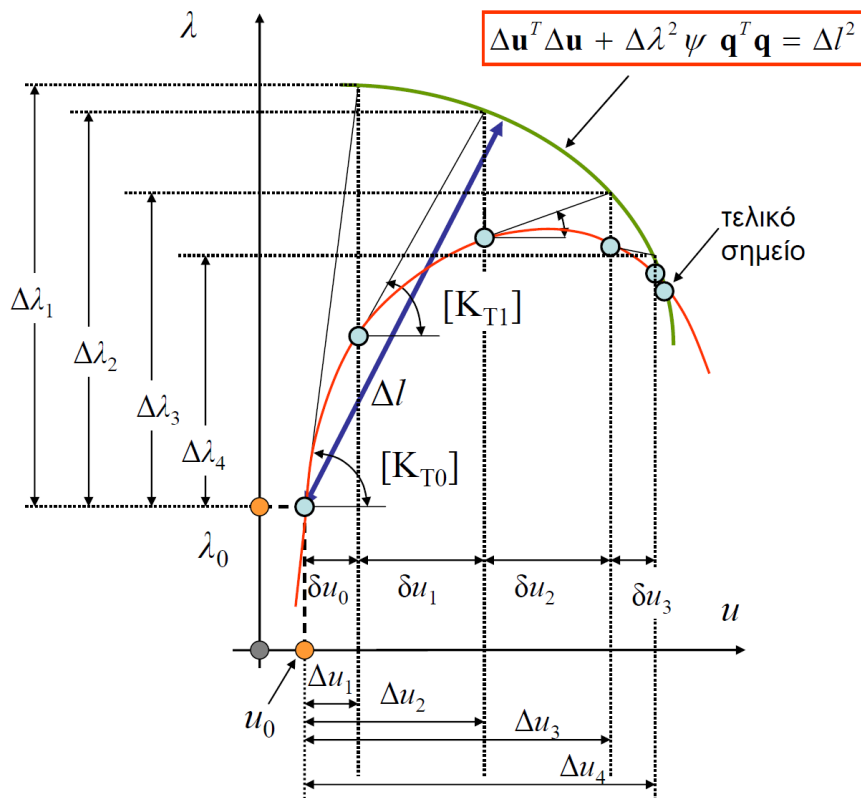
$$\alpha_3 = (\Delta u + \delta \bar{u})^T (\Delta u + \delta \bar{u}) + \Delta \lambda^2 \psi^2 q^T q - \Delta l^2 \quad (184)$$

Οι λύσεις ως προς τις οποίες επιλύεται το σύστημα είναι  $\delta \lambda_1$  και  $\delta \lambda_2$  και επιλέγεται η λύση που βρίσκεται στην κατεύθυνση της προηγούμενης. Για να ελεγχθεί η λύση αυτή γίνεται χρήση του γινομένου

$$DOT = \Delta u^T (\Delta u + \delta u) + \psi^2 \Delta \lambda (\Delta \lambda + \delta \lambda) q^T q \quad (185)$$

για  $\delta \lambda = \delta \lambda_1$  και  $\delta \lambda = \delta \lambda_2$

Επιλέγουμε τη λύση που μας δίνει το μεγαλύτερο DOT.



Σχήμα 13 Σχηματική μέθοδος μήκους – τόξου για  $\psi^2=1$

Για να εκκινήσουμε τη μέθοδο στη θέση  $u_0$ ,  $\lambda_0$  θέτω  $\Delta\lambda=0$ .

Οπότε  $F_i(u) = F_i(u_0)$  και  $\lambda_0 q$  είναι το εξωτερικό φορτίο

Κατά συνέπεια

$$\delta \bar{u} = [K_T]^{-1} \{F_t(u_0) - \lambda_0 q\} = 0 \quad (186)$$

$$\delta u_t = [K_r]^{-1} q \neq 0 \quad (187)$$

Οι συντελεστές  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  από τις εξισώσεις που αναφέρθηκαν ορίζονται ως

$$\alpha_1 = q^T q + \delta u_t^T \delta u_t \quad (188)$$

$$\alpha_2 = 0 \quad (189)$$

$$\alpha_3 = -\Delta l^2 \quad (190)$$



Με αποτέλεσμα η δευτεροβάθμια εξίσωση

$$\alpha_1 (\delta\lambda)^2 + \alpha_2(\delta\lambda) + \alpha_3 = 0 \quad (191)$$

Να γίνεται

$$\delta\lambda^2 = (q^T q) = \Delta l^2 \quad (192)$$

$$\text{Με} \quad \delta\lambda = \pm \frac{\Delta l}{(q^T q)} \quad (193)$$

Κατά συνέπεια  $\Delta\lambda = \delta\lambda$

$$\Delta u = \delta\lambda \delta u + \delta\bar{u} = \delta\lambda \delta u \quad (194)$$

$$u = u_0 + \Delta u \quad (195)$$

Για σύγκλιση ελέγχουμε την ικανοποίηση της εξίσωσης:

$$F_i(u_0 + \Delta u) - (\lambda_0 + \Delta\lambda)q = 0 \quad (196)$$

Σε περίπτωση που δεν ικανοποιείται η εξίσωση ακολουθείται η μέθοδος arc – length

Σε περίπτωση που έχουμε σημείο διακλάδωσης και θέλουμε να πάρουμε δευτερεύοντα δρόμο εναλλακτικά χρησιμοποιούμε τη μέθοδο έναρξης:

$$\Delta\lambda = 0$$

$$\Delta u = \Delta l z$$

Όπου  $z$  το ιδιοδιάνυσμα του (μη – αντιστρέψιμου πλέον) πίνακα  $[K_r]$  που αντιστοιχεί στη μηδενική ιδιοτιμή, δηλαδή ισχύει:

$$[K_r]z = 0$$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5: ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΣΕ ΣΥΓΚΕΚΡΙΜΕΝΗ ΔΕΞΑΜΕΝΗ

Τα διάφορα τμήματα της δεξαμενής, οι ιδιότητες του υλικού κατασκευής καθώς και οι υπολογισμοί των ασκούμενων φορτίων αναλύονται στο κεφάλαιο αυτό. Ακόμη παρατίθενται τα κατασκευαστικά σχέδια με βάση τα οποία προσομοιώθηκε η δεξαμενή.

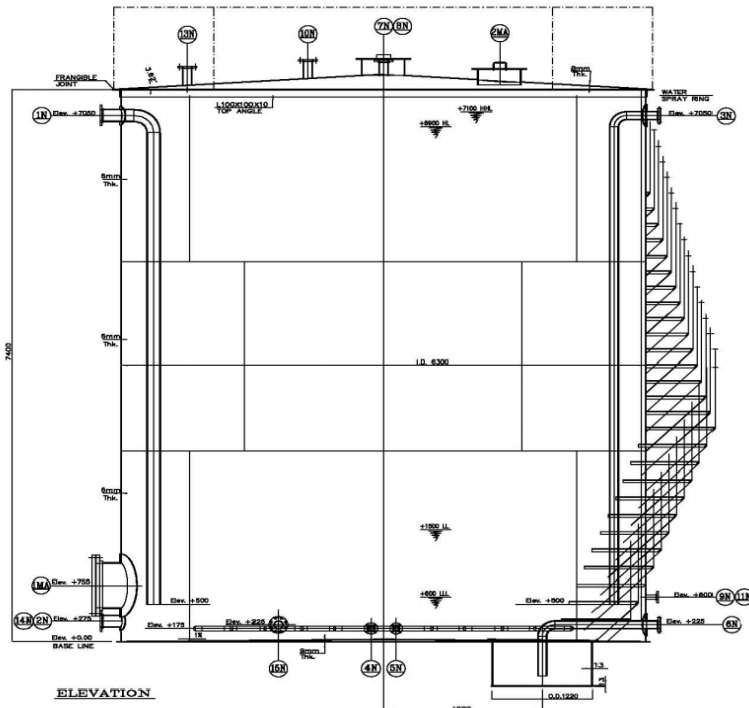
### 5.1 ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΕΣ-ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Ο παρακάτω πίνακα αναφέρεται στα χαρακτηριστικά της δεξαμενής.

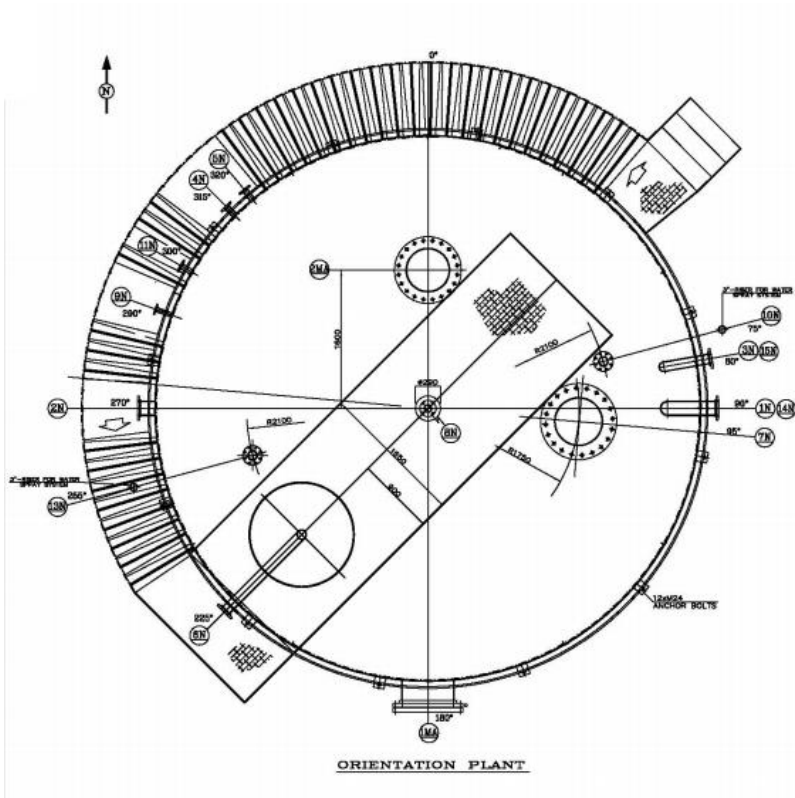
ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ	
ΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΩΔΙΚΑΣ	API 650 APPENDIX E, ΕΑΚ 200
ΦΟΡΤΙΑ ΑΝΕΜΟΥ	100 kg/m <sup>2</sup>
ΠΙΕΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	100/25 mm H <sub>2</sub> O
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	150 °C
ΠΙΕΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ	50 mm H <sub>2</sub> O
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ	60-125 °C
ΠΙΕΣΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΝΑΛΛΑΚΤΩΝ	5 kg/cm <sup>2</sup>
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΕΝΑΛΛΑΚΤΩΝ	260 °C
ΠΙΕΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΕΝΑΛΛΑΚΤΩΝ	2.5 kg/cm <sup>2</sup>
ΘΕΡΜΟΚΡΑΣΙΑ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΕΝΑΛΛΑΚΤΩΝ	138 °C
ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	ΧΑΛΥΒΑΣ
ΟΡΙΟ ΔΙΑΡΡΟΗΣ	235 Mpa
ΥΨΟΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ	7.4 m
ΔΙΑΜΕΤΡΟΣ	6.3 m
ΠΑΧΟΣ ΤΟΙΧΩΜΑΤΩΝ ΚΕΛΥΦΟΥΣ	0.006 m
ΒΑΡΟΣ ΚΕΛΥΦΟΥΣ	421 kg/m
ΒΑΡΟΣ ΣΤΕΓΗΣ	306 kg/m
ΑΓΓΥΡΩΣΗ	12ΧΜ24
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ (ΑΝΕΜΟΣ)	16634 kgm
ΟΡΙΖΟΝΤΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ (ΑΝΕΜΟΣ)	4495 kg/m
ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ (ΑΝΕΜΟΣ)	1419 kg/m
ΡΟΠΗ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ (ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ)	140069 kgm
ΟΡΙΖΟΝΤΑΙ ΔΙΑΤΜΗΣΗ(ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ)	41422 kg
ΓΡΑΜΜΙΚΟ ΦΟΡΤΙΟ (ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ)	4493 kg/m
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟ ΡΕΥΣΤΟ	H <sub>2</sub> O
ΠΥΚΝΟΤΗΤΑ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΟΥ ΡΕΥΣΤΟΥ	1000 kg/m <sup>3</sup>
ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΔΙΑΒΡΩΣΗ-ΠΛΑΚΕΣ ΠΥΘΜΕΝΑ	3 mm
ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΔΙΑΒΡΩΣΗ-ΚΕΛΥΦΟΣ	3 mm
ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΔΙΑΒΡΩΣΗ-ΣΤΕΓΗ	3 mm
ΑΝΤΙΣΤΑΣΗ ΣΕ ΔΙΑΒΡΩΣΗ-ΕΝΑΛΛΑΚΤΕΣ	4.5 mm

Πίνακας 16 Τεχνικά χαρακτηριστικά δεξαμενής

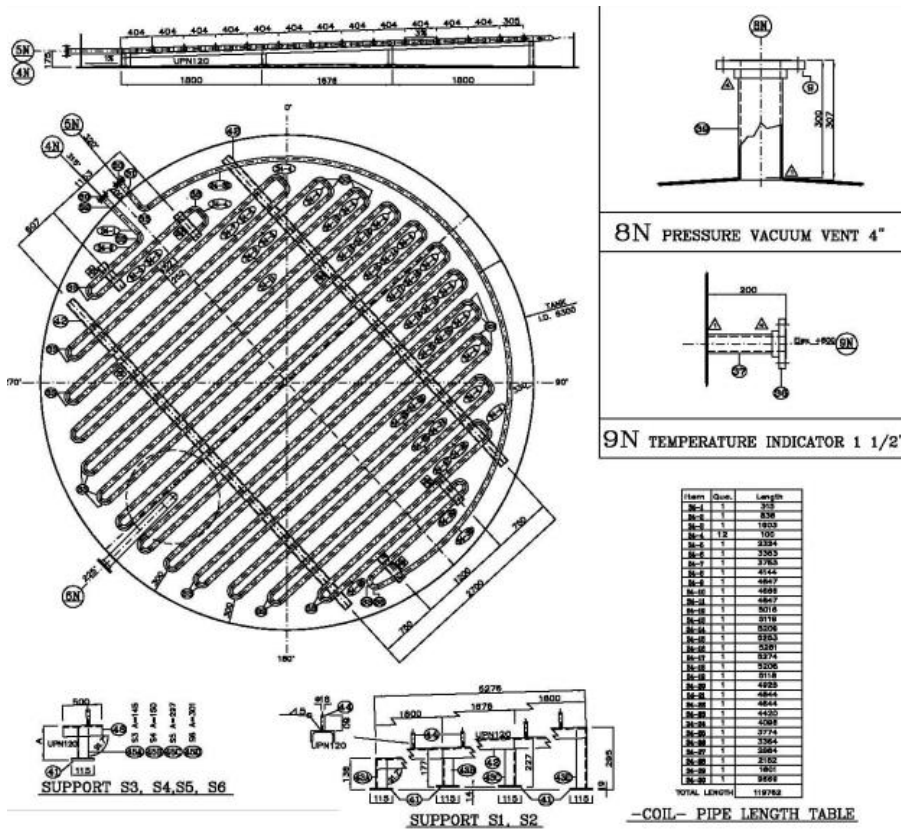
Η δεξαμενή σχεδιάστηκε με βάση τα ακόλουθα κατασκευαστικά σχέδια. Ειδικότερα: Πλάγια όψη δεξαμενής, κάτοψη δεξαμενής, σύστημα σωληνώσεων, κάτοψη στέγης (λεπτομέρειες δικτυώματος στέγης).



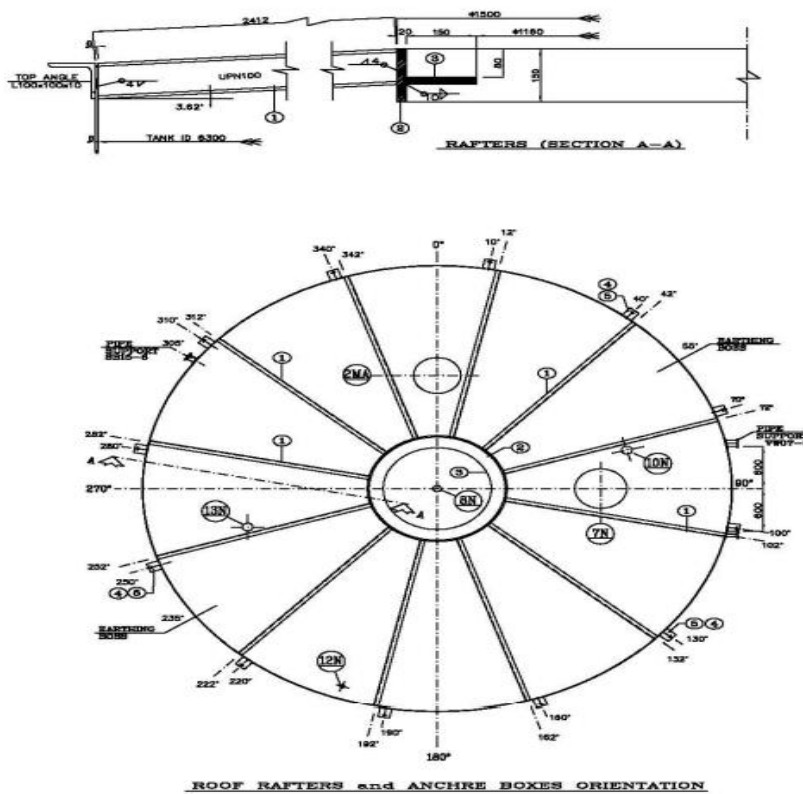
Εικόνα 50 Πλάγια όψη δεξαμενής



Εικόνα 51 Κάτοψη δεξαμενής



Εικόνα 52 Σύστημα σωληνώσεων δεξαμενής



Εικόνα 53 Δικτύωμα οροφής

## 5.2 ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Κατά τον σχεδιασμό της δεξαμενής θα πρέπει να ληφθούν υπόψη οι εξής περιορισμοί:

- Πάχος ελασμάτων κελύφους
- Πάχος ελασμάτων πυθμένα

### 5.2.1 Πάχος ελασμάτων κελύφους

Το πάχος των ελασμάτων του κελύφους θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο των  $e_t$  ή  $e$ . [3]

$$e = \frac{D}{20S} [98W(H - 0,3) + P] + c \quad \text{σε κατάσταση λειτουργίας} \quad (197)$$

$$e_t = \frac{D}{20S_t} [98W_t(H_t - 0,3) + P_t] + c \quad (198)$$

για συνθήκες υδροστατικών δοκιμών

Όπου:

- $c$ : Ανοχή σε διάβρωση (mm)
- $D$ : Εσωτερική διάμετρος (m)
- $e$ : Πάχος ελάσματος κελύφους σε συνθήκες λειτουργίας (mm)
- $e_t$ : Πάχος ελάσματος κελύφους σε συνθήκες υδροστατικών δοκιμών (mm)
- $S$ : τάση σχεδιασμού σε συνθήκες λειτουργίας ( $N/mm^2$ )
- $S_t$ : τάση σχεδιασμού σε συνθήκες υδροστατικών δοκιμών ( $N/mm^2$ )
- $P$ : πίεση σχεδιασμού σε συνθήκες λειτουργίας (mbar)
- $P_t$ : πίεση σχεδιασμού σε συνθήκες υδροστατικών δοκιμών (mbar)
- $W$ : Μέγιστη πυκνότητα περιεχόμενου ρευστού κατά την αποθήκευση (kg/L)
- $W_t$ : Μέγιστη πυκνότητα περιεχόμενου ρευστού κατά τις δοκιμές (kg/L)
- $H$ : ύψος μέγιστης στάθμης σχεδιασμού του υγρού από τον πυθμένα (m)
- $H_t$ : ύψος στάθμης δοκιμών του υγρού από τον πυθμένα (m)

### 5.2.2 Πάχος ελασμάτων πυθμένα

Το μικρότερο πάχος των ελασμάτων της βάσης είναι 5 mm( $e_b$ ). [3]

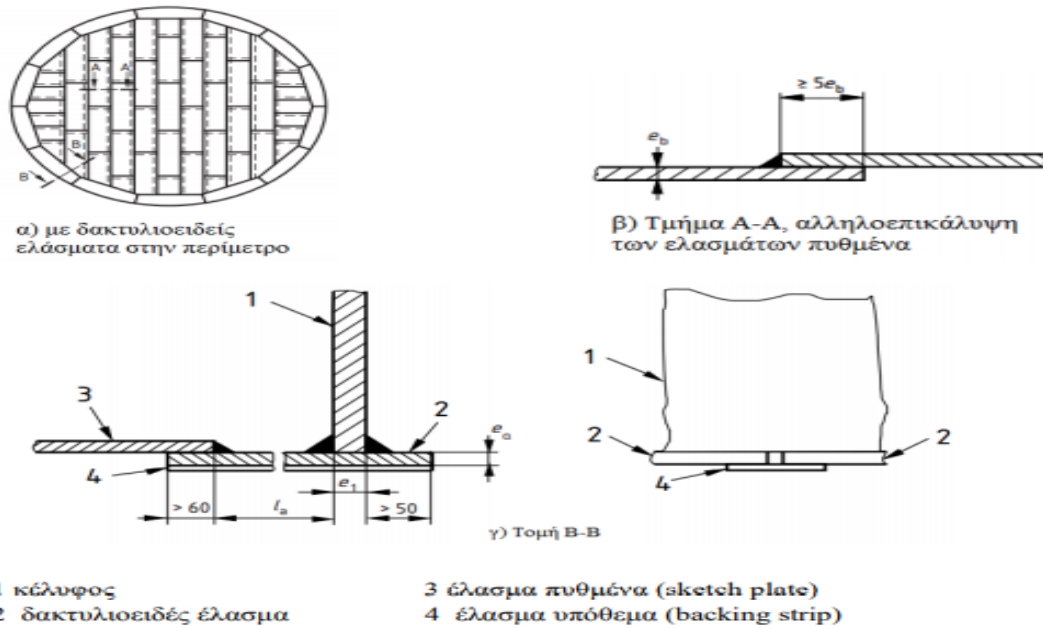
Το πάχος των δακτυλιοειδών ελασμάτων( $e_a$ ) στον πυθμένα θα πρέπει να είναι μεγαλύτερο των 8 mm και δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$e_a = \left(3 + \frac{e_1}{3}\right)$$

Όπου  $e_1$  είναι το πάχος του κελύφους στην βάση (mm).

Η μικρότερη τιμή της απόστασης μεταξύ της εσωτερικής πλευράς του κελύφους και του άκρου του ελάσματος βάσης  $l_a$  θα πρέπει να ισούται με την μεγαλύτερη τιμή από:

$$l_a > \frac{240}{\sqrt{H}} e_a \quad \text{ή} \quad 500 \text{ mm}$$



Εικόνα 54 Τυπική διάταξη πυθμένα

### 5.3 ΥΛΙΚΟ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ

Το υλικό κατασκευής της δεξαμενής είναι χάλυβας ποιότητάς S235JR. Το μέτρο ελαστικότητας είναι της τάξεως των 210 GPa, Η χημική σύσταση του χάλυβα κατασκευής καθορίζει τις μηχανικές ιδιότητες του. Ειδικότερα στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι χημικές συστάσεις για χάλυβες ποιότητας 235,275 και 355 αντίστοιχα.[15],[16]

EU Grade	C%	Mn%	P%	S%	Si%
S235	0.22 max	1.60 max	0.05 max	0.05 max	0.05 max
S275	0.25 max	1.60 max	0.04 max	0.05 max	0.05 max
S355	0.23 max	1.60 max	0.05 max	0.05 max	0.05 max

Πίνακας 17 Χημική σύσταση χάλυβα ποιότητας S235,2375,355

Ακόμη το όριο διαρροής και η αντοχή σε εφελκυσμό για τις τρεις ποιότητες χάλυβα προσδιορίζονται από τους ακόλουθους πίνακες,

Structural Steel Grade	Tensile Strength MPa at Nom thickness between 3mm and 16mm
S235	360 – 510 MPa
S275	370 – 530 MPa
S355	470 – 630 MPa

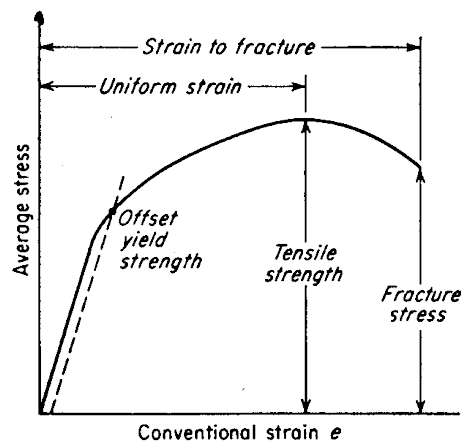
Πίνακας 19 Όριο θραύσης για χάλυβα ποιότητας s235,275,355

Structural Steel Grade at 16mm	Minimum Yield Strength at nominal thickness 16mm	
	psi	N/mm <sup>2</sup> (MPa)
S235	33 000	235 N/mm <sup>2</sup>
S275	36 000	275 N/mm <sup>2</sup>
S355	50 000	355 N/mm <sup>2</sup>

Πίνακας 18 Όριο θραύσης για χάλυβα ποιότητας S235,275,355

### 5.3.1 ΚΑΜΠΥΛΗ ΤΑΣΗΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

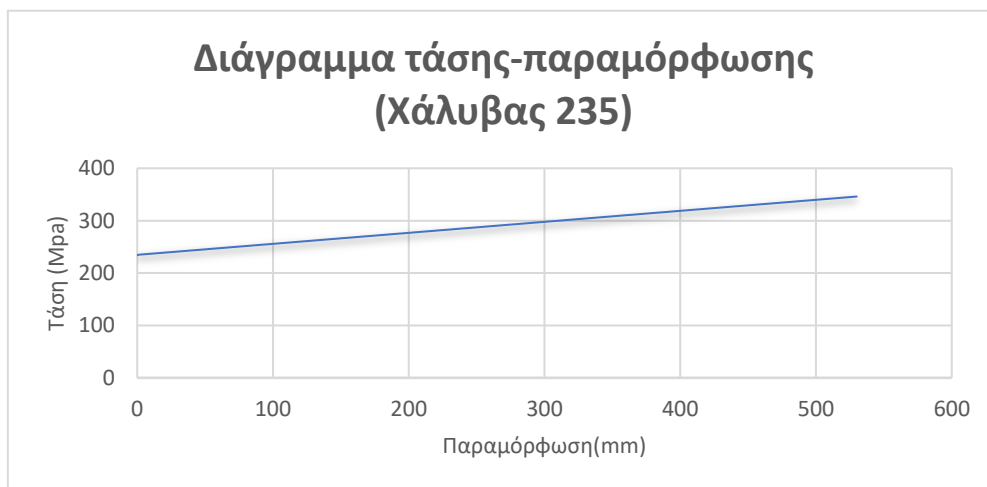
Η καμπύλη τάσης παραμόρφωσης έχει την ακόλουθη μορφή.



Σχήμα 14 Διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης

Με βάση το παραπάνω διάγραμμα προσδιορίζεται το όριο διαρροής του υλικού, το όριο θραύσης, η ελαστική και πλαστική περιοχή.

Ακόμη, παρατίθεται η καμπύλη τάσης παραμόρφωσης για τιμές τάσης μεγαλύτερες του ορίου διαρροής (235 MPa) .



Σχήμα 15 Διάγραμμα τάσης-παραμόρφωσης για τάσεις μεγαλύτερες του ορίου διαρροής

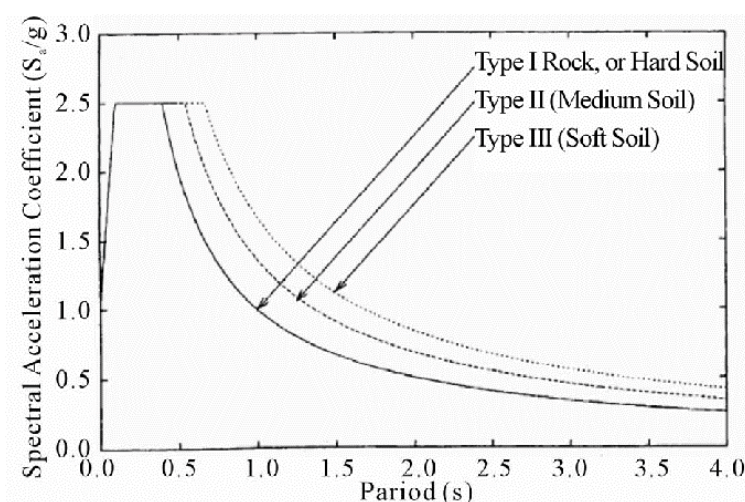
## 5.4 ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΒΑΣΙΚΩΝ ΜΕΓΕΘΩΝ

### 5.4.1 ΜΕΓΙΣΤΟ ΥΨΟΣ ΚΥΜΑΤΟΣ

Για τον υπολογισμό του μέγιστου κυματισμού κατά την πρώτη ιδιομορφή θα πρέπει να υπολογιστεί η ιδιοπερίοδος  $T_{c1}$ .

$$\omega_{c1} = \sqrt{\frac{9,81 \cdot 1,841 \cdot \tanh(1,841 \cdot 2,06349)}{3,15}} = 2,39325.$$

$$T_{c1} = \frac{2 \cdot \pi}{2,39325} = 2,62538 \text{ sec}$$



Σχήμα 16 Διάγραμμα φασματικής επιτάχυνσης-ιδιοπεριόδου

Από το διάγραμμα για τιμή περιόδου 2.62538 sec και για τύπο εδάφους I η τιμή της φασματικής επιτάχυνσης  $S_e(T_{c1})=0.35g$



Το μέγιστο ύψος κυματισμού :

$$d_{max} = 0,84 \cdot 3,15 \cdot 0,35 \cdot \frac{9,81}{9,81} = 0,9261$$

#### 5.4.2 ΑΠΛΟΠΟΙΗΜΕΝΗ ΜΕΘΟΔΟΣ-ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΤΕΜΟΥΣΑΣ ΒΑΣΗΣ ΚΑΙ ΡΟΠΗΣ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Κάνοντας χρήση της απλοποιημένης μεθόδου και με βάση τον αντίστοιχο πίνακα προκύπτουν οι ακόλουθες τιμές για τιμές του λόγου  $\gamma=H/R=6.5/3.15=2.06349$ :

$$C_i = 6,25 \quad , \quad C_c = 1,48 \quad , \quad \frac{m_i}{m} = 0,796 \quad , \quad \frac{m_c}{m} = 0,231 \quad , \quad \frac{h_i}{H} = 0,448 \quad , \quad \frac{h'_i}{H} = 0,497 \quad , \quad \frac{h_c}{H} = 0,756 \quad , \quad \frac{h'_c}{H} = 0,768$$

Η μάζα του περιεχόμενου ρευστού (m) προκύπτει:

$$m = \pi R^2 H \rho = \pi \cdot 3,15^2 \cdot 6,5 \cdot 1000 = 202.620,95 \text{ kg}$$

$$m_i = 0,76897 \cdot 202620,95 = 155809 \text{ kg}$$

$$m_c = 0,23103 \cdot 202620,95 = 46811,9 \text{ kg}$$

$$h_i = 0,44851 \cdot 6,5 = 2,9153 \text{ m}$$

$$h_c = 0,75646 \cdot 6,5 = 4,91699 \text{ m}$$

$$h'_i = 0,49746 \cdot 6,5 = 3,23349 \text{ m}$$

$$h'_c = 0,76806 \cdot 6,5 = 4,99241 \text{ m}$$

Η μάζα του κελύφους υπολογίζεται ως εξής:

$$m_w = \pi(R^2 - r^2)H_{ολ}\rho = 3,14 \cdot (3,156^2 - 3,15^2) \cdot 7,39 \cdot 7850 = 6.892 \text{ kg}$$

Θα πρέπει να συμπεριληφθεί και το βάρος της διατομής L100X10 , που εκτείνεται περιμετρικά της δεξαμενής. Με βάση την λίστα υλικών των σχεδίων το βάρος της περιμετρικής γωνιάς είναι 194 kg.

$$m_w = 6,892 + 194 = 7086 \text{ kg}$$

Η μάζα της οροφής με αποτελείται από ένα μεταλλικό δικτύωμα με διατομές UPN 100 και από ένα κεντρικό δακτυλίδι. Με βάση την λίστα υλικών από τα κατασκευαστικά σχέδια η μάζα της οροφής προκύπτει:

ΒΑΡΟΣ ΟΡΟΦΗΣ	
ΚΕΝΤΡΙΚΟ ΔΑΚΤΥΛΙΙΟΣ	206.1
ΔΙΚΤΥΩΜΑ-12 UPN100 Length-2412 mm	306.81
<b>ΣΥΝΟΛΟ</b>	<b>512.91</b>

Οι ιδιοπερίοδοι για τις συνιστώσες του σεισμού επαγωγική και ωστική υπολογίζονται με βάση την απλοποιημένη μέθοδο:

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho H}}{\sqrt{t/R} \sqrt{E}} = 6,2545 \frac{\sqrt{1000} \cdot 6,5}{\sqrt{0,006/3,15} \sqrt{210 \cdot 10^9}} = 0,06428 \text{ sec}$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R} = 1,48 \cdot \sqrt{3,15} = 2,62674 \text{ sec}$$

Για έδαφος κατηγορίας Β με βάση τον Ευρωκώδικα 8 δίνονται οι ακόλουθες τιμές.

$$S = 1,2, T_B = 0,15, T_C = 0,5, T_D = 2$$

Επειδή  $0 \leq T_{imp} \leq T_B$

$$\begin{aligned} S_e(T_{imp}) &= a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\ &= 0,24 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \left[ 1 + \frac{0,06428}{0,15} \left( \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \cdot 2,5 - 1 \right) \right] = 4,64137 \text{ m/sec}^2 \end{aligned}$$

Επειδή  $T_D \leq T_{con} \leq 4 \text{ s}$

$$\begin{aligned} S_e(T_{con}) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] = 0,24 \cdot 9,81 \cdot 1,2 \cdot \sqrt{\frac{10}{0,5 + 5}} \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{0,5 \cdot 2}{2,62674^2} \right] \\ &= 1,38034 \text{ m/sec}^2 \end{aligned}$$

Η συνολική τέμνουσα βάσης :

$$\begin{aligned} Q_{base} &= Q_{imp} + Q_{con} = (m_i + m_w + m_r) \cdot S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \\ &= (155,809 + 7,086 + 0,51291) \cdot 4,64137 + 46,8119 \cdot 1,38034 \\ &= 823,0529 \text{ KN} \end{aligned}$$

Η συνολική ροπή ανατροπής:

$$\begin{aligned} M_{ανατροπής} &= Q_c \cdot h_c + Q_i \cdot h_i = 64,61634 \cdot 4,91699 + 758,4366 \cdot 2,9153 \\ &= 2528,79 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6.ΕΛΕΓΧΟΣ ΤΗΣ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ ΜΕ ΧΡΗΣΗ ΤΟΥ ΛΟΓΙΣΜΙΚΟΥ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ABAQUS

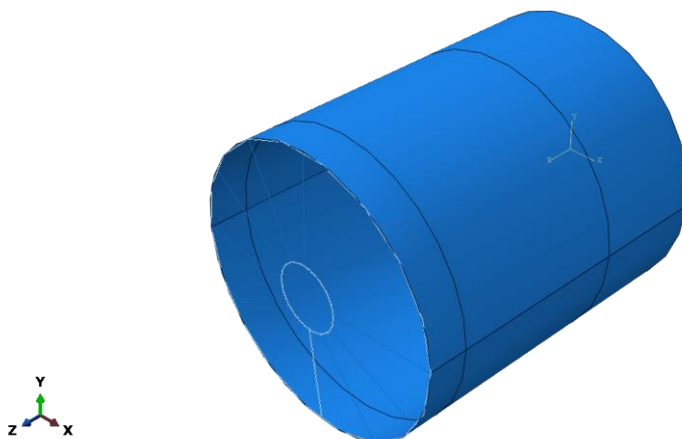
### 6.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΟΣ

Η δεξαμενή που περιγράφεται στο προηγούμενο κεφάλαιο προσομοιώνεται με χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS με στόχο την ανάλυση της συμπεριφοράς της κατά την άσκηση διαφόρων φορτίσεων.

#### 6.1.1 ΣΥΓΚΡΟΤΗΜΑ ΔΕΞΑΜΕΝΗΣ(ASSEMBLY)-ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΜΕΛΗ(PARTS)

Το συγκρότημα της δεξαμενής αποτελείται από τα εξής μέλη:

- Κέλυφος.
- Δικτύωμα στέγης.
- Διατομή L100x100x10 που εκτείνεται περιμετρικά του ανώτερου τμήματος του κελύφους.



Εικόνα 55 Γενική διάταξη δεξαμενής στο ABAQUS

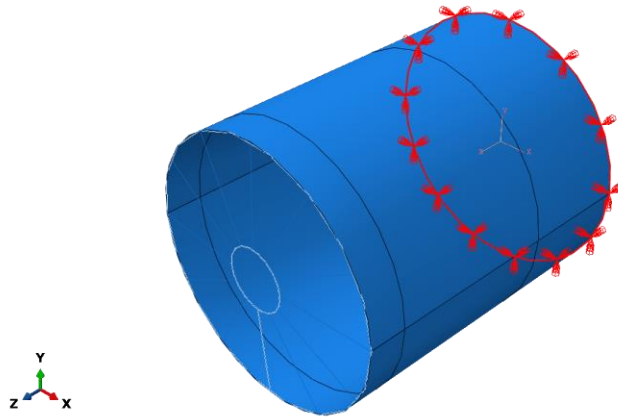
#### 6.1.2 ΥΛΙΚΟ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το υλικό που χρησιμοποιείται είναι χάλυβας με όριο διαρροής 235MPa. Διαθέτει πυκνότητα 7,850 kg/m<sup>3</sup>, λόγο Poisson 0.3 και μέτρο ελαστικότητας 210 GPa. Ακόμη έχουν καταχωρηθεί τα δεδομένα της καμπύλης τάσης παραμόρφωσης στο λογισμικό ώστε να προσδιοριστεί η πλαστική συμπεριφορά του υλικού.

#### 6.1.3 ΣΥΝΟΡΙΑΚΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ/ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΟΙ

Οι συνοριακές συνθήκες που δημιουργήθηκαν για τον προσδιορισμό των κατασκευαστικών περιορισμών της δεξαμενής είναι οι ακόλουθες:

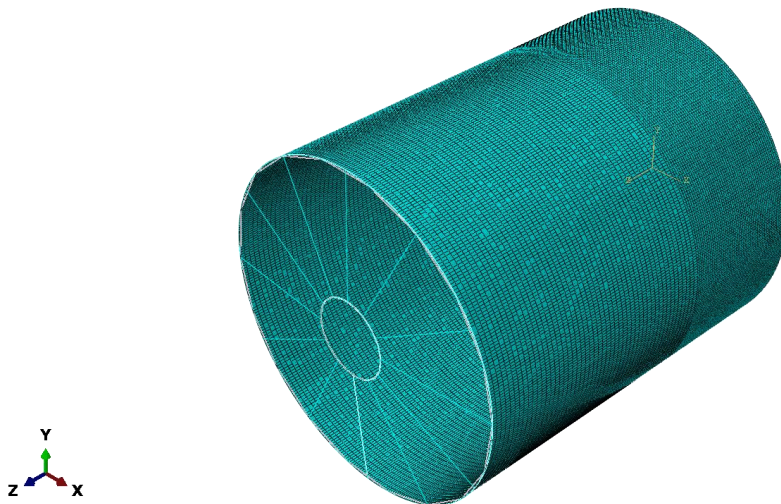
- Η βάση της δεξαμενής είναι αγκυρωμένη (δέσμευση όλων των μετατοπίσεων και στροφών ως προς τους άξονες x,y,z).
- Η διατομή L είναι συγκολλημένη στο πάνω μέρος του κελύφους
- Οι δοκοί UPN100 στην οροφή της δεξαμενής συγκολλούνται στο κέλυφος και στον κεντρικό δακτύλιο οροφής.



Εικόνα 56 Συνοριακές συνθήκες-Αγκυρωμένη βάση

#### 6.1.4 ΠΛΕΓΜΑ-ΔΙΚΤΥΟ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Το προσομοίωμα του κελύφους της δεξαμενής αποτελείται από δίκτυο τετρακομβικών πεπερασμένων στοιχείων (shell elements) διαστάσεων  $0.1 \times 0.05$  στο πάνω τμήμα της δεξαμενής και  $0.05 \times 0.05$  στο κάτω. Για τιμές του  $z$  μεγαλύτερες του 2.5 m το πλέγμα είναι λιγότερο πυκνό. Η πυκνωση του πλέγματος στο κάτω τμήμα της δεξαμενής έχει στόχο την εξασφάλιση μεγαλύτερης ακρίβειας τοπικά των αποτελεσμάτων. Η στέγη της δεξαμενής αποτελείται από στοιχεία δοκών (beam elements).



Εικόνα 57 Ανάπτυξη πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων

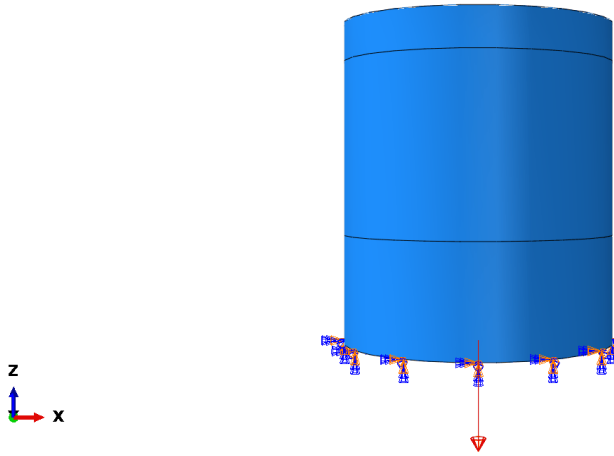
#### 6.1.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

Τα φορτία που ασκούνται στην δεξαμενή και επιβάλλονται σταδιακά είναι:

- Βάρος κατασκευής
- Υδροστατική πίεση
- Ωστική Πίεση

#### 6.1.5.1 ΒΑΡΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Το βάρος είναι το πρώτο φορτίο που επιβάλλεται στην κατασκευή και αντιστοιχεί στο πρώτο βήμα στατικής ανάλυσης. Ασκείται σε ολόκληρη την κατασκευή μέσω της επιτάχυνσης της βαρύτητας  $g = -9.81 \text{ m/s}^2$  η οποία επιβάλλεται στην κατεύθυνση του άξονα z.



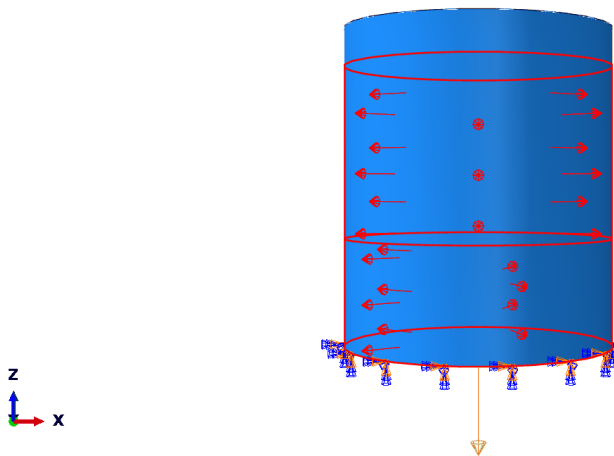
Εικόνα 58 Άσκηση του βάρους

#### 6.1.5.2 ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

Στο δεύτερο βήμα στατικής ανάλυσης επιβάλλεται η υδροστατική πίεση στο κέλυφος της δεξαμενής. Το ύψος πλήρωσης της δεξαμενής αντιστοιχεί στα 6.5 m και το περιεχόμενο ρευστό είναι νερό με πυκνότητα  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ . Ειδικότερα η κατανομή της υδροστατικής πίεσης εξαρτάται από το ύψος z, είναι γραμμική καθ' ύψος και υπολογίζεται ως εξής:

$$p_{Hydrostatic} = \rho \cdot g \cdot z$$

Η μέγιστη τιμή της υδροστατικής πίεσης αντιστοιχεί στον πυθμένα της δεξαμενής και ισούται με  $p_{Hydrostatic} = 1000 \cdot 9.81 \cdot 6.5 = 63765 \text{ Pa}$ . Αντίστοιχα στην ελεύθερη επιφάνεια του υγρού είναι μηδενική.



Εικόνα 59 Κατανομή της υδροστατικής πίεσης

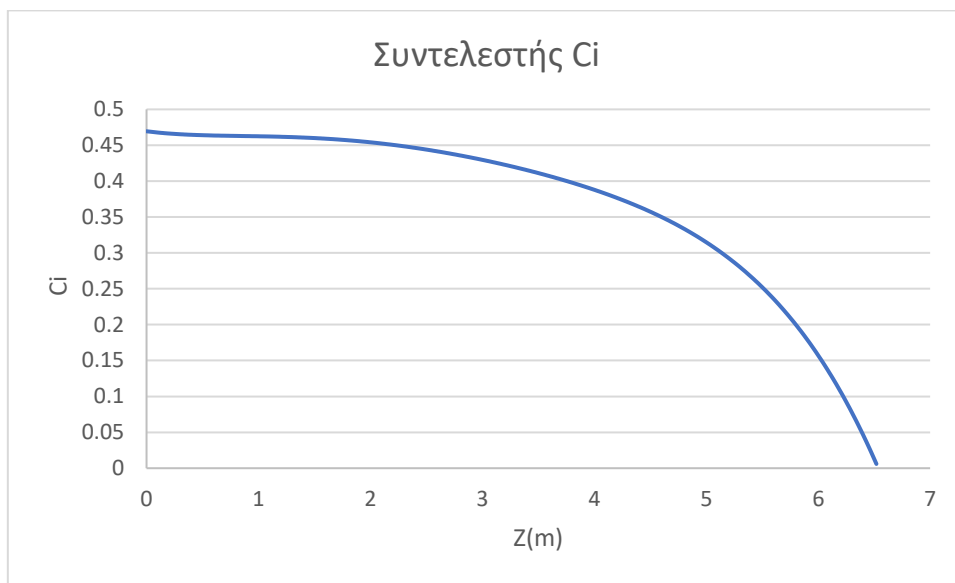
### 6.1.5.3 ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΗ ΠΙΕΣΗ-ΩΣΤΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

Η υδροδυναμική πίεση ορίζεται ως το άθροισμα της επαγωγικής και της ωστικής συνιστώσας της πίεσης. Η συνεισφορά της επαγωγικής πίεσης στην τέμνουσα βάσης είναι μικρή και γι' αυτό δεν λήφθηκε υπόψιν κατά την ανάλυση.

Η κατανομή της ωστικής πίεσης ,ως απόρροια των σεισμικών δονήσεων ,δίνεται από την σχέση 14 σε κάθε σημείο της μάζας του ρευστού. Στην επιφάνεια του κελύφους της δεξαμενής  $\xi=1$  υπολογίζεται η τιμή της πίεσης. Η καθ' ύψος μεταβολή για συγκεκριμένες τιμές του λόγου  $\gamma$  δίνεται από το σχήμα 17.

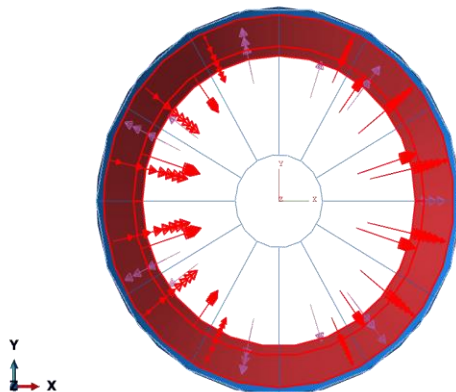
Ο συντελεστής  $C_i$  με την βοήθεια του προγράμματος Matlab και προσδιορίστηκε ως πολυώνυμο πέμπτης τάξης ως προς  $z$ .

$$C_i(z) = -0.00021851 \cdot Z^5 + 0.0027421 \cdot Z^4 - 0.013423 \cdot Z^3 + 0.023629 \cdot Z^2 - 0.019687 \cdot Z + 0.46947$$



Σχήμα 17 Διάγραμμα συντελεστή  $C_i$  συναρτήσει της τιμής του ύψους  $z$

Η κατανομή της ωστικής πίεσης παρουσιάζεται παρακάτω με κόκκινο χρώμα και έχει φορά προς το εσωτερικό της δεξαμενής για αρνητικές τιμές του  $x$  και προς το εξωτερικό για τις θετικές τιμές του  $x$ . Επομένως το ένα ημισφαίριο φορτίζεται με πίεση και το άλλο με υποπίεση. Η συνολική συνισταμένη της πίεσης , η οποία υπολογίζεται ως το διανυσματικό άθροισμα των συνιστωσών της υδροστατικής και ωστικής πίεσης έχει φορά προς τις θετικές τιμές του άξονα  $x$ .



Εικόνα 60 Κατανομή ωστικής πίεσης

Η ανάλυση που πραγματοποιήθηκε έχει το μαθηματικό υπόβαθρο που παρουσιάζεται στο κεφάλαιο 4. Επιλέχθηκε η στατική ανάλυση Riks καθώς δίνεται η δυνατότητα μελέτης της μεταλυγισμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Το κριτήριο τερματισμού είναι η μέγιστη μετατόπιση κατά τον άξονα x, η οποία ορίζεται ως 1 m. Μέσω του συγκεκριμένου αλγορίθμου γίνεται αναζήτηση νέων σημείων ισορροπίας της κατασκευής καθώς ο πολλαπλασιαστής φορτίου αυξομειώνεται.

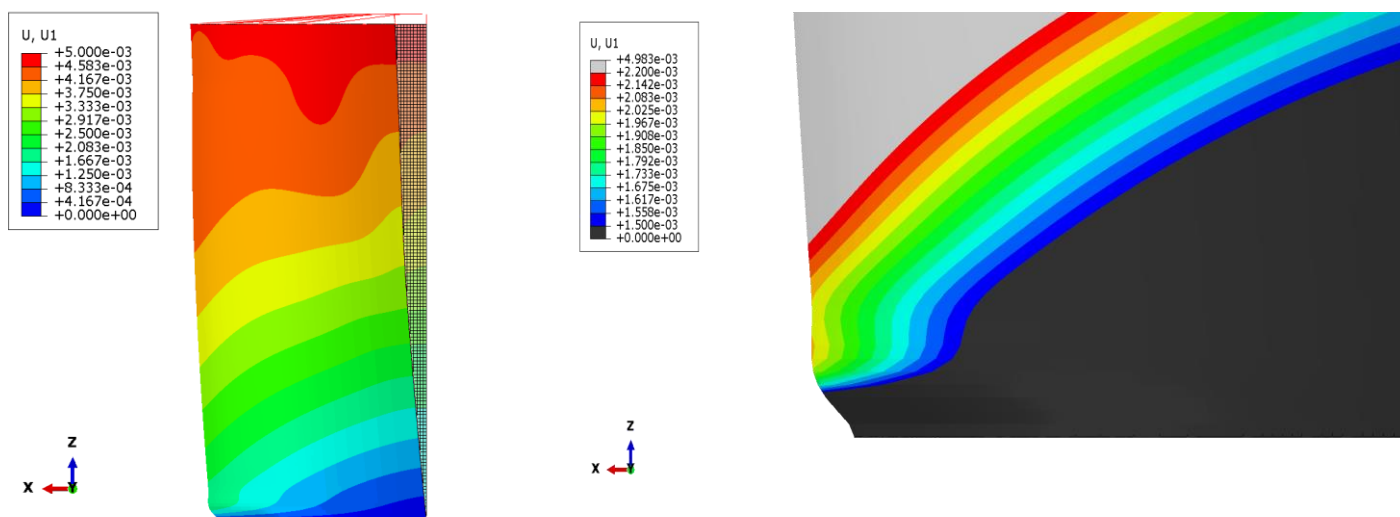
### 6.1.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Πραγματοποιήθηκαν στατικές αναλύσεις για τις φορτίσεις του βάρους και της υδροστατικής πίεσης και στατική ανάλυση riks όσον αφορά την ωστική πίεση. Τα αποτελέσματα παρατίθενται παρακάτω.

#### 6.1.6.1 ELEPHANT FOOT BUCKLING

Στην βάση της δεξαμενής κατά την διεύθυνση των θετικών τιμών του άξονα x αναπτύσσονται περιμετρικές εφελκιστικές τάσεις και αξονικές θλιπτικές τάσεις με απόρροια την δημιουργία λυγισμού (elephant foot buckling).

Ακολουθούν στιγμιότυπα του μοντέλου στην συγκεκριμένη περιοχή.



Εικόνα 61 Μετατοπίσεις κατά τον άξονα x (Elephant foot buckling)

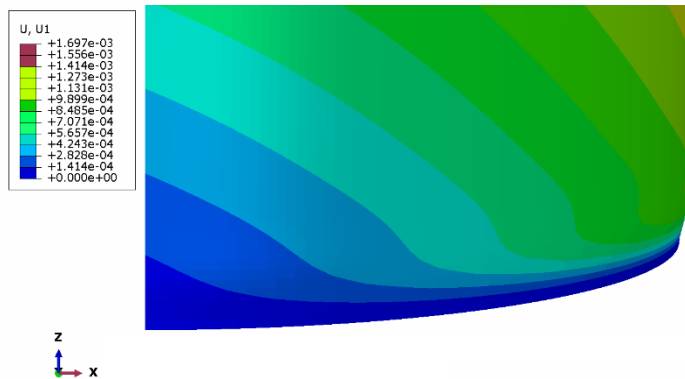
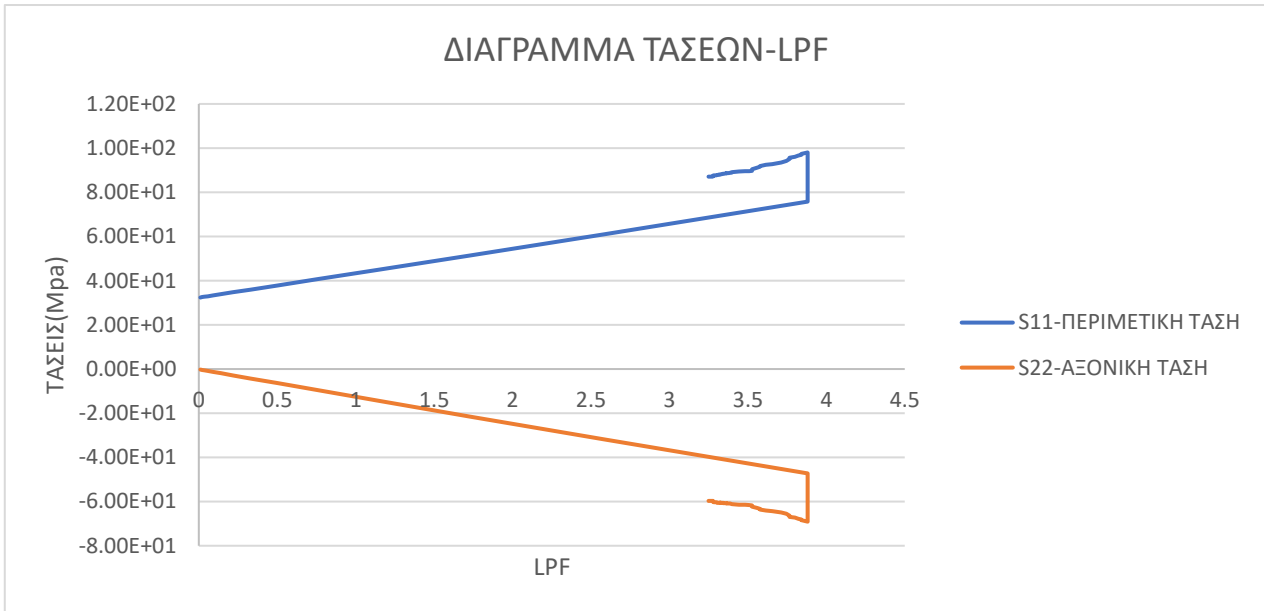
Οι τάσεις που αναπτύσσονται στην βάση της δεξαμενής, περιμετρικές και αξονικές, έχουν αναπαρασταθεί στο παρακάτω διάγραμμα.

Όπως παρατηρείται από το διάγραμμα η αξονική τάση  $s_{22}$  ξεκινά από μηδενική τιμή, σε αντίθεση με την περιμετρική τάση  $s_{11}$ . Η αρχική τιμή της περιμετρικής τάσης ισούται με τη υδροστατική πίεση που ασκείται τοπικά.

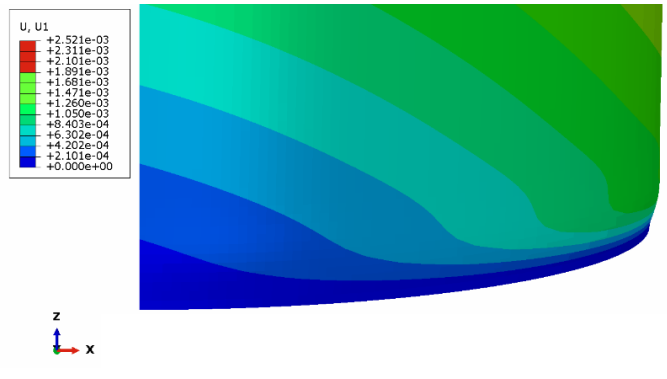
$$\sigma_{\theta} = s_{11} = \frac{P_{Hydrostatic} \cdot R}{t} = \frac{\rho \cdot g \cdot H \cdot R}{t} = \frac{1000 \cdot 9,81 \cdot 6,5 \cdot 3,15}{0,006} = 33.476.625 \text{ Pa} = 33,48 \text{ MPa}$$

Ο λυγσμός πραγματοποιείται με βάση το διάγραμμα για τιμές του πολλαπλασιαστή φορτίου 3.88 και αξονική τάση 47.3 Μpa. Στο επόμενο κεφάλαιο υπολογίζεται η οριακή τιμή λυγισμού με βάση τον Ευρωκώδικα.

Ο πολλαπλασιαστής φορτίου 3.88 αντιστοιχεί στο 15<sup>ο</sup> βήμα κατά την άσκηση της ωστικής πίεσης. Παρατίθενται τα αποτελέσματα των αναλύσεων του προγράμματος ABAQUS για τα βήματα 12,13,14,15,16,17. Σύμφωνα με τα οποία στο 15<sup>ο</sup> βήμα λαμβάνει χώρα το φαινόμενο του elephant foot buckling.



Εικόνα 64 Μετατόπιση κατά τον άξονα x (step 11)



Εικόνα 63 Μετατόπιση κατά τον άξονα x (step 12)

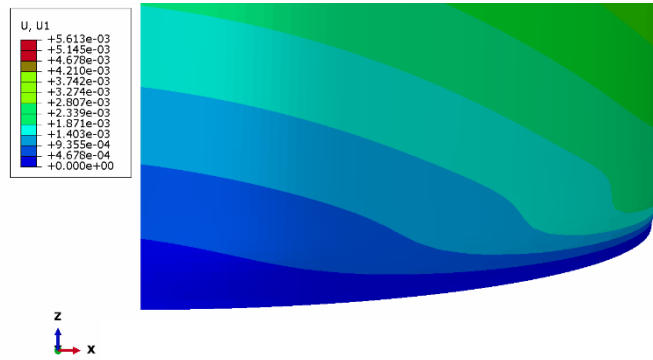


Εικόνα 62 Μετατόπιση κατά τον άξονα x (step 13)

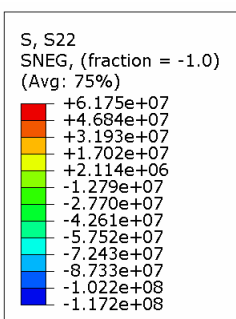


Εικόνα 65 Μετατόπιση κατά τον άξονα x (step 14)

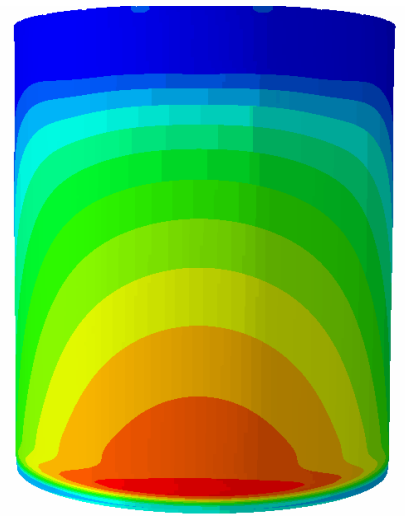
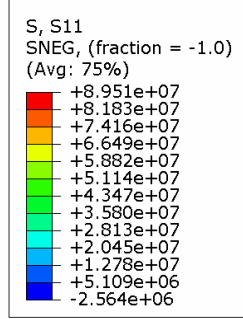




Εικόνα 66 Μετατόπιση κατά τον άξονα x (step 15)



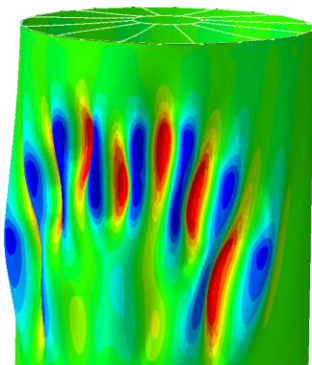
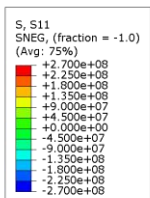
Εικόνα 68 Κατανομή Αξονικών τάσεων



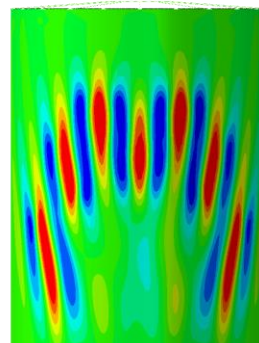
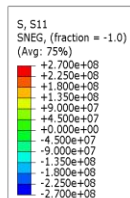
Εικόνα 67 Κατανομή περιμετρικών τάσεων

### 6.1.6.2 ΛΥΓΙΣΜΟΣ

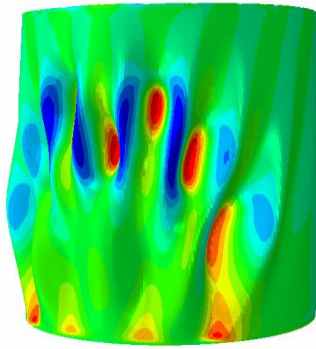
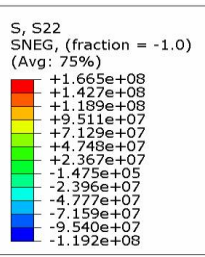
Στην περιοχή που εκτείνονται οι αρνητικές τιμές του άξονα x δημιουργείται μια διαφορετική μορφή λυγισμού, η οποία αναπτύσσεται αρχικά κεντρικά της δεξαμενής και επεκτείνεται καθ' ύψος. Η μορφή του λυγισμού είναι κυματοειδής και παρατηρείται η ανάπτυξη περιφερειακών θλιπτικών τάσεων.



Εικόνα 70 Κατανομή περιμετρικών τάσεων

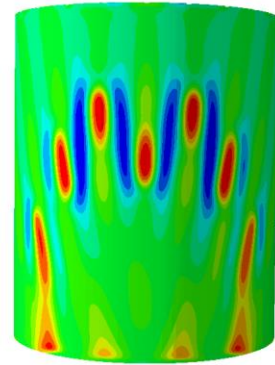
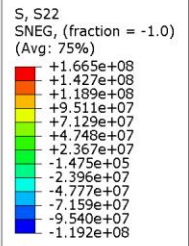


Εικόνα 69 Κατανομή περιμετρικών τάσεων



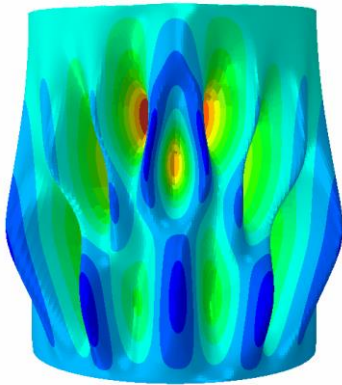
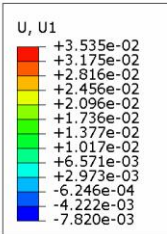
Z  
↑

Εικόνα 71 Κατανομή αξονικών τάσεων



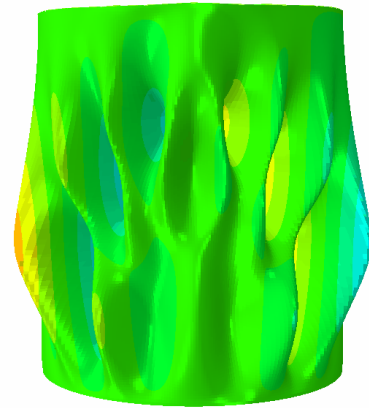
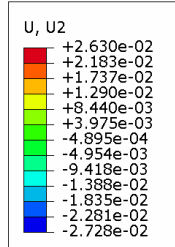
Z  
↑

Εικόνα 72 Κατανομή αξονικών τάσεων



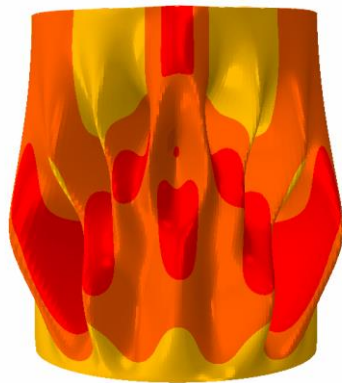
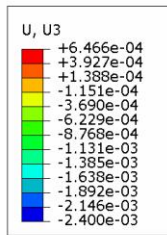
Z  
↑  
Y ←

Εικόνα 73 Μετατόπιση κατά x



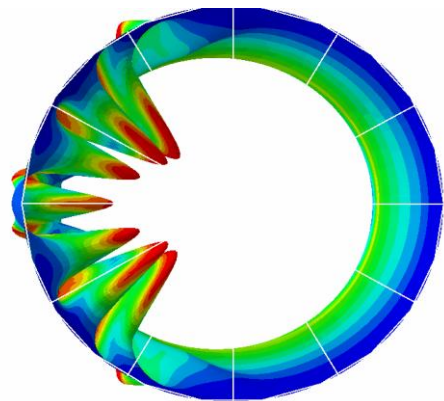
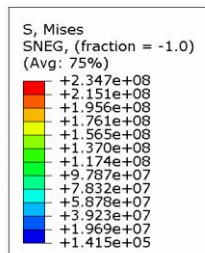
Z  
↑  
Y ←

Εικόνα 74 Μετατόπιση κατά y



Z  
↑  
Y ←

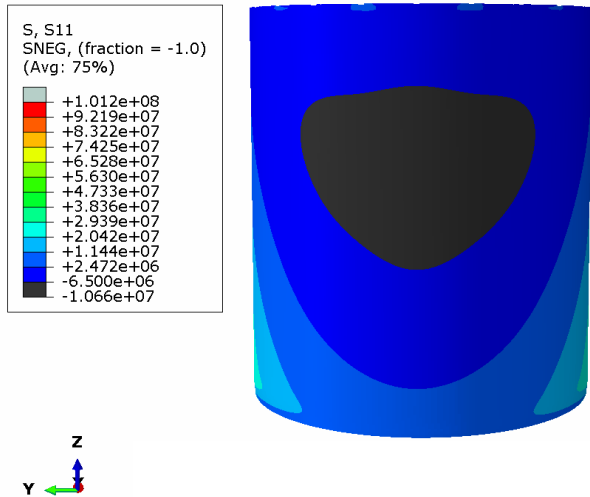
Εικόνα 76 Μετατόπιση κατά z



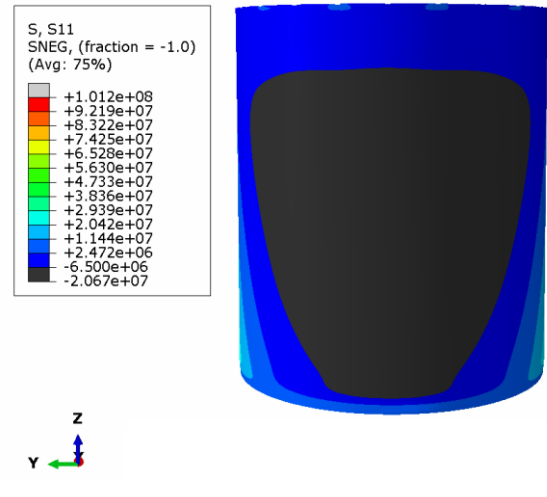
Y  
↑  
X →

Εικόνα 75 Κατανομή τάσεων Von-mises/Κάτοψη

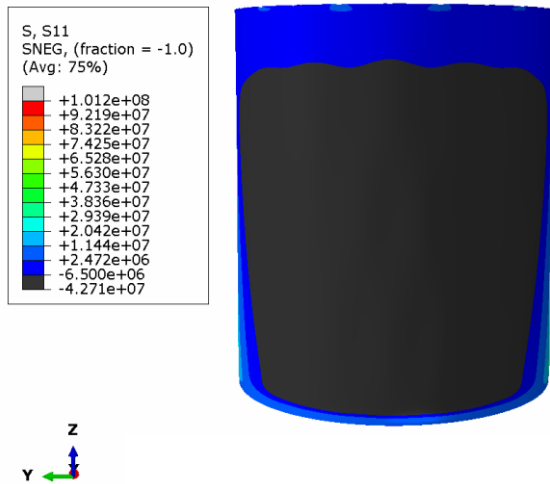
Η συνισταμένη πίεση στην περιοχή που δημιουργείται ο λυγισμός αρχικά έχει φορά προς το εξωτερικό της δεξαμενής καθώς η υδροστατική πίεση είναι μεγαλύτερη της ωστικής. Κατά το 12<sup>ο</sup> βήμα της άσκησης της ωστικής πίεσης προκαλούνται θλιπτικές περιφερειακές τάσεις μεγαλύτερες της τιμής των 6.5 MPa και η συνισταμένη πίεση έχει πλέον φορά προς το εσωτερικό του κελύφους. Σε επόμενο κεφάλαιο γίνεται ο έλεγχος της κρίσιμης περιμετρικής τάσης λυγισμού.



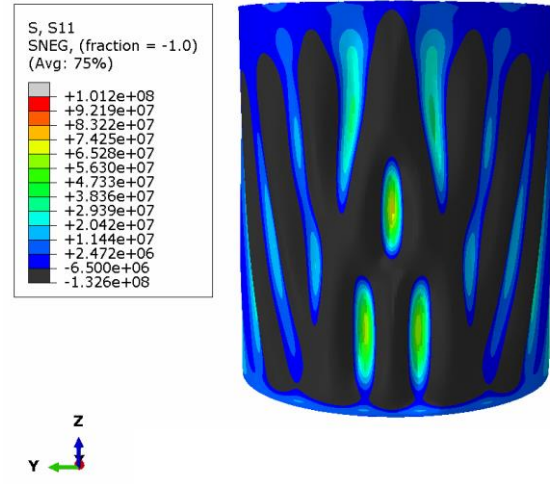
Εικόνα 77 Ανάπτυξη περιμετρικών θλιπτικών τάσεων(step12)



Εικόνα 78 Ανάπτυξη περιμετρικών θλιπτικών τάσεων(step13)



Εικόνα 79 Ανάπτυξη περιμετρικών θλιπτικών τάσεων(step14)



Εικόνα 80 Ανάπτυξη περιμετρικών θλιπτικών τάσεων(step15)

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7.ΕΛΕΓΧΟΣ ΜΕ ΒΑΣΗ ΤΟΥΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΥΣ

Στο κεφάλαιο αυτό πραγματοποιούνται έλεγχοι των τάσεων που αναπτύσσονται στην δεξαμενή με βάση τον Ευρωκώδικα και προσδιορίζονται οι κρίσιμες τιμές τάσεων λυγισμού.

### 7.1 ΑΞΟΝΙΚΗ ΘΛΙΨΗ ΜΕ ΣΥΝΥΠΑΡΧΟΥΣΑ ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ ΠΙΕΣΗ

$r$ =ακτίνα δεξαμενής (μεσαία επιφάνεια)= $3.15+0.006\cdot 0.2=3.153$  m

$r/t=3.153/0.006=525.5\geq 0.03E/f_{yk}=0.0.3\cdot 210000/235=26.80851$

Απαιτείται έλεγχος σε αξονική θλίψη με συνυπάρχουσα εσωτερική πίεση.

- Χαρακτηριστικό μέγεθος ατέλειας :

$$\Delta w_k = \frac{1}{Q} \sqrt{\frac{r}{t}} \cdot t = \frac{1}{25} \sqrt{\frac{3,153}{0,006}} \cdot 0,006 = 0,005502 \text{ m}$$

- Ελαστικός μειωτικός συντελεστής λόγω ατέλειας  $a_x$  :

$$a_x = \frac{0,62}{1 + 1,91(\Delta w_k/t)^{1,44}} = \frac{0,62}{1 + 1,91(0,005502/0,006)^{1,44}} = 0,230842$$

- Αδιάστατη παράμετρος μήκους  $\omega$  :

$$\omega = \frac{l}{\sqrt{rt}} = \frac{7,39}{\sqrt{3,153 \cdot 0,006}} = 53,72876$$

$$C_x = 1 \quad \text{για} \quad 1,7 \leq \omega \leq 0,5 \cdot \frac{r}{t} = 0,5 \frac{3,153}{0,006} = 262,75$$

- Μικρότερη κρίσιμη αξονική τάση λυγισμού  $\sigma_{x,Rcr}$  :

$$\sigma_{x,Rcr} = 0,605EC_x \frac{t}{r} = 0,605 \cdot 210000 \cdot 1 \cdot \frac{0,006}{3,153} = 241,7967 \text{ MPa}$$

$$\bar{\lambda}_x = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{x,Rcr}}} = \sqrt{\frac{235}{241,7967}} = 0,9859$$

- $p_s = \rho \cdot h = 1000 \cdot 6,5 = 6,5 \text{ KPa}$

$$\bar{p}_s = \left( \frac{p_s}{\sigma_{x,Rcr}} \right) \left( \frac{r}{t} \right) = \left( \frac{6,5 \cdot 10^{-3}}{235} \right) \left( \frac{3,153}{0,006} \right) = 0,014128$$

- $\alpha_{xpe} = a_x + (1 - a_x) \left[ \frac{\bar{p}_s}{\bar{p}_s + \frac{0,3}{a_x \cdot 0,5}} \right] = 0,230842 + (1 - 0,230842) \left[ \frac{0,014128}{0,014128 + \frac{0,3}{0,230842 \cdot 0,5}} \right] = 0,24786$
- $p_g = 1,35 \cdot p_s = 1,35 \cdot 6,5 = 8,775 \text{ KPa}$
- $\bar{p}_g = \left( \frac{p_g}{\sigma_{x,Rcr}} \right) \left( \frac{r}{t} \right) = \left( \frac{8,775 \cdot 10^{-3}}{241,7697} \right) \left( \frac{3,153}{0,006} \right) = 0,019073$
- $s = \frac{1}{400} \cdot \frac{r}{t} = \frac{1}{400} \cdot \frac{3,153}{0,006} = 1,31375$
- $\alpha_{xpp} = \left\{ 1 - \left( \frac{\bar{p}_g}{\lambda_x^2} \right) \right\} \left[ 1 - \frac{1}{1,12 + s^3/2} \right] \left[ \frac{s^2 + 1,21 \bar{\lambda}_x^{-2}}{s(s+1)} \right] = \left( 1 - \frac{0,019073}{0,9859^2} \right) \left( 1 - \frac{1}{1,12 + 1,31375^3} \right) \left( \frac{1,31375^2 + 1,210,9859^2}{1,31375(1,31375+1)} \right) = 0,590909 > \alpha_{xpe}$
- $\bar{\lambda}_{px} = \sqrt{\frac{\alpha_{xpp}}{1 - \beta_x}} = \sqrt{\frac{0,590909}{1 - 0,6}} = 0,78179$

Ο μειωτικός συντελεστής  $\chi_x$  ισούται:  $\chi_x = \frac{\alpha_{xpe}}{\bar{\lambda}_x^2} = \frac{0,24786}{0,9859^2} = 0,255$

Η τάση που καθορίζει την αντοχή σε λυγισμό:  $\sigma_{x,Rk} = \chi_x \cdot f_{yk} = 0,255 \cdot 235 = 59,92507 \text{ MPa}$

Ειδικότερα, με βάση τους κανονισμούς του Ευρωκώδικα η κρίσιμη τάση λυγισμού σε εντατική κατάσταση αξονικής θλίψης με συνυπάρχουσα εσωτερική πίεση είναι της τάξεως των 60 MPa. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα της προσομοίωσης η κρίσιμη τάση λυγισμού είναι 47.3 MPa. Δεν υπάρχει μεγάλη απόκλιση μεταξύ των αποτελεσμάτων της προσομοίωσης και των οριακών τιμών του Ευρωκώδικα.

## 7.2 ΠΕΡΙΜΕΤΡΙΚΗ ΘΛΙΨΗ

Όπως αναφέρεται και σε προηγούμενο κεφάλαιο δεν απαιτείται έλεγχος της δεξαμενής

εφόσον ισχύει η ανισότητα:  $\frac{r}{t} < 0,21 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}}$

Για την περίπτωση της συγκεκριμένης δεξαμενής ισχύει:

$$\frac{r}{t} = \frac{3,153}{0,006} > 0,21 * \sqrt{\frac{210000}{235}} = 6,28$$

Θα πρέπει να γίνει έλεγχος σε λυγισμό για την φόρτιση της περιμετρικής θλίψης.

Για κύλινδρο μεσαίου μήκους και συνοριακές συνθήκες στα άκρα 1,2 BC1 η παράμετρος  $C_\theta$  ισούται με μονάδα και η ελάχιστη περιμετρική τάση λυγισμού υπολογίζεται ως εξής:

$$\sigma_{\theta,Rcr} = 0,92E \left( \frac{C_{\theta}}{\omega} \right) \left( \frac{t}{r} \right) = 0,92 \cdot 210000 \cdot \left( \frac{1}{53,7287} \right) \left( \frac{0,006}{3,153} \right) = 10,264 \text{ MPa}$$

Για τον υπολογισμό του μειωτικού συντελεστή  $\chi_{\theta}$ , ο πλαστικός συντελεστής  $\beta$ , ο δείκτης αλληλεπίδρασης  $n$  και η οριακή λυγηρότητα θλίψης  $\bar{\lambda}_{x0}$  παίρνουν τις ακόλουθες τιμές:

$$\bar{\lambda}_{\theta 0} = 0,4 \quad \beta = 0,6 \quad n = 1,0$$

Ο περιμετρικός συντελεστής ατελειών  $\alpha_{\theta}$  για υψηλή ποιότητα κατασκευής προκύπτει:  $\alpha_{\theta}=0.65$

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{\theta}}{1 - \beta}} = \sqrt{\frac{0,65}{1 - 0,6}} = 1,2748$$

Η παράμετρος της ανοιγμένης λυγηρότητας του κελύφους:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{\theta,Rcr}}} = \sqrt{\frac{235}{10,264}} = 4,7849$$

Μειωτικός συντελεστής  $\chi_{\theta}$ :

$$\chi_{\theta} = \frac{\alpha_{\theta}}{\bar{\lambda}_{\theta}^2} = \frac{0,65}{4,7849^2} = 0,02839$$

Τάση λυγισμού :

$$\sigma_{x,Rk} = \chi_{\theta} \cdot f_{yk} = 0,02839 \cdot 235 = 6,67 \text{ MPa}$$

Κατά την εντατική κατάσταση της περιμετρικής θλίψης η κρίσιμη τάση λυγισμού με βάση τον Ευρωκώδικα αντιστοιχεί σε 6.67 MPa. Από τα αποτελέσματα της προσομοίωσης είναι εμφανές ότι περιμετρικές θλιπτικές τάσεις με τιμές μεγαλύτερες των 6.5 MPa προκαλούν την αστοχία σε λυγισμό της δεξαμενής. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων είναι σε συμφωνία με τον Ευρωκώδικα.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ & ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΠΕΡΑΙΤΕΡΩ ΜΕΛΕΤΗ

### 8.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Με βάση τα κατασκευαστικά σχέδια σχεδιάστηκε και προσομοιώθηκε η μεταλλική δεξαμενή στο πρόγραμμα ABAQUS. Οι φορτίσεις που επιβλήθηκαν είναι το βάρος της κατασκευής, η υδροστατική πίεση που ασκεί το περιεχόμενο ρευστό και η ωστική πίεση που δημιουργείται από τις σεισμικές δονήσεις. Πραγματοποιήθηκε ανάλυση λυγισμού και έγινε έλεγχος των κρίσιμων τάσεων ακολουθώντας τους κανονισμούς από τους Ευρωκώδικες.

Για τις δυο περιπτώσεις λυγισμού, Elephant's foot buckling και κυματοειδής λυγισμός, που εμφανίζονται στην δεξαμενή τα αποτελέσματα της ανάλυσης είναι σε συμφωνία με τον Ευρωκώδικα.

Η συνολική μετατόπιση της δεξαμενής αντιστοιχεί στην θετική φορά του άξονα  $x$ , το αποτέλεσμα είναι αναμενόμενο εφόσον η τελική συνισταμένη πίεση είναι ομόρροπη. Η αντίσταση στην μετατόπιση αυτή προκαλείται από την κατανομή της υδροστατικής πίεσης σε αρνητικές περιοχές του άξονα  $x$ , η οποία έχει αντίθετη φορά από την ωστική πίεση. Με την αύξηση του σεισμικού φορτίου η ωστική πίεση αποκτά μεγαλύτερη τιμή από την υδροστατική με απόρροια η συνισταμένη πίεση και μετατόπιση να γίνεται προς την θετική φορά των τιμών του άξονα  $x$ .

Με βάση την προσομοίωση της δεξαμενής το φαινόμενο του λυγισμού προκαλείται για πολλαπλασιαστές φορτίου της τάξεως του 3.88. Οι τιμές της επιτάχυνσης του εδάφους ως προς την επιτάχυνση της βαρύτητας για τον Ελλαδικό χώρο διαθέτουν τις τιμές 0.16, 0.24, 0.36 για τις σεισμικές ζώνες  $z_1$ ,  $z_2$ ,  $z_3$  αντίστοιχα. Συγκρίνοντας τις παραπάνω τιμές προκύπτει ότι η δεξαμενή είναι ασφαλής σε σεισμικές φορτίσεις που προκαλούνται στην Ελλάδα.

### 8.2 ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ ΓΙΑ ΜΕΛΕΤΗ

- Δυναμική ανάλυση και προσομοίωση του περιεχόμενου ρευστού με χρήση πεπερασμένων στοιχείων.
- Σχεδιασμός και τοποθέτηση ενισχυτικών δακτυλίων και αξιολόγηση της αυξημένης αντοχής της κατασκευής.
- Συνυπολογισμός των φορτίσεων του χιονιού και του ανέμου με απόρροια τον δυσμενέστερο συνδυασμό φορτίσεων για την περίπτωση άδειας δεξαμενής.
- Λεπτομερείς προσομοίωση της βάσης μη αγκυρωμένης δεξαμενής και μελέτη της ενδεχόμενης ανύψωσης της σε περίπτωση σεισμού.

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1]: ΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ Β. ΝΙΚΟΛΑΟΥ , ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ ΕΠΙΓΕΙΩΝ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΑΠΟΘΗΚΕΥΣΗΣ ΥΓΡΩΝ ΠΟΥ ΔΙΕΓΕΙΡΟΝΤΑΙ ΑΠΟ ΚΥΜΑΤΑ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ , 2016 , ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΠΑΤΡΩΝ
- [2]: Μυστακίδης Ε. Καθηγητής “ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΜΕΤΑΛΛΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ” Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών (Εργαστήριο Ανάλυσης και Σχεδιασμού Κατασκευών)
- [3]: Καλαμαράς Ν. Κωνσταντίνος, Σχεδιασμός Μεταλλικής Δεξαμενής Υγροποιημένου Φυσικού Αερίου, 2013, ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
- [4]: <https://eurotankworks.com/construction/tank-construction/>
- [5]: <http://www.ravani.gr/gr/grProductsAgkiria.html>
- [6]: Vathi, M., & Karamanos, S. A. (2014). Encyclopedia of Earthquake Engineering. In Encyclopedia of Earthquake Engineering (Issue 1990, pp. 1–27). <https://doi.org/10.1007/978-3-642-36197-5>
- [7]: <http://metallikaktiria.gr/eidikes-kopes/>
- [8]: Γεωργία Χατζηιωσήφ ,Μελέτη Μεταλλικών Κυλινδρικών Δεξαμενών, 2011, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Ε.Μ.Π
- [9]: ΟΡΑΓΙΣΜΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ, ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ 2000, ΑΘΗΝΑ, ΑΠΡΙΛΙΟΣ 2001
- [10]: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures.
- [11]: Eurocode 3: Design of steel structures — Part 4-2: Tanks.
- [12]: Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines. 4.
- [13]: Σπύρος Α. Καραμάνος ,Η Μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων – Σημειώσεις , Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας
- [14]: ΣΤΑΘΗ ΧΡΙΣΤΙΝΑ, ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ ΔΟΜΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ ΕΠΙΣΚΕΥΑΣΜΕΝΩΝ ΜΕ ΕΞΩΤΕΡΙΚΕΣ ΛΩΡΙΔΕΣ ΙΝΟΠΛΙΣΜΕΝΩΝ ΠΟΛΥΜΕΡΩΝ, 2011,ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
- [15]: <https://www.azom.com/article.aspx?ArticleID=6022>
- [16]: [https://depts.washington.edu/matseed/mse\\_resources/Webpage/Biomaterials/u\\_t\\_s\\_.htm](https://depts.washington.edu/matseed/mse_resources/Webpage/Biomaterials/u_t_s_.htm)