

ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΜΗΧΑΝΟΛΟΓΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

Εργαστήριο Μηχανικής και Αντοχής των Υλικών

Διπλωματική Εργασία

***ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΣΕ
ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ***

Υπό

ΑΡΗ Α. ΚΑΜΠΑΝΗ

Υπεβλήθη για την εκπλήρωση μέρους των
απαιτήσεων για την απόκτηση του
Διπλώματος Μηχανολόγου Μηχανικού

ΒΟΛΟΣ 2010



**ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ & ΚΕΝΤΡΟ ΠΛΗΡΟΦΟΡΗΣΗΣ
ΕΙΔΙΚΗ ΣΥΛΛΟΓΗ «ΓΚΡΙΖΑ ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ»**

Αριθ. Εισ.: 9052/1
Ημερ. Εισ.: 24-11-2010
Δωρεά: Συγγραφέα
Ταξιθετικός Κωδικός: ΠΤ – ΜΜ
2010
ΚΑΜ

© 2010 Άρης Α. Καμπάνης

Η έγκριση της διπλωματικής εργασίας από το Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών της Πολυτεχνικής Σχολής του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας δεν υποδηλώνει αποδοχή των απόψεων του συγγραφέα (Ν.5343/32 αρ.202 παρ.2).

Εγκρίθηκε από τα Μέλη της Τριμελούς Εξεταστικής Επιτροπής:

Πρώτος Εξεταστής

(Επιβλέπων)

Δρ. Σπύρος Α. Καραμάνος

Αναπληρωτής Καθηγητής

Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Δεύτερος Εξεταστής

Δρ. Δημήτρης Βαλουγεώργης

Καθηγητής

Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Τρίτος Εξεταστής

Δρ. Αλέξης Θ. Κερμανίδης

Λέκτορας

Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας

Αφιερώνεται στην οικογένειά μου.

Ευχαριστίες

Με αφορμή την παρούσα διπλωματική εργασία, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα Καθηγητή κ. Σπύρο Καραμάνο, τόσο για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε, δεχόμενος να συνεργαστεί μαζί μου, όσο και για τη βοήθεια που μου προσέφερε προκειμένου να ολοκληρωθεί η διπλωματική αυτή εργασία. Χωρίς τις γνώσεις τις οποίες προσέφερε, αλλά και χωρίς την κατανόηση την οποία επέδειξε κατά τη συνεργασία μας, η παρούσα εργασία δε θα είχε ολοκληρωθεί.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα μέλη της τριμελούς επιτροπής για τη συμμετοχή τους στην αξιολόγηση της εργασίας μου.

Τις ευχαριστίες μου οφείλω και στα μέλη του Εργαστηρίου Μηχανικής και Αντοχής των Υλικών Σωτηρία Χουλιάρá και Πατρίτσια Παππά, και, ιδιαίτερα, στον υποψήφιο διδάκτορα Δανιήλ Βασιλική, για την βοήθειά τους και την καθοδήγησή τους στο διάστημα εκπόνησης της διπλωματικής εργασίας. Ευχαριστώ επίσης τον Πολυνίκη Βαζούρα, υποψήφιο διδάκτορα του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών, του Πανεπιστημίου Θεσσαλίας.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους γονείς μου για τη συμπαράστασή τους σε όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Άρης Καμπάνης

ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΩΝ ΔΕΞΑΜΕΝΩΝ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

ΑΡΗΣ Α. ΚΑΜΠΑΝΗΣ

Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών, 2010

Επιβλέπων καθηγητής: Δρ. Σπύρος Καραμάνος, Αναπληρωτής Καθηγητής

Περίληψη

Η επίδραση ενός σεισμού σε μια δεξαμενή αποθήκευσης υγρού μπορεί να προκαλέσει σοβαρές ζημιές, τόσο στη ίδια την κατασκευή, όσο και στην εγκατάσταση που την περιβάλλει, καθώς και σε παρακείμενες αστικές περιοχές. Γι' αυτό το λόγο, στο σχεδιασμό δεξαμενών και δοχείων πίεσης, θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι βασικές αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού. Αναλυτικότερα, η εμφάνιση μεγάλων αξονικών (θλιπτικών και εφελκυστικών) τάσεων, που προκαλούνται από τις αναπτυσσόμενες ροπές ανατροπής λόγω του σεισμού, μπορεί να προκαλέσει λυγισμό (buckling) καθ' ύψος στο τοίχωμα της δεξαμενής ή και τοπικό λυγισμό κοντά στη βάση της (elephant foot).

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι ο υπολογισμός των σεισμικών φορτίων και των τάσεων που αναπτύσσονται σε κατακόρυφες κυλινδρικές δεξαμενές κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης, για διάφορα ύψη πλήρωσης υγρού της δεξαμενής. Οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τέσσερις κανονισμούς/προδιαγραφές που είναι οι εξής: API 650 (2003) Appendix E, API 650 (2007) Appendix E, EN-1998-4, EN 14015 Annex G. Οι υπολογισμοί εστιάζουν σε τρεις δεξαμενές, μια «υψηλή» δεξαμενή με λόγο ύψους προς ακτίνα H/R ίσο με 2.1, μια χαμηλή δεξαμενή με λόγο H/R ίσο με 0.56, και μια δεξαμενή με ενδιάμεση τιμή του λόγου H/R ίση με 1.15. Τα παραπάνω πρότυπα παρουσιάζουν διαφορές μεταξύ τους, τόσο στις σεισμικές δράσεις που προκύπτουν κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, όσο και στα εντατικά μεγέθη της δεξαμενής.

Στη συνέχεια, για τις ανωτέρω τρεις δεξαμενές, πραγματοποιείται ο υπολογισμός της εντατικής κατάστασης των δεξαμενών σε οριζόντια φορτία με την υπερωθητική (pushover) μέθοδο, με χρήση του προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

Τα αναλυτικά αποτελέσματα που προκύπτουν από τα τέσσερα πρότυπα σε κάθε περίπτωση δεξαμενής, κρίνονται ικανοποιητικά σε σχέση με τις αριθμητικές τιμές που δίνει το υπολογιστικό πρόγραμμα Abaqus.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

Κεφάλαιο 1	10
Εισαγωγή	10
1.1 Περιγραφή του προβλήματος	10
1.2 Ιστορικό σεισμών και αστοχιών σε δεξαμενές	10
1.2.1. Σεισμός Imperial Valley, Καλιφόρνια ΗΠΑ, 15 Οκτωβρίου 1979	11
1.2.2. Σεισμός Coalinga, Καλιφόρνια ΗΠΑ, 2 Μαΐου 1983	12
1.2.3. Σεισμός Northridge, Λος Άντζελες, 17 Ιανουαρίου 1994	15
1.2.4. Σεισμός Kocaeli, Τουρκία, 17 Αυγούστου 1999	15
1.2.5. Σεισμός Χιλής, 3 Μαρτίου 1985	18
1.2.6. Σεισμός Kobe, Ιαπωνία, 17 Ιανουαρίου 1995	21
1.3 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας	27
1.3.1 Σεισμικός σχεδιασμός δεξαμενών σύμφωνα με τις προδιαγραφές	27
1.3.2 Σεισμικός σχεδιασμός με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων	27
Κεφάλαιο 2	29
Στοιχεία αντισεισμικής δυναμικής ανάλυσης κατασκευών με φάσματα απόκρισης – σχεδιασμού	29
2.1 Γενικά περί σεισμικών διεγέρσεων	29
2.2 Φάσματα απόκρισης (response spectra)	33
2.3 Φάσματα απόκρισης ψευδοταχυτήτων και ψευδοεπιταχύνσεων και λογαριθμική απεικόνιση αυτών	36
2.4 Φάσματα σχεδιασμού (design spectra)	40
2.5 Φάσματα σχεδιασμού των Seed, Ugas και Lysmer	41
2.6 Φάσματα σχεδιασμού των Newmark-Hall	44
2.7 Φάσματα σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ 2000)	47
2.7.1 Σχήμα φάσματος	47
2.7.2 Ένταση σεισμικών διεγέρσεων	47
2.7.3 Οριζόντιες συνιστώσες του σεισμικού σχεδιασμού	47
2.7.4 Κατακόρυφη συνιστώσα	49
2.7.5 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους	49
2.7.6 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων γ_1	50
2.7.7 Συντελεστής συμπεριφοράς q	51
2.7.8 Συντελεστής θεμελίωσης θ	52
2.7.9 Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η	53
2.8 Φάσμα EN 1998-1:2004(E)	53
Κεφάλαιο 3	55
Γενικά χαρακτηριστικά της απόκρισης δεξαμενών σε δυναμικές διεγέρσεις	55
3.1 Επαγωγική και ωστική μάζα ρευστού – Ιδιοτιμές και ιδιοπερίοδοι	55
3.2 Φαινόμενο κυματισμού	56
Κεφάλαιο 4	60
Κανονισμοί / προδιαγραφές για τον σεισμικό σχεδιασμό σε δεξαμενές	60
4.1 Πρότυπο API 650 (2007) Appendix E	60
4.2 Πρότυπο EN 1998-4 Annex A	63
4.3 Πρότυπο API 650 (2003) Appendix E	65
4.4 Κανονισμός EN 14015 Annex G	66
4.5 Παρατηρήσεις	66
Κεφάλαιο 5	68
Σχεδιασμός δεξαμενών σύμφωνα με τα πρότυπα	68

5.1 Δεξαμενή διαμέτρου D=27.4m και ύψους πλήρωσης H=15.7m	69
5.1.1 Πρότυπο API 650 (2003)	69
5.1.2 Πρότυπο API 650 (2007)	73
5.1.3 Πρότυπο EN 14015	81
5.1.4 Πρότυπο EN 1998-4	85
5.2 Δεξαμενή διαμέτρου D=18m και ύψους πλήρωσης H=19m	92
5.2.1 Πρότυπο API 650 (2003)	92
5.2.2 Πρότυπο API 650 (2007)	95
5.2.3 Πρότυπο EN 14015	101
5.2.4 Πρότυπο EN 1998-4	103
5.3 Δεξαμενή διαμέτρου D=68m και ύψους πλήρωσης H=19m	107
5.3.1 Πρότυπο API 650 (2003)	107
5.3.2 Πρότυπο API 650 (2007)	110
5.3.3 Πρότυπο EN 14015	117
5.3.4 Πρότυπο EN 1998-4	119
5.4 Πίνακες αποτελεσμάτων προτύπων για τις τρεις δεξαμενές	123
Κεφάλαιο 6	129
Ανάλυση τάσεων δεξαμενών υπό σεισμική διέγερση με πεπερασμένα στοιχεία..	129
6.1 Γενικά	129
6.2 Γενικά για το πρόγραμμα Abaqus	131
6.3 Αποτελέσματα και μετρήσεις στο Abaqus	134
6.4 Το φορτίο σεισμού στο Abaqus	135
6.5 Δεξαμενή διαμέτρου D=27.4m και H=15.7m	140
6.6 Δεξαμενή διαμέτρου D=18m και H=19m	146
6.7 Δεξαμενή διαμέτρου D=68m και H=19m	151
6.8 Παρατηρήσεις και συμπεράσματα από τις μετρήσεις των τάσεων σ_z και σ_θ στο Abaqus	156
6.9 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ Abaqus και προτύπων για τις τάσεις σ_z και σ_θ	157
Κεφάλαιο 7	159
Γενικά συμπεράσματα	159
ΑΝΑΦΟΡΕΣ	161

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Περιγραφή του προβλήματος

Γενικά, σε μια δεξαμενή που περιέχει ρευστό, πέραν του υδροστατικού της φορτίου, εμφανίζεται και ένα επιπλέον υδροδυναμικό φορτίο κατά τη διάρκεια μιας σεισμικής διέγερσης. Οι επιπλέον τάσεις και παραμορφώσεις που αναπτύσσονται στην κατασκευή λόγω του σεισμού είναι πολύ σημαντικές, και γι' αυτό ο αντισεισμικός σχεδιασμός της δεξαμενής καθίσταται απαραίτητος, λαμβάνοντας υπόψη τις αστοχίες που έχουν συμβεί σε δεξαμενές από σεισμούς στο παρελθόν.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας, είναι ο προσδιορισμός της απόκρισης κατακόρυφων κυλινδρικών δεξαμενών σε σεισμική διέγερση, με χρήση των κανονισμών / προδιαγραφών API 650 (2003) Appendix E, API 650 (2007) Appendix E, EN-1998-4, EN 14015 Annex G καθώς και με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων και συγκεκριμένα του προγράμματος Abaqus για τον προσδιορισμό των τάσεων και των παραμορφώσεων.

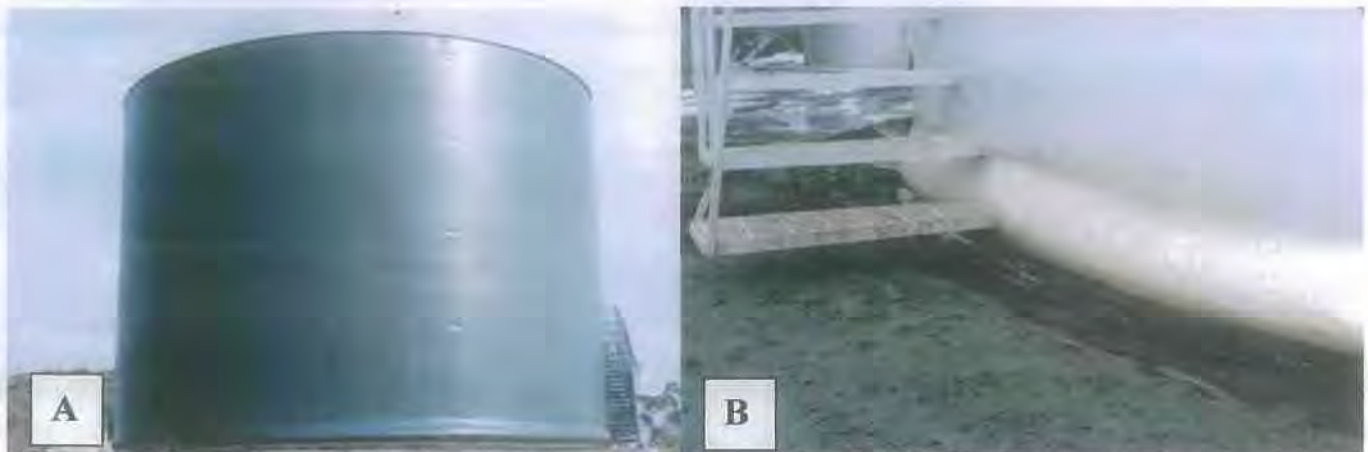
1.2 Ιστορικό σεισμών και αστοχιών σε δεξαμενές

Γίνεται αναφορά σε ορισμένους σημαντικούς σεισμούς που έλαβαν χώρα στο παρελθόν σε διάφορα μέρη του πλανήτη, και στις ζημιές που αυτοί προκάλεσαν σε δεξαμενές. Συγκεκριμένα εξετάζονται οι εξής σεισμοί:

- Σεισμός Imperial Valley, Καλιφόρνια ΗΠΑ, 15 Οκτωβρίου 1979
- Σεισμός Coalinga, Καλιφόρνια ΗΠΑ, 2 Μαΐου 1983
- Σεισμός Χιλής, 3 Μαρτίου 1985
- Σεισμός Northridge, Λος Άντζελες ΗΠΑ, 17 Ιανουαρίου 1994
- Σεισμός Kobe, Ιαπωνία, 17 Ιανουαρίου 1995
- Σεισμός Kocaeli, Τουρκία, 17 Αυγούστου 1999

1.2.1. Σεισμός Imperial Valley, Καλιφόρνια ΗΠΑ, 15 Οκτωβρίου 1979

Ο σεισμός έντασης 6.6 Ρίχτερ που έγινε στην περιοχή Imperial Valley της Καλιφόρνιας, έδωσε την ευκαιρία στους επιστήμονες να κατανοήσουν περισσότερο τη συμπεριφορά μη αγκυρωμένων δεξαμενών σε έντονες σεισμικές διεγέρσεις. Σε αντίθεση με τις αγκυρωμένες δεξαμενές, οι οποίες δεν επιτρέπουν το ανασήκωμα τους, οι δεξαμενές που δε φέρουν αγκυρώσεις είναι πιθανό να ανασηκωθούν λόγω της κατακόρυφης κίνησης που δημιουργούν στο τοίχωμα οι υδροδυναμικές πιέσεις που προκαλεί ο σεισμός. Μερικές από τις δεξαμενές που εξετάστηκαν, μέρος των εγκαταστάσεων ενός ατμοηλεκτρικού σταθμού και της βιομηχανίας "Southern Pacific Pipelines" (SPPS), υπέστησαν σοβαρές δομικές αστοχίες. Εξέταση του εδάφους έδειξε ότι κάποιες δεξαμενές ανασηκώθηκαν, με αποτέλεσμα να υποστεί το τοίχωμα τους αστοχία σε λυγισμό (elephant foot). Στην εικόνα 1.2.1 που ακολουθεί, φαίνονται δύο δεξαμενές οι οποίες έχουν υποστεί λυγισμό στη βάση τους ύστερα από σεισμό.



Εικόνα 1.2.1: Παραμόρφωση από λυγισμό στη βάση της δεξαμενής (elephant foot), (A): San Fernando, California, Earthquake February 1971. (Courtesy of USGS Photographic library), (B): 1964 Anchorage, Alaska earthquake (Photo courtesy of PEER, Steinbrugge Collection, No. S2508)

Στον ατμοηλεκτρικό σταθμό υπήρχαν έξι μη αγκυρωμένες δεξαμενές της ακόλουθης χωρητικότητας: δύο 5500 m^3 (45000 barrels), τρεις 1760 m^3 (15000 barrels) και μία 13500 m^3 (115000 barrels). Η βιομηχανία SPPS είχε δεκαοχτώ δεξαμενές αποθήκευσης υγρών καυσίμων διαμέτρων από 6.1 m έως 24.4 m και ύψους από 7.3 m έως 14.9 m.

Οι κύριες εμφανείς ζημιές που παρατηρήθηκαν κατηγοριοποιούνται σε τρία είδη: Λυγισμός στο κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής (elephant foot) λόγω υπερβολικών θλιπτικών τάσεων, ζημιές στην οροφή της δεξαμενής λόγω του

κυματισμού του ρευστού και ζημιές σε σωληνώσεις λόγω της ακαμψίας τους και συνεπώς, της αδυναμίας τους να ακολουθήσουν τις κινήσεις της δεξαμενής.

Στη μεγαλύτερη δεξαμενή (διάμετρος 41.2 m και ύψος 13.7 m) δημιουργήθηκε θραύση στην οροφή και το κέλυφος εξαιτίας του κυματισμού, με αποτέλεσμα την διαρροή του πετρελαίου που περιείχε η δεξαμενή (εικόνα 1.2.7). Παρόμοια ζημιά συνέβη και σε μια μικρότερη δεξαμενή διαμέτρου 22.3 m και ύψους 6.1m. Εδώ πρέπει να αναφερθεί όμως ότι το ελεύθερο ύψος πάνω από την μέγιστη στάθμη πλήρωσης (freeboard) δεν ήταν το προβλεπόμενο, και οι δεξαμενές ήταν πλήρεις κατά 99% όταν συνέβη ο σεισμός.

Στη βιομηχανία SPPL παρατηρήθηκαν αστοχίες λυγισμού (elephant foot) σε τέσσερις δεξαμενές. Η μεγαλύτερη ζημιά σημειώθηκε στη δεξαμενή με το μεγαλύτερο λόγο ύψους προς ακτίνα. Οι ζημιές που παρατηρήθηκαν σε αυτή τη δεξαμενή και σε μερικές άλλες δεξαμενές περιγράφονται συνοπτικά στον πίνακα 1.2.1. Στην προσπάθεια να κατανοηθεί με πιο σαφή τρόπο η συμπεριφορά των δεξαμενών της βιομηχανίας SPPL στο σεισμό, υπολογίστηκαν διάφορες παράμετροι, οι οποίες συγκεντρώνονται στον πίνακα 1.2.2. Το γενικό συμπέρασμα είναι ότι οι δεξαμενές με μεγάλο λόγο H/R (δηλαδή οι ψηλές) υφίστανται συχνότερα ζημιές, σε αντίθεση με τις δεξαμενές μεγάλης διαμέτρου και σχετικά μικρού ύψους (μικρός λόγος H/R). Την αστοχία στο τοίχωμα της δεξαμενής την προκαλεί η ροπή ανατροπής (overturning moment) που δημιουργείται από τις υδροδυναμικές πιέσεις, και προκαλεί ορθές τάσεις. Η οριζόντια δύναμη που επίσης δημιουργούν οι υδροδυναμικές πιέσεις, προκαλεί διατμητικές τάσεις. Όμως, αν και η οριζόντια δύναμη είναι μεγάλη, οι διατμητικές αυτές τάσεις δεν είναι επικίνδυνες για την κατασκευή [Haroun, 1983].

1.2.2. Σεισμός Coalinga, Καλιφόρνια ΗΠΑ, 2 Μαΐου 1983

Ο σεισμός έντασης 6.5 ρίχτερ που χτύπησε την πόλη Coalinga της Καλιφόρνιας προκάλεσε σημαντικές ζημιές σε πολλές μη αγκυρωμένες δεξαμενές αλλά και σε δεξαμενές που έφεραν αγκυρώσεις. Οι δεξαμενές στις οποίες παρατηρήθηκαν ζημιές βρίσκονταν σε έξι διαφορετικές τοποθεσίες οι οποίες αναφέρονται παρακάτω.

Τοποθεσία δεξαμενών 1: Μονάδα επεξεργασίας νερού.

Οι δεξαμενές αυτής της μονάδας (διαμέτρου $D=16.8\text{m}$ και ύψους $H=9.8\text{m}$), ήταν τοποθετημένες στη πλαγιά ενός λόφου και είχαν ηλικία περίπου δέκα ετών. Μερικές από αυτές υπέστησαν εκτεταμένο λυγισμό στη βάση ενώ ήταν γεμάτες κατά τα $\frac{3}{4}$ της χωρητικότητας τους. Άλλες μικρότερες και αγκυρωμένες δεξαμενές που βρισκόντουσαν στην ίδια τοποθεσία, υπέστησαν βλάβες στις ίδιες τις αγκυρώσεις (εικόνα 1.2.2) καθώς και σε μέρος του εξωτερικού προσαρμοσμένου εξοπλισμού τους (π.χ. σωληνώσεις). Τέλος, μια δεξαμενή υπέστη διάτρηση στο τοιχώμα της λόγω της πρόσκρουσης πάνω σε αυτό, εσωτερικού τμήματος της δεξαμενής (baffle plate). Ζημιές σε δεξαμενές οι οποίες δεν περιείχαν υγρό ή ήταν σχεδόν άδειες, δεν παρατηρήθηκαν.

Τοποθεσία δεξαμενών 2

Η τοποθεσία αυτή είχε δεξαμενές παρόμοιας γεωμετρίας με τις δεξαμενές της τοποθεσίας 1, που υπέστησαν περίπου τις ίδιες ζημιές με αυτές.

Τοποθεσία δεξαμενών 3

Στην τοποθεσία αυτή βρίσκονταν τρεις δεξαμενές, ($D=21.33\text{m}$ και $H=10.67\text{m}$), ηλικίας εξήντα ετών, οι οποίες ήταν ηλωτές. Στις δεξαμενές αυτές προκλήθηκαν σοβαρές ζημιές από λυγισμό στα επάνω τμήματα, καθώς και αστοχία σε πολλές ηλώσεις με αποτέλεσμα μεγάλες διαρροές, αλλά ευτυχώς χωρίς να προκληθεί πυρκαγιά. Σημειώνεται επίσης ότι οι δεξαμενές αυτές δεν είχαν οροφή.

Τοποθεσία δεξαμενών 4

Σε αυτή την τοποθεσία υπήρχαν έξι δεξαμενές ηλικίας είκοσι πέντε ετών, ($D=42.7\text{m}$ και $H=14.6\text{m}$), με πλωτές οροφές. Πέρα από κάποιες μικρές ζημιές που υπέστησαν οι πλωτές οροφές, τα τοιχώματα των δεξαμενών δεν έπαθαν ζημιές, παρόλο που οι δεξαμενές ήταν γεμάτες. Σε αυτές τις δεξαμενές, μεταξύ του πυθμένα τους και του εδάφους είχε τοποθετηθεί ένα στρώμα άμμου, ενώ επιπλέον υπήρχε και μια επιπρόσθετη υποστήριξη στη θεμελίωση του τοιχώματος, μέσω ενός δακτυλίου φτιαγμένου από σκυρόδεμα, στη θεμελίωση.



Εικόνα 1.2.2: Αστοχία στην αγκύρωση της δεξαμενής, 2001 Peru Earthquake. (Photo courtesy of BFP Engineers).

Τοποθεσία δεξαμενών 5

Συνολικά υπήρχαν δεκαεννιά δεξαμενές, δύο από αυτές με $D=36.6\text{m}$ και $H=14\text{m}$ και οι υπόλοιπες με $D=42.7\text{m}$ και $H=9.1\text{m}$, όλες ηλωτές και ηλικίας εξήντα ετών. Οι δεξαμενές που ήταν γεμάτες υπέστησαν ζημιές λόγω λυγισμού, αστοχίες στις ηλώσεις και στρεβλώσεις στις πλωτές οροφές τους.

Τοποθεσία δεξαμενών 6

Στην τοποθεσία αυτή υπήρχαν τέσσερις συγκολλητές δεξαμενές με $D=60.1\text{m}$ και $H=14.2\text{m}$, οι δύο ηλικίας δεκάξι ετών ενώ οι υπόλοιπες δύο ετών. Οι δύο νέες δεξαμενές έφεραν προεξέχοντα δακτύλιο βάσης (annular), πάχους μισής ίντσας. Σε μία από τις δύο παλαιότερες δεξαμενές, ο πυθμένας υπέστη διάρρηξη. Η δεξαμενή αυτή ήταν γεμάτη κατά τα $\frac{3}{4}$ της χωρητικότητας της. Κατά το σεισμό, ο πυθμένας της δεξαμενής ανασηκώθηκε, και το τμήμα του κελύφους που βρισκόταν απέναντι από το σημείο ανασηκώματος βυθίστηκε μέσα στο έδαφος κατά τέσσερις ίντσες περίπου. Οι δύο καινούργιες δεξαμενές που έφεραν την ειδική δακτυλιοειδή πλάκα (annular) δεν βυθίστηκαν καθόλου στο έδαφος. Ζημιές υπέστησαν επίσης και οι πλωτές οροφές των δεξαμενών.

Είναι προφανές ότι οι ζημιές στις οροφές προήλθαν λόγω του κυματισμού, ενώ οι ζημιές στο τοίχωμα και στον πυθμένα προκλήθηκαν από τις ασκούμενες ροπές [Manos and Clough, 1985].

1.2.3. Σεισμός Northridge, Λος Άντζελες, 17 Ιανουαρίου 1994

Ο σεισμός αυτός προκάλεσε σοβαρές ζημιές σε αρκετές δεξαμενές, ακόμη και κατάρρευση. Εννέα δεξαμενές της υπηρεσίας ύδρευσης, χωρητικότητας από 1893 m³ έως 9463 m³ (0.5-2.5 εκατομμύρια γαλόνια) υπέστησαν διάρρηξη τοιχώματος και λυγισμό στη βάση τους, καθώς και ζημιές στις οροφές και σε εξωτερικές σωληνώσεις τους. Μια από τις δεξαμενές που έφεραν αγκυρώσεις υπέστη ζημιά στις ίδιες τις αγκυρώσεις της, ενώ μια άλλη κατέρρευσε ολοσχερώς.

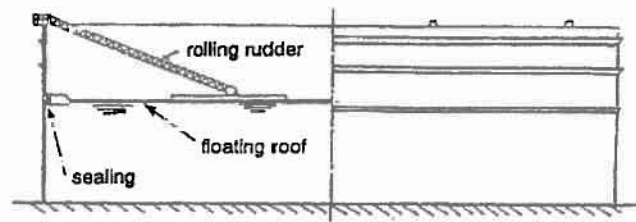
Η μοντελοποίηση και προσομοίωση πεπερασμένων στοιχείων της συμπεριφοράς των δεξαμενών έδειξε ότι, η ροπή ανατροπής ήταν μικρότερη στη μη αγκυρωμένη δεξαμενή σε σχέση με την αγκυρωμένη, αλλά παρόλα αυτά, στη μη αγκυρωμένη δεξαμενή, οι θλιπτικές (αξονικές) τάσεις και οι ακτινικές τάσεις (hoop stresses) στο χαμηλό τμήμα του κελύφους ήταν μεγαλύτερες από αυτές της αγκυρωμένης δεξαμενής. Αυτό συμβαίνει εξαιτίας της μεγάλης χρονικής διάρκειας της σεισμικής κίνησης, η οποία είναι καθοριστική για τη συμπεριφορά της μη αγκυρωμένης δεξαμενής [Haroun and Bhatia, 1995].

1.2.4. Σεισμός Kocaeli, Τουρκία, 17 Αυγούστου 1999

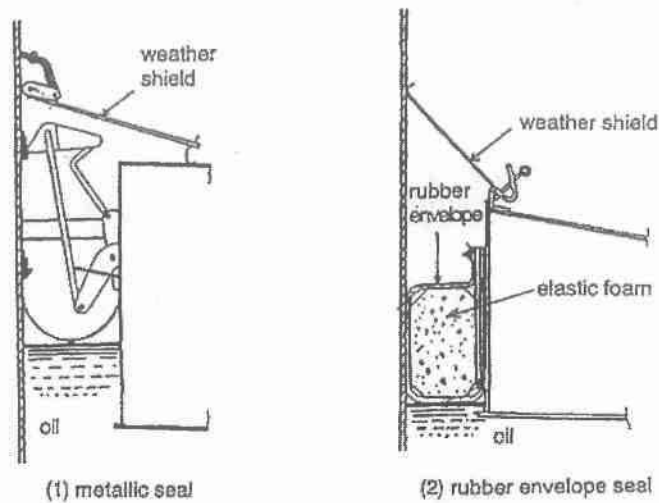
Ο σεισμός είχε ένταση 7.4 Ρίχτερ και κόστισε τη ζωή σε περισσότερους από 17.000 ανθρώπους ενώ γκρέμισε ολοσχερώς 34.000 κτίρια. Το επίκεντρο αυτού του σεισμού ήταν στην πιο βιομηχανική περιοχή της Τουρκίας. Οι κάτωθι παρατηρήσεις αναφέρονται σε ένα διυλιστήριο της εταιρείας TUPRAS. Στο διυλιστήριο υπήρχαν δεκατέσσερις δεξαμενές βαρέως πετρελαίου και σαράντα έξι δεξαμενές με πλωτές οροφές, τριάντα από τις οποίες έπαθαν ζημιά. Σε πολλές δεξαμενές με πλωτές οροφές, προκλήθηκε πυρκαγιά με αποτέλεσμα να καταστραφούν τελείως λόγω των θερμικών παραμορφώσεων που υπέστησαν (εικόνες 1.2.4, 1.2.5). Στο διυλιστήριο υπήρχαν και σφαιρικά δοχεία πίεσης, τα οποία δεν υπέστησαν ζημιές.

Η φωτιά στις δεξαμενές προκλήθηκε από σπινθήρες που δημιουργήθηκαν από τις ταλαντώσεις των πλωτών οροφών στο εσωτερικό τοίχωμα των δεξαμενών. Σημειώνεται ότι φωτιά προκλήθηκε μόνο σε δεξαμενές διαμέτρου είκοσι μέτρων (D=20m), κάτι που δε συνέβη στις μεγάλων διαμέτρων δεξαμενές (D=100m) με πλωτή οροφή.

Σήμερα, μεταξύ πλωτής οροφής και εσωτερικών τοιχωμάτων της δεξαμενής, χρησιμοποιείται συνήθως μονωτικό υλικό (λάστιχο) το οποίο, πέραν της στεγανότητας, αποτρέπει τη δημιουργία σπινθήρα. Τέτοιες διατάξεις με λάστιχο, δεν υπήρχαν το 1960, όταν κατασκευάστηκαν οι εν λόγω δεξαμενές, και η στεγανότητα εξασφαλιζόταν με μεταλλικά παρεμβύσματα μεταξύ πλωτής οροφής και δεξαμενής (εικόνα 1.2.3) [Suzuki, 2001].



Cross section of cylindrical tank with floating roof.



Εικόνα 1.2.3: Μηχανισμοί στεγανοποίησης μεταξύ πλωτής οροφής και τοιχώματος δεξαμενής



Εικόνα 1.2.4: Κατεστραμμένες δεξαμενές από πυρκαγιά, (PuertoRico refinery -FEMA photo library)



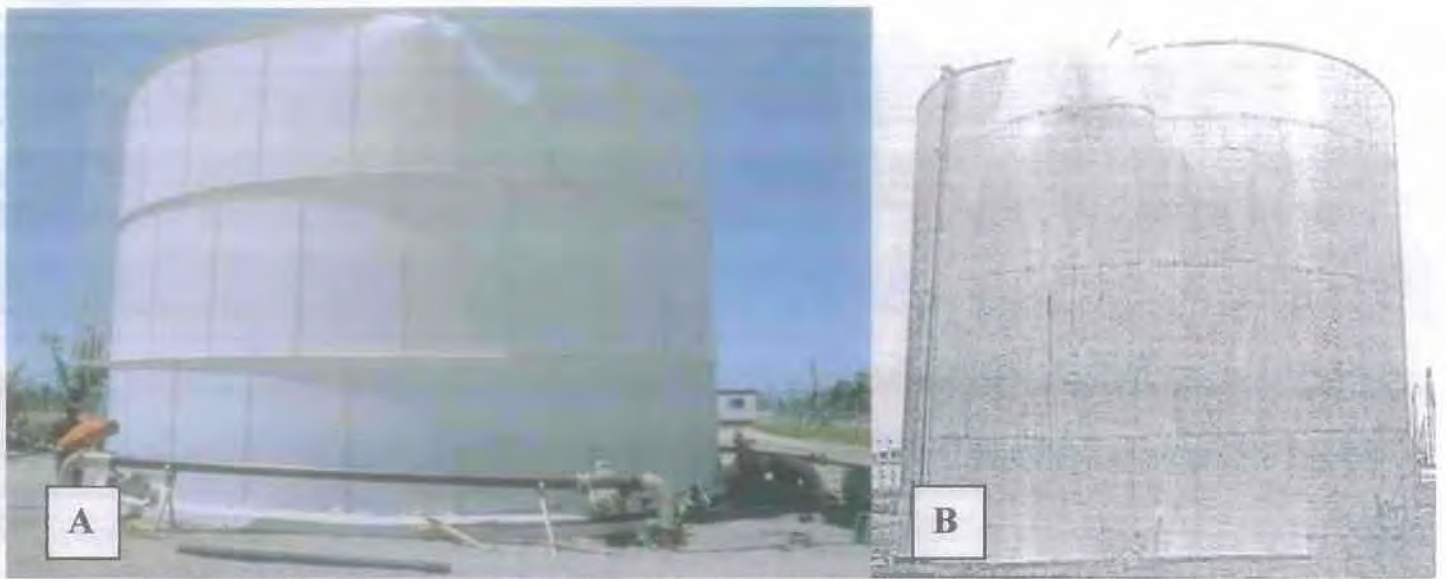
Εικόνα 1.2.5: Πυρκαγιά στις δεξαμενές του διυλιστηρίου TUPRAS κατά το σεισμό Kocaeli, Τουρκία, 17 Αυγούστου 1999

1.2.5. Σεισμός Χιλής, 3 Μαρτίου 1985

Ο σεισμός αυτός έγινε νότια των ακτών του Βαλπαράισο, είχε ένταση 8 Ρίχτερ, και κόστισε τη ζωή σε πάνω από 170 ανθρώπους. Περίπου 142500 νοικοκυριά καταστράφηκαν, οι άστεγοι εκτιμήθηκε ότι ξεπέρασαν το ένα εκατομμύριο, ενώ οι συνολικές ζημιές υπολογίστηκαν σε περισσότερο από ένα εκατομμύριο δολάρια.

Εξετάστηκαν οι επιπτώσεις του σεισμού σε μια χημική βιομηχανία και ένα διυλιστήριο. Υπήρχαν περίπου διακόσιες κατακόρυφες κυλινδρικές δεξαμενές στο διυλιστήριο, οι εκατόν είκοσι από τις οποίες ήταν μη αγκυρωμένες, τέσσερα σφαιρικά δοχεία βουτανίου και περίπου εξήντα οριζόντιες κυλινδρικές δεξαμενές για φυσικό αέριο. Δώδεκα από τις εκατόν είκοσι μη αγκυρωμένες δεξαμενές, χωρητικότητας μεταξύ 293 m^3 έως 14668 m^3 , με πλωτές και σταθερές οροφές, υπέστησαν ζημιές. Οι αστοχίες ήταν κυρίως στον πυθμένα καθώς και στις ραφές συγκόλλησης μεταξύ πυθμένα και τοιχώματος, αλλά επίσης και στις οροφές. Τέσσερις από τις δώδεκα δεξαμενές υπέστησαν λυγισμό στη βάση (elephant foot), και τουλάχιστον άλλες τέσσερις υπέστησαν ζημιά στην οροφή τους λόγω του ότι το περιεχόμενό τους άδειασε γρήγορα εξαιτίας διαρροής, και η υποπίεση που δημιουργήθηκε παραμόρφωσε τα τοιχώματα αφού το εξαεριστικό δεν προλάβει να εξισώσει την εσωτερική με την εξωτερική πίεση (εικόνας 1.2.6).

Στη χημική βιομηχανία, υπέστησαν ζημιές δέκα μη αγκυρωμένες δεξαμενές χωρητικότητας 757 m^3 . Οι δεξαμενές αυτές βρίσκονταν σε μια απότομη πλαγιά λόφου και υπέστησαν ζημιές σε συγκολλήσεις και στον πυθμένα. Μια δεξαμενή στη βάση του λόφου, υπέστη λυγισμό στη βάση της, ενώ μια άλλη δεξαμενή πυρασφάλειας, υπέστη ζημιά στις σωληνώσεις (εικόνα 1.2.8, 1.2.9) [Earthquake Spectra, 1986].



Εικόνα 1.2.6: Παραμορφωμένα τοιχώματα δεξαμενών, (A): Landers Earthquake. (Courtesy of Lindie Brewer, U.S. Geological Survey), (B): Chile earthquake of March 3, 1985 Industrial facilities, (Concon Petroleum Refinery photo archive)



Εικόνα 1.2.7: Παραμορφωμένο τοίχωμα δεξαμενής και οροφής λόγω κυματισμού του ρευστού με αποτέλεσμα τη διαρροή αυτού ("StrongMotions.Inc" photo archive).



Εικόνα 1.2.8: Αστοχία σε σωληνώσεις δεξαμενής, APWA (American Public Works Association, photo archive)



Εικόνα 1.2.9: Η τοποθέτηση ευκάμπτων σωληνώσεων αποτρέπει την αστοχία τους κατά την κίνηση της δεξαμενής από το σεισμό, 2001 Peru Earthquake (Photo courtesy of BFP Engineers).

1.2.6. Σεισμός Kobe, Ιαπωνία, 17 Ιανουαρίου 1995

Ο σεισμός αυτός, έντασης 7.3 Ρίχτερ, διήρκεσε περίπου 20 δευτερόλεπτα και προκάλεσε το θάνατο σε περίπου 6500 ανθρώπους ενώ οι ζημιές ήταν αξίας 102 δισεκατομμυρίων δολαρίων. Προκλήθηκαν πολύ μεγάλες ζημιές σε μεγάλες βιομηχανίες όπως MITSUBISHI, DAIHATSU και KAWASAKI, κάτι που αποτέλεσε αφορμή για βαθύτερη έρευνα στις αντισεισμικές τεχνολογίες.

Οι ζημιές που συνέβησαν σε δεξαμενές ήταν ρωγμές στο τοίχωμα, λυγισμός (buckling και elephant foot), κλίση δεξαμενών λόγω διαφορετικής καθίζησης του εδάφους και κατάρρευση κάποιων από αυτές [Suzuki, 2006].

Στην εικόνα 1.2.10 που ακολουθεί, φαίνονται διαδοχικά μία δεξαμενή η οποία έχει πάρει έντονη κλίση και μία δεξαμενή η οποία έχει υποστεί λυγισμό, εξαιτίας της σεισμικής δραστηριότητας.



Εικόνα 1.2.10: Ζημιές σε δεξαμενές πετροχημικής βιομηχανίας, σεισμός στο Kobe της Ιαπωνίας, 1995

Radius R, in meters (in feet) (1)	Length L, in meters (in feet) (2)	Product level H, in meters (in feet) (3)	Type of		
			Product (4)	Foundation (5)	Roof (6)
(a) Tank No. IP-5					
7.28 (23.88)	14.63 (48.00)	10.63 (34.86)	Gasoline (Unleaded)	Earthen	Floating
Wall thickness <i>h</i> , in millimeters (in inches)		unknown—upper course 4.78 mm (0.188)			
Damage: 1. Gage—antirotation pipe disconnected at floor. 2. Bulges on tank shell; 15–30 cm (6–12 in.) from bottom, about 1.25–1.88 cm (0.5–0.75 in.) outward. 3. Roof drain leaks. 4. Settlement of tank about 2.5 cm (1 in.). 5. Dents on shell due to floating roof scratching.					
(b) Tank No. IP-13					
6.29 (20.63)	14.94 (49.00)	13.27 (43.53)	Gasoline (Unleaded)	Concrete Ringwall	Cone with Internal Floating Pan
Wall thickness <i>h</i> , in millimeters (in inches)		6.93 (0.273); 6.35 (0.250); 4.78 (0.188); 4.78 (0.188); 4.78 (0.188); and 4.78 (0.188)			
Damage: 1. “Elephant’s foot” bulge at base of tank extended over 90° arc and bulged outward a maximum of 15 cm (6 in.) over 60 cm (2 ft) height. 2. Opposite to bulge, there was 10 cm (4 in.) long rupture where tank was welded to floor plate. 3. Gage—antirotation pipe broke from floor. 4. Grounding cable disconnected. 5. Relief piping damaged. 6. Cracks in epoxy coating on floor but no leak.					
(c) Tank No. IP-16					
7.32 (24.00)	14.63 (48.00)	12.16 (39.88)	Gasoline (Unleaded)	Concrete Ringwall	Cone with Internal Floating Pan
Wall thickness <i>h</i> , in millimeters (in inches)		8.33 (0.328); 7.14 (0.281); 5.56 (0.219); 4.78 (0.188); 4.78 (0.188); and 4.78 (0.188)			
Damage: 1. Bulges in tank shell; 15–30 cm (6–12 in.) from bottom and 15 cm (6 in.) outward. 2. Swingline mountings broke. 3. Grounding cable pulled out of ground 12–15 cm (5–6 in.) but still connected. 4. Relief piping broke. 5. Cracks in concrete ringwall foundation. 6. Damage to aluminum floating roof.					

Πίνακας 1.2.1: Λίστα δεδομένων και ζημιών των δεξαμενών της εταιρείας SPPL

Tank number (1)	Radius R, in meters (in feet) (2)	H/R ratio (3)	Overturning moment, $M/10^6$ N·m (in pounds·foot) (4)	M/(RW) ratio (5)	Maximum axial stress, Ref. 16, in kilonewtons per square meter (in pounds per square inch) (6)	Maximum axial stress, Ref. 3, in kilonewtons per square meter (in pounds per square inch) (7)	Allowable stress, Ref. 16, in kilonewtons per square meter (in pounds per square inch) (8)	Buckling coefficient Ref. 12 C_R (9)	Slashing period Ref. 7 T, in seconds (10)
IP-1 ^a	12.19 (40.00)	0.51	7.53 (5.55)	0.025	1,841 (267)	1,738 (252)	38,816 (5,630)	3.01	6.05
IP-2 ^b	12.19 (40.00)	0.59	10.65 (7.78)	0.030	2,296 (333)	2,441 (354)	38,816 (5,630)	2.25	5.81
IP-3 ^c	10.21 (33.50)	0.47	3.34 (2.46)	0.024	1,793 (260)	1,648 (239)	30,875 (4,478)	2.45	5.67
IP-4 ^{d,e}	7.32 (24.00)	1.06	6.78 (4.99)	0.083	5,902 (856)	7,633 (1,107)	37,692 (5,467)	1.07	4.09
IP-5 ^{e,f}	7.28 (23.88)	1.46	13.18 (9.71)	0.120	'	15,258 (2,213)	37,678 (5,494)	0.57	4.01
IP-6 ^g	6.48 (21.25)	0.71	1.83 (1.35)	0.054	2,979 (432)	3,413 (495)	32,446 (4,706)	1.88	4.05
IP-7 ^h	6.48 (21.25)	0.74	1.98 (1.46)	0.056	3,151 (457)	3,689 (535)	32,446 (4,706)	1.74	4.03
IP-8 ⁱ	9.30 (30.50)	1.29	25.63 (18.88)	0.100	'	13,493 (1,957)	39,604 (5,744)	0.64	4.55
IP-9 ^j	6.48 (21.25)	1.21	5.70 (4.20)	0.099	9,129 (1,324)	10,832 (1,571)	32,446 (4,706)	0.65	3.81
IP-10 ^k	6.48 (21.25)	1.43	8.12 (5.98)	0.120	51,511 (7,471)	15,568 (2,258)	32,446 (4,706)	0.47	3.79
IP-11 ^l	7.09 (23.25)	1.48	12.11 (8.92)	0.122	'	18,381 (2,666)	31,315 (4,542)	0.37	3.96
IP-12 ^m	6.48 (21.25)	1.62	10.64 (7.84)	0.140	'	20,588 (2,986)	32,446 (4,706)	0.36	3.78
IP-13 ⁿ	6.29 (20.63)	2.11	17.42 (12.83)	0.198	'	33,722 (4,891)	36,494 (5,293)	0.29	3.71
IP-14 ^o	7.34 (24.08)	1.24	9.64 (7.10)	0.100	16,534 (2,398)	11,176 (1,621)	36,535 (5,299)	0.72	4.05
IP-15 ^p	7.60 (24.92)	1.20	10.13 (7.46)	0.095	12,687 (1,840)	10,025 (1,454)	38,514 (5,586)	0.85	4.13
IP-16 ^q	7.32 (24.00)	1.66	18.08 (13.32)	0.142	'	20,939 (3,037)	37,694 (5,467)	0.44	4.01
IP-C-1 ^r	3.24 (10.63)	0.66	0.16 (0.12)	0.075	1,331 (193)	1,214 (176)	39,459 (5,723)	20.05	2.91
IP-C-2 ^s	3.24 (10.63)	0.89	0.26 (0.19)	0.090	1,758 (255)	1,903 (276)	41,824 (6,066)	11.23	2.77

^aGrounding cable disconnected.

^bPrimary seal and two pontoons on floating roof damaged.

^cNo damage.

^dSmall "elephant's foot" bulge: settlement of tank.

^eAssumed shell thickness.

^fSmall "elephant's foot" bulge: settlement of tank.

^gPrimary seal on floating roof damaged.

^hNo damage.

ⁱStair platform damaged: settlement of tank.

^jRoof drain leaking: swingline cable broke.

^kRoof drain leaking.

^lGrounding cable disconnected: settlement of tank.

^mSwingline cable broke.

ⁿSevere damage: refer to Table 1.

^oCracks in concrete ringwall.

^pCracks in concrete ringwall.

^qSevere damage: refer to Table 1.

^rNo damage.

^sRoof drain leaking.

^tUnstable tank.

Πίνακας 1.2.2: Λίστα δεδομένων και παραμέτρων των δεξαμενών της εταιρείας SPPL για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς τους σε σεισμό.

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται διάφορες ζημιές σε δεξαμενές που προέκυψαν από διαφορετικούς σεισμούς σε διαφορετικές τοποθεσίες [Nielsen and Kiremidjian, 1986].

Name of earthquake (reference) (1)	Site intensity/magnitude and location (2)	Tank Description								Structural damage (11)	Comments (12)
		Number of tanks (3)	Diameter (ft) (4)	Height (ft) (5)	H/D (6)	Wall thickness top/bottom (in.) (7)	Roof type (8)	Foundation type (9)	Fluid level/contents (ft) (10)		
Coalinga 5/2/83 (Nielsen, R., personal investigation)	M = 6.5 3 miles from epicenter	1	48	30	0.652		Fixed	Gravel	24.5/heated crude	Bulging and rupture of shell at fluid level. Outflow pipe disconnected from tank. No damage. Roof seals damaged. No damage.	Dikes contained spill. Riveted plate construction. Both tanks were insulated.
		1	48	30	0.625		Fixed	Gravel	Heated crude		
		7					Floating		Crude oil Crude oil		
Coalinga 5/2/83 (Nielsen, R., personal investigation)	M = 6.5 8 miles from epicenter	1									
Greenville 1/24/80 (9)	M = 5.9 PGA = 0.2 - 0.3 g	1	25.0	50.2	2.0		Fixed	Concrete		Elephant foot.	Tank anchored to mat by 20 5/8 in. diameter anchor bolts.
Imperial Co. 10/15/79 (6)	M = 6.9 25 miles NW of epicenter PGA = 0.3 g	1	48.0	48.0	1.0		Floating	Earth	25.5/gasoline	Dents in shell from roof. Elephant foot, 3/4-in. bulge. Settlement of tank ± 1 in.	Leaking fluids filled dike, no fire resulted, but 1 mile radius was evacuated and fire department was called. Tanks were unanchored. Tanks were designed to API Standard 650 including earthquake forces and built between 1958 and 1965.
		1	47.75	48.0	1.0		Floating	Earth	34.9/gasoline	Dents in shell from roof. Elephant foot, 3/4-in. bulge. Settlement of tank ± 1 in.	
		1	61.0	48.0	0.79	0.250/ 0.4575	Floating	Concrete ringwall	39.4/gasoline	Leak in tank at floor: Settlement of tank ± 1 in.	
		1	46.5	40.0	0.86	0.1875/ 0.250	Fixed	Concrete	34.4/diesel	Settlement of tank 1-2 in. on S.W. side.	
		1	41.25	49.0	1.19	0.1875/ 0.250	Fixed	Concrete ringwall	43.53/gasoline	Elephant foot, 6-in. bulge. Leak in tank at floor-wall junction. Crack in floor coating, no leak.	
		1	48.16	49.0	1.02	0.1875/ 0.319	Fixed	Concrete ringwall	29.9/gasoline	Ringwall cracked.	
		1	49.83	49.0	0.98	0.1875/ 0.348	Fixed	Concrete	29.8/diesel	Ringwall cracked.	
		1	48.0	48.0	1.0	0.1875/ 0.3281	Fixed	Concrete ringwall	39.9/gasoline	Elephant foot, 6-in. bulge. Ringwall cracked.	
		1	21.25	24.0	1.13	0.250/ 0.250	Floating	Earth	9.4/"Transmix"	Probable floor leak.	
		1	80.0	48.0	0.60	0.250/ 0.5625	Floating	Earth	20.3/"JP-5"	Relief line leaking.	
		1	80.0	48.0	0.60	0.250/ 0.5625	Floating	Earth	23.4/gasoline	Roof seals and pontoon damaged.	
		1	67.0	40.5	0.60	0.250/ 0.375	Fixed	Earth	15.7/diesel	No damage.	
		1	42.5	40.0	0.94	0.1875/ 0.250	Floating	Concrete ringwall	15.2/gasoline	Roof seal damaged.	
		1	42.5	40.0	0.94	0.1875/ 0.250	Floating	Concrete ringwall	15.8/diesel	No damage.	
		1	42.5	40.0	0.94	0.1875/ 0.250	Adjustable	Concrete ringwall	25.8/gasoline	Roof drain leaks. Swingline cable broken.	
		1	42.5	40.0	0.94	0.1875/ 0.250	Adjustable	Concrete ringwall	30.5/gasoline	Roof drain leaks.	
		1	42.5	40.0	0.94	0.1875/ 0.250	Adjustable	Concrete ringwall	25.8/gasoline	Roof drain leaks. Swingline cable broken. Gage pipe broken.	
		1	21.25	24.1	1.13	0.250/ 0.250	Fixed	Earth	7.1/"Transmix"	No damage.	

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Imperial Co. 10/15/79 (6)	M = 6.9 15 miles from epi- center PGA = 0.51 g N-S 0.37 g E-W 0.93 g V	1	135.0	45.0	0.33		Fixed	Asphalt base w/ rock ringwall		Buckling of roof plate, roof string- ers collapsed. Sep- aration of roof and wall at perimeter weld. Some fuel spilled.	
		1	73.0	20.0	0.27		Fixed	Same		Some buckling of roof plate.	
Sendai, Japan 6/12/78 (10)	M = 7.5 62 miles from epi- center PGA = 0.27 g N-S 0.29 g E-W 0.17 g V	3						Anchored	Top crude	Break at wall-floor junction.	Oil released, dike overflowed, inun- dating adjacent facilities. No fire resulted since plant was shut down at time of earthquake.
		3						Anchored	Water	Damaged.	
		1						Anchored	Water	Pulled or stretched anchor bolts.	
Managua 12/23/72 (3)	M = 6.2 31 miles from epi- center PGA = 0.39 g E-W 0.34 g N-S 0.33 g V	80						Anchored	Oil, LPG, etc.	No damage.	Tanks contained water and were left in service.
		3								Elephant foot.	
		Many								No damage.	
San Fernando 2/9/71 (Western Oil & Gas Assn., un- published report)	M = 6.6 El Segundo	1	60	30	0.5		Floating		28.25	Roof seals caught on tank rim.	
		1	80	48	0.6		Floating		44.79	Roof seals caught on tank rim.	
		1	110	48	0.44		Floating		46.71	Roof seals caught on tank rim.	
		1	78	35	0.45		Floating			Buckled roof plate. Cracked deck plate. Cracked rim plate.	
		1	114	30	0.26		Floating		28.00	Oil slopped out of roof.	

Nigata 6/16/64 (5)	M = 7.5 31 miles from epi- center	1								Shell plates cracked. Oil drained. Some buckling at top.	Resulting fire buck- led adjacent tanks.
		1					Floating			Tank contents igni- ted (no leakage).	
		1								Tank cracked, drain- ing of contents buckled tank.	
Alaska 3/27/64 (Johnson, unpub- lished manu- script)	M = 8.4 130 miles from epi- center	1	30.0	48.0	1.6		Fixed		Water	Collapse due to buckling.	Leaked contents in- undated adjacent facilities and dwell- ings.
		1	70.0	48.0	0.68		Floating			Roof rotated, dam- aged roof seal, and gage well.	
		1	144.0	56.0	0.39		Floating			Roof rotated, dam- aged roof seal, and gage well.	
		1	90.0	48.0	0.53		Floating		Full gas/oil	Roof buckled.	
		1	90.0	48.0	0.53		Floating		Full gas/oil	Roof buckled.	
		1	64.0	48.0	0.75		Fixed		Full	Elephant foot and uplift of founda- tion.	
		1	28.0	40.0	1.4		Fixed			Collapse due to buckling. Leaking at wall-bottom junction.	
		1	42.0	40.0	0.95					Buckling and failure at pad. Leaking at wall-bottom junc- tion.	
3								No damage.	Dimensions range from 10.5 x 30 ft to 81 x 48 ft.		
1	30.0	40.0	1.3				Full	Elephant foot and uplift. Break at wall-bottom junc- tion.			
1	30.0	40.0	1.3					Full	Elephant foot. No damage.		

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Alaska 3/27/64 (Johnson, unpublished manuscript)	M = 8.4 40 miles east of epicenter	1								Tilted.	Dimensions range from 10.5 × 30 ft horizontal to 50 × 30 ft vertical.
Alaska 3/27/64 (2)	M = 8.4 Location unspecified	12								No damage.	
		1	100	32	0.32				Full	Damage to roof, top of shell, and roof columns.	
		1	45	32	0.71				Full	Damage to roof, top of shell, and roof rafters. Elephant foot.	
		1	120	32	0.27				Full	Damage to roof, top of shell, and roof columns.	
		1	55	23	0.42				Full	Damage to roof rafters.	
		1	20	40	2.0					Elephant foot.	
		1	112	56	0.50		Floating			Roof pontoon damaged.	
		1	49	48	0.98					Elephant foot.	
		1	160	56	0.35					Support columns twisted and rafters damaged.	
		2	120	32	0.27				Empty	No damage.	
		1	110	32	0.29				Empty	No damage.	
		1	160	56	0.35				Empty	No damage.	

Long Beach 3/10/33 (7)	M = 6.3 Various locations	13								Tanks separated from water draw-off drain.	Oil lost down water draw-off drain.
Long Beach 3/10/33 (7)	M = 6.3 Huntington Beach	1 Many								Collapse.	
		2								Distortion, elongation, buckling of roof plate, strain in riveted joints.	
		1								Riveted joint failed, tank leaked. Floating roof damaged.	

(a) Spherical Tanks

Central Greece 2/24/81 (1)	MMI = VIII M = 6.7 ±31 miles from epicenter	1								Cracking and spalling at base of concrete columns and footings. Stretched diagonal ties and turn buckles.	A number of refinery structures in the area suffered very little or no damage.
Kern Co. 7/21/52 (4)	M = 7.7 16 miles SW of Bakersfield	2					2,500 bbl			Support legs collapsed. Lead-in lines ruptured.	
		1					2,500 bbl			No collapse.	Ignition of released gases caused fire that severely damaged plant. Damaged by fire from two adjacent tanks.

Note: Blank areas indicate that no information was available; 1 ft = 0.305 m; 1 in. = 25.4 mm; 1 mile = 1.61 km.

1.3 Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας

1.3.1 Σεισμικός σχεδιασμός δεξαμενών σύμφωνα με τις προδιαγραφές

Ο σεισμικός σχεδιασμός δεξαμενών γίνεται σύμφωνα με τους τέσσερις παρακάτω κανονισμούς/ προδιαγραφές: API 650 (2003) Appendix E, API 650 (2007) Appendix E, EN-1998-4 και EN 14015 Annex G. Εξετάζονται τρεις διαφορετικές γεωμετρίες δεξαμενών, σε δύο από τις οποίες καθορίζεται και το πάχος του τοιχώματος με βάση τον κανονισμό API 650 (2007), ενώ η τρίτη δεξαμενή είναι κατασκευασμένη και τα πάχη του περιβλήματος είναι δεδομένα.

Τα αποτελέσματα μεταξύ των κανονισμών συγκρίνονται, και εξετάζονται οι ομοιότητες και διαφορές μεταξύ των διαφόρων μεγεθών. Η μεγαλύτερη διαφορά παρατηρείται στα φορτία που δημιουργούνται λόγω του σεισμού, όπως η οριζόντια δύναμη σεισμού και η ροπή στη βάση της δεξαμενής. Συγκεκριμένα, τα παραπάνω μεγέθη παίρνουν πολύ μεγαλύτερες τιμές όταν οι υπολογισμοί γίνουν με τον κανονισμό EN 1998-4, ενώ στους υπόλοιπους κανονισμούς οι τιμές των μεγεθών δεν παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις.

1.3.2 Σεισμικός σχεδιασμός με χρήση προγράμματος πεπερασμένων στοιχείων

Πέραν του σεισμικού σχεδιασμού, ο οποίος γίνεται σύμφωνα με τους παραπάνω τέσσερις κανονισμούς, η εντατική κατάσταση που προκαλεί η υδροστατική πίεση και ο σεισμός στη δεξαμενή μπορεί να απεικονιστεί σε γραφικό περιβάλλον CAD/CAE (Computer Aided Design/ Computer Aided Engineering). Αυτό γίνεται με χρήση του υπολογιστικού πακέτου Abaqus.

Αρχικά, εισάγεται η γεωμετρία της δεξαμενής στο σχεδιαστικό περιβάλλον του προγράμματος, καθώς και άλλες παράμετροι όπως το υλικό κατασκευής, η κράτυνση του υλικού και οι συνοριακές συνθήκες του προβλήματος. Με κατάλληλες εντολές, το τριδιάστατο μοντέλο διακριτοποιείται σε κατάλληλο πεπερασμένο αριθμό στοιχείων (βαθμοί ελευθερίας του συστήματος), και υπόκειται στα φορτία καταπόνησης. Οι υπολογισμοί πραγματοποιούνται για τρεις διαφορετικές γεωμετρίες δεξαμενών, ενώ εξάγονται αποτελέσματα για δυο περιπτώσεις ανάλυσης, γραμμική και μη γραμμική. Με την ολοκλήρωση της ανάλυσης, έχουν πλέον προσδιοριστεί τα

μεγέθη που ενδιαφέρουν το μηχανικό, όπως το πεδίο των τάσεων και των παραμορφώσεων σε όλη τη γεωμετρία της δεξαμενής, καθώς και το πεδίο των μετατοπίσεων. Στην ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων εξετάζεται μόνο η περίπτωση αγκυρωμένων δεξαμενών, δηλαδή δεξαμενών οι οποίες συγκρατούνται σταθερά στο έδαφος με αγκύρια, με σκοπό να αποτραπεί το ανασήκωμα της δεξαμενής.

Κεφάλαιο 2

Στοιχεία αντισεισμικής δυναμικής ανάλυσης κατασκευών με φάσματα απόκρισης – σχεδιασμού

2.1 Γενικά περί σεισμικών διεγέρσεων

Δίνεται μια σύντομη εισαγωγή για τις ισχυρές σεισμικές εδαφικές κινήσεις και αναπτύσσονται τα φάσματα απόκρισης και σχεδιασμού. Επισημαίνεται η σημασία των φασμάτων αυτών για τον αντισεισμικό υπολογισμό και παρουσιάζεται η μέθοδος των ιδιομορφών όπως εφαρμόζεται στους αντισεισμικούς υπολογισμούς.

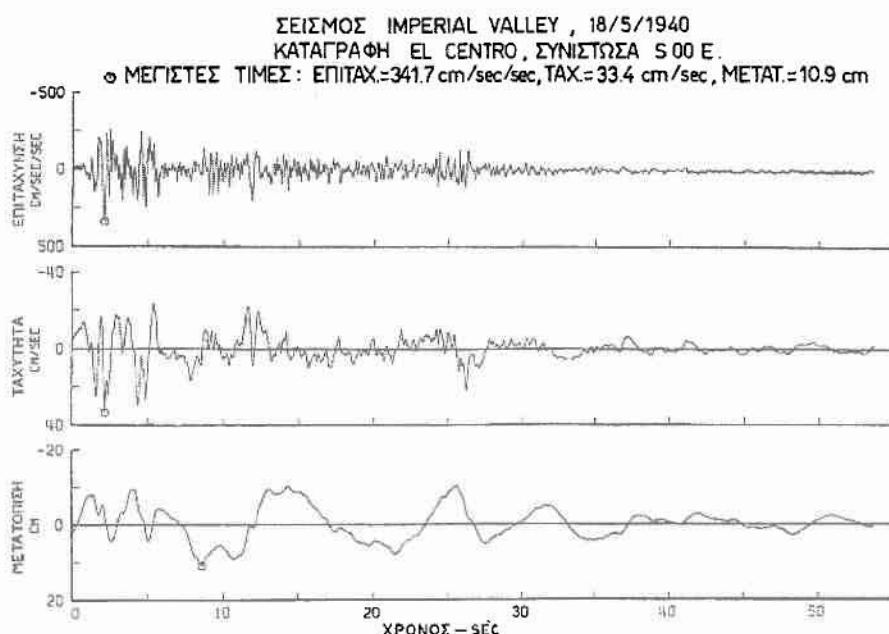
Ο σεισμός αποτελεί για το μηχανικό την κύρια και σημαντικότερη δυναμική φόρτιση, την οποία θα πρέπει να λάβει υπόψη για το σχεδιασμό όλων σχεδόν των κατασκευών που θα κληθεί να μελετήσει. Η φόρτιση αυτή οφείλεται στις αδρανειακές δυνάμεις που προκαλεί η κίνηση της κατασκευής μεταβιβαζόμενη από το έδαφος μέσω της θεμελίωσης. Η σεισμική εδαφική κίνηση είναι ακανόνιστη, έχει μεταβαλλόμενο εύρος και διεύθυνση, ενώ οι δυνάμεις τις οποίες προκαλεί είναι συνάρτηση αφ' ενός μεν της ίδιας της κίνησης, αφ' ετέρου δε των χαρακτηριστικών της κατασκευής. Η εξάρτηση των σεισμικών φορτίων από τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, και συγκεκριμένα από τις ιδιοπεριόδους ταλάντωσης, τις ιδιομορφές και τους μηχανισμούς απόσβεσης, αποτελεί το σπουδαιότερο γνώρισμα της σεισμικής φόρτισης στο οποίο και διαφέρει αυτή από άλλες δυναμικές φορτίσεις, όπως για παράδειγμα οι ανεμοπιέσεις. Αυτό σημαίνει πως είναι δυνατόν, η ίδια σεισμική κίνηση να προξενήσει βαριές βλάβες σε ορισμένες κατασκευές και ελάχιστες σε άλλες, έστω και αν η ποιότητα και τα υλικά κατασκευής τους είναι τα ίδια. Για το λόγο αυτό, η καταστρεπτικότητα μιας εδαφικής κίνησης δεν μπορεί να περιγραφεί με μία ή δύο παραμέτρους αλλά απαιτεί μια κάποια πληρέστερη περιγραφή, η οποία να δίνει μια ικανοποιητική εικόνα των αποτελεσμάτων της εδαφικής κίνησης σε οποιαδήποτε κατασκευή. Η περιγραφή αυτή επιτυγχάνεται με το φάσμα απόκρισης της σεισμικής εδαφικής κίνησης.

Το φάσμα απόκρισης σεισμικής εδαφικής κίνησης εισήχθη το 1941 από τους Biot και Hoisner και έκτοτε αποτέλεσε το βασικότερο ίσως εργαλείο για έρευνα και

εφαρμογή στη σεισμική μηχανική. Από τα φάσματα απόκρισης εδαφικών κινήσεων που καταγράφηκαν σε διάφορους σεισμούς προέκυψαν στη συνέχεια τα τυπικά ομαλά φάσματα σχεδιασμού, και από αυτά οι νόμοι μεταβολής των σεισμικών συντελεστών που δίνονται στους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Τα όργανα καταγραφής της σεισμικής κίνησης είναι οι επιταχυνσιογράφοι, οι οποίοι καταγράφουν τις τρεις γραμμικές συνιστώσες της επιτάχυνσης του εδάφους (δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη) ως συναρτήσεις του χρόνου. Οι καταγραφές που προκύπτουν είναι τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμικών κινήσεων. Από τις επιταχύνσεις του εδάφους μπορεί να υπολογιστούν με δύο διαδοχικές ολοκληρώσεις οι αντίστοιχες συνιστώσες της ταχύτητας και μετατόπισης (σχ. 2.1).

Στις περισσότερες καταγραφές, οι δυο οριζόντιες συνιστώσες έχουν ίση περίπου ένταση ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα είναι κατά κανόνα ασθενέστερη, με ένταση ίση περίπου προς το 1/3 έως 2/3 εκείνης των οριζόντιων συνιστωσών. Οι πιο συνηθισμένες κατασκευές, π. χ. κοινά κτίρια, υπολογίζονται και αναλύονται, είτε για μία οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής κίνησης, είτε με ταυτόχρονη θεώρηση των δύο οριζόντιων συνιστωσών. Για γραμμική συμπεριφορά, ισχύει η αρχή της επαλληλίας και έτσι κάθε συνιστώσα της κίνησης μπορεί να θεωρηθεί χωριστά. Το γεγονός αυτό απλουστεύει τη μελέτη των σεισμικών κινήσεων γιατί την ανάγει, σε μεγάλο βαθμό, στη μελέτη της μιας συνιστώσας.

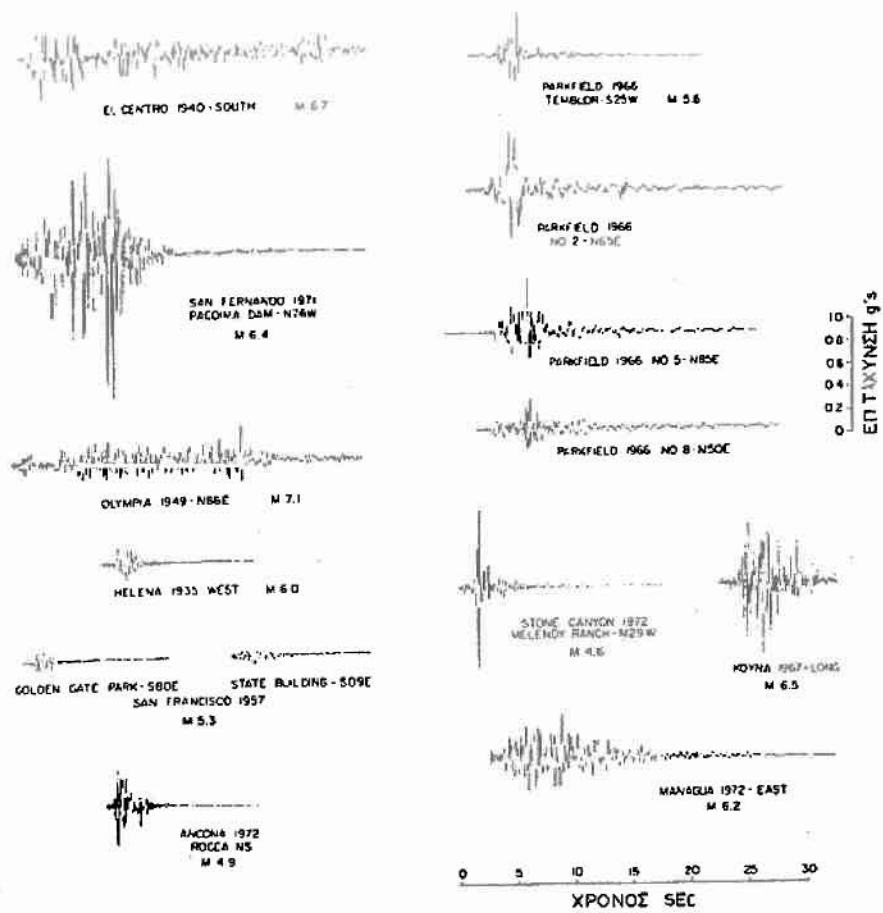


Σχ. 2.1: Εδαφική επιτάχυνση και εξ ολοκληρώσεως εδαφική ταχύτητα και μετατόπιση για τυπικό σεισμό (Hudson, 1979)

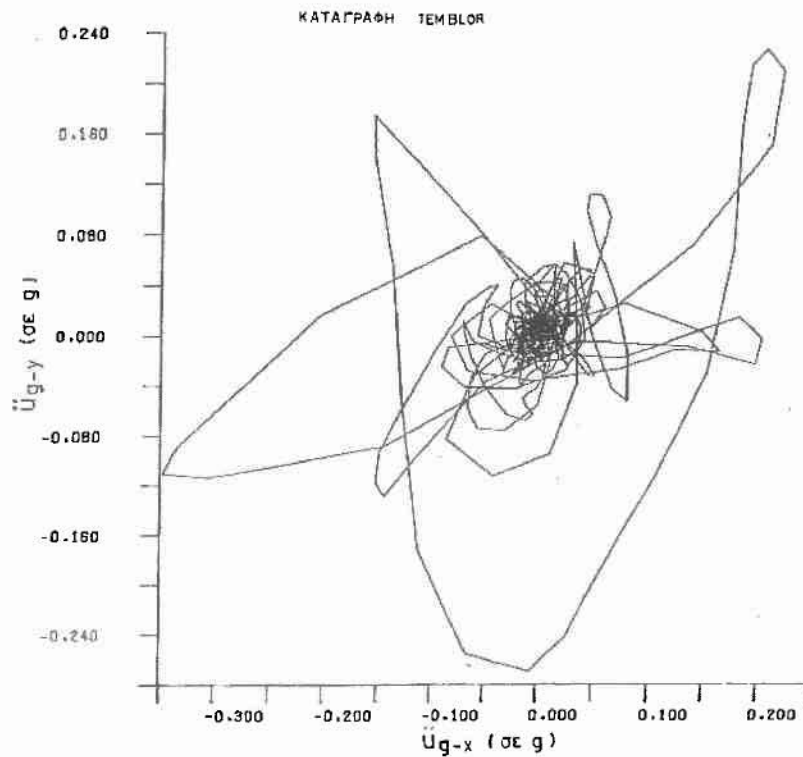
Στη παρούσα διπλωματική εργασία, η σεισμική διέγερση επιδρά σε κυλινδρικές κατακόρυφες δεξαμενές. Για τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης των δεξαμενών σε σεισμό χρησιμοποιούνται οι κανονισμοί/ προδιαγραφές API και EN που αναφέρθηκαν στην εισαγωγή. Και για τους τέσσερις κανονισμούς θεωρείται μόνο η μία οριζόντια συνιστώσα επιτάχυνσης, με εξαίρεση τον κανονισμό API 650 (2007) στον οποίο λαμβάνεται υπόψη και η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης.

Τα χαρακτηριστικά των σεισμικών κινήσεων εξαρτώνται από διάφορους παράγοντες, όπως το μέγεθος του σεισμού, η απόσταση του σημείου καταγραφής από τη σεισμική εστία, γεωλογικά και φυσικά χαρακτηριστικά των πετρωμάτων μεταξύ εστίας και σημείου καταγραφής, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες στο σημείο καταγραφής, ο μηχανισμός γένεσης του σεισμού και γενικότερα ιδιότητες της σεισμικής εστίας (π. χ. βάθος, ταχύτητα διάρρηξης κλπ).

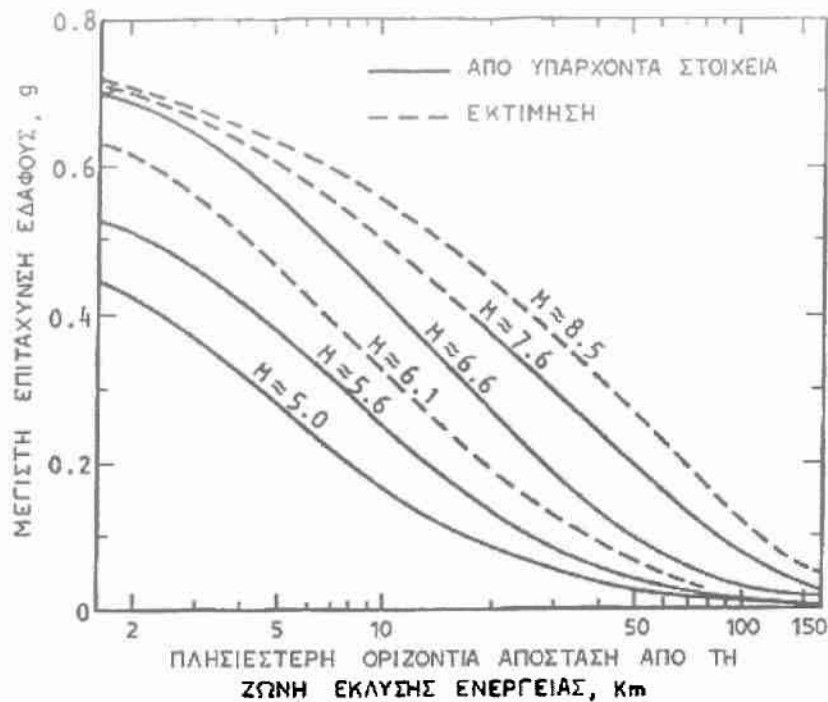
Όπως είναι φυσικό, οι παράγοντες αυτοί διαφέρουν για διάφορες τοποθεσίες και σεισμούς, με αποτέλεσμα οι σεισμικές κινήσεις που προκύπτουν να παρουσιάζουν μεγάλη ποικιλία μορφής και σχεδόν τυχαία μεταβολή ως προς το χρόνο (σχ. 2.2). Το ίδιο συμβαίνει και με τη διεύθυνση τους που και αυτή μεταβάλλεται χρονικά (σχ. 2.3). Η επίδραση των ανωτέρω παραγόντων στα χαρακτηριστικά των σεισμικών κινήσεων, και κυρίως στην ένταση, το περιεχόμενο των συχνοτήτων, τη διάρκεια και τις κυρίαρχες διευθύνσεις, αποτελεί αντικείμενο της τεχνικής σεισμολογίας. Εδώ, ενδεικτικά μόνο, αναφέρεται ότι υπάρχουν οι σχέσεις της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης προς το μέγεθος του σεισμού και προς την απόσταση από την εστία (νόμοι απόσβεσης), οι οποίες είναι εμπειρικές. Μια οικογένεια τέτοιων σχέσεων φαίνεται στο σχ. 2.4 και έχει προκύψει, στο μεγαλύτερο βαθμό, από πολλαπλές καταγραφές σεισμών σε διαφορετικές τοποθεσίες.



Σχ. 2.2: Σεισμικές επιταχύνσεις εδάφους από διάφορους σεισμούς (Hudson, 1979)



Σχ. 2.3: Οριζόντια προβολή ανύσματος σεισμικής εδαφικής επιτάχυνσης (Hudson, 1979)



Σχ. 2.4: Μέσες τιμές μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης σε βράχο (Seed & Idriss, 1982)

2.2 Φάσματα απόκρισης (response spectra)

Η αναγωγή του δυναμικού προβλήματος ενός πολυβάθμιου συστήματος στο πρόβλημα του μονοβάθμιου με τη μέθοδο των ιδιομορφών, προσδίδει ιδιαίτερη σημασία στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης του μονοβάθμιου ταλαντωτή, ιδίως αν ληφθεί υπόψη πως, για πολλές κατασκευές, αρκεί κατά κανόνα μία ιδιομορφή (η πρώτη) για τον προσδιορισμό με αποδεκτή ακρίβεια της τέμνουσας βάσης. Η μέγιστη απόκριση του μονοβάθμιου ταλαντωτή είναι η βάση ορισμού του φάσματος απόκρισης.

Έστω μονοβάθμιος ταλαντωτής (Σχ. 2.5) με μάζα m , δυσκαμψία k και συντελεστή ιξώδους απόσβεσης c , ο οποίος υπόκειται σε οριζόντια σεισμική εδαφική μετατόπιση $u_g(t)$. Η επιτάχυνση της εδαφικής επιτάχυνσης (επιταχυνσιογράφημα) είναι η $\ddot{u}_g(t)$. Αν καλέσουμε $u_{ολ}(t)$ και $u(t)$ την απόλυτη και σχετική, ως προς το έδαφος, μετατόπιση της μάζας m , αντίστοιχα, μπορεί να γραφτεί:

$$u_{ολ}(t) = u(t) + u_g(t) \quad (1)$$

οπότε με βάση την αρχή D' Alembert, η δυναμική εξίσωση ισορροπίας (εξίσωση κίνησης) της μάζας m είναι:

$$m \cdot \ddot{u}_{\alpha}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + k \cdot u(t) = 0 \quad (2)$$

Κάνοντας χρήση της εξ. (1) και διαιρώντας με τη μάζα m , η εξ. (2) γίνεται:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi \cdot \omega \cdot \dot{u}(t) + \omega^2 \cdot u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (3)$$

όπου τέθηκε $k/m = \omega^2$ και $c/2\sqrt{k \cdot m} = \xi$. Το μέγεθος ω είναι ως γνωστόν η κυκλική ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή χωρίς απόσβεση (με μονάδες sec^{-1}), ενώ το αδιάστατο μέγεθος ξ εκφράζει την απόσβεση του ταλαντωτή ως ποσοστό της κρίσιμης απόσβεσης. $c_{cr} = 2\sqrt{k \cdot m}$

Για μηδενικές αρχικές συνθήκες, δηλαδή $u(0) = \dot{u}(0) = 0$, η λύση της εξίσωσης (3) είναι:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \cdot e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (4)$$

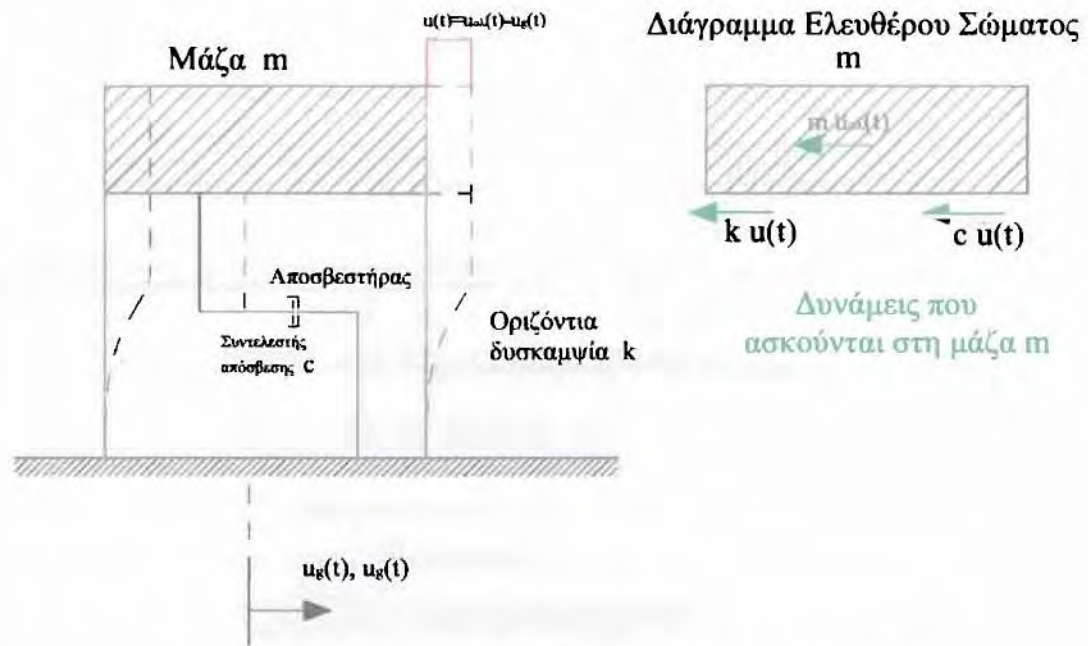
όπου $\omega_D = \omega \sqrt{1 - \xi^2}$ είναι η κυκλική ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή με απόσβεση. Το ολοκλήρωμα της εξ. (4) είναι το γνωστό ολοκλήρωμα Duhamel και ο υπολογισμός του για κάθε χρονική στιγμή t θα δώσει τη σχετική μετατόπιση $u(t)$ της μάζας m . Ο υπολογισμός του ολοκληρώματος Duhamel για ένα οποιοδήποτε επιταχυνσιογράφημα $\ddot{u}_g(t)$ μπορεί να γίνει με κάποια κατάλληλη αριθμητική μέθοδο (π.χ. κανόνας του Simpson), η οποία προγραμματίζεται εύκολα σε υπολογιστή.

Από την εξίσωση (3) (ή από την (4)) διαπιστώνεται πως η απόκριση (μετατόπιση) $u(t)$ σε ένα συγκεκριμένο επιταχυνσιογράφημα $\ddot{u}_g(t)$ εξαρτάται αποκλειστικά και μόνο από τις δύο παραμέτρους του ταλαντωτή ω και ξ . Το ίδιο φυσικά συμβαίνει και με το μέγιστο της συνάρτησης $u(t)$, το u_{\max} το οποίο τις περισσότερες φορές επαρκεί για τον ελαστικό αντισεισμικό σχεδιασμό. Έτσι μπορεί να γραφεί:

$$u_{\max} = F(\omega, \xi) \quad (5)$$

Η γραφική απεικόνιση της εξ. (5) με άξονα τεταγμένων (άξονας y) τη u_{\max} και τετμημένων (άξονας x) την κυκλική ιδιοσυχνότητα ω (ή την ιδιοπερίοδο $T=2\pi/\omega$ ή την ιδιοσυχνότητα $f = \omega/2\pi$) για $\xi = \xi_0$ σταθερό είναι το φάσμα απόκρισης μετατοπίσεων της σεισμικής κίνησης του εδάφους $\ddot{u}_g(t)$ για $\xi = \xi_0$. Τα βήματα υπολογισμού του φάσματος αυτού, του οποίου οι τεταγμένες συμβολίζονται με S_d , είναι τα εξής: για δεδομένη τιμή απόσβεσης ξ_0 και κυκλικής ιδιοσυχνότητας ω , υπολογίζεται από τη εξ. (4) η απόκριση $u(t)$, της οποίας το μέγιστο u_{\max} είναι το S_d για το συγκεκριμένο ω (ή T) και ξ_0 . Ο υπολογισμός αυτός επαναλαμβάνεται για το ίδιο μεν $\xi (= \xi_0)$ αλλά για διαφορετικά ω (ή T) ώστε η καμπύλη $S_d = F(\omega, \xi_0)$ να προκύψει με ικανοποιητική ακρίβεια. Επανάληψη των υπολογισμών αυτών για διαφορετικές τιμές του ξ , θα δώσει μια οικογένεια καμπύλων οι οποίες αποτελούν το πλήρες φάσμα απόκρισης. Η μέγιστη απόκριση τυχόντος μονοβάθμιου ταλαντωτή σε δεδομένη εδαφική κίνηση, μπορεί κατ' αυτόν τον τρόπο να αναγνωσθεί απευθείας από το φάσμα απόκρισης της κίνησης αυτής. Στο σχ. 2.6(α) φαίνεται το φάσμα απόκρισης μετατοπίσεων της σεισμικής εδαφικής κίνησης του σχήματος 2.1 για $\xi=0.02$.

Επειδή η εντατική κατάσταση του γραμμικού μονοβάθμιου ταλαντωτή, και κατά προσέγγιση ενός γραμμικού πολυβάθμιου συστήματος (π.χ. κτίριο, δεξαμενή) είναι ανάλογη προς τη φασματική τεταγμένη $S_d = u_{\max}$, είναι προφανές πως το φάσμα απόκρισης αποτελεί μια άριστη περιγραφή της σεισμικής κίνησης σε ότι αφορά τις πιθανές συνέπειές της στις κατασκευές. Τονίζεται εδώ, ότι το φάσμα απόκρισης είναι χαρακτηριστικό της σεισμικής κίνησης και μόνο, χωρίς να εξαρτάται από συγκεκριμένο ταλαντωτή ή φορέα. Επίσης σημειώνεται πως φάσματα απόκρισης μπορεί να υπολογιστούν για οποιαδήποτε κίνηση του εδάφους, όχι μόνο σεισμική (π.χ. λόγω κάποιας κοντινής υπόγειας έκρηξης), ή γενικότερα για οποιαδήποτε δυναμική φόρτιση.



Σχ.2.5: Μονοβάθμιος ταλαντωτής που υπόκειται σε οριζόντια κίνηση του εδάφους

2.3 Φάσματα απόκρισης ψευδοταχυτήτων και ψευδοεπιταχύνσεων και λογαριθμική απεικόνιση αυτών

Εκτός από το φάσμα απόκρισης μετατοπίσεων S_d , στην πράξη χρησιμοποιούνται και δύο άλλα φάσματα για την ίδια σεισμική κίνηση: το φάσμα απόκρισης ψευδοταχυτήτων και το φάσμα απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων, με τεταγμένες οι οποίες συμβολίζονται με S_v και S_a αντίστοιχα.

Το μέγεθος S_v έχει μονάδες ταχύτητας, συνδέεται με τη μέγιστη ελαστική ενέργεια E_{\max} του ταλαντωτή κατά τη διάρκεια της απόκρισής του, και ορίζεται ως εξής:

$$E_{\max} = \frac{1}{2} k \cdot S_d^2 = \frac{1}{2} m \cdot S_v^2,$$

σχέση από την οποία, αν ληφθεί υπόψη πως $k/m = \omega^2$, προκύπτει:

$$S_v = \omega \cdot S_d \quad (6)$$

Το φάσμα απόκρισης ψευδοταχυτήτων είναι η γραφική απεικόνιση του μεγέθους S_v ως συνάρτησης της ιδιοσυχνότητας ή ιδιοπεριόδου του συστήματος (σχ. 2.6(β)). Το πρόθεμα «ψευδο» χρησιμοποιείται για να τονίσει το γεγονός πως το φάσμα αυτό δεν είναι το ίδιο με το φάσμα της μέγιστης σχετικής ταχύτητας \dot{u}_{\max} του

ταλαντωτή, δηλαδή εν γένει $S_d \neq \dot{u}_{max}$. Όμως, για τις περισσότερες σεισμικές κινήσεις, δεν υπάρχει μεγάλη διαφορά μεταξύ S_d και \dot{u}_{max} , με γενική εξαίρεση την περιοχή χαμηλών συχνοτήτων (πολύ εύκαμπτες κατασκευές). Είναι προφανές πως όταν $\omega \rightarrow 0$, $S_d \rightarrow 0$ ενώ $\dot{u}_{max} \rightarrow \dot{u}_{g\ max}$.

Το μέγεθος S_a έχει μονάδες επιτάχυνσης, συνδέεται με τη μέγιστη τέμνουσα βάσης, Q_{max} , του ταλαντωτή και ορίζεται ως εξής:

$$Q_{max} = k \cdot S_d = m \cdot S_a ,$$

σχέση από την οποία αν ληφθεί υπόψη πως $k/m = \omega^2$, προκύπτει:

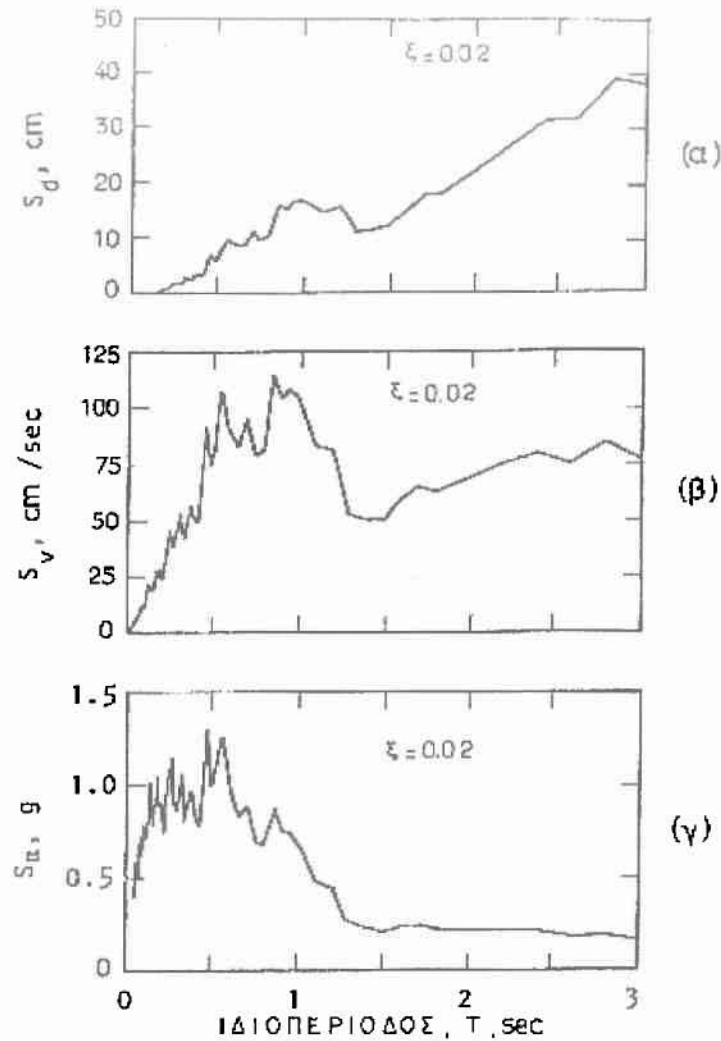
$$S_a = \omega^2 \cdot S_d \quad (7)$$

Το φάσμα απόκρισης ψευδοεπιταχύνσεων, είναι η γραφική απεικόνιση του μεγέθους S_a ως συνάρτησης της ιδιοσυχνότητας ή ιδιοπεριόδου του συστήματος (σχ. 2.6(γ)). Το πρόθεμα «ψευδο» χρησιμοποιείται και εδώ για να τονίσει τη διαφορά του μεγέθους S_a από την μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση $\ddot{u}_{ολ,max}$ της μάζας του ταλαντωτή.

Γενικά, για μικρές τιμές του ποσοστού κρίσιμης απόσβεσης ξ , το μέγεθος S_a ελάχιστα διαφέρει από τη μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση της μάζας του ταλαντωτή, ενώ ταυτίζεται με αυτή όταν $\xi=0$ (όπως διαπιστώνεται και από την εξ. (3)). Επομένως, η φασματική επιτάχυνση S_a αποτελεί τη βασική παράμετρο η οποία προσδιορίζει τη δύναμη που θα προκαλέσει ο σεισμός στην κατασκευή. Κάνοντας χρήση του ορισμού του S_a , μπορούμε να εκφράσουμε τη μέγιστη τέμνουσα Q_{max} του ταλαντωτή ως:

$$Q_{max} = \frac{S_a}{g} \cdot W \quad (8)$$

όπου W το βάρος του συστήματος και g η επιτάχυνση της βαρύτητας. Από την εξίσωση αυτή, το S_a/g μπορεί να ερμηνευθεί ή καλύτερα να συσχετισθεί με τους σεισμικούς συντελεστές των αντισεισμικών κανονισμών για κτίρια.



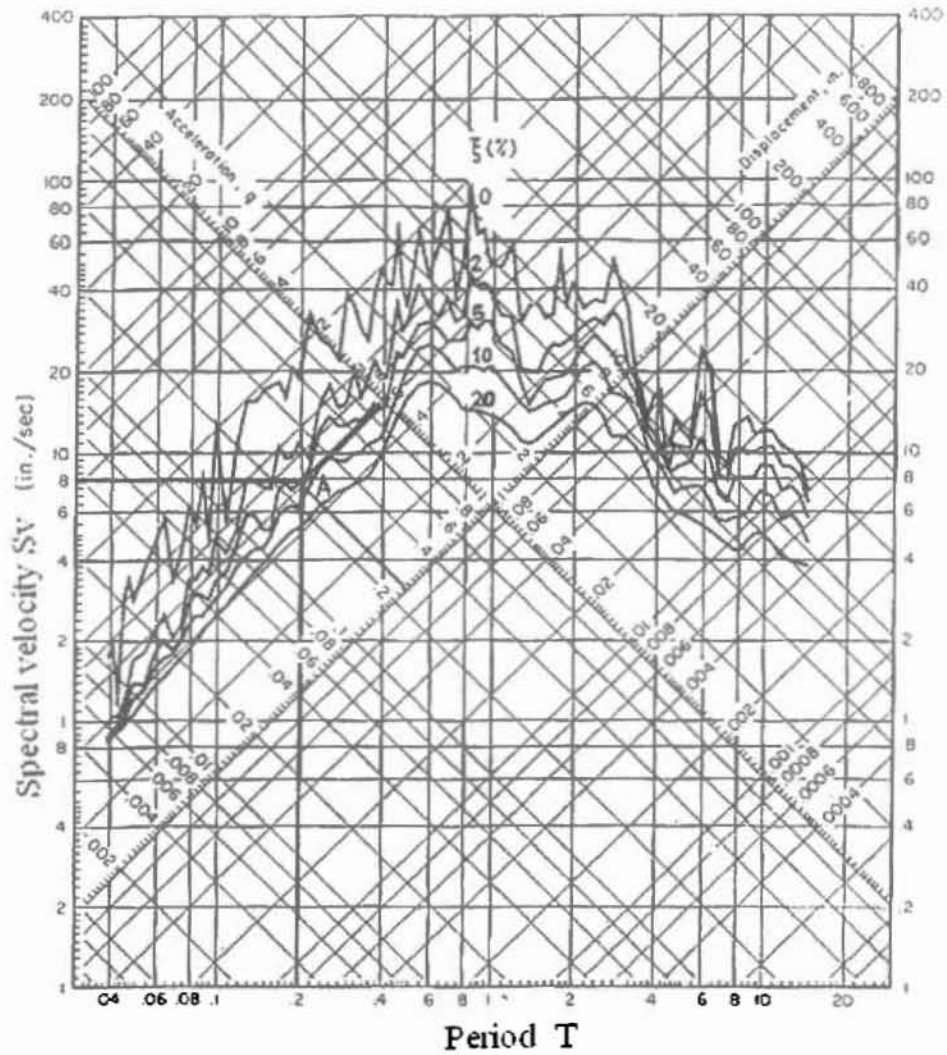
Σχ. 2.6: Φάσματα απόκρισης (α) μετατοπίσεων, (β) ψευδοταχυτήτων, (γ) ψευδοεπιταχύνσεων – El Centro, S00E (Chopra, 1981)

Τα φάσματα απόκρισης μετατοπίσεων, ψευδοταχυτήτων και ψευδοεπιταχύνσεων συνδέονται μεταξύ τους με τις σχέσεις:

$$S_a = \omega \cdot S_v = \omega^2 \cdot S_d \quad (9)$$

οι οποίες επιτρέπουν τον υπολογισμό οποιουδήποτε από τα τρία φάσματα από ένα εκ των άλλων δύο. Επιπλέον, η μορφή των εξ. (9) επιτρέπει την απεικόνιση και των τριών φασμάτων με μία μόνο καμπύλη, σε διάγραμμα με τέσσερις λογαριθμικές κλίμακες. Η απεικόνιση αυτή αποτελεί τον πιο συνηθισμένο τρόπο παρουσίασης φασμάτων απόκρισης και φαίνεται στο σχ. 2.7 το οποίο δείχνει τα φάσματα S_v , S_d , S_a της εδαφικής κίνησης του σχήματος 2.1 για τιμές του $\xi=0, 2\%, 5\%, 10\%$ και 20% .

ΦΑΣΜΑ ΑΠΟΚΡΙΣΗΣ
 ΣΕΙΣΜΟΣ IMPERIAL VALLEY, 18/5/1940
 ΚΑΤΑΓΡΑΦΗ EL CENTRO, ΣΥΝΙΣΤΩΣΑ S00E



Σχ.2.7: Τετραξονική λογαριθμική απεικόνιση φάσματος απόκρισης σεισμού El Centro, S00E (Hudson, 1979)

2.4 Φάσματα σχεδιασμού (design spectra)

Το φάσμα απόκρισης επιτρέπει την προσεγγιστική δυναμική ανάλυση ενός φορέα, με αντίστοιχη απλούστευση και μείωση των απαιτούμενων υπολογισμών. Όμως, η σημαντικότερη αξιοποίηση των φασμάτων απόκρισης γίνεται με τη χρησιμοποίησή τους στον καθορισμό φασμάτων σχεδιασμού. Το φάσμα σχεδιασμού είναι μια περιγραφή σεισμικών φορτίων υπολογισμού, και αποσκοπεί στην ελαχιστοποίηση της εξάρτησης του αντισεισμικού σχεδιασμού από τις ιδιαιτερότητες μιας συγκεκριμένης και μοναδικής εδαφικής κίνησης, η οποία είναι μαθηματικά βέβαιο πως δεν πρόκειται να επαναληφθεί στο μέλλον. Οι ιδιαιτερότητες των διαφόρων σεισμικών κινήσεων (π.χ. σχ. 2.2) αντανακλώνται στην ακανόνιστη μορφή των φασμάτων απόκρισης με τις απότομες αυξομειώσεις των φασματικών τεταγμένων για μικρές μεταβολές της ιδιοπεριόδου (σχ. 2.7), όπως επίσης και στις μεγάλες, κατά κανόνα, διαφορές μεταξύ διαφορετικών φασμάτων. Υπάρχουν όμως και ορισμένες γενικές ομοιότητες μεταξύ φασμάτων απόκρισης που οφείλονται σε κοινά χαρακτηριστικά σεισμικών κινήσεων, λόγω γενικότερων ομοιοτήτων των παραγόντων από τους οποίους εξαρτώνται οι κινήσεις αυτές (π.χ. τοπικές εδαφικές συνθήκες, χαρακτηριστικά σεισμών, αποστάσεις από εστία κ.λπ.). Πέραν αυτού, όλα τα φάσματα απόκρισης τείνουν στα ίδια μεγέθη, στις οριακές περιπτώσεις πολύ υψηλών και πολύ χαμηλών συχνοτήτων. Δηλαδή, ανεξάρτητα από τη σεισμική κίνηση, όταν $\omega \rightarrow \infty$ ($T=0$, άκαμπτοι φορείς) $S_d \rightarrow 0$, $S_v \rightarrow 0$ και $S_a \rightarrow \ddot{u}_{g\max}$, ενώ όταν $\omega \rightarrow 0$ ($T \rightarrow \infty$, πολύ εύκαμπτοι φορείς) $S_d \rightarrow u_{g\max}$, $S_v \rightarrow 0$ και $S_a \rightarrow 0$. Οι γενικές αυτές ομοιότητες κάνουν δυνατή την κατασκευή φασμάτων σχεδιασμού για μεγάλες κατηγορίες σεισμοτεκτονικών και εδαφικών συνθηκών.

Το πρώτο φάσμα σχεδιασμού εισήχθη το 1959 από τον G. Housner, και στηρίχθηκε στους τέσσερις ισχυρότερους σεισμούς που είχαν καταγραφεί μέχρι τότε στις ΗΠΑ. Έκτοτε, με τον πολλαπλασιασμό των καταγραφών, έγινε δυνατός ο καθορισμός φασμάτων σχεδιασμού για διάφορες κατηγορίες εδαφών. Η διαδικασία καθορισμού φασμάτων σχεδιασμού ακολουθεί συνήθως τα εξής βήματα:

- Ταξινόμηση των καταγραφών σεισμικών κινήσεων ευρύτερων σεισμογόνων χώρων κατά κατηγορίες εδαφών
- Υπολογισμός για κάθε σεισμική κίνηση του φάσματος απόκρισης και στη συνέχεια κανονικοποίησή του δια διαιρέσεως των φασματικών

τεταγμένων με το μέγιστο της αντίστοιχης παραμέτρου της σεισμικής κίνησης

- Στατιστική επεξεργασία των κανονικοποιημένων φασμάτων απόκρισης κάθε κατηγορίας και υπολογισμός μέσω φασμάτων ή φασμάτων με ορισμένη πιθανότητα μη υπέρβασης των αντιστοίχων τεταγμένων
- Ομαλοποίηση των φασμάτων που προέκυψαν από το προηγούμενο βήμα, με ταυτόχρονες μικροτροποποιήσεις οι οποίες αποσκοπούν κυρίως μεν στην απλούστευση του σχήματος κατά δεύτερο δε λόγο στην εισαγωγή κάποιου βαθμού συντηρητισμού λόγω αβεβαιοτήτων πέραν εκείνων που σχετίζονται με τις μελλοντικές σεισμικές κινήσεις (π.χ. σχετικών με την ανάλυση)
- Αναγωγή των φασμάτων που προέκυψαν από το προηγούμενο βήμα σε τιμές σχεδιασμού της παραμέτρου κανονικοποίησης (π.χ. της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης) σε βραχώδη εδάφη. Η τιμή αυτή σχεδιασμού προκύπτει από αναλύσεις σεισμικού κινδύνου και χαρακτηρίζει τις διάφορες ζώνες σεισμικότητας

2.5 Φάσματα σχεδιασμού των Seed, Ugas και Lysmer

Η διαδικασία που περιγράφεται στην παράγραφο 2.4 χρησιμοποιήθηκε από τους Seed, Ugas και Lysmer για τον προσδιορισμό τυπικών φασμάτων σχεδιασμού. Στο σχ.2.8 φαίνονται τα κανονικοποιημένα μέσα φάσματα ψευδοεπιτάχυνσης για τέσσερις κατηγορίες εδαφών και ποσοστό κρίσιμης απόσβεσης $\xi=5\%$ ενώ στο σχ.2.9 φαίνονται τα κανονικοποιημένα φάσματα που προκύπτουν για πιθανότητα μη υπέρβασης 84% (μέσο +1 τυπική απόκλιση). Ο αριθμός των καταγραφών από τις οποίες προέκυψαν τα φάσματα αυτά αναγράφεται επίσης στα δύο σχήματα. Οι διαφορές μεταξύ των δύο σχημάτων είναι μεγάλες, ανάλογα με την κατηγορία εδάφους. Σε μαλακά έως μέσης σκληρότητας αργιλικά εδάφη, όπως επίσης σε μη συνεκτικά εδάφη σημαντικού βάθους και για ιδιοπεριόδους μεγαλύτερες του 0.5sec περίπου, παρουσιάζονται μεγάλες αυξήσεις της φασματικής ενίσχυσης σε σύγκριση με τα σκληρά ή βραχώδη εδάφη. Επίσης, η σημαντική αύξηση των φασματικών τεταγμένων από το σχ.2.8 στο σχ. 2.9 οδηγεί στο συμπέρασμα ότι υπάρχουν

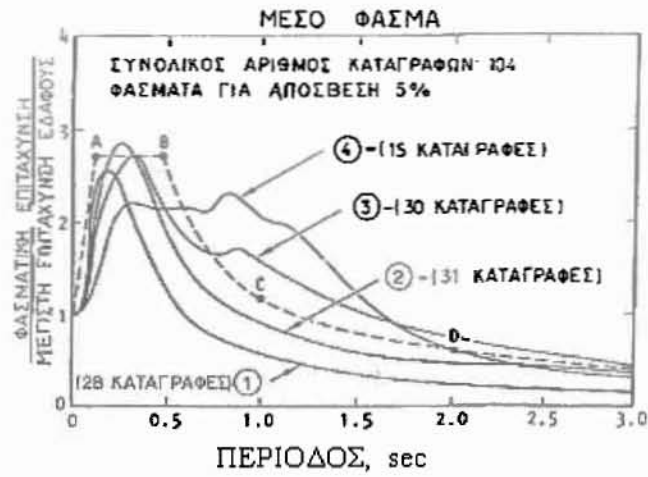
σημαντικές αποκλίσεις, όπως άλλωστε θα ανέμενε κανείς, από το μέσο φάσμα. Η απλοποίηση των φασμάτων αυτών για τη μετατροπή τους σε φάσματα σχεδιασμού μπορεί να γίνει για βραχώδη και σκληρά εδάφη, επί παραδείγματι, όπως ενδεικτικά φαίνεται στα σχ.2.8 και 2.9 με διακεκομμένη γραμμή. Περαιτέρω απλοποίηση των φασμάτων του σχ.2.8 με την εισαγωγή τριών μόνο κατηγοριών εδάφους οδήγησε στις καμπύλες του σχ.2.10, όπου οι τρεις κατηγορίες εδάφους είναι:

Τύπος εδάφους 1: Βραχώδη πετρώματα που χαρακτηρίζονται από ταχύτητα διατμητικών σεισμικών κυμάτων μεγαλύτερη των 760m/sec ή σκληρά εδάφη πάχους μικρότερου των 60m με σταθερές αποθέσεις άμμων, αμμοχάλικων ή σκληρών αργίλων υπερκείμενες του μητρικού πετρώματος.

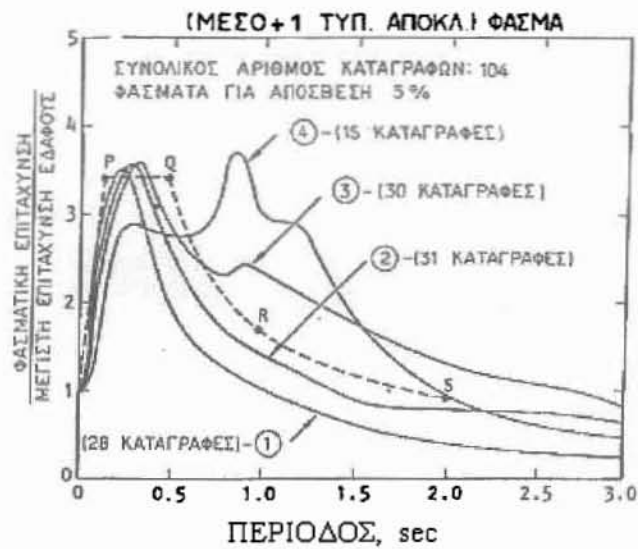
Τύπος εδάφους 2: Μη συνεκτικά ή σκληρά αργιλικά εδάφη πάχους μεγαλύτερου των 60m με σταθερές αποθέσεις άμμων, αμμοχάλικων ή σκληρών αργίλων υπερκείμενες του μητρικού πετρώματος.

Τύπος εδάφους 3: Μαλακές έως μέτρια σκληρές άργιλοι και άμμοι πάχους 10m ή και μεγαλύτερου.

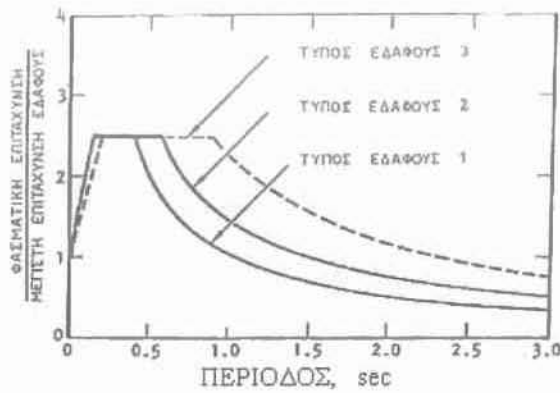
Από τις καμπύλες του σχ.2.10 προέκυψαν οι καμπύλες του σχ.2.11 με αναγωγή στις μεγαλύτερες ουσιαστικές εδαφικές επιταχύνσεις (effective peak accelerations) κάθε κατηγορίας εδάφους, που αντιστοιχούν σε μέγιστη ουσιαστική επιτάχυνση βραχωδών εδαφών (μητρικό πέτρωμα) της τάξεως του 0.3g ή μεγαλύτερη. Η μέγιστη ουσιαστική επιτάχυνση (MOE) του εδάφους είναι ένα μέγεθος που χρησιμοποιείται ως πιο αντιπροσωπευτικό της έντασης της σεισμικής κίνησης από τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση. Κατά κανόνα, η MOE είναι μικρότερη της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης και ορίζεται από το ομαλό φάσμα σχεδιασμού για $\xi=5\%$ και περιόδους από 0.1sec έως 0.5sec, ως $MOE=S_a/2.5$. Η ανάγκη για την εισαγωγή της MOE προέρχεται από το γεγονός ότι, σε πολλές σεισμικές κινήσεις, η μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους αντιστοιχεί σε κάποια αιχμή πολύ βραχείας χρονικής διάρκειας, η οποία δεν έχει ουσιαστική επίδραση στο φάσμα απόκρισης και γι' αυτό δεν αποτελεί αξιόπιστο μέγεθος χαρακτηρισμού της έντασης της σεισμικής κίνησης.



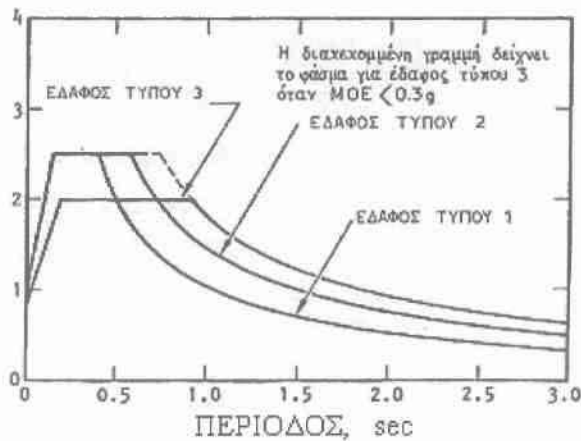
Σχ.2.8: Μέσα φάσματα επιτάχυνσης για διάφορες τοπικές εδαφικές συνθήκες (Seed & Idriss, 1982)



Σχ.2.9: Μέσα +1 τυπική απόκλιση φάσματα επιτάχυνσης για διάφορες τοπικές εδαφικές συνθήκες (Seed & Idriss, 1982)



Σχ.2.10: Φάσματα σχεδιασμού ανηγμένα στην αυτή μέγιστη επιτάχυνση εδάφους (Seed & Idriss, 1982)



Σχ.2.11: Φάσματα σχεδιασμού ανηγμένα στα σχετικά μεγέθη επιταχύνσεων για κάθε τύπο εδάφους (Seed & Idriss, 1982)

2.6 Φάσματα σχεδιασμού των Newmark-Hall

Ένα άλλο πολύ διαδεδομένο φάσμα σχεδιασμού, είναι το φάσμα σχεδιασμού των Newmark και Hall (σχ.2.12), το οποίο προέκυψε κατά τρόπο ανάλογο με εκείνο των Seed, Ugas και Lysmer χωρίς όμως διαφοροποίηση των σεισμικών κινήσεων κατά κατηγορία εδάφους. Η κατασκευή του φάσματος Newmark-Hall έχει ως αφετηρία μια περιβάλλουσα της εδαφικής κίνησης, η οποία προκύπτει από σταθερές σχέσεις αναλογίας μεταξύ των τριών κυρίων παραμέτρων της, δηλαδή της μέγιστης ουσιαστικής εδαφικής επιτάχυνσης A_g , της μέγιστης ουσιαστικής εδαφικής ταχύτητας V_g , και της μέγιστης ουσιαστικής εδαφικής μετατόπισης D_g . Ο πίνακας 2.1 δίνει τις σταθερές σχέσεις αναλογίας που έχουν προκύψει σαν μέσες τιμές από διάφορες

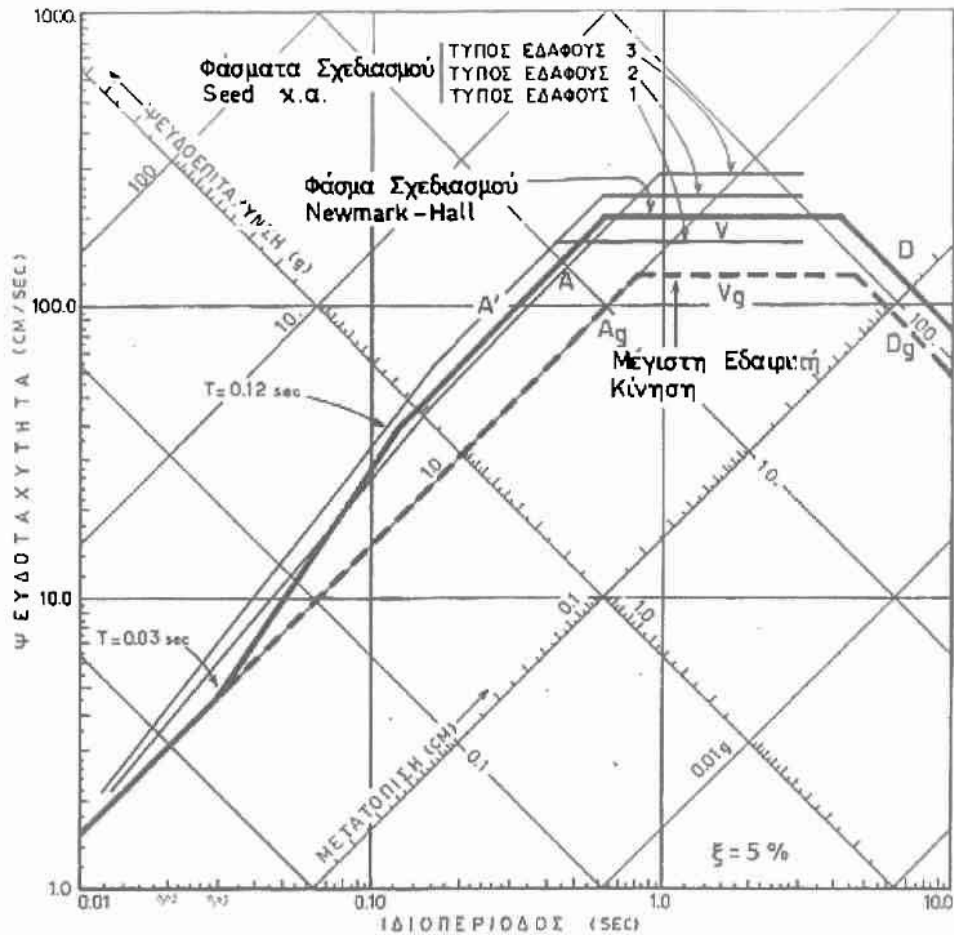
σεισμικές κινήσεις και έχουν χρησιμοποιηθεί για τα φάσματα σχεδιασμού Newmark-Hall.

	$A_g = \ddot{u}_{g,max}$ (g)	$V_g = \dot{u}_{g,max}$ (cm/sec)	$D_g = u_{g,max}$ (cm)
Βραχώδη Πετρώματα	1.0	71.0	30.0
Αργιλικά Εδάφη	1.0	122.0	91.0

Πίνακας 2.1: Σχέσεις παραμέτρων ισχυρής σεισμικής κίνησης του εδάφους

Η περιβάλλουσα της εδαφικής κίνησης για αργιλικά εδάφη και $\ddot{u}_{g,max} = 1.0g$ είναι το τραπέζιο A_g, V_g, D_g του σχ.2.12, στο οποίο ο κλάδος A_g αντιστοιχεί στη μέγιστη επιτάχυνση, ο κλάδος V_g στη μέγιστη ταχύτητα και ο κλάδος D_g στη μέγιστη μετατόπιση του εδάφους. Από την περιβάλλουσα της εδαφικής κίνησης, τα φάσματα σχεδιασμού Newmark-Hall προκύπτουν δια πολλαπλασιασμού των παραμέτρων A_g, V_g και D_g με αντίστοιχους συντελεστές ενίσχυσης. Στο σχ.2.12 δίνεται το φάσμα σχεδιασμού κατά Newmark-Hall για $\xi = 5\%$ και πιθανότητα μη υπέρβασης 50%. Οι κλάδοι A, V και D είναι παράλληλοι προς τους κλάδους A_g, V_g και D_g και έχουν προκύψει από αυτούς δια πολλαπλασιασμού με τους συντελεστές 2.12, 1.65 και 1.39 αντίστοιχα. Για ιδιοπεριόδους μικρότερες του $T = 0.12$ sec, το φάσμα σχεδιασμού αρχίζει να προσεγγίζει την περιβάλλουσα της μέγιστης εδαφικής κίνησης και ταυτίζεται με αυτή για $T = 0.03$ sec. Στο ίδιο σχήμα έχουν αναπαραχθεί για σύγκριση και τα φάσματα σχεδιασμού του σχ.2.11 των Seed κ.α.

Μεταξύ των φασμάτων Newmark-Hall αφ' ενός και Seed κ.α. αφ' ετέρου, τα πρώτα θα πρέπει να προτιμηθούν αν δεν υπάρχει επαρκής γνώση για το εδαφικό υπόστρωμα, ενώ τα δεύτερα προτιμώνται όταν η γνώση του εδαφικού υποστρώματος είναι τέτοια που επιτρέπει την κατάταξή του σε μια από τις τρεις κατηγορίες εδάφους για τις οποίες τα φάσματα αυτά έχουν προταθεί.



Σχ. 2.12: Σύγκριση φασμάτων σχεδιασμού Newmark- Hall και Seed, Ugas, Lysmer ($\xi=5\%$, $A_g=1.0g$)

Τέλος υπάρχουν και τα ανελαστικά φάσματα απόκρισης-σχεδιασμού (inelastic response-design spectra). Η σεισμική απόκριση των κτιρίων, προκαλεί κατά κανόνα ανελαστικές παραμορφώσεις ακόμα και για σεισμούς με μέτρια ένταση. Η ανελαστική αυτή απόκριση μπορεί να υπολογιστεί με "ακριβή" επίλυση του ανελαστικού δυναμικού προβλήματος, η οποία όμως είναι κοπιώδης, απαιτεί υπολογιστές με σημαντική υπολογιστική ικανότητα και μνήμη, επί πλέον δε κοστίζει πολύ. Όταν οι ανελαστικές παραμορφώσεις δεν είναι πολύ μεγάλες, είναι δυνατόν το πρόβλημα αυτό να αντιμετωπιστεί προσεγγιστικά με ελαστική δυναμική ανάλυση κατά ιδιομορφές σε συνδυασμό με ανελαστικά φάσματα απόκρισης ή σχεδιασμού. Τα ανελαστικά φάσματα απόκρισης ή σχεδιασμού ορίζονται κατ' αντιστοιχία προς τα ελαστικά φάσματα που αναφέρονται παραπάνω και υπολογίζονται για μονοβάθμιους ταλαντωτές με μη γραμμικές σχέσεις αντίστασης- μετατόπισης [Αναγνωστόπουλος, 1986].

2.7 Φάσματα σχεδιασμού σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό κανονισμό (ΕΑΚ 2000)

Τα φάσματα σχεδιασμού (Σχ.2.13) έχουν δύο βασικά χαρακτηριστικά:

α) Το σχήμα του φάσματος

β) Την ένταση των σεισμικών διεγέρσεων, η οποία εκτός από τη ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας, επηρεάζεται και από τις ελαστοπλαστικές και αποσβεστικές ιδιότητες της ίδιας της κατασκευής

2.7.1 Σχήμα φάσματος

Το σχήμα του φάσματος καθορίζεται από την τιμή της μέγιστης ενίσχυσης β_0 και τις περιόδους T_1 και T_2 .

2.7.2 Ένταση σεισμικών διεγέρσεων

Με τους πολλαπλασιαστές των τεταγμένων του φάσματος εκφράζονται:

- Η σεισμική επικινδυνότητα της περιοχής του έργου (συντελεστής α)
- Η αύξηση της περιόδου επανάληψης της ισχυρής σεισμικής δόνησης
- Η συμπεριφορά της ίδιας της κατασκευής και της θεμελίωσής της (συντελεστές η , θ , q)

2.7.3 Οριζόντιες συνιστώσες του σεισμικού σχεδιασμού

Τα φάσματα σχεδιασμού των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού καθορίζονται από τις παρακάτω εξισώσεις:

<u>Περιοχή περιόδων</u>	<u>Εξίσωση</u>
$0 \leq T < T_1$	$\Phi_d(T) = \gamma_1 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(\frac{\eta\theta\beta_0}{q} - 1 \right) \right]$
$T_1 < T < T_2$	$\Phi_d(T) = \gamma_1 A \frac{\eta\theta\beta_0}{q}$

$$T_2 < T : \Phi_d(T) = \gamma_1 A \frac{\eta \theta \beta}{q} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

όπου:

- $A = a \cdot g$ μέγιστη οριζόντια σεισμική επιτάχυνση,
 g επιτάχυνση της βαρύτητας,
 γ_1 συντελεστής σπουδαιότητας του κτιρίου,
 q συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής,
 η διορθωτικός συντελεστής για ποσοστό απόσβεσης $\neq 5\%$,
 θ συντελεστής επιρροής της θεμελίωσης,
 T_1 και T_2 χαρακτηριστικές περιόδους του φάσματος,
 $\beta_0 = 2.5$ συντελεστής φασματικής ενίσχυσης

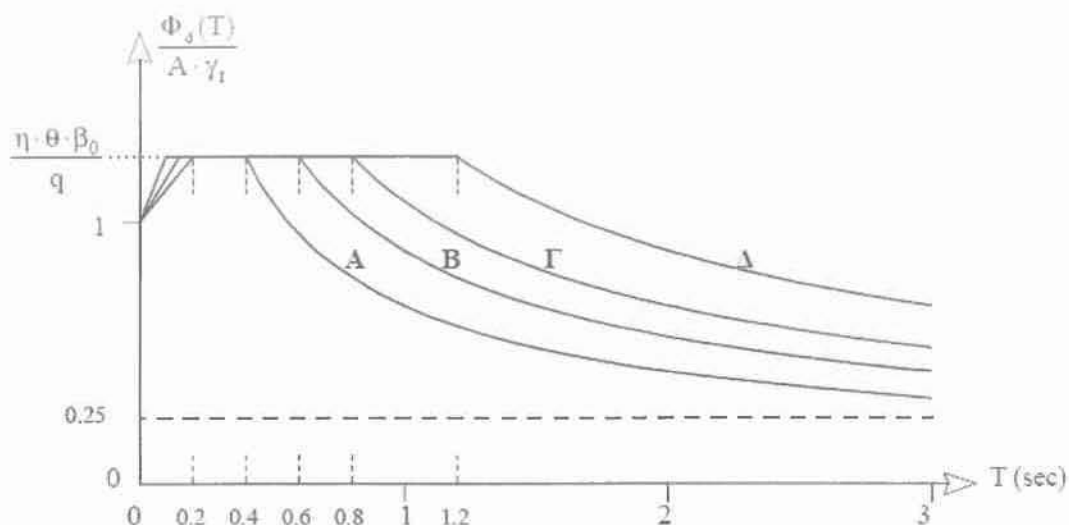
Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

όπου οι τιμές της κρίσιμης απόσβεσης $\zeta(\%)$ δίδονται στον πίνακα 3.3 για κάθε είδος κατασκευής.

Είδος Κατασκευής		$\zeta\%$
Μεταλλική:	με συγκολλήσεις	2
	με κοχλιώσεις	4
Σκυρόδεμα:	άοπλο	3
	οπλισμένο	5
	προεντεταμένο	4
Τοιχοποιία:	οπλισμένη	6
	διαζωματική	5
Ξύλινη:	κολλητή	4
	κοχλιωτή	4
	ηλωτή	5

Πίνακας 2.4: Τιμές ποσοστού απόσβεσης ζ



Σχ. 2.13: Φάσμα σχεδιασμού: $\Phi_d(T)/A \cdot \gamma_I$, Σχεδίαση για $\eta \cdot \theta \cdot \beta_0/q = 2.5/2.0$

2.7.4 Κατακόρυφη συνιστώσα

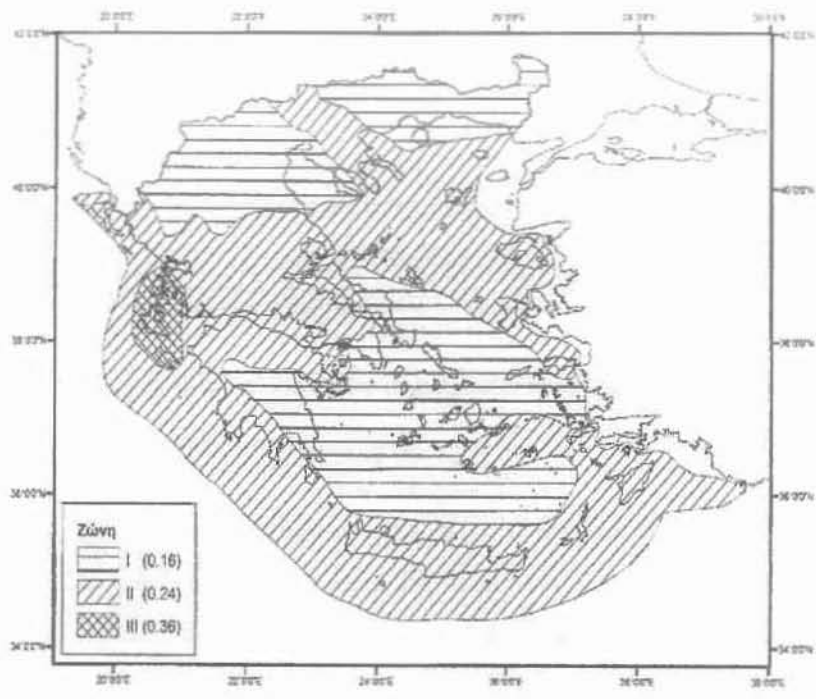
Το φάσμα της κατακόρυφης συνιστώσας επιτάχυνσης προκύπτει από το φάσμα των οριζόντιων συνιστωσών, πολλαπλασιάζοντας τις τεταγμένες του με το 0.70.

2.7.5 Σεισμική επιτάχυνση εδάφους

Για την εφαρμογή του ΕΑΚ η χώρα υποδιαιρείται σε τρεις Ζώνες Σεισμικής Επικινδυνότητας I, II και III, τα όρια των οποίων καθορίζονται στον χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας (σχ.2.14). Σε κάθε ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας αντιστοιχεί μια τιμή σεισμικής επιτάχυνσης εδάφους A, σύμφωνα με τον πίνακα 2.2. Οι τιμές των σεισμικών επιταχύνσεων εδάφους του πίνακα 2.2 εκτιμάται, σύμφωνα με τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχουν πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
a	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 2.2: Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=a \cdot g$ (g: επιτάχυνση βαρύτητας)



Σχ.2.14: Χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας

2.7.6 Συντελεστής σπουδαιότητας κτιρίων γ_1

Τα κτίρια κατατάσσονται σε τέσσερις κατηγορίες σπουδαιότητας, ανάλογα με τον κίνδυνο που συνεπάγεται για τον άνθρωπο, και τις κοινωνικοοικονομικές συνέπειες που μπορεί να έχει ενδεχόμενη καταστροφή τους ή διακοπή της λειτουργίας τους. Σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας αντιστοιχεί μια τιμή του συντελεστή σπουδαιότητας γ_1 σύμφωνα με τον πίνακα 2.4.

Κατηγορία Σπουδαιότητας		γ
Σ1	Κτίρια μικρής σπουδαιότητας ως προς την ασφάλεια του κοινού, π.χ αγροτικά οικήματα, υπόστεγα, στάβλοι κλπ.	0.85
Σ2	Συνήθη κτίρια κατοικιών και γραφείων, βιομηχανικά κτίρια, ξενοδοχεία κλπ.	1.00
Σ3	Εκπαιδευτικά κτίρια, κτίρια δημόσιων συναθροίσεων, αίθουσες αεροδρομίων και γενικώς κτίρια στα οποία ευρίσκονται πολλοί άνθρωποι κατά μεγάλο μέρος του 24ώρου. Κτίρια τα οποία στεγάζουν εγκαταστάσεις πολύ μεγάλης οικονομικής σημασίας (π.χ. κτίρια που στεγάζουν υπολογιστικά κέντρα, ειδικές βιομηχανίες) κλπ.	1.15
Σ4	Κτίρια των οποίων η λειτουργία, τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού, όσο και μετά τους σεισμούς, είναι ζωτικής σημασίας, όπως κτίρια τηλεπικοινωνίας, παραγωγής ενέργειας, νοσοκομεία, πυροσβεστικοί σταθμοί, κτίρια δημόσιων επιτελικών υπηρεσιών. Κτίρια που στεγάζουν έργα μοναδικής καλλιτεχνικής αξίας (π.χ. μουσεία κλπ.).	1.30

Πίνακας 2.4: Συντελεστής σπουδαιότητας γ_1

2.7.7 Συντελεστής συμπεριφοράς q

Ο συντελεστής συμπεριφοράς q εκφράζει γενικά την ικανότητα ενός δομικού συστήματος να απορροφά ενέργεια με πλάστιμη συμπεριφορά, χωρίς να μειώνεται δραστικά η αντοχή του. Μερικοί παράγοντες από τους οποίους εξαρτάται ο συντελεστής αυτός, είναι η διαθέσιμη πλαστιμότητα, η υπερστατικότητα και η στερητική απόσβεση. Η τιμή του q ορίζεται γενικά για ολόκληρη την κατασκευή.

Ο συντελεστής αυτός εισάγει την μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστα ελαστικό σύστημα.

Μέγιστες τιμές του q δίδονται στον πίνακα 2.5 ανάλογα με το είδος του υλικού κατασκευής και τον τύπο του δομικού συστήματος. Οι τιμές αυτές ισχύουν υπό την βασική προϋπόθεση ότι για τον σεισμό σχεδιασμού έχουμε έναρξη διαρροής του συστήματος (πρώτη πλαστική άρθρωση) και με την περαιτέρω αύξηση της φόρτισης είναι δυνατός ο σχηματισμός αξιόπιστου μηχανισμού διαρροής με την δημιουργία ικανού αριθμού πλαστικών αρθρώσεων (πλάστιμη συμπεριφορά). Σε περίπτωση επιθυμητής ελαστικής συμπεριφοράς λαμβάνεται $q=1$.

ΥΛΙΚΟ	ΔΟΜΙΚΟ ΣΥΣΤΗΜΑ	q
1. ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	α. Πλαίσια ή μικτά συστήματα	3.50
	β. Συστήματα τοιχωμάτων που λειτουργούν σαν πρόβολοι	3.00
	γ. Συστήματα στα οποία τουλάχιστον το 50% της συνολικής μάζας βρίσκεται στο ανώτερο 1/3 του ύψους.	2.00
2. ΧΑΛΥΒΑΣ	α. Πλαίσια	4.00
	β. Δικτυωτοί σύνδεσμοι με εκκεντρότητα *	4.00
	γ. Δικτυωτοί σύνδεσμοι χωρίς εκκεντρότητα:	
	• διαγώνιοι σύνδεσμοι	3.00
	• σύνδεσμοι τύπου V ή L	1.50
	• σύνδεσμοι τύπου K (όπου επιτρέπεται*)	1.00
* Βλέπε Παράρτημα Γ.		
3. ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ	α. Με οριζόντια διαζώματα	1.50
	β. Με οριζόντια και κατακόρυφα διαζώματα	2.00
	γ. Οπλισμένη (κατακόρυφα και οριζόντια)	2.50
4. ΞΥΛΟ	α. Πρόβολοι	1.00
	β. Δοκοί – Τόξα – Κολλητά πετάσματα	1.50
	γ. Πλαίσια με κοχλιώσεις	2.00
	δ. Πετάσματα με ηλώσεις	3.00

Πίνακας 2.5: Μέγιστες τιμές συντελεστή συμπεριφοράς q

2.7.8 Συντελεστής θεμελίωσης θ

Ο συντελεστής θεμελίωσης θ εκφράζει την ευνοϊκή επιρροή της δύσκαμπτης θεμελίωσης, όχι μόνο στη μείωση της έντασης της σεισμικής δόνησης από την επιφάνεια του εδάφους προς το θεμέλιο, αλλά και στη μείωση των κινδύνων καθιζήσεων.

Ο συντελεστής αυτός εξαρτάται γενικά από το βάθος και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης. Για τις περισσότερες κατηγορίες εδαφών ο συντελεστής θ λαμβάνει την τιμή 1.0. Για μαλακά εδάφη ο συντελεστής θ επιτρέπεται να λαμβάνει τις τιμές που δίδονται στον πίνακα 2.6, όταν συντρέχει τουλάχιστον μία από τις προϋποθέσεις που αναφέρονται σε αυτόν.

Προϋποθέσεις		
1α.	Το κτίριο διαθέτει ένα υπόγειο	0.90
1β.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι γενική κοιτόστρωση	
1γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που φέρουν δοκούς σύνδεσης στην κεφαλή	
2α.	Το κτίριο διαθέτει δύο τουλάχιστον υπόγεια	0.80
2β.	Το κτίριο διαθέτει ένα τουλάχιστον υπόγειο και η θεμελίωση είναι γενική κοιτόστρωση	
2γ.	Η θεμελίωση του κτιρίου είναι με πασσάλους που συνδέονται με ενιαίο κεφαλόδεσμο (όχι αναγκαστικά ενιαίου πάχους)	
Παρατήρηση: Υπόγειος θεωρείται ένας όροφος όταν έχει περιμετρικά τοιχώματα έτσι, ώστε οι συνδεόμενες πλάκες να είναι πρακτικά αμετάθετες.		

Πίνακας 2.6: Συντελεστής θεμελίωσης θ

2.7.9 Διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης η εκφράζει την αυξομείωση της επιρροής της ιξώδους απόσβεσης στην ελαστική περιοχή της συμπεριφοράς, όταν το ποσοστό της απόσβεσης ζ είναι διάφορο του 5%. Η αύξηση της απόσβεσης στην ανελαστική περιοχή της συμπεριφοράς (υστερητική απόσβεση) συμπεριλαμβάνεται στην τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς q .

2.8 Φάσμα EN 1998-1:2004(E)

Το ελαστικό $S_e(T)$ φάσμα απόκρισης (σχ.2.15), σύμφωνα με τον ευρωπαϊκό κανονισμό EN 1998-1, για την οριζόντια συνιστώσα της επιτάχυνσης δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$0 < T < T_B : S_e(T) = \alpha_g S \left[1 + \frac{T}{T_R} (\eta \cdot 2.5 - 1) \right]$$

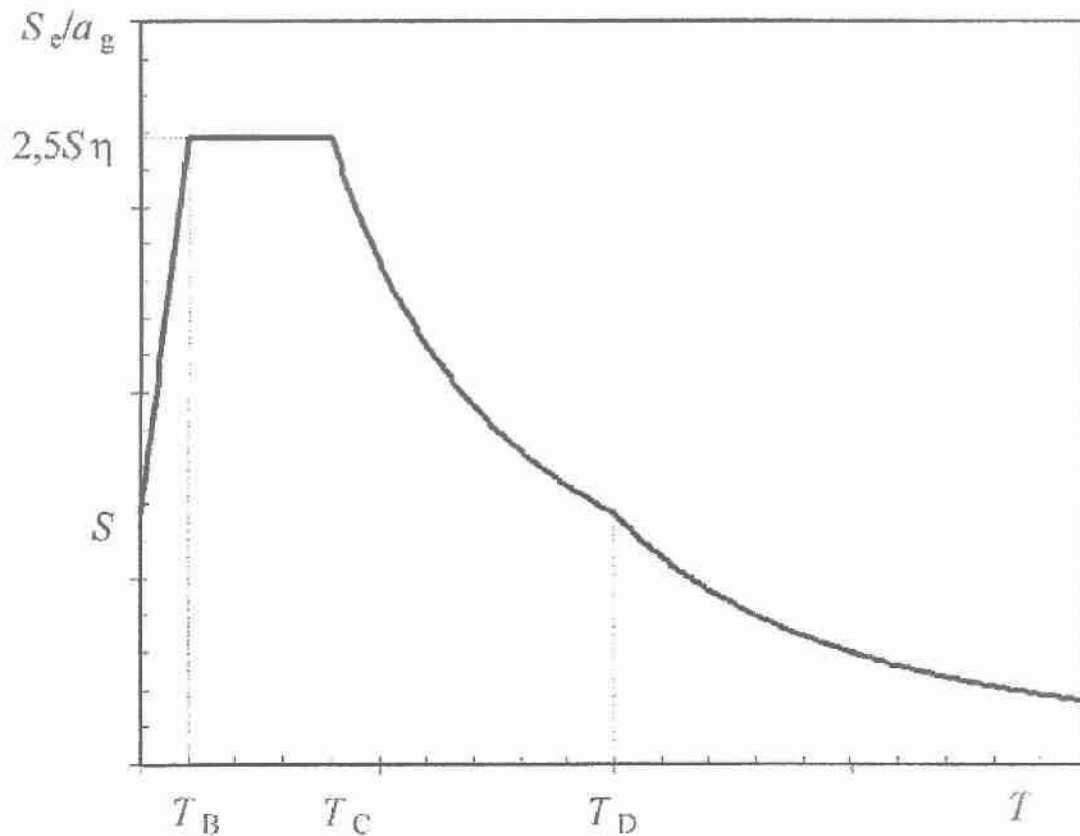
$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = \alpha_g S \cdot \eta \cdot 2.5$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = \alpha_g S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D < T \leq 4s : S_e(T) = \alpha_g S \cdot \eta \cdot 2.5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

όπου:

- T η ιδιοπερίοδος ενός γραμμικού συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας
- a_g η επιτάχυνση του εδάφους
- T_B κατώτερο όριο περιόδου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_C ανώτερο όριο περιόδου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης
- T_D η τιμή που καθορίζει το σημείο όπου ξεκινά το σταθερά μειούμενο εύρος απόκρισης του φάσματος
- S συντελεστής εδάφους
- η διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης



Σχήμα 2.15: Ελαστικό φάσμα απόκρισης

Κεφάλαιο 3

Γενικά χαρακτηριστικά της απόκρισης δεξαμενών σε δυναμικές διεγέρσεις

3.1 Επαγωγική και ωστική μάζα ρευστού – Ιδιοτιμές και ιδιοπερίοδοι

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, η κίνηση της δεξαμενής συμπαρασύρει προφανώς και το υγρό που αυτή περιέχει. Η συνολική μάζα του ρευστού μπορεί να θεωρηθεί ότι αποτελείται από δύο μέρη, την ωστική μάζα (*impulsive mass*) και την επαγωγική μάζα (*convective mass*). Το ποσοστό μάζας που αντιστοιχεί στο επαγωγικό και το ωστικό κομμάτι, εξαρτάται από τη στάθμη πλήρωσης της δεξαμενής σε υγρό και από τη γεωμετρία της δεξαμενής. Γενικά σε μια ψηλή δεξαμενή (λόγος διαμέτρου προς ύψος D/H μικρότερου της μονάδας), η επαγωγική μάζα θα είναι ένα μικρό ποσοστό της συνολικής μάζας του ρευστού, ενώ σε μια χαμηλή δεξαμενή (λόγος διαμέτρου προς ύψος D/H μεγαλύτερου του δύο), η επαγωγική μάζα θα είναι ένα μεγάλο ποσοστό της συνολικής μάζας του ρευστού.

Συγκεκριμένα, η ωστική μάζα παρακολουθεί την κίνηση της δεξαμενής και καταλαμβάνει το χαμηλό τμήμα της. Αντιθέτως, η επαγωγική μάζα είναι το μέρος του υγρού στο οποίο εμφανίζεται ο κυματισμός και, συνεπώς, βρίσκεται στην ελεύθερη επιφάνεια του υγρού, η κίνηση δε της οποίας είναι πολύ διαφορετική από την κίνηση που επιβάλλει ο σεισμός στο δοχείο. Το επαγωγικό μέρος του ρευστού είναι ένα άθροισμα πολλών μαζών, κάθε μία από τις οποίες αντιστοιχεί σε μία ιδιομορφή κυματισμού.

Γενικά, το πρόβλημα επίλυσης του συστήματος δεξαμενή-υγρό, είναι συζευγμένο, διότι το ρευστό έχει συννοριακές συνθήκες οι οποίες εξαρτώνται από την κίνηση της δεξαμενής. Και η κίνηση της δεξαμενής όμως, εξαρτάται με τη σειρά της από τα φορτία (υδροδυναμικές πιέσεις) που δέχεται από το υγρό. Έτσι το πρόβλημα κίνησης του υγρού δεν γίνεται να λυθεί ανεξάρτητα από το πρόβλημα της δεξαμενής.

Αν εξεταστεί ξεχωριστά το πρόβλημα της κίνησης του ρευστού, μπορεί να διακριθούν δυο διαφορετικοί τύποι προβλημάτων: το πρόβλημα αρχικών τιμών και το

πρόβλημα ιδιοτιμών. Στο πρόβλημα αρχικών τιμών, το ρευστό διεγείρεται με μια δεδομένη κίνηση (εξωτερική διέγερση $x(t)$) π.χ. αρμονική διέγερση, και εξετάζεται στο χρόνο η κίνηση του. Στο πρόβλημα των ιδιοτιμών αντίθετα, δίνεται ένα αρχικό “χτύπημα” στο ρευστό και εξετάζεται η ταλάντωση του (ελεύθερη ταλάντωση). Δηλαδή, το ζητούμενο σε αυτή την περίπτωση είναι να βρεθεί υπό ποιες προϋποθέσεις η λύση μπορεί να είναι μη μηδενική. Αυτό συμβαίνει για κάποιες τιμές της κυκλικής συχνότητας ω (ιδιοσυχνότητες κίνησης ή ιδιοτιμές).

Προκειμένου να επιλυθεί το πρόβλημα του συστήματος ρευστό-δεξαμενή, γίνεται η θεώρηση ότι η δεξαμενή είναι απαραμόρφωτη. Για μικρές παραμορφώσεις της δεξαμενής γενικά, η συμπεριφορά του ρευστού δεν αλλάζει σημαντικά. Είναι γνωστό ότι το πρόβλημα ρευστού-δεξαμενής είναι μεν συζευγμένο, όπως αναφέρθηκε παραπάνω, αλλά με τη θεώρηση του απαραμόρφωτου τοιχώματος της δεξαμενής δεν υπάρχει πλέον σύζευξη. Δηλαδή, αν επιλυθεί το πρόβλημα του κυματισμού σε ένα απαραμόρφωτο δοχείο, και, στη συνέχεια επιλυθεί το ίδιο πρόβλημα για παραμορφώσιμο δοχείο, λαμβάνοντας υπόψη ότι η συνοριακή συνθήκη είναι τέτοια ώστε το τοίχωμα να παραμορφώνεται ανάλογα με την κίνηση του ρευστού, η διαφορά δεν είναι μεγάλη. Αυτό συμβαίνει επειδή η ταλάντωση του κελύφους της δεξαμενής είναι υψίσυχνη, ενώ αντιθέτως το υγρό ταλαντώνεται με χαμηλή συχνότητα. Εφόσον λοιπόν αυτές οι δυο συχνότητες ταλάντωσης απέχουν πολύ μεταξύ τους, μπορεί να θεωρηθεί ότι η επαγωγική κίνηση του ρευστού και η κίνηση του κελύφους είναι ασύζευκτες. Συνεπώς, το υδροδυναμικό πρόβλημα λύνεται για απαραμόρφωτη δεξαμενή, ενώ είναι γνωστό ότι η λύση ισχύει επίσης και για παραμορφώσιμη δεξαμενή.

3.2 Φαινόμενο κυματισμού

Το φαινόμενο κυματισμού αποτελεί πρόβλημα ροής με ελεύθερη επιφάνεια και σχετίζεται με την θεωρία των επιφανειακών κυμάτων. Οι ροές που σχετίζονται με επιφανειακά κύματα θεωρούνται συνήθως δυναμικές ροές γεγονός το οποίο αποτελεί αποδεκτή προσέγγιση για φαινόμενα ελεύθερης επιφάνειας. Η ελεύθερη επιφάνεια του υγρού κινείται μόνο κάθετα ως προς τη βάση της δεξαμενής, και τα μήκη κύματος ταυτίζονται με ένα φάσμα συγκεκριμένων διακριτών τιμών που αποτελούν τις ιδιοτιμές του συστήματος. Τέλος, ο λόγος του μήκους κύματος του κυματισμού

προς την ανύψωση της ελεύθερης επιφάνειας είναι αρκετά μεγάλος ώστε η γραμμικοποίηση των εξισώσεων να είναι αποδεκτή.

Η μαθηματική διατύπωση του φαινομένου του κυματισμού βασίζεται στη μαθηματική διατύπωση των επιφανειακών κυμάτων. Όταν σε ένα ρευστό που βρίσκεται σε κατάσταση ηρεμίας δημιουργηθούν κυματισμοί βαρύτητας στην ελεύθερη επιφάνεια, η κίνηση του ρευστού περιγράφεται από την θεωρία των επιφανειακών κυμάτων και η ροή χαρακτηρίζεται ως αστρόβιλη. Το διάνυσμα της ταχύτητας εκφράζεται ως η κλίση του δυναμικού της ταχύτητας, η οποία ικανοποιεί την εξίσωση Laplace.

Η μαθηματική διατύπωση του φαινομένου του κυματισμού ως πρόβλημα ιδιοτιμών έχει ως εξής (Σχ. 3.1):

$$\nabla^2 \Phi = 0 \quad \text{στο } \Omega$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = 0 \quad \text{στο B1}$$

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0 \quad \text{στο B2}$$

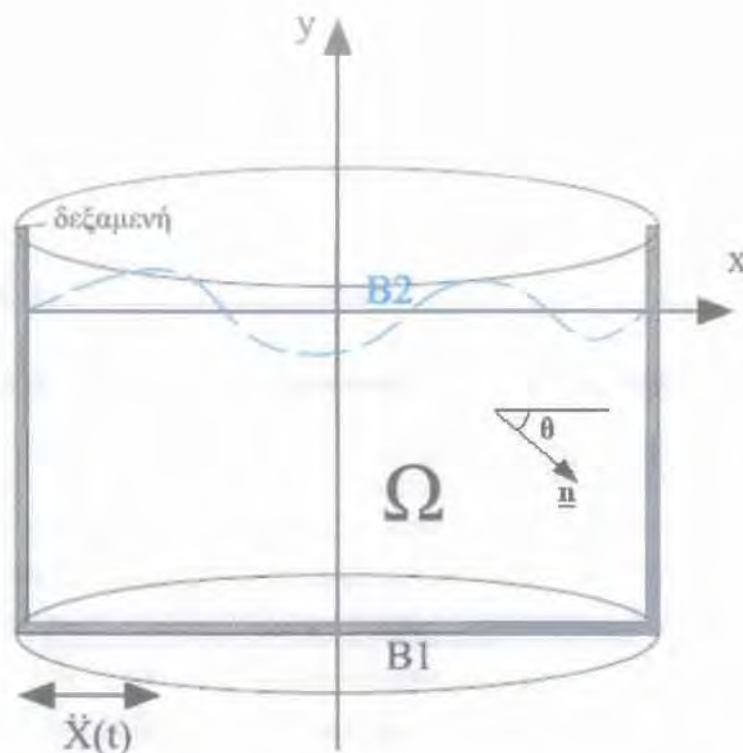
Στις περιπτώσεις που ασκείται εξωτερική διέγερση στη δεξαμενή το πρόβλημα μετατρέπεται σε πρόβλημα συνοριακών τιμών με την εμφάνιση μη ομογενών όρων στις συνοριακές συνθήκες των τοιχωμάτων της δεξαμενής.

Συγκεκριμένα:

$$\nabla^2 \Phi = 0 \quad \text{στο } \Omega$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = X \cos \theta \quad \text{στο B1}$$

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0 \quad \text{στο B2}$$

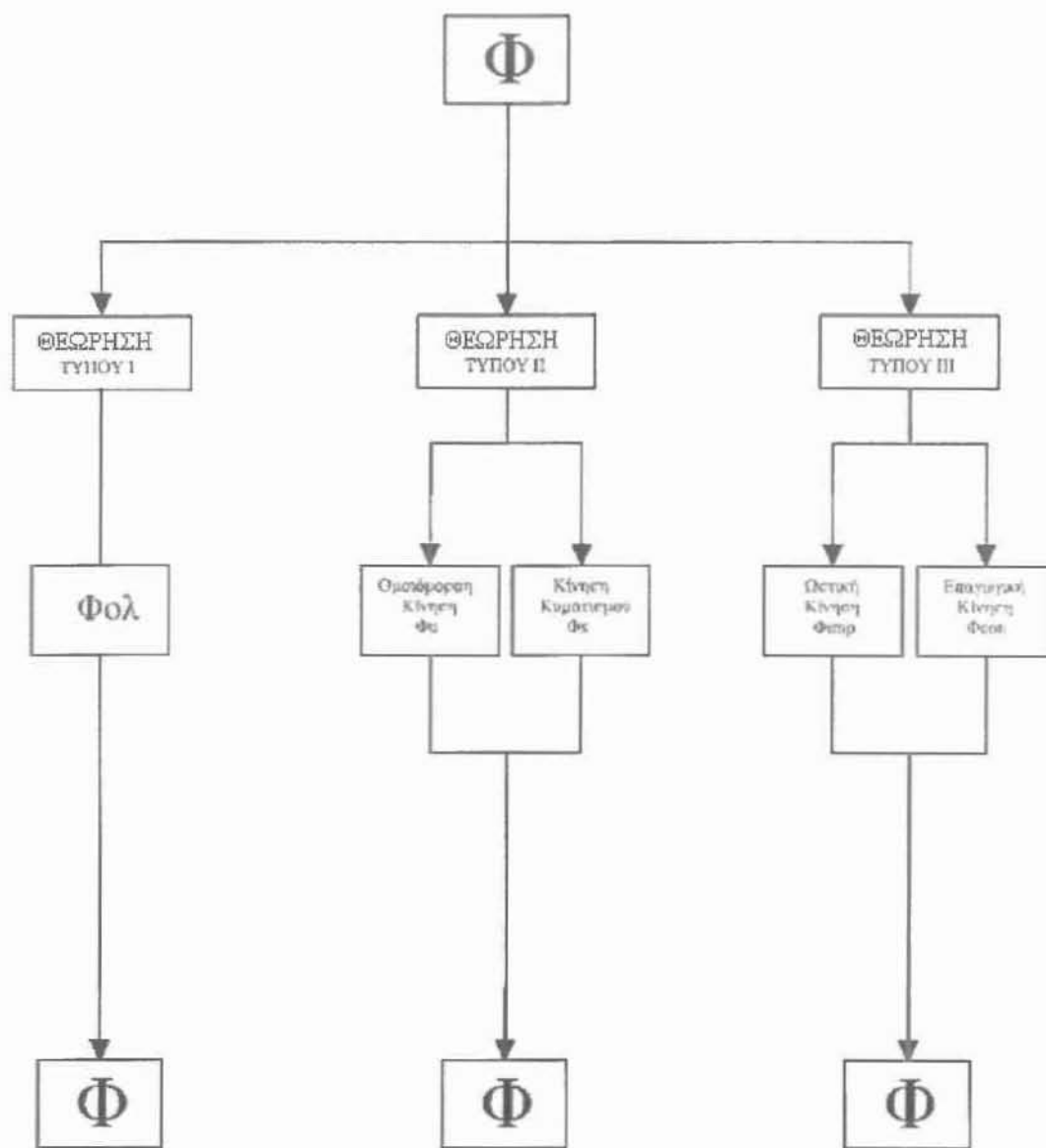


Σχ.3.1: Γεωμετρική απεικόνιση του πεδίου ορισμού, των συνόρων του συστήματος και της εξωτερικής διέγερσης $\dot{X}(t)$

Οι μέθοδοι επίλυσης του προβλήματος συνοριακών τιμών διακρίνονται σε αναλυτικές και αριθμητικές. Οι αναλυτικές μέθοδοι που χρησιμοποιούνται συνήθως είναι η μέθοδος διαχωρισμού των μεταβλητών και η σύμμορφη απεικόνιση. Η μέθοδος διαχωρισμού των μεταβλητών εφαρμόζεται σε ορθογωνικές και κατακόρυφες κυλινδρικές δεξαμενές. Σε σφαιρικές και σε οριζόντιες κυλινδρικές δεξαμενές, το πρόβλημα είναι μη διαχωρίσιμο και εφαρμόζονται συνήθως μέθοδοι σύμμορφης απεικόνισης ή άλλες εξειδικευμένες τεχνικές. Τέλος, οι υπολογιστικές μέθοδοι των πεπερασμένων διαφορών και πεπερασμένων στοιχείων εφαρμόζονται σε όλες τις γεωμετρίες.

Η επίλυση του φαινομένου του κυματισμού, μπορεί να διευκολυνθεί σημαντικά θεωρώντας τη φυσική του φαινομένου. Για την επίλυση χρησιμοποιούνται τρεις διαφορετικοί τύποι θεώρησης του δυναμικού Φ της ταχύτητας. Στη θεώρηση τύπου I το δυναμικό δεν διαχωρίζεται. Στην θεώρηση τύπου II το δυναμικό διαχωρίζεται σε δύο μέρη και ο διαχωρισμός αυτός σχετίζεται άμεσα με την φυσική του φαινομένου. Η κίνηση του ρευστού που βρίσκεται μέσα στη δεξαμενή περιλαμβάνει μια κίνηση ταλάντωσης (κυματισμός), και μια κίνηση που ακολουθεί την κίνηση του δοχείου.

Στη θεώρηση τύπου III το δυναμικό της ταχύτητας διαχωρίζεται επίσης σε δύο μέρη, την ωστική και την επαγωγική κίνηση [Karamanos et al., 2006; Platyrrachos, 2004].



Σχ.3.2: Οι τρεις διαφορετικοί τρόποι θεώρησης του δυναμικού Φ της ταχύτητας για την επίλυση του υδροδυναμικού προβλήματος κυματισμού

Κεφάλαιο 4

Κανονισμοί / προδιαγραφές για τον σεισμικό σχεδιασμό σε δεξαμενές

4.1 Πρότυπο API 650 (2007) Appendix E

Το πρότυπο API 650 αποτελεί το κλασικότερο πρότυπο σχεδιασμού δεξαμενών. Στην τελευταία έκδοση του προτύπου αυτού, χρησιμοποιείται, πέραν της οριζόντιας συνιστώσας επιτάχυνσης, και κατακόρυφη συνιστώσα επιτάχυνσης σεισμού. Τα υπόλοιπα τρία πρότυπα που εξετάζονται σε αυτό το κεφάλαιο δεν λαμβάνουν υπόψη τους την κατακόρυφη συνιστώσα. Επίσης, όπως και στον κανονισμό EN1998-4, η ροπή ανατροπής υπολογίζεται πάνω και κάτω από τη βάση της δεξαμενής (Ringwall moment & Slab moment). Επιπρόσθετα, σε αυτόν τον κανονισμό, γίνεται υπολογισμός του ελεύθερου ύψους πάνω από τη μέγιστη στάθμη πλήρωσης της δεξαμενής (freeboard height). Παρόμοιος υπολογισμός (μέγιστης στάθμης κυματισμού) υπάρχει και στον κανονισμό EN1998-4. Τέλος, εν αντιθέσει με τους άλλους τρεις κανονισμούς, ο κανονισμός API 650(2007) υπολογίζει την ονομαζόμενη μεμβρανική τάση (hoop stress) που δημιουργεί το ρευστό καθώς δρα κατά την ακτινική διεύθυνση στα τοιχώματα.

Με δεδομένα τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της δεξαμενής (διάμετρος, ύψος, μέγιστο ύψος πλήρωσης, πάχος τοιχώματος, πάχος δακτυλίου βάσης "annular", κ.τ.λ.) και με γνωστές κάποιες σταθερές ποσότητες όπως ειδικό βάρος ρευστού και υλικού δεξαμενής, οριζόντια συνιστώσα επιτάχυνσης σεισμού, όριο διαρροής υλικού της κατασκευής, κ.α., υπολογίζονται αρχικά ορισμένοι συντελεστές (παράγραφος E.4.5). Το συνολικό βάρος της κατασκευής (μαζί με το ρευστό) είναι γνωστό, ενώ για το βάρος της στέγης λαμβάνεται υπόψη και ένα ποσοστό 10% του φορτίου χιονιού.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η ωστική περίοδος T_i (impulsive period) και η επαγωγική περίοδος ή ιδιοπερίοδος T_c (convective period). Ακολουθεί ο σχεδιασμός του ελαστικού φάσματος απόκρισης (σχ.4.1.1).

Το ελαστικό φάσμα απόκρισης $Se(T, \xi)$, όπου T είναι η ιδιοπερίοδος και ξ είναι ο λόγος απόσβεσης της κατασκευής, δίνεται από μια κλαδική συνάρτηση που

αποτελείται από τέσσερις κλάδους, και η οποία υπολογίζεται στον ευρωπαϊκό κανονισμό EN1998-1(2004). Σημειώνεται ότι το ίδιο ελαστικό φάσμα χρησιμοποιήθηκε και στον ευρωπαϊκό κανονισμό EN1998-4(2006) που είναι ουσιαστικά ο ίδιος με τον παλαιότερο EN1998-1(2004). Με βάση λοιπόν το ελαστικό φάσμα απόκρισης, υπολογίζονται (παράγραφος E.4.6) οι συντελεστές φασματικών επιταχύνσεων (ωστικής φασματικής επιτάχυνσης και επαγωγικής φασματικής επιτάχυνσης A_i και A_c), οι οποίοι θα χρησιμοποιηθούν αργότερα για τον υπολογισμό της οριζόντιας δύναμης σεισμού, της ροπής ανατροπής καθώς και των αναπτυσσόμενων μεμβρανικών δυνάμεων (hoop forces). Επιπλέον, για τον υπολογισμό των συντελεστών A_i και A_c λαμβάνεται υπόψη ένας συντελεστής σημαντικότητας I της κατασκευής (στη συνήθη περίπτωση $I=1$), και οι συντελεστές μείωσης (R_{wi} : ωστικός συντελεστής μείωσης και R_{wc} : επαγωγικός συντελεστής μείωσης), οι οποίοι και διαιρούν τις τιμές των επιταχύνσεων που προκύπτουν από το ελαστικό φάσμα απόκρισης (παράγραφος E.5.1.1). Για όλες τις δεξαμενές στις οποίες εφαρμόστηκε ο κανονισμός API 650(2007), ο συντελεστής $R_{wi}=3.5$, ενώ $R_{wc}=2$. Οι συντελεστές αυτοί είναι αντίστοιχοι των συντελεστών συμπεριφοράς q των ευρωπαϊκών κανονισμών.

Στη συνέχεια υπολογίζονται τα βάρη W_i και W_c (ωστικό και επαγωγικό βάρος αντίστοιχα) που χρησιμοποιούνται στις σχέσεις για τον υπολογισμό της οριζόντιας δύναμης σεισμού (base shear) και της ροπής ανατροπής (παράγραφος E.6).

Η οριζόντια δύναμη σεισμού V , ισούται με την τετραγωνική ρίζα του αθροίσματος των τετραγώνων της ωστικής συνιστώσας V_i της οριζόντιας δύναμης συν την επαγωγική συνιστώσα V_c της οριζόντιας δύναμης σεισμού. Δηλαδή:

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

Με χρήση ορισμένων αναλυτικών σχέσεων υπολογίζονται τα γεωμετρικά ύψη που ασκούνται οι V_i , V_c , τα οποία θα χρησιμοποιηθούν αργότερα για τον υπολογισμό των ασκούμενων ροπών.

Εφόσον έχουν προσδιοριστεί πλέον οι συντελεστές A_i και A_c , μπορεί να υπολογιστούν οι ασκούμενες στο τοίχωμα της δεξαμενής μεμβρανικές δυνάμεις (ωστική και επαγωγική αντίστοιχα -hoop forces), οι οποίες προστιθέμενες καταλλήλως στην υδροστατική δύναμη και διαιρώντας με το πάχος του τοιχώματος

της δεξαμενής, δίνουν τη συνολική μεμβρανική τάση σ_T (hoop stress), η οποία συγκρίνεται με το όριο διαρροής του υλικού της δεξαμενής επί κάποιο συντελεστή ασφάλειας (παράγραφος E.6.1.4).

Για τον υπολογισμό της συνολικής μεμβρανικής τάσης, λαμβάνεται υπόψη και η κατακόρυφη συνιστώσα σεισμικής επιτάχυνσης A , η οποία προκύπτει από τον πολλαπλασιασμό της οριζόντιας επί 0.7.

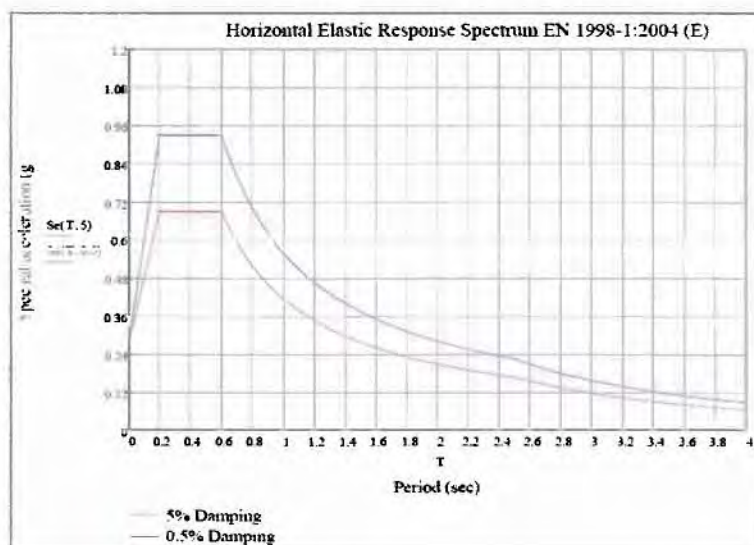
Στη συνέχεια υπολογίζεται ο λόγος αγκύρωσης J (anchorage ratio), η οποία ανάλογα της τιμής που παίρνει, καθορίζει το αν η δεξαμενή θα είναι δομικά ευσταθής ή όχι κατά το σεισμό (παράγραφος E.6.2.1). Στην περίπτωση αστάθειας, μια λύση που μπορεί να εφαρμοστεί είναι η χρήση κοχλιών αγκυρώσεως γύρω από τη δεξαμενή. Για τον προσδιορισμό του J χρησιμοποιείται η ροπή ανατροπής πάνω από τη βάση της δεξαμενής (M_{rw}).

Τέλος υπολογίζεται η μέγιστη θλιπτική τάση σ_c στη βάση του τοιχώματος της δεξαμενής και συγκρίνεται με την επιτρεπόμενη θλιπτική τάση F_c η οποία δίνεται από τη σχέση: $F_c = \frac{83t}{D}$, όπου t το πάχος του τοιχώματος της δεξαμενής στην κατώτερη διαβάθμιση (bottom shell course) και D η διάμετρος της δεξαμενής (παράγραφος E.6.2.2).

Συγκεκριμένα πρέπει να ικανοποιούνται οι εξής σχέσεις:

$$\sigma_c < F_c \quad \text{και} \quad \sigma_c < 0.5\sigma_y$$

όπου σ_y το όριο διαρροής του υλικού κατασκευής.



Σχήμα 4.1.1: ελαστικό φάσμα απόκρισης $Se(T, \xi)$ σύμφωνα με EN1998-1

4.2 Πρότυπο EN 1998-4 Annex A

Στο πρότυπο αυτό οι υπολογισμοί γίνονται είτε ακολουθώντας την απλοποιημένη διαδικασία ανάλυσης, είτε τη γενική η οποία είναι και πιο σύνθετη, διότι περιλαμβάνει τον υπολογισμό της ωστικής και της επαγωγικής πίεσης (impulsive and convective pressure). Η κατακόρυφη συνιστώσα επιτάχυνσης λαμβάνεται και σε αυτό το πρότυπο υπόψη. Επίσης, όπως και στον κανονισμό API 650(2007), υπολογίζεται το μέγιστο ύψος κυματισμού του υγρού που κινείται κατά το σεισμό.

Η μεθοδολογία και τα βήματα υπολογισμού των διαφορών φυσικών μεγεθών είναι παρόμοια με τη μεθοδολογία που ακολουθήθηκε στον αμερικανικό κανονισμό API 650(2007).

Αρχικά υπολογίζεται η ωστική και η επαγωγική περίοδος T_{imp} και T_{con} αντίστοιχα (παράγραφος A.3.2.2). Για τον λόγο ύψος πλήρωσης υγρού προς ακτίνα δεξαμενής (H/R), υπολογίζονται από πίνακες διάφοροι συντελεστές, βάρη και ύψη, που θα χρησιμοποιηθούν για τον υπολογισμό της οριζόντιας δύναμης σεισμού Q και των ροπών M και M , ροπή ανατροπής πάνω από τη βάση της δεξαμενής και κάτω από τη βάση της αντίστοιχα. Το ελαστικό φάσμα απόκρισης $Se(T, \xi)$ είναι αυτό που αναφέρεται στην προηγούμενη παράγραφο. Σε αυτό το πρότυπο χρησιμοποιείται επίσης ένα ελαστικό φάσμα σχεδιασμού $Sd(T)$ (σχ. 4.1.2) το οποίο εισάγει μέσα του τον συντελεστή μείωσης ή συντελεστή συμπεριφοράς q . Αυτός ο συντελεστής μειώνει τελικά την τιμή της φασματικής επιτάχυνσης η οποία και θα χρησιμοποιηθεί στον υπολογισμό των ροπών και της οριζόντιας δύναμης σεισμού.

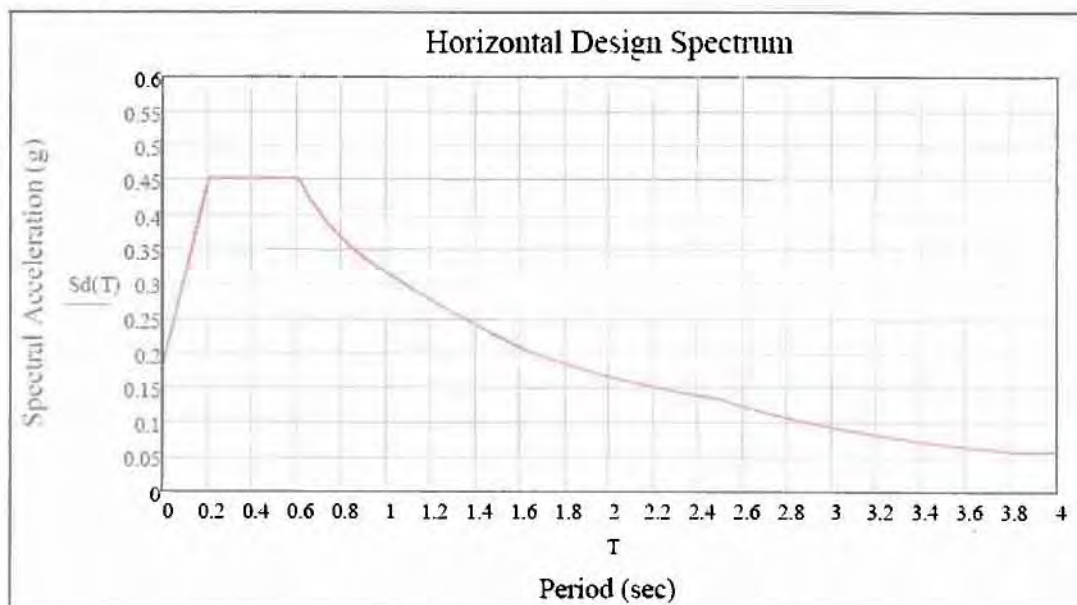
Για τον συντελεστή q γενικά ισχύουν τα εξής: Όταν συμβαίνει ένας σεισμός, η κατασκευή η οποία τον δέχεται, μπορεί να συμπεριφέρεται είτε ελαστικά (δηλαδή φόρτιση-αποφόρτιση), είτε ανελαστικά. Όταν συμπεριφέρεται ανελαστικά, η κατασκευή φορτίζεται και αποφορτίζεται κατά τέτοιο τρόπο ώστε να απορροφάται σεισμική ενέργεια. Έτσι, η σεισμική δύναμη είναι μικρότερη σε σχέση με την περίπτωση της ελαστικής συμπεριφοράς της δεξαμενής. Εν τέλει, αν μία κατασκευή συμπεριφέρεται ανελαστικά, η ελαστική δύναμη διαιρείται με τον συντελεστή q ώστε να προκύψει η πραγματική (μικρότερη) δύναμη, όποτε ο σχεδιασμός της κατασκευής γίνεται με αυτή τη δύναμη. Δηλαδή:

$$\frac{F_{elastic}}{q} = \gamma_{elastoplastic}$$

Στους αμερικανικούς κανονισμούς ο συντελεστής συμπεριφοράς που συμβολίζεται με το γράμμα R λαμβάνεται ίσος με 3.5, ενώ στον ευρωπαϊκό κανονισμό παίρνει την τιμή $q=1.5$.

Συνεχίζοντας στη μεθοδολογία του ευρωπαϊκού προτύπου EN 1998-4, αφού υπολογιστούν οι αναπτυσσόμενες ροπές και η οριζόντια δύναμη σεισμού, γίνεται ο έλεγχος αγκύρωσης. Από ειδικά νομογραφήματα (παράγραφοι A.9.3, A.9.4, A.9.5) εκτιμάται το ανασήκωμα του κελύφους της δεξαμενής και το μήκος της βάσης που βρίσκεται ανασηκωμένο. Τα δύο αυτά γεωμετρικά μεγέθη συνδυάζονται σε κατάλληλη σχέση από την οποία υπολογίζεται η στροφή της βάσης της δεξαμενής. Αν αυτή η στροφή ξεπερνά μια κρίσιμη τιμή η δεξαμενή θα πρέπει να αγκυρωθεί σε πρώτη φάση.

Στη συνέχεια υπολογίζεται η μέγιστη αναπτυσσόμενη κατακόρυφη τάση σ_m η οποία δίνεται από τη γνωστή, από την μηχανική υλικών για κάμψη δοκού, σχέση υπολογισμού των ορθών τάσεων λόγω κάμψης $\sigma_m = \frac{M}{I_z} R$ και κατόπιν γίνεται ο έλεγχος σε λυγισμό (elastic buckling), και ο έλεγχος σε λυγισμό στη βάση της δεξαμενής (elastic-plastic collapse ή elephant foot). Συγκεκριμένα, ο έλεγχος απαιτεί η τάση σ_m να είναι μικρότερη και από τις δύο παραπάνω τάσεις λυγισμού (παράγραφος A.10).



Σχήμα 4.1.2: ελαστικό φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$ σύμφωνα με EN1998-1

4.3 Πρότυπο API 650 (2003) Appendix E

Το πρότυπο το οποίο περιγράφεται κάτωθι, είναι παραπλήσιο στη μεθοδολογία του με το πρότυπο EN 14015. Τα δύο αυτά πρότυπα είναι γενικά απλούστερα σε σχέση με τους πιο πρόσφατους κανονισμούς API 650(2007) και EN 1998-4 και γι' αυτό η χρήση τους είναι περιορισμένη σήμερα αφού χρησιμοποιείται πλέον η νέα έκδοση του API 650. Εντούτοις, ο κανονισμός API 650 (2003) ήταν για χρόνια ο πιο διαδεδομένος κανονισμός σχεδιασμού δεξαμενών.

Αφού προσδιοριστούν το ωστικό και επαγωγικό βάρος, καθώς επίσης και τα αντίστοιχα ύψη (παράγραφος E.3.2), υπολογίζεται η επαγωγική ιδιοπερίοδος T του συστήματος. Ωστική περίοδος εδώ δεν υπολογίζεται. Στη συνέχεια, προσδιορίζονται οι σεισμικοί συντελεστές που θα χρησιμοποιηθούν στις σχέσεις υπολογισμού της οριζόντιας δύναμης σεισμού και της ροπής ανατροπής. Οι συντελεστές αυτοί (C_1 και C_2), είτε δίνονται απευθείας από τον κανονισμό (ως σταθερά η C_1 και μέσω μιας απλής σχέσης της ιδιοπεριόδου T η C_2), είτε καθορίζονται από φάσματα απόκρισης που αναφέρονται σε συγκεκριμένη τοποθεσία (π.χ. μία περιοχή της Ελλάδας). Στην παρούσα διπλωματική εργασία χρησιμοποιήθηκε ο πρώτος (απλούστερος) τρόπος.

Αφού υπολογιστούν η οριζόντια δύναμη σεισμού και η ροπή ανατροπής (παράγραφος E.3.1), γίνεται ο έλεγχος ευστάθειας της δεξαμενής (παράγραφος E.5.1). Αν η δεξαμενή προκύψει τελικά δομικά ασταθής, μία λύση στο πρόβλημα αυτό είναι να χρησιμοποιηθούν αγκυρώσεις στη δεξαμενή. Ο αριθμός των αγκυριών που θα πρέπει να τοποθετηθούν καθώς και το φορτίο που παραλαμβάνει το κάθε αγκύριο υπολογίζονται σύμφωνα με τη μεθοδολογία που προβλέπει ο κανονισμός αυτός (παράγραφος 3.12).

Τέλος υπολογίζεται η μέγιστη επιτρεπτή θλιπτική τάση F_a και η μέγιστη αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση η οποία θα πρέπει να είναι μικρότερη της F_a (παράγραφος E.5.3). Επίσης θα πρέπει να ικανοποιείται η εξής σχέση:

$F_a < 0.5 \cdot \sigma_v$, όπου σ_v το όριο διαρροής του υλικού κατασκευής της δεξαμενής.

4.4 Κανονισμός EN 14015 Annex G

Στο πρότυπο αυτό ακολουθείται ουσιαστικά η ίδια μεθοδολογία με αυτή του προτύπου API 650(2003). Αυτό που αλλάζει μόνο, είναι ο συμβολισμός των φυσικών ποσοτήτων και οι μονάδες μέτρησης.

Με τη βοήθεια διαγραμμάτων (παράγραφος G.2.2), υπολογίζονται αρχικά τα βάρη (ωστικό και επαγωγικό), καθώς και τα αντίστοιχα ύψη. Στη συνέχεια, (παράγραφος G.2.3), βρίσκονται οι συντελεστές που χρησιμοποιούνται στις σχέσεις για την εύρεση των μεγεθών οριζόντια δύναμη σεισμού και ροπή ανατροπής, και υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος T_s του συστήματος. Όπως και στον κανονισμό API 650(2003), η ωστική περίοδος δεν υπολογίζεται.

Αφού υπολογιστεί η οριζόντια δύναμη σεισμού και η ροπή ανατροπής (παράγραφος G.2.1), γίνεται ο έλεγχος ευστάθειας της δεξαμενής για να καθοριστεί το αν θα πρέπει να αγκυρωθεί η δεξαμενή ή όχι (παράγραφος G.4.1).

Τέλος υπολογίζεται η μέγιστη επιτρεπτή θλιπτική τάση F_a και η μέγιστη αναπτυσσόμενη θλιπτική τάση, η οποία θα πρέπει να είναι μικρότερη της F_a (παράγραφος G.4.3). Επίσης θα πρέπει να ικανοποιείται η εξής ανίσωση:

$F_a < 0.5 \cdot \sigma_v$, όπου σ_v , το όριο διαρροής του υλικού κατασκευής της δεξαμενής.

4.5 Παρατηρήσεις

Τα αποτελέσματα που δίνουν οι κανονισμοί API 650(2003) και EN 14015 είναι σχεδόν πανομοιότυπα. Στα πρότυπα API 650(2007) και EN 1998-4, τα οποία είναι πιο σύγχρονα, υπολογίζονται και κάποια επιπλέον μεγέθη, όπως για παράδειγμα το ύψος του κυματισμού στο υγρό που διεγείρεται από το σεισμό, η ωστική περίοδος ταλάντωσης, η μεμβρανική τάση στο πρότυπο API 650(2007), οι τάσεις λυγισμού στο πρότυπο EN 1998-4, κ.α. Τα αποτελέσματα που δίνει ο κανονισμός API 650(2007), όσον αφορά τις τάσεις, την οριζόντια δύναμη σεισμού και την ροπή ανατροπής, δεν παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις σε σχέση με τα αποτελέσματα των κανονισμών API 650(2003) και EN 14015, ενώ ο ευρωπαϊκός κανονισμός EN 1998-

4 δίνει αρκετά διαφορετικά αποτελέσματα, τουλάχιστον στις ροπές ανατροπής και την οριζόντια δύναμη σεισμού, πράγμα που οφείλεται στις σημαντικά διαφορετικές τιμές των σεισμικών συντελεστών που θεωρεί.

Αναλυτικοί πίνακες, σχήματα, νομογραφήματα και μαθηματικές σχέσεις υπάρχουν στο κεφάλαιο 5 όπου γίνονται αναλυτικά όλοι οι απαραίτητοι υπολογισμοί για κάθε κανονισμό σε τρεις συγκεκριμένες δεξαμενές.

Συγκεκριμένα εξετάστηκαν οι κάτωθι δεξαμενές:

- Δεξαμενή διαμέτρου $D=27.4\text{m}$ και ύψους πλήρωσης $H=15.7\text{m}$
- Δεξαμενή διαμέτρου $D=18\text{m}$ και ύψους πλήρωσης $H=19\text{m}$
- Δεξαμενή διαμέτρου $D=68\text{m}$ και ύψους πλήρωσης $H=19\text{m}$

Και στις τρεις δεξαμενές το περιεχόμενο είναι νερό, ενώ οι δεξαμενές βρίσκονται σε μια περιοχή αρκετά υψηλής σεισμικότητας (μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $0.24g$).

Κεφάλαιο 5

Σχεδιασμός δεξαμενών σύμφωνα με τα πρότυπα

Στο παρόν κεφάλαιο εφαρμόζονται οι τέσσερις κανονισμοί/προδιαγραφές σε τρεις διαφορετικής γεωμετρίας κατακόρυφες κυλινδρικές δεξαμενές και υπολογίζονται τα σεισμικά φορτία σε κάθε δεξαμενή, για σεισμό με συνιστώσα οριζόντιας επιτάχυνσης $a_g = 0.24g$. Τα βασικά γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κάθε δεξαμενής δίνονται παρακάτω:

- Δεξαμενή διαμέτρου $D=27.4m$ και ύψους πλήρωσης σε υγρό $H=15.7m$, λόγος $H/R=1.15$
- Δεξαμενή διαμέτρου $D=18m$ και ύψους πλήρωσης σε υγρό $H=19m$, λόγος $H/R=2.11$
- Δεξαμενή διαμέτρου $D=68m$ και ύψους πλήρωσης σε υγρό $H=19m$ λόγος $H/R=0.56$

Το πάχος του μεταλλικού τοιχώματος της κάθε δεξαμενής δεν είναι ενιαίο, αλλά αλλάζει βαθμιαία κατά το ύψος της δεξαμενής (διαβαθμίσεις - courses). Το πάχος σε κάθε διαβάθμιση της δεξαμενής διαμέτρου $D=27.4m$ λαμβάνεται απευθείας από τα κατασκευαστικά σχέδια της δεξαμενής, ενώ τα πάχη για τις δεξαμενές διαμέτρων $D=18m$ και $D=68m$ υπολογίζονται σύμφωνα με τη μέθοδο "1-Foot" που περιγράφεται στον κανονισμό API 650(2007).

Το υλικό των δεξαμενών θεωρείται συνήθης χάλυβας κατασκευών S235 με όριο διαρροής $\sigma_y=235 MPa$.

5.1 Δεξαμενή διαμέτρου $D=27.4\text{m}$ και ύψους πλήρωσης $H=15.7\text{m}$

5.1.1 Πρότυπο API 650 (2003)

Δεδομένα δεξαμενής:

Μέγιστο ύψος πλήρωσης $H=15.7\text{m}$

Ύψος δεξαμενής $H_t=16.5\text{m}$

Διάμετρος $D=27.4\text{m}$

Ακτίνα $R=13.7\text{m}$

$$\text{Λόγος } \frac{D}{H} = \frac{27.4\text{m}}{15.7\text{m}} = 1.745$$

Υγρό: νερό (ειδικό βάρος $G=1$, πυκνότητα $\rho_{\text{νερού}}=1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ ή $1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$)

Υλικό κατασκευής: χάλυβας (όριο διαρροής $F_{by}=\sigma_y=235 \text{ Mpa}$)

Επιτάχυνση σεισμού (οριζόντια) $A_g=0.24g$

Πάχος τοιχώματος δεξαμενής: 9 διαβαθμίσεις (courses) 6.4mm, 6.4mm, 6.4mm, 7.8mm, 9.7mm, 11.7mm, 13.7mm, 15.7mm, 17.7mm

Υπολογισμός βαρών:

Βάρος ρευστού $W_\rho = \pi \cdot R^2 \cdot H \cdot \rho_{\text{νερού}} = 3.14 \times 13.7^2 \times 15.7 \times 1 = 9257.4 \text{ t} = 90815.4 \text{ KN}$

Βάρος κελύφους δεξαμενής $W_{\text{shell}}=118.1 \text{ t} = 1158.6 \text{ KN}$

Βάρος σκεπής δεξαμενής $W_{\text{roof}}=35 \text{ t} = 343.4 \text{ KN}$

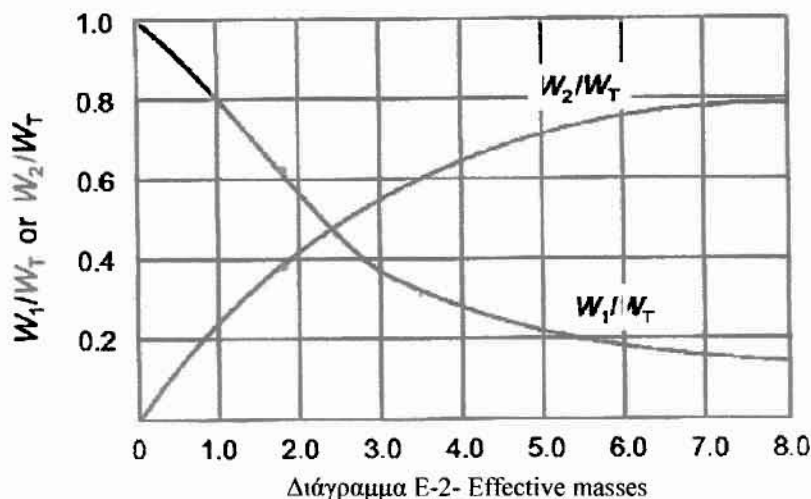
Συνολικό βάρος $W_{\text{total}} = W_\rho + W_{\text{shell}} + W_{\text{roof}} = 9410 \text{ t} = 92312 \text{ KN}$

Ωστικό βάρος $W_1 = W_{\text{total}} \frac{W_1}{W_{\text{total}}}$, (όπου $\frac{W_1}{W_{\text{total}}} = 0.62$ από διάγραμμα E-2)

$$\Rightarrow W_1 = 57233.4 \text{ KN}$$

Επαγωγικό βάρος $W_2 = W_{\text{total}} \frac{W_2}{W_{\text{total}}}$, (όπου $\frac{W_2}{W_{\text{total}}} = 0.38$ από διάγραμμα E-2)

$$\Rightarrow W_2 = 35078.6 \text{ KN}$$



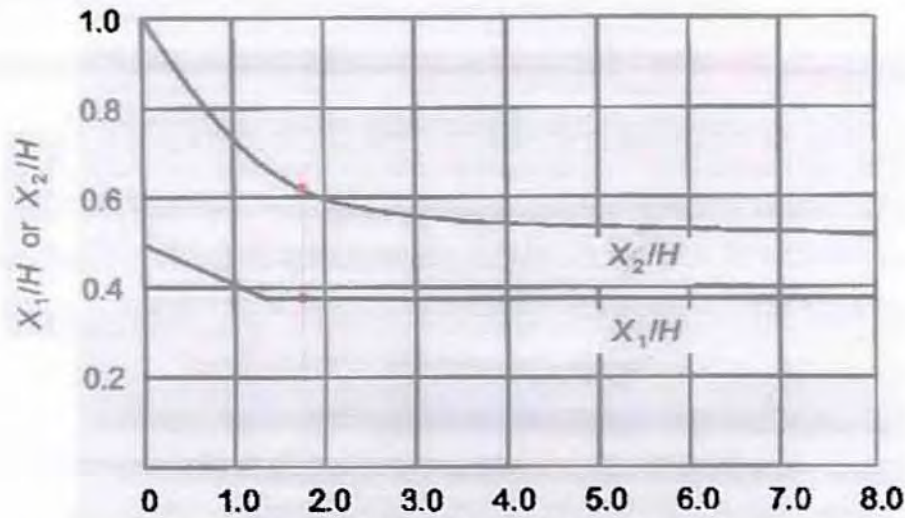
Υπολογισμός υψών:

Υψος ωστικής δύναμης $X_1 = H \frac{X_1}{H}$, (όπου $\frac{X_1}{H} = 0.38$ από διάγραμμα E-3)

$\Rightarrow X_1 = 5.96\text{m}$

Υψος επαγωγικής δύναμης $X_2 = H \frac{X_2}{H}$, (όπου $\frac{X_2}{H} = 0.62$ από διάγραμμα E-3)

$\Rightarrow X_2 = 9.7\text{m}$



Διάγραμμα E-3- Centroids of seismic forces

Συντελεστές:

Συντελεστής πλευρικής δύναμης (lateral force coefficient): $C_1 = 0.6$

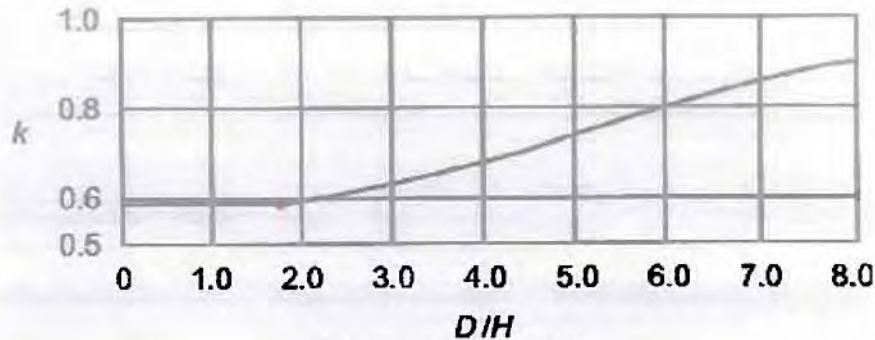
Συντελεστής σημαντικότητας της κατασκευής: $I=1$

Συντελεστής εδάφους: $S=1.2$ για κατηγορία εδάφους S_2 (από πίνακα E-3)

Type	Description	S Factor
S_1	A soil profile with either a) a rock-like material characterized by a shear wave velocity greater than 760 m/sec (2500 ft/sec) or by other suitable means of classification or b) stiff or dense soil conditions where the soil depth is less than 60 m (200 ft).	1.0
S_2	A soil profile with stiff or dense soil conditions where the soil depth exceeds 60 m (200 ft).	1.2
S_3	A soil profile 12 m (40 ft) or more in depth containing more than 6 m (20 ft) of soft to medium stiff clay but more than 12 m (40 ft) of soft clay.	1.5
S_4	A soil profile containing more than 12 m (40 ft) of soft clay.	2.0

Πίνακας E-3- Site coefficient

Συντελεστής $k=0.58$ (από διάγραμμα E-4)



Διάγραμμα E-4- Factor k

Ιδιοπερίοδος $T = 1.81 \cdot k \cdot D^{1/2} = 5.5 \text{ sec}$

Εφόσον $T > 4.5 \rightarrow$ Συντελεστής πλευρικής δύναμης (lateral force coefficient):

$$C_2 = \frac{3.375 \cdot S}{T^2} = 0.134$$

Αντίσταση σε Ανατροπή

W_L : Μέγιστο βάρος του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση της ροπής ανατροπής του κελύφους.

$W_L = 99 \cdot t_b \sqrt{F_{by} \cdot G \cdot H}$, (όπου $t_b = 6.4 \text{ mm}$ το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής, G το ειδικό βάρος του ρευστού και $F_{by} = 235 \text{ MPa}$ το όριο διαρροής της βάσης της δεξαμενής).

Προκύπτει: $W_L = 38486 \text{ N/m}$ βάρος ανά μήκος περιφέρειας του κελύφους της δεξαμενής.

Έλεγχος: πρέπει $W_L < 196 \cdot G \cdot H \cdot D = 84315$

\Rightarrow Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Οριζόντια δύναμη σεισμού

$$F = (W_{shell} + W_{roof} + W_1) \cdot A_g \cdot I \cdot C_1 + W_2 \cdot A_g \cdot I \cdot C_2$$

$$\Rightarrow F = (1158.6 + 343.4 + 57233.4) \times 0.24 \times 1 \times 0.6 + 35078.6 \times 0.24 \times 1 \times 0.134$$

$$\Rightarrow F = 9586 \text{ KN}$$

Ροπή στη βάση της δεξαμενής

$$M = (W_{shell} \cdot X_{shell} + W_{roof} \cdot H_t + W_1 \cdot X_1) \cdot A_g \cdot I \cdot C_1 + W_2 \cdot X_2 \cdot A_g \cdot I \cdot C_2,$$

όπου $X_{shell} = 6.48 \text{ m}$ το ύψος από τη βάση του κελύφους της δεξαμενής έως το κέντρο βάρους του κελύφους, $H_t = 16.5 \text{ m}$ το συνολικό ύψος της δεξαμενής.

Προκύπτει: $M = 62061 \text{ KNm}$

W_t : Βάρος του κελύφους συν το βάρος της σκεπής της δεξαμενής, σε N/m περιφέρειας του κελύφους.

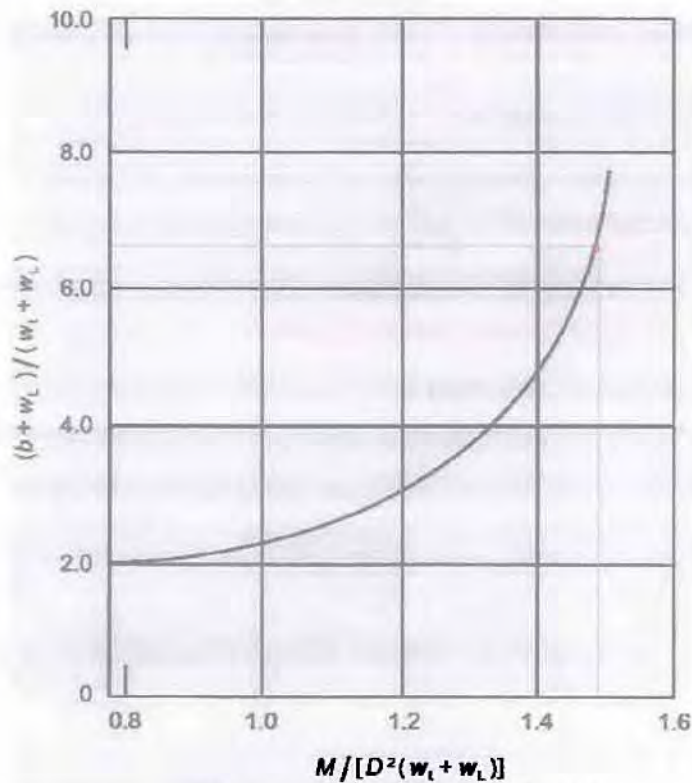
$$W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{shell_circumference} = \frac{1502 \text{ KN}}{86 \text{ m}} = 17.45 \text{ KN/m} = 17450 \text{ N/m}$$
 περιφέρειας του κελύφους

Έλεγχος:

$$\text{Η ποσότητα } \frac{M}{D^2(W_i + W_L)} = \frac{62061}{27.4^2 \cdot (17.45 + 38.49)} = 1.48 < 1.5$$

\Rightarrow Δεξαμενή δομικά ευσταθής. (Δεν χρειάζεται να γίνει αγκύρωση)
Όμως υπάρχει ανασήκωμα διότι: $1.48 > 0.785$

Από διάγραμμα E-5 υπολογίζεται η ποσότητα $b = 325.1$ KN/m περιφέρειας του κελύφους, όπου b : Μέγιστη θλιπτική δύναμη στο κάτω μέρος του κελύφους σε KN/m περιφέρειας του κελύφους



Διάγραμμα E-5- Compressive force b

F_a : Μέγιστη επιτρεπτή θλιπτική τάση στο κέλυφος σε N/mm^2 ή MPa

Η ποσότητα $\frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = 37.62 < 44$, όπου $t = 17.7\text{mm}$ το πάχος της κατώτερης διαβάθμισης του τοιχώματος (bottom shell course)

$$\Rightarrow F_a = 83 \cdot \frac{t}{2.5 \cdot D} + 7.5 \sqrt{G \cdot H} = 51.16 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στο κέλυφος ισούται με: $\frac{b}{1000 \cdot t} = 18.37 \text{ MPa}$

Θα πρέπει: $\frac{b}{1000 \cdot t} < F_a$, που ισχύει

Επίσης:

$F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$, που ισχύει

5.1.2 Πρότυπο API 650 (2007)

Δεδομένα

Επιτάχυνση σεισμού (οριζόντια) $\alpha_g = 0.24g$

Επιτάχυνση σεισμού (κατακόρυφη) $A_v = 0.7 \times 0.24g = 0.168g$

Υπολογισμός βαρών:

Βάρος σκεπής δεξαμενής W_{roof}

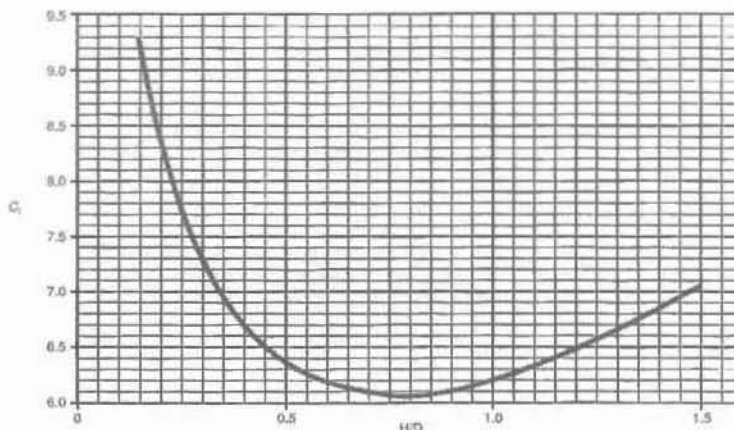
(Για το βάρος της σκεπής λαμβάνεται υπόψη και ένα ποσοστό 10% του φορτίου χιονιού. Φορτίο χιονιού = $\frac{0.75 \text{ KN}}{m^2}$)

$$W_{\text{roof}} = 35 \text{ t} = 343.4 \text{ KN} + 0.75 \frac{\pi \cdot D^2}{4} \frac{10}{100} \Rightarrow W_{\text{roof}} = 387.6 \text{ KN}$$

$$\text{Συνολικό βάρος } W_{\text{total}} = W_p + W_{\text{shell}} + W_{\text{roof}} = 9415.06 \text{ t} = 92361.7 \text{ KN}$$

Ωστική περίοδος T_i (impulsive period of the tank)

$$T_i = \frac{1}{\sqrt{2000}} \frac{C_i \cdot H}{\sqrt{t_u}} \frac{\sqrt{\rho_{\text{νερού}}}}{\sqrt{E}} \text{ σε [sec]}, \text{ όπου ο συντελεστής } C_i = 6.2 \text{ από διάγραμμα E-1}$$



Διάγραμμα E-1-Coefficient C_i

t_u : μέσο πάχος του κελύφους της δεξαμενής σε [mm]

$$t_u = \frac{6.4 + 6.4 + 6.4 + 7.8 + 9.7 + 11.7 + 13.7 + 15.7 + 17.7}{9} = 10.61 \text{ mm}$$

E: μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής (χάλυβας), $E = 200000 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow T_i = 0.247 \text{ sec}$$

Επαγωγική περίοδος T_c ή ιδιοπερίοδος (convective period of the tank)

$$T_c = 1.8 \cdot K_s \cdot \sqrt{D} \text{ σε [sec]}, \text{ όπου } K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{6.68H}{D}\right)}} = 0.5783$$

$$\Rightarrow T_c = 5.44 \text{ sec}$$

Σχεδιασμός του ελαστικού φάσματος απόκρισης (elastic response spectrum) $Se(T)$

Ορίζεται η συνάρτηση υπολογισμού του διορθωτικού συντελεστή απόσβεσης

(Damping correction factor), ως εξής: $\eta(\xi) = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$, όπου ξ είναι ο ιξώδης λόγος

απόσβεσης της κατασκευής (viscous damping ratio of structure)

TB: κατώτερο όριο της περιόδου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, σε sec, (lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch)

TB= 0.2 sec

TC: ανώτερο όριο της περιόδου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, σε sec, (upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch)

TC= 0.6 sec

TD: τιμή που καθορίζει το σημείο όπου ξεκινά το σταθερά μειούμενο εύρος απόκρισης του φάσματος, σε sec, (value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum)

TD= 2.5 sec

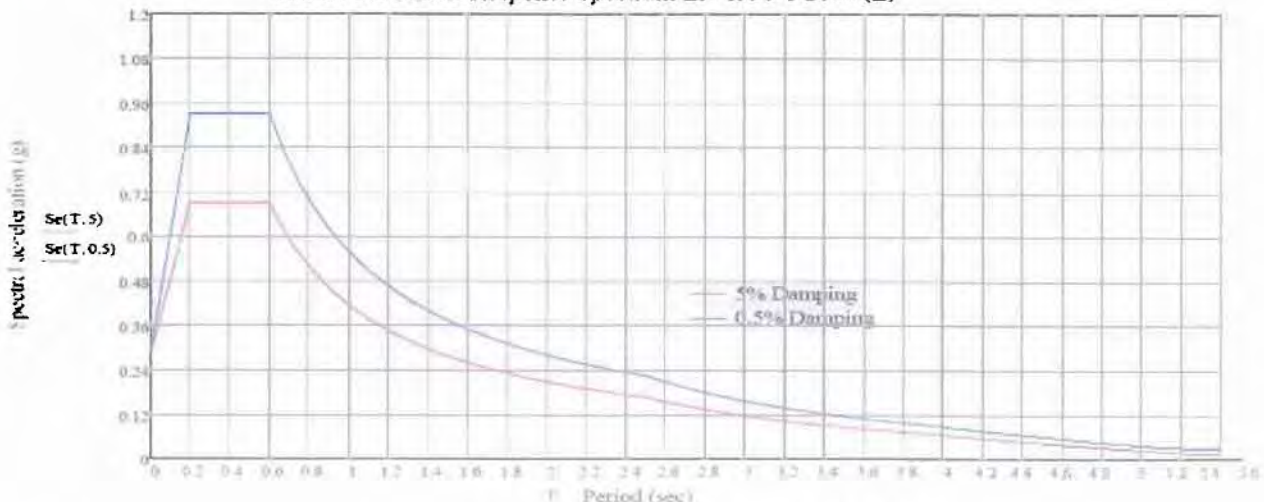
S: συντελεστής εδάφους, S=1.15 (EN 1998-1:2004 (E) Table 3.2+Greek National Annex)

T = 0, 0.0001, ..., Tc : περίοδος ταλάντωσης του συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας, σε sec.

Ο διορθωτικός συντελεστής απόσβεσης για 5% και 0.5% κρίσιμο λόγο απόσβεσης είναι αντίστοιχα : $\eta(5)=1$, $\eta(0.5)= 1.348$

$$Se(T, \xi) = \begin{cases} \alpha_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{TB} \cdot (\eta(\xi) \cdot 2.5 - 1) \right] & \text{εάν } 0 \leq T \leq TB \\ \alpha_g \cdot S \cdot \eta(\xi) \cdot 2.5 & \text{εάν } TB \leq T \leq TC \\ \alpha_g \cdot S \cdot \eta(\xi) \cdot 2.5 \cdot \frac{TC}{T} & \text{εάν } TC \leq T \leq TD \\ \alpha_g \cdot S \cdot \eta(\xi) \cdot 2.5 \cdot \frac{TC \cdot TD}{T^2} & \text{εάν } TD \leq T \leq Tc \end{cases}$$

Horizontal Elastic Response Spectrum EN 1998-1:2004 (E)



Ελαστικό φάσμα απόκρισης $Se(T, \xi)$

$R_{wi} = 3.5$: συντελεστής μείωσης δύναμης για την ωστική ιδιοσυχνότητα. (force reduction factor for the impulsive mode)

$R_{wc} = 2$: συντελεστής μείωσης δύναμης για την επαγωγική ιδιοσυχνότητα, (force reduction factor for the convective mode)

Με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης: $Se(T_i, 5\%) = 0.68g$ & $Se(T_c, 0.5\%) = 0.05g$

A_i : συντελεστής ωστικής φασματικής επιτάχυνσης, (impulsive spectral acceleration coefficient, % g)

$$A_i = Se(T_i, 5\%) \cdot \frac{I}{R_{wi}}$$

$$\Rightarrow A_i = 0.194$$

A_c : συντελεστής επαγωγικής φασματικής επιτάχυνσης, (convective spectral acceleration coefficient, % g)

$T_L = 4$ sec (regional-dependent transition period for longer period ground motion)

Εφόσον $T_c > T_L$

$A_c = K \cdot Se(T_c, 0.5\%) \cdot \frac{T_L}{T_c^2} \cdot \frac{I}{R_{wc}}$, όπου $K=1$ (coefficient to adjust the spectral acceleration from 5%-0.5% damping),

$$\Rightarrow A_c = 0.00337$$

Φορτία σχεδιασμού

Ωστικό & Επαγωγικό Βάρος : W_i, W_c σε [N]

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = \frac{27.4m}{15.7m} = 1.745 > 1.333$$

$$W_i = \frac{\tanh(0.866 \frac{D}{H})}{0.866 \frac{D}{H}} \cdot W_p \cdot 1000 = 5.4511 \times 10^7 \text{ N}$$

$$W_c = 0.23 \frac{D}{H} \cdot \tanh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) \cdot W_p \cdot 1000 = 3.5382 \times 10^7 \text{ N}$$

Οριζόντια δύναμη σεισμού (Total design base shear) σε [N]

$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} = 1.08918 \times 10^7 \text{ N}$, όπου $V_i = A_i \cdot (W_{shell} \cdot 1000 + W_{roof} \cdot 1000 + W_i) = 1.08911 \times 10^7 \text{ N}$ (ωστική συνιστώσα της οριζόντιας δύναμης σεισμού), $V_c = A_c \cdot W_c = 119186 \text{ N}$ (επαγωγική συνιστώσα της οριζόντιας δύναμης σεισμού)

Ύψη X_i, X_c

X_i : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την ωστική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής (ringwall moment)

X_c : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την επαγωγική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής (ringwall moment)

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 1.745 > 1.333$$

$$X_i = 0.375 \cdot H = 5.8875 \text{ m}$$

$$X_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67 \cdot H}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right)} \right] \cdot H = 9.8589 \text{ m}$$

Ύψη X_{is}, X_{cs}

X_{is} : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την ωστική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής (slab moment)

X_{cs} : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την επαγωγική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής (slab moment)

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 1.745 > 1.333$$

$$X_{is} = 0.375 \cdot \left[1 + 1.333 \left(\frac{0.866 \cdot \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} - 1 \right) \right] \cdot H = 11.1143 \text{ m}$$

$$X_{cs} = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67 \cdot H}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right)} \right] \cdot H = 11.5931 \text{ m}$$

Υδροδυναμικές μεμβρανικές δυνάμεις (Dynamic liquid hoop forces)

N_i : ωστική μεμβρανική δύναμη (impulsive hoop membrane force in tank shell), σε [N/mm]

Y : η απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια στο υπό εξέταση σημείο, σε [m]. Η θετική φορά είναι από πάνω προς τα κάτω.

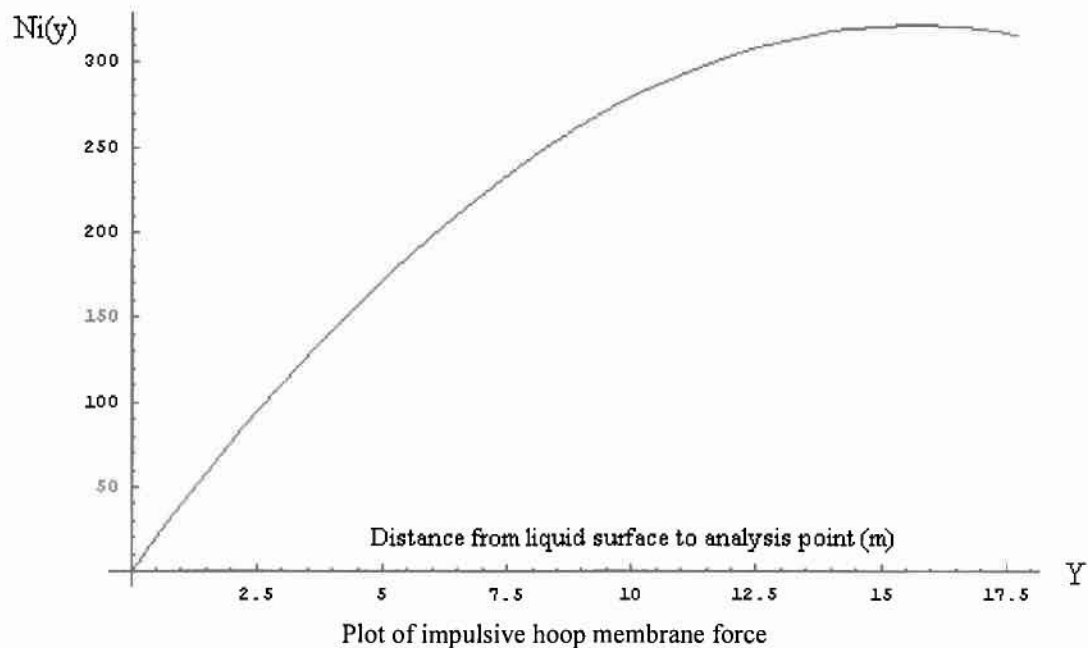
$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 1.745 > 1.333$$

$$N_i = 8.48 \cdot A_i \cdot G \cdot D \cdot H \cdot \left[\frac{Y}{H} - 0.5 \cdot \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right] \cdot \tanh \left(0.866 \frac{D}{H} \right)$$

$$\Rightarrow N_i = 642.96 \cdot (0.0636943 \cdot Y - 0.00202848 \cdot Y^2)$$

Το μέγιστο αυτής της καμπύλης αντιστοιχεί στο μέγιστο ύψος πλήρωσης $Y=H=15.7\text{m}$

$$\Rightarrow N_i(Y_{\max}) = 321.48 \text{ N/mm}$$



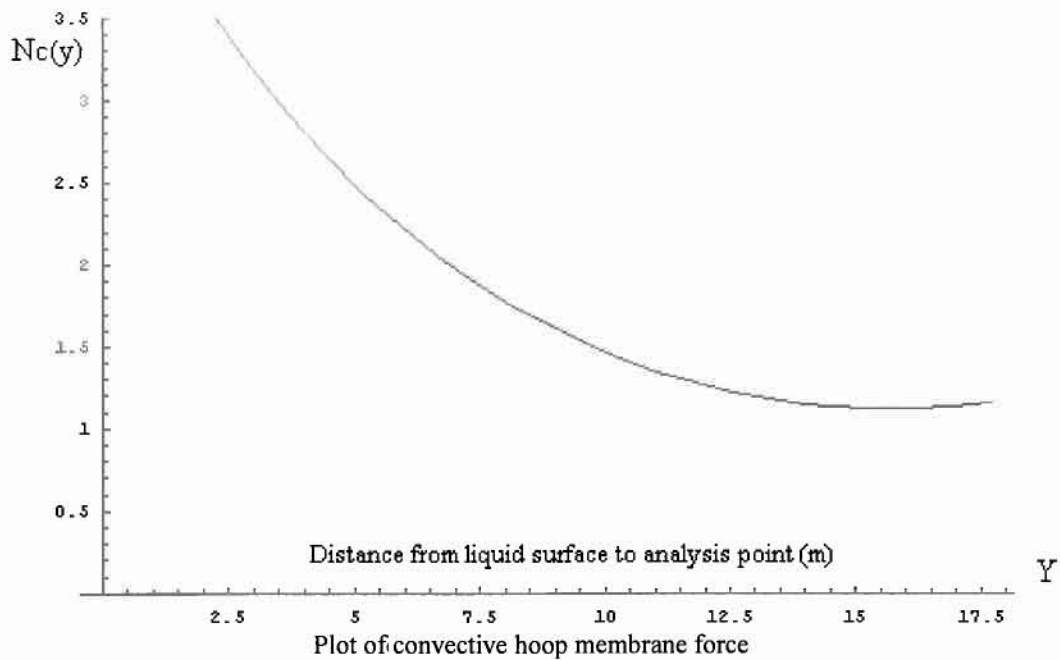
N_c : επαγωγική μεμβρανική δύναμη (convective hoop membrane force in tank shell), σε [N/mm]

$$N_c = \frac{1.85 \cdot A_c \cdot G \cdot D^2 \cdot \cosh \left(\frac{3.68 \cdot (H-Y)}{D} \right)}{\cosh \left(\frac{3.68 \cdot H}{D} \right)}$$

$$\Rightarrow N_c = 1.11951 \cdot \cosh(0.134307 \cdot (15.7-Y))$$

Το ελάχιστο αυτής της καμπύλης αντιστοιχεί στο μέγιστο ύψος πλήρωσης $Y=H=15.7\text{m}$

$$\Rightarrow N_c(Y_{\max}) = 1.1195 \text{ N/mm}$$



σ_T : Συνολική μεμβρανική τάση (total combined hoop stress in the shell), σε [MPa]
 Nh: Υδροστατική δύναμη (product hydrostatic membrane force), σε [N/mm]
 $A_v = 0.7 \cdot 0.24g = 0.168g$ (κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση)

$$N_h = 0.5 \cdot G \cdot D \cdot H \cdot 9.81 = 2110.03 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_{T1} = \frac{N_h + \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v \cdot N_h)^2}}{t} = 146.25 \text{ MPa}$$

όπου $t = 17.7 \text{ mm}$ (thickness of the shell ring under consideration),

$$\sigma_{T2} = \frac{N_h - \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v \cdot N_h)^2}}{t} = 92.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{T1} > \sigma_{T2}$$

$$\sigma_T = \sigma_{T1} = 146.25 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

Η επιτρεπτή σεισμική τάση (hoop stress) πρέπει να είναι μικρότερη της ποσότητας:
 $0.9 \cdot \sigma_y = 211.5 \text{ MPa}$, που ισχύει

Ροπή ανατροπής (overturning moment)

Ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής M_{rw} (ringwall moment), σε [Nm]

$$M_{rw} = \sqrt{(A_i \cdot (W_i \cdot X_i + W_{shell} \cdot 1000 \cdot X_s + W_{roof} \cdot 1000 \cdot H_t))^2 + (A_c \cdot W_c \cdot X_c)^2} = 6.50647 \times 10^7 \text{ Nm}$$

όπου $X_s = 6.48 \text{ m}$ (το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους)

Ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής M_s (slab moment), σε [Nm]

$$M_s = \sqrt{(A_i \cdot (W_i \cdot X_{is} + W_{shell} \cdot 1000 \cdot X_s + W_{roof} \cdot 1000 \cdot H_t))^2 + (A_c \cdot W_c \cdot X_{cs})^2} = 1.20418 \times 10^8 \text{ Nm}$$

Περίπτωση μη αγκύρωσης της δεξαμενής (self anchored)

w_a : Δύναμη αντίστασης του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση στη ροπή ανατροπής, (resisting force of tank contents per unit length of shell circumference that may be used to resist the shell overturning moment, in N/m)

$t_a = 6.4 \text{ mm}$ το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής (thickness of the bottom plate under the shell, in [mm]. { t_a shall not exceed the first shell course thickness})

$$w_a = 99 \cdot t_a \cdot \sqrt{\sigma_y \cdot H \cdot G} = 38485.7 \text{ N/m}$$

Έλεγχος: $w_a < 201.1 \cdot H \cdot D \cdot G$ που ισχύει

Αναλογία αγκύρωσης (Anchorage ratio) J

w_{rs} : το βάρος της σκεπής, συμπεριλαμβανομένου ένα 10% του φορτίου χιονιού, σε [N/m]

$$w_{rs} = \frac{W_{roof} \cdot 1000}{\pi \cdot D} = 4503.08 \text{ N/m}$$

w_t : βάρος δεξαμενής συν το βάρος της σκεπής, σε [N/m]

$$w_t = \frac{W_{shell} \cdot 1000}{\pi \cdot D} + w_{rs} = 17962.7 \text{ N/m}$$

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 \cdot (w_t \cdot (1 - 0.4 \cdot A_v) + w_a)} = 1.5689$$

Έλεγχος:

Ισχύει $J > 1.54 \Rightarrow$ επομένως η δεξαμενή είναι δομικά ασταθής

Η δεξαμενή χρειάζεται αγκύρωση

Αγκύρωση δεξαμενής (mechanically anchored)

w_{AB} : φορτίο ανασηκώματος στις αγκυρώσεις (calculated design uplift load on anchors per unit circumferential length), σε [N/m]

$$w_{AB} = \frac{1.273 \cdot M_{rw}}{D^2} - w_t \cdot (1 - 0.4 \cdot A_v) = 93569.1 \text{ N/m}$$

P_{AB} : σεισμικό φορτίο ανά αγκύριο (anchor seismic design load in [N])

$$P_{AB} = w_{AB} \cdot \frac{\pi \cdot D}{n_a} = 161088 \text{ N}, \text{ όπου } n_a = 50 \text{ ο αριθμός των αγκυρίων (τοποθετείται ένα}$$

αγκύριο κάθε 1.8m περίπου)

Τα αγκύρια πρέπει να τοποθετούνται έτσι ώστε η μεταξύ τους απόσταση να μην ξεπερνά τα 1.8m

σ_c : Μέγιστη θλιπτική τάση στη βάση του κελύφους, (maximum longitudinal shell compression stress at the bottom of the shell, in [MPa])

$$\sigma_c = \left(wt \cdot (1 + 0.4 \cdot Av) + \frac{1.273 \cdot Mrw}{D^2} \right) \frac{1}{1000 \cdot t_s}, \text{ όπου } t_s = 17.7 \text{ mm το πάχος της}$$

κατώτερης διαβάθμισης (thickness of the bottom shell course).

$$\Rightarrow \sigma_c = 7.31 \text{ MPa}$$

Έλεγχος :

Εάν η ποσότητα $\frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = 37.62 < 44$, όπου $t = 17.7 \text{ mm}$ (bottom shell course

thickness), η επιτρεπόμενη θλιπτική τάση F_c (allowable longitudinal shell-membrane compression stress, in [MPa]), υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_c = \frac{83 \cdot t_s}{2.5 \cdot D} + 7.5 \cdot \sqrt{G \cdot H} = 51.16 \text{ MPa}$$

Έλεγχος :

$$F_c < 0.5 \cdot \sigma_y \text{ που ισχύει}$$

Ύψος πάνω από την ανώτερη στάθμη ύδατος (freeboard) δs σε [m]

Η δεξαμενή θεωρείται ότι ανήκει στο Seismic Use Group III

$$\delta s = 0.5 \cdot D \cdot Af, \text{ όπου } Af \text{ acceleration coefficient for sloshing wave height calculation}$$

$$\text{Εφόσον } T_c > T_L \Rightarrow Af = K \cdot S_{DI} \left(\frac{T_L}{T_c} \right) = 0.06063, \text{ όπου } S_{DI} = 0.45 \text{ από το ελαστικό φάσμα απόκρισης}$$

S_{DI} : the design, 5% damped, spectral response acceleration parameter at one second
 $K=1$ (coefficient to adjust the spectral acceleration from 5%-0.5% damping),

$$\Rightarrow \delta s \approx 0.83 \text{ m}$$

5.1.3 Πρότυπο EN 14015

Δεδομένα

Βάρη σε Kg :

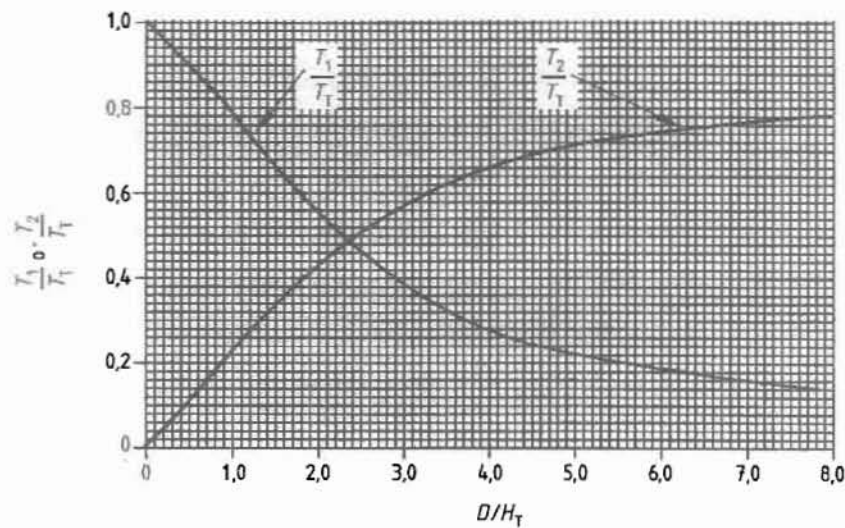
Συνολικό βάρος $T_T = 9410540$ Kg

Βάρος κελύφους δεξαμενής $T_1 = 118104$ Kg

Βάρος σκεπής δεξαμενής $T_r = 35005$ Kg

Ωστικό βάρος $T_1 = T_T \frac{T_1}{T_T}$, (όπου $\frac{T_1}{T_T} = 0.62$ από διάγραμμα G-1) $\Rightarrow T_1 = 5834535$ Kg

Επαγωγικό βάρος $T_2 = T_T \frac{T_2}{T_T}$, (όπου $\frac{T_2}{T_T} = 0.38$ από διάγραμμα G-1) $\Rightarrow T_2 = 3576005$ Kg

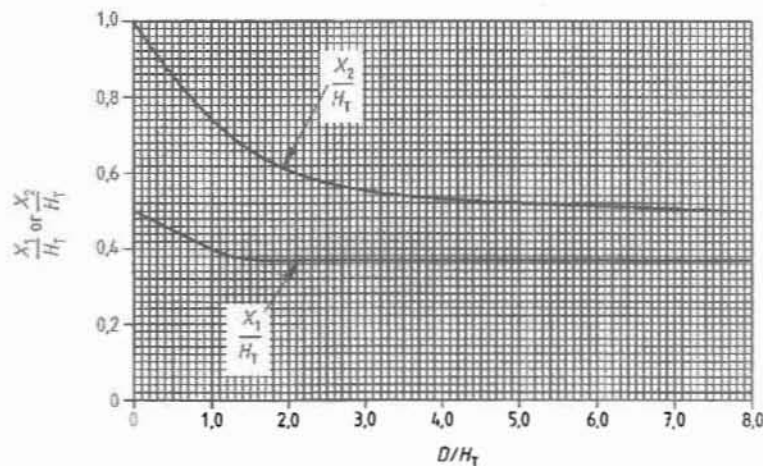


Ύψος ωστικού κέντρου βάρους $X_1 = H_T \frac{X_1}{H_T}$, (όπου $\frac{X_1}{H_T} = 0.38$ από διάγραμ. G-2)

$\Rightarrow X_1 = 5.96$ m

Ύψος επαγωγικού κέντρου βάρους $X_2 = H_T \frac{X_2}{H_T}$, (όπου $\frac{X_2}{H_T} = 0.62$ από διάγραμ. G-2)

$\Rightarrow X_2 = 9.7$ m



Συντελεστές:

Συντελεστής πλευρικής δύναμης : $G_1 = 0.6 \cdot A_g = 0.144g$

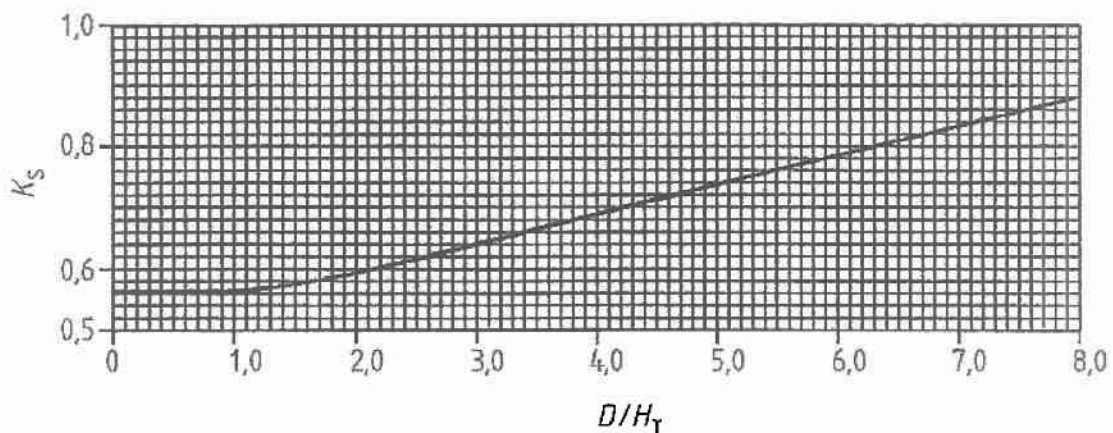
Συντελεστής εδάφους: $j = 1.2$ για κατηγορία εδάφους B (από πίνακα G-1)

Site amplification factor	Soil profile type		
	A ¹⁾	B ²⁾	C ³⁾
j	1,0	1,2	1,5

¹⁾ Soil profile type A is either of two profiles as follows.
a) Rock of any characteristic, either shale-like or crystalline in nature. Such material may be characterized by a shear wave velocity greater than 760 m/s
or
b) Stiff soil conditions where the soil depth is less than 60 m and the soil types overlying rock are stable deposits of sands, gravels, or stiff clays.
²⁾ Soil profile type B is a profile with deep cohesionless or stiff clay conditions, including sites where the soil depth exceeds 60 m and the soil types overlying rock are stable deposits of sands, gravels, or stiff clays
³⁾ Soil profile type C is a profile with soft-to-medium-stiff clays and sands, characterized by 10 m or more of soft-to-medium-stiff clay with or without intervening layers of sand or other cohesionless soils.
NOTE In locations where the soil profile is not known in sufficient detail to determine the site amplification factor, j , the soil profile, C, should be assumed.

Πίνακας G-1- Soil profile coefficient

Ιδιοπερίοδος $T_S = 1.8 \cdot K_S \cdot D^{1/2} = 5.46 \text{ sec}$, (όπου $K_S = 0.58$ από διάγραμμα G-3)



Διάγραμμα G-3- Factor Ks

Εφόσον $T_S > 4.5 \rightarrow$ Συντελεστής πλευρικής δύναμης: $G_2 = \frac{5.625 \cdot G_1 \cdot j}{T_s^2} = 0.03255$,

όπου $j = 1.2$ (από πίνακα G-1)

Αντίσταση σε Ανατροπή

W_L : Μέγιστο βάρος του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση της ροπής ανατροπής του κελύφους.

$W_L = 0.1 \cdot t_{ba} \sqrt{R_{cb} \cdot W_s \cdot H_T}$, (όπου $t_{ba} = 6.4\text{mm}$ το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής, W_s η πυκνότητα του ρευστού, που είναι ίση με 1 kg/l και $R_{cb} = 235 \text{ N/mm}^2$ το όριο διαρροής της βάσης της δεξαμενής).

$\Rightarrow W_L = 38.87 \text{ KN/m}$ περιφέρειας του κελύφους της δεξαμενής.

Έλεγχος: πρέπει $W_L < 0.2 \cdot W_s \cdot H_T \cdot D = 86.036 \text{ KN/m}$ περιφέρειας του κελύφους.

\Rightarrow Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Οριζόντια δύναμη σεισμού

$F = (W_{shell} + W_{roof} + W_{imp}) \cdot G_1 + W_{conv} \cdot G_2$, όπου W_{imp} , W_{conv} το ωστικό και επαγωγικό βάρος, σε KN.

$\Rightarrow F = (1158.6 + 343.4 + 57236.8) \times 0.144 + 35080.6 \times 0.03255$

$\Rightarrow F = 9586 \text{ KN}$

Ροπή στη βάση της δεξαμενής

$$M = \frac{G_1(T_i \cdot X_s + T_r \cdot H_L + T_1 \cdot X_1) + G_2 \cdot T_2 \cdot X_2}{102}$$

όπου $X_s = 6.48\text{m}$ το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους , $H_L = 16.5\text{m}$ το συνολικό ύψος της δεξαμενής

Προκύπτει $M = 62053 \text{ KNm}$

W_t : Βάρος του κελύφους συν το βάρος της σκεπής της δεξαμενής, σε N/m περιφέρειας του κελύφους.

$$W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{shell_circumference} = \frac{1507 \text{ KN}}{86 \text{ m}} = 17.45 \text{ KN/m} = 17450 \text{ N/m}$$
 περιφέρειας του κελύφους

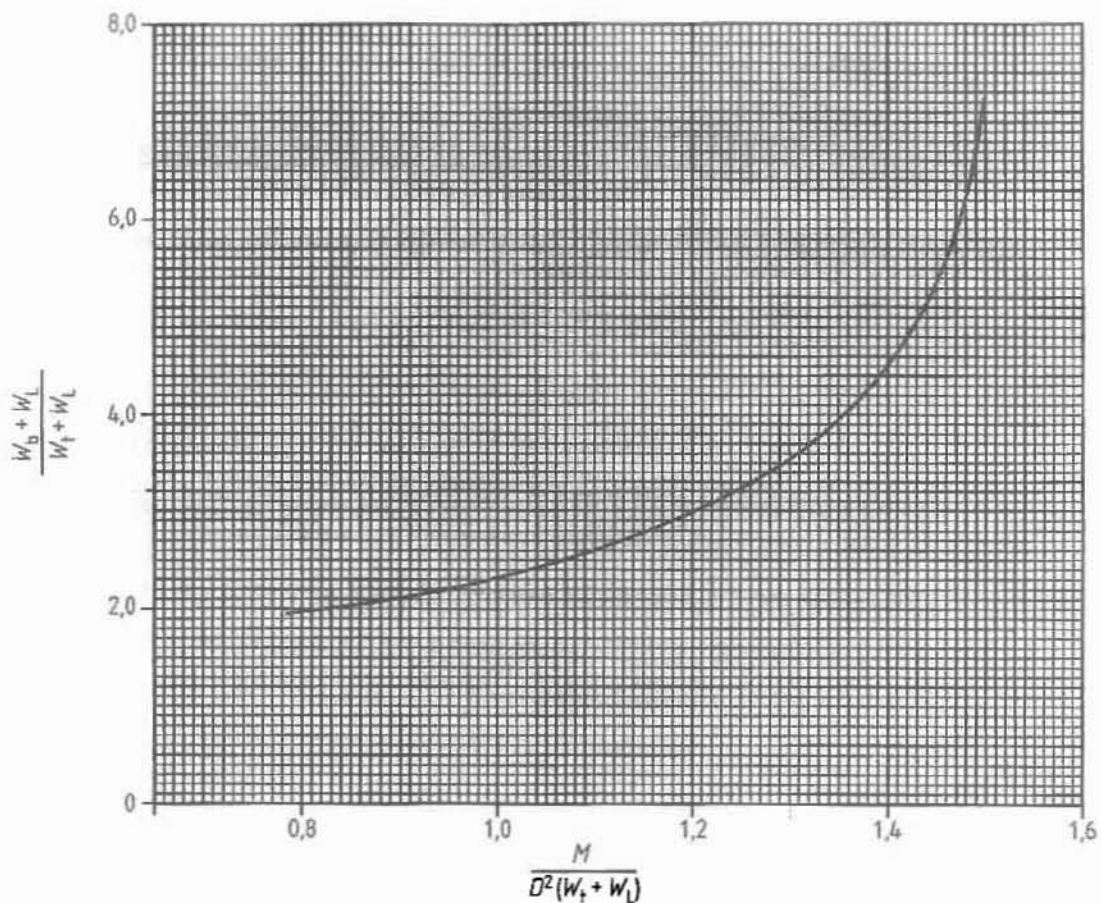
Έλεγχος:

$$\text{Η ποσότητα } \frac{M}{D^2(W_t + W_L)} = \frac{62053}{27.4^2 \times (17.45 + 38.87)} = 1.47 < 1.5$$

\Rightarrow **Δεξαμενή δομικά ευσταθής.** (Δεν χρειάζεται αγκύρωση)

Όμως υπάρχει ανασήκωμα διότι: $1.48 > 0.785$

Από το διάγραμμα G-4 υπολογίζεται η ποσότητα $W_b = 287.8 \text{ KN/m}$ περιφέρειας του κελύφους W_b : Μέγιστη θλιπτική δύναμη στο κάτω μέρος του κελύφους σε KN/m περιφέρειας του κελύφους



Διάγραμμα G-4- compressive force W_b

F_a : Μέγιστη επιτρεπτή αξονική θλιπτική τάση στο κέλυφος σε N/mm^2 ή MPa

Η ποσότητα $\frac{W_s \cdot H_T \cdot D^2}{t_{bs}^2} = 37.62 < 44$, όπου $t_{bs} = 17.7 \text{ mm}$ το πάχος του bottom shell course

$$\Rightarrow F_a = 33 \cdot \frac{t_{bs}}{D} + 7.5 \sqrt{W_s \cdot H_T} = 51.035 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στο κέλυφος ισούται με : $\frac{W_{\downarrow}}{t_{bs}} = 16.25 \text{ MPa}$

Θα πρέπει $\frac{W_{\downarrow}}{t_{bs}} < F_a$, που ισχύει

Επίσης

$F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$, που ισχύει

5.1.4 Πρότυπο EN 1998-4

Απλοποιημένη μεθοδολογία

Ωστική περίοδος T_{imp} : impulsive period in [sec]

$$T_{imp} = C_i \cdot \frac{\sqrt{\rho_{\text{νερο}} \cdot H}}{\sqrt{\frac{s}{R}} \cdot \sqrt{E}}, \text{ όπου συντελεστής } C_i = 6.3 \text{ από πίνακα A-2,}$$

$s = 10.61 \text{ mm}$ το μέσο πάχος του τοιχώματος της δεξαμενής

$$s = \frac{6.4 + 6.4 + 6.4 + 7.8 + 9.7 + 11.7 + 13.7 + 15.7 + 17.7}{9} = 10.61 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow T_{imp} = 6.3 \cdot \frac{\sqrt{1000} \times 15.7}{\sqrt{\frac{10.61/1000}{13.7}} \times \sqrt{200 \times 1000000000}} = 0.2513 \text{ sec}$$

T_{con} : επαγωγική περίοδος ή ιδιοπερίοδος, convective period in [sec]

$$T_{con} = C_c \cdot \sqrt{R} = 5.589 \text{ sec}, \text{ όπου συντελεστής } C_c = 1.51 \text{ από πίνακα A-2}$$

H/R	C_i	C_c	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

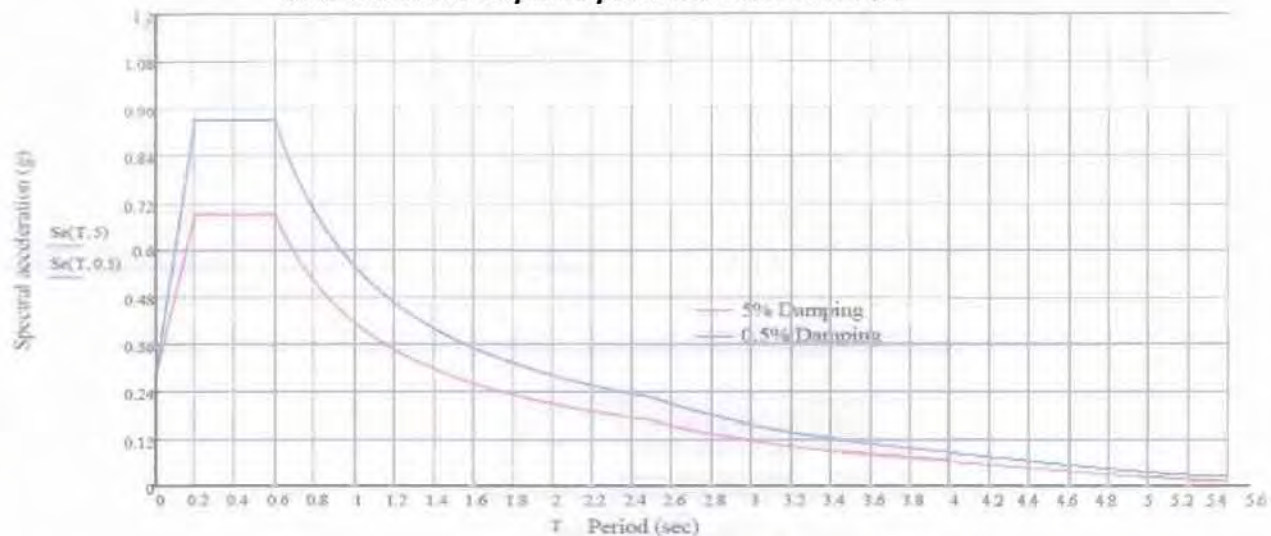
Πίνακας A-2- coefficients C_i and C_c for the natural periods, masses m_i and m_c and heights h_i and h_c from the base of the point of application of the wall pressure resultant, for the impulsive and convective components

Με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης: $S_e(T_{imp}, 5\%) = 0.68g$ & $S_e(T_{con}, 0.5\%) = 0.05g$

$S_e(T_{imp})$: ωστική φασματική επιτάχυνση για 5% λόγο απόσβεσης (impulsive spectral acceleration, obtained from an elastic response spectrum for a value of damping consistent with the limit state considered),

$S_e(T_{con})$: επαγωγική φασματική επιτάχυνση για 0.5% λόγο απόσβεσης (convective spectral acceleration, from a 0.5%-damped elastic response spectrum).

Horizontal Elastic Response Spectrum EN 1998-1:2004 (E)



Ελαστικό φάσμα απόκρισης $S_e(T, \xi)$

Σχεδιασμός του ελαστικού φάσματος σχεδιασμού (elastic design spectrum) $S_d(T)$

TB: κατώτερο όριο της περιόδου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, σε sec, (lower limit of the period of the constant spectral acceleration branch)

TB= 0.2 sec

TC: ανώτερο όριο της περιόδου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης, σε sec, (upper limit of the period of the constant spectral acceleration branch)

TC= 0.6 sec

TD: τιμή που καθορίζει το σημείο όπου ξεκινά το σταθερά μειούμενο εύρος απόκρισης του φάσματος, σε sec, (value defining the beginning of the constant displacement response range of the spectrum)

TD= 2.5 sec

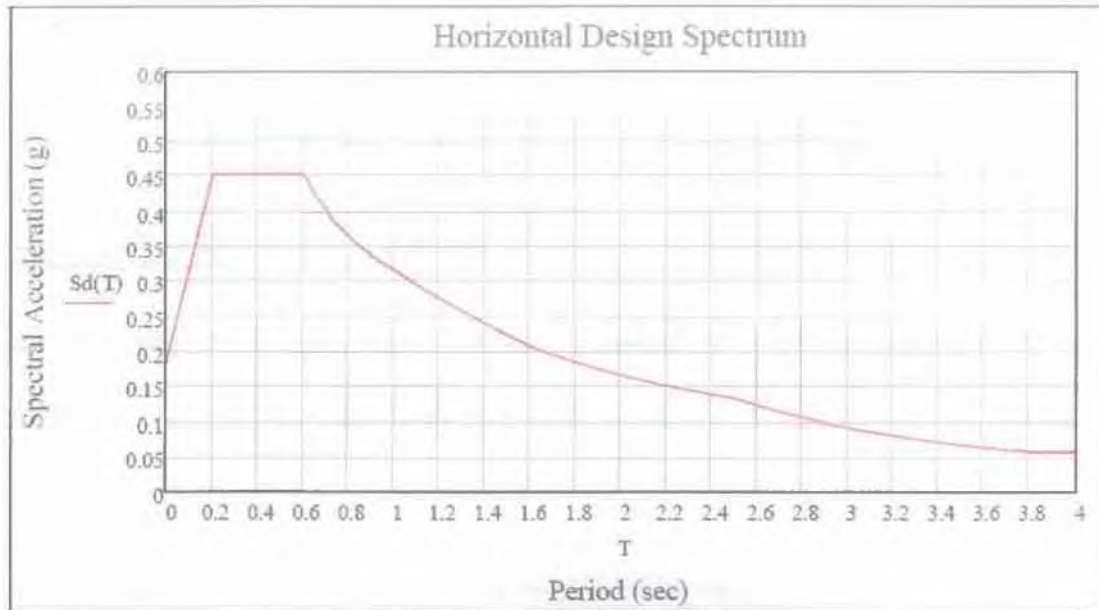
S: συντελεστής εδάφους, $S=1.15$ (EN 1998-1:2004 (E) Table 3.2+Greek National Annex)

$T = 0, 0.0001, \dots, T_c$: περίοδος ταλάντωσης του συστήματος ενός βαθμού ελευθερίας, σε sec

$q=1.5$: συντελεστής μείωσης δύναμης

Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$

$$S_d(T) = \begin{cases} \alpha_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{TB} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{εάν } 0 \leq T \leq TB \\ \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} & \text{εάν } TB \leq T \leq TC \\ \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{TC}{T} & \text{εάν } TC \leq T \leq TD \\ \alpha_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{TC \cdot TD}{T^2} & \text{εάν } TD \leq T \leq T_c \end{cases}$$



$$S_d(T_{imp}) = 0.45 \text{ g}$$

m : συνολική μάζα δεξαμενής-ρευστού σε [Kg]

$$m = W_{total} \cdot \frac{1000}{9.81} = 9.41054 \times 10^6 \text{ Kg}$$

$$m_w = W_{shell} \cdot \frac{1000}{9.81} = 118104 \text{ Kg}$$

$$m_r = W_{roof} \cdot \frac{1000}{9.81} = 35005.1 \text{ Kg}$$

Από πίνακα A-2 λαμβάνονται οι παρακάτω ποσότητες:

$$\frac{m_i}{m} = 0.58 \Rightarrow m_i = 5.45812 \times 10^6 \text{ Kg}$$

$$\frac{m_c}{m} = 0.424 \Rightarrow m_c = 3.99007 \times 10^6 \text{ Kg}$$

Οριζόντια δύναμη σεισμού, (Total base shear Q) σε Kg

$Q = (m_i + m_w + m_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot S_e(T_{con})$, όπου m_w η μάζα του κελύφους της δεξαμενής, m_r η μάζα της σκεπής της δεξαμενής, m_i η ωστική μάζα, m_c η επαγωγική μάζα

$$\text{Προκύπτει } Q = 2.725 \times 10^6 \text{ Kg} = 26728 \text{ KN}$$

Ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής M σε [KNm]. (overturning moment immediately above the base plate)

$h_w = 6.48\text{m}$ (το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους της δεξαμενής)

$h_r = \text{Ύψος δεξαμενής} = H_r = 16.5\text{m}$

Από πίνακα A-2 λαμβάνονται οι παρακάτω ποσότητες:

$$\frac{h_i}{H} = 0.423 \Rightarrow h_i = 6.641 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{H} = 0.631 \Rightarrow h_c = 9.906 \text{ m}$$

$$\frac{h'_i}{H} = 0.6878 \Rightarrow h'_i = 10.8 \text{ m}$$

$$\frac{h'_c}{H} = 0.775 \Rightarrow h'_c = 12.16 \text{ m}$$

$$M = ((m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000} = 184330 \text{ KNm}$$

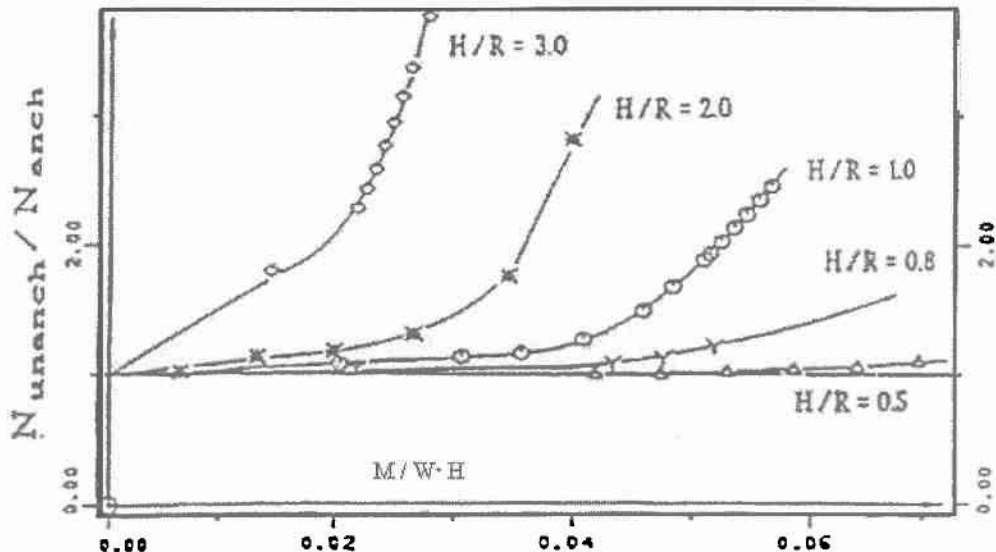
Ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής M' σε [KNm]. (overturning moment immediately below the base plate)

$$M' = ((m_i \cdot h'_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h'_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000} = 289951 \text{ KNm}$$

Έλεγχος Αγκύρωσης

Ανασήκωμα κελύφους και μήκος της βάσης που βρίσκεται ανασηκωμένο. (Shell uplift and uplifted length of the base plate)

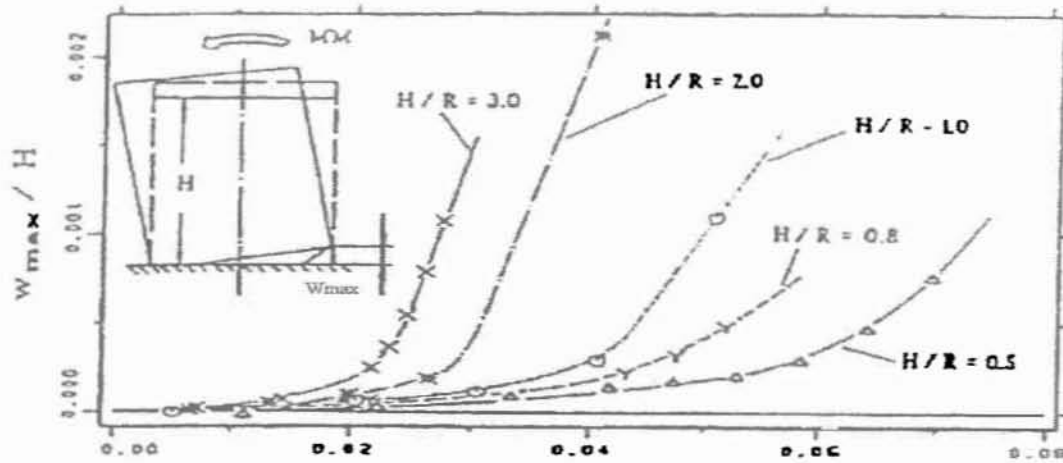
Από διάγραμμα A-11 για $\frac{M}{W \cdot H} = 0.129 \rightarrow \frac{N_{unanch}}{N_{anch}} \approx 9$ (με γραμμική παρεκβολή)



Διάγραμμα A-11- ratio of maximum compressive axial membrane force for unanchored tank on ground versus overturning moment

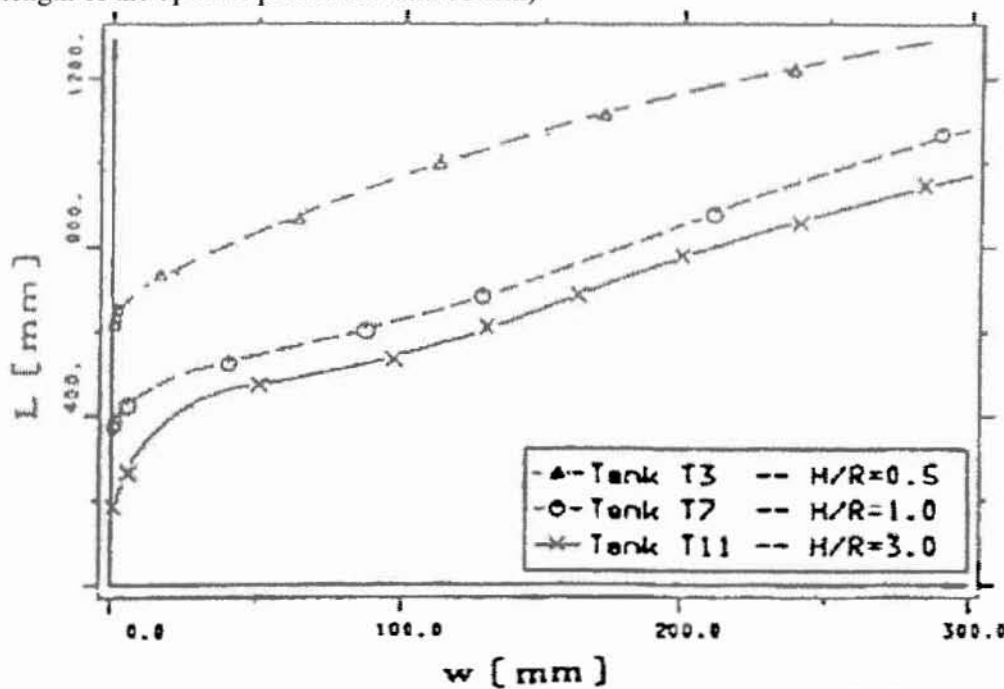
Από διάγραμμα A-12 για $\frac{M}{W \cdot H} = 0.129 \rightarrow \frac{W_{max}}{H} \approx 0.006$ (με γραμμική παρεκβολή)

$\Rightarrow W_{max} = 0.0942m = 94.2 \text{ mm}$, όπου W : το βάρος του υγρού της δεξαμενής, W_{max} : το κατακόρυφο ύψος ανασηκώματος, (vertical uplift height)



Διάγραμμα A-12- maximum vertical uplift of tank

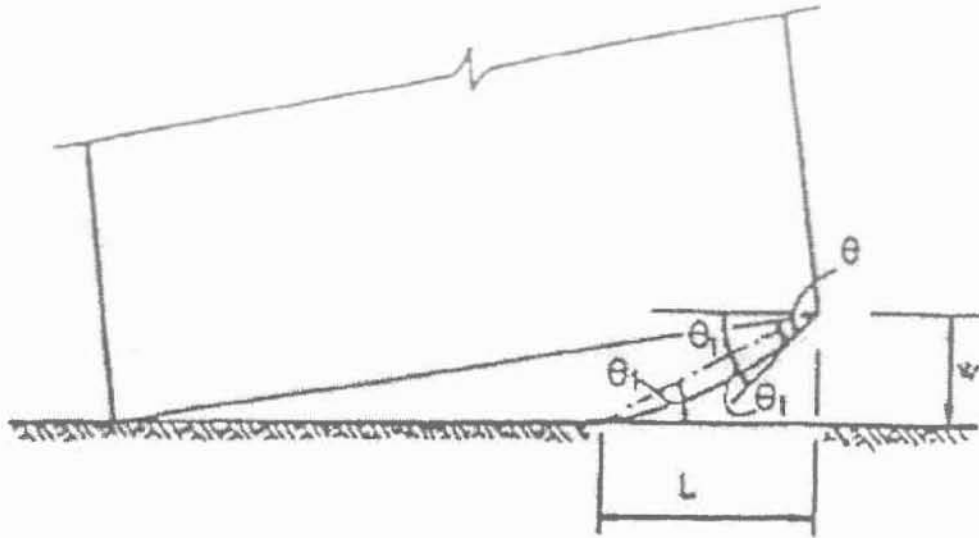
Από διάγραμμα A-13 $\rightarrow L = 500 \text{ mm}$: μήκος της βάσης που βρίσκεται ανασηκωμένο, (the length of the uplifted part of the tank bottom)



Διάγραμμα A-13- length of the uplifted part of the base as a function of the vertical uplift at the edge

Περιστροφή της βάσης της δεξαμενής κατά γωνία θ (plastic rotation of the base plate)

$$\theta = \frac{2w}{l} - \frac{w}{2R} = 0.373 \text{ rad} > 0.2 \text{ (η γωνία } \theta \text{ πρέπει να είναι μικρότερη από 0.2 radians)}$$



Plastic rotation of base plate of uplifting tank

Λυγισμός (Elastic buckling)

Η μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_m , σε [MPa], υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_m = \frac{M}{I_z} \cdot R, \text{ όπου } I_z = \frac{\pi}{4} (R_2^4 - R_1^4) \text{ η ροπή αδράνειας της διατομής της δεξαμενής.}$$

$$R_2 = 13.7\text{m}, R_1 = 13.6823\text{m}, \Rightarrow I_z = 142.71 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_m = 17.7 \text{ MPa}$$

σ_{cl} : κρίσιμη τάση λυγισμού, (ideal critical buckling stress, in [MPa])

$$\sigma_{cl} = 0.6 \cdot E \cdot \frac{s}{R} = 70.07 \text{ MPa}, \text{ όπου } s=0.008\text{m} \text{ το πάχος του δακτυλίου βάσης (annular)}$$

και $E= 200000 \text{ MPa}$ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα της δεξαμενής.

$$\bar{p} = \frac{p \cdot R}{s \cdot \sigma_{cl} \cdot 1000000} = 0 < 5, \text{ όπου } p=0 \text{ Pascal είναι η ελάχιστη δυνατή εσωτερική}$$

πίεση στην περίπτωση σεισμού.

$a=1$: Ο συντελεστής a παίρνει την τιμή 1 για κανονικές κατασκευές.

δ/s : λόγος (ratio of maximum imperfection amplitude to wall thickness)

$$\frac{\delta}{s} = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} = 2.483$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \cdot \left(\frac{\delta}{s}\right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{s}\right)} \right)^{1.2} - 1 \right] = 0.1245$$

$f_y = 235 \text{ MPa}$, το όριο διαρροής του τοιχώματος της δεξαμενής

Εφόσον η ποσότητα :

$$\lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \cdot \sigma_{cl}} = 26.94 > 2, \text{ η ποσότητα } \sigma_o \text{ υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:}$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \cdot \sigma_{cl} = 8.7229 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p - \sigma_{cl} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{p}{5} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{cl}} \right)^2 \right]^{1/2} = 33.86 \text{ MPa}$$

Έλεγχος

πρέπει $\sigma_p < \sigma_{cl}$ που ισχύει

Η παρακάτω ποσότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τάσης σ_m

$$\sigma_{cl} \left(0.19 + 0.81 \cdot \frac{\sigma_r}{\sigma_{cl}} \right) = 40.74 \text{ MPa} > \sigma_m = 17.7 \text{ MPa} \text{ (ικανοποιείται ο έλεγχος)}$$

Λυγισμός τοιχώματος κοντά στη βάση της δεξαμενής. (Elastic- plastic collapse (elephant's foot))

$$r = \frac{R}{400} = 4.2813$$

Η παρακάτω ποσότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τάσης σ_m

$$\sigma_{cl} \cdot \left(1 - \left(\frac{p \cdot R}{s \cdot f_y} \right)^2 \right) \cdot \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right) \cdot \left(\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right) = 58.53 \text{ MPa} > \sigma_m = 17.7 \text{ MPa}$$

(ικανοποιείται ο έλεγχος)

Ύψος κυματισμού. (sloshing wave height), d_{\max} σε [m]

$$d_{\max} = 0.84 \cdot R \cdot \frac{Se(T_{imp})}{g} = 0.8 \text{ m, όπου } g = 9.81 \frac{m}{sec^2} \text{ η επιτάχυνση της βαρύτητας.}$$

5.2 Δεξαμενή διαμέτρου D=18m και ύψους πλήρωσης H=19m

5.2.1 Πρότυπο API 650 (2003)

Δεδομένα δεξαμενής:

Μέγιστο ύψος πλήρωσης H=19m

Ύψος δεξαμενής H_i=20m

Διάμετρος D= 18m

Ακτίνα R=9m

$$\text{Λόγος } \frac{D}{H} = \frac{18m}{19m} = 0.947$$

Υγρό: νερό (ειδικό βάρος G=1 , πυκνότητα $\rho_{\text{νερού}}=1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ ή $1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$)

Υλικό κατασκευής: χάλυβας (όριο διαρροής $F_{by} = \sigma_y = 235 \text{ Mpa}$)

Επιτάχυνση σεισμού (οριζόντια) $A_g = 0.24g$

Πάχος τοιχώματος δεξαμενής : 4 διαβαθμίσεις (courses) 6 mm, 6 mm, 8 mm, 10 mm

Το πάχος της κάθε διαβάθμισης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη μέθοδο 'one-foot', με βάση την υδροστατική πίεση. Σύμφωνα με τον κανονισμό το πάχος του τοιχώματος δεν πρέπει να είναι λιγότερο από 6mm.

Το πάχος σε κάθε course υπολογίστηκε από την σχέση : $\frac{4.9 \cdot D(H - 0.3)}{St}$, όπου St

είναι η επιτρεπτή τάση για την υδροστατική δοκιμή, σε MPa, η οποία ισούται με : $\frac{3}{4} \cdot \sigma_y = 176.25 \text{ MPa}$

Υπολογισμός βαρών:

Βάρος ρευστού $W_p = \pi \cdot R^2 \cdot H \cdot \rho_{\text{νερού}} = 3.14 \times 9^2 \times 19 \times 1 = 4834.9 \text{ t} = 47430.5 \text{ KN}$

Βάρος κελύφους δεξαμενής $W_{\text{shell}} = 66.62 \text{ t} = 653.49 \text{ KN}$

Βάρος σκεπής δεξαμενής $W_{\text{roof}} = 25 \text{ t} = 245.3 \text{ KN}$

Συνολικό βάρος $W_{\text{total}} = W_p + W_{\text{shell}} + W_{\text{roof}} = 4926.5 \text{ t} = 48329.2 \text{ KN}$

Ωστικό βάρος $W_1 = W_{\text{total}} \frac{W_1}{W_{\text{total}}}$, (όπου $\frac{W_1}{W_{\text{total}}} = 0.82$ από διάγραμμα E-2) $\Rightarrow W_1 = 39630 \text{ KN}$

Επαγωγικό βάρος $W_2 = W_{\text{total}} \frac{W_2}{W_{\text{total}}}$, (όπου $\frac{W_2}{W_{\text{total}}} = 0.22$ από διάγραμμα E-2) $\Rightarrow W_2 = 10632 \text{ KN}$

Υπολογισμός υψών:

Ύψος ωστικής δύναμης $X_1 = H \frac{X_1}{H}$, (όπου $\frac{X_1}{H} = 0.42$ από διάγραμ. E-3)

$$\Rightarrow X_1 = 7.98m$$

Ύψος επαγωγικής δύναμης $X_2 = H \frac{X_2}{H}$, (όπου $\frac{X_2}{H} = 0.74$ από διάγραμ. E-3)

$$\Rightarrow X_2 = 14.06m$$

Συντελεστές:

Συντελεστής πλευρικής δύναμης (lateral force coefficient): $C_1 = 0.6$

Συντελεστής σημαντικότητας της κατασκευής: $I=1$

Συντελεστής εδάφους: $S=1.2$ για κατηγορία εδάφους S2 (από πίνακα E-3)

Συντελεστής $k=0.58$ (από διάγραμμα E-4)

Ιδιοπερίοδος $T = 1.81 \cdot k \cdot D^{1/2} = 4.45 \text{ sec}$

Εφόσον $T < 4.5 \rightarrow$ Συντελεστής πλευρικής δύναμης (lateral force coefficient):

$$C_2 = \frac{0.75 \cdot S}{T} = 0.202$$

Αντίσταση σε Ανατροπή

W_L : Μέγιστο βάρος του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση της ροπής ανατροπής του κελύφους.

$W_L = 99 \cdot t_b \sqrt{F_{by} \cdot G \cdot H}$, (όπου $t_b = 6 \text{ mm}$ το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής, G το ειδικό βάρος του ρευστού και $F_{by} = 235 \text{ MPa}$ το όριο διαρροής της βάσης της δεξαμενής).
 $\Rightarrow W_L = 39691.5 \text{ N/m}$ βάρος ανά μήκος περιφέρειας του κελύφους της δεξαμενής.

Έλεγχος: πρέπει $W_L < 196 \cdot G \cdot H \cdot D = 67032$

\Rightarrow Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Οριζόντια δύναμη σεισμού

$$F = (W_{shell} + W_{roof} + W_1) \cdot A_g \cdot I \cdot C_1 + W_2 \cdot A_g \cdot I \cdot C_2$$

$$\Rightarrow F = 5836.14 \text{ KN} + 515.63 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = 6352 \text{ KN}$$

Ροπή στη βάση της δεξαμενής

$$M = (W_{shell} \cdot X_{shell} + W_{roof} \cdot H_t + W_1 \cdot X_1) \cdot A_g \cdot I \cdot C_1 + W_2 \cdot X_2 \cdot A_g \cdot I \cdot C_2 ,$$

όπου $X_{shell} = 8.83 \text{ m}$ το ύψος από τη βάση του κελύφους της δεξαμενής έως το κέντρο βάρους του κελύφους , $H_t = 20 \text{ m}$ το συνολικό ύψος της δεξαμενής.

Προκύπτει $M = 53891 \text{ KNm}$

W_t : Βάρος του κελύφους συν το βάρος της σκεπής της δεξαμενής, σε N/m περιφέρειας του κελύφους.

$$W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{shell_circumference} = \frac{898.7 \text{ KN}}{56.55 \text{ m}} = 15.89 \text{ KN/m} = 15893.3 \text{ N/m}$$
 περιφέρειας του κελύφους

Έλεγχος:

$$\text{Η ποσότητα } \frac{M}{D^2 (W_t + W_1)} = \frac{53891}{18^2 \times (15.89 + 39.69)} = 2.99 > 1.57$$

\Rightarrow Δεξαμενή δομικά ασταθής. (χρειάζεται να γίνει αγκύρωση)

Αγκύρωση δεξαμενης

b : Μέγιστη θλιπτική δύναμη στο κάτω μέρος του κελύφους σε KN/m περιφέρειας του κελύφους

$$b = Wt + \frac{1.273 \cdot M}{D^2}$$

=> b= 227.63 KN/m περιφέρειας του κελύφους

Fa: Μέγιστη επιτρεπτή θλιπτική τάση στο κέλυφος σε N/mm² ή MPa

Η ποσότητα $\frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = 61.56 > 44$, όπου t=10 mm το πάχος του bottom shell course

$$\Rightarrow Fa = 83 \cdot \frac{t}{D} = 46.11 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στο κέλυφος ισούται με : $\frac{b}{1000 \cdot t} = 22.76 \text{ MPa}$

Θα πρέπει: $\frac{b}{1000 \cdot t} < Fa$, που ισχύει

Επίσης:

Fa < 0.5 · σ_y, που ισχύει

Αριθμός αγκυριών N

Τοποθετούνται αγκύρια σε απόσταση μεταξύ τους, σύμφωνα με τον κανονισμό, που δεν ξεπερνά τα 1.8m

$$N = \frac{\pi \cdot D}{1.8} \approx 32 \text{ αγκύρια}$$

t_b : φορτίο ανά αγκύριο, σε [KN]

t_b = $\frac{U}{N} = 346.15 \text{ KN}$, όπου U: το καθαρό φορτίο ανασηκώματος, (net uplift load), σύμφωνα

με τον πίνακα 3-21

Uplift Load Case	Net Uplift Formula, U (N)	Allowable Anchor Bolt Stress MPa
Design Pressure	$[(P - 0.08t_h) \times D^2 \times 0.785] - W_1$	105
Test Pressure	$[(P_t - 0.08t_h) \times D^2 \times 0.785] - W_1$	140
Failure Pressure ^a	$[(1.5 \times P_t - 0.08t_h) \times D^2 \times 0.785] - W_3$	F _y
Wind Load	$[4 \times M_w/D] - W_2$	0.8 × F _y
Seismic Load >	$[4 \times M_s/D] - W_2$	0.8 × F _y
Design Pressure + Wind	$[(P - 0.08t_h) \times D^2 \times 0.785] + [4 M_w/D] - W_1$	140
Design Pressure + Seismic	$[(P - 0.08t_h) \times D^2 \times 0.785] + [4 M_s/D] - W_1$	0.8 × F _y

Πίνακας 3-21-uplift loads

$$\Rightarrow U = \frac{4 \cdot M}{D} - W_2 = 11076.8 \text{ KN},$$

όπου W₂ = W_{shell} + W_{roof}

5.2.2 Πρότυπο API 650 (2007)

Υπολογισμός βαρών:

Βάρος σκεπής δεξαμενής W_{roof}

(Για το βάρος της σκεπής λαμβάνεται υπόψη και ένα ποσοστό 10% του φορτίου χιονιού.

$$\text{Φορτίο χιονιού} = \frac{0.75 \text{ KN}}{m^2}$$

$$W_{\text{roof}} = 25 \text{ t} = 245.3 \text{ KN} + 0.75 \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{10}{100} \Rightarrow W_{\text{roof}} = 264.4 \text{ KN}$$

$$\text{Συνολικό βάρος } W_{\text{total}} = W_p + W_{\text{shell}} + W_{\text{roof}} = 4928.5 \text{ t} = 48348.4 \text{ KN}$$

Ωστική περίοδος T_i (impulsive period of the tank)

$$T_i = \frac{1}{\sqrt{2000}} \frac{C_i \cdot H \sqrt{\rho_{\text{νεοοί}}}}{\sqrt{\frac{t_u}{D}} \sqrt{E}} \text{ σε [sec]}, \text{ όπου ο συντελεστής } C_i = 6.25 \text{ από διάγραμμα E-1}$$

t_u : μέσο πάχος του κελύφους της δεξαμενής σε [mm]

$$t_u = \frac{10 + 8 + 6 + 6}{4} = 7.5 \text{ mm}$$

E: μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής (χάλυβας), $E = 200000 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow T_i = 0.29 \text{ sec}$$

Επαγωγική περίοδος T_c ή ιδιοπερίοδος (convective period of the tank)

$$T_c = 1.8 \cdot K_s \cdot \sqrt{D} \text{ σε [sec]}, \text{ όπου } K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{6.68H}{D}\right)}} = 0.5783$$

$$\Rightarrow T_c = 4.41 \text{ sec}$$

Ελαστικό φάσμα απόκρισης $Se(T, \xi)$

(Το ελαστικό φάσμα απόκρισης είναι το ίδιο και για τις τρεις δεξαμενές)

$R_{wi} = 3.5$: συντελεστής μείωσης δύναμης για την ωστική ιδιοσυχνότητα, (force reduction factor for the impulsive mode)

$R_{wc} = 2$: συντελεστής μείωσης δύναμης για την επαγωγική ιδιοσυχνότητα, (force reduction factor for the convective mode)

Με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης: $Se(T_i, 5\%) = 0.68g$ & $Se(T_c, 0.5\%) = 0.075g$

A_i : συντελεστής ωστικής φασματικής επιτάχυνσης, (impulsive spectral acceleration coefficient, % g)

$$A_i = Se(T_i, 5\%) \cdot \frac{I}{R_{wi}}$$

$$\Rightarrow A_i = 0.194$$

A_c : συντελεστής επαγωγικής φασματικής επιτάχυνσης, (convective spectral acceleration coefficient, % g)

$T_L = 4$ sec (regional-dependent transition period for longer period ground motion)

Εφόσον $T_c > T_L$

$A_c = K \cdot S_e(T_c, 0.5\%) \cdot \frac{T_L}{T_c^2} \frac{I}{R_{wc}}$, όπου $K=1$ συντελεστής (coefficient to adjust the spectral acceleration from 5%-0.5% damping),

$$\Rightarrow A_c = 0.0077$$

Φορτία σκευασμού

Ωστικό & Επαγωγικό Βάρος : W_i, W_c σε [N]

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = \frac{18m}{19m} = 0.947 < 1.333$$

$$W_i = \left(1 - 0.218 \cdot \frac{D}{H} \right) \cdot W_p \cdot 1000 = 3.7635 \times 10^7 \text{ N}$$

$$W_c = 0.23 \frac{D}{H} \cdot \tanh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) \cdot W_p \cdot 1000 = 1.0326 \times 10^7 \text{ N}$$

Οριζόντια δύναμη σεισμού . (Total design base shear) σε [N]

$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} = 7.49065 \times 10^6 \text{ N}$, όπου $V_i = A_i \cdot (W_{\text{shell}} \cdot 1000 + W_{\text{roof}} \cdot 1000 + W_i) = 7.49023 \times 10^6 \text{ N}$ (ωστική συνιστώσα της οριζόντιας δύναμης σεισμού), $V_c = A_c \cdot W_c = 79496.3 \text{ N}$ (επαγωγική συνιστώσα της οριζόντιας δύναμης σεισμού)

Ύψη X_i, X_c

X_i : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την ωστική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής (ringwall moment)

X_c : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την επαγωγική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής (ringwall moment)

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 0.947 < 1.333$$

$$X_i = \left(0.5 - 0.094 \frac{D}{H} \right) \cdot H = 7.8 \text{ m}$$

$$X_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67 \cdot H}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right)} \right] \cdot H = 14.29 \text{ m}$$

Ύψη X_{is} , X_{cs}

X_{is} : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την ωστική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής (slab moment)

X_{cs} : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την επαγωγική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής (slab moment)

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 0.947 < 1.333$$

$$X_{is} = \left(0.5 + 0.06 \cdot \frac{D}{H} \right) \cdot H = 10.58 \text{ m}$$

$$X_{cs} = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67 \cdot H}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right)} \right] \cdot H = 14.48 \text{ m}$$

Υδροδυναμικές μεμβρανικές δυνάμεις (Dynamic liquid hoop forces)

N_i : ωστική μεμβρανική δύναμη (impulsive hoop membrane force in tank shell), σε [N/mm]

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 0.947 < 1.333$$

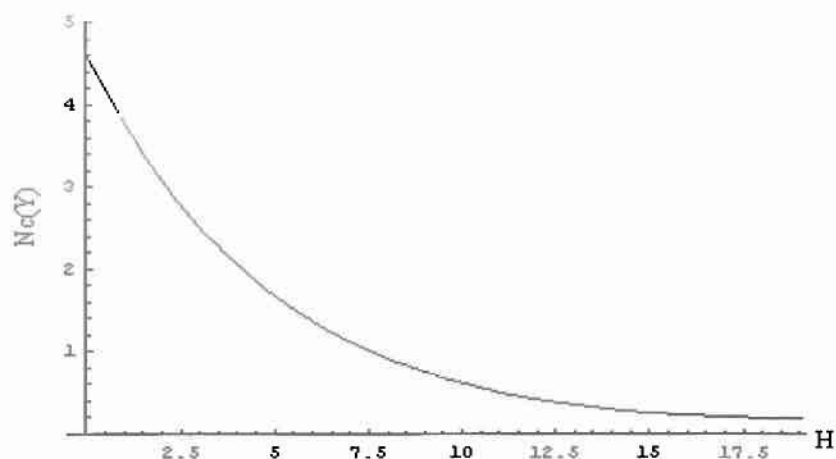
$$N_i = 2.6 \cdot A_i \cdot G \cdot D^2 = 163.67 \text{ N/mm}$$

N_c : επαγωγική μεμβρανική δύναμη (convective hoop membrane force in tank shell), σε [N/mm]

Y : η απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια στο υπό εξέταση σημείο, σε [m]. Η θετική φορά είναι από πάνω προς τα κάτω.

$$N_c = \frac{1.85 \cdot A_c \cdot G \cdot D^2 \cdot \cosh\left(\frac{3.68 \cdot (H - Y)}{D}\right)}{\cosh\left(\frac{3.68 \cdot H}{D}\right)} \Rightarrow N_c = 0.189665 \cdot \cosh(0.20444 \cdot (19 - Y))$$

Το ελάχιστο αυτής της καμπύλης αντιστοιχεί στο μέγιστο ύψος πλήρωσης $Y=H=19\text{m}$
 $\Rightarrow N_c(Y_{\max}) = 0.19 \text{ N/mm}$



Plot of convective hoop membrane force

σ_T : συνολική μεμβρανική τάση στο τοίχωμα (total combined hoop stress in the shell), σε [MPa]
 N_h : υδροστατική μεμβρανική δύναμη (product hydrostatic membrane force), σε [N/mm]
 $A_v = 0.7 \times 0.24g$ (κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση)

$$N_h = 0.5 \cdot G \cdot D \cdot H \cdot 9.81 = 1677.5 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_{T1} = \frac{N_h + \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v \cdot N_h)^2}}{t} = 200.3 \text{ MPa},$$

όπου $t=10\text{mm}$ (thickness of the shell ring under consideration),

$$\sigma_{T2} = \frac{N_h - \sqrt{N_i^2 + N_c^2 + (A_v \cdot N_h)^2}}{t} = 135.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{T1} > \sigma_{T2}$$

$$\sigma_T = \sigma_{T1} = 200.3 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

Η επιτρεπτή σεισμική τάση (hoop stress) πρέπει να είναι μικρότερη της ποσότητας:

$$0.9 \cdot \sigma_y = 211.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_T < 0.9 \cdot \sigma_y \quad (\text{ικανοποιείται ο έλεγχος})$$

Ροπή ανατροπής (overturning moment)

Ringwall moment M_{rw} in [Nm] (ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής)

$$M_{rw} = \sqrt{(A_i \cdot (W_i \cdot X_i + W_{shell} \cdot 1000 \cdot X_s + W_{roof} \cdot 1000 \cdot H_t))^2 + (A_c \cdot W_c \cdot X_c)^2} = 5.9251 \times 10^7 \text{ Nm}$$

,όπου $X_s=8.83\text{m}$ (το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους)

Slab moment M_s in [Nm] (ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής)

$$M_s = \sqrt{(A_i \cdot (W_i \cdot X_{is} + W_{shell} \cdot 1000 \cdot X_s + W_{roof} \cdot 1000 \cdot H_t))^2 + (A_c \cdot W_c \cdot X_{cs})^2} = 7.9516 \times 10^7 \text{ Nm}$$

Περίπτωση μη αγκύρωσης της δεξαμενής (self anchored)

w_a : Δύναμη αντίστασης του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση στη ροπή ανατροπής, (resisting force of tank contents per unit length of shell circumference that may be used to resist the shell overturning moment, in N/m)

$t_a = 6 \text{ mm}$ το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής (thickness of the bottom plate under the shell, in [mm]. { t_a shall not exceed the first shell course thickness})

$$w_a = 99 \cdot t_a \cdot \sqrt{\sigma_v \cdot H \cdot G} = 39691 \text{ N/m}$$

Έλεγχος: $w_a < 201.1 \cdot H \cdot D \cdot G$ που ισχύει

Λόγος αγκύρωσης J (anchorage ratio)

w_{rs} : το βάρος της σκεπής, συμπεριλαμβανομένου ένα 10% του φορτίου χιονιού, σε [N/m]

$$w_{rs} = \frac{W_{roof} \cdot 1000}{\pi \cdot D} = 4674.47 \text{ N/m}$$

w_t : βάρος δεξαμενής συν το βάρος της σκεπής, σε [N/m]

$$w_t = \frac{W_{shell} \cdot 1000}{\pi \cdot D} + w_{rs} = 16230.8 \text{ N/m}$$

$$J = \frac{M_{rw}}{D^2 \cdot (w_t \cdot (1 - 0.4 \cdot A_v) + w_a)} = 3.34$$

Έλεγχος:

Ισχύει $J > 1.54 \Rightarrow$ επομένως η δεξαμενή είναι δομικά ασταθής

Η δεξαμενή χρειάζεται αγκύρωση (mechanically anchored)

Αγκύρωση δεξαμενής

w_{AB} : calculated design uplift load on anchors per unit circumferential length, in [N/m]

$$w_{AB} = \frac{1.273 \cdot M_{rw}}{D^2} - w_t \cdot (1 - 0.4 \cdot A_v) = 217656 \text{ N/m}$$

P_{AB} : σεισμικό φορτίο ανά αγκύριο (anchor seismic design load in [N])

$$P_{AB} = w_{AB} \cdot \frac{\pi \cdot D}{n_a} = 384630 \text{ N}, \text{ όπου } n_a = 32 \text{ ο αριθμός των αγκυριών (τοποθετείται ένα}$$

αγκύριο κάθε 1.8m περίπου)

Τα αγκύρια πρέπει να τοποθετούνται έτσι ώστε η μεταξύ τους απόσταση να μην ξεπερνά τα 1.8m

σ_c : Μέγιστη θλιπτική τάση στη βάση του κελύφους, (maximum longitudinal shell compression stress at the bottom of the shell, in [MPa])

$$\sigma_c = \left(wt \cdot (1 + 0.4 \cdot Av) + \frac{1.273 \cdot Mrw}{D^2} \right) \frac{1}{1000 \cdot t_s}, \text{ όπου } t_s = 10 \text{ mm thickness of the}$$

bottom shell course.

$$\Rightarrow \sigma_c = 25.01 \text{ MPa}$$

Έλεγχος :

Εάν η ποσότητα $\frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = 61.56 > 44$, όπου $t = 10 \text{ mm}$ το πάχος της κατώτερης

διαβάθμισης του τοιχώματος (bottom shell course thickness), η επιτρεπόμενη θλιπτική τάση F_c (allowable longitudinal shell-membrane compression stress, in [MPa]), υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_c = \frac{83 \cdot t_s}{D} = 46.11 \text{ MPa}$$

Έλεγχος :

$F_c < 0.5 \cdot \sigma_y$, που ισχύει

επίσης: $\sigma_c < F_c$, που ισχύει

Ύψος πάνω από την ανώτερη στάθμη ύδατος (freeboard) δs σε [m]

Η δεξαμενή θεωρείται ότι ανήκει στο Seismic Use Group III

$\delta s = 0.5 \cdot D \cdot Af$, όπου Af acceleration coefficient for sloshing wave height calculation

Εφόσον $T_c > T_L \Rightarrow Af = K \cdot S_{D1} \left(\frac{T_L}{T_c} \right) = 0.0926$, όπου $S_{D1} = 0.45$ από το ελαστικό φάσμα απόκρισης

S_{D1} : the design, 5% damped, spectral response acceleration parameter at one second

$K=1$ (coefficient to adjust the spectral acceleration from 5%-0.5% damping),

$$\Rightarrow \delta s \approx 0.83 \text{ m}$$

5.2.3 Πρότυπο EN 14015

Βάρη σε Kg :

Συνολικό βάρος $T_T = 4.9265 \times 10^6$ Kg

Βάρος κελύφους δεξαμενής $T_i = 66615$ Kg

Βάρος σκεπής δεξαμενής $T_r = 25000$ Kg

Ωστικό βάρος $T_1 = T_T \frac{T_i}{T_T}$, (όπου $\frac{T_i}{T_T} = 0.8$ από διάγραμμα G-1) $\Rightarrow T_1 = 3.9412 \times 10^6$ Kg

Επαγωγικό βάρος $T_2 = T_T \frac{T_r}{T_T}$, (όπου $\frac{T_r}{T_T} = 0.22$ από διάγραμμα G-1) $\Rightarrow T_2 = 1.0838 \times 10^6$ Kg

Ύψη:

Ύψος ωστικού κέντρου βάρους $X_1 = H_T \frac{X_i}{H_T}$, (όπου $\frac{X_i}{H_T} = 0.41$ από διάγραμμα G-2)

$\Rightarrow X_1 = 7.79$ m

Ύψος επαγωγικού κέντρου βάρους $X_2 = H_T \frac{X_r}{H_T}$, (όπου $\frac{X_r}{H_T} = 0.76$ από διάγραμμα G-2)

$\Rightarrow X_2 = 14.44$ m

Συντελεστές:

Συντελεστής πλευρικής δύναμης : $G_1 = 0.6 \cdot A_g = 0.144$ g

Συντελεστής εδάφους: $j = 1.2$ για κατηγορία εδάφους B (από πίνακα G-1)

Ιδιοπερίοδος $T_S = 1.8 \cdot K_S \cdot D^{1/2} = 4.28$ sec, (όπου $K_S = 0.56$ από διάγραμμα G-3)

Εφόσον $T_S < 4.5 \rightarrow$ Συντελεστής πλευρικής δύναμης: $G_2 = \frac{1.25 \cdot G_1 \cdot j}{T_S} = 0.0505$,

όπου $j = 1.2$ (από πίνακα G-1)

Αντίσταση σε Ανατροπή

W_L : Μέγιστο βάρος του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση της ροπής ανατροπής του κελύφους.

$W_L = 0.1 \cdot t_{ba} \sqrt{R_{eb} \cdot W_s \cdot H_T}$, (όπου $t_{ba} = 6$ mm το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής, W_s η πυκνότητα του ρευστού, που είναι ίση με 1 kg/l και $R_{eb} = 235$ N/mm² το όριο διαρροής της βάσης της δεξαμενής).

$\Rightarrow W_L = 40.09$ KN/m περιφέρειας του κελύφους της δεξαμενής.

Έλεγχος: πρέπει $W_L < 0.2 \cdot W_s \cdot H_T \cdot D = 68.4$ KN/m περιφέρειας του κελύφους.

\Rightarrow Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Οριζόντια δύναμη σεισμού

$F = (W_{shell} + W_{roof} + W_{imp}) \cdot G_1 + W_{conv} \cdot G_2$, όπου W_{imp} , W_{conv} το ωστικό και επαγωγικό βάρος, σε KN.

$\Rightarrow F = (653.49 + 245.3 + 38663.2) \times 0.144 + 10632.1 \times 0.0505$

$\Rightarrow F = 5696.93$ KN + 536.92 KN = 6233.9 KN

Ροπή στη βάση της δεξαμενής

$$M = \frac{G_1(T_s \cdot X_s + T_r \cdot H_L + T_1 \cdot X_1) + G_2 \cdot T_2 \cdot X_2}{102}$$

όπου $X_s = 8.83\text{m}$ το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους, $H_L = 20\text{m}$ το συνολικό ύψος της δεξαμενής

Προκύπτει $M = 52630.2\text{ KNm}$

W_t : Βάρος του κελύφους συν το βάρος της σκεπής της δεξαμενής, σε N/m περιφέρειας του κελύφους.

$$W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{shell_circumference} = \frac{898.7\text{ KN}}{56.55\text{m}} = 15.89\text{ KN/m} = 15893\text{ N/m περιφέρειας του κελύφους}$$

Έλεγχος:

$$\text{Η ποσότητα } \frac{M}{D^2(W_t + W_L)} = \frac{52630.2}{18^2 \times (15.89 + 40.09)} = -2.9 > 1.5$$

=> **Η δεξαμενή είναι δομικά ασταθής και χρειάζεται αγκύρωση**

W_b : Μέγιστη θλιπτική δύναμη στο κάτω μέρος του κελύφους σε KN/m περιφέρειας του κελύφους

$$W_b = W_t + \frac{1.273 \cdot M}{D^2} = 222.68\text{ KN/m περιφέρειας του κελύφους}$$

F_a : Μέγιστη επιτρεπτή αξονική θλιπτική τάση στο κέλυφος σε N/mm^2 ή MPa

$$\text{Η ποσότητα } \frac{W_b \cdot H_r \cdot D^2}{t_{bs}^2} = 61.56 > 44, \text{ όπου } t_{bs} = 10\text{ mm το πάχος του bottom shell course}$$

$$\Rightarrow F_a = 83 \cdot \frac{t_{bs}}{D} = 46.11\text{ MPa}$$

Έλεγχος:

$$\text{Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στο κέλυφος ισούται με : } \frac{W_b}{t_{bs}} = 22.27\text{ MPa}$$

$$\text{Θα πρέπει } \frac{W_b}{t_{bs}} < F_a, \text{ που ισχύει}$$

Επίσης

$$F_a < 0.5 \cdot \sigma_y, \text{ που ισχύει}$$

5.2.4 Πρότυπο EN 1998-4

Απλοποιημένη μεθοδολογία (Simplified procedure)

Ωστική περίοδος T_{imp} : impulsive period in [sec]

$$T_{imp} = C_i \cdot \frac{\sqrt{\rho_{\text{νερό}} \cdot H}}{\sqrt{\frac{s}{R}} \cdot \sqrt{E}}, \text{ όπου συντελεστής } C_i = 6.3 \text{ από πίνακα A-2,}$$

$s = 7.5\text{mm}$ το μέσο πάχος του τοιχώματος της δεξαμενής

$$s = \frac{6 + 6 + 8 + 10}{4} = 7.5\text{mm}$$

$$\Rightarrow T_{imp} = 6.3 \cdot \frac{\sqrt{1000} \times 19}{\sqrt{\frac{7.5/1000}{9}} \times \sqrt{200 \times 1000000000}} = 0.293 \text{ sec}$$

T_{con} : επαγωγική περίοδος ή ιδιοπερίοδος, convective period in [sec]

$$T_{con} = C_c \cdot \sqrt{R} = 4.44 \text{ sec}, \text{ όπου συντελεστής } C_c = 1.48 \text{ από πίνακα A-2}$$

Με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης: $S_e(T_{imp}, 5\%) = 0.68g$ & $S_e(T_{con}, 0.5\%) = 0.075g$

$S_e(T_{imp})$: ωστική φασματική επιτάχυνση για 5% λόγο απόσβεσης (impulsive spectral acceleration, obtained from an elastic response spectrum for a value of damping consistent with the limit state considered),

$S_e(T_{con})$: επαγωγική φασματική επιτάχυνση για 0.5% λόγο απόσβεσης (convective spectral acceleration, from a 0.5%-damped elastic response spectrum).

Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού (elastic design spectrum) $S_d(T)$

$$S_d(T_{imp}) = 0.45 \text{ g}$$

m : συνολική μάζα δεξαμενής-ρευστού σε [Kg]

$$m = W_{\text{total}} \cdot \frac{1000}{9.81} = 4.9265 \times 10^6 \text{ Kg}$$

$$m_w = W_{\text{shell}} \cdot \frac{1000}{9.81} = 66615 \text{ Kg}$$

$$m_r = W_{\text{roof}} \cdot \frac{1000}{9.81} = 26952 \text{ Kg}$$

Από πίνακα A-2 λαμβάνονται οι παρακάτω ποσότητες:

$$\frac{m_i}{m} = 0.773 \Rightarrow m_i = 3.8082 \times 10^6 \text{ Kg}$$

$$\frac{m_c}{m} = 0.227 \Rightarrow m_c = 1.1183 \times 10^6 \text{ Kg}$$

Οριζόντια δύναμη σεισμού. (Total base shear Q) σε Kg

$Q=(m_i+m_w+m_r) \cdot S_d(T_{imp})+m_c \cdot S_e(T_{con})$, όπου m_w η μάζα του κελύφους της δεξαμενής, m_r η μάζα της σκεπής της δεξαμενής, m_i η ωστική μάζα, m_c η επαγωγική μάζα

$$\Rightarrow Q=1.8668 \times 10^6 \text{ Kg} = 18313 \text{ KN}$$

Ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής M σε [KNm]. (overturning moment immediately above the base plate)

$h_w = 8.83\text{m}$ (το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους της δεξαμενής)
 $h_r = \text{Ύψος δεξαμενής} = H_t = 20\text{m}$

Από πίνακα A-2 λαμβάνονται οι παρακάτω ποσότητες:

$$\frac{h_i}{H} = 0.449 \Rightarrow h_i = 8.53 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{H} = 0.761 \Rightarrow h_c = 14.46 \text{ m}$$

$$\frac{h'_i}{H} = 0.495 \Rightarrow h'_i = 9.4 \text{ m}$$

$$\frac{h'_c}{H} = 0.774 \Rightarrow h'_c = 14.7 \text{ m}$$

$$M = ((m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000} = 164084 \text{ KNm}$$

Ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής M' σε [KNm]. (overturning moment immediately below the base plate)

$$M' = ((m_i \cdot h'_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h'_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000} = 179048 \text{ KNm}$$

Έλεγχος Αγκύρωσης

Ανασήκωμα κελύφους και μήκος της βάσης που βρίσκεται ανασηκωμένο. (Shell uplift and uplifted length of the base plate)

$$\text{Από διάγραμμα A-11 για } \frac{M}{W \cdot H} = 0.182 \rightarrow \frac{N_{unanch}}{N_{anch}} \approx 16 \text{ (με γραμμική παρεκβολή)}$$

$$\text{Από διάγραμμα A-12 για } \frac{M}{W \cdot H} = 0.182 \rightarrow \frac{W_{,max}}{H} \approx 0.012 \text{ (με γραμμική παρεκβολή)}$$

$\Rightarrow W_{max} = 0.228\text{m} = 228 \text{ mm}$, όπου W : το βάρος του υγρού της δεξαμενής, W_{max} : το κατακόρυφο ύψος ανασηκώματος, (vertical uplift height)

Από διάγραμμα A-13 $\rightarrow L = 650\text{mm}$: μήκος της βάσης που βρίσκεται ανασηκωμένο. (the length of the uplifted part of the tank bottom)

Περιστροφή της βάσης της δεξαμενής κατά γωνία θ (plastic rotation of the base plate)

$$\theta = \frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} = 0.689 \text{ rad} > 0.2 \text{ (η γωνία } \theta \text{ πρέπει να είναι μικρότερη από 0.2 radians)}$$

Λυγισμός (Elastic buckling)

Η μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_m , σε [MPa], υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_m = \frac{M}{I_z} \cdot R, \text{ όπου } I_z = \frac{\pi}{4} (R_2^4 - R_1^4) \text{ η ροπή αδράνειας της διατομής της δεξαμενής.}$$

$$R_2 = 9\text{m}, R_1 = 8.99\text{m}, \Rightarrow I_z = 22.86 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_m = 64.59 \text{ MPa}$$

σ_{cl} : κρίσιμη τάση λυγισμού, (ideal critical buckling stress, in [MPa])

$$\sigma_{cl} = 0.6 \cdot E \cdot \frac{s}{R} = 106.67 \text{ MPa}, \text{ όπου } s = 0.008\text{m} \text{ το πάχος του δακτυλίου βάσης (annular)}$$

και $E = 200000 \text{ MPa}$ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα της δεξαμενής.

$$\bar{p} = \frac{p \cdot R}{s \cdot \sigma_{cl} \cdot 1000000} = 0 < 5, \text{ όπου } p = 0 \text{ Pascal είναι η ελάχιστη δυνατή εσωτερική}$$

πίεση στην περίπτωση σεισμού.

$a=1$: Ο συντελεστής a παίρνει την τιμή 1 για κανονικές κατασκευές.

δ/s : λόγος (ratio of maximum imperfection amplitude to wall thickness)

$$\frac{\delta}{s} = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} = 2.01$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \cdot \left(\frac{\delta}{s}\right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{s}\right)} \right)^{1/2} - 1 \right] = 0.146$$

$f_y = 235 \text{ MPa}$, το όριο διαρροής του τοιχώματος της δεξαμενής

Εφόσον η ποσότητα :

$$\lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \cdot \sigma_{cl}} = 15.08 > 2, \text{ η ποσότητα } \sigma_0 \text{ υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:}$$

$$\sigma_0 = \bar{\sigma} \cdot \sigma_{cl} = 15.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p - \sigma_{cl} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_r}{\sigma_{cl}} \right)^2 \right]^{1/2} = 55.51 \text{ MPa}$$

Έλεγχος

πρέπει $\sigma_p < \sigma_{cl}$ που ισχύει

Η παρακάτω ποσότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τάσης σ_m

$$\sigma_{cl} \left(0.19 + 0.81 \cdot \frac{\sigma_p}{\sigma_{cl}} \right) = 65.23 \text{ MPa} > \sigma_m = 64.6 \text{ MPa} \text{ (ικανοποιείται ο έλεγχος)}$$

Λυγισμός τοιχώματος κοντά στη βάση της δεξαμενής. (Elastic- plastic collapse (elephant's foot))

$$r = \frac{R}{400} = 2.8125$$

Η παρακάτω ποσότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τάσης σ_m

$$\sigma_{cl} \cdot \left(1 - \left(\frac{p \cdot R}{s \cdot f_y} \right)^2 \right) \cdot \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right) \cdot \left(\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right) = 81.15 \text{ MPa} > \sigma_m = 64.6 \text{ MPa}$$

(ικανοποιείται ο έλεγχος)

Ύψος κυματισμού. (sloshing wave height), d_{max} σε [m]

$$d_{max} = 0.84 \cdot R \cdot \frac{Se(T_{imp})}{g} = 0.52 \text{ m,}$$

όπου $g = 9.81 \frac{m}{sec^2}$ η επιτάχυνση της βαρύτητας.

5.3 Δεξαμενή διαμέτρου $D=68m$ και ύψους πλήρωσης $H=19m$

5.3.1 Πρότυπο API 650 (2003)

Δεδομένα δεξαμενής:

Μέγιστο ύψος πλήρωσης $H=19m$

Ύψος δεξαμενής $H_t=20m$

Διάμετρος $D=68m$

Ακτίνα $R=34m$

$$\text{Λόγος } \frac{D}{H} = \frac{68m}{19m} = 3.58$$

Υγρό: νερό (ειδικό βάρος $G=1$, πυκνότητα $\rho_{\text{νερού}}=1000 \frac{kg}{m^3}$ ή $1 \frac{ton}{m^3}$)

Υλικό κατασκευής: χάλυβας (όριο διαρροής $F_{by}=\sigma_y=235 \text{ MPa}$)

Επιτάχυνση σεισμού (οριζόντια) $A_g=0.24g$

Πάχος τοιχώματος δεξαμενής : 4 διαβαθμίσεις (courses) 34 mm, 35.5 mm, 37 mm, 38.5 mm

Το πάχος της κάθε διαβάθμισης υπολογίστηκε σύμφωνα με τη μέθοδο 'one-foot', με βάση την υδροστατική πίεση. Σύμφωνα με τον κανονισμό το πάχος του τοιχώματος δεν πρέπει να είναι λιγότερο από 10mm.

Το πάχος σε κάθε course υπολογίστηκε από την σχέση : $\frac{4.9 \cdot D(H-0.3)}{St}$, όπου St

είναι η επιτρεπτή τάση για την υδροστατική δοκιμή, σε MPa, η οποία ισούται με : $\frac{3}{4} \cdot \sigma_y = 176.25 \text{ MPa}$

Υπολογισμός βαρών:

Βάρος ρευστού $W_p = \pi \cdot R^2 \cdot H \cdot \rho_{\text{νερού}} = 3.14 \times 34^2 \times 19 \times 1 = 69002 \text{ t} = 676909 \text{ KN}$

Βάρος κελύφους δεξαμενής $W_{\text{shell}} = 1215.9 \text{ t} = 11928 \text{ KN}$

Βάρος σκεπής δεξαμενής $W_{\text{roof}} = 70 \text{ t} = 686.7 \text{ KN}$

Συνολικό βάρος $W_{\text{total}} = W_p + W_{\text{shell}} + W_{\text{roof}} = 69885 \text{ t} = 689524 \text{ KN}$

Ωστικό βάρος $W_1 = W_{\text{total}} \frac{W_1}{W_{\text{total}}}$, (όπου $\frac{W_1}{W_{\text{total}}} = 0.32$ από διάγραμμα E-2) $\Rightarrow W_1 = 219382 \text{ KN}$

Επαγωγικό βάρος $W_2 = W_{\text{total}} \frac{W_2}{W_{\text{total}}}$, (όπου $\frac{W_2}{W_{\text{total}}} = 0.62$ από διάγραμμα E-2) $\Rightarrow W_2 = 425053 \text{ KN}$

Ύψη:

Ύψος ωστικής δύναμης $X_1 = H \frac{X_1}{H}$, (όπου $\frac{X_1}{H} = 0.38$ από διάγραμ. E-3)

$$\Rightarrow X_1 = 7.22m$$

Ύψος επαγωγικής δύναμης $X_2 = H \frac{X_2}{H}$, (όπου $\frac{X_2}{H} = 0.54$ από διάγραμ. E-3)

$$\Rightarrow X_2 = 10.26m$$

Συντελεστές:

Συντελεστής πλευρικής δύναμης (lateral force coefficient): $C_1 = 0.6$
Συντελεστής σημαντικότητας της κατασκευής: $I=1$
Συντελεστής εδάφους: $S=1.2$ για κατηγορία εδάφους S2 (από πίνακα E-3)
Συντελεστής $k=0.66$ (από διάγραμμα E-4)

Ιδιοπερίοδος $T = 1.81 \cdot k \cdot D^{1/2} = 9.85 \text{ sec}$

Εφόσον $T > 4.5 \rightarrow$ Συντελεστής πλευρικής δύναμης (lateral force coefficient):

$$C_2 = \frac{3.375 \cdot S}{T^2} = 0.0417$$

Αντίσταση σε Ανατροπή

W_L : Μέγιστο βάρος του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση της ροπής ανατροπής του κελύφους.

$W_L = 99 \cdot t_b \cdot \sqrt{F_{by}} \cdot G \cdot H$, (όπου $t_b = 34 \text{ mm}$ το πάχος της πρώτης διαβάθμισης της δεξαμενής, G το ειδικό βάρος του ρευστού και $F_{by} = 235 \text{ MPa}$ το όριο διαρροής της βάσης της δεξαμενής).
 $\Rightarrow W_L = 225900 \text{ N/m}$ βάρος ανά μήκος περιφέρειας του κελύφους της δεξαμενής.

Έλεγχος: πρέπει $W_L < 196 \cdot G \cdot H \cdot D = 253232$

\Rightarrow Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Οριζόντια δύναμη σεισμού

$$F = (W_{shell} + W_{roof} + W_1) \cdot A_g \cdot I \cdot C_1 + W_2 \cdot A_g \cdot I \cdot C_2$$

$$\Rightarrow F = 32838.1 \text{ KN} + 4257.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow F = 37095.6 \text{ KN}$$

Ροπή στη βάση της δεξαμενής

$$M = (W_{shell} \cdot X_{shell} + W_{roof} \cdot H_t + W_1 \cdot X_1) \cdot A_g \cdot I \cdot C_1 + W_2 \cdot X_2 \cdot A_g \cdot I \cdot C_2 ,$$

όπου $X_{shell} = 9.74 \text{ m}$ το ύψος από τη βάση του κελύφους της δεξαμενής έως το κέντρο βάρους του κελύφους , $H_t = 20 \text{ m}$ το συνολικό ύψος της δεξαμενής.

Προκύπτει $M = 278971 \text{ KNm}$

W_t : Βάρος του κελύφους συν το βάρος της σκεπής της δεξαμενής, σε N/m περιφέρειας του κελύφους.

$$W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{shell_circumference} = \frac{12615 \text{ KN}}{213.63 \text{ m}} = 59.04 \text{ KN/m} = 59049 \text{ N/m}$$
 περιφέρειας του κελύφους

Έλεγχος:

$$\text{Η ποσότητα } \frac{M}{D^2(W_t + W_l)} = \frac{278971}{68^2 \times (59.04 + 66.15)} = 0.22 < 1.5 /$$

=> Δεξαμενή δομικά ευσταθής. (δεν χρειάζεται να γίνει αγκύρωση)

b : Μέγιστη θλιπτική δύναμη στο κάτω μέρος του κελύφους σε KN/m περιφέρειας του κελύφους

$$b = W_t + \frac{1.273 \cdot M}{D^2}$$

=> b = 139.5 KN/m περιφέρειας του κελύφους

Fa: Μέγιστη επιτρεπτή θλιπτική τάση στο κέλυφος σε N/mm² ή MPa

$$\text{Η ποσότητα } \frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = 60.84 > 44, \text{ όπου } t=38.5 \text{ mm το πάχος του bottom shell course}$$

$$\Rightarrow F_a = 83 \cdot \frac{t}{D} = 46.9 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

$$\text{Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στο κέλυφος ισούται με : } \frac{b}{1000 \cdot t} = 3.62 \text{ MPa}$$

$$\text{Θα πρέπει: } \frac{b}{1000 \cdot t} < F_a, \text{ που ισχύει}$$

Επίσης:

$$F_a < 0.5 \cdot \sigma_y, \text{ που ισχύει}$$

5.3.2 Πρότυπο API 650 (2007)

Υπολογισμός βαρών:

Βάρος σκεπής δεξαμενής W_{roof}

(Για το βάρος της σκεπής λαμβάνεται υπόψη και ένα ποσοστό 10% του φορτίου χιονιού. Φορτίο χιονιού = $\frac{0.75 \text{ KN}}{m^2}$)

$$W_{\text{roof}} = 70 \text{ t} = 686.7 \text{ KN} + 0.75 \frac{\pi \cdot D^2}{4} \frac{10}{100} \Rightarrow W_{\text{roof}} = 959.1 \text{ KN}$$

$$\text{Συνολικό βάρος } W_{\text{total}} = W_p + W_{\text{shell}} + W_{\text{roof}} = 69912.5 \text{ t} = 685842 \text{ KN}$$

Ωστική περίοδος T_i (impulsive period of the tank)

$$T_i = \frac{1}{\sqrt{2000}} \frac{C_i \cdot H}{\sqrt{\frac{t_w}{D}}} \frac{\sqrt{\rho_{\text{νερρο}}}}{\sqrt{E}} \text{ σε [sec]}, \text{ όπου ο συντελεστής } C_i = 7.35 \text{ από διάγραμμα E-1}$$

t_w : μέσο πάχος του κελύφους της δεξαμενής σε [mm]

$$t_w = \frac{38.5 + 37 + 35.5 + 34}{4} = 36.25 \text{ mm}$$

E: μέτρο ελαστικότητας του υλικού της δεξαμενής (χάλυβας), $E = 200000 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow T_i = 0.302 \text{ sec}$$

Επαγωγική περίοδος T_c ή ιδιοπερίοδος (convective period of the tank)

$$T_c = 1.8 \cdot K_s \cdot \sqrt{D} \text{ σε [sec]}, \text{ όπου } K_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{6.68H}{D}\right)}} = 0.592$$

$$\Rightarrow T_c = 8.79 \text{ sec}$$

Ελαστικό φάσμα απόκρισης $Se(T, \xi)$

(Το ελαστικό φάσμα απόκρισης είναι το ίδιο και για τις τρεις δεξαμενές)

$R_{wi} = 3.5$: συντελεστής μείωσης δύναμης για την ωστική ιδιοσυχνότητα, (force reduction factor for the impulsive mode)

$R_{wc} = 2$: συντελεστής μείωσης δύναμης για την επαγωγική ιδιοσυχνότητα, (force reduction factor for the convective mode)

Με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης: $Se(T_i, 5\%) = 0.68g$ & $Se(T_c, 0.5\%) = 0.025g$

A_i : συντελεστής ωστικής φασματικής επιτάχυνσης, (impulsive spectral acceleration coefficient, % g)

$$A_i = Se(T_i, 5\%) \cdot \frac{I}{R_{wi}}$$

$$\Rightarrow A_i = 0.194$$

A_c : συντελεστής επαγωγικής φασματικής επιτάχυνσης, (convective spectral acceleration coefficient, % g)

$T_L = 4$ sec (regional-dependent transition period for longer period ground motion)

Εφόσον $T_c > T_L$

$A_c = K \cdot S_e(T_c, 0.5\%) \cdot \frac{T_L}{T_c^2} \frac{I}{R_{wc}}$, όπου $K=1$ (coefficient to adjust the spectral acceleration from 5%-0.5% damping),

$\Rightarrow A_c = 0.000648$

Φορτία σχεδιασμού

Ωστικό & Επαγωγικό Βάρος : W_i, W_c σε [N]

Εφόσον $\frac{D}{H} = \frac{68m}{19m} = 3.58 > 1.333$

$$W_i = \left(\frac{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)}{0.866 \frac{D}{H}} \right) \cdot W_p \cdot 1000 = 2.1752 \times 10^8 \text{ N}$$

$$W_c = 0.23 \frac{D}{H} \cdot \tanh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) \cdot W_p \cdot 1000 = 4.302 \times 10^8 \text{ N}$$

Οριζόντια δύναμη σεισμού , (Total design base shear) σε [N]

$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} = 4.4765 \times 10^7 \text{ N}$, όπου $V_i = A_i \cdot (W_{shell} \cdot 1000 + W_{roof} \cdot 1000 + W_i) = 4.4760 \times 10^7 \text{ N}$ (ωστική συνιστώσα της οριζόντιας δύναμης σεισμού), $V_c = A_c \cdot W_c = 278577.3 \text{ N}$ (επαγωγική συνιστώσα της οριζόντιας δύναμης σεισμού)

Ύψη X_i, X_c

X_i : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την ωστική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής (ringwall moment)

X_c : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την επαγωγική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής (ringwall moment)

Εφόσον $\frac{D}{H} = 3.58 > 1.333$

$X_i = 0.375 \cdot H = 7.13 \text{ m}$

$$X_c = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) - 1}{\frac{3.67 \cdot H}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right)} \right] \cdot H = 10.25 \text{ m}$$

Ύψη X_{is} , X_{cs}

X_{is} : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την ωστική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής (slab moment)

X_{cs} : ύψος από το κατώτερο μέρος του κελύφους της δεξαμενής στο κέντρο όπου επενεργεί η πλευρική δύναμη σεισμού, σχετικό με την επαγωγική συνιστώσα της δύναμης, για τη ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής (slab moment)

$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 3.58 > 1.333$$

$$X_{is} = 0.375 \cdot \left[1 + 1.333 \cdot \left(\frac{0.866 \frac{D}{H}}{\tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)} - 1 \right) \right] \cdot H = 27.18 \text{ m}$$

$$X_{cs} = \left[1 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right) - 1.937}{\frac{3.67 \cdot H}{D} \cdot \sinh\left(\frac{3.67 \cdot H}{D}\right)} \right] \cdot H = 24.54 \text{ m}$$

Υδροδυναμικές μεμβρανικές δυνάμεις (Dynamic liquid hoop forces)

N_i : ωστική μεμβρανική δύναμη (impulsive hoop membrane force in tank shell), σε [N/mm]

Y : η απόσταση από την ελεύθερη επιφάνεια στο υπό εξέταση σημείο, σε [m]. Η θετική φορά είναι από πάνω προς τα κάτω.

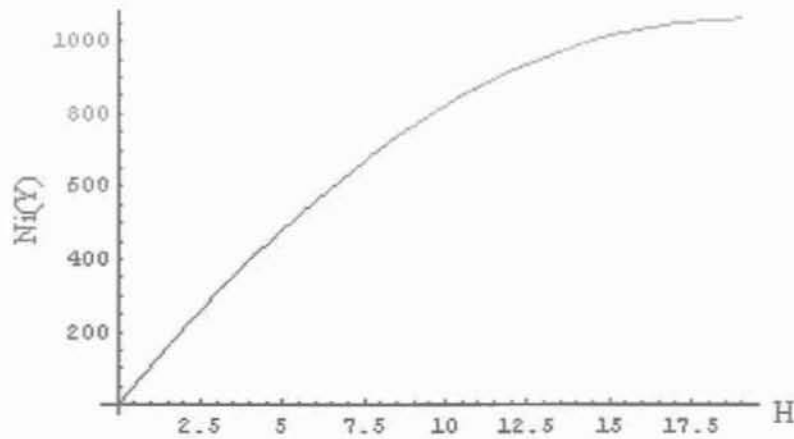
$$\text{Εφόσον } \frac{D}{H} = 3.58 > 1.333$$

$$N_i = 8.48 \cdot A_i \cdot G \cdot D \cdot H \cdot \left(\frac{Y}{H} - 0.5 \left(\frac{Y}{H} \right)^2 \right) \cdot \tanh\left(0.866 \frac{D}{H}\right)$$

$$\Rightarrow N_i(Y) = 2119.99 \left(\frac{Y}{19} - 0.001385 \cdot Y^2 \right)$$

Το μέγιστο αυτής της καμπύλης αντιστοιχεί στο μέγιστο ύψος πλήρωσης $Y=H=19\text{m}$

$$\Rightarrow N_i(Y_{\max}) = 1060 \text{ N/mm}$$

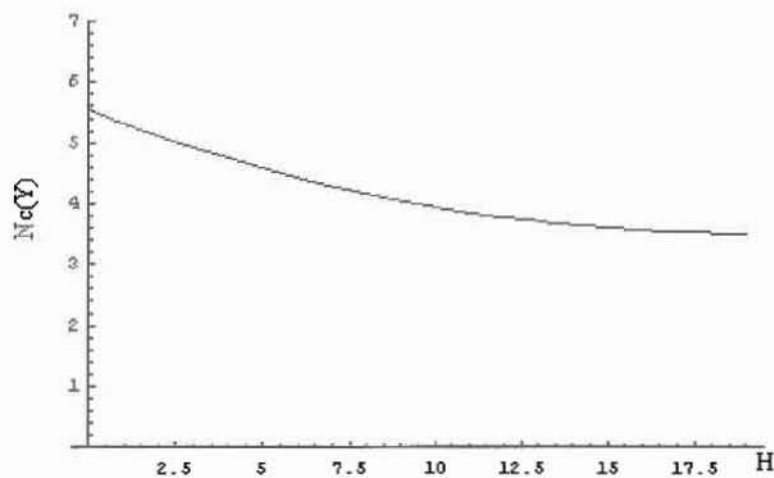


Plot of impulsive hoop membrane force

N_c : επαγωγική μεμβρανική δύναμη (convective hoop membrane force in tank shell), σε [N/mm]

$$N_c = \frac{1.85 \cdot A_c \cdot G \cdot D^2 \cdot \cosh\left(\frac{3.68 \cdot (H - Y)}{D}\right)}{\cosh\left(\frac{3.68 \cdot H}{D}\right)} \Rightarrow N_c(Y) = 3.5129 \cdot \cosh(0.05412 \cdot (19 - Y))$$

Το ελάχιστο αυτής της καμπύλης αντιστοιχεί στο μέγιστο ύψος πλήρωσης $Y=H=19\text{m}$
 $\Rightarrow N_c(Y_{\max}) = 3.51 \text{ N/mm}$



Plot of convective hoop membrane force

σ_T : συνολική μεμβρανική τάση στο τοίχωμα (total combined hoop stress in the shell), σε [MPa]

N_h : υδροστατική μεμβρανική δύναμη (product hydrostatic membrane force), σε [N/mm]

$A_v = 0.7 \times 0.24g = 0.168g$ (κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση)

$$N_h = 0.5 \cdot G \cdot D \cdot H \cdot 9.81 = 6337.3 \text{ N/mm}$$

$$\sigma_{T1} = \frac{Nh + \sqrt{Ni^2 + Nc^2 + (Av \cdot Nh)^2}}{t} = 206.3 \text{ MPa},$$

όπου $t=38\text{mm}$ (thickness of the shell ring under consideration),

$$\sigma_{T2} = \frac{Nh - \sqrt{Ni^2 + Nc^2 + (Av \cdot Nh)^2}}{t} = 127.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{T1} > \sigma_{T2}$$

$$\sigma_T = \sigma_{T1} = 206.3 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

Η επιτρεπτή σεισμική τάση (hoop stress) πρέπει να είναι μικρότερη της ποσότητας: $0.9 \cdot \sigma_y = 211.5 \text{ MPa}$

$$\sigma_T < 0.9 \cdot \sigma_y \quad (\text{ικανοποιείται ο έλεγχος})$$

Ροπή ανατροπής (overturning moment)

Ringwall moment M_{rw} in [Nm] (ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής)

$$M_{rw} = \sqrt{(A_i \cdot (W_i \cdot X_i + W_{shell} \cdot 1000 \cdot X_s + W_{roof} \cdot 1000 \cdot Ht))^2 + (A_c \cdot W_c \cdot X_c)^2} = 3.1669 \times 10^8 \text{ Nm}$$

,όπου $X_s=7.65\text{m}$ (το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους)

Slab moment M_s in [Nm] (ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής)

$$M_s = \sqrt{(A_i \cdot (W_i \cdot X_{is} + W_{shell} \cdot 1000 \cdot X_s + W_{roof} \cdot 1000 \cdot Ht))^2 + (A_c \cdot W_c \cdot X_{cs})^2} = 1.1644 \times 10^9 \text{ Nm}$$

Περίπτωση μη αγκύρωσης της δεξαμενής (self anchored)

w_a : Δύναμη αντίστασης του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση στη ροπή ανατροπής, (resisting force of tank contents per unit length of shell circumference that may be used to resist the shell overturning moment, in N/m)

$t_a=10\text{mm}$ το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής (thickness of the bottom plate under the shell, in [mm]. { t_a shall not exceed the first shell course thickness})

$$w_a = 99 \cdot t_a \cdot \sqrt{\sigma_v \cdot H \cdot G} = 66152.4 \text{ N/m}$$

Έλεγχος: $w_a < 201.1 \cdot H \cdot D \cdot G$ που ισχύει

Λόγος αγκύρωσης J (anchorage ratio)

wrs: το βάρος της σκεπής, συμπεριλαμβανομένου ένα 10% του φορτίου χιονιού, σε [N/m]

$$wrs = \frac{W_{roof} \cdot 1000}{\pi \cdot D} = 4489.5 \text{ N/m}$$

wt: βάρος δεξαμενής συν το βάρος της σκεπής, σε [N/m]

$$wt = \frac{W_{shell} \cdot 1000}{\pi \cdot D} + wrs = 41813.5 \text{ N/m}$$

$$J = \frac{Mrw}{D^2 \cdot (wt \cdot (1 - 0.4 \cdot Av) + wa)} = 0.84 < 1.54 \quad \text{Επομένως η δεξαμενή δεν χρειάζεται αγκύρωση}$$

σ_c : Μέγιστη θλιπτική τάση στη βάση του κελύφους, (maximum longitudinal shell compression stress at the bottom of the shell, in [MPa])

Εφόσον $J > 0.785 \Rightarrow$

$$\sigma_c = \left(\frac{wt \cdot (1 + 0.4 \cdot Av) + wa}{0.607 - 0.18667 \cdot J^{2.3}} - wa \right) \frac{1}{1000 \cdot t_s}, \quad \text{όπου } t_s = 38 \text{ mm thickness of the bottom shell course.}$$

$$\Rightarrow \sigma_c = 3.64 \text{ MPa}$$

Έλεγχος :

Εάν η ποσότητα $\frac{G \cdot H \cdot D^2}{t^2} = 60.84 > 44$, όπου $t = 38 \text{ mm}$ (bottom shell course thickness), η επιτρεπόμενη θλιπτική τάση F_c (allowable longitudinal shell-membrane compression stress, in [MPa]), υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$F_c = \frac{83 \cdot t_s}{D} = 46.38 \text{ MPa}$$

Έλεγχος :

$F_c < 0.5 \cdot \sigma_y$, που ισχύει

επίσης: $\sigma_c < F_c$, που ισχύει

Ύψος πάνω από την ανώτερη στάθμη ύδατος (freeboard) δs σε [m]

Η δεξαμενή θεωρείται ότι ανήκει στο Seismic Use Group III

$\delta s = 0.5 \cdot D \cdot Af$, όπου Af acceleration coefficient for sloshing wave height calculation

Εφόσον $T_c > T_L \Rightarrow Af = K \cdot S_{D1} \left(\frac{T_L}{T_c} \right) = 0.0233$, όπου $S_{D1} = 0.45$ από το ελαστικό φάσμα απόκρισης

S_{D1} : the design, 5% damped, spectral response acceleration parameter at one second

$K=1$ (coefficient to adjust the spectral acceleration from 5%-0.5% damping),

$\Rightarrow \delta s = 0.79 \text{ m}$

5.3.3 Πρότυπο EN 14015

Βάρη σε Kg :

Συνολικό βάρος $T_T = 6.9885 \times 10^7$ Kg

Βάρος κελύφους δεξαμενής $T_i = 812790$ Kg

Βάρος σκεπής δεξαμενής $T_r = 70000$ Kg

Ωστικό βάρος $T_1 = T_T \frac{T_i}{T_T}$, (όπου $\frac{T_i}{T_T} = 0.31$ από διάγραμμα G-1) $\Rightarrow T_1 = 2.1664 \times 10^7$ Kg

Επαγωγικό βάρος $T_2 = T_T \frac{T_r}{T_T}$, (όπου $\frac{T_r}{T_T} = 0.63$ από διάγραμμα G-1) $\Rightarrow T_2 = 4.4027 \times 10^7$ Kg

Ύψη:

Ύψος ωστικού κέντρου βάρους $X_1 = H_T \frac{X_i}{H_T}$, (όπου $\frac{X_i}{H_T} = 0.37$ από διάγραμμα G-2)

$\Rightarrow X_1 = 7.03$ m

Ύψος επαγωγικού κέντρου βάρους $X_2 = H_T \frac{X_r}{H_T}$, (όπου $\frac{X_r}{H_T} = 0.54$ από διάγραμμα G-2)

$\Rightarrow X_2 = 10.26$ m

Συντελεστές:

Συντελεστής πλευρικής δύναμης : $G_1 = 0.6 \cdot A_g = 0.144$ g

Συντελεστής εδάφους: $j = 1.2$ για κατηγορία εδάφους B (από πίνακα G-1)

Ιδιοπερίοδος $T_S = 1.8 \cdot K_S \cdot D^{1/2} = 9.94$ sec, (όπου $K_S = 0.67$ από διάγραμμα G-3)

Εφόσον $T_S > 4.5 \rightarrow$ Συντελεστής πλευρικής δύναμης: $G_2 = \frac{5.625 \cdot G_1 \cdot j}{T_S^2} = 0.0098$,

όπου $j = 1.2$ (από πίνακα G-1)

Αντίσταση σε Ανατροπή

W_L : Μέγιστο βάρος του περιεχομένου της δεξαμενής που μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως αντίσταση της ροπής ανατροπής του κελύφους.

$W_L = 0.1 \cdot t_{ba} \sqrt{R_{eb} \cdot W_s \cdot H_T}$, (όπου $t_{ba} = 10$ mm το πάχος του πυθμένα της δεξαμενής, W_s η πυκνότητα του ρευστού, που είναι ίση με 1 kg/l και $R_{eb} = 235$ N/mm² το όριο διαρροής της βάσης της δεξαμενής).

$\Rightarrow W_L = 66.82$ KN/m περιφέρειας του κελύφους της δεξαμενής.

Έλεγχος: πρέπει $W_L < 0.2 \cdot W_s \cdot H_T \cdot D = 258.4$ KN/m περιφέρειας του κελύφους.

\Rightarrow Ικανοποιείται ο έλεγχος.

Οριζόντια δύναμη σεισμού

$$F = (W_{shell} + W_{roof} + W_{imp}) \cdot G_1 + W_{conv} \cdot G_2, \text{ όπου } W_{imp}, W_{conv} \text{ το ωστικό και επαγωγικό βάρος, σε KN.}$$
$$\Rightarrow F = (7973.5 + 686.7 + 212524) \times 0.144 + 431905 \times 0.0098$$
$$\Rightarrow F = 31850.5 \text{ KN} + 4232.7 \text{ KN} = 36083.2 \text{ KN}$$

Ροπή στη βάση της δεξαμενής

$$M = \frac{G_1(T_i \cdot X_s + T_r \cdot H_L + T_1 \cdot X_1) + G_2 \cdot T_2 \cdot X_2}{102}$$

όπου $X_s = 7.65\text{m}$ το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους, $H_L = 20\text{ m}$ το συνολικό ύψος της δεξαμενής

$$\Rightarrow M = 269290 \text{ KNm}$$

W_i : Βάρος του κελύφους συν το βάρος της σκεπής της δεξαμενής, σε N/m περιφέρειας του κελύφους.

$$W_i = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{shell_circumference} = \frac{8660.2 \text{ KN}}{213.6 \text{ m}} = 40.54 \text{ KN/m} = 40539 \text{ N/m περιφέρειας του κελύφους}$$

Έλεγχος:

$$\text{Η ποσότητα } \frac{M}{D^2(W_i + W_L)} = \frac{269290}{68^2 \times (40.54 + 66.82)} = 0.54 < 0.785$$

\Rightarrow Επομένως η δεξαμενή είναι δομικά ευσταθής. (δεν χρειάζεται αγκύρωση)

W_b : Μέγιστη θλιπτική δύναμη στο κάτω μέρος του κελύφους σε KN/m περιφέρειας του κελύφους

$$W_b = W_i + \frac{1.273 \cdot M}{D^2} = 114.68 \text{ KN/m περιφέρειας του κελύφους}$$

Fa: Μέγιστη επιτρεπτή αξονική θλιπτική τάση στο κέλυφος σε N/mm^2 ή MPa

$$\text{Η ποσότητα } \frac{W_b \cdot H_T \cdot D^2}{t_{bs}^2} = 60.84 > 44, \text{ όπου } t_{bs} = 38 \text{ mm το πάχος του bottom shell course}$$

$$\Rightarrow Fa = 83 \cdot \frac{t_{bs}}{D} = 46.38 \text{ MPa}$$

Έλεγχος:

Η μέγιστη θλιπτική τάση που αναπτύσσεται στο κέλυφος ισούται με : $\frac{W_b}{t_{bs}} = 3.02 \text{ MPa}$

Θα πρέπει $\frac{W_b}{t_{bs}} < Fa$, που ισχύει

Επίσης

$Fa < 0.5 \cdot \sigma_y$, που ισχύει

5.3.4 Πρότυπο EN 1998-4

Απλοποιημένη μεθοδολογία (Simplified procedure)

Ωστική περίοδος T_{imp} : impulsive period in [sec]

$$T_{imp} = C_i \cdot \frac{\sqrt{\rho_{\text{νερό}} \cdot H}}{\sqrt{\frac{s}{R}} \cdot \sqrt{E}}, \text{ όπου συντελεστής } C_i = 7.55 \text{ από πίνακα A-2,}$$

$s = 24.25 \text{ mm}$ το μέσο πάχος του τοιχώματος της δεξαμενής

$$s = \frac{11 + 19 + 29 + 38}{4} = 24.25 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow T_{imp} = 7.55 \cdot \frac{\sqrt{1000} \times 19}{\sqrt{\frac{36.25/1000}{34}} \times \sqrt{200 \times 1000000000}} = 0.38 \text{ sec}$$

T_{con} : επαγωγική περίοδος ή ιδιοπερίοδος, convective period in [sec]

$$T_{con} = C_c \cdot \sqrt{R} = 9.94 \text{ sec}, \text{ όπου συντελεστής } C_c = 1.705 \text{ από πίνακα A-2}$$

Με βάση το ελαστικό φάσμα απόκρισης: $S_e(T_{imp}, 5\%) = 0.68g$ & $S_e(T_{con}, 0.5\%) = 0.02g$

$S_e(T_{imp})$: ωστική φασματική επιτάχυνση (impulsive spectral acceleration, obtained from an elastic response spectrum for a value of damping consistent with the limit state considered),

$S_e(T_{con})$: επαγωγική φασματική επιτάχυνση (convective spectral acceleration, from a 0.5%-damped elastic response spectrum).

Ελαστικό φάσμα σχεδιασμού $S_d(T)$

$$S_d(T_{imp}) = 0.45 \text{ g}$$

m : συνολική μάζα δεξαμενής-ρευστού σε [Kg]

$$m = W_{\text{total}} \cdot \frac{1000}{9.81} = 6.9885 \times 10^7 \text{ Kg}$$

$$m_w = W_{\text{shell}} \cdot \frac{1000}{9.81} = 812790 \text{ Kg}$$

$$m_r = W_{\text{roof}} \cdot \frac{1000}{9.81} = 70000 \text{ Kg}$$

Από πίνακα A-2 λαμβάνονται οι παρακάτω ποσότητες:

$$\frac{m_i}{m} = 0.329 \Rightarrow m_i = 2.2957 \times 10^7 \text{ Kg}$$

$$\frac{m_c}{m} = 0.672 \Rightarrow m_c = 4.6928 \times 10^6 \text{ Kg}$$

Οριζόντια δύναμη σεισμού. (Total base shear Q) σε Kg

$Q = (m_i + m_w + m_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot S_e(T_{con})$, όπου m_w η μάζα του κελύφους της δεξαμενής, m_r η μάζα της σκεπής της δεξαμενής, m_i η ωστική μάζα, m_c η επαγωγική μάζα

$$Q = Q_{impulsive} + Q_{convective} = 105241 \text{ KN} + 9208 \text{ KN} \\ \Rightarrow Q = 1.16665 \times 10^7 \text{ Kg} = 114449 \text{ KN}$$

Ροπή πάνω από τη βάση της δεξαμενής M σε [KNm]. (overturning moment immediately above the base plate)

$h_w = 7.65 \text{ m}$ (το ύψος του κέντρου βάρους του κελύφους της δεξαμενής)
 $h_r = \text{Ύψος δεξαμενής} = H_i = 20 \text{ m}$

Από πίνακα A-2 λαμβάνονται οι παρακάτω ποσότητες:

$$\frac{h_i}{H} = 0.4003 \Rightarrow h_i = 7.6 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{H} = 0.55 \Rightarrow h_c = 10.45 \text{ m}$$

$$\frac{h'_i}{H} = 1.347 \Rightarrow h'_i = 25.6 \text{ m}$$

$$\frac{h'_c}{H} = 1.3905 \Rightarrow h'_c = 26.4 \text{ m}$$

$$M = ((m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000} = 900542 \text{ KNm}$$

Ροπή κάτω από τη βάση της δεξαμενής M' σε [KNm]. (overturning moment immediately below the base plate)

$$M' = ((m_i \cdot h'_i + m_w \cdot h_w + m_r \cdot h_r) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h'_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000} = 2.87116 \times 10^6 \text{ KNm}$$

Έλεγχος Αγκύρωσης

Ανασήκωμα κελύφους και μήκος της βάσης που βρίσκεται ανασηκωμένο. (Shell uplift and uplifted length of the base plate)

$$\text{Από διάγραμμα A-11 για } \frac{M}{W \cdot H} = 0.07 \rightarrow \frac{N_{unanch}}{N_{anch}} \approx 1.2$$

$$\text{Από διάγραμμα A-12 για } \frac{M}{W \cdot H} = 0.07 \rightarrow \frac{W_{max}}{H} \approx 0.0007 \quad (\text{με γραμμική παρεκβολή})$$

$\Rightarrow W_{max} = 0.0133 \text{ m} = 13.3 \text{ mm}$, όπου W: το βάρος του υγρού της δεξαμενής. W_{max} : το κατακόρυφο ύψος ανασηκώματος, (vertical uplift height)

Από διάγραμμα A-13 → L= 750mm : μήκος της βάσης που βρίσκεται ανασηκωμένο.
(the length of the uplifted part of the tank bottom)

Περιστροφή της βάσης της δεξαμενής κατά γωνία θ (plastic rotation of the base plate)

$$\theta = \frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} = 0.035 \text{ rad} < 0.2 \text{ (η γωνία } \theta \text{ πρέπει να είναι μικρότερη από 0.2 radians)}$$

Λυγισμός (Elastic buckling)

Η μέγιστη κατακόρυφη τάση σ_m , σε [MPa], υπολογίζεται από τη σχέση:

$$\sigma_m = \frac{M}{I_z} \cdot R, \text{ όπου } I_z = \frac{\pi}{4} (R_2^4 - R_1^4) \text{ η ροπή αδράνειας της διατομής της δεξαμενής.}$$

$$R_2 = 34\text{m}, R_1 = 33.962\text{m}, \Rightarrow I_z = 4684.27 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_m = 6.54 \text{ MPa}$$

σ_{cl} : κρίσιμη τάση λυγισμού, (ideal critical buckling stress, in [MPa])

$$\sigma_{cl} = 0.6 \cdot E \cdot \frac{s}{R} = 28.24 \text{ MPa}, \text{ όπου } s=0.008\text{m} \text{ το πάχος του δακτυλίου βάσης (annular)}$$

και $E= 200000 \text{ MPa}$ το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα της δεξαμενής.

$$\bar{p} = \frac{p \cdot R}{s \cdot \sigma_{cl} \cdot 1000000} = 0 < 5, \text{ όπου } p=0 \text{ Pascal είναι η ελάχιστη δυνατή εσωτερική}$$

πίεση στην περίπτωση σεισμού.

$a=1$: Ο συντελεστής a παίρνει την τιμή 1 για κανονικές κατασκευές.

δ/s : λόγος (ratio of maximum imperfection amplitude to wall thickness)

$$\frac{\delta}{s} = \frac{0.06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} = 3.91$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1.24 \cdot \left(\frac{\delta}{s}\right) \left[\left(1 + \frac{2}{1.24 \left(\frac{\delta}{s}\right)} \right)^{1/2} - 1 \right] = 0.0861$$

$f_y = 235 \text{ MPa}$, το όριο διαρροής του τοιχώματος της δεξαμενής

Εφόσον η ποσότητα :

$$\lambda^2 = \frac{f_c}{\sigma \cdot \sigma_{cl}} = 96.7 > 2, \text{ η ποσότητα } \sigma_0 \text{ υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:}$$

$$\sigma_0 = \sigma \cdot \sigma_{cl} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \sigma_{cl} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{p}{5} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_{cl}} \right)^2 \right]^{1/2} = 11.46 \text{ MPa}$$

Έλεγχος

πρέπει $\sigma_p < \sigma_{cl}$ που ισχύει

Η παρακάτω ποσότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τάσης σ_m

$$\sigma_{cl} \left(0.19 + 0.81 \cdot \frac{\sigma_p}{\sigma_{cl}} \right) = 14.64 \text{ MPa} > \sigma_m = 6.54 \text{ MPa} \text{ (ικανοποιείται ο έλεγχος)}$$

Λυγισμός τοιχώματος κοντά στη βάση της δεξαμενής. (Elastic- plastic collapse (elephant's foot))

$$r = \frac{R}{s} = 10.63$$

Η παρακάτω ποσότητα πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση της τάσης σ_m

$$\sigma_{cl} \cdot \left(1 - \left(\frac{p \cdot R}{s \cdot f_y} \right)^2 \right) \cdot \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.15}} \right) \cdot \left(\frac{r + \frac{f_y}{250}}{r + 1} \right) = 26.36 \text{ MPa} > \sigma_m = 6.54 \text{ MPa}$$

(ικανοποιείται ο έλεγχος)

Ύψος κυματισμού. (sloshing wave height), d_{\max} σε [m]

$$d_{\max} = 0.84 \cdot R \cdot \frac{Se(T_{imp})}{g} = 1.98 \text{ m,}$$

όπου $g = 9.81 \frac{m}{sec^2}$ η επιτάχυνση της βαρύτητας.

5.4 Πίνακες αποτελεσμάτων προτύπων για τις τρεις δεξαμενές

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα προτύπων για την δεξαμενή διαμέτρου D=27.4m

	API 650(2003)	FN 14015
T: natural period of the first sloshing mode or convective period, in sec	5.5 sec $T=1.81 \cdot k \cdot D^{1/2}$ factor k=0.58	5.46 sec $T_s=1.8 \cdot k_s \cdot D^{1/2}$ $k_s=0.58$
Temp: impulsive period in sec	0 sec (rigid shell)	0 sec (rigid shell)
acceleration coefficients	$\frac{A_{shell}}{g} = 2.1 \cdot C_1 = 0.144 g$ $C_1=0.6$ $I=1$	$G_1=0.144 g = 0.6 \cdot 0.24$
	$\frac{A_c}{g} = 2.1 \cdot C_2 = 0.0322 g$	$G_2=0.0325 g = \frac{5.625 \cdot G_1 \cdot j}{T_s^2}$ $j=1.2$ (site amplification factor)
impulsive weight & convective weight	$W_1=57237$ KN (impulsive weight), $W_2=35081$ KN (convective weight)	$T_1=57233$ KN (impulsive weight), $T_2=35078$ KN (convective weight)
horizontal seismic force, in KN (or total base shear)	9586 KN (combination of horizontal seismic forces) $F=(W_{shell}+W_{roof}+W_{imp}) \cdot A_{shell}+W_{con} \cdot A_{con}$ $A_{shell}=Ag_1 \cdot C_1=0.24 \cdot 1.06$, $A_{con}=Ag_1 \cdot C_2=0.24 \cdot 1.0134$	9598 KN $F=(M_{shell}+M_{roof}+M_{imp}) \cdot G_1+M_{con} \cdot G_2$
M: overturning moment applied to the bottom of the tank, or overturning moment above the base plate, or ringwall moment in KNm	62060 KNm $M=2.1 \cdot (C_1 \cdot W_{shell} \cdot X_{shell}+C_1 \cdot W_{roof} \cdot H_1+C_1 \cdot W_1 \cdot X_1+C_2 \cdot W_2 \cdot X_2)$ $Z=0.24g$ (horizontal seismic acceleration) $I=1$ (importance factor) $C_1=0.6$, $C_2=0.134$ (lateral seismic force coefficients) $W_{shell}=1159$ KN (tank shell weight), $W_{roof}=343$ KN (tank roof weight) $H_1=16.5$ m (tank shell height) $X_{shell}=6.48$ m (height from the bottom of the tank shell to the shell's center of gravity) $X_1=5.96$ m (height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W_1) $X_2=9.73$ m (height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W_2)	62053 KNm $M = \frac{G_1 \cdot (T_1 \cdot X_s + T_1 \cdot H_t + T_1 \cdot X_1) + G_2 \cdot T_2 \cdot X_2}{102}$ Heights: $X_1=5.96$ m, $X_2=9.73$ m, $X_s=6.48$ m
M_{below} : overturning moment below the base plate, or slab moment in KNm in KNm	-	-
max longitudinal compressive force at the bottom of the shell in N/mm of shell circumference	$b=325.1$ KN/m $b=6.5 \cdot (W_t + W_L) - W_L$, W_L : max weight of the tank contents that may be used to resist the shell overturning moment, in N/m of shell circumference $W_L=99 \cdot t_b \cdot \sqrt{F_{hy} \cdot G \cdot H} = 38.49$ KN/m $t_b=6.4$ mm (first shell course thickness)	$W_b=288$ KN/m $W_b=3.2 \cdot (W_t + W_L) - W_L$, $W_L=0.1 \cdot t_b \cdot \sqrt{F_{hy} \cdot G \cdot H} = 38.59$ KN/m $t_b=6.4$ mm (bottom plate thickness)
Anchorage necessary	no $\frac{M}{D \cdot (W_t + W_L)} = 1.48 < 1.57$, $W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{\pi \cdot D}$	no $\frac{M}{D \cdot (W_t + W_L)} = 1.47 < 1.5$
number of anchors	-	-
b_a load per anchor, in KN	-	-
max longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$b/1000 \leq 18.36$ MPa $t=17.7$ mm (bottom shell course thickness)	$W_b \cdot t_b = 16.25$ MPa $t_b=17.7$ mm (bottom shell course thickness)
max allowable longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$F_a = 51.16$ MPa $F_a = \frac{93}{2.5 \cdot D} + 7.5 \sqrt{G \cdot H}$, $F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$, $b/1000 \cdot t < F_a$ <u>Ισχύουν οι έλεγγοι</u>	$F_a = 51.04$ MPa $F_a = 33 \frac{t}{D} + 7.5 \sqrt{G \cdot H}$ $F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$ $W_b/t_b < F_a$ <u>Ισχύουν οι έλεγγοι</u>
height of the convective wave	-	-
N_i : impulsive hoop membrane force in tank shell, in N/mm	-	-
N_c : convective hoop membrane force in tank shell, in N/mm	-	-
σ_r : total combined hoop stress in the shell, in MPa	-	-

D=27.4 m
H=15.7 m

9 courses:
1st: 6.4mm
2nd: 6.4mm
3rd: 6.4mm
4th: 7.8mm
5th: 9.7mm
6th: 11.7mm
7th: 13.7mm
8th: 15.7mm
9th: 17.7mm

	API 650 (2007)	EN 1998-4
T: natural period of the first sloshing mode or convective period, in sec	$T_c = 1.8 \cdot k_s \cdot D^{1/2}$ 5.44 sec factor $k_s = \frac{0.578}{\sqrt{\tanh\left(\frac{6.68 H}{D}\right)}}$	$T_{con} = C_c \cdot \sqrt{R}$ $C_c = 1.51$ (coefficient) 5.59 sec
Temp: impulsive period in sec	$T_i = 0.247$ sec $T_T = \frac{1}{\sqrt{2000}} \cdot \frac{C \cdot H}{\sqrt{D}} \cdot \frac{\sqrt{\rho}}{R}$ $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (liquid density) $E = 200000 \text{ MPa}$ (elastic modulus of tank material) $C = 6.2$ (coefficient), $t_w = 10.6 \text{ mm}$ (equivalent uniform thickness of tank shell)	0.251 sec $T_T = \frac{C \cdot H}{\sqrt{R}} \cdot \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}}$ $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (liquid density) $E = 200000000 \text{ Pa}$ (elastic modulus of tank material) $C = 6.3$ (coefficient), $t_w = 10.6 \text{ mm}$ (equivalent uniform thickness of tank shell)
acceleration coefficients	$A_i = 0.194 \text{ g}$ (impulsive spectral acceleration parameter) $A_i = S_e(T_i, 5\%) \cdot \frac{1}{R_{wi}}$ $S_e(T_i, 5\%) = 0.68$ (spectral response acceleration) $R_{wi} = 3.5$ (force reduction factor) $A_c = 0.00337 \text{ g}$ (convective spectral acceleration parameter) $A_c = K \cdot S_e(T_c, 0.5\%) \cdot \frac{T_c}{T_c^*} \cdot \frac{1}{R_{wc}}$ $K = 1$ (coefficient), $T_c^* = 4 \text{ sec}$ (regional dependent transition period) $S_e(T_c, 0.5\%) = 0.05$ (spectral response acceleration) $R_{wc} = 2$ (force reduction coefficient)	$S_e(\text{Temp}) = 0.68 \text{ g}$ (impulsive spectral acceleration for 5% damping) $S_d(\text{Temp}) = 0.45 \text{ g}$ $S_e(\text{Temp}) = 0.68 \text{ g}$ (convective spectral acceleration for 0.5% damping)
	impulsive weight & convective weight	$W_{imp} = 54511 \text{ KN}$ (impulsive weight) $W_{con} = 35382 \text{ KN}$ (convective weight)
horizontal seismic force, in KN (or total base shear)	$V = 10894 \text{ KN}$ (SRSS) $V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$ $V_i = A_i (W_{shell} + W_{roof} + W_{imp})$, (V_i : horizontal impulsive force) = 10891 KN $V_c = A_c W_{con}$, (V_c : horizontal convective force) = 119 KN	26728 KN $Q = (m_i + m_w + m_c) \cdot S_d(\text{Temp}) + m_c \cdot S_e(\text{Temp})$
M: overturning moment applied to the bottom of the tank, or overturning moment above the base plate, or ringwall moment in KNm	65097 KNm $M_w = \sqrt{(W_{imp} \cdot X_i + W_{shell} \cdot X_s + W_{roof} \cdot H)^2 + (A_c \cdot W_{con} \cdot X_c)^2}$ Heights: $X_i = 5.88 \text{ m}$, $X_c = 9.85 \text{ m}$, $X_s = 6.48 \text{ m}$	184330 KNm $M = (m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_c \cdot h_c) \cdot S_d(\text{Temp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(\text{Temp}) \cdot \frac{9.81}{1000}$ Heights: $h_i = 6.64 \text{ m}$, $h_w = 9.9 \text{ m}$, $h_w = 6.48 \text{ m}$, $h_c = 16.5 \text{ m}$
M _{below} : overturning moment below the base plate, or slab moment in KNm in KNm	120441 KNm $M = \sqrt{(A_i \cdot (W_{imp} \cdot X_i + W_{shell} \cdot X_s + W_{roof} \cdot H))^2 + (A_c \cdot W_{con} \cdot X_c)^2}$ Heights: $X_i = 11.1 \text{ m}$, $X_c = 11.6 \text{ m}$	289951 KNm $M = (m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_c \cdot h_c) \cdot S_d(\text{Temp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(\text{Temp}) \cdot \frac{9.81}{1000}$ Heights: $h_i = 10.8 \text{ m}$, $h_c = 12.2 \text{ m}$
max longitudinal compressive force at the bottom of the shell in N/mm of shell circumference		
Anchorage necessary	yes anchorage ratio $J = \frac{M_w}{D^2 \cdot (wt \cdot (1 - 0.4 \cdot Av) + wa)}$ = 1.57 > 1.54 $Av = 0.7 - 0.24g$: vertical earthquake acceleration coefficient $\Rightarrow Av = 0.168g$	yes $\theta = 0.37 \text{ rad} > 0.2 \text{ rad}$ (θ : rotation at the edge of the tank base)
number of anchors	50 (1 anchor every 1.8m)	50 ($(\pi D)/1.8$)
N: load per anchor, in KN	161 KN $\sigma_c = 7.53 \text{ MPa}$	
max longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$\sigma_c = (wt(1+0.4 \cdot Av) + \frac{1.273 \cdot M_w}{D^2}) \cdot \frac{1}{1000 \cdot t}$ $F_c = 51.10 \text{ MPa}$	$\sigma_m = 17.7 \text{ MPa}$ $\sigma_m = \frac{M}{I} \cdot R$, $I_x = \frac{\pi}{4} (R^2 - R_i^2)$ $\sigma_d = 0.07 \text{ MPa}$
max allowable longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$F_c = \frac{83 \cdot t}{2.5 \cdot D} + 7.5 \sqrt{G \cdot H}$ $F_c < 0.5 \cdot \sigma_y$, $\sigma_c < F_c$ <u>Ισχυροί οι ελέγχοι</u>	$\sigma_m < \sigma_{el} (0.19 + 0.81 \cdot \frac{\sigma_c}{\sigma_d}) = 40.7 \text{ MPa}$ (elastic buckling) $\sigma_m < \sigma_{el} \cdot \left(\frac{1}{1.12 + r \cdot 1.13} \right) \cdot \left(\frac{1 + \frac{\pi}{2R}}{r + 1} \right) = 58.5 \text{ MPa}$ (elastic-plastic collapse) $t = \frac{R \cdot I_g}{400}$, $s = 0.008 \text{ m}$ (the thickness of the base plate) or similar <u>Ισχυροί οι ελέγχοι</u>
height of the convective wave	$os = 0.83 \text{ m}$, freeboard height: $5w = 0.5 D Af$, $Af = 0.06$	$\delta_{max} = 0.8 \text{ m}$ ($\delta_{max} = 0.84 R S_e(T_c)/g$)
N _i : impulsive hoop membrane force in tank shell, in N/mm	321.4 N/mm	
N _c : convective hoop membrane force in tank shell, in N/mm	1.12 N/mm	
σ_r : total combined hoop stress in the shell, in MPa	146.3 MPa $\sigma_r = \frac{N_h + \sqrt{M^2 + N_c^2} + (Av \cdot N_h) \cdot t}{t}$, hydrostatic stress = $N_h/t = 119 \text{ MPa}$ or $P \cdot D/2t$, $P = 0.154 \text{ MPa}$, $t = 17.7 \text{ mm}$ $N_h = 2110 \text{ N/mm}$ (product hydrostatic membrane force) $\sigma_T < 0.9 \sigma_y$, $\sigma_T < S_d + \sigma_j^{SD}$, $S_d = 156 \text{ MPa}$ <u>Ισχυροί οι ελέγχοι</u> joint efficiency = 1	

D=27.4 m
H=15.7 m
9 courses:
1st: 6.4mm
2nd: 6.4mm
3rd: 6.4mm
4th: 7.8mm
5th: 9.7mm
6th: 11.7mm
7th: 13.7mm
8th: 15.7mm
9th: 17.7mm

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα προτύπων για την δεξαμενή διαμέτρου D=18m

D=18 m,
H=19 m
4 courses:
1st: 6mm
2nd: 6mm
3rd: 8 mm
4th: 10mm

	API 650(2003)	EN 14015
T: natural period of the first sloshing mode or convective period, in sec	$T=1.81 \cdot k \cdot D^{1/2}$ factor $k=0.58$ 4.45 sec	$T_s=1.8 \cdot k_s \cdot D^{1/2}$ $k_s=0.56$ 4.28 sec
Temp: impulsive period in sec	0 sec (rigid shell)	0 sec (rigid shell)
acceleration coefficients	$\frac{A_{shell}}{g} = Z \cdot C_1 = 0.144 g$	$G_1 = 0.144 g = 0.6 \cdot 0.24$
	$\frac{A_c}{g} = Z \cdot C_2 = 0.0485 g$ $C_2 = 0.202$	$G_2 = 0.0505 g = \frac{5.625 \cdot G_1 \cdot j}{T_s^2}$ $j = 1.2$ (site amplification factor)
impulsive weight & convective weight	$W_1 = 39630 \text{ KN}$ (impulsive weight), $W_2 = 10632 \text{ KN}$ (convective weight)	$T_1 = 38663 \text{ KN}$ (impulsive weight), $T_2 = 10632 \text{ KN}$ (convective weight)
horizontal seismic force, in KN (or total base shear)	6352 KN (combination of horizontal seismic forces) $F = (W_{shell} + W_{roof} + W_{imp}) \cdot A_{shell} + W_{con} \cdot A_{con}$ $A_{shell} = A_g \cdot I \cdot C_1 = 0.24 \cdot 1 \cdot 0.6$, $A_{con} = A_g \cdot I \cdot C_2 = 0.24 \cdot 1 \cdot 0.202$	6234 KN $F = (M_{shell} + M_{roof} + M_{imp}) \cdot G_1 + M_{con} \cdot G_2$
M: overturning moment applied to the bottom of the tank, or overturning moment above the base plate, or ringwall moment in KNm	53891 KNm $M = Z \cdot I \cdot (C_1 \cdot W_{shell} \cdot X_{shell} + C_1 \cdot W_{roof} \cdot H_t + C_1 \cdot W_1 \cdot X_1 + C_2 \cdot W_2 \cdot X_2)$ $Z = 0.24g$ (horizontal seismic acceleration) $I = 1$ (importance factor) $C_1 = 0.6$, $C_2 = 0.202$ (lateral seismic force coefficients) $W_{shell} = 654 \text{ KN}$ (tank shell weight), $W_{roof} = 245 \text{ KN}$ (tank roof weight) $H_t = 20 \text{ m}$ (tank shell height) $X_{shell} = 8.83 \text{ m}$ (height from the bottom of the tank shell to the shell's center of gravity) $X_1 = 7.9 \text{ m}$ (height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W_1) $X_2 = 14.1 \text{ m}$ (height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to W_2)	52630 KNm $M = \frac{G_1 \cdot (T_1 \cdot X_s + T_r \cdot H_t + T_1 \cdot X_1) + G_2 \cdot T_2 \cdot X_2}{102}$ Heights: $X_1 = 7.79 \text{ m}$, $X_2 = 14.4 \text{ m}$, $X_s = 8.83 \text{ m}$
M_{below} : overturning moment below the base plate, or slab moment in KNm		
max longitudinal compressive force at the bottom of the shell in N/m of shell circumference	$b = W_t + \frac{1.273 M}{D^2}$ $b = 22.76 \text{ KN/m}$ W_t : max weight of the tank contents that may be used to resist the shell overturning moment, in N/m of shell circumference $W_t = 99 \cdot t_b \cdot \sqrt{F_{sp}} \cdot G \cdot H = 39.7 \text{ KN/m}$ $t_b = 6 \text{ mm}$ (thickness of the bottom plate under the shell)	$W_b = 222.7 \text{ KN/m}$ $W_b = W_t + \frac{1.273 M}{D^2}$ $W_t = 0.1 \cdot t_b \cdot \sqrt{F_{sp}} \cdot G \cdot H = 40.1 \text{ KN/m}$ $t_b = 6 \text{ mm}$ (thickness of the bottom plate under the shell) $W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{\pi \cdot D}$
Anchorage necessary	yes $\frac{M}{D^2 \cdot (W_t + W_c)} = 2.9 > 1.57$, $W_t = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{\pi \cdot D}$	yes $\frac{M}{D^2 \cdot (W_t + W_c)} = 2.9 > 1.5$
number of anchors	32	32
b : load per anchor, in KN	346 KN	
max longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$b/1000 \cdot t = 22.7 \text{ MPa}$ $t = 10 \text{ mm}$ (bottom shell course thickness)	$W_b/t_b = 22.3 \text{ MPa}$ $t_b = 10 \text{ mm}$ (bottom shell course thickness)
max allowable longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$F_a = 46.1 \text{ MPa}$ $F_a = \frac{83 \cdot t}{D}$, $F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$, $b/1000 \cdot t < F_a$ <u>IS 2700V or AS 17701</u>	$F_a = 46.1 \text{ MPa}$ $F_a = \frac{83 \cdot t}{D}$ $F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$ $W_b/t_b < F_a$ <u>IS 2700V or AS 17701</u>
height of the convective wave	-	-
N_c : impulsive hoop membrane force in tank shell, in N/mm	-	-
N_c : convective hoop membrane force in tank shell, in N/mm	-	-
σ_y : total combined hoop stress in the shell, in MPa	-	-

	API 650 (2007)	EN 1998-4	D=18m, H=19m 4 courses: 1st: 6mm 2nd: 6mm 3rd: 8mm 4th: 10mm
T: natural period of the first sloshing mode or convective period, in sec	$T_c = 1.8 \cdot ks \cdot D^{1/2}$ 4.41 sec factor $ks = \frac{0.578}{\sqrt{\frac{6.68 \cdot H}{D}}}$	4.44 sec	
Temp. impulsive period in sec	$T_i = 0.29$ sec $T_i = \frac{1}{\sqrt{1000}} \cdot \frac{C_i \cdot H}{\sqrt{h_w}} \cdot \frac{\sqrt{\rho}}{E}$ $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (liquid density) $E = 200000 \text{ MPa}$ (elastic modulus of tank material) $C_i = 6.2$ (coefficient), $h_w = 7.5 \text{ m}$ (equivalent uniform thickness of tank shell)	0.293 sec $T_i = \frac{C_i \cdot H}{\sqrt{s}} \cdot \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}}$ $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (liquid density) $E = 200000000 \text{ Pa}$ (elastic modulus of tank material) $C_i = 6.3$ (coefficient), $s = 7.5 \text{ m}$ (equivalent uniform thickness of tank shell)	
acceleration coefficients	$A_i = 0.194 \text{ g}$ (impulsive spectral acceleration parameter) $A_r = S_a(T_i, 5\%) \cdot \frac{1}{R_w i}$ $S_w(T_i, 5\%) = 0.68$ (spectral response acceleration) $R_w i = 3.5$ (force reduction factor) $A_c = 0.0077 \text{ g}$ (Convective spectral acceleration parameter) $A_c = K \cdot S_a(T_c, 0.5\%) \cdot \frac{T_c^2}{T_c^2} \cdot \frac{1}{R_w c}$ $K = 1$ (coefficient), $T_1 = 4 \text{ sec}$ (regional dependent transition period) $S_a(T_c, 0.5\%) = 0.075$ (spectral response acceleration) $R_w c = 2$ (force reduction coefficient)	$S_e(\text{Temp}) = 0.68 \text{ g}$ (impulsive spectral acceleration for 5% damping) $S_d(\text{Temp}) = 0.45 \text{ g}$ $S_e(\text{Con}) = 0.1 \text{ g}$ (convective spectral acceleration for 0.5% damping)	
	impulsive weight & convective weight	$W_{imp} = 37635 \text{ KN}$ (impulsive weight), $W_{con} = 10326 \text{ KN}$ (convective weight)	$m_i = 37635 \text{ KN}$ (impulsive weight), $m_c = 10326 \text{ KN}$ (convective weight)
horizontal seismic force, in KN (or total base shear)	$V = 7491 \text{ KN}$ (SRSS)	$Q = (m_i + m_c + m_w) \cdot S_d(\text{Temp}) + m_c \cdot S_e(\text{Con})$ 18313 KN	
M: overturning moment applied to the bottom of the tank, or overturning moment above the base plate, or ringwall moment in KNm	$M = 59251 \text{ KNm}$ $M = \sqrt{(A_i \cdot (W_{imp} \cdot X_i + W_{shell} \cdot X_s + W_{roof} \cdot H))^2 + (A_c \cdot W_{con} \cdot X_c)^2}$ Heights: $X_i = 7.8 \text{ m}$, $X_c = 14.3 \text{ m}$, $X_s = 8.83 \text{ m}$	$M = (m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_c \cdot h_c) \cdot S_d(\text{Temp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(\text{Con})$ $\frac{9.81}{1000}$ Heights: $h_i = 8.5 \text{ m}$, $h_c = 14.4 \text{ m}$, $h_w = 8.83 \text{ m}$, $h_r = 20 \text{ m}$	
M _{below} : overturning moment below the base plate, or slab moment in KNm	$M = 79517 \text{ KNm}$ $M = \sqrt{(A_i \cdot (W_{imp} \cdot X_s + W_{shell} \cdot X_s + W_{roof} \cdot H))^2 + (A_c \cdot W_{con} \cdot X_c)^2}$ Heights: $X_s = 10.6 \text{ m}$, $X_c = 14.5 \text{ m}$	$M = (m_c \cdot h_c + m_w \cdot h_w + m_c \cdot h_c) \cdot S_d(\text{Temp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(\text{Con})$ $\frac{9.81}{1000}$ Heights: $h_i = 9.4 \text{ m}$, $h_c = 14.7 \text{ m}$	
max longitudinal compressive force at the bottom of the shell in N/m of shell circumference			
Anchorage necessary	yes anchorage ratio $\lambda = \frac{M_{ro}}{D^2 \cdot (wt \cdot (1 - 0.4 \cdot Av) + wa)}$ $Av = 0.7 \cdot 0.24 \text{ g}$: vertical earthquake acceleration coefficient $\Rightarrow Av = 0.168 \text{ g}$	yes $\theta = 0.68 \text{ rad}$ 0.2rad (θ : rotation at the edge of the tank base)	
number of anchors	32	32	
load per anchor, in KN	384 KN		
max longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$\sigma_c = 25 \text{ MPa}$ $\sigma_c = \frac{wt \cdot (1 + 0.4 \cdot Av) + 1.273 \cdot M_{ro} \cdot \frac{1}{D^2}}{1000 \cdot t}$ $F_c = 46.1 \text{ MPa}$	$\sigma_m = 64.6 \text{ MPa}$ $\sigma_m = \frac{M}{I} \cdot R$, $I_x = \frac{\pi}{4} (R^2^2 - R_1^2)$ $\sigma_m = 107 \text{ MPa}$	
max allowable longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$F_c = \frac{83 \cdot t}{D}$ $F_c < 0.5 \cdot \sigma_y$, $\sigma_c < F_c$ <u>ταρτολύσι επίστευσι</u>	$\sigma_m < \sigma_{cr} (0.19 + 0.81 \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_d}) = 65.2 \text{ MPa}$ (elastic buckling) $\sigma_m < \sigma_{pl} \cdot \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.13}}\right) \cdot \left(\frac{r + 250}{r + 1}\right) = 81.15 \text{ MPa}$ (elastic-plastic collapse) <u>ταρτολύσι επίστευσι</u> $r = \frac{R \cdot t}{400}$, $s = 0.008 \text{ m}$ (the thickness of the base plate) or annular	
height of the convective wave	$\delta_w = 0.83 \text{ m}$, freeboard height: $\delta_w = 0.5 \cdot D \cdot Af$, $Af = 0.0926$	$\delta_{max} = 0.52 \text{ m}$ ($\delta_{max} = 0.84 \cdot R \cdot S_e(T_c) / g$)	
Ni: impulsive hoop membrane force in tank shell, in N/mm	163.6 N/mm		
Nc: convective hoop membrane force in tank shell, in N/mm	0.2 N/mm		
σ_y : total combined hoop stress in the shell, in MPa	200.3 MPa $\sigma_{Tc} = \frac{N_i + \sqrt{N_i^2 + N_c^2} + (Av \cdot N_i)}{t}$ hydrostatic stress: $N_h/t = 168 \text{ MPa}$ or $P \cdot D/2t$, $P = 0.186 \text{ MPa}$ $N_h = 1677 \text{ N/mm}$ (product hydrostatic membrane force) $\sigma_T < 0.7 \cdot \sigma_y$, $\sigma_T < S_d + \frac{33 \cdot S_d}{100}$, $S_d = 156 \text{ MPa}$ <u>ταρτολύσι επίστευσι</u> ont efficiency = 1		

Συγκεντρωτικά αποτελέσματα προτύπων για την δεξαμενή διαμέτρου D=68m

	API 650(2003)	EN 14015	D=68m, H=19m 4 courses: 1st: 34mm 2nd: 35.5mm 3rd: 37mm 4th: 38.5 mm
T natural period of the first sloshing mode or convective period, in sec	$T=1.81 \cdot k \cdot D^{1/2}$ factor $k=0.66$	$T_s=1.8 \cdot k_s \cdot D^{1/2}$ $k_s=0.67$	
Timp: impulsive period in sec	0 sec (rigid shell)	0 sec (rigid shell)	
acceleration coefficients	$\frac{A_{shell}}{g} = Z \cdot 1 \cdot C_1 = 0.144 \text{ g}$	$G1=0.144 \text{ g} = 0.6 \cdot 0.24$	
	$\frac{A_c}{g} = Z \cdot 1 \cdot C_2 = 0.01 \text{ g}$ $C2=0.042$	$G2=0.0098 \text{ g} = \frac{5.625 \cdot G1 \cdot j}{T_s^2}$ $j=1.2$ (site amplification factor)	
impulsive weight & convective weight	$W1= 220648 \text{ KN}$ (impulsive weight), $W2= 427505 \text{ KN}$ (convective weight)	$T1=213752 \text{ KN}$ (impulsive weight), $T2= 434400 \text{ KN}$ (convective weight)	
horizontal seismic force, in KN (or total base shear)	37096 KN (combination of horizontal seismic forces) $F=(W_{shell}+W_{roof}+W_{imp}) \cdot A_{shell}+W_{con} \cdot A_{con}$ $A_{shell}=Ag \cdot 1 \cdot C1=0.24 \cdot 1 \cdot 0.6, A_{con}=Ag \cdot 1 \cdot C2=0.24 \cdot 1 \cdot 0.0417$	36854 KN $F=(M_{shell}+M_{roof}+M_{imp}) \cdot G1+M_{con} \cdot G2$	
M overturning moment applied to the bottom of the tank, or overturning moment above the base plate, or ringwall moment in KNm	278971 KNm $M= Z \cdot 1 \cdot (C1 \cdot W_{shell} \cdot X_{shell} + C1 \cdot W_{roof} \cdot H + C1 \cdot W1 \cdot X1 + C2 \cdot W2 \cdot X2)$ $Z=0.24g$ (horizontal seismic acceleration) $I=1$ (importance factor) $C1=0.6, C2=0.0417$ (lateral seismic force coefficients) $W_{shell}=11928 \text{ KN}$ (tank shell weight), $W_{roof}=687 \text{ KN}$ (tank roof weight) $H=20 \text{ m}$ (tank shell height) $X_{shell}=9.74 \text{ m}$ (height from the bottom of the tank shell to the shell's center of gravity) $X1=7.22 \text{ m}$ (height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to $W1$) $X2=10.26 \text{ m}$ (height from the bottom of the tank shell to the centroid of lateral seismic force applied to $W2$)	278723 KNm $M = \frac{G1 \cdot (T2 \cdot X_s + T1 \cdot H + T1 \cdot X1) + G2 \cdot T2 \cdot X2}{102}$ Heights: $X1=7.03 \text{ m}, X2=10.26 \text{ m}, X_s=9.74 \text{ m}$	
M_{slab} : overturning moment below the base plate, or slab moment in KNm	-	-	
max longitudinal compressive force at the bottom of the shell in N/m of shell circumference	$b = Wt + \frac{1.273 M}{t}$ $b=139.5 \text{ KN/m}$ Wt : max weight of the tank contents that may be used to resist the shell overturning moment, in N/m of shell circumference $Wt=99 \text{ tb} \cdot \sqrt{F_{sp}} \cdot G \cdot H = 225 \text{ KN/m}$ $tb=34 \text{ mm}$ (first shell course thickness)	$Wb=135.8 \text{ KN/m}$ $Wb = Wt + \frac{1.273 M}{D^2}$ $Wt=0.1 \text{ tb} \cdot \sqrt{F_{sp}} \cdot G \cdot H = 227 \text{ KN/m}$ $tb=34 \text{ mm}$ (first shell course thickness) $Wt = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{\pi \cdot D}$	
Anchorage necessary	no $\frac{M}{D^2 \cdot (Wt + W_s)} = 0.22 < 1.57, Wt = \frac{W_{shell} + W_{roof}}{\pi \cdot D}$	no $\frac{M}{D^2 \cdot (Wt + W_s)} = 0.54 < 1.5$	
number of anchors	-	-	
b_a : load per anchor, in KN	-	-	
max longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$b/1000 \cdot t = 3.62 \text{ MPa}$ $t=38.5 \text{ mm}$ (bottom shell course thickness)	$Wb \cdot t_{bs} = 3.53 \text{ MPa}$ $t_{bs}=38.5 \text{ mm}$ (bottom shell course thickness)	
max allowable longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$F_a = 46.9 \text{ MPa}$ $F_a = \frac{83 \cdot t}{D}$, $F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$, $b/1000 \cdot t < F_a$ <u>ισχυροί οι έλεγχοί</u>	$F_a = 46.9 \text{ MPa}$ $F_a = \frac{83 \cdot t}{D}$ $F_a < 0.5 \cdot \sigma_y$ <u>ισχυροί οι έλεγχοί</u> $Wb \cdot t_{bs} < F_a$	
height of the convective wave	-	-	
N_i : impulsive hoop membrane force in tank shell, in N/mm	-	-	
N_c : convective hoop membrane force in tank shell, in N/mm	-	-	
σ_r : total combined hoop stress in the shell, in MPa	-	-	

	API 650 (2007)	EN 1998-4
T natural period of the first sloshing mode or convective period, in sec	$T_c = 1.8 k_f D^{1/2}$ factor $k_f = \frac{0.578}{\sqrt{\ln(1 + \frac{5.63 H}{D})}} = 0.362$	$T_{con} = C_c \cdot \sqrt{R}$ $C_c = 1.705$ (coefficient)
Temp: impulsive period in sec	$T_i = 0.3 \text{ sec}$ $T_f = \frac{1}{\sqrt{2000}} \cdot \frac{C_f \cdot H}{\sqrt{D}} \cdot \frac{\sqrt{\rho}}{R}$ $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (liquid density) $E = 200000 \text{ MPa}$ (elastic modulus of tank material) $C_f = 7.35$ (coefficient), $t_w = 36.25 \text{ mm}$ (equivalent uniform thickness of tank shell)	$T_i = \frac{C_f \cdot H}{\sqrt{R}} \cdot \frac{\sqrt{\rho}}{\sqrt{E}}$ $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ (liquid density) $E = 200000000 \text{ Pa}$ (elastic modulus of tank material) $C_f = 7.35$ (coefficient), $t_w = 36.25 \text{ mm}$ (equivalent uniform thickness of tank shell)
acceleration coefficients	$A = 0.194$ (impulsive spectral acceleration parameter) $A_i = S_a(T_i, 5\%) \cdot \frac{1}{R_{wi}}$ $S_a(T_i, 5\%) = 0.68$ (spectral response acceleration) $R_{wi} = 3.5$ (force reduction factor) $A_c = 0.100648 \text{ g}$ (convective spectral acceleration parameter) $A_c = K \cdot S_a(T_c, 0.5\%) \cdot \frac{T_c}{T_i} \cdot \frac{1}{R_{wc}}$ $K = 1$ (coefficient), $T_i = 4 \text{ sec}$ (regional dependent transition period) $S_a(T_c, 0.5\%) = 0.025$ (spectral response acceleration) $R_{wc} = 2$ (force reduction coefficient)	$S_a(T_{imp}) = 0.68 \text{ g}$ (impulsive spectral acceleration for 5% damping) $S_a(T_{con}) = 0.68 \text{ g}$ (convective spectral acceleration for 0.5% damping)
impulsive weight & convective weight	$W_{imp} = 217820 \text{ KN}$ (impulsive weight), $W_{con} = 430200 \text{ KN}$ (convective weight)	$m_i = 226508 \text{ KN}$ (impulsive weight), $m_c = 463015 \text{ KN}$ (convective weight)
horizontal seismic force, in KN (or total base shear)	$V = 44765 \text{ KN}$ (SRSS) $V_i = A_i (W_{she} + W_{roof} + W_{iso})$ (V_i : horizontal impulsive force) $V_c = A_c W_{con}$ (V_c : horizontal convective force)	$Q = (m_i + m_c + m_s) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot S_e(T_{con})$
M overturning moment applied to the bottom of the tank, or overturning moment above the base plate, or ringwall moment in KNm	$M_{rw} = \sqrt{(A_i \cdot (W_{imp} \cdot X_i + W_{shell} \cdot X_s + W_{roof} \cdot H))^2 + (A_c \cdot W_{con} \cdot X_c)^2}$ Heights: $X_i = 7.13 \text{ m}$, $X_c = 0.25 \text{ m}$, $X_s = 9.74 \text{ m}$	$M = ((m_i \cdot h_i + m_w \cdot h_w + m_c \cdot h_c) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000}$ Heights: $h_i = 7.6 \text{ m}$, $h_c = 0.4 \text{ m}$, $h_w = 9.74 \text{ m}$, $h_s = 20 \text{ m}$
M _{base} overturning moment below the base plate, or slab moment in KNm	$M_{base} = \sqrt{(A_i \cdot (W_{imp} \cdot X_{is} + W_{shell} \cdot X_s + W_{roof} \cdot H))^2 + (A_c \cdot W_{con} \cdot X_{cs})^2}$ Heights: $X_{is} = 9.718 \text{ m}$, $X_{cs} = 24.54 \text{ m}$	$M = ((m_i \cdot h_i' + m_w \cdot h_w + m_c \cdot h_c) \cdot S_d(T_{imp}) + m_c \cdot h_c \cdot S_e(T_{con})) \cdot \frac{9.81}{1000}$ Heights: $h_i' = 25.6 \text{ m}$, $h_c' = 26.4 \text{ m}$
max longitudinal compressive force at the bottom of the shell in N/m of shell circumference	-	-
Anchorage necessary	anchorage ratio $J = \frac{M_{rw}}{D^2 \cdot (w_L \cdot (1 - 0.4 \cdot A_v) + w_a)}$, $J < 1.54$ $A_v = 0.168 \text{ g}$: vertical earthquake acceleration coefficient	$\theta < 0.03 \text{ rad} < 0.2 \text{ rad}$ (θ : rotation at the edge of the tank base)
number of anchors	-	-
h: load per anchor, in KN	-	-
max longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$\sigma_{mL} = \frac{w_L(1+0.4 \cdot A_v) + w_a}{0.607 - 0.18667 \cdot J^{2.3} \cdot w_a} \cdot \frac{1}{1000} \cdot \frac{1}{t}$ $F_c = 46.9 \text{ MPa}$	$\sigma_m = 6.7 \text{ MPa}$ $\sigma_m = \frac{M}{I_x} \cdot R$, $I_x = \frac{\pi}{4} (R^2 - R_i^2) = 4684.27 \text{ m}^4$
max allowable longitudinal compressive stress in the shell, in MPa	$F_c = \frac{83 \cdot t}{D}$ $F_c < 0.5 \cdot \sigma_y$, $\alpha_c < F_c$ $\tau_{xy} < 0.5 \cdot \tau_{xy0}$	$\alpha_c < 0.5 \cdot \sigma_y$ $\sigma_m < \sigma_{el} (0.19 + 0.81 \cdot \frac{\sigma_y}{\sigma_{el}}) = 1464 \text{ MPa}$ (elastic buckling) $\sigma_m < \alpha_{cl} \cdot \left(1 - \frac{1}{1.12 + r^{1.13}}\right) \cdot \left(\frac{r + \sigma_y}{r + 1}\right) = 2636 \text{ MPa}$ (elastic-plastic collapse) $t = \frac{R \cdot s}{400}$, $s = 0.008 \text{ m}$ (the thickness of the base plate) or standard
height of the convective wave	$h_s = 0.79 \text{ m}$, freeboard height: $h_{fb} = 0.5 D$ At, At = 0.0222	$h_{max} = 1.9 \text{ m}$ ($h_{max} = 0.84 R \cdot S_a(T_c) / g$)
Ni: impulsive hoop membrane force in tank shell in N/mm	1060 N/mm	-
Nc: convective hoop membrane force in tank shell in N/mm	3.51 N/mm	-
σ_y : total combined hoop stress in the shell, in MPa	203.6 MPa $\sigma_y = \frac{N_h + \sqrt{N_h^2 + N_c^2 + (A_v N_h)^2}}{t}$ hydrostatic stress = $N_h/t = 164 \text{ MPa}$ or $P \cdot D/2t$, $P = 0.186 \text{ MPa}$, $t = 38.5 \text{ mm}$ $N_h = 6337 \text{ N/mm}$ (product hydrostatic membrane force) $\sigma_T < 0.9 \cdot \sigma_y$, $\sigma_T < S_d + \frac{33 S_d}{100}$, $S_d = 156 \text{ MPa}$ $\tau_{xy} < 0.5 \cdot \tau_{xy0}$ joint efficiency = 1	-

D=68m,
H=19m
4 courses:
1st: 3-4mm
2nd: 35.5mm
3rd: 37mm
4th: 38.5mm

Κεφάλαιο 6

Ανάλυση τάσεων δεξαμενών υπό σεισμική διέγερση με πεπερασμένα στοιχεία

6.1 Γενικά

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων αποτελεί μια εναλλακτική υπολογιστική μέθοδο επίλυσης προβλημάτων που περιγράφονται από διαφορικές εξισώσεις. Το πεδίο επίλυσης της διαφορικής εξίσωσης (συνεχές σύστημα με άπειρους βαθμούς ελευθερίας), διαιρείται σε υποπεδία (διακριτοποίηση) που ονομάζονται στοιχεία. Το σύστημα από συνεχές γίνεται έτσι διακριτό, δηλαδή έχει πλέον πεπερασμένο αριθμό βαθμών ελευθερίας. Στη συνέχεια διατυπώνεται μια προσεγγιστική λύση για κάθε στοιχείο. Τέλος, η ολική λύση της διαφορικής εξίσωσης προκύπτει συνδυάζοντας τις επιμέρους λύσεις κάθε στοιχείου, εξασφαλίζοντας τη συνέχεια της λύσης στα όρια κάθε στοιχείου.

Η διατύπωση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων ακολουθεί μια συστηματική μεθοδολογία. Τα βασικά βήματα της μεθόδου, αναφερόμενοι σε ένα μονοδιάστατο πρόβλημα, είναι τα εξής:

- Ασθενής μορφή των εξισώσεων

Αρχικά επιλέγεται τυχαία αποδεκτή συνάρτηση $u^*(x)$, δηλαδή συνάρτηση που να ικανοποιεί τις βασικές ομογενείς συνοριακές συνθήκες. Η συνάρτηση αυτή αντικαθίσταται στη διαφορική εξίσωση και στις συνοριακές συνθήκες του προβλήματος (ισχυρή μορφή). Στη συνέχεια προκύπτει μέσω ολοκλήρωσης η ασθενής μορφή του προβλήματος η οποία είναι μαθηματικά ισοδύναμη με την ισχυρή μορφή.

- Διακριτοποίηση – Διατύπωση εξισώσεων

Το επόμενο βήμα στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων είναι η διακριτοποίηση του χωρίου όπου ορίζεται το πρόβλημα. Το πεδίο λύσης διασπάται σε υποπεδία που ονομάζονται στοιχεία (elements). Στη συνέχεια γίνεται η διατύπωση των εξισώσεων που προσεγγίζουν τη λύση σε κάθε στοιχείο. Συγκεκριμένα, π.χ. σε ένα μονοδιάστατο πρόβλημα, επιλέγονται κάποιες γνωστές συναρτήσεις $\Phi_i(x)$ όπου

$i = 1, 2, \dots, N$ (όπου N οι βαθμοί ελευθερίας του προβλήματος), οι οποίες ονομάζονται συναρτήσεις βάσης, και γίνεται η υπόθεση ότι η άγνωστη συνάρτηση $u(x)$, η οποία δίνει τις μετατοπίσεις σε κάθε θέση x , γράφεται ως γραμμικός συνδυασμός αυτών των $\Phi_i(x)$ συναρτήσεων με κάποιους άγνωστους συντελεστές a_i , δηλαδή:

$u(x) \approx \sum_{i=1}^N a_i \Phi_i(x)$. Για την αποδεκτή συνάρτηση $u^*(x)$ ισχύει αντίστοιχα:

$$u^*(x) \approx \sum_{i=1}^N a_i^* \Phi_i(x)$$

Το ζητούμενο είναι πλέον να βρεθούν οι άγνωστοι συντελεστές a_i . Για το σκοπό αυτό εφαρμόζεται η μέθοδος Galerkin. Αντικαθιστώντας τις παραπάνω δύο εξισώσεις στην ασθενή μορφή του προβλήματος καταλήγουμε στο γραμμικό αλγεβρικό σύστημα εξισώσεων της μορφής: $[K] \cdot \underline{a} = \underline{F}$ ή $[K] \cdot \underline{u} = \underline{F}$, όπου $[K]$ είναι το τελικό μητρώο ακαμψίας του συστήματος ή πίνακας των συντελεστών, \underline{u} είναι το διάνυσμα με συνιστώσες τις μετατοπίσεις στους κόμβους (nodes) των στοιχείων, και \underline{F} είναι το διάνυσμα των εξωτερικών δυνάμεων.

- Οριακές συνθήκες

Το σύστημα $[K] \cdot \underline{u} = \underline{F}$ τροποποιείται λαμβάνοντας υπόψη τις οριακές συνθήκες του προβλήματος.

- Επίλυση

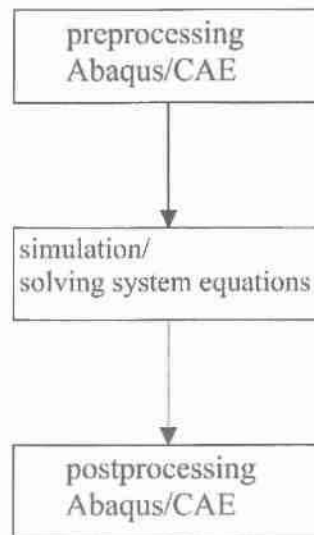
Η επίλυση του συστήματος και ο προσδιορισμός των αγνώστων ποσοτήτων γίνεται με μια τυπική υπολογιστική μέθοδο επίλυσης γραμμικών αλγεβρικών συστημάτων (π.χ. απαλοιφή Gauss).

- Επεξεργασία αποτελεσμάτων

Μετά την επίλυση του προβλήματος ακολουθεί η μετεπεξεργασία των αποτελεσμάτων.

6.2 Γενικά για το πρόγραμμα Abaqus

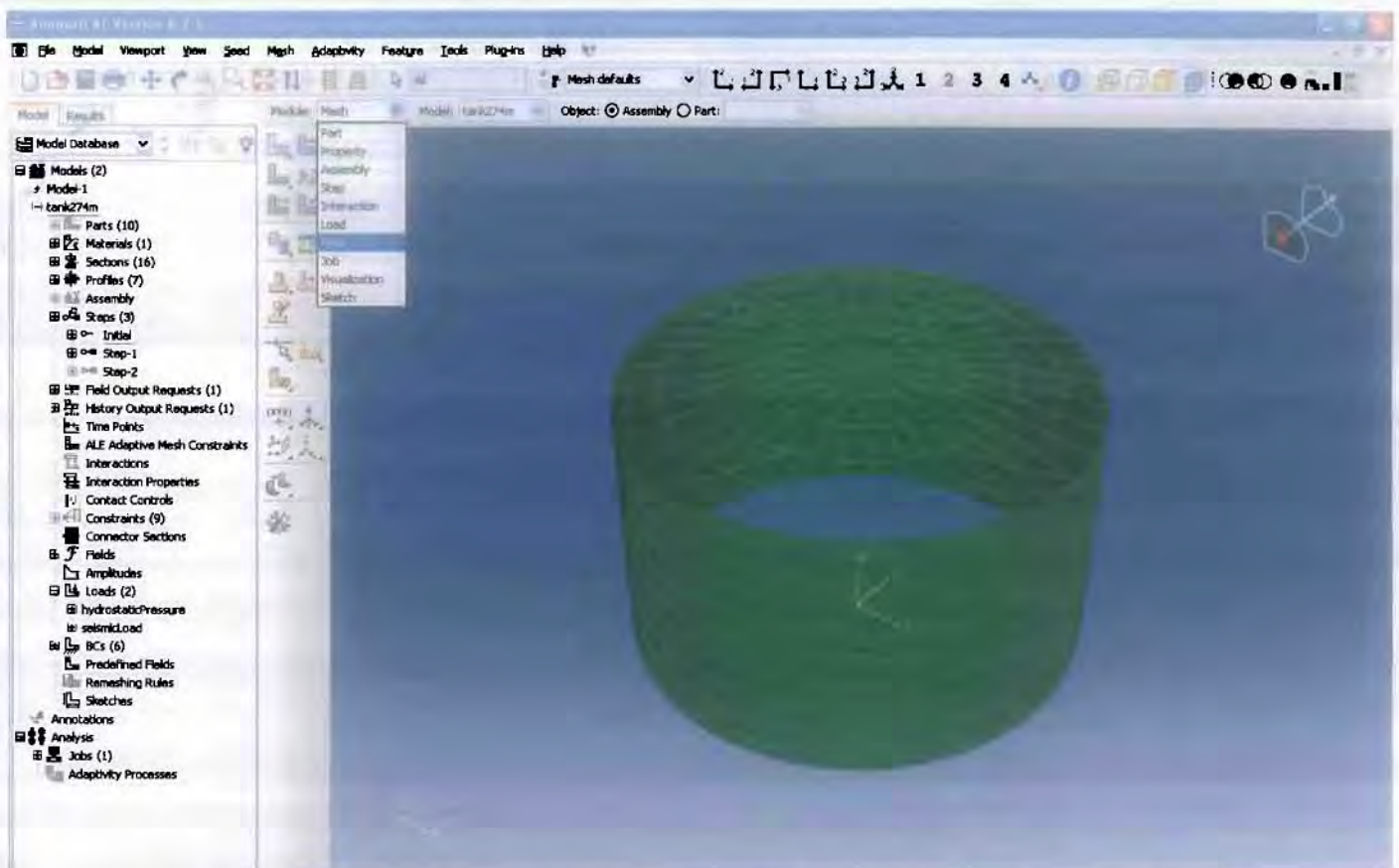
Μια πλήρης ανάλυση στο πρόγραμμα Abaqus χωρίζεται βασικά σε τρία στάδια: Προεπεξεργασία (preprocessing), κυρίως ανάλυση (επίλυση συστήματος εξισώσεων - simulation) και μετεπεξεργασία (postprocessing), (σχήμα 6.1).



Σχήμα 6.1: Διάγραμμα ροής της ανάλυσης στο Abaqus

Στο στάδιο της προεπεξεργασίας σχεδιάζεται το φυσικό μοντέλο στο οποίο θα γίνει η προσομοίωση, και δημιουργείται το αρχείο "input" μέσα στο οποίο περιλαμβάνονται όλες οι απαραίτητες πληροφορίες για την ανάλυση όπως: γεωμετρία, φορτία, συνοριακές συνθήκες κ.τ.λ. Στο δεύτερο στάδιο γίνεται η αριθμητική επίλυση του προβλήματος, δηλαδή υπολογίζονται έτσι οι ζητούμενες ποσότητες όπως π.χ. τάσεις και μετατοπίσεις στα σημεία (κόμβοι) της κατασκευής. Τέλος, στο στάδιο της μετεπεξεργασίας, αξιολογούνται τα αποτελέσματα της ανάλυσης οπτικά και γραφικά.

Η διαδικασία του σχεδιασμού/ανάλυσης της δεξαμενής στο πρόγραμμα Abaqus πραγματοποιήθηκε μέσα στο περιβάλλον CAE του προγράμματος (εικόνα 6.2). Ο σχεδιασμός της δεξαμενής γίνεται μέσα από διαδοχικές ενότητες (modules), κάθε μία από τις οποίες περιλαμβάνει τα αναγκαία εργαλεία που σχετίζονται με το αντίστοιχο βήμα σχεδιασμού του μοντέλου.



Εικόνα 6.2: Περιβάλλον εργασίας του Abaqus. Στο κέντρο φαίνεται το διακριτοποιημένο μοντέλο της δεξαμενής διαμέτρου 27.4m, ενώ διακρίνεται και το πτυσσόμενο μενού με τις ενότητες (modules) στο πάνω μέρος της εικόνας, καθώς επίσης και η κλαδική δομή του μοντέλου (model tree) αριστερά. Στην εικόνα αυτή είναι ενεργοποιημένο το module "mesh" (δημιουργία πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων).

Η έκδοση 6.7 του προγράμματος Abaqus, με την οποία πραγματοποιήθηκε η ανάλυση στα τρία μοντέλα δεξαμενών, περιλαμβάνει δέκα ενότητες (modules) οι οποίες είναι: Part, Property, Assembly, Step, Interaction, Load, Mesh, Job, Visualization, Sketch.

Στην ενότητα "Part" σχεδιάζονται τα τεμάχια που απαρτίζουν το μοντέλο μας. Για το σκοπό υπάρχουν τα εργαλεία σχεδίασης (CAD) που ουσιαστικά ανήκουν στην ενότητα " Sketch ".

Στην ενότητα "Property" δίνονται οι ιδιότητες των τεμαχίων που σχεδιάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα, και των υλικών από τα οποία αποτελούνται. Τέτοιες ιδιότητες είναι π.χ. η πυκνότητα, το μέτρο ελαστικότητας, οι ροπές αδράνειας.

Στην ενότητα "Assembly" τα επιμέρους τεμάχια (parts) ενώνονται μεταξύ τους για τη δημιουργία του συνολικού μοντέλου ως προς καθολικό σύστημα συντεταγμένων.

Ενότητα "Step". Εδώ η ανάλυση χωρίζεται σε διαδοχικά βήματα (steps) ώστε, κατ' αυτόν τον τρόπο, να μπορεί να συμβούν αλλαγές στο μοντέλο κατά έναν βολικό τρόπο που να προσομοιάζει την πραγματικότητα. Τέτοιες αλλαγές μπορεί να είναι για παράδειγμα στα ασκούμενα φορτία που επιβάλλονται στην κατασκευή, ή αλλαγές στις συνοριακές συνθήκες. Για την απόκριση του μοντέλου της δεξαμενής μας στο σεισμό, το φορτίο της υδροστατικής πίεσης αντιστοιχεί στο step1 ενώ το σεισμικό φορτίο αντιστοιχεί στο step2.

Στην ενότητα "Interaction" καθορίζεται το πώς αλληλεπιδρούν μεταξύ τους στοιχεία ή περιοχές του μοντέλου, καθώς επίσης και η σχέση τους με το περιβάλλον. Για παράδειγμα, η αλληλεπίδραση μεταξύ δύο επιφανειών μπορεί να είναι η συνθήκη επαφής αυτών.

Στην ενότητα "Load" ορίζονται τα φορτία και οι συνοριακές συνθήκες που επιβάλλονται στην κατασκευή και καθορίζεται σε ποια βήματα (steps) της ανάλυσης θα ενεργούν.

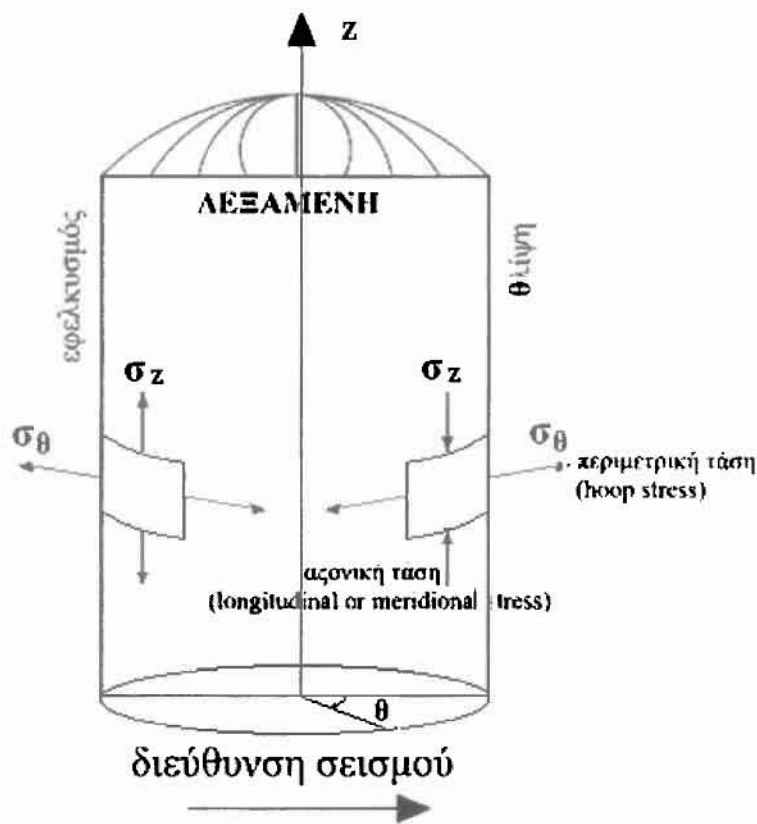
Στην ενότητα "Mesh" περιλαμβάνονται τα απαραίτητα εργαλεία για την διακριτοποίηση του μοντέλου σε στοιχεία (δημιουργία πλέγματος), καθώς και για την επιλογή του είδους των πεπερασμένων στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν.

Στην ενότητα "Job" το πρόγραμμα επιλύει ουσιαστικά το αριθμητικό πρόβλημα, ενώ δίνεται στο χρήστη η δυνατότητα να παρακολουθεί (monitor) την πρόοδο της ανάλυσης.

Στην ενότητα "Visualization" ο χρήστης μπορεί να δει την γραφική απεικόνιση της λύσης, όπως για παράδειγμα το παραμορφωμένο πλέγμα με τις σχετικές μετατοπίσεις στους κόμβους και τα σημεία της κατασκευής όπου εμφανίζονται οι μέγιστες ορθές και διατμητικές τάσεις (Abaqus theory manual).

6.3 Αποτελέσματα και μετρήσεις στο Abaqus

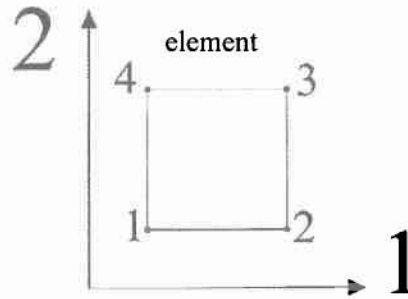
Σε κάθε μία από τις τρεις δεξαμενές που μελετήθηκαν, μετρήθηκαν η μέγιστη αξονική θλιπτική τάση (max compressive longitudinal ή meridional stress) και η αντίστοιχη ακτινική ή περιμετρική τάση (hoop stress), και η μέγιστη αξονική εφελκυστική τάση (max tensile longitudinal ή meridional stress) με την αντίστοιχη ακτινική ή περιμετρική τάση. Οι μετρήσεις έγιναν κατά μήκος (δηλαδή στους κόμβους) των δύο αντιδιαμετρικών γενετειρών που βρίσκονται στην διεύθυνση του σεισμού και στην περιοχή κοντά στον πυθμένα της δεξαμενής (σχήμα 6.3).



Σχήμα 6.3: Σκαρίφημα δεξαμενής με τις ασκούμενες τάσεις σ_θ ή S_{11} και σ_z ή S_{22} που προκαλούνται από την υδροστατική και την υδροδυναμική πίεση.

Σύμφωνα με τον συμβολισμό που ισχύει στο Abaqus, οι συμβατικές φορές των θετικών αξόνων 1 και 2 ενός πεπερασμένου στοιχείου στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων είναι αυτές που εικονίζονται στο σχήμα 6.4, ενώ η αρίθμηση των κόμβων ακολουθεί αριστερόστροφη φορά. Η φορά του άξονα 1, που είναι αντίστοιχος του άξονα θ , συμπίπτει με τη φορά καθώς αριθμούμε από τον πρώτο

κόμβο στο δεύτερο, ενώ η φορά του άξονα 2, που είναι αντίστοιχος του άξονα z, συμπίπτει με τη φορά καθώς αριθμούμε από το δεύτερο κόμβο στον τρίτο. Σύμφωνα με τα παραπάνω η περιμετρική τάση S_{11} ή σ_θ έχει την κατεύθυνσή της στον οριζόντιο άξονα ενώ η αξονική τάση S_{22} ή σ_z κείται κατά τον κατακόρυφο άξονα.



Σχήμα 6.4: Τοπικό σύστημα συντεταγμένων του στοιχείου (element)

6.4 Το φορτίο σεισμού στο Abaqus

Η κάθε μία εκ των τριών δεξαμενών που αναλύθηκαν στο Abaqus φορτίζεται λόγω υδροστατικής πίεσεως (step 1), ενώ στην συνέχεια επενεργεί επιπρόσθετα και το σεισμικό φορτίο (step 2). Εδώ πρέπει να επισημανθεί ότι το σεισμικό φορτίο, όπως θεωρείται στην πρώτη ανάλυση, στο Abaqus δεν είναι δυναμικό, όπως συμβαίνει στην πραγματικότητα σε μια σεισμική διέγερση, αλλά εισάγεται ως στατικό φορτίο, είναι δηλαδή ουσιαστικά η κατανομή της υδροδυναμικής πίεσης στο τοίχωμα (άθροισμα ωστικής πίεσης και επαγωγικής πίεσης, όπως περιγράφεται στο Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1998-4 (παράγραφος A.2.1).

Είναι γνωστό ότι η κίνηση του ρευστού, λόγω του σεισμού, μέσα στη δεξαμενή χωρίζεται σε ωστική συνιστώσα (impulsive) και σε επαγωγική συνιστώσα (convective) αντίστοιχα. Το ωστικό κομμάτι της κίνησης ακολουθεί την κίνηση του τοιχώματος και του πυθμένα της δεξαμενής, ενώ το επαγωγικό κομμάτι σχετίζεται με τον κυματισμό της ελεύθερης επιφάνειας του υγρού. Σύμφωνα με το Ευρωπαϊκό πρότυπο EN1998-4 η ωστική συνιστώσα της πίεσης δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho \cdot H \cdot \cos \theta \cdot A_g(t), \text{ όπου}$$

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1(v_n/\gamma) v_n^2} \cos(v_n \cdot \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right), \text{ όπου } v_n = \frac{2n+1}{2} \pi, \gamma = H/R$$

και $I_1(\)$ και $I_1'(\)$ η τροποποιημένη συνάρτηση Bessel πρώτης τάξης και η παράγωγός της αντίστοιχα.

Η επαγωγική συνιστώσα της πίεσης δίνεται αντίστοιχα από την παρακάτω σχέση:

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

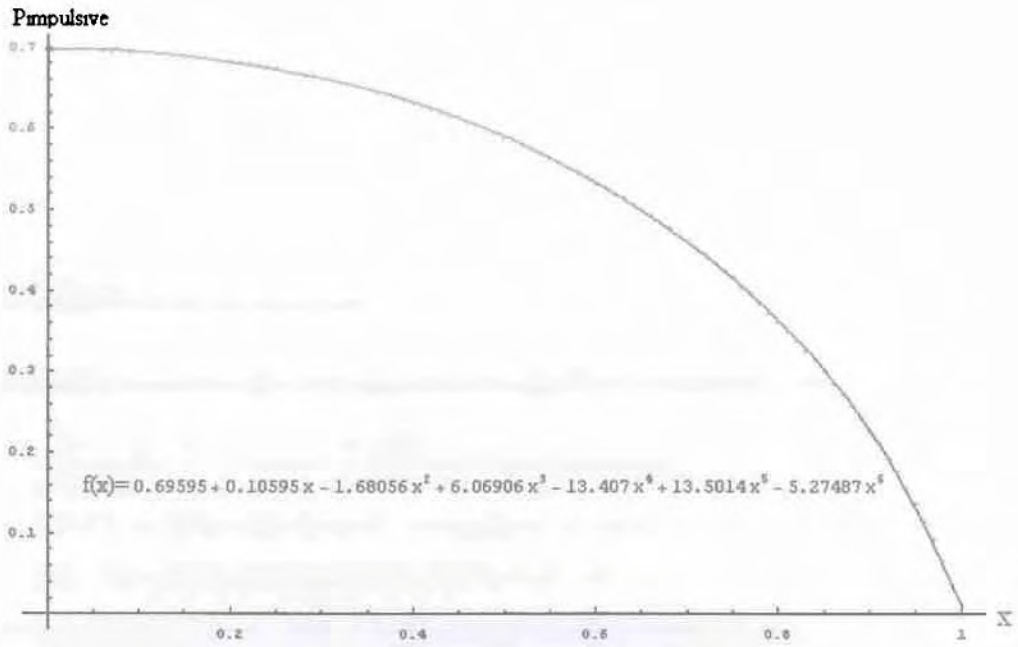
$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \cdot \gamma)}, \text{ όπου } J_1 \text{ η συνάρτηση Bessel πρώτης τάξης}$$

και λ_n οι ρίζες της παραγώγου της συνάρτησης J_1 ($J_1'(\lambda_n) = 0$).

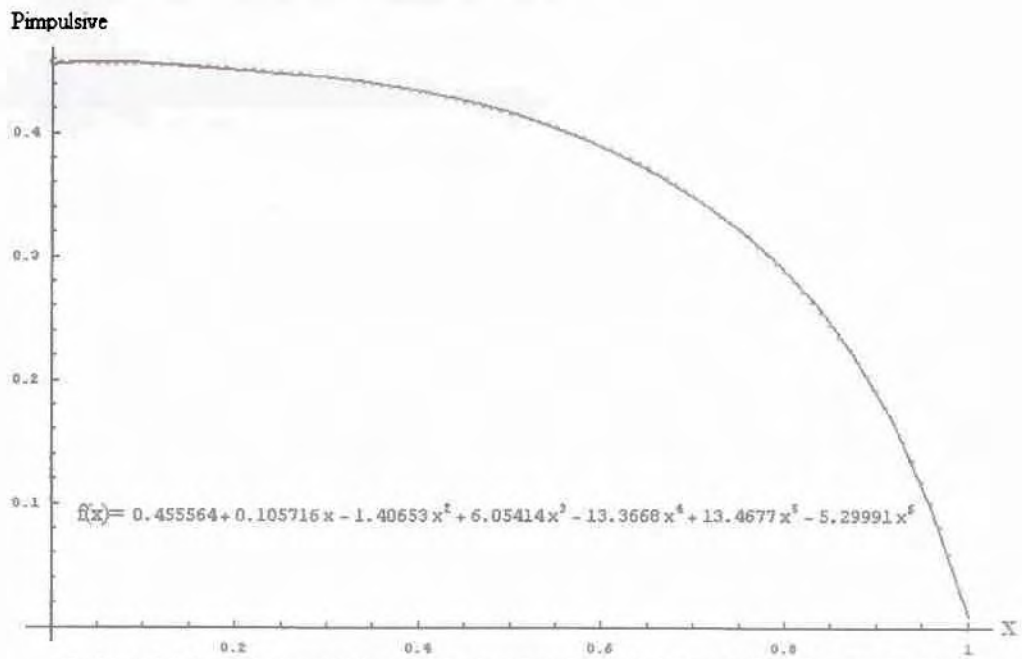
Για την κατανομή της ωστικής συνιστώσας της υδροδυναμικής πίεσης, υπολογίζεται η ποσότητα C_i όπως φαίνεται στις παραπάνω σχέσεις. Για τον υπολογισμό του C_i η τιμή του αθροίσματος υπολογίστηκε για τους πρώτους χίλιους όρους. Η τιμή της ωστικής πίεσης υπολογίστηκε σε εκατό σημεία κατά το αδιάστατο ύψος της δεξαμενής (οριζόντιος άξονας) από τα οποία έγινε παρεμβολή πολυωνύμου 6^{ου} βαθμού, το οποίο τελικώς χρησιμοποιήθηκε στο πρόγραμμα.

Για την κατανομή της επαγωγικής συνιστώσας της υδροδυναμικής πίεσης υπολογίστηκε η ποσότητα $p_c(\xi, \zeta, \theta, t)$ μόνο για τον πρώτο όρο (n=1) του αθροίσματος, με πολύ καλή ακρίβεια.

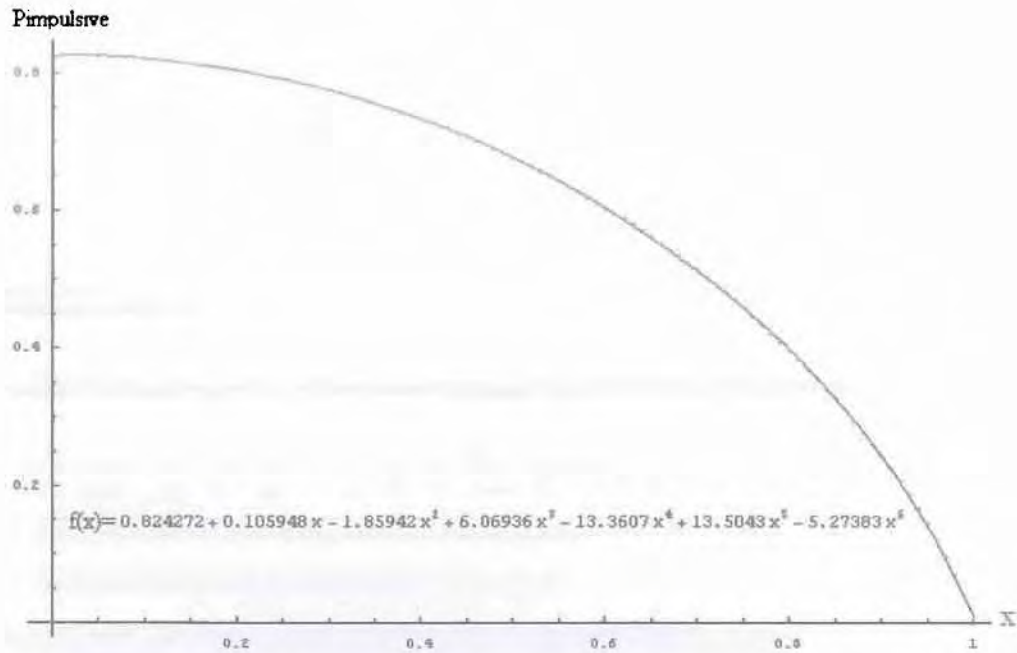
Στα παρακάτω σχήματα, απεικονίζονται οι κατανομές της ωστικής πίεσης, και για τις τρεις δεξαμενές που μελετήθηκαν, οι οποίες σχεδιάστηκαν με τη βοήθεια του προγράμματος Mathematica.



Σχήμα 6.4.1: Κατανομή ωστικής πίεσης για την δεξαμενή διαμέτρου D=27.4m



Σχήμα 6.4.2: Κατανομή ωστικής πίεσης για την δεξαμενή διαμέτρου D=18m



Σχήμα 6.4.3: Κατανομή ωστικής πίεσης για την δεξαμενή διαμέτρου D=68m

Το σεισμικό φορτίο εισήχθη στο πρόγραμμα Abaqus μέσω υπορουτίνας που δημιουργήθηκε σε γλώσσα προγραμματισμού Fortran, η οποία περιέχει ουσιαστικά την κατανομή της υδροδυναμικής πίεσης σε μορφή πολωνύμου.

Κάτωθι παρουσιάζεται η υπορουτίνα της Fortran με το σεισμικό φορτίο για την δεξαμενή διαμέτρου D=27.4m. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι 0.24g.

```

subroutine dload(f,kstep,kinc,time,noel,npt,layer,kspt,coords, jltyp,sname)
include 'aba_param.inc'
dimension time(2),coords(3)
character*80 sname
: note: coords(1) is the x-direction
: coords(2) is the y-direction
: coords(3) is the z-direction
: general
: density-->Kgr/m^3
: gravity-->m/s^2
: height--> mm
: pressure--> N/mm^2
pi=2.*asin(1.d0)
density=1000.D0
g=9.810D0
hmax=16500.D0
h=15700.D0
radius=13700.D0
z_con=coords(3)/radius
gamma=h/radius
ag=0.24d0*g
: apply only for 11m
Sas=0.05d0*g
a0=0.69595
a1=0.10595
a2=-1.68056
a3=6.06906
a4=-13.407
a5=13.5014
a6=-5.27487
theta=atan2(coords(2),coords(1))
theta1=theta*180.d0/pi
: rigid impulsive pressure
: based on eurocode prEN 1998-4 page 44
: rigid convective pressure
: based on Haroun and Housner, 1980
: conference paper Seismic Design of Liquid Storage Tanks
if (coords(3).le.h) then
z_im=coords(3)/h
c=(a0+a1*z_im+a2*(z_im**2)+a3*(z_im**3)+a4*(z_im**4)+
+ a5*(z_im**5)+a6*(z_im**6))
himpul=(c*density*h*cos(theta)*ag)/1000000000.d0

aux=(cosh(1.84d0*coords(3)/radius))/cosh(1.84d0*h/radius)
hconv=(1/1000000000.d0)*0.837d0*density*radius*cos(theta)*Sas*aux
: hydro=(density*g*(h-coords(3)))/1000000000.D0
else
himpul=0.d0
hconv=0.d0
: hydro=0.d0
endif
: f=hydro
f=(himpul+hconv)*time(1)

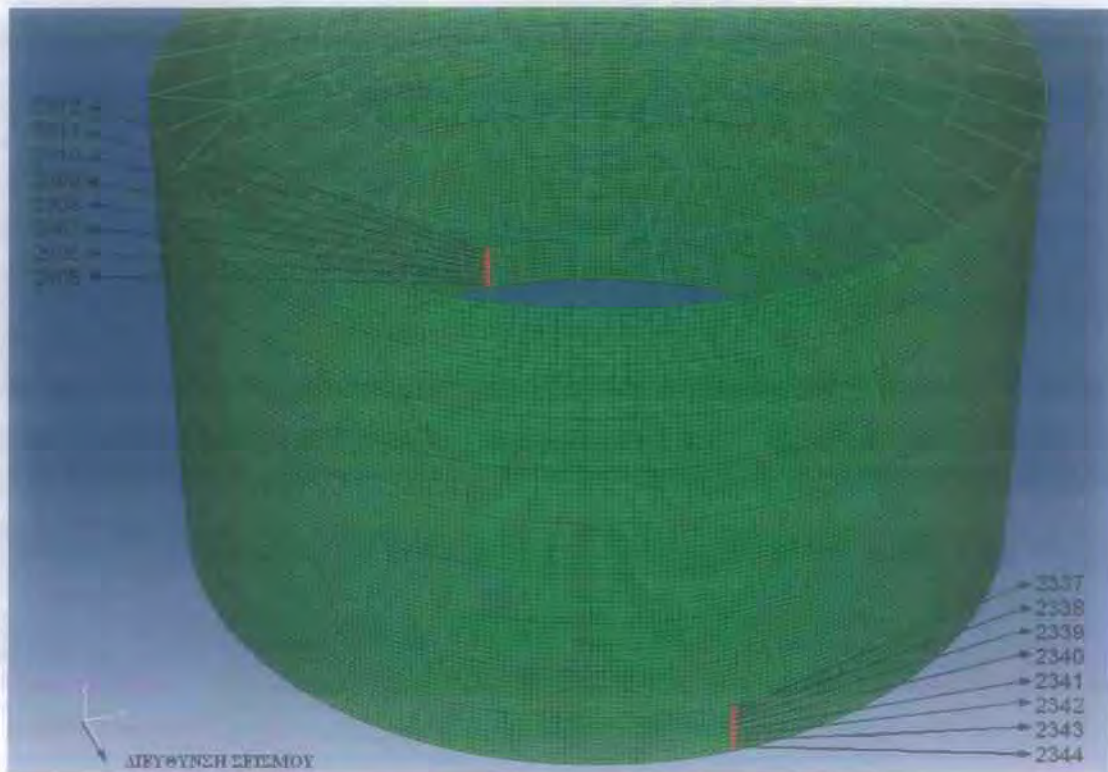
WRITE(6,9991)NOEL,NPT,JLTYP,himpul,hconv,hydro,THETA1,COORDS
9991 FORMAT('NOEL,NPT,JLTYP,himpul,hconv,hydro,THETA,COORDS',
+ 3I5,2x,3F13.5,2x,f10.3,1P3G16.4)

return
end

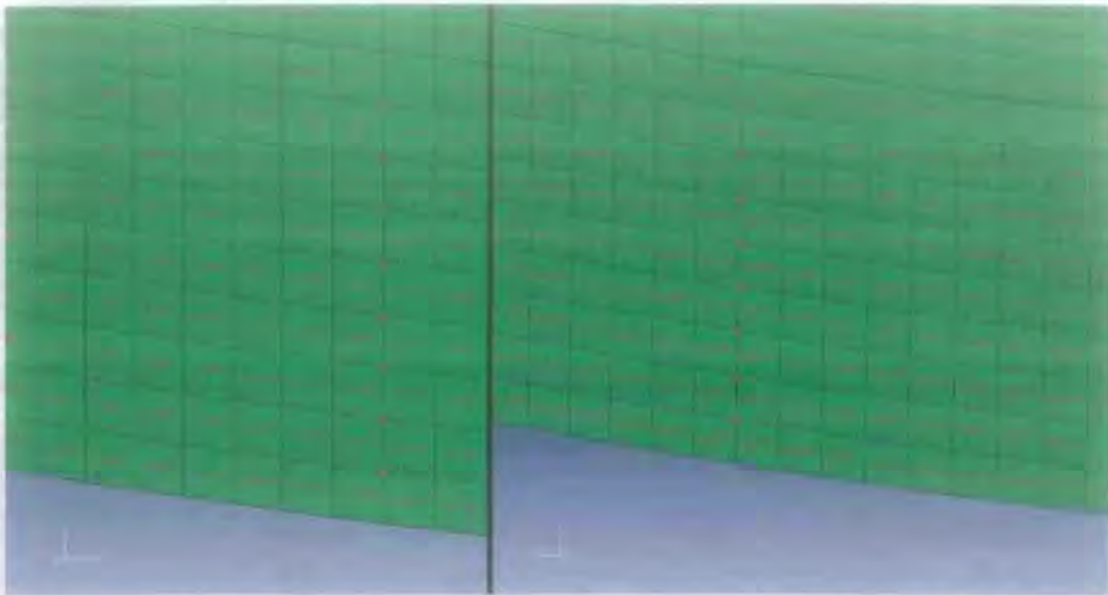
```

6.5 Δεξαμενή διαμέτρου $D=27.4\text{m}$ και $H=15.7\text{m}$

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα των αξονικών (S_{22} ή σ_z) και των περιμετρικών τάσεων (S_{11} ή σ_θ), που μετρήθηκαν στους κόμβους που φαίνονται στις εικόνες 6.5 και 6.6.

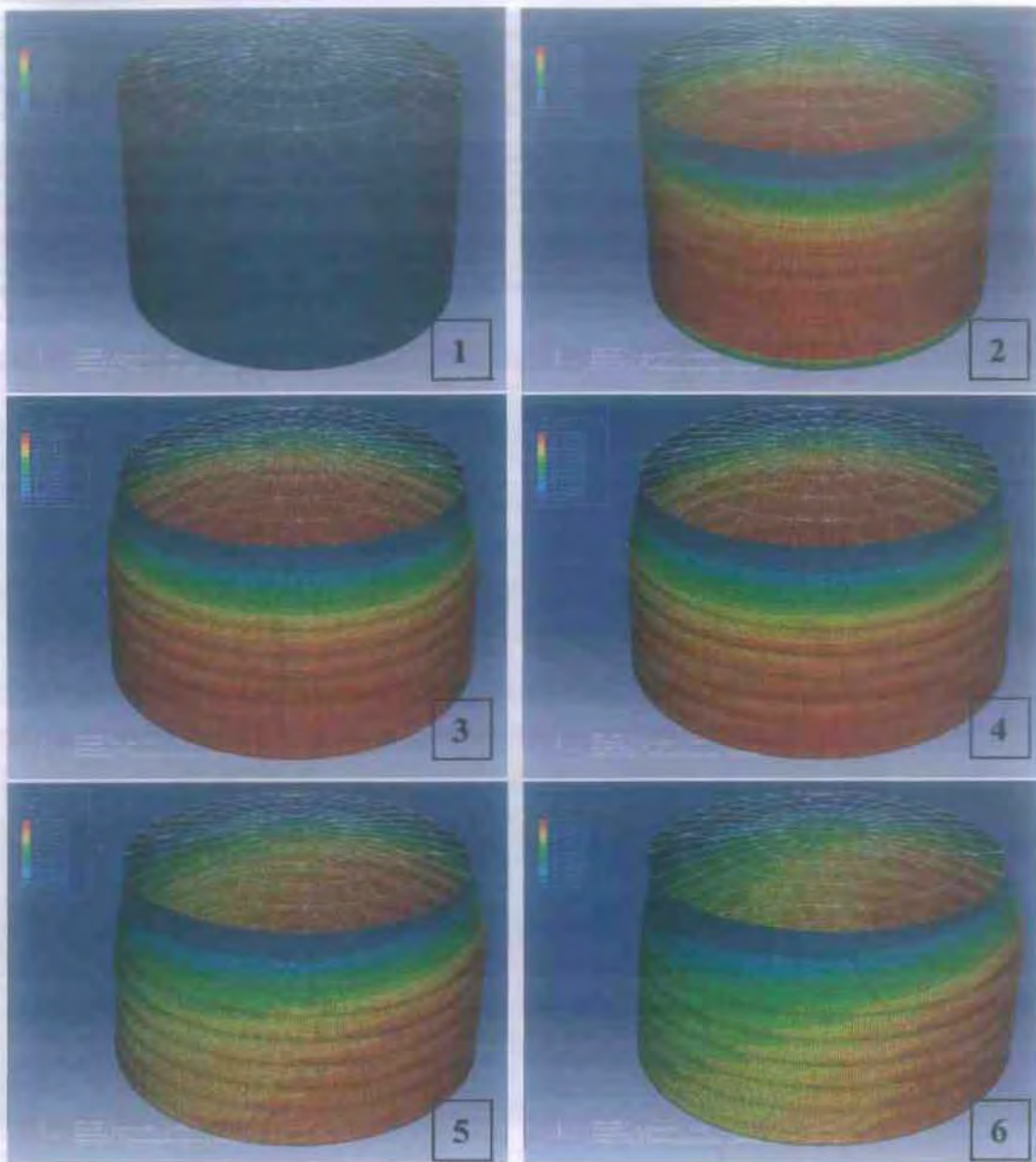


Εικόνα 6.5: Αντιδιαμετρικά σετ κόμβων που ανήκουν στην κατώτερη βαθμίδα (bottom course) της δεξαμενής διαμέτρου 27.4m , στους οποίους μετρήθηκαν οι τάσεις S_{11} και S_{22}



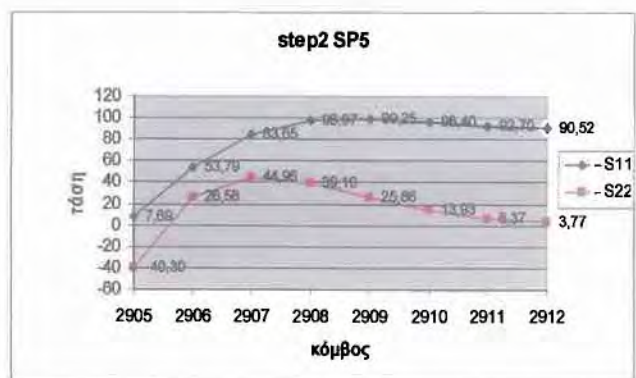
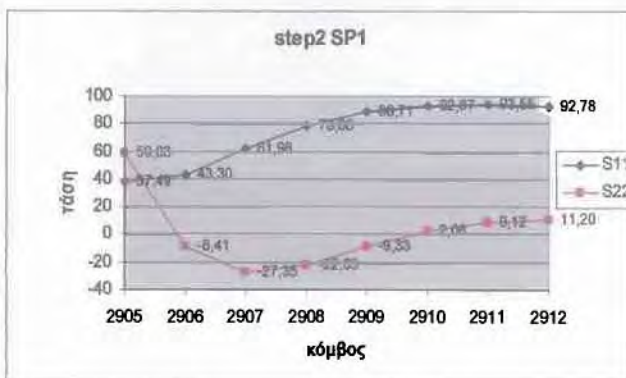
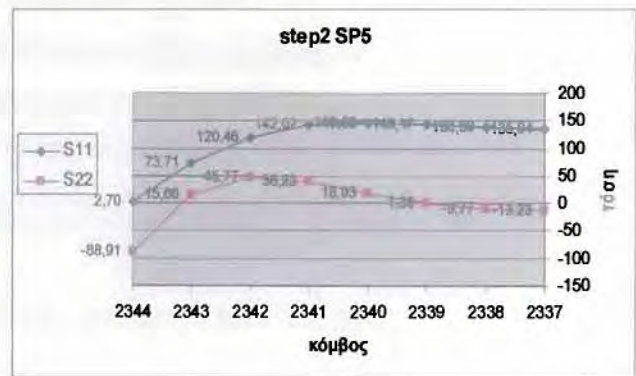
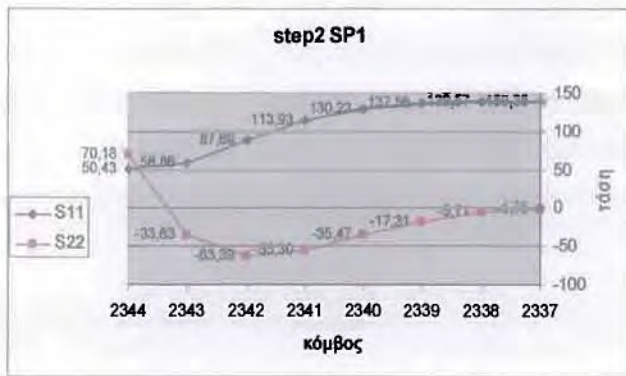
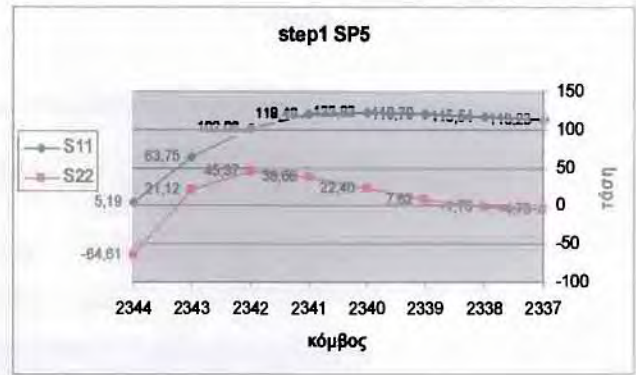
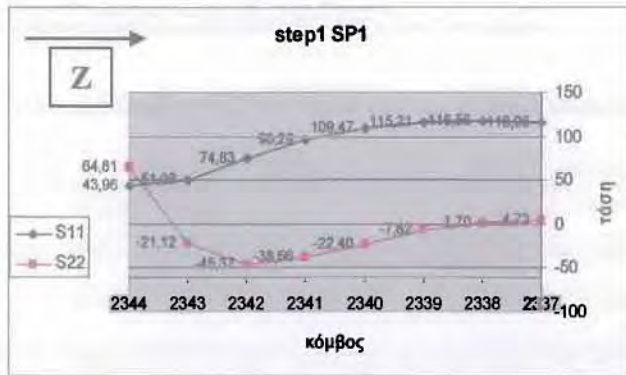
Εικόνα 6.6: Αντιδιαμετρικά σετ κόμβων που ανήκουν στην κατώτερη βαθμίδα (bottom course) της δεξαμενής διαμέτρου 27.4m, στους οποίους μετρήθηκαν οι τάσεις S_{11} και S_{22} . Οι συγκεκριμένοι κόμβοι σημειώνονται με κόκκινες κουκίδες, ενώ διακρίνεται ο αριθμός του κάθε στοιχείου (με κόκκινο χρώμα) καθώς και η αρίθμηση στους κόμβους αυτού (με μπλε χρώμα).

Οι παρακάτω εικόνες (σχήμα 6.7) αποτελούν στιγμιότυπα κατά την διάρκεια της ανάλυσης. Η κατανομή των τάσεων, και συγκεκριμένα της περιμετρικής τάσης S_{11} , κατά το ύψος και την περιφέρεια της δεξαμενής αναπαρίστανται σε χρωματική κλίμακα. Κοιτώντας από αριστερά προς τα δεξιά και από πάνω προς τα κάτω, παρατηρούμε τις παραμορφώσεις στην δεξαμενή και την κατανομή της περιμετρικής τάσης σε έξι χρονικά βήματα (increments), τα τρία πρώτα από τα οποία αντιστοιχούν στην υδροστατική πίεση (step1), ενώ τα τρία επόμενα αντιστοιχούν στο φορτίο του σεισμού (υδροδυναμική πίεση), που προστίθεται στην ήδη υπάρχουσα υδροστατική πίεση (step2). Η παραμόρφωση που υφίσταται η δεξαμενή έχει υπερτονιστεί σε όλα τα εικονιζόμενα καρέ για οπτικούς λόγους, κατά έναν πολλαπλασιαστή της τάξης του εκατό.

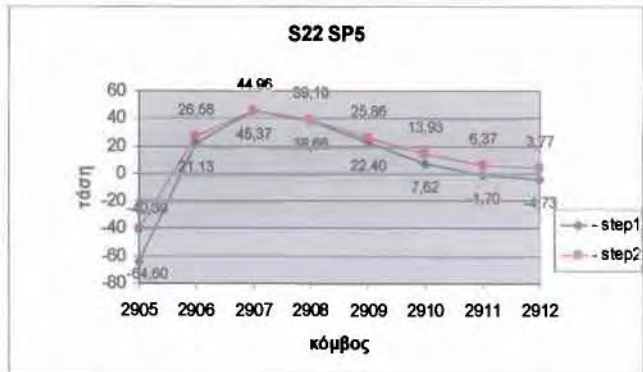
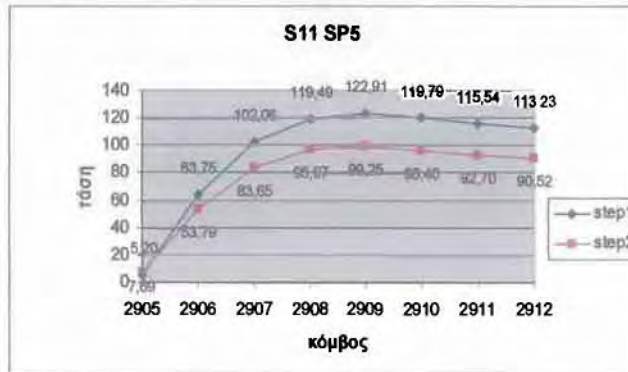
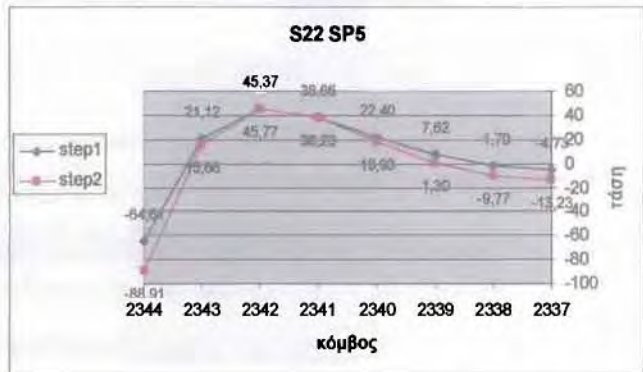
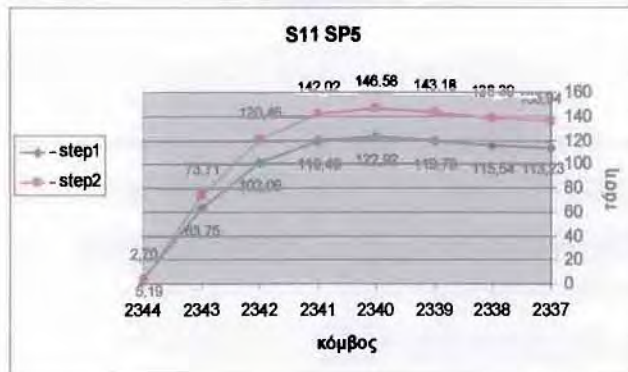
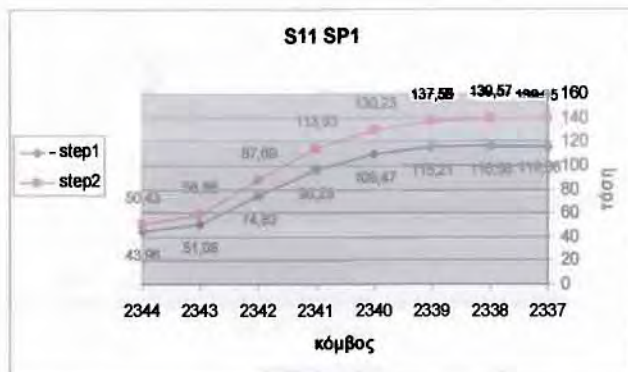


Σχήμα 6.7: Κατανομή της περιμετρικής τάσης S_{11} σε τρία χρονικά βήματα (increments) του step1 (οι τρεις πρώτες εικόνες) και σε τρία χρονικά βήματα του step2 (οι τρεις τελευταίες εικόνες)

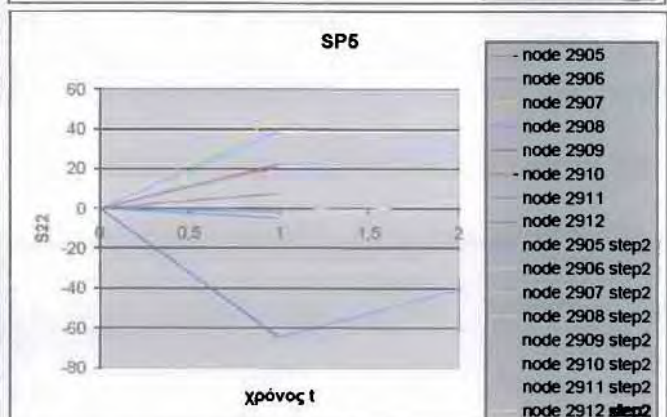
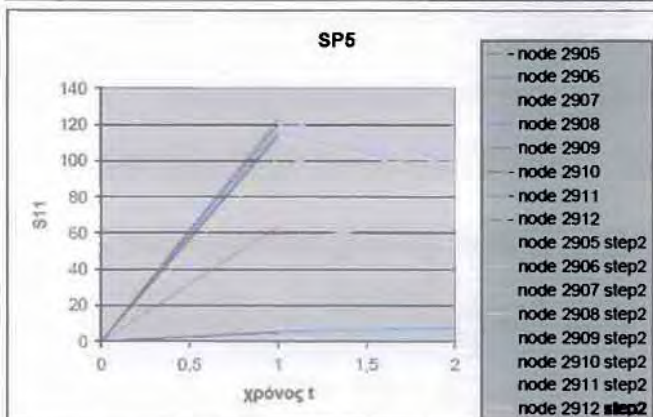
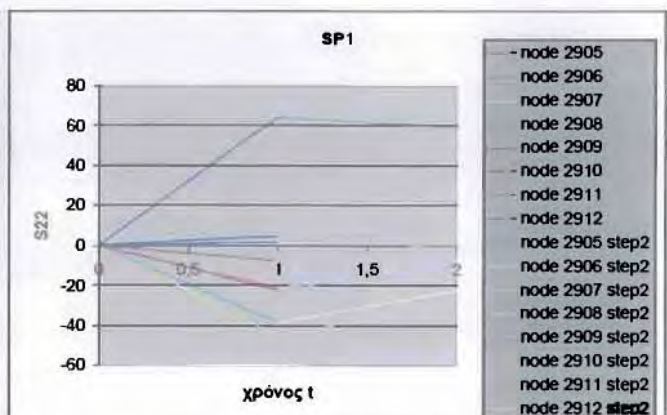
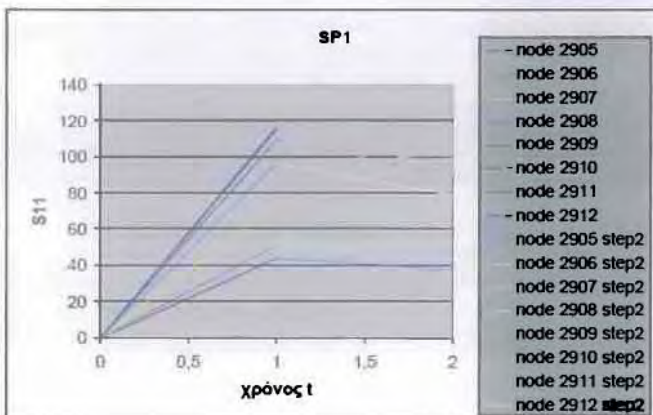
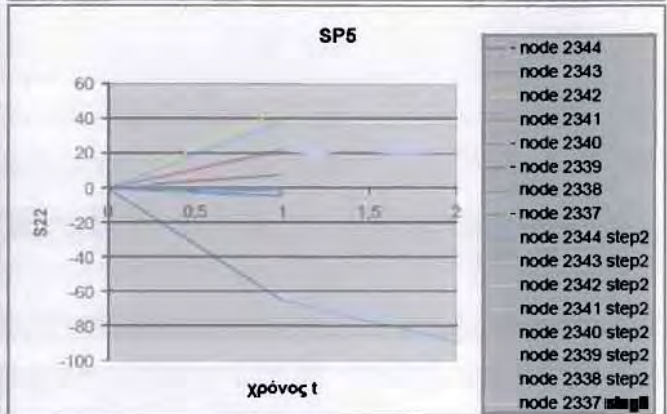
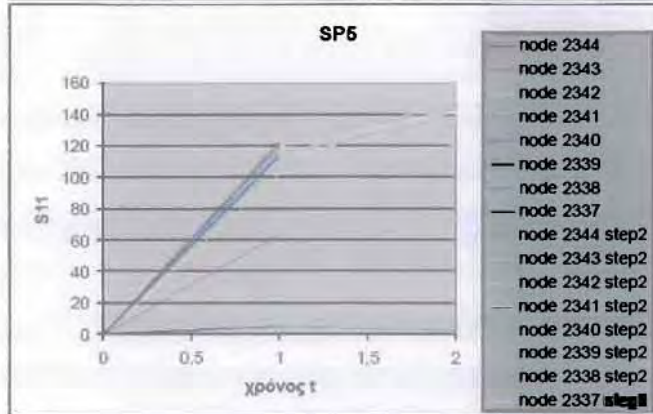
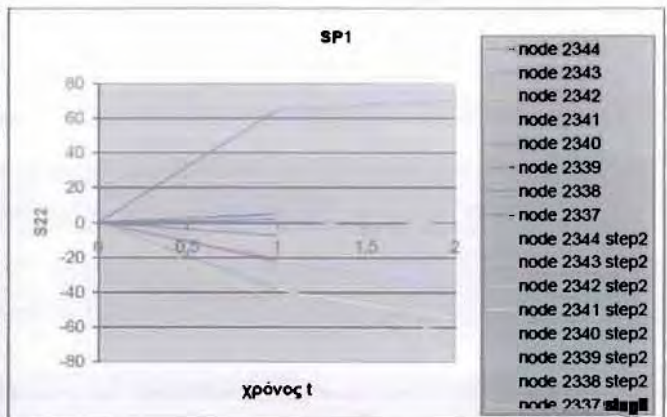
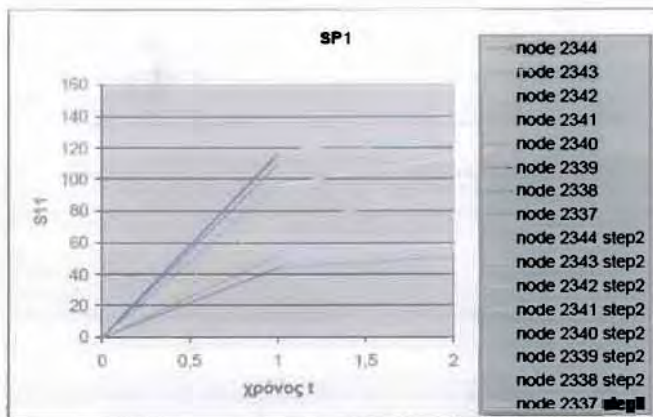
Στα παρακάτω γραφήματα απεικονίζονται οι τάσεις S_{11} και S_{22} σε κάθε step, στους κόμβους που φαίνονται στον οριζόντιο άξονα, στο εσωτερικό και στο εξωτερικό σημείο ολοκλήρωσης (Section Point1 & Section Point5), δηλαδή στην εσωτερική και την εξωτερική παρεία του τοιχώματος της δεξαμενής.



Τάσεις S_{11} και S_{22} στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 για τα step1 και step2 στους κόμβους 2344, 2343, 2342, 2341, 2340, 2339, 2338, 2337 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 2905, 2906, 2907, 2908, 2909, 2910, 2911, 2912 της δεξαμενής διαμέτρου $D=27.4m$.



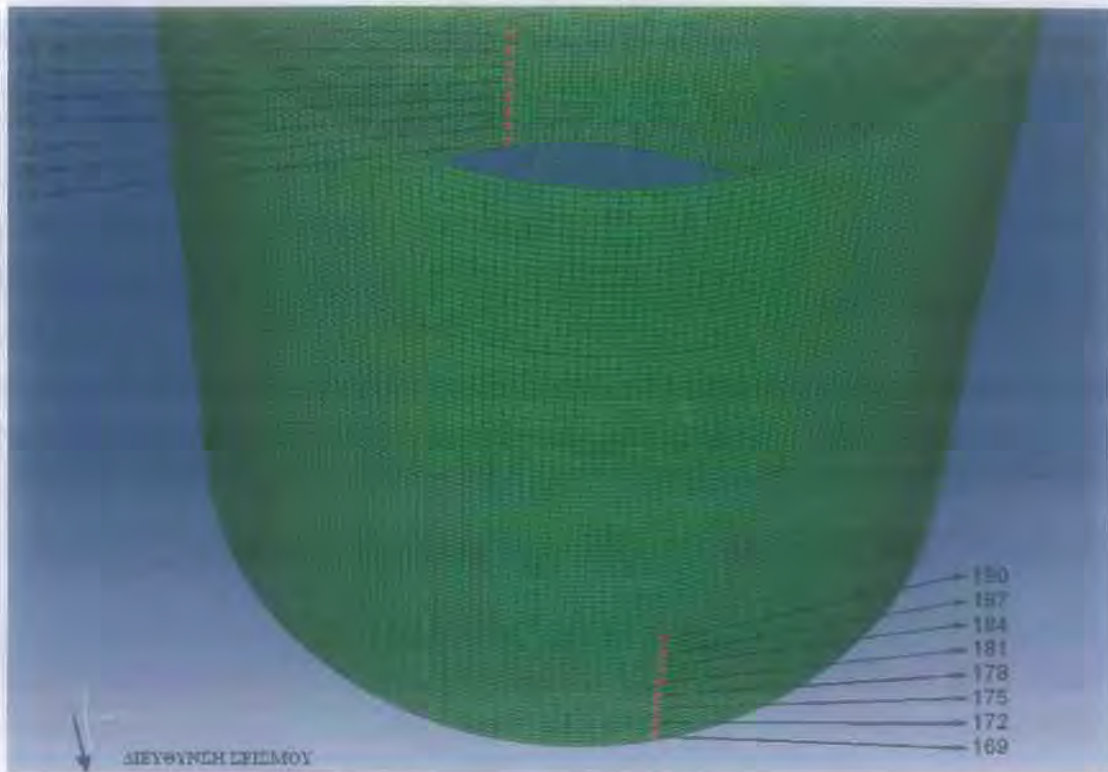
Τάσεις S_{11} και S_{22} στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 για τα step1 και step2 στους κόμβους 2344, 2343, 2342, 2341, 2340, 2339, 2338, 2337 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 2905, 2906, 2907, 2908, 2909, 2910, 2911, 2912 της δεξαμενής διαμέτρου $D=27.4m$.



Τάσεις S_{11} και S_{22} συναρτήσει του χρόνου t στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 στους κόμβους 2344, 2343, 2342, 2341, 2340, 2339, 2338, 2337 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 2905, 2906, 2907, 2908, 2909, 2910, 2911, 2912 της δεξαμενής διαμέτρου $D=27.4\text{m}$.

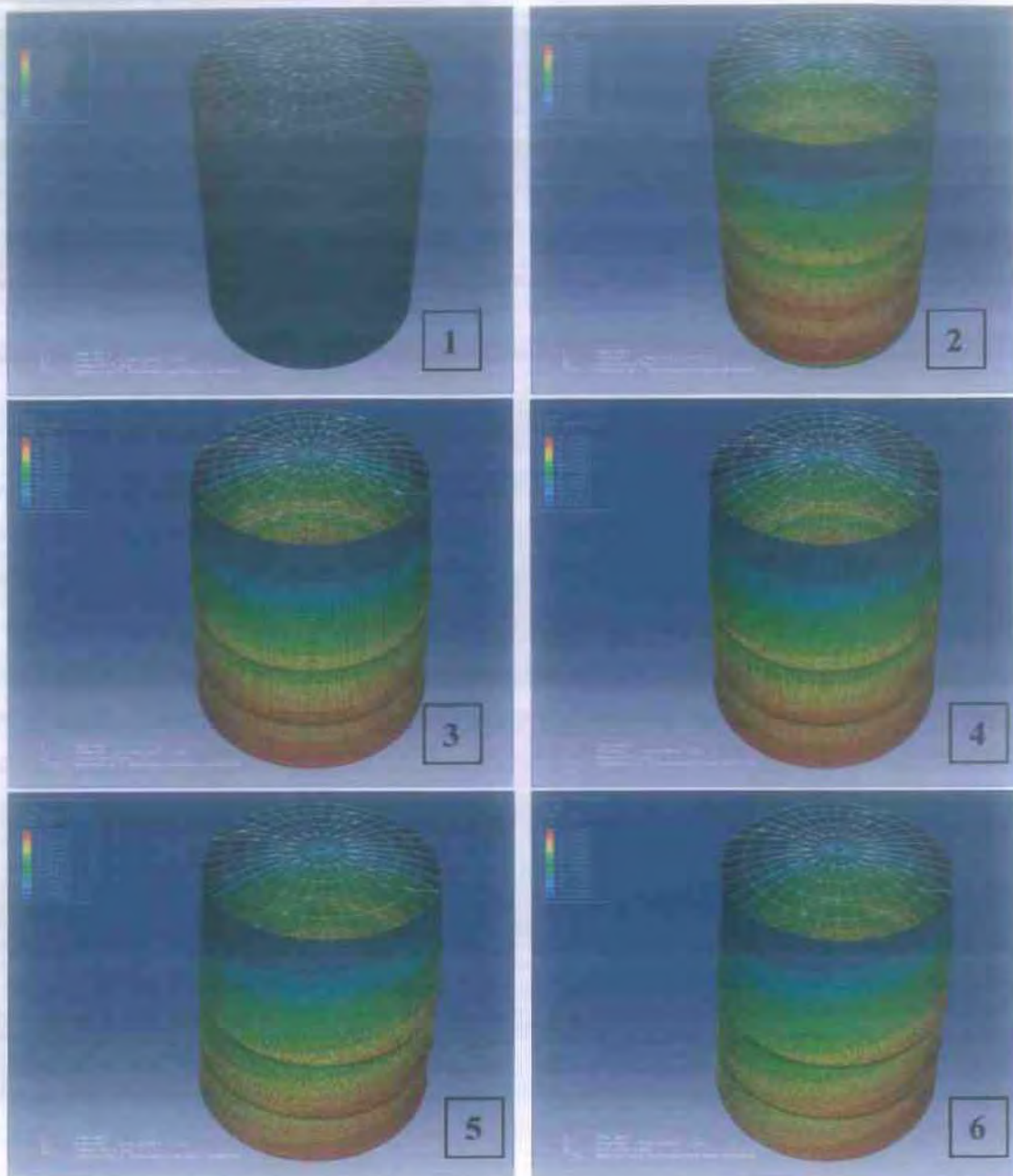
6.6 Δεξαμενή διαμέτρου D=18m και H=19m

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα των αξονικών (S_{22} ή σ_z) και των περιμετρικών τάσεων (S_{11} ή σ_θ), που μετρήθηκαν στους κόμβους που φαίνονται στην εικόνα 6.8.



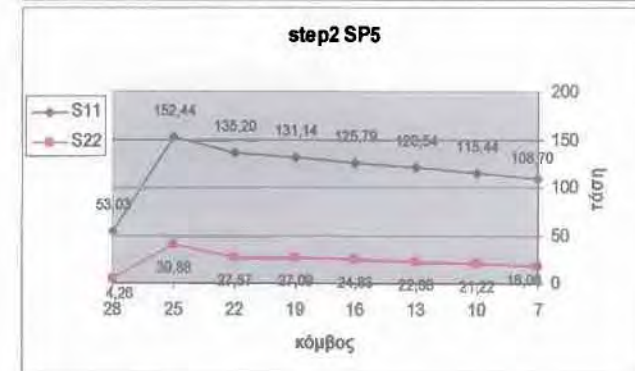
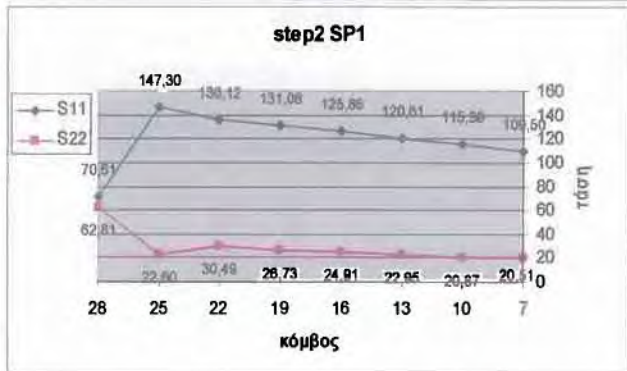
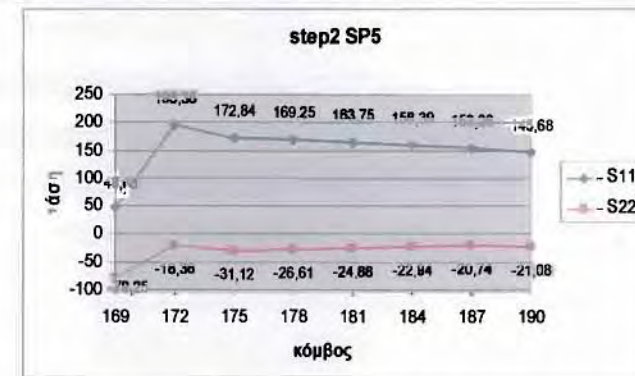
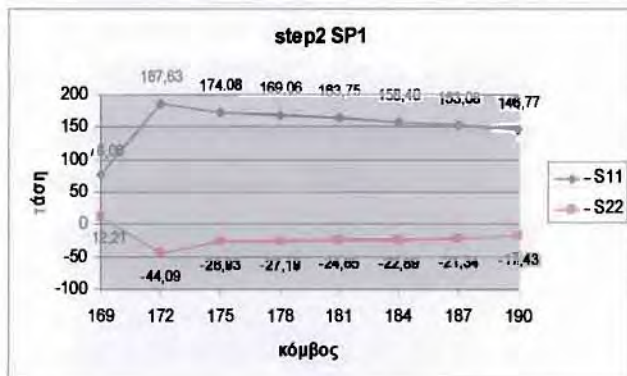
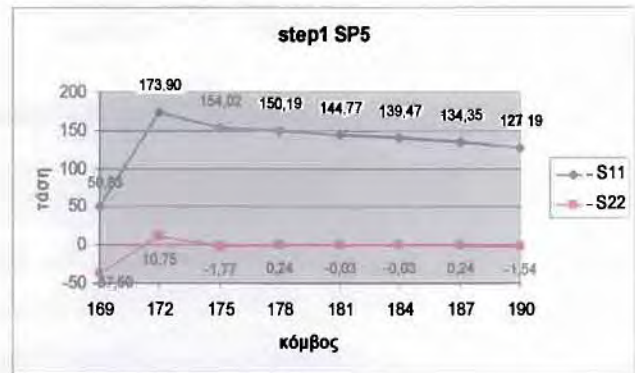
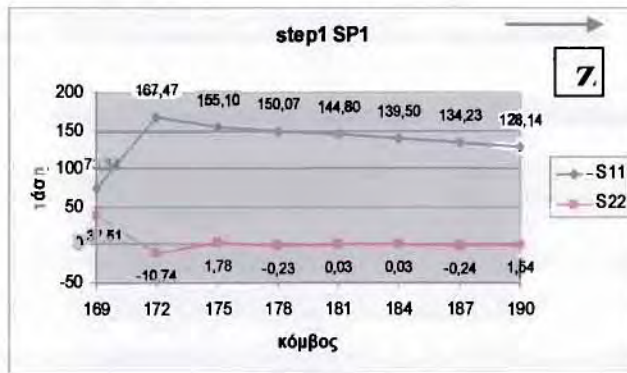
Εικόνα 6.8: Αντιδιαμετρικά σετ κόμβων που ανήκουν στην κατώτερη βαθμίδα (bottom course) της δεξαμενής διαμέτρου 18m, στους οποίους μετρήθηκαν οι τάσεις S_{11} και S_{22}

Οι παρακάτω εικόνες (σχήμα 6.9) αποτελούν στιγμιότυπα κατά την διάρκεια της ανάλυσης. Η κατανομή των τάσεων, και συγκεκριμένα της περιμετρικής τάσης S_{11} , κατά το ύψος και την περιφέρεια της δεξαμενής αναπαρίστανται σε χρωματική κλίμακα. Κοιτώντας από αριστερά προς τα δεξιά και από πάνω προς τα κάτω παρατηρούμε τις παραμορφώσεις στην δεξαμενή και την κατανομή της περιμετρικής τάσης σε έξι χρονικά βήματα (increments), τα τρία πρώτα από τα οποία αντιστοιχούν στην υδροστατική πίεση (step1), ενώ τα τρία επόμενα αντιστοιχούν στο φορτίο του σεισμού (υδροδυναμική πίεση) που προστίθεται στην ήδη υπάρχουσα υδροστατική πίεση (step2). Η παραμόρφωση που υφίσταται η δεξαμενή έχει υπερτονιστεί σε όλα τα εικονιζόμενα καρέ για οπτικούς λόγους, κατά έναν πολλαπλασιαστή της τάξης του εκατό.

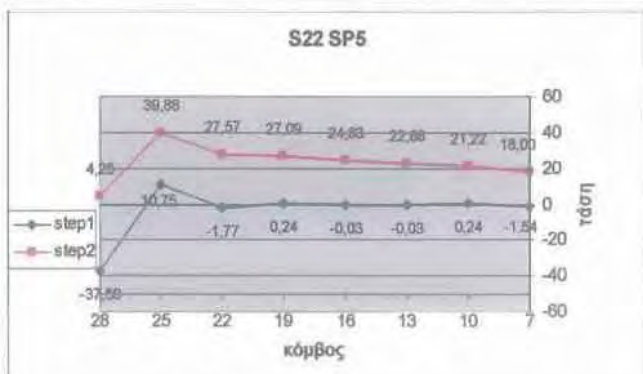
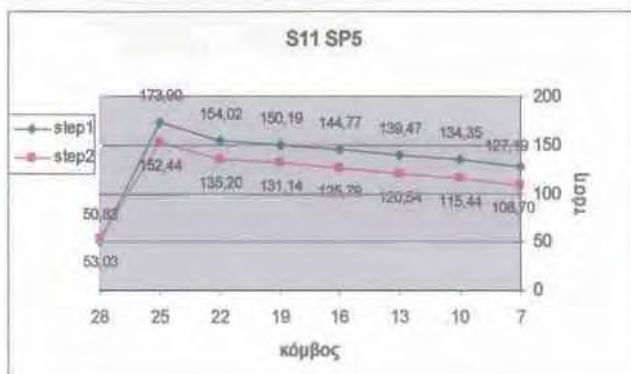
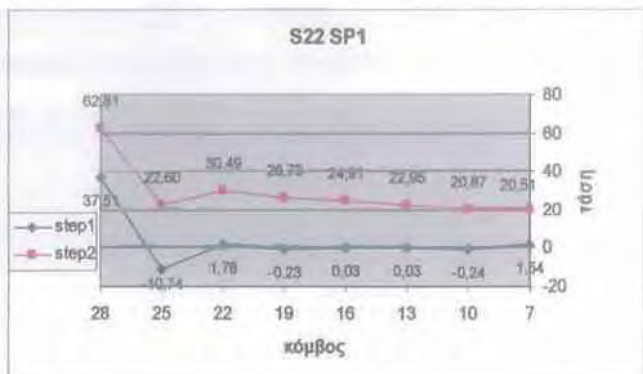
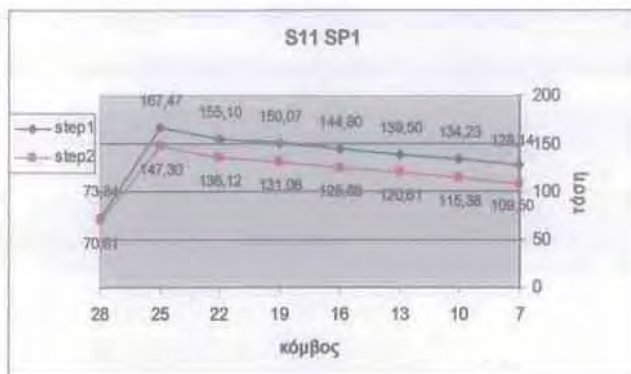
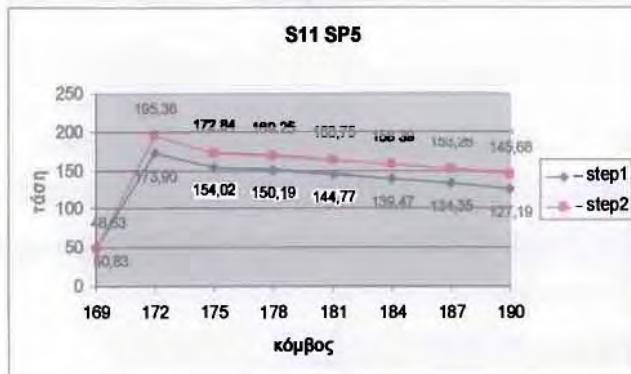
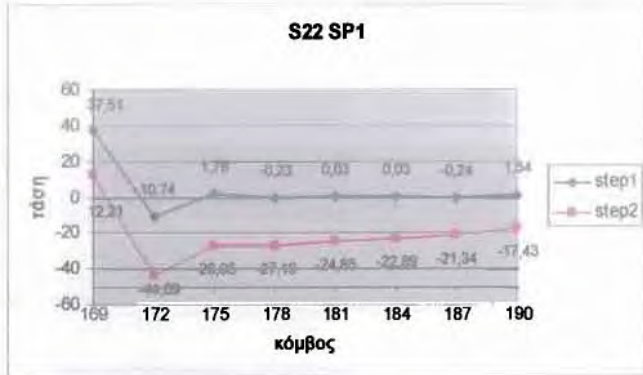
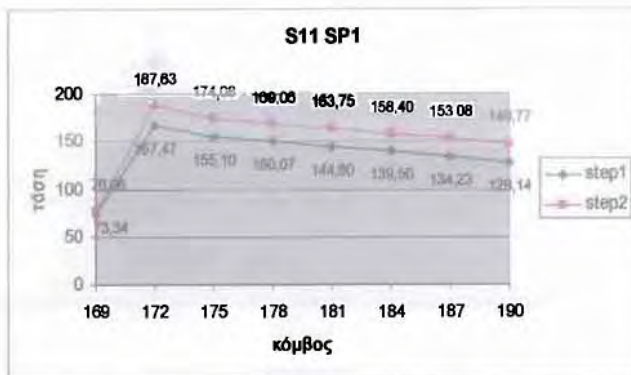


Σχήμα 6.9: Κατανομή της περιμετρικής τάσης S_{11} σε τρία χρονικά βήματα (increments) του step1 (οι τρεις πρώτες εικόνες) και σε τρία χρονικά βήματα του step2 (οι τρεις τελευταίες εικόνες)

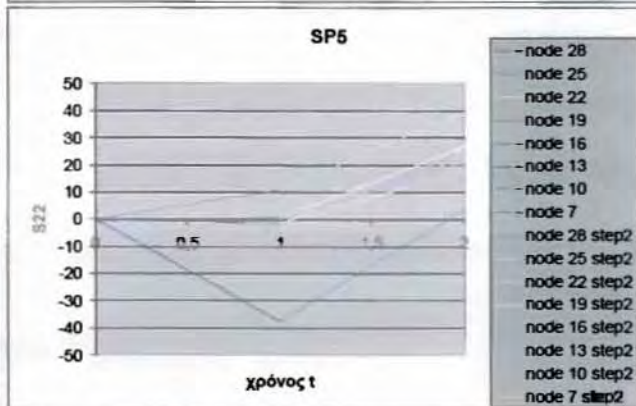
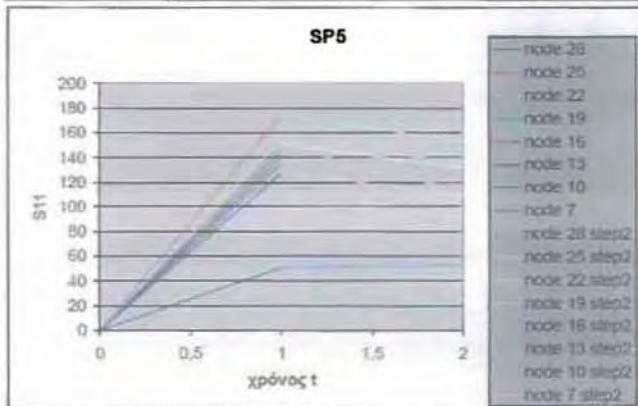
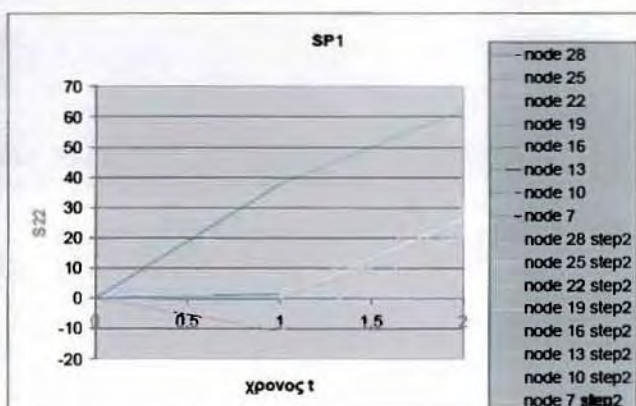
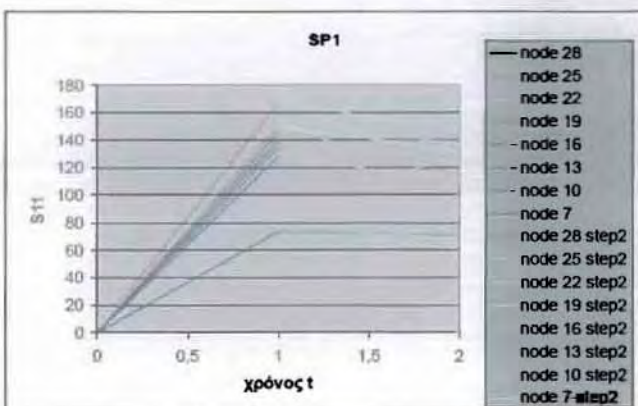
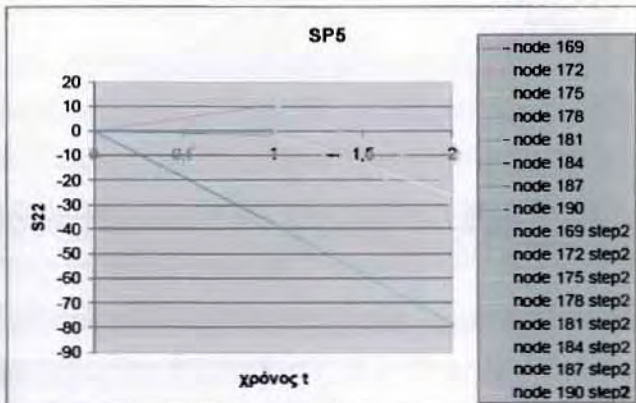
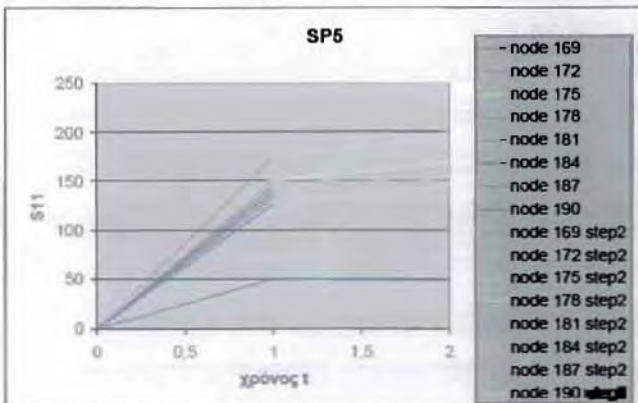
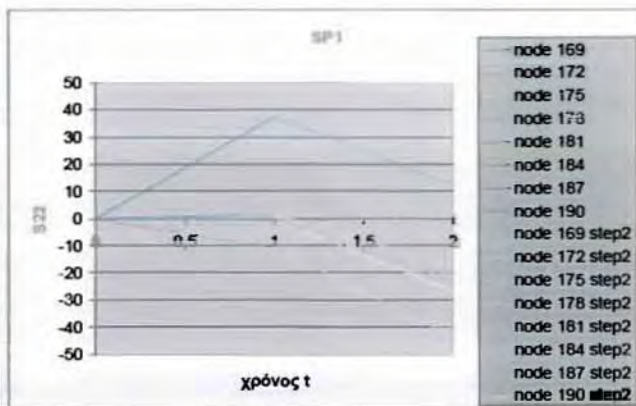
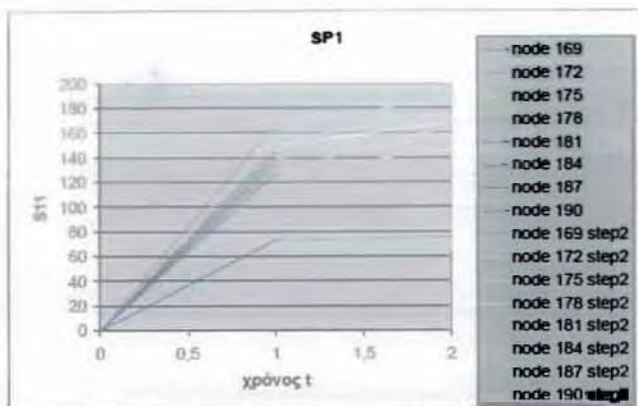
Στα παρακάτω γραφήματα απεικονίζονται οι τάσεις S_{11} και S_{22} σε κάθε step στους κόμβους που φαίνονται στον οριζόντιο άξονα, στο εσωτερικό και στο εξωτερικό σημείο ολοκλήρωσης (Section Point1 & Section Point5), δηλαδή στην εσωτερική και την εξωτερική παρειά του τοιχώματος της δεξαμενής.



Τάσεις S_{11} και S_{22} στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 για τα step1 και step2 στους κόμβους 169, 172, 175, 178, 181, 184, 187, 190 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 28, 25, 22, 19, 16, 13, 10, 7 της δεξαμενής διαμέτρου $D=18m$.



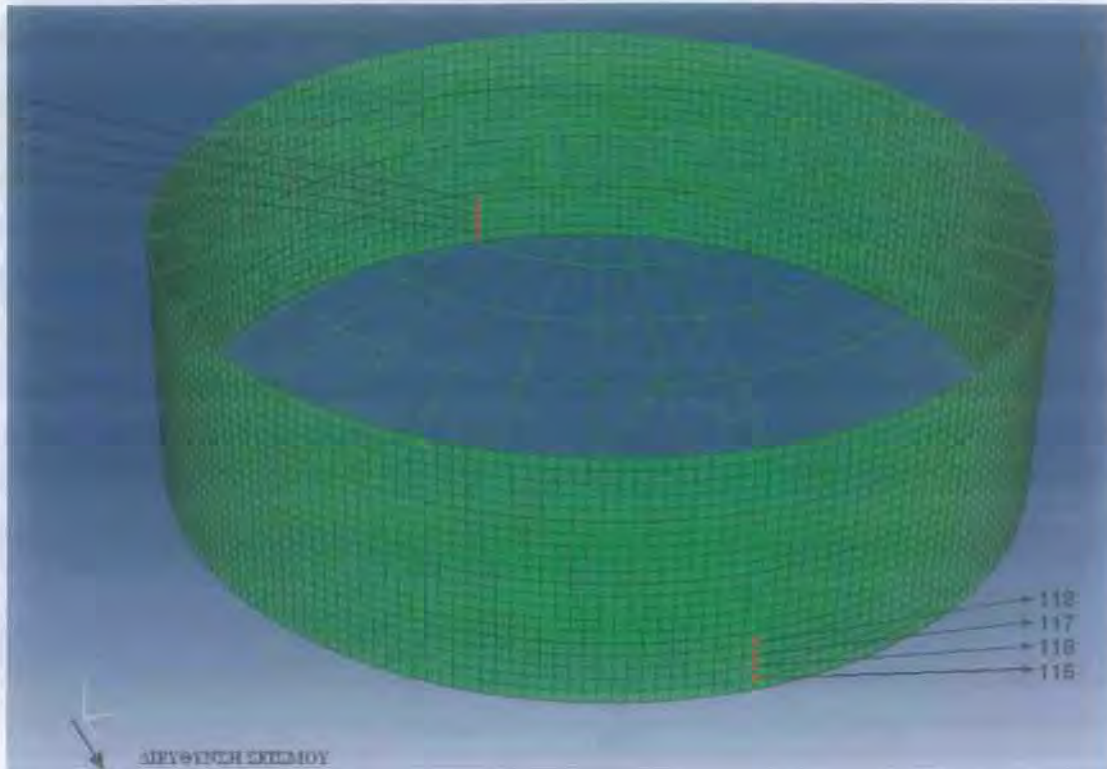
Τάσεις S₁₁ και S₂₂ στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 για τα step1 και step2 στους κόμβους 169, 172, 175, 178, 181, 184, 187, 190 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 28, 25, 22, 19, 16, 13, 10, 7 της δεξαμενής διαμέτρου D=18m.



Τάσεις S_{11} και S_{22} συναρτήσει του χρόνου t στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 στους κόμβους 169, 172, 175, 178, 181, 184, 187, 190 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 28, 25, 22, 19, 16, 13, 10, 7 της δεξαμενής διαμέτρου $D=18m$.

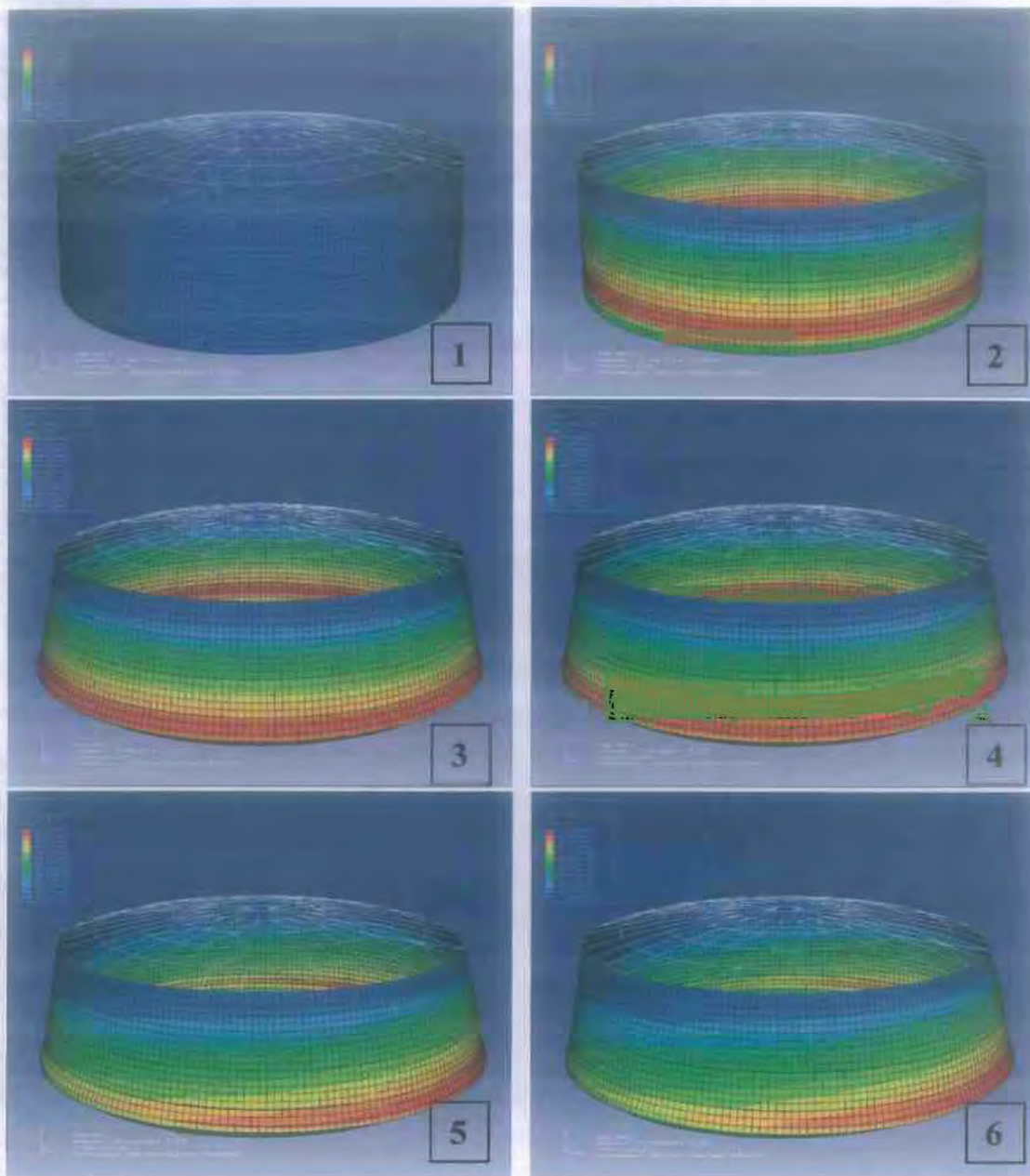
6.7 Δεξαμενή διαμέτρου D=68m και H=19m

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται τα αριθμητικά αποτελέσματα των αξονικών (S_{22} ή σ_z) και των περιμετρικών τάσεων (S_{11} ή σ_θ), που μετρήθηκαν στους κόμβους που φαίνονται στην εικόνα 6.10.



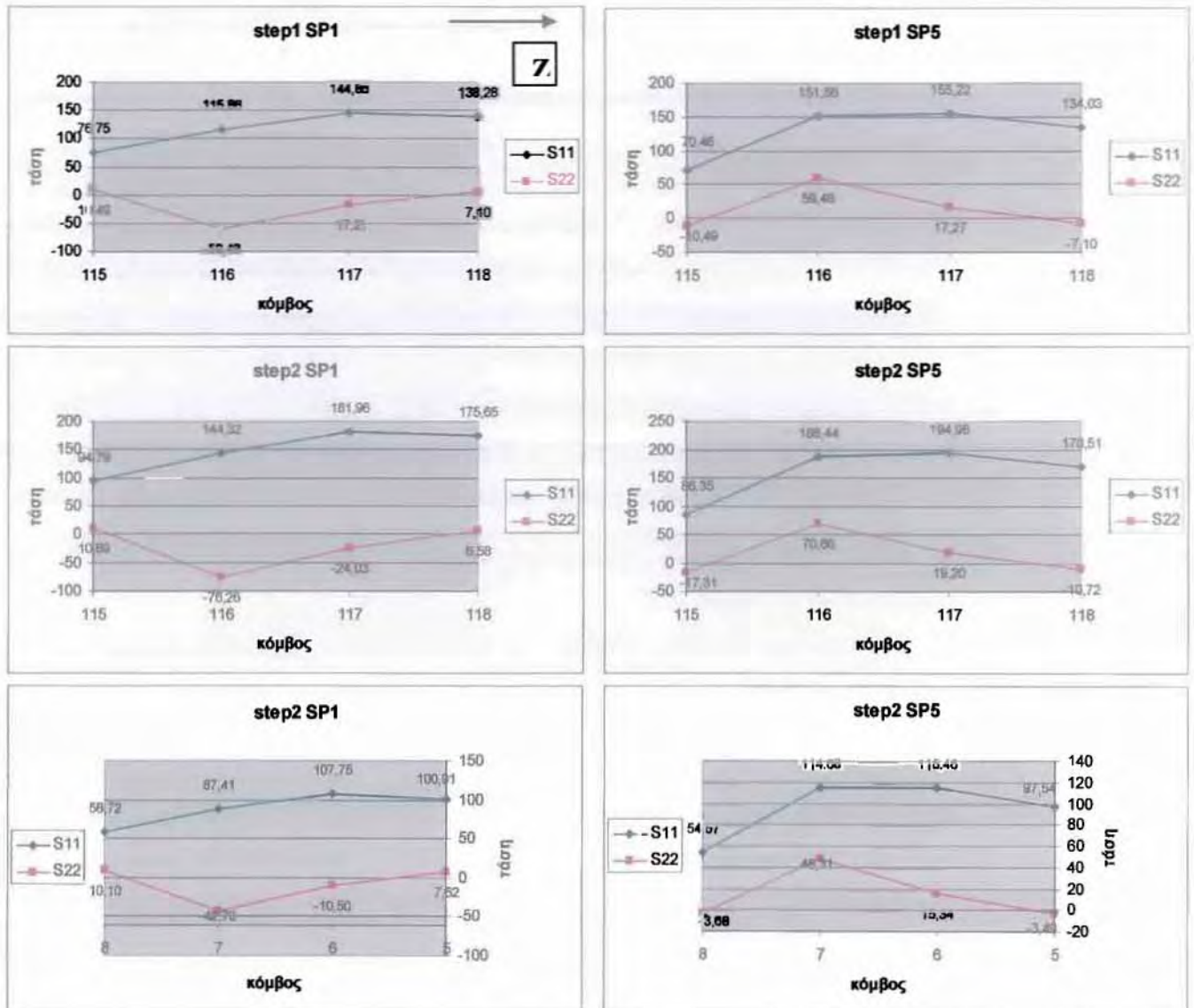
Εικόνα 6.10: Αντιδιαμετρικά σεί κόμβων που ανήκουν στην κατώτερη βαθμίδα (bottom course) της δεξαμενής διαμέτρου 68m, στους οποίους μετρήθηκαν οι τάσεις S_{11} και S_{22}

Οι παρακάτω εικόνες (σχήμα 6.11) αποτελούν στιγμιότυπα κατά την διάρκεια της ανάλυσης. Η κατανομή των τάσεων, και συγκεκριμένα της περιμετρικής τάσης S_{11} , κατά το ύψος και την περιφέρεια της δεξαμενής αναπαρίστανται σε χρωματική κλίμακα. Κοιτώντας από αριστερά προς τα δεξιά και από πάνω προς τα κάτω παρατηρούμε τις παραμορφώσεις στην δεξαμενή και την κατανομή της περιμετρικής τάσης σε έξι χρονικά βήματα (increments), τα τρία πρώτα από τα οποία αντιστοιχούν στην υδροστατική πίεση (step1), ενώ τα τρία επόμενα αντιστοιχούν στο φορτίο του σεισμού (υδροδυναμική πίεση) που προστίθεται στην ήδη υπάρχουσα υδροστατική πίεση (step2). Η παραμόρφωση που υφίσταται η δεξαμενή έχει υπερτονιστεί σε όλα τα εικονιζόμενα καρέ για οπτικούς λόγους, κατά έναν πολλαπλασιαστή της τάξης του εκατό.

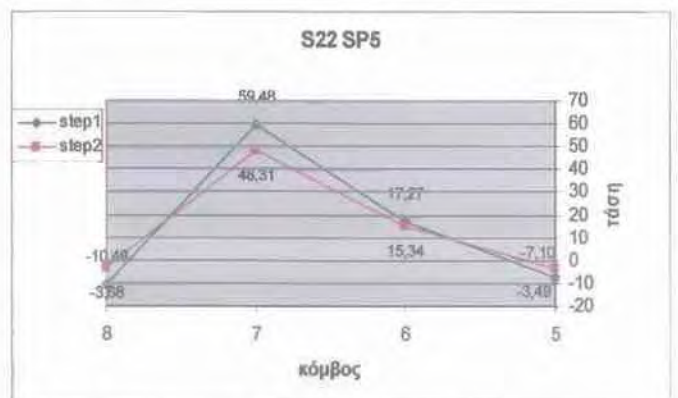
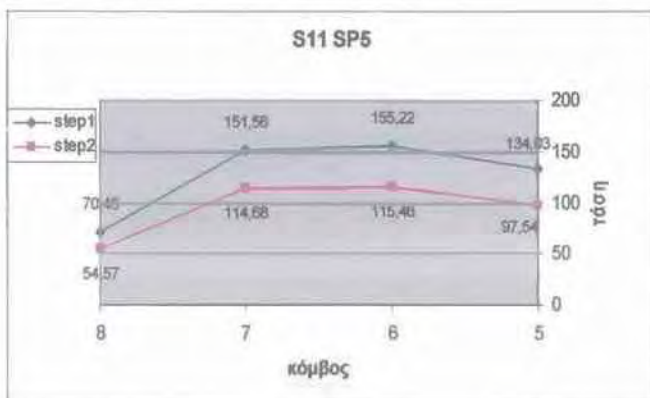
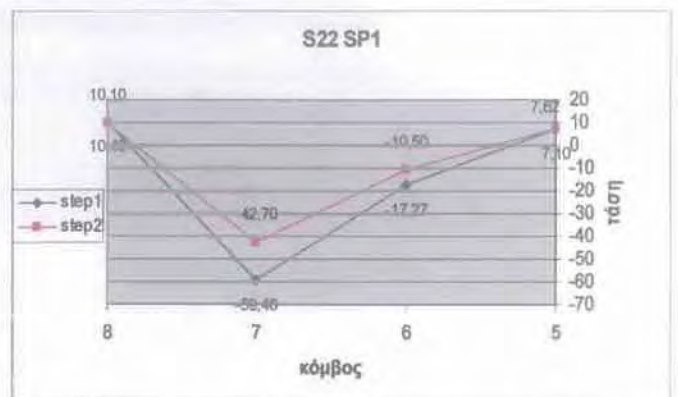
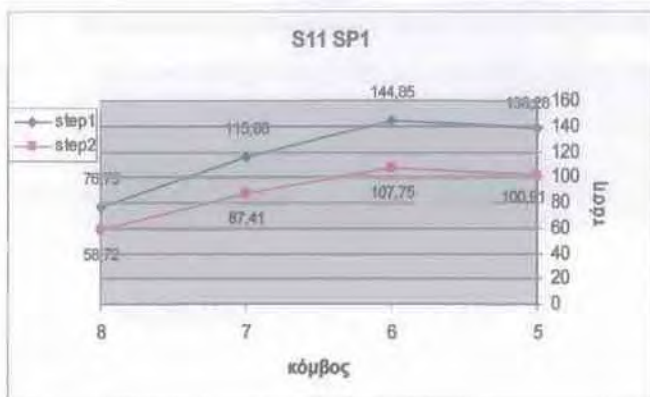
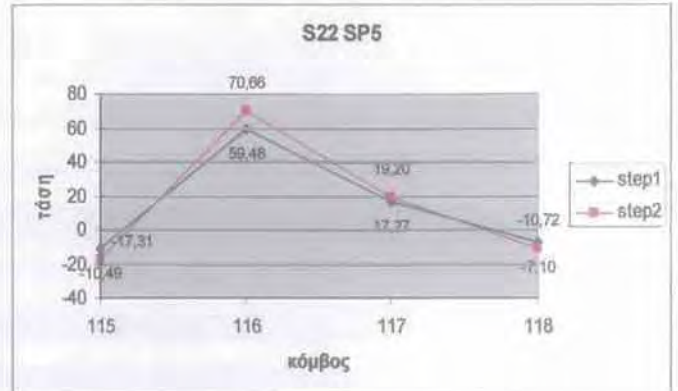
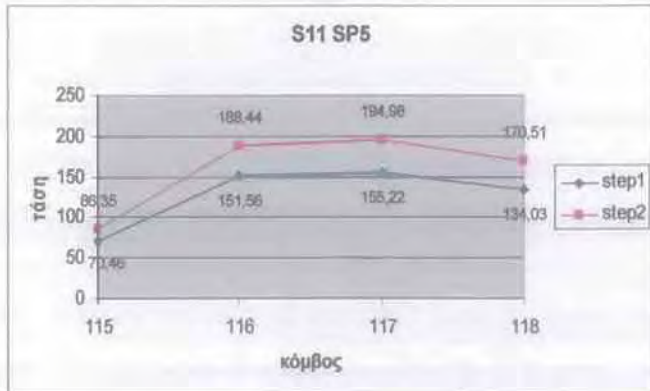
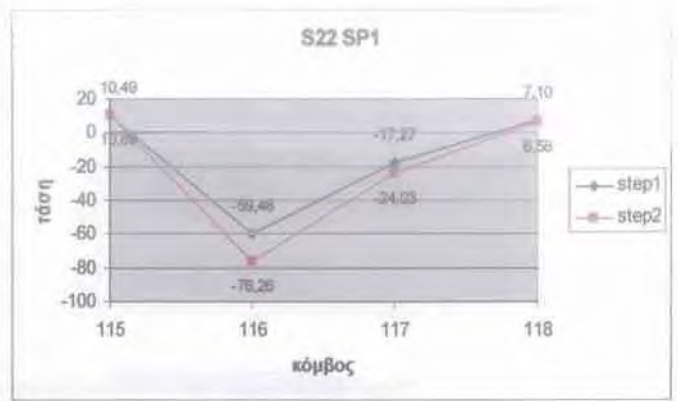
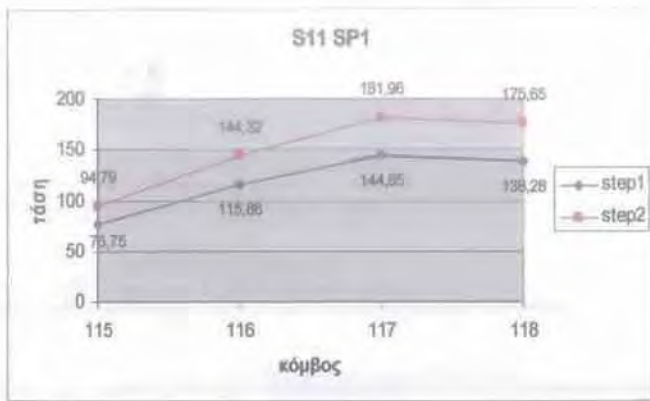


Σχήμα 6.11: Κατανομή της περιμετρικής τάσης S_{11} σε τρία χρονικά βήματα (increments) του step1 (οι τρεις πρώτες εικόνες) και σε τρία χρονικά βήματα του step2 (οι τρεις τελευταίες εικόνες)

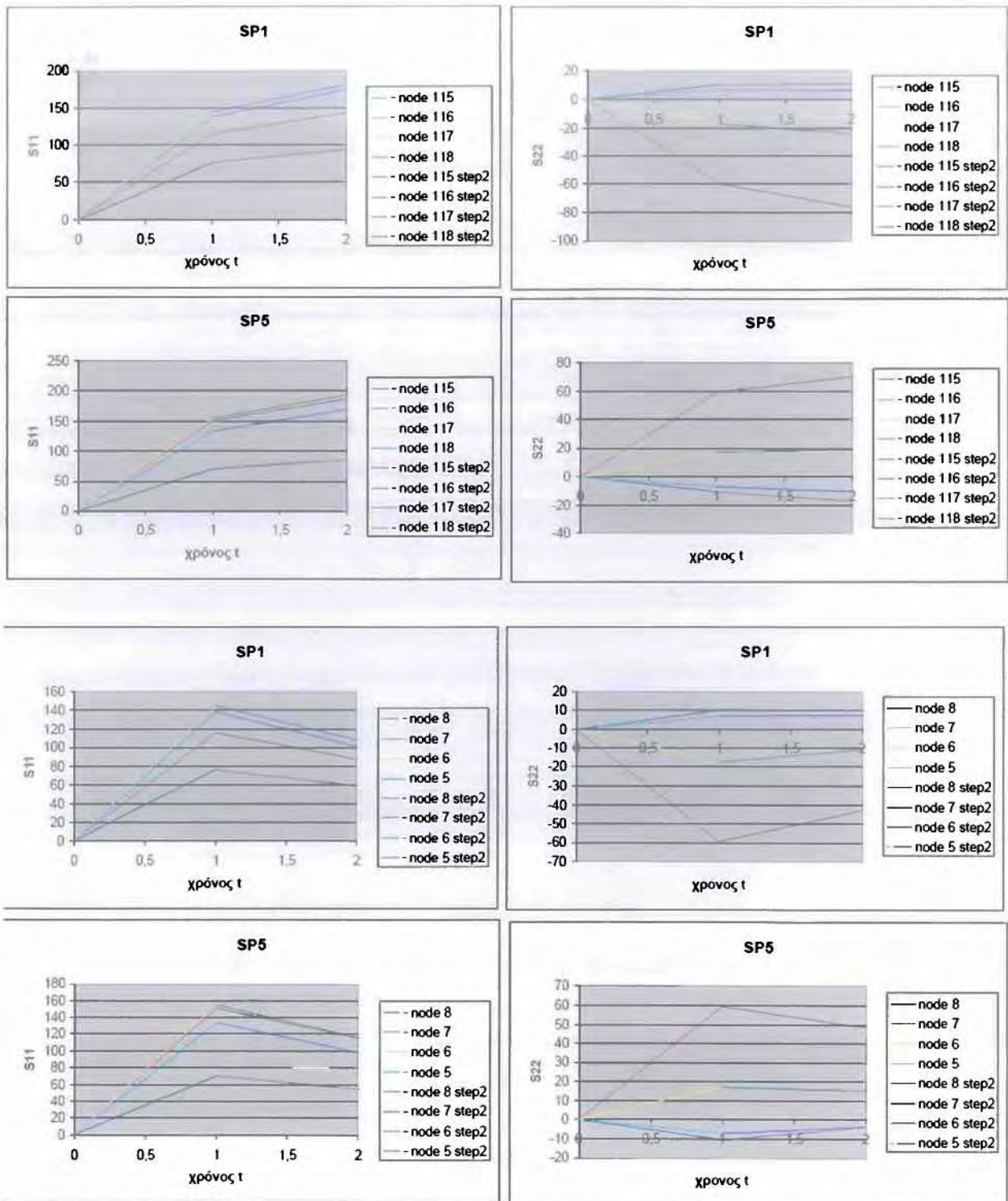
Στα παρακάτω γραφήματα απεικονίζονται οι τάσεις S_{11} και S_{22} σε κάθε step στους κόμβους που φαίνονται στον οριζόντιο άξονα, στο εσωτερικό και στο εξωτερικό σημείο ολοκλήρωσης (Section Point1 & Section Point5), δηλαδή στην εσωτερική και την εξωτερική παρειά του τοιχώματος της δεξαμενής.



Τάσεις S_{11} και S_{22} στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 για τα step1 και step2 στους κόμβους 115, 116, 117, 118 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 8, 7, 6, 5 της δεξαμενής διαμέτρου $D=68m$.



Τάσεις S_{11} και S_{22} στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 για τα step1 και step2 στους κόμβους 115, 116, 117, 118 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 8, 7, 6, 5 της δεξαμενής διαμέτρου $D=68m$.



Τάσεις S_{11} και S_{22} συναρτήσεσι του χρόνου t στα σημεία ολοκλήρωσης SP1 και SP5 στους κόμβους 151, 116, 117, 118 και στους αντίστοιχους απέναντι κόμβους 8, 7, 6, 5 της δεξαμενής διαμέτρου $D=68m$.

6.8 Παρατηρήσεις και συμπεράσματα από τις μετρήσεις των τάσεων

σ_z και σ_θ στο Abaqus

Η περιμετρική τάση σ_θ (S_{11}) και η αξονική τάση σ_z (S_{22}) παρουσιάζουν κάποιες διακυμάνσεις κατά την ανάλυση στο Abaqus, συμπεριφορά η οποία συμβαδίζει με αυτό που περιμένουμε να συμβεί στη πραγματικότητα σε μια κατακόρυφη κυλινδρική δεξαμενή αποθήκευσης ύδατος, που καταπονείται σε σεισμό.

Πιο συγκεκριμένα, οι βασικές παρατηρήσεις που αφορούν και τις τρεις δεξαμενές οι οποίες αναλύθηκαν με πεπερασμένα στοιχεία, είναι οι εξής:

- Λαμβάνοντας υπόψη μόνο το φορτίο της υδροστατικής πίεσης (step1), οι τιμές των τάσεων σ_θ (S_{11}) και σ_z (S_{22}) στους κόμβους και των δύο αντιδιαμετρικών γενετειρών είναι ίδιες. Δηλαδή, η τιμή της τάσης σε έναν κόμβο ισούται με την ίδια τιμή στον απέναντι αντίστοιχο κόμβο. Αυτό είναι λογικό διότι η υδροστατική πίεση είναι αξονοσυμμετρική, δηλαδή καταπονεί το ίδιο, κατά την περιφέρεια της δεξαμενής, την κάθε διατομή αυτής. Αυτή η συμπεριφορά δεν εξακολουθεί να ισχύει όταν επενεργήσει ο σεισμός στην κατασκευή μας (step2).
- Είτε θεωρήσουμε την ανάλυση με μοναδικό φορτίο την υδροστατική πίεση, είτε τη θεωρήσουμε με φορτίο υδροστατικό και σεισμικό μαζί, (δηλαδή είτε στο step1, είτε στο step2), η περιμετρική τάση σ_θ (S_{11}) είναι μεγαλύτερη από την αξονική τάση σ_z (S_{22}). Αυτό συμβαίνει στους κόμβους που θλίβονται, και στους κόμβους που εφελκύνονται, κάτι αναμενόμενο, διότι η τάση σ_θ (S_{11}) οφείλεται στην υδροστατική και υδροδυναμική πίεση που είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αξονική τάση η οποία οφείλεται κυρίως στο βάρος του τοιχώματος της δεξαμενής, αλλά και εν μέρει στο σεισμικό φορτίο.
- Η περιμετρική τάση σ_θ (S_{11}) αυξάνεται από το step1 στο step2 στους κόμβους που θλίβονται, ενώ μειώνεται στους κόμβους που εφελκύνονται

6.9 Σύγκριση αποτελεσμάτων μεταξύ Abaqus και προτύπων για τις τάσεις σ_r και σ_θ

Στον παρακάτω πίνακα συγκεντρώνονται οι τιμές των τάσεων σ_θ (S_{11}) και σ_r (S_{22}) πριν και μετά το φορτίο του σεισμού, όπως υπολογίστηκαν: α) από την ανάλυση στο Abaqus, και β) από τα πρότυπα σχεδιασμού δεξαμενών. Συγκεκριμένα, η τιμή της περιμετρικής τάσης S_{11} έχει υπολογιστεί με βάση τον κανονισμό API 650 (2007), ενώ η τιμή της αξονικής τάσης S_{22} υπολογίστηκε με βάση τον κανονισμό EN 1998-4.

TANK	STEP	Abaqus*		Standards (Πρότυπα)***	
		hoop tensile stress S_{11} (MPa)	longitudinal compressive stress S_{22} (MPa)	hoop stress σ_T ή S_{11} (MPa) κατά API 650(2007)	longitudinal stress σ_m ή S_{22} (MPa) κατά EN 1998-4
D=27.4m H=15.7m	hydrostatic pressure (step1)	116	≈ 0	119	≈ 0
	hydrostatic pressure +earthquake (step2)	140	9	146.3 Για συντελεστή συμπεριφοράς R=1 $S_{11}=183$	17 Για συντελεστή συμπεριφοράς q=1 $S_{22}=26$
D=18m H=19m	hydrostatic pressure (step1)	167	≈ 0	168	≈ 0
	hydrostatic pressure +earthquake (step2)	190	32	200.3 Για συντελεστή συμπεριφοράς R=1 $S_{11}=225$	62.7 Για συντελεστή συμπεριφοράς q=1 $S_{22}=94.1$
D=68m H=19m	hydrostatic pressure (step1)	155	≈ 0	164	≈ 0
	hydrostatic pressure +earthquake (step2)	195	3	203.6 Για συντελεστή συμπεριφοράς R=1 $S_{11}=261$	6.3 Για συντελεστή συμπεριφοράς q=1 $S_{22}=9.83$

* Η ανάλυση που έγινε στο Abaqus είναι γραμμική και το υλικό ελαστικό. Η βαρύτητα δεν λαμβάνεται υπόψη.

** Η τιμή της τάσης S_{22} είναι ο μέσος όρος μεταξύ των σημείων ολοκλήρωσης SP1 και SP5.

*** Το βάρος του τοιχώματος της δεξαμενής και το βάρος της στέγης δεν έχουν ληφθεί υπόψη.

Με βάση τις τιμές των τάσεων S_{11} και S_{22} , από τον παραπάνω πίνακα, μπορούμε να συμπεράνουμε ότι σε γενικές γραμμές τα αποτελέσματα για τις τάσεις που υπολογίστηκαν με βάση τους αμερικανικούς και ευρωπαϊκούς κανονισμούς είναι συμβατά με τις τιμές των τάσεων που προκύπτουν από την ανάλυση στο Abaqus. Επισημαίνεται ότι, κατά την ανάλυση στο Abaqus, δε λήφθηκε υπόψη το βάρος του τοιχώματος της δεξαμενής, καθώς επίσης και το βάρος της οροφής. Πέραν τούτου, πρέπει να σημειωθεί ότι το αποτέλεσμα για την αξονική τάση σ_z (S_{22}) όπως προκύπτει από τον Ευρωπαϊκό κανονισμό EN 1998-4, συνυπολογίζοντας και το σεισμικό φορτίο, δεν είναι απόλυτα ακριβές, διότι η τάση S_{22} υπολογίζεται σύμφωνα με τη θεωρία κάμψης δοκού από τη γνωστή σχέση: $S_{22} = \frac{M}{I_{33}} R$, όπου M η ροπή ανατροπής, R η ακτίνα της δεξαμενής και I_{33} η ροπή αδράνειας της συνολικής διατομής της δεξαμενής ως προς τον κατακόρυφο άξονα 3 ή z . Η παραπάνω σχέση χρησιμοποιείται μόνο κατά προσέγγιση για τον υπολογισμό της ορθής τάσης λόγω κάμψης σε κυλινδρικά λεπτότοιχα δοχεία και όχι για ακριβή υπολογισμό.

Κεφάλαιο 7

Γενικά συμπεράσματα

- Τα φορτία που δημιουργούνται λόγω του σεισμού, δηλαδή η οριζόντια δύναμη σεισμού και η ροπή στη βάση της δεξαμενής (πίνακας 7.1), λαμβάνουν πολύ μεγαλύτερες τιμές όταν οι υπολογισμοί γίνουν με τον ευρωπαϊκό κανονισμό EN 1998-4, σε σχέση με τους αμερικανικούς κανονισμούς API650(2003), API650(2007) καθώς και το ευρωπαϊκό πρότυπο EN 14015.

Η διαφορά αυτή οφείλεται στο γεγονός ότι οι συντελεστές επιτάχυνσης που πολλαπλασιάζονται με τις ωστικές και επαγωγικές συνιστώσες των δυνάμεων και ροπών, είναι μεγαλύτεροι (και ειδικά η ωστική φασματική επιτάχυνση) στον ευρωπαϊκό κανονισμό, σε σχέση με τους υπόλοιπους. Αυτό συμβαίνει επειδή ο συντελεστής συμπεριφοράς (συμβολίζεται με "q" στο ευρωπαϊκό πρότυπο-behavior factor και με "R" στα αμερικανικά πρότυπα-force reduction factor), ή συντελεστής μείωσης της δύναμης, ο οποίος διαιρεί τους συντελεστές επιτάχυνσης, παίρνει την τιμή 1.5 στον ευρωπαϊκό κανονισμό ενώ στους αμερικανικούς η τιμή του R ισούται περίπου με 3.5. Αναλυτικότερη αναφορά για τον συντελεστή συμπεριφοράς υπάρχει στην παράγραφο 4.2 της παρούσας διπλωματικής εργασίας.

Πρότυπο	API 650(2003)	API 650(2007)	EN 14015	EN 1998-4
Οριζόντια δύναμη σεισμού	9586 KN	10894 KN	9598 KN	26728 KN
Ροπή ανατροπής στη βάση της δεξαμενής	62061 KNm	65097 KNm	62053 KNm	184330 KNm

Πίνακας 7.1: Σεισμικά φορτία για τη δεξαμενή D=27.4m, H=15.7m

- Οι αξονικές τάσεις που προβλέπονται από τα ανωτέρω πρότυπα παρουσιάζουν την ίδια συμπεριφορά με τα φορτία σεισμού (ροπή ανατροπής και οριζόντια δύναμη σεισμού), δηλαδή λαμβάνουν μεγαλύτερες τιμές με βάση τον ευρωπαϊκό κανονισμό EN 1998-4, σε σχέση με τους υπόλοιπους κανονισμούς
- Στο πρότυπο API650(2007) επιβάλλεται ένας επιπλέον έλεγχος, πέραν του ελέγχου για λυγισμό λόγω θλιπτικών αξονικών τάσεων, ο οποίος αφορά τις αναπτυσσόμενες περιμετρικές δυνάμεις (hoop forces) ή τάσεις στο τοίχωμα της δεξαμενής. Οι δυνάμεις αυτές, προστιθέμενες στην περιμετρική δύναμη λόγω

υδροστατικής πίεσης, δίνουν την συνολική περιμετρική τάση σ_T (total hoop stress) η οποία συγκρίνεται με την επιτρεπόμενη τάση.

- Επίσης, στο ίδιο πρότυπο λαμβάνεται υπόψη και η κατακόρυφη συνιστώσα εδαφικής επιτάχυνσης A_v , η οποία προκύπτει από την οριζόντια συνιστώσα πολλαπλασιαζόμενη επί 0.7.
- Στα πρότυπα API650(2007) και EN 1998-4 γίνεται ο υπολογισμός του μέγιστου ύψους κυματισμού του υγρού της δεξαμενής, προκειμένου να προσδιοριστεί το ύψος του τοιχώματος της δεξαμενής πάνω από την ανώτερη στάθμη υγρού (freeboard height). Και τα δυο αυτά πρότυπα, δίνουν παρόμοιες τιμές για το ύψος κυματισμού.
- Για κάθε μία εκ των τριών δεξαμενών στις οποίες έγινε ο αντισεισμικός σχεδιασμός εφαρμόζοντας τα τέσσερα πρότυπα, ο έλεγχος αγκύρωσης της δεξαμενής παρουσιάζει διαφορές μεταξύ των προτύπων. Συγκεκριμένα, στη δεξαμενή διαμέτρου $D=27.4\text{m}$ και ύψους πλήρωσης $H=15.7\text{m}$ τα νέα πρότυπα API650(2007) και EN1998-4 επιβάλλουν την χρήση αγκυρώσεων στην δεξαμενή, λόγω του σημαντικού ανασηκώματος αυτής (uplifting) πέραν της μέγιστης τιμής που προβλέπουν οι κανονισμοί. Αντιθέτως, το αντίστοιχο ανασήκωμα που υπολογίζεται στους παλαιότερους κανονισμούς API650(2003) και EN14015, δεν επιβάλλει την χρήση αγκυρώσεων. Για τη δεξαμενή διαμέτρου $D=68\text{m}$ και ύψους πλήρωσης $H=19\text{m}$, και τα τέσσερα πρότυπα συμφωνούν στη μη χρήση αγκυρώσεων, πράγμα που είναι αναμενόμενο για τη δεξαμενή αυτή, η οποία θεωρείται χαμηλή (λόγος $D/H=3.58$). Τέλος, για την δεξαμενή διαμέτρου $D=18\text{m}$ και ύψους πλήρωσης $H=19\text{m}$, και τα τέσσερα πρότυπα επιβάλλουν την χρήση αγκυρώσεων διότι, εφόσον η δεξαμενή αυτή είναι υψηλή ($D/H=0.95$), το ανασήκωμα που υφίσταται θα είναι απαράδεκτα μεγάλο.
- Θεωρώντας αγκυρωμένες τις ανωτέρω δεξαμενές έγινε προσομοίωση της συμπεριφοράς σε σεισμό με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων. Σε γενικές γραμμές, τα αποτελέσματα για τις περιμετρικές και αξονικές αναπτυσσόμενες τάσεις, που προκύπτουν από την ανάλυση με πεπερασμένα στοιχεία, είναι ικανοποιητικά σε σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που προκύπτουν από τα πρότυπα.

ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Αναγνωστόπουλος Σ., Στοιχεία αντισεισμικής δυναμικής ανάλυσης κατασκευών με φάσματα απόκρισης-σχεδιασμού, Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών, Θεσσαλονίκη 1986]
2. Doukas I., Fixed roof tank design case, Seismic design in accordance to EN 1998-4:2006(E), Technipetrol Hellas S. A. 2009
3. Doukas I., Fixed roof tank design case, Seismic design in accordance to Appendix E, API Standard 650, 11th Edition, June 2007, Addendum 1, November 2008, Technipetrol Hellas S. A. 2009
4. Haroun A., Behavior of unanchored oil storage tanks: Imperial Valley earthquake, Technical Topics in Civil Engineering Journal, Vol.109, No.1, April, 1983
5. Haroun M. and Bhatia H., Analysis of tank damage during the 1994 Northridge earthquake, Lifeline earthquake engineering, pp.763-770, 1995
6. Karamanos et. al, Sloshing effects on the seismic design of horizontal-cylindrical and spherical industrial vessels, Journal of Pressure Vessel Technology, Vol.128, pp.328-340, 2006
7. Karamanos et. al, Finite element analysis of externally-induced sloshing in horizontal-cylindrical and axisymmetric liquid vessels, Journal of Pressure Vessel Technology, Vol.131, October 2009
8. Καραμάνος Σ., Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, σημειώσεις του προπτυχιακού μαθήματος
9. Manos G. and Clough R., Tank damage during the may 1983 Coalinga earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.13, pp.449-466, 1985
10. Nielsen R. and Kiremidjian A., Damage to oil refineries from major earthquakes, Journal of Structural Engineering, Vol. 112, No. 6, pp.1481-1491, 1986
11. Παπαδημητρίου Κ., Ταλαντώσεις και δυναμική μηχανών, σημειώσεις του προπτυχιακού μαθήματος

12. Patkas L. and Karamanos S. A., Variational solutions for externally induced sloshing in horizontal-cylindrical and spherical vessels, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.133, No.6, pp.641-655, 2007
13. Πλατύρραχος Μ., Διπλωματική εργασία: Ανάλυση κυματισμού της ελεύθερης επιφάνειας σε οριζόντια κυλινδρικά δοχεία πίεσης υπό σεισμικές και άλλες διεγέρσεις με πεπερασμένα στοιχεία, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Τμήμα Μηχανολόγων Μηχανικών Βιομηχανίας, Βόλος 2004
14. Suzuki K., Report in damage to industrial facilities in the 1999 Kocaeli earthquake, Turkey, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.6, No.2, pp.275-296, 2002
15. Suzuki K., Earthquake damage to industrial facilities and development of seismic and vibration control technology-Based on experience from the 1995 Kobe (Hanshin-Awaji) Earthquake, *Journal of Disaster Research*, Vol.1, No.2, 2006
16. The Chile earthquake of March 3, 1985-Industrial facilities, *Earthquake Spectra*, Vol.2, No.2, pp.373-409, 1986
17. Wozniak, R., Steel Tanks, in *Structural Engineering Handbook*, E. H. Gaylord & C. N. Gaylord (Editors), McGraw-Hill, NY
18. ABAQUS (2008): *Users' Manual, Version 6.7*, Simulia, Providence, RI, USA.
19. EAK (2000), Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός, ΟΑΣΠ, Αθήνα
20. API (2003), *Seismic Design of Storage Tanks - Appendix E, Welded Steel Tanks for Oil Storage*, API 650 10th Edition, Washington, D.C.
21. API (2007), *Seismic Design of Storage Tanks - Appendix E, Welded Steel Tanks for Oil Storage*, API 650 11th Edition, Washington, D.C.
22. CEN (2006), EN 1998-4: *Silos, tanks & pipelines*, Eurocode 8, part 4, Brussels
23. CEN (2004), EN 14015: *Specification for the design and manufacture of site built, vertical, cylindrical, flat-bottomed, above ground, welded, steel tanks for the storage of liquids at ambient temperature and above*, Brussels



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΙΑΣ
ΒΙΒΛΙΟΘΗΚΗ



004000105608