

2014



**ΕΘΝΙΚΟ
ΜΕΤΣΟΒΙΟ
ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ**
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ
ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

**ΤΟΜΕΑΣ ΥΔΑΤΙΚΩΝ
ΠΟΡΩΝ ΚΑΙ
ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ**

**ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ
ΕΡΓΩΝ**

ΔΗΜΗΤΡΙΟΥ ΕΛΙΣΣΑΒΕΤ

**ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ
ΑΖΟΡΑΚΟΣ ΣΑΜΨΩΝ,
ΛΕΚΤΟΡΑΣ Ε.Μ.Π.**



**ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΠΡΟΣΗΝΕΜΗΣ ΠΑΡΕΙΑΣ
ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΜΕ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ
ΑΠΟΡΡΟΦΗΤΙΚΟ ΜΕΤΩΠΟ**

Εισαγωγή

Η απαίτηση για προστασία ή θωράκιση έργων που ανήκουν στη χερσαία πλευρά ακτών (π.χ. έργα οδοποιίας, λιμάνια) οδηγούν στην ανάγκη κατασκευής έργων στο θαλάσσιο χώρο. Ανέκαθεν, η εύρυθμη λειτουργία ενός λιμένα αναδεικνυε την πόλη στην οποία άνηκε, καθώς την αναβάθμιζε εμπορικά και πολιτισμικά. Για το λόγο αυτό τα λιμενικά έργα θα πρέπει να θεωρούνται έργα πολλαπλού σκοπού. Οι σύγχρονες ανάγκες για εμπόριο και διακίνηση επιβατών συνεχώς αυξάνονται, καθιστώντας απαραίτητη τη διευκόλυνση στην εξυπηρέτηση και κυκλοφορία των σκαφών στο εσωτερικό τους.

Στην παρούσα διπλωματική, ασχοληθήκαμε με τη μελέτη μιας κατασκευής η οποία χρησιμοποιείται ως εξωτερικό λιμενικό έργο/κυματοθραύστης για την εξασφάλιση συνθηκών ηρεμίας στο εσωτερικό του λιμένα. Η κατασκευή αυτή αποτελείται από προκατασκευασμένα κιβώτια οπλισμένου σκυροδέματος με απορροφητικό μέτωπο στην προσήνεμη πλευρά της. Η ιδέα για εφαρμογή αυτής της κατασκευής σε λιμενικά έργα αναπτύχθηκε από τον Jarlan το 1965 ο οποίος πρότεινε το σχεδιασμό μιας κατασκευής από προκατασκευασμένο κιβώτιο με διάτρητο το έμπροσθεν μέτωπο και συμπαγές τοίχο το όπισθεν.

Τα φορτία και οι έλεγχοι ευστάθειας του έργου υπολογίζονται σε δύο χαρακτηριστικές διατομές. Στην πρώτη διατομή το έργο βρέχεται από το νερό και στις δύο παρειές του, ενώ στη δεύτερη υπάρχει ζώνη επιχώσεων στην υπήνεμη πλευρά για την εξυπηρέτηση εμπορικών αναγκών (αποθήκευση εμπορευματοκιβωτίων, κυκλοφορία οχημάτων κ.α.).

Ευχαριστήριο

Με τη διπλωματική αυτή εργασία ολοκληρώνονται οι προπτυχιακές μου σπουδές στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο κατά την διάρκεια των οποίων πέρα από αξιόλογες γνώσεις γνώρισα καλύτερα τον εαυτό μου.

Θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή κύριο Σαμφών Αζοράκο για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα θέμα για τα λιμενικά έργα, καθώς και για τη βοήθεια και καθοδήγηση που μου παρείχε.

Επίσης, μεγάλο ευχαριστώ οφείλω τους γονείς μου για την οικονομική και ηθική στήριξη όλα αυτά τα χρόνια. Τέλος, ευχαριστώ πολύ τα αδέρφια μου και τους στενούς μου φίλους για την κατανόηση, τη συμπαράσταση και την ενθάρρυνση τους.

Περιεχόμενα

Εισαγωγή.....	i
Ευχαριστήριο.....	ii
Περίληψη.....	viii
ΜΕΡΟΣ Ι: Θεωρητικά Στοιχεία.....	1
1 Λιμενικά Έργα.....	1
1.1 Εσωτερικά λιμενικά έργα	1
1.2 Εξωτερικά λιμενικά έργα.....	1
1.2.1 Διατομές με πρανή.....	2
1.2.2 Διατομές με κατακόρυφο μέτωπο	4
1.3 Τύποι λιμενικών έργων	5
2 Στοιχεία και Περιγραφή του Έργου	8
2.1 Χαρακτηριστικά της κατασκευής.....	8
2.2 Προκατασκευασμένα κιβώτια (Caissons).....	10
2.3 Διαμόρφωση κυματοθραύστη με απορροφητικό μέτωπο	13
2.3.1 Κατακόρυφο Διάτρητο Μέτωπο με Θάλαμο κυμάτων (Perforated Vertical Seawall with Wave Chamber).....	13
2.3.2 Μηχανισμός απόσβεσης ενέργειας σε απορροφητικό μέτωπο με οπές ...	14
2.3.3 Εναλλακτικές διατομές απορροφητικών μετώπων	15
3 Υδροστατική Ευστάθεια.....	19
3.1 Υδροστατική ευστάθεια προκατασκευασμένων κιβωτίων	19
4 Φορτία και Έλεγχοι Ευστάθειας	24
4.1 Φορτία στα εξωτερικά λιμενικά έργα.....	24
4.2 Μέθοδος Goda	27
4.3 Μέθοδος Sainflou	29
4.4 Έλεγχοι βασικών περιπτώσεων αστοχίας.....	31
4.4.1 Έλεγχος σε ανατροπή	31
4.4.2 Έλεγχος σε ολίσθηση	31
4.4.3 Έλεγχος τάσεων έδρασης	32
4.4.4 Ευστάθεια πρίσματος έδρασης και προστασίας ποδός	34
5 Συντελεστής ανάκλασης.....	36
5.1 Συντελεστής ανάκλασης σε συμπαγές μέτωπο	36

5.2	Συντελεστής ανάκλασης σε απορροφητικό μέτωπο με οπές.....	36
5.2.1	Μελέτες υδροδυναμικής συμπεριφοράς κυματοθραύστη με διάτρητο μέτωπο	36
5.2.2	Θεωρητική ανάλυση της μεθόδου των Fugazza και Natale	37
5.3	Συντελεστής ανάκλασης σε απορροφητικό μέτωπο με πρόσκρουση πλάγιων κυματισμών	43
5.4	Υπερύψωση και ύψος στέψης	46
6	Συμπεράσματα	48
ΜΕΡΟΣ II: Έλεγχοι Επάρκειας		51
1	Διατομή I-I.....	51
1.1	Έλεγχος σε ανατροπή.....	52
1.2	Έλεγχος σε ολίσθηση.....	52
1.3	Έλεγχος τάσεων έδρασης.....	52
1.4	Έλεγχος σε ολίσθηση και ανατροπή σε σεισμό	53
2	Διατομή II-II.....	55
2.1	Α' Περίπτωση: Το κύμα σχεδιασμού διέρχεται από την κορυφή	55
2.1.1	Έλεγχος σε ανατροπή	56
2.1.2	Έλεγχος σε ολίσθηση	56
2.1.3	Έλεγχος τάσεων έδρασης	56
2.2	Β' Περίπτωση: Το κύμα σχεδιασμού διέρχεται από την κοιλία.....	56
2.2.1	Έλεγχος σε ανατροπή	57
2.2.2	Έλεγχος σε ολίσθηση	57
2.2.3	Έλεγχος τάσεων έδρασης	58
2.2.4	Έλεγχος σε ολίσθηση και ανατροπή με σεισμό.....	58
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ.....		61
1	Υδροστατική ευστάθεια CAISSON.....	61
1.1	Διατομή χωρίς οπές	61
1.1.1	Υπολογισμός αρχικού μετακεντρικού ύψους.....	61
1.1.2	Υπολογισμός μεγεθών για τη νέα κατάσταση του caisson.....	62
1.2	Διατομή απορροφητικού μετώπου με οπές	63
1.2.1	Υπολογισμός αρχικού μετακεντρικού ύψους	63
1.2.2	Υπολογισμός μεγεθών για τη νέα κατάσταση του caisson.....	64
1.3	Υπολογισμός της κλίσης (γωνίας θ) του caisson	65
1.3.1	Υπολογισμός του Δy	65

2	Εκτίμηση υδροδυναμικών φορτίων	67
2.1	Μελέτη Διατομής I-I.....	67
2.1.1	Υπολογισμός πιέσεων με τη μέθοδο Goda.....	67
2.1.2	Διάγραμμα κατανομής πιέσεων	69
2.1.3	Δυνάμεις από πιέσεις των κυματισμών της γενικευμένης μεθόδου Goda 69	
2.2	Μελέτη Διατομής II-II.....	70
2.2.1	Υπολογισμός πιέσεων με τη μέθοδο Sainflou.....	70
2.2.2	Διάγραμμα κατανομής πιέσεων	72
2.2.3	Δυνάμεις από πιέσεις της μεθόδου Sainflou όταν το κύμα βρίσκεται στην κορυφή.....	72
2.2.4	Δυνάμεις από πιέσεις της μεθόδου Sainflou, όταν το κύμα βρίσκεται στην κοιλία. 72	
3	Ωθήσεις Γαιών	74
3.1	Κατάσταση λειτουργίας της κατασκευής.....	74
3.2	Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού	75
3.2.1	Υπολογισμός δυνάμεων λόγω σεισμού	76
4	Συντελεστής ανάκλασης.....	78
4.1	Υπολογισμός συντελεστή ανάκλασης.....	78
4.1.1	Υπολογισμός συντελεστή ανάκλασης για $T < T_s$	79
5	Ύψος στέψης	81
6	Βιβλιογραφία.....	82

Σχήματα και Πίνακες

Σχήμα 1: Επίδραση λιμενικών έργων στην παράκτια στερεομεταφορά. [Μέμος, 2008]	2
Σχήμα 2: Είδη διατομών με πρανή. [Μέμος, 2008]	3
Σχήμα 3: Αστοχία λόγω υποσκαφής του πόδα του έργου. [Takahashi, 1996]	4
Σχήμα 4: Κυματοθραύστες με πρανή. [Takahashi, 1996]	5
Σχήμα 5: Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο (με ανάχωμα). [Takahashi, 1996]	6
Σχήμα 6: Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο (με διαφορετική ανωδομή). [Takahashi, 1996]	6
Σχήμα 7: Κάτοψη έργου	8
Σχήμα 8: Τομή Διατομής I-I	9
Σχήμα 9: Τομή Διατομής II-II	9
Σχήμα 10: Κάτοψη Caisson	10
Σχήμα 11: Ανοικτό caisson. [Best Engineering Projects, 2014]	10
Σχήμα 12: Caisson πεπιεσμένου αέρα. [Best Engineering Projects, 2014]	11
Σχήμα 13: Box Caisson. [Best Engineering Projects, 2014]	11
Σχήμα 14: Τομή κατά μήκος του caisson	13
Σχήμα 15: Διαχωρισμός ροής ρευστού (near and far fields). [EAU, 2004]	15
Σχήμα 16: Διατομή με επικλινή επένδυση και κατάστρωμα πασσάλων. [Mok, 1999]	16
Σχήμα 17: Τομή μετώπου από στοιχεία Igloo. [Mok, 1999]	17
Σχήμα 18: Κάτοψη στοιχείου Igloo. [Mok, 1999]	17
Σχήμα 19: Απορροφητικό μέτωπο τύπου Warock. [Mok, 1999]	18
Σχήμα 20: Όψη και κάτοψη caisson. [Mei, 1983]	19
Σχήμα 21: Μετατόπιση μετακέντρου συναρτήσεως της κλίσης. [Mei, 1983]	20
Σχήμα 22: Περιπτώσεις Διατομών. [Mei, 1983]	21
Σχήμα 23: Αύξηση του μετακεντρικού ύψους με αύξηση του πλάτους. [Mei, 1983]	22
Σχήμα 24: Κυψελωτό κιβώτιο μετά το πέρας της σκυροδέτησης σε κατάσταση πλεύσης [Σιώρης, 1999]	22
Σχήμα 25: Ρυμούλκηση Κυψελωτού Κιβωτίου προς την τελική θέση πόντισης. [Σιώρης, 1999]	22
Σχήμα 26: Τομή caisson μετά τη μελέτη υδροστατικής ευστάθειας	23
Σχήμα 27: Βάθος d έμπροσθεν του μετώπου	24
Σχήμα 28: Δυνάμεις στη διατομή I-I	26
Σχήμα 29: Δυνάμεις στη διατομή II-II	27
Σχήμα 30: Περιπτώσεις κυμάτων σε κατασκευή με ανοιχτό θάλαμο εκτόνωσης κυματισμών. [CEM, 2006]	28
Σχήμα 31: Δυνάμεις Goda. [Mok, 1999]	28
Σχήμα 32: Υδροδυναμικές πιέσεις Sainflou. [CEM, 2006]	30
Σχήμα 33: Βασικές μορφές αστοχίας έργων με κατακόρυφο μέτωπο. [Μέμος, 2008]	31
Σχήμα 34: Έλεγχος τάσεων έδρασης. [Μέμος, 2008]	33
Σχήμα 35: Βάθος νερού έμπροσθεν του caisson	34
Σχήμα 36: Σχεδίαση θωράκισης προστασίας ποδός. [Μέμος, 2008]	35
Σχήμα 37: Διατομή διάτρητου caisson. [Natale, 1990]	37
Σχήμα 38: Στένωση διαμέτρου αγωγού	38
Σχήμα 39: Περιοχή υπολογισμού πορώδους	39
Σχήμα 40: Κατανομή εύρους ταχύτητας	40

Σχήμα 41: Συντελεστής ανάκλασης K_r συναρτήσει B/L . [Natale, 1990].....	41
Σχήμα 42: Μειωτικός συντελεστής K_A για κυματοθραύστη με έναν θάλαμο εκτόνωσης κυματισμών. [Natale, 1990].....	42
Σχήμα 43: Συντελεστής ανάκλασης K_{rmin} . [Natale, 1990].....	43
Σχήμα 44: Συντελεστής Ανάκλασης. [Suh, 1995].....	44
Σχήμα 45: Σύγκριση συντελεστή ανάκλασης Suh-Park και πειραματικών τιμών Ijima. [Suh, 1995].....	44
Σχήμα 46: Μετατόπιση Μέσης Στάθμης Θάλασσας κατά h_0 . [Μέμος, 2008].....	47
Σχήμα 47: Διατομή I-I της κατασκευής.....	51
Σχήμα 48: Δυνάμεις στη Διατομή I-I.....	54
Σχήμα 49: Διατομή II-II.....	55
Σχήμα 50: Δυνάμεις στη Διατομή II-II.....	59
Σχήμα 51: Τομή caisson μετά τη μελέτη υδροστατικής ευστάθειας	66
Σχήμα 52: Συντελεστές τροποποίησης. [Mok, 1999].....	67
Σχήμα 53: Διάγραμμα κατανομής πιέσεων Goda.....	69
Σχήμα 54: Μεταβολή μήκους και ύψους κύματος σε συνάρτηση με το βάθος. [Μουτζούρης, 2000]	70
Σχήμα 55: Διάγραμμα κατανομής πιέσεων Sainflou.....	72
Σχήμα 56: Μοχλοβραχίονες ροπών δυνάμεων ωθήσεων γαιών	75
Σχήμα 57: Σκαρίφημα για τον υπολογισμό του ειδικού βάρους	76
Πίνακας 1: Συντελεστής ανάκλασης σε απορροφητικά μέτωπα. [Mok, 1999].....	18
Πίνακας 2: Συντελεστές ασφαλείας (1)	32
Πίνακας 3: Συντελεστές ασφαλείας (2).....	32
Πίνακας 4: Οριζόντια ταχύτητα.....	40
Πίνακας 5: Τιμές Ijima. [Suh, 1995]	45
Πίνακας 6: Ύψος στέψης	47
Πίνακας 7: Δυνάμεις Goda.....	52
Πίνακας 8: Δυνάμεις μεθόδου Sainflou (στην κορυφή).....	55
Πίνακας 9: Δυνάμεις από Sainflou (στην κοιλία).....	57
Πίνακας 10: Ωθήσεις γαιών	74
Πίνακας 11: Συντελεστής K_a . [Erust, 1980].....	76
Πίνακας 12: Ωθήσεις γαιών με σεισμό	77

Περίληψη

Σε αυτή την εργασία διερευνούμε μια κατασκευή εξωτερικού λιμενικού έργου με κατακόρυφο απορροφητικό μέτωπο που διαμορφώνεται με caisson, έχοντας σαν κύριο στόχο τον υπολογισμό των φορτίων και το συντελεστή ανάκλασης σε αυτήν ώστε να καθορίσουμε το ύψος στέψης του έργου. Η εργασία απαρτίζεται από τρία μέρη.

Το πρώτο μέρος αποτελεί τη **θεωρητική ανάλυση**, όπου παρουσιάζονται τα λιμενικά έργα και οι μορφές τους, καθώς και η επεξήγηση των εννοιών και των διαδικασιών που ακολουθήσαμε στο υπολογιστικό μέρος.

Αρχικά, στο Κεφάλαιο **1** παρουσιάζεται ο βασικός διαχωρισμός των λιμενικών έργων, στα εσωτερικά και στα εξωτερικά. Επειδή, σκοπός μας είναι η μελέτη ενός κυματοθραύστη επικεντρώνουμε τη μελέτη μας στα εξωτερικά λιμενικά έργα με διατομές με πρηνή ή κατακόρυφο μέτωπο και στις μορφές που συναντάμε κατασκευαστικά έως σήμερα.

Ακολουθεί το Κεφάλαιο **2**, στο οποίο περιγράφεται η κατασκευή με την οποία ασχοληθήκαμε, εφαρμόζοντας τις μεθοδολογίες που γνωρίζουμε βιβλιογραφικά σε πραγματικές συνθήκες. Παρουσιάζονται λεπτομερώς τα προκατασκευασμένα κιβώτια και οι πολλαπλοί τρόποι εφαρμογής τους, καθώς και οι διατομές απορροφητικών μετώπων που συναντάμε στη βιβλιογραφία. Δίνουμε ιδιαίτερη έμφαση στο απορροφητικό μέτωπο με κυκλικές οπές και θάλαμο εκτόνωσης κυματισμών (wave chamber) που επιλέγουμε να χρησιμοποιήσουμε στην κατασκευή μας, στον μηχανισμό απόσβεσης της ενέργειας που επιτυγχάνεται με τη χρήση του και την υδραυλική λειτουργία του.

Στο Κεφάλαιο **3** περιγράφεται ο έλεγχος της υδροστατικής ευστάθειας του προκατασκευασμένου κιβωτίου κατά τη διάρκεια της μεταφοράς του στο τελικό σημείο τοποθέτησης του καθώς και η υπολογιστική διαδικασία η οποία πρέπει να ακολουθηθεί.

Στο Κεφάλαιο **4** παρουσιάζονται τα φορτία που καταπονούν τον κυματοθραύστη στη συγκεκριμένη περίπτωση και οι έλεγχοι ευστάθειας των δυσμενών φορτίσεων που απαιτούνται για την αποφυγή της αστοχίας του έργου. Επιπρόσθετα, παρουσιάζονται οι δύο μέθοδοι που χρησιμοποιήθηκαν του Sainflou και του Goda για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών πιέσεων σε δύο χαρακτηριστικές διατομές του έργου που εξετάζονται.

Στο Κεφάλαιο **5** γίνεται εκτενής περιγραφή και ανάλυση του συντελεστή ανάκλασης για κατακόρυφο συμπαγές και απορροφητικό μέτωπο, αφού βάσει του συγκεκριμένου συντελεστή κρίνεται η αποτελεσματικότητα του κυματοθραύστη. Διατυπώνονται οι μέθοδοι υπολογισμού του σε διαφορετικές περιπτώσεις. Καταρχήν, περιγράφεται ο συντελεστής ανάκλασης σε συμπαγές μέτωπο και έπειτα σε διάτρητο μέτωπο με κυκλικές οπές που υπολογίζεται από τον τύπο που δόθηκε από τους Natale και Fugazza το 1992. Επίσης, αναφέρεται η έρευνα από τους Suh και Park σε απορροφητικό μέτωπο αλλά με πρόσπτωση πλάγιων κυματισμών και η σύγκριση των αποτελεσμάτων τους με αυτά των Natale και Fugazza. Τέλος, αναπτύσσεται η έννοια

της κυματικής υπερύψωσης και καθορίζεται το ύψος στέψης του έργου με χρήση των αποτελεσμάτων από τη γενικευμένη μέθοδο του Sainflou και του μειωτικού συντελεστή K_A όπως αυτός υπολογίζεται από τη μέθοδο των Natale και Fugazza.

Συνοψίζοντας, στο Κεφάλαιο 6 παρουσιάζονται ορισμένα γενικά συμπεράσματα που προκύπτουν από την υπολογιστική διαδικασία που πραγματοποιήθηκε.

Ακολουθούν, το δεύτερο μέρος της διπλωματικής εργασίας με τους **ελέγχους επάρκειας** στις δύο χαρακτηριστικές διατομές του έργου λαμβάνοντας υπόψη τις δυσμενείς φορτίσεις που ασκούνται σε αυτές. Η εργασία ολοκληρώνεται με το **Παράρτημα** στο οποίο γίνεται αναλυτική παράθεση των υπολογισμών που πραγματοποιήθηκαν για την υδροστατική ευστάθεια, τα φορτία (υδροδυναμικές πιέσεις, ωθήσεις γαιών) και το συντελεστή ανάκλασης του απορροφητικού μετώπου της κατασκευής.

ΜΕΡΟΣ Ι: Θεωρητικά Στοιχεία

ΜΕΡΟΣ Ι: Θεωρητικά Στοιχεία

1 Λιμενικά Έργα

Ανάλογα με το σκοπό που καλούνται να εξυπηρετήσουν τα λιμενικά έργα διακρίνονται σε Εσωτερικά και Εξωτερικά, τα οποία θα εξετάσουμε στη συνέχεια.

1.1 Εσωτερικά λιμενικά έργα

Τα εσωτερικά λιμενικά έργα περιλαμβάνουν τα κρηπιδώματα παραβολής των σκαφών στην προστατευόμενη λιμενολεκάνη. Δηλαδή το μέτωπο στο οποίο πλευρίζει, πρυμοδετεί ή γενικά προσδένει το σκάφος, ώστε να είναι δυνατές οι κινήσεις φορτοεκφόρτωσης εμπορευμάτων και αποεπιβίβασης επιβατών με ταχύτητα και ευκολία. Τα έργα αυτά διαμορφώνονται με κατακόρυφο μέτωπο στην προσήνεμη παρειά τους και συνήθως οριοθετεί τη λιμενολεκάνη και το υδάτινο στοιχείο, ενώ παράλληλα συγκρατεί τις γαίες που διαμορφώνουν τους χερσαίους χώρους του λιμένα και το δάπεδο εργασίας των κρηπιδωμάτων. Το έργο αυτό παραβολής ονομάζεται κρηπιδότοιχος και οι ακμές του προς τη θάλασσα πλευρά του έργου κρηπιδώματα. Τα κρηπιδώματα συνήθως εξοπλίζονται με προσκρουστήρες για την απορρόφηση της κρουστικής ενέργειας κατά την παραβολή των σκαφών, με δέστρες για την ακινητοποίησή τους μέσω των κάβων, με δίκτυα παροχών για την εξυπηρέτηση των σκαφών, με γερανούς για την φορτοεκφόρτωση εμπορευμάτων. Κατά περίπτωση εφοδιάζονται με κλίμακες, κρίκους πρόσδεσης και άλλα εξαρτήματα.

Το κατακόρυφο μέτωπο του κρηπιδότοιχου παραβολής στην πλειοψηφία των έργων είναι συμπαγές αλλά μπορεί να είναι και απορροφητικό (συνήθως επιλέγεται τμήμα του κρηπιδότοιχου), δηλαδή με οπές ή άλλης μορφής απορροφητικά στοιχεία (βλ. Κεφάλαιο 3.2). Σε αυτή την περίπτωση, θα πρέπει να ελέγχεται η αποτελεσματικότητα του απορροφητικού μετώπου. Δηλαδή, αν μειώνει την κυματική διαταραχή που προκαλείται στο εσωτερικό του λιμένα από το μέρος των κυμάτων που διεισδύουν σε αυτό σε συνδυασμό με τα ανακλώμενα κύματα των κατακόρυφων μετώπων παραβολής.

1.2 Εξωτερικά λιμενικά έργα

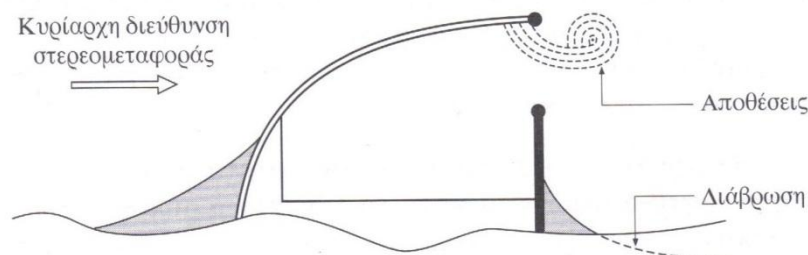
Πρόκειται για κατηγορία έργων προστασίας του εσωτερικού του λιμένα και την εξασφάλιση ηρεμίας στη λιμενολεκάνη και στις θέσεις παραβολής για την ασφαλή λειτουργία του και την εξυπηρέτηση των σκαφών (ελλιμενισμός, φόρτο-εκφόρτωση επιβατών ή εμπορευμάτων) κυρίως από τα ανεμογενή κύματα.

Για την εξασφάλιση της ηρεμίας στη λιμενολεκάνη θα πρέπει να εξετάζονται οι παρακάτω παράγοντες:

- Διασφάλιση επαρκούς έκτασης της περιοχής του προλιμένα ώστε να υπάρχει ανεκτός χώρος για την απόσβεση των ανεμογενών κυματισμών. Τούτο μπορεί να συμβεί αριθμητικά ή με εργαστηριακή διερεύνηση εναλλακτικών λύσεων σε φυσικό ομοίωμα όπου γίνεται έλεγχος της κυματικής διαταραχής σε συγκεκριμένα σημεία της λιμενολεκάνης και των συνεπαγόμενων κινήσεων των παραβεβλημένων πλοίων.
- Πρόβλεψη απορροφητικών διαμορφώσεων (ακτών) σε συγκεκριμένες θέσεις του λιμένα που πλήττονται άμεσα ή μέσω ανακλάσεων από τους κυματισμούς.

- Χρήση απορροφητικών κρηπιδωμάτων με κατάλληλο σχεδιασμό και μελέτη.
- Η υπερπήδηση που συμβαίνει στα εξωτερικά λιμενικά έργα που αποτελεί δευτερευούσης σημασίας πηγή αναταραχής στο λιμένα, αλλά εξίσου σημαντικό πρόβλημα.

Η επίδραση των εξωτερικών έργων στην ακτή ως προς τη μεταφορά ιζημάτων και φερτών υλικών που παρουσιάζεται στο Σχ. 1 είναι σημαντική και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη. Τα φαινόμενα που συνήθως παρατηρούνται είναι η συσσώρευση φερτών ανάντη των προσήνεμων μόλων, η διάβρωση της ακτής κατάντη του υπήνεμου μόλου και οι αποθέσεις στις περιοχές της εισόδου ή του διαύλου προσέγγισης.



Σχήμα 1: Επίδραση λιμενικών έργων στην παράκτια στερεομεταφορά. [Μέμος, 2008]

Ως προς την γεωμετρική μορφή σε οριζοντιογραφία των εξωτερικών έργων θα πρέπει να αποφεύγονται γωνίες προς το πέλαγος μικρότερων των 180° ώστε να μην έχουμε συγκέντρωση της κυματικής ενέργειας σε ένα συγκεκριμένο σημείο του έργου αλλά όσο το δυνατό ομοιόμορφη φόρτιση.

Τα εξωτερικά λιμενικά έργα κατασκευάζονται είτε από διατομές με κεκλιμένα πρανή, είτε με κατακόρυφο μέτωπο, οι οποίες θα αναλυθούν στη συνέχεια.

1.2.1 Διατομές με πρανή

Η κατασκευή εξωτερικών λιμενικών έργων με πρανή που διαμορφώνονται από τραπεζοειδή πρισματική λιθορριπή είναι η πλέον συνήθης μέθοδος στην Ελλάδα. Παρουσιάζει καλύτερη υδραυλική συμπεριφορά σε σχέση με τη διατομή με κατακόρυφο μέτωπο επειδή η απορρόφηση της ενέργειας των κυματισμών γίνεται μέσω της θραύσης τους στην κεκλιμένη παρειά της κατασκευής. Επιπρόσθετα, η συντήρηση και επιδιόρθωση μερικών αστοχιών του έργου με πρανή είναι εύκολη καθώς επίσης και οι απαιτήσεις σε θεμελίωση της κατασκευής είναι λιγότερες.

Ωστόσο, οι διατομές με πρανή απαιτούν μεγάλο σε όγκο υλικά εξαιτίας του μεγάλου μεγέθους του έργου, η βάση του οποίου μπορεί να φθάσει και τα 100 m. Η διαστασιολόγηση τους σε ευστάθεια γίνεται συνήθως για ύψος κύματος H_{10} (μέση τιμή του ανώτερου 10% των υψών κύματος) όπου το $H_{10}=1.28H_s$

Κατασκευάζονται με διαβάθμιση των υλικών θωράκισής τους σε στρώσεις. Το απαραίτητο βάρος των ογκόλιθων θωράκισης της εξωτερικής στρώσης είναι ανάλογο του H και υπολογίζεται από τον τύπο του Hudson.

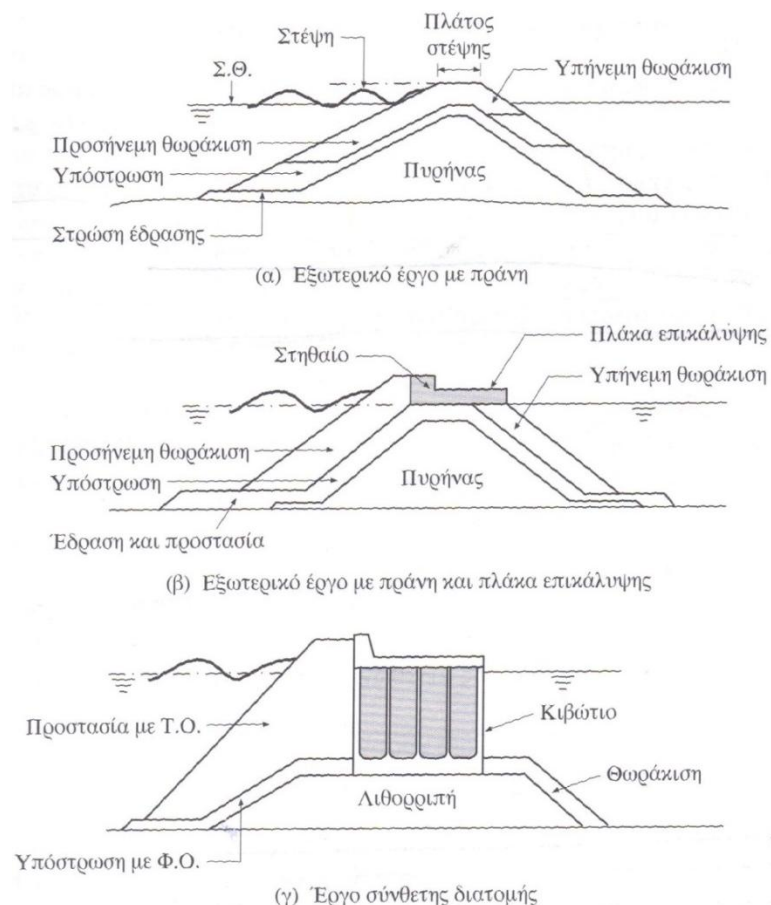
$$B_{50} = \frac{\gamma \cdot H^3}{Kd(\delta - 1)^3 \cdot \cot \theta}$$

Η στέψη του έργου εξαρτάται από το ποσοστό υπερπήδησης των κυματισμών προς το εσωτερικό της λιμενολεκάνης και διαμορφώνεται με τρόπο ώστε να διευκολύνεται η προσπέλαση μηχανημάτων που είναι απαραίτητα για τη συντήρηση και την επισκευή του έργου.

Η μορφή της διατομής με πρανή μπορεί να είναι:

- i. **Συμβατική**, όπου οι λιθορριπές τοποθετούνται σε επάλληλες στρώσεις που διαμορφώνουν και τη στέψη του έργου.
- ii. **Με στηθαίο** και πλάκα επικάλυψης για διαμόρφωση της στέψης
- iii. **Σύνθετη**, όπου συνυπάρχουν πρανή στην προσήνεμη πλευρά και κατακόρυφο μέτωπο στην υπήνεμη (με προκατασκευασμένα κιβώτια με σκοπό την πρόσδεση σκαφών)

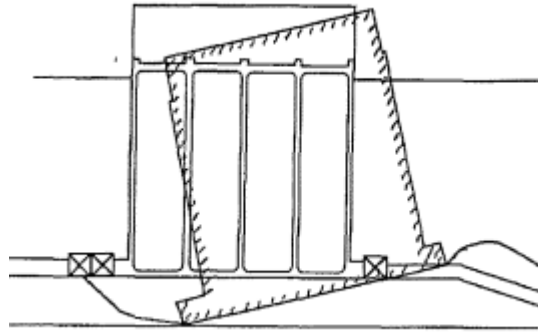
Τα είδη διατομών με πρανή παρουσιάζονται στο επόμενο σχήμα:



Σχήμα 2: Είδη διατομών με πρανή. [Μέμος, 2008]

1.2.2 Διατομές με κατακόρυφο μέτωπο

Στα λιμενικά έργα προστασίας με κατακόρυφο μέτωπο διαφέρει η υδροδυναμική λειτουργία από αυτή στα έργα με πρανή. Οι κυματισμοί προσπίπτουν κάθετα ή πλάγια και ανακλώνται στο προσήνεμο μέτωπο δημιουργώντας στάσιμο κύμα και υψηλές ταχύτητες με συνέπεια τον κίνδυνο υποσκαφής του πόδα του έργου και τελικά αστοχία του έργου από ολίσθηση ή της θεμελίωσης.



Σχήμα 3: Αστοχία λόγω υποσκαφής του πόδα του έργου. [Takahashi, 1996]

Επίσης, η θεμελίωση του έργου απαιτεί σοβαρότερα έργα από ότι στις διατομές με πρανή διότι τυχόν υποχώρηση προκαλεί μερική αστοχία της οποίας η επισκευή είναι δύσκολη. Η θεμελίωση απαιτεί εξυγίανση του βυθού με βυθοκορήσεις και αντικατάσταση κακής ποιότητας υλικού με λιθορριπές και άμμο. Ακόμη, εξαιτίας του μικρότερου πλάτους του έργου και του αυξημένου φαινομένου βάρους μεταφέρονται στο επίπεδο θεμελίωσης μεγαλύτερες τάσεις από αυτές στα πρίσματα λιθορριπών.

Το κατακόρυφο μέτωπο μορφώνεται με έναν από τους παρακάτω τρόπους:

i. Με προκατασκευασμένους ογκολίθους (συμπαγείς ή κυνελωτούς)

Σε αυτή την περίπτωση πρέπει να εξασφαλίζεται η μονολιθικότητα στην κατασκευή για να μην αποδιοργανώνεται το έργο από την υδροδυναμική φόρτιση. Για το λόγο αυτό και όταν πρόκειται για ογκολίθους μικρού μεγέθους θα πρέπει η κυματική δράση της περιοχής εφαρμογής να είναι περιορισμένη. Οι ογκολίθοι που χρησιμοποιούνται μπορεί να είναι συμπαγείς ή με εσωτερικό κενό που συμπληρώνεται εκ των υστέρων με σκυρόδεμα.

ii. Με κιβώτια οπλισμένου σκυροδέματος (caissons)

Τα κιβώτια μπορεί να είναι με πυθμένα ή χωρίς και το εσωτερικό τους συμπληρώνεται με έρμα από νερό, αμμοχάλικο, σκυρόδεμα, κ.α.

iii. Με πασσαλοσανίδες

Η πιο απλή εφαρμογή των πασσαλοσανίδων είναι αυτή κατά την οποία δημιουργείται κατακόρυφο μέτωπο με μια μόνο σειρά πασσαλοσανίδων με εγκάρσια στήριξη.

1.3 Τύποι λιμενικών έργων

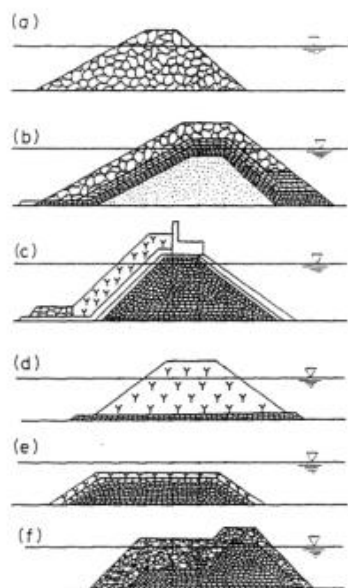
Με κριτήριο τη διάταξη, τα λιμενικά έργα χωρίζονται στα παράλληλα προς την ακτή (κυματοθραύστες, κρηπιδότοιχοι) και στα εγκάρσια προς την ακτή (μόλοι, βραχίονες).

1.3.1.1 Κυματοθραύστες

Πρόκειται για έργα παράλληλα προς την ακτή χωρίς σημείο επαφής με αυτή. Η αποστολή τους είναι η κυματοπροστασία για την φύλαξη σκαφών. Επίσης προσφέρουν αντιδιαβρωτική προστασία στις ακτές δημιουργώντας ελεγχόμενη προσάμμιση με την παγίδευση άμμου ανάμεσα στο έργο και στις ακτές.

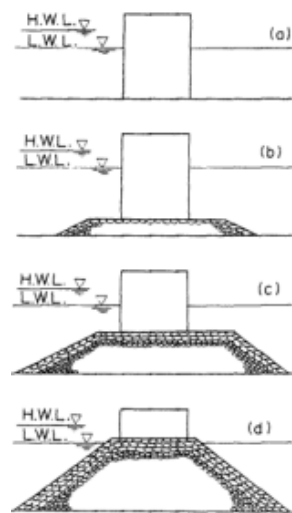
Ορισμένοι τύποι κυματοθραύστη είναι:

Με επικλινή πρηνή	a. Με επίχωμα λιθορριπής
	b. Με επίχωμα λιθορριπής πολλαπλών στρώσεων
	c. Με επίχωμα λιθορριπής θωρακισμένο με μπλοκ
	d. Με επίχωμα από μπλοκ από σκυρόδεμα
	e. Βυθισμένος κυματοθραύστης
	f. Αναδιαμορφωμένος κυματοθραύστης



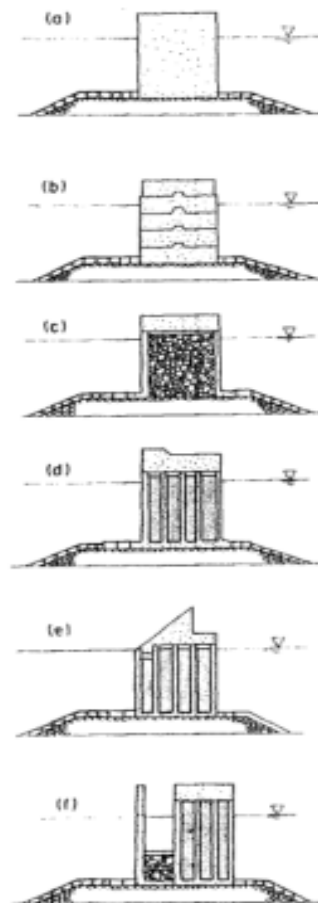
Σχήμα 4: Κυματοθραύστες με πρηνή. [Takahashi, 1996]

Με κατακόρυφο μέτωπο: Σύνθετου τύπου με ανάχωμα	a. Μονολιθικό κατακόρυφο μέτωπο
	b. d. Σύνθετου τύπου με χαμηλό και υψηλό ανάχωμα
	c. Σύνθετου τύπου με σχετικά υψηλό ανάχωμα κάτω από τη Σ.Η.Υ



Σχήμα 5: Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο (με ανάχωμα). [Takahashi, 1996]

Με κατακόρυφο μέτωπο: Σύνθετου τύπου με διαφορετική ανωδομή	a. Με συμπαγές μέτωπο
	b. Με μπλοκ τοιχοποιίας
	c. Με κυλινδρικά μπλοκ
	d. Με caissons
	e. Caissons με επικλινή κορυφή
	f. Caissons με διάτρητο μέτωπο



Σχήμα 6: Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο (με διαφορετική ανωδομή). [Takahashi, 1996]

1.3.1.2 Κρηπιδότοιχοι

Οι κρηπιδότοιχοι είναι κατασκευές με κατακόρυφο μέτωπο και επαρκές βάθος που εξυπηρετούν τον ελλιμενισμό των σκαφών και δημιουργούν κρηπιδώματα στο όπισθεν μέρος τους για την εκτέλεση εργασιών. Εμφανίζονται και σε εξωτερικά και σε εσωτερικά λιμενικά έργα. Θεωρούνται τοίχοι αντιστήριξης με το ένα μέρος τους βυθισμένο και η ευστάθεια τους υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τις δυνάμεις από τις ωθήσεις γαιών στη ράχη τους, τις πιέσεις του νερού στο μέτωπό τους, τις έλξεις των δεσμών, τις προσκρούσεις των σκαφών, τα κινητά και σταθερά φορτία στις επιφάνειες των κρηπιδωμάτων τους.

Οι κρηπιδότοιχοι διακρίνονται ως προς την κατασκευή και τη μορφή τους σε:

- **Ανοικτού τύπου**, οι οποίοι είναι ελαφριές κατασκευές που στηρίζονται σε πασσάλους και διατηρείται συνήθως το πρανές το οποίο θωρακίζεται κάτω από την πλάκα του κρηπιδώματος.
- **Κλειστού τύπου**, όπου πρόκειται για κατασκευές βαρύτητας από ογκολίθους από άοπλο σκυρόδεμα ή λιθορριπή συγκεκριμένου βάρους ή προκατασκευασμένα κιβώτια (caissons) από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Ακολουθούν ορισμένοι τύποι διατομών κρηπιδότοιχων κλειστού τύπου :

Από προκατασκευασμένους ογκολίθους

Οι κατασκευές τέτοιου τύπου αποτελούνται από τεχνητούς ογκολίθους συγκεκριμένων διαστάσεων και βάρους που εξαρτάται από την ανυψωτική ικανότητα των μηχανημάτων που διατίθενται και κυμαίνεται συνήθως από 15-100 t.

Από προκατασκευασμένα οπλισμένα τοιχία

Πρόκειται για τύπο κρηπιδότοιχων που εφαρμόζεται σε μεγάλα μήκη κρηπιδών ή στα άκρα κρηπιδότοιχων ανοικτού τύπου.

Κυψελωτοί κρηπιδότοιχοι από μεταλλικές πασσαλοσανίδες και κρηπιδότοιχοι διπλού τοιχώματος πασσαλοσανίδων

Το κατακόρυφο μέτωπο αυτών των κρηπιδότοιχων αποτελείται από κατακόρυφες πασσαλοσανίδες που σχηματίζουν κυλινδρικές κυψέλες (με κυκλικό σχήμα ή με επίπεδα εγκάρσια τμήματα) σε συνεχή παράταξη (η δεύτερη κατηγορία αποτελεί παραλλαγή της πρώτης και αποτελείται από δύο επίπεδους τοίχους που συνδέονται με ελκυστήρες κοντά στην κεφαλή τους).

Κρηπιδότοιχοι από κυψελωτά κιβώτια (caissons)

Τα κυψελωτά κιβώτια (caissons) είναι προκατασκευασμένα στοιχεία από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα συνήθως με ορθογωνικό σχήμα και μεγάλα κενά.

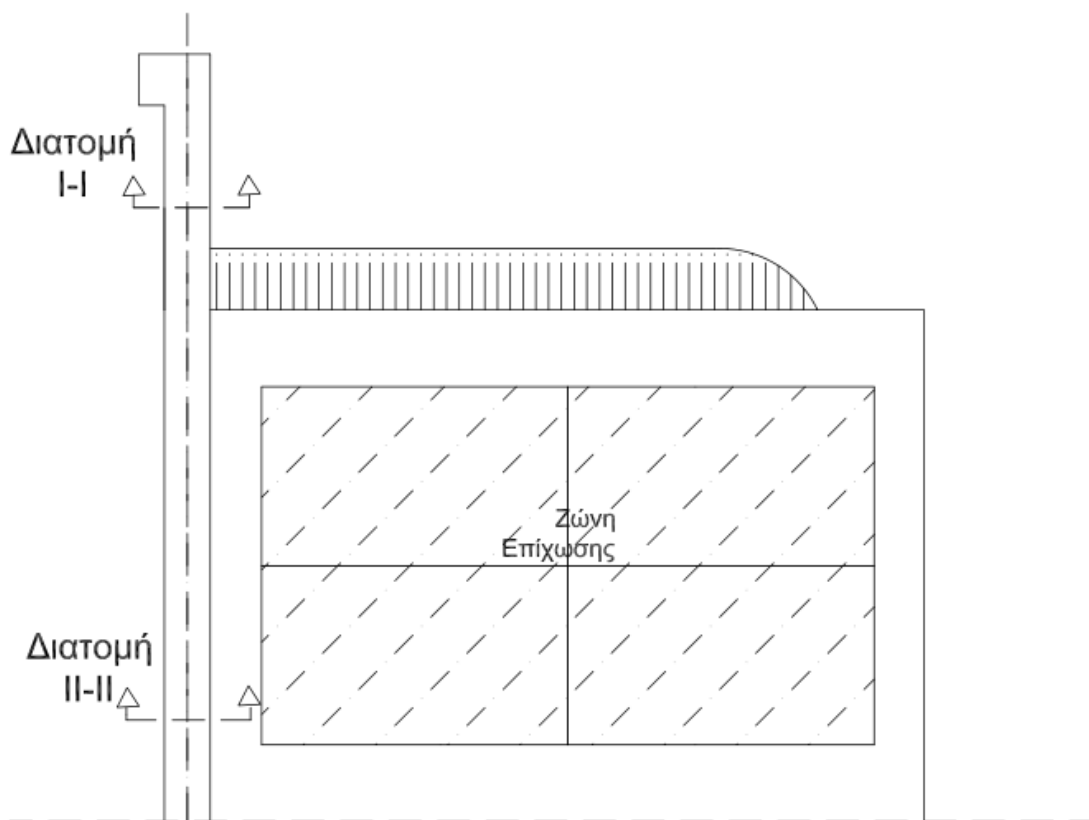
2 Στοιχεία και Περιγραφή του Έργου

2.1 Χαρακτηριστικά της κατασκευής

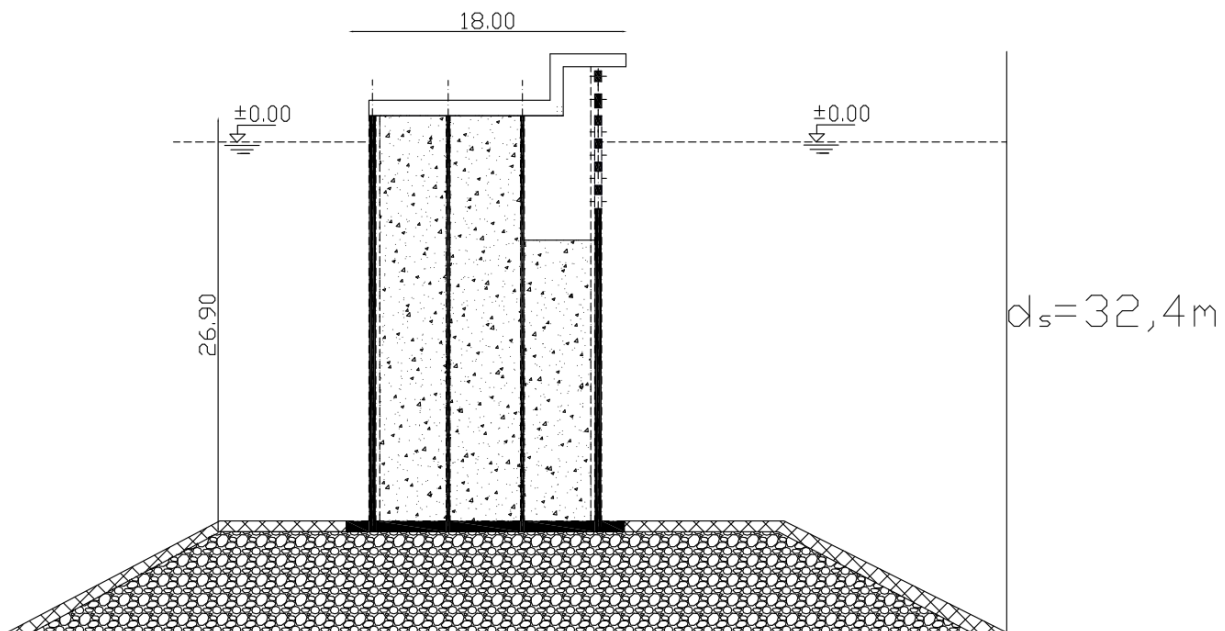
Το έργο που εξετάζει η παρούσα εργασία είναι ένας κυματοθραύστης, ο οποίος κατασκευαστικά διαμορφώνεται με **κατακόρυφο απορροφητικό μέτωπο από προσκατασκευασμένα κιβώτια (caisson)**. Το κάθε caisson έχει διαστάσεις 31,85 m μήκος και 18 m πλάτος και αποτελείται από 14 περιμετρικές τετραγωνικές κυψέλες με μήκος πλευράς 4,55 m και μια εσωτερική με πλάτος 4,55 m και μήκος 18,95 m (βλ. Σχ. 10). Το ύψος τους είναι 26,9 m από τα οποία τα 25 m είναι κάτω από τη στάθμη ηρεμούντος ύδατος (Σ.Η.Υ.), ενώ το 1,9 m είναι έξαλο τμήμα.

Τα caisson ανήκουν στην κατηγορία του box-caisson (βλ. Σχ. 13) το οποίο περιγράφεται παρακάτω, ενώ το απορροφητικό μέτωπο διαμορφώνεται από κυκλικές οπές στο πάνω μέρος του κιβωτίου (5,5 m ύψος πάνω από τη Σ.Η.Υ και 5,4 m κάτω από αυτή). Η κατάσταση φόρτισης διαφέρει κατά μήκος του έργου γι' αυτό μελετώνται δύο χαρακτηριστικές διατομές. Στη **Διατομή Ι-Ι** η κατασκευή έχει πλάτος όσο και το πλάτος του caisson, ενώ στη **Διατομή ΙΙ-ΙΙ** πίσω από το έργο υπάρχει ζώνη επίχωσης με πλάτος ικανό για την εκτέλεση εργασιών, αποθήκευση εμπορευματοκιβωτίων κ.α. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη του κύματος σχεδιασμού της κατασκευής είναι:

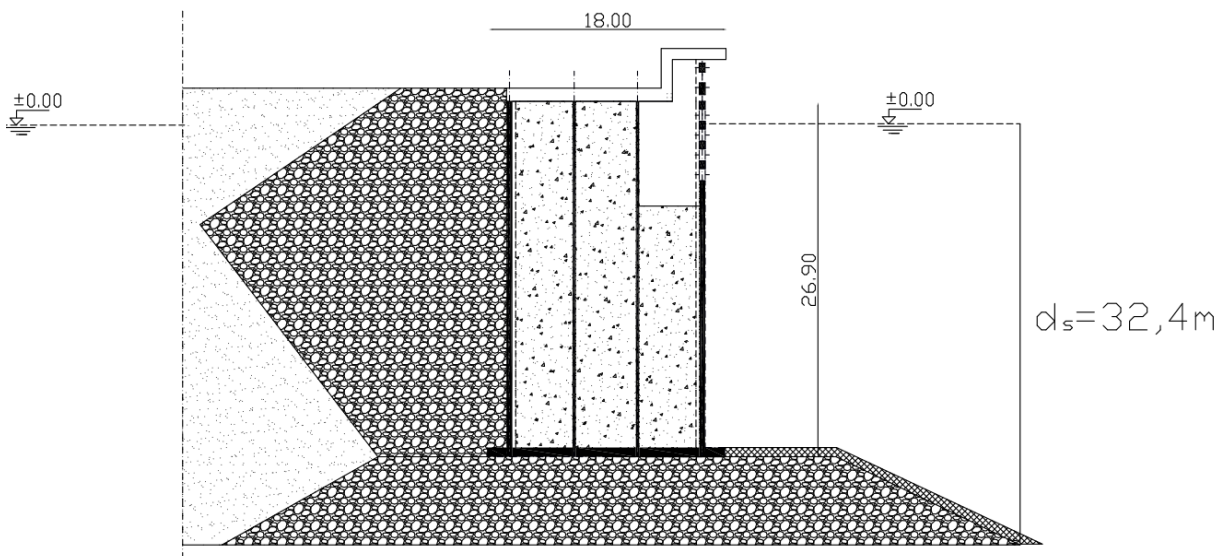
- $T=9,7$ sec
- $H=4,7$ m



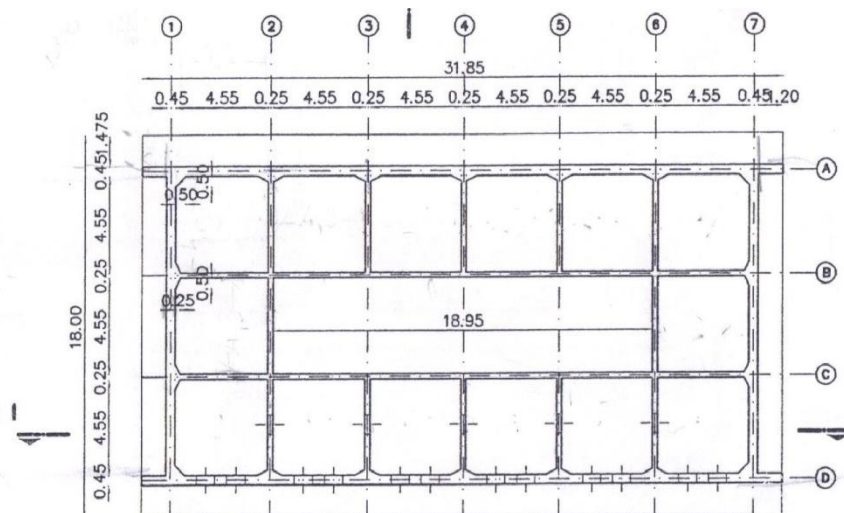
Σχήμα 7: Κάτοψη έργου



Σχήμα 8: Τομή Διατομής I-I



Σχήμα 9: Τομή Διατομής II-II



Σχήμα 10: Κάτοψη Caisson

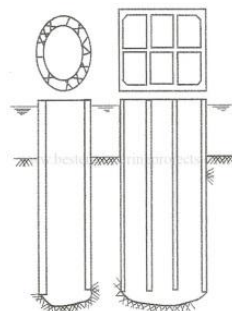
2.2 Προκατασκευασμένα κιβώτια (Caissons)

Τα **Caissons** πέρα από τη χρήση τους σε λιμενικά έργα χρησιμοποιούνται για βαθιές θεμελιώσεις, βάθρα γεφυρών, για την κατασκευή αντρευσμάτων σε ποτάμια ή λίμνες, ή σε κατασκευές μπροστά στη θάλασσα (π.χ. κτίρια αντλίων) τα οποία υπόκεινται σε μεγάλα οριζόντια και κατακόρυφα φορτία.

Ανάλογα με τη μέθοδο κατασκευής τα caisson διακρίνονται στις παρακάτω κατηγορίες:

- **Ανοικτά caisson**

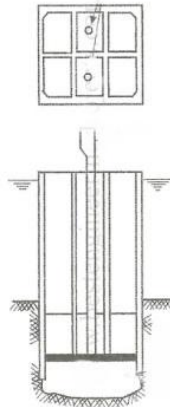
Σε αυτή την κατηγορία τα κιβώτια παραμένουν ανοιχτά στο πάνω και κάτω μέρος τους κατά τη διάρκεια της κατασκευής και όταν είναι να τοποθετηθούν στην τελική τους θέση παρεμβάλλεται μια στρώση στεγανοποίησης με πάχος από 1,5 μέχρι και 4,5 m. Τα caisson αυτού του τύπου πλεονεκτούν ως προς τη δυνατότητα της βύθισης τους σε μεγάλα βάθη και το σχετικά χαμηλό κόστος τους. Από την άλλη πλευρά, ο καθαρισμός του πυθμένα δε γίνεται επιμελώς και η επίβλεψη είναι δύσκολη, καθώς η στρώση στεγανοποίησης μπορεί να μην είναι ικανοποιητική και στις άκρες του κιβωτίου να χρειάζεται χειρωνακτική εκσκαφή από δύτε γεγονός που συμβάλλει στην καθυστέρηση ολοκλήρωσης του έργου.



Σχήμα 11: Ανοικτό caisson. [Best Engineering Projects, 2014]

- ***Caisson πεπιεσμένου αέρα (pneumatic caisson)***

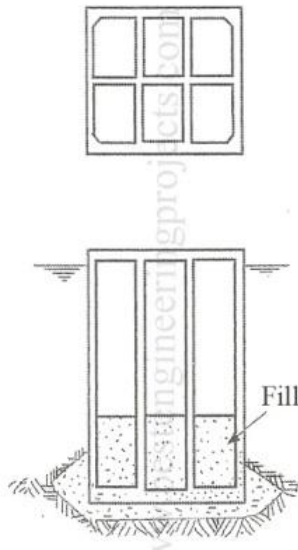
Η κορυφή του πνευματικού caisson είναι κλειστή και περιλαμβάνει ένα θάλαμο εργασίας, όπως φαίνεται στο επόμενο σχήμα, στην οποία η πίεση διατηρείται μεγαλύτερη από αυτή της ατμόσφαιρας. Ο συμπιεσμένος αέρας χρησιμοποιείται για να αποκλείσει το νερό από την είσοδο του θαλάμου εργασίας και έτσι επιτρέπεται η εκσκαφή. Η σκυροδέτηση γίνεται σε ξηρά κατάσταση.



Σχήμα 12: Caisson πεπιεσμένου αέρα. [Best Engineering Projects, 2014]

- ***Caisson ‘κουτί’ (Box caisson)***

Τα κιβώτια ‘κουτί’ είναι κλειστά στον πυθμένα και ανοικτά στην κορυφή, όπως φαίνεται στο παρακάτω σχήμα. Αυτό το είδος της caisson είναι κατάλληλο όταν σκληρά στρώματα πυθμένα είναι διαθέσιμα σε μικρό βάθος.



Σχήμα 13: Box Caisson. [Best Engineering Projects, 2014]

Εξαιτίας του μεγάλου βάρους των κιβωτίων υπάρχει αδυναμία των ανυψωτικών μηχανημάτων που διαθέτουμε στην τοποθέτηση τους απευθείας στο σημείο που προβλέπεται. Για το λόγο αυτό κατασκευάζονται συνήθως σε νεωλκό ή μόνιμη δεξαμενή στην ακτή απ' όπου κατελκύνονται και ρυμουλκούνται με επίπλευση στην τελική τους θέση. Κατά περίπτωση μπορεί να γίνεται χρήση έρματος (από νερό ή λιθορριπή) για την επαύξηση της ευστάθειας κατά την ρυμούλκηση (βλ. Κεφάλαιο 4).

Οι κυψέλες που διαμορφώνονται από τα εσωτερικά τοιχία εξασφαλίζουν τη στατική επάρκεια του κιβωτίου. Τα τοιχώματα αυτά μπορούν να προκατασκευάζονται μαζί με το υπόλοιπο στοιχείο ή να διαμορφώνονται επιτόπου μετά την τοποθέτηση του κιβωτίου στην τελική του θέση. Οι αρμοί μεταξύ των κυψελών και η σφράγιση τους είναι διαδικασία που απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή. Επιδιώκουμε τη μη διαφυγή του εδαφικού υλικού που συγκρατείται πίσω από την κατασκευή διότι κάτι τέτοιο θα επηρέαζε την ευστάθεια του έργου και τελικά τη λειτουργία του.

Η θεμελίωση αυτού του τύπου της κατασκευής γίνεται όπως και στην περίπτωση των τεχνητών ογκολίθων με τοποθέτηση λιθορριπής πάχους πάνω από 1 m στο χώρο από όπου γίνεται η αφαίρεση του επιφανειακού στρώματος του πυθμένα. Επίσης ανάλογα με τη φύση του εδάφους μπορεί να τοποθετηθεί πρόσθετη στρώση κοκκώδους υλικού για τη σταθεροποίηση της λιθορριπής θεμελίωσης. Σαν επιπρόσθετο μέτρο για την αποφυγή της αστοχίας προβλέπεται η έγχυση σκυροδέματος κάτω από τη βάση των κιβωτίων μετά την τελική τοποθέτηση τους. Ακόμη πρέπει να γίνεται πρόβλεψη για την αποσάθρωση του εδάφους μπροστά από το έργο εξαιτίας των στάσιμων κυμάτων που δημιουργούνται και την έντονη κυκλοφορία του νερού.

Η κατασκευή με προκατασκευασμένα κιβώτια έχει αφενός το πλεονέκτημα της ταχύτητας, αφετέρου, όμως, όταν πρόκειται για κατασκευές με πλωτά κιβώτια, παρουσιάζεται ευαισθησία στην κακοκαιρία κατά την ρυμούλκηση τους ή στην τοποθέτηση πριν την πλήρωση των κυψελών –επειδή η μελέτη των τοιχωμάτων τους γίνεται λαμβάνοντας υπόψη και το έρμα. Ακόμη, όταν πρόκειται για έργα κρηπιδότοιχων μεγάλου μήκους είναι ιδιαίτερα δυσχερές να επιτευχθεί απόλυτη ευθυγραμμία με τη μέθοδο των φυσικών ογκολίθων, κυρίως εξαιτίας των διαφορετικών καθιζήσεων που θα μπορούσαν να συμβούν λόγω της διαφορετικής στρωματογραφίας του πυθμένα κατά μήκος. Αντίθετα, τα προκατασκευασμένα κιβώτια παρουσιάζουν αυξημένη μονολιθικότητα αφού οι συνήθεις στήλες των ογκολίθων πλάτους 2 - 3 m αποκαθιστώνται από αυτοτελή δομικά στοιχεία μήκους περίπου 32 m. Τέλος, τα κυψελωτά κιβώτια λόγω του μεγάλου τους βάρους παρουσιάζουν μεγάλη ευστάθεια σε ανατροπή γεγονός που καθιστά τη μέθοδο λιγότερη ευαίσθητη στους κυματισμούς που πλήττουν το έργο κατά τη διάρκεια της δόμησης του, σε αντίθεση με τις κατασκευές φυσικών ογκολίθων.

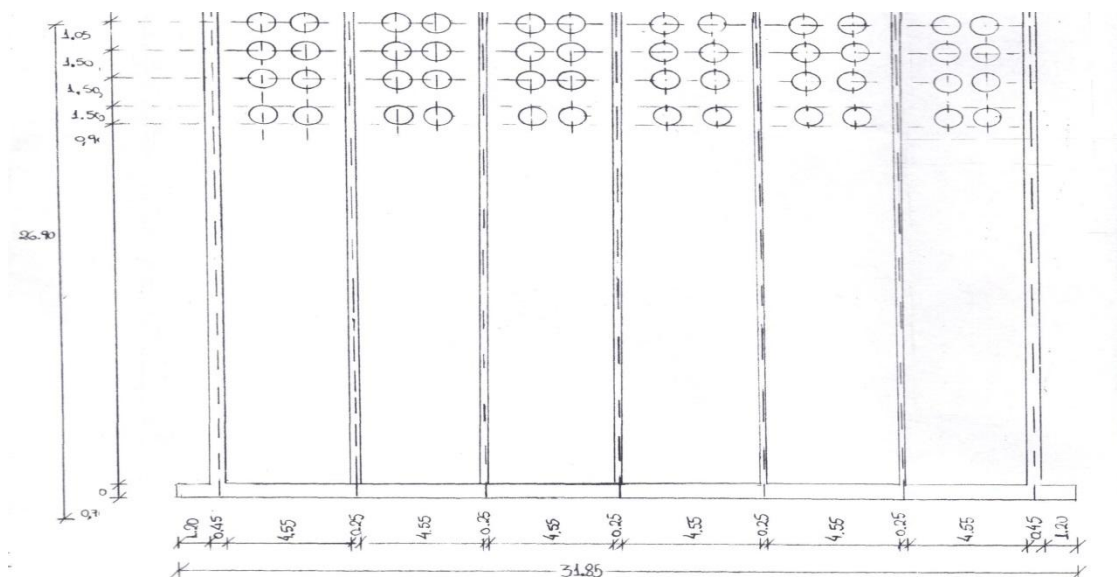
2.3 Διαμόρφωση κυματοθραύστη με απορροφητικό μέτωπο

Μεγάλη ποικιλία διατομών κυματοθραύστη με απορροφητικό μέτωπο έχουν αναπτυχθεί με το πέρασμα του χρόνου ανάλογα με την κυματική κατάσταση και τους περιορισμούς εφαρμογής που μπορεί να υπάρχουν στο περιβάλλον της κατασκευής.

Η πρώτη εφαρμογή απορροφητικού μετώπου έγινε από τον G. E. Jarlan τη δεκαετία του 1960 και μέχρι σήμερα προτιμώνται στην Ιαπωνία, στην Ταιβάν, αλλά και σε χώρες της Μεσογείου, όπως στον λιμένα της Νάπολης στην Ιταλία με χρήση κρηπιδώματος, στο Πόρτο Τόρες στη Σαρδηνία και στο Παλέρμο της Σικελίας. Στην Ελλάδα διατομή κρηπιδότοιχου με απορροφητικό μέτωπο χρησιμοποιήθηκε για την κατασκευή του Λιμένα της Μυκόνου, καθώς και στον Λιμένα της Κισσάμου.

Η αποτελεσματικότητα μιας τέτοιας κατασκευής εκφράζεται από την απορρόφηση ενέργειας που επιτυγχάνεται η οποία εκφράζεται μέσω του συντελεστή ανάκλασης.

Στην κατασκευή που διερευνούμε το κατακόρυφο μέτωπο διαμορφώνεται με επίπεδες κυκλικές οπές συμμετρικά στοιχισμένες, διαμέτρου 0,90 m και κεντροβαρικής απόστασης 1,5 m στο επάνω μέρος του, οι οποίες το καθιστούν απορροφητικό. Οι οπές δεν εκτείνονται σε όλο το μέτωπο διότι κάτι τέτοιο θα μείωνε σημαντικά το βάρος της κατασκευής και θα είχε σαν αποτέλεσμα τη μείωση της ροπής ευστάθειας του έργου, γεγονός που θα επηρέαζε σημαντικά τους ελέγχους ευστάθειας για τις περιπτώσεις αστοχίας.



Σχήμα 14: Τομή κατά μήκος του caisson

2.3.1 Κατακόρυφο Διάτρητο Μέτωπο με Θάλαμο κυμάτων (Perforated Vertical Seawall with Wave Chamber)

Η θαλάσσια όψη του κυματοθραύστη αυτής της μορφής αποτελείται από διάτρητο τοίχο που μαζί με την κοίλη συμπαγή κατασκευή που βρίσκεται στο οπίσθιο μέρος του δημιουργούν ένα θάλαμο κυμάτων που εγκλωβίζει τα κύματα. Οι διατρήσεις ποικίλουν σε σχήματα και στη στοιχισή τους και σχεδιάζονται ώστε να επιτύχουν την καλύτερη απορρόφηση σε διαφορετικές συνθήκες κυμάτων. Υπάρχουν κυκλικές οπές

(σε επίπεδο ή με κλίση), κάθετες σχισμές/εγκοπές και οριζόντιες σχισμές/εγκοπές. Ορισμένες φορές τοίχοι με οπές εισάγονται μέσα στο θάλαμο των κυμάτων.

Επιπρόσθετα, αντικείμενο μελέτης έχουν αποτελέσει οι ηχητικές οχλήσεις μέσα στο θάλαμο εκτόνωσης των κυματισμών και η επίδρασή τους στο περιβάλλον. Κατά την πρόσκρουση και την διάχυση του κυματισμού στο θάλαμο κυμάτων, εξαιτίας της θραύσης του και της τυρβώδους ροής που συντελείται, δημιουργείται θόρυβος, ο οποίος σύμφωνα με τα αποτελέσματά των μελετών είναι της ίδιας κλίμακας με αυτόν που παράγεται σε ένα συμπαγές μέτωπο.

Η διατομή ενός διάτρητου κατακόρυφου μετώπου με θάλαμο κυμάτων πλεονεκτεί έναντι των υπόλοιπων τύπων που παρουσιάζονται παρακάτω όσον αφορά στην ευκολία κατασκευής και εγκατάστασης και στη συνεπή συμπεριφορά απορρόφησης κυμάτων σε διαφορετικά βάθη νερού. Επίσης, οι διατομές κυματοθραυστών από σκυρόδεμα με διάτρητο μέτωπο αποτελούν δημοφιλή επιλογή σε πολλές χώρες όταν η πηγή αμμοχάλικου που απαιτείται για το ανάχωμα της λιθορριπής είναι σπάνια.

2.3.2 Μηχανισμός απόσβεσης ενέργειας σε απορροφητικό μέτωπο με οπές

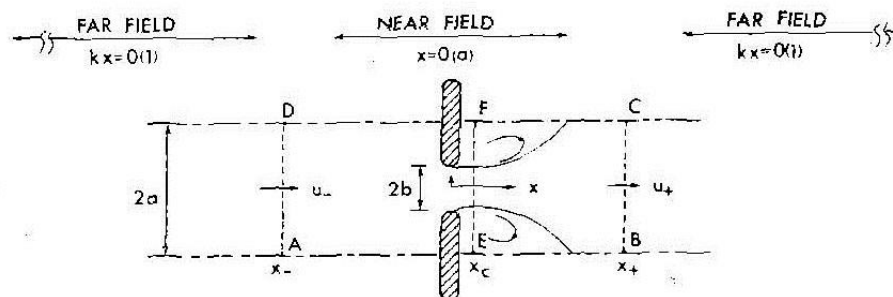
Όταν ένα κύμα προσπίπτει σε ένα κατακόρυφο μέτωπο κάποιο μέρος της ενέργειάς του διαχέεται. Το υπόλοιπο μέρος της ενέργειας ανακλάται δημιουργώντας ανακλώμενα κύματα μπροστά στο μέτωπο. Η συμβολή των ανακλώμενων και των προσπίπτοντων κυματισμών δημιουργούν στάσιμα κύματα. Ο στόχος της τοποθέτησης κατακόρυφου μετώπου με κυκλικές οπές σε μια κατασκευή κυματοθραύστη είναι η απορρόφηση της κυματικής ενέργειας των στάσιμων κυμάτων που δημιουργούνται.

Οι κύριοι υδραυλικοί μηχανισμοί που ελέγχουν το φαινόμενο είναι η παρεμβολή των κυμάτων μπροστά και πίσω από το διάτρητο μέτωπο και η διάχυση της ενέργειας των πίδακων νερού που εξέρχονται από τις οπές του τοίχου.

Κατά την πρόσπτωση του κυματισμού στο διάτρητο μέτωπο προκαλείται κατακόρυφη ταλάντωση της ελεύθερης επιφάνειας στον θάλαμο εκτόνωσης του έργου ο οποίος βρίσκεται όπισθεν του μετώπου με συχνότητα ανάλογη με αυτή του προσπίπτοντος κύματος. Κατά τη διάρκεια αυτής της διαδικασίας γίνεται μετατροπή της δυναμικής ενέργειας σε κινητική κι αντίστροφα, ενώ ταυτόχρονα έχουμε κατάργηση μέρους της μηχανικής ενέργειας μέσω των δυνάμεων συνεκτικότητας και τύρβης –η οποία δημιουργείται κατά την έξοδο του νερού από τις οπές και της σύγκρουσης του με το επερχόμενο κύμα.

Στην περίπτωση ενός ιδεατού ρευστού για τη μελέτη της διασποράς των κυμάτων, υποθέτουμε ότι η ροή του ρευστού είναι πάντα εφαπτόμενη στο στερεό όριο της κατασκευής. Στην πραγματικότητα όμως, το ιξώδες του ρευστού και η δυσμενής κλίση των πιέσεων που αναπτύσσονται επιβραδύνουν την κίνηση του στις περιοχές απότομης αλλαγής της γεωμετρίας του στερεού ορίου. Αυτό προκαλεί το διαχωρισμό της ροής και το σχηματισμό δινών υψηλής στροβιλότητας που έχουν σαν αποτέλεσμα την «καταστροφή» της ενέργειας. Η διάχυση της ενέργειας ενισχύεται από τους πίδακες ρευστού που κυκλοφορούν μέσα από τις οπές του μετώπου και δημιουργούνται εξαιτίας της διαφοράς στάθμης νερού που υπάρχει στην προσήνεμη και υπήνεμη πλευρά. Το κύμα προσπίπτει στο κατακόρυφο μέτωπο και το νερό που

περνά τις οπές σχηματίζει πίδακες που επεκτείνονται και συγκρούονται με πίδακες γειτονικών ανοιγμάτων ώστε να δημιουργηθούν δύο ζώνες δινών μέσα στο θάλαμο των κυμάτων.



Σχήμα 15: Διαχωρισμός ροής ρευστού (near and far fields). [EAU, 2004]

Το πρόβλημα είναι πολυπαραγοντικό και πολύπλοκο, για αυτό η έρευνα του πεδίου έχει προσπαθήσει να το περιγράψει θεωρητικά και συγκρίνοντας τα αποτελέσματα με πειραματικά δεδομένα.

Η απώλεια ενέργειας που επιτυγχάνεται εξαρτάται από τη μορφή της διατομής του απορροφητικού μετώπου (διάτρητος τοίχος ή διατομές με διακριτούς κυλίνδρους παρατεταμένους σε σειρά) το σχήμα και το μέγεθος των ανοιγμάτων (κυκλικές οπές ή σχισμές). Πολύ σημαντικός παράγοντας είναι η τριβή η οποία λαμβάνεται υπόψη στο πρόβλημα ως αδιάστατος συντελεστής.

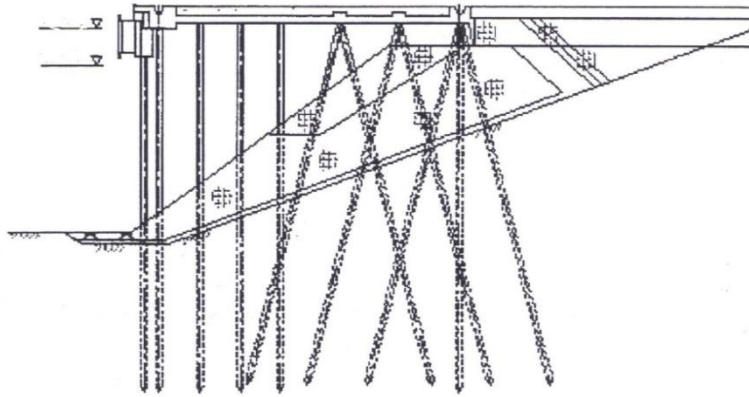
2.3.3 Εναλλακτικές διατομές απορροφητικών μετώπων

Παρακάτω παρουσιάζονται τρεις τύποι κατασκευών με απορροφητικό μέτωπο και οι μηχανισμοί διάχυσης της κυματικής ενέργειας που τους χαρακτηρίζουν.

2.3.3.1 Διατομή με επικλινή επένδυση και κατάστρωμα πασσάλων (Sloping Revetment with Piled Deck)

Αυτή η διατομή αποτελείται από μια επικλινή επένδυση και κατάστρωμα στηριζόμενο σε πασσάλους. Η ενέργεια από τα κύματα διαχέεται μέσω διατμητικής τριβής και θραύσης του κύματος κατά μήκος της επένδυσης κατά τη διάρκεια της ανόδου και της καθόδου αυτού. Ο ελλιμενισμός των σκαφών και η διαχείριση των εμπορευμάτων και άλλες λιμενικές δραστηριότητες διεξάγονται στο κατάστρωμα της διατομής όπου συστήματα πρόσκρουσης εγκαθίστανται κατά μήκος της εμπρόσθιας ακμής.

Η απόδοση της απορρόφησης του κύματος καθορίζεται κυρίως από την κλίση της επένδυσης, τον τύπο και το μέγεθος των μονάδων θωράκισης. Τα συνηθέστερα υλικά που χρησιμοποιούνται για την επένδυση είναι λιθορριπή, τσιμεντόλιθους, Tetrapods, Accropodes και μονάδες τύπου Dolosse και η κλίση της κυμαίνεται συνήθως από 1:1,5 μέχρι 1:2,0.



Σχήμα 16: Διατομή με επικλινή επένδυση και κατάστρωμα πασσάλων. [Mok, 1999]

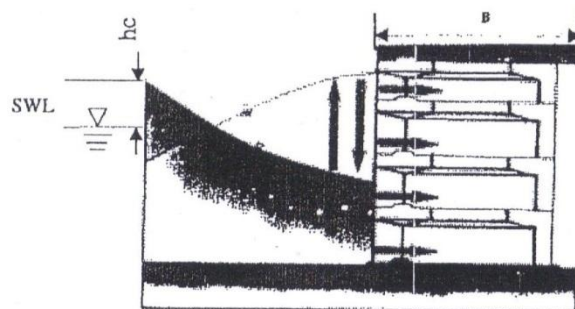
Αυτός ο τύπος κυματοθραύστη έχει το πλεονέκτημα της μεγάλης αποδοτικότητας στη διάχυση της ενέργειας και παρουσιάζει εξίσου θετικά αποτελέσματα σε μεγάλο εύρος τιμών κυματικών συχνοτήτων και τυχαίων γωνιών πρόσπτωσης κυμάτων. Ωστόσο, σε σύγκριση με άλλου τύπου διατάξεις κυματοθραυστών αυτή η κατασκευή απαιτεί μεγάλη περιοχή για να την εγκατάσταση της κεκλιμένης επένδυσης, γεγονός που μπορεί να την καθιστά ακατάλληλη όπου η αποδοτική χρήση του χώρου του λιμένα είναι περιοριστικός παράγοντας. Επίσης, η κατασκευή του καταστρώματος που στηρίζεται σε πασσάλους είναι ακριβή.

2.3.3.2 Διατομή κατακόρυφου κυματοθραύστη με στρώμα εκτροπής της ροής (Vertical Seawall with Baffle Layer)

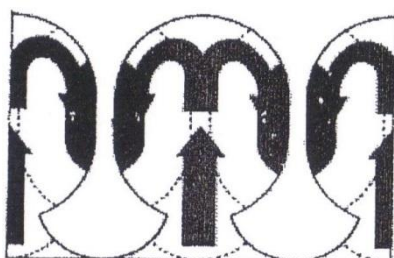
Η διατομή κατακόρυφου κυματοθραύστη με στρώμα εκτροπής της ροής παρουσιάζει εξίσου καλά χαρακτηριστικά στην απορρόφηση ενέργειας και εξυπηρετεί τις συνήθεις δραστηριότητες ενός λιμένα. Το στρώμα εκτροπής μετατρέπει την κάθετη κίνηση των κυμάτων σε οριζόντια ροή. Κατά τη σύγκρουση τα κύματα θραύονται και αλληλοεπιδρούν με τα στερεά όρια μέσα στα κυψελωτά κελιά του στρώματος. Δυο χαρακτηριστικά παραδείγματα συστήματα εφαρμογής αυτού του στρώματος εκτροπής είναι το Igloo και το Warock που αναπτύχτηκαν στην Ιαπωνία στις αρχές του 1970 και τυγχάνουν ευρεία εφαρμογή στα λιμάνια της Ιαπωνίας και της Ταϊβάν.

i. Συστήματα τύπου Igloo (Igloo Block System)

Η έρευνα υποδεικνύει ότι δύο αδιάστατοι παράγοντες επηρεάζουν την απόδοση απορρόφησης κύματος σε ένα μέτωπο από στοιχεία Igloo. Είναι οι λόγοι του βάθους του Igloo προς το μήκος κύματος (B/L) και της υπερύψωσης προς το ύψος κύματος (h_c/H). Όταν ο πρώτος λόγος (B/L) βρίσκεται ανάμεσα στις τιμές 0,14 και 0,19 η διατομή παρουσιάζει τη βέλτιστη απορρόφηση του κύματος. Όταν ο λόγος (h_c/H) είναι μικρότερος από 0,5 η απόδοση της συγκεκριμένης διατομής κρίνεται μη ικανοποιητική. Μελέτες επίσης δείχνουν, ότι ο συντελεστής ανάκλασης σε αυτή τη διατομή είναι περίπου 0,3 για κύματα με περίοδο μικρότερη από 5 sec αλλά αυξάνεται σταδιακά στο 0,5 καθώς η περίοδος του κύματος αυξάνεται μέχρι τα 10 sec. Έχει ακόμηδειχθεί ότι ο συντελεστής ανάκλασης σε αυτή τη διάταξη δεν εξαρτάται από τη γωνία πρόσπτωσης του κύματος.



Σχήμα 17: Τομή μετώπου από στοιχεία Igloo. [Mok, 1999]



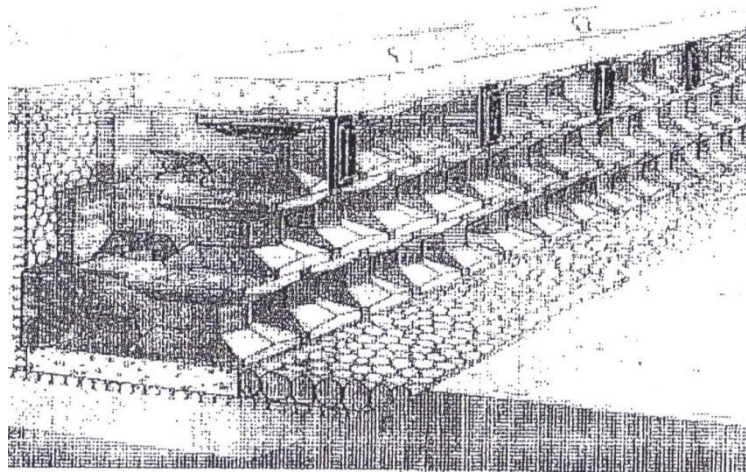
Σχήμα 18: Κάτοψη στοιχείου Igloo. [Mok, 1999]

Τα πλεονεκτήματα του κυματοθραύστη τύπου Igloo φαίνεται να είναι η υψηλή απόδοση της διάχυσης του κύματος η δυνατότητα ελλιμένισης σκαφών και διαχείρισης εμπορευμάτων. Από την άλλη πλευρά, η εγκατάσταση μονάδων Igloo έχει υψηλό κόστος επειδή απαιτούν εξειδικευμένη γνώση στο 'καλούπωμα' και γενικότερα στη μέθοδο κατασκευής.

ii. Συστήματα τύπου Warock (Warock Block System)

Το σύστημα τύπου Warock είναι ένας άλλος τύπος μονάδας από σκυρόδεμα που αναπτύχθηκε στην Ιαπωνία και αποτελείται στο έμπροσθεν μέτωπο από εξάγωνη κολώνα και στο όπισθεν από θάλαμο. Κατασκευάζεται θέτοντας τα 'μπλοκ' κατά μήκος της ακτογραμμής, στοιβάζοντάς τα καθ' ύψος ώστε να φθάσουν το επιθυμητό ύψος και σε τρία μεγέθη για να 'παγιδεύουν' κύματα με διαφορετικό εύρος μήκους που δημιουργούν μικρά σκάφη. Η σταθερότητα και η αντοχή της θεμελίωσης είναι πολύ σημαντικές παράμετροι στην κατασκευή.

Τα πλεονεκτήματα και οι περιορισμοί στον κυματοθραύστη τύπου Warock είναι περίπου όμοια με αυτά του Igloo. Ωστόσο ο κυματοθραύστης Warock είναι λιγότερο επιρρεπής σε επιπλέοντα συντρίμια επειδή ο εσωτερικός θάλαμος του είναι ευθύς με μεγάλο μπροστινό άνοιγμα.



Σχήμα 19: Απορροφητικό μέτωπο τύπου Warock. [Mok, 1999]

2.3.3.3 Απορροφητικό μέτωπο διαμορφωμένο με κυλίνδρους

Τέτοιου τύπου κατασκευές αποτελούνται μπροστά από κατακόρυφο διάτρητο μέτωπο με σχισμές που προκύπτουν από αλληλουχία ορθογωνικών ή κυκλικών κυλίνδρων και από συμπαγές μέτωπο στην όπισθεν παρειά. Αυτοί οι κύλινδροι που τοποθετούνται σε εγγύς αποστάσεις προκαλούν διαχωρισμό στη ροή και διάχυση της ενέργειας των προσπιπτόντων κυμάτων. Αυτός ο τύπος μηχανισμού διάχυσης της ενέργειας είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικός στη μείωση της κυματικής δράσης στο εσωτερικό των λιμένων.

Οι Kakuno και Liu ασχολήθηκαν πραγματοποιώντας εκτεταμένη μελέτη της διάχυσης των κυμάτων σε μια σειρά κατακόρυφων κυλίνδρων λαμβάνοντας υπόψη τον διαχωρισμό της ροής και την διάχυση της ενέργειας μέσω του εμπειρικού συντελεστή f που λαμβάνει σταθερές τιμές ανάλογα το γεωμετρικό σχήμα των κυλίνδρων και ισούνται με

$f=1,5$ για τετραγωνικούς ή ορθογωνικούς και

$f=0,75$ για κυκλικούς κυλίνδρους

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται συνοπτικά το εύρος του συντελεστή ανάκλασης στους διάφορους τύπους κατακόρυφων απορροφητικών μετώπων που παρουσιάστηκαν.

Κατασκευές με κατακόρυφο απορροφητικό μέτωπο	Εύρος συντελεστή ανάκλασης
Κατακόρυφο Διάτρητο Μέτωπο με Θάλαμο κυμάτων	0,2 με 0,6
Διατομή με επικλινή επένδυση και κατάστρωμα πασσάλων	0,2 με 0,5
Διατομή κατακόρυφου κυματοθραύστη με στρώμα εκτροπής	Igloo: 0,3 με 0,5 Warock: $\approx 0,48$

Πίνακας 1: Συντελεστής ανάκλασης σε απορροφητικά μέτωπα. [Mok, 1999]

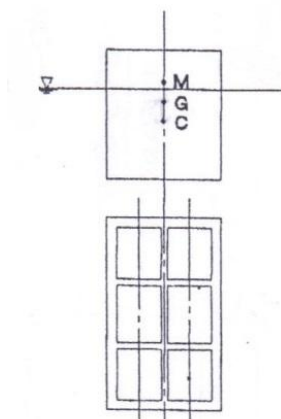
3 Υδροστατική Ευστάθεια

3.1 Υδροστατική ευστάθεια προκατασκευασμένων κιβωτίων

Τα προκατασκευασμένα κιβώτια που χρησιμοποιούνται στην κατασκευής μας είναι μεγάλων διαστάσεων και έχουν μεγάλο βάρος (≈ 3.500 tn). Τα στοιχεία αυτά κατασκευάζονται σε εργοτάξια στην ακτή και για την τοποθέτησή τους στην τελική θέση του έργου απαιτείται ειδικός εξοπλισμός ρυμουλκού. Η ευστάθεια του πλωτού κιβωτίου μελετάται για να αποφευχθεί η ανατροπή ή η ανάπτυξη επικίνδυνης για το caisson κλίση κατά τη διάρκεια της ρυμούλκησης. Η διαδικασία είναι ιδιαίτερα χρήσιμη διότι μια ενδεχόμενη αστοχία θα ήταν επιζήμια τόσο από οικονομικής άποψης όσο και χρονικής, στον προγραμματισμό του έργου.

Για να εξασφαλίσουμε την ευστάθεια ενός caisson στο νερό θα πρέπει να εξετάζουμε αν ικανοποιείται η παρακάτω ισότητα:

$$\frac{I}{V} - \overline{CG} = \overline{GM} \quad (1.3.1)$$



Σχήμα 20: Όψη και κάτοψη caisson. [Mei, 1983]

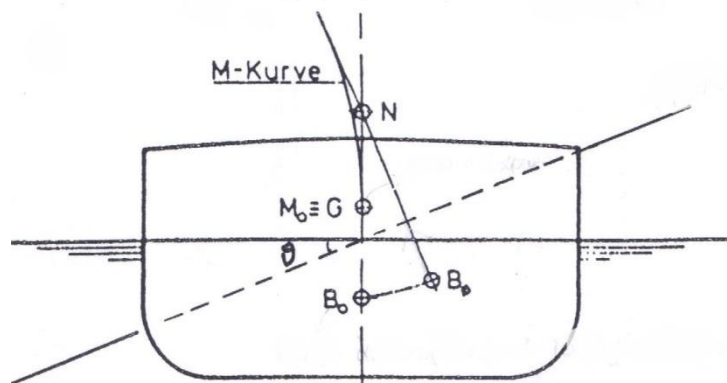
Στην παραπάνω ισότητα:

- V: είναι ο βρεχόμενος όγκος του caisson, δηλαδή ο όγκος του νερού που εκτοπίζεται σε (m^3)
- I: η ροπή αδράνειας κατά τον διαμήκη άξονα της διατομής του κιβωτίου στην ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας σε (m^4)
- C: το κέντρο άνωσης
- G: το κέντρο βάρους του προκατασκευασμένου κιβωτίου
- M: το μετάκεντρο

Για λόγους ασφαλείας η απόσταση $\overline{GM}$ πρέπει να είναι μεγαλύτερη ή ίση από το 5% του βυθίσματος t της κατασκευής.

Η παραπάνω ισότητα εφαρμόζεται όταν η διατομή του caisson είναι συμμετρική και δεν αναμένεται να προκληθεί σημαντική κλίση κατά τη διάρκεια της ρυμούλκησης.

Όταν η (1.3.1) δεν ικανοποιείται αναζητήσουμε με δοκιμές το ύψος μέχρι το οποίο θα πρέπει να γεμίσουμε τις κυψέλες του caisson με έρμα ώστε η σχέση να ικανοποιείται και το caisson να είναι ευσταθές. Τοποθετούμε έρμα ώστε να αυξήσουμε το βύθισμα του στοιχείου. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την μείωση της απόστασης μεταξύ του κέντρου βάρους και του κέντρου άνωσης. Η ελάχιστη απαίτηση ασφαλείας σύμφωνα με τα παραπάνω είναι η θέση του μετακέντρου να ταυτίζεται με αυτή του κέντρου βάρους της κατασκευής.



Σχήμα 21: Μετατόπιση μετακέντρου συναρτήσει της κλίσης. [Mei, 1983]

Στην περίπτωση που το έρμα είναι νερό θα πρέπει να ελέγχουμε την παρακάτω ανισότητα:

$$\frac{I}{V'}(I' - \Sigma i) - \overline{C'G'} > 0 \quad (1.3.2)$$

Ενώ όταν το υλικό του έρματος είναι άλλο (άμμος, πέτρα ή σκυρόδεμα) ελέγχουμε την ακόλουθη σχέση:

$$\frac{I}{V'} - \overline{C'G'} > 0 \quad (1.3.3)$$

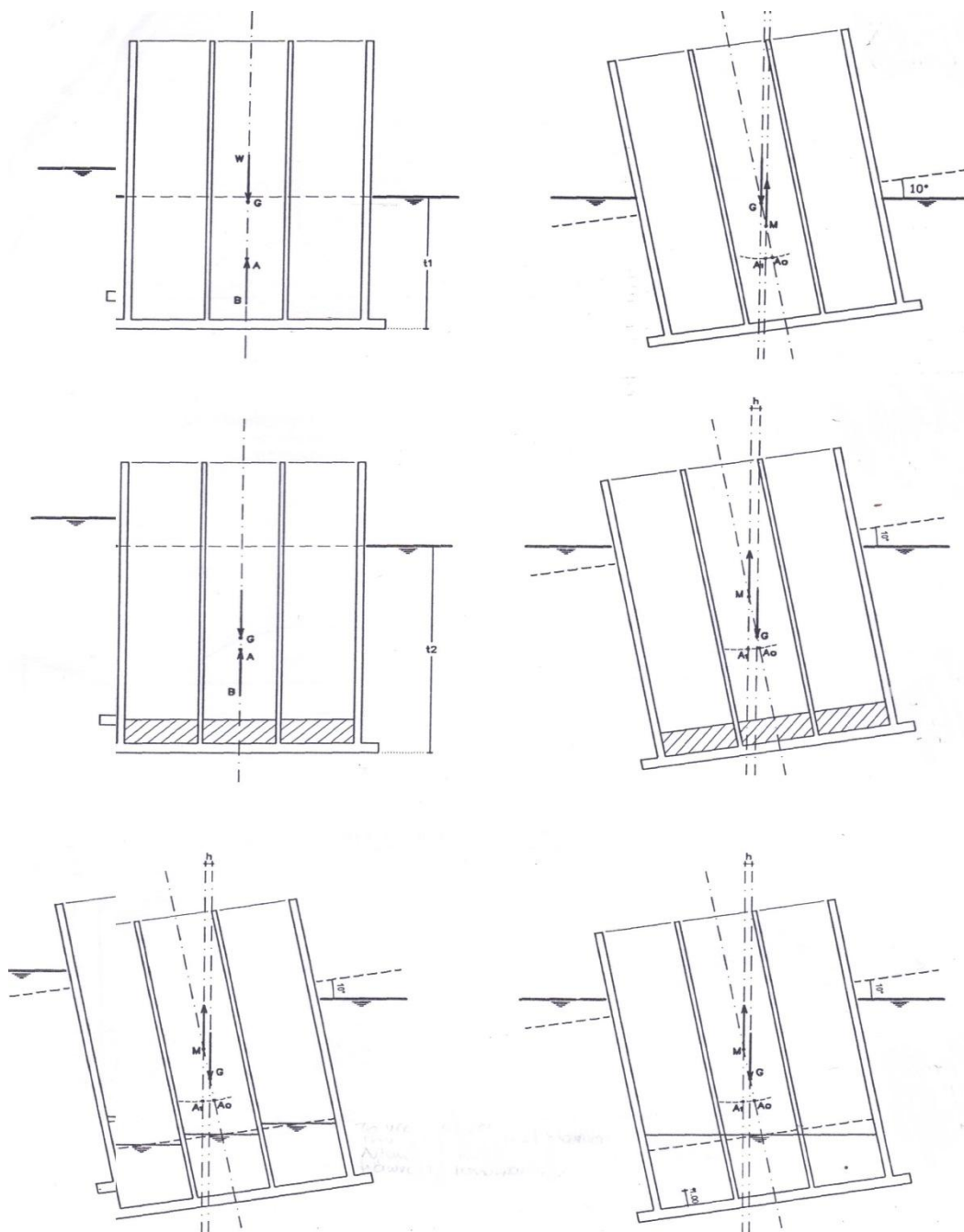
Όπου:

i: η ροπή της αδράνειας του νερού στο εσωτερικό των κυψελών ως προς τον άξονα που είναι παράλληλος στον άξονα στροφής του caisson

V', I', C', G': ο εκτοπιζόμενος όγκος του νερού, η ροπή αδράνειας, το κέντρο άνωσης, το κέντρο βάρους του κιβωτίου με το έρμα, αντίστοιχα.

Στο Σχήμα 22 φαίνονται τρεις περιπτώσεις διατομών προκατασκευασμένου κιβωτίου.

Στην πρώτη, η θέση του μετακέντρου είναι ανάμεσα στο κέντρο βάρους και στο κέντρο άνωσης και αναπτύσσεται ροπή ανατροπής που προκαλεί στροφή της διατομής περί τον διαμήκη άξονα που είναι και ο κρίσιμος (όπως φαίνεται και στο ακόλουθο σχήμα στο διαμήκη άξονα η ροπή ανατροπής θα είναι μεγαλύτερη αφού θα έχει μεγαλύτερο μοχλοβραχίονα).

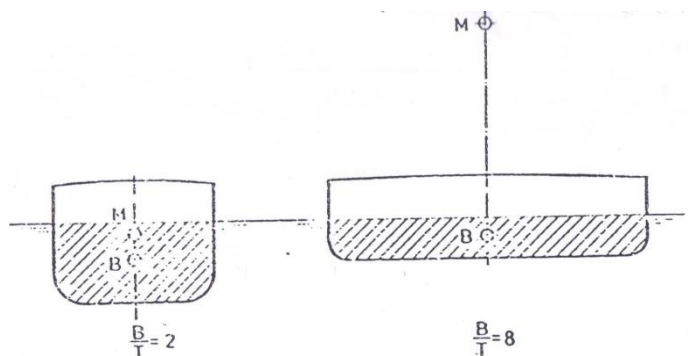


Σχήμα 22: Περιπτώσεις Διατομών. [Μεί, 1983]

Στη δεύτερη παρατηρούμε ότι προστίθεται έρμα από σκυρόδεμα με αποτέλεσμα να αυξήσουμε το βύθισμα και τελικά το μετάκεντρο μετατοπίζεται πάνω από το κέντρο βάρους της διατομής και έτσι αναπτύσσεται ροπή επαναφοράς.

Στο τρίτο σχήμα φαίνονται δύο περιπτώσεις όπου το έρμα που προστίθεται είναι από νερό. Στην πρώτη περίπτωση οι κυψέλες είναι ανεξάρτητες και δεν επικοινωνούν μεταξύ τους μέσω οπών ενώ στη δεύτερη οι κυψέλες επικοινωνούν και το νερό

μοιράζεται ανομοιόμορφα σε αυτές. Τότε, φαίνεται πώς το νερό παίρνει την ίδια κλίση με τη μετατόπιση αυξάνοντας το βάρος της κατασκευής αλλά μειώνοντας τον μοχλοβραχίονα της ροπής.



Σχήμα 23: Αύξηση του μετακεντρικού ύψους με αύξηση του πλάτους. [Mei, 1983]

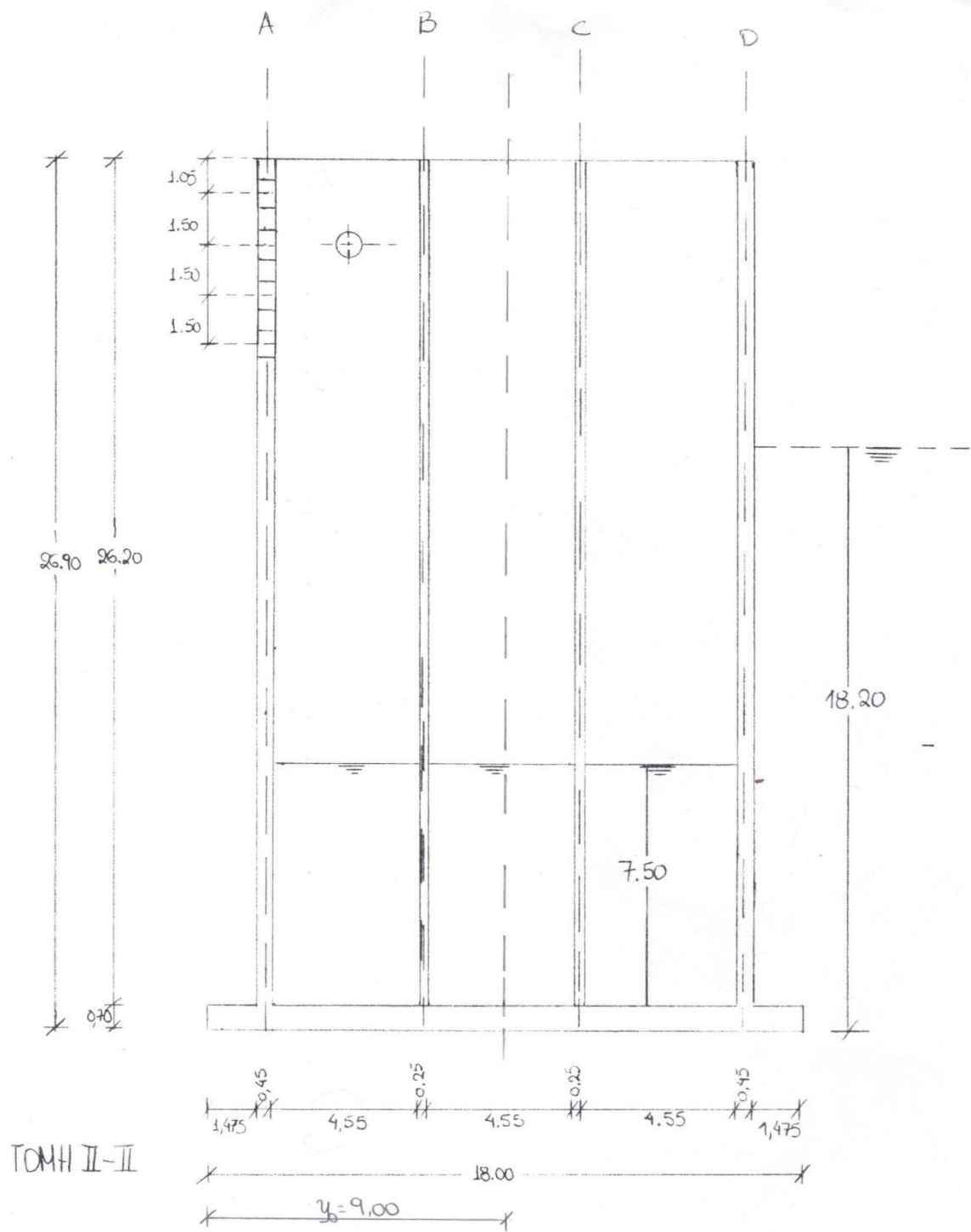
Από τους υπολογισμούς που παρατίθενται στο Παράρτημα προκύπτει ότι το caisson του έργου μας για να είναι ευσταθές κατά τη διάρκεια της ρυμούλκησης του θα πρέπει να γεμισθεί με έρμα νερού ύψους 7,5 m ώστε το μετακεντρικό ύψος του να είναι $GM=0,966 \text{ m} > 5\%$ του βυθίσματος, που είναι 18,2 m. Για την διατομή αυτή υπολογίσθηκε μέσω της ροπής ευστάθειας η κρίσιμη γωνία ανατροπής του κιβωτίου που είναι $\theta=1,22^\circ$ που αντιστοιχεί σε υπομετρική διαφορά μεταξύ των δύο πλευρών του κιβωτίου στην κορυφή του ίση με 0,32 m.



Σχήμα 24: Κυβελωτό κιβώτιο μετά το πέρας της σκυροδέτησης σε κατάσταση πλεύσης [Σιώρης, 1999]



Σχήμα 25: Ρυμούλκηση Κυβελωτού Κιβωτίου προς την τελική θέση πόντισης. [Σιώρης, 1999]



Σχήμα 26: Τομή caisson μετά τη μελέτη υδροστατικής ευστάθειας

4 Φορτία και Έλεγχοι Ευστάθειας

4.1 Φορτία στα εξωτερικά λιμενικά έργα

Τα συνήθη φορτία που καταπονούν τα εξωτερικά λιμενικά έργα με κατακόρυφο μέτωπο προέρχονται από:

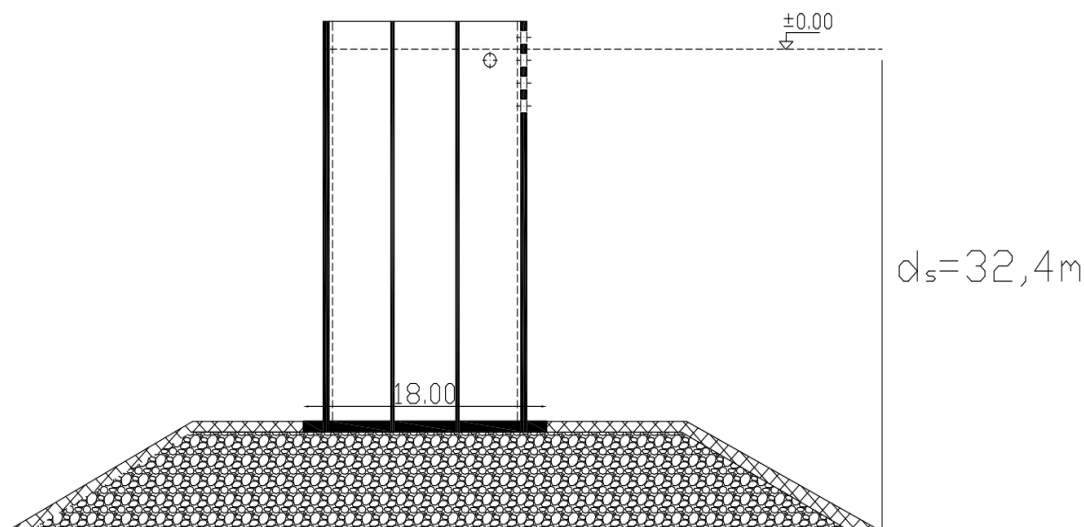
- i. **Τους κυματισμούς** που προσπίπτουν σε αυτό
- ii. **Τα φορτία λειτουργίας** του έργου και
- iii. **Τις ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού**

Για να εκτιμήσουμε **την υδροδυναμική φόρτιση** σε μια λιμενική κατασκευή πρέπει αρχικά να εξετάσουμε αν η τελευταία προσβάλλεται από θραυόμενους κυματισμούς ή μη θραυόμενους για να επιλέξουμε ποια μέθοδος υπολογισμού των πιέσεων δίνει τα σωστά αποτελέσματα. Το κριτήριο για την θραύση των κυμάτων δίνεται από τη σχέση:

$$d/H > 1,5$$

Στο έργο που διερευνούμε, το κύμα σχεδιασμού που επιδρά σε αυτό έχει τα εξής χαρακτηριστικά:

Περίοδος T_s	9,7 sec
Ύψος κύματος H	4,7 m
Βάθος μπροστά από το μέτωπο d	32,4 m



Σχήμα 27: Βάθος d έμπροσθεν του μετώπου

Αντικαθιστώντας τα μεγέθη του παραπάνω πίνακα στο κριτήριο που προαναφέρθηκε

$$d/H = 6,9 > 1,5$$

παρατηρούμε ότι έχουμε μη θραυόμενους κυματισμούς να πλήττουν το μέτωπο.

Η υδροδυναμική φόρτιση για κατασκευές με απορροφητικό μέτωπο υπολογίζεται με την τροποποιημένη μέθοδο Goda για το κύμα σχεδιασμού όταν αυτό διέρχεται από

την κορυφή. Εξαιτίας της αδυναμίας της μεθόδου στον υπολογισμό της κατανομής πιέσεων από τα κύματα όταν αυτά βρίσκονται στην κοιλία χρησιμοποιείται η μέθοδος Sainflou η οποία εκτιμά τις πιέσεις και στις δύο ακραίες θέσεις των κυμάτων (κορυφή και κοιλία). Οι δύο μέθοδοι αναλύονται σε παρακάτω υποκεφάλαια και η υπολογιστική διαδικασία παρουσιάζεται στο Παράρτημα.

Οι ωθήσεις γαιών που αναπτύσσονται στον κυματοθραύστη με κατακόρυφο μέτωπο προκαλούνται από το βάρος του εδαφικού υλικού που βρίσκεται στην ανάντη παρειά του (εάν υπάρχουν, όπως στη διατομή Π-Π της κατασκευής). Στις ωθήσεις γαιών περιλαμβάνονται και οι δράσεις που προκαλούνται από τα κινητά και μόνιμα φορτία του κρηπιδώματος οι οποίες μεταφέρονται στο κατακόρυφο μέτωπο μέσω του εδάφους. Για τον υπολογισμό αυτών των ωθήσεων χρησιμοποιούμε τη μέθοδο Rankine.

Στις κατασκευές με παραθαλάσσια μέτωπα σε σειсмоγενείς περιοχές πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι συνθήκες που επικρατούν στο υπέδαφος κατά τη διάρκεια **του σεισμού**. Τα περισσότερα μόνιμα αποτελέσματα ενός σεισμού γίνονται αισθητά όταν το υπέδαφος, ειδικότερα το έδαφος θεμελίωσης, ρευστοποιείται δηλαδή χάνει την διατμητική του αντοχή προσωρινά. Αυτή η κατάσταση προκύπτει όταν λόγω σεισμού οι χαλαρές εναποθέσεις, τα λεπτόκοκκα, μη συνεκτικά κορεσμένα εδάφη συμπυκνώνονται (γραμμή καθιζήσεων). Το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας αλλά και της πιθανής ρευστοποίησης του πυθμένα λόγω της σύστασής του σε περίπτωση σεισμού, μπορεί να αντιμετωπισθεί με βαθιά δονητική συμπύκνωση των στρωμάτων με υδραυλικό δονητή ώστε να αυξηθεί η πυκνότητα (και κατά συνέπεια η γωνία εσωτερικής τριβής) των στρώσεων αυτών. Σε περίπτωση που η συμπύκνωση του εδάφους δεν είναι εφικτή, η τελική λύση θα μπορούσε να είναι η εκσκαφή 'καναλιού' θεμελίωσης μέχρι τέτοιας στάθμης όπου ο κίνδυνος ρευστοποίησης των υποκείμενων στρώσεων από την σεισμική διέγερση να είναι πολύ περιορισμένος. Αντίθετα, τα συνεκτικά εδάφη δεν κινδυνεύουν από ρευστοποίηση.

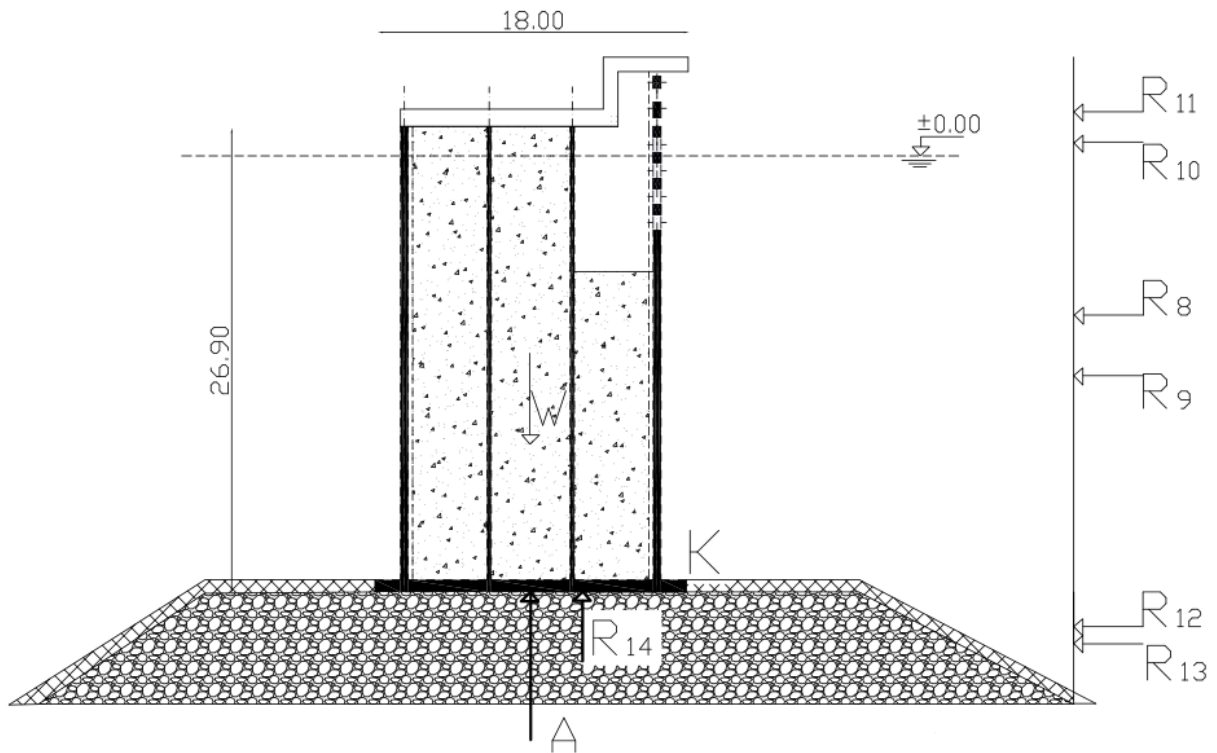
Στα εξωτερικά λιμενικά έργα με πρανή συνήθως δεν κάνουμε σεισμικό σχεδιασμό εκτός και αν σχεδιάζουμε σε σειсмоγενή περιοχή ή το έδαφος θεμελίωσης είναι μαλακό.

Στο παράρτημα γίνεται ο υπολογισμός των ωθήσεων γαιών που αναπτύσσονται στην κατασκευή και παρουσιάζονται αναλυτικά οι δυνάμεις που δρουν σε αυτή.

Επειδή η κατάσταση φόρτισης στο έργο μας αλλάζει επιλέγουμε να εξετάσουμε ως προς τα φορτία και να κάνουμε ελέγχους ευστάθειας σε δύο χαρακτηριστικές διατομές.

Στην πρώτη διατομή (I-I) η δυσμενής κατάσταση φόρτισης αποτελείται από:

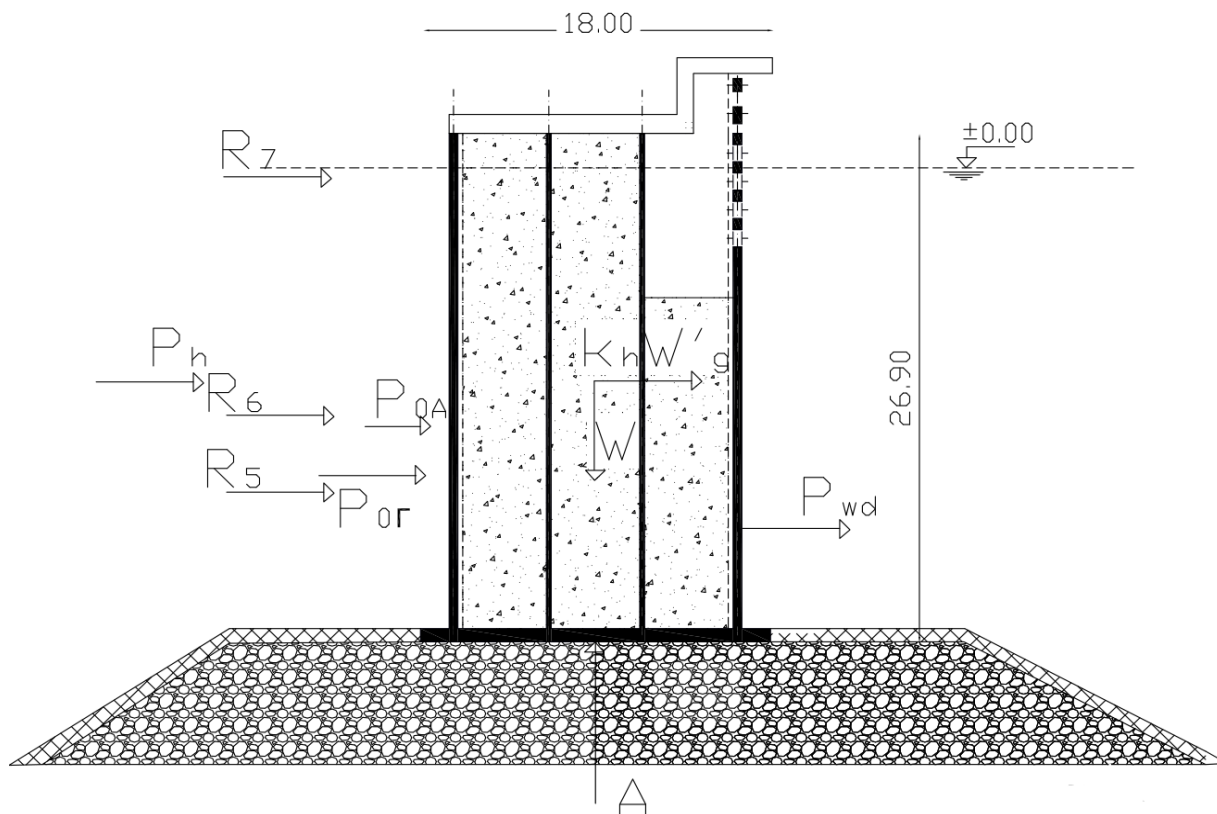
- Δυνάμεις των πιέσεων των κυμάτων όταν βρίσκονται στην κορυφή τις οποίες έχουμε υπολογίσει με την τροποποιημένη μέθοδο Goda (R8 έως R14) και
- από τις ωθήσεις γαιών που προκαλούνται κατά η διάρκεια του σεισμού σχεδιασμού (P_{OA} και P_{OF})



Σχήμα 28: Δυνάμεις στη διατομή I-I

Αντίστοιχα, στη δεύτερη διατομή (II-II) έχουμε:

- Δυνάμεις από πιέσεις όταν το κύμα βρίσκεται στην κοιλία τις οποίες υπολογίζουμε με τη μέθοδο Sainflou (R_5 έως R_7).
- Δυνάμεις από τις ενεργητικές ωθήσεις γαιών που προκαλούνται από τις γαίες στην υπήνεμη παρειά του έργου (P_{OA} και P_{OG}), και
- Οι ωθήσεις που προκαλεί ο σεισμός σχεδιασμού (P_h , P_{wd} , $k_h \cdot W'$)



Σχήμα 29: Δυνάμεις στη διατομή II-II

4.2 Μέθοδος Goda

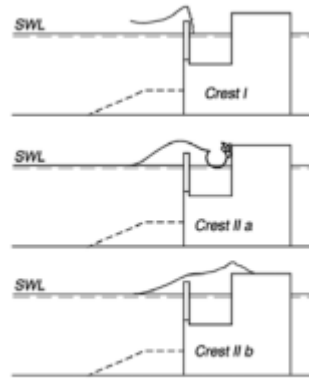
Η επίδραση των κυματισμών στα εξωτερικά λιμενικά έργα με κατακόρυφο μέτωπο εκφράζεται με τις πιέσεις που αναπτύσσονται σε αυτά. Τα κύματα προκαλούν πιέσεις είτε λόγω της ολικής ανάκλασης τους είτε λόγω της θραύσης τους πάνω στο στερεό όριο.

Η μέθοδος Goda αναπτύχθηκε αρχικά το 1973 για το σχεδιασμό κυματοθράυστη με κατακόρυφο μέτωπο υπολογίζοντας την κυματική φόρτιση. Πλεονεκτεί σε σχέση με άλλες μεθόδους διότι εφαρμόζεται για όλες τις κυματικές συνθήκες, δηλαδή και για θραυόμενους και μη θραυόμενους κυματισμούς. Το 1981 οι Tanimoto, Takahashi, and Kitatani τροποποίησαν τη μέθοδο εισάγοντας κατάλληλους συντελεστές για να εκτιμάται η υδροδυναμική φόρτιση σε κατακόρυφα απορροφητικά μέτωπα. Αργότερα η μέθοδος προσαρμόστηκε για τον υπολογισμό των πιέσεων σε κατακόρυφα μέτωπα με επικλινή κορυφή αλλά και κατακόρυφα μέτωπα που δέχονται κρουστικά φορτία από θραυόμενους κυματισμούς.

Η μέθοδος στην περίπτωση κατασκευής κατακόρυφου απορροφητικού μετώπου προβλέπει την ύπαρξη ανοιχτού θαλάμου κυματισμών στην οποία διακρίνει τρεις φάσεις όπου οι δυνάμεις που ασκούνται μεγιστοποιούνται (βλ. Σχ.30):

- i. Φάση I: Οι κυματικές δυνάμεις στο έμπροσθεν μέτωπο (και στο διάτρητο και στο συμπαγές τμήμα του) φθάνουν τη θετική μέγιστη τιμή τους (κορυφή).

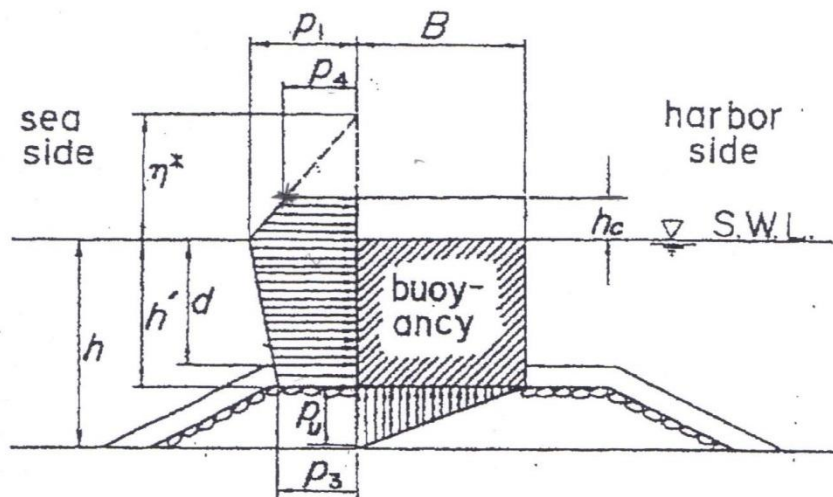
- ii. Φάση-IIa: Κατά τη διάρκεια αυτής της φάσης η δύναμη που ασκείται στον πίσω τοίχο του θαλάμου εκτόνωσης των κυματισμών φθάνει το μέγιστο κρουστικό φορτίο λόγω θραύσης τους.
- iii. Φάση-IIb: Σε αυτή τη φάση, η δύναμη στον τοίχο του θαλάμου εκτόνωσης λαμβάνει την μέγιστη τιμή από το μέγιστο κρουστικό φορτίο λόγω θραύσης των κυματισμών εφόσον είναι όλος πληρωμένος με νερό.



Σχήμα 30: Περιπτώσεις κυμάτων σε κατασκευή με ανοιχτό θάλαμο εκτόνωσης κυματισμών. [CEM, 2006]

Στην κατασκευή μας ο θάλαμος εκτόνωσης των κυματισμών είναι κλειστός γι' αυτό υπολογίζουμε τις πιέσεις και τις δυνάμεις για το κύμα σχεδιασμού στη Φάση-I.

Στη μέθοδο Goda υποθέτουμε ότι η υδροδυναμική πίεση κατά μήκος του έμπροσθεν κατακόρυφου μετώπου έχει τραπεζοειδή κατανομή πάνω και κάτω από τη στάθμη της θάλασσας. Η διαδικασία υπολογισμού παρουσιάζεται στο Παράρτημα όπου και δίνονται οι υπολογισμοί.



Σχήμα 31: Δυνάμεις Goda. [Mok, 1999]

Σημαντική διαφορά με τις άλλες μεθόδους είναι ότι στη μέθοδο Goda αναπτύσσεται στη βάση της κατασκευής μια ανωστική πίεση p_u (uplift pressure) τριγωνικής κατανομής. Η πίεση αυτή έχει αμελητέα τιμή για κανονική κυματική φόρτιση (μικρότερη του σχεδιασμού).

Όπως έχει προαναφερθεί στη Διατομή II-II του έργου δυσμενέστερη κατάσταση φόρτισης προκύπτει από την επαλληλία των ομόρροπων δυνάμεων από τις πιέσεις του κυμάτος όταν βρίσκεται στην κοιλία και από τις ωθήσεις γαιών της ζώνης επίχωσης. Η μέθοδος Goda δε δίνει τιμές για τις πιέσεις που ασκούνται στο μέτωπο όταν το κύμα διέρχεται από την κοιλία. Για το λόγο αυτό θα πρέπει να γίνει χρήση της μεθόδου Sainflou για την εξαγωγή της κατανομής πιέσεων σε αυτή την περίπτωση.

4.3 Μέθοδος Sainflou

Η κλασική θεωρία του Sainflou υπολογίζει την υδροδυναμική πίεση ενός κατακόρυφου μετώπου από τα στάσιμα κύματα που δημιουργούνται έμπροσθεν του. Η μέση στάθμη του στάσιμου κυματισμού μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο βρίσκεται κατά h_{oc} (υπερύψωση για βαθιά νερά) πάνω από τη στάθμη ηρεμούντος ύδατος της θάλασσας εξαιτίας του στάσιμου κυματισμού. Αυτή η υπερύψωση ισούται με:

$$h_{oc} = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L}$$

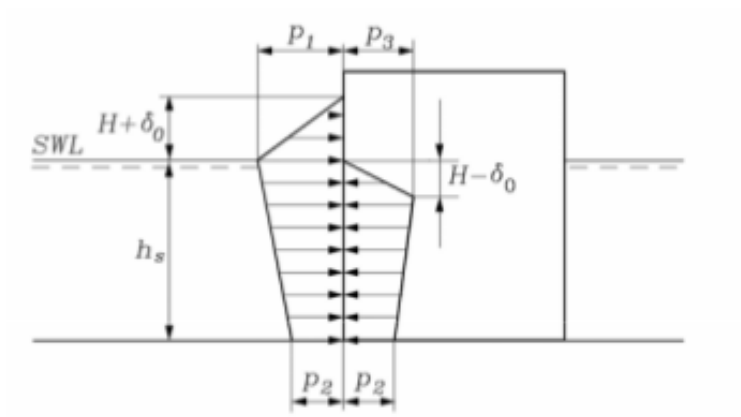
Στην παραπάνω σχέση εμφανίζονται τα εξής μεγέθη:

- H : το ύψος κύματος
- L : το μήκος κύματος
- d : το βάθος της θάλασσας έμπροσθεν του μετώπου

Πρόκειται για γραμμική κατανομή των υδροδυναμικών πιέσεων όταν το κύμα διέρχεται από την κορυφή και από την κοιλία, η οποία υπολογίστηκε από τον Sainflou με χρήση της θεωρίας των ελλειπτικών κυκλοειδών στάσιμων κυμάτων και εμφανίζει την μέγιστη πίεση στον πυθμένα.

Ο υπολογισμός των πιέσεων με τη μέθοδο αυτή σε μέτωπο εξωτερικού λιμενικού έργου του οποίου η προσήνεμη παρειά του βρίσκεται προς την ανοιχτή θάλασσα διαφοροποιείται σε σχέση με αυτόν στα εσωτερικά λιμενικά, διότι η άλλη πλευρά του φορτίζεται από την υδροστατική πίεση της θάλασσας σε ηρεμία.

Το συνολικό διάγραμμα πιέσεων για την προαναφερθείσα κατάσταση εμφανίζεται στο Σχ. 32.

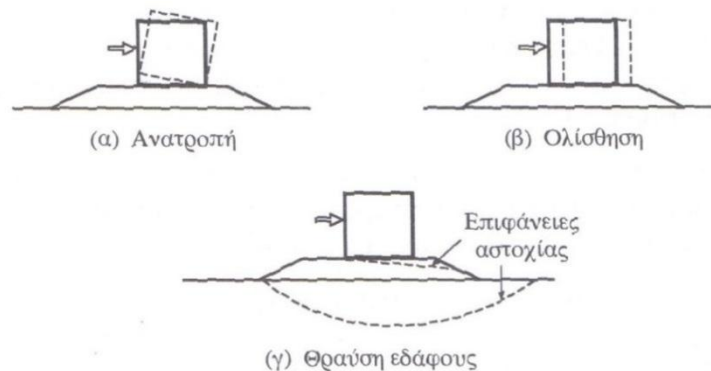


Σχήμα 32: Υδροδυναμικές πιέσεις Saintflou. [CEM, 2006]

4.4 Έλεγχοι βασικών περιπτώσεων αστοχίας

Για την κατασκευή και τον υπολογισμό των εξωτερικών λιμενικών έργων με κατακόρυφο μέτωπο πρέπει να γίνονται έλεγχοι που αφορούν στις βασικές περιπτώσεις αστοχίας. Οι έλεγχοι αυτοί είναι:

- Έλεγχος σε ανατροπή
- Έλεγχος σε ολίσθηση
- Έλεγχος τάσεων έδρασης
- Έλεγχος για την ευστάθεια πρίσματος έδρασης και προστασίας ποδός



Σχήμα 33: Βασικές μορφές αστοχίας έργων με κατακόρυφο μέτωπο. [Μέμος, 2008]

4.4.1 Έλεγχος σε ανατροπή

Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανατροπή

$$v_a = \text{Μευσταθειας} / \text{Μανατροπής}$$

ελέγχεται ως προς το σημείο Κ στον πυθμένα της κατασκευής (στάθμη έδρασης). Οι ροπές ευστάθειας προέρχονται από το ίδιο βάρος που λαμβάνεται υπό άνωση για τα ύφαλα τμήματα του έργου, ενώ οι ροπές ανατροπής από την υδροδυναμική οριζόντια δράση και σε μερικές περιπτώσεις τις ωθήσεις γαιών από τη λιθορριπή.

Ο συντελεστής πρέπει να λαμβάνεται τουλάχιστον ίσος με 2.

$$v_a > 2$$

4.4.2 Έλεγχος σε ολίσθηση

Ο συντελεστής ασφαλείας σε ολίσθηση

$$v_o = T / R_s = n * \Sigma W / R_s$$

όπου οι κατακόρυφες δυνάμεις ευστάθειας στον αριθμητή περιλαμβάνουν το ίδιο βάρος και τη δύναμη της άνωσης η οποία έχει τριγωνική κατανομή και ασκείται στη στάθμη έδρασης της κατασκευής ενώ οι οριζόντιες δυνάμεις που τείνουν να

ανατρέψουν το έργο περιλαμβάνουν την υδροδυναμική οριζόντια δράση και σε μερικές περιπτώσεις τις ωθήσεις γαιών από τη λιθορριπή.

Ο συντελεστής λαμβάνεται συνήθως τουλάχιστον ίσος με 1.5.

$$v_o > 1.5$$

Όταν όμως συνυπάρχει σεισμική επιβάρυνση ο συντελεστής ασφαλείας λαμβάνεται τουλάχιστον ίσος με 1.2.

$$v_o > 1.2$$

Συνοπτικά, σύμφωνα με τους υπολογισμούς που πραγματοποιήθηκαν στο τμήμα των Ελέγχων Επάρκειας (βλ. Μέρος II), παρατηρούμε ότι κρίσιμη για το έργο μας είναι η κατάσταση φόρτισης κατά τη διάρκεια του σεισμού. Επίσης συγκρίνοντας τις δυο διατομές του έργου υπό τη φόρτιση του κύματος σχεδιασμού φαίνεται ότι η πρώτη χωρίς τη ζώνη επιχώσεων έχει πιο μικρούς συντελεστές ασφαλείας σε σχέση με τη δεύτερη. Τέλος, όπως ήταν αναμενόμενο στη διατομή II-II οι συντελεστές ασφαλείας για το κύμα σχεδιασμού όταν βρίσκεται στην κορυφή προκύπτουν αρκετά μεγαλύτεροι από αυτούς όταν το κύμα βρίσκεται στην κοιλία.

Διατομή I-I	Διατομή II-II	
	κορυφή	κοιλία
$v_a=5,82$	$v_a=10,56$	$v_a=7,34$
$v_o=6,97$	$v_o=8,78$	$v_o=7,8$

Πίνακας 2: Συντελεστές ασφαλείας (1)

Δυνάμεις από σεισμό

$v_a=6 > 1,2$
$v_o=4,9 > 1,5$

Πίνακας 3: Συντελεστές ασφαλείας (2)

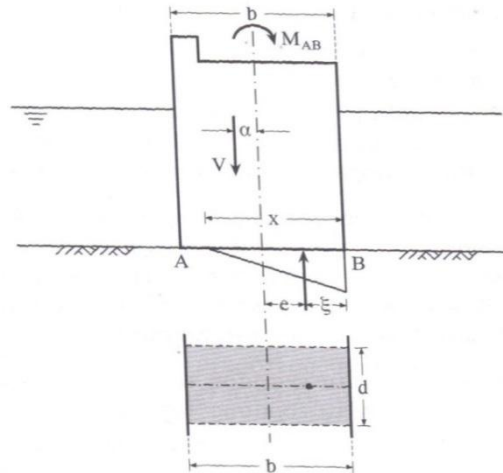
4.4.3 Έλεγχος τάσεων έδρασης

Σε αυτή την περίπτωση ελέγχεται εάν υπερβαίνονται οι επιτρεπόμενες τάσεις εδάφους στη στάθμη θεμελίωσης της κατασκευής. Το έδαφος θεμελίωσης στο έργο μας αποτελείται από λιθορριπή έδρασης και η επιτρεπόμενη ορθή τάση ορίζεται στους 50 t/m^2 .

Στον έλεγχο των τάσεων εκτός από τα μόνιμα, τα υδροδυναμικά και τα σεισμικά φορτία συμπεριλαμβάνουμε και τα κινητά φορτία που προβλέπεται να αναλάβει το έργο.

Η εκκεντρότητα e της αντίδρασης υπολογίζεται:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_E - M_A}{\Sigma W}$$



Σχήμα 34: Έλεγχος τάσεων έδρασης. [Μέμος, 2008]

Έπειτα διακρίνουμε δύο περιπτώσεις:

- i. Αν $e < b/6$ οι τάσεις στα άκρα της κατασκευής A και B είναι :

$$\sigma_A = \frac{\Sigma W}{b \cdot d} * \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right)$$

$$\sigma_B = \frac{\Sigma W}{b \cdot d} * \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right)$$

Όπου:

- b =το πλάτος της κατασκευής=18 m
- d =το βάθος της κατασκευής=31.85 m
- M_e =ροπή ευστάθειας
- M_a =ροπή ανατροπής
- ΣW =κατακόρυφες δυνάμεις ευστάθειας

- ii. Αν $e > b/6$ οι τάσεις στα άκρα της κατασκευής A και B είναι :

$$\sigma_A = 0$$

$$\sigma_B = \frac{2 \cdot \Sigma W}{3 \cdot \xi}$$

Όπου:

- $b, M_e, M_a, \Sigma W$ όπως ορίζονται προηγουμένως και
- $\xi = \frac{M_e - M_a}{\Sigma W} = 7,41 \text{ m}$

Το μήκος x της ενεργού περιοχής των τάσεων είναι $x = 3 \cdot \xi$

Για τον έλεγχο με σεισμική επιβάρυνση επιτρέπεται η αύξηση των επιτρεπόμενων τάσεων εδάφους κατά 50% (δηλαδή $\sigma_{\text{επιτρ}}=1.5*50 \text{ t/m}=75 \text{ t/m}$). Στην περίπτωση αυτή συνίσταται η εκκεντρότητα να είναι μικρότερη του $b/4$ ($e < b/4$).

4.4.4 Ευστάθεια πρίσματος έδρασης και προστασίας ποδός

Επειδή είναι αναγκαίο το έργο με κατακόρυφο μέτωπο να διαθέτει προστασία ποδός τουλάχιστον στην προσήνεμη πλευρά θα υπολογίσουμε το βάρος των λίθων που το αποτελούν με ανάλογο τρόπο του υπολογισμού των λίθων θωράκισης εξωτερικών έργων με πρανή σύμφωνα με τον τύπο του Hudson.

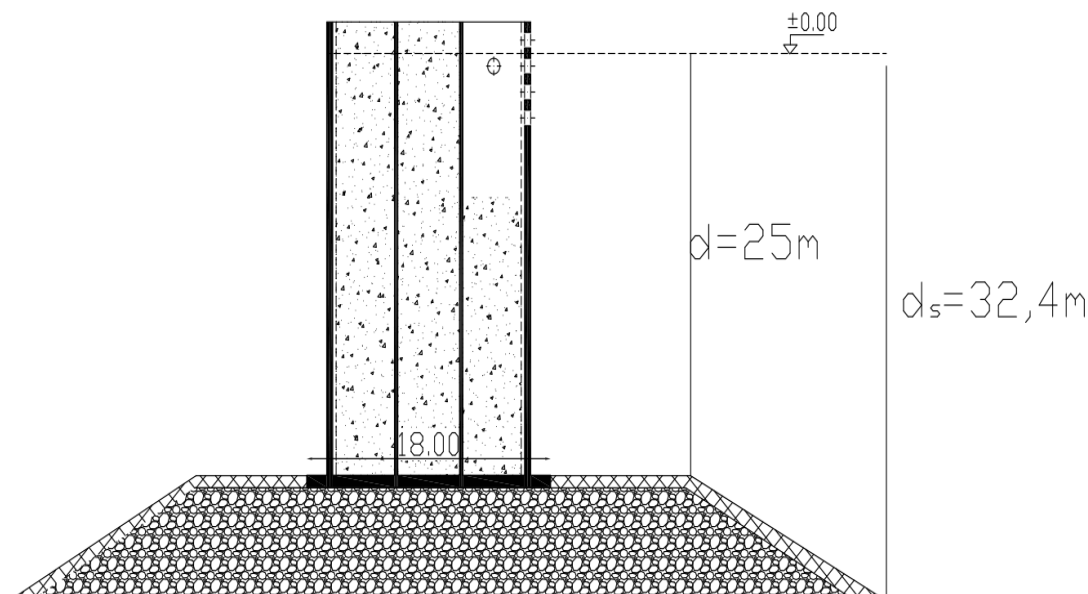
Το βάρος των ογκολίθων προστασίας δίνεται από τον τύπο :

$$B = \frac{\gamma * H^3}{N_s^3 (\delta - 1)^3}$$

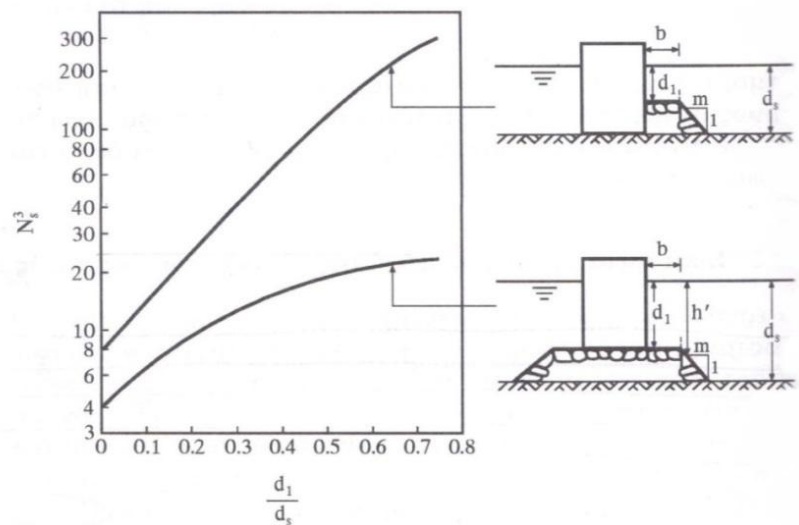
Όπου:

- γ = ειδικό βάρος του πετρώματος των ογκολίθων $= 20 \text{ KN/m}^3 = 2 \text{ t/m}^3$
- H = ύψος κύματος σχεδιασμού το οποίο πρέπει να λαμβάνεται ίσο με το αντίστοιχο κύμα της ανωδομής δηλαδή 4.7 m
- δ = λόγος ειδικών βαρών $\gamma / \gamma_w = 2$
- N_s = αριθμός ευστάθειας που δίδεται από το διάγραμμα του σχήματος 25 το οποίο βασίζεται σε πειραματικά αποτελέσματα

Άρα με $\frac{d_1}{d_s} = \frac{25}{32.4} = 0.7716$ κάνοντας χρήση του Σχ. 35 προκύπτει $N_s^3 = 25$



Σχήμα 35: Βάθος νερού εμπροσθεν του caisson



Σχήμα 36: Σχεδίαση θωράκισης προστασίας ποδός. [Μέμος, 2008]

Τελικά, το βάρος των ογκολίθων ισούται με

$$B=8,3 \text{ t}$$

Η παραπάνω μέθοδος αναφέρεται σε κάθετη πρόσπτωση κυμάτων ενώ για πλάγια μπορεί να έχουμε δυσμενέστερη κατάσταση εξαιτίας του φαινομένου πλάτους στέψης.

5 Συντελεστής ανάκλασης

5.1 Συντελεστής ανάκλασης σε συμπαγές μέτωπο

Η αποτελεσματικότητα της απορρόφησης κυμάτων σε ένα κυματοθραύστη μπορεί να αξιολογηθεί από το συντελεστή ανάκλασης K_r που είναι ποσοτική μέτρηση της ανάκλασης κυμάτων και ορίζεται σαν:

$$K_r = H_r / H_i$$

Όπου:

- H_r = ύψος ανακλώμενου κύματος
- H_i =ύψος προσπίπτοντος κύματος

Η μέγιστη τιμή του συντελεστή ανάκλασης είναι ίση με 1 και περιγράφει μια λιμενική κατασκευή που αντανakλά το σύνολο της κυματικής ενέργειας ενώ η ελάχιστη τιμή (και θεωρητική) είναι 0 και δείχνει πλήρη απορρόφηση της ενέργειας χωρίς ανάκλαση. Γενικά στις συνήθεις λιμενικές κατασκευές ο συντελεστής ανάκλασης ισούται με κάτι λιγότερο από 1 και μεγαλύτερο από το 0.

Οι συμβατικοί κυματοθραύστες με κατακόρυφο συμπαγές μέτωπο έχουν ένα συντελεστή ανάκλασης μεγαλύτερο από 0,9 ενώ οι συμβατικές διατομές με πρανή (κεκλιμένο μέτωπο από χαλίκι) παρουσιάζουν τιμές μικρότερες από 0,6 (Mok K.W.K., 1999).

Η αποδοτικότητα της διάχυσης της κυματικής ενέργειας πρέπει να ελέγχεται με βάση τα χαρακτηριστικά των κυμάτων που εμφανίζονται στην περιοχή που μας ενδιαφέρει. Για τη συλλογή στοιχείων σε τοπικό επίπεδο μπορεί να χρειαστεί η πραγματοποίηση προγράμματος παρακολούθησης των κυμάτων εκ των προτέρων. Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μοντέλο προσομοίωσης κυμάτων από πλοία με σκοπό την απόκτηση της κατάστασης σχεδιασμού.

5.2 Συντελεστής ανάκλασης σε απορροφητικό μέτωπο με οπές

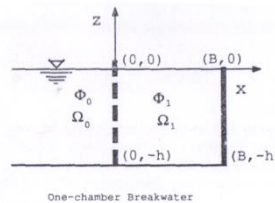
5.2.1 Μελέτες υδροδυναμικής συμπεριφοράς κυματοθραύστη με διάτρητο μέτωπο

Η πρώτη εφαρμογή διάτρητων κυματοθραυστών προτάθηκε από τον Jarlan και από τότε έχουν υιοθετηθεί ευρέως λόγω της μειωμένης κυματικής κίνησης που επιτυγχάνουν στο έμπροσθεν μέρος των κατακόρυφων μετώπων των διατομών. Αρχικά η μελέτη της υδροδυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής ήταν ουσιαστικά προσεγγιστική (Marks και Jarlan, 1968), (Terret, 1968). Μια πρώτη προσπάθεια να εξηγηθεί γενικά το υδραυλικό φαινόμενο παρουσιάστηκε από τους Richey και Sollit (1970). Οι Sawaragi και Iwata (1973, 1978, 1979) ερμήνευσαν το κυματικό σύστημα που παράγεται στην κατασκευή σαν υπέρθεση άπειρου αριθμού οδευόντων κυμάτων. Οι τελευταίοι, προσαρμοσαν την μέθοδο τους χρησιμοποιώντας πειραματικά δεδομένα. Άλλοι συγγραφείς όπως οι Horiguchi (1976), Natale (1983) και Hagiwara (1984) χρησιμοποίησαν μια τυπική μέθοδο διαχωρισμού περιοχής (near-far field) για να λύσουν το πρόβλημα. Οι δύο πρώτοι συντάκτες θεώρησαν το ίδιο βάθος νερού εσωτερικά και εξωτερικά του θαλάμου κυμάτων. Με αυτόν τον τρόπο μείωσαν

σταθερά την πολυπλοκότητα της λύσης του μαθηματικού προβλήματος. Αντίθετα, η γενική προσέγγιση του Hagiwara απαιτεί περίπλοκους υπολογισμούς.

5.2.2 Θεωρητική ανάλυση της μεθόδου των Fugazza και Natale

Ο υπολογισμός του συντελεστή ανάκλασης γίνεται με τη μέθοδο που προτείνουν οι Fugazza και Natale (1992) για βέλτιστο υδραυλικό σχεδιασμό του κυματοθραύστη τύπου Jarlan. Θεώρησαν την κατασκευή του Σχήματος 37 όπου h είναι το βάθος της στάθμης ηρεμούντος ύδατος (Σ.Η.Υ.) και B το μήκος του θαλάμου. Υπέθεσαν το ίδιο βάθος νερού εσωτερικά και εξωτερικά του θαλάμου καθώς επίσης, μονοχρωματικά, και με μικρό πλάτος κύματα που συνήθως προσπίπτουν στην κατασκευή.



Σχήμα 37: Διατομή διάτρητου caisson. [Natale, 1990]

Μετά από αρκετές αλγεβρικές προσεγγίσεις προκύπτει ο τύπος του συντελεστή ανάκλασης K_r (που εκφράζει το λόγο των πλατών του ανακλώμενου προς το προσπίπτον κύμα):

$$K_r = \frac{\sqrt{(C+W^2)^2 + W^2 R^2 (W^2 R^2 + 2C^2 - 2W^2)}}{C^2 + W^2 (1+R)^2}$$

Στον οποίο ορίζονται οι παρακάτω αδιάστατοι συντελεστές:

$$P = lk \quad R = \beta \frac{k}{\omega} \quad W = \tan(kB) \quad C = 1 - PW$$

Στους παραπάνω συντελεστές εμφανίζονται τα μεγέθη:

- L = μήκος κύματος
- H = ύψος κύματος
- d = βάθος νερού από τη στάθμη ηρεμούντος ύδατος (Σ.Η.Υ.)
- B = μήκος θαλάμου του caisson
- l = μήκος πιδάκων νερού η οποία μπορεί να υποτεθεί ίσο με το πάχος του τοίχου b
- k = κυματάριθος που ισούται με $2\pi/L$
- ω = η γωνιακή συχνότητα του οδένοντος κυματισμού

Στο συντελεστή R εμφανίζεται ο συντελεστής β . Πρόκειται για γραμμικός συντελεστής διάχυσης ο οποίος δίνεται από την πεπλεγμένη σχέση:

$$\beta = \frac{8\alpha}{9\pi} H \omega \frac{w}{\sqrt{W^2(R+1)^2 + C^2}} \frac{5 + \cosh(2kh)}{2kh + \sinh(2kh)}$$

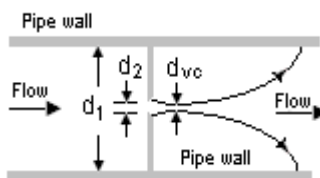
Ο συντελεστής απωλειών ενέργειας α που υπεισέρχεται στον υπολογισμό του β , στη συγκεκριμένη περίπτωση υπολογίζεται μέσω της σχέσης:

$$\alpha = \left(\frac{1}{r C_c} - 1 \right)^2$$

Η επιλογή αυτή γίνεται διότι οι οπές του διάτρητου μετώπου είναι σχετικά μεγάλες, δηλαδή ο λόγος $D/b=2$ όπου:

- D =διάμετρος οπών=0,90 m
- b =πάχος τοίχου διατομής= 0,45 m

Σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιείται η plate orifice formula η οποία είναι μια μέθοδος που περιγράφει τη στένωση και τον διαχωρισμό της ροής που προκαλείται σε μια διατομή αγωγού όταν αυτή μικραίνει από την εισαγωγή μιας πλάκας κάθετα σε αυτόν, με οπή μικρότερης διαμέτρου από την αρχική.



Σχήμα 38: Στένωση διαμέτρου αγωγού.

Χρησιμοποιείται για την μείωση της πίεσης και τον υπολογισμό του ρυθμού ροής του ρευστού. Από αυτή τη μέθοδο λαμβάνουμε το συντελεστή C_c που είναι ο συντελεστής συστολής στη δική μας διατομή για τον πίδακα του νερού που σχηματίζεται στο απορροφητικό μέτωπο. Έπειτα από δεδομένα που παρουσιάστηκαν από τον Kondo (1979) λαμβάνεται ίσος με 0,6, όταν ο λόγος D/b είναι μεγαλύτερος από 0,5.

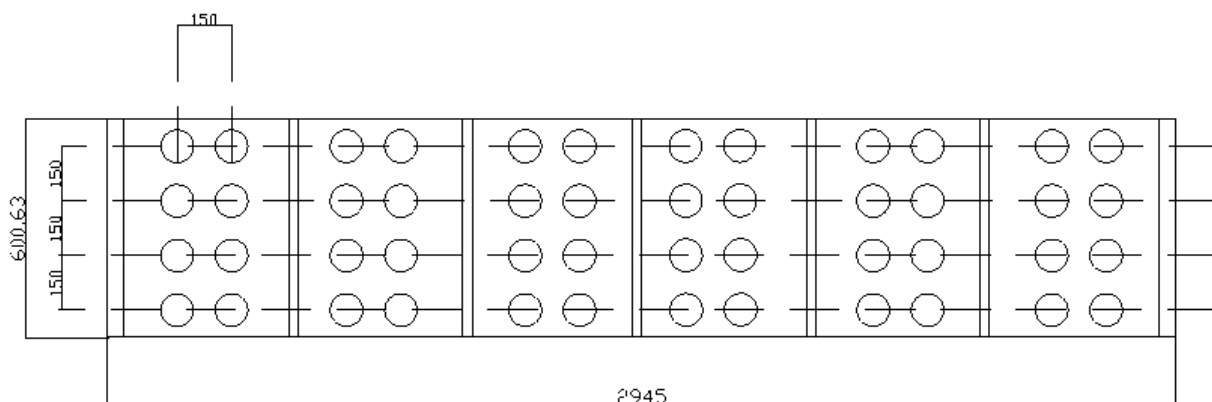
Ο συντελεστής απωλειών α εκτός από τον συντελεστή συστολής εξαρτάται από το πορώδες. Δηλαδή, υπολογίζεται για διαφορετικούς συνδυασμούς σχημάτων οπών και παχών του τοίχου.

Το πορώδες του διάτρητου τοίχου r που ορίζεται ως:

$$r = A_v / (A_v + A_p)$$

Όπου A_v και A_p είναι η περιοχή του διάτρητου και του συμπαγούς τμήματος του τοίχου αντίστοιχα. Η σημασία του πορώδους στη διαδικασία υπολογισμού του συντελεστή ανάκλασης είναι μεγάλη διότι ανάλογα με τις παραδοχές που γίνονται για τον υπολογισμό του υπάρχει μεγάλη διαφοροποίηση στο τελικό αποτέλεσμα του συντελεστή ανάκλασης.

Για τον υπολογισμό των επιφανειών αυτών στο μέτωπο που μελετάμε χρησιμοποιούμε τμήμα του μετώπου. Δηλαδή, υπολογίζουμε μια επιφάνεια με ύψος 6 m κάτω από την Σ.Η.Υ. (βλέπε Σχ. 39) και πλάτος 4,55 όσο το πλάτος B του θαλάμου εκτόνωσης. Η παραδοχή αυτή γίνεται αφότου εξετάσαμε την κατανομή της κινητικής ταχύτητας των υγρών σωματιδίων και παρατηρήσαμε ότι σε αυτό το τμήμα συγκεντρώνεται το μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής κινητικής ενέργειας.



Σχήμα 39: Περιοχή υπολογισμού πορώδους

Πιο συγκεκριμένα, υπολογίσαμε την κατανομή των ταχυτήτων που αναπτύσσονται στο μέτωπο χρησιμοποιώντας τη σχέση που δίνει την οριζόντια συνιστώσα της ταχύτητας από τη θεωρία απειροστού κύματος η οποία είναι:

$$u(x,y,t) = \frac{\pi * H}{T} * \frac{\cosh k(y+h)}{\sinh(k*h)} * \cos(kx - \sigma t)$$

όπου $\sigma = \frac{2\pi}{T}$ η σταθερά περιодικότητας.

Στην παραπάνω εξίσωση αντικαταστήσαμε με:

- $x=0$, διότι υπολογίζουμε τις ταχύτητες μπροστά ακριβώς στο μέτωπο
- $t=0$ για να υπολογίσουμε τις ταχύτητες κατά τη διέλευση της κορυφής του κυματισμού και
- $-h < y \leq 0$ με βήμα 1,5 m για βάθος νερού $h=26,2$ m

Το εύρος της ταχύτητας που προκύπτουν καθ' ύψος του μετώπου φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Διατομή	Στάθμη από Σ.Η.Υ	Εύρος ταλάντωσης u
1	0	1,810320766
2	-1,5	1,697189222
3	-3	1,59267728
4	-4,5	1,496254149
5	-6	1,40743012
6	-7,5	1,325754078
7	-9	1,250811211
8	-10,5	1,182220903
9	-12	1,1196348
10	-13,5	1,062735043
11	-15	1,011232653
12	-16,5	0,964866062

13	-18	0,923399785
14	-19,5	0,886623226
15	-21	0,854349605
16	-22,5	0,826415013
17	-24	0,802677577
18	-25,5	0,783016741
19	-27	0,767332651
20	-28,5	0,755545653
21	-30	0,747595883
22	-31,5	0,743442967
23	-33	0,743065812

Πίνακας 4: Οριζόντια ταχύτητα

Με χρήση των παραπάνω τιμών η κατανομή ταχυτήτων έχει την παρακάτω γραφική παράσταση.



Σχήμα 40: Κατανομή εύρους ταχύτητας

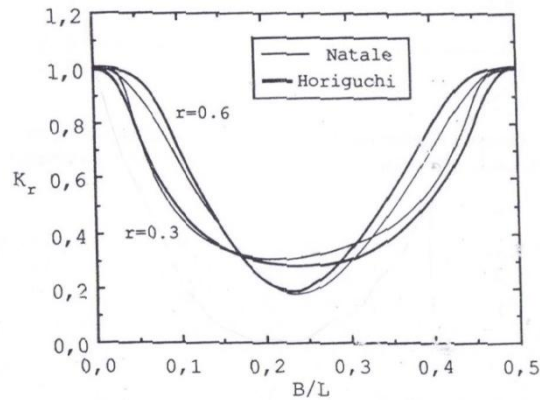
Έπειτα με αριθμητική ολοκλήρωση προκύπτει το ποσοστό της κινητικής ενέργειας που αντιστοιχεί στο ύψος μέχρι το οποίο λάβαμε υπόψη για τον υπολογισμό του πορώδους (≈ -6 m) που ισούνται με 40%. Δηλαδή:

$$E_1/E_{\text{ολικό}}=40\%$$

Από τα παραπάνω πρόεκυψε η τιμή του πορώδους $r=0,137782$.

Η παράπανω διαδικασία προτείνεται για την προκαταρκτική μελέτη και σχεδιασμό μιας νέας διατομής ή για την πρόβλεψη της απόκρισης μιας υφιστάμενης κατασκευής. Ωστόσο, απαιτείται λεπτομερή ανάλυση και δοκιμές με μοντέλα που προσομοιάζουν τις πραγματικές συνθήκες του έργου.

Οι λύσεις που πρότειναν οι Fugazza και Natale φαίνονται στο παρακάτω σχήμα όπου συσχετίζονται με το λόγο B/L για τιμές του πορώδους $r=0,3$ και $0,6$ και συγκρίνονται με θεωρητικά αποτελέσματα της μελέτης του Horiguchi.



Σχήμα 41: Συντελεστής ανάκλασης K_r συναρτήσει B/L . [Natale, 1990]

Από το παραπάνω σχήμα παρατηρούμε ότι και για τις δύο μελέτες ο μικρότερος συντελεστής ανάκλασης προκύπτει για $B/L=0,25$.

Από τους υπολογισμούς που παρουσιάζονται στο Παράρτημα με τη μέθοδο που αναφέρθηκε παραπάνω ο συντελεστής ανάκλασης για το κύμα σχεδιασμού με περίοδο $T_s=9,7$ sec προέκυψε $K_r=0,858$.

Έχοντας $B/L=0,034415$ και $r=0,137782$

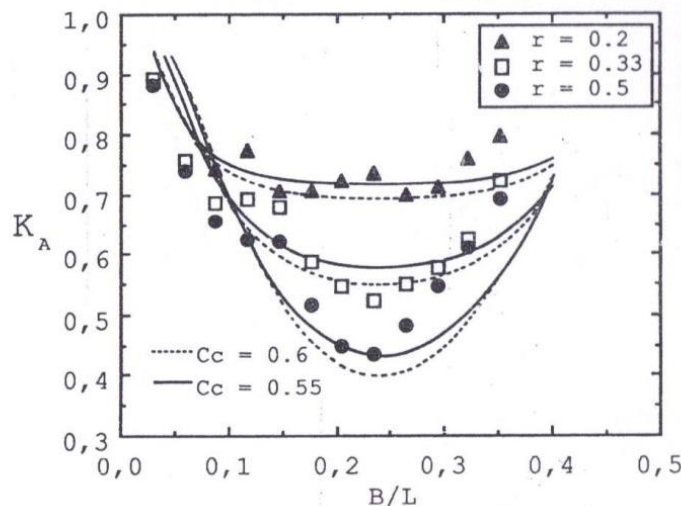
Ο συντελεστής K_r προκύπτει μικρότερος της μονάδας περίπου ίσος με 0,93.

Επειδή όμως η παραπάνω διαδικασία αφορά στο κύμα σχεδιασμού του οποίου η πιθανότητα εμφάνισης αναμένεται να είναι 1 στα 50 έτη υπολογίστηκε ο συντελεστής ανάκλασης με περίοδο T μικρότερη της T_s . Πιο συγκεκριμένα, για $T=7$ sec ο $K_r=0,684$ και για $T=6$ sec ο $K_r=0,665$. Παρατηρούμε ότι οι τιμές του συντελεστή μειώνονται σε σημαντικό βαθμό γεγονός που επιβεβαιώνει την αποδοτικότητα του απορροφητικού μετώπου του κυματοθραύστη.

Επιπρόσθετα, η μέθοδος μας δίνει τη δυνατότητα του υπολογισμού του μειωτικού συντελεστή K_A που είναι ο λόγος του πλάτους, του μερικώς στάσιμου κύματος στο έμπροσθεν μέτωπο του τοίχου, προς το πλάτος του στάσιμου εξ ανακλάσεως σύνθετου κυματισμού μπορεί να υπολογισθεί από τον παρακάτω τύπο:

$$K_A = \frac{\sqrt{(C+W^2R^2+W^2R)^2+C^2W^2}}{C^2+W^2(1+R)^2}$$

Με χρήση αυτού του συντελεστή που υπολογίστηκε $K_A=0,934$ θα γίνει εκτίμηση του ύψους στέψης του μετώπου (βλ. Παράρτημα). Ομοίως με το συντελεστή ανάκλασης K_r παρέχονται διαγράμματα σύγκρισης των θεωρητικών αποτελεσμάτων και πειραματικών δεδομένων για τον συντελεστή K_A .



Σχήμα 42: Μειωτικός συντελεστής K_A για κυματοθραύστη με έναν θάλαμο εκτόνωσης κυματισμών. [Natale, 1990]

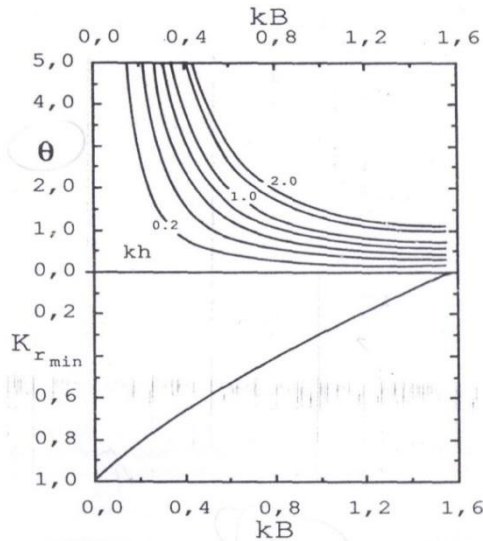
Από την μελέτη τους οι Fugazza και Natale (1992, Hydraulic design of perforated breakwaters) κατέληξαν ότι όταν υπάρχουν συνθήκες συντονισμού η ανάκλαση των κυμάτων είναι η μικρότερη δυνατή. Δηλαδή θεωρητικά στο συντονισμό η διατομή μπορεί να απορροφήσει σχεδόν όλη την ενέργεια. Ακόμη παρατηρήθηκε ότι αυξάνοντας το πορώδες της διατομής με την εισαγωγή ενός ενδιάμεσου τοίχου με οπές θα μπορούσε ίσως να μειωθεί περισσότερο ο συντελεστής K_A και ο συντελεστής ανάκλασης K_r μόνο για τιμές του λόγου D/b μεγαλύτερες του 0,35. Ωστόσο σε αυτή την περίπτωση δε θα ήταν ξεκάθαρη η υδραυλική λειτουργία του θαλάμου και θα επηρεαζόταν η στατική ενίσχυση του λόγω της κίνησης του νερού στο εσωτερικό του.

Τελικά παρατηρούμε ότι ο συντελεστής ανάκλασης εξαρτάται από:

- i. **Το πλάτος του θαλάμου εκτόνωσης**, η αύξηση του οποίου μειώνει τον συντελεστή ανάκλασης μέχρι ένα συγκεκριμένο σημείο πέρα από το οποίο ο συντελεστής αυξάνεται πάλι.
- ii. **Το πορώδες**, με την αύξηση του οποίου ο συντελεστής ανάκλασης μειώνεται.

Οι Fugazza και Natale κατέληξαν σε εξισώσεις που δίνουν τον ελάχιστο συντελεστή ανάκλασης σε συνάρτηση των αδιάστατων παραμέτρων kh και kB , υποθέτοντας ότι η επίδραση της αδράνειας στο εσωτερικό του θαλάμου θεωρείται αμελητέα και ο αδιάστατος συντελεστής που υπάρχει στον τύπο υπολογισμού του K_r , $C=1$.

Με χρήση αυτών των εξισώσεων διαμόρφωσαν ένα νομογράφημα που για δεδομένη τιμή των ποσοτήτων kh και kB δίνει την αντίστοιχη τιμή για τον ελάχιστο συντελεστή ανάκλασης.



Σχήμα 43: Συντελεστής ανάκλασης K_{rmin} . [Natale, 1990]

Στο απορροφητικό μέτωπο που ασχολούμαστε στα πλαίσια αυτής της εργασίας με χρήση του παραπάνω σχήματος (Σχ. 43) και των αδιάστατων μεγεθών:

$$kh=1,539$$

$$kB=0,216$$

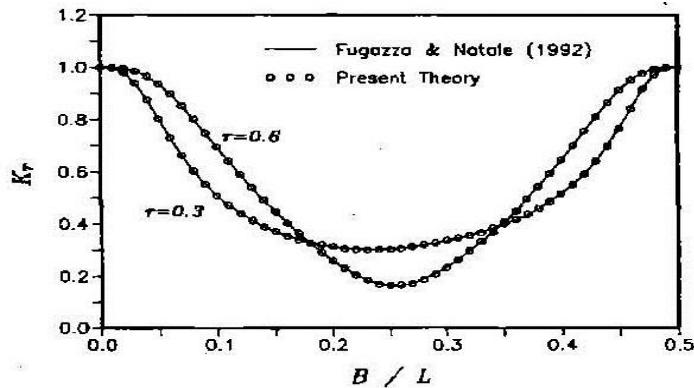
ο K_{rmin} προκύπτει περίπου ίσος με 0,8 για το κύμα σχεδιασμού όσος δηλαδή έχει υπολογιστεί και στο παράρτημα.

5.3 Συντελεστής ανάκλασης σε απορροφητικό μέτωπο με πρόσκρουση πλάγιων κυματισμών

Τα περισσότερα από τα μοντέλα που έχουν αναπτυχθεί για τον υπολογισμό του συντελεστή ανάκλασης σε διάτρητο μέτωπο αφορούν σε περιπτώσεις όπου τα κύματα προσπίπτουν κάθετα στο κατακόρυφο μέτωπο της κατασκευής και μπροστά από αυτή ο πυθμένας είναι επίπεδος. Σύμφωνα με μελέτες που διεξήχθησαν στο Korea Ocean Research & Development Institute από τους Kyung Duck Suh και Woo Sun Park χρησιμοποιώντας την μέθοδο Galerkin-eigenfunction (που αναπτύχθηκε πρώτα από τον Massel το 1993) κατάφεραν να εκτιμήσουν το συντελεστή ανάκλασης ενός διάτρητου μετώπου προκατασκευασμένου κιβωτίου με έναν θάλαμο εκτόνωσης που θεμελιώνεται σε επίχωμα με λιθορριπή για πρόσπτωση κυματισμών με αυθαίρετη/τυχαία γωνία.

Οι Suh και Park συνέκριναν τα θεωρητικά αποτελέσματα της μεθόδου τους με αυτά που προκύπτουν από την Fugazza-Natale (1992) για επίπεδο πυθμένα και με πειραματικά αποτελέσματα του Ijima (1978) για πρόσκρουση πλάγιων κυματισμών.

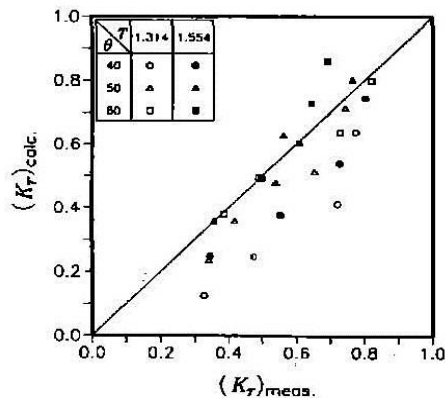
Αρχικά, εφαρμόστηκαν οι δύο θεωρίες με τα ίδια δεδομένα (για επίπεδο πυθμένα δηλαδή και όμοια χαρακτηριστικά κύματος σχεδιασμού και γεωμετρικά χαρακτηριστικά της κατασκευής) και τα παραγόμενα αποτελέσματα έρχονται σε πλήρη ταύτιση.



Σχήμα 44: Συντελεστής Ανάκλασης. [Suh, 1995]

Έπειτα προκειμένου να εξεταστεί η επίδραση του πυθμένα με επίχωμα από λιθορριπή στο συντελεστή ανάκλασης άλλαξε η κλίση του πυθμένα το βάθος νερού έμπροσθεν του μετώπου αλλά και τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής. Από τα αποτελέσματα που εξήχθησαν φάνηκε ότι ο συντελεστής ανάκλασης που υπολόγισαν οι Suh και Park είναι ελαφρώς μεγαλύτερος από αυτόν που υπολογίζεται από τη μέθοδο των Fugazza-Natale. Η διαφορά αυτή μεταξύ των δύο μεθόδων αυξάνεται όταν πρόκειται για περιπτώσεις όπου έχουμε υψηλό επίχωμα με ήπια κλίση.

Τέλος, το μοντέλο χρησιμοποιήθηκε για εξαγωγή θεωρητικών τιμών συντελεστή ανάκλασης για περιπτώσεις προσπίπτοντων κυματισμών υπό γωνία. Οι τιμές αυτές συγκρίθηκαν με πειραματικά δεδομένα του Ijima (1978) και προέκυψε ότι το θεωρητικό μοντέλο έτεινε να υποεκτιμά τον συντελεστή ανάκλασης αλλά σε γενικές γραμμές υπήρχε αποδεκτή συμφωνία μεταξύ των τιμών.



Σχήμα 45: Σύγκριση συντελεστή ανάκλασης Suh-Park και πειραματικών τιμών Ijima. [Suh, 1995]

Συμπερασματικά, φάνηκε ότι όταν τα κύματα προσπίπτουν υπό τυχαία γωνία στο κατακόρυφο μέτωπο ο συντελεστής ανάκλασης ελαχιστοποιείται όταν

$$B \cos \theta / L = 0,25$$

Στον επόμενο πίνακα φαίνονται οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν από τον Ijima (1978) και παρατηρούμε ότι για την ίδια γωνία πρόσπτωσης ο συντελεστής ανάκλασης

μειώνεται με την αύξηση του πλάτους του θαλάμου εκτόνωσης των κυματισμών. Για το ίδιο πλάτος του θαλάμου φαίνεται από τα θεωρητικά αποτελέσματα, ότι όσο αυξάνεται η γωνία πρόσπτωσης μειώνεται ο συντελεστής ανάκλασης. Επίσης, είναι εμφανής η αύξηση της τιμής του συντελεστή για μεγαλύτερες τιμές της περιόδου των κυματισμών.

T (s)	Θ (°)	B (cm)	$B \cos \Theta / L$	$(K_r)_{\text{meas.}}$	$(K_r)_{\text{calc.}}$
1.314	40	20	0.077	0.774	0.637
		30	0.115	0.720	0.411
		40	0.154	0.473	0.245
		50	0.192	0.326	0.124
	50	20	0.065	0.744	0.711
		30	0.097	0.652	0.510
		40	0.129	0.417	0.354
		50	0.162	0.339	0.233
	60	20	0.050	0.820	0.798
		30	0.075	0.729	0.635
		40	0.101	0.488	0.494
		50	0.126	0.386	0.378
1.554	40	20	0.063	0.802	0.744
		30	0.094	0.727	0.539
		40	0.126	0.552	0.375
		50	0.157	0.344	0.247
	50	20	0.053	0.765	0.799
		30	0.079	0.562	0.625
		40	0.105	0.539	0.475
		50	0.132	0.356	0.353
	60	20	0.041	0.691	0.861
		30	0.061	0.645	0.729
		40	0.082	0.608	0.602
		50	0.102	0.497	0.491

Πίνακας 5: Τιμές Ijima. [Suh, 1995]

5.4 Υπερύψωση και ύψος στέψης

Ο υπολογισμός της αναμενόμενης υπερύψωσης που προκαλείται από την ανάκλαση του στάσιμου κύματος σε ένα λιμενικό έργο με κατακόρυφο μέτωπο είναι απαραίτητος για την εκτίμηση του ύψους του στηθαίου του μετώπου. Το ύψος στέψης ενός μετώπου αποτελεί σημαντικό στοιχείο της μορφής του διότι ελέγχει την ποσότητα υπερπήδησης του έργου από τους κυματισμούς. Όταν η στάθμη στέψης του μετώπου είναι χαμηλότερα από την αναρρίχηση του κύματος γίνεται υπερπήδηση του μετώπου και μέρος των κυματισμών εισέρχονται στη λιμενολεκάνη επηρεάζοντας τη θαλάσσια ηρεμία σε αυτήν.

Σημαντική παράμετρος, η οποία πρέπει να υπεισέρχεται στον σχεδιασμό ενός έργου με σκοπό την ανακοπή της κυματικής υπερπήδησης είναι και η μη περιβαλλοντική – κυρίως η οπτική- όχληση, η οποία προκαλείται από υψηλής στάθμης στέψης θαλάσσια έργα.

Έπειτα από μελέτες για την αναρρίχηση του κύματος και την κυματική υπερπήδηση οι ερευνητές έχουν καταλήξει ότι αυτές στη φάση σχεδιασμού μπορούν να μειωθούν με :

- i. Την ήπια κλίση του θαλασσίου μετώπου
- ii. Την αύξηση της τραχύτητας και της διαπερατότητας του μετώπου
- iii. Την αύξηση του εύρους στέψης του έργου

Δηλαδή, διατομές έργων με απότομες κλίσεις συνεπάγονται μεγαλύτερη παροχή κυματικής υπερπήδησης, η οποία μειώνεται στις ηπιότερες κλίσεις για συγκεκριμένες κυματικές συνθήκες και δεδομένη στάθμη ύδατος. Καθώς επίσης σε διατομές με πρηνή, η διαπερατότητα του πρηνούς και η τραχύτητα του υλικού συνεισφέρει στη μειωμένη παροχή υπερπήδησης.

Η κλασική θεωρία του Sainflou υπολογίζει την υπερύψωση για πλήρη ανάκλαση του στάσιμου κύματος με ψευδοστατική μέθοδο που υπερεκτιμά τις φορτίσεις για κυματισμούς μεγάλης κυρτότητας μέσω του τύπου:

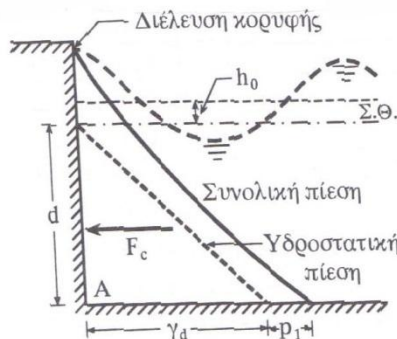
$$h_{oc} = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L}$$

Η μέθοδος αυτή τροποποιήθηκε από τους Minche-Rundgren με την εισαγωγή του συντελεστή ανάκλασης.

Τελικά η μέση στάθμη του στάσιμου κυματισμού μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο βρίσκεται κατά h_o υψηλότερα από τη στάθμη ηρεμούντος ύδατος (Σ.Η.Υ.) και για βαθιά νερά υπολογίζεται ως εξής:

$$h_o = \frac{1+\chi}{2} * \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L}$$

Η παραπάνω σχέση μπορεί να εφαρμοσθεί μόνο για μη θραυόμενους κυματισμούς, ενώ στην περίπτωση που ο κυματισμός είναι θραυόμενος πάνω στην κατασκευή ($d < 1,5 H$) οι έννοιες της υπερύψωσης και της αναρρίχησης του μετώπου χάνουν το νόημά τους.



Σχήμα 46: Μετατόπιση Μέσης Στάθμης Θάλασσας κατά h_0 . [Μέμος, 2008]

Σύμφωνα με τη θεωρία του Sainflou το ύψος στέψης δε θα πρέπει να είναι μικρότερο από το άθροισμα του ύψους κύματος σχεδιασμού με την υπερύψωση.

$$d_{\sigma\tau\eta\theta\alpha\iota\omicron\nu 1} = H + h_0$$

Χρησιμοποιώντας το συντελεστή K_A που ορίζεται ως ο λόγος του πλάτους, του μερικώς στάσιμου κύματος στο έμπροσθεν μέτωπο του τοίχου, προς το πλάτος του στάσιμου εξ ανακλάσεως σύνθετου κυματισμού ($2 \cdot H$) το ύψος στέψης υπολογίζεται από το άθροισμα:

$$d_{\sigma\tau\eta\theta\alpha\iota\omicron\nu 2} = K_A \cdot H + h_0$$

Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τους υπολογισμούς (βλ. Παράρτημα) συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα.

T (sec)	H (m)	h_0 (m)	K_A	$d_{\sigma\tau\eta\theta\alpha\iota\omicron\nu 1}$ (m)	$d_{\sigma\tau\eta\theta\alpha\iota\omicron\nu 2}$ (m)
9,7	4,7	0,535	0,934	5,235	4,925

Πίνακας 6: Ύψος στέψης

6 Συμπεράσματα

Στην πλαίσια της παρούσας διπλωματικής αναλύθηκαν τα μεγέθη που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια της μελέτης μιας κατασκευής κυματοθραύστη με απορροφητικό μέτωπο σε δύο χαρακτηριστικές διατομές του έργου όπου μεταβάλλεται η κατάσταση φόρτισής του. Σκοπός της εργασίας ήταν ο έλεγχος επάρκειας του συγκεκριμένου έργου κατά τη διάρκεια της κατασκευής του αλλά και λειτουργίας του.

Αρχικά εξετάστηκε η υδροστατική του ευστάθεια κατά τη ρυμούλκησης του στην τελική θέση τοποθέτησης. Από τους υπολογισμούς προέκυψε ότι θα πρέπει κατά τη μεταφορά του να γεμίσει με έρμα 7,5 m νερού ώστε να αυξηθεί το μετακεντρικό ύψος και να μην υπάρξει κίνδυνος ανατροπής του.

Στη συνέχεια, εκτιμήθηκαν τα φορτία που δρουν στο έργο. Υπολογίσθηκαν οι πιέσεις με τη μέθοδο Goda όπως τροποποιήθηκε από τους Takahashi, Shimosako, και Kitatani (1981) για διατομές με κατακόρυφο απορροφητικό μέτωπο με caisson και με τη μέθοδο Sainflou. Η μέθοδος Sainflou χρησιμοποιήθηκε διότι παρατηρήθηκε ότι στη Διατομή II-II η κρίσιμη κατάσταση φόρτισης του έργου αποτελείται από τις δυνάμεις που ασκούνται στα προκατασκευασμένα κιβώτια όταν οι κυματισμοί διέρχονται από την κοιλία. Οι δυνάμεις τότε είναι ομόρροπες με τις ωθήσεις γαιών που προκαλεί η ζώνη επίχωσης όπισθεν του έργου. Η δυσμενέστερη αυτή φόρτιση επιβεβαιώθηκε αργότερα με τον υπολογισμό των ροπών ανατροπής που αναπτύσσονται στη Διατομή II-II οι οποίες προέκυψαν για την περίπτωση που το κύμα βρίσκεται στην κορυφή $M_{av}=1856,39 \text{ t}^*\text{m}$ ενώ για την κοιλία $M_{av}=2670,16 \text{ t}^*\text{m}$. Για το λόγο αυτό δεν ήταν δυνατή η χρήση της μεθόδου Goda στη Διατομή II-II διότι υπολογίζει την κατανομή πιέσεων μόνο όταν ο κυματισμός διέρχεται από την κορυφή. Έπειτα λαμβάνοντας υπόψη και τις ωθήσεις γαιών που προκαλεί το δυναμικό φαινόμενο του σεισμού πραγματοποιήθηκαν οι έλεγχοι ευστάθειας (βλ. Μέρος II) από τους οποίους προέκυψε ότι η κατασκευή δεν κινδυνεύει να αστοχήσει στις βασικές περιπτώσεις αστοχίας.

Για την αξιολόγηση της αποδοτικότητας του απορροφητικού μετώπου που διαμορφώνεται με κυκλικές οπές στο πάνω μέρος του υπολογίσαμε τον συντελεστή ανάκλασης (βλ. Παραρτήματα) με τη μέθοδο των Natale και Fugazza ο οποίος προέκυψε $K_r=0,858$ για το κύμα σχεδιασμού της κατασκευής. Επειδή το κύμα σχεδιασμού είναι αρκετά δυσμενές οι ίδιοι υπολογισμοί έγιναν για κυματισμούς μικρότερης περιόδου με συχνότερη πιθανότητα εμφάνισης. Για κύματα με $T=7 \text{ sec}$ ο $K_r=0,684015$ ενώ για κύματα με $T=6 \text{ sec}$ έχουμε $K_r=0,66524$. Σε αυτές τις περιπτώσεις ο συντελεστής ανάκλασης προσεγγίζει το άνω όριο των τιμών που εμφανίζονται στις διατομές έργων με πρηνή ($K_r=0,6$, Mok K.W.K., 1999).

Τέλος, στην προσπάθεια εκτίμησης του ύψους του στηθαίου του έργου παρατηρήσαμε ότι αυτό που υπολογίζεται με την τιμή του ύψους κύματος σχεδιασμού που δίνεται μέθοδο Goda $H=9,18 \text{ m}$ υπερεκτιμά πολύ την τιμή του σε σχέση με τη μέθοδο Sainflou που κάνει μια περισσότερο ρεαλιστική εκτίμησή του. Για το λόγο αυτό το ύψος στέψης υπολογίζεται με την τιμή του ύψους κύματος σχεδιασμού από τη μέθοδο Sainflou $H=4,7 \text{ m}$. Η νέα στάθμη ταλάντωσης του κύματος εκτιμάται με δύο τρόπους (βλ. Παραρτήματα). Αφενός με την κλασική θεωρία του Sainflou που

προκύπτει 5,235 m και αφετέρου με το μειωτικό συντελεστή που δίνεται από τη μέθοδο των Natale και Fugazza 4,925 m αντίστοιχα.

Από τα παραπάνω επαληθεύεται η επιλογή τοποθέτησης του συγκεκριμένου τύπου κυματοθραύστη, αφού παρουσιάζει εξίσου καλή συμπεριφορά ως προς την απορρόφηση της κυματικής ενέργειας όσο και ως προς τη ευστάθεια του.

ΜΕΡΟΣ ΙΙ: Έλεγχοι Επάρκειας

ΜΕΡΟΣ II: Έλεγχοι Επάρκειας

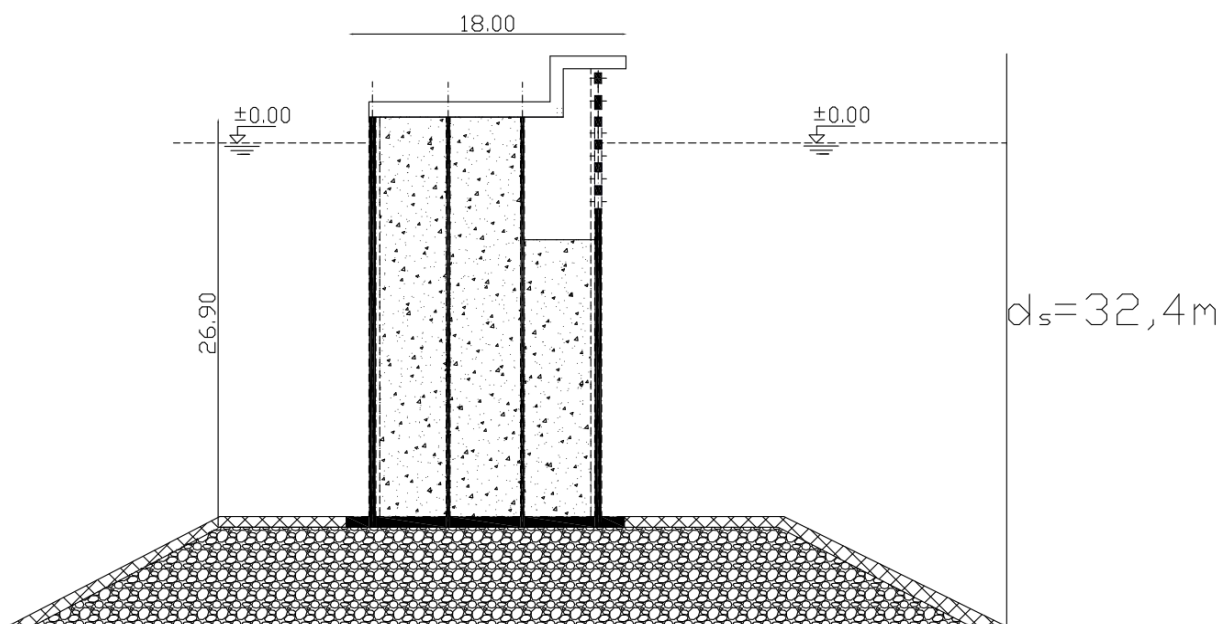
Για τον υπολογισμό των εξωτερικών λιμενικών έργων με κατακόρυφο μέτωπο πρέπει να γίνονται έλεγχοι που να περιλαμβάνουν τις βασικές περιπτώσεις αστοχίας. Οι έλεγχοι αυτοί πρέπει να αφορούν στους δυσμενείς συνδυασμούς φορτίσεων για όλα τα στάδια της κατασκευής. Για τον παραπάνω λόγο είναι αναγκαίος ο υπολογισμός των δυνάμεων που ασκούνται στις διατομές του έργου που μελετάμε ο οποίος παρουσιάζεται στο Παράρτημα.

Επειδή είναι εξαιρετικά σπάνιο να ασκηθούν ταυτόχρονα οι δυνάμεις λόγω σεισμού και λόγω του κύματος αναφοράς, είναι πολύ δυσμενές να υπολογίσουμε τους συντελεστές ανατροπής και ολίσθησης λαμβάνοντας υπόψη και τις δύο ομάδες δυνάμεων. Για το λόγο αυτό εκτιμώνται χωριστά.

1 Διατομή I-I

Στη Διατομή I-I οι δυνάμεις που ασκούνται στο μέτωπο οφείλονται:

- Στις υδροδυναμικές πιέσεις
- Και στις ωθήσεις γαιών λαμβάνοντας υπόψη το φαινόμενο του σεισμού



Σχήμα 47: Διατομή I-I της κατασκευής

Ο παρακάτω πίνακας παρουσιάζει τις δυνάμεις που ασκούνται στο μέτωπο εξαιτίας των πιέσεων των κυμάτων όπως έχουν υπολογισθεί στο Παράρτημα με τη μέθοδο Goda:

Δυνάμεις (t/m)	Μοχλοβραχίονες e (m)
$R_8=7.65$	$e_8=16.67$
$R_9=190.4975$	$e_9=12.5$
$R_{10}=10.6315$	$e_{10}=26.83$
$R_{11}=24.013$	$e_{11}=27.75$
$R_{12}=7,659$	$e_{12}=2,47$
$R_{13}=41,07$	$e_{13}=3,7$
$R_{14}=40$	$e_{14}=6$
$W=2642.38$	$e_w=9$
$A=463.5$	$e_A=9$

Πίνακας 7: Δυνάμεις Goda

Η ροπή ανατροπής M_{av3} που προκαλούν οι $R_8, R_9, R_{10}, R_{11}, R_{12}, R_{13}$ προς το εσωτερικό της λιμενολεκάνης (ως προς το σημείο K) είναι:

$$M_{av3}=(R_8 \cdot e_8)+(R_9 \cdot e_9)+(R_{10} \cdot e_{10})+(R_{11} \cdot e_{11})-(R_{12} \cdot e_{12})-(R_{13} \cdot e_{13})=3289,47 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Η ροπή ευστάθειας ΣM_w υπολογίζεται από τις κάθετες δυνάμεις του ίδιου βάρους της κατασκευής και της άνωσης:

$$\Sigma M_w=(W \cdot e)-(A \cdot e)-(R_{14} \cdot e_{14})=19369,927 \text{ t} \cdot \text{m}$$

1.1 Έλεγχος σε ανατροπή

Ο συντελεστής ανατροπής:

$$v_a = \text{Μευσταθειας} / \text{Μανατροπή} = \Sigma M_w / M_{av3} = 5.89 > 2$$

1.2 Έλεγχος σε ολίσθηση

Ο συντελεστής ολίσθησης:

$$v_o = T / R_s = n \cdot \Sigma W / R_s = 6,97 > 1.5$$

Όπου:

- $\Sigma W = W - A - R_{14} = 2138.88 \text{ t/m}$,
- $R_s =$ συνισταμένη δύναμη $= 184,063 \text{ t/m}$ και
- $n =$ συντελεστής ολίσθησης $= \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi$ ή 0.6 για επιφάνεια τριβής σκυροδέματος-λιθορριπής

1.3 Έλεγχος τάσεων έδρασης

Η εκκεντρότητα e της αντίδρασης υπολογίζεται ως εξής:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_e - M_a}{\Sigma W} = 1.482 \text{ m}$$

Επειδή $e > b/6$ ($=1.5 \text{ m}$) οι τάσεις στα άκρα της κατασκευής A και B είναι :

$$\sigma_A = 0$$

$$\sigma_B = \frac{2 \cdot \Sigma W}{3 \cdot \xi} = 189,62 \text{ t/m}$$

Όπου:

- $b = \text{το πλάτος της κατασκευής} = 18 \text{ m}$
- $\xi = \frac{M_E - M_A}{\Sigma W} = 7,52 \text{ m}$
- $M_E = \text{ροπή ευστάθειας} = 19369,927 \text{ t} \cdot \text{m}$
- $M_A = \text{ροπή ανατροπής} = 3289,47 \text{ t} \cdot \text{m}$
- $\Sigma W = W - A - R_{14} = 2138.88 \text{ t/m}$
- Και $x = 3 \cdot \xi = 22,56 \text{ m}$ το μήκος της ενεργού περιοχής των τάσεων

1.4 Έλεγχος σε ολίσθηση και ανατροπή σε σεισμό

Ο συντελεστής ολίσθησης για τις δυνάμεις των ωθήσεων γαιών με σεισμό είναι:

$$v_o = \mu \cdot \frac{V}{H} = 6 > 1.2$$

Όπου:

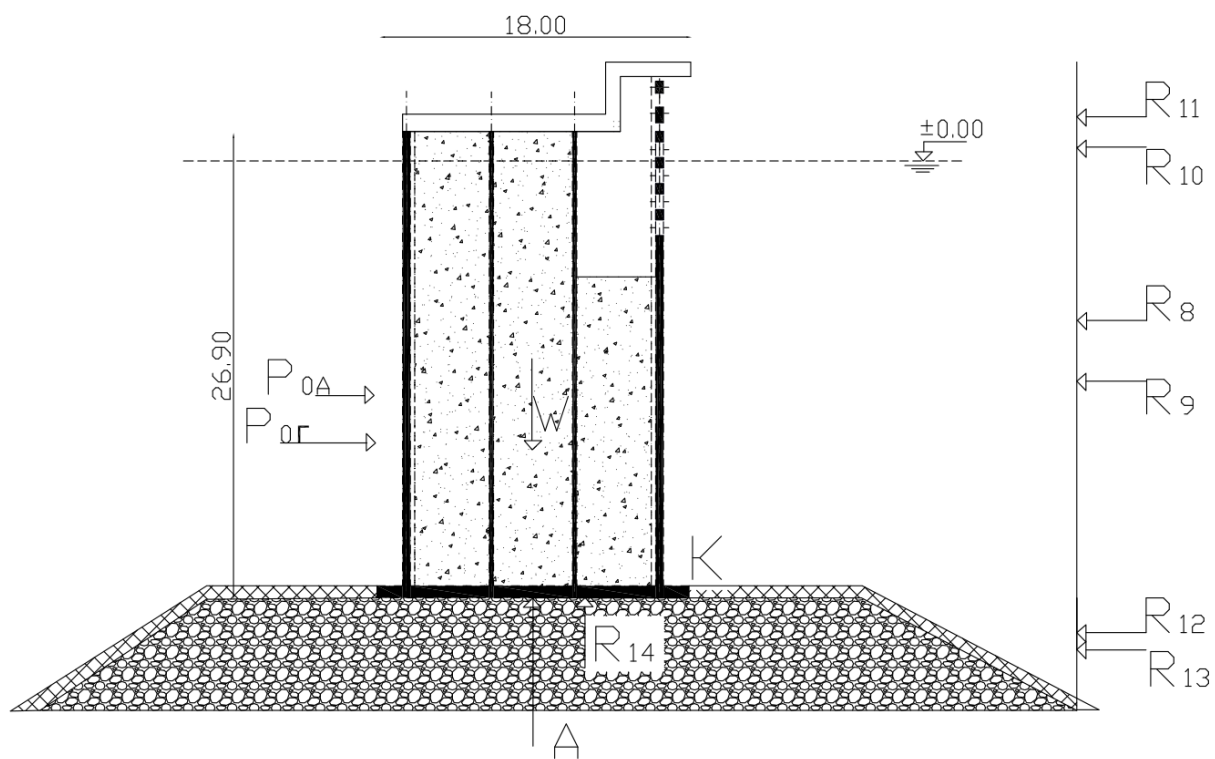
- $V = \text{δυνάμεις ευστάθειας} = W - A = 2642.38 - 463.5 = 2178.88 \text{ t/m}$
- $H = \text{δυνάμεις ανατροπής} = P_h + P_{dw} + k_h \cdot W'_g = 364.633 \text{ t/m}$
- $\mu = \text{συντελεστής ολίσθησης} = \frac{2}{3} \cdot \tan \varphi$ ή 0.6 για επιφάνεια τριβής σκυροδέματος - λιθορριπή

Ο συντελεστής ανατροπής για τις δυνάμεις των ωθήσεων γαιών με σεισμό είναι:

$$v_a = M_{\text{ευσταθειας}} / M_{\text{ανατροπής}} = 4.96 > 1.5$$

Όπου:

- $M_{\text{ευσταθειας}} = (W - A) \cdot e = 19609.92 \text{ t} \cdot \text{m}$
- $M_{\text{ανατροπής}} = P_h \cdot e_h + P_{dw} \cdot e_{dw} + (k_h \cdot W'_g) \cdot e = 3951.64 \text{ t} \cdot \text{m}$

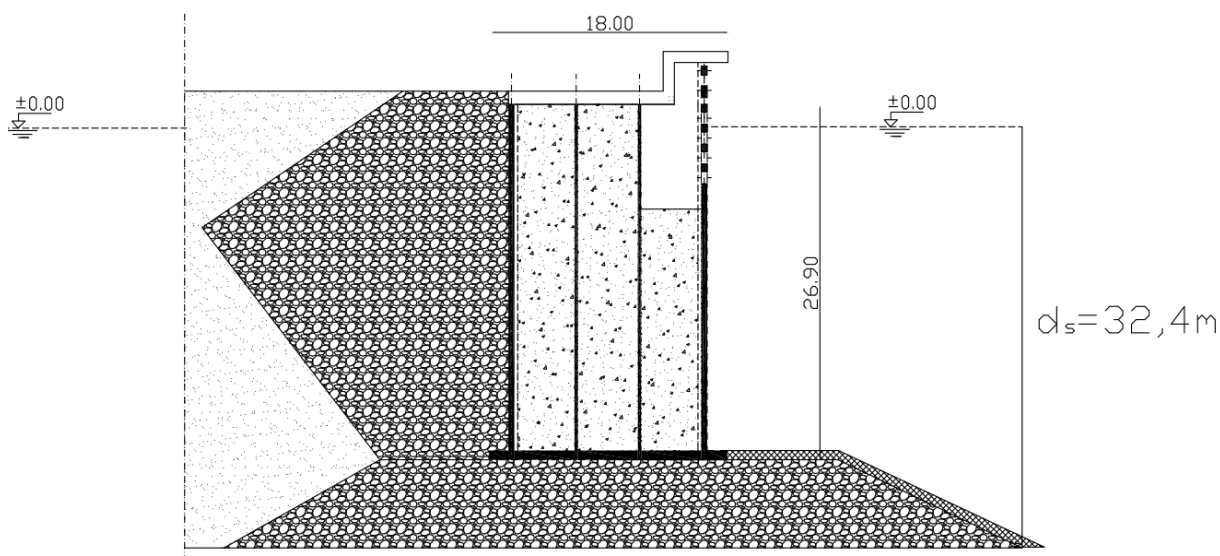


Σχήμα 48: Δυνάμεις στη Διατομή I-I

2 Διατομή II-II

Οι δυνάμεις που ασκούνται στη **Διατομή II-II** του έργου η οποία όπισθεν του κατακόρυφου μετώπου έχει ζώνη επιχώσεων- οφείλονται:

- Στις υδροδυναμικές πιέσεις
- Στις ενεργητικές ωθήσεις γαιών
- Και στις ωθήσεις γαιών λαμβάνοντας υπόψη το φαινόμενο του σεισμού



Σχήμα 49: Διατομή II-II

2.1 Α' Περίπτωση: Το κύμα σχεδιασμού διέρχεται από την κορυφή

Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται συνοπτικά οι υπολογισμένες δυνάμεις (βλέπε Παράρτημα) όταν το κύμα βρίσκεται **στην κορυφή**:

Δυνάμεις (t/m)	Μοχλοβραχίονες e (m)
$R_1=0,2875$	$e_1=16.67$
$R_2=120,75$	$e_2=12.5$
$R_3=12,79$	$e_3=26.76$
$W=2642.38$	$e_w=9$
$A=463.5$	$e_A=9$

Πίνακας 8: Δυνάμεις μεθόδου Saintflou (στην κορυφή)

Η **ροπή ανατροπής** $M_{αν1}$ που προκαλούν οι R_1 , R_2 , R_3 , R_4 , προς το εσωτερικό της λιμενολεκάνης (ως προς το σημείο K) είναι:

$$M_{av1}=(R_1 \cdot e_1)+(R_2 \cdot e_2)+(R_3 \cdot e_3)=1856,39 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Η **ροπή ευστάθειας ΣM_w** υπολογίζεται από τις κάθετες δυνάμεις του ίδιου βάρους της κατασκευής και της άνωσης:

$$\Sigma M_w=(W \cdot e)-(A \cdot e)=19609.927 \text{ t} \cdot \text{m}$$

2.1.1 Έλεγχος σε ανατροπή

Ο συντελεστής ανατροπής:

$$v_a=M_{ευσταθειας}/M_{ανατροπής} = \Sigma M_w/M_{av1} = 10,56 > 2$$

2.1.2 Έλεγχος σε ολίσθηση

Ο συντελεστής ολίσθησης:

$$v_o=T/R_s = n \cdot \Sigma W/R_s = 8.78 > 1.5$$

Όπου:

- $\Sigma W=W-A=2178.88 \text{ t/m}$,
- R_s = συνισταμένη δύναμη = 133,83 t/m και
- n =συντελεστής ολίσθησης= $\frac{2}{3} \cdot \tan \varphi$ ή 0.6 για επιφάνεια τριβής σκυροδέματος -λιθορριπής

2.1.3 Έλεγχος τάσεων έδρασης

Η εκκεντρότητα e της αντίδρασης υπολογίζεται ως εξής:

$$e=\frac{b}{2}-\frac{M_{\varepsilon}-M_{\alpha}}{\Sigma W}=0.964 \text{ m}$$

Επειδή $e < b/6$ ο έλεγχος πυρήνα ικανοποιείται και οι τάσεις στα άκρα της κατασκευής A και B είναι :

$$\sigma_A=\frac{\Sigma W}{b \cdot d} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b}\right)=2.579 \text{ t/m}$$

$$\sigma_B=\frac{\Sigma W}{b \cdot d} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b}\right)=5.002 \text{ t/m}$$

Όπου:

- b =το πλάτος της κατασκευής=18 m
- d =το βάθος της κατασκευής=31.85 m
- M_{ε} =ροπή ευστάθειας
- M_{α} =ροπή ανατροπής
- $\Sigma W=W-A=2178.88 \text{ t/m}$

2.2 Β' Περίπτωση: Το κύμα σχεδιασμού διέρχεται από την κοιλία

Συγκεντρωτικά οι δυνάμεις με τους αντίστοιχους μοχλοβραχίονες όταν το κύμα βρίσκεται **στην κοιλία** είναι:

Δυνάμεις (t/m)	Μοχλοβραχίονες e (m)
$R_5=0.489$	$e_5=8,14$
$R_6=73,96$	$e_6=12,21$
$R_7=0,868$	$e_7=24.62$
$W=2642.38$	$e_w=9$
$A=463.5$	$e_A=9$

Πίνακας 9: Δυνάμεις από Sainflou (στην κοιλία)

Η **ροπή ανατροπής** M_{av2} που προκαλούν οι R_5 , R_6 , R_7 , προς το εσωτερικό της λιμενολεκάνης (ως προς το σημείο K) είναι:

$$M_{av2}=[(0.489*8,14) + (73,96*12,21) + (0,868*24.62)]+[(89.5125*18.75) + (2.7175*23.33)]=2670.16 \text{ t*m}$$

Για τον υπολογισμό της ροπής ανατροπής M_{av2} λάβαμε υπόψη και τις δυνάμεις από τις ωθήσεις γαιών που προκαλούνται από τη ζώνη επίχωσης που υπάρχει στη Διατομή II-II της μελέτης μας.

Η **ροπή ευστάθειας** ΣM_w υπολογίζεται από τις κάθετες δυνάμεις του ίδιου βάρους της κατασκευής και της άνωσης :

$$\Sigma M_w=(W*e)-(A*e)=19609.927 \text{ t*m}$$

Σε αυτή την περίπτωση για τον έλεγχο σε ολίσθηση και ανατροπή υπάρχουν και οι ενεργητικές ωθήσεις γαιών που ασκούνται στην ανάντη παρειά του caisson και είναι ομόρροπες με τις δυνάμεις των υδροστατικών πιέσεων όταν το κύμα βρίσκεται στην κοιλία.

2.2.1 Έλεγχος σε ανατροπή

Ο συντελεστής ανατροπής υπολογίζεται ακολούθως:

$$v_a=M_{ευσταθειας}/M_{ανατροπής} = \Sigma M_w/M_{av2} = 7.34 > 2$$

Όπου:

- $M_{ευσταθειας} = \Sigma M_w = 19609.92 \text{ t*m}$
- $M_{ανατροπής} = M_{av2} = 2670.16 \text{ t*m}$

2.2.2 Έλεγχος σε ολίσθηση

Ο συντελεστής ολίσθησης είναι:

$$v_o=T/R_{\zeta} = n * \Sigma W/R_{\zeta} = 7.8 > 1.5$$

Όπου:

- $\Sigma W = W - A = 2178.88 \text{ t/m}$,
- $R_s = \text{συνισταμένη δύναμη} = 0.489 + 73.96 + 0.868 + 2.7175 + 89.5125 = 167.547 \text{ t/m}$
- $n = \text{συντελεστής ολίσθησης} = \frac{2}{3} * \tan \varphi$ ή 0.6 για επιφάνεια τριβής σκυροδέματος –λιθορριπής

2.2.3 Έλεγχος τάσεων έδρασης

Η εκκεντρότητα e της αντίδρασης υπολογίζεται:

$$e = \frac{b}{2} - \frac{M_e - M_a}{\Sigma W} = 1.204 \text{ m}$$

Επειδή $e < b/6$ οι τάσεις στα άκρα της κατασκευής A και B είναι :

$$\Sigma A = \frac{\Sigma W}{b * d} * \left(1 - \frac{6 * e}{b}\right) = 2.276 \text{ t/m}$$

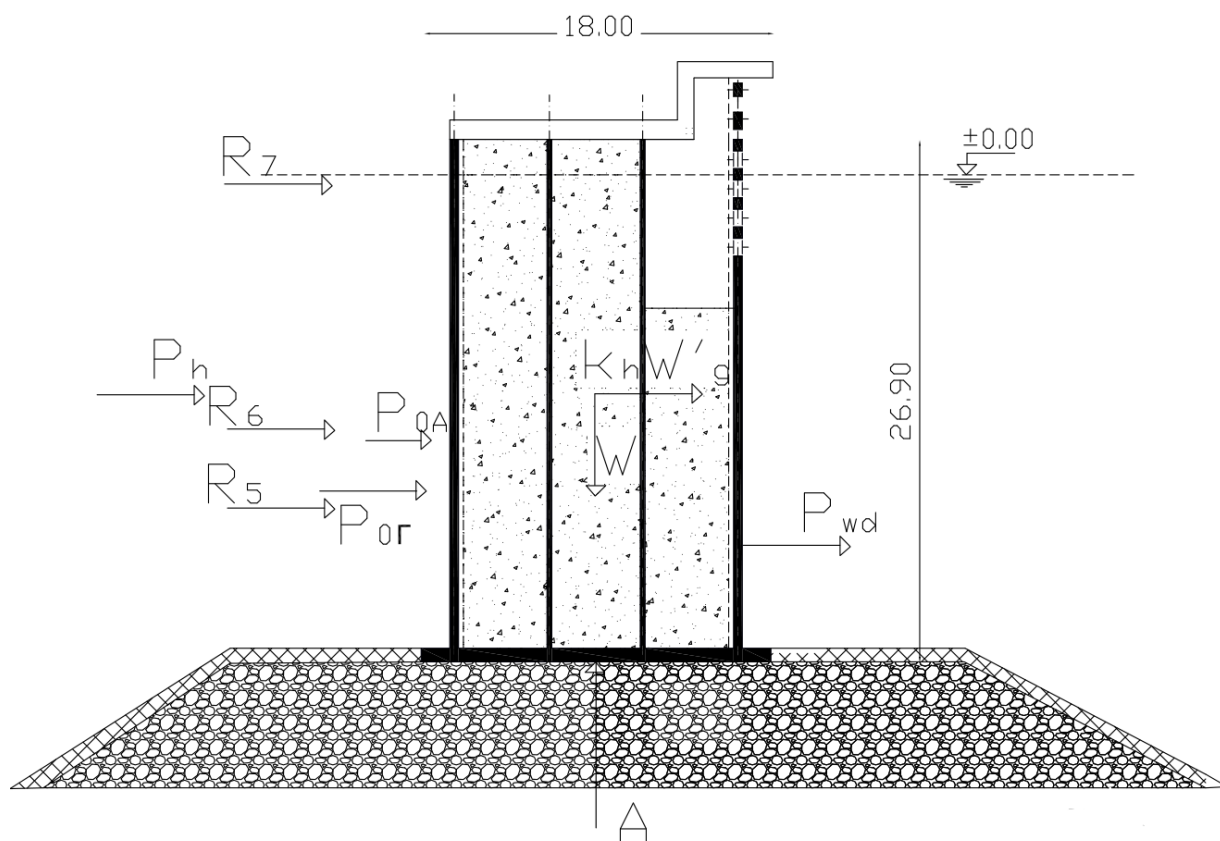
$$\Sigma B = \frac{\Sigma W}{b * d} * \left(1 + \frac{6 * e}{b}\right) = 5.326 \text{ t/m}$$

Όπου:

- $b = \text{το πλάτος της κατασκευής} = 18 \text{ m}$
- $d = \text{το βάθος της κατασκευής} = 31.85 \text{ m}$
- $M_e = \text{ροπή ευστάθειας}$
- $M_a = \text{ροπή ανατροπής}$
- $\Sigma W = W - A = 2178.88 \text{ t/m}$

2.2.4 Έλεγχος σε ολίσθηση και ανατροπή με σεισμό

Οι έλεγχοι είναι ίδιοι με αυτούς που παρουσιάζονται στο Κεφάλαιο 1.4 του δεύτερου μέρους της εργασίας.



Σχήμα 50: Δυνάμεις στη Διατομή II-II

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ

Στο Παράρτημα παρουσιάζονται αναλυτικά οι υπολογισμοί που διενεργήθηκαν για την κατασκευή που διερευνούμε οι οποίοι αφορούν την ευστάθεια των κιβωτίων κατά τη ρυμούλκηση τους, τα φορτία που ασκούνται στο έργο, τον συντελεστή ανάκλασης του απορροφητικού μετώπου και το ύψος του στηθαίου.

1 Υδροστατική ευστάθεια CAISSON

1.1 Διατομή χωρίς οπές

1.1.1 Υπολογισμός αρχικού μετακεντρικού ύψους

- Επιφάνεια εσωτερικών κυψελών (χωρίς τις νευρώσεις):

$$a_{r1} = (14 \cdot 4.55^2) + 4.55 \cdot 18.95 - (2 \cdot 14 \cdot 0.25 \cdot (0.5/2)) - (4 \cdot (0.5^2/2)) = 373.81 \text{m}^2$$

- Επιφάνεια ακραίων κυψελών (μικρών προβόλων):

$$a_{r2} = [1.2 \cdot (18 - (2 \cdot 1.475) - (2 \cdot 0.45))] \cdot 2 = 33.46 \text{m}^2$$

- Επιφάνεια τοιχίων κυψελών:

$$a_c = [(18 - (2 \cdot 1.475)) \cdot 31.85] - a_{r1} - a_{r2} = 71.58 \text{m}^2$$

- Όγκος σκυροδέματος (πλάκας και τοιχίων κυψελών)

$$V_c = (0.7 \cdot 18 \cdot 31.85) + (26.2 \cdot a_c) = 2276.706 \text{m}^3$$

$$V_{c(\text{πλάκας})} = 401.31 \text{m}^3$$

- Κέντρο βάρους διατομής:

$$Z_c = \frac{[401.31 \cdot (0.7/2)] + [1875.4 \cdot ((26.2/2) + 0.7)]}{2276.706} = 11.43 \text{m}$$

- Επιφάνεια κυψελών στην ίσαλο:

$$A_w = [(18 - (2 \cdot 1.475)) \cdot 31.85] - a_{r2} = 445.883 \text{m}^2$$

- Βύθισμα:

$$t = \frac{[(\rho_c \cdot V_c) / \rho_w] - V_c(\text{πλάκας})}{A_w} + 0.7 = \frac{[(2.45 \cdot 2276.706) / 1.025] - (401.31)}{445.883} + 0.7 = 12.005 \text{m}$$

- Τμήμα των κυψελών που βυθίζεται = 11.31m

- Ροπή αδράνειας (ως προς τον κρίσιμο άξονα y) :

$$J_y = \frac{31.85 \cdot 15.05^3}{12} - 2 \frac{1.2 \cdot 14.15^3}{12} = 8481 \text{m}^4$$

- Όγκος νερού που εκτοπίζεται:

$$V_{(\text{εκτοπ})} = 401.31 + (11.31 \cdot 445.883) = 5444.25 \text{m}^3$$

- Κέντρο άνωσης

$$Z_b = \frac{(401.31 * (0.7/2)) + [(11.311 * 445.883) * ((11.31/2) + 0.7)]}{5444.25} = 5.91m$$

- Απόσταση κέντρο βάρους από κέντρο άνωσης $\overline{CG}$:

$$\overline{CG} = Z_c - Z_b = 11.43 - 5.91 = 5.52m$$

- Υπολογισμός αρχικού μετακεντρικού ύψους:

$$GM_{y0} = \frac{J_y}{V} - \overline{CG} = -3.96m$$

Το GM_{y0} πρέπει να είναι θετικό και μεγαλύτερο από το 5% του t . Για το λόγο αυτό θα γεμίσω το caisson με έρμα από νερό ύψους 7m.

1.1.2 Υπολογισμός μεγεθών για τη νέα κατάσταση του caisson

- Βάρος κατασκευής :

$$G = (\gamma_c * V_c) + (\rho_w * h_{(νερου)} * a_{r1}) = (2.45 * 2276.706) + (1.025 * 7 * 373.81) = 8260.23 \text{ tn}$$

- Κέντρο βάρους:

$$Z_{c1} = \frac{[(5577.93 * 11.43) + (2682.302 * ((7/2) + 0.7))]}{8260.23} = 9.08m$$

- Βύθισμα:

$$t_1 = \frac{((8260.23/1.025) - 401.31)}{445.883} + 0.7 = 17.87m$$

- Τμήμα κυψελών που βυθίζεται=17.17 m
- Κέντρο άνωσης:

$$V_{(εκτοπι)} = 401.31 + (17.17 * 445.883) = 8057.12 \text{ m}^3$$

$$Z_{b1} = \frac{(401.31 * (0.7/2)) + (17.17 * 445.83 * ((17.17/2) + 0.7))}{8057.12} = 8.839m$$

- Απόσταση κέντρου βάρους από κέντρο άνωσης $\overline{CG}$:

$$\overline{CG} = 9.08 - 8.839 = 0.241m$$

- Ροπή αδράνειας:

$$J_{y1} = J_{y0} - 14 * \frac{4.55 * 4.55^3}{12} - \frac{18.95 * 4.55^3}{12} = 7832.222m^4$$

- Μετακεντρικό ύψος :

$$GM_{y1} = \frac{J_{y1}}{V_{εκτοπι}} - h_{A1} = 0.73 \text{ m}$$

Το $GM_{y1} = 0.73m$ είναι μικρότερο από το 5% του $t_1 (=0.8935m)$ αλλά μας καλύπτει.

1.2 Διατομή απορροφητικού μετώπου με οπές

1.2.1 Υπολογισμός αρχικού μετακεντρικού ύψους

- Επιφάνεια εσωτερικών κυψελών (χωρίς τις νευρώσεις):

$$a_{r1} = (14 \cdot 4.55^2) + 4.55 \cdot 18.95 - (2 \cdot 14 \cdot 0.25 \cdot (0.5/2)) - (4 \cdot (0.5^2/2)) = 373.81 \text{ m}^2$$

- Επιφάνεια ακραίων κυψελών (μικρών προβόλων):

$$a_{r2} = [1.2 \cdot (18 - (2 \cdot 1.475)) - (2 \cdot 0.45)] \cdot 2 = 33.46 \text{ m}^2$$

- Επιφάνεια τοιχίων κυψελών:

$$a_c = [(18 - (2 \cdot 1.475)) \cdot 31.85] - a_{r1} - a_{r2} = 71.58 \text{ m}^2$$

- Όγκος σκυροδέματος (πλάκας και τοιχίων κυψελών):

$$V_c = (0.7 \cdot 18 \cdot 31.85) + (26.2 \cdot a_c) = 2276.706 \text{ m}^3$$

$$V_{c(\text{πλάκας})} = 401.31 \text{ m}^3$$

- Όγκος οπών του κατακόρυφου μετώπου:

$$V_{c1} = 6 \cdot 8 \cdot 0.45 \cdot \pi \cdot 0.45^2 = 13.74 \text{ m}^3$$

- Όγκος οπών εσωτερικών τοιχίων:

$$V_{c2} = 5 \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot 0.45^2 = 0.795 \text{ m}^3$$

- Τελικός όγκος σκυροδέματος:

$$V_{c(\text{τελ})} = 2276.706 - 13.74 - 0.795 = 2262.171 \text{ m}^3$$

- Κέντρο βάρους διατομής:

$$Z_{c1} = 26.9 - (3 \cdot (1.5/2) + 1.05) = 23.6 \text{ m}$$

$$Z_{c2} = 26.9 - (1.5 + 1.05) = 24.35 \text{ m}$$

$$Z_c = \frac{(401.31 \cdot (0.7/2)) + (1875.396 \cdot ((26.2/2) + 0.7)) - (13.74 \cdot 23.6) - (0.795 \cdot 24.35)}{2262.171} = 11.35 \text{ m}$$

- Επιφάνεια κυψελών στην ίσαλο:

$$A_w = 445.883 \text{ m}^2$$

- Βύθισμα:

$$t = \frac{[(2.45 \cdot 2262.171) / 1.025] - 401.31}{445.883} + 0.7 = 11.327 \text{ m}$$

- Τμήμα των κυψελών που βυθίζεται = 11.22 m
- Ροπής αδράνειας $J_y = 8481 \text{ m}^4$

- Όγκος νερού που εκτοπίζεται:

$$V_{(\text{εκτοπ})}=401.31+(11.22*445.883)=5404.12 \text{ m}^3$$

- Κέντρο άνωσης:

$$Z_b=\frac{(401.31*(0.7/2)+((11.22*445.883)*((11.22/2)+0.7)))}{5404.12} = 5.86m$$

- Απόσταση κέντρου βάρους από κέντρο άνωσης $\overline{CG}$:

$$\overline{CG}=Z_c-Z_b=11.927-5.86=6.067 \text{ m}$$

- Το μετακεντρικό ύψος:

$$GM_{yo}=\frac{Jy}{V_{(\text{εκτοπ})}}-\overline{CG}=-4.5 \text{ m}$$

Το GM_{yo} πρέπει να είναι θετικό και μεγαλύτερο από το 5% του t. Για το λόγο αυτό θα γεμίσω το caisson με έρμα από νερό ύψους 7.5 m.

1.2.2 Υπολογισμός μεγεθών για τη νέα κατάσταση του caisson

- Βάρος κατασκευής:

$$G=(2.45*2262.171)+(1.025*7.5*373.81)=8415.98 \text{ tn}$$

- Κέντρο βάρους:

$$Z_{c1}=\frac{(2.45*2262.171*11.35)+((1.025*7.5*373.81)*((7.5/2)+0.7))}{8415.98} = 8.994m$$

- Βύθισμα:

$$t_1=\frac{((8415.98/1.025)-401.31)}{445.883} + 0.7 = 18.2m$$

- Τμήμα των κυφελών που βυθίζεται=17.5 m (<22.55 που είναι το ελεύθερο ύψος μέχρι τις οπές)
- Κέντρο άνωσης:

$$V_{(\text{εκτοπ.1})}=401.31+(17.5*445.883)=8204.2625 \text{ m}^3$$

$$Z_{b1}=\frac{(401.31*(0.7/2)+(17.5*445.83*((17.5/2)+0.7)))}{8204.2625} = 9.005m$$

- Απόσταση κέντρου βάρους από κέντρο άνωσης $\overline{CG}_1$:

$$\overline{CG}_1=8.994-9.005=-0.011 \text{ m}$$

- Ροπή αδράνειας:

$$J_{y1}=7832.222 \text{ m}^4$$

- Μετακεντρικό ύψος:

$$GM_{y1} = \frac{Jy1}{V(\epsilon\kappa\tau\omicron\pi.1)} - h_{A1} = 0.966 \text{ m}$$

Το μετακεντρικό ύψος $GM_{y1} = 0.966 \text{ m}$ είναι θετικό και μεγαλύτερο από το $5\%t_1 (=0.91)$, άρα το caisson είναι υδροστατικά ευσταθές.

1.3 Υπολογισμός της κλίσης (γωνίας θ) του caisson

Το caisson που μελετάμε κατά τη διαδικασία της ρυμούλκησης του στο σημείο τοποθέτησης του θα δεχθεί ορισμένες δυνάμεις που θα προκαλέσουν μια ροπή ανατροπής $M_{av} = \Delta y * G$. Για να μην ανατραπεί και βυθιστεί το caisson θα αναπτυχθεί μια ροπή ευστάθειας:

$$M_r = GM_{y(1)} * \sin(\theta) * G$$

όπου $\theta = \theta_{cri}$ η κρίσιμη κλίση του caisson.

Άρα θα πρέπει $M_r = M_{av} \Rightarrow \Delta y * G = \Delta y * \sin(\theta) * G$, επομένως:

$$\sin(\theta) = \frac{\Delta y}{GM_{y(1)}} \quad (1)$$

1.3.1 Υπολογισμός του Δy

Για τη συμπαγή διατομή του caisson (χωρίς τις οπές) έχουμε :

$$y_{(ολ)} = 18/2 = 9 \text{ m και όγκο } V_{(ολ)} = V_c + V_w = 5080.281 \text{ m}^3$$

Για τις οπές του κατακόρυφου εξωτερικού μετώπου:

$$y_1 = 1.7 \text{ m και } V_1 = 13.74 \text{ m}^3$$

Για τις οπές των εσωτερικών τοιχίων:

$$y_2 = 4.2 \text{ m και } V_2 = 0.795 \text{ m}^3$$

Άρα:

$$y_{τελ.} = \frac{y_{ολ} * V_{ολ} - y_1 * V_1 - y_2 * V_2}{V_{ολ} - V_1 - V_2} = 9.02 \text{ m}$$

$$\Delta y = 0.02 \text{ m}$$

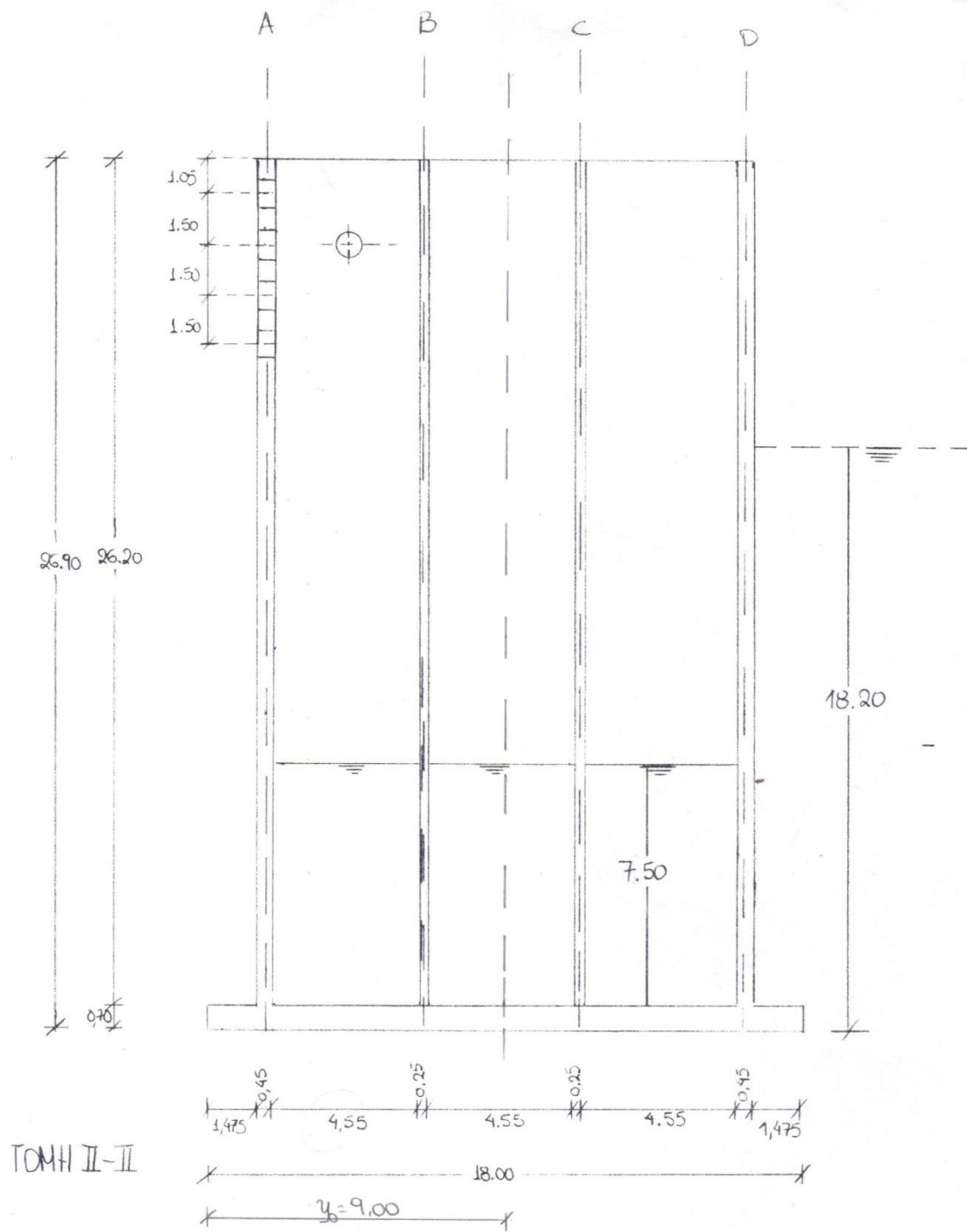
$$\text{Από την (1), } \sin(\theta) = \frac{\Delta y}{GM_{y(1)}} = \frac{0.02}{0.966} = 0.0213 \Rightarrow$$

$$\theta = 1.22^\circ$$

Τέλος, η υψομετρική διαφορά στην κορυφή του caisson θα είναι

$$\Delta t = \sin(\theta) * (18 - (2 * 1.475)) = 0.0213 * 15.05 \Rightarrow$$

$$\Delta t = 0.32 \text{ m}$$



Σχήμα 51: Τομή caisson μετά τη μελέτη υδροστατικής ευστάθειας

2 Εκτίμηση υδροδυναμικών φορτίων

2.1 Μελέτη Διατομής I-I

Για την εκτίμηση των υδροδυναμικών φορτίων στη διατομή I-I της κατασκευής θα χρησιμοποιηθεί η γενικευμένη μέθοδος Goda. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου είναι περιορισμένη διότι δίνει τιμές υδροδυναμικών πιέσεων μόνο όταν το προσπίπτον κύμα διέρχεται από την κορυφή.

2.1.1 Υπολογισμός πιέσεων με τη μέθοδο Goda

Η θεωρητική ανύψωση στην οποία η πίεση λόγω των κυμάτων θα μπορούσε να ασκηθεί υπολογίζεται από τον τύπο:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H_d$$

Όπου:

- β είναι η γωνία που σχηματίζει το κατακόρυφο μέτωπο με την κορυφή του κύματος. Άρα $\beta=0^\circ$ θεωρώντας ότι τα κύματα πέφτουν κάθετα στην κατασκευή.
- H_d το ύψος σχεδιασμού κύματος το οποίο από τον κανονισμό προβλέπεται $H_d = 1.8H_s = 9.18 \text{ m}$
- λ_1, λ_2 είναι συντελεστές τροποποίησης που εξαρτώνται από τον τύπο της κατασκευής.

Από τον παρακάτω πίνακα για κατακόρυφο μέτωπο με κυκλικές οπές λαμβάνουμε τις τιμές

		Crest-I	Crest-IIa	Crest-IIb
Slit wall ***	λ_{s1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{s2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.75$) 0.3/ α^* ($\alpha^* > 0.75$)	0	0
Impermeable front wall	λ_{L1}	1	0.75	0.65
	λ_{L2}	0.4 ($\alpha^* \leq 0.5$) 0.2/ α^* ($\alpha^* > 0.5$)	0	0
Wave chamber rear wall	λ_{R1}	0	20I/3L' ($I/L' \leq 0.15$) 1.0 ($I/L' > 0.15$)	1.4 ($H_p/h \leq 0.1$) 1.6-2H _p /h (0.1 < H _p /h < 0.3) 1.0 (H _p /h ≥ 0.3)
	λ_{R2}	0	0.56 ($\alpha^* \leq 25/28$) 0.5/ α^* ($\alpha^* > 25/28$)	0
Wave chamber bottom slab	λ_{M1}	0	20I/3L' ($I/L' \leq 0.15$) 1.0 ($I/L' > 0.15$)	1.4 ($H_p/h \leq 0.1$) 1.6-2H _p /h (0.1 < H _p /h < 0.3) 1.0 (H _p /h ≥ 0.3)
	λ_{M2}	0	0	0
Uplift force	λ_{U3}	1	0.75	0.65

*** applicable to front wall with circular perforations

Σχήμα 52: Συντελεστές τροποποίησης. [Mok, 1999]

$\lambda_{s1}=0.85$ και $\lambda_{s2}=0.4$ (αν $\alpha^* \leq 0.75$) ή $\lambda_{s2}=0.3/\alpha^*$ (αν $\alpha^* > 0.75$)

Με τα παραπάνω υπολογίζουμε

$$\eta^* = 0.75(1+1) * (0.85 * 9.18) = 11.71 \text{ m}$$

- Πίεση στη στάθμη της θάλασσας σε ηρεμία p_A :

$$p_\Gamma = 0.5 * (1 + \cos\beta) * (\lambda_1 * \alpha_1 + \lambda_2 * \alpha^{**} \cos 2\beta) * w_o * H_d$$

Όπου:

- $\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left(\frac{4\pi h / Ld}{\sinh(4\pi h / Ld)} \right)$ και $T_s = 1.1 * T_m = 10.67 \text{ sec}$
- $L_d = \frac{g * T_s^2}{2\pi} = 177.75 \text{ m}$
- h είναι το βάθος μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο, $h_b = 32.4 \text{ m}$

Άρα $\alpha_1 = 0.6 + (0.5 * 0.213) = 0.71$

- $\alpha^* = \max(\alpha_1, \alpha_2)$,
- $\alpha_2 = \min \left[\left(\frac{hb-d}{hb} \right) * \left(\frac{(Hd/d)^2}{3} \right), \left(\frac{2d}{Hd} \right) \right]$ όπου $h_b = 32.4 \text{ m}$ και $d = 24 \text{ m}$
- $\alpha_2 = 0.0122$ και $\alpha^* = 0.71$

Επίσης, $w_o = \rho g = 10.1 \text{ kn}$

$$\text{Τελικά } p_\Gamma = 82.32 \text{ KN/m}^2$$

- Πίεση στον πυθμένα p_B :

$$P_B = \alpha_3 * p_1$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} * \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h / Ld)} \right) = 1 - \frac{25}{32.4} * \left(1 - \frac{1}{\cosh(2\pi * 32.4 / 177.75)} \right) = 0.6744$$

$$\text{Τελικά } p_B = 55.518 \text{ KN/m}^2$$

- Πίεση στη στάθμη των -25.00 m από όμοια τρίγωνα υπολογίζεται p_Δ :

$$P_\Delta = 76.2 \text{ KN/m}^2$$

- Ανυψωτική πίεση στη βάση του caisson p_u :

$$p_u = 0.5 * (1 + \cos\beta) * \lambda_{u3} * \alpha_1 * \alpha_3 * w_o * H_d$$

με $\lambda_{u3} = 1$ (από πίνακα στο Σχ.52)

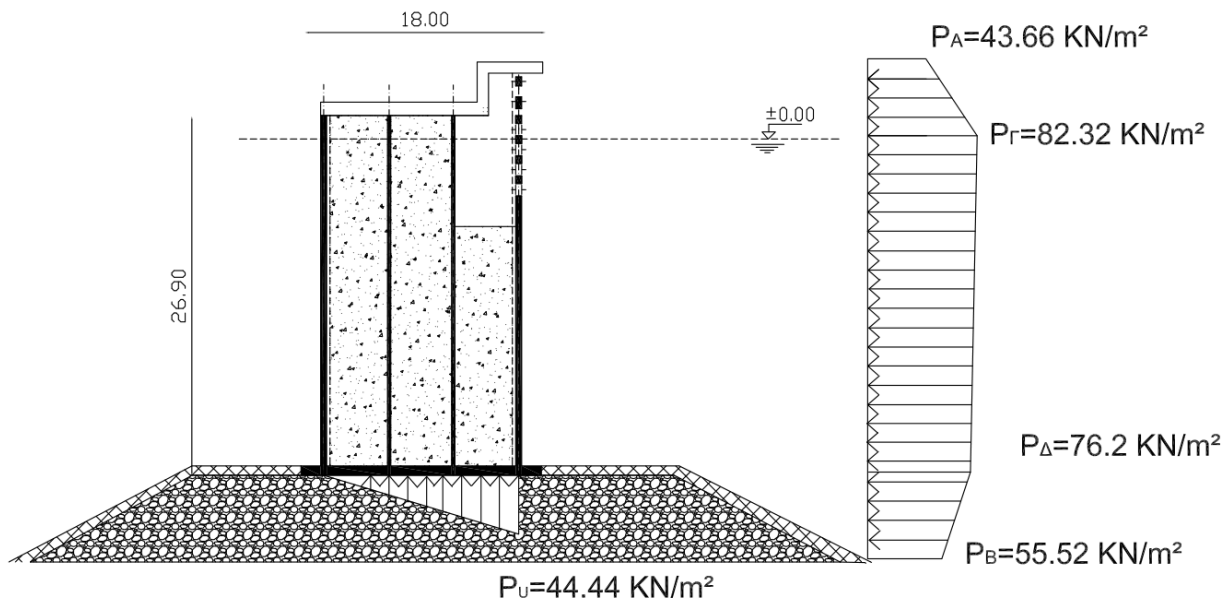
$$p_u = 44.4 \text{ KN/m}^2$$

- Πίεση στο σημείο A στη στάθμη +5.5m την οποία υπολογίζω με όμοια τρίγωνα p_A :

$$P_A = \frac{6.21 * 82.32}{11.71} = 43.66 \text{ KN/m}^2$$

2.1.2 Διάγραμμα κατανομής πιέσεων

Πιέσεις στην Κορυφή



Σχήμα 53: Διάγραμμα κατανομής πιέσεων Goda

2.1.3 Δυνάμεις από πιέσεις των κυματισμών της γενικευμένης μεθόδου Goda

- $R_8 = (8.232 - 7.6199) * 25 * 0.5 = 7.65 \text{ t/m}$
- $R_9 = 7.6199 * 25 = 190.4975 \text{ t/m}$
- $R_{10} = 0.5 * 5.5 * (8.232 - 4.366) = 10.6315 \text{ t/m}$
- $R_{11} = 4.366 * 5.5 = 24.013 \text{ t/m}$
- $R_{12} = (7.62 - 5.55) * 7.4 * 0.5 = 7.659 \text{ t/m}$
- $R_{13} = 7.4 * 5.55 = 41.07 \text{ t/m}$

Οι μοχλοβραχίονες των δυνάμεων ως προς το σημείο K (στάθμη -25.00 m στην κατάντη παρειά του κατακόρυφου μετώπου) είναι:

- $e_8 = (2/3) * 25 = 16.67 \text{ m}$
- $e_9 = 25/2 = 12.5 \text{ m}$
- $e_{10} = 25 + [(1/3) * 5.5] = 26.83 \text{ m}$
- $e_{11} = 25 + 5.5/2 = 27.75 \text{ m}$
- $e_{12} = (1/3) * 7.4 = 2.47 \text{ m}$
- $e_{13} = 7.4/2 = 3.7 \text{ m}$
- $W = (8415.98 / 31.85) * 10 = 2642.38 \text{ t/m}$
- $A = -\gamma_w * d * \text{πλάτος} = -1.03 * 25 * 18 = 463.5 \text{ t/m}$

- $R_{14}=4,44*18*0,5=39,96\approx 40$ t/m που προκαλείται από την ανωστική δύναμη p_u και έχει μοχλοβραχίονα $e_{14}=18/3=6$ m

Και ο μοχλοβραχίονας της δύναμης της άνωσης και του βάρους από το σημείο K είναι $e_{ΑΝΩΣΗΣ}=πλάτος/2=9$ m.

2.2 Μελέτη Διατομής II-II

Για την εκτίμηση των υδροδυναμικών φορτίων σε αυτή τη διατομή θα χρησιμοποιηθεί η μέθοδος Sainflou. Με τη μέθοδο αυτή μπορούμε να υπολογίσουμε τις ασκούμενες πιέσεις στην κατασκευή όταν το προσπίπτον στάσιμο κύμα βρίσκεται:

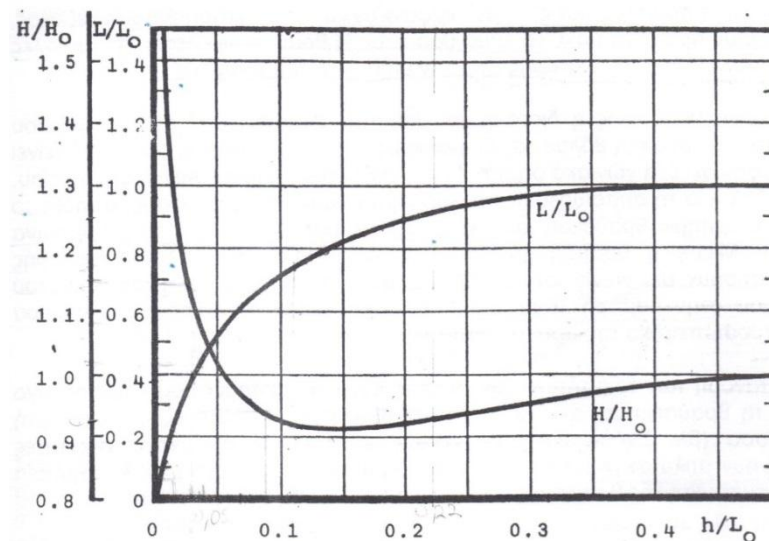
- στην κορυφή και
- στην κοιλία

2.2.1 Υπολογισμός πιέσεων με τη μέθοδο Sainflou

- Μήκος κύματος στα βαθειά $L_0=\frac{g*T^2}{2\pi}=\frac{9,81*9,7^2}{2\pi}=146,9m$
- Το ύψος του νερού μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο είναι $d=25+7,4=32,4$ m

Η μετάδοση των κυματισμών μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο πραγματοποιείται σε κεκλιμένο πυθμένα κι αυτό έχει σαν αποτέλεσμα τη μεταβολή του μήκους L και ύψους H (στα βαθειά) του κύματος. Η περίοδος του κύματος T δε μεταβάλλεται καθ' όλη τη διάρκεια της μετάδοσης του κύματος. Από το Σχ. 54 όπου παρουσιάζονται οι γραφικές παραστάσεις των μαθηματικών εξισώσεων που εξάγονται από τη μέθοδο λαμβάνουμε με:

- $d/L_0=32,4/146,9=0,22$,
- $L/L_0=0,9 \Rightarrow L=0,9L_0=0,9*146,9=132,21$ m,
- $H/H_0=0,92 \Rightarrow H=0,92H_0=0,92*5,1=4,692\approx 4,7$ m



Σχήμα 54: Μεταβολή μήκους και ύψους κύματος σε συνάρτηση με το βάθος. [Μοντζούρης, 2000]

Υπολογισμός υπερύψωσης h_{oc}

- $h_{oc} = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L} = 0,5734m$

Υπολογισμός πιέσεων όταν το στάσιμο κύμα βρίσκεται στην **κορυφή**

- Πίεση στην ελεύθερη επιφάνεια $(H+h_{oc})=5,27\text{ m}$:

$$p_A = 0$$

- Πίεση στην ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας σε ηρεμία p_T :

$$p_T = \rho g * \left(d + \frac{H}{\cosh 2\pi d/L} \right) * \left(\frac{H+h_{oc}}{H+h_{oc}+d} \right) = 48,53\text{ KN/m}^2$$

- Πίεση στον πυθμένα p_B :

$$p_B = \rho g * \left(\frac{H}{\cosh 2\pi/L} \right) = 47.42\text{ KN/m}^2$$

- Πίεση στη στάθμη των -25.00 m από όμοια τρίγωνα υπολογίζεται p_π :

$$P_\Delta = 48,3\text{ KN/m}^2$$

Υπολογισμός πιέσεων όταν το στάσιμο κύμα βρίσκεται στην **κοιλία**

- Πίεση στην ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας σε ηρεμία $p_{A'}$:

$$p_{A'} = 0$$

- Πίεση στον πυθμένα $p_{B'}$:

$$p_{B'} = \rho g \frac{H}{\cosh(2\pi d/L)} = 30.83\text{ KN/m}^2$$

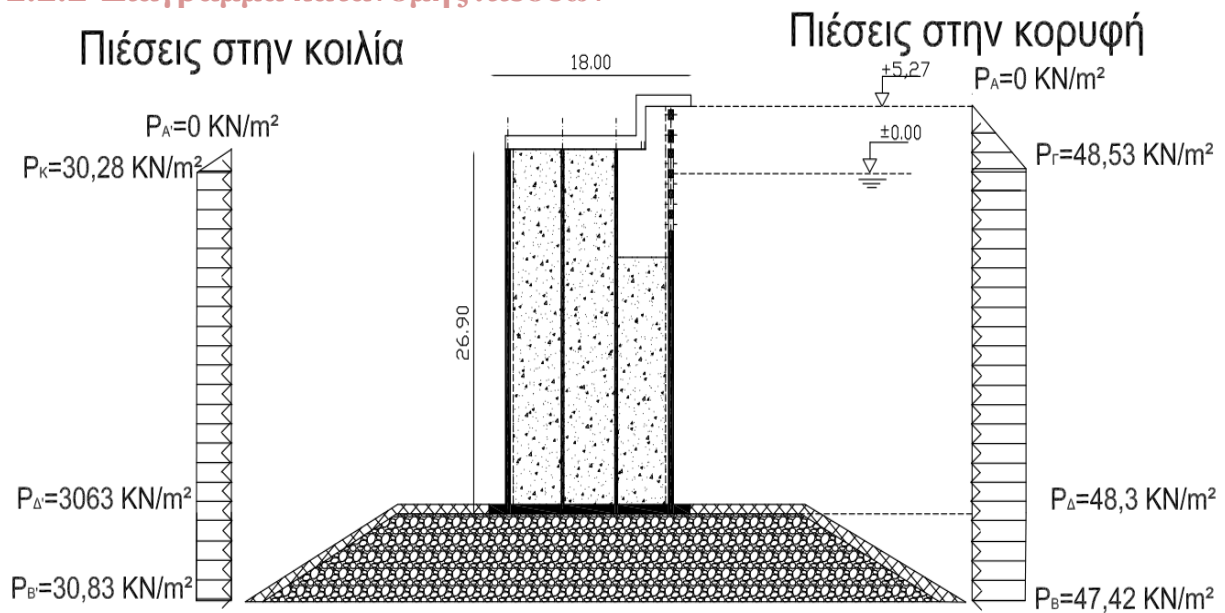
- Πίεση στη στάθμη των -25.00 m από όμοια τρίγωνα υπολογίζεται $p_{\Delta'}$:

$$p_{\Delta'} = 30,68\text{ KN/m}^2$$

- Πίεση στο σημείο K στη στάθμη -0,5734m υπολογίζεται από τα όμοια τρίγωνα p_K :

$$p_K = 30,28\text{ KN/m}^2$$

2.2.2 Διάγραμμα κατανομής πιέσεων



Σχήμα 55: Διάγραμμα κατανομής πιέσεων Sainflou

2.2.3 Δυνάμεις από πιέσεις της μεθόδου Sainflou όταν το κύμα βρίσκεται στην κορυφή.

- $R_1 = (25 * (48,53 - 48,3)) * 0,5 = 0,2875 \text{ t/m}$
- $R_2 = (48,3 * 25) = 120,75 \text{ t/m}$
- $R_3 = 0,5 * 5,27 * 48,53 = 12,79 \text{ t/m}$

Οι μοχλοβραχίονες των δυνάμεων ως προς το σημείο Κ(στάθμη -25.00 m στην κατάντη παρειά του κατακόρυφου μετώπου) είναι:

- $e_1 = (2/3) * 25 = 16,67 \text{ m}$
- $e_2 = 25/2 = 12,5 \text{ m}$
- $e_3 = 25 + ((1/3) * 5,27) = 26,76 \text{ m}$

2.2.4 Δυνάμεις από πιέσεις της μεθόδου Sainflou, όταν το κύμα βρίσκεται στην κοιλία.

- $R_5 = 0,5 * (25 - 0,5734) * (30,68 - 30,28) = 0,489 \text{ t/m}$
- $R_6 = 30,28 * (25 - 0,5734) = 73,96 \text{ t/m}$
- $R_7 = 0,5 * 30,28 * 0,5734 = 0,868 \text{ t/m}$

Οι μοχλοβραχίονες των δυνάμεων ως προς το σημείο Κ(στάθμη -25.00 m στην κατάντη παρειά του κατακόρυφου μετώπου) είναι:

- $e_5 = (1/3) * (25 - 0,5734) = 8,14 \text{ m}$
- $e_6 = (25 - 0,5734) / 2 = 12,21 \text{ m}$
- $e_7 = (25 - 0,5734) + [(1/3) * 0,5734] = 24,62 \text{ m}$

Οι δυνάμεις του βάρους και της άνωσης είναι κοινές για όλες τις περιπτώσεις φορτίσεων.

- $W = (8415.98 / 31.85) * 10 = 2642.38 \text{ t/m}$
- $A = -\gamma_w * d * \text{πλάτος} = -1.03 * 25 * 18 = 463.5 \text{ t/m}$

Και ο μοχλοβραχίονας της δύναμης της άνωσης και του βάρους από το σημείο Κ είναι $e_{\text{ΑΝΩΣΗΣ}} = \text{πλάτος} / 2 = 9\text{m}$

3 Ωθήσεις Γαιών

3.1 Κατάσταση λειτουργίας της κατασκευής

Θεωρώντας ότι έχω κοκκώδες έδαφος (λιθορριπή) στην κατασκευή μου με γωνία διατμητικής αντοχής $\varphi=40^\circ$ και ειδικό βάρος $\gamma=20 \text{ KN/m}^3$ η γωνία τριβής μεταξύ της κατασκευής μας και του εδάφους θα είναι $\delta=\frac{\varphi}{2}=20^\circ$.

Θα υπολογίσουμε τις ενεργητικές ωθήσεις γαιών με τη μέθοδο Rankine.

Ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων είναι:

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2)$$

Θεωρώντας τη συνοχή $c=0$ λόγω του κοκκώδους εδάφους, προκύπτει $K_a=0.217$.

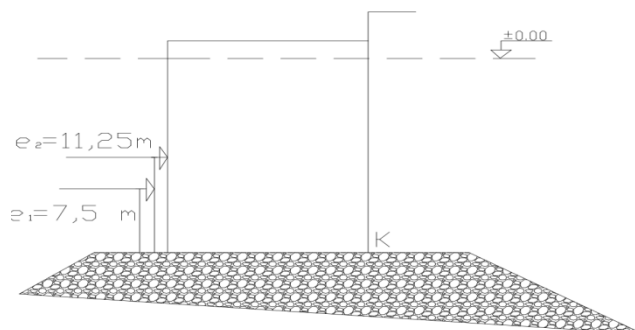
Στον παρακάτω πίνακα φαίνονται οι υπολογισμοί των ολικών και ενεργών πιέσεων και τελικά των δυνάμεων και των ροπών των ωθήσεων γαιών.

Σημεία κι αντίστοιχα ύψη	Ενεργές κατακόρυφες πιέσεις $\sigma'_v = \gamma \cdot h$ (KN/m^2)	Ενεργές οριζόντιες πιέσεις $\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v$ (KN/m^2)	Δυνάμεις εξαιτίας των πιέσεων $P_a = 0.5 \cdot \sigma'_h \cdot h$ (t/m)	Μοχλοβραχί ονες δυνάμεων ως προς τον πυθμένα e (m)	Ροπές ως προς τον πυθμένα $M = P_a \cdot e$ ($\text{t} \cdot \text{m}$)
A με $h=0$	0	0	0		
B με $h=2.5 \text{ m}$	50	10.87	2.7175	$(1/3 \cdot (2.5)) + 22.5 = 23.33$	63.399
Γ με $h=25 \text{ m}$	300	65.1	89.5125	$e_1 + e_2 = 18.75$	1678.359

Πίνακας 10: Ωθήσεις γαιών

Όπου οι μοχλοβραχίονες:

- $e_1 = (1/3) \cdot 22.5 = 7.5 \text{ m}$ και
- $e_2 = 22.5/2 = 11.25 \text{ m}$



Σχήμα 56: Μοχλοβραχίονες ροπών δυνάμεων ωθήσεων γαιών

3.2 Ωθήσεις γαιών λόγω σεισμού

Στην περίπτωση της κατασκευής μας στην οποία έχουμε caisson με κατακόρυφο μέτωπο υποθέτουμε ότι το νερό κινείται με το έδαφος διότι όπως αναφέρθηκε και παραπάνω στο Κεφάλαιο 4.1 έχουμε θεωρήσει ότι το έδαφος πίσω από το caisson είναι κορεσμένο (υπό άνωση). Αυτή είναι μια δυσμενής θεώρηση και γι'αυτό η ενεργητική ώθηση προκύπτει μεγαλύτερη. Η επιβάρυνση αυτή εκφράζεται από την αύξηση του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή k_h . Εξαιτίας των σεισμικών δονήσεων τα αδρανειακά φορτία της κατασκευής δεν εφαρμόζονται κάθετα αλλά αποκλίνουν. Αυτή την απόκλιση την εξετάζουμε σαν κλίση της ενεργητικής ώθησης από την κατακόρυφο ($\pm\Delta\alpha$) και από το επίπεδο της επιφάνειας του εδάφους ($\pm\Delta\beta$).

Με δεδομένες τις γωνίες του παρακάτω πίνακα:

φ	$\delta=\varphi/2$	α	β
40°	20°	0°	0°

προκύπτει από τον πίνακα 10 που παρουσιάζεται στο τέλος του υποκεφαλαίου ο συντελεστής $K_\alpha=0.2$ και ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής

$$k_h=K_\alpha*\cos\delta=0.188$$

Τελικά ο επαυξημένος οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ισούται με

$$k'_h=k_h*\frac{p+(\gamma_1'h_1)+[(\gamma'_2+\gamma_w)*h_2]}{p+(\gamma_1'h_1)+(\gamma'_2*h_2)}=0.1327$$

Όπου:

- $\gamma_1=\gamma_{\text{φαινομ}}=20 \text{ KN}/m^3$
- $(\gamma'_2+\gamma_w)=\gamma_{\text{κορεσμ.}}=20-10=10 \text{ KN}/m^3$
- $\gamma'_2=\gamma_{\text{ανωσης}}=25-10=15 \text{ KN}/m^3$

$\varphi = 40 \quad \beta = 0$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.62	65	0.43	65	0.30	63	0.21	60	0.14	57	0.09	53	0.05	49
27	0.53	70	0.38	68	0.28	65	0.20	62	0.14	58	0.09	54	0.05	49
13	0.49	75	0.37	72	0.27	68	0.20	63	0.14	59	0.09	54	0.05	50
0	0.49	80	0.38	75	0.29	70	0.22	65	0.16	60	0.11	55	0.06	50
-13	0.53	85	0.42	79	0.33	73	0.25	67	0.19	62	0.13	56	0.08	50
-27	0.65	93	0.51	85	0.41	78	0.33	71	0.26	64	0.19	58	0.12	51
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

Πίνακας 11: Συντελεστής K_a . [Erust, 1980]

3.2.1 Υπολογισμός δυνάμεων λόγω σεισμού

Η επιρροή του σεισμού στο caisson εκφράζεται μέσω τριών οριζόντιων δυνάμεων :

ι. Της ενεργητικής ώθησης γαιών P_h

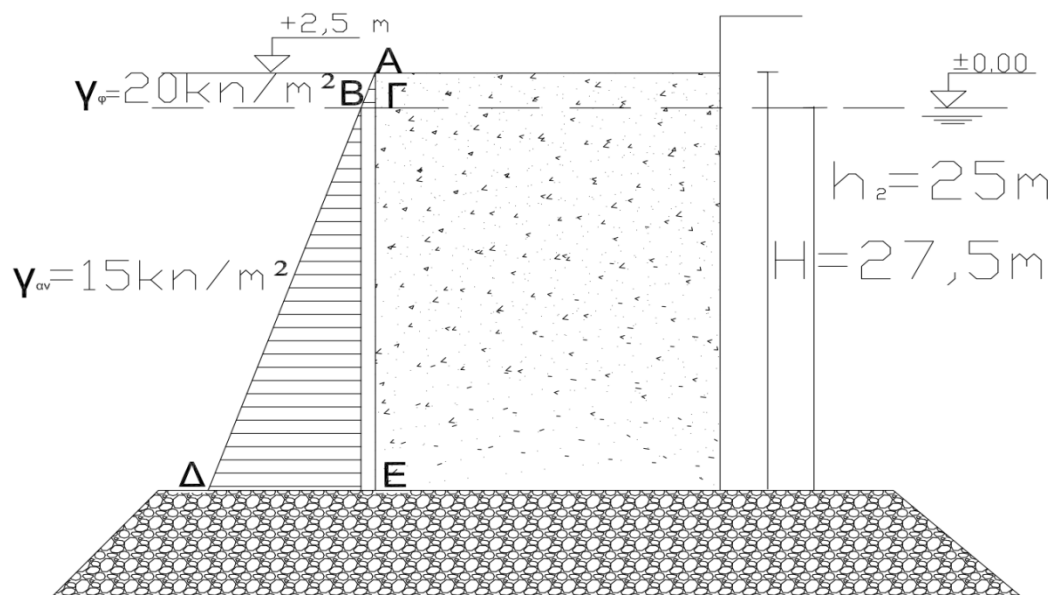
Η δύναμη από οριζόντια συνιστώσα του σεισμού είναι

$$P_h = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot k'_h$$

με:

- H =ύψος κατακόρυφου μετώπου
- γ =ισοδύναμο ειδικό βάρος που περιλαμβάνει το $\gamma_{\text{φαινομ}}$ και το $\gamma_{\text{ανωσης}} = \gamma_{\text{φαινομ}} \cdot [1 - (h/2H)^2] + \gamma_{\text{ανωσης}} \cdot (h/2H)^2 = 15.87 \text{ KN/m}^3$.

Η σχέση προκύπτει από τα τρίγωνα ABΓ και BΔΕ του Σχ. 57.



Σχήμα 57: Σκαρίφημα για τον υπολογισμό του ειδικού βάρους

Τελικά,

$$P_h = 79.591 \text{ t/m}$$

με μοχλοβραχίονα $0.5 H = 0.5 \cdot 27.5 = 13.75 \text{ m}$ σύμφωνα με τον ευρωκώδικα, όπου το H ισούται με ολόκληρο το ύψος του μετώπου κι όχι μόνο του βυθισμένου.

ii. Της υδροδυναμικής φόρτισης από το νερό μπροστά από το μέτωπο P_{dw}

Ο Westergaard έδειξε ότι η πίεση του νερού είναι παραβολικής μορφής και υπολογίζεται από τη σχέση:

$$P_{dw} = \frac{7}{12} * k_h * \gamma_w * H_w^2 = 68.52 \text{ t/m}$$

Όπου:

- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$
- $H_w = \text{βάθος νερού από τον πυθμένα ως τη στάθμη της ελεύθερης επιφάνειας} = 25 \text{ m}$

Ο μοχλοβραχίονας της υδροδυναμικής δύναμης είναι $e_{dw} = 0.4 * H = 6 \text{ m}$ από τον πυθμένα της κατασκευής.

Επειδή όμως υπάρχει νερό και στο πίσω μέρος του έργου, κατά τη διάρκεια της σεισμικής δράσης καθώς μετακινείται το έργο δημιουργείται κενό έχοντας σαν αποτέλεσμα την εμφάνιση υποπίεσης. Για να συμπεριλάβουμε την επίδραση της στο έργο θεωρούμε άλλο ένα παραβολικό διάγραμμα πίεσης νερού ίδιας φοράς με αυτό του μπροστινού μετώπου.

Συνοψίζοντας έχουμε τη συνολική υδροδυναμική δύναμη

$$P_{dw} = 137.04 \text{ t/m}$$

iii. Της επιρροής της μάζας του έργου $k_h * W'_g$

Είναι η οριζόντια δύναμη που αναπτύσσεται όταν λόγω των σεισμικών δονήσεων η μάζα του έργου “μετακινείται” και υπολογίζεται:

$$k_h * W'_g = 0.188 * 787.5 = 148.003 \text{ t/m}$$

Όπου:

- $W'_g = [(2.5 \text{ m} * 2.5) + (25 \text{ m} * 1.5)] = 787.5 \text{ t/m}$

Ο μοχλοβραχίονας της δύναμης αυτής είναι $e = 0.5 * H = 13.75 \text{ m}$ από τον πυθμένα

Συγκεντρωτικά έχουμε:

	Δυνάμεις (t/m)	Μοχλοβραχίονες (m)
Ενεργητική ώθηση γαιών P_h	79.591	13.75
Υδροδυναμική φόρτιση P_{dw}	137.04	6
Επιρροή της μάζας του έργου $k_h * W'_g$	148.003	13.75

Πίνακας 12: Ωθήσεις γαιών με σεισμό

4 Συντελεστής ανάκλασης

4.1 Υπολογισμός συντελεστή ανάκλασης

Για την διατομή που μελετάμε στα δεδομένα έχουμε τα εξής μεγέθη, για **το κύμα σχεδιασμού**:

$$T=9,7 \text{ sec}$$

$$L=132,21 \text{ m}$$

$$H=4,7 \text{ m}$$

$$d=32,4 \text{ m}$$

$$B=4,55 \text{ m}$$

$$l=0,45 \text{ m}$$

$$k=0,0475$$

$$\omega=0,647423$$

Υπολογίζουμε τους αδιαστάτους συντελεστές:

P	R	W	C
0,021375	1,980939	0,219555	0,995307

Η εκτίμηση του συντελεστή διάχυσης β έγινε με τη μαθηματική μέθοδο της διχοτόμησης και προέκυψε $\beta=26$.

Καταλήγωντας, ο συντελεστής ανάκλασης για το κύμα σχεδιασμού είναι

$$K_r= 0,858446$$

4.1.1 Υπολογισμός συντελεστή ανάκλασης για $T < T_s$

Έστω $T=7 \text{ sec}$

Παρακάτω φαίνονται τα χαρακτηριστικά του κύματος όπως προέκυψαν για την παραπάνω τιμή περιόδου.

$$L=76,49 \text{ m}$$

$$H=4,998 \text{ m}$$

$$d=32,4 \text{ m}$$

$$B=4,55 \text{ m}$$

$$l=0,45 \text{ m}$$

$$k=0,082098$$

$$\omega=0,89714$$

Υπολογίζουμε τους αδιαστάτους συντελεστές:

P	R	W	C
0,036944	3,294364	0,391946	0,98552

Η εκτίμηση του συντελεστή διάχυσης β έγινε με τη μαθηματική μέθοδο της διχοτόμησης και προέκυψε $\beta=36$.

Καταλήγοντας, ο συντελεστής ανάκλασης είναι

$$K_r=0,684015$$

Έστω $T=6 \text{ sec}$

$$L=56,2 \text{ m}$$

$$H=5,1 \text{ m}$$

$$d=32,4 \text{ m}$$

$$B=4,55 \text{ m}$$

$$l=0,45 \text{ m}$$

$$k=0,111744$$

$$\omega=1,047$$

Υπολογίζουμε τους αδιαστάτους συντελεστές:

P	R	W	C
0,050285	4,217082	0,557305	0,971976

Ο συντελεστής διάχυσης σε αυτή την περίπτωση προέκυψε $\beta=39,5$

Και ο συντελεστής ανάκλασης:

$$K_r=0,66524$$

Παρατηρούμε ότι για κύματα με συχνότητας εμφάνισης πολύ μεγαλύτερη από αυτή του κύματος σχεδιασμού η απόδοση του απορροφητικού μετώπου είναι αυξημένη.

5 Ύψος στέψης

Ο υπολογισμός του ύψους στέψης της κατασκευής για το κύμα σχεδιασμού ($T=9,7$ sec) υπολογίσθηκε με δύο τρόπους αφού πρώτα εκτιμήθηκε η υπερύψωση με τον τύπο από την τροποποιημένη μέθοδο του Sainflou :

$$h_o = \frac{1+\chi}{2} * \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi d}{L} = 0,535$$

Όπου:

- $\chi = K_r = 0,85844$
- Ύψος κύματος $H=4,7$ m
- Μήκος κύματος $L=132,21$ m
- Βάθος μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο $d=32,4$ m

α' τρόπος:

Το ύψος στέψης εκτιμάται ως το άθροισμα του ύψους κύματος σχεδιασμού με την υπερύψωση της μέσης στάθμης της θάλασσας

$$d_{\sigma\tau\eta\theta\alpha\iota\omicron\upsilon 1} = H + h_o = 5,235 \text{ m}$$

β' τρόπος:

Με χρήση του μειωτικού συντελεστή $K_A=0,934$ που δίνεται από τη σχέση των Natale-Fugazza το ύψος στηθαίου ισούνται με το άθροισμα του μειωμένου ύψους κύματος σχεδιασμού με την υπερύψωση

$$d_{\sigma\tau\eta\theta\alpha\iota\omicron\upsilon 2} = K_A * H + h_o = 4,925 \text{ m}$$

6 Βιβλιογραφία

- [1] Ευρωκώδικας 8 (1998-5). Αντισεισμικός Σχεδιασμός Θεμελιώσεις φορείς αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα
- [2] Μέμος Κ. (2008). Εισαγωγή στα λιμενικά έργα, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα
- [3] Μουτζούρης Κ.Ι. (2000). Θαλάσσια Υδραυλική, Εκδόσεις Ε.Μ.Π., Αθήνα
- [4] Σιώρης Ι.Α. και Σταφυλάκης Στ.Ι. (1999). “Εφαρμογή κυψελωτών κιβωτίων στην κατασκευή τεχνητής νησίδας στο νέο λιμένα της Μυκόνου”, Αθήνα
- [5] EAU (2004). Recommendations of the Committee for waterfront structures, harbours and waterways, 8th Edition, Translation of the 10th German Edition
- [6] Erust W. and Sohu (1980). Grundbau Taschenbuch 3. Auflage-Teil.1
- [7] Fugazza M. and Natale L. (1992). “Hydraulic design of perforated breakwaters”, Journal of Waterway, Port, Coastal, and ocean engineering, Vol. 118, No.1
- [8] Kakuno S., Nakata Y. and Liu P.L. (1996). “Wave forces of an array of vertical cylinders”, Journal of Waterway, Port, Coastal, and ocean engineering, Vol. 122, No.3
- [9] Kakuno S., Philip L. and Liu F. (1993). “Scattering of water waves by vertical cylinders”, Journal of Waterway, Port, Coastal, and ocean engineering, Vol. 119, No.3
- [10] Marks W. and Jarlan G.E (1968). “Experimental studies on a fixed perforated breakwater” Coastal Engineering Volume II, Chapter 71, p. 1121-1140
- [11] Mei C.C (1983). The applied dynamics of ocean surface waves, U.S.A.
- [12] MLIT (2009). Technical Standards and commentaries for port and harbour facilities in Japan
- [13] Mok K.W.K. (1999). The design of wave absorbing seawall/Technical Note
- [14] Patel M.H. (1989). “Hydrostatics of floating bodies”, Dynamics of offshore structures, Chapter 7 , London
- [15] Suh K.D. and Park S.W. (1995). “Wave reflection from perforated-wall caisson breakwaters”, Coastal Engineering 26, p. 177-193, South Korea
- [16] Takahashi, S. (1996). Design of vertical breakwaters, Port and airport research institute, Japan
- [17] Terrett F.L., Osorio J.D.C. and Lean G.H (1968). “Model studies of a perforated breakwater”, Coastal Engineering Volume II, Chapter 70, p. 1104-1120
- [18] U.S. Army Corps of Engineers (2006). “Part VI: Design of coastal project elements” Coastal Engineering Manual, U.S.A.

[19] Website Best Engineering Project (2014). Διαθέσιμο στην ηλεκτρονική διεύθυνση:
<http://bestengineeringprojects.com/civil-projects/caissons-types-of-caissons/>