



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

ΔΙΑΤΜΗΜΑΤΙΚΟ – ΔΙΕΠΙΣΤΗΜΟΝΙΚΟ

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ

«ΕΠΙΣΤΗΜΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΔΑΤΙΚΩΝ ΠΟΡΩΝ»

**ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΕΠΙΔΡΑΣΗΣ ΤΗΣ
ΠΕΡΙΟΔΟΥ ΤΩΝ ΚΥΜΑΤΙΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑ
ΚΥΜΑΤΟΘΡΑΥΣΤΗ ΜΕ ΠΡΑΝΗ**

ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Καζακίδου Ελένη

Επιβλέπων: Μέμος Κωνσταντίνος, Ομότιμος Καθηγητής Ε.Μ.Π.

Δ.Π.Μ.Σ.

**«ΕΠΙΣΤΗΜΗ &
ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ
ΥΔΑΤΙΚΩΝ
ΠΟΡΩΝ»**

Αθήνα, Οκτώβριος 2017

Ευχαριστίες

Με την ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας, θέλω να εκφράσω την ευγνωμοσύνη και τις θερμές ευχαριστίες μου σε όσους με βοήθησαν στην ολοκλήρωσή της.

Αρχικά θέλω να εκφράσω τις πιο θερμές μου ευχαριστίες στον επιβλέποντα της παρούσας εργασίας Ομότιμο Καθηγητή Ε.Μ.Π., Κωνσταντίνο Μέμο για την ευκαιρία που μου έδωσε να ασχοληθώ με ένα τόσο ενδιαφέρον θέμα, τις συμβουλές του, την άρτια καθοδήγηση του και τη γενικότερη συνεισφορά του στο τελικό αποτέλεσμα. Οι επισημάνσεις και οι διορθώσεις του ήταν καθοριστικές για την ολοκλήρωση της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας.

Ευχαριστώ, επίσης, την υποψήφια διδάκτορα Δήμητρα Μαλλιούρη, για την πολύτιμη βοήθειά της, την συνεχή της καθοδήγηση και επίβλεψη και την πολύτιμη συνεισφορά της στην εκπόνηση της παρούσας εργασίας.

Περιεχόμενα

Περίληψη.....	iii
Extended Abstract	v
1. Introduction	v
2. Theoretical background.....	vi
3. Analytical estimation of natural frequency	x
4. Experimental investigation.....	xiii
5. Comparison of experimental results with other investigations.....	xx
6. Conclusions	xxiv
1. Εισαγωγή.....	1
1.1 Αντικείμενο της εργασίας.....	1
1.2 Διάρθρωση της εργασίας.....	2
2. Γενικά στοιχεία για την ευστάθεια των κυματοθραυστών	5
2.1 Σημασία και ασφάλεια κυματοθραυστών	5
2.2 Κυματοθραύστες με πρηνή.....	5
2.3 Σχεδιασμός κυματοθραυστών με πρηνή.....	12
2.3.1 Ευστάθεια θωράκισης	12
2.3.2 Τύποι αστοχίας κυματοθραυστών.....	14
2.3.3 Χαρακτηριστικά της ροής σε μία κεκλιμένη επιφάνεια.....	16
2.3.4 Θραύση των κυματισμών.....	18
2.3.5 Σχεδιασμός με βάση το ύψος του κύματος	21
2.3.6 Σχεδιασμός με βάση το ύψος και την περίοδο του κύματος.....	26
3. Αναλυτικός υπολογισμός της ιδιοπεριόδου κυματοθραύστη με πρηνή	45
3.1 Αναλυτική σχέση υπολογισμού ιδιοπεριόδου (Hasani et al., 2014).....	45
3.2 Εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης των Hasani et al. (2014) σε κυματοθραύστη με πρηνή.....	50
3.2.1 Έξαλος κυματοθραύστης με πρηνή και πυρήνα	51
4. Συνθήκες εμφάνισης "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρηνούς κυματοθραύστη.....	59
4.1 Το φαινόμενο του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρηνούς.....	59
4.2 Συνθήκες εμφάνισης "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρηνούς για μονοχρωματικούς κυματισμούς	60
4.2.1 Αδιαπέρατες λείες κεκλιμένες επιφάνειες.....	60
4.2.2 Αδιαπέρατες τραχιές κεκλιμένες επιφάνειες.....	63
4.2.3 Διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες.....	64
4.3 Συμπεράσματα.....	65

5. Πειραματική διερεύνηση επίδρασης της περιόδου του κύματος στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρηνή.....	67
5.1 Περιγραφή πειραματικών εγκαταστάσεων.....	67
5.1.1 Δεξαμενή Δ1 του Ε.Λ.Ε.....	67
5.1.2 Συστήματα παραγωγής τυχαίων κυματισμών	68
5.1.3 Μετρητές κύματος.....	69
5.1.4 Βαθμονόμηση μετρητών κύματος.....	70
5.2 Σχεδιασμός και κατασκευή πειραματικών διατάξεων.....	71
5.2.1 Σχεδιασμός μοντέλων	71
5.2.2 Κατασκευή μοντέλων.....	72
5.2.3 Παραγωγή κυμάτων	80
5.3 Περιγραφή πειραματικής διαδικασίας και αποτελέσματα από την ανάλυση των πειραματικών δεδομένων	83
5.3.1 Μελέτη επιπέδου ζημιών μετά τη δράση μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$	83
5.3.2 Μελέτη εξέλιξης επιπέδου ζημιών μετά τη δράση μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10, 20$ και 30min	97
6. Σχολιασμός θεωρητικών και πειραματικών προσεγγίσεων.....	107
6.1 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$ με άλλες προσεγγίσεις	107
6.1.1 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με διερεύνηση κατά Van der Meer (1988).....	107
6.1.2 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με διερεύνηση κατά Van Gent (2003)	112
6.1.3 Συνολικές συγκρίσεις.....	115
6.2 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10, 20$ και 30min με άλλες προσεγγίσεις	120
6.2.1 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με διερεύνηση κατά Van der Meer (1988) και κατά Van Gent (2003)	120
7. Συμπεράσματα και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.....	127
7.1 Συμπεράσματα από την πειραματική διερεύνηση.....	127
7.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα	130
8. Βιβλιογραφία.....	131
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α	135

Περίληψη

Οι κυματοθραύστες αποτελούν ένα πολύ σημαντικό έργο που απαιτεί κατάλληλο σχεδιασμό ώστε να μην αστοχήσει στη διάρκεια ζωής του και να επιτελεί το λειτουργικό σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε. Μέχρι σήμερα έχουν αναπτυχθεί διάφορες μέθοδοι υπολογισμού κυματοθραυστών, συνηθίζεται όμως κατά τον υπολογισμό των έργων αυτών να λαμβάνεται υπόψη ένα αντιπροσωπευτικό ύψος κύματος, όπως γίνεται και στην ευρέως διαδεδομένη σχέση υπολογισμού του Hudson (1959). Σήμερα, γίνεται ολοένα και πιο αποδεκτό από την επιστημονική κοινότητα ότι η συνδυαστική δράση του ύψους κύματος και της κυματικής περιόδου παίζει σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια των κυματοθραυστών με πρηνή. Στο παρελθόν έχουν διεξαχθεί διάφορα πειράματα με μονοχρωματικούς κυματισμούς (π.χ. Iribarren, 1965) και με τυχαίους κυματισμούς (π.χ. Van der Meer και Pilarczyk (1984), Van der Meer (1985)) και έχουν δείξει τη σημαντική επίδραση της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια και συνεπώς στο σχεδιασμό των κυματοθραυστών με πρηνή. Οι σχέσεις σχεδιασμού που έχουν προκύψει από αυτές τις πειραματικές διερευνήσεις επικεντρώνονται στον τύπο θραύσης των προσπιπτόντων κυματισμών στο προσήνεμο πρηνές των κατασκευών αυτών χρησιμοποιώντας το γνωστό αριθμό του Iribarren.

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία παρουσιάζεται μια πειραματική διερεύνηση της επίδρασης της κυματικής περιόδου μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών στην ευστάθεια της θωράκισης του προσήνεμου πρηνούς κυματοθραύστη. Η διερεύνηση αυτή αν και λαμβάνει υπόψη τις ήδη υπάρχουσες προσεγγίσεις, διαφοροποιείται κατά κάποιο τρόπο λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο τις συνθήκες θραύσης στο προσήνεμο πρηνές αλλά και άλλες κυματικές και κατασκευαστικές παραμέτρους του κυματοθραύστη στο σύνολο του. Πιο συγκεκριμένα, τα πειράματα διεξήχθησαν σε πειραματική δεξαμενή στο Εργαστήριο Λιμενικών Έργων του Ε.Μ.Π. και το εξεταζόμενο μοντέλο ήταν ένας έξαλος κυματοθραύστης με πρηνή και πυρήνα, με κλίση πρηνών 1:1.5 και στις δύο πλευρές. Τα πειράματα βασίστηκαν κυρίως στη μελέτη των Bruun και Günbak (1978), στους ορισμούς των Sawaragi et al. (1982), οι οποίοι μελέτησαν την εμφάνιση συντονισμού και ημισυντονισμού σε κυματοθραύστη με πρηνή και στις σχέσεις σχεδιασμού του Van der Meer (1988) και του Van Gent (2003), με τις οποίες και συγκρίθηκαν.

Τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας βασίζονται στην παρατήρηση και στις μετρήσεις της διαβρωμένης επιφάνειας του προσήνεμου πρηνούς μετά από τη δράση διάφορων σεναρίων μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών. Μέσα από την πειραματική διαδικασία γίνεται η προσέγγιση κάποιων κρίσιμων περιόδων, κατά τις οποίες το μέγεθος των ζημιών του προσήνεμου πρηνούς μεγιστοποιείται, και γίνεται μια διερεύνηση της πιθανής συσχέτισης των κρίσιμων αυτών περιόδων με το πλάτος της διατομής του κυματοθραύστη στη στάθμη ηρεμίας (Σ.Η.Θ.). Παρατηρείται, λοιπόν, ότι ο λόγος του πλάτους της διατομής του κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. προς το μήκος κύματος του προσπιπτόντος κυματισμού παίζει πολύ σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια της κατασκευής. Επιπλέον, υπολογίζεται η ιδιοπερίοδος του κυματοθραύστη αυτού σύμφωνα με τον αναλυτικό υπολογισμό της ιδιοσυχνότητας χωμάτινων φραγμάτων κατά τους Hasani et al. (2014) και παρατηρείται ότι η ιδιοσυχνότητα σταθερών κατασκευών όπως ο κυματοθραύστης με πρηνή δεν παίζει σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια της κατασκευής.

Η διερεύνηση αυτή που γίνεται στην παρούσα εργασία παρουσιάζει μια άλλη οπτική γωνία στη μελέτη των κυματοθραυστών με πρηνή μέσω της αναβάθμισης της πρακτικής σχεδιασμού τους. Ουσιαστικά, αποδεικνύεται ότι ο ρόλος που παίζει η κυματική περίοδος στην ευστάθεια της θωράκισης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τη διάρκεια της διαδικασίας σχεδιασμού για την εξασφάλιση της ευστάθειας των παράκτιων έργων. Επίσης, δίδονται προτάσεις για περαιτέρω έρευνα.

Extended Abstract

1. Introduction

Breakwaters are structures constructed on coasts as part of coastal management or to protect an anchorage from the effects of both weather and longshore drift. Breakwaters reduce the intensity of wave action in inshore waters and thereby reduce coastal erosion or provide safe harbourage. Nowadays, more and more researchers realize the joint effect of wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters. The Hudson formula (1959), which is known for its simplicity, does not take into account the effect of wave period on the stability of rubble mound breakwaters armour layer. However, several experiments with regular waves (e.g. Iribarren (1965), Ahrens and McCartney (1975) etc.), and irregular ones (e.g. Van der Meer and Pilarczyk (1984), Van der Meer (1988)) have been conducted in the past and have shown the importance of wave period on the stability and therefore on the design of rubble mound breakwaters. The design formulas derived from these investigations were focused on the wave breaking type upon the offshore slope of these structures by using the well known Iribarren number.

This study presents a further experimental investigation on the response of a rubble mound breakwater to the action of regular and irregular waves, which although it takes into account the existing research it deviates somehow from the conventional approach taking into consideration the wave breaking condition on the slope and considers further wave and structural parameters of the breakwater as a whole. In particular, experiments have been conducted in the 3-dimensional basin in the Laboratory of Harbor Works at National Technical University of Athens, Greece. The model tested was an emerged rubble mound breakwater with slopes 1:1.5 on both sides. The experiments were mainly motivated by the study of Bruun and Günbak (1978), the definitions of Sawaragi et al. (1982), who studied the occurrence of resonance and semi-resonance of a rubble mound breakwater, and by the design formulas of Van der Meer (1988) and Van Gent (2003).

The results of the present study have been based on observations and measurements of the armour eroded area under several sea state scenarios of regular and random wave attack. Furthermore, the natural period of the breakwater model was estimated based on the calculation of the natural frequency of earth dams (Hasani et al., 2014), and it was shown that it does not play a key role in contrast to the ratio of length of the free surface line on the cross sectional profile of the structure against the incident wave length, which is of great importance on the stability of the structure.

To conclude, the aim of this work is to give another perspective to the study of rubble mound breakwaters through upgrading of their design practice. It was shown that the role of the wave period in rock armour layer stability should be taken into consideration during the design process to ensure coastal structures' stability.

2. Theoretical background

First of all, it is necessary to introduce some information about rubble mound breakwaters stability and the design formulas that have been developed by different researchers.

One of the most important parameter forming relationship between the structure and the wave conditions is the stability parameter $H/\Delta D$. For the design of rubble mound structures, this parameter can vary between 1 (statically stable breakwater) and 6 (berm breakwater). The specific gravity Δ of the armor unit relative to the sea water is defined via Equation (1):

$$\Delta = (\gamma_s / \gamma_w) - 1 \quad (1)$$

where: γ_s : specific weight of the armor unit

γ_w : specific weight of the water in which the structure is situated

The wave height H is usually the significant wave height H_s at the toe of the structure, defined either by the statistical definition, the average of the highest one third of the waves ($H_{1/3}$) or by the spectral definition $H_{m0} = 4m_0^{0.5}$, where m_0 is the area under the energy density spectrum and therefore, gives a representative value of the total wave energy. For the case of deep water, both definitions give approximately the same wave height. For shallow water conditions, substantial differences may be present due to the process of wave breaking.

The diameter D used in the definition is related to the average mass of the rock and is called the nominal diameter:

$$D_{n50} = \left(\frac{B_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (2)$$

where: D_{n50} : nominal diameter

B_{50} : median weight of unit given by 50% on mass distribution curve

With these definitions the parameter $H/\Delta D$ becomes $H_s/\Delta D_{n50}$.

Another important structural parameter is the surf similarity parameter (Iribaren number), which relates the slope angle to the wave period or wave steepness, and which gives a classification of different types of wave breaking.

The surf similarity parameter or breaker parameter is defined as:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L}} \quad (3)$$

where: α : slope angle of the structure

H/L : wave steepness

L : wave length based on the peak wave period T_p or the mean wave period T_m

2.1 Design of rubble mound breakwaters based on wave height

The most well-known formulas for the design of rubble mound breakwaters take into account only the effect of wave height on the stability of breakwaters.

2.1.1 Stability formula rock - Hudson (1959)

The original Hudson formula is written as follows:

$$B_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot a} \quad (4)$$

where: K_D : a stability coefficient that takes into account all other variables. K_D -values suggested for design correspond to a "no damage" condition where up to 5% of the armour units may be displaced. In the 1973 edition of the Shore Protection Manual (SPM, 1984), the values given for K_D for rough, angular stone in two layers on a breakwater trunk were:

- $K_D = 3.5$, for breaking waves,
- $K_D = 4.0$, for non-breaking waves.

The definition of breaking and non-breaking waves is different from plunging and surging waves, which were described in Stability formulae rock - Van der Meer (1988). A breaking wave means that the wave breaks due to the foreshore in front of the structure directly on the armour layer. It does not describe the type of breaking due to the slope of the structure itself.

No tests with random waves had been conducted till then and it was suggested to use H_s in the equation below. However, in the 1984 version of the Shore Protection Manual, it was recommended to use $H=H_{1/10}$, the average of the highest 10 percent of all waves. For the case considered above the value of K_D for breaking waves was revised and lowered from 3.5 to 2.0 (while for non-breaking waves it remained 4.0).

The main advantages of the Hudson formula are its simplicity, and the wide range of armour units and configurations for which values of K_D have been derived. The main disadvantage of the Hudson formula is that does not take into account the effect of wave period on the stability of rubble mound breakwaters.

2.2 Design of rubble mound breakwaters based on the joint effect of wave height and period

Several experiments with regular waves (e.g. Iribarren (1965), Ahrens and McCartney (1975) etc), and irregular ones (e.g. Van der Meer and Pilarczyk (1984), Van der Meer (1985)) have been conducted in the past and have shown the importance of wave period on the stability and therefore on the design of rubble mound breakwaters. The design formulae derived from these investigations were focused on the wave breaking type upon the offshore slope of these structures by using the well known Iribarren number.

2.2.1 Stability formulae rock - Van der Meer (1988)

The main basic assumptions for this formulae were:

- a rubble mound structure with an armour layer consisting of rock;
- little or no overtopping (less than 10% - 15% of the waves); and
- the slope of the structure should be generally uniform.

The formula was dependent on the type of wave breaking on the structure. The waves can be classified as either "plunging" or "surging". This classification is made based on the value of the breaker parameter (Iribaren number), ξ_m .

- For plunging waves, (if $\xi_m < \xi_{mc}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (5)$$

- For surging waves, (if $\xi_m > \xi_{mc}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^P \sqrt{\cot a} \quad (6)$$

where: H_s : the incident significant wave height at the toe of the structure ($H_{1/3}$)

ξ_m : Iribarren number for the mean wave period T_m

T_m : mean wave period

α : slope angle of the structure

$\Delta = (\rho_s / \rho_w) - 1$: relative buoyant density

ρ_w : water density

ρ_s : armour density

D_{n50} : nominal diameter

P : notional permeability (Figure 2.1)

N : number of incoming waves

S : damage level

The transition from "plunging" to "surging" waves occurs at the critical value of the breaker parameter, ξ_{mc} :

$$\xi_{mc} = \left(6.2P^{0.31} \sqrt{\tan a} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (7)$$

According to Van der Meer, the damage to the armour layer can be described by the erosion area around still-water level. When this erosion area is related to the size of the rocks, a dimensionless damage level (S) is presented which is independent of the size (slope angle and height) of the structure and it's defined by:

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (8)$$

where: S : damage level

A_e : erosion area in a cross-section around still-water level

A plot of a damaged structure, where both settlement and displacement are taking into account is shown in Figure 1. A physical description of the damage, S , is the number of squares with a side D_{n50} which fit into the eroded area. Another description of S is the number of cubic stones with a side of D_{n50} eroded within a D_{n50} wide strip of the structure. The actual number of stones eroded within this strip can be more or less than S , depending on the porosity, the grading of the armour rocks and the shape of the rocks.

The limits of S depend mainly on the slope angle of the structure. For a two diameter thick armour layer the values in Table 1 can be used.

Table 1: Design values of S for a two diameter thick armour layer (Van der Meer, 1988)

cota	Damage level $S=A/D_{n50}^2$	
	Initial damage	Failure
1.5	2	8
2.0	2	8
3.0	2	12
4.0	3	17
6.0	3	17

The notional permeability factor P is an empirical constant which is dependent on the structure type. It can vary between 0.1 for a relatively impermeable structure to 0.6 for a permeable structure (see figure 2). The permeability of the structure has an influence on the stability of the armour layer. This depends on the size of filter layers and core. The lower limit of P is an armour layer with a thickness of two diameters on an impermeable core (sand or clay) and with only a thin filter layer. The estimation of P from Figure 2 for a particular structure must, more or less, be based on engineering judgement. Although the exact value may not precisely be determined, a variation of P around the estimated value may well give an idea about the importance of the permeability.

The storm duration is a very important factor, which affect the damage level and it can be described through the number of incoming waves N . The maximum number of waves, for which the stability formulae rock of Van der Meer (1988) can be applied, is $N \leq 7500$. For more waves, the cross-section is sufficiently deformed and has taken a form in which it is balanced. This means that the damage level for more than 7500 waves can be found using $N=7500$ in the stability formulae. For less than 1000 incoming waves, the stability formulae overestimates the damage level, especially if $N \leq 500$. But, according to Van der Meer (2011), the initial damage follows a linear relation with respect to number of waves, for the first 1000 waves.

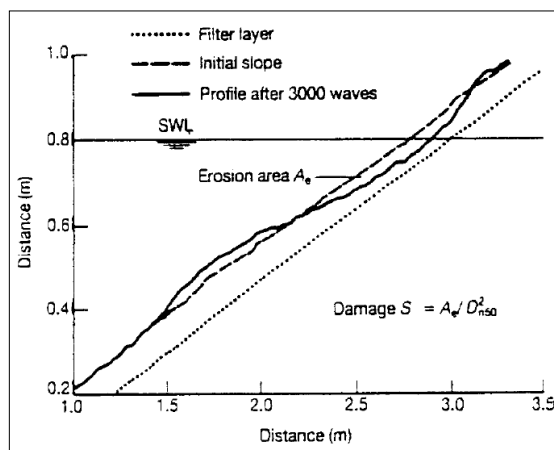


Figure 1: Damage level S based on erosion area A_e (Van der Meer, 1998)

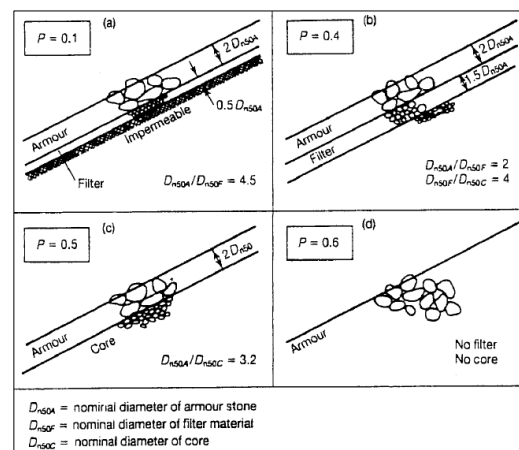


Figure 2: Notional permeability factor P (Van der Meer, 1998)

2.2.2 Stability formula rock - Van Gent et al. (2003)

This option computes the stability of rock slopes under random wave attack for statically stable conditions. The main basic assumptions made by this the formulae were:

- a rubble mound structure with an armour layer consisting of rock;
- little or no overtopping, and
- the slope of the structure should be generally uniform.

Van Gent et al (2003) proposed a stability formula, which was easier and/or simpler to use than the formulae by Van der Meer (1988), because of the following reasons:

- Although there is an influence of the wave period, this influence was considered small compared to the amount of spreading in the data due to other reasons. Therefore, the wave period was not used in this formula and there was no separation between "plunging waves" and "surging waves".

- The influence of the ratio $H_{2\%}/H_s$ is present, but it is considered small. Therefore, this ratio has been omitted.

- The influence of the permeability of the structure is incorporated in a direct way by using a structure parameter, i.e. the diameter of the core material ($D_{n50-core}$).

The influence of the number of waves (N) is the same as found by Thompson and Shuttler (1975) and Van der Meer (1988). The influence of the parameter $H_s/\Delta D_{n50}$ is the same as found by Van der Meer (1988). The formula reads:

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left(0.57 \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\tan a} \frac{1}{1 + D_{n50-core} / D_{n50}} \right)^5 \quad (9)$$

The influence of the permeability of the structure is incorporated by using the ratio $D_{n50-core}/D_{n50}$. This stability formula is valid for shallow, as well as for deep water conditions and it can be applied for number of incoming waves $N \leq 3000$.

3. Analytical estimation of natural frequency

3.1 Analytical estimation of natural frequency according to Hasani et al. (2014)

There is a variety of techniques for calculating the natural frequency of the structures. Nevertheless, these equations are less developed in the structures such as earth dams or rubble-mound breakwaters. In such structures, with respecting to the dimensions and weight of dam or breakwater, soil-structure interaction is of prime importance for finding seismic parameters including natural frequency, deformation, and other parameters. Hasani et al. (2014) simulated dam foundation using transition spring in order to accomplish this objective and the inclusion of foundation flexibility. Hasani et al. (2014) developed an equation for calculating natural frequency of earth dam using analytical methods. The advantages of this method were that it provides a more accurate estimation of seismic parameters and considers the flexibility of earth dams' foundation. Riley approximation method and shear-free shape function were used in the mathematical solution steps and the trend of gaining the proposed equation. Finally, Hasani et al. (2014) compared the results obtained from the proposed equation to those of finite element software GeoStudio-2007 and the correlation of responses was observed. However, although there are significant differences between earth dams and

rubble-mound breakwaters, this analytical estimation of natural period of earth dams can be applied to rubble-mound breakwaters too.

According to Hasani et al. (2014), the earth dam dynamic behavior was taken similar to the behavior of a cantilever beam in order to gain the analytical equation for calculating natural frequency of earth dam with respecting to the effect of soil-structure interaction. Since the earth dam is so wide, the horizontal flexibility has more importance and the vertical flexibility of foundation is ignored. As observed in Figure 3, beam with varying section restrained by a transition spring on one end can be a suitable model for the earth dam behavior regarding dam flexibility. Accordingly, natural frequency can be gained for beam model by using Riley approximation method and generalized to the earth dams.

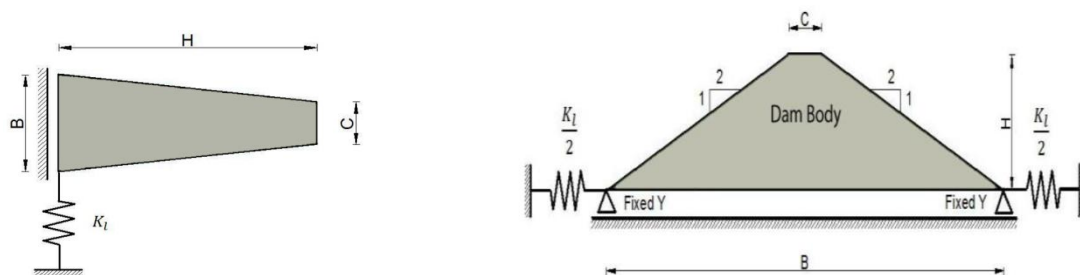


Figure 3: Beam model with transition spring and varying sections (Hasani et al., 2014)

The following hypotheses were considered for solving the issue:

- i. Plane-strain behavior is considered;
- ii. Shear-free shape function is used in the analytical solution;
- iii. Dam body is homogeneous materials;
- iv. Poisson ratio is assumed constant and equal to 0.3;
- v. Dam behavior is considered to be linear elastic;
- vi. Dam slope is presumed as two horizontal versus one vertical.

Hasani et al. (2014), through their study, developed the following equation for calculating the frequency of an earth dam:

$$f_0 = \left(\frac{0.13}{2\pi} \right) \left(\frac{0.255EB^2C + 0.0628EB^3 + 1.129EC^3 + 0.613EBC^2 + 2k_lH^3}{\rho H^4 (0.306B + 0.062C)} \right)^{0.5} \quad (10)$$

where: E : soil elasticity module

B : earth dam width

C : dam crest width

H : dam height

ρ : soil density

k_l : horizontal spring rigidity or soil rigidity in the horizontal direction

3.2 Analytical estimation of natural frequency in rubble-mound breakwater

Next in the present study, the natural period of the breakwater model was estimated based on the calculation of the natural frequency of earth dams (Hasani et al., 2014) (Equation (10)). The model tested was an emerged rubble mound breakwater with slopes 1:1.5 on both sides, as it is shown in Figure 4.

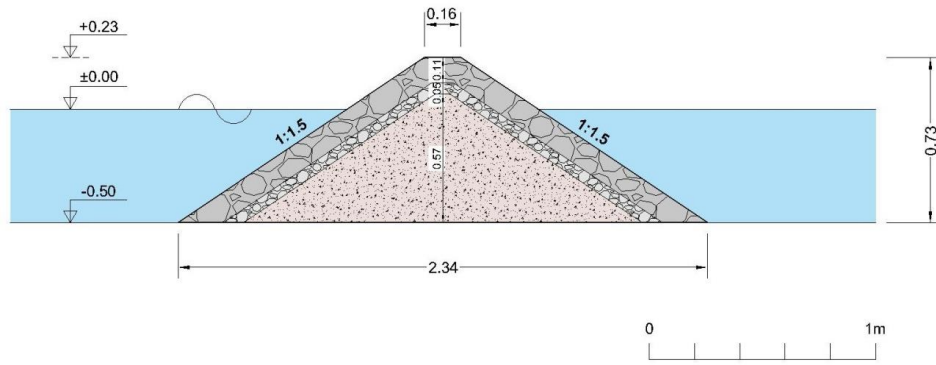


Figure 4: Cross section profile of the model tested rubble-mound breakwater

The examined breakwater consisted of three layers (Core – Underlayer – Armour layer). As far as the particle size of the layers is concerned, it is as follows:

Table 2: Materials of the model tested rubble-mound breakwater

MATERIALS		
	Nominal diameter (cm)	Grain size variation (cm)
ARMOUR LAYER	6	5.4 – 6.4
UNDERLAYER	2.5	2.2 – 3.0
CORE	1	0.5 – 1.2

The thickness of the armour layer was 0.11m and the width of the breakwater crest was $C=0.16m$. Therefore, the width of the breakwater base was $B=2.34m$. Also, the thickness of the underlayer was equal to 0.05m.

After conducting the necessary calculations and based on the area of every material in the cross section of the examined breakwater, the elastic modulus of breakwater body was estimated as $E = 69.07MPa$ and the soil density of the breakwaters' materials was estimated as $\rho = 2.28t/m^3$. Also, the soil rigidity of the foundation in the horizontal direction was assumed equal to $k_f = 40MPa$ (not rigid foundation).

As it is shown in Figure 4, the dimensions of the cross section profile of the breakwater were the following:

$$B = 2.34m$$

$$C = 0.16m$$

$$H = 0.73m$$

Then, the natural frequency of the examined rubble-mound breakwater estimated as follow:

$$f_0 = 9.78\text{sec}^{-1}$$

And the corresponding natural period was equal to: $T_0 = \frac{1}{f_0} = 0.10\text{sec}$

As stated before, the aim of this study is to investigate the impact of the wave period on the stability of a rubble-mound breakwater. After the above analytical estimation of natural period of the examined breakwater, it is shown that natural period is very low in relation to the range of the incident wave periods to the structure. Therefore, the natural period of a rubble-mound breakwater does not play a key role to the stability of the structure.

4. Experimental investigation

4.1 Experimental procedure

The experiments have been conducted in the 3-dimensional basin in the Laboratory of Harbor Works at National Technical University of Athens, Greece. The models were placed in a canal of 7.00 m width and 22.00 m length and were separated from each other by metal sheets 4.00 m long, placed at a distance of 0.80 m from each other so that each section had a width of 0.80 m. During the experiments, the mean water level was at 0.50 m.

At this point it should be noted that in these experiments three models were constructed, but only the Model 1 was examined in the present study. The Model 1 tested was an emerged rubble mound breakwater with slopes 1:1.5 on both sides (Figure 4). Also, the materials and the granulometry of the cross sectional profile of Model 1 are being described in Table 2.

During the construction of the model, the various layers of material (Core - Underlayer – Armour) were stained with a different color. Thus, the underlayer was painted green and the first and second layer of armour were painted blue and red respectively (Figures 5 & 6).

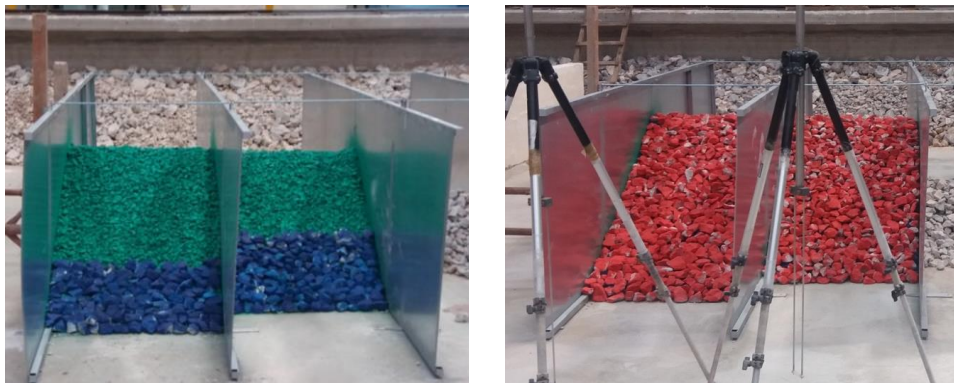


Figure 5 & 6: Construction of the models

The final experimental layout is described in Figure 7, where the position of the model tested breakwater (Model 1) can be noticed.

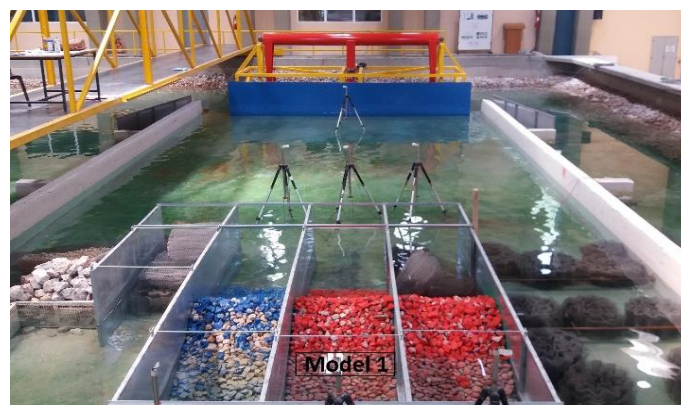


Figure 7: Final experimental layout

The results of the present study have been based on observations and measurements of the armour eroded area of the Model 1 under several sea state scenarios of regular and random wave attack.

4.2 Experimental results

4.2.1 Damage level after the action of regular and irregular waves with duration $t=10\text{min}$

The total duration of each wave was equal to 10min and it was long enough in order to observe the critical conditions where the damage level of the armour was maximized due to the effect of the period of the incident waves combined with the geometry of the structure.

After each wave scenario, observations and measurements of the armour eroded area of Model 1 were taking place (Figure 8). Also, the model was repaired before the next scenario took place.

Subsequently, based on the eroded area (A) and the mean diameter of the armour layer units ($D_{n50} = 0.052\text{m}$), the damage level on the surface of the slope (S) was calculated for each wave scenario as follows:

$$S = \frac{A}{D_{n50}^2} \quad (11)$$



Figure 8: Eroded area after regular wave attack ($H_s=0.124\text{m}$, $T_m=1.10\text{sec}$) with duration $t=10\text{min}$

In the following Table 3, are given all the examined sea state scenarios, the number of incident waves of each wave scenario and, also, the damage level S on the surface of the slope, as it was calculated for each wave scenario by Eq. (11).

Table 3: Experimental sea states scenarios and damage level

	Significant wave height H_s (m)	Mean wave period T_m (sec)	Wave duration t (sec)	Number of waves N_w	Damage Level (on the surface of the slope) S
REGULAR WAVES					
M1	0.094	0.72	600	833	0.00
M2	0.105	0.76	600	789	0.00
M3	0.11	0.82	600	732	0.00
M4	0.104	0.83	600	723	0.00
M5	0.098	0.86	600	698	0.00
M6	0.113	0.86	600	698	1.78
M7	0.112	0.9	600	667	1.43
M8	0.104	0.99	600	606	0.00
M9	0.105	1.013	600	592	0.00
M10	0.109	1.025	600	585	0.30
M11	0.107	1.11	600	541	1.10
M12	0.094	1.19	600	504	2.97

M13	0.095	1.2	600	500	2.08
M14	0.098	1.46	600	411	1.78
M15	0.105	1.48	600	405	0.89
M16	0.105	1.86	600	323	1.78
M17	0.105	2.18	600	275	0.30
M18	0.119	0.8	600	750	0.00
M19	0.13	0.8	600	750	0.00
M20	0.127	0.82	600	732	4.16
M21	0.12	0.85	600	706	1.64
M22	0.13	0.89	600	674	3.27
M23	0.126	0.98	600	612	0.00
M24	0.126	1.085	600	553	1.34
M25	0.124	1.1	600	545	15.75
M26	0.14	1.12	600	536	5.35
M27	0.135	1.14	600	526	12.78
M28	0.134	1.17	600	513	27.65
M29	0.128	1.22	600	492	3.86
M30	0.14	1.3	600	462	9.51
M31	0.121	1.45	600	414	0.89
M32	0.13	1.85	600	324	1.78
M33	0.131	2.05	600	293	0.57
IRREGULAR WAVES					
T1	0.1	0.88	600	682	2.97
T2	0.105	0.94	600	638	3.86
T3	0.095	0.95	600	632	3.27
T4	0.097	1.00	600	600	1.28
T5	0.105	1.19	600	504	8.74
T6	0.106	1.26	600	476	5.17
T7	0.091	1.31	600	458	4.91
T8	0.105	1.45	600	414	3.48
T9	0.108	1.7	600	353	1.43
T10	0.116	1.14	600	526	6.36
T11	0.133	1.18	600	508	14.98
T12	0.121	1.19	600	504	8.98
T13	0.124	1.46	600	411	11.71
T14	0.14	1.79	600	335	6.78

Then, in order to observe and examine the advance of damage level, in the following Figures 9 and 11, are being described the points (T_m , H_s) of the measurements from which are being produced the equal damage curves, as shown in Figures 10 and 12.

Regular Waves (duration t=10min)

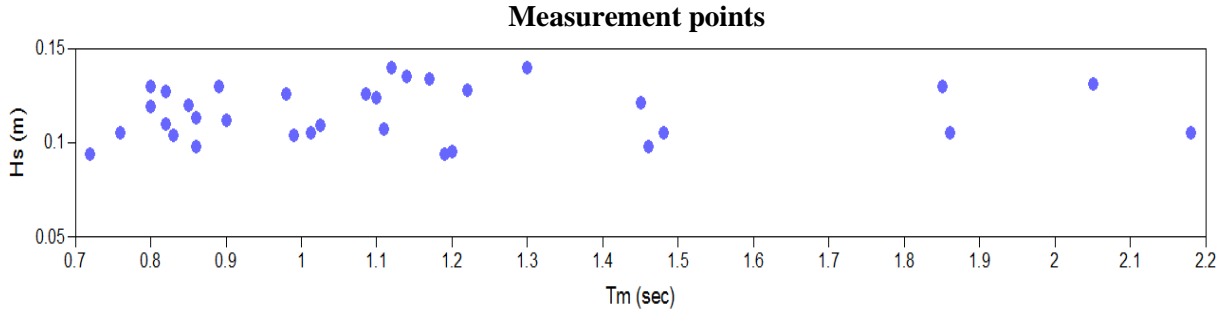


Figure 9: Measurement points after regular wave attack

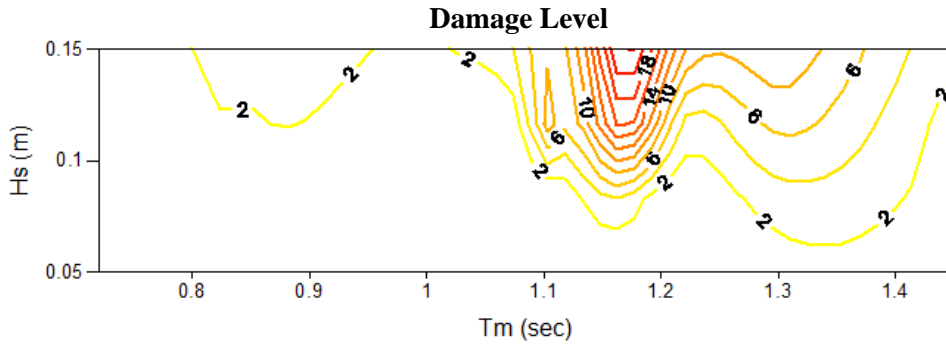


Figure 10: Equal damage curves after regular wave attack

Irregular Waves (duration t=10min)

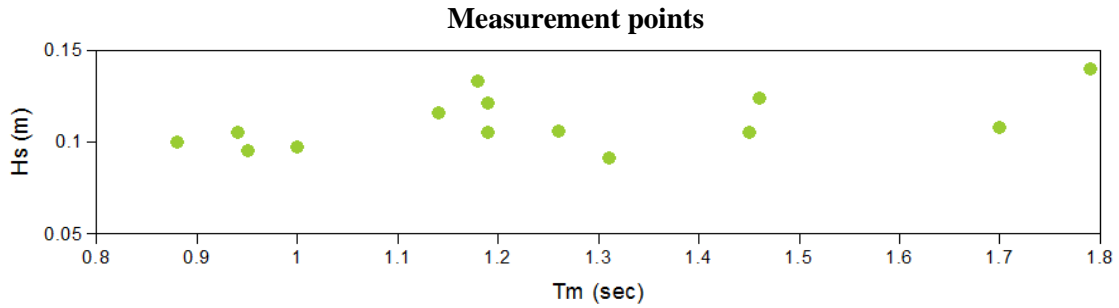


Figure 11: Measurement points after irregular wave attack

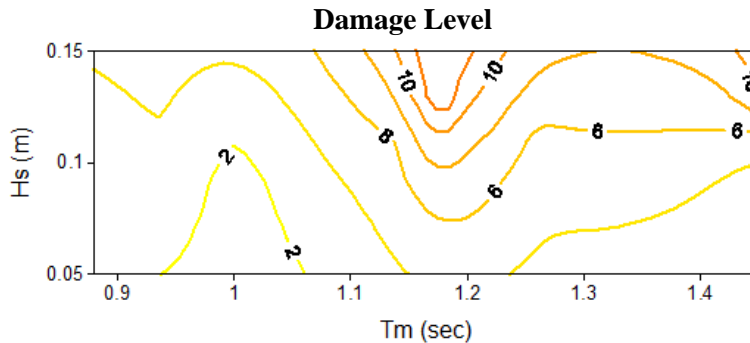


Figure 12: Equal damage curves after irregular wave attack

After the observation of Figures 10 & 12, it is clear that when the mean wave period, for both regular and irregular waves, ranges from 1.17 to 1.19 sec, there is a severe increase of damage level S on the surface of the slope and the damage level of the armour is maximized. Therefore, it is concluded that the mean wave period becomes critical within this range:

$$T_{m-crit} = 1.17 - 1.19 \text{ sec} \quad (12)$$

After observing, this strong increase of damage level when $T_{m-crit}=1.17-1.19 \text{ sec}$, it was attempted to combine the effect of wave period on the stability of the rubble mound breakwater with a geometrical (constructional) parameter of the breakwater. This is why, the ratio of length of the free surface line on the cross sectional profile (b) of the structure against the incident wave length (L) at the toe of the structure, which is a function of the wave period, was calculated for each wave scenario. The length of the free surface line on the cross sectional profile of the examined model was $b=0.84m$.

After these calculations, it has been observed that when $T_{m-crit}=1.17-1.19 \text{ sec}$, then the ratio b/L displays approximately one constant value for all the wave heights examined and obtained this critical value:

$$\left(\frac{b}{L}\right)_{crit} \approx 0.42 \quad (13)$$

Therefore, the factors which have an effect on the stability of the examined rubble mound breakwater, in addition to the significant wave height H_s and the mean wave period T_m , is also the ratio of length of the free surface line on the cross sectional profile of the structure against the incident wave length (b/L).

It is, therefore, concluded that, in addition to the nominal diameter of the rock armour layer, which is calculated in order that the designed structure be capable to withstand certain wave loads, it is also very important to take into account the geometry of the structure, which in combination with the wave period can lead to the phenomenon of resonance through the geometry of the structure, where the damage level of the armour is maximized.

4.2.2 Cumulative damage level after the action of regular and irregular waves with duration $t=10, 20$ and 30 min

Continuously in the experimental process, some of the above wave scenarios were repeated, initially with duration $t=10\text{min}$, and after the initial damage was observed and recorded, the same wave scenario was repeated for another 10min without having the model repaired. This process was repeated once more. Thus, the cumulative damage after the wave action of $t=10, 20$ and 30min was studied.

The regular wave scenarios that were repeated to investigate the cumulative damage of the armour layer, as a function of duration or the number of waves, are those with names M12, M27 and M33, while the irregular wave scenarios conducted for the same purpose are those with names T3, T5 and T12. The procedure followed was the same as above.

In the following Table 4, are given all the examined sea state scenarios, the number of incident waves of each wave scenario and, also, the cumulative damage level (S) on the surface of the slope, as it was calculated by Eq. (11) for each wave scenario with duration $t=10, 20$ and 30min . Also, the slope of the damage level curve to the increasing number of incident waves ($\Delta S/\Delta N_w$) has been calculated.

Figures 13 and 14 show the cumulative damage curve for each examined wave scenario in relation to the number of incident waves.

Table 4: Cumulative damage level

	Significant wave height H_s (m)	Mean wave period T_m (sec)	Wave duration t (min)	Number of waves N_w	Damage Level (on the surface of the slope) S	Slope of the cumulative damage curve $\Delta S/\Delta N_w$
REGULAR WAVES						
M12	0.094	1.19	10	504	2.97	
			20	1008	2.97	0.0000
			30	1512	2.97	0.0000
M27	0.135	1.14	10	526	12.78	
			20	1052	17.24	0.0085
			30	1578	17.24	0.0000
M33	0.131	2.05	10	292	0.57	
			20	585	0.57	0.0000
			30	878	0.57	0.0000
IRREGULAR						
T3	0.095	0.95	10	631	3.27	
			20	1263	3.51	0.0004
			30	1894	3.89	0.0006
T5	0.105	1.19	10	504	8.74	
			20	1008	11.03	0.0045
			30	1512	11.80	0.0015
T12	0.121	1.19	10	504	8.98	
			20	1008	13.02	0.0080
			30	1512	14.83	0.0036

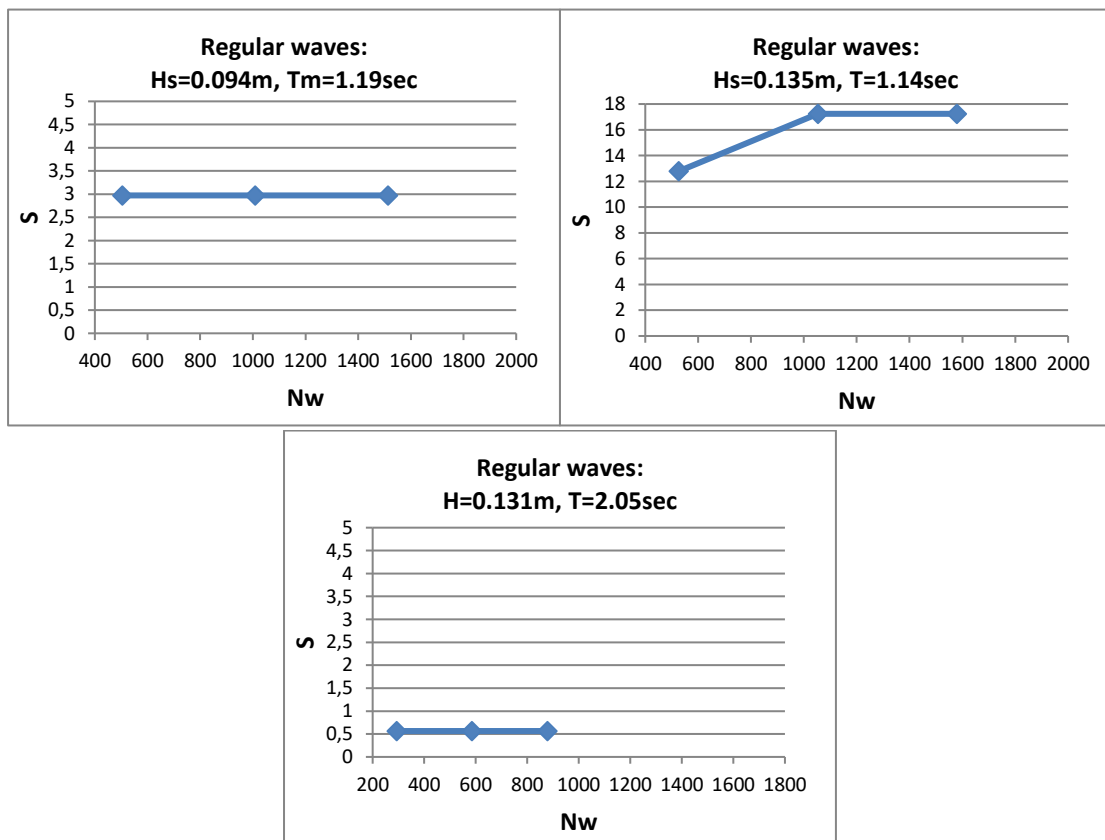


Figure 13: Cumulative damage level after regular wave attack

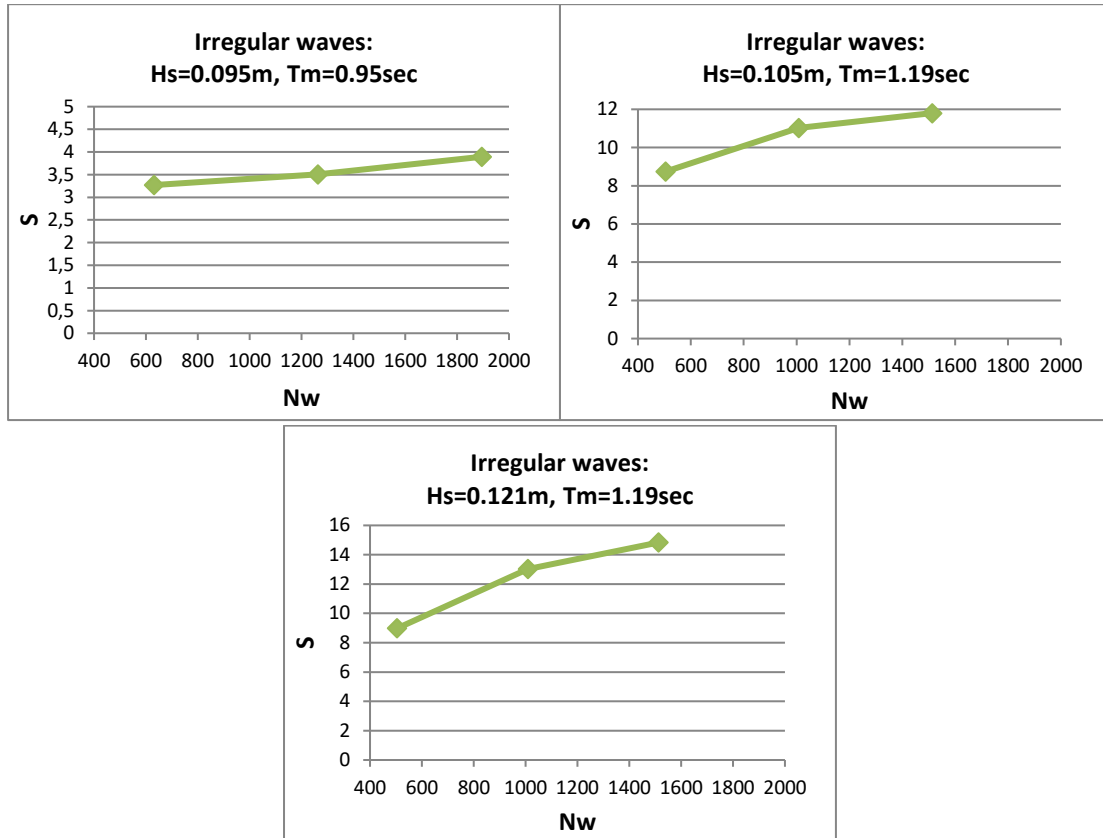


Figure 14: Cumulative damage level after irregular wave attack

As far as the examined regular wave scenarios are concerned, it is noted from Figure 13 that:

- When the initial damage level was low ($S < 3$) after the first wave attack with duration $t = 10min$, then there was no increase in the cumulative damage, i.e. the eroded area of the surface of the slope did not increase and the damage level S remained stable.
- When the initial damage level was higher ($S > 10$), there was an increase in the eroded area, and consequently an increase in the damage level S by increasing the duration of the wave action at $t = 20min$. But then, after increasing the duration of the wave action at $t = 30min$, no further increase of the eroded area was observed and the damage level S remained constant.

In fact, it was noted that the exposure factor, meaning how vulnerable is the breakwater, after previous damage, in relation to incident waves, plays an important role in the stability of the breakwater's slope and, subsequently, of the breakwater as a whole.

Referring to the examined irregular wave scenarios, it is noticed by observing Figure 14 that:

- Irrespectively of the initial damage level, there was an increasing trend of the damage level and the eroded area of the slope as the duration of the wave action was increasing. In particular, by increasing the duration of wave action, the damage level S increased, at the beginning more intensely and then more mildly.

This can be attributed to the fact that, when the breakwater was exposed to irregular waves, its cross-section profile did not stabilize after the first damage as it was exposed to waves with wave heights H higher than H_s and different wave periods T that can lead to another kind of damage to another point of the cross-section. In fact, it was observed that the random nature of the waves plays an important role in the stability of the breakwater's slope, too.

Therefore, the factors which have an effect on the stability of the examined rubble mound breakwater, except of the significant wave height H_s , the mean wave period T_m and the ratio

of the width of the breakwater at mean water level to the wavelength (b/L), were also the number of incident waves (N_w), the random nature of these waves and the exposure factor.

5. Comparison of experimental results with other investigations

5.1 Comparison of experimental results after the action of irregular waves with duration $t=10\text{min}$ with other investigations

In this section we compare the results and observations presented in the previous chapter with some of the design formulas presented in Chapter 2. More specifically, the damage level S of the experimental investigation is being compared with the corresponding damage level calculated by Van der Meer (1988) (Eq. (5) and (6)) and Van Gent (2003) (Eq. (9)).

In Table 5, the maximum experimental damage level in the cross-section $S_{\text{cross-max}}$, defined by Eq. (8), and the corresponding damage level S_2 (according to Van der Meer, 1988) and S_3 (according to Van Gent, 2003) for each scenario of irregular waves are presented.

According to Van der Meer (1988), the limits of S depend mainly on the slope angle of the structure. For a two diameter thick armour layer, as the examined construction, the initial damage is assumed to begin when damage level $S \geq 2$.

It should be noted that the above comparison concerns only the examined scenarios of irregular waves, since the formulas of Van der Meer (1988) and Van Gent (2003) have been developed for irregular waves.

Also, it should be noted that the stability formulae rock of Van der Meer (1988) can be applied for a number of incident waves $N \leq 7500$ and for the first 1000 waves, according to Van der Meer (2011), the damage level follows a linear relation with respect to number of waves. The formulae of Van Gent (2003) can be applied for a number of waves $N \leq 3000$.

Table 5: Damage level $S_{\text{cross-max}}$ of the experimental investigation, S_2 (Van der Meer, 1988) and S_3 (Van Gent, 2003)

	H_s (m)	T_m (sec)	Experimental results	Van der Meer (1988)		Van Gent (2003)
			$S_{\text{cross-max}}$	S_1 (for $N=1000$)	S_2 (linear from S_1 for $N=N_w$)	S_3 (for $N=N_w$)
IRREGULAR WAVES						
T1	0.100	0.88	2.88	0.68	0.46	2.50
T2	0.105	0.94	2.29	0.96	0.62	3.09
T3	0.095	0.95	2.10	0.68	0.43	1.86
T4	0.097	1.00	1.95	0.84	0.50	2.01
T5	0.105	1.19	3.19	1.74	0.88	2.74
T6	0.106	1.26	2.69	2.08	0.99	2.80
T7	0.091	1.31	2.74	1.29	0.59	1.28
T8	0.105	1.45	1.55	2.85	1.18	2.49
T9	0.108	1.70	2.02	4.71	1.66	2.64
T10	0.116	1.14	2.93	2.27	1.19	4.62
T11	0.133	1.18	4.95	4.13	2.10	8.99
T12	0.121	1.19	3.69	2.96	1.49	5.58
T13	0.124	1.46	4.43	5.41	2.22	5.69
T14	0.140	1.79	2.84	14.19	4.76	9.43

Then, in order to observe and examine the advance of damage level and to compare the above values of the damage level, in the following Figure 15 are being presented the equal damage curves of each approach.

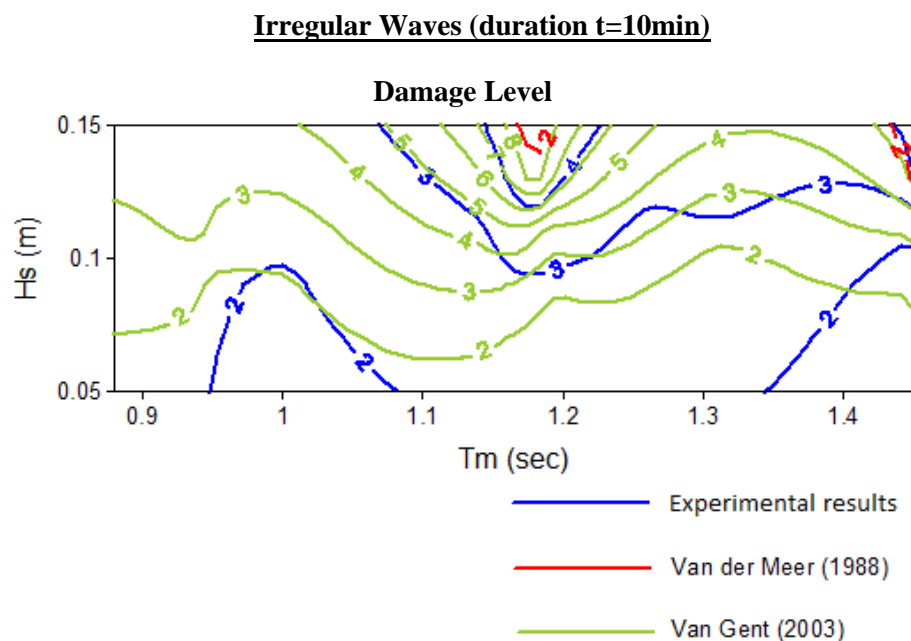


Figure 15: Comparison of equal damage curves $S_{cross-max}$ of the experimental investigation with S_2 (Van der Meer, 1988) and S_3 (Van Gent, 2003) after irregular wave attack

As it can be noticed from the above diagram, the experimental results range mainly between the two other approaches, but they are much closer to that of Van Gent (2003).

The Van der Meer's (1988) design formulae estimates a lower damage level than the other two approaches and does not seem to take into account the increase of damage when the mean wave period becomes critical $T_{m-crit}=1.17-1.19$ sec. On the other hand, the Van Gent's (2003) formula is close enough to the experimental results and shows that it takes into account the increase of damage when $T_{m-crit}=1.17-1.19$ sec, but gives a more severe increase and a higher estimation of the damage level over this period, in relation to the experimental results.

From the above comparison, it seems that the alternative stability formula, that has been developed by Van Gent, which, unlike Van den Meer's formulae (1988), does not take into account the separation between "plunging waves" and "surging waves", considers the effect of the permeability of the structure and is closer to the experimental results.

The design formulas of Van der Meer (1988) and Van Gent (2003) estimate the damage level by taking into account the significant wave height (H_s), the number of incident waves (N_w) (i.e. the duration of the wave storm), the nominal diameter of the rocks of the armour layer (D_{n50}) and the slope angle of the breakwater ($\tan\alpha$). However, they differ from each other, since Van der Meer (1988) takes into account the influence of the wave period through the Iribaren number (ζ) and the type of breaking of waves on the slope, while Van Gent (2003) does not take directly into account none of the above.

In addition, in Van Gent's (2003) formula, the influence of the permeability of the structure is directly related to a structure parameter (diameter of the core material) instead of an indirect permeability parameter P inserted in Equations (5) and (6) of Van der Meer formulae (1988).

After comparing the experimental results with the other two investigations, it was observed that the permeability of the structure plays also a significant role in the stability of the slope. The effect of the permeability of the structure was not clearly examined in the present experimental investigation as it was stable during the experimental process. However, the experimental results were close to that of Van Gent design formula (2003), which takes directly into account the influence of permeability. Therefore, it is concluded that except the influence of the combination of wavelength at the toe of the structure, as a function of the mean wave period, with the width of the breakwater at mean water level to the stability of the breakwater, but it is also very important the influence of the porosity of the materials of the armour layer and the core.

Finally, we conclude that the wave period combined with the geometry and the permeability of the structure at mean water level play a very important role in the stability of rubble mound breakwaters armour layer as they can lead to the phenomenon of resonance through the geometry of the structure, where the damage level of the armour is maximized.

5.2 Comparison of experimental results after the action of irregular waves with duration $t=10, 20$ and 30min with other investigations

As it has been discussed above in Section 4.2.1, some of the initial wave scenarios were repeated during the experimental process in order to study the cumulative damage after the wave action of $t=10, 20$ and 30min . These scenarios of irregular waves were named as T3, T5 and T12.

In this section we compare the results and observations presented in Section 4.2.1 with some of the design formulas presented in Chapter 2. More specifically, the cumulative damage level S of the experimental procedure is compared with the corresponding cumulative damage level as calculated by Van der Meer (1988) (Eq. (5) and (6)) and Van Gent (2003) (Eq. (9)).

Thus, in Table 6 the maximum experimental cumulative damage level in the cross-section $S_{\text{cross-max}}$, as it is defined by Van der Meer (1988) (Eq. (8)), and the corresponding cumulative damage level S_2 (according to Van der Meer, 1988) and S_3 (according to Van Gent, 2003) are presented for each scenario of irregular waves. Also, the slope of the cumulative damage level curve to the increasing number of incident waves ($\Delta S/\Delta Nw$) of each approach is calculated.

Table 6: Cumulative damage level $S_{\text{cross-max}}$ by the experimental investigation, S_2 (Van der Meer, 1988) and S_3 (Van Gent, 2003)

	Nw	Experimental results		Van der Meer (1988)		Van Gent (2003)	
		$S_{\text{cross-max}}$	$\Delta S/\Delta Nw$	S_2	$\Delta S_2/\Delta Nw$	S_3	$\Delta S_3/\Delta Nw$
IRREGULAR WAVES							
T3	631	2.10		0.43		1.86	
	1263	2.10	0.0000	0.76	0.0005	2.63	0.0012
	1894	2.10	0.0000	0.94	0.0003	3.23	0.0009
T5	504	3.19		0.88		2.74	
	1008	5.05	0.0037	1.75	0.0017	3.88	0.0023
	1512	5.05	0.0000	2.14	0.0008	4,75	0.0017
T12	504	3.69		1.49		5.58	
	1008	4.79	0.0022	2.97	0.0029	7.89	0.0046
	1512	5.02	0.0005	3.64	0.0013	9.66	0.0035

The following Figure 16, shows the cumulative damage level $S_{cross-max}$, S_2 and S_3 for each of the above scenarios in relation to the increasing number of incident waves.

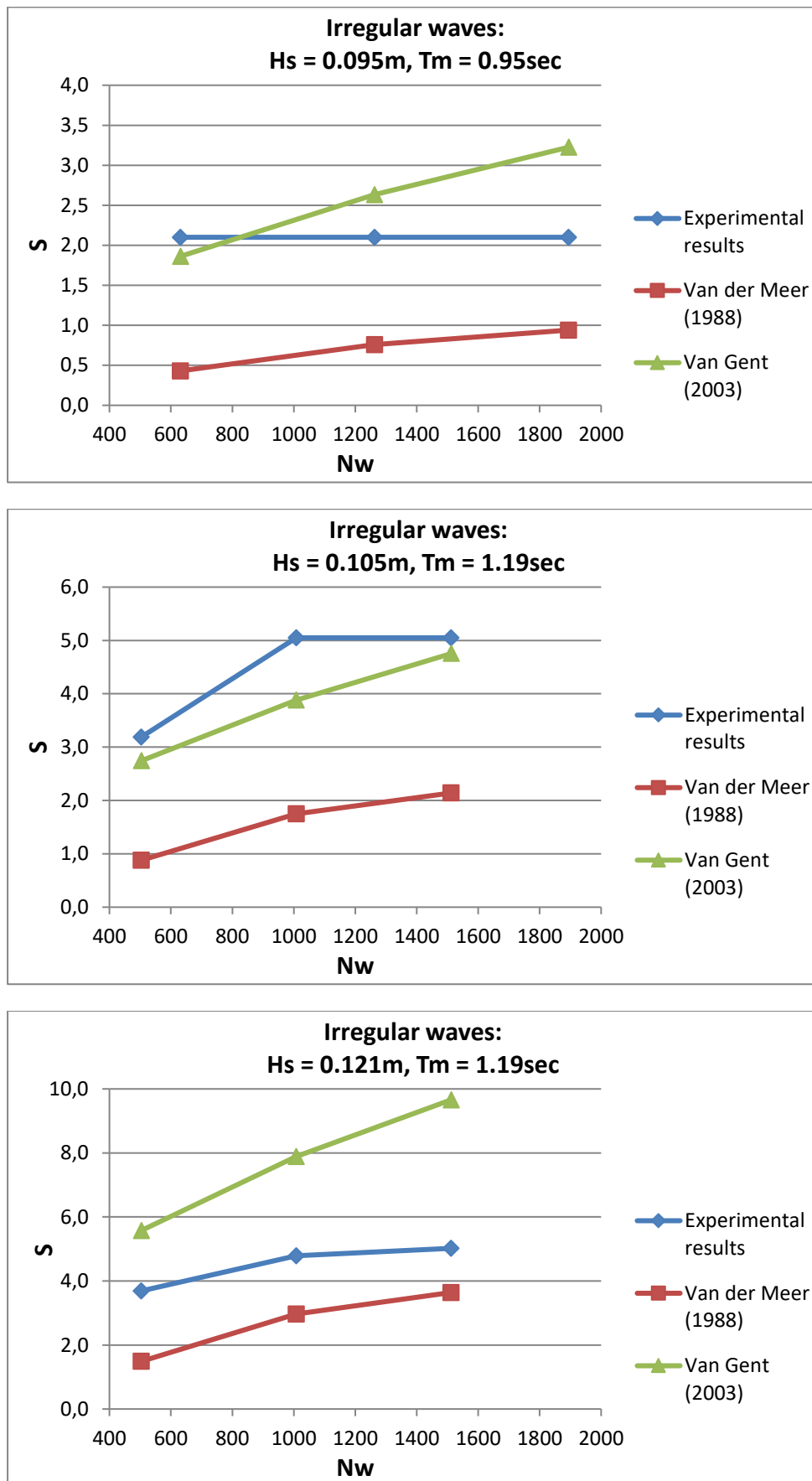


Figure 16: Cumulative damage level $S_{cross-max}$, S_2 (Van der Meer, 1988) and S_3 (Van Gent, 2003) after irregular wave attack

As it has been already observed from previous comparisons, Van der Meer's design formulae (1988) estimates a lower damage level than the experimental one. From the above figures and the calculation of the slope of the cumulative damage level curve to the increasing number of incident waves ($\Delta S/\Delta Nw$) for each approach considered, it is noted that according to Van der Meer's results (1988), this slope is milder in contrast with the results of Van Gent (2003), which give a much more pronounced inclination. At this point, however, it should be noted that the above approaches cannot be directly compared, as the initial damage (after the first 10 minute wave action) is not the same, i.e. the three approaches considered do not have the same starting point.

Also, as can be see, the increase of the cumulative damage according to Van der Meer (1988) is linear up to 1000 waves, since according to Van der Meer (2011) the damage level is approximated linearly when $N \leq 1000$. Still, it is noted that according to Van Gent (2003), the increase of the cumulative damage level in relation to the number of incident waves increases is very high.

Overall, from the above approaches, we can conclude that the duration of the wave action, i.e. the number of incident waves (Nw), is a very important factor for the stability of the breakwater's armour layer. Also, it is observed that the exposure factor, i.e. how vulnerable is the breakwater, after previous damage, in relation to incident waves, plays an important role in the stability of the breakwater's slope.

6. Conclusions

Nowadays, more and more researchers realize the joint effect of wave height and period on the stability of armour breakwater slopes. This study presents a further experimental investigation on the response of rubble mound breakwater to the action of regular and irregular waves, which although it takes into account the existing research it deviates somehow from the conventional approach taking into consideration the wave breaking condition on the slope and considers further wave and structural parameters of the breakwater as a whole.

The results of the present study have been based on observations and measurements of the armour eroded area under several sea state scenarios of regular and irregular waves with duration $t=10\text{min}$. Through this experimental investigation, it was observed that when the mean wave period, for both regular and irregular waves, ranges from 1.17 to 1.19 sec, there is a sharp increase of damage level S on the surface of the slope. Consequently, it was concluded that between these values the wave period becomes critical:

$$T_{m-crit} = 1.17 - 1.19 \text{ sec}$$

After observing, this strong increase of damage level when $T_{m-crit}=1.17-1.19 \text{ sec}$, it was attempted to combine the effect of wave period to the stability of the rubble mound breakwater with a geometrical (constructional) parameter of the breakwater. This is why, the ratio of length of the free surface line on the cross sectional profile of the structure against the incident wave length (b/L), which is a function of the wave period, was calculated for each wave scenario. The width (b) of the examined model rubble mound breakwater at mean water level was $b=0.84\text{m}$.

After these calculations, it was observed that when $T_{m-crit}=1.17-1.19$ sec, then the ratio b/L displays approximately one constant value for all the wave heights examined and becomes critical:

$$\left(\frac{b}{L}\right)_{crit} \approx 0.42$$

Also, from the comparison of the experimental results to the two other approaches, it was observed that the permeability of the structure also plays a significant role in the stability of the slopes. The effect of the permeability of the structure was not clearly examined in the present experimental investigation as it was stable during the experimental process. However, the design formula of Van Gent (2003), which takes directly into account the influence of permeability, shows how close its results are to the corresponding experimental values of the damage level.

Finally, summarizing, after all the above comparisons and observations, we conclude that the wave period combined with the geometry and the permeability of the structure at mean water level play a very important role in the stability of rubble mound breakwaters armour layer as they can lead to the phenomenon of resonance through the geometry of the structure, where the damage level of the armour becomes maximum.

Next in the experimental process the cumulative damage after the wave action of the same wave scenarios but with duration $t=10, 20$ and 30 min was studied and it was noted that the exposure factor (how vulnerable is the breakwater, after previous damage, in relation to incident waves) plays an important role in the stability of the breakwater's slope and also that the randomness of the waves plays an important role in the stability of the breakwater's slope, too.

To conclude, the factors which have an effect on the stability of the examined rubble mound breakwater, in addition to the significant wave height H_s and the mean wave period T_m , are also the ratio of length of the free surface line on the cross sectional profile of the structure against the incident wave length (b/L), the permeability of the structure, the number of incident waves (N_w) as well as the randomness of these waves and the exposure factor, that is how vulnerable is the breakwater, after previous damage, in relation to incident waves.

1. Εισαγωγή

1.1 Αντικείμενο της εργασίας

Οι κυματοθραύστες είναι κατασκευές που χρησιμοποιούνται είτε ως εξωτερικά λιμενικά έργα με στόχο την εκτόνωση μέρους της κυματικής ενέργειας και την εξασφάλιση συνθηκών ηρεμίας εντός της λιμενολεκάνης, είτε ως έργα προστασίας ακτής σε περιοχές όπου παρατηρείται έντονη στερεομεταφορά και διάβρωση ακτής. Οι κυματοθραύστες αποτελούν ένα πολύ σημαντικό έργο που απαιτεί κατάλληλο σχεδιασμό ώστε να μην αστοχήσει στη διάρκεια ζωής του και να επιτελεί το λειτουργικό σκοπό για τον οποίο κατασκευάστηκε. Η τυχαιότητα που χαρακτηρίζει τους θαλάσσιους κυματισμούς καθιστά πρόκληση τη δημιουργία κατάλληλων μεθόδων σχεδιασμού. Μέχρι σήμερα έχουν αναπτυχθεί διάφορες μέθοδοι υπολογισμού λιμενικών και παράκτιων έργων, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη τους διάφορες παραμέτρους. Συνηθίζεται όμως κατά τον υπολογισμό των έργων αυτών το κυματικό κλίμα που τα φορτίζει να περιγράφεται κυρίως από ένα αντιπροσωπευτικό ύψος κύματος. Έτσι, όμως, δεν λαμβάνεται υπόψη ο σημαντικός παράγοντας της περιόδου του κυματισμού. Σήμερα, γίνεται ολοένα και πιο αποδεκτό από την επιστημονική κοινότητα ότι μέσα στις μεθόδους υπολογισμού και σχεδιασμού των έργων αυτών θα πρέπει να συμπεριλαμβάνεται και η σημαντική αυτή παράμετρος της περιόδου του κύματος σε συνδυασμό με το αντιπροσωπευτικό ύψος κύματος.

Η παρούσα εργασία, λοιπόν, έχει ως αντικείμενο τη διερεύνηση της επίδρασης της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια της θωράκισης του προσήνεμου πρανούς κυματοθραύστη και των κρίσιμων συνθηκών κατά τις οποίες το επίπεδο ζημιών του προσήνεμου πρανούς μεγιστοποιείται λόγω της επίδρασης της περιόδου των προσπιπτόντων κυματισμών σε σχέση με τη γεωμετρία της κατασκευής (συντονισμός μέσω της γεωμετρίας της κατασκευής).

Αυτή η διερεύνηση πραγματοποιείται αρχικά μέσω μιας αναλυτικής προσέγγισης υπολογισμού της ιδιοπεριόδου ενός κυματοθραύστη με πρανή και στη συνέχεια μέσω μιας πειραματικής διαδικασίας, κατά την οποία διερευνάται η επίδραση της περιόδου μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του ίδιου κυματοθραύστη. Μέσα από την πειραματική αυτή διαδικασία γίνεται η προσέγγιση κάποιων κρίσιμων περιόδων, κατά τις οποίες, σε συνδυασμό πάντα με το ύψος κύματος, το μέγεθος των ζημιών του προσήνεμου πρανούς μεγιστοποιείται. Έπειτα, γίνεται μια διερεύνηση της πιθανής συσχέτισης των κρίσιμων αυτών περιόδων με το πλάτος της διατομής του κυματοθραύστη στη στάθμη ηρεμίας (Σ.Η.Θ.) καθώς όπως ήδη αναφέρθηκε διερευνώνται οι κρίσιμες συνθήκες όπου το επίπεδο ζημιών του προσήνεμου πρανούς μεγιστοποιείται λόγω της επίδρασης της περιόδου των προσπιπτόντων κυματισμών σε σχέση με τη γεωμετρία της κατασκευής. Επίσης, διερευνάται ο "καθ' ύψος" συντονισμός επί του πρανούς του εξεταζόμενου κυματοθραύστη.

Εν συνεχεία, γίνεται πειραματική διερεύνηση ενός άλλου εξίσου σοβαρού παράγοντα, δηλαδή της επίδρασης της διάρκειας πρόσπτωσης μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του ίδιου κυματοθραύστη. Στο στάδιο αυτό μελετάται ουσιαστικά η επίδραση του αριθμού των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή και της τυχαιότητας των προσπιπτόντων αυτών κυματισμών στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς και αξιολογούνται οι αυξητικές ζημιές που παρουσιάζονται σε αυτό.

Η διερεύνηση αυτή που γίνεται στην παρούσα εργασία παρουσιάζει μια άλλη οπτική γωνία στη μελέτη των κυματοθραυστών με πρηνή μέσω της αναβάθμισης της πρακτικής σχεδιασμού τους. Ουσιαστικά, αποδεικνύεται ότι ο ρόλος που παίζει η κυματική περίοδος στην ευστάθεια της θωράκισης πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τη διάρκεια της διαδικασίας σχεδιασμού για την εξασφάλιση της ευστάθειας των παράκτιων έργων.

1.2 Διάρθρωση της εργασίας

Στο 2^ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο πάνω στο οποίο βασίστηκε η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία. Πιο συγκεκριμένα, ορίζονται ορισμένες βασικές έννοιες που θα χρησιμοποιηθούν στα επόμενα Κεφάλαια και παρέχονται κάποιες πληροφορίες γενικής φύσεως για τους κυματοθραύστες και κυρίως για τους κυματοθραύστες με πρηνή. Εν συνεχεία περιγράφεται και αναλύεται η ευστάθεια των κυματοθραυστών και οι διάφοροι τύποι αστοχίας τους. Έπειτα, παρουσιάζονται οι εξισώσεις ευστάθειας που αφορούν στο σχεδιασμό θωράκισης κυματοθραυστών με πρηνή λαμβάνοντας υπ' όψη μόνο το ύψος κύματος, με γνωστότερη τη σχέση του Hudson (1959). Τέλος, παρουσιάζονται οι εξισώσεις ευστάθειας που αφορούν στο σχεδιασμό θωράκισης κυματοθραυστών με πρηνή λαμβάνοντας υπ' όψη όχι μόνο το ύψος κύματος αλλά και την επιρροή της περιόδου του κύματος, στον καθορισμό του τύπου θραύσης, όπως οι σχέσεις του Van der Meer (1988).

Στο 3^ο Κεφάλαιο περιγράφεται ένας αναλυτικός τρόπος υπολογισμού της ιδιοπεριόδου των χωμάτινων φραγμάτων σύμφωνα με τους Hasani et al. (2014), ο οποίος συνδέεται με τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου των κυματοθραυστών με πρηνή. Μετά την ανάλυση του τρόπου αυτού υπολογισμού της ιδιοπεριόδου, περιγράφεται ο υπό εξέταση κυματοθραύστης, ο οποίος εξετάζεται και στη συνέχεια μέσω της πειραματικής διαδικασίας. Ακολούθως, εφαρμόζεται η αναλυτική σχέση των Hasani et al. (2014) και γίνεται ο αναλυτικός υπολογισμός της ιδιοπεριόδου του κυματοθραύστη αυτού.

Στο 4^ο Κεφάλαιο περιγράφεται το φαινόμενο του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρηνούς σύμφωνα με τους Bruun και Günbak (1978) ως η κατάσταση όπου η περίοδος αναρρίχησης-καταρρίχησης του προσπίπτοντος κύματος στο πρηνές είναι ίση με την περίοδο του κύματος. Εν συνεχεία, περιγράφονται οι συνθήκες εμφάνισης συντονισμού επί του πρηνούς σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1982, 1983) και στο τέλος συγκεντρωτικά παρουσιάζονται και τα συμπεράσματά τους.

Στο 5^ο Κεφάλαιο παρουσιάζεται η πειραματική διερεύνηση της επίδρασης της περιόδου του κύματος στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρηνή. Αρχικά, γίνεται η περιγραφή των πειραματικών εγκαταστάσεων, του σχεδιασμού και της κατασκευής των πειραματικών διατάξεων. Στη συνέχεια, γίνεται η περιγραφή των κυματικών σεναρίων που εξετάστηκαν και της πειραματικής διαδικασίας. Έπειτα, παρουσιάζονται τα αποτελέσματα από την ανάλυση των πειραματικών δεδομένων σε πρώτο στάδιο για τη μελέτη του επιπέδου ζημιών μετά τη δράση μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$ και σε δεύτερο στάδιο για τη μελέτη της εξέλιξης του επιπέδου ζημιών μετά τη δράση μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10, 20$ και 30min . Στο Κεφάλαιο αυτό παρουσιάζονται και οι ισοσταθμικές καμπύλες ζημιών των μονοχρωματικών και των τυχαίων κυματισμών, οι οποίες αποτελούν βασικό εργαλείο για την προσέγγιση των κρίσιμων περιόδων που αναφέρθηκαν παραπάνω. Επίσης, γίνεται διερεύνηση της συσχέτισης των κρίσιμων αυτών περιόδων με το πλάτος της διατομής του κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ..

Στο 6^ο Κεφάλαιο γίνεται ο σχολιασμός των θεωρητικών και των πειραματικών προσεγγίσεων. Ουσιαστικά, γίνεται σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων με άλλες προσεγγίσεις και πιο συγκεκριμένα γίνεται σύγκριση του δείκτη ζημιών που προέκυψε από την πειραματική διαδικασία με τον αντίστοιχο δείκτη όπως αυτός υπολογίζεται σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) και τον Van Gent (2003).

Στο 7^ο Κεφάλαιο παρουσιάζονται συγκεντρωτικά τα συμπεράσματα που προέκυψαν συνολικά από την πειραματική διερεύνηση σε συνδυασμό με τις θεωρητικές προσεγγίσεις και με τις συγκρίσεις που έγιναν. Το ενδιαφέρον μας εστιάζεται στις κρίσιμες συνθήκες κατά τις οποίες το επίπεδο ζημιών του προσήνεμου πρανούς μεγιστοποιείται λόγω της επίδρασης της περιόδου των προσπιπτόντων κυματισμών σε σχέση με τη γεωμετρία της κατασκευής (συντονισμός μέσω της γεωμετρίας της κατασκευής). Ακόμη προτείνονται ορισμένα θέματα για περαιτέρω έρευνα.

Τέλος, παρατίθεται το Παράρτημα Α με όλες τις φωτογραφίες που ελήφθησαν μετά από κάθε κυματικό σενάριο και ο αντίστοιχος δείκτης ζημιών, όπως υπολογίστηκε.

2. Γενικά στοιχεία για την ευστάθεια των κυματοθραυστών

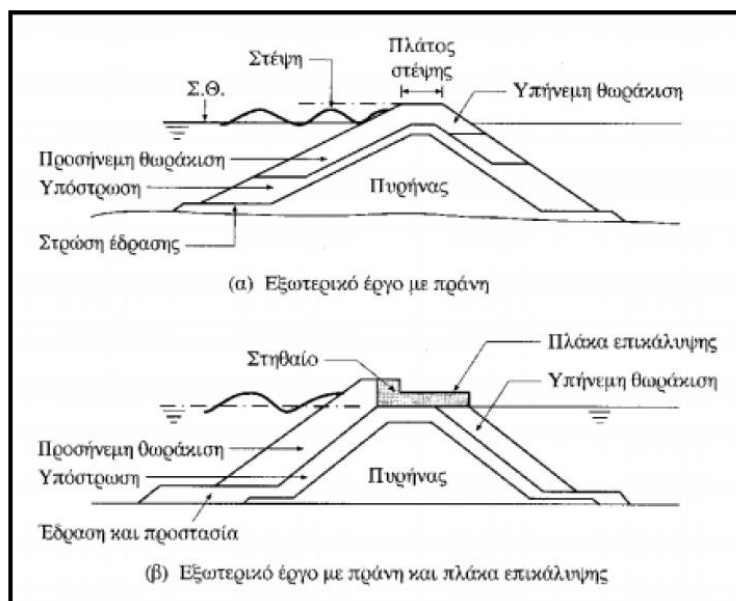
2.1 Σημασία και ασφάλεια κυματοθραυστών

Οι κυματοθραύστες είναι κατασκευές που χρησιμοποιούνται όταν επιθυμείται μείωση της κυματικής ενέργειας σε μια περιοχή. Για παράδειγμα, προκειμένου να εξασφαλιστεί η απρόσκοπτη λειτουργία ενός λιμένος, απαιτείται να επικρατεί σχετική ηρεμία στο εσωτερικό της λιμενολεκάνης. Έτσι, τα πλοία μπορούν να προσδένουν και να πραγματοποιείται με ασφάλεια η φορτοεκφόρτωσή τους, αλλά και η κίνηση επιβατών και εργαζόμενων. Επιπλέον, υπάρχουν ακτές όπου παρατηρείται διάβρωση λόγω αυξημένης στερεομεταφοράς με δυσμενείς επιπτώσεις στο περιβάλλον, σε παρακείμενες κατασκευές (κατοικίες, οδοί) και στον τοπικό τουρισμό. Σε τέτοιες περιπτώσεις η κατασκευή κυματοθραύστη μπορεί να επιλύσει το πρόβλημα, καθώς αναχαιτίζει τη δράση των κυμάτων. Μάλιστα, υπάρχουν διάφοροι τύποι κυματοθραύστη (αναλύονται σε επόμενη ενότητα), κάθε ένας από τους οποίους ενδείκνυται σε ορισμένες περιπτώσεις.

Όπως κάθε δομικό έργο, ο κυματοθραύστης σχεδιάζεται για ορισμένο χρόνο ζωής. Απαιτείται στο συγκεκριμένο χρονικό διάστημα η κατασκευή να είναι λειτουργική, ασφαλής έναντι αστοχίας και παράλληλα οικονομικά συμφέρουσα. Ο σχεδιασμός στοχεύει στην ευστάθεια του έργου και στην επιτυχή αναχαιτίση των προσπιπτόντων κυματισμών. Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εξετάζεται η ευστάθεια της εξωτερικής θωράκισης κυματοθραύστη με πρηνή.

2.2 Κυματοθραύστες με πρηνή

Οι κυματοθραύστες με πρηνή σχεδιάζονται έτσι ώστε να έχουν τραπεζοειδή πρισματική μορφή και κατασκευάζονται με λιθορριπές (rubble mound breakwaters). Τυπικό παράδειγμα φαίνεται στο Σχήμα 2.1. Χρησιμοποιούνται διαβαθμισμένοι λίθοι με μέγεθος και βάρος που ποικίλλει. Πιο συγκεκριμένα, οι μικρότεροι λίθοι χρησιμοποιούνται για την κατασκευή του πυρήνα, ενώ στην εξωτερική θωράκιση τοποθετούνται οι μεγαλύτεροι και βαρύτεροι λίθοι ώστε να αντιστέκονται στη δράση των κυμάτων και να εμποδίζουν τη διάβρωση του πυρήνα. Η λειτουργία αυτού του κυματοθραύστη βασίζεται στη δημιουργία συνθηκών θραύσης του προσπίπτοντος κυματισμού.

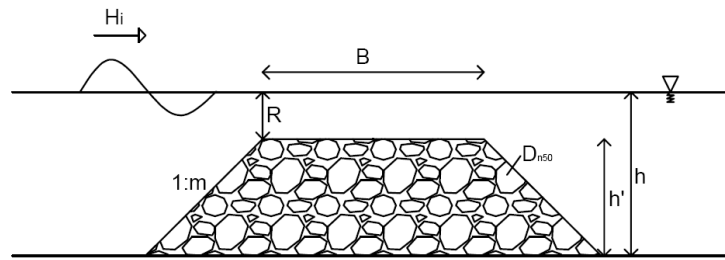


Σχήμα 2.1: Κυματοθραύστες με πρηνή (Πηγή: Μέμος, 2008)

Αυτός ο τύπος κυματοθραύστη πλεονεκτεί έναντι άλλων λόγω της εύκαμπτης μορφής του. Εάν υπό τη δράση των κυμάτων μετακινηθούν κάποιοι ογκόλιθοι, θεωρούμε ότι έχουμε μερική αστοχία του έργου, το οποίο επισκευάζεται εύκολα με την αναπλήρωση των εν λόγω ογκολίθων. Βέβαια, δεν μπορεί να αγνοηθεί το γεγονός ότι απαιτείται σημαντικός όγκος υλικών για την κατασκευή, διότι τέτοια έργα έχουν μεγάλες διαστάσεις. Ωστόσο το κόστος μπορεί να κρατηθεί σχετικά χαμηλό χάρη στην κατασκευαστική ευκολία.

Το αποδεκτό ποσοστό υπερπήδησης των κυμάτων είναι καθοριστικός παράγοντας για την εύρεση του υψόμετρου της στέψης. Κατά το σχεδιασμό θα πρέπει επίσης να προβλεφθεί επαρκής χώρος επί της στέψεως ώστε να είναι δυνατή εκεί η κίνηση μηχανημάτων για τη συντήρηση και ενδεχόμενες επισκευές του έργου. Η συμβατική μορφή των κυματοθραυστών συνίσταται από λιθορριπές που σχηματίζουν τον πυρήνα, τις στρώσεις θωράκισης, αλλά και τη στέψη. Η στέψη μπορεί επίσης να διαμορφωθεί και με στηθαίο και πλάκα επικάλυψης, ώστε να μειώνεται η υπερπήδηση των κυματισμών και να διευκολύνεται η κίνηση μηχανημάτων.

Συχνότερα οι κυματοθραύστες με πρηνή σχεδιάζονται έξαλοι. Σε ορισμένες περιπτώσεις όμως επιλέγεται η κατασκευή ύφαλων κυματοθραυστών (Σχήμα 2.2). Πρόκειται και πάλι για κυματοθραύστες με πρηνή αποτελούμενους από λίθους θωράκισης με την διαφορά ότι είναι ύφαλοι. Προτιμώνται για την παράκτια προστασία όταν είναι αποδεκτή μέτρια μετάδοση κυματικής ενέργειας στα κατάντη του έργου. Αρκετά συχνά εφαρμόζονται και για αισθητικούς ή περιβαλλοντικούς λόγους προκειμένου να αποφευχθεί η αισθητική αλλοίωση του τοπίου (ανεμπόδιση θέα). Οι ύφαλοι κυματοθραύστες είναι ιδιαίτερα ευαίσθητοι στη μεταβολή της στάθμης της θάλασσας και συνεπακόλουθα μεταβάλλεται η απόδοσή τους, η οποία είναι χαμηλή συγκριτικά με την απόδοση των συμβατικών κυματοθραυστών με έξαλη στέψη (Seabrook and Hall, 1998).



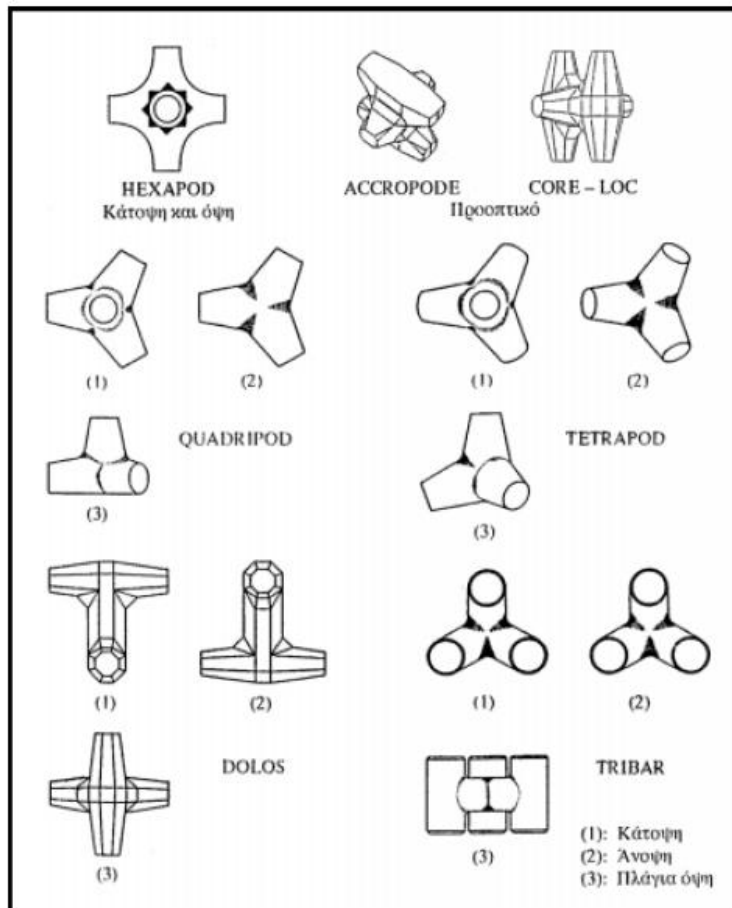
Σχήμα 2.2: Ύφαλος κυματοθραύστης

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.2, καθώς ο κυματισμός φτάνει στον ύφαλο κυματοθραύστη ένα μέρος της ενέργειας του ανακλάται, ενώ ο υπόλοιπος συνεχίζει να μεταδίδεται εγκάρσια στον κυματοθραύστη, αφού παρατηρηθεί έναρξη θραύσης. Σ' αυτή τη φάση συμβαίνει απόσβεση κυματικής ενέργειας τόσο μέσω της θραύσης όσο και μέσω μηχανισμών όπως η τριβή στη διεπιφάνεια κυματοθραύστη και οριακού στρώματος, ο εγκλεισμός αέρα και η εκτόνωση ενέργειας λόγω εισόδου τμήματος της ροής στα κενά μεταξύ των λίθων θωράκισης. Τέλος, ο διαδιδόμενος κυματισμός απομακρύνεται από τον κυματοθραύστη.

Συνηθίζεται οι κυματοθραύστες με πρανή να κατασκευάζονται με φυσικούς ογκόλιθους λατομείου. Όμως, σε περίπτωση μη διαθεσιμότητας φυσικών λίθων κατάλληλου βάρους, χρησιμοποιούνται τεχνητοί ογκόλιθοι. Πρόκειται για προκατασκευασμένα τυποποιημένα τεμάχια από σκυρόδεμα από των οποίων το σχήμα εξαρτάται και ο τρόπος με τον οποίο συνεισφέρουν στην ευστάθεια της κατασκευής. Όπως αναφέρουν οι Palmer και Christian (1998), σύμφωνα με αποτελέσματα ερευνών του φορέα PIANC (1985) χρησιμοποιούνται τεχνητοί ογκόλιθοι όταν το χαρακτηριστικό ύψος κύματος σχεδιασμού H_s υπερβαίνει τα 5m. Βέβαια το εν λόγω όριο κυμαίνεται ανάλογα με τη διαθεσιμότητα φυσικών ογκολίθων κατάλληλου βάρους στην περιοχή κατασκευής του έργου. Επιπλέον, είναι πιθανό η επιλογή μεταξύ φυσικών λίθων και τεχνητών από σκυρόδεμα να επηρεαστεί από την ανάγκη εναρμόνισης του έργου είτε με το φυσικό περιβάλλον είτε με υπάρχουσες κατασκευές.

Όπως αναφέρθηκε παραπάνω, το σχήμα των λίθων θωράκισης καθορίζει τον τρόπο ευστάθειας του έργου. Οι συμπαγείς λίθοι, συμπεριλαμβανομένου και των φυσικών λίθων θωράκισης, αντιστέκονται στην κυματική δράση κυρίως με τη βοήθεια του βάρους τους και σε μικρότερο βαθμό με τη βοήθεια της τριβής. Επιπλέον, κυκλοφορούν και τύποι τεχνητών ογκολίθων, όπως ο δόλος, που συνεισφέρουν στην ευστάθεια χάρη στην αλληλοεμπλοκή μεταξύ γειτονικών τεμαχίων, ενώ τα κενά που δημιουργούνται μεταξύ τους προσφέρουν τη δυνατότητα πρόσθετης εκτόνωσης ενέργειας.

Ακολουθεί το Σχήμα 2.3 στο οποίο απεικονίζονται διάφοροι τύποι λίθων θωράκισης.



Σχήμα 2.3: Μερικά είδη τεχνητών ογκολίθων (Πηγή: Μέμος, 2008)

Επίσης, πέραν από τους κυματοθραύστες με πρηνή, υπάρχουν και άλλα είδη κυματοθραυστών κάποια από τα οποία είναι τα εξής:

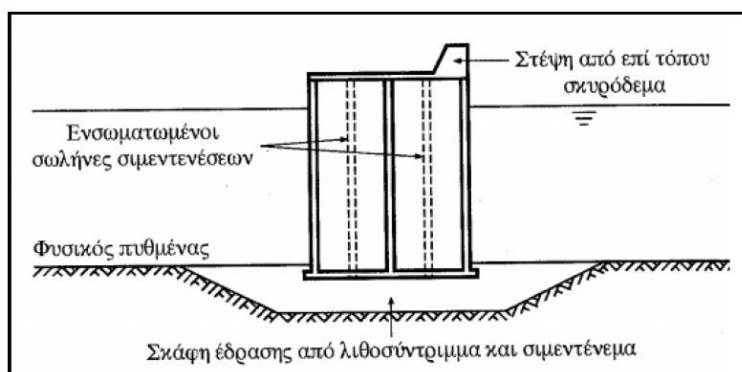
- Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο

Οι κατακόρυφοι κυματοθραύστες (vertical breakwaters), όπως υποδεικνύει η ονομασία τους, έχουν κατακόρυφο μέτωπο αντί για πρηνή από λιθορριπές, όπου οι προσερχόμενοι κυματισμοί θραύονται και έτσι απορροφάται η ενέργειά τους. Αντιθέτως, στο κατακόρυφο μέτωπο οι προσπίπτοντες κυματισμοί ανακλώνται με αποτέλεσμα να δημιουργείται στάσιμο κύμα. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα την εμφάνιση υψηλών ταχυτήτων εκεί απειλώντας τον πόδα της κατασκευής με υποσκαφή, ενώ ταυτόχρονα πιθανές ζημιές δεν είναι εύκολο να επιδιορθωθούν. Επιπρόσθετα, οι τάσεις που μεταβιβάζει το έργο στον πυθμένα θεμελίωσης είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις τάσεις έδρασης ενός κυματοθραύστη με πρηνή. Αυτό είναι λογικό καθώς ο κατακόρυφος κυματοθραύστης μεταφέρει τις δυνάμεις σε μικρότερη επιφάνεια έδρασης. Για όλους αυτούς τους λόγους τα έργα με κατακόρυφα πρηνή θα πρέπει να θεμελιώνονται πολύ προσεκτικά.

Οι κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο παρουσιάζουν και κάποια αξιόλογα πλεονεκτήματα, ένα από τα οποία είναι η μικρότερη κατάληψη χώρου σε σύγκριση με τους κυματοθραύστες με πρηνή. Η κατασκευή τους μπορεί να λάβει χώρα οπουδήποτε, ακόμα και στην ξηρά, με αποτέλεσμα στη φάση της κατασκευής να μην εμποδίζονται οι παρακείμενες λιμενικές, ή γενικά παράκτιες, δραστηριότητες και έτσι έχουμε λιγότερες περιβαλλοντικές επιπτώσεις. Δεν απαιτείται μεγάλος όγκος υλικών και επομένως αποτελούν ιδανική λύση

όταν η χρήση λίθων λατομείου είναι απαγορευτική είτε από οικονομική είτε από περιβαλλοντική άποψη. Ιδιαίτερα σημαντικό είναι το γεγονός ότι οι κατακόρυφοι κυματοθραύστες εξασφαλίζουν ασφαλέστερη πλοήγηση των πλοίων κοντά σε αυτούς, καθώς τα τελευταία μπορούν να πλησιάσουν πιο κοντά στο έργο.

Κυματοθραύστες με κατακόρυφο μέτωπο μπορούν να κατασκευαστούν με δύο τρόπους. Ο ένας τύπος κατακόρυφου κυματοθραύστη είναι με πλωτά κιβώτια οπλισμένου σκυροδέματος (caisson), όπως η κατασκευή που απεικονίζεται στο σχήμα 2.4. Τα κιβώτια αυτά κατασκευάζονται σε νεωκό ή μόνιμη δεξαμενή στην ξηρά και στη συνέχεια ποντίζονται στη θέση για την οποία προορίζονται. Έπειτα, το εσωτερικό τους συμπληρώνεται με υλικά όπως αμμοχάλικο, λιθοσύντριμμα, κ.τ.λ., ώστε να αποκτήσουν το κατάλληλο βάρος και να μείνουν σταθερά στη θέση τους. Τα caisson κατασκευάζονται από οπλισμένο ή προεντεταμένο σκυρόδεμα με ή χωρίς πυθμένα. Συνεπώς, χαρακτηρίζονται ως κλειστού ή ανοικτού τύπου αντίστοιχα. Ο επόμενος τύπος κυματοθραύστη με κατακόρυφο μέτωπο κατασκευάζεται με προκατασκευασμένους ογκολίθους, οι οποίοι μπορεί είτε να είναι συμπαγείς είτε όχι. Προκειμένου να μην αποδιοργανωθεί η κατασκευή υπό την υδροδυναμική φόρτιση που επιβάλλουν οι κυματισμοί, χρειάζεται να ληφθούν μέτρα που να εξασφαλίζουν τη διατήρηση της αλληλοεμπλοκής των λίθων και κατ' επέκταση τη μονολιθικότητα της κατασκευής. Αυτό μπορεί να επιτευχθεί με κατάλληλη διάταξη των ογκολίθων ή με χρήση σπονδυλωτών στοιχείων.



Σχήμα 2.4: Κατακόρυφος κυματοθραύστης με πλωτά κιβώτια (caisson) (Πηγή: Μέμος, 2008)

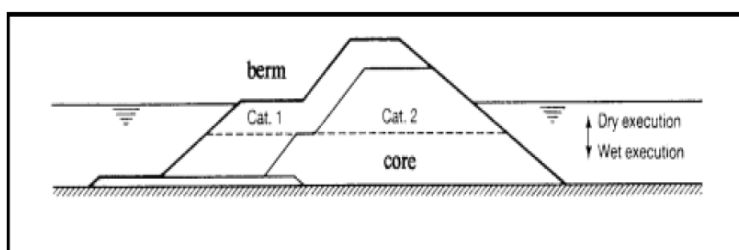
- Κυματοθραύστες ευσταθούς διατομής (berm breakwaters)

Παραπάνω αναλύθηκε η κατηγορία κυματοθραυστών με πρηνή, των οποίων η πρισματική τραπεζοειδής μορφή τους δεν είναι στατικά ευσταθής εάν εκτεθεί στη δράση των κυματισμών χωρίς την προστατευτική στρώση της θωράκισης. Με άλλα λόγια, θα είχαμε παραμόρφωση της διατομής (η οποία θα έτεινε να λάβει σχήμα S) και αναπόφευκτα αστοχία του έργου σε περίπτωση που ο πυρήνας αφηνόταν εκτεθειμένος χωρίς θωράκιση. Έχει παρατηρηθεί στην πράξη ότι συνήθως η παραμορφωμένη διατομή διαθέτει ένα οριζόντιο τμήμα, η διαμόρφωση του οποίου εξαρτάται από την κοκκομετρία του υλικού και από το τοπικό κυματικό κλίμα. Στο τμήμα αυτό συμβαίνει θραύση των κυματισμών και εκτόνωση κυματικής ενέργειας με αποτέλεσμα ο κυματισμός που συνεχίζει μετά την κατασκευή να είναι χαμηλότερου ύψους. Συνεπώς, η κατασκευή αυτή, που θεωρητικά έχει αστοχήσει, εξακολουθεί να επιτελεί γενικά τη λειτουργία για την οποία προοριζόταν.

Έτσι, άρχισαν να σχεδιάζονται οι κυματοθραύστες ευσταθούς διατομής. Πρακτικά ο κυματοθραύστης αυτός αποτελείται από ένα βασικό πυρήνα ο οποίος προστατεύεται στην

προσήνεμη πλευρά από μια μεγάλη στοίβα λίθων διαμορφωμένη σχετικά οριζόντια που σχηματίζουν αναβαθμό (berm type breakwater). Ενδεικτική διατομή αυτού του τύπου κυματοθραύστη φαίνεται στο Σχήμα 2.5. Ο αναβαθμός κατασκευάζεται εύκολα και χωρίς ιδιαίτερο σχεδιασμό, καθώς οι λίθοι που τον αποτελούν απλώς απορρίπτονται στην προσήνεμη πλευρά του κυματοθραύστη με γερανό ή μπουλντόζα. Χαρακτηριστικό αυτού του τύπου είναι ότι η ανώτατη στάθμη του αναβαθμού θα πρέπει να βρίσκεται υψηλότερα της μέγιστης στάθμης παλίρροιας. Σε περίπτωση μεγάλου εύρους παλίρροιας ενδείκνυται η κατασκευή κεκλιμένου αναβαθμού μεγάλου πλάτους.

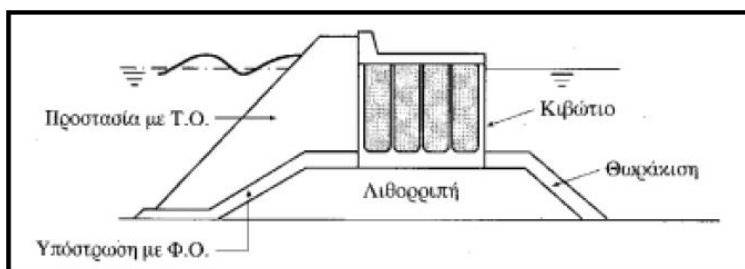
Η παρουσία του αναβαθμού παρέχει τη δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν μικρότεροι λίθοι σε σχέση με τους κοινούς κυματοθραύστες με πρηνή, αφού δεν υπάρχει πλέον η ανάγκη θωράκισης. Έτσι, το έργο έχει τη δυναμική να γίνει πιο οικονομικό παρά την απαίτηση μεγαλύτερου όγκου υλικών.



Σχήμα 2.5: Ενδεικτική διατομή κυματοθραύστη με αναβαθμό (Πηγή: Van der Meer, 1998)

- Σύνθετοι κυματοθραύστες (armoured caisson breakwaters)

Ουσιαστικά πρόκειται για υβριδικό τύπο κυματοθραύστη διότι είναι το αποτέλεσμα συνδυασμού κυματοθραυστών με πρηνή και κυματοθραυστών με κατακόρυφο μέτωπο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.6. Ονομάζονται και ιαπωνικού τύπου. Συνδυάζουν πρηνές από ογκολίθους στην προσήνεμη πλευρά με κατακόρυφο μέτωπο στην υπήνεμη. Συνήθως, το κατακόρυφο μέτωπο είναι caisson, ώστε να διευκολύνεται η πρόσδεση των πλοίων.



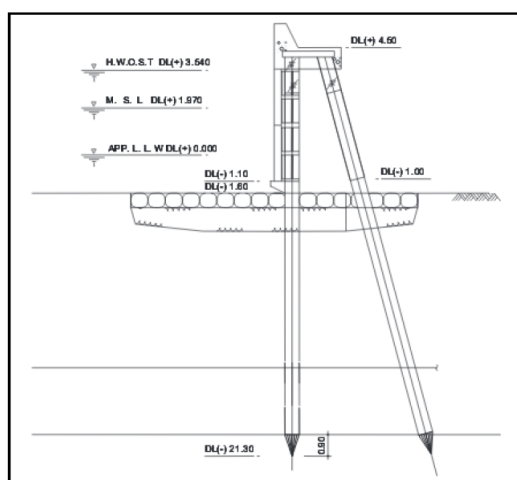
Σχήμα 2.6: Σύνθετος κυματοθραύστης (Πηγή: Μέμος, 2008)

Ο σκοπός για τον οποίο τοποθετούνται λίθοι θωράκισης μπροστά από το κατακόρυφο μέτωπο είναι να μειωθούν τα φορτία που αυτό δέχεται. Επιπλέον, αποτρέπεται η ανάκλαση του προσπίπτοντος στο προσήνεμο πρηνές κυματισμού, αλλά και η συμβολή του ανακλώμενου με τον επερχόμενο κυματισμό. Έτσι εξασφαλίζονται ευνοϊκές συνθήκες ναυσιπλοΐας μετά τον κυματοθραύστη. Για όλους αυτούς τους λόγους, οι σύνθετοι κυματοθραύστες συνήθως εφαρμόζονται σε περιοχές με δυσμενές κυματικό κλίμα, το οποίο οδηγεί στην ανάγκη χρήσης αρκετά μεγάλων και βαριών ογκολίθων για τη θωράκιση. Όμως, η εύρεση φυσικών ογκολίθων των απαιτούμενων διαστάσεων είναι δύσκολη και επομένως οι

σύνθετοι κυματοθραύστες κατασκευάζονται κυρίως με τεχνητά τεμάχια θωράκισης (π.χ. τετράποδα).

- Κυματοθραύστες σε αλληλοτεμνόμενους πασσάλους (curtainwall-pile breakwaters)

Πρόκειται για ελαφριά κατασκευή που ενδείκνυται σε περιπτώσεις σαθρού πυθμένα θεμελίωσης λόγω της δυνατότητας βαθιάς θεμελίωσης που παρέχουν οι πάσσαλοι. Αποτελείται από ένα κατακόρυφο πέτασμα, το οποίο σχεδιάζεται ώστε να αναχαιτίζει τους κυματισμούς που αναπτύσσονται στην επιφάνεια της θάλασσας, και από πασσάλους που θεμελιώνονται στον πυθμένα και μεταφέρουν σε αυτόν τα φορτία που δέχεται η ανωδομή (πέτασμα). Οι πασσαλοσανίδες θεμελιώνονται όσο βαθιά απαιτείται ώστε τα φορτία να μεταφέρονται σε υγιές υπόβαθρο και η κατασκευή να είναι ευσταθής. Τα παραπάνω απεικονίζονται στο σκαρίφημα στο Σχήμα 2.7 που αφορά πραγματικό κυματοθραύστη με πασσάλους στην Κορέα.



Σχήμα 2.7: Κυματοθραύστης σε πασσάλους στο Yeosu Port, Κορέα (Πηγή: Suh and Pyun, 2007)

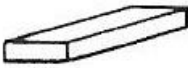
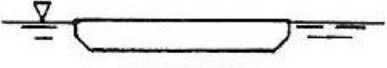
- Πλωτοί κυματοθραύστες (floating breakwaters)

Οι κυματοθραύστες με πρηνή και αυτοί με κατακόρυφο μέτωπο μπορούν να προστατέψουν αποτελεσματικά ένα λιμενικό έργο ή μια ακτή από τη δράση των κυμάτων. Όμως, αυτοί οι τύποι απαιτούν θεμελίωση στον πυθμένα, με αποτέλεσμα σε μεγάλα βάθη το κόστος κατασκευής τους να είναι απαγορευτικό. Επίσης, αλλοιώνουν τα τοπικά χαρακτηριστικά μεταφοράς ιζήματος προκαλώντας ενδεχομένως ανεπιθύμητες αποθέσεις ιζήματος σε περιοχές δυσχεραίνοντας τη διέλευση των πλοίων. Τέλος, μπορεί να οδηγήσουν σε αύξηση της συγκέντρωσης ρυπαντών στο θαλάσσιο νερό εντός λιμενολεκάνων λόγω περιορισμένης ανανέωσης των υδάτων. Για όλους αυτούς τους λόγους υπάρχουν περιπτώσεις που προτιμούνται οι πλωτοί κυματοθραύστες.

Ένα ακόμη πλεονέκτημα των πλωτών κυματοθραυστών αποτελεί το γεγονός ότι μπορούν να χρησιμοποιηθούν και για προσωρινή προστασία. Όταν πλέον δεν χρειάζεται η προστασία που παρέχουν, μπορούν απλά να αποσυναρμολογηθούν και να μεταφερθούν σε άλλη θέση.

Εντούτοις, οι πλωτοί κυματοθραύστες έχουν το μειονέκτημα ότι δεν προσφέρουν αποτελεσματική προστασία ως εξωτερικά λιμενικά έργα.

Οι πλωτοί κυματοθραύστες αγκυρώνονται στον θαλάσσιο πυθμένα με αλυσίδες. Εφαρμόζονται επιτυχώς σε περιοχές που περιβάλλονται από ξηρά και επομένως χαρακτηρίζονται από μέτριο κυματικό κλίμα (λόγω του περιορισμένου αναπτύγματος πελάγους). Έτσι, είναι προφυλαγμένοι από κύματα μεγάλης περιόδου T (άρα και μεγάλου μήκους κύματος) στα οποία η απόδοσή τους είναι πολύ μικρή. Γενικά, η λειτουργία ενός πλωτού κυματοθραύστη καθίσταται αδύνατη υπό τη δράση κυμάτων μεγάλου μήκους κύματος L . Προκειμένου να είναι αποδοτικός ο κυματοθραύστης θα πρέπει το πλάτος και το βάθος του να είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με τα δρώντα κύματα. Ακριβώς λόγω της ελευθερίας κινήσεων που έχει, το μήκος κύματος και η γωνία πρόσπτωσης του επερχόμενου κυματισμού και η γεωμετρία της κατασκευής μπορεί για ορισμένους συνδυασμούς να οδηγήσουν σε συντονισμό. Επιπλέον, η κατασκευή πλωτού κυματοθραύστη επιλέγεται όταν η κλίση του πυθμένα είναι πολύ απότομη, οπότε η θεμελίωση επί αυτού είναι τεχνικά δύσκολη και αρκετά δαπανηρή.

<p><u>BOX</u> Solid rectangle</p>	 <p style="text-align: center;"><u>SECTION</u></p>	<p>Reinforced concrete units are the most common type. They may be empty or filled with light material</p>
<p>Barge</p>	 <p style="text-align: center;"><u>SECTION</u></p>	<p>Derived from army</p>

Σχήμα 2.8: Πλωτός κυματοθραύστης τύπου BOX (Πηγή: McCartney, 1985)

2.3 Σχεδιασμός κυματοθραυστών με πρανή

Συμβατικά ο σχεδιασμός των κυματοθραυστών γίνεται με ντετερμινιστικές μεθόδους με στόχο το επιλεγμένο φορτίο σχεδιασμού να μην υπερβαίνει την αντοχή (φέρουσα ικανότητα) του έργου. Σ' αυτές τις μεθόδους ως ύψος κύματος σχεδιασμού χρησιμοποιούνται χαρακτηριστικές τιμές (για παράδειγμα $H_{1/3}$ ή $H_{1/10}$) που θεωρείται ότι αντιπροσωπεύουν το κυματικό κλίμα μιας συγκεκριμένης περιοχής. Σε όσες σχέσεις υπεισέρχεται και η περίοδος του κυματισμού χρησιμοποιούνται συνήθως η μέση περίοδος T_m ή η περίοδος αιχμής T_p του κυματικού φάσματος. Στην πραγματικότητα, όμως, ο κυματοθραύστης είναι εκτεθειμένος σε μια ποικιλία κυμάτων διαφόρων χαρακτηριστικών με διαφορετική συχνότητα εμφάνισης το κάθε ένα. Είναι πιθανό, λοιπόν, η θωράκιση να δεχτεί φορτίσεις υψηλότερες αυτών που χρησιμοποιήθηκαν κατά το σχεδιασμό και έτσι να επέλθει αστοχία.

2.3.1 Ευστάθεια θωράκισης

Η θωράκιση κυματοθραυστών και εξωτερικών λιμενικών έργων διαστασιολογείται χρησιμοποιώντας μεθόδους οι οποίες λαμβάνουν υπ' όψη κρίσιμες παραμέτρους σχεδιασμού, όπως το ύψος και η περίοδος του κύματος. Ανεξαρτήτως της μεθόδου που επιλέγεται, ο επιδιωκόμενος στόχος είναι η κατασκευή ευσταθούς θωράκισης που να αντιστέκεται στη δράση των κυματισμών, να προστατεύει τον πυρήνα του έργου και να διατηρεί τη συνοχή της κατασκευής γενικότερα, τόσο κατά την πρόσπτωση και αναρρίχηση του κυματισμού, όσο και κατά τη φάση καθόδου του κύματος. Μάλιστα, η φάση καθόδου, οπότε εξέρχεται μάζα νερού

από το εσωτερικό της κατασκευής, είναι αρκετά επικίνδυνη για την ευστάθεια, καθώς τότε εμφανίζονται οι δυσμενέστερες υποπιέσεις που απειλούν με παράσυρση τους ογκολίθους. Η τοποθέτηση των ογκολίθων γίνεται είτε με τυχαίο τρόπο είτε όχι, κυρίως όταν χρησιμοποιούνται τεχνητά τεμάχια και ο βασικός μηχανισμός ευστάθειας τους είναι η μεταξύ τους αλληλοεμπλοκή. Αντίθετα, οι φυσικοί ογκολίθοι απορρίπτονται στη θέση τους με τυχαίο τρόπο και ισορροπούν λόγω του βάρους τους.

Η πιο σημαντική παράμετρος που επηρεάζει τη σχέση μεταξύ της κατασκευής και των κυματικών συνθηκών είναι η παράμετρος της ευστάθειας $H / \Delta D$. Για το σχεδιασμό κυματοθραυστών με πρηνή, η παράμετρος αυτή μπορεί να κυμαίνεται από 1 (στατικά σταθερός κυματοθραύστης) έως 6 (κυματοθραύστης με αναβαθμό).

Το Δ αποτελεί το σχετικό ειδικό βάρος υπό άνωση των λίθων θωράκισης:

$$\Delta = (\gamma_s / \gamma_w) - 1 \quad (2.1)$$

όπου: γ_s : το ειδικό βάρος του πετρώματος των ογκολίθων
 γ_w : το ειδικό βάρος του νερού στην περιοχή του έργου

Το ύψος κύματος H που συνήθως χρησιμοποιείται κατά το σχεδιασμό είναι το χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s στον πόδα της κατασκευής, το οποίο ορίζεται είτε στατιστικά ως ο μέσος όρος του 1/3 των υψηλότερων κυμάτων ($H/3$) είτε φασματικά ως $H_{m0} = 4m_0^{0.5}$, όπου m_0 είναι το εμβαδό της περιοχής κάτω από το φάσμα ενέργειας-πυκνότητας και συνεπώς δίνει μια αντιπροσωπευτική τιμή της συνολικής κυματικής ενέργειας.

Η διάμετρος D , που χρησιμοποιείται στον ορισμό της παραμέτρου της ευστάθειας, σχετίζεται με τη μέση μάζα του ογκολίθου και ονομάζεται μέση ονομαστική διάμετρος των ογκολίθων:

$$D_{n50} = \left(\frac{B_{50}}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (2.2)$$

όπου: D_{n50} : η μέση ονομαστική διάμετρος των ογκολίθων
 B_{50} : το μέσο βάρος του ογκολίθου στη στρώση της θωράκισης

Με τους παραπάνω ορισμούς η παράμετρος της ευστάθειας $H / \Delta D$ γίνεται $H_s / \Delta D_{n50}$.

Άλλη μία σημαντική κατασκευαστική παράμετρος είναι ο αριθμός Iribaren (surf similarity parameter), ο οποίος συνδέει τη γωνία κλίσης του πρηνούς με την περίοδο του κύματος ή την κλίση του κύματος, και δίνει μια ταξινόμηση των διαφόρων τύπων θραύσης των κυματισμών.

Ο αριθμός Iribaren ή αλλιώς η παράμετρος θραύσης ορίζεται ως εξής:

$$\xi = \frac{\tan a}{\sqrt{H/L}} \quad (2.3)$$

όπου: a : η γωνία του πρηνούς της κατασκευής ως προς την οριζόντιο
 H/L : η καμπυλότητα του κύματος
 L : το μήκος κύματος

Το μήκος κύματος στα βαθιά προκύπτει από τη σχέση:

$$L_o = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (2.4)$$

Ενώ, λόγω ρήχωσης, το μήκος κύματος στα αβαθή ύδατα περιγράφεται από τη σχέση:

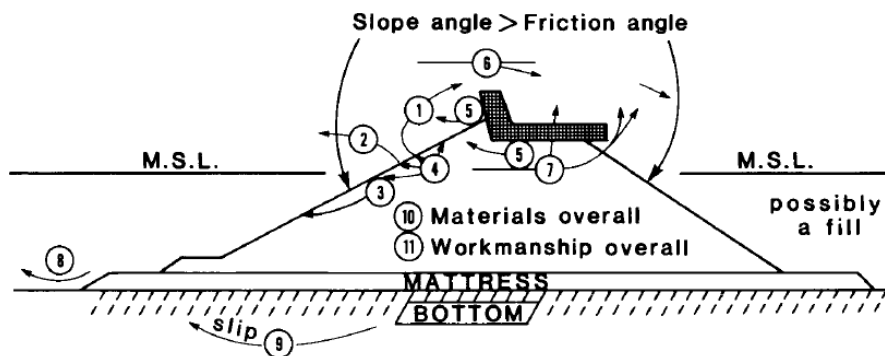
$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L_o}\right) \quad (2.5)$$

όπου: T : η περίοδος κυματισμού
 g : η επιτάχυνση της βαρύτητας
 h : το βάθος σε ορισμένη θέση

2.3.2 Τύποι αστοχίας κυματοθραυστών

Ο σχεδιασμός των κυματοθραυστών απαιτεί σφαιρική γνώση των σχετικών δυνάμεων και απαιτήσεων που εμπλέκονται όπως και καλή προετοιμασία ανάλογα το έργο. Ο σχεδιασμός πρέπει να είναι τέτοιος ώστε να πληρούνται οι απαιτήσεις για το χρόνο ζωής του έργου. Ως εκ τούτου, οι αστοχίες που μπορεί να προκύψουν έχουν πρωταρχικό ενδιαφέρον, καθώς μέσα από αυτές μπορούμε να αντλήσουμε σημαντική γνώση.

Κάποιο κοινός λόγοι αστοχίας των κυματοθραυστών με πρανή, είτε είναι κατασκευασμένοι από φυσικούς είτε από τεχνητούς ογκολίθους, περιγράφονται παρακάτω κατά τον Bruun (1985) και απεικονίζονται στο Σχήμα 2.9:



Σχήμα 2.9: Συχνοί λόγοι αστοχίας κυματοθραυστών με πρανή (Πηγή: Bruun, 1985)

1) Κατάρρευση από θραυόμενους κυματισμούς εκτινάξεως (plunging waves) όταν $\xi_b = \tan a / \sqrt{H_b / L_o} < 2.0$, αλλά > 0.5

όπου: H_b : το ύψος του θραυόμενου κυματισμού
 L_o : το μήκος του κύματος στα βαθιά

2) Απομάκρυνση ογκολίθων κατά την αναρρίχηση - καταρρίχηση του κυματισμού (uprush - downrush).

3) Ολίσθηση των ογκολίθων θωράκισης στο σύνολό τους, που οφείλεται σε υψηλούς κυματισμούς με περιόδους κοντά στο συντονισμό επί του πρανούς, δηλαδή όταν η περίοδος αναρρίχησης/καταρρίχησης του κύματος είναι κοντά στην περίοδο του κυματισμού. Αυτό συμβαίνει ιδιαίτερα σε κυματοθραύστες με απότομες κλίσεις των πρανών. Οι αστοχίες του τύπου 2 και 3 προκαλούνται από συνδυασμό της άνωσης, της αδράνειας και των ελκτικών δυνάμεων που αναπτύσσονται από την επίδραση της υδροστατικής πίεσης στον πυρήνα του κυματοθραύστη. Αυτές οι δυνάμεις φαίνεται να λαμβάνουν όλες τη μέγιστη τιμή τους κατά τη χαμηλότερη καταρρίχηση, η οποία λαμβάνει χώρα κατά το συντονισμό επί του πρανούς ή για $\xi_b = \tan a / \sqrt{H_b / L_o} \sim 2.0$.

4) Σταδιακή βλάβη ή αστοχία που οφείλεται σε "κόπωση" από σειρές κυματισμών ή από κυματισμούς με παρόμοια αποτελέσματα. Η "κόπωση" αυτή ξεκινά με μικρότερες κινήσεις των ογκολίθων, οι οποίες αυξάνουν σταθερά, και με τις οποίες οι ογκολίθοι σταδιακά μετακινούνται και χάνουν την επαφή τους με τους γειτονικούς ογκολίθους ή με την υπόστρωση. Η εμφάνιση του συντονισμού επί του πρανούς κάνοντας την περίοδο αναρρίχησης/καταρρίχησης ίση με την περίοδο του κυματισμού έχει ιδιαίτερα σοβαρές συνέπειες λόγω της συνεχούς παλινδρομικής κίνησης, η οποία διασπά εν μέρει την τριβή και τη σύνδεση μεταξύ των ογκολίθων, και προκαλεί θραύση της κατασκευής λόγω καμπτικών τάσεων και άλλων δυνάμεων "κόπωσης". Οι φυσικοί ογκολίθοι είναι μια συμπαγής μάζα και η αντίσταση τους κατά της κίνησης βασίζεται στο βάρος τους και στην τριβή τους έναντι των άλλων ογκολίθων. Όταν το ωφέλιμο βάρος τους μειώνεται λόγω της άνωσης, η αντίσταση ενάντια στην κίνηση μειώνεται περίπου στο ήμισυ.

5) Εξάρθρωση του ανώτερου τμήματος των πρανών του κυματοθραύστη. Είναι κοινή πρακτική να προστατεύεται η στέψη ενός κυματοθραύστη με πρανή με μία κατασκευή από σκυρόδεμα, η οποία συλλαμβάνει το πάνω τμήμα της κυματικής αναρρίχησης και το επιστρέφει πίσω προς τα ανοικτά. Με τον τρόπο αυτό, αυτή η προστατευτική στερεή κατασκευή μέσω των ανακλάσεων μπορεί να υποβληθεί σε μεγάλες οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις που προκαλούν ροπές ανατροπής και διατμητικές δυνάμεις. Τέτοιες δυνάμεις μπορεί να εξαρθρώσουν το ανώτερο τμήμα των πρανών του κυματοθραύστη.

6) Η υπερπήδηση του νερού πάνω από τη στέψη του κυματοθραύστη παρουσιάζει πάντα ένα σημαντικό κίνδυνο για την ευστάθεια τόσο της στέψης όσο και της εσωτερικής (υπήνεμης) κεκλιμένης επιφάνειας του κυματοθραύστη. Πολλές αστοχίες ξεκίνησαν ως αστοχίες της στέψης ή του ανώτερου τμήματος της εσωτερικής κεκλιμένης επιφάνειας του κυματοθραύστη. Αυτό καταδεικνύει την ανάγκη για έναν ισχυρό σχεδιασμό στο σωστό επίπεδο ανύψωσης της στέψης του κυματοθραύστη, καθώς και της εσωτερικής κεκλιμένης επιφάνειας.

7) Έκπλυση των υλικών του κυματοθραύστη, όταν το υλικό του πυρήνα ή/και το υλικό της υπόστρωσης είναι τόσο χονδρόκοκκο ώστε να αφήνει το νερό από την αναρρίχηση να περάσει μέσα από αυτό και να γίνεται έτσι έκπλυση των υλικών με αποτέλεσμα να τίθεται σε κίνδυνο η ευστάθεια της κατασκευής.

8) Η διάβρωση στον "πόδα" του κυματοθραύστη είναι επίσης μια κοινή αιτία για την αστοχία ενός κυματοθραύστη στο κάτω μέρος του στην προσήνεμη πλευρά του, όταν βρίσκεται σε ρηγά νερά ή όταν ο λόγος του βάθους/ύψος κύματος είναι μικρότερος από 2.0. Τότε, οι κυματισμοί είναι κοντά στη θραύση και μαζί με τα στάσιμα κύματα, τα οποία

παρουσιάζονται ιδιαίτερα σε κυματισμούς μεγάλων περιόδων, μπορεί να αναπτυχθούν σοβαρές δυνάμεις διάβρωσης.

9) Εδαφικές αστοχίες, όταν ο κυματοθραύστης εδράζεται σε μαλακό/σαθρό έδαφος. Εάν το έδαφος έχει χαμηλή φέρουσα ικανότητα, αυτή μπορεί να προκαλέσει ανατροπή, καθώς και ολίσθηση του έργου ή καθίζηση του εδάφους κάτω από την κατασκευή.

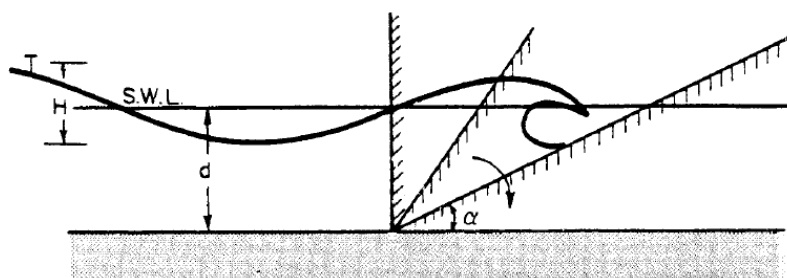
10) Αποκλίσεις στις προδιαγραφές των υλικών που χρησιμοποιούνται για την κατασκευή. Τα φυσικά υλικά όταν εξορύσσονται καταδεικνύουν ποικίλα χαρακτηριστικά όσον αφορά το μέγεθος, τη γεωμετρία, τη σκληρότητα, την αντίσταση στις μεταβαλλόμενες συνθήκες της βύθισης και της ανάδυσης, κλπ.

11) Κακοτεχνίες κατά την κατασκευή.

Πρέπει, λοιπόν, να σημειωθεί πως η κατασκευή ενός κυματοθραύστη με πρηνή δεν είναι ένα εύκολο κατασκευαστικό έργο, καθώς απαιτεί ειδικές γνώσεις και δεξιότητες. Ο σχεδιασμός ενός ευσταθούς κυματοθραύστη με πρηνή είναι ένα πολύπλοκο θέμα, και δεν υπάρχει μία μοναδική μέθοδος σχεδιασμού, αλλά μάλλον μια σειρά από λύσεις.

2.3.3 Χαρακτηριστικά της ροής σε μία κεκλιμένη επιφάνεια

Αρχικά, είναι ενδιαφέρον να περιγραφούν τα υδροδυναμικά χαρακτηριστικά της ροής του νερού σε τραχιές κεκλιμένες επιφάνειες που προκαλούνται από μια σειρά μονοχρωματικών κυματισμών με ύψος κύματος H , μήκος κύματος L και περίοδος κύματος T , όπως αυτά περιγράφονται από τον Bruun (1985). Τα κύματα προσπίπτουν σε μια ευθεία αδιαπέρατη, αλλά τραχιά κεκλιμένη επιφάνεια η οποία περιστρέφεται γύρω από το σημείο όπου η επιφάνεια αυτή και ο πυθμένας τέμνονται (Σχήμα 2.10).



Σχήμα 2.10: Επεξηγηματικό σκαρίφημα της κεκλιμένη επιφάνειας η οποία περιστρέφεται γύρω από το σημείο όπου αυτή και ο πυθμένας τέμνονται (Πηγή: Bruun, 1985)

Η γωνία κλίσης της επιφάνειας α , μεταβάλλεται κατά τη διάρκεια της ανάλυσης. Επιπλέον, υποτίθεται ότι το βάθος d , στον πόδα της κεκλιμένης επιφάνειας είναι επαρκές ώστε τα κύματα να προσπίπτουν στην κεκλιμένη επιφάνεια χωρίς να έχουν υποστεί θραύση ή ο λόγος του βάθους προς το ύψος κύματος να είναι $d/H > 1.5$. Επίσης, υποτίθεται κάθετη πρόσπτωση των κυματισμών στην κεκλιμένη επιφάνεια.

Στην περίπτωση ενός αδιαπέρατου κάθετου τοίχου ($\alpha=90^\circ$), τα κύματα ανακλώνται σχεδόν ολοκληρωτικά. Ο συντελεστής ανάκλασης r , που ορίζεται ως το ύψος του προσπίπτοντος κυματισμού H προς το ύψος του ανακλώμενου κυματισμού Hr , δηλαδή $r=H/Hr$, εξαρτάται από την τραχύτητα και τη διαπερατότητα του τοίχου. Η αλληλεπίδραση μεταξύ των

προσπίπτοντων και ανακλώμενων κυματισμών παράγει στάσιμα κύματα, με κόμβους (σημεία χωρίς κίνηση) και αντι-κόμβους (σημεία με μόνο κατακόρυφη κίνηση). Υπάρχει μικρή διάχυση της ενέργειας λόγω της τραχύτητας του τοίχου. Η προοδευτική ταλάντωση τότε αλλάζει σε στάσιμη ταλάντωση με την οποία το προφίλ της επιφάνειας του νερού και η ταλάντωση των σωματιδίων του νερού είναι περίπου $\pm H$.

Όταν μειώνεται η γωνία κλίσης α , διατηρώντας το ύψος κύματος και την περίοδο σταθερά, το προφίλ του κυματισμού γίνεται πιο απότομο, καθώς αυξάνονται οι ταχύτητες της ροής, η ταχύτητα μεταφοράς της μάζας και η ταχύτητα φάσης. Η μέγιστη αναρρίχηση (run-up) Ru , αυξάνει σε σχέση με το ύψος του προσπίπτοντος κυματισμού, ενώ η μέγιστη καταρρίχηση (run-down) Rd , παραμένει στην τάξη του ύψους του προσπίπτοντος κύματος. Επίσης, ο συντελεστής ανάκλασης μειώνεται.

Η κυματική ενέργεια απορροφάται από την τραχύτητα της κεκλιμένης επιφάνειας. Η ροή ταλαντώνεται μέχρι τη θραύση του κυματισμού η οποία ακολουθείται από αναρρίχηση (uprush). Η καταρρίχηση (downrush) λαμβάνει χώρα μετά την κορύφωση της αναρρίχησης.

Ένα πολύ σημαντικό φαινόμενο είναι η κατάσταση που δημιουργείται όταν η περίοδος αναρρίχησης/καταρρίχησης ισούται με την περίοδο κύματος. Αυτή η κατάσταση ορίζεται ως συντονισμός επί του πρανούς, αντιστοιχεί σε τύπο θραύσης εκτινάξεως και κατάρρευσης (plunging-collapsing breakers) και έχει επισημανθεί από τον Bruun (1985) ως η περισσότερο επικίνδυνη κατάσταση για την ευστάθεια των κυματοθραυστών με πρηνή.

Όταν μειώνεται η γωνία κλίσης α ακόμα περισσότερο, διατηρώντας το ύψος κύματος και την περίοδο σταθερά, τα κύματα γίνονται όλο και πιο ασύμμετρα στην κεκλιμένη επιφάνεια: η οριζόντια ταχύτητα του ρευστού, η ταχύτητα μεταφοράς μάζας και η ταχύτητα φάσης προσεγγίζουν η μία την άλλη σε μέγεθος και σε κατεύθυνση. Το πρόσωπο του κύματος γίνεται όλο και πιο απότομο. Στην κεκλιμένη επιφάνεια, οι κινήσεις του κάτω μέρους του κύματος καθυστερούν σε σχέση με αυτές του άνω τμήματος και αυτό προκαλεί τελικά την κατάρρευση του προφίλ με θραύση του κυματισμού, ο τύπος της οποίας διαφέρει ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του κύματος και την κλίση της κεκλιμένης επιφάνειας. Ο χαρακτήρας της θραύσης των κυματισμών επηρεάζει έντονα τις δυνάμεις που ασκούνται επί του πρανούς του κυματοθραύστη.

Η διαδικασία αλληλεπίδρασης μεταξύ των κυμάτων και του κυματοθραύστη επηρεάζει τη στάθμη του νερού μέσα στους πόρους των πρανών του κυματοθραύστη, η οποία στάθμη μειώνεται πριν τη θραύση του κυματισμού, αλλά αυξάνει σημαντικά μετά τη θραύση. Κατά τη διάρκεια της αναρρίχησης, το νερό ρέει μέσα στο κυματοθραύστη, και κατά τη διάρκεια της καταρρίχησης αυτό ρέει πάλι προς τα έξω προκαλώντας στα πρηνή ποικίλες πιέσεις μεγάλης σημασίας για την ευστάθεια του κυματοθραύστη.

Υπό την πρόσπτωση τυχαίων κυματισμών, η διαδικασία της αλληλεπίδρασης είναι πιο πολύπλοκη. Κάθε κύμα είναι διαφορετικό από το προηγούμενο και κατά συνέπεια, οι διαφορές φάσης ποικίλλουν.

Όπως αναφέρθηκε, ο τύπος θραύσης του κυματισμού παίζει σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του κυματοθραύστη. Υπάρχει σημαντική διαφορά μεταξύ της θραύσης των κυματισμών σε μία ακτή και σε έναν κυματοθραύστη, καθώς η απότομη κλίση του κυματοθραύστη δεν αφήνει στο κύμα ούτε το χώρο ούτε το χρόνο για να μεταφέρει ενέργεια από τις χαμηλές στις υψηλές συχνότητες, ιδιαίτερα στην περίπτωση της λεγόμενης θραύσης εκτινάξεως (plunging

breakers). Κάτω από τέτοιες συνθήκες, το κύμα θραύεται πριν φτάσει το "στάδιο κορεσμού" διαχέοντας την ενέργεια μέσω τύρβης (Le Mehauté, 1968). Ο ρυθμός αύξησης της κλίσης του κυματισμού προσδιορίζει την ένταση της διαδικασίας της θραύσης.

Κατά τον Iribarren (1949, 1965), το όριο για την κλίση της κεκλιμένης επιφάνειας σε σχέση με τη θραύση ή μη του κυματισμού είναι το εξής:

$$\alpha = \frac{8}{T} \sqrt{\frac{H}{2g}} \quad (2.6)$$

όπου: α : το όριο της κλίσης

T : η περίοδος του κύματος

H : το ύψος του κύματος στον πόδα της κεκλιμένης επιφάνειας

g : η επιτάχυνση της βαρύτητας

2.3.4 Θραύση των κυματισμών

Η θραύση ενός κύματος συμβαίνει για δύο κυρίως αιτίες. Η μία αιτία είναι η αστάθεια που εμφανίζεται στο κύμα, σαν σώμα ρευστού, όταν ξεπεραστούν ορισμένα όρια στο σχήμα του, από γεωμετρική άποψη. Έχει σχέση με το ιξώδες και συντελεστή εσωτερικής τριβής. Το υψηλότερο σημείο στο οποίο μπορεί να κρατηθεί σε συνοχή ένα σώμα νερού σε τριγωνική παραμόρφωση, είναι η κορυφή ενός ισοσκελούς τριγώνου με γωνία μεγαλύτερη από 120°. Αν θεωρηθεί η κορυφή του κύματος σαν την κορυφή του τριγώνου, τότε ορίζεται μια παράμετρος, η οξύτητα του κύματος, σαν το λόγο του ύψους H ως προς το μήκος L . Ο λόγος αυτός, για να διατηρείται η γωνία της κορυφής μεγαλύτερη από 120°, δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερος από 1/7. Στην πράξη όμως δεν επιτυγχάνεται το θεωρητικό 1/7 και θραύση συμβαίνει όταν ξεπεραστεί το 1/12, δηλαδή το όριο για τη σταθερότητα του κύματος είναι:

$$\frac{H}{L} \leq \frac{1}{7} \quad (2.7) \text{ θεωρητική τιμή}$$

$$\frac{H}{L} \leq \frac{1}{12} \quad (2.8) \text{ συνήθης τιμή στην πράξη}$$

Η θραύση στα βαθιά συμβαίνει συνήθως με θυελλώδης ανέμους που αυξάνουν διαρκώς το ύψος των κυμάτων ώσπου να γίνουν ασταθή. Μπορεί επίσης να συμβεί με τη συμβολή δύο κυματισμών, στα σημεία όπου η διαφορά φάσης είναι τέτοια ώστε να προστίθενται και το παραγόμενο κύμα να ξεπερνά το όριο σταθερότητας.

Η άλλη αιτία που γίνεται θραύση των κυμάτων είναι αν τα κορυφαία τμήματα του κύματος αποκτήσουν μεγαλύτερη ταχύτητα από την ταχύτητα διάδοσης της υπόλοιπης μάζας του κύματος. Αυτό προκύπτει σαν ακραία κατάσταση της ασυμμετρίας που παίρνει η κυματομορφή στα ρηχά νερά. Το όριο που συμβαίνει η θραύση είναι όταν το κύμα φτάσει σε βάθος που είναι κατά 25% μεγαλύτερο από το ύψος του, δηλαδή όταν:

$$\frac{H}{d} = 0.8 \quad (2.9)$$

Η διαδικασία της θραύσης των κυματισμών είναι πολύ σημαντική για την ευστάθεια των κατασκευών με πρηνή, καθώς οι συνθήκες ευστάθειας είναι διαφορετικές για κυματοθραύστες που εκτίθενται σε κυματισμούς που έχουν θραυτεί, σε θραυόμενους κυματισμούς ή σε μη θραυόμενους κυματισμούς. Αν μία κατασκευή βρίσκεται σε βάθος όπου τα κύματα θραύονται σε μία αισθητή απόσταση από την κατασκευή (περίπου το ήμισυ του μήκους κύματος ή περισσότερο), είναι πιθανό να εκτεθεί σε κύματα που έχουν ήδη θραυτεί. Εάν τα κύματα θραύονται μπροστά από την κατασκευή σε τέτοια απόσταση που η κορυφή του θραυόμενου κυματισμού μπορεί να χτυπήσει την κεκλιμένη επιφάνεια με πρηνή του κυματοθραύστη, ο κυματοθραύστης είναι εκτεθειμένος σε θραυόμενους κυματισμούς. Αυτό προφανώς είναι η πιο επικίνδυνη κατάσταση, η οποία θα πρέπει να αποφεύγεται με κάθε τρόπο αν είναι δυνατόν.

Ο Iribarren (1949) έδωσε ένα κριτήριο θραύσης που δείχνει ότι προσπίπτοντες κυματισμοί που πληρούν τις παρακάτω προϋποθέσεις θα θραυσθούν:

$$\frac{H}{gT^2} \geq 0.031 \tan^2 \alpha \quad (2.10)$$

όπου: α : η γωνία του πρηνούς της κατασκευής ως προς την οριζόντιο

Ο Hunt (1959) σημείωσε ότι η εξίσωση (2.10) δίνει μία τιμή της καμπυλότητας του κύματος, H / gT^2 , ενδιάμεση μεταξύ της πλήρους ανάκλασης και πλήρους θραύσης. Τόσο ο Iribarren (1949) όσο και ο Hunt (1959) εφάρμοσαν την Εξίσωση (2.10) σε κεκλιμένες επιφάνειες πεπερασμένου βάθους. Σε τέτοιες περιπτώσεις, θα πρέπει να αναμένονται οι επιδράσεις του βάθους στους προσπίπτοντες κυματισμούς και στα κριτήρια θραύσης. Κυματισμοί στα ρηγά και στα ενδιάμεσα νερά θα αναμένεται να θραυτούν σε κλίσεις διαφορετικές από αυτές των κυμάτων στα βαθιά νερά.

Ο τύπος της θραύσης των κυμάτων μπορεί καλύτερα ταξινομηθεί με βάση την παράμετρο ξ_b :

$$\xi_b = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_b / L_o}} = \frac{\tan \alpha \cdot 1.25T}{\sqrt{H_b}} \quad (2.11)$$

όπου: α : η κλίση της κεκλιμένης επιφάνειας

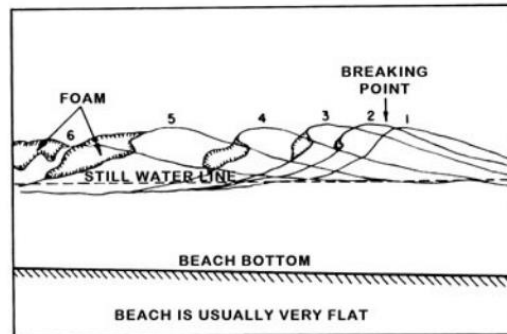
T : η περίοδος του κύματος

H_b : το ύψος του κύματος στη θραύση

Παρακάτω περιγράφονται οι διαφορετικοί τύποι θραύσης σε σχέση με την παράμετρο ξ_b και το Σχήμα 2.11 (Wiegel, 1964) δείχνει τους διαφορετικούς τύπους θραύσης με σχεδιαγράμματα, τα οποία αποτελούνται από μια σειρά των προφίλ του κύματος πριν, κατά τη διάρκεια και μετά τη θραύση: οι αριθμοί δίπλα στις γραμμές του προφίλ δείχνουν τη σχετική χρονική σειρά που λαμβάνουν χώρα.



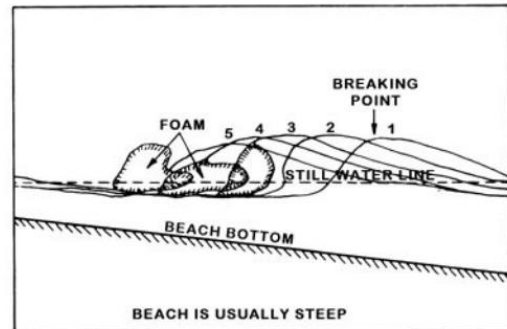
SPILLING BREAKER



SKETCH SHOWING THE GENERAL CHARACTER OF SPILLING BREAKERS



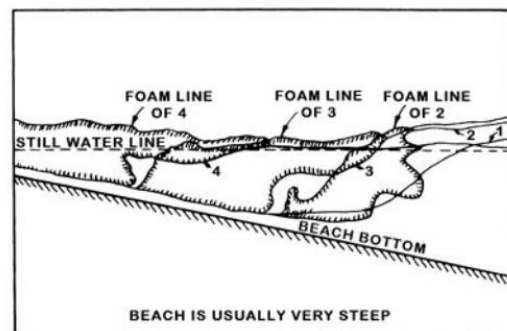
PLUNGING BREAKER



SKETCH SHOWING THE GENERAL CHARACTER OF PLUNGING BREAKERS



SURGING BREAKER



SKETCH SHOWING THE GENERAL CHARACTER OF SURGING BREAKERS

Σχήμα 2.11: Οι τρεις τύποι θραύσης (Πηγή: Wiegell, 1964)

Θραύση υπερχείλισης (Spilling-breaking): εμφανίζεται όταν $\xi_b < 0.4$. Το κύμα διαδίδεται με ένα άφρισμα στην κορυφή που αναπτύσσεται σταδιακά στο κάτω τμήμα της μπροστινής κλίσης. Η θραύση υπερχείλισης έχει σημαντική ομοιότητα με το μοτίβο της ροής σε ένα τυρβώδες υδραυλικό άλμα. Σταδιακά το μέτωπο του κύματος παίρνει το χαρακτήρα μιας οπής παρόμοιας με μία οπή που συμβαίνει σε ένα ποτάμι.

Θραύση εκτινάξεως (Plunging-breaking): εμφανίζεται όταν $0.4 < \xi_b < 2.0$. Όπως μπορεί να φανεί από το Σχήμα 2.11, το πρόσωπο του κύματος γίνεται πιο απότομο μέχρι να γίνει κάθετο και μετά να θραυτεί.

Θραύση κατάρρευσης και εφορμήσεως (Collapsing and Surging-breaking): εμφανίζεται όταν $2.0 < \xi_b$. Αυτό σημαίνει ότι για ένα πολύ μικρό εύρος τιμών ξ_b υπάρχει ένα μεταβατικό στάδιο μεταξύ θραύσης εκτινάξεως (plunging breaking) και θραύσης εφορμήσεως (surging breaking), το οποίο χαρακτηρίζεται από την κατάρρευση της κατακόρυφης εμπρόσθιας όψης

του κύματος της θραύσης εκτινάξεως (Σχήμα 2.11). Η θραύση κατάρρευσης (collapsing breaking) εμφανίζεται για κλίσεις πιο απότομες απ' ότι για τη θραύση εκτινάξεως. Η μπροστινή όψη του κύματος ποτέ δεν γίνεται κάθετη, αλλά αντ' αυτού "καταρρέει" και στη συνέχεια αναρριχάται, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.11.

Ο Πίνακας 2.1 (Günbak, 1977) δίνει τις ενδεικτικές τιμές μετάβασης από το ένα είδος θραύσης στο άλλο με βάση δεδομένα του Galvin (1968), τα οποία καλύπτουν κλίσεις από 1:5 έως 1:20.

Πίνακας 2.1: Τύποι θραύσης σε σχέση με το ξ_o και το ξ_b (Πηγή: Günbak, 1977)

Using H_p in the calculation of ξ_o		Limiting Criteria	
Breaker Type	if		
Surging or Collapsing	if	$3.3 < \xi_o$	
Plunging	if	$0.5 < \xi_o < 3.3$	
Spilling	if	$\xi_o < 0.5$	
Using H_p in the calculation of ξ_b		Limiting Criteria	
Breaker Type	if		
Surging or Collapsing	if	$2.0 < \xi_b$	
Plunging	if	$0.4 < \xi_b < 2.0$	
Spilling	if	$\xi_b < 0.4$	

2.3.5 Σχεδιασμός με βάση το ύψος του κύματος

Οι πιο γνωστές μέθοδοι σχεδιασμού με βάση το ύψος κύματος που κυκλοφορούν στη βιβλιογραφία είναι οι ακόλουθες:

A. Σχέση του Hudson (1959)

Πρόκειται για μία ημιεμπειρική μέθοδο που αναπτύχθηκε μετά από έρευνα στο Waterways Experiment Station των ΗΠΑ τη δεκαετία του 1950. Συγκεκριμένα, ο Hudson, εισήγαγε την ομώνυμη σχέση που αφορούσε μονοχρωματικούς κυματισμούς και η οποία έχει τύχει προκαταρκτικής επιβεβαίωσης σε ορισμένες περιπτώσεις κατασκευών σε φυσική κλίμακα:

$$B_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot a} \quad (2.12)$$

όπου: B_{50} : το απαιτούμενο μέσο βάρος του ογκολίθου στη στρώση της θωράκισης, με περίπου 50% του πλήθους των ογκολίθων να ζυγίζουν πάνω από B_{50}

γ_s : το ειδικό βάρος του πετρώματος των ογκολίθων

H : το ύψος του κύματος σχεδιασμού

K_D : εμπειρικός συντελεστής ευστάθειας, που εξαρτάται κυρίως από το σχήμα των ογκολίθων και τη δυνατότητα αλληλοεμπλοκής των μονάδων θωράκισης, το θραυόμενο ή μη των κυματισμών και τη θέση της διατομής στο ακρομώλιο ή τον κορμό του έργου. Εισήχθη στη φόρμουλα με σκοπό να συμπεριλάβει την επιρροή παραμέτρων που δεν περιέχονται στον τύπο του Hudson. Ωστόσο, σύμφωνα με τους Kamali και Hashim (2009), δεν διευκρινίζεται ποιοί ακριβώς είναι αυτοί οι παράγοντες και με ποιό τρόπο επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης. Χαρακτηριστικές τιμές της παραμέτρου K_D παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.2.

$\Delta = (\gamma_s / \gamma_w) - 1$: το σχετικό ειδικό βάρος υπό άνωση των λίθων θωράκισης

γ_w : το ειδικό βάρος του νερού στην περιοχή του έργου

a : η γωνία του πρανούς της κατασκευής ως προς την οριζόντιο

Πίνακας 2.2: Τιμές συντελεστή ευστάθειας K_D (Πηγή: Μέμος, 2008, μετά από προσαρμογή)

Θωράκιση	n*	Τοποθέτηση	Κορμός έργου**		Ακρομόλιο		
			(1)	(2)	(1)	(2)	σφθ
Φυσικοί ογκόλιθοι							
Λείοι καμπύλης μορφής	2	Τυχαία	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5-3.0
Λείοι καμπύλης μορφής	≥3	Τυχαία	1.6	3.2	1.4	2.3	1.5-3.0
Τραχείς γωνιώδεις	2	Τυχαία	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
					1.6	1.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
Τραχείς γωνιώδεις	≥3	Τυχαία	2.2	4.5	2.1	4.2	1.5-3.0
Τραχείς γωνιώδεις	2	Ειδική #	5.8	7.0	5.3	6.4	1.5-3.0
Τραχ. διαβαθμ. (K_{RR})	##	Τυχαία	2.2	2.5			
Τεχνητοί ογκόλιθοι							
Τετράποδα (Tetrapod/Quadripod)	2	Τυχαία	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Τρίραβδα (Tribar)	2	Τυχαία	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
Τρίραβδα (Tribar)	1	Ομοιόμ.	12.0	15.0	7.5	9.5	1.5-3.0
Δόλοι (Dolos)	2	Τυχαία	15.8 [§]	31.8 [§]	8.0	16.0	2.0
Εξάποδα (Hexapod)	2	Τυχαία	8.0	9.5	5.0	7.0	1.5-3.0
Σημειώσεις							
Ο παραπάνω πίνακας ισχύει για περιορισμένη υπερπήδηση και μετακίνηση έως 5% των ογκολίθων (κριτήριο αμελητέων ζημιών)							
(1) Θρανόμενοι κυματισμοί							
(2) Μη θρανόμενοι κυματισμοί							
n*: πλήθος λίθων κατά το πάχος της θωράκισης							
** Οι τιμές K_D για τον κορμό ισχύουν για σφθ=1.5÷5.0							
# ο διαμήκης άξονας του ογκολίθου κάθετος στο πρηνές							
## το ελάχιστο πάχος ορίζεται ειδικά							
§ για αποφυγή μικροκινήσεων (rocking) μείωση του K_D κατά 50%							

Ο τύπος του Hudson προέκυψε εκτιμώντας τη δύναμη του ρευστού που τείνει να θέσει σε κίνηση ένα λίθο θωράκισης, αλλά και τις αδρανειακές δυνάμεις, και εξισώνοντας τις δυνάμεις αυτές με το βάρος ενός μεμονωμένου ογκολίθου. Η τριβή μεταξύ των ογκολίθων αγνοείται, αλλά θεωρείται ότι η επιρροή της εκφράζεται μέσω του συντελεστή K_D (Palmer και Christian, 1998). Οι τιμές του συντελεστή K_D ορίζονται μέσω πειραματικών μοντέλων όπου υπολογίζεται η τιμή του ύψους κύματος H υπό τη δράση του οποίου προκαλείται ζημιά στην κατασκευή που υπερβαίνει ένα καθορισμένο όριο.

Η σχέση εφαρμόζεται για κλίση πρηνούς που κυμαίνεται μεταξύ 1:1.5 και 1:4.

Σύμφωνα με τον Μέμο (2008), σε περίπτωση μέτριας κυματικής αναταραχής η στρώση θωράκισης μπορεί να διαμορφωθεί από υλικό ευρείας διαβάθμισης. Σ' αυτή την περίπτωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί η ακόλουθη τροποποιημένη σχέση του Hudson:

$$B_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_{RR} \Delta^3 \cot a} \quad (2.13)$$

όπου: B_{50} : το βάρος που αντιστοιχεί στο 50% της διαβάθμισης, το εύρος της οποίας μπορεί να εκτείνεται στο $4B_{50}$ για το μέγιστο και $0.125B_{50}$ για το ελάχιστο όριο
 K_{RR} : συντελεστής αντίστοιχος του K_D με τιμές που περιλαμβάνονται στον Πίνακα 2.2

Η σχέση αυτή είναι δυνατόν να χρησιμοποιηθεί μόνο σε περιβάλλον με ύψος κύματος σχεδιασμού έως 1.5 m και δεν επιτρέπεται η χρήση του στα ακρομώλια.

Σύμφωνα με το Shore Protection Manual (1984), μια απλουστευμένη μορφή του τύπου του Hudson είναι η εξής:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot a)^{1/3} \quad (2.14)$$

όπου: D_{n50} : η μέση ονομαστική διάμετρος των ογκολίθων
 K_D : συντελεστής ευστάθειας που λαμβάνει υπ' όψη διάφορες παραμέτρους που δεν εμπεριέχονται στη Σχέση (2.14). Οι τιμές που λαμβάνει η παράμετρος K_D αντιστοιχούν σε επίπεδο ζημιών όπου έχει μετακινηθεί το 5% των λίθων

Σε προηγούμενη έκδοση του Shore Protection Manual (1973) προτείνεται η τιμή $K_D=3.5$ για θραυόμενους κυματισμούς και η τιμή $K_D=4.0$ για μη θραυόμενους κυματισμούς. Οι τιμές αυτές αφορούν τραχείς γωνιώδεις λίθους σε δύο στρώσεις στον κορμό κυματοθραύστη. Αξίζει να σημειωθεί ότι εδώ με τον όρο "θραυόμενοι κυματισμοί" αναφερόμαστε σε αυτούς που θραύονται λόγω ρήξης (όποτε και αυξάνεται η καμπυλότητά τους έως τη θραύση) και όχι λόγω της κλίσης του πρανούς του κυματοθραύστη.

Ακόμα, σε άλλη έκδοση του Shore Protection Manual (1977) προτάθηκαν τιμές του συντελεστή K_D για τραχείς γωνιώδεις φυσικούς ογκολίθους για διάφορα επίπεδα ζημιών και για κατασκευές με κλίση πρανούς $1.5 \leq \cot a \leq 3.0$. Η επί τοις εκατό ζημιά ορίζεται ως ο όγκος των ογκολίθων που έχουν μετακινηθεί από την ενεργό ζώνη. Η ενεργός ζώνη εκτείνεται από το μέσο της στέψης του κυματοθραύστη προς το προσήνεμο πρανές έως βάθος κάτω από τη στάθμη ηρεμίας της θάλασσας ισοδύναμο με το ύψος που προκαλεί μηδενικές ζημιές στο έργο. Μάλιστα, διευκρινίζεται ότι σ' αυτή την περίπτωση χρησιμοποιείται το χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s .

Πίνακας 2.3: Τιμές συντελεστή K_D (Shore Protection Manual, 1977) (Πηγή: CEM, 2011, μετά από προσαρμογή)

Τύπος ογκολίθου	Τοποθέτηση	Ζημιά			
		0 – 5 %		5 – 10 %	10 – 15 %
		θραυόμ. κυματισμοί	μη θραυόμ. κυματισμοί	μη θραυόμ. κυματισμοί	μη θραυόμ. κυματισμοί
Φυσικός, τραχύς, γωνιώδης	Τυχαία	3.5	4.0	4.9	6.6

Στην έκδοση του 1984 του Shore Protection Manual προτείνεται η χρήση του $H_{1/10}$ ως ύψος κύματος σχεδιασμού, δηλαδή του μέσου όρου του 10% των υψηλότερων κυμάτων της καταγραφής. Τότε, θα πρέπει να χρησιμοποιείται η τιμή $K_D=2.0$ για θραυόμενους κυματισμούς και η τιμή $K_D=4.0$ για μη θραυόμενους κυματισμούς, με αποτέλεσμα η θωράκιση που διαστασιολογείται να αποτελείται από ογκολίθους μεγαλύτερου βάρους.

Η σχέση του Hudson χρησιμοποιείται ευρέως λόγω της απλότητας της. Επίσης, ένα ακόμη πλεονέκτημα της συγκεκριμένης σχέσης είναι ότι μπορεί να εξειδικευτεί για διάφορα είδη λίθων θωράκισης, αφού έχει προσδιοριστεί ο συντελεστής K_D για μεγάλη ποικιλία τύπων λίθων.

Ωστόσο, η σχέση του Hudson συνοδεύεται και από ορισμένα μειονεκτήματα. Ο Hudson παρήγαγε τη συγκεκριμένη εξίσωση μελετώντας μονοχρωματικούς κυματισμούς, χωρίς να λαμβάνει καθόλου υπόψη τους τυχαίους κυματισμούς. Όπως έχει αποδειχθεί από αρκετούς ερευνητές καθοριστικές για την ευστάθεια της θωράκισης είναι η περίοδος του κύματος (Losada και Gimenez – Curto, 1979, Pilarczyk και De Boer, 1983) και η διαπερατότητα της κατασκευής (Hedar, 1986), μεταβλητές οι οποίες δεν περιλαμβάνονται στη σχέση. Άλλες παράμετροι που επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης και δεν λαμβάνονται υπόψη εδώ είναι το σχήμα του φάσματος ενέργειας, η ομαδικότητα των κυμάτων και το ύψος της στέψης (Kamali και Hashim, 2009). Τέλος, καθοριστικό ρόλο για το σχεδιασμό της θωράκισης παίζουν ο αριθμός των κυμάτων που δρουν πάνω σε μια κατασκευή (ή αλλιώς η διάρκεια της καταγίδας) και το επίπεδο ζημιών που αυτά προκαλούν (Van der Meer και Pilarczyk, 1984), παράμετροι οι οποίες επίσης δεν εμπεριέχονται στη σχέση του Hudson.

B. Σχέση του Iribarren (1965)

Γενικά, οι εξισώσεις σχεδιασμού θωράκισης κυματοθραύστη εκτιμούν το απαιτούμενο βάρος ογκολίθου ώστε να αντιστέκεται στις κυματικές φορτίσεις, αφήνοντας παράλληλα το περιθώριο να συμβαίνει ορισμένο (μικρό) αποδεκτό επίπεδο ζημιών. Οι δυνάμεις που ασκούνται στον κυματοθραύστη είναι η ανυψωτική δύναμη της άνωσης (κατακόρυφη) και η οριζόντια δύναμη από τα κύματα. Σύμφωνα με τους Kamali και Hashim (2009), εάν θεωρήσουμε ότι οι προαναφερθείσες δυνάμεις αναχαιτίζονται από το βάρος της θωράκισης υπό άνωση, έχουμε:

$$\frac{F_D + F_L}{F_G} \approx \frac{\rho_w D_n^2 v^2}{g(\rho_s - \rho_w) D_n^3} = \frac{v^2}{g \Delta D_n} \quad (2.15)$$

όπου: ρ_w : η πυκνότητα του νερού στην περιοχή του έργου
 ρ_s : η πυκνότητα του υλικού των ογκολίθων της θωράκισης

$\Delta = (\rho_s / \rho_w) - 1$: η σχετική πυκνότητα υπό άνωση των λίθων θωράκισης
 D_n : η ονομαστική διάμετρος του λίθου θωράκισης
 v : η στιγμιαία ταχύτητα του ρευστού (κύμα)
 g : η επιτάχυνση της βαρύτητας ($g = 9.81 \text{ m/sec}^2$)
 F_D : η ανυψωτική δύναμη άνωσης (lift force)
 F_L : η οριζόντια δύναμη κύματος
 F_G : το βάρος ογκολίθου

Για θραυόμενο κυματισμό ύψους H , η στιγμιαία ταχύτητα του ρευστού δίνεται από τη σχέση:

$$v = \sqrt{gH} \quad (2.16)$$

Έτσι, ορίζεται ο δείκτης ευστάθειας N_s (stability number):

$$N_s = \frac{v^2}{g\Delta D_n} = \frac{H}{\Delta D_n} \quad (2.17)$$

Έτσι, σύμφωνα με τον Iribarren (1938):

$$\frac{H}{\Delta D_n} = K(\tan \varphi \cos \alpha \pm \sin \alpha) \quad (2.18)$$

όπου: K : ο συντελεστής ζημιών που εξαρτάται από το σχήμα των λίθων θωράκισης και το επίπεδο των ζημιών
 α : η γωνία του πρανούς της κατασκευής ως προς την οριζόντιο
 φ : η γωνία της νέας κλίσης του πρανούς της θωράκισης μετά την μετακίνηση ογκολίθων και τη δημιουργία νέου πιο ευσταθούς προφίλ διατομής

Αργότερα, ο Iribarren (1965) διεξήγαγε εργαστηριακά πειράματα σε τρία διαφορετικά είδη λίθων θωράκισης: 1) τραχείς γωνιώδεις λίθοι λατομείου, 2) τεχνητά παραλληλεπίπεδα τεμάχια $\alpha * \alpha * 1.5\alpha$, και 3) τετράποδα και κατέληξε σε μια νέα σχέση. Τα πειράματα πραγματοποιήθηκαν σε κανάλι εργαστηρίου (wave flume) μήκους 31.5 m, πλάτους 1.0 m και βάθους 1.5 m, ενώ χρησιμοποιήθηκε γεννήτρια μονοχρωματικών κυματισμών. Τα πειράματα επαναλήφθηκαν για διάφορες τιμές της κλίσης του πρανούς της θωράκισης και για διάφορες τιμές βάρους των ογκολίθων. Έτσι, ο Iribarren κατέληξε στην ακόλουθη σχέση για τον υπολογισμό του βάρους των λίθων θωράκισης ενός κυματοθραύστη με πρανή:

$$P = \frac{N}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3} \frac{S_r}{(S_r - 1)^3} H^3 \quad (2.19)$$

ή αλλιώς εάν θέσουμε: $Q = \frac{N}{(f \cos \alpha - \sin \alpha)^3}$ και $R = \frac{S_r}{(S_r - 1)^3}$ προκύπτει:

$$P = QRH^3 \quad (2.20)$$

όπου: P : το βάρος ενός λίθου θωράκισης
 α : η γωνία του πρανούς της κατασκευής ως προς την οριζόντιο
 $S_r = \gamma_r / \gamma_w$: το σχετικό ειδικό βάρος
 γ_r : το ειδικό βάρος των λίθων θωράκισης
 γ_w : το ειδικό βάρος του νερού στην περιοχή του έργου
 H : το στιγμιαίο ύψος κύματος
 N, f : εμπειρικοί συντελεστές

Ο συντελεστής f αφορά την αλληλοεμπλοκή και την τριβή μεταξύ των λίθων της θωράκισης και είναι συνάρτηση του αριθμού των λίθων του πρανούς. Γενικά, οι τιμές των συντελεστών N και f δεν είναι εύκολο να εκτιμηθούν με ακρίβεια και γι' αυτό προτιμάται η χρήση της μεταβλητής Q που τους συμπεριλαμβάνει.

Η συγκεκριμένη μέθοδος σχεδιασμού της θωράκισης, όπως και η σχέση του Hudson, δε λαμβάνει υπ' όψη τη δράση τυχαίων κυματισμών. Επίσης, υπάρχει ένα κατώτατο όριο καμπυλότητας των κυμάτων για τα οποία μπορεί να εφαρμοστεί. Εάν κάποιο κύμα έχει καμπυλότητα μικρότερη από αυτό το όριο, τότε η σχέση αυτή δεν δίνει σωστά αποτελέσματα.

Ιδιαίτερα σημαντικό είναι το γεγονός ότι ο Iribarren (1965) περιόρισε την εφαρμογή της σχέσης μόνο για κύματα που εμφανίζουν θραύση στην κορυφή (θραύση εκτινάξεως, plunging breaking) και για κύματα των οποίων η θραύση εκδηλώνεται με γενική κατάρρευση της διατομής (collapsing breaking), επισημαίνοντας ότι δεν αποδίδει για άλλους τύπους θραύσης. Επομένως, είναι φανερό ότι είχε αντιληφθεί τη σημασία της περιόδου του κύματος T για την ευστάθεια της θωράκισης κυματοθραυστών με πρανή.

2.3.6 Σχεδιασμός με βάση το ύψος και την περίοδο του κύματος

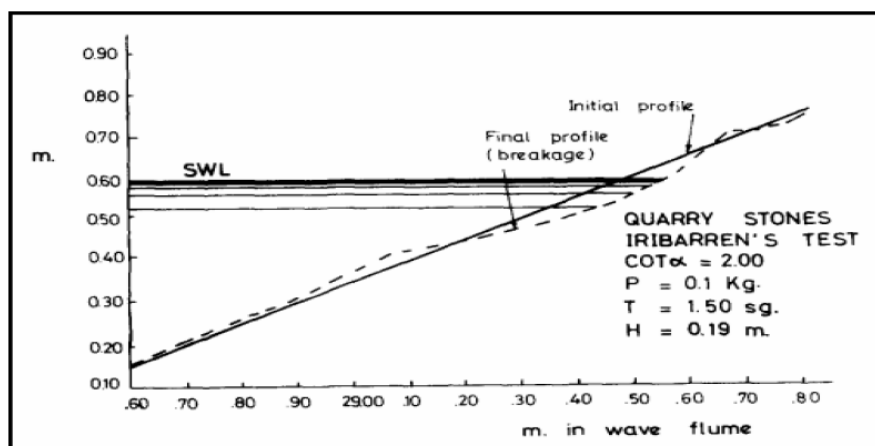
A. Σχέση των Losada και Gimenez – Curto (1979)

Οι Losada και Gimenez – Curto (1979) επεξεργάστηκαν τα πειραματικά δεδομένα του Iribarren (1965) και τη σχέση που παρήγαγε και η οποία αναλύθηκε προηγουμένως, με σκοπό να συμπεριλάβουν στην εξίσωση αυτή κάποια μεταβλητή που να εκφράζει την επιρροή της περιόδου του κύματος στο σχεδιασμό.

Προκειμένου να αναλυθούν τα αποτελέσματα των πειραμάτων έπρεπε πρώτα να οριστεί σαφώς η έννοια της ζημιάς - αστοχίας. Γενικά, η ζημιά που προκαλείται υπολογίζεται ως ποσοστό των λίθων θωράκισης που απομακρύνονται από την αρχική τους θέση συγκριτικά με το συνολικό αριθμό λίθων της κατασκευής. Χρησιμοποιώντας αυτό τον ορισμό, όμως, δεν είναι δυνατή η σύγκριση μεταξύ διαφορετικών κυματοθραυστών ή διαφορετικών τύπων λίθων θωράκισης, καθώς δεν λαμβάνεται υπ' όψη η αναλογική σχέση μεταξύ των διαστάσεων ενός μεμονωμένου ογκολίθου και των διαστάσεων της θωράκισης συνολικά. Σε μια προσπάθεια να ξεπεραστεί αυτό το πρόβλημα, η ζημιά που προκαλείται ορίστηκε ως το ποσοστό των λίθων που μετακινούνται από την αρχική τους θέση ως προς τον αριθμό των λίθων θωράκισης που περιέχονται σε μια οριζόντια ζώνη γύρω από τη Στάθμη Ηρεμίας της Θάλασσας (Σ.Η.Θ) (Günbak, 1978). Όμως, αυτός ο ορισμός δεν παρέχει επαρκείς πληροφορίες για τη γενική κατάσταση του κυματοθραύστη και το επίπεδο ζημιών που έχει υποστεί.

Ιδιαίτερα χρήσιμος για τους Losada και Gimenez – Curto (1979) αποδείχτηκε ο ορισμός που πρότεινε ο ίδιος ο Iribarren (1965), σύμφωνα με τον οποίο ένας κυματοθραύστης θεωρείται ότι έχει φτάσει σε ένα κρίσιμο επίπεδο ζημιών όταν το "βάθος" της ζημιάς στη στρώση της εξωτερικής θωράκισης έχει γίνει ίσο με $(P / \gamma_r)^{1/3}$, όπου P είναι το βάρος ενός λίθου θωράκισης και γ_r είναι το ειδικό βάρος των λίθων θωράκισης. Σ' αυτό το στάδιο ουσιαστικά έχει απομακρυνθεί τέτοιο τμήμα της εξωτερικής θωράκισης ώστε να αποκαλύπτεται τουλάχιστον ένας λίθος της επόμενης στρώσης και να εκτίθεται στην άμεση δράση των κυματισμών. Τότε, η ολική καταστροφή του κυματοθραύστη, ο οποίος έχει φτάσει το όριο

της αστοχίας του, είναι πια θέμα χρόνου. Στο Σχήμα 2.12 παρουσιάζεται το προφίλ διατομής από τα πειράματα του Iribarren (1965) που έχει αστοχήσει.



Σχήμα 2.12: Προφίλ διατομής κυματοθραύστη με φυσικούς ογκολίθους στη φάση της αστοχίας (πείραμα Iribarren, 1965) (Πηγή: Losada και Gimenez – Curto, 1979)

Η έναρξη της αστοχίας σχετίζεται με το ελάχιστο ύψος κύματος που είναι ικανό να διασπάσει την αλληλεμπλοκή μεταξύ των ογκολίθων. Οι Losada και Gimenez – Curto (1979) όρισαν το ύψος κύματος που αντιστοιχεί στην έναρξη της αστοχίας ως το ελάχιστο ύψος κύματος ικανό να προκαλέσει τη μετακίνηση ποσοστού λίθων ίσο με τουλάχιστον το 10% από αυτούς που θα έχουν μετακινηθεί συνολικά έως την ολοκλήρωση της αστοχίας. Όπως προαναφέρθηκε, οι Losada και Gimenez – Curto (1979) αξιοποίησαν τη σχέση του Iribarren (1965) σύμφωνα με την οποία το απαιτούμενο βάρος λίθου θωράκισης προκειμένου να αντισταθεί στην κυματική δράση είναι ανάλογο των συντελεστών Q και R και ανάλογο της τρίτης δύναμης του ύψους κύματος H (Σχέση 2.20).

Συγκεκριμένα, επιδίωξαν να βρουν μια έκφραση του συντελεστή Q (ο οποίος έχει διαστάσεις ειδικού βάρους) που να περιλαμβάνει παραμέτρους που να δηλώνουν τη σημασία της περιόδου T στο σχεδιασμό. Το μήκος κύματος L_0 στα βαθιά νερά συνδέεται με την περίοδο T με τη σχέση (2.4) και με τη βοήθεια του μήκους κύματος στα βαθιά νερά προκύπτει από τη σχέση (2.3), ο αριθμός Iribarren ξ .

Εάν H_i είναι το ύψος κύματος που αντιστοιχεί στην έναρξη της αστοχίας, L_0 το μήκος κύματος στα βαθιά και ξ ο αριθμός Iribarren, τότε από τα αποτελέσματα των πειραμάτων του Iribarren (1965) προκύπτουν διάφορα ζεύγη τιμών H_i , Q ανάλογα με το είδος του λίθου και την κλίση του πρανούς. Με στόχο να βρεθεί η συσχέτιση μεταξύ των ξ και Q εφαρμόστηκε γραμμική παλινδρόμηση στα ακόλουθα τέσσερα μοντέλα:

Μοντέλο 1: $Q = A\xi + B$

Μοντέλο 2: $Q = A\xi^B$

Μοντέλο 3: $Q = A\xi \exp(B\xi)$

Μοντέλο 4: $Q = A(\xi - \xi_0)\exp[B(\xi - \xi_0)] \quad , \xi \geq \xi_0$

Σύμφωνα με το Mitchell (1983), η τιμή ξ_0 αντιστοιχεί σε:

$$(H / L_0)_{\max} = 0.142 \quad (2.21)$$

$$\text{και } \xi_o = 2.65 \tan \alpha \quad (2.22)$$

Σύμφωνα λοιπόν με τους Losada και Gimenez – Curto (1979), προέκυψαν οι συντελεστές συσχέτισης όπως αυτοί παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.4, απ' όπου φαίνεται ότι το Μοντέλο 4 συμφωνεί καλύτερα στα πειραματικά αποτελέσματα.

Πίνακας 2.4: Συντελεστές συσχέτισης (Πηγή: Losada και Gimenez – Curto, 1979)

Correlation coefficients for initiation of damage (After Iribarren's data)						
Armour unit	Cota	Number of tests	Model			
			1	2	3	4
Quarry stones	1.50	7	0.839	0.814	0.987	0.991
	2.00	10	0.793	0.735	0.988	0.987
	3.00	7	0.315	0.328	0.951	0.985
	4.00	7	0.294	0.291	0.951	0.963
Parallelopipedic blocks	1.50	17	0.388	0.328	0.729	0.850
	2.00	14	0.152	0.137	0.763	0.915
	3.00	9	0.187	0.132	0.835	0.944
Tetrapods	1.33	8	0.189	0.214	0.840	0.913
	1.50	7	0.064	0.054	0.779	0.927
	2.00	7	0.078	0.061	0.792	0.924

Συνεπώς, η παράμετρος Q εκφράζεται συναρτήσει του αριθμού του Iribarren συνδέοντας έτσι το απαιτούμενο βάρος ενός ογκολίθου θωράκισης P με το μήκος κύματος στα βαθιά L_o , και κατά συνέπεια με την περίοδο T του κυματισμού:

$$Q = A(\xi - \xi_o) \exp[B(\xi - \xi_o)], \quad \xi \geq \xi_o \quad (2.23)$$

Οι συντελεστές A και B δίνονται στον ακόλουθο Πίνακα 2.5:

Πίνακας 2.5: Τιμές των παραμέτρων A , B και ξ_o στο προτεινόμενο Μοντέλο 4 (Πηγή: Losada και Gimenez – Curto, 1979)

Armour unit	Cota	A	B	ξ_o
Quarry stones	1.50	0.09035	-0.5879	1.77
	2.00	0.05698	-0.6627	1.33
	3.00	0.04697	-0.8084	0.88
	4.00	0.04412	-0.9339	0.66
Parallelopipedic blocks	1.50	0.06819	-0.5148	1.77
	2.00	0.03968	-0.6247	1.33
	3.00	0.03410	-0.7620	0.88
Tetrapods	1.33	0.03380	-0.3141	1.99
	1.50	0.02788	-0.3993	1.77
	2.00	0.02058	-0.5078	1.33

Note: These values yield Q in ton/m³.

Η μέγιστη τιμή του Q αντιστοιχεί στην λιγότερο ευσταθή θωράκιση κυματοθραύστη, δηλαδή στην κρίσιμη κατάσταση με ξ_{crit} :

$$\xi_{crit} = -\frac{1}{B} + \xi_o \quad (2.24)$$

B. Σχέσεις των Van der Meer και Pilarczyk (1984)

Οι πρώτες μέθοδοι σχεδιασμού της θωράκισης κυματοθραυστών βασίστηκαν σε πειράματα με μονοχρωματικούς κυματισμούς. Όταν ένας κυματοθραύστης υπόκειται στη δράση μονοχρωματικών κυματισμών, δηλαδή δέχεται κατ' επανάληψη δυνάμεις από κύματα ορισμένου ύψους και ορισμένης συχνότητας, τότε η ολική ζημιά που μπορεί να προκληθεί ολοκληρώνεται γρήγορα και η διατομή παίρνει την τελική μορφή στην οποία ισορροπεί. Συνεπώς, η σημασία της διάρκειας της καταιγίδας, δηλαδή του αριθμού των κυμάτων που πλήττουν την κατασκευή, και του σχήματος του φάσματος ενέργειας δεν ήταν δυνατόν να αναδειχθεί από μελέτες με μονοχρωματικά κύματα. Βέβαια, από το 1970 περίπου και μετά υπάρχει η δυνατότητα παραγωγής τυχαίων κυματισμών εργαστηριακά και αξιοποιήθηκε από διάφορους μελετητές κατά τις έρευνές τους.

Οι Van der Meer και Pilarczyk (1984) διεξήγαγαν εργαστηριακά πειράματα υπό τη δράση τυχαίων κυματισμών και κατέληξαν σε ορισμένα αποτελέσματα σχετικά με την εξάρτηση της ευστάθειας της θωράκισης από διάφορες παραμέτρους. Εκτός από το ύψος κύματος σχεδιασμού, την περίοδο του κύματος, τη γωνία του πρηνούς της θωράκισης και το ειδικό βάρος της θωράκισης (ή εναλλακτικά την πυκνότητα του υλικού της θωράκισης), εξετάστηκε και η επιρροή στην ευστάθεια παραμέτρων όπως η ονομαστική διάμετρος των ογκολίθων, το επίπεδο των ζημιών, η διάρκεια της καταιγίδας, η διαβάθμιση του υλικού της θωράκισης, το σχήμα του φάσματος, η ομαδικότητα των κυμάτων και η διαπερατότητα της κατασκευής. Στον Πίνακα 2.6 παρουσιάζονται οι συμβολισμοί που χρησιμοποιούνται για αυτές τις παραμέτρους, αλλά και οι μονάδες μέτρησής τους.

Πίνακας 2.6: Βασικές μεταβλητές που επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer και Pilarczyk, 1984, μετά από προσαρμογή)

Μεταβλητή	Συμβολισμός	Μονάδα Μέτρησης
Ονομαστική διάμετρος	D_{n50}	m
Σχετική πυκνότητα υπό άνωση	Δ	-
Χαρακτηριστικός ύψος κύματος	H_s	m
Μέση περίοδος κύματος	T_z	sec
Γωνία πρηνούς	α	μοίρες
Δείκτης ζημιών	S	-
Αριθμός κυμάτων	N	-
Διαβάθμιση υλικού θωράκισης	D_{85}/D_{15}	-
Σχήμα φάσματος	$\epsilon_{5\%}, Q_p$	-
Ομαδικότητα κυμάτων	G.F.	-
Διαπερατότητα πυρήνα	-	-

Στα πειράματα των Van der Meer και Pilarczyk (1984) χρησιμοποιήθηκαν λίθοι με βάρος $W_{50} = 0.123kg$, πυκνότητα $\rho_a = 2630kg/m^3$ και ονομαστική διάμετρο $D_{n50} = 0.036m$, ενώ το πάχος της θωράκισης ήταν 0.080m.

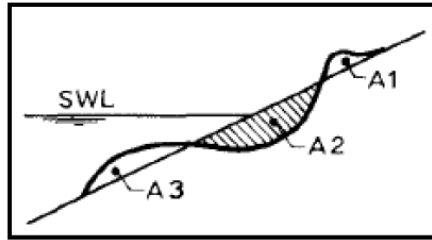
Προκειμένου να περιγραφούν οι ζημιές που προκαλούνται από τα κύματα στην κατασκευή χρησιμοποιήθηκε ο αδιάστατος παράγοντας "δείκτης ζημιών" (Σχήμα 2.13), ο οποίος συμβολίζεται με S_2 και ορίζεται ως εξής:

$$S_2 = \frac{A_2}{D_{n50}^2} \quad (2.25)$$

όπου: D_{n50} : η ονομαστική διάμετρος του ογκολίθου

A_2 : η επιφάνεια της διαβρωμένης περιοχής της διατομής γύρω από τη Σ.Η.Θ.

Η φυσική ερμηνεία του S_2 είναι ότι πρόκειται για τον αριθμό των κυβικών λίθων πλευράς $1D_{n50}$ που έχουν απομακρυνθεί από ζώνη πλάτους $1D_{n50}$. Θεωρείται ότι ισχύει το κριτήριο μηδενικών ζημιών ("no-damage" criterion) όταν το S_2 κυμαίνεται μεταξύ 1 και 3, ενώ η αστοχία συμβαίνει όταν το S_2 κυμαίνεται μεταξύ 8 και 17.



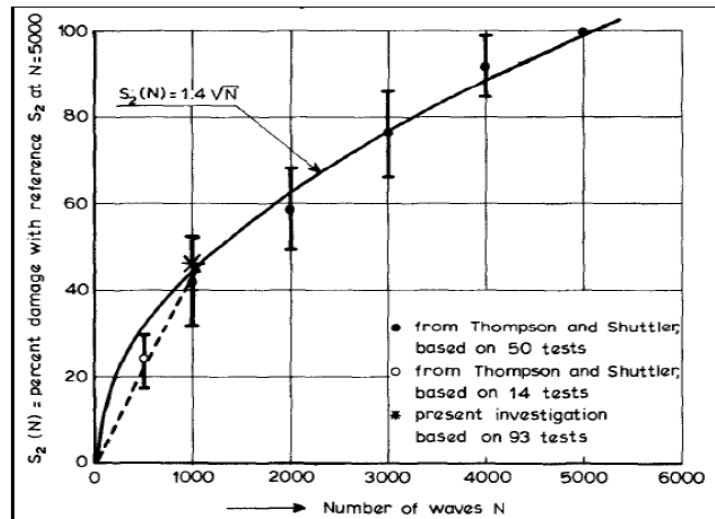
Σχήμα 2.13: Η περιοχή A_2 που χρησιμοποιείται στον υπολογισμό του επιπέδου ζημιών S_2
(Πηγή: Van der Meer και Pilarczyk, 1984)

Οι περιοχές A_1 και A_3 του Σχήματος 2.13 έχουν προσχωθεί με το υλικό της διαβρωμένης περιοχής A_2 .

Η διάρκεια της καταιγίδας επηρεάζει σημαντικά την ευστάθεια της θωράκισης και εκφράζεται ποσοτικά μέσω του αριθμού των κυμάτων N . Σύμφωνα με τους Van der Meer και Pilarczyk (1984), οι παράμετροι S και N συνδέονται μέσω της σχέσης:

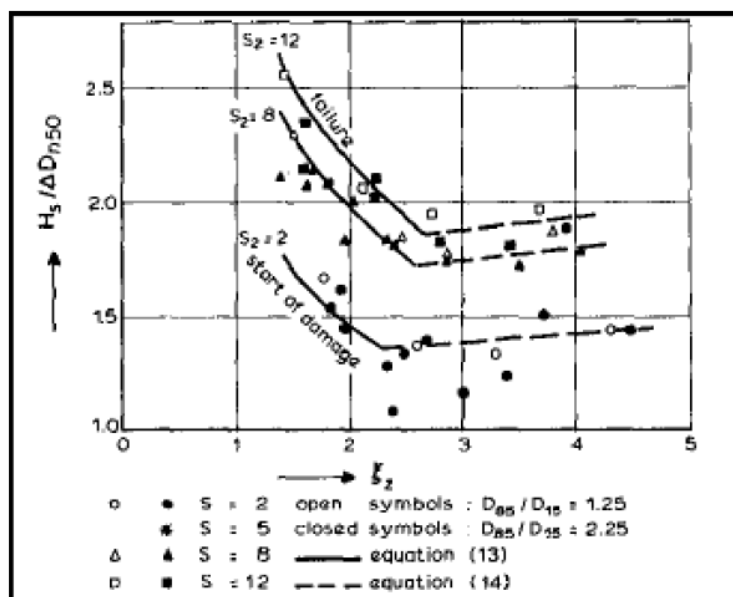
$$S(N) = 0.014\sqrt{NS}(5000) \quad (2.26)$$

Συνεπώς, η επιρροή του επιπέδου ζημιών S που προκαλείται από N κύματα στην ευστάθεια της θωράκισης μπορεί να εκφραστεί με την παράμετρο S/\sqrt{N} , όπου το N κυμαίνεται μεταξύ 1000 και 7000 κυμάτων. Γενικά, προκειμένου να λάβει μια διατομή πιο ευσταθή μορφή μέσω της παραμόρφωσής της και των ζημιών που υφίσταται υπό τη δράση τυχαίων κυματισμών απαιτούνται τουλάχιστον $N=10000$ κύματα. Ο αντίστοιχος αριθμός για μονοχρωματικούς κυματισμούς είναι $N=1000 \div 2000$ κύματα (Van der Meer και Pilarczyk, 1984). Η επιρροή του αριθμού των κυμάτων N που πλήττουν την κατασκευή, και κατ' επέκταση της διάρκειας της κυματικής καταιγίδας, φαίνεται στο Σχήμα 2.14.



Σχήμα 2.14: Επιρροή του αριθμού των κυμάτων N στο επίπεδο ζημιών (Πηγή: Van der Meer και Pilarczyk, 1984)

Από τα πειράματα προέκυψαν διαγράμματα που αποδεικνύουν την επιρροή της περιόδου του κύματος T στην ευστάθεια του πρανούς (Σχήμα 2.15). Η περίοδος T εκφράζεται εμμέσως μέσω του αριθμού Iribarren ξ . Μάλιστα, η ευστάθεια της θωράκισης επηρεάζεται περισσότερο από την περίοδο του κύματος όταν υπόκειται σε θραυόμενους κυματισμούς ($\xi < 2.5 \div 3.5$) (Van der Meer και Pilarczyk, 1984).



Σχήμα 2.15: Επιρροή της περιόδου στην ευστάθεια του πρανούς της θωράκισης (Το διάγραμμα προέκυψε για $N = 3000$, $cota = 3$ και αδιαπέρατο πυρήνα) (Πηγή: Van der Meer και Pilarczyk, 1984)

Βρέθηκε, ακόμη, ότι η κλίση της θωράκισης επηρεάζει την έκταση της ζημιάς που συμβαίνει (Πίνακας 2.7). Όσο πιο ήπια είναι η κλίση, τόσο περισσότεροι ογκόλιθοι χρειάζεται να μετακινηθούν ώστε να επιτευχθεί η έναρξη της αστοχίας.

Πίνακας 2.7: Κατώτερο επίπεδο ζημιών (έναρξη αστοχίας) και ανώτερο επίπεδο ζημιών (αστοχία) για διάφορες τιμές της κλίσης του πρανούς (Πηγή: Van der Meer και Pilarczyk, 1984, μετά από προσαρμογή)

cota	Έναρξη ζημιών	Αστοχία
2	S=2	S=8
3	S=2	S=12
4	S=3	S=17
6	S=3	S=17

Οι Van der Meer και Pilarczyk εκτέλεσαν τα πειράματα αυτά δύο φορές, για διαβάθμιση υλικού $D_{85} / D_{15} = 2.25$ και $D_{85} / D_{15} = 1.25$ (σχεδόν ομοιόμορφο υλικό) και διαπίστωσαν ότι για τιμές διαβάθμισης μεταξύ αυτών των ορίων δεν παρατηρείται διαφορά στην ευστάθεια της θωράκισης, αλλά ούτε και στο επίπεδο ζημιών στο οποίο σημειώνεται αστοχία. Κατά συνέπεια, δεν απαιτείται να συμπεριληφθεί στη σχέση παράμετρος που να εκφράζει τη διαβάθμιση του υλικού, αλλά επαρκεί η χρήση της ονομαστικής διαμέτρου D_{n50} .

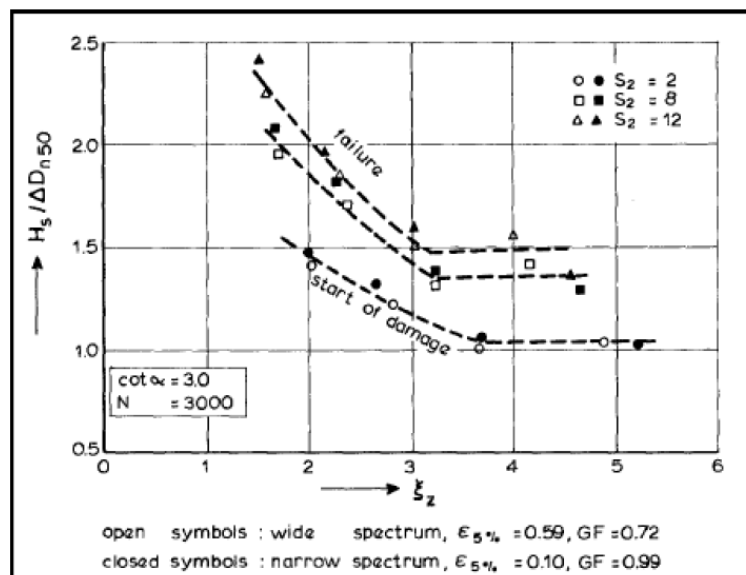
Τα δεδομένα των πειραμάτων αναλύθηκαν τόσο με στενό φάσμα (narrow spectrum), όσο και με ευρύ φάσμα (wide spectrum), αλλά και με φάσμα Pierson – Moskowitz (PM). Σε κάθε περίπτωση υπολογίστηκε ο συντελεστής ομαδικότητας των κυμάτων GF (Groupiness Factor):

$$GF = \frac{(m_{0,group})^{0.5}}{m_0} \quad (2.27)$$

όπου: m_0 : η ροπή μηδενικής τάξης στο φάσμα πυκνότητας ενέργειας

$m_{0,group}$: η φασματική ροπή στο φάσμα SIWEH (Funke & Mansard)

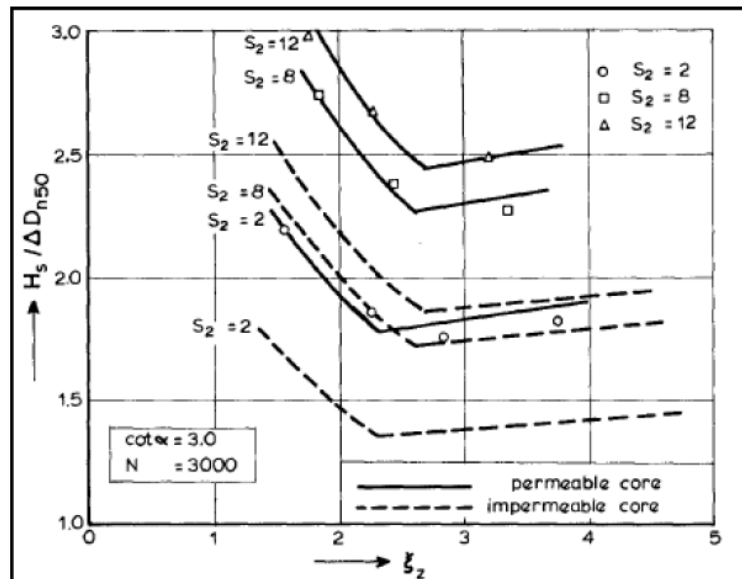
Κατέληξαν, λοιπόν, στο συμπέρασμα ότι η ευστάθεια της θωράκισης δεν επηρεάζεται από την ομαδικότητα των κυμάτων (groupiness of waves), αλλά ούτε και από το σχήμα του φάσματος (spectrum shape), όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.16.



Σχήμα 2.16: Η σημασία της ομαδικότητας των κυμάτων και του σχήματος του φάσματος στην ευστάθεια (Πηγή: Van der Meer και Pilarczyk, 1984)

Στο διάγραμμα που ακολουθεί (Σχήμα 2.17) φαίνεται ότι η διαπερατότητα της κατασκευής παίζει καθοριστικό ρόλο στην ευστάθεια, με αποτέλεσμα να προκύπτουν διαφορετικές

σχέσεις για κατασκευές με αδιαπέρατο ή διαπερατό πυρήνα. Οι κατασκευές με διαπερατό πυρήνα είναι αυτές που το υλικό του πυρήνα είναι τέτοιο που επιτρέπει στο νερό να περνά μέσα από τα κενά των πόρων του.



Σχήμα 2.17: Η σημασία της διαπερατότητας του πυρήνα στην ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer και Pilarczyk, 1984)

Έτσι, προέκυψαν οι ακόλουθες σχέσεις για **αδιαπέρατο πυρήνα**:

- Για μη θραυόμενους κυματισμούς ($\xi_z > 2.5 \div 3.5$ και $\cot a < 3$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.25 \sqrt{\cot a} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0.1} \quad (2.28)$$

- Για μη θραυόμενους κυματισμούς ($\xi_z > 2.5 \div 3.5$ και $\cot a > 3$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.25 \sqrt{3} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0.1} \quad (2.29)$$

- Για θραυόμενους κυματισμούς ($\xi_z < 2.5 \div 3.5$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 4.4 \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.22} \xi_z^{-0.54} \quad (2.30)$$

όπου: T_z : η μέση τιμή της περιόδου των κυμάτων της καταγραφής
 ξ_z : ο αριθμός Iribarren που αντιστοιχεί σε περίοδο T_z

Όμως, η επιρροή της περιόδου του κύματος μπορεί να περιγραφεί και από τον αδιάστατο παράγοντα $\sqrt{(gT_z^2 / D_{n50})}$, εκτός από τον αριθμό Iribarren. Συνεπώς, για θραυόμενους κυματισμούς προκύπτει επιπλέον η σχέση:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\frac{gT_z^2}{D_{n50}}} \tan \alpha = 31 \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/3} \quad (2.31)$$

Οι αντίστοιχες σχέσεις για κατασκευή με **διαπερατό πυρήνα** είναι οι εξής:

- Για μη θραυόμενους κυματισμούς ($\xi_z > 2.5 \div 3.5$ και $\cot a < 3$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.65 \sqrt{\cot a} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0.1} \quad (2.32)$$

- Για μη θραυόμενους κυματισμούς ($\xi_z > 2.5 \div 3.5$ και $\cot a > 3$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.65 \sqrt{3} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/6} \xi_z^{0.1} \quad (2.33)$$

- Για θραυόμενους κυματισμούς ($\xi_z < 2.5 \div 3.5$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 5.8 \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.22} \xi_z^{-0.54} \quad (2.34)$$

Επίσης, για τους θραυόμενους κυματισμούς με χρήση του αδιάστατου παράγοντα $\sqrt{(gT_z^2 / D_{n50})}$ προκύπτει επιπλέον η σχέση:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\frac{gT_z^2}{D_{n50}}} \tan \alpha = 49 \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{1/3} \quad (2.35)$$

Γ. Σχέσεις του Van der Meer (1988)

Όπως ήδη αναφέρθηκε, πολλοί ερευνητές από το 1970 εκμεταλλεύτηκαν τη δυνατότητα παραγωγής τυχαίων κυματισμών εργαστηριακά προκειμένου να δημιουργήσουν εξισώσεις σχεδιασμού της θωράκισης κυματοθραύστη που θα λαμβάνουν υπ' όψη αυτούς τους κυματισμούς. Ανάμεσα σε αυτούς συγκαταλέγονται οι Thompson και Shuttler (1975), στον οποίων τα εργαστηριακά αποτελέσματα και συμπεράσματα βασίστηκε ο Van der Meer και πραγματοποίησε εκτεταμένη σειρά πειραμάτων στο Delft Hydraulics (Van der Meer (1987), Van der Meer (1988a)).

Συγκεκριμένα, ο Van der Meer (1988) κατέληξε σε δύο εξισώσεις ευστάθειας, εκ των οποίων η μια αφορά κύματα που εμφανίζουν θραύση στην κορυφή (θραύση εκτινάξεως, plunging breaking) και η άλλη αφορά κύματα που εμφανίζουν θραύση στη βάση (θραύση εφορμήσεως, surging breaking). Ωστόσο, τα κύματα με θραύση εφορμήσεως προέρχονται από κυματισμούς μεγάλης περιόδου και μικρής καμπυλότητας και εμφανίζονται κυρίως σε ακτές απότομης κλίσης. Το αποτέλεσμα είναι ότι η βάση του κύματος κινείται γρήγορα, ενώ το μέτωπο και η κορυφή του κύματος παραμένουν σχετικά ομαλά, οδηγώντας σε σχετικά μικρή ζώνη θραύσης ή ακόμη και σε απουσία θραύσης. Έτσι, τα κύματα με θραύση εφορμήσεως

(surging breaking) χαρακτηρίζονται συχνά και ως μη θραυόμενα, ενώ τα κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging breaking) είναι καθαρά θραυόμενα.

- Για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves, $\xi_m < \xi_{mc}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (2.36)$$

- Για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves, $\xi_m > \xi_{mc}$):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 1.0 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^P \sqrt{\cot a} \quad (2.37)$$

όπου: H_s : το χαρακτηριστικό ύψος κύματος σχεδιασμού στον πόδα της κατασκευής (δηλ. το $H_{1/3}$)

ξ_m : ο αριθμός Iribarren που αντιστοιχεί σε περίοδο T_m

T_m : η μέση τιμή της περιόδου των κυμάτων της καταγραφής

a : η γωνία του προσήνεμου πρανούς της κατασκευής ως προς την οριζόντιο

$\Delta = (\rho_s / \rho_w) - 1$: η σχετική πυκνότητα υπό άνωση των λίθων θωράκισης

ρ_w : η πυκνότητα του νερού στην περιοχή του έργου

ρ_s : η πυκνότητα του υλικού των ογκολίθων της θωράκισης

D_{n50} : η ονομαστική διάμετρος των ογκολίθων της θωράκισης

P : ο συντελεστής διαπερατότητας της κατασκευής (όπως προκύπτει από Σχήμα 2.19)

N : ο αριθμός των κύματων που προσπίπτουν στην κατασκευή (εκφράζει τη διάρκεια της καταιγίδας και ισούται με το λόγο της διάρκειας της κυματικής καταιγίδας προς τη μέση περίοδο του κυματισμού σχεδιασμού)

S : δείκτης ζημιών

Οι σχέσεις αυτές παρήχθησαν για κυματοθραύστη με πρανή με μια στρώση θωράκισης από φυσικούς ογκολίθους και με ενιαία κλίση πρανούς. Επίσης, υποτίθεται ότι συμβαίνει μικρή ή και καθόλου υπερπήδηση (overtopping) της κατασκευής και συγκεκριμένα ότι συμβαίνει υπερπήδηση για ποσοστό κυμάτων μικρότερο από το 10%÷15% του συνόλου των κυμάτων.

Η ονομαστική διάμετρος D_{n50} υπολογίζεται από τη σχέση:

$$D_{n50} = \left(\frac{M_{50}}{\rho_s} \right)^{1/3} \quad (2.38)$$

όπου: M_{50} : η τιμή της μάζας που αντιστοιχεί στο 50% στην καμπύλη κατανομής της μάζας που προκύπτει λόγω της διαβάθμισης του υλικού

Γενικά, η σχέση εφαρμόζεται για κλίση πρανούς $\cot a$ μεταξύ 1.5 και 6. Ο διαχωρισμός μεταξύ κυμάτων που θραύονται επί του πρανούς με θραύση εκτινάξεως και κυμάτων με θραύση εφορμήσεως για τους οποίους έχουν παραχθεί οι παραπάνω τύποι μπορεί να γίνει με τον υπολογισμό της κρίσιμης παραμέτρου ξ_{mc} η οποία δίνεται από τη σχέση:

$$\xi_{mc} = \left(6.2 P^{0.31} \sqrt{\tan a} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (2.39)$$

Για κλίση πρανούς $\cot\alpha > 3$ η μετάβαση από κύματα εκτινάξεως σε κύματα εφορμήσεως συμβαίνει μόνο για κύματα πολύ μικρής καμπυλότητας (άρα μεγάλου μήκους κύματος). Σ' αυτή την περίπτωση, ισχύει ο ακόλουθος τύπος ο οποίος προκύπτει από τον προηγούμενο εάν $\cot\alpha = 3$. Μάλιστα, θα πρέπει να τίθεται $\cot\alpha = 3$ και στη σχέση του Van der Meer σ' αυτή την περίπτωση (Σχέσεις 2.36 και 2.37). Τότε:

$$\xi_{mc} = (3.58P^{0.31})^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (2.40)$$

Ως ύψος κύματος σχεδιασμού χρησιμοποιείται το χαρακτηριστικό ύψος H_s που θεωρείται ως το αντιπροσωπευτικότερο ύψος του συνόλου των κυμάτων. Ως H_s συνήθως λαμβάνεται η τιμή $H_{1/3}$, δηλαδή η μέση τιμή του ύψους των 33% υψηλότερων κυμάτων. Εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί το $H_{m0} = 4\sqrt{m_0}$ που προκύπτει από ανάλυση στην περιοχή συχνοτήτων, όπου m_0 είναι η ροπή μηδενικής τάξεως του φάσματος πυκνότητας.

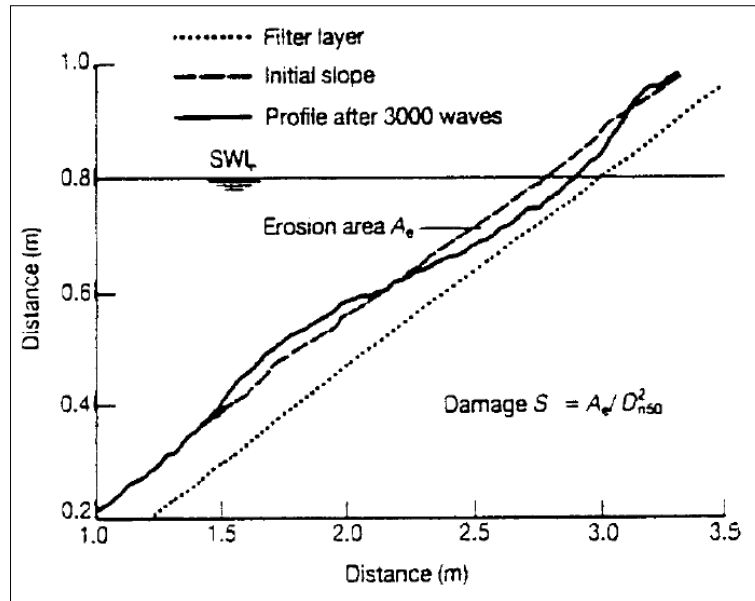
Όπως έχει αναφερθεί και παραπάνω, η εξωτερική θωράκιση κατασκευάζεται με σκοπό να προστατεύσει τον πυρήνα έναντι διάβρωσης. Συνεπώς, οι λίθοι της θωράκισης θα πρέπει να ευσταθούν υδραυλικά, ώστε να επιτελούν το σκοπό αυτό χωρίς να καταγράφονται σημαντικές ζημιές. Ένας τρόπος εκτίμησης των ζημιών που υφίσταται η κατασκευή είναι η μελέτη του προφίλ της διατομής, μέθοδος που εφαρμόστηκε από αρκετούς ερευνητές όπως ο Iribarren (1938), ο Hudson (1959) και οι Thompson και Shuttler (1975), ενώ ο Hedar (1960) εκτιμούσε τη ζημιά σε κυματοθραύστες μετρώντας τον αριθμό των ογκολίθων που είχαν απομακρυνθεί από την αρχική τους θέση. Αρχικά, το μέγεθος ζημιών ορίστηκε ως το ποσοστό των μετατοπισμένων από την αρχική τους θέση λίθων αναφορικά με μια καθορισμένη περιοχή (είτε ολόκληρη τη θωράκιση είτε τμήμα αυτής). Ο ορισμός αυτός, όμως, δεν επιτρέπει την εξαγωγή συμπερασμάτων από τη σύγκριση διαφορετικών κατασκευών. Γι' αυτό το λόγο το μέγεθος ζημιών ορίστηκε ως το ποσοστό των μετακινημένων από την αρχική τους θέση ογκολίθων ως προς το συνολικό αριθμό ογκολίθων που βρίσκονται σε ορισμένη ζώνη γύρω από τη Σ.Η.Θ., η οποία καλείται ενεργός ζώνη. Η ενεργός ζώνη έχει πλάτος $2H_s$, καθώς το άνω όριο της βρίσκεται πάνω από τη Σ.Η.Θ. κατά H_s , ενώ το κάτω όριο της βρίσκεται κάτω από τη Σ.Η.Θ. κατά H_s (Kamali και Hashim, 2009).

Για την εκτίμηση του μεγέθους των ζημιών σε θωράκιση από φυσικούς ογκολίθους, προτείνεται η χρήση της αδιάστατης παραμέτρου S , που καλείται δείκτης ζημιών (Σχήμα 2.18). Η παράμετρος αυτή συμπεριλήφθηκε στις σχέσεις του Van der Meer και ορίζεται ως εξής:

$$S = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (2.41)$$

όπου: A_e : η επιφάνεια της διαβρωμένης επιφάνειας σε τομή

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η φυσική ερμηνεία S είναι ότι πρόκειται για τον αριθμό των κυβικών λίθων πλευράς $1D_{n50}$ που έχουν απομακρυνθεί από ζώνη πλάτους $1D_{n50}$.



Σχήμα 2.18: Η επιφάνεια A_e και ο δείκτης ζημιών S (Πηγή: Van der Meer, 1998)

Ο δείκτης ζημιών S λαμβάνει υπ' όψη τόσο την καθίζηση της κατασκευής όσο και τη μετακίνηση των λίθων, χωρίς να διαχωρίζει ποιά από τα δύο είναι η αιτία της μεταβολής του προφίλ της διατομής σε κάθε ξεχωριστή περίπτωση. Ο δείκτης ζημιών S εξαρτάται και από την κλίση του πρανούς. Η έναρξη των ζημιών ορίζεται εδώ όπως και από τους Hudson (1959) και Ahrens (1975) ως ποσοστό ζημιάς $0 \div 5\%$. Θεωρείται ότι συμβαίνει έναρξη των ζημιών όταν $S=2$ για ήπια κλίση πρανούς ή $S=3$ για απότομη κλίση πρανούς, ενώ η αστοχία επέρχεται όταν είναι πλέον ορατή η στρώση του φίλτρου (υπόστρωση) (Πίνακας 2.8).

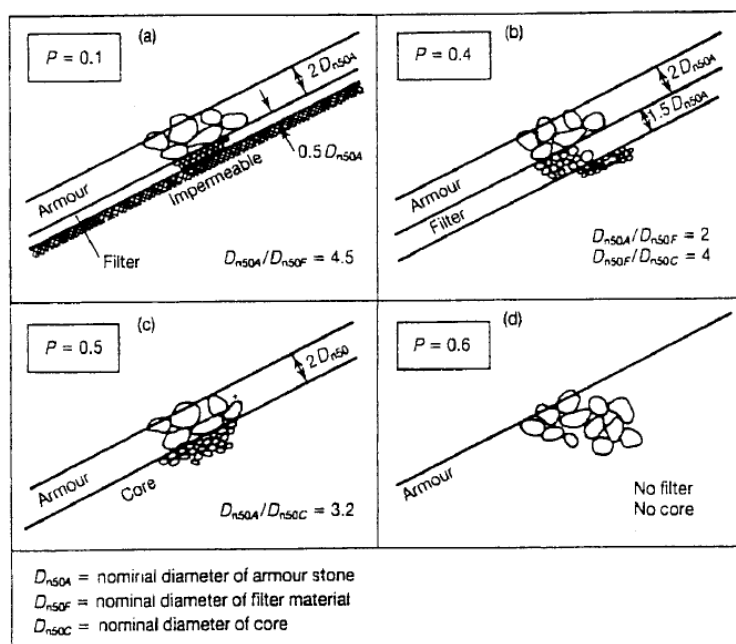
Πίνακας 2.8: Ελάχιστες και μέγιστες τιμές του δείκτη ζημιών S για στρώση θωράκισης πάχους $2D_{n50}$ (Πηγή: Van der Meer, 1988, μετά από προσαρμογή)

cota	Επίπεδο ζημιάς $S=A/D_{n50}^2$	
	Έναρξη ζημιών	Αστοχία
1.5	2	8
2.0	2	8
3.0	2	12
4.0	3	17
6.0	3	17

Στην εξίσωση σχεδιασμού εισήχθη, επίσης, μεταβλητή που εκφράζει το βαθμό διαπερατότητας της κατασκευής. Ο βαθμός διαπερατότητας εξαρτάται από τη διαβάθμιση του υλικού της θωράκισης, την κοκκομετρία του υλικού του πυρήνα και την παρουσία ή όχι φίλτρων μεταξύ της θωράκισης και του πυρήνα και επηρεάζει άμεσα την ευστάθεια της κατασκευής. Όσο πιο διαπερατός είναι ο πυρήνας και το φίλτρο (εάν υπάρχει), τόσο περισσότερο νερό διεισδύει στην κατασκευή κατά την αναρρίχηση του κυματισμού (wave run-up), με αποτέλεσμα να εκτονώνεται σημαντικό μέρος της κυματικής ενέργειας. Έτσι, κατά τη φάση καθόδου του κυματισμού (καταρρίχηση) (wave run-down) οι ογκόλιθοι δέχονται μικρότερες δυνάμεις, γεγονός το οποίο είναι υπέρ της ευστάθειας της θωράκισης.

Χρησιμοποιείται, λοιπόν, ο συντελεστής διαπερατότητας P , ο οποίος εκφράζει το βαθμό διαπερατότητας μιας κατασκευής, αλλά όχι το πορώδες του υλικού. Η ελάχιστη τιμή του P είναι $P = 0.1$ και αντιστοιχεί σε κατασκευή με θωράκιση πάχους $2D_{n50}$, ένα λεπτό φίλτρο και

αδιαπέρατο πυρήνα (από άργιλο, ιλύ ή άμμο). Η μέγιστη τιμή του P είναι $P = 0.6$ και αφορά ομογενή κυματοθραύστη από φυσικούς ογκόλιθους (ίδιων διαστάσεων). Για κατασκευή με στρώση θωράκισης πάχους $2D_{n50}$ επί διαπερατού πυρήνα ο συντελεστής διαπερατότητας λαμβάνει τιμή $P = 0.5$. Τυπικές τιμές του συντελεστή διαπερατότητας P παρουσιάζονται στο Σχήμα 2.19, όπως και τα σκαριφήματα των τρόπων θωράκισης στους οποίους αντιστοιχούν. Για κυματοθραύστες κατασκευασμένους με τρόπο διαφορετικό από αυτούς που αναφέρθηκαν παραπάνω η τιμή του P επιλέγεται προσεγγιστικά.



Σχήμα 2.19: Ο συντελεστής διαπερατότητας P για διάφορους κυματοθραύστες (Πηγή: Van der Meer, 1998)

Η διάρκεια της καταιγίδας (storm duration) επηρεάζει το μέγεθος των ζημιών που προκαλούνται και περιγράφεται μέσω της μεταβλητής N , η οποία ουσιαστικά είναι το πλήθος των κυμάτων που πλήττουν την κατασκευή.

Ο μέγιστος αριθμός κυμάτων N , για τον οποίο μπορούν να εφαρμοστούν οι σχέσεις του Van der Meer είναι $N \leq 7500$. Για μεγαλύτερο αριθμό κυμάτων η διατομή έχει παραμορφωθεί επαρκώς και έχει λάβει τη μορφή στην οποία ισορροπεί. Αυτό σημαίνει ότι ο δείκτης ζημιών για περισσότερα από 7500 κύματα μπορεί να βρεθεί χρησιμοποιώντας $N=7500$ στις εξισώσεις. Για μικρούς αριθμούς κυμάτων (μικρότεροι από 1000), οι εξισώσεις δίνουν μια μικρή υπερεκτίμηση της ζημίας, ειδικά αν $N \leq 500$. Επίσης, σύμφωνα με τον Van der Meer (2011), η αρχική ανάπτυξη των ζημιών ακολουθεί μια γραμμική μορφή για τα πρώτα 1000 κύματα.

Επιπλέον, οι σχέσεις αυτές εφαρμόζονται για κύματα καμπυλότητας μεταξύ 0.005 και 0.06. Η καμπυλότητα του κύματος ορίζεται ως ο λόγος του ύψους προς το μήκος κύματος H/L . Εάν η καμπυλότητα του κύματος είναι μεγαλύτερη από $1/12=0.08$, τότε το κύμα είναι ασταθές και θραύεται. Όσον αφορά την πυκνότητα του υλικού της θωράκισης, θα πρέπει να ανήκει στο εύρος $2000\text{kg}/\text{m}^3 \div 3100\text{kg}/\text{m}^3$.

Οι σχέσεις σχεδιασμού του Van der Meer δεν περιλαμβάνουν παραμέτρους όπως η ομαδικότητα των κυμάτων, το σχήμα του φάσματος και η διαβάθμιση των λίθων της

θωράκισης. Άλλωστε, έρευνες που έγιναν από τον Van der Meer έδειξαν ότι οι συγκεκριμένες μεταβλητές δεν επηρεάζουν την ευστάθεια της θωράκισης, εφ' όσον για το σχεδιασμό χρησιμοποιείται η μέση περίοδος T_m και όχι η μέγιστη καταγεγραμμένη περίοδος T_p (peak period).

Ο Van der Meer προκειμένου να απεικονίσει σχηματικά τη σημασία των μεταβλητών που περιέχονται στις σχέσεις του για την ευστάθεια της θωράκισης παρήγαγε διαγράμματα χρησιμοποιώντας τις εν λόγω σχέσεις. Για τη διαδικασία αυτή υπέθεσε κατασκευή με τα εξής χαρακτηριστικά:

$$D_{n50} = 1m$$

$$\rho_s = 2600kg / m^3$$

$$\rho_w = 1000kg / m^3$$

$$\Delta = 1.6$$

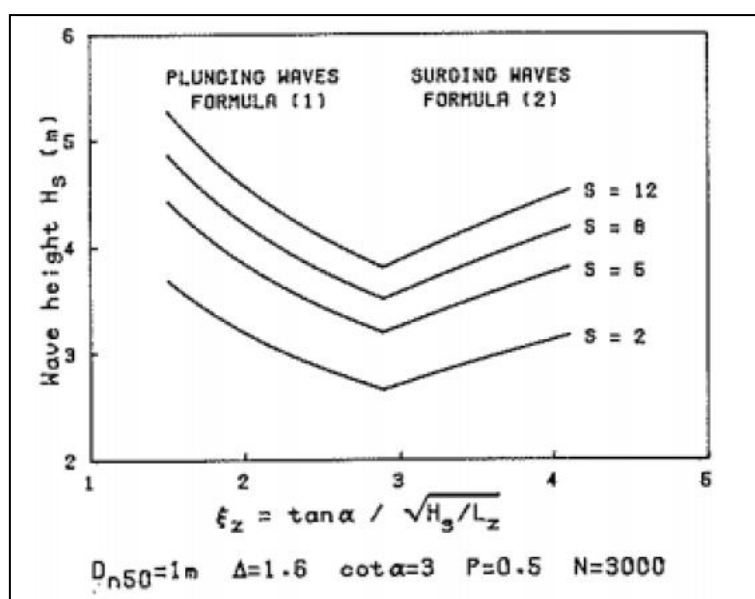
$$\cot a = 3$$

$$S = 5$$

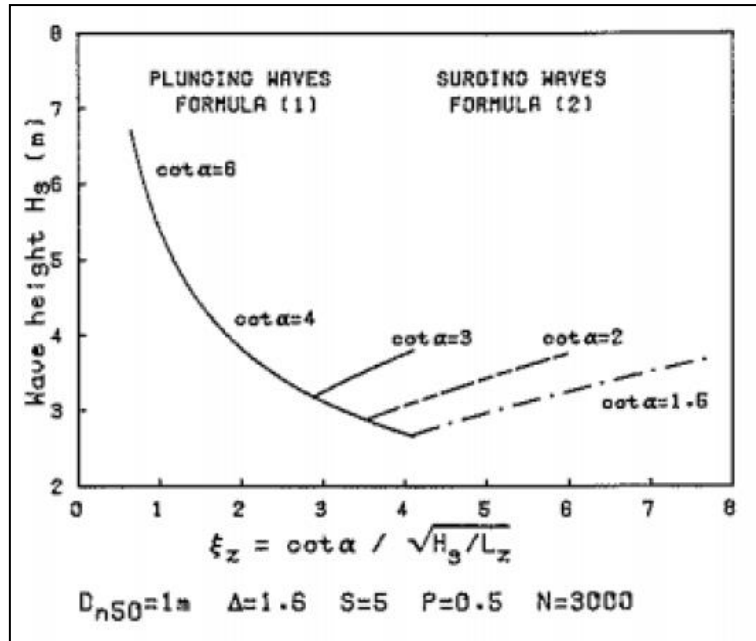
$$P = 0.5$$

$$N = 3000 \text{ κύματα}$$

Η επιρροή του ύψους κύματος H , της περιόδου T , του δείκτη ζημιών S , αλλά και της γωνίας του πρανού α , στην ευστάθεια της θωράκισης φαίνεται στα ακόλουθα διαγράμματα σε σύστημα αξόνων H_s - ξ_m (Σχήματα 2.20 και 2.21).

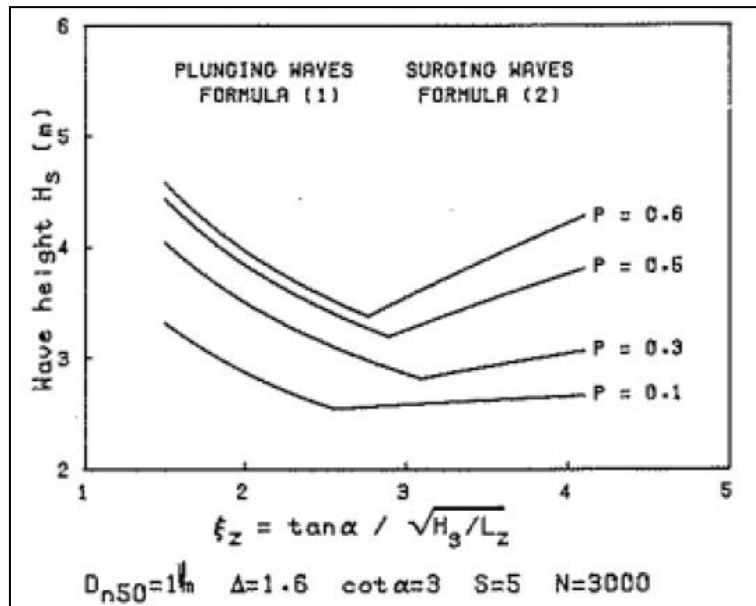


Σχήμα 2.20: Η επιρροή του μεγέθους των ζημιών στην ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer, 1988)



Σχήμα 2.21: Η επιρροή της κλίσης του πρανούς στην ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer, 1988)

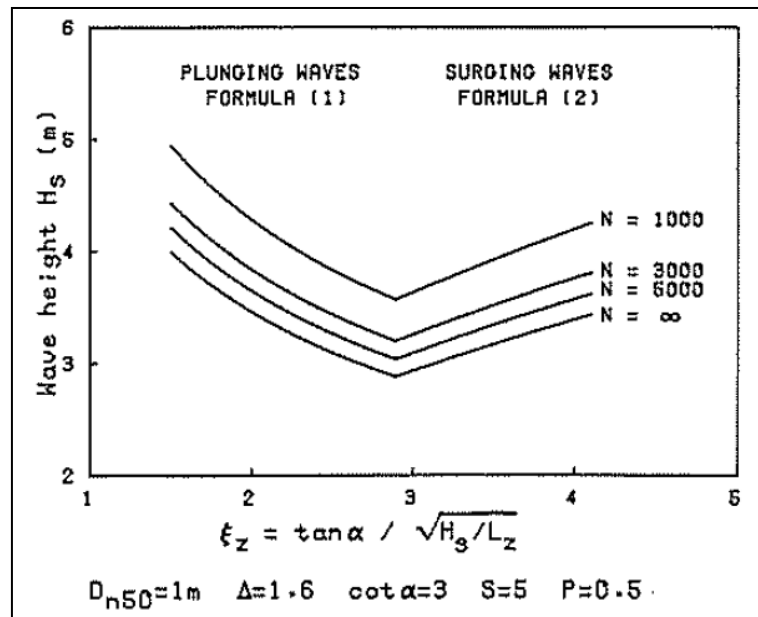
Σε διάγραμμα αξόνων H_s - ξ_m (Σχήμα 2.22) φαίνεται επίσης η σημασία της διαπερατότητας της κατασκευής για την ευστάθειά της. Όσο αυξάνει η διαπερατότητα μιας κατασκευής, τόσο πιο ευσταθής γίνεται.



Σχήμα 2.22: Η επιρροή της διαπερατότητας στην ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer, 1988)

Τέλος, στο παρακάτω διάγραμμα του Σχήματος 2.23, ίδιου συστήματος αξόνων με τα προηγούμενα, γίνεται φανερή η σημασία της διάρκειας της καταιγίδας στην ευστάθεια της θωράκισης. Στο διάγραμμα αυτό υπάρχουν καμπύλες που αντιστοιχούν σε διαφορετικό πλήθος κυμάτων N έως ότου επιτευχθεί μέγεθος ζημιών $S=5$. Το πλήθος των κυμάτων N είναι καθοριστική παράμετρος όταν ο σχεδιασμός λαμβάνει υπ' όψη τους τυχαίους κυματισμούς. Υπό τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών η διατομή έχει παραμορφωθεί

αρκετά ώστε να λάβει τη μορφή στην οποία ισορροπεί μετά από περίπου $N=1000$ κυματισμούς. Αυτός είναι ο λόγος για τον οποίο οι σχέσεις που έχουν παραχθεί μελετώντας μονοχρωματικούς κυματισμούς δεν ενδείκνυται να εφαρμόζονται σε πεδίο τυχαίων κυματισμών.



Σχήμα 2.23: Η επιρροή της διάρκειας της καταγίγδας στην ευστάθεια της θωράκισης (Πηγή: Van der Meer, 1988)

Σε συνθήκες ρηχών νερών η κατανομή των υψών των κυματισμών που φτάνουν στον πόδα της κατασκευής αποκλίνει σημαντικά από την κατανομή Rayleigh. Σε τέτοιες ακτές όπου οι κυματισμοί είναι θραυόμενοι (depth limited) ο Van der Meer (1988a), έχοντας πραγματοποιήσει πειράματα σε ακτή κλίσης 1:30, διαπίστωσε ότι η τιμή $H_{2\%}$ ενδείκνυται για το σχεδιασμό ευσταθούς θωράκισης αντί για το χαρακτηριστικό ύψος H_s . Εφ' όσον ισχύει $H_{2\%}/H_s=1.4$, οι τύποι του Van der Meer μετασχηματίζονται ώστε να ισχύουν σε ρηχά νερά ως εξής:

- Για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves):

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 8.7 P^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (2.41)$$

- Για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves):

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta D_{n50}} = 1.4 P^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^P \sqrt{\cot a} \quad (2.42)$$

Ωστόσο, ο Van der Meer επισημαίνει ότι οι σχέσεις αυτές θα πρέπει να χρησιμοποιούνται μόνο εάν έχει γίνει πολύ καλή εκτίμηση του $H_{2\%}$. Διαφορετικά είναι υπέρ της ασφαλείας να χρησιμοποιούνται οι γενικοί τύποι του Van der Meer που αναφέρθηκαν παραπάνω (Σχέσεις 2.36 και 2.37).

4. Σχέσεις των Van Gent et al. (2003) - Τροποποιημένος Van den Meer (1988a)

Μετά από πειράματα σε φυσικά ομοιώματα που διεξήγαγαν οι Van Gent et al. (2003), κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι οι σχέσεις του Van der Meer (1988) για ρηχά νερά (Σχέσεις 2.41 και 2.42) μπορούν να εφαρμοστούν ευρύτερα για ρηχά και βαθιά νερά υπό τις εξής τροποποιήσεις:

- α) χρησιμοποιώντας την φασματική κυματική περίοδο $T_{m-1,0}$ αντί για τη μέση κυματική περίοδο T_m από τη χρονική ανάλυση
- β) επαναβαθμονομώντας τις μεταβλητές
- γ) προσαρμόζοντας τα επίπεδα εμπιστοσύνης

Αυτές οι τροποποιήσεις βασίστηκαν στις σχέσεις του Van der Meer (1988a) για τα ρηχά νερά, στις οποίες χρησιμοποιείται ο λόγος $H_{2\%}/H_s$. Η μέθοδος των Battjes και Groenendijk (2000) μπορεί να χρησιμοποιηθεί για να εκτιμηθεί το $H_{2\%}$. Οι τροποποιημένες αυτές σχέσεις είναι οι εξής:

- Για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves, $\xi_{s,-1} < \xi_c$):

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left(\frac{1}{c_{plunging}} P^{-0.18} \xi_{s,-1}^{0.5} \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \left(\frac{H_{2\%}}{H_s} \right) \right)^5 \quad (2.43)$$

- Για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves, $\xi_{s,-1} \geq \xi_c$):

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left(\frac{1}{c_{surging}} P^{0.13} \xi_{s,-1}^{-P} \tan a^{0.5} \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \left(\frac{H_{2\%}}{H_s} \right) \right)^5 \quad (2.44)$$

$$\text{όπου: } \xi_{mc} = \left(\frac{c_{plunging}}{c_{surging}} P^{0.31} \sqrt{\tan a} \right)^{\frac{1}{P+0.5}} \quad (2.45)$$

Από τα αποτελέσματα των πειραμάτων για τις διάφορες κυματικές περιόδους οι Van Gent et al. (2003) συμπέραναν ότι εάν χρησιμοποιούνται οι Εξισώσεις 2.43 και 2.44, η βέλτιστη περίοδος κύματος είναι η $T_{m-1,0}$ και ότι γι' αυτή την περίοδο οι βέλτιστες τιμές για τους συντελεστές είναι οι εξής:

$$c_{plunging} = 8.4 \text{ και } c_{surging} = 1.3$$

Επίσης, ο φασματικός αριθμός Iribaren ορίζεται ως εξής:

$$\xi_{s,-1} = \frac{\tan a}{\sqrt{\frac{2\pi H_s}{g T_{m-1,0}^2}}} \quad (2.46)$$

Αυτές οι σχέσεις ευστάθειας είναι εφαρμόσιμες τόσο για αβαθή όσο και για βαθιά νερά και μπορούν να εφαρμοστούν για αριθμό κυμάτων $N \leq 3000$.

E. Σχέση των Van Gent et al. (2003)

Μία εναλλακτική σχέση ευστάθειας αναπτύχθηκε από τους Van Gent et al. (2003), η οποία είναι απλούστερη από τις Εξισώσεις 2.43 και 2.44 για τους εξής λόγους:

- Παρόλο που υπάρχει μία επιρροή της κυματικής περιόδου, αυτή η επιρροή θεωρείται μικρή σε σύγκριση τη διασπορά των δεδομένων λόγω άλλων λόγων. Επομένως, η περίοδος του κύματος δεν χρησιμοποιείται σε αυτή τη σχέση και δεν υπάρχει διαχωρισμός μεταξύ "κυμάτων με θραύση εκτινάξεως" (plunging waves) και "κυμάτων με θραύση εφορμήσεως" (surging waves). Αυτό κάνει αυτή σχέση χρήσιμη όταν δεν υπάρχει διαθέσιμη πληροφορία για την κυματική περίοδο.
- Υπάρχει επιρροή του λόγου $H_{2\%}/H_s$, αλλά αυτή η επιρροή θεωρείται μικρή. Επομένως, ο λόγος αυτός παραλείπεται.
- Η επίδραση της διαπερατότητας της κατασκευής ενσωματώνεται με άμεσο τρόπο με τη χρήση μιας παραμέτρου της κατασκευής, δηλαδή της διαμέτρου του υλικού του πυρήνα $D_{n50-core}$.

Η επίδραση του αριθμού των κυμάτων N είναι η ίδια με αυτή των Thompson και Shuttler (1975) και του Van der Meer (1988). Η επίδραση της παραμέτρου $H_s/\Delta D_{n50}$ είναι ίδια με αυτή του Van der Meer (1988).

Έτσι λοιπόν η εναλλακτική αυτή σχέση ευστάθειας των Van Gent et al. (2003) είναι η εξής:

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left(0.57 \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \sqrt{\tan a} \frac{1}{1 + D_{n50-core} / D_{n50}} \right)^5 \quad (2.47)$$

Η παραπάνω σχέση (2.47) δεν λαμβάνει υπόψη της άμεσα την περίοδο του προσπίτοντος κυματισμού, αλλά έχει προκύψει από τις εξισώσεις (2.43) και (2.44), οι οποίες λαμβάνουν υπόψη τους την φασματική κυματική περίοδο $T_{m-1,0}$ μέσω του φασματικού αριθμού Irribaren ξ_{s-1} . Η επίδραση της διαπερατότητας της κατασκευής ενσωματώνεται στη σχέση (2.47) με τη χρήση του λόγου $D_{n50-core}/D_{n50}$. Η επίδραση των φίλτρων δεν λαμβάνεται υπόψη. Αυτή η σχέση ευστάθειας είναι εφαρμόσιμη τόσο για αβαθή όσο και για βαθιά νερά και μπορεί να εφαρμοστεί για αριθμό κυμάτων $N \leq 3000$.

3. Αναλυτικός υπολογισμός της ιδιοπεριόδου κυματοθραύστη με πρανή

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρανή και η διερεύνηση της εμφάνισης του φαινομένου του συντονισμού της κατασκευής με την κυματική περίοδο. Μία πρώτη εργασία, λοιπόν, είναι να υπολογιστεί η ιδιοσυχνότητα της κατασκευής.

3.1 Αναλυτική σχέση υπολογισμού ιδιοπεριόδου (Hasani et al., 2014)

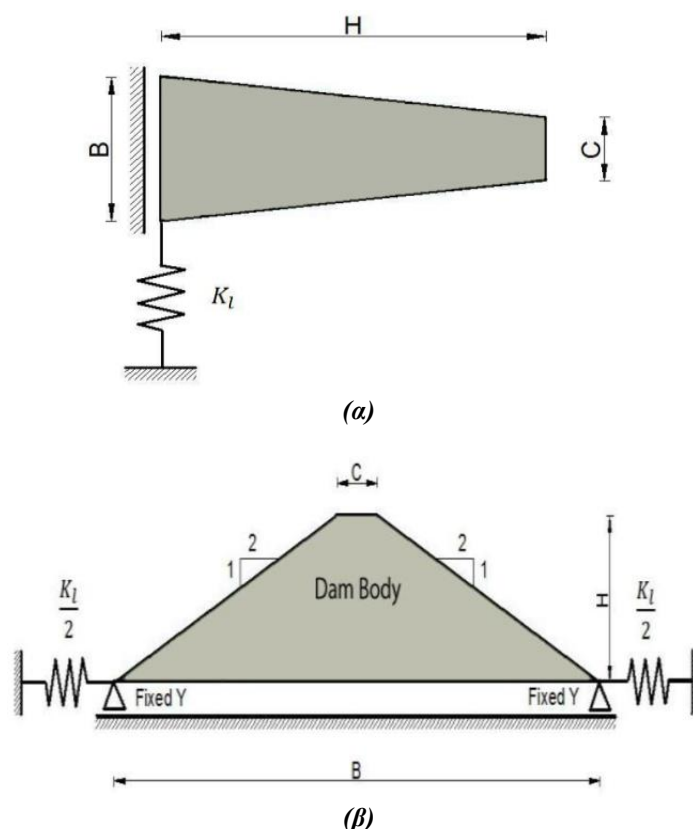
Υπάρχουν ποικίλες τεχνικές για τον υπολογισμό της ιδιοσυχνότητας των κατασκευών. Παρ' όλα αυτά, αυτές οι τεχνικές είναι λιγότερο αναπτυγμένες για κατασκευές όπως οι κυματοθραύστες και ιδιαίτερα οι κυματοθραύστες με πρανή. Ωστόσο, έχουν γίνει κάποιες μελέτες όσον αφορά τον αναλυτικό υπολογισμό της ιδιοσυχνότητας των χωμάτινων φραγμάτων (Hasani et al., 2014) και θα μπορούσε να υπάρξει μια σύνδεση αυτών των εξισώσεων υπολογισμού της ιδιοπεριόδου των χωμάτινων φραγμάτων με τον υπολογισμό της ιδιοπεριόδου των κυματοθραυστών με πρανή.

Εδώ όμως θα πρέπει να υπογραμμιστεί ότι υπάρχουν σημαντικές διαφορές ανάμεσα στους δύο αυτούς τύπους κατασκευών, κάποιες από τις πιο βασικές είναι οι εξής: τα φράγματα είναι σχεδιασμένα να εδράζονται σε σταθερό έδαφος θεμελίωσης ενώ οι κυματοθραύστες σε πολλές περιπτώσεις κατασκευάζονται πάνω σε σαθρά - μαλακά εδάφη, τα φράγματα είναι πρακτικώς αδιαπέρατα σε αντίθεση με τους κυματοθραύστες με πρανή, τα φράγματα συγκρατούν το νερό από τη μία πλευρά τους ενώ οι κυματοθραύστες περιβάλλονται με νερό και από τις δύο πλευρές τους. Παρ' όλο που υπάρχουν αυτές οι διαφορές ανάμεσα στις δύο αυτές κατασκευές, παρακάτω παρουσιάζεται η αναλυτική αυτή εκτίμηση της ιδιοσυχνότητας των χωμάτινων φραγμάτων σύμφωνα με τους Hasani et al. (2014).

Οι Hasani et al. (2014) μέσα από την έρευνά τους ανέπτυξαν μία εξίσωση για τον υπολογισμό της ιδιοσυχνότητας ενός χωμάτινου φράγματος χρησιμοποιώντας αναλυτικές μεθόδους. Τα πλεονεκτήματα αυτής της μεθόδου περιλαμβάνουν την ακριβέστερη εκτίμηση της ιδιοσυχνότητας, λαμβάνοντας υπόψη και την ευελιξία της θεμελίωσης. Στα χωμάτινα φράγματα, ανάλογα με τις διαστάσεις και το βάρος του φράγματος, η αλληλεπίδραση εδάφους - κατασκευής είναι πρωταρχικής σημασίας για την εύρεση τόσο της ιδιοσυχνότητας όσο και άλλων παραμέτρων και για την επίτευξη αυτού του στόχου η θεμελίωση του φράγματος προσομοιώθηκε με ένα ελατήριο. Επίσης, κατά τη μαθηματική λύση χρησιμοποιήθηκαν η μέθοδος προσέγγισης Riley και μία συνάρτηση σχήματος που δεν λαμβάνει υπόψη της τη διάτμηση. Τέλος, οι Hasani et al. (2014) συνέκριναν τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την προτεινόμενη εξίσωση με εκείνα του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων GeoStudio-2007 και παρατήρησαν καλή συμφωνία των αποτελεσμάτων.

Για να αναπτυχθεί η αναλυτική εξίσωση υπολογισμού της φυσική συχνότητας του χωμάτινου φράγματος, η δυναμική συμπεριφορά του φράγματος προσομοιάστηκε με αυτή μιας δοκού

προβόλου. Αφού το χωμάτινο φράγμα είναι τόσο ευρύ, η οριζόντια δυσκαμψία έχει μεγαλύτερη σημασία απ' ό τι η κάθετη και έτσι η κάθετη δυσκαμψία της θεμελίωσης αγνοήθηκε. Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 3.1, η δοκός μειούμενης διατομής η οποία συγκρατείται στο ένα άκρο της μέσω ενός ελατηρίου μπορεί να είναι ένα κατάλληλο μοντέλο για τη συμπεριφορά του χωμάτινου φράγματος όσον αφορά την δυσκαμψία του φράγματος. Κατά συνέπεια, η φυσική συχνότητα μπορεί να προσδιοριστεί για το μοντέλο της δοκού χρησιμοποιώντας τη μέθοδο προσέγγισης Riley και γενικεύοντας την στο χωμάτινο φράγμα.



Σχήμα 3.1: Γενίκευση της δοκού σε χωμάτινο φράγμα (Πηγή: Hasani et al., 2014)

Θεωρήθηκαν οι εξής υποθέσεις για την επίλυση του ζητήματος:

- i. Επίπεδη (Plane-strain) συμπεριφορά
- ii. Συνάρτηση σχήματος χωρίς διάτμηση
- iii. Το φράγμα είναι ομογενές
- iv. Ο λόγος Poisson θεωρήθηκε σταθερός και ίσος με 0.3
- v. Η συμπεριφορά του φράγματος θεωρήθηκε γραμμική ελαστική
- vi. Η κλίση του φράγματος θεωρήθηκε 1V:2H

Θα πρέπει να χρησιμοποιηθεί μια κατάλληλη συνάρτηση σχήματος προκειμένου να προσδιοριστεί η αναλυτική εξίσωση για τη φυσική συχνότητα. Σε αυτή τη μελέτη των Hasani et al. (2014) χρησιμοποιήθηκε η ακόλουθη συνάρτηση σχήματος, σύμφωνα με τους Karnovsky & Lebed (2004) και Pilkey (1994), η οποία αναφέρεται σε δοκό πρόβολο με κύλιση στο ένα άκρο της και η οποία δημιουργεί συνθήκες χωρίς διάτμηση:

$$\phi(x) = (\cos k_n x + \cosh k_n x) - \frac{\sinh k_n l - \sin k_n l}{\cosh k_n l + \cos k_n l} (\sin k_n x + \sinh k_n x) \quad (3.1)$$

όπου: k_n : ένας συντελεστής συχνότητας $k_n = \sqrt[4]{\frac{m\omega^2}{EI}}$

l : το μήκος της δοκού

E : το μέτρο ελαστικότητας

I : η ροπή αδράνειας

ω : η φυσική κυκλική συχνότητα $\omega^2 = \frac{\lambda^4 EI}{ml^4}$

λ : μία παράμετρος συχνότητας

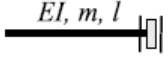

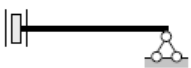

$$\text{Έτσι, } k_n = \sqrt[4]{\frac{m\omega^2}{EI}} = \sqrt[4]{m \frac{\lambda^4 EI}{ml^4 EI}} = \sqrt[4]{\frac{\lambda^4}{l^4}} = \frac{\lambda}{l}$$

Επίσης, η εξίσωση συχνότητας της δοκού προβόλου με κύλιση στο ένα άκρο της είναι η εξής:

$$\tan \lambda + \tanh \lambda = 0 \quad (3.2)$$

Οι ιδιοτιμές του λ που προκύπτουν από την επίλυση της εξίσωσης συχνότητας (3.2) παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1.

Πίνακας 3.1: Δοκοί ενός ανοίγματος με ειδικές οριακές συνθήκες: εξίσωση συχνότητας (Πηγή: Karnovsky and Lebed, 2004)

Type of beam	Frequency Equation	n	Eigenvalue λ_n
Free-guided 	$\tan \lambda + \tanh \lambda = 0$	1	0—Rigid body mode
		2	2.36502037
		3	5.49780392
		4	8.63937983
		5	11.78097245
		6	14.92256510
n	$0.25\pi(4n - 5)$		
Guided-guided 	$\sin \lambda = 0$	1	0—Rigid body mode
		2	3.14159265
		3	6.28318531
		n	$\pi(n - 1)$ (exact)
Guided-pinned 	$\cos \lambda \cosh \lambda = 0$	1	1.5707963
		2	4.71238898
		3	7.85398163
		n	$0.5\pi(2n - 1)$ (exact)
Clamped-guided 	$\tan \lambda + \tanh \lambda = 0$	1	2.36502037
		2	5.498780392
		3	8.63937983
		4	11.78097245
		5	14.92256510
		n	$0.25\pi(4n - 1)$

Λαμβάνοντας υπόψη τη σημασία της πρώτης κατάστασης κίνησης: $\lambda=2.365$

$$\text{Άρα, } k_n = \frac{2.365}{l}$$

Τότε,

$$\begin{aligned} \phi(x) &= \left(\cos \frac{2.365}{l} x + \cosh \frac{2.365}{l} x \right) - \frac{\sinh 2.365 - \sin 2.365}{\cosh 2.365 + \cos 2.365} \left(\sin \frac{2.365}{l} x + \sinh \frac{2.365}{l} x \right) \\ \Rightarrow \phi(x) &= \left(\cos \frac{2.365}{l} x + \cosh \frac{2.365}{l} x \right) - 0.821 \left(\sin \frac{2.365}{l} x + \sinh \frac{2.365}{l} x \right) \quad (3.3) \end{aligned}$$

Η συνάρτηση σχήματος πρέπει να συσχετίζεται με μία χρονική συντεταγμένη $Y(t)$, η οποία είναι η πραγματική μετατόπιση ενός υλικού σημείου του φράγματος. Με αυτόν τον τρόπο, όλα τα σημεία του φράγματος θα σχετίζονται με την γενικευμένη συντεταγμένη $Y(t)$ χρησιμοποιώντας την εξαρτημένη εξίσωση $\phi(x)$. Η παρακάτω συνάρτηση θεωρήθηκε ως χρονική συνάρτηση:

$$Y(t) = \cos(\omega t - \varphi) \quad (3.4)$$

Κατά συνέπεια, η συνολική συνάρτηση μετατόπισης της κατασκευής ορίστηκε ως εξής:

$$v(x, t) = \phi(x) * Y(t) \quad (3.5)$$

Η φυσική συχνότητα μπορεί να προσδιοριστεί με τη μέθοδο Riley λαμβάνοντας σταθερή την ενέργεια κατά τη διάρκεια της σεισμικής φόρτισης και αγνοώντας την επίδραση της απόσβεσης. Ως εκ τούτου, θεωρήθηκε ένα μοντέλο δοκού προβόλου με μειούμενη διατομή και με ένα ελεύθερο άκρο, το άλλο άκρο είναι συνδεδεμένο με ένα ελατήριο. Αν οι διαστάσεις της δοκού αποδοθούν στις διαστάσεις ενός φράγματος, μπορεί να προκύψει ένα κατάλληλο γενικευμένο μοντέλο. Έτσι, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο Riley προέκυψε μια εξίσωση για το μοντέλο της δοκού, το οποίο είναι παρόμοιο με το φράγμα. Στη συνέχεια, λήφθηκε ένας τροποποιημένος δείκτης για την εξίσωση ιδιοσυχνότητας του φράγματος με βάση τα αποτελέσματα που αποκτήθηκαν από το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων.

Η επίδραση της αλληλεπίδρασης εδάφους - κατασκευής μελετήθηκε στην οριζόντια διεύθυνση, λαμβάνοντας υπόψη το ελατήριο. Το ελατήριο προσομοιώνει την δυσκαμψία του εδάφους θεμελίωσης στην οριζόντια κατεύθυνση.

Αναφορικά με το Σχήμα 3.1(α), η μάζα ανά μονάδα μήκους μπορεί να εκφραστεί ως εξής:

$$m(x) = \rho \left(C + \frac{(H-x)(B-C)}{H} \right) \quad (3.6)$$

όπου: ρ : η πυκνότητα του υλικού του φράγματος

Λαμβάνοντας υπόψη την μειούμενη διατομή της δοκού, η ροπή αδράνειας θα ληφθεί ως εξής:

$$I(x) = \frac{1}{12} \left(C + \frac{(H-x)(B-C)}{H} \right)^3 \quad (3.7)$$

Με βάση την μέθοδο Riley, η ενέργεια είναι σταθερή σε μια δυναμική κίνηση. Από την άλλη πλευρά, η δυναμική ενέργεια μετατρέπεται πλήρως σε αδράνεια. Όσον αφορά τη γεωμετρία

και τις οριακές συνθήκες του προβλήματος, η δυναμική ενέργεια μπορεί να ληφθεί ως η μέγιστη αδράνεια και τότε είναι δυνατόν να υπολογιστεί η συχνότητα. Η μέγιστη αδράνεια για το Σχήμα 3.1(β) είναι:

$$T_{\max} = \frac{1}{2} \int_0^H m(x) \left(\frac{\partial v}{\partial t} \right)^2 dx = \frac{1}{2} \omega^2 \int_0^H m(x) \varphi(x) dx \quad (3.8)$$

Επίσης, λαμβάνοντας υπόψη το ελατήριο, η δυναμική ενέργεια ορίζεται ως εξής:

$$V_{\max} = \frac{1}{2} \int_0^H EI(x) \left(\frac{d^2 \varphi}{dx^2} \right)^2 dx + \frac{1}{2} k_l \varphi^2(0) \quad (3.9)$$

Εξισώνοντας την δυναμική ενέργεια με την μέγιστη αδράνεια, προκύπτει η κυκλική συχνότητα:

$$\omega = \left(\frac{0.255EB^2C + 0.0628EB^3 + 1.129EC^3 + 0.613EBC^2 + 2k_lH^3}{\rho H^4 (0.306B + 0.062C)} \right)^{0.5} \quad (3.10)$$

Έτσι, προκύπτει η συχνότητα:

$$f = \left(\frac{1}{2\pi} \right) \left(\frac{0.255EB^2C + 0.0628EB^3 + 1.129EC^3 + 0.613EBC^2 + 2k_lH^3}{\rho H^4 (0.306B + 0.062C)} \right)^{0.5} \quad (3.11)$$

όπου: E : το μέτρο ελαστικότητας του υλικού του φράγματος

B : το πλάτος του φράγματος στη βάση του

C : το πλάτος της στέψης του φράγματος

H : το ύψος του φράγματος

ρ : η πυκνότητα του υλικού του φράγματος

k_l : η δυσκαμψία του εδάφους στην οριζόντια διεύθυνση

Σύμφωνα με τους Hasani et al. (2014), τα αποτελέσματα της παραπάνω εξίσωσης (3.11) συγκρίθηκαν με εκείνα της δυναμικής ανάλυσης του χωμάτινου φράγματος με τη χρήση του GeoStudio2007 για να ελεγχθεί η ακρίβεια της προτεινόμενης εξίσωσης. Η σχέση που προέκυψε από μαθηματικές εξισώσεις συγκρίθηκε με τη χρήση του λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων GeoStudio2007.

Πέντε φράγματα με διαφορετικά ύψη και κλίση 1:2 προσομοιώθηκαν στο GeoStudio2007 και ακολούθησαν οι στατικές αναλύσεις, οι οποίες πραγματοποιήθηκαν θεωρώντας στην αρχή τη δεξαμενή γεμάτη και στη συνέχεια άδεια. Έπειτα, από την δυναμική ανάλυση προέκυψε το φάσμα απόκρισης ταχυτήτων του κάθε συστήματος για κάθε φράγμα με μέγιστη σεισμική επιτάχυνση $a_{\max} = 0.1g$. Η περίοδος που αντιστοιχεί στην μέγιστη ταχύτητα του φάσματος απόκρισης αποτελεί την ιδιοπερίοδο του συστήματος. Έτσι υπολογίστηκαν οι ιδιοσυχνότητες του συστήματος για τα πέντε φράγματα με διαφορετικά ύψη και συγκρίθηκαν με τα αποτελέσματα της αναλυτικής λύσης. Από τη σύγκριση αυτή, οι Hasani et al. (2014) παρατήρησαν πως δεν υπήρχε συμφωνία των αποτελεσμάτων και η αναλυτική εξίσωση αποκτήθηκε χρησιμοποιώντας έναν διορθωτικό συντελεστή 0.13 ως εξής:

$$f_0 = \left(\frac{0.13}{2\pi} \right) \left(\frac{0.255EB^2C + 0.0628EB^3 + 1.129EC^3 + 0.613EBC^2 + 2k_1H^3}{\rho H^4 (0.306B + 0.062C)} \right)^{0.5} \quad (3.12)$$

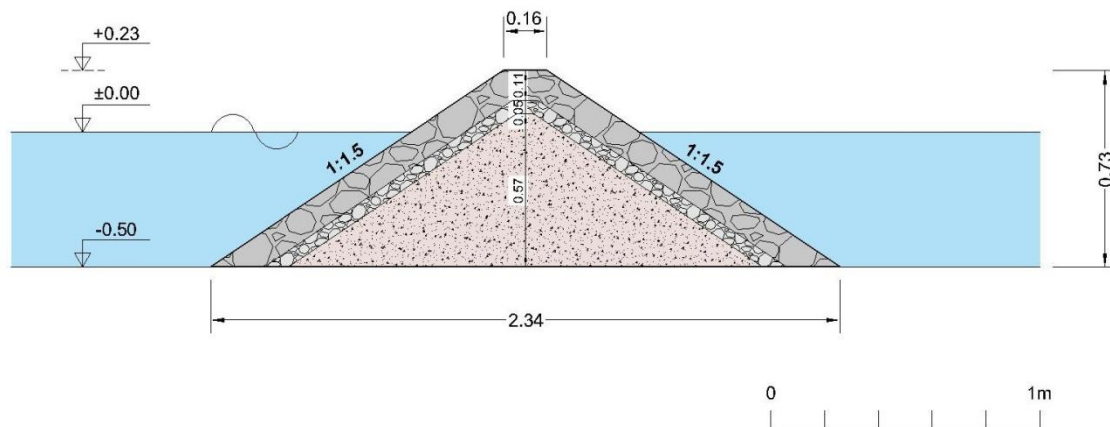
όπου: E : το μέτρο ελαστικότητας του σώματος του φράγματος

Η παραπάνω σχέση (3.12) αποτελεί την αναλυτική εξίσωση υπολογισμού της ιδιοσυχνότητας ενός χωμάτινου φράγματος σύμφωνα με τους Hasani et al. (2014).

3.2 Εφαρμογή της αναλυτικής σχέσης των Hasani et al. (2014) σε κυματοθραύστη με πρανή

Όπως έχει ήδη αναλυθεί σε προηγούμενο κεφάλαιο, ένας τυπικός κυματοθραύστης με πρανή αποτελείται από αλληπάλληλες στρώσεις υλικού, με την μορφή ογκολίθων, των οποίων η μέση διάμετρος μειώνεται όσο προχωράμε από τα πρανή προς τον πυρήνα. Συνηθέστερη περίπτωση είναι ο πυρήνας να αποτελείται από λιθοσύντριμμα, το οποίο προέρχεται από γειτονικά της θέσεως του έργου λατομεία, ενώ η θωράκιση γίνεται με φυσικούς ή τεχνητούς ογκολίθους, των οποίων το μέγεθος καθορίζεται από το κυματικό κλίμα της περιοχής. Επίσης, συχνά κατασκευάζονται ομογενείς διαπερατοί κυματοθραύστες από ογκολίθους μίας μέσης διαμέτρου.

Στα πλαίσια της εργασίας αυτής επιλέχθηκε να μελετηθεί ένας έξαλος κυματοθραύστης με πρανή και πυρήνα, του οποίου η διατομή παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2.



Σχήμα 3.2: Διατομή έξαλου κυματοθραύστη με πρανή και πυρήνα

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι στη συνέχεια της παρούσας εργασίας γίνεται πειραματική διερεύνηση της επίδρασης της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια του παραπάνω κυματοθραύστη, η διατομή του οποίου παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.2. Για το λόγο αυτό επιλέγεται σε αυτό το σημείο να υπολογισθεί η ιδιοπερίοδος κυματοθραύστη με τα συγκεκριμένα χαρακτηριστικά.

3.2.1 Έξαλος κυματοθραύστης με πρανή και πυρήνα

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2, τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του πρώτου υπό εξέταση κυματοθραύστη είναι τα εξής:

- α) Διατομή τραπεζοειδής
- β) Επίπεδο στέψης στη στάθμη +0.23m από την μέση στάθμη ηρεμίας της θάλασσας
- γ) Επίπεδο βάσης στη στάθμη -0.50m από την μέση στάθμη ηρεμίας της θάλασσας
- δ) Ομοιόμορφη κλίση πρανών με τιμή 1:1.5

Επίσης, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 3.2, ο κυματοθραύστης αποτελείται από τρεις στρώσεις υλικού (Πυρήνας - Υπόστρωση - Θωράκιση). Όσον αφορά την κοκκομετρία των υλικών του κυματοθραύστη, είναι η εξής:

Πίνακας 3.2: Υλικά κατασκευής του υπό μελέτη κυματοθραύστη

ΥΛΙΚΑ		
	Τυπική Διάσταση Ογκολίθου (cm)	Διακύμανση κοκκομετρίας (cm)
ΘΩΡΑΚΙΣΗ	6	5.4 – 6.4
ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ	2.5	2.2 – 3.0
ΠΥΡΗΝΑΣ	1	0.5 – 1.2

Ακόμα, το πάχος της στρώσης της θωράκισης είναι 0.11m (ώστε να χωράνε τουλάχιστον δύο στρώσεις ογκολίθων) και το πλάτος της στέψης του κυματοθραύστη είναι ίσο με $C=0.16m$ (ώστε να χωράνε τουλάχιστον τρεις ογκολίθοι στην στέψη). Κατά συνέπεια το πλάτος της βάσης του κυματοθραύστη είναι ίσο με $B=2.34m$. Επίσης, το πάχος της υπόστρωσης είναι ίσο με 0.05m.

Από τα παραπάνω προκύπτουν τα εμβαδά κάθε υλικού της διατομής του κυματοθραύστη όπως αυτά παρουσιάζονται στο παρακάτω Πίνακα 3.3 και αναφέρονται και τα αντίστοιχα εμβαδά ξηρού και κορεσμένου υλικού κάθε στρώσης.

Πίνακας 3.3: Εμβαδά υλικών διατομής κυματοθραύστη με πρανή και πυρήνα

	ΕΜΒΑΔΟ ΚΟΡΕΣΜΕΝΟΥ ΥΛΙΚΟΥ (m ²)	ΕΜΒΑΔΟ ΑΚΟΡΕΣΤΟΥ ΥΛΙΚΟΥ (m ²)	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΕΜΒΑΔΟ (m ²)
ΘΩΡΑΚΙΣΗ	1.983	0.82	2.803
ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ	0.901	0.205	1.106
ΠΥΡΗΝΑΣ	5.066	0.11	5.176
		Συνολικό Εμβαδό Διατομής	9.085

Οι βασικές παράμετροι των γεωτεχνικών υλικών του κυματοθραύστη με βάση τις οποίες θα υπολογιστεί η ιδιοσυχνότητα του κυματοθραύστη είναι οι εξής:

- α) Πυκνότητα ξηρού υλικού ρ_{dry} και πυκνότητα κορεσμένου υλικού ρ_{sat}
- β) Μέτρο ελαστικότητας κορεσμένου υλικού E
- γ) Δυσκαμψία του εδάφους στο οποίο εδράζεται ο κυματοθραύστης k_t , η οποία λαμβάνεται ίση με 40 MPa καθώς θεωρήθηκε ότι ο κυματοθραύστης εδράζεται σε μια ενδόσιμη βάση (όχι άκαμπτη)
- δ) Ο λόγος Poisson ν , ο οποίος θεωρήθηκε σταθερός και ίσος με 0.3

Οι τιμές των παραπάνω παραμέτρων εκτιμήθηκαν με βάση εμπειρικές συσχετίσεις για αντίστοιχα εδαφικά υλικά και σύμφωνα με τον Μέμο (1999) και τον Τσιαχρή (1998).

Συγκεκριμένα, το αρχικό μέτρο διάτμησης G_0 του υλικού του πυρήνα (δείκτης πλαστιμότητας: $PI=0\%$) υπολογίστηκε από την παρακάτω εμπειρική σχέση, ως συνάρτηση του δείκτη πόρων e και της ενεργούς οκταεδρικής τάσης σ'_{oct} :

$$G_0 = 326 \cdot p_{atm} \cdot \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \cdot \sqrt{\frac{\sigma'_{oct}}{p_{atm}}} \quad (3.13)$$

- όπου: p_{atm} : η ατμοσφαιρική πίεση
- e : ο λόγος των κενών
- σ'_{oct} : η ενεργός οκταεδρική τάση (KPa)

Για τις ανάγκες της ανάλυσης θεωρείται συντελεστής ουδέτερης ώθησης γαιών $K_0=0.50$, οπότε η ενεργός οκταεδρική τάση συνδέεται με την ενεργό κατακόρυφη τάση σ'_v με την σχέση:

$$\sigma'_{oct} = 0.67 \cdot \sigma'_v \quad (3.14)$$

Επίσης, ο δείκτης πόρων του υλικού του πυρήνα θεωρείται ότι λαμβάνει μία μέση τιμή $e=0.65$. Τέλος, η πυκνότητα ξηρού υλικού του πυρήνα εκτιμάται σε $\rho_{dry} = 1.8t/m^3$, ενώ ο λόγος Poisson $\nu=0.3$. Η μορφή της σχέσης (3.13) είναι αδιάστατη, συνεπώς θέτοντας $p_{atm} = 100KPa$, οι τιμές του G_0 που λαμβάνονται είναι επίσης σε KPa.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η πυκνότητα των στερεών κόκκων είναι ίση με:

$$\rho_{dry} = \rho_s \frac{1}{1 + e} \quad (3.15)$$

Οπότε, $\rho_s = \rho_{dry}(1 + e) = 1.8(1 + 0.65) = 2.97t/m^3$

Έτσι, η πυκνότητα κορεσμένου υλικού είναι ίση με:

$$\rho_{sat} = \frac{\rho_s + e\rho_w}{1 + e} \quad (3.16)$$

όπου: ρ_w : η πυκνότητα του θαλασσινού νερού $\rho_w = 1.025t/m^3$

$$\text{Άρα, } \rho_{sat} = \frac{2.97 + 0.65 \cdot 1.025}{1 + 0.65} = 2.2t/m^3$$

Αντίστοιχη εμπειρική σχέση υπολογισμού του αρχικού μέτρου διάτμησης G_0 , χρησιμοποιείται για το υλικό της υπόστρωσης και το υλικό της θωράκισης του πυρήνα (δείκτης πλαστιμότητας: $PI=0\%$):

$$G_0 = 13000 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot (\sigma'_{oct})^{0.55} \quad (3.17)$$

Η ενεργός οκταεδρική τάση εκφράζεται πάλι σε ΚΡα, όπως και οι υπολογιζόμενες τιμές του G_0 . Ο δείκτης πόρων μετά από μέτρηση που έγινε στο υλικό της θωράκισης με το οποίο κατασκευάστηκε η διατομή έχει μία μέση τιμή της τάξεως του 0.35. Επίσης, η πυκνότητα ξηρού υλικού της θωράκισης υπολογίστηκε ίση με $\rho_{dry} = 2.2t / m^3$, ενώ ο λόγος Poisson $\nu=0.3$.

Από τα παραπάνω και από τη σχέση (3.15) προκύπτει ότι η πυκνότητα των στερεών κόκκων είναι ίση με: $\rho_s = \rho_{dry} (1 + e) = 2.2(1 + 0.35) = 2.97t / m^3$

Έτσι, η πυκνότητα κορεσμένου υλικού σύμφωνα με τη σχέση (3.16) είναι ίση με:

$$\rho_{sat} = \frac{2.97 + 0.35 \cdot 1.025}{1 + 0.35} = 2.46t / m^3$$

Η αναγκαιότητα ορισμού του λόγου Poisson συνδέεται με το γεγονός ότι οι αναλύσεις που εκτελούνται είναι δι-διάστατες. Πρακτικά, ο λόγος Poisson ν συνδέει το αρχικό μέτρο διάτμησης G_0 με το αρχικό μέτρο ελαστικότητας E_0 και το αντίστοιχο μέτρο ισότροπης συμπίεσης K_0 με τις γνωστές σχέσεις της μηχανικής:

$$K_0 = \frac{E_0}{3(1 - 2\nu)} \quad (3.18)$$

$$G_0 = \frac{E_0}{2(1 + \nu)} \quad (3.19)$$

ΑΝΑΛΥΣΗ ΥΠΟ ΚΟΡΕΣΜΕΝΕΣ ΣΥΝΘΗΚΕΣ

Πριν γίνουν αναλύσεις, είναι αναγκαίο να γίνει υπολογισμός του μέγιστου μέτρου διάτμησης για κάθε εδαφικό στοιχείο, χρησιμοποιώντας τις εμπειρικές σχέσεις (3.13) και (3.17). Η τιμή του μέτρου διάτμησης συναρτάται άμεσα με την τιμή της ενεργού οκταεδρικής τάσης στα συνήθως χρησιμοποιούμενα εδαφικά υλικά (άμμοι και λιθορριπές καλής διαβάθμισης) για κατασκευή χωμάτινων φραγμάτων, αλλά και κυματοθραυστών. Αυτό, βέβαια, φαίνεται καθαρά και στις παραπάνω εμπειρικές σχέσεις υπολογισμού του G_0 .

Στις αριθμητικές αναλύσεις της εργασίας αυτής δεν έγινε ακριβής υπολογισμός του μέτρου διάτμησης, αλλά για κάθε εδαφικό υλικό υπολογίστηκε ένα αντιπροσωπευτικό μέσο μέτρο διάτμησης \bar{G}_0 , το οποίο εφαρμόζεται στο σύνολο των εδαφικών στοιχείων του υλικού. Η επιλογή του μέσου μέτρου διάτμησης γίνεται λαμβάνοντας υπόψη τον τρόπο με τον οποίο μεταβάλλεται καθ' ύψος. Η συντριπτική πλειοψηφία των ερευνητών (Abdal-Ghaffar, 1980, κ.α.), που έχουν ασχοληθεί θεωρητικά με το πρόβλημα, δέχεται ότι η μεταβολή της τιμής του

μέτρου διάτμησης προσεγγίζεται με μεγάλη ακρίβεια από τη παραβολοειδή καμπύλη, δηλαδή από σχέσεις της παρακάτω μορφής:

$$\bar{G}_0 = G_b \left(\frac{z}{H} \right)^m \quad (3.20)$$

όπου: G_b : το μέτρο διάτμησης των εδαφικών στοιχείων στην βάση
 H : το ύψος του κυματοθραύστη
 z : το βάθος από την στέψη και
 m : εκθέτης με τιμή συνήθως 2/3

Λαμβάνοντας υπόψη τον παραβολικό τρόπο μεταβολής του μέτρου διάτμησης G_0 με το βάθος, θεωρούμε ότι το μέσο μέτρο διάτμησης είναι περίπου ίσο με το μέτρο διάτμησης των εδαφικών στοιχείων που βρίσκονται σε βάθος ίσο με τα 2/3 του πάχους κάθε εδαφικού στρώματος.

Οι αναλύσεις που ακολουθούν γίνονται θεωρώντας το υλικό του κυματοθραύστη κορεσμένο. Ο κυματοθραύστης προσομοιώνεται ως ένα συνεχές μέσο, του οποίου οι πόροι είναι γεμάτοι νερό. Η προσομοίωση, όμως, γίνεται θεωρώντας ότι η κίνηση της εδαφικής μάζας, λόγω αδράνειας, γίνεται εκτός υδάτινου όγκου, δηλαδή στον αέρα.

Όπως έχει ήδη ειπωθεί, ο κυματοθραύστης θεωρείται κορεσμένος και η κατασκευή, για λόγους ευκολίας στην αναλυτική διαδικασία υπολογισμού του μέτρου διάτμησης και του μέτρου ελαστικότητας του κυματοθραύστη, θεωρείται κορεσμένη καθ' όλο το ύψος της. Κάτι τέτοιο συμβαίνει στις περιπτώσεις των ύφαλων κυματοθραυστών, στις συνθήκες όμως περιπτώσεις ο κυματοθραύστης είναι έξαλος δηλαδή ένα τμήμα του βρίσκεται επάνω από την επιφάνεια της θάλασσας. Το τμήμα, όμως, αυτό, αντιπροσωπεύει ένα κλάσμα της συνολικής μάζας της διατομής. Συνεπώς, η παραδοχή κορεσμένου κυματοθραύστη καθ' όλο το ύψος, για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας, αποτελεί καλή προσέγγιση της πραγματικότητας.

Στη συνέχεια, όμως, για τον υπολογισμό της πυκνότητας του κυματοθραύστη λαμβάνεται υπόψη τόσο το τμήμα του κυματοθραύστη που βρίσκεται πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας (ξηρές συνθήκες) όσο και το βυθισμένο τμήμα (κορεσμένες συνθήκες).

Επίσης, πρέπει να σημειωθεί ότι ο λόγος Poisson ν είναι ίσος με 0.5 για την περίπτωση των κορεσμένων υλικών υπό αστράγγιστες συνθήκες. Στον εν λόγω κυματοθραύστη, όμως, λόγω του μεγάλου πορώδους, το νερό είναι ελεύθερο να διαφεύγει από τους πόρους με αποτέλεσμα να επικρατούν τελικά στραγγιζόμενες συνθήκες. Αυτό συνεπάγεται ότι δεν ισχύει η παραδοχή της ασυμπιεστότητας και επομένως ο λόγος Poisson δεν μπορεί να είναι ίσος με 0.5. Έτσι, οι παρακάτω αναλύσεις γίνονται για λόγο Poisson ν είναι ίσο με 0.3, τιμή που αντιστοιχεί στο λόγο Poisson ξηρού υλικού.

Η παρουσία νερού στην μάζα του εδαφικού υλικού έχει ως αποτέλεσμα την μεταβολή του πεδίου των γαιωστατικών τάσεων, που με τη σειρά της προκαλεί μεταβολή στην τιμή του μέσου μέτρου διάτμησης \bar{G}_0 κάθε υλικού. Προκειμένου να υπολογιστεί το μέσο μέτρο διάτμησης του κάθε υλικού απαιτείται να υπολογιστεί πρώτα το ειδικό βάρος των υλικών για βαθμό κορεσμού 100% (πλήρως κορεσμένα). Ο υπολογισμός γίνεται με τις παρακάτω σχέσεις της Εδαφομηχανικής:

$$\gamma_t = \frac{1+w}{1+e} \cdot C \cdot \gamma_w \quad (3.21)$$

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_t}{1+w} \quad (3.22)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{C+S \cdot e}{1+e} \cdot \gamma_w \quad (3.23)$$

όπου: γ_t : το ειδικό βάρος του υγρού υλικού
 γ_{dry} : το ειδικό βάρος του υλικού υπό ξηρές συνθήκες
 γ_w : το ειδικό βάρος του νερού (9.81KPa)
 γ_{sat} : το ειδικό βάρος του υλικού υπό κορεσμένες συνθήκες
 e : ο δείκτης πόρων
 w : το ποσοστό υγρασίας
 C : αδιάστατη σταθερά
 S : ο βαθμός κορεσμού (ίσος με 1 για πλήρως κορεσμένα υλικά)

ΠΥΡΗΝΑΣ:

Το ειδικό βάρος του υλικού υπό ξηρές συνθήκες υπολογίζεται ως εξής:

$$\gamma_{dry} = \rho_{dry} \cdot g \quad (3.24)$$

$$\text{Άρα, } \gamma_{dry} = 1.8 \cdot 9.81 = 17.66 \text{ KPa}$$

$$\text{Από τις σχέσεις (3.21) και (3.22): } C = \frac{\gamma_{dry}(1+e)}{\gamma_w} = \frac{17.66(1+0.65)}{9.81} = 2.97$$

$$\text{Από τη σχέση (3.23): } \gamma_{sat} = \frac{2.97+1 \cdot 0.65}{1+0.65} \cdot 9.81 = 21.50 \text{ KPa}$$

ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ & ΘΩΡΑΚΙΣΗ:

$$\text{Από σχέση (3.24): } \gamma_{dry} = 2.2 \cdot 9.81 = 21.58 \text{ KPa}$$

$$\text{Από τις σχέσεις (3.21) και (3.22): } C = \frac{\gamma_{dry}(1+e)}{\gamma_w} = \frac{21.58(1+0.35)}{9.81} = 2.97$$

$$\text{Από τη σχέση (3.23): } \gamma_{sat} = \frac{2.97+1 \cdot 0.35}{1+0.35} \cdot 9.81 = 24.13 \text{ KPa}$$

Η ενεργός κατακόρυφη τάση, η οποία ταυτίζεται και με την ολική κατακόρυφη τάση, υπολογίζεται απλοποιητικά, στα 2/3 του πάχους κάθε στρώσης (θωράκιση με υπόστρωση και πυρήνας). Από την διατομή του κυματοθραύστη του Σχήματος 3.2 προκύπτει ότι το πάχος της θωράκισης με την υπόστρωση είναι 0.16m, ενώ το πάχος του πυρήνα στο μέσο του κυματοθραύστη είναι 0.57m.

Επομένως, έχουμε:

ΠΥΡΗΝΑΣ:

$$\sigma_{v,\pi\nu\rho} = 24.13 \cdot 0.16 + 21.50 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.57 = 12.03 \text{ KPa}$$

$$u_{\pi\nu\rho} = 10 \cdot 0.16 + 10 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.57 = 5.40 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_{v,\pi\nu\rho} = \sigma_{v,\pi\nu\rho} - u_{\pi\nu\rho} = 6.63 \text{ KPa}$$

$$\text{Από σχέση (3.14): } \sigma'_{oct,\pi\nu\rho} = 0.67 \sigma'_{v,\pi\nu\rho} = 0.67 \cdot 6.63 = 4.44 \text{ KPa}$$

$$\text{Από σχέση (3.13): } G_{0,\pi\nu\rho} = 326 \cdot 100 \cdot \frac{(2.97 - 0.65)^2}{1 + 0.65} \cdot \sqrt{\frac{4.44}{100}} = 22408 \text{ KPa}$$

$$\text{Από σχέση (3.19): } E_0 = 2G_0(1 + \nu)$$

$$\text{Άρα, } E_{0,\pi\nu\rho} = 2 \cdot 22408 \cdot (1 + 0.3) = 58261 \text{ KPa}$$

ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ & ΘΩΡΑΚΙΣΗ:

$$\sigma_{v,\theta\omega\rho} = 24.13 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.16 = 2.57 \text{ KPa}$$

$$u_{\theta\omega\rho} = 10 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0.16 = 1.07 \text{ KPa}$$

$$\sigma'_{v,\theta\omega\rho} = \sigma_{v,\theta\omega\rho} - u_{\theta\omega\rho} = 1.50 \text{ KPa}$$

$$\text{Από σχέση (3.14): } \sigma'_{oct,\theta\omega\rho} = 0.67 \sigma'_{v,\theta\omega\rho} = 0.67 \cdot 1.50 = 1.01 \text{ KPa}$$

$$\text{Από σχέση (3.17): } G_{0,\theta\omega\rho} = 13000 \cdot \frac{(2.17 - 0.35)^2}{1 + 0.35} \cdot (1.01)^{0.55} = 32072 \text{ KPa}$$

$$\text{Από σχέση (3.19): } E_0 = 2G_0(1 + \nu)$$

$$\text{Άρα, } E_{0,\theta\omega\rho} = 2 \cdot 32072 \cdot (1 + 0.3) = 83387 \text{ KPa}$$

Στη συνέχεια, με βάση το εμβαδό που καταλαμβάνει κάθε υλικό στη διατομή του κυματοθραύστη, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.3 (Στήλη 3), υπολογίζεται προσεγγιστικά ένα ενιαίο μέτρο ελαστικότητας, το οποίο θα περιληφθεί στη σχέση (3.12) των Hasani et al. (2014). Αυτό το ενιαίο μέτρο ελαστικότητας υπολογίζεται ως εξής:

$$E = \frac{(2.803 + 1.106) \cdot 83387 + 5.176 \cdot 58261}{9.085} = 69072 \text{ KPa} = 69.07 \text{ MPa}$$

Κατά τον ίδιο τρόπο, υπολογίζεται προσεγγιστικά και μία ενιαία πυκνότητα με βάση το εμβαδό που καταλαμβάνει κάθε υλικό στη διατομή του κυματοθραύστη και λαμβάνοντας

υπόψη αν το υλικό είναι κορεσμένο ή όχι, όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.3 (Στήλες 1 και 2). Έτσι, η ενιαία αυτή πυκνότητα υπολογίζεται ως εξής:

$$\rho = \frac{(1.983 + 0.901) \cdot 2.46 + (0.82 + 0.205) \cdot 2.2 + 5.066 \cdot 2.2 + 0.11 \cdot 1.8}{9.085} = 2.28 \text{ t/m}^3$$

Επίσης, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω η δυσκαμψία του εδάφους στο οποίο εδράζεται ο κυματοθραύστης θεωρείται ίση με $k_l = 40 \text{MPa} = 40000 \text{KPa}$ (έδραση κυματοθραύστη σε ενδόσιμη βάση) και οι διαστάσεις της διατομής του κυματοθραύστη είναι οι εξής:

$$B = 2.34 \text{m}$$

$$C = 0.16 \text{m}$$

$$H = 0.73 \text{m}$$

Τότε, από τη σχέση (3.12) των Hasani et al. (2014) υπολογίζεται η ιδιοσυχνότητα του κυματοθραύστη, η οποία είναι ίση με:

$$f_0 = 9.78 \text{sec}^{-1}$$

Και η αντίστοιχη ιδιοπερίοδος του κυματοθραύστη είναι ίση με: $T_0 = \frac{1}{f_0} = 0.10 \text{sec}$

Όπως αναφέρθηκε και στην αρχή του κεφαλαίου, στόχος της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της επίδρασης της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρηνή και στην εμφάνιση του φαινομένου του συντονισμού της κατασκευής. Όταν αναφερόμαστε στο φαινόμενο του συντονισμού, περιγράφουμε την κατάσταση όπου σε μία εξαναγκασμένη ταλάντωση η ιδιοπερίοδος μιας κατασκευής είναι ίση με την περίοδο του διεγέρτη της κατασκευής. Μετά από τον παραπάνω υπολογισμό της ιδιοπεριόδου του έξαλου κυματοθραύστη με πρηνή παρατηρείται ότι η ιδιοπερίοδος αυτή είναι πολύ μικρή σε σχέση με το εύρος περιόδων κύματος που δέχεται η κατασκευή. Η ιδιοπερίοδος, συνεπώς, του κυματοθραύστη δεν μπορεί να θεωρηθεί σημαντική για την ευστάθεια της κατασκευής υπό την επίδραση της κυματικής δράσης. Ωστόσο, η ιδιοπερίοδος ή η ιδιοσυχνότητα του κυματοθραύστη θεωρείται σημαντική για τη μελέτη της ευστάθειάς του λόγω σεισμικής διέγερσης, αλλά και λόγω κυματικής δράσης στην περίπτωση όμως των πλωτών κατασκευών (π.χ. πλωτοί κυματοθραύστες).

4. Συνθήκες εμφάνισης "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς κυματοθραύστη

Σύμφωνα με τους Bruun και Günbak (1978), οι διάφορες καταστρεπτικές δυνάμεις για την ευστάθεια του κυματοθραύστη μπορούν να αναπτύξουν τις μέγιστες τιμές τους σε δύο διαφορετικά σημεία πάνω στην κεκλιμένη επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς ενός κυματοθραύστη. Το ένα σημείο είναι εκεί όπου οι ταχύτητες της καταρρίχησης είναι μέγιστες και, ως εκ τούτου, αναπτύσσονται μέγιστες δυνάμεις τόσο παράλληλες όσο και κάθετες στην κεκλιμένη επιφάνεια. Αυτό δεν συμβαίνει όταν η καταρρίχηση είναι στη χαμηλότερη θέση της, αλλά λίγο πριν. Το άλλο σημείο είναι όταν οι ταχύτητες καταρρίχησης, ακόμη και αν είναι μικρότερες από τις μέγιστες ταχύτητες, ενώνονται με ανωστικές δυνάμεις που λαμβάνουν χώρα στον πόδα ενός θραυόμενου κυματισμού προκαλώντας αυτό που μπορεί να οριστεί ως "καθ' ύψος" συντονισμός επί του πρανούς, μεγιστοποιώντας την υδροστατική πίεση στον πυρήνα του κυματοθραύστη. Η κατάσταση αυτή μπορεί να προκύψει εάν η περίοδος αναρρίχησης - καταρρίχησης είναι ίση με την περίοδο του κύματος. Σε μία πραγματική θαλάσσια κατάσταση με τυχαίους κυματισμούς, αυτό θα πρέπει να συσχετιστεί με το κυματικό φάσμα και την ακολουθία των κυματισμών.

Στη συνέχεια αυτού του κεφαλαίου, θα αναλυθεί ο συντονισμός επί του πρανούς σύμφωνα με τους Bruun και Günbak (1978) και τους Sawaragi et al. (1982, 1983).

4.1 Το φαινόμενο του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς

Οι συνθήκες και η πιθανότητα εμφάνισης του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς τόσο για την περίπτωση μονοχρωματικών όσο και για την περίπτωση τυχαίων κυματισμών πάνω σε αδιαπέρατες αλλά και σε διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες έχουν εξεταστεί λεπτομερώς από τους Sawaragi et al. (1982, 1983).

Οι Sawaragi et al. (1983) ανέλυσαν τις συνθήκες για την εμφάνιση του συντονισμού σε σχέση με τα χαρακτηριστικά του προσπίπτοντος κύματος και με τα κατασκευαστικά χαρακτηριστικά της επιφάνειας στην οποία προσπίπτει ο κυματισμός, όπως τη γωνία κλίσης της κεκλιμένης επιφάνειας, την τραχύτητα, τη διαπερατότητα της κ.λπ., για την περίπτωση των μονοχρωματικών κυματισμών.

Σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1983), το εύρος του αριθμού Iribarren ξ (Σχέση (2.3)) για την εμφάνιση του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς είναι $2.0 \leq \xi \leq 3.0$. Επιπλέον, η κατάσταση συντονισμού εξαρτάται από το σχετικό ύψος κύματος H/h_0 (H : ύψος προσπίπτοντος κυματισμού, h_0 : το βάθος του νερού στον πόδα του κυματοθραύστη). Κατά κανόνα, το φαινόμενο του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς εμφανίζεται για την κατάσταση όπου $2.0 \leq \xi \leq 3.0$ και $H/h_0 \geq 0.45$ σε αδιαπέρατες λείες κεκλιμένες επιφάνειες.

Ο "καθ' ύψος" συντονισμός επί του πρανούς εξαρτάται επίσης από τη σχετική τραχύτητα της κεκλιμένης επιφάνειας d/H (d : βαθμός τραχύτητας) και από τη διαπερατότητα. Οι αντίστοιχες

συνθήκες για την εμφάνιση του συντονισμού εξαιτίας αυτών δίνονται από τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$d / H \leq -0.35\xi + 1.0 \quad (4.1)$$

$$2.0 \leq \xi \leq 3.0$$

(στην αδιαπέρατη κατάσταση)

$$e \leq -0.195\xi + 0.549 \quad (4.2)$$

$$2.0 \leq \xi \leq 3.0$$

(υποθέτοντας $d=1.5\text{cm}$)

όπου: e : ο λόγος των κενών της κεκλιμένης επιφάνειας

4.2 Συνθήκες εμφάνισης "καθ' ύψους" συντονισμού επί του πρανούς για μονοχρωματικούς κυματισμούς

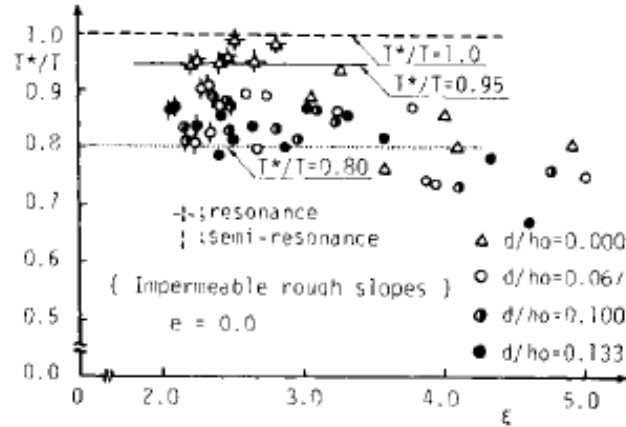
4.2.1 Αδιαπέρατες λείες κεκλιμένες επιφάνειες

A. Κατάσταση του "καθ' ύψους" συντονισμού επί του πρανούς

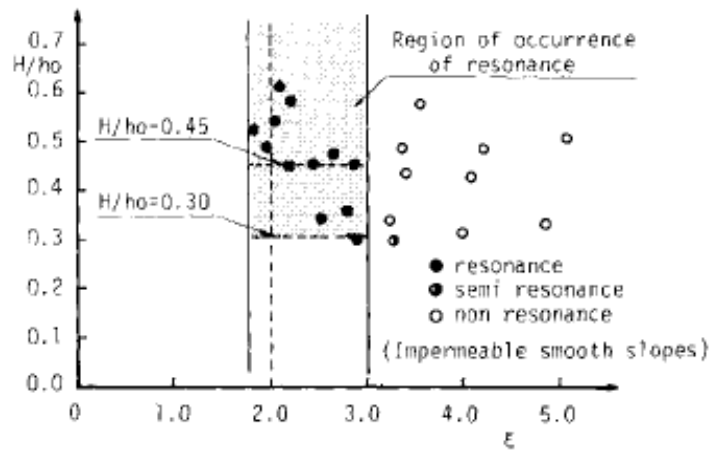
Σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1982), ο ορισμός του συντονισμού που χρησιμοποιείται εδώ ακολουθεί βασικά εκείνο των Bruun και Günbak (1978) που περιγράφεται παραπάνω, είναι δηλαδή η κατάσταση που μπορεί να προκύψει εάν η περίοδος αναρρίχησης - καταρρίχησης είναι ίση με την περίοδο του προσπίπτοντος κύματος. Επιπρόσθετα του ορισμού αυτού, οι Sawaragi et al. (1982) υιοθετούν και τη συνθήκη ότι ο λόγος της περιόδου αναρρίχησης/καταρρίχησης (T^*) προς την περίοδο του προσπίπτοντος κύματος (T), T^*/T παίρνει μια τιμή μεταξύ 1.0 και 0.95 για να οριστεί ο συντονισμός.

Οι πειραματικές τιμές του Σχήματος 4.1 δείχνουν ότι η συνθήκη $0.95 \leq T^*/T \leq 1.0$ εμφανίζεται όταν $2.0 \leq \xi \leq 3.0$, όπου $d/h_0 = 0.00$ αντιστοιχεί σε λεία κεκλιμένη επιφάνεια με h_0 : το βάθος του νερού στον πόδα του κυματοθραύστη και d : ο βαθμός τραχύτητας.

Η σκιαγραμμισμένη περιοχή στο Σχήμα 4.2 δείχνει την περιοχή όπου λαμβάνει χώρα ο συντονισμός επί του πρανούς. Από το Σχήμα 4.2, φαίνεται ότι ο συντονισμός λαμβάνει χώρα πάντα στην περιοχή όπου $2.0 \leq \xi \leq 3.0$ και $H/h_0 \geq 0.45$. Ωστόσο, στην περιοχή όπου $2.0 \leq \xi \leq 3.0$ και $0.45 \geq H/h_0 \geq 0.30$, υπάρχουν ορισμένες περιπτώσεις όπου εμφανίζεται και εκεί συντονισμός. Ως εκ τούτου, θα πρέπει να σημειωθεί ότι το αδιάστατο ύψος κύματος H/h_0 είναι ένας παράγοντας ο οποίος καθορίζει την εμφάνιση του συντονισμού. Σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1982), κρίνοντας από τα πειράματά τους, γίνεται η υπόθεση ότι ο συντονισμός πραγματοποιείται πάντα όταν $2.0 \leq \xi \leq 3.0$ και $H/h_0 \geq 0.45$.



Σχήμα 4.1: Μεταβολή του T^*/T σε σχέση με το ξ για αδιαπέρατες λείες και τραχιές κεκλιμένες επιφάνειες (Πηγή: Bruun, 1985)



Σχήμα 4.2: Περιοχή εμφάνισης συντονισμού για αδιαπέρατες λείες κεκλιμένες επιφάνειες (Πηγή: Bruun, 1985)

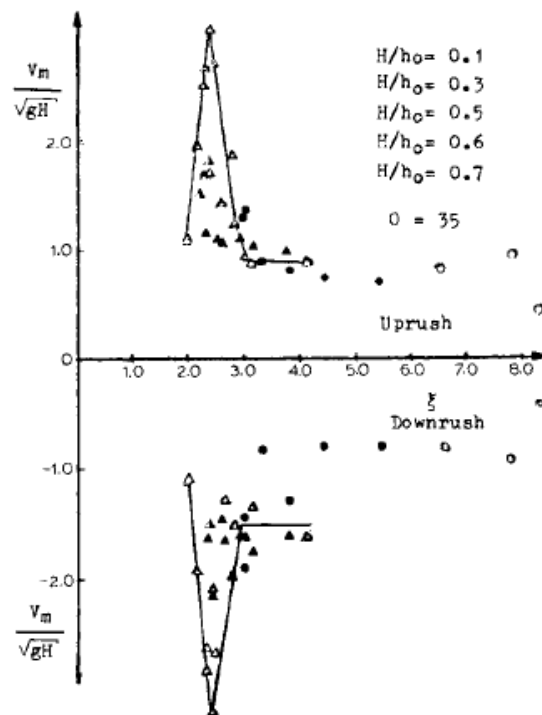
B. Μέγιστη ταχύτητα των σωματιδίων του νερού

Όπως επισημαίνεται από τους Bruun και Günbak (1978), η ελκτική δύναμη που ενεργεί στους ογκολίθους της θωράκισης του κυματοθραύστη μερικές φορές μπορεί να αποσταθεροποιήσει τους ογκολίθους. Η μέγιστη ελκτική δύναμη προκαλείται από μια μέγιστη ταχύτητα κατά στην διαδικασία αναρρίχησης/καταρρίχησης. Ως εκ τούτου, παρακάτω αναλύονται οι ιδιότητες της μέγιστης ταχύτητας των σωματιδίων του νερού κατά τους Sawaragi et al. (1982).

Με βάση τη διαστατική ανάλυση, η αδιάστατη μέγιστη ταχύτητα των σωματιδίων του νερού $V_m / (gH)^{1/2}$ στο πρόσωπο του κύματος εξαρτάται από τον αριθμό Iribarren ξ , την κλίση των πρανών του κυματοθραύστη $\tan\theta$ και το αδιάστατο ύψος του προσπίπτοντος κυματισμού H/h_0 :

$$V_m / (gH)^{1/2} = F(\xi, \tan \theta, H / h_0) \quad (4.3)$$

Το Σχήμα 4.3 είναι ένα παράδειγμα που δείχνει την επίδραση του αριθμού Iribarren ξ στη μέγιστη ταχύτητα των σωματιδίων του νερού $V_m / (gH)^{1/2}$ στην περίπτωση όπου $\tan \theta \sim 35^\circ$, όπου οι θετικές και οι αρνητικές τιμές δείχνουν τη μέγιστη ταχύτητα των σωματιδίων του νερού κατά την διαδικασία αναρρίχησης και καταρρίχησης αντίστοιχα. Τα πειραματικά στοιχεία δείχνουν ότι η $V_m / (gH)^{1/2}$ αλλάζει με τη μεταβολή του αριθμού Iribarren τόσο κατά τη φάση αναρρίχησης όσο και κατά τη φάση καταρρίχησης. Είναι σαφές ότι η $V_m / (gH)^{1/2}$ παίρνει μια μέγιστη τιμή στην περιοχή $2.0 \leq \xi \leq 3.0$, όπου λαμβάνει χώρα ο συντονισμός, και η μεταβολή της $V_m / (gH)^{1/2}$ με το ξ είναι πολύ μεγάλη. Με άλλα λόγια, η $V_m / (gH)^{1/2}$ επηρεάζεται έντονα από την περίοδο του προσπίπτοντος κύματος στην περιοχή όπου $2.0 \leq \xi \leq 3.0$. Από την άλλη πλευρά, στην περιοχή όπου $\xi > 3$, η διακύμανση της $V_m / (gH)^{1/2}$ σε σχέση με το ξ είναι μικρή και η V_m φαίνεται να είναι ανάλογη με την ρίζα του ύψους του προσπίπτοντος κυματισμού. Η ίδια πειραματική τάση αναγνωρίστηκε και για άλλες περιπτώσεις με $\theta = 25^\circ$ και 30° . Επομένως, οι Sawaragi et al. (1982) προτείνουν ότι ο τύπος του Hudson δεν μπορεί να εφαρμοστεί στο φάσμα του $2.0 \leq \xi \leq 3.0$, όπου ο συντονισμός λαμβάνει χώρα. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι στα εργαστηριακά πειράματα των Sawaragi et al. (1982), παρατηρήθηκε ότι η κίνηση των ογκολίθων θωράκισης είναι συγκεντρωμένη στο τμήμα των πρηνών του κυματοθραύστη το οποίο βρίσκεται λίγο χαμηλότερα από τη στάθμη ηρεμίας της θάλασσας (Σ.Η.Θ.).



Σχήμα 4.3: Μεταβολή της αδιάστατης μέγιστης ταχύτητας των σωματιδίων του νερού σε σχέση με το ξ για αδιαπέρατες λείες κεκλιμένες επιφάνειες (Πηγή: Bruun, 1985)

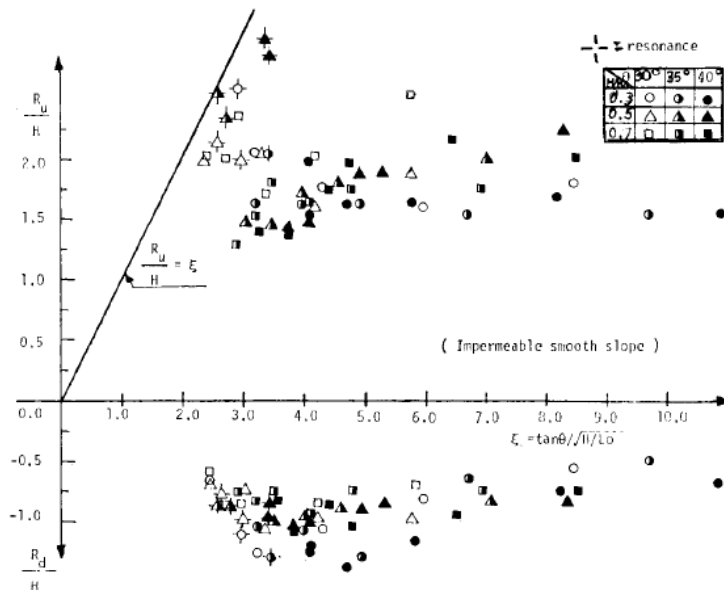
Γ. Ύψη αναρρίχησης και καταρρίχησης

Το Σχήμα 4.4 δείχνει τη σχέση μεταξύ του αδιάστατου ύψους της αναρρίχησης Ru/H , του αδιάστατου ύψους της καταρρίχησης Rd/H και του ξ . Το ύψος της αναρρίχησης γίνεται μέγιστο όταν $2.0 \leq \xi \leq 3.0$, όπου λαμβάνει χώρα ο συντονισμός. Το ύψος της καταρρίχησης

αυξάνεται με την αύξηση του ξ μέχρις ότου $\xi=4.5$, και στη συνέχεια μειώνεται σταδιακά. Το Σχήμα 4.4 δείχνει ξεκάθαρα ότι η εξίσωση του Hunt (1959), η οποία δίνεται από την Εξίσωση (4.4) μπορεί να εφαρμοστεί μόνο για $\xi < 3.5$.

$$R_u / H = 1.0\xi \quad (4.4)$$

Αυτό το πειραματικό δεδομένο των Sawaragi et al. (1982) συμφωνεί με εκείνο των Bruun και Günbak (1978).



Σχήμα 4.4: Μεταβολή της αναρρίχησης/καταρρίχησης του κυματισμού σε σχέση με το ξ για αδιαπέρατες λείες κεκλιμένες επιφάνειες (Πηγή: Bruun, 1985)

4.2.2 Αδιαπέρατες τραχιές κεκλιμένες επιφάνειες

Η διάκριση μεταξύ της κατάστασης συντονισμού και μη συντονισμού για αδιαπέρατες τραχιές κεκλιμένες επιφάνειες δεν είναι τόσο σαφής όσο στην περίπτωση των αδιαπέρατων λείων κεκλιμένων επιφανειών. Στο πείραμα των Sawaragi et al. (1982), η μεταβατική κατάσταση από συντονισμό σε μη-συντονισμό παρατηρήθηκε πολλές φορές. Ως εκ τούτου, η μεταβατική αυτή κατάσταση από συντονισμό σε μη-συντονισμό ορίζεται από τους Sawaragi et al. (1982), ως κατάσταση "ημι-συντονισμού επί του πρανούς". Η διαφορά μεταξύ της κατάστασης συντονισμού και ημι-συντονισμού είναι ότι ο ημι-συντονισμός ικανοποιεί την ακόλουθη σχέση:

$$0.8 \leq T^*/T \leq 0.95 \quad (4.5)$$

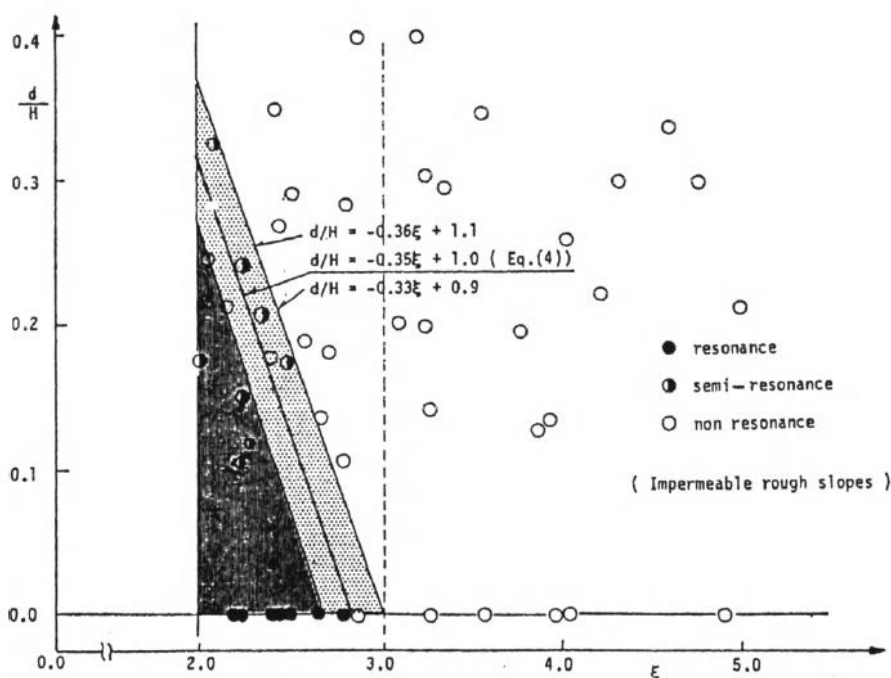
Η κατάσταση ημι-συντονισμού πιστεύεται ότι αποτελεί και αυτή έναν επικίνδυνο παράγοντα για την ευστάθεια των ογκολίθων των πρανών του κυματοθραύστη. Το Σχήμα 4.1 παρουσιάζει μία σχέση μεταξύ του T^*/T και του ξ με μια παράμετρο του ύψους της τραχύτητας d/h_0 . Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.1, ο λόγος T^*/T αλλάζει σε μεγάλο βαθμό λόγω του αδιάστατου ύψους της τραχύτητας d/h_0 : ο λόγος T^*/T μειώνεται όσο αυξάνεται το d/h_0 . Ο λόγος που συμβαίνει αυτό είναι ότι η αναρρίχηση και η καταρρίχηση του κύματος καταστέλλονται από τη διάχυση της ενέργειας λόγω της τραχύτητας, τότε η T^* (περίοδος

αναρρίχησης/καταρρίχησης) γίνεται πολύ μικρότερη από την περίοδο του προσπίπτοντος κυματισμού.

Το Σχήμα 4.5 δείχνει το εύρος μέσα στο οποίο εμφανίζονται ο ημι-συντονισμός και ο συντονισμός στις αδιαπέρατες τραχιές και λείες κεκλιμένες επιφάνειες. Στο Σχήμα 4.5 το $d/h=0$ αντιστοιχεί στην αδιαπέρατη λεία κεκλιμένη επιφάνεια. Από το Σχήμα 4.5, η κατάσταση κατά την οποία επικρατεί συντονισμός και ημι-συντονισμός στις αδιαπέρατες τραχιές κεκλιμένες επιφάνειες είναι η εξής:

$$d/H \leq -0.35\xi + 1.0 \quad (4.6)$$

$$2.0 \leq \xi \leq 3.0$$



Σχήμα 4.5: Περιοχή εμφάνισης συντονισμού και ημι-συντονισμού για αδιαπέρατες τραχιές κεκλιμένες επιφάνειες (Πηγή: Bruun, 1985)

4.2.3 Διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες

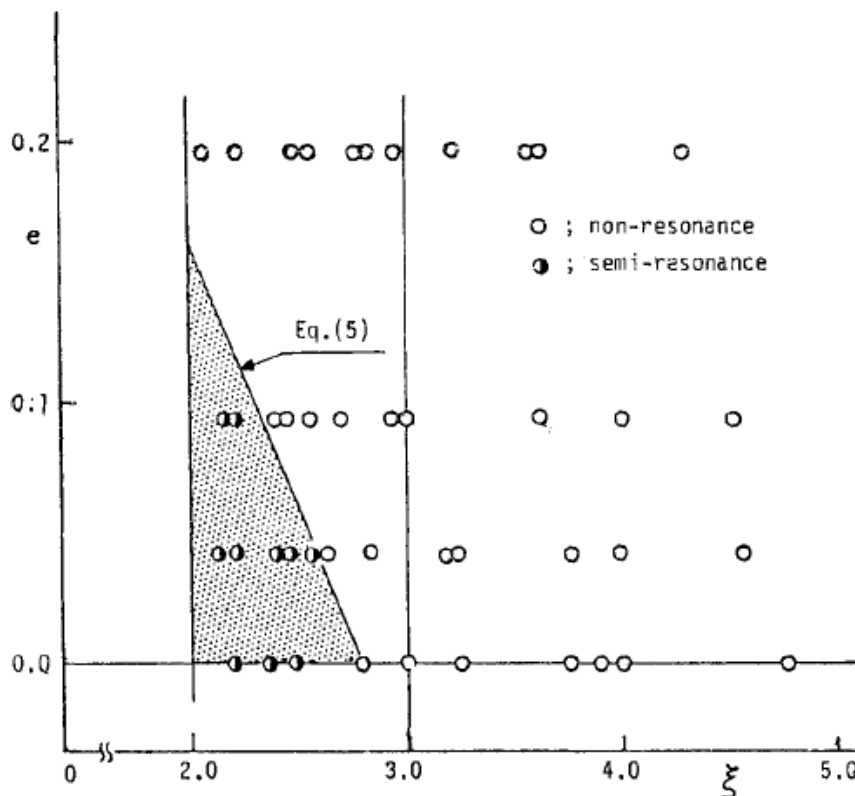
Στις διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες, η αναρρίχηση/καταρρίχηση του κυματισμού γίνεται πολύ μικρότερη απ' ό,τι στις προηγούμενες δύο περιπτώσεις των αδιαπέρατων επιφανειών, όπως επισημαίνεται από τους Bruun και Günbak (1978). Η τάση αυτή είναι ισχυρή για $2.0 \leq \xi \leq 3.0$, όπου λαμβάνει χώρα ο συντονισμός στις αδιαπέρατες λείες κεκλιμένες επιφάνειες. Το ύψος της αναρρίχησης δεν δείχνει αξιοσημείωτη κορύφωση σε αυτό το εύρος και φαίνεται να είναι περίπου σταθερό, ανεξάρτητα από το ξ . Όσον αφορά την αδιάστατη περίοδο αναρρίχησης/καταρρίχησης T^*/T , ούτε αυτή παρουσιάζει κάποια κυρίαρχη αιχμή στο εύρος $2.0 \leq \xi \leq 3.0$.

Στις διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες, το φαινόμενο του συντονισμού επί του πρανούς δεν παρατηρήθηκε ιδιαίτερα, κατά τους Bruun και Günbak (1978). Αλλά σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1982), παρατηρήθηκε ότι λαμβάνει χώρα ο ημι-συντονισμός. Οι συνθήκες εμφάνισης του ημι-συντονισμού εξαρτώνται από το λόγο των κενών των πόρων της

επιφάνειας e και από το ξ , όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6. Από το Σχήμα 4.6, η κατάσταση κατά την οποία επικρατεί ημι-συντονισμός είναι η εξής:

$$e \leq -0.195\xi + 0.549 \quad (4.7)$$

$$2.0 \leq \xi \leq 3.0$$



Σχήμα 4.6: Περιοχή εμφάνισης ημι-συντονισμού για διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες (Πηγή: Bruun, 1985)

Στην παρούσα εργασία, ο υπό μελέτη κυματοθραύστης, του οποίου η διατομή παρουσιάστηκε στο Σχήμα 3.2 και τα υλικά κατασκευής του περιγράφηκαν στον Πίνακα 3.2, αποτελεί έναν κυματοθραύστη με πρηνή και με διαπερατό πυρήνα. Οπότε, ανήκει στην παραπάνω κατηγορία των διαπερατών κεκλιμένων επιφανειών και σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1982) αναμένεται να εμφανιστεί η κατάσταση του ημι-συντονισμού επί του πρηνούς του κατά την κατάσταση που ισχύουν οι συνθήκες των σχέσεων (4.7).

4.3 Συμπεράσματα

Συμπερασματικά, σύμφωνα με τις συνθήκες εμφάνισης "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρηνούς που παρουσιάστηκαν παραπάνω, κατά την αλληλεπίδραση της προσπιπτόντων κυματισμών και κατασκευής, επισημάνθηκε ότι η εμφάνιση του συντονισμού είναι πολύ σημαντικός παράγοντας για την αστοχία κυματοθραυστών με πρηνή.

Τα χαρακτηριστικά της ροής και οι διακυμάνσεις των υδροδυναμικών δυνάμεων στην κεκλιμένη επιφάνεια διευκρινίστηκαν μέσα από παλαιότερες δημοσιευμένες πειραματικές

δοκιμές (Bruun και Günbak (1978), Sawaragi et al. (1982, 1983)) σε σχέση με το φαινόμενο του συντονισμού και τη διαδικασία αστοχίας.

Τα κυριότερα αποτελέσματα, σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1983), μπορούν να συνοψιστούν ως εξής:

1. Η μέγιστη ταχύτητα και επιτάχυνση των σωματιδίων του νερού παρατηρούνται στην κατάσταση συντονισμού, ανεξάρτητα από την κατάσταση της επιφάνειας της κεκλιμένης επιφάνειας. Η απόλυτη τιμή μειώνεται καθώς η τραχύτητα και η διαπερατότητα αυξάνονται.
2. Όσον αφορά την κατάσταση αδιαπέρατου πυρήνα, διαπιστώνεται ότι ο κυματοθραύστης με αδιαπέρατο πυρήνα είναι πιο εύθραυστος από τον κυματοθραύστη με διαπερατό πυρήνα.
3. Το φαινόμενο του συντονισμού δημιουργεί μία πολύ γρήγορη βλάβη, η οποία συγκεντρώνεται γύρω από τη στάθμη ηρεμίας της θάλασσας (Σ.Η.Θ.). Υπό συνθήκες συντονισμού, προκαλείται σοβαρή βλάβη, παρά του ότι υπάρχουν μόνο μικρές αυξήσεις στο ύψος του κύματος και στη χρονική διάρκεια.

Επίσης, οι Sawaragi et al. (1983) προτείνουν οι διάφοροι μελλοντικοί τύποι σχεδιασμού να λαμβάνουν υπόψη τις υδροδυναμικές δυνάμεις που παράγονται από τον συντονισμό επί του πρανούς και θα πρέπει στόχος του σχεδιασμού να είναι η ανάπτυξη μιας επιφάνειας στα πρανή των κυματοθραυστών που να είναι ανθεκτική και να μην προκαλεί συνθήκες συντονισμού, δηλαδή με υψηλή διαπερατότητα μέσω της οποίας απορροφάται περισσότερη ενέργεια και αυξάνεται η ευστάθεια της κατασκευής.

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, στις διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες, το φαινόμενο του συντονισμού επί του πρανούς δεν παρατηρήθηκε ιδιαίτερα, κατά τους Bruun και Günbak (1978). Σε κατασκευές, δηλαδή, με μεγαλύτερη διαπερατότητα μέσω της οποίας απορροφάται περισσότερη ενέργεια, τα φαινόμενα του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς εξασθενούν και αυξάνεται η ευστάθεια της κατασκευής.

Όπως ήδη περιγράφηκε πρωτότερα και θα αναλυθεί διεξοδικά και παρακάτω, ο εξεταζόμενος, στην παρούσα εργασία, κυματοθραύστης αποτελεί έναν έξαλο κυματοθραύστη με πρανή και διαπερατό πυρήνα. Οπότε δεν αναμένονται να αναπτυχθούν φαινόμενα "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς όπως αυτά περιγράφηκαν από τους Bruun και Günbak (1978), αλλά θα εξεταστεί αν θα εμφανιστεί η κατάσταση του ημι-συντονισμού επί του πρανούς του, όπως περιγράφεται από τους Sawaragi et al. (1982) στις σχέσεις (4.7).

Παρακάτω θα διερευνηθεί ποια είναι η επίδραση της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια της θωράκισης του προσήνεμου πρανούς του διαπερατού αυτού κυματοθραύστη. Κυρίως, δηλαδή, θα εξεταστεί κατά τη διάρκεια ποιων κρίσιμων συνθηκών το επίπεδο ζημιών του προσήνεμου πρανούς μεγιστοποιείται λόγω της επίδρασης της περιόδου των προσπιπτόντων κυματισμών σε σχέση με άλλα κατασκευαστικά χαρακτηριστικά του κυματοθραύστη στο σύνολό του (συντονισμός μέσω της γεωμετρίας της κατασκευής).

5. Πειραματική διερεύνηση επίδρασης της περιόδου του κύματος στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρανή

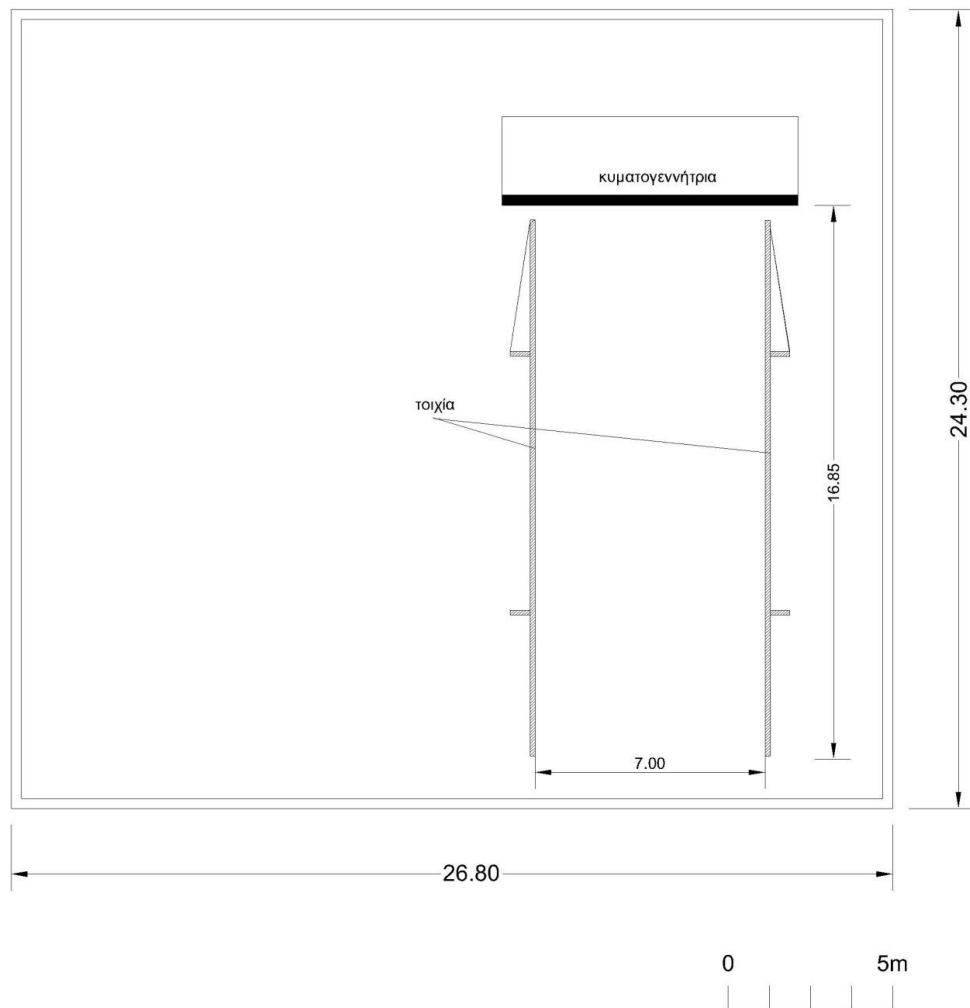
5.1 Περιγραφή πειραματικών εγκαταστάσεων

Στην παρούσα ενότητα περιγράφονται οι χρησιμοποιούμενες πειραματικές εγκαταστάσεις του Εργαστηρίου Λιμενικών Έργων (Ε.Λ.Ε.) του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου. Βασική εγκατάσταση ήταν η Δεξαμενή Δοκιμών Δ1 του Ε.Λ.Ε. εξοπλισμένη με τα κατάλληλα όργανα και λογισμικό για την εκτέλεση των πειραματικών δοκιμών.

5.1.1 Δεξαμενή Δ1 του Ε.Λ.Ε.

Η Δεξαμενή Δοκιμών Δ1 έχει εξωτερικές διαστάσεις 26.80x24.30 m² και το βάθος της μπορεί να φτάσει τα 1.10 m. Η κάτοψη της δεξαμενής παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.1. Στην δεξαμενή είναι εγκατεστημένο σύστημα παραγωγής τυχαίων κυματισμών και για τις ανάγκες του συγκεκριμένου πειράματος διαμορφώθηκε τμήμα της δεξαμενής σε διώρυγα με την κατασκευή 2 κατακόρυφων τοίχων. Μέσα στη διώρυγα αυτή κατασκευάστηκαν τα μοντέλα και στο άκρο της διώρυγας τοποθετήθηκε ένας κυματιστήρας. Επίσης, μέσα στη διώρυγα αυτή κατασκευάστηκαν διαχωριστικά από λαμαρίνες έτσι ώστε να κατασκευαστούν ανάμεσα σε αυτά τέσσερις διαφορετικές διατομές. Η θέση της διώρυγας και των διαχωριστικών λαμαρίνων παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.2.

Για την απορρόφηση των προσπιπτόντων κυμάτων έχουν κατασκευασθεί στα τοιχώματα της δεξαμενής αποσβεστικές επενδύσεις από λιθορριπή. Η κλίση των πρανών των επενδύσεων είναι 1:1.5 και η κοκκομετρία της λιθορριπής είναι τέτοια, ώστε ο συντελεστής ανακλάσεως να είναι πολύ μικρός.



Σχήμα 5.1: Κάτοψη της Δεξαμενής Δοκιμών Δ1 του Ε.Λ.Ε.

5.1.2 Συστήματα παραγωγής τυχαίων κυματισμών

Το σύστημα παραγωγής κυμάτων κινείται υδραυλικά και αποτελείται από 3 κυματιστήρες, εκ των οποίων ο ένας χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα μελέτη (Εικόνα 5.1). Οι διαστάσεις του μετώπου του κυματιστήρα είναι $6.00 \times 1.20 \text{ m}^2$. Το σύστημα παραγωγής κυμάτων είναι της Αγγλικής εταιρείας HR Wallinford.

Οι εντολές για την λειτουργία του υδραυλικού συστήματος δίδονται μέσω ηλεκτρονικού υπολογιστή με το κατάλληλο λογισμικό στο σύστημα ελέγχου. Το λογισμικό, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την παραγωγή των κυμάτων είναι το WAVEDATA της Αγγλικής Εταιρείας H.R Wallingford. Έχει την δυνατότητα παραγωγής μονοχρωματικών (ημιτονοειδών) κυματισμών και φασματικών διαταραχών.



Εικόνα 5.1: Σύστημα παραγωγής κυματισμών (κυματιστήρας)

5.1.3 Μετρητές κύματος

Για την μέτρηση των κυμάτων στην δεξαμενή χρησιμοποιήθηκαν μετρητές κύματος τύπου αντιστάσεως, οι οποίοι μετρούν την στιγμιαία μεταβολή της στάθμης του ύδατος. Αποτελούνται από δύο σύρματα στερεωμένα σε στέλεχος στηριζόμενο σε τρίποδο (βάση) (Εικόνα 5.2). Η διαφορετική στάθμη νερού δημιουργεί διαφορετική διαφορά δυναμικού, από την οποία με την κατάλληλη βαθμονόμηση προκύπτει η μεταβολή της στάθμης. Οι μετρητές είναι συνδεδεμένοι με ενισχυτή σήματος, ο οποίος στην συνέχεια μεταφέρει το σήμα στον ηλεκτρονικό υπολογιστή. Οι μετρητές κύματος που χρησιμοποιήθηκαν είναι της εταιρείας HR Wallingford. Στην παρούσα πειραματική μελέτη μετρήθηκε και αναλύθηκε η κυματική διαταραχή σε 7 διαφορετικά σημεία. Για την συλλογή και ανάλυση των μετρήσεων χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό WAVEDATA της εταιρείας HR WALLINGFORD. Οι μετρητές κύματος είναι συνδεδεμένοι με ηλεκτρονικό υπολογιστή στον οποίο αποθηκεύονται οι πληροφορίες για την περαιτέρω ανάλυση. Τα μετρούμενα κύματα αναλύθηκαν φασματικά και στατιστικά.



Εικόνα 5.2: Μετρητής κυματικής διαταραχής

5.1.4 Βαθμονόμηση μετρητών κύματος

Καθημερινά πριν την έναρξη των μετρήσεων και την εκτέλεση των πειραμάτων, γινόταν βαθμονόμηση των μετρητικών οργάνων (μετρητές κύματος). Για την βαθμονόμηση των μετρητών κύματος μεταβαλλόταν το εμβαπτισμένο τμήμα του σύρματος και μεταβαλλόταν η διαφορά δυναμικού, η οποία καταγράφονταν. Για τον σκοπό αυτό τα στελέχη επί των οποίων στηρίζονται τα σύρματα των μετρητών κύματος είναι εφοδιασμένα με οπές ανά 2cm ούτως ώστε να είναι δυνατή η μεταβολή του εμβαπτισμένου τμήματος του μετρητή.



Εικόνα 5.3: Διαδικασία βαθμονόμησης μετρητών

5.2 Σχεδιασμός και κατασκευή πειραματικών διατάξεων

5.2.1 Σχεδιασμός μοντέλων

Ο σχεδιασμός των μοντέλων έγινε σύμφωνα με τη σχέση του Hudson (1959), όπως αυτή περιγράφεται στο Κεφάλαιο 2 της παρούσας εργασίας (Σχέση 2.12), και είναι η εξής:

$$B_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \cot a}$$

όπου: B_{50} : το απαιτούμενο μέσο βάρος του ογκολίθου στη στρώση της θωράκισης, με περίπου 50% του πλήθους των ογκολίθων να ζυγίζουν πάνω από B_{50}

γ_s : το ειδικό βάρος του πετρώματος των ογκολίθων

H : το ύψος του κύματος σχεδιασμού

K_D : εμπειρικός συντελεστής ευστάθειας (Πίνακας 2.1)

$\Delta = (\gamma_s / \gamma_w) - 1$: το σχετικό ειδικό βάρος υπό άνωση των λίθων θωράκισης

γ_w : το ειδικό βάρος του νερού στην περιοχή του έργου

a : η γωνία του πρανού της κατασκευής ως προς την οριζόντιο

Η διαστασιολόγηση λοιπόν των μοντέλων έγινε με την παραπάνω σχέση για ύψος κύματος $H=0.12m$ και κλίση ανάντη (προσήνεμο) πρανού 1:1.5 που είναι η δυσμενέστερη

περίπτωση. Επίσης, όσον αφορά τις υπόλοιπες παραμέτρους σχεδιασμού, το ειδικό βάρος λήφθηκε $\gamma_s = 2.20t / m^3$ και ο συντελεστής $K_D = 4$ (σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1 για τραχείς γωνιώδης φυσικούς ογκολίθους θωράκισης με τυχαία τοποθέτηση και με 2 λίθους κατά το πάχος της θωράκισης).

Έτσι, λοιπόν, προέκυψε το εξής απαιτούμενο μέσο βάρος του ογκολίθου στη στρώση της θωράκισης:

$$B_{50} = \frac{2.2 \cdot 0.12^3}{4 \cdot \left(\frac{2.2}{1} - 1\right)^3 \cdot 1.5} = 366.67 \text{ g}$$

Κατά συνέπεια, η τυπική διάσταση ογκολίθου είναι $d=6.00\text{cm}$.

Η τυπική διάσταση ογκολίθου υπολογίζεται από τη σχέση:

$$d = 1.15 \left(\frac{B}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (5.1)$$

όπου: B : το βάρος του ογκολίθου

Άρα, από την Σχέση (5.1) προκύπτει ότι: $d = 1.15 D_{n50} \Rightarrow D_{n50} = d / 1.15$

Τότε, η μέση διάμετρος των ογκολίθων είναι $D_{n50}=5.20\text{cm}=0.052\text{m}$.

5.2.2 Κατασκευή μοντέλων

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, για τις ανάγκες του συγκεκριμένου πειράματος διαμορφώθηκε τμήμα της δεξαμενής σε διάωρυγα με την κατασκευή 2 κατακόρυφων τοίχων και μέσα στη διάωρυγα αυτή κατασκευάστηκαν διαχωριστικά από λαμαρίνες έτσι ώστε να κατασκευαστούν ανάμεσα σε αυτά διαφορετικές διατομές κυματοθραυστών (Εικόνα 5.4).



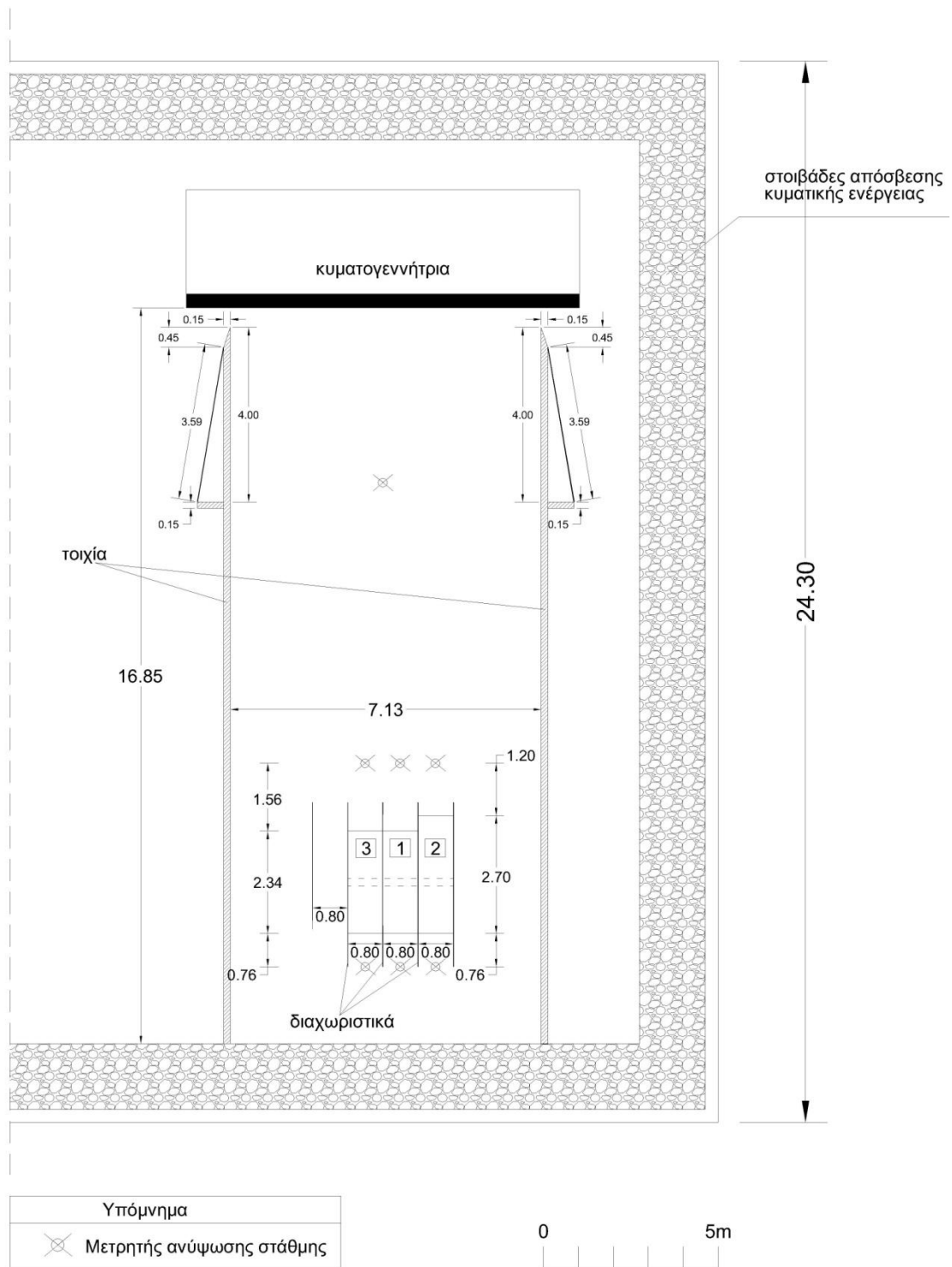
Εικόνα 5.4: Διαχωριστικές λαμαρίνες

Για τις ανάγκες των πειραμάτων κατασκευάστηκαν τρεις διαφορετικές διατομές έξαλων κυματοθραυστών. Τα μοντέλα τοποθετήθηκαν σε διαμορφωμένη διώρυγα πλάτους 7.00 m και μήκους 22.00 m, εντός της Δεξαμενής Δοκιμών 1 του Ε.Λ.Ε. και διαχωρίζονταν μεταξύ τους από λαμαρίνες μήκους 4.00 m, οι οποίες τοποθετήθηκαν σε απόσταση 0.80 m η μία από τη άλλη έτσι ώστε κάθε διατομή να έχει πλάτος 0.80 m. Στην μια πλευρά της διώρυγας τοποθετήθηκε ο κυματιστήρας πλάτους 6.00 m, ενώ στην απέναντι πλευρά τοποθετήθηκαν οι πειραματικές διατομές. Όλη η πειραματική διάταξη εντός της Δεξαμενής 1 παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.2.

Κατά την διάρκεια των μετρήσεων η στάθμη ηρεμούντος ύδατος ορίστηκε σε 0.50 m.

Για την καταγραφή της κυματικής διαταραχής χρησιμοποιήθηκαν 7 μετρητές κύματος, ένας μετρητής εμπρός και πίσω από κάθε διατομή κάθετα στο μέσον της διατομής και ένας μετρητής μπροστά από τον κυματιστήρα (Σχήμα 5.2).

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί στο πλαίσιο των πειραμάτων έγινε η κατασκευή τριών μοντέλων και μετρήθηκε η κυματική διαταραχή σε 7 διαφορετικά σημεία (7 μετρητές), αλλά στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας μελετήθηκε μόνο το Μοντέλο 1. Συγκεκριμένα, μετρήθηκε και αναλύθηκε η κυματική διαταραχή από τον μετρητή εμπρός της διατομής του Μοντέλου 1 (όπως παρουσιάζεται παρακάτω) διότι στόχος της παρούσας εργασίας είναι η μελέτη του επιπέδου ζημιών του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη σε σχέση με τον κυματισμό που προσπίπτει σε αυτό.



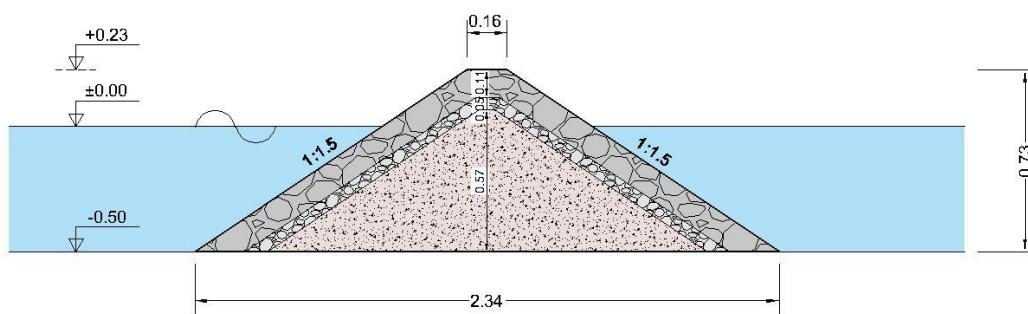
Σχήμα 5.2: Πειραματική διάταξη (θέση πειραματικής διάοργας, διαχωριστικών λαμαρίνων, κυματιστήρα και μετρητών κύματος)

Όπως αναφέρθηκε, στα πλαίσια των πειραμάτων αυτών επιλέχθηκαν να εξεταστούν τρεις διατομές έξαλων κυματοθραυστών, οι οποίες παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.3:

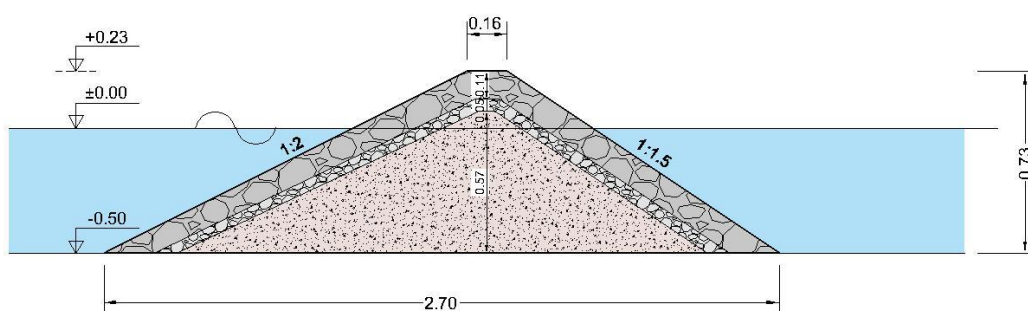
MONTELO 1: Έξαλος κυματοθραύστης με πρηνή και πυρήνα με κλίση προσήνεμου πρηνούς 1:1.5

ΜΟΝΤΕΛΟ 2: Έξαλος κυματοθραύστης με πρανή και πυρήνα με κλίση προσήνεμου πρανούς 1:2

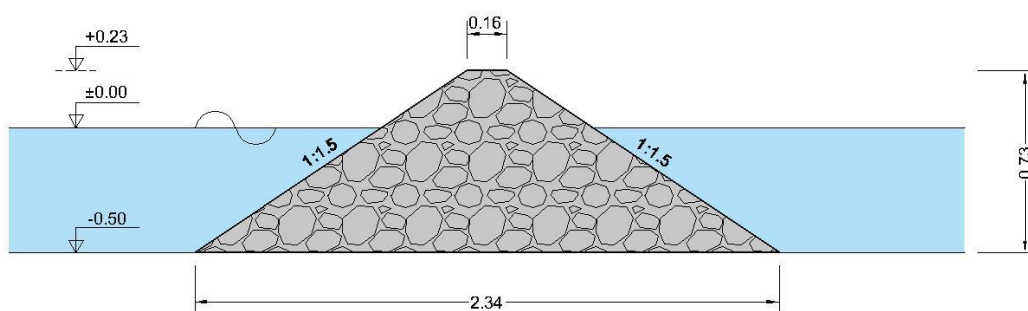
ΜΟΝΤΕΛΟ 3: Έξαλος ομογενής κυματοθραύστης με κλίση προσήνεμου πρανούς 1:1.5



(α) ΜΟΝΤΕΛΟ 1



(β) ΜΟΝΤΕΛΟ 2



(γ) ΜΟΝΤΕΛΟ 3



Σχήμα 5.3: Πειραματικές διατομές

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3(α), τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του πρώτου υπό εξέταση κυματοθραύστη (ΜΟΝΤΕΛΟ 1) είναι τα εξής:

- α) Διατομή τραπεζοειδής
- β) Επίπεδο στέψης στη στάθμη +0.23m από την στάθμη ηρεμώντος ύδατος
- γ) Επίπεδο βάσης στη στάθμη -0.50m από την στάθμη ηρεμώντος ύδατος
- δ) Ομοιόμορφη κλίση πρανών με τιμή 1:1.5

Επίσης, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 5.3(α), ο κυματοθραύστης αποτελείται από τρεις στρώσεις υλικού (Πυρήνας - Υπόστρωση - Θωράκιση). Όσον αφορά τα υλικά και την κοκκομετρία τους από τα οποία κατασκευάστηκε η διατομή του Μοντέλου 1, είναι η εξής:

Πίνακας 5.1: Υλικά κατασκευής διατομών κυματοθραυστών Μοντέλων 1 και 2

ΥΛΙΚΑ				
			Διακύμανση κοκκομετρίας (cm)	
	Μάζα μέσου ογκολίθου (g)	Τυπική διάσταση ογκολίθου (cm)	Μάζα (g)	Διάσταση (cm)
ΘΩΡΑΚΙΣΗ	367	6	268 - 446	5.4 - 6.4
ΥΠΟΣΤΡΩΣΗ	32	2.5	18 - 46	2.2 - 3
ΠΥΡΗΝΑΣ	2	1	0.02 - 3	0.5 - 1.2

Ακόμα, το πάχος της στρώσης της θωράκισης είναι 0.11m (ώστε να χωράνε τουλάχιστον δύο στρώσεις ογκολίθων) και το πλάτος της στέψης του κυματοθραύστη είναι ίσο με $C=0.16m$ (ώστε να χωράνε τουλάχιστον τρεις ογκολίθοι στην στέψη). Κατά συνέπεια το πλάτος της βάσης του κυματοθραύστη είναι ίσο με $B=2.34m$. Επίσης, το πάχος της υπόστρωσης είναι ίσο με 0.05m.

Στη συνέχεια, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3(β), τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του δεύτερου υπό εξέταση κυματοθραύστη (MONTELO 2) είναι τα εξής:

- α) Διατομή τραπεζοειδής
- β) Επίπεδο στέψης στη στάθμη +0.23m από την στάθμη ηρεμούντος ύδατος
- γ) Επίπεδο βάσης στη στάθμη -0.50m από την στάθμη ηρεμούντος ύδατος
- δ) Κλίση προσήνεμος πρανούς 1:2 και κλίση υπήνεμος πρανούς 1:1.5

Ο κυματοθραύστης αποτελείται και αυτός από τρεις στρώσεις υλικού (Πυρήνας - Υπόστρωση - Θωράκιση) και τα υλικά από τα οποία κατασκευάστηκε η διατομή του Μοντέλου 2 είναι τα ίδια με αυτά του μοντέλου 1 (Πίνακας 5.1)

Ακόμα, το πάχος της στρώσης της θωράκισης είναι 0.11m (ώστε να χωράνε τουλάχιστον δύο στρώσεις ογκολίθων) και το πλάτος της στέψης του κυματοθραύστη είναι ίσο με $C=0.16m$ (ώστε να χωράνε τουλάχιστον τρεις ογκολίθοι στην στέψη). Κατά συνέπεια το πλάτος της βάσης του κυματοθραύστη είναι ίσο με $B=2.70m$. Επίσης, το πάχος της υπόστρωσης είναι ίσο με 0.05m.

Τέλος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3(γ), τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του τρίτου υπό εξέταση κυματοθραύστη είναι τα εξής:

- α) Διατομή τραπεζοειδής
- β) Επίπεδο στέψης στη στάθμη +0.23m από την στάθμη ηρεμούντος ύδατος
- γ) Επίπεδο βάσης στη στάθμη -0.50m από την στάθμη ηρεμούντος ύδατος
- δ) Ομοιόμορφη κλίση πρανών με τιμή 1:1.5

Επίσης, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 5.3(γ), ο κυματοθραύστης αυτός είναι ομογενής, δηλαδή αποτελείται από ένα μόνο υλικό. Όσον αφορά την κοκκομετρία του υλικού από το οποίο κατασκευάστηκε το Μοντέλο 3, είναι η εξής:

Πίνακας 5.2: Υλικά κατασκευής διατομών κυματοθραυστών Μοντέλων 1 και 2

ΥΛΙΚΑ				
			Διακύμανση κοκκομετρίας (cm)	
	Μάζα μέσου ογκολίθου (g)	Τυπική διάσταση ογκολίθου (cm)	Μάζα (g)	Διάσταση (cm)
ΘΩΡΑΚΙΣΗ	367	6	268 - 446	5.4 - 6.4

Ακόμα, το πλάτος της στέφνης του κυματοθραύστη είναι ίσο με $C=0.16m$ και το πλάτος της βάσης του είναι ίσο με $B=2.34m$.

Κατά την κατασκευή των μοντέλων και για την διευκόλυνση των παρατηρήσεων των ζημιών κατά τη διάρκεια των πειραμάτων, καθώς βασικός στόχος των πειραμάτων ήταν ο υπολογισμός της διαβρωμένης επιφάνειας κάθε διατομής μετά από κάθε κυματικό σενάριο, οι διάφορες στρώσεις υλικού (Πυρήνας - Υπόστρωση - Θωράκιση) βάφτηκαν με διαφορετικό χρώμα.

Έτσι, στα Μοντέλα 1 και 2 η υπόστρωση βάφτηκε με πράσινο χρώμα, η πρώτη στρώση της θωράκισης με μπλε και η δεύτερη εξωτερική στρώση της θωράκισης με κόκκινο χρώμα (Εικόνες 5.5 και 5.6).



Εικόνα 5.5: Κατασκευή πυρήνα, υπόστρωσης και πρώτης στρώσης θωράκισης των Μοντέλων 1 και 2



Εικόνα 5.6: Κατασκευή δεύτερης στρώσης θωράκισης των Μοντέλων 1 και 2

Έπειτα, στο Μοντέλο 3, καθώς ο κυματοθραύστης που προσομοιώνεται είναι ομογενής βάφτηκε μόνο η εξωτερική στρώση του με μπλε χρώμα (Εικόνα 5.7).



Εικόνα 5.7: Κατασκευή Μοντέλου 3



(α)



(β)

Εικόνα 5.8: (α), (β) Τελική πειραματική διάταξη

Όπως φαίνεται στην παραπάνω Εικόνα 5.8, τοποθετήθηκαν δεξιά και αριστερά από τις διαχωριστικές λαμαρίνες σύρματα και συρματοκιβώτια για να είναι εφικτό να γίνεται μέτρηση του κύματος στον πίσω πόδα των κυματοθραυστών για τις ανάγκες άλλων μελετών του εργαστηρίου.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί πάλι ότι στο πλαίσιο των πειραμάτων έγινε η κατασκευή των τριών μοντέλων όπως ακριβώς περιγράφηκε παραπάνω, αλλά στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας μελετήθηκε μόνο το Μοντέλο 1 και αποκλειστικά ως προς την ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του και παρακάτω περιγράφονται όλα τα αποτελέσματα και συμπεράσματα που προέκυψαν αποκλειστικά γι' αυτό το μοντέλο.

5.2.3 Παραγωγή κυμάτων

Αρχικά, για τις τη διεξαγωγή των πειραμάτων παρήχθησαν μονοχρωματικοί κυματισμοί με ύψος κύματος της τάξης του $H=0.10m$ (εύρος ύψους κυματισμών από 0.094m έως 0.113m) και της τάξης του $H=0.12m$ (εύρος ύψους κυματισμών από 0.119m έως 0.14m) σε συνδυασμό με διάφορες περιόδους από $T=0.72sec$ έως $T=2.18sec$. Στη συνέχεια, παρήχθησαν τυχαίοι κυματισμοί φάσματος τύπου JONSWAP με χαρακτηριστικό ύψος κύματος της τάξης του $H_s=0.10m$ και $H_s=0.12m$ σε συνδυασμό με διάφορες μέσες περιόδους από $T_m=0.88sec$ έως $T_m=1.79sec$. Στον επόμενο Πίνακα 5.3, δίνονται αναλυτικά όλα τα σενάρια με τα χαρακτηριστικά ύψη κύματος H_s με τις αντίστοιχες μέσες περιόδους T_m των μονοχρωματικών και των τυχαίων κυματισμών που εξετάστηκαν. Επίσης, παρουσιάζεται και ο αριθμός των κυμάτων που παρήχθησαν σε κάθε κυματικό σενάριο.

Η συνολική διάρκεια κάθε κυματισμού ήταν 10min, διάρκεια αρκετή ώστε να μελετηθούν οι κρίσιμες συνθήκες όπου το επίπεδο ζημιών του προσήνεμου πρανούς μεγιστοποιείται λόγω της επίδρασης της περιόδου των προσπιπτόντων κυματισμών σε σχέση με τη γεωμετρία της κατασκευής, αλλά και η αντοχή των έργων. Έπειτα από κάθε κυματισμό διάρκειας $t=10min=600sec$ γινόταν παρατήρηση των ζημιών και λήψη φωτογραφιών για εμβαδομέτρηση της διαβρωμένης επιφάνειας του προσήνεμου πρανούς του Μοντέλου 1.

Πίνακας 5.3: Κυματικά σενάρια πειραμάτων

A/A	Χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s (m)	Μέση περίοδος κύματος T_m (sec)	Διάρκεια κυματισμού t (sec)	Αριθμός κυμάτων N_w
ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
M1	0.094	0.72	600	833
M2	0.105	0.76	600	789
M3	0.110	0.82	600	732
M4	0.104	0.83	600	723
M5	0.098	0.86	600	698
M6	0.113	0.86	600	698
M7	0.112	0.90	600	667
M8	0.104	0.99	600	606
M9	0.105	1.01	600	592
M10	0.109	1.03	600	585
M11	0.107	1.11	600	541
M12	0.094	1.19	600	504
M13	0.095	1.20	600	500
M14	0.098	1.46	600	411
M15	0.105	1.48	600	405
M16	0.105	1.86	600	323
M17	0.105	2.18	600	275
M18	0.119	0.80	600	750
M19	0.130	0.80	600	750
M20	0.127	0.82	600	732
M21	0.120	0.85	600	706

M22	0.130	0.89	600	674
M23	0.126	0.98	600	612
M24	0.126	1.09	600	553
M25	0.124	1.10	600	545
M26	0.140	1.12	600	536
M27	0.135	1.14	600	526
M28	0.134	1.17	600	513
M29	0.128	1.22	600	492
M30	0.140	1.30	600	462
M31	0.121	1.45	600	414
M32	0.130	1.85	600	324
M33	0.131	2.05	600	293
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
T1	0.100	0.88	600	682
T2	0.105	0.94	600	638
T3	0.095	0.95	600	632
T4	0.097	1.00	600	600
T5	0.105	1.19	600	504
T6	0.106	1.26	600	476
T7	0.091	1.31	600	458
T8	0.105	1.45	600	414
T9	0.108	1.70	600	353
T10	0.116	1.14	600	526
T11	0.133	1.18	600	508
T12	0.121	1.19	600	504
T13	0.124	1.46	600	411
T14	0.140	1.79	600	335

Πρέπει να σημειωθεί ότι όλοι οι κυματισμοί ήταν μη θραυόμενοι, όπως προέκυψε από τον έλεγχο για θραύση λόγω επιδράσεων του πυθμένα, αλλά κάποιοι κυματισμοί εμφάνισαν θραύση λόγω γεωμετρικής αστάθειας. Γεωμετρική είναι η αστάθεια που εμφανίζεται στο κύμα, σαν σώμα ρευστού, όταν ξεπεραστούν ορισμένα όρια στο σχήμα του, από γεωμετρική άποψη. Έχει σχέση με το ιξώδες και συντελεστή εσωτερικής τριβής. Το υψηλότερο σημείο στο οποίο μπορεί να κρατηθεί σε συνοχή ένα σώμα νερού σε τριγωνική παραμόρφωση, είναι η κορυφή ενός ισοσκελούς τριγώνου με γωνία μεγαλύτερη από 120° . Αν θεωρηθεί η κορυφή του κύματος σαν την κορυφή του τριγώνου, τότε ορίζεται μια παράμετρος, η καμπυλότητα του κύματος, σαν το λόγο του ύψους H ως προς το μήκος L . Ο λόγος αυτός, για να διατηρείται η γωνία της κορυφής μεγαλύτερη από 120° , δεν πρέπει να είναι μεγαλύτερος από $1/7$. Στην πράξη όμως δεν επιτυγχάνεται το θεωρητικό $1/7$ και θραύση συμβαίνει όταν ξεπεραστεί το $1/12$, δηλαδή το όριο για τη σταθερότητα του κύματος είναι:

$$\frac{H}{L} \leq \frac{1}{7} \quad \text{θεωρητική τιμή}$$

$$\frac{H}{L} \leq \frac{1}{12} \quad \text{συνήθης τιμή στην πράξη}$$

Στον Πίνακα 5.5 σημειώνεται σε ποια κυματικά σενάρια υπήρξε θραύση λόγω γεωμετρικής αστάθειας, δηλαδή σε ποια σενάρια ισχυε ότι: $H / L \leq 1/12$.

Το μήκος κύματος στα βαθιά προκύπτει από τη σχέση:

$$L_o = (gT^2) / (2\pi) \quad (5.2)$$

Αλλά, το μήκος κύματος στο ζητούμενο βάθος της δεξαμενής ($d=0.5m$) προκύπτει από τη σχέση:

$$\frac{d}{L_o} = \frac{d}{L} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (5.3)$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ο Πίνακας 5.4 στον οποίο παρουσιάζονται τα μήκη κύματος στο βάθος $d=0.5m$ της δεξαμενής κάθε κυματικού σεναρίου και αν το κάθε σενάριο εμφανίζει ή όχι γεωμετρική αστάθεια.

Πίνακας 5.4: Εμφάνιση γεωμετρικής αστάθειας

A/A	Χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s (m)	Μέση περίοδος κύματος T_m (sec)	Μήκος κύματος στα βαθιά L_o (m)	Μήκος κύματος σε βάθος $d=0.5m$ L (m)	Γεωμετρική αστάθεια
ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ					
M1	0.094	0.72	0.809	0.808	NAI
M2	0.105	0.76	0.902	0.901	NAI
M3	0.110	0.82	1.050	1.045	NAI
M4	0.104	0.83	1.076	1.069	NAI
M5	0.098	0.86	1.155	1.145	NAI
M6	0.113	0.86	1.155	1.145	NAI
M7	0.112	0.90	1.265	1.249	NAI
M8	0.104	0.99	1.530	1.485	OXI
M9	0.105	1.01	1.602	1.548	OXI
M10	0.109	1.03	1.640	1.579	OXI
M11	0.107	1.11	1.924	1.808	OXI
M12	0.094	1.19	2.211	2.023	OXI
M13	0.095	1.20	2.248	2.051	OXI
M14	0.098	1.46	3.328	2.728	OXI
M15	0.105	1.48	3.420	2.778	OXI
M16	0.105	1.86	5.402	3.706	OXI
M17	0.105	2.18	7.420	4.500	OXI
M18	0.119	0.80	0.999	0.996	NAI
M19	0.130	0.80	0.999	0.996	NAI
M20	0.127	0.82	1.050	1.045	NAI

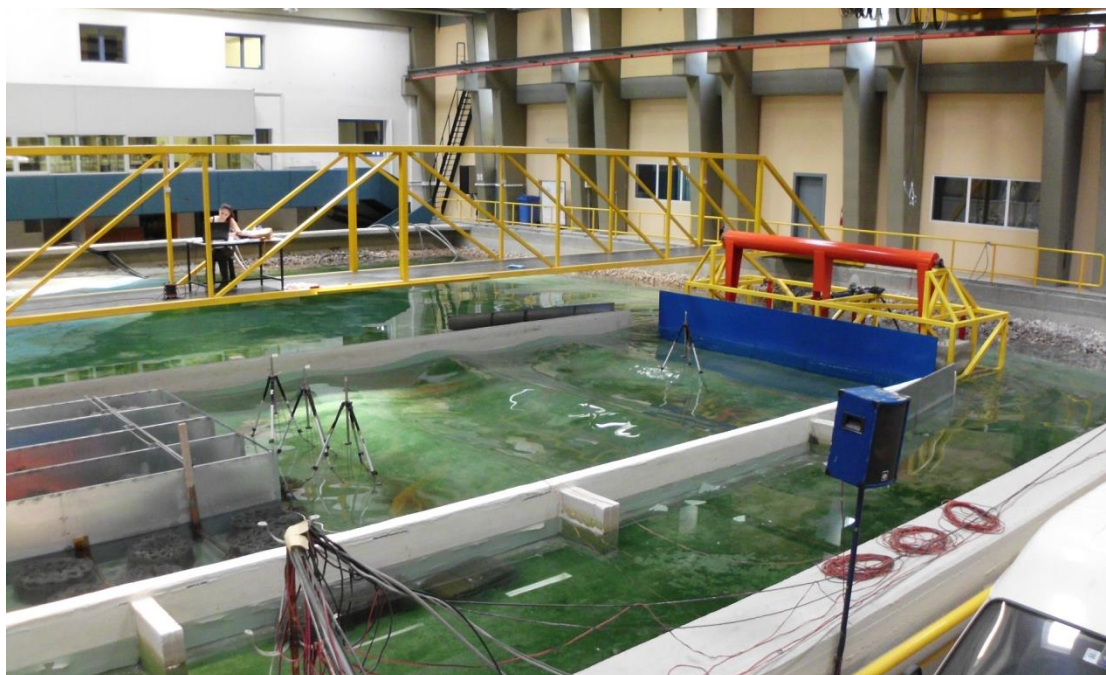
M21	0.120	0.85	1.128	1.120	NAI
M22	0.130	0.89	1.237	1.223	NAI
M23	0.126	0.98	1.499	1.461	NAI
M24	0.126	1.09	1.838	1.741	OXI
M25	0.124	1.10	1.889	1.779	OXI
M26	0.140	1.12	1.959	1.837	OXI
M27	0.135	1.14	2.029	1.891	OXI
M28	0.134	1.17	2.137	1.969	OXI
M29	0.128	1.22	2.324	2.103	OXI
M30	0.140	1.30	2.639	2.316	OXI
M31	0.121	1.45	3.283	2.703	OXI
M32	0.130	1.85	5.344	3.685	OXI
M33	0.131	2.05	6.561	4.184	OXI
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ					
T1	0.100	0.88	1.209	1.195	NAI
T2	0.105	0.94	1.380	1.355	OXI
T3	0.095	0.95	1.409	1.379	OXI
T4	0.097	1.00	1.561	1.514	OXI
T5	0.105	1.19	2.211	2.023	OXI
T6	0.106	1.26	2.479	2.205	OXI
T7	0.091	1.31	2.679	2.334	OXI
T8	0.105	1.45	3.283	2.703	OXI
T9	0.108	1.70	4.512	3.322	OXI
T10	0.116	1.14	2.029	1.891	OXI
T11	0.133	1.18	2.174	1.995	OXI
T12	0.121	1.19	2.211	2.023	OXI
T13	0.124	1.46	3.328	2.728	OXI
T14	0.140	1.79	5.003	3.546	OXI

5.3 Περιγραφή πειραματικής διαδικασίας και αποτελέσματα από την ανάλυση των πειραματικών δεδομένων

5.3.1 Μελέτη επιπέδου ζημιών μετά τη δράση μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας μελετήθηκε το Μοντέλο 1 ως προς την ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του μετά από τη δράση κυματικών σεναρίων μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών. Η συνολική διάρκεια κάθε κυματισμού ήταν 10min και έπειτα από κάθε κυματισμό γινόταν παρατήρηση και καταγραφή των ζημιών και λήψη φωτογραφιών για εμβαδομέτρηση της διαβρωμένης επιφάνειας του

προσήμενου πρανούς του Μοντέλου 1. Επίσης, μετά τη δράση κάθε κυματικού σεναρίου το μοντέλο επιδιορθώνονταν πριν ακολουθήσει το επόμενο σενάριο.



Εικόνα 5.9: Παραγωγή κυματικών σεναρίων

Όπως ενδεικτικά παρουσιάζεται παρακάτω στις Εικόνες 5.10, 5.11 και 5.12, για κάθε κυματικό σενάριο έγινε εμβαδομέτρηση της διαβρωμένης επιφάνειας του προσήμενου πρανούς του Μοντέλου 1 μέσα στην ενεργό ζώνη, στην οποία παρατηρήθηκε ότι συγκεντρώνεται το μεγαλύτερο μέρος των ζημιών. Η ενεργός ζώνη έχει πλάτος $2H_s$, καθώς το άνω όριο της βρίσκεται πάνω από τη Σ.Η.Θ. κατά H_s , ενώ το κάτω όριό της βρίσκεται κάτω από τη Σ.Η.Θ. κατά H_s (Kamali και Hashim, 2009).


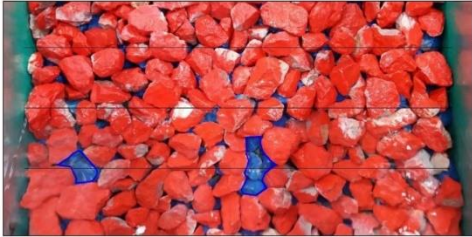

Στη συνέχεια, με βάση το εμβαδό της διαβρωμένης επιφάνειας (A) και τη μέση διάμετρο των ογκολίθων ($D_{n50}=0.052m$) υπολογίστηκε ο δείκτης ζημιών (S) στην επιφάνεια του προσήμενου πρανούς, για την εκτίμηση του μεγέθους των ζημιών σε θωράκιση από φυσικούς ογκολίθους.

Ο δείκτης ζημιών στην επιφάνεια του πρανούς ορίζεται ως εξής:

$$S = \frac{A}{D_{n50}^2} \quad (5.3)$$




Στα παραρτήματα Α.1 και Α.2 της παρούσας παρουσιάζονται όλες οι φωτογραφίες που ελήφθησαν μετά από κάθε κυματικό σενάριο και ο αντίστοιχος δείκτης ζημιών S , όπως αυτός υπολογίστηκε σύμφωνα με το εμβαδό της διαβρωμένης επιφάνειας του προσήμενου πρανούς.

Παρακάτω ενδεικτικά παρουσιάζονται οι φωτογραφίες των κυματικών σεναρίων Μ6 και Μ25 των μονοχρωματικών κυματισμών και του κυματικού σεναρίου Τ12 των τυχαίων κυματισμών (Εικόνες 5.10, 5.11 και 5.12) και στη συνέχεια στον Πίνακα 5.5, παρουσιάζεται ο δείκτης ζημιών, όπως υπολογίστηκε για κάθε κυματικό σενάριο.

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M6	0.113	0.86	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	1.78
				




Εικόνα 5.10: Διαβρωμένη επιφάνεια μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών ($H_s=0.113m$, $T_m=0.86sec$) διάρκειας $t=10min$

Στο κυματικό σενάριο M6, ο μονοχρωματικός κυματισμός που εξετάστηκε είχε χαρακτηριστικό ύψος $H_s=0.113m$ με μέση περίοδο $T_m=0.86sec$. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.10, πρόκειται για ένα σενάριο που είχε ως αποτέλεσμα μικρές ζημιές στο προσήνεμο πρανές του κυματοθραύστη και συγκεκριμένα την μετακίνηση τριών ογκολίθων με το δείκτη ζημιών να είναι ίσος με $S=1.78$.

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M25	0.124	1.10	<p>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</p>  <p>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</p> 	15.75
				

Εικόνα 5.11: Διαβρωμένη επιφάνεια μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών ($H_s=0.124m$, $T_m=1.10sec$) διάρκειας $t=10min$

Στο κυματικό σενάριο M25, ο μονοχρωματικός κυματισμός που εξετάστηκε είχε χαρακτηριστικό ύψος $H_s=0.124m$ με μέση περίοδο $T_m=1.10sec$. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.11, πρόκειται για ένα σενάριο που είχε ως αποτέλεσμα μεγάλες ζημιές στο προσήνεμο πρανές του κυματοθραύστη με μεγάλη διάβρωση και με αποκάλυψη τμήματος της υπόστρωσης. Ο δείκτης ζημιών υπολογίστηκε ίσος με $S=15.75$.

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T12	0.121	1.19	<p>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</p>  <p>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</p> 	8.98
				

Εικόνα 5.12: Διαβρωμένη επιφάνεια μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών ($H_s=0.121m$, $T_m=1.19sec$) διάρκειας $t=10min$

Στο κυματικό σενάριο M12, ο τυχαίος κυματισμός που εξετάστηκε είχε χαρακτηριστικό ύψος $H_s=0.121m$ με μέση περίοδο $T_m=1.19sec$. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 5.12, πρόκειται για ένα σενάριο που είχε ως αποτέλεσμα μεγάλες ζημιές στο προσήνεμο πρανός του κυματοθραύστη με το δείκτη ζημιών να είναι ίσος με $S=8.98$.

Στον παρακάτω Πίνακα 5.5, παρουσιάζεται ο δείκτης ζημιών στην επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς, όπως υπολογίστηκε για κάθε κυματικό σενάριο, καθώς και ο αριθμός Iribaren ξ κάθε κυματικού σεναρίου όπως υπολογίζεται από τη σχέση (2.3).

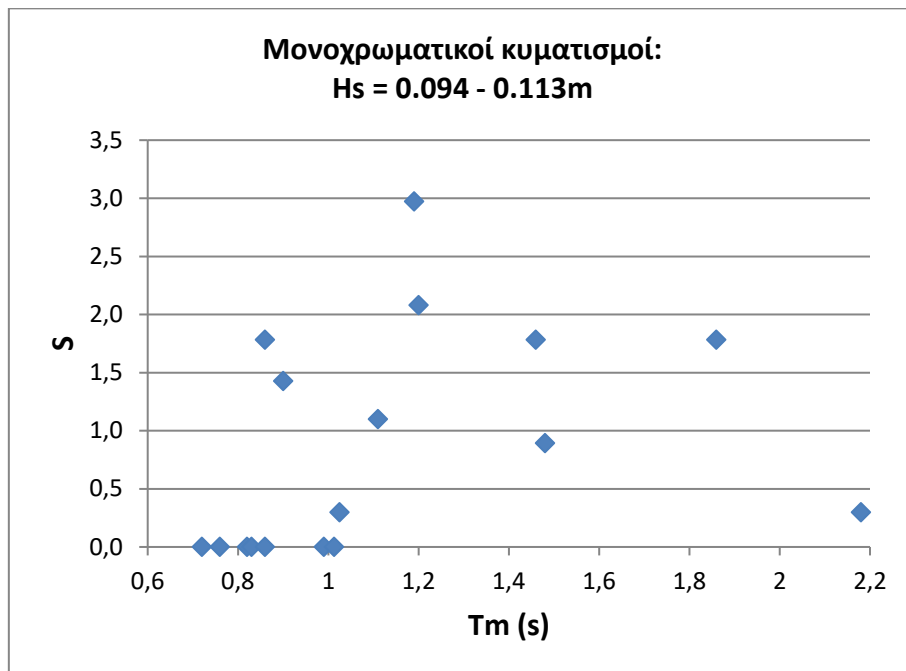
Πίνακας 5.5: Δείκτης ζημιών S στην επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς

A/A	Χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s (m)	Μέση περίοδος κύματος T_m (sec)	Αριθμός Iribaren ξ	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
M1	0.094	0.72	1.96	0.00
M2	0.105	0.76	1.95	0.00
M3	0.110	0.82	2.06	0.00
M4	0.104	0.83	2.14	0.00
M5	0.098	0.86	2.29	0.00
M6	0.113	0.86	2.13	1.78
M7	0.112	0.90	2.24	1.43
M8	0.104	0.99	2.56	0.00
M9	0.105	1.01	2.60	0.00

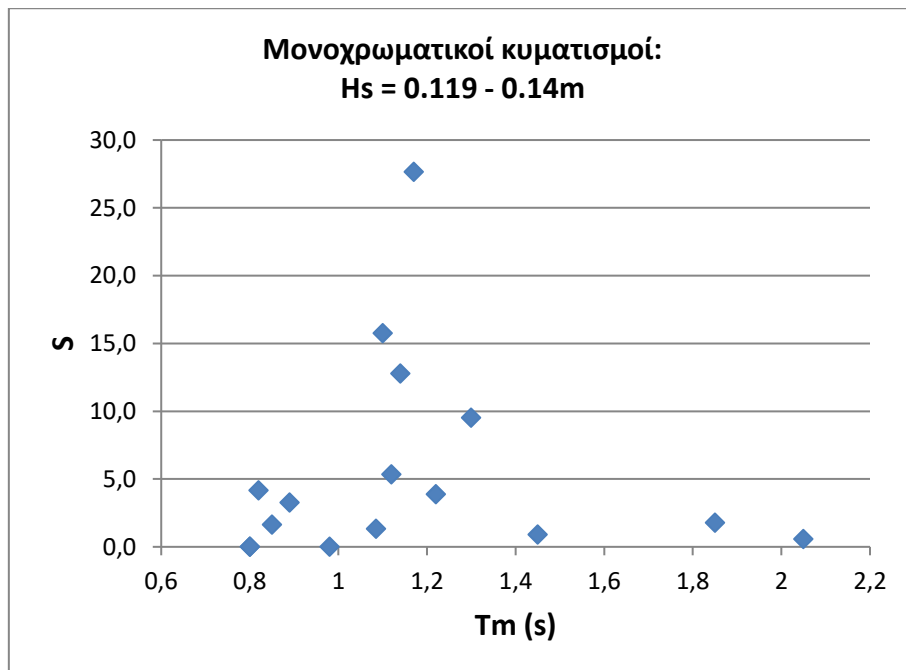
M10	0.109	1.03	2.59	0.30
M11	0.107	1.11	2.83	1.10
M12	0.094	1.19	3.23	2.97
M13	0.095	1.20	3.24	2.08
M14	0.098	1.46	3.88	1.78
M15	0.105	1.48	3.80	0.89
M16	0.105	1.86	4.78	1.78
M17	0.105	2.18	5.60	0.30
M18	0.119	0.80	1.93	0.00
M19	0.130	0.80	1.85	0.00
M20	0.127	0.82	1.92	4.16
M21	0.120	0.85	2.04	1.64
M22	0.130	0.89	2.06	3.27
M23	0.126	0.98	2.30	0.00
M24	0.126	1.09	2.55	1.34
M25	0.124	1.10	2.60	15.75
M26	0.140	1.12	2.49	5.35
M27	0.135	1.14	2.58	12.78
M28	0.134	1.17	2.66	27.65
M29	0.128	1.22	2.84	3.86
M30	0.140	1.30	2.89	9.51
M31	0.121	1.45	3.47	0.89
M32	0.130	1.85	4.27	1.78
M33	0.131	2.05	4.72	0.57
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
T1	0.100	0.88	2.32	2.97
T2	0.105	0.94	2.42	3.86
T3	0.095	0.95	2.57	3.27
T4	0.097	1.00	2.68	1.28
T5	0.105	1.19	3.06	8.74
T6	0.106	1.26	3.22	5.17
T7	0.091	1.31	3.62	4.91
T8	0.105	1.45	3.73	3.48
T9	0.108	1.70	4.31	1.43
T10	0.116	1.14	2.73	6.36
T11	0.133	1.18	2.70	14.98
T12	0.121	1.19	2.85	8.98
T13	0.124	1.46	3.45	11.71
T14	0.140	1.79	3.99	6.78

Στα παρακάτω διαγράμματα (Σχήματα 5.4 έως 5.7) παρουσιάζεται η εξέλιξη του δείκτη ζημιών S σε σχέση με την αύξηση της μέσης περιόδου των κυματισμών Tm , ομαδοποιώντας τους μονοχρωματικούς κυματισμούς σε δύο ομάδες με βάση το χαρακτηριστικό ύψος κύματος Hs , από 0.094m έως 0.113m και από 0.119m έως 0.14m, και αντίστοιχα τους

τυχαίους κυματισμούς σε δύο ομάδες, με χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s από 0.091m έως 0.108m και από 0.116m έως 0.14m.



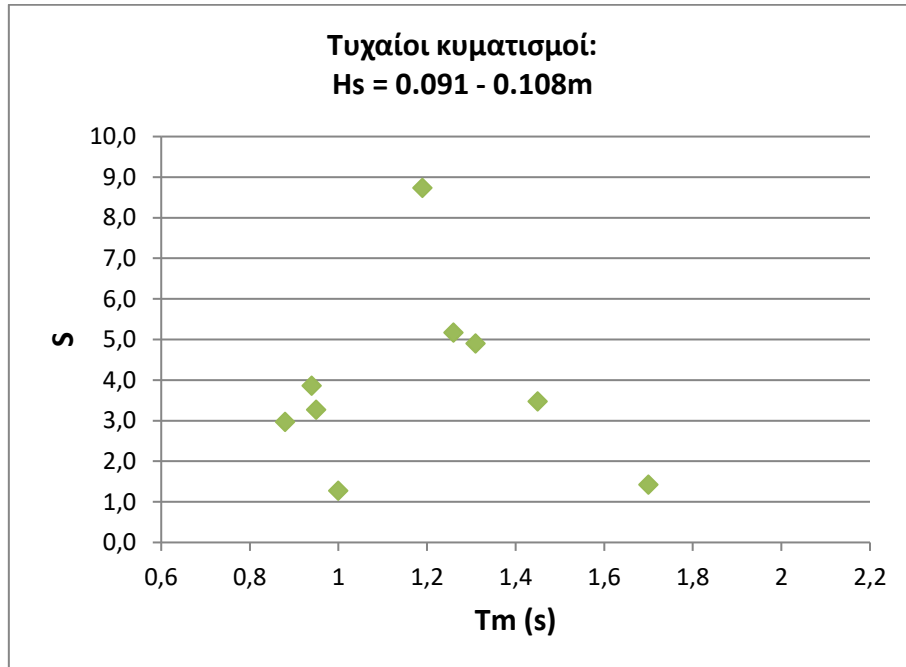
Σχήμα 5.4: Δείκτης ζημιών S μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών με $H_s=0.094-0.113m$ και διάρκειας $t=10min$



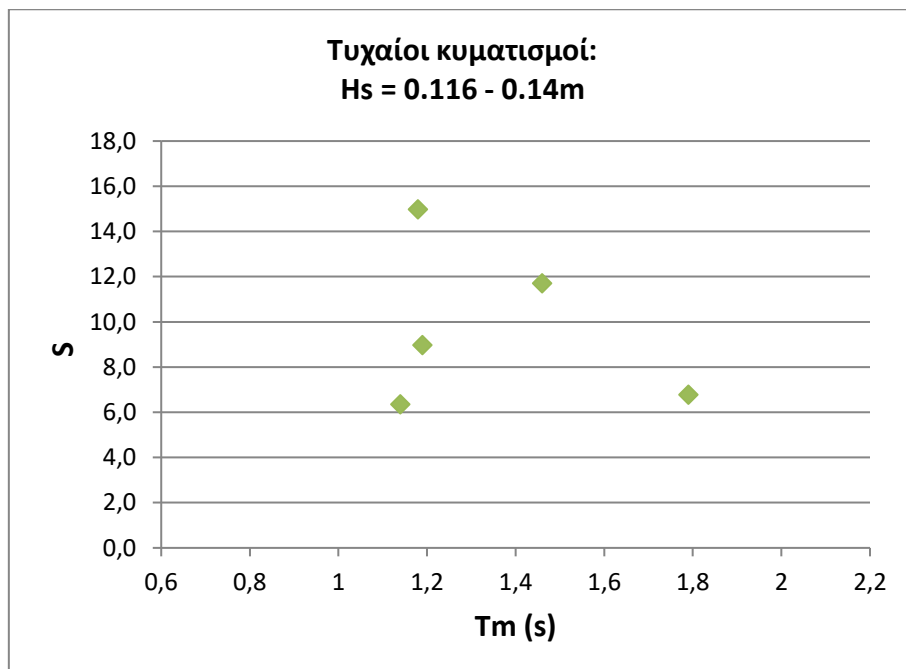
Σχήμα 5.5: Δείκτης ζημιών S μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών με $H_s=0.119-0.14m$ και διάρκειας $t=10min$

Όπως παρατηρείται στα Σχήματα 5.4 και 5.5, υπάρχει μία έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών S στο διάστημα όπου η μέση περίοδος T_m κυμαίνεται από 1.17 έως 1.19 sec, τόσο για τους μονοχρωματικούς κυματισμούς με μικρότερο χαρακτηριστικό ύψος H_s όσο και για αυτούς με μεγαλύτερο. Στους μονοχρωματικούς κυματισμούς με μεγαλύτερο ύψος H_s , ο δείκτης S λαμβάνει πολύ μεγαλύτερη μέγιστη τιμή ($S_{max}=27.65$) σε σχέση με την αντίστοιχη που

λαμβάνει για τους κυματισμούς με μικρότερο ύψος H_s ($S_{max}=2.97$), αλλά το σημείο όπου ο δείκτης S λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του κυμαίνεται μεταξύ $T_m=1.17-1.19sec$. Δηλαδή, η ανοδική τάση του δείκτη S (και όχι το απόλυτο μέγεθος του), στο διάστημα όπου η μέση περίοδος T_m κυμαίνεται από 1.17 έως 1.19 sec, φαίνεται να είναι ανεξάρτητη του ύψους κύματος H_s .



Σχήμα 5.6: Δείκτης ζημιών S μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.091-0.108m$ και διάρκειας $t=10min$



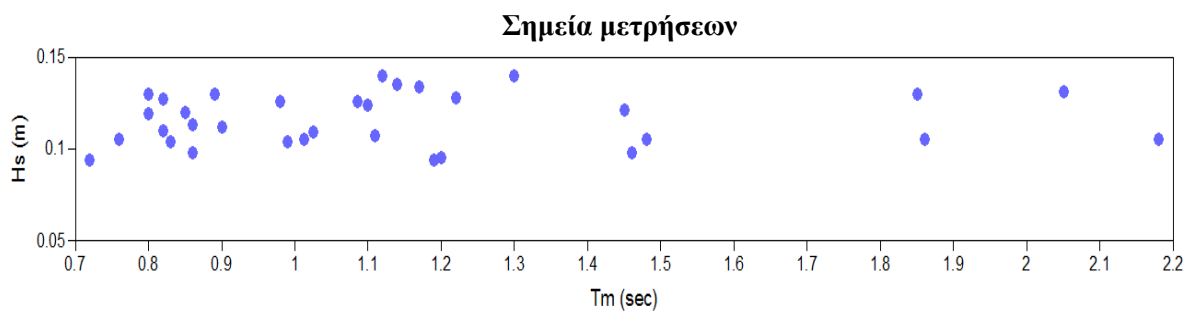
Σχήμα 5.7: Δείκτης ζημιών S μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.116-0.14m$ και διάρκειας $t=10min$

Στη συνέχεια, παρατηρώντας τα Σχήματα 5.6 και 5.7, διαπιστώνεται ότι πάλι υπάρχει μία έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών S στο διάστημα όπου η μέση περίοδος T_m κυμαίνεται από

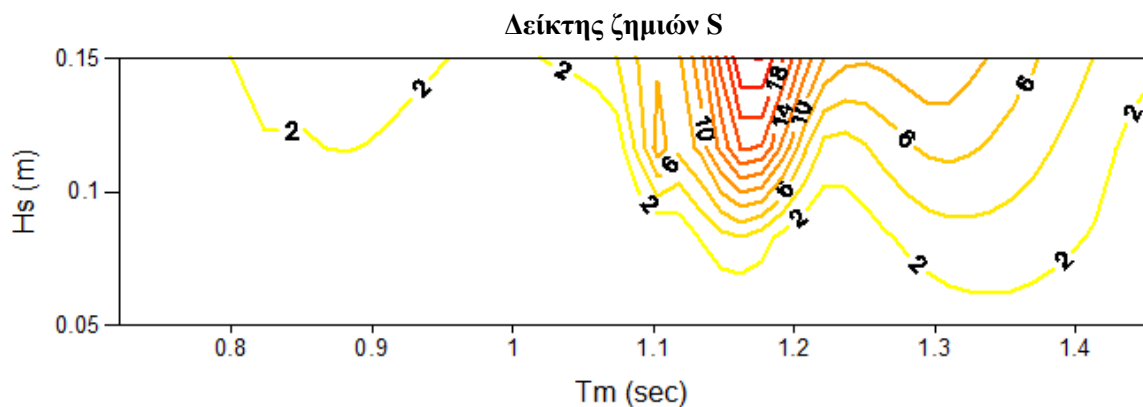
1.17 έως 1.19 sec, και για τους τυχαίους κυματισμούς. Στους τυχαίους κυματισμούς με μεγαλύτερο ύψος H_s , ο δείκτης S λαμβάνει μία αρκετά μεγαλύτερη μέγιστη τιμή ($S_{max}=14.98$) σε σχέση με την αντίστοιχη που λαμβάνει για τους κυματισμούς με μικρότερο ύψος H_s ($S_{max}=8.74$), αλλά πάλι το σημείο όπου ο δείκτης S λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του κυμαίνεται μεταξύ $T_m=1.17-1.19sec$. Δηλαδή, τόσο στους μονοχρωματικούς όσο και στους τυχαίους κυματισμούς, η ανοδική τάση του δείκτη S (και όχι το απόλυτο μέγεθος του), στο διάστημα όπου η μέση περίοδος T_m κυμαίνεται από 1.17 έως 1.19 sec, φαίνεται να είναι ανεξάρτητη του ύψους κύματος H_s .

Έπειτα, για να εξεταστεί καλύτερα η παραπάνω τάση που παρατηρήθηκε, στα παρακάτω Σχήματα 5.8 και 5.10 παρουσιάζονται τα σημεία (T_m, H_s) των μετρήσεων από τις οποίες προκύπτουν οι καμπύλες ίσης ζημιάς, όπως παρουσιάζονται στο Σχήματα 5.9 και 5.11, σε σχέση με την αλληλεπίδραση του χαρακτηριστικού ύψους και της μέσης περιόδου του κύματος στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη. Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι τα διαγράμματα των καμπυλών ίσης ζημιάς προκύπτουν για τις κυματικές περιόδους μέχρι $T_m=1.45 sec$, καθώς σε εκείνο το διάστημα τα σημεία μετρήσεων είναι αρκετά πυκνά ώστε να είναι αξιόπιστη η παρεμβολή που πραγματοποιείται.

Μονοχρωματικοί κυματισμοί διάρκειας $t=10min$



Σχήμα 5.8: Σημεία μετρήσεων μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών διάρκειας $t=10min$

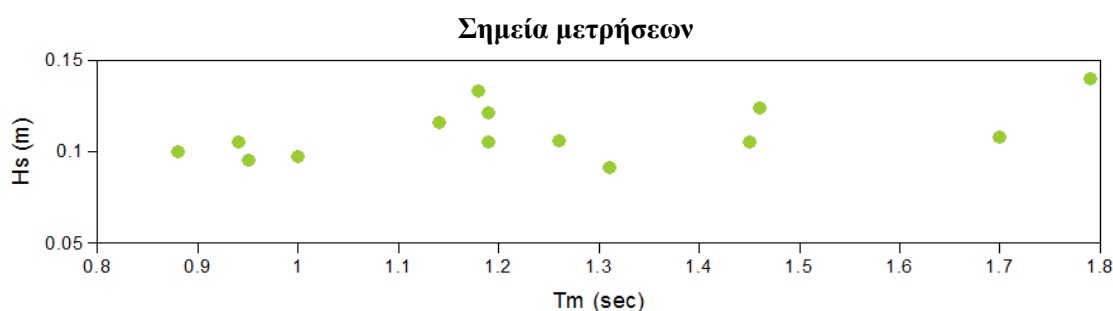


Σχήμα 5.9: Καμπύλη ίσης ζημιάς μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών διάρκειας $t=10min$

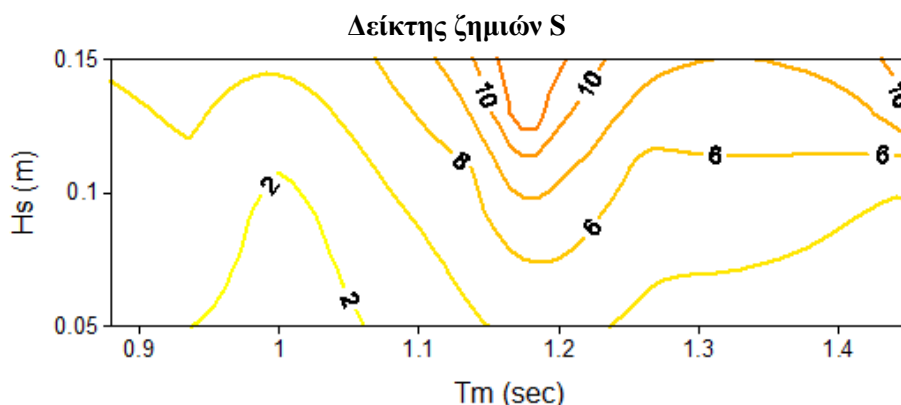
Στο Σχήμα 5.9, παρατηρείται ότι η αύξηση του ύψους κύματος επιφέρει μεγαλύτερη ζημιά στην κατασκευή, το οποίο είναι ευρέως αποδεκτό. Επίσης, παρατηρείται ότι στις μικρές περιόδους κυματισμού η περίοδος δεν επηρεάζει ιδιαίτερα τον δείκτη ζημιών αλλά καθώς η μέση κυματική περίοδος αυξάνεται και ιδιαίτερα αφού φτάσει τα 1.1sec, αρχίζει μια έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών, ο οποίος λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του στο διάστημα όπου

$T_m=1.17-1.19$ sec. Μετά από το διάστημα αυτό της μέσης περιόδου και καθώς η περίοδος συνεχίζει να αυξάνεται παρατηρείται έντονη μείωση του δείκτη ζημιών μέχρι το σημείο όπου η μέση περίοδος είναι περίπου ίση με 1.2sec. Στη συνέχεια παρατηρείται άλλο ένα διάστημα μιας πιο ήπιας και πιο μικρής αύξησης του δείκτη ζημιών η οποία όμως δεν είναι ρεαλιστική καθώς στη περιοχή εκείνη δεν υπάρχουν πολλά σημεία μετρήσεων, όπως φαίνεται από το Σχήμα 5.8, και οι καμπύλες ίσης ζημιάς στο διάστημα εκείνο σχηματίζονται λόγω παρεμβολής. Αντίθετα, όπως παρατηρείται στο Σχήμα 5.8, στο διάστημα από $T_m=0.8$ έως 1.22 sec υπάρχουν πολλά πυκνά σημεία μετρήσεων και οι καμπύλες ίσης ζημιάς, που προκύπτουν από την παρεμβολή που γίνεται, είναι ρεαλιστικές.

Τυχαίοι κυματισμοί διάρκειας $t=10$ min



Σχήμα 5.10: Σημεία μετρήσεων μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10$ min



Σχήμα 5.11: Καμπύλη ίσης ζημιάς μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10$ min

Στο Σχήμα 5.11, πέρα από την αύξηση του δείκτη ζημιών που παρατηρείται με την αύξηση του ύψους κύματος κάτι το οποίο είναι ευρέως αποδεκτό, παρατηρείται ότι, όπως και στους μονοχρωματικούς κυματισμούς, στις μικρές περιόδους η περίοδος δεν επηρεάζει ιδιαίτερα τον δείκτη ζημιών αλλά καθώς η μέση κυματική περίοδος αυξάνεται και ιδιαίτερα αφού φτάσει τα 1.12sec, αρχίζει μια έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών, ο οποίος λαμβάνει και εδώ τη μέγιστη τιμή του στο διάστημα όπου $T_m=1.17-1.19$ sec. Μετά από το διάστημα αυτό και καθώς η περίοδος συνεχίζει να αυξάνεται παρατηρείται μείωση του δείκτη ζημιών μέχρι το σημείο όπου η μέση περίοδος είναι περίπου ίση με 1.26sec. Όπως παρατηρείται στο Σχήμα 5.10, στο διάστημα $T_m=0.9$ έως 1.3 sec υπάρχουν πολλά πυκνά σημεία μετρήσεων και έτσι οι καμπύλες ίσης ζημιάς, που προκύπτουν από την παρεμβολή που γίνεται, είναι ρεαλιστικές.

Συνολικά, λοιπόν, παρατηρείται μία έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών S στην επιφάνεια του πρανούς στο διάστημα όπου η μέση περίοδος T_m κυμαίνεται από 1.17 έως 1.19 sec, τόσο για

τους μονοχρωματικούς όσο και για τους τυχαίους κυματισμούς. Συμπεραίνεται λοιπόν πως στο διάστημα αυτό η περίοδος γίνεται κρίσιμη:

$$T_{m-crit} = 1.17 - 1.19 \text{ sec} \quad (5.4)$$

Συγκρίνοντας, την επίδραση της περιόδου στο δείκτη ζημιών για τους μονοχρωματικούς και τους τυχαίους κυματισμούς, παρατηρείται ότι η κρίσιμη περίοδος που ορίστηκε είναι πιο εμφανής στους μονοχρωματικούς κυματισμούς και ότι οι καμπύλες ίσων ζημιών είναι πυκνότερες και δείχνουν πιο έντονες μεταβολές του δείκτη ζημιών.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι, όπως παρατηρείται στον Πίνακα 5.5, στο κρίσιμο διάστημα $T_{m-crit} = 1.17 - 1.19 \text{ sec}$ όπου ο δείκτης ζημιών μεγιστοποιείται, ο αριθμός Iribaren ξ δεν βρίσκεται σε όλες τις περιπτώσεις μέσα στα όρια $2 \leq \xi \leq 3$, όπου σύμφωνα με τους Sawaragi et al. (1982) εμφανίζεται η κατάσταση του "καθ' ύψος" ημι-συντονισμού επί του πρανούς σε διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες (Κεφάλαιο 4 παράγραφος 4.2.3 της παρούσας). Όπως ήδη περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 4 της παρούσας, στις διαπερατές κεκλιμένες επιφάνειες, το φαινόμενο του "καθ' ύψος" συντονισμού επί του πρανούς δεν παρατηρήθηκε από τους Bruun και Günbak (1978), αλλά παρατηρήθηκε από τους Sawaragi et al. (1982) η κατάσταση του "καθ' ύψος" ημι-συντονισμού επί του πρανούς, η οποία όπως αναφέρθηκε παραπάνω δεν εμφανίζεται ξεκάθαρα στα πειραματικά μας αποτελέσματα.

Όπως περιγράφηκε αναλυτικά παραπάνω, ο δείκτης ζημιών S στην επιφάνεια του πρανούς υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση (5.3), με βάση το εμβαδό της διαβρωμένης επιφάνειας (A). Στη συνέχεια, υπολογίστηκε και ο δείκτης ζημιών στο εγκάρσιο στο πρανές επίπεδο με το εμβαδό της διαβρωμένης επιφάνειας σε τομή (A_e) (Σχήμα 2.18). Αυτός ο δείκτης ζημιών S_{cross} , στο εγκάρσιο στο πρανές επίπεδο, υπολογίστηκε σύμφωνα με τη σχέση (2.41) του Κεφαλαίου 2 της παρούσας εργασίας, όπως αυτός συμπεριλήφθηκε και στις σχέσεις του Van der Meer (1988) και ορίζεται ως εξής:

$$S_{cross} = \frac{A_e}{D_{n50}^2} \quad (5.5)$$

όπου: A_e : η επιφάνεια της διαβρωμένης επιφάνειας σε τομή

Έτσι, γίνεται υπολογισμός του μέγιστου δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ στο εγκάρσιο στο πρανές επίπεδο, όπως προέκυψε από την πειραματική διαδικασία, εμβαδομετρώντας τη μέγιστη διαβρωμένη επιφάνεια σε τομή (A_{e-max}) σε ζώνη πλάτους ID_{n50} .

Στον παρακάτω Πίνακα 5.6, παρουσιάζονται ο δείκτης ζημιών S στην επιφάνεια του πρανούς και ο μέγιστος δείκτης ζημιών στο εγκάρσιο στο πρανές επίπεδο $S_{cross-max}$, όπως προέκυψαν από την πειραματική διαδικασία για κάθε κυματικό σενάριο.

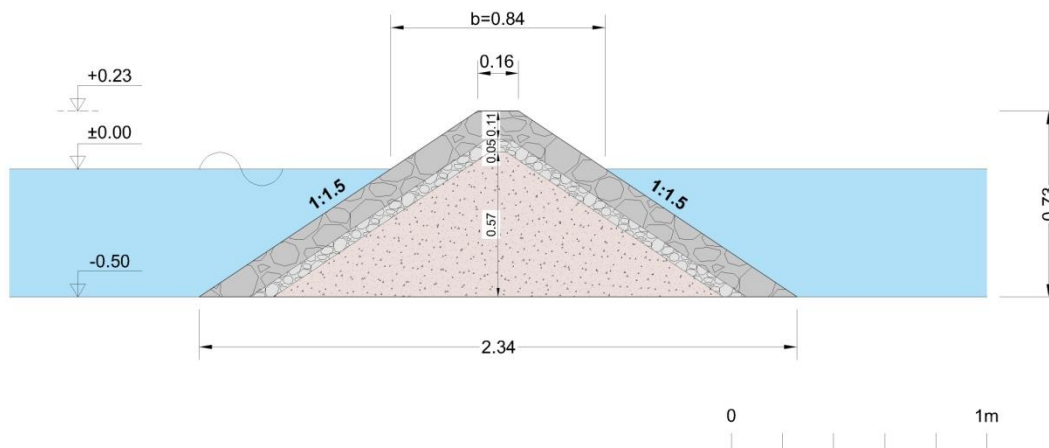
Πίνακας 5.6: Δείκτες ζημιών S και $S_{cross-max}$

A/A	Χαρακτηρ. ύψος κύματος H_s (m)	Μέση περίοδος κύματος T_m (sec)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S	Μέγιστος δείκτης ζημιών (στο εγκάρσιο στο πρανές επίπεδο) $S_{cross-max}$
ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
M1	0.094	0.72	0.00	0.00
M2	0.105	0.76	0.00	0.00
M3	0.110	0.82	0.00	0.00
M4	0.104	0.83	0.00	0.00
M5	0.098	0.86	0.00	0.00
M6	0.113	0.86	1.78	1.90
M7	0.112	0.90	1.43	1.93
M8	0.104	0.99	0.00	0.00
M9	0.105	1.01	0.00	0.00
M10	0.109	1.03	0.30	0.78
M11	0.107	1.11	1.10	0.91
M12	0.094	1.19	2.97	2.38
M13	0.095	1.20	2.08	1.78
M14	0.098	1.46	1.78	1.52
M15	0.105	1.48	0.89	0.74
M16	0.105	1.86	1.78	1.09
M17	0.105	2.18	0.30	0.81
M18	0.119	0.80	0.00	0.00
M19	0.130	0.80	0.00	0.00
M20	0.127	0.82	4.16	1.64
M21	0.120	0.85	1.64	1.02
M22	0.130	0.89	3.27	2.76
M23	0.126	0.98	0.00	0.00
M24	0.126	1.09	1.34	1.21
M25	0.124	1.10	15.75	4.31
M26	0.140	1.12	5.35	3.59
M27	0.135	1.14	12.78	4.47
M28	0.134	1.17	27.65	7.92
M29	0.128	1.22	3.86	3.09
M30	0.140	1.30	9.51	4.05
M31	0.121	1.45	0.89	1.00
M32	0.130	1.85	1.78	1.72
M33	0.131	2.05	0.57	1.59
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
T1	0.100	0.88	2.97	2.88
T2	0.105	0.94	3.86	2.29
T3	0.095	0.95	3.27	2.10
T4	0.097	1.00	1.28	1.95

T5	0.105	1.19	8.74	3.19
T6	0.106	1.26	5.17	2.69
T7	0.091	1.31	4.91	2.74
T8	0.105	1.45	3.48	1.55
T9	0.108	1.70	1.43	2.02
T10	0.116	1.14	6.36	2.93
T11	0.133	1.18	14.98	4.95
T12	0.121	1.19	8.98	3.69
T13	0.124	1.46	11.71	4.43
T14	0.140	1.79	6.78	2.84

Στο σημείο αυτό και μετά τον υπολογισμό του μέγιστου δείκτη ζημιών στο εγκάρσιο στο πρηνές επίπεδο, παρατηρείται από τον Πίνακα 5.6, ότι τόσο για τους μονοχρωματικούς όσο και για τους τυχαίους κυματισμούς, ο δείκτης ζημιών $S_{cross-max}$ λαμβάνει τις μέγιστες τιμές του στα ίδια κυματικά σενάρια με τον δείκτη ζημιών S στην επιφάνεια του πρηνούς, στο διάστημα δηλαδή όπου η περίοδος γίνεται κρίσιμη και ισχύει η σχέση (5.4).

Στη συνέχεια, αφού παρατηρήθηκε αυτή η έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών στο διάστημα όπου $Tm=1.17-1.19 sec$, επιχειρήθηκε η σύνδεση της επίδρασης της περιόδου στην ευστάθεια του προσήνεμου πρηνούς του κυματοθραύστη με μία γεωμετρική (κατασκευαστική) παράμετρο του κυματοθραύστη. Αυτή η γεωμετρική παράμετρος είναι το πλάτος b του κυματοθραύστη στη στάθμη ηρεμίας (Σ.Η.Θ.). Για τη σύνδεση των δύο αυτών παραμέτρων, η επίδραση της περιόδου εκφράστηκε μέσα από το μήκος κύματος L στον πόδα του έργου. Στο υπό εξέταση Μοντέλο 1 το πλάτος της διατομής στη Σ.Η.Θ. ήταν $b=0.84m$, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.12.



Σχήμα 5.12: Πειραματική διατομή Μοντέλου 1

Στον παρακάτω Πίνακα 5.7 παρουσιάζεται ο λόγος b/L για κάθε κυματικό σενάριο που εξετάστηκε.

Πίνακας 5.7: Λόγος b/L

A/A	Χαρακτηριστικό ύψος κύματος H _s (m)	Μέση περίοδος κύματος T _m (sec)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S	b/L
ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
M1	0.094	0.72	0.00	1.039
M2	0.105	0.76	0.00	0.933
M3	0.110	0.82	0.00	0.804
M4	0.104	0.83	0.00	0.786
M5	0.098	0.86	0.00	0.733
M6	0.113	0.86	1.78	0.733
M7	0.112	0.90	1.43	0.672
M8	0.104	0.99	0.00	0.566
M9	0.105	1.01	0.00	0.543
M10	0.109	1.03	0.30	0.532
M11	0.107	1.11	1.10	0.465
M12	0.094	1.19	2.97	0.415
M13	0.095	1.20	2.08	0.410
M14	0.098	1.46	1.78	0.308
M15	0.105	1.48	0.89	0.302
M16	0.105	1.86	1.78	0.227
M17	0.105	2.18	0.30	0.187
M18	0.119	0.80	0.00	0.843
M19	0.130	0.80	0.00	0.843
M20	0.127	0.82	4.16	0.804
M21	0.120	0.85	1.64	0.750
M22	0.130	0.89	3.27	0.687
M23	0.126	0.98	0.00	0.575
M24	0.126	1.09	1.34	0.482
M25	0.124	1.10	15.75	0.472
M26	0.140	1.12	5.35	0.457
M27	0.135	1.14	12.78	0.444
M28	0.134	1.17	27.65	0.427
M29	0.128	1.22	3.86	0.400
M30	0.140	1.30	9.51	0.363
M31	0.121	1.45	0.89	0.311
M32	0.130	1.85	1.78	0.228
M33	0.131	2.05	0.57	0.201
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
T1	0.100	0.88	0.88	0.703
T2	0.105	0.94	0.94	0.620
T3	0.095	0.95	0.95	0.609
T4	0.097	1.00	1.00	0.555

T5	0.105	1.19	1.19	0.415
T6	0.106	1.26	1.26	0.381
T7	0.091	1.31	1.31	0.360
T8	0.105	1.45	1.45	0.311
T9	0.108	1.70	1.7	0.253
T10	0.116	1.14	1.14	0.444
T11	0.133	1.18	1.18	0.421
T12	0.121	1.19	1.19	0.415
T13	0.124	1.46	1.46	0.308
T14	0.140	1.79	1.79	0.237

Από τον Πίνακα 5.7 παρατηρείται ότι όταν η μέση περίοδος λαμβάνει τις κρίσιμες τιμές της, τότε το πλάτος της διατομής του υπό μελέτη κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. προς το μήκος του κύματος στον πόδα του έργου, το οποίο είναι συνάρτηση της κυματικής περιόδου, εμφανίζει περίπου μία σταθερή τιμή για όλα τα ύψη κύματος που εξετάστηκαν. Δηλαδή, στο διάστημα $T_{m-crit}=1.17-1.19 sec$, ο λόγος b/L γίνεται κρίσιμος και ίσος με:

$$\left(\frac{b}{L}\right)_{crit} \approx 0.42 \quad (5.6)$$

Στους παράγοντες λοιπόν, οι οποίοι επηρεάζουν την ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς, πέρα από το χαρακτηριστικό ύψος του κύματος H_s και τη μέση κυματική περίοδο T_m , προστίθεται και ο λόγος του πλάτους της διατομής του υπό μελέτη κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. προς το μήκος του κύματος στον πόδα του έργου (b/L), το οποίο είναι συνάρτηση της κυματικής περιόδου.

Συμπεραίνεται, δηλαδή, ότι πέρα από τη μέση διάμετρο των ογκολίθων θωράκισης, την οποία υπολογίζουμε ώστε η κατασκευή να αντέχει σε ορισμένες κυματικές φορτίσεις, σημαντικό ρόλο παίζει και η γεωμετρία της κατασκευής, η οποία σε συνδυασμό με την κυματική περίοδο μπορεί να οδηγήσει σε "συντονισμό" μέσω της γεωμετρίας της κατασκευής.

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί ότι σε πρώτο στάδιο εξετάστηκε και εκτιμήθηκε η επίδραση του συνδυασμού της μέσης κυματικής περιόδου με το πλάτος $b=0.84m$ του κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. στην ευστάθεια του κυματοθραύστη αλλά, η επιρροή αυτή του b δεν έχει να κάνει μόνο με τη σχέση αυτή του πλάτους με το μήκος του προσπίπτοντος κύματος στον πόδα του έργου αλλά πιθανότατα παίζουν ρόλο και η διάμετρος των λίθων, το πορώδες και η διαβάθμιση των υλικών της θωράκισης, της υπόστρωσης και του πυρήνα καθώς και το πλάτος αυτών των στρώσεων στη Σ.Η.Θ..

5.3.2 Μελέτη εξέλιξης επιπέδου ζημιών μετά τη δράση μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10, 20$ και $30min$

Στη συνέχεια της πειραματικής διαδικασίας κάποια από τα παραπάνω κυματικά σενάρια μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών επαναλήφθηκαν, αρχικά με διάρκεια $t=10min$ και στη συνέχεια αφού παρατηρήθηκαν και καταγράφηκαν οι ζημιές του προσήνεμου πρανούς ακολούθησε το ίδιο κυματικό σενάριο με διάρκεια ξανά $t=10min$ χωρίς πρώτα να έχει γίνει




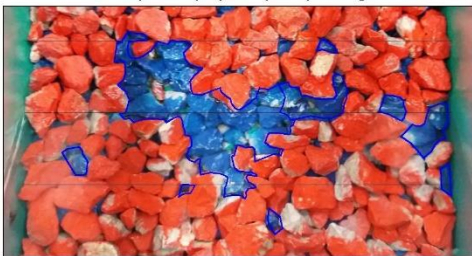

επιδιόρθωση των ζημιών του πρώτου 10λέπτου. Η διαδικασία αυτή επαναλήφθηκε ακόμα μία φορά. Έτσι, ουσιαστικά μελετήθηκαν οι αυξητικές ζημιές του προσήνεμου πρανούς μετά από την κυματική δράση διάρκειας $t=10min$, $20min$ και $30min$.

Τα κυματικά σενάρια τα οποία επαναλήφθηκαν για την διερεύνηση των αυξητικών ζημιών είναι τα σενάρια M12, M27 και M33 των μονοχρωματικών κυματισμών και τα σενάρια T3, T5 και T12 των τυχαίων κυματισμών.

Η διαδικασία που ακολουθήθηκε ήταν ίδια με τη παραπάνω, δηλαδή έπειτα από κάθε κυματισμό διάρκειας $t=10min$ γινόταν παρατήρηση και καταγραφή των ζημιών και λήψη φωτογραφιών για εμβαδομέτρηση της διαβρωμένης επιφάνειας μέσα στην ενεργό ζώνη του προσήνεμου πρανούς του Μοντέλου 1. Στη συνέχεια γινόταν κατά τα γνωστά και σύμφωνα με τη σχέση (5.3), ο υπολογισμός του δείκτη ζημιών S στην επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς, με βάση το εμβαδό της διαβρωμένης επιφάνειας (A).



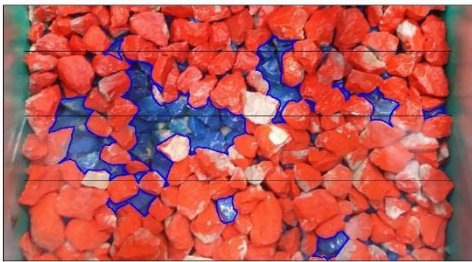
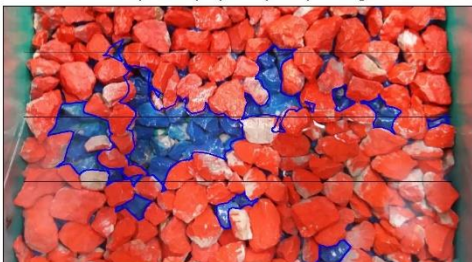

Στα παραρτήματα A.3 και A.4 της παρούσας παρουσιάζονται όλες οι φωτογραφίες που ελήφθησαν μετά από κάθε κυματικό σενάριο και ο αντίστοιχος δείκτης ζημιών S στην επιφάνεια του πρανούς, όπως αυτός υπολογίστηκε σύμφωνα με το εμβαδό της διαβρωμένης επιφάνειας του προσήνεμου πρανούς.

Παρακάτω ενδεικτικά παρουσιάζονται οι φωτογραφίες του κυματικού σεναρίου M27 των μονοχρωματικών κυματισμών και του κυματικού σεναρίου T12 των τυχαίων κυματισμών.

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M27	0.135	1.14	<i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 10 min</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 20 min</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 30 min</i> 	
			0  0.5m	

Εικόνα 5.13: Διαβρωμένη επιφάνεια μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών ($H_s=0.135m$, $T_m=1.14sec$) διάρκειας $t=10, 20$ και $30min$

Όπως παρατηρείται στην Εικόνα 5.13, μετά την κυματική δράση (μονοχρωματικού κυματισμού με $H_s=0.135m$ και $T_m=1.14sec$) διάρκειας $t=10min$, η διάβρωση της επιφάνειας του προσήνεμου πρανούς είναι εκτεταμένη και ο δείκτης ζημιών είναι ίσος με $S=12.78$. Μετά την ίδια κυματική δράση διάρκειας $t=20min$, η διαβρωμένη επιφάνεια αυξάνεται και ο δείκτης ζημιών γίνεται ίσος με $S=17.24$ και παραμένει ίδιος ακόμα και μετά την ίδια κυματική δράση διάρκειας $t=30min$. Παρατηρείται, δηλαδή, μία αύξηση του δείκτη ζημιών της τάξης του 35% από την κυματική δράση των 10min σε αυτή των 20min, αλλά μετά η διάβρωση του προσήνεμου πρανούς δεν εξελίσσεται άλλο και παραμένει σταθερή.

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ					
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S	
T12	0.121	1.19	<p>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</p>  <p>0.121 0.121</p>	8.98	
			<p>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 10 min</p>  <p>0.121 0.121</p>		
			<p>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 20 min</p>  <p>0.121 0.121</p>		13.02
			<p>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 30 min</p>  <p>0.121 0.121</p>		14.83
					

Εικόνα 5.14: Διαβρωμένη επιφάνεια μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών ($H_s=0.121m$, $T_m=1.19sec$) διάρκειας $t=10, 20$ και $30min$

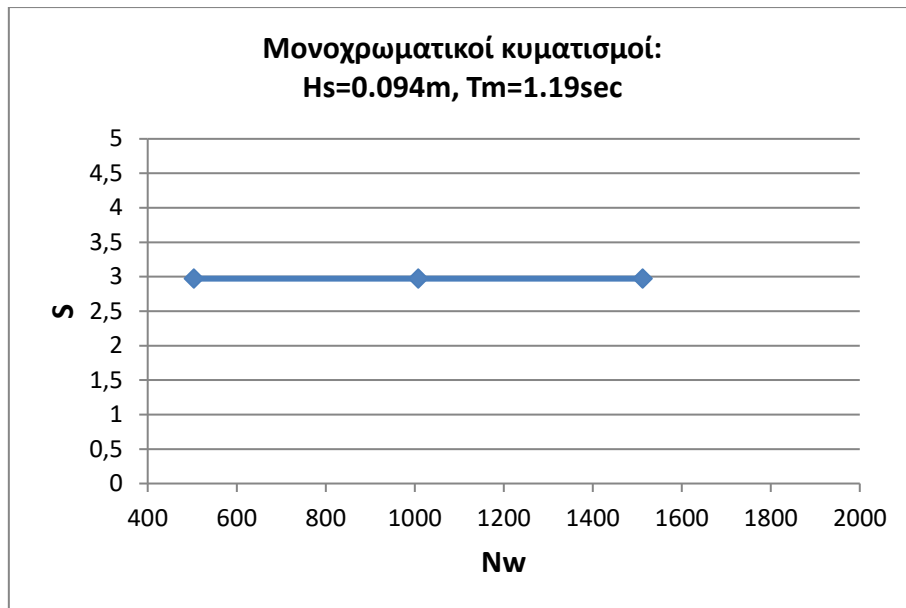
Στην Εικόνα 5.14, παρατηρείται ότι μετά την κυματική δράση (τυχαίου κυματισμού με $H_s=0.135m$ και $T_m=1.14sec$) διάρκειας $t=10min$, η διάβρωση της επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς είναι μεγάλη και ο δείκτης ζημιών υπολογίζεται ίσος με $S=8.98$. Μετά την ίδια κυματική δράση διάρκειας $t=20min$, η διαβρωμένη επιφάνεια αυξάνεται και ο δείκτης ζημιών γίνεται ίσος με $S=13.02$. Παρατηρείται, δηλαδή, μία αύξηση του δείκτη ζημιών της τάξης του 45% από την κυματική δράση των 10min σε αυτή των 20min. Στη συνέχεια, μετά την ίδια κυματική δράση διάρκειας $t=30min$, ο δείκτης ζημιών αυξάνεται επιπλέον κατά περίπου 14% και γίνεται ίσος με $S=14.83$.

Στον παρακάτω Πίνακα 5.8, παρουσιάζονται ο δείκτης ζημιών S στην επιφάνεια του πρανούς, όπως προέκυψε από την πειραματική διαδικασία για κάθε κυματικό σενάριο με διάρκεια $t=10, 20$ και $30min$ και ο αντίστοιχος αριθμός προσπιπτόντων κυμάτων $N_w=t/T_m$. Επίσης, υπολογίζεται η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων $\Delta S/\Delta N_w$.

Πίνακας 5.8: Εξέλιξη δείκτης ζημιών S στην επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς και κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων $\Delta S/\Delta N_w$

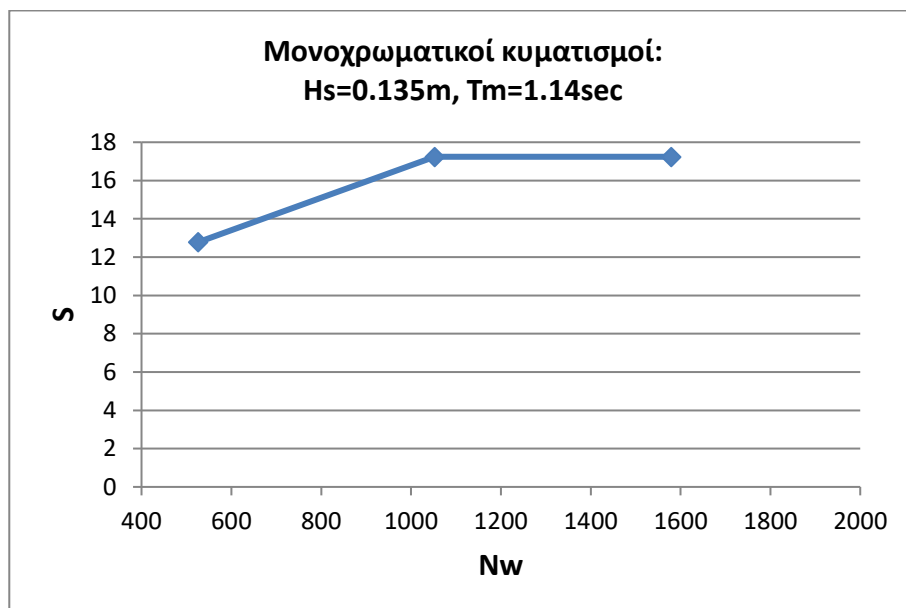
A/A	Χαρακτηρ. ύψος κύματος H_s (m)	Μέση περίοδος κύματος T_m (sec)	Διάρκεια κυματικής δράσης t (min)	Αριθμός κυμάτων N_w	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S	Κλίση καμπύλης δείκτη ζημιών $\Delta S/\Delta N_w$
ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ						
M12	0.094	1.19	10	504	2.97	
			20	1008	2.97	0.0000
			30	1512	2.97	0.0000
M27	0.135	1.14	10	526	12.78	
			20	1052	17.24	0.0085
			30	1578	17.24	0.0000
M33	0.131	2.05	10	292	0.57	
			20	585	0.57	0.0000
			30	878	0.57	0.0000
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ						
T3	0.095	0.95	10	631	3.27	
			20	1263	3.51	0.0004
			30	1894	3.89	0.0006
T5	0.105	1.19	10	504	8.74	
			20	1008	11.03	0.0045
			30	1512	11.80	0.0015
T12	0.121	1.19	10	504	8.98	
			20	1008	13.02	0.0080
			30	1512	14.83	0.0036

Στη συνέχεια, στα Σχήματα 5.7, 5.8 και 5.9, περιγράφεται η εξέλιξη του δείκτη ζημιών S για κάθε κυματικό σενάριο μονοχρωματικών κυματισμών που εξετάστηκε με διάρκεια $t=10, 20$ και $30min$ σε σχέση με τον αριθμό των προσπιπτόντων κυματισμών.



Σχήμα 5.13: Εξέλιξη δείκτη ζημιών S μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών με $H_s=0.094m$ και $T_m=1.19sec$

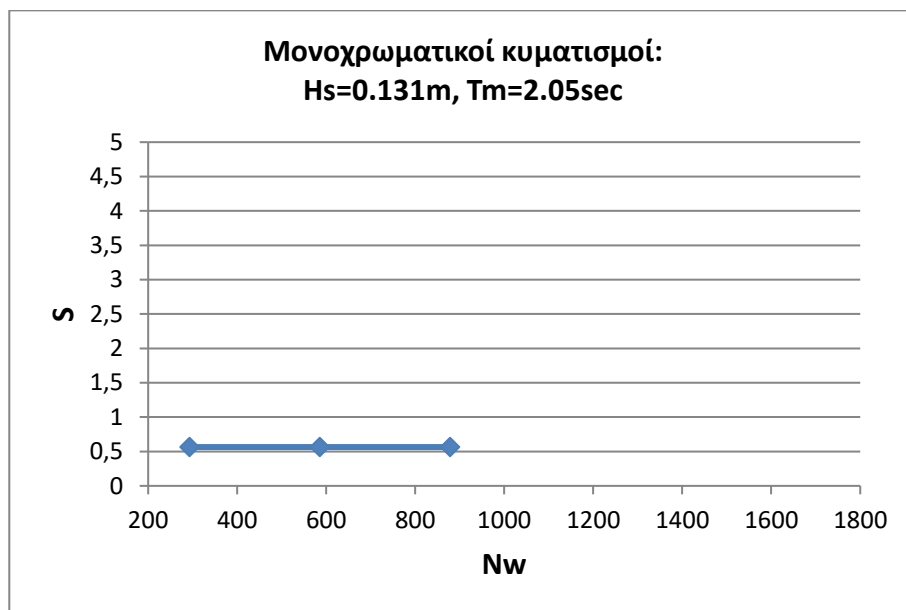
Στο παραπάνω Σχήμα 5.13, παρατηρείται πως ο δείκτης ζημιών S λαμβάνει μικρή τιμή ίση με $S=2.97$ και παραμένει σταθερός όσο αυξάνεται ο αριθμός των προσπίπτοντων κυματισμών από 504 σε 1512 κύματα. Στην περίπτωση αυτή, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι μηδενική $\Delta S/\Delta N_w=0$.



Σχήμα 5.14: Εξέλιξη δείκτη ζημιών S μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών με $H_s=0.135m$ και $T_m=1.14sec$

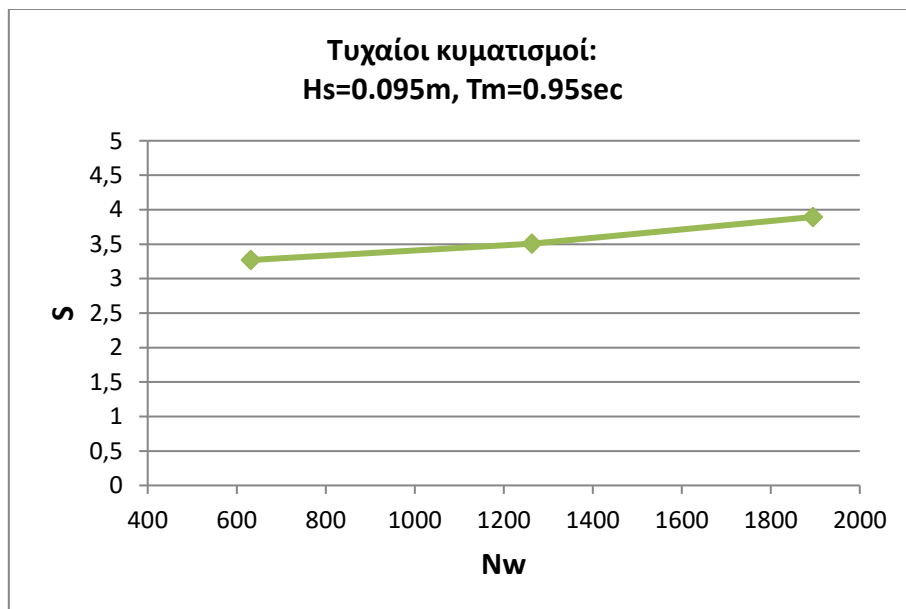
Αντίθετα με το προηγούμενο κυματικό σενάριο, στο Σχήμα 5.14 παρατηρείται πως ο δείκτης ζημιών S λαμβάνει αρχικά (μετά την πρόσπτωση 526 κυματισμών) μία μεγάλη τιμή ίση με $S=12.78$ και αυξάνεται και γίνεται ίσος με $S=17.24$ όταν οι προσπίπτοντες κυματισμοί φτάσουν τους 1052. Η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων σε αυτό το στάδιο είναι ίση με $\Delta S/\Delta N_w=0.0085$. Έπειτα, όμως,

παραμένει σταθερός καθώς η διάρκεια της κυματικής δράσης και ο αριθμός των προσπιπτόντων κυματισμών αυξάνονται και τότε $\Delta S/\Delta N_w=0$.



Σχήμα 5.15: Εξέλιξη δείκτη ζημιών S μετά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών με $H_s=0.131m$ και $T_m=2.05sec$

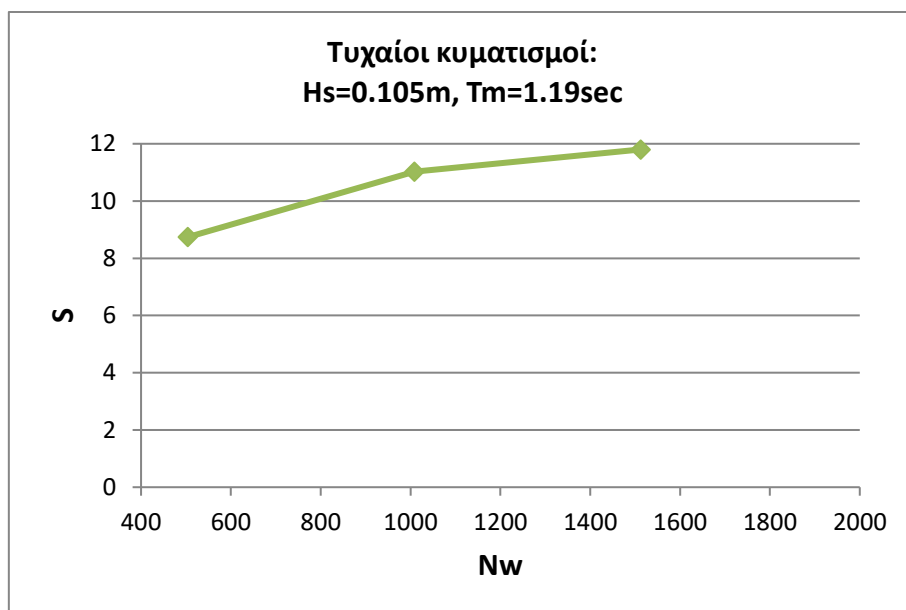
Στο Σχήμα 5.15, παρατηρείται ότι, όπως και στο Σχήμα 5.13, ο δείκτης ζημιών S λαμβάνει μικρή τιμή ίση με $S=0.57$ και παραμένει σταθερός όσο αυξάνεται ο αριθμός των προσπιπτόντων κυματισμών από 292 σε 878 κύματα. Στην περίπτωση αυτή, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι μηδενική $\Delta S/\Delta N_w=0$.



Σχήμα 5.16: Εξέλιξη δείκτη ζημιών S μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.095m$ και $T_m=0.95sec$

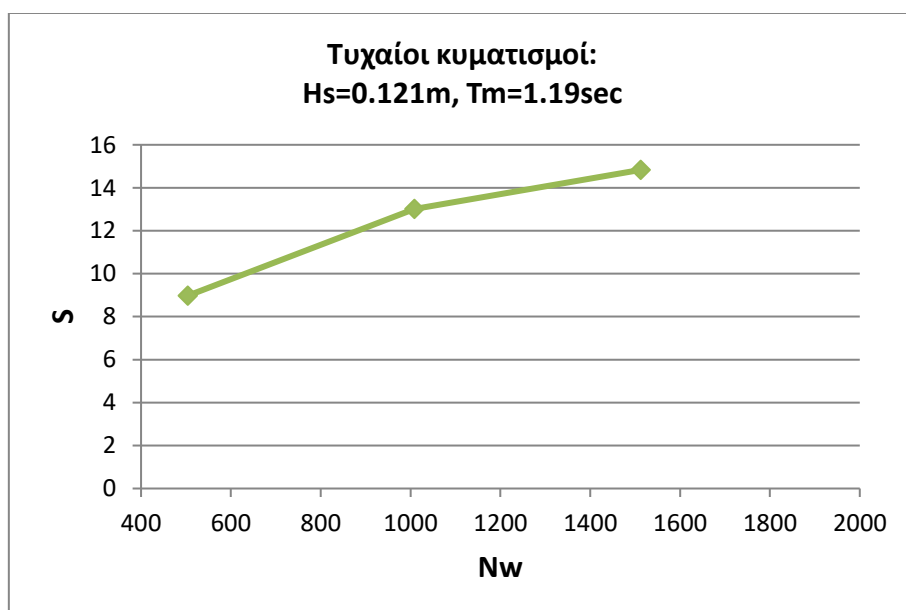
Στο Σχήμα 5.16, παρατηρείται πως ο δείκτης ζημιών S λαμβάνει αρχικά (μετά τη δράση 631 κυμάτων) μία μικρή τιμή ίση με $S=3.27$ και αυξάνεται και γίνεται ίσος με $S=3.51$ όταν οι

προσπίπτοντες κυματισμοί φτάσουν τους 1263. Η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων σε αυτό το στάδιο είναι ίση με $\Delta S/\Delta N_w=0.0004$. Έπειτα, μετά τη δράση 1894 κυματισμών ο δείκτης ζημιών αυξάνεται κι άλλο και γίνεται ίσος με $S=3.89$ και τότε $\Delta S/\Delta N_w=0.0006$.



Σχήμα 5.17: Εξέλιξη δείκτη ζημιών S μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.105m$ και $T_m=1.19sec$

Στο Σχήμα 5.17, παρατηρείται πως ο δείκτης ζημιών S λαμβάνει αρχικά (μετά τη δράση 504 κυμάτων) μία μεγάλη τιμή ίση με $S=8.74$ και αυξάνεται αρκετά και γίνεται ίσος με $S=11.03$ όταν οι προσπίπτοντες κυματισμοί φτάσουν τους 1008. Τότε, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι ίση με $\Delta S/\Delta N_w=0.0045$. Μετά τη δράση 1512 κυμάτων, ο δείκτης ζημιών αυξάνεται κι άλλο και γίνεται ίσος με $S=11.80$ και τότε $\Delta S/\Delta N_w=0.0015$.



Σχήμα 5.18: Εξέλιξη δείκτη ζημιών S μετά τη δράση τυχαίου κυματισμού με $H_s=0.121m$ και $T_m=1.19sec$ και διάρκειας $t=10, 20$ και $30min$

Τέλος στο Σχήμα 5.18, παρατηρείται πως ο δείκτης ζημιών S λαμβάνει μετά τη δράση 504 κυμάτων, πάλι μία μεγάλη τιμή ίση με $S=8.98$ και αυξάνεται και γίνεται ίσος με $S=13.02$ όταν η διάρκεια της κυματικής δράσης αυξηθεί και οι προσπίπτοντες κυματισμοί φτάσουν τους 1008. Τότε, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι ίση με $\Delta S/\Delta N_w=0.0080$. Μετά τη δράση 1512 κυμάτων, ο δείκτης ζημιών αυξάνεται κι άλλο και γίνεται ίσος με $S=14.83$ και τότε $\Delta S/\Delta N_w=0.0036$.

Συνολικά, μετά την μελέτη των παραπάνω σχημάτων που αφορούν την εξέλιξη του δείκτη ζημιών μετά την αύξηση της χρονικής διάρκειας της κυματικής δράσης μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών, δηλαδή μετά την αύξηση του αριθμού των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή, παρατηρούνται τα εξής:

Όσον αφορά τους μονοχρωματικούς κυματισμούς, που εξετάστηκαν στην παραπάνω πειραματική διαδικασία:

- Όταν ο δείκτης ζημιών ήταν μικρός μετά την πρώτη κυματική δράση διάρκειας $t=10min$ ($S<3$), τότε δεν σημειώθηκε αύξηση των ζημιών και δεν αυξήθηκε η διαβρωμένη επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς με την αύξηση της διάρκειας της κυματικής δράσης και ο δείκτης ζημιών S παρέμεινε σταθερός.
- Όταν ο δείκτης ζημιών ήταν μεγαλύτερος μετά την πρώτη κυματική δράση διάρκειας $t=10min$ ($S>10$), τότε σημειώθηκε αύξηση των ζημιών και της διαβρωμένης επιφάνειας του προσήνεμου πρανούς, και κατά συνέπεια αύξηση του δείκτη ζημιών S , με την αύξηση της διάρκειας της κυματικής δράσης σε $t=20min$. Αλλά στη συνέχεια, μετά την αύξηση της διάρκειας της κυματικής δράσης σε $t=30min$, δεν παρατηρήθηκε επιπλέον αύξηση της διαβρωμένης επιφάνειας και ο δείκτης ζημιών S παρέμεινε σταθερός.

Όσον αφορά τυχαίους κυματισμούς, που εξετάστηκαν στην παραπάνω πειραματική διαδικασία:

- Παρατηρήθηκε ότι ανεξάρτητα από την αρχική τιμή που έλαβε ο δείκτης ζημιών μετά την πρώτη κυματική δράση διάρκειας $t=10min$, υπήρξε μία αυξητική πορεία των ζημιών και της διαβρωμένης επιφάνειας όσο αυξανόταν η διάρκεια της κυματικής δράσης. Δηλαδή, με την αύξηση της διάρκειας της κυματικής δράσης αυξήθηκε και ο δείκτης ζημιών S , στην αρχή πιο έντονα και μετά πιο ήπια.

Σύμφωνα με τις παραπάνω παρατηρήσεις, συμπεραίνεται ότι κατά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών αν οι πρώτες ζημιές που εμφανιστούν στο προσήνεμο πρανές της διατομής του κυματοθραύστη είναι μικρής έκτασης, τότε η διατομή σταθεροποιείται σε ένα επίπεδο ζημιών και από εκεί και πέρα οι ζημιές αυτές δεν αυξάνονται με την αύξηση του αριθμού των κυματισμών που προσπίπτουν στην κατασκευή και ο δείκτης ζημιών S παραμένει σταθερός. Αν όμως κατά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών υπάρξει μία αξιοσημείωτη αρχική ζημία, τότε οι ζημιές που εμφανίζονται στο προσήνεμο πρανές της διατομής ακολουθούν μια αυξητική πορεία καθώς αυξάνεται η διάρκεια της κυματικής δράσης. Ουσιαστικά, παρατηρείται ότι σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς ενός κυματοθραύστη παίζει και ο παράγοντας της έκθεσης, πόσο δηλαδή εκτεθειμένος είναι ο κυματοθραύστης, μετά από μία αρχική ζημία, στους επόμενους κυματισμούς.

Όσον αφορά τώρα τους τυχαίους κυματισμούς που εξετάστηκαν, παρατηρήθηκε ότι οι ζημιές που εμφανίστηκαν στο προσήνεμο πρηνές της διατομής ακολούθησαν μια αυξητική πορεία, καθώς αυξήθηκε ο αριθμός των προσπιπτόντων κυμάτων, ακόμα και αν η αρχική ζημιά ήταν μικρής έκτασης. Αυτό μπορεί να αποδοθεί στο ότι, όταν ο κυματοθραύστης εκτίθεται σε τυχαίους κυματισμούς, η διατομή του δεν σταθεροποιείται μετά τις πρώτες ζημιές καθώς είναι εκτεθειμένη σε κυματισμούς με μεγαλύτερο εύρος υψών H και περιόδων T κύματος, που μπορεί να οδηγήσουν σε άλλου είδους ζημιά και σε άλλο σημείο της διατομής. Δηλαδή, στους τυχαίους κυματισμούς παρατηρείται ότι σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του προσήνεμου πρηνούς ενός κυματοθραύστη παίζει, όχι μόνο ο παράγοντας της έκθεσης, αλλά και της τυχειότητας των κυματισμών.

Έτσι λοιπόν, στους παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια κυματοθραυστών, όπως αυτοί αναφέρθηκαν παραπάνω (Hs , Tm και λόγος b/L), έρχεται να προστεθεί και η χρονική διάρκεια της κυματικής δράσης σε συνδυασμό με την τυχειότητα των κυματισμών και τον παράγοντα της έκθεσης.

6. Σχολιασμός θεωρητικών και πειραματικών προσεγγίσεων

6.1 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$ με άλλες προσεγγίσεις

Στην ενότητα αυτή γίνεται μια σύγκριση των αποτελεσμάτων και των παρατηρήσεων που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο με κάποιες από τις προσεγγίσεις που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 2. Πιο συγκεκριμένα, γίνεται σύγκριση του δείκτη ζημιών στο εγκάρσιο στο πρηνές επίπεδο, που προέκυψε από την πειραματική διαδικασία με τον αντίστοιχο δείκτη ζημιών, όπως αυτός υπολογίζεται σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) και τον Van Gent (2003).

6.1.1 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με διερεύνηση κατά Van der Meer (1988)

Όπως αναλύθηκε διεξοδικά στο Κεφάλαιο 2 και συγκεκριμένα στην παράγραφο Γ της ενότητας 2.3.6, ο Van der Meer (1988) κατέληξε σε δύο εξισώσεις ευστάθειας, εκ των οποίων η μια αφορά κύματα που εμφανίζουν θραύση στην κορυφή (θραύση εκτινάξεως - plunging breaking) (Σχέση (2.36)) και η άλλη αφορά κύματα που εμφανίζουν θραύση στη βάση (θραύση εφορμήσεως - surging breaking) (Σχέση (2.37)) και αναφέρονται στη θραύση επί του πρηνούς της κατασκευής.

Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 2, ο μέγιστος αριθμός κυμάτων N , για τον οποίο μπορούν να εφαρμοστούν οι σχέσεις του Van der Meer είναι $N \leq 7500$. Για μεγαλύτερο αριθμό κυμάτων η διατομή έχει παραμορφωθεί επαρκώς και έχει λάβει τη μορφή στην οποία ισορροπεί. Αυτό σημαίνει ότι ο δείκτης ζημιών για περισσότερα από 7500 κύματα μπορεί να βρεθεί χρησιμοποιώντας $N=7500$ στις εξισώσεις. Για μικρούς αριθμούς κυμάτων (μικρότεροι από 1000), οι εξισώσεις δίνουν μια μικρή υπερεκτίμηση της ζημίας, ειδικά αν $N \leq 500$. Επίσης, σύμφωνα με τον Van der Meer (2011), η αρχική ανάπτυξη των ζημιών ακολουθεί μια γραμμική μορφή για τα πρώτα 1000 κύματα.

Όπως φαίνεται και στον Πίνακα 5.3 του Κεφαλαίου 5, ο αριθμός των κυμάτων N_w είναι μικρότερος των 1000 κυμάτων για όλα τα κυματικά σενάρια που εξετάστηκαν. Έτσι λοιπόν, για να υπολογιστεί ο δείκτης ζημιών σύμφωνα με τον Van der Meer (1988), υπολογίζεται αρχικά ο δείκτης ζημιών S_1 σύμφωνα με τις σχέσεις (2.36) και (2.37) για $N=1000$ κύματα και μετά γραμμικά προκύπτει ο δείκτης ζημιών S_2 για τον πραγματικό αριθμό κυμάτων που αντιστοιχεί σε κάθε πειραματικό σενάριο.

Στην εξεταζόμενη περίπτωση του Μοντέλου 1, ισχύουν τα εξής:

$$\cot \alpha = 1.5$$

$$\rho_w = 1.00t / m^3$$

$$\rho_s = 2.20t / m^3$$

$$\Delta = (2.2/1.0) - 1 = 1.2$$

$$D_{n50} = 0.052m$$

$$P = 0.4 \text{ (σύμφωνα με το Σχήμα 2.19)}$$

Ο διαχωρισμός μεταξύ κυμάτων που θραύονται επί του πρανούς με θραύση εκτινάξεως και κυμάτων με θραύση εφορμήσεως για τους οποίους έχουν παραχθεί οι σχέσεις (2.36) και (2.37) γίνεται με τον υπολογισμό της κρίσιμης παραμέτρου ξ_{mc} , η οποία δίνεται από τη σχέση (2.39).

Έτσι λοιπόν για την εξεταζόμενη περίπτωση, έχουμε:

$$\tan a = 1/1.5 \text{ και } P = 0.4$$

Οπότε, από τη σχέση (2.39) προκύπτει: $\xi_{mc} = 4.42$.

Αν ισχύει $\xi_m < \xi_{mc}$, τότε πρόκειται για κύματα με θραύση εκτινάξεως (plunging waves) και ισχύει η σχέση (2.36). Ενώ αν $\xi_m > \xi_{mc}$, τότε πρόκειται για κύματα με θραύση εφορμήσεως (surging waves) και ισχύει η σχέση (2.37).

Επίσης, για την εκτίμηση του μεγέθους των ζημιών, ο Van der Meer (1988) προτείνει τη χρήση της αδιάστατης παραμέτρου S , που καλείται δείκτης ζημιών και έχει περιγραφεί αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2 από τη σχέση (2.41). Ο δείκτης αυτός ζημιών που χρησιμοποιεί ο Van der Meer (1988) αποτελεί τον δείκτη ζημιών στο εγκάρσιο στο πρανές επίπεδο (S_{cross}). Επίσης, σύμφωνα με τον Van der Meer (1988), θεωρείται ότι συμβαίνει έναρξη των ζημιών όταν $S=2$.

Γίνεται, λοιπόν, σύγκριση του δείκτη ζημιών S_2 , όπως αυτός υπολογίζεται από τον Van der Meer (1988), με τον μέγιστο δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$, όπως προέκυψε από την πειραματική διαδικασία (Πίνακας 5.6), εμβαδομετρώντας τη μέγιστη διαβρωμένη επιφάνεια σε τομή (A_{e-max}) σε ζώνη πλάτους $1D_{n50}$.

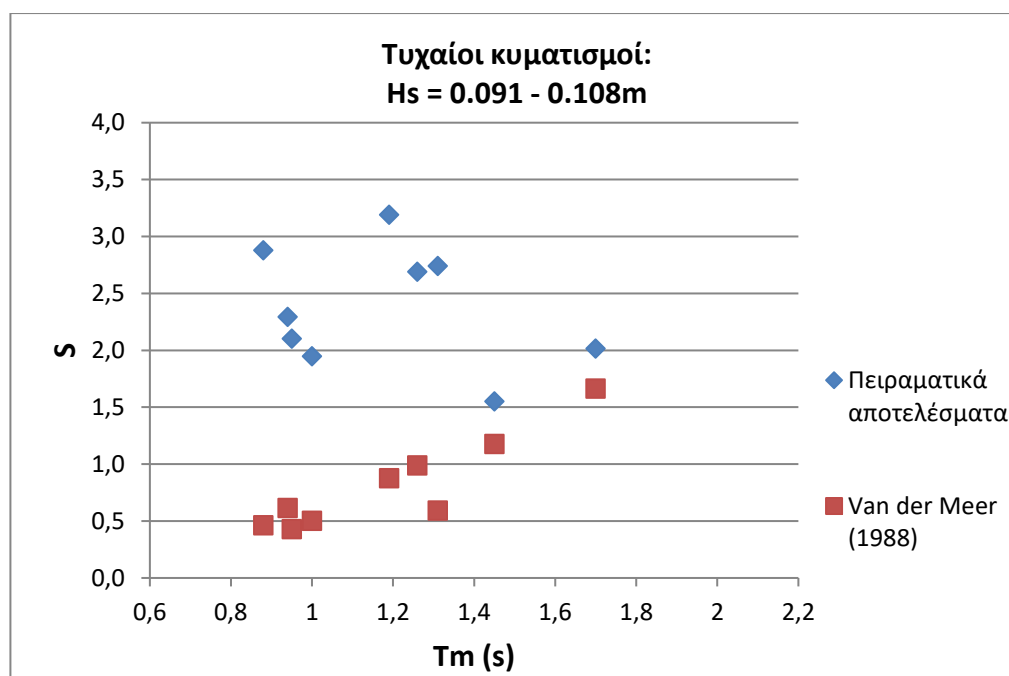
Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθεί ότι η παραπάνω σύγκριση γίνεται μόνο για τα σενάρια τυχαίων κυματισμών που εξετάστηκαν, καθώς οι σχέσεις του Van der Meer (1988) έχουν προκύψει για τυχαίους κυματισμούς.

Στον παρακάτω Πίνακα 6.1, παρουσιάζεται ο μέγιστος δείκτης ζημιών $S_{cross-max}$ κατά την πειραματική διερεύνηση, το είδος θραύσης κάθε κυματικού σεναρίου και ο αντίστοιχος δείκτης ζημιών S_2 , σύμφωνα με τον Van der Meer (1988).

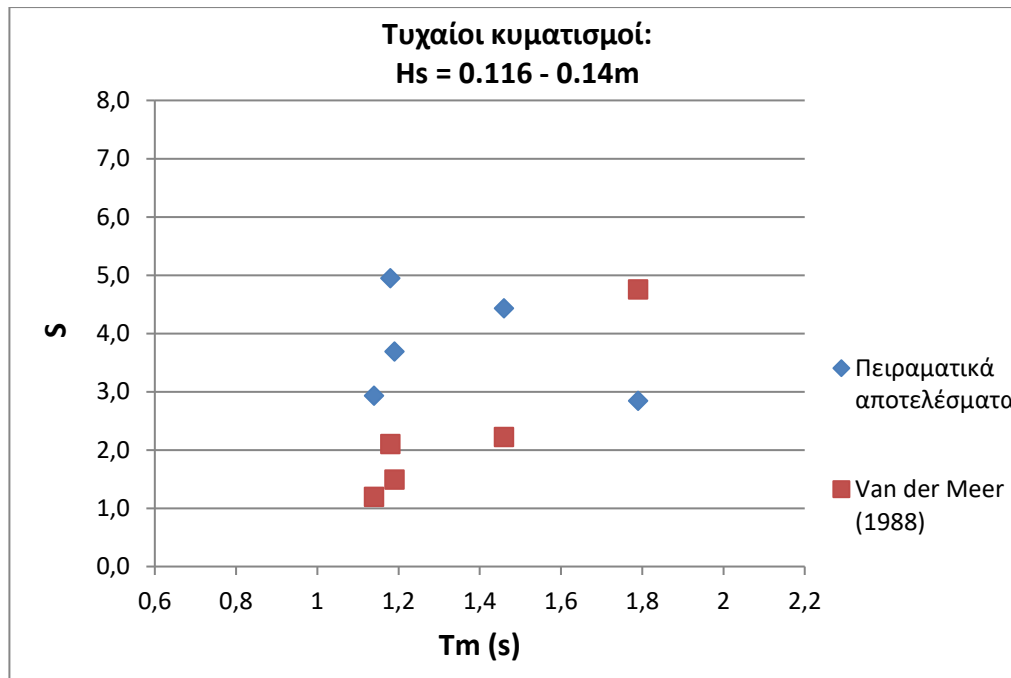
Στη συνέχεια, στα Σχήματα 6.1 και 6.2 παρουσιάζεται η εξέλιξη του δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ και του S_2 σε σχέση με την αύξηση της μέσης περιόδου των κυματισμών T_m , ομαδοποιώντας τους τυχαίους κυματισμούς σε δύο ομάδες, με χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s από 0.091m έως 0.108m και από 0.116m έως 0.14m.

Πίνακας 6.1: Δείκτης ζημιών σύμφωνα με την πειραματική διερεύνηση και με τον Van der Meer (1988)

A/A	H _s (m)	T _m (sec)	Πειραματικά αποτελέσματα	Αποτελέσματα κατά Van der Meer (1988)			
			S _{cross-max}	ξ _m	Είδος θραύσης	S ₁ (για N=1000)	S ₂ (γραμμικά από S ₁ για N=Nw)
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ							
T1	0.100	0.88	2.88	2.32	plunging	0.68	0.46
T2	0.105	0.94	2.29	2.42	plunging	0.96	0.62
T3	0.095	0.95	2.10	2.57	plunging	0.68	0.43
T4	0.097	1.00	1.95	2.68	plunging	0.84	0.50
T5	0.105	1.19	3.19	3.06	plunging	1.74	0.88
T6	0.106	1.26	2.69	3.22	plunging	2.08	0.99
T7	0.091	1.31	2.74	3.62	plunging	1.29	0.59
T8	0.105	1.45	1.55	3.73	plunging	2.85	1.18
T9	0.108	1.70	2.02	4.31	plunging	4.71	1.66
T10	0.116	1.14	2.93	2.73	plunging	2.27	1.19
T11	0.133	1.18	4.95	2.70	plunging	4.13	2.10
T12	0.121	1.19	3.69	2.85	plunging	2.96	1.49
T13	0.124	1.46	4.43	3.45	plunging	5.41	2.22
T14	0.140	1.79	2.84	3.99	plunging	14.19	4.76



Σχήμα 6.1: Σύγκριση δείκτη ζημιών S_{cross-max} και S₂ (Van der Meer, 1988) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με H_s=0.091-0.108m και διάρκεια t=10min



Σχήμα 6.2: Σύγκριση δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ και S_2 (Van der Meer, 1988) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.116-0.14m$ και διάρκειας $t=10min$

Στα παραπάνω σχήματα (6.1 και 6.2) παρατηρείται ότι υπάρχει απόκλιση μεταξύ των πειραματικών αποτελεσμάτων και της διερεύνησης του Van der Meer (1988).

Για να ποσοτικοποιηθεί αυτή η απόκλιση των πειραματικών αποτελεσμάτων από τα αποτελέσματα του Van der Meer (1988), εισάγεται η έννοια της μέσης απόλυτης ποσοστιαίας απόκλισης (mean absolute percentage deviation), η οποία συμβολίζεται με M και δίνεται από την σχέση:

$$M = \frac{100}{\nu} \sum_{i=1}^{\nu} \left| \frac{A_i - F_i}{A_i} \right| \quad (6.2)$$

όπου: ν : ο αριθμός των κυματικών σεναρίων

A_i : η εκτιμώμενη τιμή, η οποία εν προκειμένω είναι ο δείκτης ζημιών S_2 σύμφωνα με τον Van der Meer (1988)

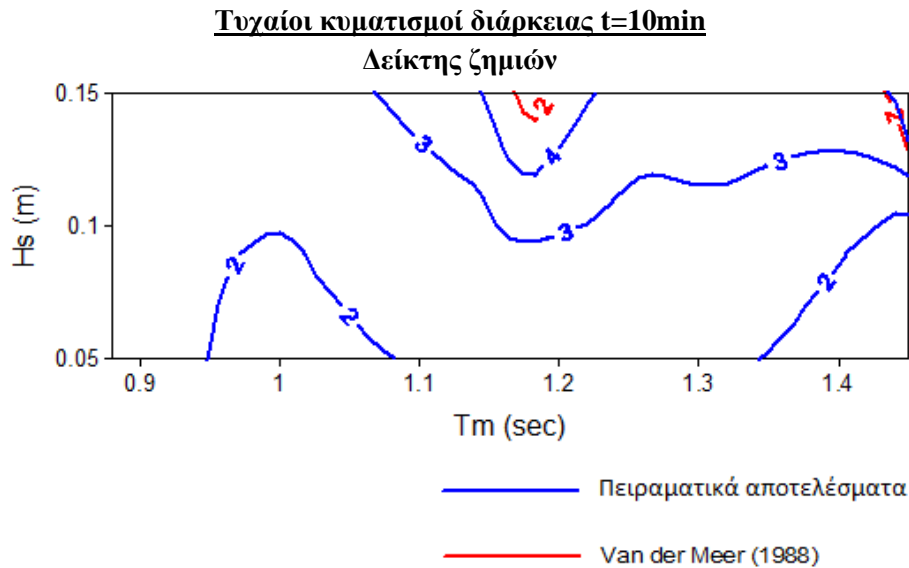
F_i : η παρατηρούμενη τιμή, η οποία εν προκειμένω είναι ο δείκτης ζημιών $S_{cross-max}$ που προέκυψε από την πειραματική διαδικασία

Εάν η μέση απόλυτη απόκλιση είναι μικρή, τότε οι παρατηρούμενες και οι εκτιμώμενες τιμές δε διαφέρουν πολύ, ενώ αν η μέση απόλυτη απόκλιση είναι μεγάλη τότε δε μπορούμε να ισχυρισθούμε ότι έχουμε μια καλή περιγραφή της σχέσης.

Στη συγκεκριμένη περίπτωση λοιπόν, υπολογίζεται για κάθε σενάριο ο λόγος $(S_2 - S_{cross-max})/S_2$ και στη συνέχεια υπολογίζεται το άθροισμα των λόγων αυτών και σύμφωνα με την παραπάνω σχέση (6.2) υπολογίζεται η μέση απόλυτη απόκλιση των πειραματικών αποτελεσμάτων από τα αποτελέσματα του Van der Meer (1988), η οποία προκύπτει ίση με $M = 206.46\%$.

Παρατηρείται, λοιπόν, ότι η μέση απόλυτη απόκλιση είναι αρκετά μεγάλη και για να γίνει πιο ξεκάθαρη σύγκριση των δύο προσεγγίσεων παρουσιάζονται παρακάτω (Σχήμα 6.3) οι

καμπύλες ίσης ζημιάς, όπως προέκυψαν από τα σημεία μετρήσεων που παρουσιάστηκαν στο Σχήμα 5.10, σε σχέση με την επίδραση του χαρακτηριστικού ύψους και της μέσης περιόδου του κύματος στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη. Στο παρακάτω διάγραμμα, λοιπόν, γίνεται σύγκριση των καμπυλών ίσης ζημιάς με δείκτη ζημιών $S \geq 2$, διότι τότε θεωρείται ότι γίνεται έναρξη των ζημιών, που προέκυψαν από την πειραματική διαδικασία και αυτών που προκύπτουν από την διερεύνηση του Van der Meer (1988).



Σχήμα 6.3: Σύγκριση καμπυλών $S_{cross-max}$ και S_2 (Van der Meer, 1988) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$

Όπως φαίνεται, λοιπόν, από το παραπάνω διάγραμμα, η διερεύνηση κατά Van der Meer (1988) εκτιμά μικρότερο δείκτη ζημιών απ' ό,τι η παρούσα πειραματική διερεύνηση και δεν δείχνει να λαμβάνει υπόψη της την αύξηση των ζημιών στο διάστημα όπου η περίοδος γίνεται κρίσιμη $T_{m-crit}=1.17-1.19\text{ sec}$. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του Van der Meer, ο δείκτης ζημιών ακολουθεί μια ανοδική πορεία καθώς η περίοδος αυξάνεται και μέχρι το σημείο μετάβασης από θραύση εκτινάξεως (plunging waves) σε θραύση εφορμήσεως (surging waves), το σημείο δηλαδή όπου ισχύει $\xi_m = \xi_{mc}$.

Στην πειραματική διαδικασία, όπως φαίνεται και στον Πίνακα 6.1, δεν εξετάστηκαν τυχαίοι κυματισμοί με μεγαλύτερες μέσες περιόδους που να οδηγούσαν σε θραύση εφορμήσεως των κυματισμών με $\xi_m > \xi_{mc}$. Οπότε, όπως παρατηρείται, ο δείκτης ζημιών σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) είχε μια ανοδική τάση με την αύξηση των περιόδων των κυματισμών, σε αντίθεση με το δείκτη ζημιών των πειραματικών αποτελεσμάτων, ο οποίος αυξάνεται καθώς αυξάνεται η μέση κυματική περίοδος και ιδιαίτερα αφού φτάσει τα 1.12sec, αρχίζει μια έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών, ο οποίος λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του στο διάστημα όπου $T_{m-crit}=1.17-1.19\text{ sec}$.

6.1.2 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με διερεύνηση κατά Van Gent (2003)

Όπως αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 2 της παρούσας εργασίας και συγκεκριμένα στην παράγραφο Ε της ενότητας 2.3.6, ο Van Gent (2003) ανέπτυξε μία εναλλακτική σχέση ευστάθειας, η οποία περιγράφεται από την σχέση (2.47). Στην σχέση αυτή δεν υπάρχει διαχωρισμός μεταξύ "κυμάτων με θραύση εκτινάξεως" (plunging waves) και "κυμάτων με θραύση εφορμήσεως" (surging waves) και ενσωματώνεται με άμεσο τρόπο η επίδραση της διαπερατότητας της κατασκευής με τη χρήση της διαμέτρου του υλικού του πυρήνα $D_{n50-core}$.

Στην εξεταζόμενη περίπτωση του Μοντέλου 1, ισχύουν τα εξής:

$$\cot \alpha = 1.5$$

$$\rho_w = 1.00t / m^3$$

$$\rho_s = 2.20t / m^3$$

$$\Delta = (2.2 / 1.0) - 1 = 1.2$$

$$D_{n50} = 0.052m$$

$$D_{n50-core} = 0.01m$$

$N = N_w =$ ο αριθμός των κυμάτων όπως παρουσιάζεται στον Πίνακα 5.3 του Κεφαλαίου 5 της παρούσας εργασίας

Για την εκτίμηση του μεγέθους των ζημιών, ο Van Gent (2003) χρησιμοποιεί και αυτός το δείκτη ζημιών S σύμφωνα με τη σχέση (2.41), ο οποίος αποτελεί τον δείκτη ζημιών στο εγκάρσιο στο πρηνές επίπεδο (S_{cross}).

Όπως και παραπάνω, αρχικά, γίνεται σύγκριση του δείκτη ζημιών S_3 , όπως αυτός υπολογίζεται από τον Van Gent (2003), με τον μέγιστο δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$, όπως προέκυψε από την πειραματική διαδικασία (Πίνακας 5.6).

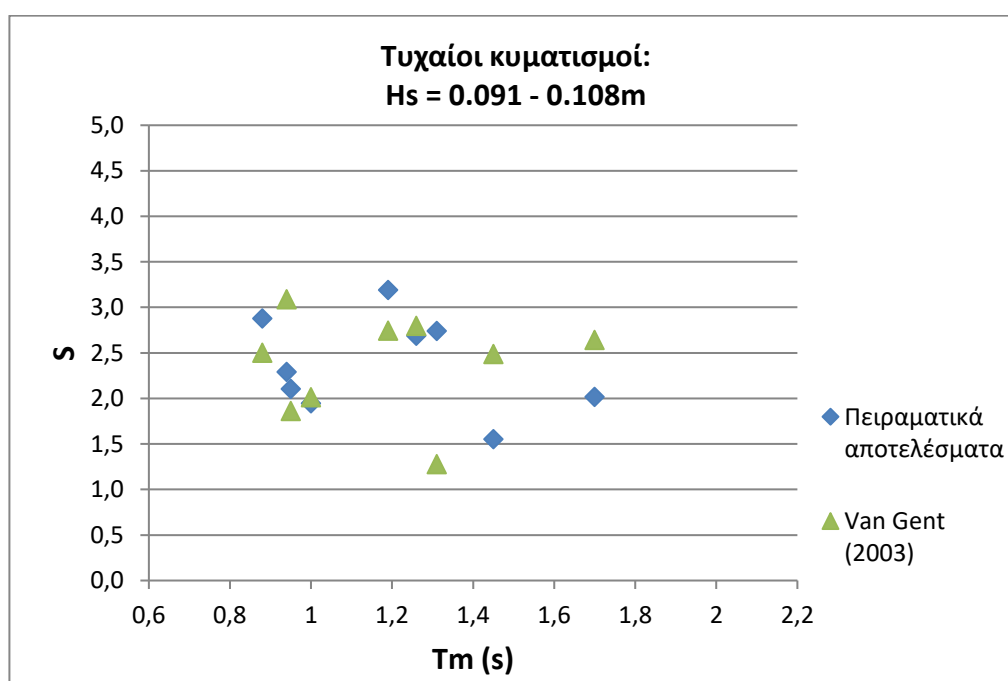
Η παραπάνω σύγκριση γίνεται μόνο για τα σενάρια τυχαίων κυματισμών που εξετάστηκαν, διότι η σχέση του Van Gent (2003), έχει προκύψει για τυχαίους κυματισμούς.

Στον παρακάτω Πίνακα 6.2, παρουσιάζεται ο μέγιστος δείκτης ζημιών $S_{cross-max}$ σύμφωνα με τα πειραματικά αποτελέσματα και ο αντίστοιχος δείκτης ζημιών S_3 , σύμφωνα με τον Van Gent (2003).

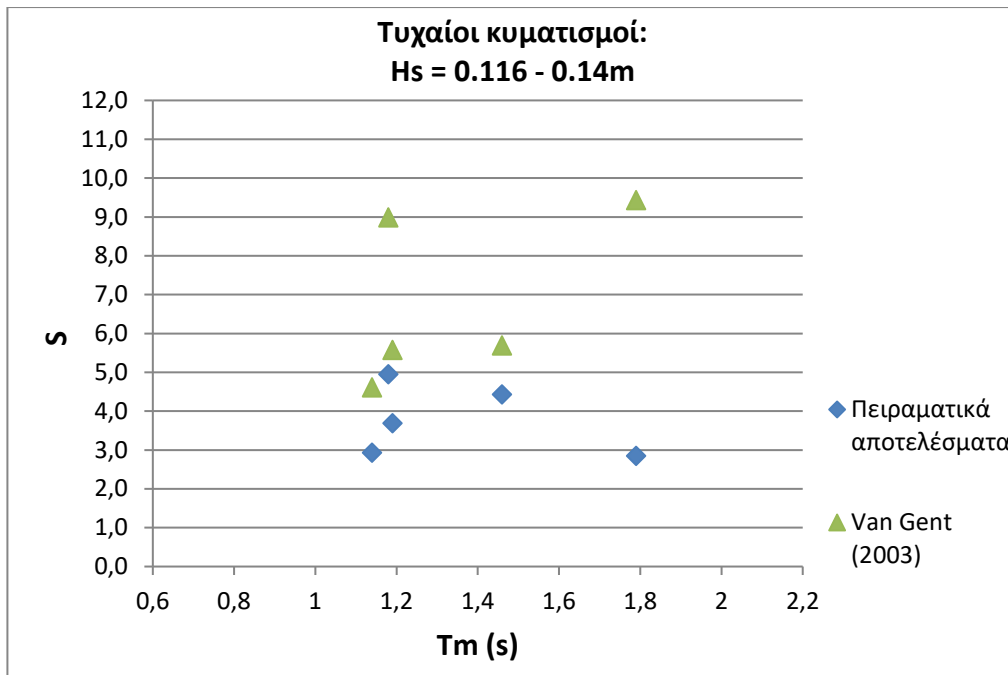
Εν συνεχεία, στα Σχήματα 6.4 και 6.5 παρουσιάζεται η εξέλιξη του δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ και του S_3 σε σχέση με την αύξηση της μέσης περιόδου των κυματισμών Tm , ομαδοποιώντας τους τυχαίους κυματισμούς σε δύο ομάδες, με χαρακτηριστικό ύψος κύματος Hs από 0.091m έως 0.108m και από 0.116m έως 0.14m.

Πίνακας 6.2: Δείκτης ζημιών σύμφωνα με την πειραματική διερεύνηση και τον Van Gent (2003)

A/A	H _s (m)	T _m (sec)	Πειραματικά αποτελέσματα	Αποτελέσματα κατά Van Gent (2003)
			S _{cross-max}	S ₃ (για N=N _w)
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
T1	0.100	0.88	2.88	2.50
T2	0.105	0.94	2.29	3.09
T3	0.095	0.95	2.10	1.86
T4	0.097	1.00	1.95	2.01
T5	0.105	1.19	3.19	2.74
T6	0.106	1.26	2.69	2.80
T7	0.091	1.31	2.74	1.28
T8	0.105	1.45	1.55	2.49
T9	0.108	1.70	2.02	2.64
T10	0.116	1.14	2.93	4.62
T11	0.133	1.18	4.95	8.99
T12	0.121	1.19	3.69	5.58
T13	0.124	1.46	4.43	5.69
T14	0.140	1.79	2.84	9.43



Σχήμα 6.4: Σύγκριση δείκτη ζημιών S_{cross-max} και S₃ (Van Gent, 2003) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με H_s=0.091-0.108m και διάρκειας t=10min



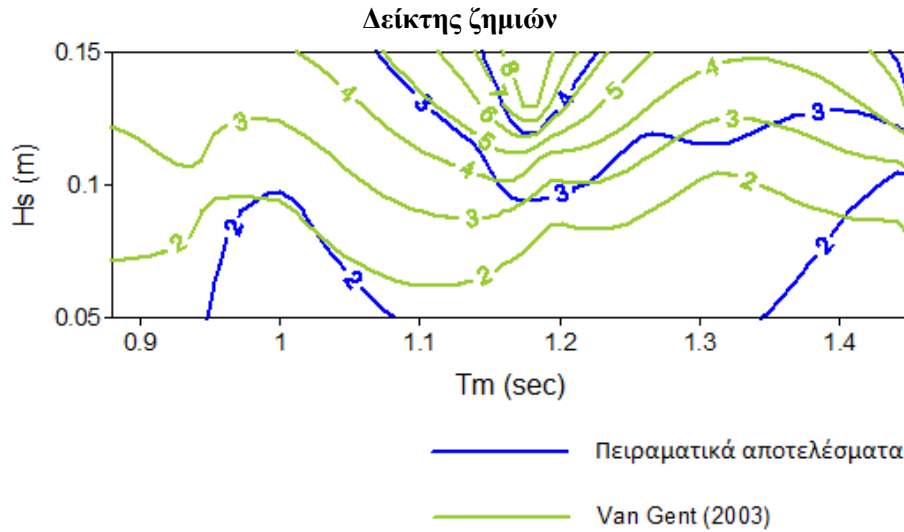
Σχήμα 6.5: Σύγκριση δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ και S_3 (Van Gent, 2003) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.116-0.14m$ και διάρκειας $t=10min$

Στα παραπάνω σχήματα (6.4 και 6.5) παρατηρείται ότι σε κάποια σενάρια υπάρχει μικρή απόκλιση μεταξύ των δύο προσεγγίσεων, αλλά σε άλλα όχι.

Όπως και παραπάνω, για να ποσοτικοποιηθεί αυτή η απόκλιση των πειραματικών αποτελεσμάτων από τα αποτελέσματα του Van Gent (2003), υπολογίζεται η μέση απόλυτη ποσοστιαία απόκλιση σύμφωνα με τη σχέση (6.2), η οποία προκύπτει ίση με $M = 32.87\%$.

Έπειτα, για να γίνει πιο ξεκάθαρη σύγκριση των δύο προσεγγίσεων, στο παρακάτω Σχήμα 6.6 παρουσιάζονται οι καμπύλες ίσης ζημιάς, όπως προέκυψαν από τα σημεία μετρήσεων που παρουσιάστηκαν στο Σχήμα 5.10. Και γίνεται σύγκριση των καμπυλών που προέκυψαν από την πειραματική διαδικασία και αυτών που προκύπτουν από την διερεύνηση του Van Gent (2003).

Τυχαίοι κυματισμοί διάρκειας $t=10\text{min}$



Σχήμα 6.6: Σύγκριση καμπυλών ίσης ζημιάς $S_{cross-max}$ και S_3 (Van Gent, 2003) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$

Όπως φαίνεται, λοιπόν, από το παραπάνω διάγραμμα, η διερεύνηση κατά Van Gent (2003) είναι αρκετά κοντά με την παρούσα μελέτη και δείχνει να λαμβάνει υπόψη της την αύξηση των ζημιών στο διάστημα όπου η περίοδος γίνεται κρίσιμη $T_{m-crit}=1.17-1.19\text{ sec}$, αλλά δίνει μία πιο έντονη μεταβολή και υψηλότερη εκτίμηση του δείκτη ζημιών στο διάστημα αυτό σε σχέση με τα πειραματικά αποτελέσματα. Σύμφωνα με την διερεύνηση του Van Gent, όπως και με την πειραματική διερεύνηση, καθώς η μέση κυματική περίοδος αυξάνεται και ιδιαίτερα αφού φτάσει τα 1.12sec , αρχίζει μια έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών, ο οποίος λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του στο διάστημα όπου $T_{m-crit}=1.17-1.19\text{ sec}$.

6.1.3 Συνολικές συγκρίσεις

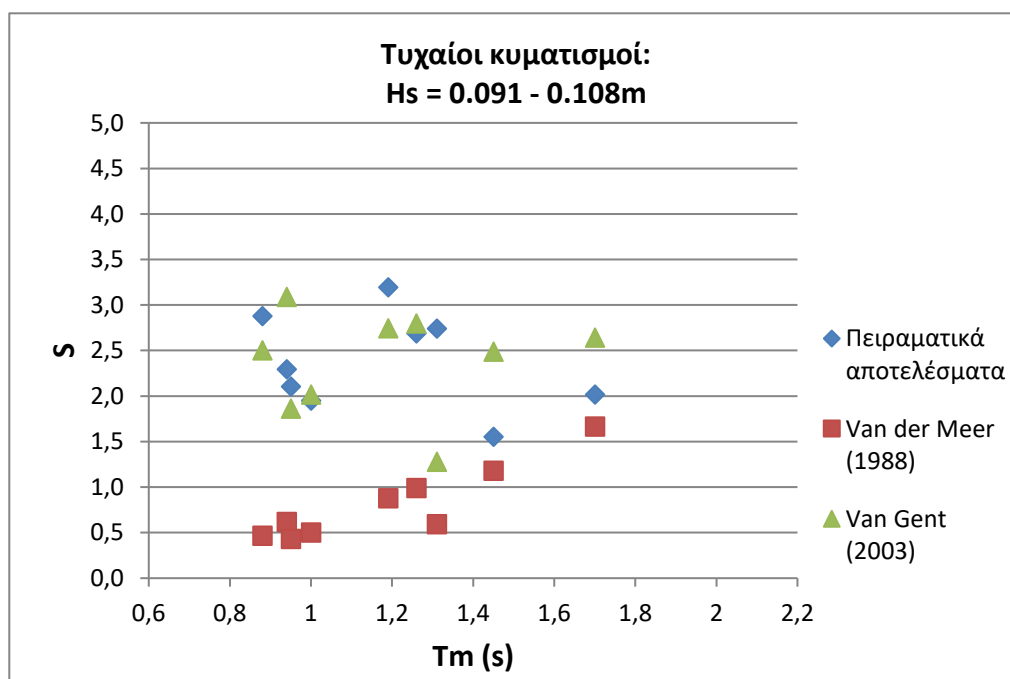
Στην ενότητα αυτή γίνεται μία συνολική σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων με τις δύο διερευνήσεις που περιγράφηκαν ξεχωριστά παραπάνω (Van der Meer, 1988 και Van Gent, 2003). Αυτό γίνεται για να διαπιστωθούν όχι μόνο οι διαφορές των πειραματικών αποτελεσμάτων με κάθε άλλη διερεύνηση ξεχωριστά, αλλά και οι διαφορές ανάμεσα στις άλλες διερευνήσεις μεταξύ τους.

Έτσι, λοιπόν, παρακάτω στον Πίνακα 6.3 παρατίθενται ο μέγιστος δείκτης ζημιών $S_{cross-max}$ σύμφωνα με τα πειραματικά αποτελέσματα και οι αντίστοιχοι δείκτες ζημιών S_2 (σύμφωνα με τον Van der Meer, 1988) και S_3 (σύμφωνα με τον Van Gent, 2003) για κάθε κυματικό σενάριο τυχαίων κυματισμών.

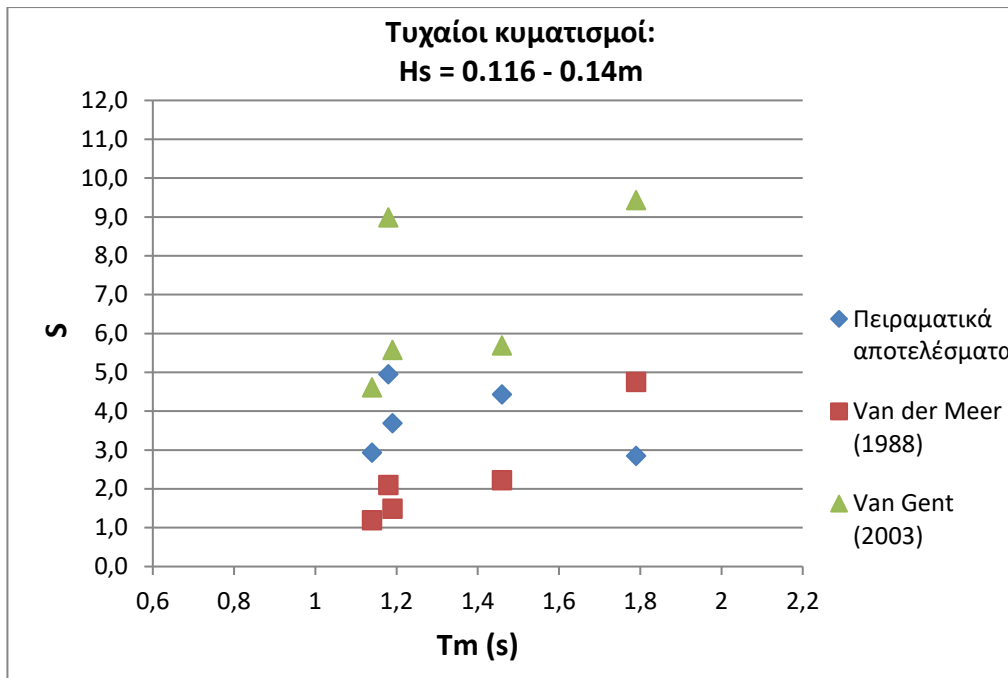
Στη συνέχεια, στα Σχήματα 6.7 και 6.8 παρουσιάζεται η εξέλιξη του δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ και των S_2 και S_3 σε σχέση με την αύξηση της μέσης περιόδου των κυματισμών T_m , ομαδοποιώντας τους τυχαίους κυματισμούς σε δύο ομάδες, με χαρακτηριστικό ύψος κύματος H_s από 0.091m έως 0.108m και από 0.116m έως 0.14m .

Πίνακας 6.3: Δείκτες ζημιών $S_{cross-max}$ πειραματικής διερεύνησης, S_2 (Van der Meer, 1988) και S_3 (Van Gent, 2003)

A/A	H_s (m)	T_m (sec)	Πειραματικά αποτελέσματα $S_{cross-max}$	Αποτελέσματα κατά Van der Meer (1988)		Αποτελέσματα κατά Van Gent (2003)
				S_1 (για $N=1000$)	S_2 (γραμμικά από S_1 για $N=N_w$)	S_3 (για $N=N_w$)
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ						
T1	0.100	0.88	2.88	0.68	0.46	2.50
T2	0.105	0.94	2.29	0.96	0.62	3.09
T3	0.095	0.95	2.10	0.68	0.43	1.86
T4	0.097	1.00	1.95	0.84	0.50	2.01
T5	0.105	1.19	3.19	1.74	0.88	2.74
T6	0.106	1.26	2.69	2.08	0.99	2.80
T7	0.091	1.31	2.74	1.29	0.59	1.28
T8	0.105	1.45	1.55	2.85	1.18	2.49
T9	0.108	1.70	2.02	4.71	1.66	2.64
T10	0.116	1.14	2.93	2.27	1.19	4.62
T11	0.133	1.18	4.95	4.13	2.10	8.99
T12	0.121	1.19	3.69	2.96	1.49	5.58
T13	0.124	1.46	4.43	5.41	2.22	5.69
T14	0.140	1.79	2.84	14.19	4.76	9.43



Σχήμα 6.7: Σύγκριση δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$, S_2 (Van der Meer, 1988) και S_3 (Van Gent, 2003) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.091-0.108m$ και διάρκειας $t=10min$



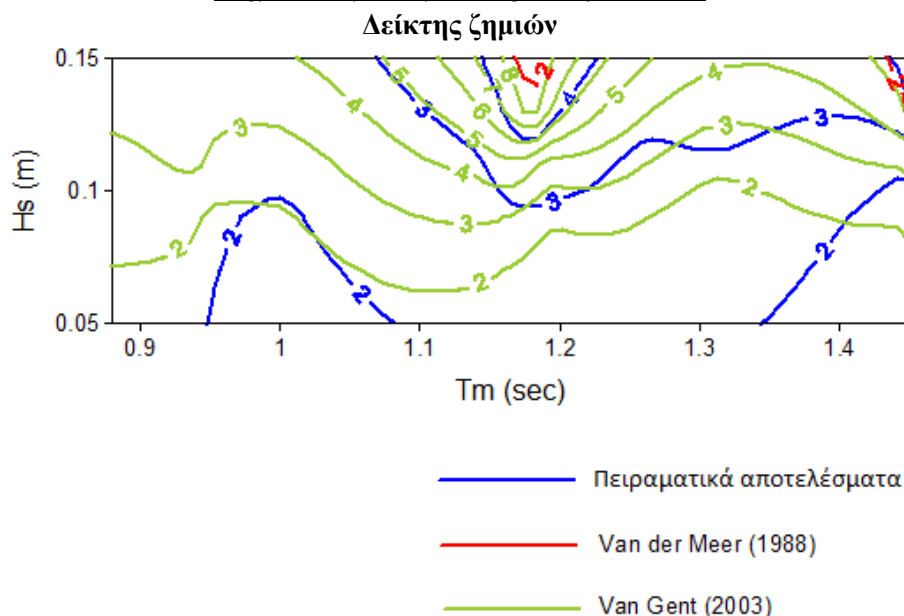
Σχήμα 6.8: Σύγκριση δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$, S_2 (Van der Meer, 1988) και S_3 (Van Gent, 2003) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.116-0.14m$ και διάρκειας $t=10min$

Όπως αναλυτικά περιγράφηκε και παραπάνω, στα παραπάνω σχήματα (6.7 και 6.8) παρατηρείται ότι υπάρχει καλύτερη συμφωνία των πειραματικών αποτελεσμάτων με τα αποτελέσματα του Van Gent (2003) σε σύγκριση με αυτά του Van der Meer (1988).

Αυτό διαπιστώνεται και απ' το ότι η μέση απόλυτη απόκλιση των πειραματικών αποτελεσμάτων από την διερεύνηση του Van der Meer (1988) προέκυψε ίση με $M = 206.46\%$, ενώ αντίστοιχα από την διερεύνηση του Van Gent (2003) προέκυψε πολύ μικρότερη και ίση με $M = 32.87\%$.

Για να γίνει πιο ξεκάθαρη σύγκριση όλων των παραπάνω διερευνήσεων παρουσιάζονται παρακάτω (Σχήμα 6.15) συγκεντρωτικά όλες οι καμπύλες ίσης ζημιάς.

Τυχαίοι κυματισμοί διάρκειας $t=10\text{min}$



Σχήμα 6.9: Σύγκριση καμπυλών ίσης ζημιάς $S_{cross-max}$, S_2 (Van der Meer, 1988) και S_3 (Van Gent, 2003) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10\text{min}$

Όπως φαίνεται, λοιπόν, από το παραπάνω διάγραμμα, τα πειραματικά αποτελέσματα βρίσκονται ουσιαστικά ανάμεσα στις δύο άλλες διερευνήσεις, αλλά είναι πολύ πιο κοντά σε αυτή του Van Gent (2003).

Η διερεύνηση του Van der Meer (1988) υπολογίζει μικρότερο δείκτη ζημιών σε σχέση με τις άλλες δύο διερευνήσεις και δεν δείχνει να λαμβάνει υπόψη της την αύξηση των ζημιών στο διάστημα όπου η περίοδος γίνεται κρίσιμη $T_{m-crit}=1.17-1.19\text{ sec}$. Αντίθετα, η διερεύνηση κατά Van Gent (2003) είναι αρκετά κοντά με την πειραματική και δείχνει να λαμβάνει υπόψη της την αύξηση των ζημιών στο διάστημα όπου η περίοδος γίνεται κρίσιμη, αλλά δίνει μία πιο έντονη μεταβολή και υψηλότερη εκτίμηση του δείκτη ζημιών στο διάστημα αυτό, σε σχέση με τα πειραματικά αποτελέσματα.

Από την παραπάνω σύγκριση, φαίνεται ότι η εναλλακτική σχέση ευστάθειας του Van Gent (2003), η οποία σε αντίθεση με τη σχέση του Van den Meer (1988), δεν λαμβάνει υπόψη της το διαχωρισμό μεταξύ "κυμάτων με θραύση εκτινάξεως" και "κυμάτων με θραύση εφορμήσεως", αλλά λαμβάνει υπόψη της την επίδραση της διαπερατότητας της κατασκευής, βρίσκεται πιο κοντά στα πειραματικά αποτελέσματα.

Οι διερευνήσεις του Van der Meer (1988) και του Van Gent (2003) λαμβάνουν υπόψη τους για τον υπολογισμό του δείκτη ζημιών, το σημαντικό ύψος κύματος (H_s), τον αριθμό των προσπιπτόντων κυματισμών (N_w) (δηλαδή τη διάρκεια της κυματικής καταγίδας), τη μέση διάμετρο των λίθων θωράκισης (D_{n50}) και την κλίση του προσήνεμου πρανούς της κατασκευής ($tana$). Αλλά, διαφοροποιούνται μεταξύ τους καθώς, ο Van der Meer (1988) λαμβάνει υπόψη του την επιρροή της κυματικής περιόδου μέσω του αριθμού Iribaren (ζ) και το είδος θραύσης των κυματισμών στο πρανές, ενώ ο Van Gent (2003) δεν λαμβάνει άμεσα υπόψη του κανένα από τα παραπάνω. Επίσης, ο Van der Meer (1988) λαμβάνει υπόψη του τη διαπερατότητα της κατασκευής μέσω ενός προσεγγιστικού συντελεστή (P), ενώ ο Van Gent

(2003) ενσωματώνει την επίδραση της διαπερατότητας της κατασκευής με διαφορετικό και πιο άμεσο τρόπο μέσω της διαμέτρου του υλικού του πυρήνα ($D_{n50-core}$).

Από τα παραπάνω και σύμφωνα με τα πειραματικά αποτελέσματα που προέκυψαν, παρατηρείται ότι η επίδραση της κυματικής περιόδου είναι μία παράμετρος που πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό του δείκτη ζημιών, και κατ' επέκταση στο σχεδιασμό κυματοθραυστών με πρανή. Καθώς από την πειραματική διαδικασία προέκυψε ξεκάθαρα ένα διάστημα κρίσιμων κυματικών περιόδων $T_{m-crit}=1.17-1.19 sec$, στο οποίο υπάρχει μία έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών. Στο διάστημα αυτό, το πλάτος της διατομής του υπό μελέτη κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. προς το μήκος κύματος στον πόδα του έργου, το οποίο είναι συνάρτηση της κυματικής περιόδου, εμφανίζει περίπου μία σταθερή τιμή για όλα τα ύψη κύματος που εξετάστηκαν: $(b/L)_{crit} \approx 0.42$. Η σχέση, λοιπόν, αυτή των δύο μεγεθών είναι καθοριστική για την ευστάθειά του πρανούς.

Όπως αναφέρθηκε και στο Κεφάλαιο 5 της πειραματικής διερεύνησης, στους παράγοντες οι οποίοι επηρεάζουν την ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς, πέρα από το χαρακτηριστικό ύψος του κύματος H_s και τη μέση κυματική περίοδο T_m , προστίθεται και ο λόγος του πλάτους του κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. προς το μήκος κύματος στον πόδα του έργου (b/L). Καθώς σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του πρανούς παίζει και η γεωμετρία της κατασκευής, η οποία σε συνδυασμό με την κυματική περίοδο μπορεί να οδηγήσει σε "συντονισμό" μέσω της γεωμετρίας της κατασκευής.

Μετά, όμως, από τη σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων με τις δύο άλλες προσεγγίσεις παρατηρείται ότι σημαντική επιρροή στην ευστάθεια του πρανούς παίζει και η διαπερατότητα της κατασκευής. Η επίδραση της διαπερατότητας της κατασκευής δεν εξετάστηκε ξεκάθαρα στην παρούσα πειραματική διερεύνηση, καθώς ήταν σταθερή καθ' όλη τη διεξαγωγή της πειραματικής διαδικασίας. Δηλαδή, στην παρούσα εργασία δεν μελετάται το πορώδες της κατασκευής αλλά λαμβάνεται υπόψη ως σταθερό. Μέσα, όμως, από την διερεύνηση του Van Gent (2003), ο οποίος λαμβάνει με άμεσο τρόπο την επιρροή της διαπερατότητας, φαίνεται πόσο κοντά είναι τα αποτελέσματα του με τις αντίστοιχες πειραματικές τιμές του δείκτη ζημιών. Συμπεραίνεται, δηλαδή, ότι η επιρροή του συνδυασμού του μήκους κύματος στον πόδα του έργου συναρτήσεται της μέσης κυματικής περιόδου με το πλάτος του κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. στην ευστάθεια του κυματοθραύστη δεν είναι μονοσήμαντη αλλά υπάρχει επιρροή και του πορώδους των υλικών της θωράκισης και του πυρήνα στη Σ.Η.Θ..

Τελικά, συνοψίζοντας, μετά από όλες τις παραπάνω συγκρίσεις και παρατηρήσεις, καταλήγουμε στο ότι η κυματική περίοδος σε συνδυασμό με τη γεωμετρία και τη διαπερατότητα της κατασκευής στη Σ.Η.Θ. παίζουν καθοριστικό ρόλο στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη, καθώς μπορεί να οδηγήσουν σε "συντονισμό", μέσω της γεωμετρίας της κατασκευής.

6.2 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10, 20$ και $30min$ με άλλες προσεγγίσεις

6.2.1 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων με διερεύνηση κατά Van der Meer (1988) και κατά Van Gent (2003)

Στη συνέχεια της πειραματικής διαδικασίας, όπως αναλύθηκε στο Κεφάλαιο 5 και συγκεκριμένα στην παράγραφο 5.3.2, κάποια από τα αρχικά κυματικά σενάρια μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών επαναλήφθηκαν και μελετήθηκαν οι αυξητικές ζημιές του προσήνεμου πρανούς μετά από την κυματική δράση διάρκειας $t=10min, 20min$ και $30min$.

Στη συνέχεια, λοιπόν, γίνεται υπολογισμός και σύγκριση του δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$, όπως προέκυψε από την πειραματική διαδικασία, εμβαδομετρώντας τη μέγιστη διαβρωμένη επιφάνεια σε τομή (A_{e-max}) σε ζώνη πλάτους ID_{n50} για κάθε κυματικό σενάριο με διάρκεια $t=10, 20$ και $30min$, με το δείκτη ζημιών S_2 , όπως αυτός υπολογίζεται από τον Van der Meer (1988) (Σχέσεις (2.36) και (2.37)), και με το δείκτη ζημιών S_3 , όπως αυτός υπολογίζεται από τον Van Gent (2003) (Σχέση (2.47)).

Στο σημείο αυτό θα πρέπει να σημειωθεί και πάλι, ότι η παραπάνω σύγκριση γίνεται μόνο για τα σενάρια τυχαίων κυματισμών που εξετάστηκαν, καθώς οι σχέσεις του Van der Meer (1988) και του Van Gent (2003) έχουν προκύψει για τυχαίους κυματισμούς.

Επίσης, όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, για μικρούς αριθμούς κυμάτων (μικρότεροι από 1000), οι εξισώσεις δίνουν μια μικρή υπερεκτίμηση της ζημίας και σύμφωνα με τον Van der Meer (2011), η αρχική ανάπτυξη των ζημιών ακολουθεί μια γραμμική μορφή για τα πρώτα 1000 κύματα.

Έτσι, λοιπόν, παρακάτω σε όποια κυματικά σενάρια ο αριθμός των κυμάτων N_w είναι μικρότερος των 1000 κυμάτων υπολογίζεται αρχικά ο δείκτης ζημιών S_1 σύμφωνα με τις σχέσεις (2.36) και (2.37) για $N=1000$ κύματα και μετά γραμμικά προκύπτει ο δείκτης ζημιών S_2 για τον πραγματικό αριθμό κυμάτων που αντιστοιχεί σε κάθε πειραματικό σενάριο. Σε όποια κυματικά σενάρια ο αριθμός κυμάτων είναι μεγαλύτερος των 1000 κυμάτων, τότε υπολογίζεται απευθείας ο δείκτης ζημιών S_2 σύμφωνα με τις σχέσεις (2.36) και (2.37) για $N=N_w$.

Η σχέση του Van Gent (2003) μπορεί να εφαρμοστεί για αριθμό κυμάτων $N \leq 3000$.

Στον παρακάτω Πίνακα 6.4, παρουσιάζεται ο μέγιστος δείκτης ζημιών $S_{cross-max}$ κατά την πειραματική διερεύνηση, ο αντίστοιχος δείκτης ζημιών S_2 σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) και ο δείκτης ζημιών S_3 σύμφωνα με τον Van Gent (2003) για τα κυματικά σενάρια τυχαίων κυματισμών (T3, T5 και T12) τα οποία επαναλήφθηκαν με διάρκεια $t=10, 20$ και $30min$.

Πίνακας 6.4: Εξέλιξη δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ πειραματικής διερεύνησης, S_2 (Van der Meer, 1988) και S_3 (Van Gent, 2003)

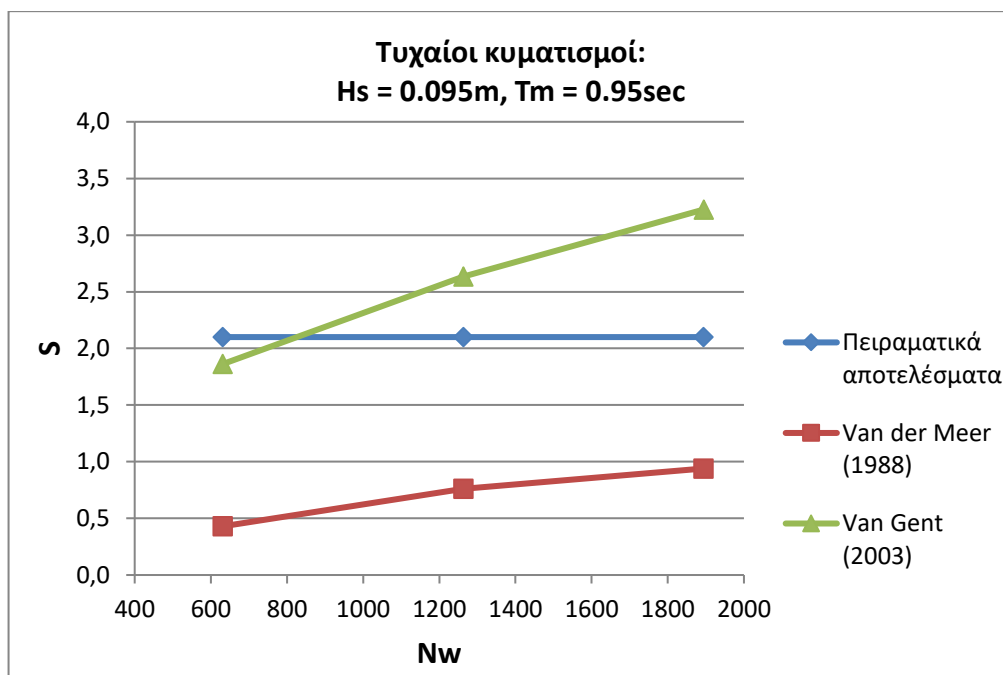
A/A	H_s (m)	T_m (sec)	t (min)	Nw	Πειραματικά αποτελέσματα		Van der Meer (1988)		Van Gent (2003)	
					$S_{cross-max}$	S_1 (για $N=1000$ εάν $Nw < 1000$)	S_2 (για $N=Nw$ ή γραμμικά από το S_1 εάν $Nw < 1000$)	S_3 (για $N=Nw$)		
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ										
T3	0.095	0.95	10	631	2.10	0.68	0.43	1.86		
			20	1263	2.10				0.76	2.63
			30	1894	2.10				0.94	3.23
T5	0.105	1.19	10	504	3.19	1.74	0.88	2.74		
			20	1008	5.05				1.75	3.88
			30	1512	5.05				2.14	4,75
T12	0.121	1.19	10	504	3.69	2.96	1.49	5.58		
			20	1008	4.79				2.97	7.89
			30	1512	5.02				3.64	9.66

Επίσης, στον Πίνακα 6.5 υπολογίζεται για κάθε μία από τις παραπάνω διερευνήσεις η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων $\Delta S/\Delta Nw$.

Πίνακας 6.5: Κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων για τους δείκτες ζημιών $S_{cross-max}$ πειραματικής διερεύνησης, S_2 (Van der Meer, 1988) και S_3 (Van Gent, 2003)

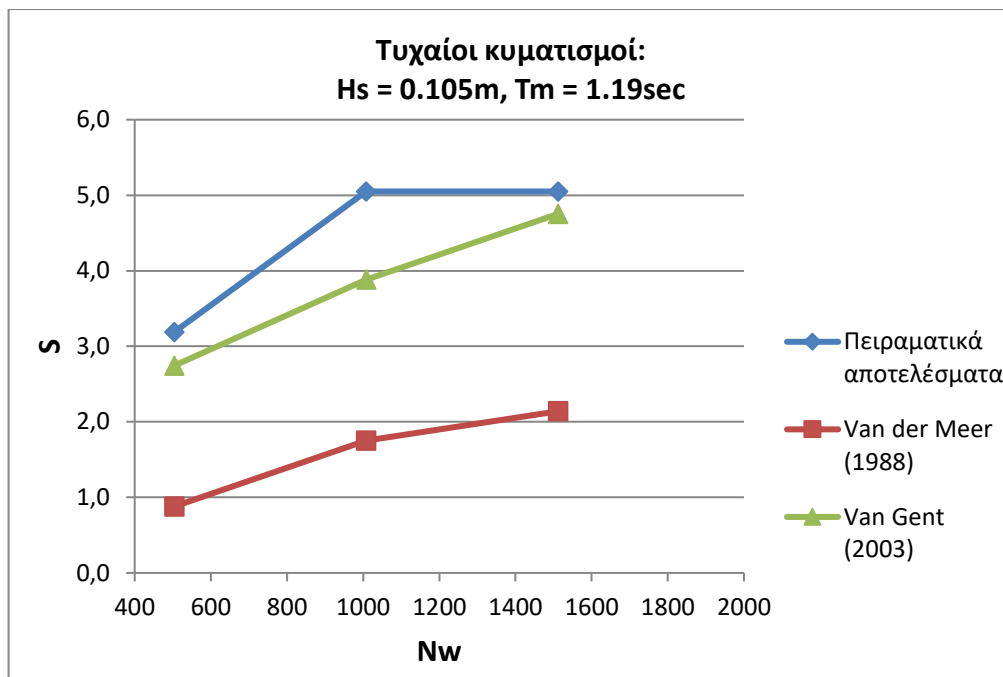
A/A	Nw	Πειραματικά αποτελέσματα		Van der Meer (1988)		Van Gent (2003)	
		$S_{cross-max}$	$\Delta S/\Delta Nw$	S_2	$\Delta S_2/\Delta Nw$	S_3	$\Delta S_3/\Delta Nw$
ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ							
T3	631	2.10		0.43		1.86	
	1263	2.10	0.0000	0.76	0.0005	2.63	0.0012
	1894	2.10	0.0000	0.94	0.0003	3.23	0.0009
T5	504	3.19		0.88		2.74	
	1008	5.05	0.0037	1.75	0.0017	3.88	0.0023
	1512	5.05	0.0000	2.14	0.0008	4,75	0.0017
T12	504	3.69		1.49		5.58	
	1008	4.79	0.0022	2.97	0.0029	7.89	0.0046
	1512	5.02	0.0005	3.64	0.0013	9.66	0.0035

Στα παρακάτω διαγράμματα (Σχήματα 6.10 έως 6.12) παρουσιάζεται η εξέλιξη του δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$, S_2 και S_3 για κάθε ένα από τα παραπάνω σενάρια σε σχέση με την αύξηση του αριθμού των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή.



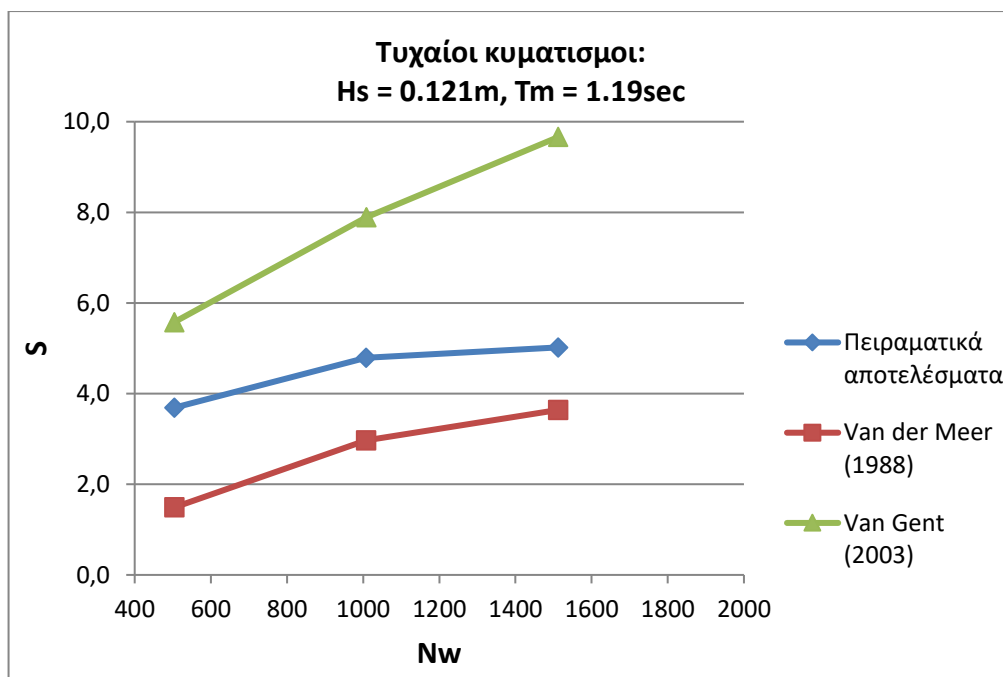
Σχήμα 6.10: Σύγκριση εξέλιξης δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$, S_2 (Van der Meer, 1988) και S_3 (Van Gent, 2003) μετά τη δράση τυχαίων κυματισμών με $H_s=0.095m$ και $T_m=0.95sec$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.5 και το Σχήμα 6.10, παρατηρείται πως τα πειραματικά αποτελέσματα βρίσκονται ανάμεσα στις άλλες δύο διερευνήσεις, ο δείκτης ζημιών λαμβάνει αρχικά μία μικρή τιμή $S_{cross-max}=2.10$ και μένει σταθερός μέχρι ο αριθμός των προσπιπτόντων κυματισμών να φτάσει τα 1894 κύματα και έτσι, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι μηδενική $\Delta S_{cross-max}/\Delta Nw=0$. Ενώ, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι αρχικά ίση με $\Delta S_2/\Delta Nw=0.0005$ (από τους 631 έως τους 1263 κυματισμούς), στη συνέχεια γίνεται ίση με $\Delta S_2/\Delta Nw=0.0003$ (από τους 1263 έως τους 1894 κυματισμούς). Για τα αντίστοιχα κυματικά διαστήματα, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών σύμφωνα με τον Van Gent (2003) ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι αρχικά ίση με $\Delta S_3/\Delta Nw=0.0012$ και στη συνέχεια γίνεται ίση με $\Delta S_3/\Delta Nw=0.0009$. Είναι φανερό, λοιπόν, πως ενώ η πειραματική διερεύνηση δίνει μηδενική κλίση, οι άλλες δύο προσεγγίσεις δίνουν αύξηση του δείκτη ζημιών με την αύξηση του αριθμού των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή, με την διερεύνηση του Van Gent (2003) να δίνει μία αρκετά πιο έντονη κλίση στην αύξηση αυτή.



Σχήμα 6.11: Σύγκριση εξέλιξης δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ και S_2 (Van der Meer, 1988) μετά τη δράση τυχαίου κυματισμού με $H_s=0.105m$ και $T_m=1.19sec$ και διάρκειας $t=10, 20$ και $30min$

Όπως παρατηρείται στον Πίνακα 6.5 και το Σχήμα 6.11, τα πειραματικά αποτελέσματα σε αυτήν τη περίπτωση δεν βρίσκονται ανάμεσα στις άλλες δύο διερευνήσεις, αλλά είναι σαφώς πιο κοντά στη διερεύνηση του Van Gent (2003). Ο δείκτης ζημιών λαμβάνει αρχικά μία τιμή ίση με $S_{cross-max}=3.19$, έπειτα αυξάνεται μέχρι ο αριθμός των κυμάτων να φτάσει τα 1008 κύματα και μένει σταθερός μετέπειτα. Έτσι, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι ίση με $\Delta S_{cross-max}/\Delta Nw=0.0037$ (από τους 504 έως τους 1008 κυματισμούς) και μηδενική από τους 1008 έως τους 1512 κυματισμούς. Για τα αντίστοιχα κυματικά διαστήματα, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι αρχικά ίση με $\Delta S_2/\Delta Nw=0.0017$ και στη συνέχεια γίνεται ίση με $\Delta S_2/\Delta Nw=0.0008$. Σύμφωνα τώρα με τον Van Gent (2003), η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών σύμφωνα με το ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι αρχικά ίση με $\Delta S_3/\Delta Nw=0.0023$ και στη συνέχεια γίνεται ίση με $\Delta S_3/\Delta Nw=0.0017$. Είναι φανερό ότι στο διάστημα από τους 504 έως τους 1008 κυματισμούς, η κλίση $\Delta S/\Delta Nw$ της πειραματικής διερεύνησης βρίσκεται πολύ κοντά με αυτή του Van Gent (2003), ενώ η διερεύνηση του Van der Meer (1988) δίνει μία αρκετά πιο ήπια κλίση. Στο διάστημα από τους 1008 έως τους 1512 κυματισμούς όμως, η κλίση $\Delta S/\Delta Nw$ της πειραματικής διερεύνησης μηδενίζεται, ενώ αυτή του Van Gent (2003) ενώ μειώνεται συνεχίζει να είναι έντονη.



Σχήμα 6.12: Σύγκριση εξέλιξης δείκτη ζημιών $S_{cross-max}$ και S_2 (Van der Meer, 1988) μετά τη δράση τυχαίου κυματισμού με $H_s=0.121m$ και $T_m=1.19sec$ και διάρκειας $t=10, 20$ και $30min$

Σύμφωνα με τον Πίνακα 6.5 και το Σχήμα 6.12, παρατηρείται πως τα πειραματικά αποτελέσματα βρίσκονται και πάλι ανάμεσα στις άλλες δύο διερευνήσεις, αλλά αυτή τη φορά είναι πιο κοντά με τη διερεύνηση του Van der Meer (1988). Ο δείκτης ζημιών λαμβάνει αρχικά μία τιμή ίση με $S_{cross-max}=3.69$ και έπειτα αυξάνεται, με την κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι ίση με $\Delta S_{cross-max}/\Delta Nw=0.0022$ (από τους 504 έως τους 1008 κυματισμούς) και $\Delta S_{cross-max}/\Delta Nw=0.0005$ (από τους 1008 έως τους 1512 κυματισμούς). Για τα αντίστοιχα κυματικά διαστήματα, η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι αρχικά ίση με $\Delta S_2/\Delta Nw=0.0029$ και στη συνέχεια γίνεται ίση με $\Delta S_2/\Delta Nw=0.0013$. Σύμφωνα τώρα με τον Van Gent (2003), η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών σύμφωνα με το ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων είναι αρχικά ίση με $\Delta S_3/\Delta Nw=0.0046$ και στη συνέχεια γίνεται ίση με $\Delta S_3/\Delta Nw=0.0035$. Εδώ παρατηρείται ότι στο διάστημα από τους 504 έως τους 1008 κυματισμούς, η κλίση $\Delta S/\Delta Nw$ της πειραματικής διερεύνησης βρίσκεται πολύ κοντά με αυτή του Van der Meer (1988), ενώ η διερεύνηση του Van Gent (2003) δίνει μία αρκετά πιο έντονη κλίση.

Όπως παρατηρήθηκε και από προηγούμενες συγκρίσεις της παρούσας εργασίας, η διερεύνηση κατά Van der Meer (1988) εκτιμά μικρότερο δείκτη ζημιών απ' ότι η πειραματική. Από τα παραπάνω σχήματα και από τον υπολογισμό της κλίσης της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων για την κάθε εξεταζόμενη μέθοδο, παρατηρείται ότι σύμφωνα με την διερεύνηση του Van der Meer (1988), η κλίση αυτή είναι πιο ήπια σε αντίθεση με τη διερεύνηση του Van Gent (2003) που δίνει μία αρκετά πιο έντονη κλίση. Σε αυτό το σημείο, όμως, πρέπει να σημειωθεί ότι δεν μπορεί να γίνει άμεση σύγκριση των παραπάνω διερευνήσεων, καθώς η αρχική ζημιά (μετά τη πρώτη κυματική δράση διάρκειας 10min) δεν είναι η ίδια. Δηλαδή, οι τρεις εξεταζόμενες διερευνήσεις δεν έχουν την ίδια αφετηρία.

Επίσης, όπως παρατηρείται, η αύξηση του δείκτη ζημιών σύμφωνα με τον Van der Meer (1988) είναι γραμμική μέχρι τα 1000 κύματα, δεδομένου ότι σύμφωνα με τον Van der Meer (2011) έτσι προσεγγίζεται ο δείκτης ζημιών όταν $N \leq 1000$. Ακόμα, παρατηρείται πως η αύξηση του δείκτη ζημιών όσο αυξάνεται ο αριθμός των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή είναι πολύ έντονη σύμφωνα με τον Van Gent (2003).

Συνολικά, λοιπόν, από τις παραπάνω προσεγγίσεις, προκύπτει ότι η χρονική διάρκεια της κυματικής δράσης, δηλαδή ουσιαστικά ο αριθμός των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή (N_w), αποτελεί έναν πολύ σημαντικό παράγοντα που επηρεάζει την ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη, αλλά σημαντικό ρόλο παίζει και ο παράγοντας της έκθεσης, πόσο δηλαδή εκτεθειμένος είναι ο κυματοθραύστης, μετά από μία αρχική ζημιά, στους επόμενους κυματισμούς. Αυτό φαίνεται από το ότι σε όλες τις παραπάνω προσεγγίσεις, όσο πιο μεγάλος είναι ο αρχικός δείκτης ζημιών τόσο πιο έντονη είναι η κλίση της καμπύλης του δείκτη ζημιών ως προς τον αυξανόμενο αριθμό των κυμάτων.

Έτσι λοιπόν, στους παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια κυματοθραυστών, όπως αυτοί αναφέρθηκαν παραπάνω (H_s , T_m και λόγος b/L), έρχεται να προστεθεί και η χρονική διάρκεια της κυματικής δράσης, δηλαδή ο αριθμός των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή (N_w), σε συνδυασμό με τον παράγοντα της έκθεσης, πόσο δηλαδή εκτεθειμένος είναι ο κυματοθραύστης, μετά από μία αρχική ζημιά.

7. Συμπεράσματα και προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

7.1 Συμπεράσματα από την πειραματική διερεύνηση

Γίνεται ολοένα και πιο αποδεκτό από την επιστημονική κοινότητα ότι η συνδυαστική δράση του ύψους κύματος και της κυματικής περιόδου παίζει σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια των κυματοθραυστών με πρανή. Στο προσεχές μέλλον, πρόκειται να αποσαφηνιστεί περισσότερο η σημασία της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια αυτή.

Στην παρούσα μεταπτυχιακή εργασία επιχειρείται μία τέτοια προσπάθεια διερεύνησης της επίδρασης της κυματικής περιόδου στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρανή. Αυτό πραγματοποιήθηκε με τη μελέτη των επιπτώσεων μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών στην ευστάθεια της θωράκισης του προσήνεμου πρανούς κυματοθραύστη. Η διερεύνηση αυτή αν και έλαβε υπόψη τις ήδη υπάρχουσες προσεγγίσεις, διαφοροποιήθηκε κατά κάποιο τρόπο λαμβάνοντας υπόψη όχι μόνο τις συνθήκες θραύσης στο προσήνεμο πρανές αλλά και άλλες κυματικές και κατασκευαστικές παραμέτρους του κυματοθραύστη στο σύνολο του. Τα πειράματα αυτά διεξήχθησαν σε πειραματική δεξαμενή στο Εργαστήριο Λιμενικών Έργων του Ε.Μ.Π. και το εξεταζόμενο μοντέλο ήταν ένας έξαλος κυματοθραύστης με πρανή και πυρήνα, με κλίση πρανών 1:1.5 και στις δύο πλευρές. Τα πειράματα βασίστηκαν κυρίως στη μελέτη των Bruun και Günbak (1978), στους ορισμούς των Sawaragi et al. (1982), οι οποίοι μελέτησαν την εμφάνιση συντονισμού και ημι-συντονισμού σε κυματοθραύστη με πρανή και τις σχέσεις σχεδιασμού του Van der Meer (1988) και Van Gent (2003), με τις οποίες και συγκρίθηκαν.

Τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας βασίστηκαν στην παρατήρηση και στις μετρήσεις της διαβρωμένης επιφάνειας του προσήνεμου πρανούς μετά από τη δράση διάφορων σεναρίων μονοχρωματικών και τυχαίων κυματισμών διάρκειας $t=10min$. Μέσα από την πειραματική διαδικασία έγινε η προσέγγιση κάποιων κρίσιμων περιόδων, κατά τις οποίες το μέγεθος των ζημιών του προσήνεμου πρανούς μεγιστοποιήθηκε, και έγινε μια διερεύνηση της πιθανής συσχέτισης των κρίσιμων αυτών περιόδων με το πλάτος της διατομής του κυματοθραύστη στη στάθμη ηρεμίας (Σ.Η.Θ.). Παρατηρήθηκε, λοιπόν, μία έντονη αύξηση του δείκτη ζημιών S στην επιφάνεια του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη στο διάστημα όπου η μέση περίοδος T_m κυμαίνονταν από 1.17 έως 1.19 sec, τόσο για τους μονοχρωματικούς όσο και για τους τυχαίους κυματισμούς και προέκυψε, λοιπόν, πως στο διάστημα αυτό η περίοδος γίνεται κρίσιμη:

$$T_{m-crit} = 1.17 - 1.19 \text{ sec}$$

Όμως, παρατηρήθηκε ακόμη ότι, η επιρροή αυτή της κυματικής περιόδου δεν είναι μονοσήμαντη αλλά αλληλεπιδρά και με άλλα χαρακτηριστικά της κατασκευής. Ένα από αυτά τα χαρακτηριστικά της κατασκευής είναι το πλάτος του κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. (b) και παρατηρήθηκε ότι όταν η μέση περίοδος λαμβάνει τις κρίσιμες τιμές της, τότε ο λόγος του πλάτους της διατομής του υπό μελέτη κυματοθραύστη στη Σ.Η.Θ. προς το μήκος του κύματος στον πόδα του έργου, το οποίο είναι συνάρτηση της κυματικής περιόδου, εμφανίζει περίπου μία σταθερή τιμή για όλα τα ύψη κύματος που εξετάστηκαν. Δηλαδή, στο διάστημα $T_{m-crit}=1.17-1.19 \text{ sec}$, ο λόγος b/L γίνεται κρίσιμος και ίσος με:

$$\left(\frac{b}{L}\right)_{crit} \approx 0.42$$

Στους παράγοντες λοιπόν, οι οποίοι επηρεάζουν την ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς, πέρα από το χαρακτηριστικό ύψος του κύματος H_s και τη μέση κυματική περίοδο T_m , προστίθεται και ο λόγος του πλάτους της διατομής του υπό μελέτη κυματοθραύστη στη $\Sigma.H.\Theta.$ προς το μήκος του κύματος στον πόδα του έργου (b/L), το οποίο είναι συνάρτηση της κυματικής περιόδου.

Όπως αναφέρθηκε και πρωτύτερα, πρέπει να σημειωθεί ότι σε πρώτο στάδιο εξετάστηκε και εκτιμήθηκε η επίδραση του συνδυασμού της μέσης κυματικής περιόδου με το πλάτος $b=0.84m$ του κυματοθραύστη στη $\Sigma.H.\Theta.$ στην ευστάθεια του κυματοθραύστη αλλά, η επιρροή αυτή του b δεν έχει να κάνει μόνο με τη σχέση αυτή του πλάτους με το μήκος του προσπίπτοντος κύματος στον πόδα του έργου αλλά πιθανότατα παίζουν ρόλο και η διάμετρος των λίθων, το πορώδες και η διαβάθμιση των υλικών της θωράκισης, της υπόστρωσης και του πυρήνα καθώς και το πλάτος αυτών των στρώσεων στη $\Sigma.H.\Theta.$.

Τα παραπάνω πειραματικά αποτελέσματα για τους τυχαίους κυματισμούς συγκρίθηκαν με αυτά του Van der Meer (1988) και του Van Gent (2003). Από τις συγκρίσεις αυτές, διαπιστώθηκε ότι τα πειραματικά αποτελέσματα βρίσκονται ουσιαστικά ανάμεσα στις δύο άλλες διερευνήσεις, αλλά είναι πολύ πιο κοντά σε αυτή του Van Gent (2003).

Κατά τη διερεύνηση του Van der Meer (1988), υπολογίστηκε μικρότερος δείκτης ζημιών και φάνηκε να μην λαμβάνει υπόψη της την αύξηση των ζημιών στο διάστημα όπου η περίοδος γίνεται κρίσιμη $T_{m-crit}=1.17-1.19 sec$. Αντίθετα, η διερεύνηση κατά Van Gent (2003) ήταν αρκετά κοντά με την πειραματική και έδειξε να λαμβάνει υπόψη της την αύξηση των ζημιών στο διάστημα όπου η περίοδος γίνεται κρίσιμη, αλλά έδειξε μία πιο υψηλή εκτίμηση και μεταβολή του δείκτη ζημιών στο διάστημα αυτό.

Μετά από τη σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων με τις δύο άλλες προσεγγίσεις παρατηρήθηκε ότι σημαντική επιρροή στην ευστάθεια του πρανούς παίζει και η διαπερατότητα της κατασκευής. Μέσα από την διερεύνηση του Van Gent (2003), ο οποίος λαμβάνει με άμεσο τρόπο την επιρροή της διαπερατότητας, φάνηκε πόσο κοντά είναι τα αποτελέσματα του με τις αντίστοιχες πειραματικές τιμές του δείκτη ζημιών και διαπιστώθηκε ότι η επίδραση του συνδυασμού του μήκους κύματος στον πόδα του έργου (συναρτήσει της μέσης κυματικής περιόδου) με το πλάτος του κυματοθραύστη στη $\Sigma.H.\Theta.$ στην ευστάθεια του κυματοθραύστη δεν είναι μονοσήμαντη αλλά μαρτυρά και την επιρροή του πορώδους των υλικών της θωράκισης και του πυρήνα στη $\Sigma.H.\Theta.$.

Τελικά, συνοψίζοντας, μετά από όλες τις παραπάνω συγκρίσεις και παρατηρήσεις, καταλήξαμε στο συμπέρασμα ότι η κυματική περίοδος σε συνδυασμό με τη γεωμετρία και τη διαπερατότητα της κατασκευής στη $\Sigma.H.\Theta.$ ασκούν σημαντική επιρροή στην ευστάθεια του προσήνεμου πρανούς του κυματοθραύστη, καθώς μπορεί να οδηγήσουν σε συντονισμό μέσω της γεωμετρίας της κατασκευής, με την έννοια της κρίσιμης κατάστασης όσον αφορά σε ζητήματα ευστάθειας.

Τα κυριότερα συμπεράσματα που προέκυψαν τόσο από την πειραματική διαδικασία όσο και από τις συγκρίσεις που έγιναν παρατίθενται συγκεντρωτικά ακολούθως:

- Παρατηρήθηκε ότι η αύξηση του ύψους κύματος επέφερε μεγαλύτερη ζημιά στην κατασκευή, το οποίο είναι ευρέως αποδεκτό.
- Στα κυματικά σενάρια που εξετάστηκαν, η περίοδος έγινε κρίσιμη από $T_{m-crit}=1.17-1.19 \text{ sec}$ (όσον αφορά στο βαθμό της διαβρωμένης επιφάνειας που επέφερε στο πρανές) κρατώντας σταθερό το ύψος κύματος και για τις δύο περιπτώσεις υψών κύματος.
- Στο κρίσιμο αυτό στενό εύρος περιόδων κύματος, το πλάτος της διατομής στη Σ.Η.Θ. προς το μήκος κύματος (το οποίο είναι συνάρτηση της περιόδου κύματος) στη θέση του συγκεκριμένου έργου είναι περίπου ίσο με 0.42. Η σχέση λοιπόν αυτή των δύο μεγεθών είναι καθοριστική για την ευστάθειά του.
- Η παρούσα πειραματική διερεύνηση βρίσκεται ουσιαστικά ανάμεσα στις δύο άλλες προσεγγίσεις, αλλά είναι πολύ πιο κοντά σε αυτή του Van Gent (2003).
- Συμπερασματικά, το ύψος, αλλά και η περίοδος κύματος, καθώς και το πλάτος της διατομής στη Σ.Η.Θ. παίζουν σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια ενός κυματοθραύστη με πρανή.

Στη συνέχεια της πειραματικής διαδικασίας μελετήθηκαν οι αυξητικές ζημιές του προσήνεμο πρανούς μετά από την κυματική δράση διάρκειας $t=10\text{min}$, 20min και 30min . Κατά τη διάρκεια αυτής της πειραματικής διερεύνησης της επίδρασης της χρονικής διάρκειας της κυματικής καταιγίδας στην ευστάθεια της κατασκευής, παρατηρήθηκε ότι κατά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών αν οι πρώτες ζημιές που εμφανιστούν στο προσήνεμο πρανές είναι μικρής έκτασης, τότε η διατομή σταθεροποιείται σε ένα επίπεδο ζημιών και από εκεί και πέρα οι ζημιές αυτές δεν αυξάνονται με την αύξηση της διάρκειας της κυματικής δράσης. Αν όμως κατά τη δράση μονοχρωματικών κυματισμών υπάρξει μία αξιοσημείωτη αρχική ζημιά, τότε οι ζημιές που εμφανίζονται στο προσήνεμο πρανές της διατομής ακολουθούν μια αυξητική πορεία καθώς αυξάνεται η διάρκεια της κυματικής δράσης.

Ουσιαστικά, παρατηρήθηκε ότι σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του προσήνεμο πρανούς ενός κυματοθραύστη παίζει και ο παράγοντας της έκθεσης, πόσο δηλαδή εκτεθειμένος είναι ο κυματοθραύστης, μετά από μία αρχική ζημιά, στους επόμενους κυματισμούς. Στη συνέχεια, όσον αφορά τώρα τους τυχαίους κυματισμούς που εξετάστηκαν, παρατηρήθηκε ότι οι ζημιές που εμφανίστηκαν στο προσήνεμο πρανές της διατομής ακολούθησαν μια αυξητική πορεία, καθώς αυξήθηκε η διάρκεια της κυματικής δράσης, ακόμα και αν η αρχική ζημιά ήταν μικρής έκτασης. Αυτό μπορεί να αποδοθεί στο ότι, όταν ο κυματοθραύστης εκτίθεται σε τυχαίους κυματισμούς, η διατομή του δεν σταθεροποιείται μετά τις πρώτες ζημιές καθώς είναι εκτεθειμένη σε κυματισμούς με μεγαλύτερο εύρος υψών H και περιόδων T κύματος, που μπορεί να οδηγήσουν σε άλλο είδος ζημιά και σε άλλο σημείο της διατομής. Δηλαδή, στους τυχαίους κυματισμούς παρατηρείται ότι σημαντικό ρόλο στην ευστάθεια του προσήνεμο πρανούς ενός κυματοθραύστη παίζει, όχι μόνο ο παράγοντας της έκθεσης, αλλά και της τυχαιότητας των κυματισμών.

Έτσι λοιπόν, στους παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθεια κυματοθραυστών, όπως αυτοί αναφέρθηκαν παραπάνω (H_s , T_m και ο λόγος b/L), έρχεται να προστεθεί και η χρονική διάρκεια της κυματικής δράσης σε συνδυασμό με την τυχαιότητα των κυματισμών και με τον παράγοντα της έκθεσης, πόσο δηλαδή εκτεθειμένος είναι ο κυματοθραύστης, μετά από μία αρχική ζημιά, στους επόμενους κυματισμούς. Ουσιαστικά, δηλαδή, την ευστάθεια ενός

κυματοθραύστη την επηρεάζει σημαντικά και ο αριθμός των κυμάτων που προσπίπτουν στην κατασκευή, καθώς και η τυχαιότητα των κυμάτων αυτών.

7.2 Προτάσεις για περαιτέρω έρευνα

Η διερεύνηση αυτή που έγινε στην παρούσα εργασία αφορά μία πρώτη εκτίμηση της επιρροής της κυματικής περιόδου, σε συνδυασμό με άλλες κυματικές και κατασκευαστικές παραμέτρους του κυματοθραύστη στο σύνολο του, στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρηνή. Η παρούσα εργασία παρουσιάζει μια άλλη οπτική γωνία στη μελέτη των κυματοθραυστών με πρηνή μέσω της αναβάθμισης της πρακτικής σχεδιασμού τους. Ουσιαστικά, αποδεικνύεται ότι ο ρόλος που παίζει η κυματική περίοδος σε συνδυασμό με το πλάτος της διατομής στη Σ.Η.Θ. στην ευστάθεια της θωράκισης ενός κυματοθραύστη με πρηνή πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τη διάρκεια της διαδικασίας σχεδιασμού για την εξασφάλιση της ευστάθειας των παράκτιων έργων.

Για μία πιο ολοκληρωμένη προσέγγιση σχεδιασμού, θα πρέπει να εξεταστεί ξεχωριστά και συνδυαστικά με την κυματική περίοδο η επιρροή και άλλων γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διατομής ενός κυματοθραύστη με πρηνή στην ευστάθεια του προσήνεμου πρηνούς.

Ως περαιτέρω έρευνα προτείνεται, λοιπόν, η διερεύνηση της επίδρασης και άλλων γεωμετρικών χαρακτηριστικών της διατομής στην ευστάθεια κυματοθραύστη με πρηνή. Πιο συγκεκριμένα, θα είχε ενδιαφέρον να μελετηθεί η επίδραση των ίδιων κυματικών σεναρίων σε άλλες διατομές κυματοθραυστών, αρχικά με διαφορετικές κλίσεις πρηνών και στη συνέχεια σε κατασκευές με διαφορετική διαπερατότητα. Έτσι, θα μπορούσε να γίνει μία ολοκληρωμένη εκτίμηση του ρόλου της κυματικής περιόδου, του πλάτους της διατομής στη Σ.Η.Θ και της διαπερατότητας της κατασκευής στην ευστάθεια της θωράκισης ενός κυματοθραύστη με πρηνή.

8. Βιβλιογραφία

Μέμος, Κ. (1999). Σεισμική ανάλυση κυματοθραυστών με πρανή, Τελική Έκθεση Ερευνητικού Έργου, Γενική Γραμματεία Έρευνας και Τεχνολογίας.

Μέμος, Κ. (2008). Εισαγωγή στα Λιμενικά Έργα, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.

Τσιαχρής, Α. (1998). Επίδραση υδροδυναμικών ωθήσεων στη σεισμική απόκριση κυματοθραύστη με πρανή, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Ελλάδα.

Ahrens, J.P. (1975). Large Wave Tank Tests of Riprap Stability, U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Technical Memorandum n° 51.

Battjes, J.A. (1974a). Surf Similarity, Proceedings of the 14th Conference of Coastal Engineering, Copenhagen, Printed by the ASCE.

Battjes, J.A., Groenendijk, H.W., (2000). Wave height distributions on shallow foreshores. Coastal Engineering, 40, pp 161-182.

Bruun, P.M., Günbak, A.R. (1978). Stability of Sloping Structures in Relation to ξ and Risk Criteria in Design, Coastal Engineering, Vol. 1.

Bruun, P.M. (1985). Design and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection, DEVELOPMENTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, 37 Elsevier.

Coastal Engineering Manual, Part VI-6, "Fundamentals of design", Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, 2011.

Galvin, C.J. (1968). Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches, Journal of Geophysical Research, Vol. 73, No. 12.

Günbak, A.R. (1977). Rubble Mound Breakwaters, Div. Port and Ocean Engineering, Rep. No. 12/77, Tech. Univ. of Norway, Trondheim.

Günbak, A.R. (1978). Irregular Flume Tests with a 1 in 2.5 Rubble Mound Breakwater, Report No. 2/78, by the Division of Port and Ocean Engineering, the Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway.

Hasani, N., Ghanbari, A., Hosseini, S.A. (2014). Analytical estimation of natural frequency in earth dams with respecting to the foundation effects, Numerical Methods in Civil Engineering, Vol.1, No.1.

Hedar, P.A. (1960). Stability of Rock-fill Breakwaters, Doktors avhandlingar vid Chalmers Tekniska Hogskola, No. 26, Chalmers Technical University, Göteborg, Sweden.

Hudson, R.Y. (1959). Laboratory investigation of rubble mound breakwaters, J. Waterw. Harbors Div., ASCE 85 (WW3), 93-121.

Hunt, I.A. (1959). Design of Seawalls and Breakwaters, Proc. of Am. Soc. Civil Engineers, Journal of Waterways and Harbors Division, Vol. 85, WW3.

- Iribarren, R., Nogales, C. (1949). Protection des ports, XVII International Navigation Congress, Lisbon, SII-4.
- Iribarren, R. (1965). Formule pour le calcul des diques en enrochements naturels ou elements artificiels", XXI International Navigation Congress, Stockholm, Section II-1.
- Kamali, B., Hashim, R. (2009). Recent advances in stability formulae and damage description of breakwater armour layer, Australian Journal of Basic and Applied Sciences, 3(3), 2817-2827.
- Karnovsky, I., Lebed, O. (2004). Formulas for structural dynamics: Tables, Graphs, and Solutions, McGraw-Hill, New York.
- Le Mehauté, B. (1968). A Synthesis on Wave Run-up, Journal of the Waterways and Harbors Division, ASCE, Vol. 94, No. WW1, Proc. Paper 5807, 77-92.
- Losada, M. A., Gimenez-Curto, L.A. (1979). The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble mound breakwaters using Iribarren's number, Coastal Eng., 3, 77-96.
- Mahdizadeh, M., Ghanbari, A. (2013). Calculation of natural frequency of earth dams by means of analytical solution, 7th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Paper N. 3.13a, Chicago.
- McCartney, B. L. (1985). Floating breakwater design. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 111(2), 304-318.
- Palmer, G.N., Christian, C.D. (1998). Design and construction of rubble mound breakwaters, IPENZ Transactions, 25, 19-33.
- PIANC (1976). Final Report of the Int. Commission for the Study of Waves, Bulletin No. 25, Vol. III.
- PIANC (1993). Analysis of rubble mound breakwaters. Report of Working Group no. 12 of the Permanent Technical Committee II. Supplement to Bulletin No. 78/79. Brussels, Belgium.
- Pilarczyk, K.W., Den Boer, K. (1983). Stability and profile development of coarse materials and their application in coastal engineering.
- Sawaragi, T., Iwata, K., Kobayashi, M. (1982). Condition and Probability of Occurrence of Resonance on Steep Slopes of Coastal Structures", Coastal Engineering in Japan, Vol. 25.
- Sawaragi, T., Ryu, C., Iwata, K. (1983). Considerations of the Destruction Mechanism of Rubble Mound Breakwaters Due to the Resonance Phenomenon", 8th International Harbour Congress, Antwerp, Belgium.
- Seabrook, S.R., Hall, K.R. (1998). Wave transmission at submerged Rubblemound Breakwaters, Coastal Engineering, 2000-2013.
- Shore Protection Manual (1984). US Army Corps of Engineers.
- Suh, K.D., Pyun, C.K. (2007). Wave reflection and transmission by curtainwall - pile breakwaters using circular piles, Ocean Engineering, 34, 2100-2106.

- Thompson, D.M., Shuttler, R.M. (1975). Riprap design for wind wave attack. A laboratory study in random waves. HRS, Wallingford, Report EX 707.
- Van der Meer, J.W., Pilarczyk, K.W. (1984). Stability of Rubble Mound Slopes under Random Wave Attack, *Coastal Engineering*, 2620-2634.
- Van der Meer, J.W. (1985). Stability of rubble mound revetments and breakwaters. *Proc. ICE, Developments in Breakwaters, Discussion*, 191-202.
- Van der Meer, J. W. (1987). Stability of breakwater armour layers – Design formulae, *Coastal Eng.*, 11, 219-239.
- Van der Meer, J.W. (1988). Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers, *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 114(1), 66-80.
- Van der Meer, J.W. (1988a). Rock slopes and gravel beaches under wave attack. Doctoral thesis. Delft University of Technology.
- Van der Meer, J.W. (1998). Application and stability criteria for rock and artificial units, Chapter 11 in: “Seawalls, dikes and revetments”.
- Van der Meer, J.W. (2011). Design aspects of breakwaters and sea defences, 5th International Short Conference on Applied Coastal Research, SCACR – Proceedings 2011.
- Van Gent, M.R.A., Smale, A., Kuiper, C. (2003). Stability of rock slopes with shallow foreshores. *ASCE, Proc. Coastal Structures 2003*, Portland.
- Wiegel, R.L. (1964). *Oceanographical Engineering*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

Πειραματικές μετρήσεις διαβρωμένης επιφάνειας

και υπολογισμός δείκτη ζημιών

- Φωτογραφική Τεκμηρίωση -





A.1 Μονοχρωματικοί κυματισμοί διάρκειας $t=10\text{min}$

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

Α/Α	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M1	0.094	0.72	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.00
M2	0.105	0.76	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.00



ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M3	0.11	0.82	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.00
M4	0.104	0.83	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.00


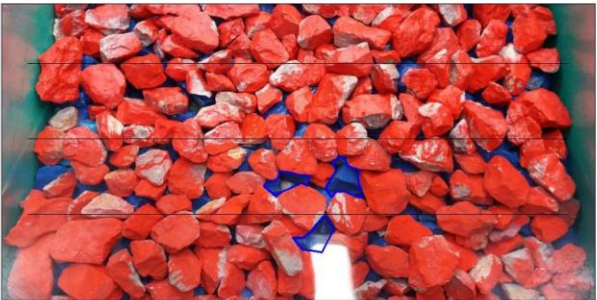


0 | | | | | | 0.5m


ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M5	0.098	0.86	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	0.00
M6	0.113	0.86	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	1.78







ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M7	0.112	0.90	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	1.43
M8	0.104	0.99	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.00

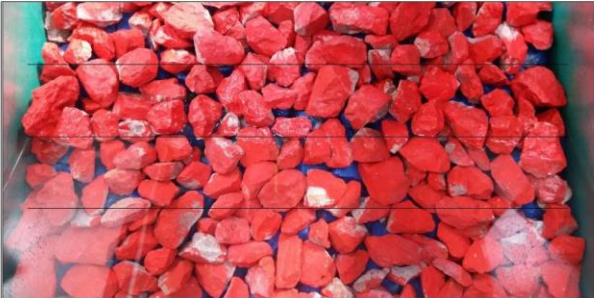





ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M9	0.105	1.013	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	0.00
M10	0.109	1.025	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	0.30


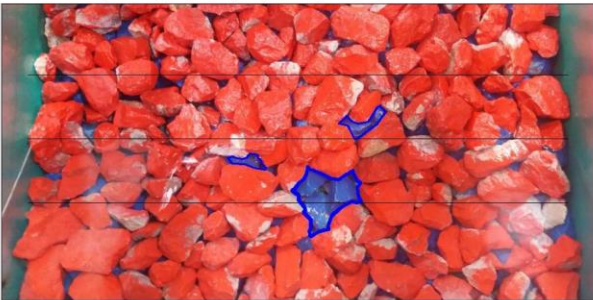

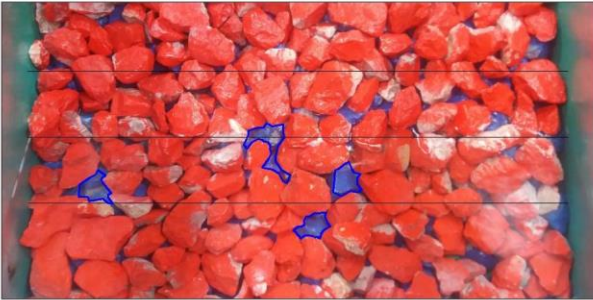
0 0.5m

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M11	0.107	1.11	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	1.10
M12	0.094	1.19	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	2.97


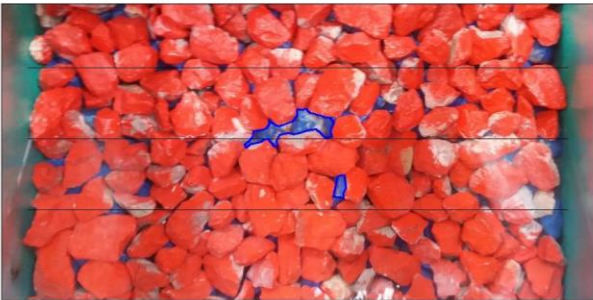




ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M13	0.095	1.20	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	2.08
M14	0.098	1.46	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	1.78


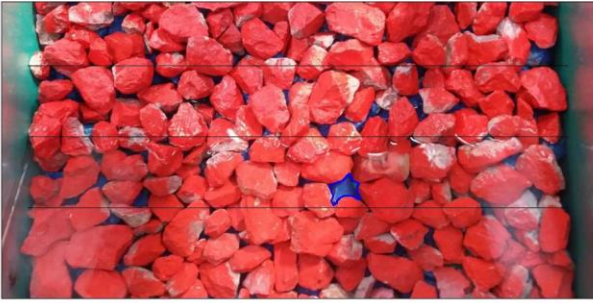




ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

Α/Α	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M15	0.105	1.48	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.89
M16	0.105	1.86	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	1.78







ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M17	0.105	2.18	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.30
M18	0.119	0.80	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.00




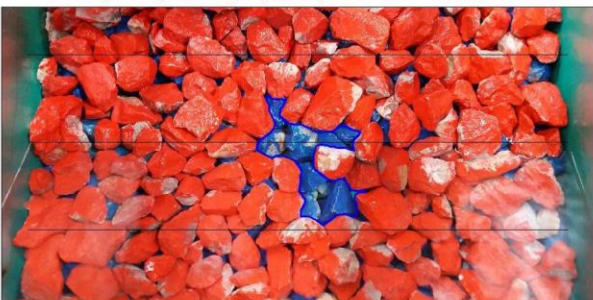


ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M19	0.13	0.80	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	0.00
M20	0.127	0.82	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	4.16



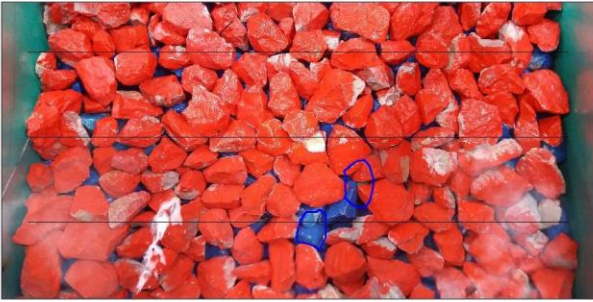


ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

Α/Α	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M21	0.12	0.85	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	1.64
M22	0.13	0.89	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	3.27


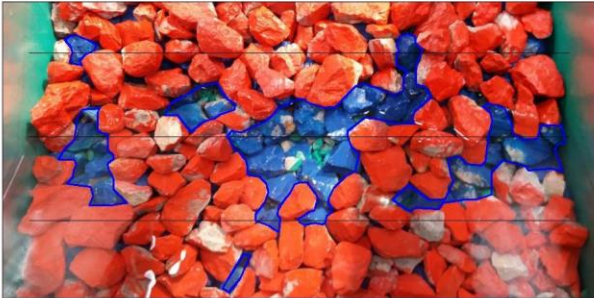

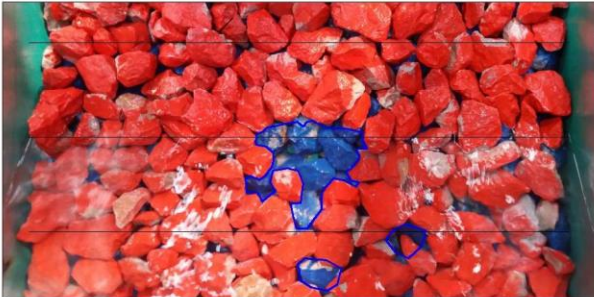


ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M23	0.126	0.98	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.00
M24	0.126	1.085	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	1.34



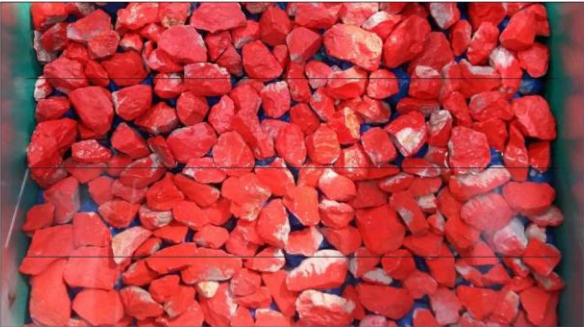
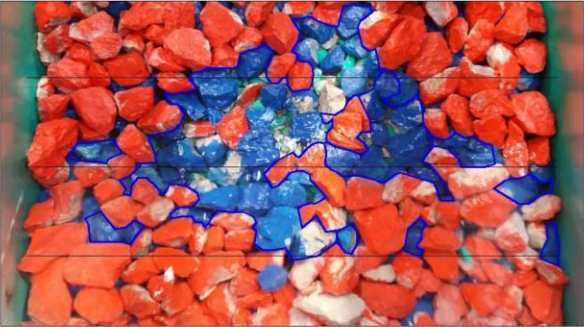



ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ


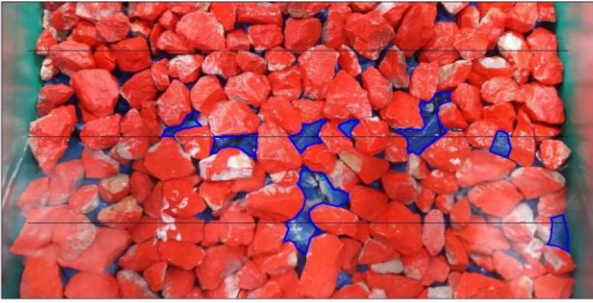

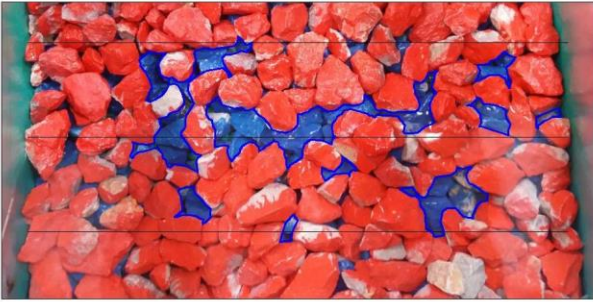
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M25	0.124	1.10	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	15.75
M26	0.14	1.12	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	5.35



ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ


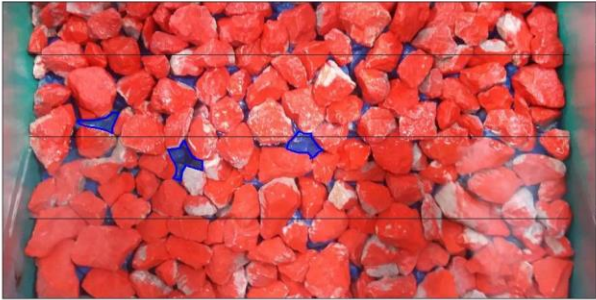


Α/Α	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M27	0.135	1.14	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	12.78
M28	0.134	1.17	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	27.65
				

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ


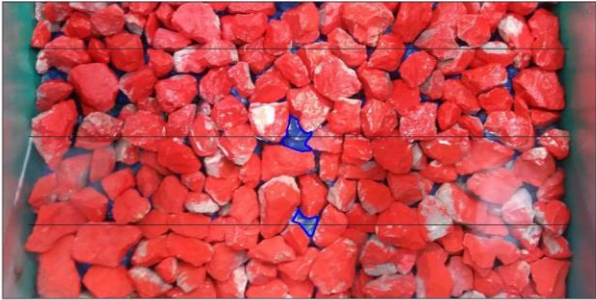

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M29	0.128	1.22	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	3.86
M30	0.14	1.30	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	9.51




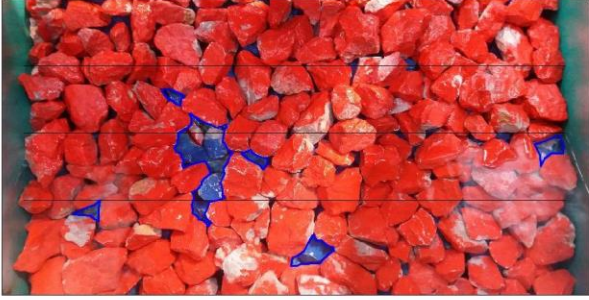



ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ


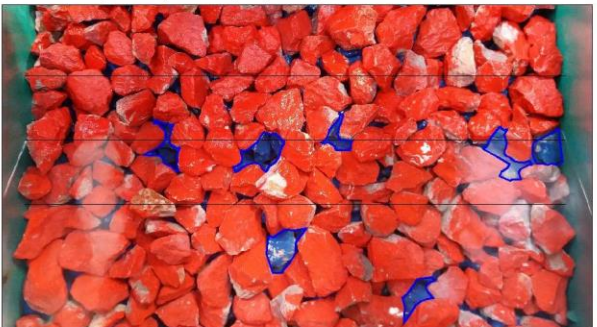

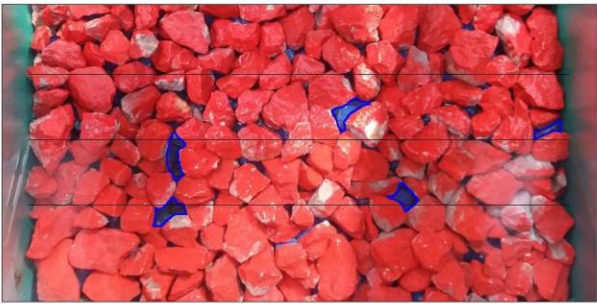

Α/Α	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M31	0.121	1.45	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.89
M32	0.13	1.85	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	1.78


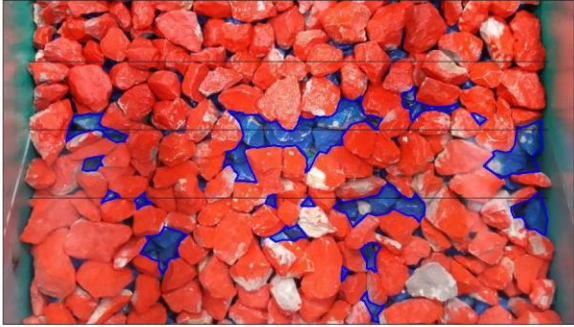






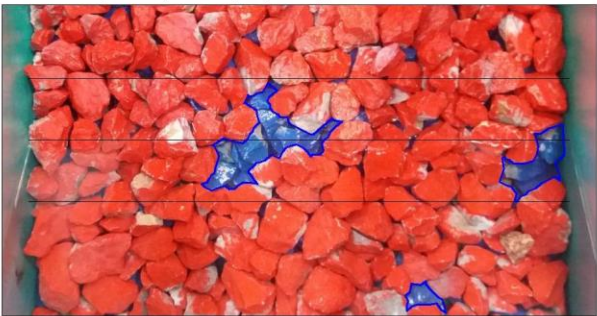

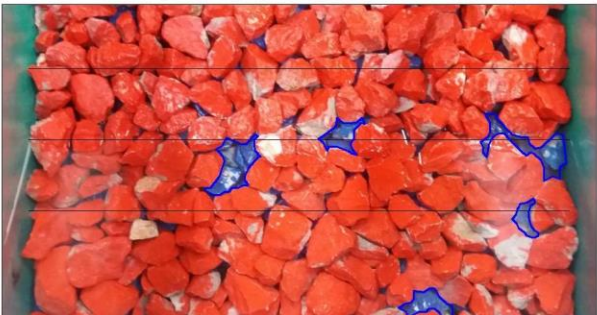

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M33	0.131	2.05	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p>  <p><i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση</p> 	0.57
				


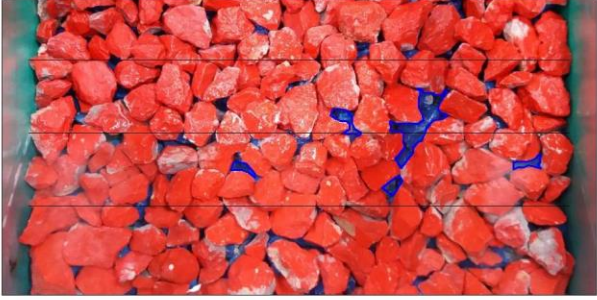



A.2 Τυχαίοι κοματισμοί διάρκειας $t=10min$

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T1	0.10	0.88	<i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση 	2.97
			<i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση 	
T2	0.105	0.94	<i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση 	3.86
			<i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση 	
				

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T3	0.095	0.95	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	3.27
T4	0.097	1.00	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	1.28
				


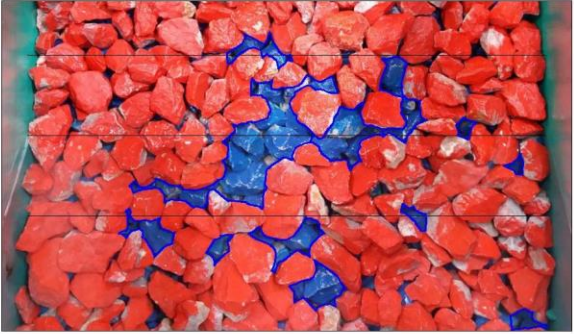



ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T5	0.105	1.19	<i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση 	8.74
			<i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση 	
T6	0.106	1.26	<i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση 	5.17
			<i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση 	
				

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T7	0.091	1.31	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	4.91
T8	0.105	1.45	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	3.48
				


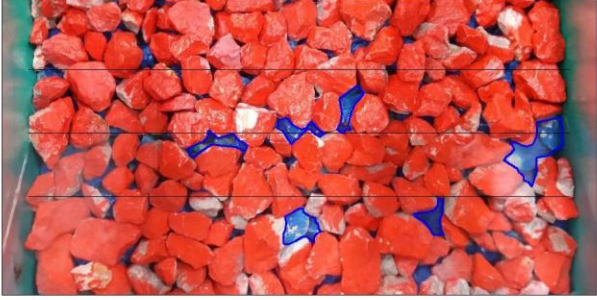
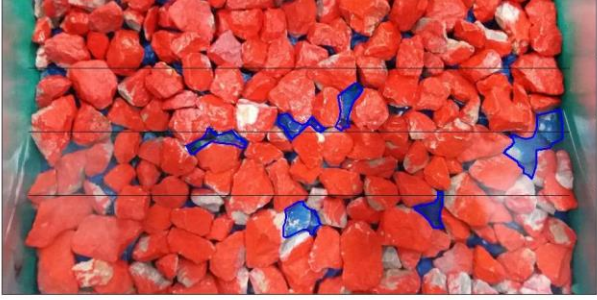


ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T9	0.108	1.70	<i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση 	1.43
			<i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση 	
T10	0.116	1.14	<i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση 	6.36
			<i>ΜΕΤΑ</i> την κυματική δράση 	
			0  0.5m	

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T11	0.133	1.18	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	14.98
T12	0.121	1.19	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	8.98
				

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T13	0.124	1.46	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	11.71
T14	0.14	1.79	<p><i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i></p>  <p><i>ΜΕΤΑ την κυματική δράση</i></p> 	6.78
				

*A.3 Μονοχρωματικοί & Τυχαίοι κοματισμοί διάρκειας $t=10min$, $20min$
και $30min$*





ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
M12	0.094	1.19	<i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 10 min</i> 	2.97
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 20 min</i> 	2.97
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 30 min</i> 	2.97
			0  0.5m	

ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ


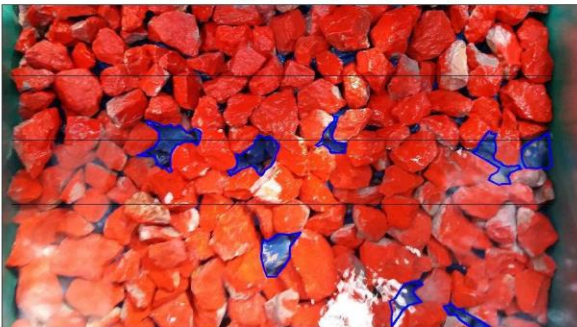

Α/Α	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρηνούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρηνούς) S
M27	0.135	1.14	<i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση	
				
			<i>ΜΕΤΑ</i> από κυματική δράση διάρκειας 10 min	12.78
				
<i>ΜΕΤΑ</i> από κυματική δράση διάρκειας 20 min	17.24			
				
<i>ΜΕΤΑ</i> από κυματική δράση διάρκειας 30 min	17.24			
				

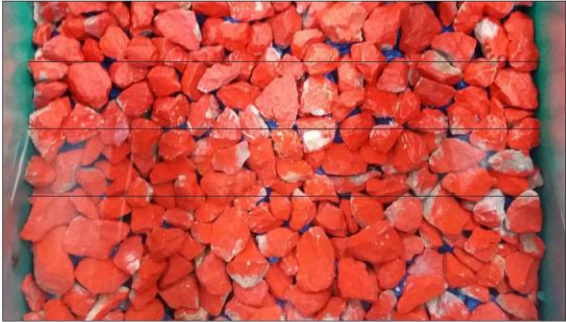
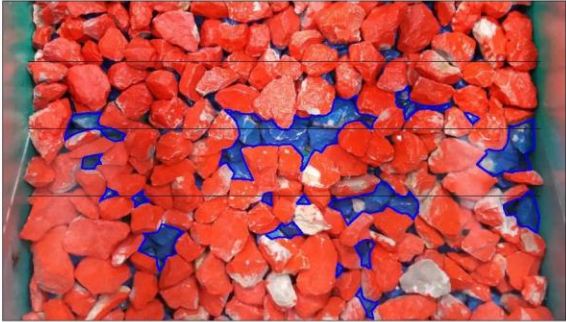
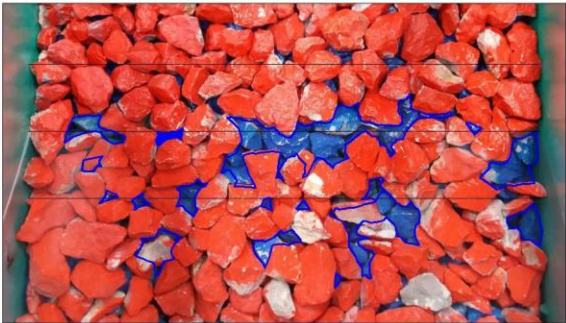
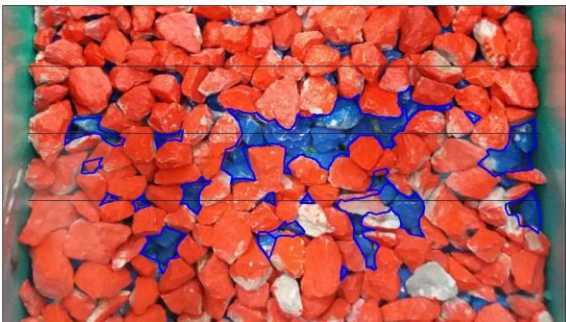




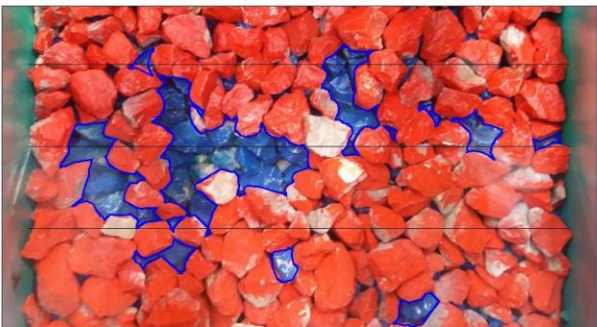
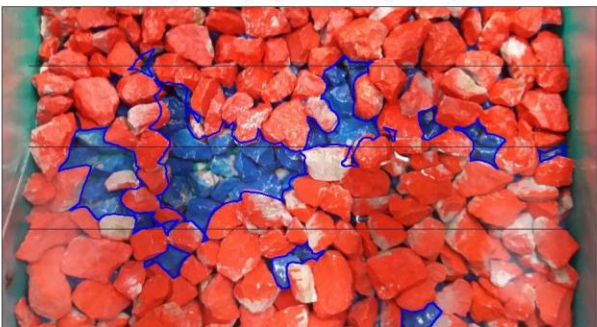
ΜΟΝΟΧΡΩΜΑΤΙΚΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ

Α/Α	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρηνούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρηνούς) S
M33	0.131	2.05	<p><i>ΠΡΙΝ</i> την κυματική δράση</p> 	
			<p><i>ΜΕΤΑ</i> από κυματική δράση διάρκειας 10 min</p> 	0.57
			<p><i>ΜΕΤΑ</i> από κυματική δράση διάρκειας 20 min</p> 	0.57
			<p><i>ΜΕΤΑ</i> από κυματική δράση διάρκειας 30 min</p> 	0.57



ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ					
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρσανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρσανούς) S	
T3	0.095	0.95	<i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i>  0.095 0.095		
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 10 min</i>  0.095 0.095		3.27
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 20 min</i>  0.095 0.095		3.51
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 30 min</i>  0.095 0.095		3.89
					

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T5	0.105	1.19	<i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i> 	8.74
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 10 min</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 20 min</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 30 min</i> 	
			0 0.5m	

ΤΥΧΑΙΟΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ				
A/A	Hs (m)	Tm (sec)	Ενεργός ζώνη προσήνεμου πρανούς (Πλάτος ενεργούς ζώνης = 2 Hs)	Δείκτης ζημιών (στην επιφάνεια του πρανούς) S
T12	0.121	1.19	<i>ΠΡΙΝ την κυματική δράση</i> 	8.98
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 10 min</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 20 min</i> 	
			<i>ΜΕΤΑ από κυματική δράση διάρκειας 30 min</i> 	
			0 0.5m	