

ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑ ΚΕΝΤΡΙΚΗΣ ΜΑΚΕΔΟΝΙΑΣ
ΔΗΜΟΣ ΚΑΤΕΡΙΝΗΣ

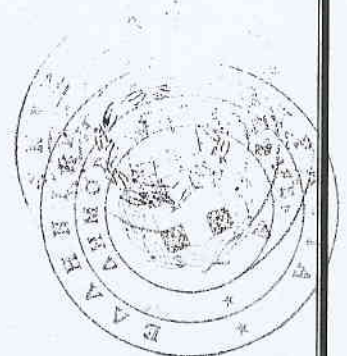
ΜΕΛΕΤΗ ΟΜΒΡΙΩΝ ΥΔΑΤΩΝ ΔΗΜΟΥ ΠΑΡΑΛΙΑΣ
(ΕΚΒΟΛΗ ΤΗΣ ΤΑΦΡΟΥ Τ2)

ΟΡΙΣΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΥΔΡΑΥΛΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

Υπολογισμοί

Μελέτη:

Ι. Αυγέρης
Πολιτικός Μηχανικός



ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ
ΙΟΥΛΙΟΣ 2012

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

1. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ.....	2
2. ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ	5
2.1 Έλεγχος διατομής τοίχων αντιστηριξης (πτερυγότοιχοι)	5
α. Υπολογισμός φορτίων.....	5
β. Έλεγχος αστοχίας σε ανατροπή	7
γ. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους.....	7
δ. Έλεγχος σε ολίσθηση.....	7
ε. Υπολογισμός σπλισμού.....	8
2.2 Έλεγχος διατομής τραπεζοειδούς τάφρου T2	9
α. Υπολογισμός φορτίων.....	9
β. Υπολογισμός σπλισμού.....	10
3. ΑΚΤΟΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ	12
3.1 Έλεγχος διατομής βραχιόνων	12
α) Κυματισμοί στα ρηχά νερά.....	12
4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	16
4.1 Υπολογισμός ατομικού βάρους μονάδας θωράκισης.....	16
4.2 Υπολογισμός πλάτους στέψης.....	16
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	18



1. ΥΔΡΑΥΛΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Στην υδραυλική Μελέτη «Παρεμβάσεις αντιπλημμυρικού χαρακτήρα στο Δ.Δ. Παραλίας – Διευθέτηση αντιπλημμυρικών τάφρων T2 και T6», Ιούλιος 2005, που εκπονήθηκε για τη διευθέτηση και τη σταθεροποίηση της κοίτης των δύο τάφρων, υπολογίστηκαν και οι αντίστοιχες όμβριες καμπύλες.

Για την τάφρο T2 και με περίοδο επαναφοράς 50 χρόνια, η όμβρια καμπύλη που προκύπτει είναι $i = 49,52 \times t^{-0,580}$, που δίνει μέγιστη πλημμυρική παροχή για τη λεκάνη απορροής της T2, $Q=15,30\text{m}^3/\text{s}$.

Η παροχή που διέρχεται από τις τραπεζοειδείς διατομές της τάφρου T2 προκύπτει από την εφαρμογή του τύπου του Manning :

$$Q = (1/n) \times A \times R^{2/3} \times S^{1/2} \quad (1)$$

- όπου
- A εμβαδόν διατομής
 - R υδραυλική ακτίνα
 - S μέση εγκάρσια κλίση του ρέματος (0,1%)
 - n συντελεστής τραχύτητας του Manning.

Ο συντελεστής n λήφθηκε $n = 0,017 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ (σκυρόδεμα με πυθμένα από κολυμβητό μπετόν με βότσαλα και παρειές επενδυμένες με ακανόνιστους λίθους).

Επειδή στο μελετώμενο τμήμα της τάφρου T2, διατηρούνται σταθερά η διατομή, η κλίση και η τραχύτητα, η ροή είναι μόνιμη και ομοιόμορφη. Υπολογίστηκαν το ομοιόμορφο βάθος ροής h_0 και τα υπόλοιπα υδραυλικά στοιχεία της ροής στη θέση της διατομής ελέγχου. Τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα 1. Όπως βλέπουμε η ροή είναι υποκρίσιμη ($Fr < 1$).

Το νερό μετά την έξοδο του από την τραπεζοειδή διατομή της τάφρου στο σημείο 2, διέρχεται από την επίσης τραπεζοειδή διατομή που σχηματίζουν οι δύο αποκλίνοντες βραχίονες (σχέδιο διατομών 5β).

Ο συντελεστής n λήφθηκε $n = 0,030 \text{ m}^{-1/3} \cdot \text{s}$ (πυθμένας με λιθοσύντριμμα και παρειές με ακανόνιστους ογκόλιθους), και η κλίση $0,2\%$.

Επειδή στο μελετώμενο μετά την τάφρο T2, διατηρούνται σταθερά η κλίση και η τραχύτητα, αλλά όχι η διατομή, η ροή είναι μόνιμη και ανομοιόμορφη. Υπολογίστηκαν το ομοιόμορφο βάθος ροής h_0 και τα υπόλοιπα υδραυλικά στοιχεία της ροής στις θέσεις των διατομών ελέγχου. Τα αποτελέσματα δίνονται στον πίνακα 1. Όπως βλέπουμε η ροή είναι υποκρίσιμη ($Fr < 1$).

Το προφίλ της στάθμης του νερού σε όλο το μήκος του μελετούμενου τμήματος της T2 και μεταξύ των βραχιόνων δίνεται στο σχέδιο 4 της μηκοτομής.

Πίνακας 1.1 Χαρακτηριστικά υδραυλικά στοιχεία της ροής

Διατ. έλεγχου	Περίμετρος υγρής διατομής Π (m)	Εμβαδόν υγρής διατομής E (m ²)	Πλάτος πυθμένα b (m)	Υδραυλική ακτίνα υγρής διατομής R (m)	Βάθος ροής h_o (m)	Πλάτος ροής T (m)	Ταχύτητα ροής v (m/s)	κλίση J_o	Παροχή διατομής Q (m ³ /s)	Fr	Κρίσιμο βάθος y_{cr} (m)
Δ2	8,86	8,33	6,000	0,94	1,24	7,43	1,84	0,001	15,30	0,55	0,86
2α	10,67	10,31	6,000	0,97	1,30	9,89	1,48	0,002	15,29	0,46	0,82
2β	10,99	10,43	6,500	0,94	1,25	10,24	1,47	0,002	15,29	0,46	0,79
2γ	12,78	11,09	9,000	0,86	1,05	12,15	1,38	0,002	15,31	0,46	0,66
2δ	14,54	11,68	11,20	0,80	0,93	13,98	1,31	0,002	15,32	0,46	0,58

2. ΣΤΑΤΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

2.1 Έλεγχος διατομής τοίχων αντιστήριξης (πτερυγότοιχοι)

α. Υπολογισμός φορτίων

Οι τοίχοι αντιστήριξης έχουν πάχος κορμού 0,25m, πεδίου 0,3m, πλάτος πεδίου 0,9m και ύψος 1,65m.

Τα χαρακτηριστικά μεγέθη των λίθων της επίχωσης είναι: ειδικό βάρος $\gamma_s=26 \text{ KN/m}^3$, γωνία τριβής $\varphi=40^\circ$, συνοχή $c=0$, $k_a=0,217$ ($k_a=\tan^2(45^\circ-\varphi/2)$).

Στον πτερυγότοιχο επενεργούν οι **δυνάμεις ανατροπής** (ωθήσεις ενεργές και ωθήσεις λόγω σεισμού, υδροδυναμική πίεση) και οι **δυνάμεις ευστάθειας** (ίδιο βάρος πτερυγότοιχου, ίδιο βάρος των υπερκείμενων του πεδίου λίθων μείον την άνωση). Στους λίθους επενεργεί όπως και στον τοίχο σεισμική δύναμη ανατροπής ανάλογη του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή k_h -σχήμα 1)

ι) Ενεργές ωθήσεις και ωθήσεις λόγω σεισμού σύμφωνα με τη μέθοδο Mononobe-Okabe (EC8) με συνισταμένη:

$$F_{\Sigma+E} = 0,5 \times \gamma' \times h^2 \times (1-a_v) \times k_{AE} \quad (2)$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta)}{\cos^2 \vartheta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin^2 \varphi}{\cos \vartheta}} \right]^2} \quad (3)$$

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{a_h}{1-a_v}\right) \quad (4)$$

$$k_h = \alpha S/r, \quad k_v = 0,33 \times \alpha$$

όπου γ' το υπό άνωση φαινόμενο βάρος του κορεσμένου εδάφους ($\gamma'=(1-n)(\gamma_s-\gamma_w)$), $n=0,4$ το πορώδες), a είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους (για την περιοχή της Παραλίας είναι $a=0,16$), k_h είναι ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής, k_v είναι ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής, $r=1,5$ είναι παράμετρος.

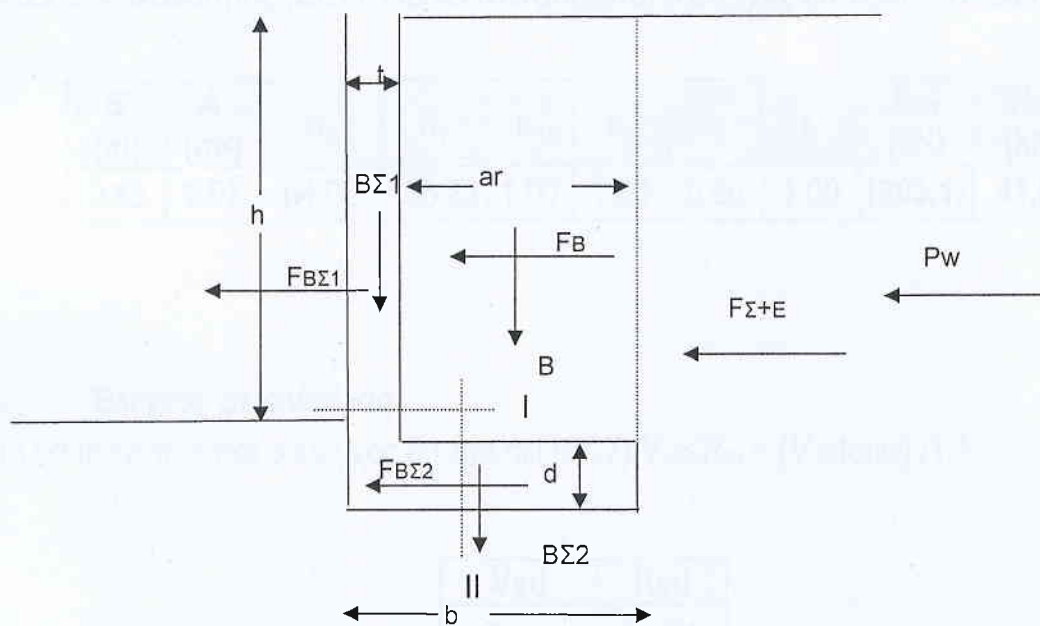
ii) Σεισμική δύναμη στις δονούμενες μάζες του πτερυγότοιχου ($F_{B\Sigma}$) και των λίθων της επίχωσης (F_B) που βρίσκονται πάνω από το πέδιλο του:

$$F_{B\Sigma} = k_h \times B_\Sigma \quad F_B = k_h \times S \times B \quad (5)$$

iii) Υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού λόγω σεισμού (EC8) από την οποία προκύπτει συνολική οριζόντια δύναμη:

$$P_w = 0,583 \times k_h \times \gamma_w \times h_w^2 \quad (6)$$

Στον πίνακα υπολογίζονται όλες οι τιμές των συνισταμένων των παραπάνω ωθήσεων και δυνάμεων.



Σχήμα 1. Φορτία τοίχου αντιστήριξης

h (m)	k_{AE}	BΣ1 (kN)	BΣ2 (kN)	B (kN)	F _{BΣ} (kN)	F _B (kN)	F _{Σ+E} (kN)	P _w (kN)
1,65	0,28	29,25	2,93	9,65	3,43	1,03	3,20	1,74

β. Έλεγχος αστοχίας σε ανατροπή

Οι τιμές των ροπών ευστάθειας ($M_B + M_{BΣ}$) και ανατροπής ($M_{FBΣ}$, M_{FB} , $M_{Σ+E}$, M_{Pw}),

ο συντελεστής ευστάθειας $v (M_{ευστ} / M_{ανστ})$ και η εκκεντρότητα e δίνονται στον παρακάτω πίνακα. Για να ικανοποιείται ο έλεγχος θα πρέπει $v > 1$.

M _{FBΣ} (kNm)	M _{FB} (kNm)	M _{Σ+E} (kNm)	M _{Pw} (kNm)	M _{B+BΣ} (kNm)	M _{ευστ} (kNm)	M _{ανστ} (kNm)	v	e'
3,57	1,16	3,07	1,67	10,52	10,52	9,47	1,12	0,41

γ. Έλεγχος φέρουσας ικανότητας εδάφους

Στον πίνακα γίνεται ο έλεγχος αστοχίας του περυγούτοιχου λόγω υπέρβασης της φέρουσας ικανότητας (EC7). Για να ικανοποιείται ο έλεγχος θα πρέπει $N_{Fd} \leq R_{Nd}$.

B' (m)	A' (m ²)	N _q	N _γ	K _q	K _γ	I _q	I _γ	R _{Nd} (kN)	N _{Fd} (kN)
0,85	2,97	64,06	105,83	1,00	1,00	0,60	1,00	1203,17	41,83

δ. Έλεγχος σε ολίσθηση

Για να ικανοποιείται ο έλεγχος θα πρέπει (EC7) $V_{sd} \leq R_{sd} = (V_{sd} \tan \varphi) / 1,1$

V _{sd}	R _{sd}
9,39	31,91

ε. Υπολογισμός οπλισμού

Οι ροπές στις διατομές I, II (σχήμα 1) δίνονται από τους τύπους:

$$M_{I-I} = M_{FB\Sigma} + M_{FB} + M_{\Sigma+E} + M_{PW} \quad (7)$$

$$M_{II-II} = 0,5a_r^2 [(1 - 0,333a_r/b)\sigma_r + \sigma_1 0,333a_r/b - (h\gamma' + d_p\gamma_{σκ})] \quad (8)$$

$$\sigma_{i,r} = \frac{N_{Fd}}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b} \right) \quad (9)$$

όπου $e = b/2 - \xi$

Οι τιμές των τάσεων και των ροπών δίνονται στον παρακάτω πίνακα:

σ_1 (kN/m ²)	σ_r (kN/m ²)	M_{I-I} (kNm)	M_{II-II} (kNm)
179,41	-83,96	5,30	-9,06

Λαμβάνεται ποιότητα σκυροδέματος C16/20, χάλυβας B500C και πάχος επικάλυψης οπλισμών 5 cm (θαλάσσιο περιβάλλον).

Ανηγγμένη ροπή:

$$K = \frac{M_{sd}}{Ld^2f_{cd}} \quad (10)$$

Ποσοστό οπλισμού:

$$A_s = \omega \cdot L \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (11)$$

i) Διατομή I-I

ω	K	A_s (cm ²)
0,007	0,006	0,43

Ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός είναι (EC2) $A_{smin} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{ck}} bd \geq 0,0013bd =$
 $0,26 \frac{1,9}{500} (25 - 5)100 \geq 0,0013(25 - 5)100d = 2,60\text{cm}^2$ ($\varnothing 12/20 = 5,65\text{cm}^2$). Τοποθετούνται
 στην πλάκα $\varnothing 12/20$ και στις δύο παρειές και οπλισμός διανομής $\varnothing 10/20$.

ii) Διατομή II-II

ω	μ_{sd}	A_s (cm^2)
0,011	0,010	0,86

Ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός είναι (EC2) $A_{smin} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{ck}} bd \geq 0,0013bd =$
 $0,26 \frac{1,9}{500} (30 - 5)100 \geq 0,0013(30 - 5)100d = 3,25\text{cm}^2$ ($\varnothing 12/20 = 5,65\text{cm}^2$). Τοποθετείται
 στο πέλμα κάτω και άνω $\varnothing 12/20$ και οπλισμός διανομής $\varnothing 10/20$.

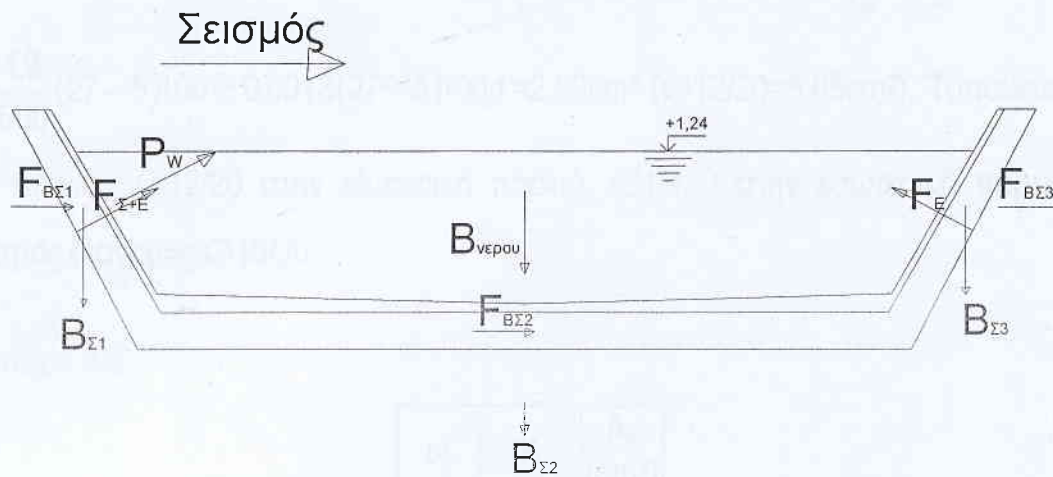
2.2 Έλεγχος διατομής τραπεζοειδούς τάφρου Τ2

α. Υπολογισμός φορτίων

Η τάφρος Τ2 έχουν πάχος παρειών μεταβλητό (0,23-0,30m), κοίτης 0,3m και πλάτος κοίτης 6,37m και ύψος παρειών 1,65m.

Τα χαρακτηριστικά μεγέθη των λίθων της επίχωσης είναι: ειδικό βάρος $\gamma_s = 26 \text{ KN/m}^3$, γωνία τριβής $\varphi = 40^\circ$, συνοχή $c = 0$, $k_a = 0,217$ ($k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$).

Στην διατομή της τάφρου Τ2 επενεργούν οι **δυνάμεις ανατροπής** (ωθήσεις ενεργές και ωθήσεις λόγω σεισμού, υδροδυναμική πίεση) και οι **δυνάμεις ευστάθειας** (ίδιο βάρος μείον άνωση, βάρος νερού διατομής τάφρου). Η διατομή υπολογίζεται γεμάτη με νερό που είναι η η δυσμενέστερη φόρτιση.



Σχήμα 2. Φορτία διατομή της τάφρου

h (m)	k_{AE}	$B_{\nu\epsilon\rho\upsilon}$ (kN)	$B_{\Sigma 1}$ (kN)	$B_{\Sigma 2}$ (kN)	$B_{\Sigma 3}$ (kN)	$F_{B\Sigma 1}$ (kN)	$F_{B\Sigma 2}$ (kN)	$F_{B\Sigma 3}$ (kN)	P_w (kN)	$F_{\Sigma+E}$ (kN)
1,65	0,28	80,00	8,70	29,20	8,70	0,93	3,11	0,93	0,87	6,50

β. Υπολογισμός οπλισμού

σ_1 (kN/m ²)	σ_r (kN/m ²)	M_{I-I} (kNm)	M_{II-II} (kNm)
20,62	19,129	5,85	236,75

Λαμβάνεται ποιότητα σκυροδέματος C16/20, χάλυβας B500C και πάχος επικάλυψης οπλισμών 5 cm (θαλάσσιο περιβάλλον).

ι) Διατομή I-I

ω	K	A_s (cm ²)
0,007	0,006	0,50

Ο ελάχιστος απαιτούμενος οπλισμός είναι (EC2) $A_{smin} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{ck}} bd \geq 0,0013bd =$

$$0,26 \frac{1,9}{500} (27 - 5)100 \geq 0,0013(27 - 5)100d = 2,99 \text{cm}^2 (\text{Ø}12/20 = 5,65 \text{cm}^2).$$

Τοποθετούνται στην πλάκα Ø12/20 στην εξωτερική παρειά, Ø10/20 στην εσωτερική παρειά και οπλισμός διανομής Ø10/20.

ii) Διατομή II-II

ω	Κ	A _s (cm ²)
0,292	0,244	24,19

Τοποθετείται στην πλάκα της κοίτης κάτω Ø16/15. Υπάρχουν από την παρειά Ø12/20 Τοποθετούνται πρόσθετα στα άκρα Ø12/20. Άνω Ø12/20 και οπλισμός διανομής Ø10/20.

3. ΑΚΤΟΜΗΧΑΝΙΚΟΙ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

3.1 Έλεγχος διατομής βραχιόνων

α) Κυματισμοί στα ρηχά νερά

Ο κυματισμός καθώς πλησιάζει στα ρηχά μετασχηματίζεται λόγω διάθλασης, ρηχότητας και θραύσης των κυματισμών. Για τον στατικό και δυναμικό υπολογισμό των λιμενικών έργων, πρέπει να εκτιμηθούν τα χαρακτηριστικά των κυματισμών σε αντιπροσωπευτικές θέσεις της διάταξης των προτεινόμενων έργων.

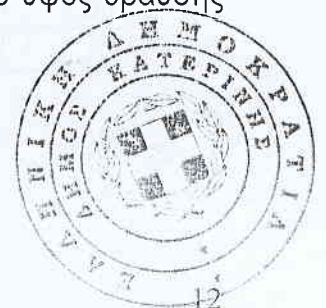
Το έργο βρίσκεται στην ακτή. Η μέση κλίση του πυθμένα είναι $j = 0,01$. Τα στοιχεία του κυματικού κλίματος εξετάζονται για τον ορμητικό Βορειοανατολικό, Ανατολικό, Νοτιοανατολικό και Νότιο άνεμο που προσβάλουν το έργο. Έτσι σε ότι αναφορά την διάθλαση των κυματισμών και τον επηρεασμό τους από την ρηχότητα έχουμε :

Πίνακας 3.1 Υπολογισμός ύψους κύματος (Βορειοανατολικός Άνεμος)

T	L ₀	d	L	n	a _n	k _s	k _r	H ₀ '	H
3,94	24,28	20,00	24,27	0,500	1,200			1,840	
		10,00	24,01	0,528	1,174	0,979	0,968	1,781	1,74
		5,00	21,72	0,661	0,987	0,940	0,837	1,492	1,40
		4,00	20,44	0,712	0,903	0,993	0,944	1,408	1,40
		3,00	18,61	0,772	0,796	1,006	0,941	1,325	1,33
		1,55	14,34	0,874	0,583	1,071	0,915	1,212	1,30

όπου T είναι η περίοδος του κύματος, L₀ το μήκος κύματος στα βαθιά νερά, L το μήκος του κύματος στο βάθος d, που εξετάζουμε, n η κυματική παράμετρος που εξαρτάται από το βάθος, a_n η γωνία διάθλασης σε ακτίνια (η γωνία μεταξύ της κυματοκορυφής και της ισοβαθούς), k_s ο συντελεστής ρηχότητας, k_r ο συντελεστής διάθλασης, H₀' ύψος κύματος με διάθλαση και H ύψος κύματος με ρηχότητα και διάθλαση.

Ο κυματισμός θραύεται σε ένα ορισμένο βάθος το βάθος θραύσης. Το ύψος θραύσης κυματισμού H_{sb} δίνεται από την σχέση



$$H_{sb} = \frac{H'_o}{3,3 \cdot \left(\frac{H'_o}{L_o}\right)^{\frac{1}{3}}} = 1,26m \quad (12)$$

Το βάθος θραύσης d_b υπολογίζεται σαν συνάρτηση του H_{sb} από τη σχέση (CEM, 2006):

$$d_b = \frac{H_{sb}}{\frac{1,56}{1 + e^{-19,5m}} - \frac{43,75(1 - e^{-19m})H_{sb}}{gT^2}} = 1,55m \quad (13)$$

Μετά τη θραύση και την αναδιοργάνωση των κυματισμών το ύψος του κύματος δίνεται από τη σχέση

$$H_\delta = \gamma d \quad (14)$$

όπου γ ο δείκτης θραύσης, και ξ παράμετρος που υπολογίζονται από τους τύπους

$$\gamma = \xi^{0,17+0,08} \quad (15)$$

$$\xi = \frac{\tan \theta}{\sqrt{H'_o / L_o}} \quad (16)$$

d	ξ	γ	H_δ
0,50	0,092	0,75	0,37

Σε βάθος 0,50m το ύψος του κύματος θα είναι 0,37m.

Πίνακας 3.2 Υπολογισμός ύψους κύματος (Ανατολικός Άνεμος)

T	L_o	d	L	n	a_n	k_s	k_r	H'_o	H
5,22	42,53	20,00	42,29	0,516	0,420			2,814	
		10,00	39,20	0,630	0,388	0,940	0,993	2,795	2,63
		5,00	32,05	0,782	0,314	0,993	0,987	2,757	2,74
		4,00	29,45	0,820	0,288	1,018	0,996	2,746	2,80
		3,65	28,40	0,834	0,277	1,010	0,998	2,742	2,77

$$H_{sb} = \frac{H'_o}{3,3 \cdot \left(\frac{H'_o}{L_o}\right)^{\frac{1}{3}}} = 2,85\text{m}$$

$$d_b = \frac{1,56}{1 + e^{-19,5m}} \frac{H_{sb}}{43,75(1 - e^{-19m})H_{sb}} = 3,65\text{m}$$

d	ξ	γ	H _δ
2,00	0,079	0,73	1,46
0,50	0,079	0,73	0,37

Σε βάθος 0,50m το ύψος του κύματος θα είναι 0,37m

Πίνακας 3.3 Υπολογισμός ύψους κύματος (Νοτιοανατολικός Άνεμος)

T	L _o	d	L	n	a _n	k _s	k _r	H _{o'}	H
5,95	55,31	20,00	54,22	0,545	0,370			3,434	
		10,00	47,83	0,691	0,325	0,946	0,992	3,406	3,22
		5,00	37,71	0,827	0,254	1,030	0,990	3,370	3,47
		4,20	35,15	0,852	0,237	1,020	0,998	3,363	3,43

$$H_{sb} = \frac{H'_o}{3,3 \cdot \left(\frac{H'_o}{L_o}\right)^{\frac{1}{3}}} = 3,34\text{m}$$

$$d_b = \frac{1,56}{1 + e^{-19,5m}} \frac{H_{sb}}{43,75(1 - e^{-19m})H_{sb}} = 4,19\text{m}$$

d	ξ	γ	H _δ
3,00	0,081	0,73	2,20
2,34	0,081	0,73	1,71
0,50	0,082	0,73	0,37

Σε βάθος 0,50m το ύψος του κύματος θα είναι 0,37m

Πίνακας 3.4 Υπολογισμός ύψους κύματος (Νότιος Άνεμος)

T	L _o	d	L	n	a _n	k _s	k _r	H _o '	H
4,78	35,74	20,00	35,66	0,506	1,150			2,467	
		15,00	35,38	0,526	1,133	0,985	0,981	2,420	2,38
		10,00	33,99	0,592	1,055	0,962	0,928	2,245	2,16
		8,00	32,60	0,641	0,987	0,981	0,946	2,123	2,08
		6,00	30,26	0,708	0,886	0,988	0,934	1,982	1,96
		4,00	26,44	0,791	0,743	1,012	0,927	1,837	1,86
		3,58	25,36	0,810	0,706	1,009	0,984	1,807	1,82
		2,20	20,78	0,878	0,561	1,061	0,948	1,713	1,82

$$H_{sb} = \frac{H_o'}{3,3 \cdot \left(\frac{H_o'}{L_o}\right)^{\frac{1}{3}}} = 1,80m$$

$$d_b = \frac{H_{sb}}{\frac{1,56}{1 + e^{-19,5m}} - \frac{43,75(1 - e^{-19m})H_{sb}}{gT^2}} = 2,19m$$

d	ξ	γ	H _δ
1,00	0,149	0,80	1,00
0,50	0,156	0,81	0,40

Σε βάθος 0,50m το ύψος του κύματος θα είναι 0,40m

4. ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

4.1 Υπολογισμός ατομικού βάρους μονάδας θωράκισης

Το βάρος W των ογκολίθων της θωράκισης υπολογίζεται από τον τύπο του Hudson (Coastal Engineering Manual, 2006):

$$W = \frac{\gamma_s H^3}{k_D (\Delta - 1)^3 \cot \alpha} \quad (17)$$

γ_s ειδικό βάρος θωράκισης και

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

γ_w ειδικό βάρος νερού

K_D Συντελεστής ευστάθειας

α Κλίση πρσανούς

Το ύψος του κύματος είναι $H \approx 1,0\text{m}$ σε βάθος $1,00\text{m}$.

Πίνακας 4.1 Υπολογισμός θωράκισης προσήνεμου μώλου

γ_s	H	K_D	Δ	$\cot \alpha$	W
26,5	1,00	2	10,25	1,5	0,24

Επιλέγεται η τοποθέτηση ογκολίθων βάρους 180-300kg που θα τοποθετηθούν σε δύο στρώσεις.

4.2 Υπολογισμός πλάτους στέψης

Το πλάτος στέψης της θωράκισης B και το πάχος της θωράκισης t , υπολογίζονται από τον τύπο:

$$B = nk_{\Delta} \left(\frac{M}{\gamma_s} \right)^{1/3} \quad (18)$$

- όπου n ο αριθμός των μονάδων θωράκισης,
 K_{Δ} ο συντελεστής στρώσης,
 W βάρος της μονάδας θωράκισης και
 γ_s ειδικό βάρος υλικού θωράκισης

Τα αποτελέσματα των υπολογισμών παρουσιάζονται στον πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.2. Υπολογισμός πλάτους στέψης

n	k_{Δ}	W	γ_s	B
3	1	0,24	26,5	1,36

Το πάχος της θωράκισης t υπολογίζεται από τη σχέση (18), όπου n ο αριθμός των στρώσεων. Για $n=2$ το πάχος της θωράκισης $t=0,90m$.

Η εσωτερική στρώση θα αποτελείται από λιθορριπή 18-30kg και η στρώση θεμελίωσης πάχους 0,40m από λιθοσύντριμμα 5-10kg.

○

ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ

Κατερίνη ...16/7/2014

Ο Δ/ντής Τ.Υ.

Ο Επιθεωρητής



ΚΑΤΕΡΙΝΗ ΓΚΑΒΑΡΑΓΙΩ
 ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ



ΣΥΝΤΑΞΑΣ

ΙΩΑΝΝΗΣ Ο. ΑΥΓΕΡΗΣ
 ΔΙΠΛ. ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ
 ΜΕΛΟΣ Τ.Ε.Ε. ΑΡ. ΜΗΤΡ. 82688
 ΣΤΡ. ΤΣΙΡΟΓΙΑΝΝΗ 5 - Τ.Κ. 54621 ΘΕΣ/ΝΙΚΗ
 ΤΗΛ. 2310228435 - Α.Δ.Τ. Ξ 507664
 ΑΦΜ: 111814606 ΔΟΥ: Δ' ΘΕΣ/ΝΙΚΗΣ

Ιωάννης Αυγέρης
 Πολιτικός Μηχανικός

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- [1] Chow, V.T., Maidment D.R., and Mays L.W., Applied hydrology, Mc Graw Hill, New York, 1988.
- [2] Παπαμιχαήλ, Δ., 'Τεχνική Υδρολογία Επιφανειακών Υδάτων', Θεσσαλονίκη, 2001
- [3] R. H. French, 'Open channel Hydraulics', Mc Graw Hill New York, 1985.
- [4] Ι. Δ. Δημητρίου, 'Εφαρμοσμένη Υδραυλική', Αθήνα, 2000.
- [5] Ν. Νανούσης, Χ. Σταμούτσος, 'Ανοικτοί αγωγοί', Αθήνα 2003.
- [6] Γκρος, Γ., 1995. «Ωπλισμένο σκυρόδεμα κατά τον Νέο Κανονισμό και τον Ευρωκώδικα 2», εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
- [7] Πιπιλάκης, Κ., Γεωργιάδης, Μ., 1988. «Αντιστηρίξεις και πασσαλοθεμελιώσεις», έκδοση Υπηρεσίας Δημοσιευμάτων, Θεσσαλονίκη.
- [8] Μέμος, 2005. «Μαθήματα λιμενικών έργων», εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα.
- [8] Eurocode 2: Design of concrete structures —Part 1-1: General rules and rules for buildings EN 1992-1-1:2003, Part 1-2: General rules — Structural fire Design EN 1992-1-2:2004
- [9] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, December 2001
- [10] Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1 General Rules, October 2001

