



ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΔΗΜΟΚΡΑΤΙΑ
ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑ ΗΠΕΙΡΟΥ
ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗ ΕΝΟΤΗΤΑ ΠΡΕΒΕΖΑΣ
ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΤΕΧΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ



Interreg
Greece-Italy
AI SMART Project
European Regional Development Fund



EUROPEAN UNION

ΕΡΓΟ: ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΚΣΥΓΧΡΟΝΙΣΜΟΣ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ

ΠΡΟΫΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ (με Φ.Π.Α.): 2.875.000 Ευρώ



ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ ΤΕΥΧΟΥΣ

| | | |
|--------|---|----|
| 1. | ΚΥΜΑΤΙΚΟ ΚΛΙΜΑ ΣΤΑ ΑΝΟΙΧΤΑ ΤΟΥ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΤΟΥ ΜΥΤΙΚΑ | 3 |
| 1.1. | Εισαγωγή | 3 |
| 1.2. | Ανεμολογικά στοιχεία | 3 |
| 1.3. | Στοιχεία παλίρροιας..... | 4 |
| 1.4. | Κυματικό κλίμα στα ανοιχτά του όρμου του αλιευτικού καταφυγίου Μύτικα | 5 |
| 1.4.1 | Στατιστική επεξεργασία ανεμολογικών στοιχείων | 5 |
| 1.4.2 | Αποτελέσματα Στατιστικής Επεξεργασίας | 6 |
| 1.5. | Υπολογιστική διαδικασία πρόγνωσης κυμάτων στα ανοιχτά | 7 |
| 1.6. | Κυματισμοί σχεδιασμού για τον σχεδιασμό των προτεινόμενων έργων με μεγάλες περιόδους επαναφοράς | 9 |
| 2. | ΚΥΜΑΤΙΚΗ ΠΡΟΩΘΗΣΗ..... | 13 |
| 2.1. | Γενικά | 13 |
| 2.2. | Αποτελέσματα κυματικών αναλύσεων | 15 |
| 2.3. | Κυματισμοί Σχεδιασμού Έργων | 19 |
| 3. | ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ..... | 23 |
| 3.1. | Μεθοδολογία | 23 |
| 3.2. | Προσήνεμος μώλος | 24 |
| 3.2.1. | Διαστασιολόγηση Θωράκισης | 24 |
| 3.2.2. | Διαμόρφωση διατομών | 27 |
| 3.3. | Υπήνεμος Μώλος | 31 |
| 3.3.1 | Διαστασιολόγηση Θωράκισης | 31 |
| 4. | ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΕΨΗΣ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ | 32 |
| 4.1. | Γενικά | 32 |
| 4.1 | Επιτρεπόμενες Παροχές Υπερπήδησης Κατασκευών | 38 |
| 4.2. | Υπολογισμοί παροχών υπερπήδησης | 40 |
| 4.3. | Υπολογισμός Κυματικής μετάδοσης..... | 46 |
| 5. | ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΠΟΔΟΣ ΕΞΩΤΕΡΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ | 49 |
| 5.1. | Μεθοδολογία | 49 |
| 5.2. | Αποτελέσματα | 50 |
| 6. | ΔΙΑΣΤΑΔΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΡΗΠΙΔΩΜΑΤΩΝ | 51 |
| 6.1. | Γενικά | 51 |
| 6.2. | Περιγραφή Προγράμματος - Μεθοδολογίες..... | 51 |
| 6.2.1 | Καθορισμός πρόσημου υπολογιστικών γωνιών | 52 |
| 6.2.2. | Ενεργές Ωθήσεις | 52 |
| 6.2.3. | Κατανομή ωθήσεων γαιών σε περίπτωση κεκλιμένης επιφάνειας..... | 53 |
| 6.2.4. | Φορτία επί της κατασκευής | 54 |
| 6.2.5. | Σεισμική Φόρτιση | 54 |
| 6.3. | Δεδομένα - Εφαρμογή στα κρηπιδώματα του Καταφυγίου του Μύτικα | 57 |
| 6.3.1. | Γεωμετρικά χαρακτηριστικά Διατομών | 57 |
| 6.3.2. | Φορτία - Παράμετροι Σχεδιασμού | 58 |
| 6.3.3. | Αποτελέσματα διαστασιολόγησης κρηπιδοτοίχων | 60 |
| | ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ..... | 69 |

ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

1. ΚΥΜΑΤΙΚΟ ΚΛΙΜΑ ΣΤΑ ΑΝΟΙΧΤΑ ΤΟΥ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΤΟΥ ΜΥΤΙΚΑ

1.1. Εισαγωγή

Στο παρόν στάδιο της μελέτης επαναξιολογήθηκε το κυματικό κλίμα της περιοχής μελέτης, καθώς η μελέτη θα προωθηθεί προς τεχνική έγκριση από τις αρμόδιες Υπηρεσίες και εν συνεχεία προς δημοπράτηση. Για τον υπολογισμό του κυματικού καθεστώτος χρησιμοποιήθηκαν τα ανεμολογικά στοιχεία του πλησιέστερου Μετεωρολογικού Σταθμού της Ε.Μ.Υ. Στους κυματικούς υπολογισμούς ελήφθησαν υπ' όψιν η γεωγραφική διαμόρφωση της υπόψη περιοχής, ο προσανατολισμός του αλιευτικού καταφυγίου και η μορφολογία του θαλάσσιου πυθμένα. Οι υπολογισμοί που εκτελέστηκαν αφορούν συνοπτικά στα εξής:

- Αξιολόγηση της γεωγραφικής θέσης της περιοχής μελέτης και των πνεόντων ανέμων από τις οποίες προέκυψαν οι διευθύνσεις προώθησης των κυματισμών που την «προσβάλλουν».
- Προσδιορισμός των κυματισμών στα ανοιχτά της περιοχής μελέτης (εξωτερικά του αλιευτικού καταφυγίου).
- Προώθηση των ανωτέρω προς την περιοχή του υφιστάμενου έργου και εκτίμηση των τοπικών κυματικών του χαρακτηριστικών

1.2. Ανεμολογικά στοιχεία

Τα διατιθέμενα ανεμολογικά στοιχεία στην ευρύτερη περιοχή προέρχονται από το Μετεωρολογικό Σταθμό της Ε.Μ.Υ στην Πρέβεζα, ο οποίος βρίσκεται σε ικανοποιητική απόσταση από το έργο και αφορά σε μετρήσεις ικανής διάρκειας και σχετικά πρόσφατες. Οι μετρήσεις αφορούν σε μετρήσεις της περιόδου 1971 - 2001, ήτοι για σημαντικό χρονικό διάστημα (31 έτη), αφορούν δε σε τρεις ημερήσιες καταγραφές της διεύθυνσης και της έντασης πνοής του ανέμου στις 06:00, 12:00 και 18:00 ώρες GMT. Το ανεμόμετρο μετρήσεων βρίσκεται τοποθετημένο σε υψόμετρο 4 μέτρων. Τα στοιχεία του Μ.Σ. Ηγουμενίτσας δόθηκαν σε πίνακες μηνιαίας βάσης που στην συνέχεια ανάχθηκαν σε ετήσια. Τα ετήσια ανεμολογικά στοιχεία παρουσιάζονται στην συνέχεια στον πίνακα που ακολουθεί:

| BF | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CALM | SUM |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| 1 | 0,116 | 0,276 | 0,161 | 0,101 | 0,037 | 0,046 | 0,098 | 0,065 | | 0,900 |
| 2 | 2,452 | 8,782 | 2,514 | 1,274 | 0,985 | 2,411 | 3,283 | 1,179 | | 22,880 |
| 3 | 2,434 | 8,509 | 1,730 | 0,968 | 1,256 | 5,372 | 7,376 | 1,348 | | 28,993 |
| 4 | 0,898 | 3,202 | 1,126 | 0,785 | 0,912 | 4,877 | 7,025 | 1,156 | | 19,980 |
| 5 | 0,245 | 0,862 | 0,480 | 0,226 | 0,287 | 0,908 | 1,334 | 0,357 | | 4,699 |
| 6 | 0,117 | 0,368 | 0,201 | 0,110 | 0,095 | 0,182 | 0,312 | 0,154 | | 1,537 |
| 7 | 0,018 | 0,101 | 0,070 | 0,051 | 0,045 | 0,057 | 0,086 | 0,042 | | 0,470 |
| 8 | 0,002 | 0,025 | 0,021 | 0,021 | 0,010 | 0,018 | 0,016 | 0,016 | | 0,128 |
| 9 | 0,000 | 0,005 | 0,002 | 0,005 | 0,002 | 0,000 | 0,002 | 0,002 | | 0,017 |
| 10 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,011 | 0,003 | 0,000 | | 0,003 |
| >11 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | | 0,000 |
| SUM | 6,281 | 22,13 | 6,306 | 3,540 | 3,628 | 13,880 | 19,534 | 4,318 | 20,394 | 100,000 |

Πιν. 1-1: Ετήσια Ανεμολογικά Στοιχεία Μ.Σ. Πρέβεζας, περιόδου 1971-2001

Σύμφωνα με τα ανωτέρω στοιχεία παρατηρείται ότι η επικρατούντες άνεμοι της περιοχής μελέτης προέρχονται κυρίως από τό Δ τομέα (ΝΔ - Δ - ΒΔ διευθύνσεις προώθησης), με συνολική συχνότητα εμφάνισης άνω του 37% ετησίως.

Ο επικρατών «καιρός» είναι ο προερχόμενος από τη ΒΑ διεύθυνση, με συνολική ετήσια συχνότητα εμφάνισης 22,13% και μέγιστη καταγεγραμμένη ένταση τα 9Bf. Ακολουθεί η Δ διεύθυνση προώθησης με ετήσια συχνότητα εμφάνισης 19,53% και μέγιστη ένταση ανεμοπνοής στα 10Bf και η ΝΔ με 13,87% και ανεμοπνοή στα 8Bf.

Ο ΒΑ διεύθυνσης επικρατών καιρός (22,13%), αναπτύσσεται από την στεριά προς την θάλασσα και κατά συνέπεια δεν δημιουργεί κυματισμούς που μπορούν να προωθηθούν προς την περιοχή μελέτης.

Αντίθετα βάσει του προσανατολισμού του αλιευτικού καταφυγίου οι διευθύνσεις που παρουσιάζουν «ενδιαφέρον», για τον προσδιορισμό των κυματισμών στα ανοιχτά της περιοχής μελέτης και οι οποίες εξετάζονται στην παρούσα, είναι αυτές του ευρύτερου Δυτικού τομέα, ήτοι η Δ (19,53%), η ΒΔ (4,32%) και η ΝΔ διεύθυνση (13,87%). Εξ αυτών οι Δυτικής και οι Βορειοδυτικής διεύθυνσης καιροί δημιουργούν κυματισμούς που μπορούν να προωθηθούν στην περιοχή των έργων και συνεπώς λαμβάνονται υπόψη και για τον καθορισμό του κυματικών μεγεθών που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό των λιμενικών έργων. Οι αντίστοιχοι της Νοτιοδυτικής διεύθυνσης, όπως αναλυτικά παρουσιάστηκε στο προηγούμενο στάδιο της μελέτης του έργου, καιροί δεν εξετάζονται στο παρόν στάδιο, καθώς η προώθηση προς την περιοχή του καταφυγίου εμποδίζεται μερικώς από την παρουσία του ακρωτηρίου Κόμαρος (ή Μύτικας), που εκτείνεται σε μικρή απόσταση δυτικά του υφιστάμενου προσήνεμου μώλου του καταφυγίου. Η κυματική ενέργεια που καταλήγει στο καταφύγιο είναι σαφώς μικρότερη της αντίστοιχης της Δ διεύθυνσης προώθησης, η οποία δεν παρεμποδίζεται από κάποιο άλλο φυσικό εμπόδιο. Οι υπόλοιπες εκ των καταγεγραμμένων διευθύνσεων καιροί (Ν, ΝΑ και Α), λόγω της μορφολογίας της υπό μελέτη περιοχής, δεν δημιουργούν κυματισμούς που να επηρεάζουν την περιοχή μελέτης και δεν εξετάζονται περαιτέρω.

Νηνεμία στην περιοχή εμφανίζεται με υψηλή συχνότητα και συγκεκριμένα 20,4%.

Όπως ήδη αναφέρθηκε τα ανωτέρω στοιχεία αποτελούν το σύνολο των μετρήσεων για τα έτη των καταγραφών, τα οποία έχουν αναχθεί σε ετήσια ποσοστά εμφάνισης για την κάθε διεύθυνση προώθησης. Για την εκτίμηση των κυματισμών που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό του έργου εκτελέστηκε στατιστική επεξεργασία των ανωτέρω στοιχείων έτσι ώστε να προκύψουν οι κυματισμοί με συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς, όπως ορίζεται από Διεθνείς κανονισμούς και Συστάσεις Λιμενικών έργων.

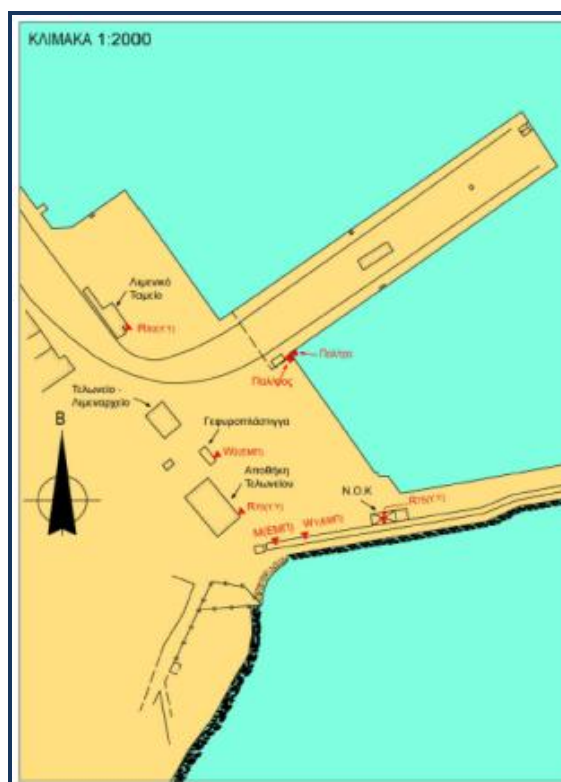
1.3. Στοιχεία παλίρροιας

Στοιχεία που αφορούν στις μεταβολές της στάθμης της θάλασσας έχουν ληφθεί από τον σταθμό μέτρησης παλίρροιας του Κατάκολου, που είναι ο πλησιέστερος εγκατεστημένος στην περιοχή μελέτης.

| Στοιχεία Παλίρροιας | Μέτρηση |
|----------------------|---------|
| Μέγιστη Πλήμμη (ΜΠ.) | 1,10m |
| Μέση Πλήμμη | 0,61m |
| Μέση Στάθμη (ΜΣ.Θ.) | 0,54m |
| Μέση Ρηχία | 0,47m |
| Κατωτάτη Ρηχία | 0,00m |

Πιν. 1-2: Στατιστικά Στοιχεία Παλίρροιας (Πηγή: Υδρογραφική Υπηρεσία ΠΝ)

Από τα παραπάνω στοιχεία προκύπτει ότι οι μεταβολές της θάλασσας έχουν σχετικά σημαντικά μεγέθη, για τον Ελλαδικό χώρο.



Σχ. 1-1: Παλιρροιογράφος λιμένα Κατακόλου (Πηγή: Υδρογραφική Υπηρεσία ΠΝ)

Αναλυτικά τα Παλιρροιακά στοιχεία της περιοχής μελέτης παρουσιάζονται στο Παράρτημα Γ του παρόντος τεύχους.

1.4. Κυματικό κλίμα στα ανοιχτά του όρμου του αλιευτικού καταφυγίου Μύτικα

1.4.1. Στατιστική επεξεργασία ανεμολογικών στοιχείων

Για την εκτίμηση του κυματικού κλίματος σε μία περιοχή απαιτείται είτε η απευθείας επεξεργασία κυματικών καταγραφών, είτε αντίστοιχη των ανεμολογικών στοιχείων, από τα αποτελέσματα της οποίας στην συνέχεια γίνεται πρόβλεψη - πρόγνωση των κυματικών χαρακτηριστικών, μέσω αναλυτικών θεωριών που προσαρμόζονται κατάλληλα στα δεδομένα της εκάστοτε εξεταζόμενης περιοχής. Όπως αναφέρθηκε ήδη στην περιοχή μελέτης δεν

υφίστανται καταγραφές κυματισμών για την απευθείας επεξεργασίας τους, ενώ αντιθέτως υπάρχουν μόνο τα ανεμολογικά στοιχεία του Μετεωρολογικού Σταθμού της Πρέβεζας.

Οι μεθοδολογίες πρόγνωσης κυμάτων από ανεμολογικά δεδομένα παρατίθενται στην συνέχεια της μελέτης. Σύμφωνα με τις συστάσεις λιμενικών έργων ο κυματισμός σχεδιασμού ενός λιμενικού έργου (CEM, 2006, USACE) θα πρέπει να έχει πιθανότητα εμφάνισης 50% στην χρονική διάρκεια των 50 ετών, που είναι η συνήθης διάρκεια ζωής που χρησιμοποιείται για λιμενικά έργα του τύπου αυτού. Το κριτήριο αυτό ικανοποιείται για περίοδο επαναφοράς του ακραίου φαινομένου 73 ετών. Ήτοι εκτιμάται ο άνεμος με περίοδο επαναφοράς 73 έτη (στην παρούσα συντηρητικά χρησιμοποιείται 75 έτη).

Πέραν του μέγιστου κυματισμού σχεδιασμού σε ένα λιμενικό έργο απαιτείται ο καθορισμός και κυματισμών διαφορετικών περιόδων επαναφοράς που χρησιμοποιούνται για την διαστασιολόγηση συγκεκριμένων τμημάτων των κατασκευών που πρόκειται να κατασκευασθούν, όπως στην περίπτωση του καθορισμού της στάθμης στέψης των έργων προστασίας που είθισται να σχεδιάζεται με κυματισμό περιόδου από 10 έως 20 ετών.

Στην παρούσα μελέτη εκτιμήθηκαν οι κυματισμοί με περίοδο επαναφοράς 10, 20 και 75 έτη. Για την στατιστική επεξεργασία των ανεμολογικών στοιχείων απαιτείται η προσαρμογή τους σε γνωστές κατανομές της Διεθνούς Βιβλιογραφίας.

Στην μελέτη χρησιμοποιήθηκαν οι κατανομές των Gumbel και Weibull δύο και τριών παραμέτρων και βάσει της μεθόδου Anderson-Darling (Goodness-Of-Fit) προέκυψε ότι η χρήση της κατανομής Weibull των τριών παραμέτρων προσεγγίζει καλύτερα τις μετρήσεις του μετεωρολογικού σταθμού Πρέβεζας, για τις διευθύνσεις ενδιαφέροντος. Δεδομένου ότι η περιοχή εμφανίζει σύμφωνα με τα ανεμολογικά δεδομένα πολύ υψηλό ποσοστό άπνοιας (20,39%), αυτό κατανέμεται στις 8 διευθύνσεις προώθησης με ίσο ποσοστό.

1.4.2. Αποτελέσματα Στατιστικής Επεξεργασίας

Με βάση τα ανωτέρω υπολογίσθηκαν για τις 4 διευθύνσεις ενδιαφέροντος που εξετάσθηκαν:

| Return Period (Years) | P(X<x) | Wind Speed (m/sec) | Design Wind Speed (m/sec) |
|--------------------------|----------|-----------------------|---------------------------------|
| 1 | 0,995865 | 13,05 | 14,87 |
| 10 | 0,999586 | 17,95 | 20,46 |
| 20 | 0,999793 | 19,43 | 22,14 |
| 75 | 0,999945 | 22,24 | 25,35 |

Πιν. 1-3: Ταχύτητες ανέμου για διάφορες περιόδους επαναφοράς Δ διεύθυνση προώθησης

| Return Period (Years) | P(X<x) | Wind Speed (m/sec) | Design Wind Speed (m/sec) |
|--------------------------|----------|-----------------------|---------------------------------|
| 1 | 0,986703 | 11,76 | 13,41 |
| 10 | 0,998670 | 15,74 | 17,95 |
| 20 | 0,999335 | 16,80 | 19,15 |
| 75 | 0,999823 | 18,69 | 21,30 |

Πιν. 1-4: Ταχύτητες ανέμου για διάφορες περιόδους επαναφοράς ΒΔ διεύθυνση προώθησης

| Return Period | P(X<x) | Wind Speed | Design Wind Speed |
|---------------|---------|------------|----------------------|
|---------------|---------|------------|----------------------|

| (Years) | | (m/sec) | (m/sec) |
|---------|----------|---------|---------|
| 1 | 0,994438 | 12,02 | 13,70 |
| 10 | 0,999444 | 15,60 | 17,78 |
| 20 | 0,999722 | 16,62 | 18,94 |
| 75 | 0,999926 | 18,48 | 21,07 |

Πιν. 1-5: Ταχύτητες ανέμου για διάφορες περιόδους επαναφοράς ΝΔ διεύθυνση προώθησης

| Return Period (Years) | P(X<x) | Wind Speed (m/sec) | Design Wind Speed (m/sec) |
|--------------------------|----------|-----------------------|---------------------------------|
| 1 | 0,989659 | 9,57 | 10,91 |
| 10 | 0,998966 | 13,05 | 14,88 |
| 20 | 0,999483 | 14,03 | 15,99 |
| 75 | 0,999862 | 15,83 | 18,04 |

Πιν. 1-6: Ταχύτητες ανέμου για διάφορες περιόδους επαναφοράς Β διεύθυνση προώθησης

Από τα ανωτέρω αποτελέσματα προκύπτει ότι οι ισχυρότερες εντάσεις μπορούν να προέλθουν από τη Δ και τη ΒΔ.

Για την εκτίμηση των ανωτέρω χρησιμοποιήθηκαν υπολογιστικά φύλλα excel, τα οποία παρατίθενται αναλυτικά στο Παράρτημα «Α» της παρούσης, «Ανεμολογικά Στοιχεία και Στατιστική Επεξεργασία».

1.5. Υπολογιστική διαδικασία πρόγνωσης κυμάτων στα ανοιχτά

Για τον υπολογισμό του αναπτύγματος πελάγους εφαρμόστηκε η μέθοδος του αναπτύγματος πελάγους, κατά C.E.M., 2006, με μία ακτίνα και μόνο για τις διευθύνσεις ενδιαφέροντος. Η μέθοδος αυτή παρουσιάζεται στο C.E.M. Ch.2 "Meteorology and Wave Climate".

Σύμφωνα με την εν λόγω μεθοδολογία υπάρχουν δύο απλουστευτικές καταστάσεις για τις οποίες μπορούν να δοθούν σχετικά ακριβείς προγνώσεις για τα κυματικά χαρακτηριστικά στα ανοιχτά μίας περιοχής μελέτης. Η πρώτη εξ αυτών αφορά στην περίπτωση που ο άνεμος φυσά με σχετικά σταθερή διεύθυνση και ένταση, για ικανή διάρκεια χρόνου, έτσι ώστε να επιτευχθούν *fetch limited* κυματισμοί. Ήτοι η πνοή των ανεμών έχει τόσο χρονική διάρκεια, όση απαιτείται για να αναπτυχθεί πλήρως ο κυματισμός. Η δεύτερη αφορά στην περίπτωση που το ανάπτυγμα πελάγους είναι πολύ μεγάλο, με αποτέλεσμα για την πλήρη ανάπτυξη του να απαιτείται διάρκεια πνοής ανέμου σταθερής διεύθυνσης και έντασης σημαντικής διάρκειας και συγκεκριμένα άνω των 12 ωρών. Στην περίπτωση αυτή απαιτείται θεώρηση περιορισμού για την διάρκεια πνοής του ανέμου σχεδιασμού, μετατρέποντας τη διάρκεια σε ένα ισοδύναμο θεωρητικό ανάπτυγμα πελάγους (*duration - limited* κυματισμοί). Οι άνεμοι στον Ελληνικό χώρο έχουν ριπαία μορφή με συνεχείς αλλαγές στην διεύθυνση και στην ένταση τους. Το γεγονός αυτό σε αρκετές περιπτώσεις οδηγεί σε υπερεκτίμηση των κυματικών χαρακτηριστικών και για το λόγο αυτό οι θεωρήσεις που γίνονται κατά τον υπολογισμό τους πρέπει να λαμβάνονται με ιδιαίτερη προσοχή.

Παρά ταύτα η πολυπλοκότητα της Ελληνικής ακτογραμμής και τα μικρά εν γένει αναπτύγματα πελάγους οδηγούν στην εμφάνιση κυματισμών κυρίως *fetch limited* στον Ελλαδικό χώρο. Οι κυματισμοί αυτή, που στην ουσία καθορίζονται από το ανάγλυφο και την γεωγραφία της περιοχής μελέτης, συνήθως εμφανίζονται σε αναπτύγματα πελάγους της τάξης των 150 έως 200χλμ. Για μεγαλύτερα αναπτύγματα, που η ολοκληρωμένη ανάπτυξη των *fetch limited* κυματισμών απαιτεί σημαντική χρονική διάρκεια, άνω των 12 ωρών, απαιτείται η θεώρηση

περιορισμού διάρκειας (duration limited). Περιπτώσεις αυτού του τύπου συναντώνται στα Νοτιοανατολικά παράλια της νήσου Ρόδου, στο ευρύτερο νότιο τμήμα των ακτών της Κρήτης αλλά και σε σημαντικό τμήμα των ακτών της Δυτικής Ελλάδας που είναι «ανοιχτές» στους Ν, ΝΔ και Δ καιρούς (αναπτύγματα που καταλήγουν στις βόρειες ακτές Αφρικής και ανατολικές ακτές της Ιταλίας).

Στην εξεταζόμενη περίπτωση μία εκ των τεσσάρων διευθύνσεων που εξετάζονται διαθέτουν πολύ μεγάλα αναπτύγματα, σε σχέση με το ανωτέρω όριο, διευθύνσεις στην οποία θα πρέπει να εφαρμοσθεί η θεώρηση των κυματισμών περιορισμένης διάρκειας (duration limited). Η διεύθυνση αυτή είναι η δυτική, οι θεωρήσεις διάρκειας της οποίας παρατίθενται στο επόμενο κεφάλαιο της μελέτης. Στην συνέχεια παρουσιάζονται οι σχέσεις υπολογισμού των ενεργειακών φασμάτων των κυμάτων:

| |
|--|
| $t_{x,u} = 77.23 \frac{X^{0.67}}{u^{0.34} g^{0.33}} \quad (\text{II-2-35})$ <p>where</p> <p>$t_{x,u}$ = time required for waves crossing a fetch of length x under a wind of velocity u to become fetch-limited</p> <p>Equation II-2-35 can be used to determine whether or not waves in a particular situation can be categorized as fetch-limited.</p> <p>The equations governing wave growth with fetch are</p> <hr style="border: 0.5px solid black;"/> <div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="flex: 1;"> $\frac{g H_{m_0}}{u_*^2} = 4.13 \times 10^{-2} * \left(\frac{g X}{u_*^2} \right)^{\frac{1}{2}}$ <p style="text-align: center;">and</p> $\frac{g T_p}{u_*} = 0.651 \left(\frac{g X}{u_*^2} \right)^{\frac{1}{3}}$ $C_D = \frac{u_*^2}{U_{10}^2}$ $C_D = 0.001(1.1 + 0.035 U_{10})$ </div> <div style="flex: 0.5; text-align: right; padding-right: 10px;"> <p>(II-2-36)</p> </div> </div> |
|--|

Σχ. 1-2: Σχέσεις υπολογισμού ενεργειακών χαρακτηριστικών κυμάτων

| | |
|---|-----------------------------------|
| <p>X = straight line fetch distance over which the wind blows</p> <p>H_{m0} = energy-based significant wave height</p> <p>C_D = drag coefficient</p> <p>U_{10} = wind speed at 10 m elevation</p> <p>u_* = friction velocity</p> <p>See Demirbilek, Bratos, and Thompson (1993) for more details.</p> <p>Fully developed wave conditions in these equations are given by</p> | |
| $\frac{g H_{m0}}{u_*^2} = 2.115 \times 10^2$ <p style="text-align: center;">and</p> $\frac{g T_p}{u_*} = 2.398 \times 10^2$ <p>Equations governing wave growth with wind duration can be obtained by converting duration into an equivalent fetch given by</p> $\frac{g X}{u_*^2} = 5.23 \times 10^{-3} \left(\frac{g t}{u_*} \right)^{\frac{3}{2}}$ | <p>(II-2-37)</p> <p>(II-2-38)</p> |

Σχ. 1-3: Σχέσεις υπολογισμού ενεργειακών χαρακτηριστικών κυμάτων

Με βάση τα ανωτέρω εκτελέστηκαν οι αναλυτικοί υπολογισμοί του κυματικού κλίματος και συγκεκριμένα της γένεσης κυμάτων στα ανοιχτά του εξεταζόμενου καταφυγίου.

1.6. Κυματισμοί σχεδιασμού για τον σχεδιασμό των προτεινόμενων έργων με μεγάλες περιόδους επαναφοράς

Οι κυματισμοί σχεδιασμού θα πρέπει να αποδίδουν την κυματική ενέργεια που προωθείται προς μία περιοχή για μεγάλη περίοδο επαναφοράς, έτσι ώστε τα προτεινόμενα έργα είτε όσον αφορά τον σχεδιασμό της διάταξης τους (αλλά και του τύπου τους), είτε στην διαμόρφωση των στρώσεων θωράκισης τους να μπορούν να εξασφαλίσουν τις συνθήκες σχεδιασμού τους. Ήτοι αφενός μεν να διαμορφώσουν τις υπήνεμες συνθήκες στην περιοχή πρόσδεσης των σκαφών, αφετέρου δε να μπορούν να «αντέξουν» κατά την ανάπτυξη μέγιστων κυματικών φορτίων (της περιόδου επαναφοράς που επιλέγεται ανάλογα με τον τύπο του έργου).

Για τον σχεδιασμό των προτεινόμενων έργων καθώς και την εξέταση της επίδρασης τους ως προς τις υφιστάμενες κατασκευές χρησιμοποιήθηκαν οι κυματισμοί **Δυτικής, Βορειοδυτικής και Βόρειας** διεύθυνσης πρόωθησης με περίοδο επαναφοράς 75 έτη, οι οποίοι όπως αναφέρθηκε και στην παρ. 2.1. μπορούν να προωθηθούν στην περιοχή των έργων. Όπως επίσης αναφέρθηκε στην ίδια παράγραφο (παρ. 2.1) οι κυματισμοί της Νοτιοδυτικής διεύθυνσης πρόωθησης δεν «ενδιαφέρουν» την προσέγγιση για τον σχεδιασμό των έργων.

Βάσει της ανάλυσης που εκτελέστηκε στο στάδιο της προμελέτης η κρίσιμη διεύθυνση πρόωθησης είναι η Δ. Οι υπόλοιπες διευθύνσεις εμφανίζουν χαρακτηριστικά σαφώς μικρότερα. Πέραν τούτου η Δ διεύθυνση είναι αυτή που προωθείται ανεμπόδιστα προς την περιοχή του καταφυγίου και ειδικότερα προς τον προσήνεμο μώλο του, ο οποίος δέχεται και τη μεγαλύτερη κυματική ενέργεια συγκριτικά με τις υπόλοιπες κατασκευές του έργου. Η ΒΔ διεύθυνση χρησιμοποιείται για την διαστασιολόγηση του υπήνεμου μώλου και μόνο.

Στην συνέχεια ακολουθούν οι θεωρήσεις που έγιναν στο πλαίσιο της και αφορούν τις ιδιαιτερότητες κάθε μίας εκ των διευθύνσεων προώθησης. Σημειώνεται ότι στο παρόν στάδιο έγινε πιο ενδελεχής ανάλυση ώστε να εξασφαλιστεί ότι χρησιμοποιούνται οι δυσμενέστερες ενεργειακά συνθήκες για τα υπό μελέτη έργα.

- Δυτική διεύθυνση προώθησης

Όπως αναφέρθηκε η Δ διεύθυνση προώθησης είναι αυτή με τις μεγαλύτερες εντάσεις ανέμου αλλά και αναπτύγματος πελάγους, από την οποία προκύπτουν οι μεγαλύτεροι κυματισμοί που προωθούνται προς την περιοχή μελέτης. Η συγκεκριμένη διεύθυνση και στο στάδιο της προμελέτης και στο παρόν έχει στραφεί κατάλληλα ώστε να αποδίδει τις πραγματικές ενεργειακές συνθήκες που καταλήγουν στα έργα προστασίας. Πιο συγκεκριμένα οι διευθύνσεις προώθησης δεν λαμβάνονται ακριβώς στο αζιμούθιο των 270° που αντιστοιχεί ακριβώς στην Δ διεύθυνση προώθησης, αλλά στρέφονται κατάλληλα ώστε αφενός μεν να λαμβάνονται τα μεγαλύτερα δυνατά αναπτύγματα πελάγους, ενώ παράλληλα η προώθηση των "πραγματικών κυματισμών" να γίνεται όσο πιο κάθετα στον προσήνεμο μώλο του καταφυγίου. Υπό το σκεπτικό αυτό εξετάσθηκαν δύο διευθύνσεις προώθησης. Η πρώτη αφορά σε αζιμούθιο 275° και η δεύτερη σε $285-290^\circ$. Η δεύτερη εκ των δύο διευθύνσεων είναι πρακτικά η ενδιάμεση των δύο κύριων διευθύνσεων Δ και ΒΔ και για αυτό στην συνέχεια του τεύχους αναφέρεται ως ΔΒΔ. Η δεύτερη εκ των δύο εμφανίζει μεγαλύτερο ανάπτυγμα πελάγους, ενώ η προώθηση της προς την περιοχή του έργου είναι σχεδόν κάθετη στον προσήνεμο μώλο του. Η πρώτη αντίθετα έχει μικρότερο ανάπτυγμα πελάγους και μεγαλύτερη προώθηση υπό γωνία τόσο ως προς την διεύθυνση του μώλου όσο και τις ισοβαθείς του πυθμένα (φαινόμενο διάθλασης).

Οι αναλύσεις που έγιναν για την εκτίμηση των ανεμοπνοών σχεδιασμού για την κάθε διεύθυνση προώθησης αφορούν στις "κλασσικές" οκτώ διευθύνσεις που καταγράφονται τα ανεμολογικά στοιχεία της ΕΜΥ. Για τις υπόλοιπες διευθύνσεις που προκύπτουν κατά τον σχεδιασμό ενός έργου τόσο από την γεωγραφία της περιοχής, τις πραγματικές συνθήκες ανάπτυξης, αλλά και τον προσανατολισμό του έργου, πρέπει να γίνονται κατάλληλες προσεγγιστικές εκτιμήσεις ώστε τα τελικά μεγέθη να είναι ρεαλιστικά και να αποφεύγονται οι υπερεκτιμήσεις. Πιο συγκεκριμένα και σε ότι αφορά την πρώτη εκ των δύο διευθύνσεων που εξετάσθηκαν θεωρήθηκε ότι πρακτικά αντιστοιχεί πλήρως στην Δ διεύθυνση προώθησης καθώς η απόκλιση της είναι στις 5° που είναι ασήμαντη. Σε ότι αφορά την δεύτερη εκ των δύο, η απόκλιση της ληφθείσας διεύθυνσης είναι μεγαλύτερη και περίπου $15-20^\circ$, γεγονός που την κατατάσσει περίπου στο μέσο της Δ και της ΒΔ διεύθυνσης. Για τη μεν πρώτη διεύθυνση η ένταση ανεμοπνοής που χρησιμοποιείται στην συνέχεια είναι η προκύψασα από την σχετική στατιστική ανάλυση που έγινε για την Δ διεύθυνση προώθησης. Για την δεύτερη αποφασίσθηκε να ληφθεί ο μέσος όρος της Δ και της ΒΔ διεύθυνσης αντίστοιχα.

Με βάση τα ανωτέρω για τη Δ διεύθυνση προέκυψε ότι η ταχύτητα υπολογισμού του κύματος σχεδιασμού είναι: $U_{75} = 49,3 \text{ knots}$ που είναι το κάτω όριο των 10Bf. Συντηρητικά αποφασίσθηκε να ληφθεί μέση τιμή των 10Bf, ήτοι 52knots, καθώς αφενός μεν πρόκειται για την πλέον κρίσιμη για τον σχεδιασμό του προσήνεμου έργου, διεύθυνση προώθησης, αφετέρου δε αποτελεί και την πιο συχνή στατιστικά εμφανιζόμενη πνοή ανέμου (συχνότητα εμφάνισης 19,53 %). Σε σχέση με την προμελέτη μειώνεται κατά τι δεδομένου ότι η λήψη πιο μεγάλης τιμής και συγκεκριμένα στο μέγιστο όριο των 10Bf, θεωρείται υπερβολική, ενώ λόγω των περιορισμένων βαθών στην περιοχή του μώλου οι συνθήκες προώθησης είναι σε κάθε περίπτωση περιορισμένες (depth limited conditions). Η διάρκεια πνοής ανέμου που λήφθηκε

υπόψη στους υπολογισμούς είναι **12 ώρες**. Τα αποτελέσματα των κυματικών υπολογισμών δίνονται στην συνέχεια στον ακόλουθο πίνακα:

| T_r (έτη) | U (m/sec) | F (km) | H_s (m) | T_s (sec) | T_p (sec) | L_o (m) |
|----------------|----------------|-------------|--------------|----------------|----------------|--------------|
| 75 | 26,75 | 310 | 6,40 | 10,81 | 11,38 | 182,60 |

Πιν. 1-7: Κυματισμοί στα ανοιχτά για περίοδο επαναφοράς 75 έτη - Δ διεύθυνση προώθησης

- Δυτική-Βορειοδυτική διεύθυνση προώθησης

Για την συγκεκριμένη διεύθυνση έγινε αναφορά ανωτέρω. Η ταχύτητα σχεδιασμού είναι αυτή που αντιστοιχεί στο μέσο όρο μεταξύ της Δ και της ΒΔ διεύθυνσης προώθησης. Από τα αποτελέσματα της ανάλυσης αποφασίσθηκε τελικά να ληφθεί ταχύτητας ίση με 50knots. Τα αποτελέσματα των κυματικών υπολογισμών δίδονται στον ακόλουθο πίνακα:

| T_r (έτη) | U (m/sec) | F (km) | H_s (m) | T_s (sec) | T_p (sec) | L_o (m) |
|----------------|----------------|-------------|--------------|----------------|----------------|--------------|
| 75 | 25,72 | 360 | 6,03 | 10,49 | 11,05 | 171,92 |

Πιν. 1-8: Κυματισμοί στα ανοιχτά για περίοδο επαναφοράς 75 έτη - ΔΒΔ διεύθυνση προώθησης

- Βορειοδυτική διεύθυνση προώθησης

Η διεύθυνση αυτή, όπως έγινε και στις προηγούμενες, έχει στραφεί κατάλληλα ώστε να αποδώσει τη μέγιστη δυνατή κυματική ενέργεια που προωθείται προς την περιοχή μελέτης από την συγκεκριμένη διεύθυνση προώθησης (308° έναντι 315°). Το ενεργό ανάπτυγμα της όπως προκύπτει από τους ναυτικούς χάρτες είναι σχετικά μικρό σε σχέση με το αντίστοιχο της δυτικής διεύθυνσης προώθησης, ήτοι 65χλμ. Η ταχύτητα που προέκυψε από την στατιστική επεξεργασία είναι 41,4knots (κάτω όριο των 9Bf). Και σε αυτήν την περίπτωση συντηρητικά λαμβάνεται η άνω τιμή των 9Bf, ήτοι 47knots καθώς η διεύθυνση αυτή εκτιμάται κρίσιμη για τον σχεδιασμό του υπήνεμου έργου.

Τα αποτελέσματα των κυματικών υπολογισμών δίνονται στην συνέχεια στον ακόλουθο πίνακα:

| T_r (έτη) | U (m/sec) | F (km) | H_s (m) | T_s (sec) | T_p (sec) | L_o (m) |
|----------------|----------------|-------------|--------------|----------------|----------------|--------------|
| 75 | 24,18 | 65 | 3,59 | 6,40 | 6,73 | 63,87 |

Πιν. 1-9: Κυματισμοί στα ανοιχτά για περίοδο επαναφοράς 75 έτη - ΒΔ διεύθυνση προώθησης

- Βόρεια διεύθυνση προώθησης

Η διεύθυνση αυτή έχει πολύ μικρό ανάπτυγμα, ήτοι 4,5χλμ. και δημιουργεί ιδιαίτερα χαμηλού ύψους κυματισμούς που δεν θεωρούνται κρίσιμοι για τον σχεδιασμό των προτεινόμενων έργων. Εξετάζεται παρ' όλα αυτά ώστε να καταδειχθεί η πραγματικά ελάχιστη επιρροή της για το εξεταζόμενο έργο. Η ταχύτητα που προέκυψε από την στατιστική επεξεργασία είναι

35,07knots (κάτω όριο των 8Bf). Και σε αυτήν την περίπτωση συντηρητικά λαμβάνεται η άνω τιμή 8Bf, ήτοι 40knots.

Τα αποτελέσματα των κυματικών υπολογισμών δίνονται στην συνέχεια στον ακόλουθο πίνακα:

| T_r (έτη) | U (m/sec) | F (km) | H_s (m) | T_s (sec) | T_p (sec) | L_o (m) |
|----------------|----------------|-------------|--------------|----------------|----------------|--------------|
| 75 | 20,58 | - | 0,78 | 2,46 | 2,59 | 9,46 |

Πιν. 1-10: Κυματισμοί στα ανοιχτά για περίοδο επαναφοράς 75 έτη - Β διεύθυνση προώθησης

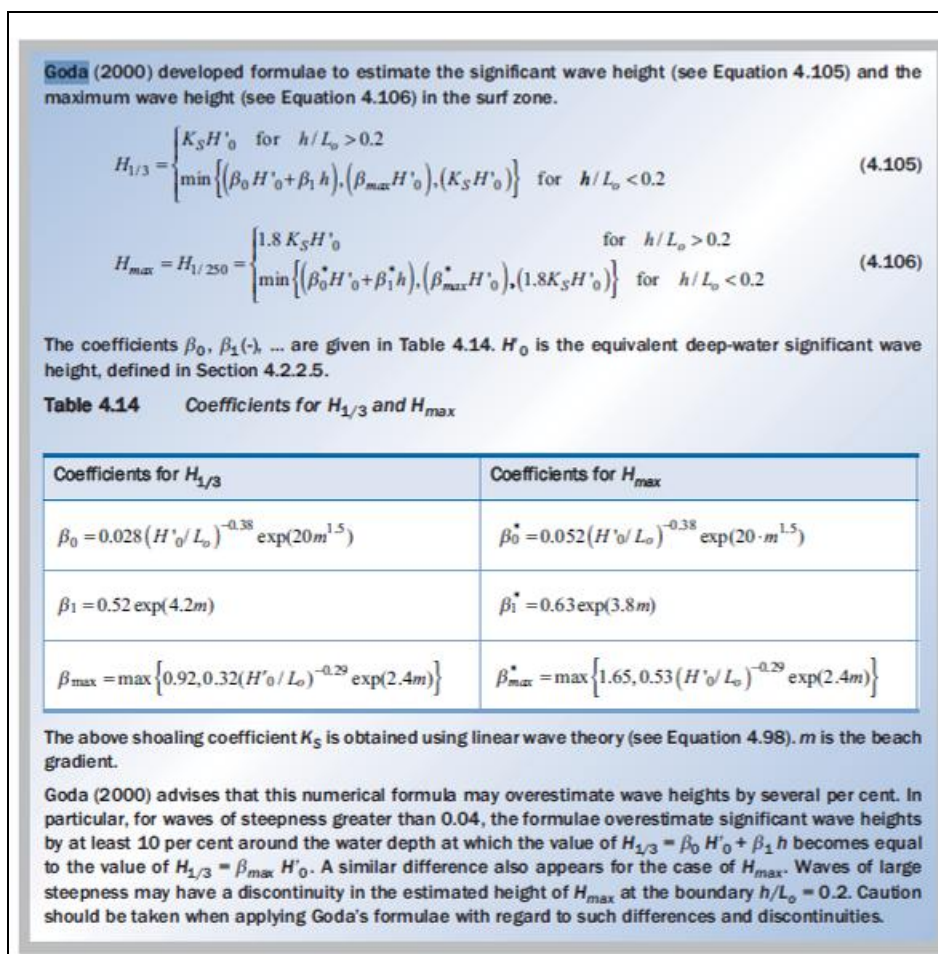
2. ΚΥΜΑΤΙΚΗ ΠΡΟΩΘΗΣΗ

2.1. Γενικά

Κατά την προώθηση των κυμάτων προς την ακτή τα χαρακτηριστικά τους τροποποιούνται εξαιτίας της επιρροής του θαλάσσιου πυθμένα. Συγκεκριμένα ο πυθμένας δημιουργεί τριβές στο τμήμα (κοιλία) της ελεύθερης επιφάνειας τους, με αποτέλεσμα να επιβραδύνεται το κύμα στο τμήμα αυτό, ενώ στο άνω της στάθμης αντίστοιχα να «ταξιθεύει» με την ίδια ταχύτητα. Η διαφοροποίηση αυτή οδηγεί σε σταδιακή διάχυση της κυματικής ενέργειας, που τελικά λόγω του ότι η μορφή του κύματος αλλοιώνεται αυτό θραύεται διαχέοντας πλήρως την ενέργεια του. Η απώλεια της κυματικής ενέργειας οδηγεί σε μείωση του ύψους και του μήκους του κύματος (τουλάχιστον για το μεγαλύτερο τμήμα της διαδρομής του), ενώ η περίοδος του παραμένει σταθερή. Το φαινόμενο αναφέρεται ως ρήκωση των κυμάτων.

Αντίστοιχο φαινόμενο είναι και η διάθλαση του κύματος. Η ουσιαστική διαφορά είναι ότι λαμβάνει χώρα ρήκωση στο κύμα αλλά διαφορετικού βαθμού λόγω της υπό γωνίας προώθησης του μετώπου του κύματος ως προς τις ισοβαθείς του πυθμένα. Αποτέλεσμα του φαινομένου είναι η στροφή του μετώπου του κύματος, με τάση να γίνει παράλληλο προς τη μέση διεύθυνση των ισοβαθών του πυθμένα.

Ο υπολογισμός των «τοπικών» κυματικών χαρακτηριστικών έγινε με χρήση απλουστευτικής αριθμητικής ανάλυσης, η οποία προτείνεται από τον Goda και παρουσιάζεται και στο σχετικά πρόσφατο manual CIRIA (manual in the use of rock engineering) [1]. Η μεθοδολογία αυτή αποδίδει πολύ ικανοποιητικά αποτελέσματα, ιδιαίτερα όταν οι ισοβαθείς εμφανίζουν ομοιομορφία και σταδιακή μείωση των βαθών προς την ακτή (παράλληλες ισοβαθείς και ευθεία ακτογραμμή). Στην εξεταζόμενη περίπτωση οι ισοβαθείς του πυθμένα είναι παράλληλες μέχρι περίπου την -5,0m σε απόσταση 150m από το έργο. Στο τελευταίο αυτό διάστημα της προώθησης τους εμφανίζονται τοπικά αβαθή με ποσειδωνίες που διαφοροποιούν αρκετά το μορφολογικό προφίλ του πυθμένα. Οι ανομοιομορφίες αυτές δεν λαμβάνονται συντηρητικά υπ' όψιν στους υπολογισμούς, καθώς η εμφάνιση τοπικών αβαθών οδηγεί σε σαφώς μεγαλύτερες μειώσεις της κυματικής ενέργειας. Από την συγκριτική ανάλυση που έγινε μεταξύ των αποτελεσμάτων της κυματικής προώθησης στην φάση της προμελέτης για κυματισμούς έντασης 6Bf (στην οποία χρησιμοποιήθηκε μαθηματικό μοντέλο προσομοίωσης) και των αποτελεσμάτων της μεθοδολογίας που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα παρατηρείται σχεδόν ταύτιση της απομείωσης της ενέργειας. Αν δε ληφθεί υπόψη ότι η απομείωση είναι μεγαλύτερη, λόγω της σημαντικότερης επιρροής του πυθμένα στους κυματισμούς μεγάλης ενέργειας, επιβεβαιώνεται πρακτικά ότι η θεώρηση αυτή είναι συντηρητική.



Σχ. 2-1: Απλοποιητικό μοντέλο υπολογισμού κυματικής προώθησης από τον Goda

Αντίστοιχα με τα ανωτέρω κατά την προώθηση των κυμάτων πρέπει να λαμβάνεται υπ' όψιν και η παρουσία **φυσικών ή τεχνητών εμποδίων**, εφόσον υπάρχουν. Στην περίπτωση εμποδίου ο κυματισμός περιθλάται περί της κεφαλής του διαχέοντας της ενέργεια του και στρίβοντας παράλληλα το μέτωπο του (πρακτικά εκτελεί κίνηση «rivot» στο άκρο του συναντώμενου φυσικού εμποδίου).

Περίθλαση υφίστανται κυρίως οι ιδιαίτερα μεγάλης ενέργειας ΝΔ κυματισμοί και πολύ λιγότερο οι Δ. Οι ΝΔ καιροί εξετάστηκαν στο στάδιο της προμελέτης καθώς πέραν της προσβολής των έργων επηρεάζουν την ακτομηχανική της περιοχής. Παρά ταύτα προωθούνται με τέτοια γωνία που προσπίπτουν στο έργο και με σημαντική γωνία αλλά έχοντας και το μεγαλύτερο ποσοστό της κυματικής τους ενέργειας. Στην παρούσα φάση της Οριστικής Μελέτης δεν εξετάζονται περαιτέρω για τον σχεδιασμό της θωράκισης των έργων.

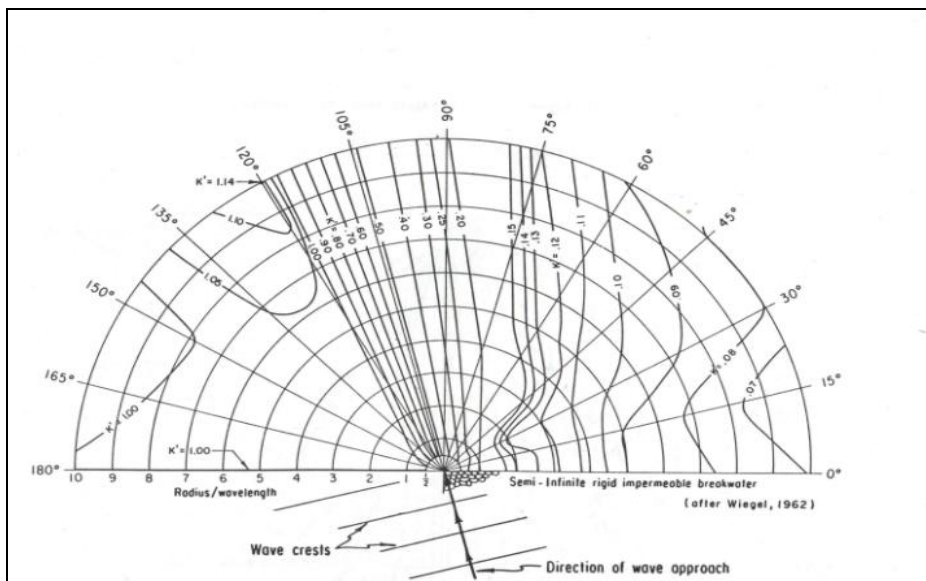
Το φαινόμενο της περίθλασης εξετάζεται κατά την προώθηση των ΒΔ κυματισμών, οι οποίοι χρησιμοποιούνται ως κυματισμοί σχεδιασμού για τον υπήνεμο μώλο. Οι ΒΔ κυματισμοί προ της τελικής κατάληξης στον υπήνεμο μώλο περιθλώνται στο ακρομώλιο του προσήνεμου μώλου.

Σε ότι αφορά τον σχεδιασμό των έργων αποκατάστασης του προσήνεμου μώλου εξετάζονται οι κυματισμοί που προωθούνται από τις Δ, και ΔΒΔ διευθύνσεις προώθησης.

Στις διευθύνσεις αυτές αποφασίστηκε συντηρητικά να μην ληφθεί υπόψη η επιρροή της περίθλασης, η οποία σε κάθε περίπτωση είναι σχετικά μικρή.

Για τον υπολογισμό της περίθλασης των κυματισμών ΒΔ διεύθυνσης προώθησης χρησιμοποιούνται τα διαγράμματα του **Wiegel** όπως αυτά παρουσιάζονται στο Shore Protection Manual του 1984. Πιο συγκεκριμένα παρατίθενται στην συνέχεια το παρακάτω

νομογράφημα, το οποίο λήφθηκε συντηρητικά προκειμένου να συμπεριληφθούν και οι καιροί Β-ΒΔ κατεύθυνσης:



Σχ. 2-2: Διαγράμματα υπολογισμού περίθλασης από τον Wiegand, 1969

Με βάση τα ανωτέρω υπολογίζονται τα τοπικά χαρακτηριστικά των κυματισμών για τους κυματισμούς ΒΔ διεύθυνσης προώθησης.

Πιο αναλυτικά παρουσιάζονται στην συνέχεια τα αποτελέσματα της κυματικής προώθησης προς την περιοχή του έργου.

2.2. Αποτελέσματα κυματικών αναλύσεων

Για τους λόγους που αναφέρθηκαν ήδη οι κυματισμοί που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό των προτεινόμενων έργων είναι αυτοί με περιόδους επαναφοράς 75 ετών, 20 και 10 ετών. Μέρος των αποτελεσμάτων τους παρουσιάζεται πινακοποιημένο στους πίνακες που ακολουθούν. Τα συνολικά αποτελέσματα παρουσιάζονται στο Παράρτημα Γ του παρόντος τεύχους.

α) Κυματική ανάλυση Δ διεύθυνσης προώθησης

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | K _s | θ (°) | K _r | H ₀ | H _s (m) | H _{max} (m) |
|--------------|---------------------------|------------|--------|----------|---------------|----------------|----------|----------------|----------------|-----------------------|-------------------------|
| 7,5 | 8,3 | 10,81 | 0,0888 | 93,44 | 7,78 | 1,0417 | 17,07 | 0,9257 | 5,92 | 4,93 | 7,5 |
| 7 | 7,8 | 10,81 | 0,0855 | 91,20 | 7,59 | 1,0548 | 16,65 | 0,9247 | 5,92 | 4,67 | 7 |
| 6 | 6,8 | 10,81 | 0,0798 | 85,17 | 7,24 | 1,0800 | 15,52 | 0,9220 | 5,90 | 4,15 | 6 |
| 5 | 5,8 | 10,81 | 0,0726 | 79,89 | 6,75 | 1,1181 | 14,53 | 0,9199 | 5,89 | 3,63 | 5 |
| 4,5 | 5,3 | 10,81 | 0,0701 | 75,64 | 6,57 | 1,1332 | 13,75 | 0,9183 | 5,88 | 3,36 | 4,5 |
| 4 | 4,8 | 10,81 | 0,0661 | 72,58 | 6,28 | 1,1590 | 13,18 | 0,9172 | 5,87 | 3,10 | 4 |
| 3,75 | 4,55 | 10,81 | 0,0634 | 71,77 | 6,08 | 1,1787 | 13,03 | 0,9170 | 5,87 | 2,97 | 3,75 |
| 3 | 3,8 | 10,81 | 0,0576 | 65,94 | 5,62 | 1,2258 | 11,95 | 0,9150 | 5,86 | 2,58 | 3 |
| 2,75 | 3,55 | 10,81 | 0,0561 | 63,27 | 5,49 | 1,2396 | 11,46 | 0,9142 | 5,85 | 2,45 | 2,75 |
| 2 | 2,8 | 10,81 | 0,0496 | 56,41 | 4,94 | 1,3068 | 10,21 | 0,9123 | 5,84 | 2,06 | 2 |
| 1,5 | 2,3 | 10,81 | 0,0443 | 51,97 | 4,46 | 1,3752 | 9,40 | 0,9112 | 5,83 | 1,80 | 1,5 |

Πιν. 2-1: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – Δ διεύθυνση προώθησης: T_r = 75έτη

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΚΣΥΓΧΡΟΝΙΣΜΟΣ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ
ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K _s | θ | K _r | H ₀ | H _s | H _{max} |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|---------|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|------------------|
| (m) | (m) | (sec) | | (m) | (m/sec) | | (°) | | | (m) | (m) |
| 7,5 | 8,1 | 9,36 | 0,1033 | 78,41 | 7,37 | 0,9958 | 19,18 | 0,9313 | 4,47 | 4,11 | 5,98 |
| 7 | 7,6 | 9,36 | 0,0993 | 76,54 | 7,21 | 1,0069 | 18,70 | 0,9300 | 4,46 | 4,10 | 5,66 |
| 6 | 6,6 | 9,36 | 0,0921 | 71,70 | 6,89 | 1,0300 | 17,48 | 0,9267 | 4,45 | 3,90 | 5,02 |
| 5 | 5,6 | 9,36 | 0,0833 | 67,23 | 6,45 | 1,0643 | 16,36 | 0,9240 | 4,43 | 3,38 | 4,39 |
| 4,5 | 5,1 | 9,36 | 0,0798 | 63,88 | 6,27 | 1,0800 | 15,52 | 0,9220 | 4,42 | 3,12 | 4,07 |
| 4 | 4,6 | 9,36 | 0,0751 | 61,28 | 6,00 | 1,1042 | 14,88 | 0,9206 | 4,42 | 2,86 | 3,76 |
| 3,5 | 4,1 | 9,36 | 0,0701 | 58,51 | 5,69 | 1,1332 | 14,19 | 0,9192 | 4,41 | 2,60 | 3,44 |
| 3 | 3,6 | 9,36 | 0,0661 | 54,44 | 5,44 | 1,1590 | 13,18 | 0,9172 | 4,40 | 2,34 | 3,12 |
| 2,75 | 3,35 | 9,36 | 0,0634 | 52,84 | 5,26 | 1,1787 | 12,79 | 0,9165 | 4,40 | 2,20 | 2,96 |
| 2 | 2,6 | 9,36 | 0,0546 | 47,66 | 4,64 | 1,2545 | 11,52 | 0,9143 | 4,39 | 1,81 | 2,49 |
| 1,50 | 2,1 | 9,36 | 0,0496 | 42,30 | 4,28 | 1,3068 | 10,21 | 0,9123 | 4,38 | 1,55 | 2,17 |

Πιν. 2-2: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – Δ διεύθυνση προώθησης: T_r = 20έτη

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K _s | θ | K _r | H ₀ | H _s | H _{max} |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|---------|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|------------------|
| (m) | (m) | (sec) | | (m) | (m/sec) | | (°) | | | (m) | (m) |
| 7,5 | 8,1 | 8,54 | 0,1149 | 70,50 | 7,10 | 0,9694 | 20,80 | 0,9361 | 3,74 | 3,44 | 5,83 |
| 7 | 7,6 | 8,54 | 0,1101 | 69,03 | 6,95 | 0,9794 | 20,34 | 0,9347 | 3,73 | 3,43 | 5,52 |
| 6 | 6,6 | 8,54 | 0,1013 | 65,15 | 6,65 | 1,0012 | 19,15 | 0,9312 | 3,72 | 3,42 | 4,88 |
| 5 | 5,6 | 8,54 | 0,0931 | 60,14 | 6,33 | 1,0264 | 17,63 | 0,9271 | 3,70 | 3,31 | 4,25 |
| 4,5 | 5,1 | 8,54 | 0,0877 | 58,13 | 6,09 | 1,0459 | 17,02 | 0,9256 | 3,69 | 3,04 | 3,93 |
| 4 | 4,6 | 8,54 | 0,0833 | 55,23 | 5,89 | 1,0643 | 16,15 | 0,9235 | 3,69 | 2,78 | 3,62 |
| 3,5 | 4,1 | 8,54 | 0,0775 | 52,92 | 5,60 | 1,0916 | 15,46 | 0,9219 | 3,68 | 2,52 | 3,30 |
| 3 | 3,6 | 8,54 | 0,0726 | 49,59 | 5,33 | 1,1181 | 14,46 | 0,9198 | 3,67 | 2,26 | 2,98 |
| 2,75 | 3,35 | 8,54 | 0,0701 | 47,81 | 5,19 | 1,1332 | 13,93 | 0,9187 | 3,67 | 2,13 | 2,82 |
| 2 | 2,6 | 8,54 | 0,0606 | 42,93 | 4,62 | 1,2008 | 12,48 | 0,9160 | 3,66 | 1,74 | 2,35 |
| 1,50 | 2,1 | 8,54 | 0,0546 | 38,50 | 4,24 | 1,2545 | 11,18 | 0,9138 | 3,65 | 1,47 | 2,03 |

Πιν. 2-3: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – Δ διεύθυνση προώθησης: T_r = 10έτη

Β) Κυματική ανάλυση ΔΒΔ διεύθυνσης προώθησης

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K _s | θ | K _r | H ₀ | H _s | H _{max} |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|---------|----------------|-------|----------------|----------------|----------------|------------------|
| (m) | (m) | (sec) | | (m) | (m/sec) | | (°) | | | (m) | (m) |
| 7,5 | 8,3 | 10,49 | 0,0921 | 90,17 | 7,72 | 1,0300 | 11,33 | 0,9724 | 5,86 | 4,91 | 6,33 |
| 7 | 7,8 | 10,49 | 0,0888 | 87,81 | 7,55 | 1,0417 | 11,03 | 0,9719 | 5,86 | 4,65 | 6,02 |
| 6 | 6,8 | 10,49 | 0,0822 | 82,78 | 7,16 | 1,0693 | 10,39 | 0,9709 | 5,85 | 4,13 | 5,38 |
| 5 | 5,8 | 10,49 | 0,0751 | 77,26 | 6,72 | 1,1042 | 9,69 | 0,9698 | 5,84 | 3,61 | 4,75 |
| 4,5 | 5,3 | 10,49 | 0,0714 | 74,28 | 6,47 | 1,1254 | 9,31 | 0,9693 | 5,84 | 3,35 | 4,44 |
| 4 | 4,8 | 10,49 | 0,0675 | 71,14 | 6,20 | 1,1499 | 8,92 | 0,9688 | 5,84 | 3,09 | 4,12 |
| 3,75 | 4,55 | 10,49 | 0,0661 | 68,80 | 6,10 | 1,1590 | 8,62 | 0,9684 | 5,83 | 2,96 | 3,96 |
| 3,5 | 4,3 | 10,49 | 0,0648 | 66,38 | 6,00 | 1,1685 | 8,32 | 0,9680 | 5,83 | 2,83 | 3,81 |
| 3 | 3,8 | 10,49 | 0,0606 | 62,74 | 5,68 | 1,2008 | 7,86 | 0,9675 | 5,83 | 2,57 | 3,49 |
| 2 | 2,8 | 10,49 | 0,0513 | 54,56 | 4,94 | 1,2879 | 6,83 | 0,9663 | 5,82 | 2,05 | 2,86 |
| 1,50 | 2,3 | 10,49 | 0,0461 | 49,87 | 4,49 | 1,3500 | 6,24 | 0,9658 | 5,82 | 1,79 | 2,55 |

Πιν. 2-4: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – ΔΒΔ διεύθυνση προώθησης: T_r = 75έτη

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K _s | θ | K _r | H ₀ | H _s | H _{max} |
|-------|-----------------|---|-----|---|----|----------------|---|----------------|----------------|----------------|------------------|
|-------|-----------------|---|-----|---|----|----------------|---|----------------|----------------|----------------|------------------|

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΚΣΥΓΧΡΟΝΙΣΜΟΣ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ
ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

| (m) | (m) | (sec) | (m) | (m/sec) | (°) | (m) | (m) |
|------|------|-------|--------|---------|------|--------|-------|
| 7,5 | 8,1 | 9,03 | 0,1073 | 75,49 | 7,25 | 0,9858 | 12,84 |
| 7 | 7,6 | 9,03 | 0,1033 | 73,57 | 7,11 | 0,9958 | 12,51 |
| 6 | 6,6 | 9,03 | 0,0952 | 69,33 | 6,78 | 1,0194 | 11,78 |
| 5 | 5,6 | 9,03 | 0,0877 | 63,82 | 6,44 | 1,0459 | 10,83 |
| 4,5 | 5,1 | 9,03 | 0,0833 | 61,23 | 6,22 | 1,0643 | 10,38 |
| 4 | 4,6 | 9,03 | 0,0787 | 58,47 | 5,98 | 1,0857 | 9,91 |
| 3,75 | 4,35 | 9,03 | 0,0763 | 57,01 | 5,85 | 1,0977 | 9,66 |
| 3,5 | 4,1 | 9,03 | 0,0739 | 55,52 | 5,71 | 1,1110 | 9,41 |
| 3 | 3,6 | 9,03 | 0,0688 | 52,34 | 5,41 | 1,1413 | 8,86 |
| 2 | 2,6 | 9,03 | 0,0576 | 45,12 | 4,69 | 1,2258 | 7,63 |
| 1,50 | 2,1 | 9,03 | 0,0513 | 40,92 | 4,25 | 1,2879 | 6,92 |

Πιν. 2-5: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – ΔΒΔ διεύθυνση προώθησης: $T_r = 20$ έτη

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K_s | θ | K_r | H_o | H_s | H_{max} |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|---------|--------|----------|--------|-------|-------|-----------|
| (m) | (m) | (sec) | | (m) | (m/sec) | | (°) | | | (m) | (m) |
| 7,5 | 8,1 | 8,26 | 0,1195 | 67,78 | 6,98 | 0,9609 | 13,81 | 0,9771 | 3,64 | 3,35 | 5,79 |
| 7 | 7,6 | 8,26 | 0,1149 | 66,14 | 6,86 | 0,9694 | 13,47 | 0,9764 | 3,64 | 3,35 | 5,47 |
| 6 | 6,6 | 8,26 | 0,1063 | 62,09 | 6,60 | 0,9882 | 12,63 | 0,9748 | 3,64 | 3,34 | 4,84 |
| 5 | 5,6 | 8,26 | 0,0962 | 58,19 | 6,24 | 1,0162 | 11,82 | 0,9733 | 3,63 | 3,28 | 4,21 |
| 4,5 | 5,1 | 8,26 | 0,0910 | 56,06 | 6,03 | 1,0338 | 11,38 | 0,9725 | 3,63 | 3,02 | 3,90 |
| 4 | 4,6 | 8,26 | 0,0866 | 53,09 | 5,84 | 1,0503 | 10,77 | 0,9715 | 3,62 | 2,76 | 3,58 |
| 3,75 | 4,35 | 8,26 | 0,0833 | 52,23 | 5,69 | 1,0643 | 10,59 | 0,9712 | 3,62 | 2,63 | 3,42 |
| 3,5 | 4,1 | 8,26 | 0,0810 | 50,62 | 5,58 | 1,0746 | 10,26 | 0,9707 | 3,62 | 2,50 | 3,26 |
| 3 | 3,6 | 8,26 | 0,0751 | 47,96 | 5,29 | 1,1042 | 9,72 | 0,9699 | 3,62 | 2,24 | 2,95 |
| 2 | 2,6 | 8,26 | 0,0634 | 41,01 | 4,64 | 1,1787 | 8,30 | 0,9680 | 3,61 | 1,72 | 2,32 |
| 1,50 | 2,1 | 8,26 | 0,0561 | 37,43 | 4,19 | 1,2396 | 7,57 | 0,9671 | 3,61 | 1,46 | 2,00 |

Πιν. 2-6: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – ΔΒΔ διεύθυνση προώθησης: $T_r = 10$ έτη

• **ΒΔ Καιρός**

Περίοδος επαναφοράς: 75 έτη

Στην συνέχεια ακολουθούν οι υπολογισμοί της περίθλασης, περί του ακρομωλίου του υπήνεμου μώλου.

Θέση 1 (ακρομώλιο υπήνεμου μώλου)

$$d = -4,0m, L_{L,-15} = 40,47m, R = 130m, \theta=75^\circ \rightarrow R/L = 3,2: K_d = 0,30$$

$$\text{Επομένως } H_L = 0,3 \cdot 2,79 = 0,84m$$

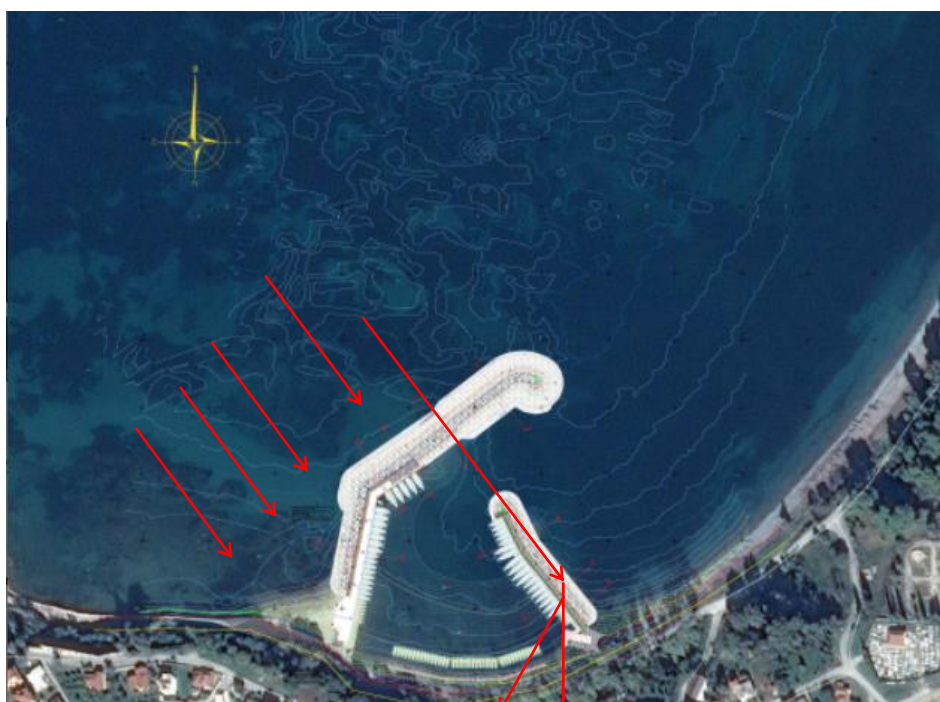
Διαπιστώνεται ότι το κύμα είναι ιδιαίτερα χαμηλό στην είσοδο της λιμενολεκάνης και αναμένεται να είναι σημαντικά χαμηλότερο στο εσωτερικό της, καθώς υφίσταται δεύτερη διάθλαση στο ακρομώλιο του υπήνεμου μώλου.

Αντίστοιχα και λόγω της κοντινής απόστασης χρησιμοποιείται ο ίδιος κυματισμός για τον έλεγχο της ενέργειας που καταλήγει στο κέντρο του υπήνεμου μώλου.

Θέση 2 (μέσον υπήνεμου μώλου)

Η θέση στο μέσο του υπήνεμου θεωρείται η κρίσιμη για το έργο καθώς ο συντελεστής περίθλασης είναι σαφώς μεγαλύτερος από αυτόν της κεφαλής του υπήνεμου μώλου. Με βάση τα τοπικά κυματικά χαρακτηριστικά και τη γεωμετρία προκύπτει τιμή ίση με $K_d = 0,35$. Παρά ταύτα λόγω της κοντινής απόστασης και των ιδιαίτερα σύνθετων παράκτιων διεργασιών των κυμάτων, λόγω των ανακλάσεων αλλά και της εγγύτητας της παραλιακής περιοχής, θεωρείται μικρότερη επιρροή της περίθλασης στο κέντρο του υπήνεμου μώλου.

Συγκεκριμένα θεωρείται ότι η απομείωση του κύματος κατά την περίθλαση είναι της τάξης του 40%. Βάσει των ανωτέρω και με δεδομένο ότι ο κρίσιμος κυματισμός είναι αυτός στο κέντρο του υπήνεμου μώλου, αποφασίσθηκε να εφαρμοστεί απευθείας ενιαίος συντελεστής στους πίνακες προώθησης, οι οποίοι αφορούν αποκλειστικά το συγκεκριμένο σημείο της κατασκευής. Η θεώρηση είναι συντηρητική αλλά εξασφαλίζει την θωράκιση του υπήνεμου μώλου στο εύρος ζωής του έργου και τις διαρκώς επιδεινούμενες συνθήκες στις παράκτιες ζώνες λόγω της κλιματικής αλλαγής.



Σχ. 2-3: Αεροφωτογραφία πρόσπτωσης του ΒΔ κυματισμού στο ακρομώλιο του προσήνεμου μώλου (κύμα στην εξωτερική πλευρά του υπήνεμου μώλου)

Ακολουθούν οι πίνακες με τα αποτελέσματα των ανωτέρω αναλύσεων.

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K_s | θ | K_r | H_o | H_s | H_{max} |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|---------|--------|----------|--------|-------|-------------|-----------|
| (m) | (m) | (sec) | | (m) | (m/sec) | | (°) | | | (m) | (m) |
| 7,0 | 7,8 | 6,40 | 0,1598 | 48,81 | 5,90 | 0,9197 | 29,42 | 0,9378 | 2,02 | 1,86 | 7,0 |
| 5,0 | 5,8 | 6,40 | 0,1322 | 43,87 | 5,62 | 0,9422 | 26,20 | 0,9240 | 1,99 | 1,83 | 5,0 |
| 4,5 | 5,3 | 6,40 | 0,1251 | 42,37 | 5,51 | 0,9518 | 25,24 | 0,9203 | 1,98 | 1,82 | 4,5 |
| 4,0 | 4,8 | 6,40 | 0,1186 | 40,47 | 5,39 | 0,9624 | 24,04 | 0,9158 | 1,97 | 1,81 | 4,0 |
| 3,5 | 4,3 | 6,40 | 0,1111 | 38,70 | 5,23 | 0,9772 | 22,92 | 0,9120 | 1,96 | 1,81 | 3,5 |

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΚΣΥΓΧΡΟΝΙΣΜΟΣ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ
ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|------|--------|-------|------|--------|-------|--------|------|------|-----|
| 3,0 | 3,8 | 6,40 | 0,1033 | 36,79 | 5,04 | 0,9958 | 21,73 | 0,9081 | 1,95 | 1,80 | 3,0 |
| 2,5 | 3,3 | 6,40 | 0,0952 | 34,66 | 4,80 | 1,0194 | 20,42 | 0,9041 | 1,95 | 1,79 | 2,5 |
| 2,0 | 2,8 | 6,40 | 0,0866 | 32,32 | 4,53 | 1,0503 | 18,98 | 0,9001 | 1,94 | 1,67 | 2,0 |
| 1,5 | 2,3 | 6,40 | 0,0787 | 29,24 | 4,24 | 1,0857 | 17,11 | 0,8953 | 1,93 | 1,41 | 1,5 |

Πιν. 2-7: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – ΒΔ διεύθυνση προώθησης: $T_r = 75\acute{\epsilon}\tau\eta$

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K_s | θ | K_r | H_o | H_s | H_{max} |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|---------|--------|----------------|--------|-------|-------------|-----------|
| (m) | (m) | (sec) | | (m) | (m/sec) | | ($^{\circ}$) | | | (m) | (m) |
| 7 | 7,6 | 5,87 | 0,1758 | 43,23 | 5,48 | 0,9144 | 31,07 | 0,9457 | 1,58 | 1,44 | 2,59 |
| 5 | 5,6 | 5,87 | 0,1436 | 39,00 | 5,30 | 0,9304 | 27,74 | 0,9303 | 1,55 | 1,43 | 2,56 |
| 4,5 | 5,1 | 5,87 | 0,1357 | 37,58 | 5,21 | 0,9381 | 26,66 | 0,9258 | 1,54 | 1,42 | 2,54 |
| 4 | 4,6 | 5,87 | 0,1277 | 36,02 | 5,10 | 0,9481 | 25,47 | 0,9211 | 1,53 | 1,41 | 2,53 |
| 3,5 | 4,1 | 5,87 | 0,1195 | 34,31 | 4,97 | 0,9609 | 24,18 | 0,9164 | 1,53 | 1,40 | 2,52 |
| 3 | 3,6 | 5,87 | 0,1101 | 32,70 | 4,78 | 0,9794 | 22,97 | 0,9122 | 1,52 | 1,40 | 2,51 |
| 2,5 | 3,1 | 5,87 | 0,1013 | 30,60 | 4,57 | 1,0012 | 21,43 | 0,9071 | 1,51 | 1,39 | 2,27 |
| 2 | 2,6 | 5,87 | 0,0921 | 28,25 | 4,32 | 1,0300 | 19,70 | 0,9020 | 1,50 | 1,38 | 1,95 |
| 1,5 | 2,1 | 5,87 | 0,0810 | 25,93 | 3,97 | 1,0746 | 18,03 | 0,8975 | 1,49 | 1,26 | 1,63 |
| 7 | 7,6 | 5,87 | 0,1758 | 43,23 | 5,48 | 0,9144 | 31,07 | 0,9457 | 1,58 | 1,44 | 2,59 |

Πιν. 2-8: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – ΒΔ διεύθυνση προώθησης: $T_r = 20\acute{\epsilon}\tau\eta$

| Depth | Increased Depth | T | d/L | L | Cg | K_s | θ | K_r | H_o | H_s | H_{max} |
|-------|-----------------|-------|--------|-------|---------|--------|----------------|--------|-------|-------------|-----------|
| (m) | (m) | (sec) | | (m) | (m/sec) | | ($^{\circ}$) | | | (m) | (m) |
| 9 | 9,6 | 5,02 | 0,2627 | 36,54 | 4,53 | 0,9304 | 36,66 | 0,9772 | 1,22 | 1,14 | 2,05 |
| 7 | 7,6 | 5,02 | 0,2192 | 34,67 | 4,66 | 0,9166 | 34,51 | 0,9642 | 1,21 | 1,11 | 1,99 |
| 5 | 5,6 | 5,02 | 0,1766 | 31,71 | 4,69 | 0,9142 | 31,21 | 0,9464 | 1,18 | 1,08 | 1,95 |
| 4,5 | 5,1 | 5,02 | 0,1657 | 30,78 | 4,66 | 0,9172 | 30,19 | 0,9414 | 1,18 | 1,08 | 1,94 |
| 4 | 4,6 | 5,02 | 0,1547 | 29,73 | 4,61 | 0,9224 | 29,07 | 0,9362 | 1,17 | 1,08 | 1,93 |
| 3,5 | 4,1 | 5,02 | 0,1445 | 28,37 | 4,53 | 0,9296 | 27,62 | 0,9298 | 1,16 | 1,07 | 1,92 |
| 3 | 3,6 | 5,02 | 0,1331 | 27,05 | 4,42 | 0,9411 | 26,23 | 0,9241 | 1,16 | 1,06 | 1,91 |
| 2,5 | 3,1 | 5,02 | 0,1214 | 25,54 | 4,27 | 0,9576 | 24,66 | 0,9181 | 1,15 | 1,06 | 1,90 |
| 2 | 2,6 | 5,02 | 0,1101 | 23,61 | 4,09 | 0,9794 | 22,70 | 0,9112 | 1,14 | 1,05 | 1,87 |
| 1,5 | 2,1 | 5,02 | 0,0973 | 21,59 | 3,82 | 1,0130 | 20,66 | 0,9048 | 1,13 | 1,04 | 1,55 |

Πιν. 2-9: Πίνακας προώθησης κύματος και τροποποιημένων χαρακτηριστικών – ΒΔ διεύθυνση προώθησης: $T_r = 10\acute{\epsilon}\tau\eta$

2.3. Κυματισμοί Σχεδιασμού Έργων

Βάσει της κυματικής ανάλυσης, οι κυματισμοί σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για τον σχεδιασμό των έργων διαφοροποιούνται ανά περιοχή, καθώς η ενέργεια που καταλήγει στα διάφορα τμήματα του έργου δεν είναι η ίδια. Συγκεκριμένα η ζώνη του έργου που θεωρείται ότι δέχεται την υψηλότερη ενέργεια είναι αυτή του ευθύγραμμου τμήματος του προσήνεμου μώλου (παράλληλη προς την ακτή). Αντίθετα το τμήμα που συνδέεται με την ακτή δέχεται μικρότερη λόγω της γωνίας που σχηματίζει με το μέτωπο των προωθούμενων κυματισμών αλλά και των χαμηλότερων βαθών (πολύ κοντά στην ακτογραμμή). Για τον υπήνεμο μώλο ήδη έγινε αναφορά στην προηγούμενη παράγραφο. Ειδικότερη αναφορά πρέπει να γίνει για το ακρομώλιο του προσήνεμου μώλου, λόγω του καμπύλου σχήματος του αλλά και της έκθεσης του σε όλες τις προωθούμενες κυματικές προωθήσεις. Συγκεκριμένα βάσει των συστάσεων

των λιμενικών έργων οι λίθοι που προκύπτουν για τα ευθύγραμμα τμήματα ενός έργου θα πρέπει να προσαυξάνονται κατά 15-30% για την περιοχή του ακρομωλίου λόγω των παραπάνω ιδιαιτεροτήτων. Στην παρούσα λόγω των σχετικά συντηρητικών θεωρήσεων που ελήφθησαν αποφασίσθηκε η θεώρηση του μικρότερου ποσοστού προσαύξησης για την αποφυγή υπερδιαστασιολόγησης της στρώσης θωράκισης.

Πέραν όμως των ανωτέρω σημειώνεται ότι τόσο κατά τους υπολογισμούς της στρώσης θωράκισης όσο και κατά τους αντίστοιχους της υπερπήδησης πρέπει να λαμβάνεται μία ακόμη παράμετρος που ενισχύει την κυματική ενέργεια που καταλήγει στα έργα. Συγκεκριμένα η παράμετρος αυτή είναι η ανύψωση της στάθμης της θάλασσας. Η παράμετρος αυτή είναι ιδιαίτερα σημαντική για τον σχεδιασμό των έργων καθώς όσο μεγαλύτερο είναι το βάθος του νερού στην θέση του έργου τόσο μεγαλύτερο είναι και το ύψος κύματος που μπορεί να το προσβάλλει.

Συγκεκριμένα τα επιμέρους φαινόμενα που συνεισφέρουν στην ανύψωση της στάθμης της θάλασσας κατά την προώθηση ενός κυματισμού είναι αρκετά τα εξής:

- το παλιρροιακό φαινόμενο

Το παλιρροιακό φαινόμενο μπορεί να έχει μικρά σχετικά μεγέθη στον Ελλαδικό και στον ευρύτερο Μεσογειακό χώρο, δεν παύει όμως να δημιουργεί αυξομειώσεις στην στάθμη της θάλασσας που θα πρέπει να λαμβάνεται και λαμβάνεται πάντοτε στον σχεδιασμό των λιμενικών έργων. Με δεδομένο μάλιστα ότι επαναλαμβάνεται καθημερινά με περίοδο εμφάνισης της τάξης των 12 ωρών, καταδεικνύει την αναγκαιότητα για την λήψη του στην εκτίμηση των παράκτιων διεργασιών και των υδροδυναμικών φορτίων που αναπτύσσονται στις παράκτιες κατασκευές. Δεδομένης της επαλληλίας και άλλων παραμέτρων που υπεισέρχονται στην ανύψωση της στάθμης της θάλασσας, η θεώρηση της μέγιστης πλήμμης θεωρείται πολύ συντηρητική, ιδιαίτερα καθ' όσον οι μέγιστες μεταβολές είναι φαινόμενα πολύ μεγάλης περιόδου επαναφοράς (άνω των 20ετών). Η επαλληλία επιμέρους παραμέτρων στις μέγιστες τιμές τους δεν είναι ορθή καθώς η στατιστική εμφάνιση του καθενός είναι πολύ δύσκολο να συμπέσει ταυτόχρονα. Η συνήθης τιμή που λαμβάνεται υπ' όψιν είναι αυτή της μέσης πλήμμης, δηλαδή αυτής που λαμβάνει χώρα καθημερινά. Η τιμή αυτή είναι της τάξης 7,0εκατ. σύμφωνα με τα παλιρροιακά δεδομένα του έργου (βλ. παρ. 1.3). Για λόγους συντηρητικής θεώρησης λαμβάνεται υψηλότερη και συγκεκριμένα ίση με 15,0εκατ., ενώ επιπρόσθετα για λόγους ασφαλείας θεωρήθηκε πρόσθετη ανοχή 10εκατ., αποδίδοντας στην παλιρροιακή μεταβολή τιμή της τάξης των **25,0εκατ.** Η τιμή θεωρείται ικανοποιητική για την ασφάλεια της εκτίμησης των πραγματικών μεγεθών. Η τιμή αυτή εφαρμόζεται στους κυματισμούς με περίοδο επαναφοράς 75 έτη. Για την περίπτωση των υπολοίπων με μικρότερη περίοδο επαναφοράς χρησιμοποιείται ενιαία τιμή, ίση με **15εκατ.**

- το φαινόμενο της αύξησης της στάθμης λόγω της ανεμοπίεσης

Κατά την εμφάνιση μίας θύελλας αναπτύσσονται επιφανειακές πιέσεις στην ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας στα ανοιχτά, οι οποίες μεταφέροντα ως ανύψωση της μέσης στάθμης ιδιαίτερα στην εγγύς της ακτής θαλάσσια ζώνη (wind set-up). Το φαινόμενο ανάλογα με τις επικρατούσες συνθήκες μπορεί να δώσει μεταβολές σχετικά σημαντικού μεγέθους. Μεγαλύτερη είναι η επιρροή του στην περίπτωση περιοχών οι οποίες προσβάλλονται από κυματισμούς μακρείς, δηλαδή σε περιοχές όπου υπάρχουν μεγάλα

αναπτύγματα πελάγους. Στην εξεταζόμενη περίπτωση αποφασίσθηκε η λήψη τιμής wind set-up ίσης με 15,0εκατ. για τους κυματισμούς με περίοδο επαναφοράς 75 έτη. Για όλους τους υπόλοιπους με μικρότερη περίοδο επαναφοράς λαμβάνεται ίσο με 10,0εκατ.

- το φαινόμενο της αύξησης της στάθμης λόγω της κυματικής προώθησης

Οι κυματισμοί και συγκεκριμένα τα ενεργειακά φάσματα που τους γεννούν προωθούνται προς την παράκτια ζώνη, μεταφέροντας την κυματική ενέργεια τους και προκαλώντας σημαντικές αυξομειώσεις στη μέση στάθμη της θάλασσας (wave set-up). Η ανύψωση της στάθμης της θάλασσας είναι ένα ιδιαίτερα σύνθετο φαινόμενο με επιρροή πολλών επιμέρους παραμέτρων. Η περαιτέρω ανάλυση εκφεύγει της παρούσης, ιδιαίτερα δε καθώς το φαινόμενο περιλαμβάνεται στην μεθοδολογία προώθησης των κυμάτων του Goda [1] & [4].

- το φαινόμενο της αυξομείωσης της στάθμης της θάλασσας λόγω βαρομετρικών πιέσεων

Το τελευταίο φαινόμενο που μπορεί να επηρεάσει την στάθμη της θάλασσας αφορά στις αυξομειώσεις των βαρομετρικών πιέσεων. Πιο συγκεκριμένα κατά την εμφάνιση μίας θύελλας όπου ασκούνται σημαντικές επιφανειακές τάσεις στην ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας λόγω του ανέμου εμφανίζονται και βαρομετρικές πιέσεις που αντίστοιχα ασκούν φορτίο στην ελεύθερη επιφάνεια του νερού. Η ταυτόχρονη επιρροή των δυο φαινομένων οδηγεί στο φαινόμενο που Διεθνώς αναφέρεται ως storm surge, με χαρακτηριστική κλίμακα χρόνου αρκετών ωρών και μήκος ανάπτυξης ίσο με το πλάτος του κέντρου της ατμοσφαιρικής ύφεσης, που μπορεί να κυμαίνεται από 150-800km. Στην περίπτωση εμφάνισης πολύ υψηλών βαρομετρικών, η μεταβολή της στάθμης της θάλασσας - σε περιοχές που μπορούν να ευνοήσουν την ανάπτυξη τους - μπορεί να υπερβεί και το 1,5m. Οι διακυμάνσεις αυτές μπορεί να είναι και αρνητικές, όταν επικρατεί υψηλό βαρομετρικό. Δεδομένου όμως ότι στην περίπτωση των λιμενικών έργων συνήθως η κρίσιμη τιμή προκύπτει από την αύξηση της στάθμης της θάλασσας, αυτή είναι που τελικά εξετάζεται. Η τιμή που λαμβάνεται υπ' όψιν έχει αναφορά την πραγματική εικόνα της περιοχής αλλά και την επαλληλία των φαινομένων που αναφέρθηκαν ανωτέρω (έτσι ώστε να μην οδηγηθεί ο σχεδιασμός σε μία πολύ συντηρητική και υπερβολική τελική στάθμη). Με βάση αυτά αποφασίσθηκε η προσαύξηση της στάθμης της θάλασσας λόγω χαμηλών βαρομετρικών συνθηκών να ληφθεί 40,0εκατ. Για τους κυματισμούς μικρότερης περιόδου επαναφοράς λαμβάνεται η ίδια τιμή, ίση με 30εκατ.

Με βάση τα ανωτέρω αποφασίσθηκε ότι οι στάθμες ελέγχου του έργου να προσ αυξηθούν στο σύνολο τους κατά **80εκατ.** για την περίπτωση των κυματισμών σχεδιασμού, ήτοι αυτών με **περίοδο επαναφοράς 75 έτη**. Η αντίστοιχη υπερύψωση της στάθμης της θάλασσας για τους κυματισμούς 20ετίας και 10ετίας, συνολικά στα 60εκατ. (10εκατ. wind set-up, 20εκατ. παλίρροια και 30εκατ. βαρομετρικές μεταβολές).

Με βάση τα ανωτέρω αποφασίσθηκαν οι εξής διατομές και στάθμες ελέγχου όπως και τα σχετικά κυματικά μεγέθη.

| | | | | | |
|--------------------|-------|----|---------|--------|--------|
| ΤΜΗΜΑ – ΘΕΣΗ ΈΡΓΟΥ | Βάθος | ΔΗ | Hs- T75 | Hs-T20 | Hs-T10 |
|--------------------|-------|----|---------|--------|--------|

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΚΣΥΓΧΡΟΝΙΣΜΟΣ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ
ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

| | (m) | (m) | (m) | (m) | (m) |
|--|----------|-----------|----------|----------|----------|
| A) Τμήμα Προσήνεμου Μώλου από την ακτή μέχρι και την καμπύλη αλλαγής διεύθυνσης – Τ.Δ.: Α-Α | | | | | |
| Διαστασιολόγηση Θωράκισης | -3,0 (*) | 0,80 | 2,58 | - | - |
| Καθορισμός Στέψης Θωράκισης – υπολογισμός υπερπήδησης – Διατομή Α3-Α3 | -3,0 | 0,80/060 | 2,58 | 2,34 | 2,26 |
| Καθορισμός Στέψης Θωράκισης – υπολογισμός υπερπήδησης – Διατομή Α2-Α2 | -2,0 | 0,80/0,60 | 2,06 | 1,81 | 1,74 |
| Καθορισμός Στέψης Θωράκισης – υπολογισμός υπερπήδησης – Διατομή Α1-Α1 | -1,50 | 0,80/0,60 | 1,80 | 1,55 | 1,47 |
| Β) Τμήμα μώλου στην καμπύλη αλλαγής διεύθυνσης – Τ.Δ.: Β-Β & Β'-Β' | | | | | |
| Διαστασιολόγηση Θωράκισης | -4,0 | 0,80 | 3,10 | - | - |
| Καθορισμός Στέψης - Υπολογισμός υπερπήδησης | -4,0 | 0,80/060 | 3,10 | 2,86 | 2,78 |
| Γ) Ευθύγραμμο τμήμα μώλου υπό επισκευή – Τ.Δ.: Γ-Γ | | | | | |
| Διαστασιολόγηση Θωράκισης | -4,5 | 0,80 | 3,36 | - | - |
| Καθορισμός Στέψης - Υπολογισμός υπερπήδησης | -4,5 | 0,80/0,60 | 3,36 | 3,12 | 3,04 |
| Δ) Επέκταση προσήνεμου μώλου νέο τμήμα – Τ.Δ.: Δ-Δ | | | | | |
| Διαστασιολόγηση Θωράκισης | -4,5 | 0,80 | 3,36 | - | - |
| Καθορισμός Στέψης - Υπολογισμός υπερπήδησης | -4,5 | 0,80/0,60 | 3,36 | 3,12 | 3,04 |
| Ε) Επέκταση προσήνεμου μώλου νέο τμήμα ακρομωλίου – Τ.Δ.: Ε-Ε | | | | | |
| Διαστασιολόγηση Θωράκισης | -5,0 | 0,80 | 3,61 | - | - |
| Καθορισμός Στέψης - Υπολογισμός υπερπήδησης | -5,0 | 0,80/0,60 | 3,61(**) | 3,35(**) | 3,28(**) |
| ΣΤ) Υπήνεμος Μώλος – Τ.Δ.: Ζ-Ζ, Η-Η & Θ-Θ | | | | | |
| Διαστασιολόγηση Θωράκισης | -3,50 | 0,80 | 1,81 | - | - |
| Καθορισμός Στέψης - Υπολογισμός υπερπήδησης | -3,50 | 0,80/0,60 | 1,81 | 1,40 | 1,07 |

Πιν. 2-10: Κυματισμός σχεδιασμού στα επιμέρους τμήματα των έργων

(*): Η τιμή αυτή είναι συντηρητική καθώς το κύμα προσπίπτει σε μικρότερο βάθος στην πραγματικότητα. Δεδομένου όμως ότι οι ισοβαθείς βρίσκονται πολύ κοντά η μία στην άλλη αποφασίσθηκε συντηρητικά να χρησιμοποιηθεί η συγκεκριμένη τιμή. Η απόφαση αυτή στηρίζεται στο ότι το ύψος κύματος χρησιμοποιείται για την διαστασιολόγηση της θωράκισης η οποία θεωρείται ως το πλέον σημαντικό τμήμα του σχεδιασμού του έργου.

(**): Ως κυματισμού σχεδιασμού για το ακρομώλιο λαμβάνεται αυτός της ΔΒΔ διεύθυνσης προώθησης. Αυτός της Δ διεύθυνσης προωθείται υπό μεγάλη γωνία ως προς το έργο και σχεδόν παράλληλα προς την θωράκιση του. Το αντίστοιχο πρόβλημα αντιμετωπίζει και αυτός της ΔΒΔ διεύθυνσης αλλά σε μικρότερο βαθμό λόγω της μικρότερης γωνίας μεταξύ της διεύθυνσης προώθησης και του στρεφόμενο ακρομωλίου. Δεδομένου ότι η γωνία προσβολής παραμένει μεγάλη (>40°), κατά τον σχεδιασμό των στρώσεων θωράκισης η παράμετρος αυτή θα πρέπει να εκτιμηθεί.

3. ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΣΤΡΩΣΕΩΝ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ

3.1. Μεθοδολογία

Η διαστασιολόγηση των στρώσεων της θωράκισης έγινε με την μεθοδολογία του Van der Meer (1988b), όπως τροποποιήθηκε από τον Vant Gent (2004) για περιπτώσεις ρηχών υδάτων (2004). Η μεθοδολογία υπολογισμού παρουσιάζεται διεξοδικά στο [1] και συνοπτικά στην συνέχεια: Όταν τα βάθη πυθμένα μειώνονται και βρίσκονται κάτω από συγκεκριμένο όριο, τότε διαμορφώνονται συνθήκες ρηχών υδάτων, η κατανομή των υψών των κυματισμών στην παράκτια ζώνη αποκλίνει σημαντικά από την κατανομή Rayleigh, εξαιτίας του φαινομένου της θραύσης. Προκείμενου να ληφθεί υπ' όψιν το συγκεκριμένο φαινόμενο ο Van Gent εκτίμησε ότι η πραγματική κυματική ενέργεια, που προσπίπτει στην περίπτωση αυτή επί του πρανούς προστασίας, προσομοιάζεται καλύτερα από τον κυματισμό $H_{2\%}$, αντί του χαρακτηριστικού κυματισμού H_s που συνήθως χρησιμοποιείται σε αντίστοιχες μεθοδολογίες διαστασιολόγησης. Με βάση την θεώρηση αυτή τροποποίησε κατάλληλα τις αρχικές εξισώσεις υπολογισμού του Van der Meer ως κάτωθι:

$$H_{2\%} / \Delta D_{n50} = C_{pl} \times P^{0,18} \times (S/\sqrt{N_z})^{0,2} \times (\xi_{s-1,0})^{-0,5} \quad \text{για Plunging waves : } \xi_{s-1,0} < \xi_{mc}$$

$$H_s / \Delta D_{n50} = C_s \times S^{0,2} \times P^{-0,13} \times N_z^{-0,1} \times (\cot \alpha)^{0,5} \times (\xi_{s-1,0})^P \quad \text{για surging waves : } \xi_{s-1,0} > \xi_{mc}$$

$$\xi_{s-1,0} = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_s / (g T_{m-1,0}^2)}$$

Όπου,

C_{pl} : σταθερά με μέση τιμή 8.4 και απόκλιση (σ , standard deviation)= 0.7

C_s : σταθερά με μέση τιμή 1.3 και απόκλιση (σ , standard deviation)= 0.15

$T_{m-1,0}$: φασματική περίοδο

H_s : χαρακτηριστικό ύψος κύματος στην περιοχή του ποδός του έργου (μ.)

$H_{2\%}$: κυματισμός που ορίζεται ως ο μέσος όρος των φασματικών κυματισμών που είναι μεγαλύτεροι από το 2%, με την σχέση του ως προς τον χαρακτηριστικό στα βαθιά νερά να είναι: $H_{2\%}=1,4H_s$, (μ.)

$\xi_{m-1,0}$: παράμετρος θραύσης που αντιστοιχεί στην φασματική περίοδο $T_{m-1,0}$

ρ_s : πυκνότητα βάρους φυσικού ογκολίθου (2,650xγρ./μ³)

ρ_w : πυκνότητα βάρους θαλάσσιου ύδατος (1,025xγρ./μ³)

Δ : (ρ_s/ρ_w)-1, σχετική πυκνότητα βάρους φυσικών ογκολίθων, 1.585

D_{n50} : ισοδύναμη διάσταση κύβου σε σχέση με την διάμετρο του υπολογιζόμενου λίθου, (μ.)

N : αριθμός προσπιπτόντων κυματισμών στην κατασκευή, η οποία εξαρτάται από τα κυματικά μεγέθη και την διάρκεια της θύελλας σχεδιασμού

α : η γωνία του πρανού θωράκισης

P : θεωρητική διαπερατότητα κατασκευής, σύμφωνα με τον πίνακα που ακολουθεί:

| Relation protection layers | Description of armor layers | Notional permeability |
|---|--|-----------------------|
| $D_{n50A}/D_{n50F} \geq 4,5$ | Two armor layers, 0,5 D_{n50A} and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | $P = 0,1$ |
| $D_{n50A}/D_{n50F} = 2,0$, $D_{n50A}/D_{n50C} = 4$ | Two armor layers, 1,5 D_{n50A} and core from crushed stone material | $P = 0,4$ |
| $D_{n50A}/D_{n50C} = 3,2$ | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | $P = 0,5$ |
| One layer | One stone graduation is used for the cross section | $P = 0,6$ |

Πιν. 3-1: Ορισμός θεωρητικής διαπερατότητας κατασκευών – Van Der Meer

S_d : παράμετρος αποδεκτής καταστροφής

| slope | Start of damage | Intermediate damage | Failure |
|---------------|-----------------|---------------------|---------|
| 1 : 1.5 | 2 | 3 up to 5 | 8 |
| 1 : 2.0 | 2 | 4 up to 6 | 8 |
| 1 : 3.0 | 2 | 6 up to 9 | 12 |
| 1 : 4 - 1 : 6 | 3 | 8 up to 12 | 17 |

Πιν. 3-2: Ορισμός παραμέτρου αποδεκτής καταστροφής – Van Der Meer

Η μετάβαση από τα plunging waves στα surging waves υπολογίζεται από την τιμή της παραμέτρου θραύσεως, όπως υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\xi_{cr} = \left[\frac{c_{pl}}{c_s} P^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{1/P+0.5}$$

Η ισχύς των τροποποιημένων σχέσεων του Van Gent καθορίζεται με βάση τιμές που όρισε ο ερευνητής, οι οποίες παρατίθενται στον κατωτέρω πίνακα:

| Παράμετρος | Συμβολισμός | Εύρος |
|--|------------------------|-----------|
| Γωνία πρανούς | $\tan \alpha$ | 1:4-1:2 |
| Αριθμός κυμάτων | N_z | <3000 |
| Καμπυλότητα κύματος βασιζόμενη στην φασματική περίοδο T_m | S_{om} | 0.01-0.06 |
| Παράμετρος θραύσης βασιζόμενη στην φασματική περίοδο T_m | ξ_m | 1-5 |
| Παράμετρος θραύσης βασιζόμενη στην φασματική περίοδο $T_{m-1,0}$ | $\xi_{s-1,0}$ | 1.3-6.5 |
| Σχέση χαρακτηριστικών κυματισμών στον πόδα του έργου | $H_{2\%}/H_s$ | 1.2-1.4 |
| Χαρακτηριστικό ύψος κύματος στα ανοιχτά προς βάθος στον πόδα του έργου | H_{s0}/h | 0.25-1.5 |
| Διαβάθμιση φυσικών ογκολίθων, σχέσεις επιμέρους κλασμάτων | D_{n85}/D_{n15} | 1.4-2.0 |
| Υλικό πυρήνα - προς υλικό στρώσης θωράκισης | $D_{n50-core}/D_{n50}$ | 0-0.3 |
| Αριθμός ευστάθειας | $H_s/(\Delta D_{n50})$ | 0.5-4.5 |
| Παράμετρος επιτρεπόμενης καταστροφής | S_d | <30 |

Πιν. 3-3: Εύρος ισχύος παραμέτρων υπολογισμού σχέσης Van Gent

Από την ανάλυση που εκτελέστηκε προέκυψαν τα αποτελέσματα που παρατίθενται στις επόμενες παραγράφους για τους ογκολίθους των στρώσεων θωράκισης. Οι αναλυτικοί υπολογισμοί εκτελέστηκαν σε υπολογιστικό φύλλο εργασίας και παρατίθενται στο **Παράρτημα Δ** του παρόντος.

3.2. Προσήνεμος μώλος

3.2.1. Διαστασιολόγηση Θωράκισης

Για την διαστασιολόγηση της θωράκισης του μώλου χρησιμοποιήθηκαν οι κυματισμοί σχεδιασμού που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο. Ειδικότερα όμως στις διατομές Α-Α (1-3) και παρ' ότι στα πιο ρηχά νερά προς την ρίζα του μώλου οι κυματισμοί φαίνεται να

μειώνουν σημαντικά τα ενεργειακά χαρακτηριστικά τους αποφασίσθηκε να χρησιμοποιηθεί ο ίδιος κυματισμός σχεδιασμού λόγω των ιδιαίτερα πολύπλοκων και πολυπαραμετρικών συνθηκών του φαινομένου της θραύσης και την σημαντικότητα της στρώσης θωράκισης για την κατασκευή. Ο κυματισμός που χρησιμοποιείται είναι αυτός που εκτιμήθηκε στα πιο βαθιά νερά και συγκεκριμένα αυτός που αντιστοιχεί στην Διατομή Α3-Α3 που είναι ο ενεργειακά υψηλότερος.

| Διατομές | Στάθμη - Στέψης (m) | H _s (m) | T _p (sec) | cota (-) | P (-) | D _{n50} (m) | W ₅₀ (kg) | RESULTED GRAD (kg) | PROPOSED GRAD (kg) |
|----------------|---------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------|----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|
| A-A (1-3)* | +3,20 | 2,58 | 11,38 | 2 | 0,4 | 1,04 | 2.993 | 2.200-3.700 | 3.000-5.000 |
| B-B & B'-B'*** | +3,90 | 3,10 | 11,38 | 2 | 0,4 | 1,26 | 5.300 | 4.000-6.600 | 5.000-9.000 |
| Γ-Γ | +4,35 | 3,36 | 11,38 | 2 | 0,4 | 1,36 | 6.600 | 4.950-8.250 | 5.000-9.000 |
| Δ-Δ | +4,35 | 3,36 | 11,38 | 2 | 0,4 | 1,36 | 6.600 | 4.950-8.250 | 5.000-9.000 |
| Ε-Ε | +3,75 | 3,63 | 11,38 | 2,25 | 0,4 | 1,37 | 8.490 | 6.400-10.600 | 5.000-9.000 |
| Ε-Ε | +3,75 | 3,63 | 11,38 | 2,5 | 0,4 | 1,30 | 7.250 | 5.400-9.100 | 5.000-9.000 |

Πιν. 3-4: Αποτελέσματα Υπολογισμών Διαστασιολόγησης Θωράκισης

(*): Η διατομή Α3-Α3 θεωρείται η κρίσιμη. Η διάσταση λίθου που προκύπτει προσαυξάνεται για να μην υπάρχουν ενδιάμεσες διαβαθμίσεις, οι οποίες θα υπερκαλύπτον η μία την άλλη. Έτσι επιλέχθηκε τελική διαβάθμιση ώστε να βρίσκεται μεταξύ της μεγαλύτερης που προκύπτει για τις διατομές Β-Β έως και Ε-Ε και αυτής που στην συνέχεια υπολογίζεται για την προστασία στον πόδα.

(**): Η προκύπτουσα διαβάθμιση είναι μικρότερη από την τελικά επιλεγόμενη. Η αύξηση αυτή οφείλεται στον περιορισμό κατά τον δυνατό των υπό χρησιμοποίηση διαβαθμίσεων, λόγω του σχετικά μικρού μήκους του έργου, και προσδιορίζεται από τις υπόλοιπες διατομές που απαιτούν μεγαλύτερα βάρη φυσικών ογκολίθων. Επιπρόσθετα η επιλεγείσα προσαύξηση θεωρείται προς την πλευρά της ασφαλείας, καθώς η διατομή Β-Β βρίσκεται στο καμπύλο τμήμα του προσήνεμου μώλου που θεωρείται ότι πρέπει να προσαυξάνεται όπως την περίπτωση του ακρομωλίου ενός έργου.

Από τα παραπάνω αποτελέσματα αλλά και από τις δοκιμές που εκτελέσθηκαν και δεν παρουσιάζονται όλες στο παρόν τεύχος προκύπτουν τα εξής:

- Η προτεινόμενη διαβάθμιση στο πρώτο τμήμα που αντιστοιχούν οι διατομές Α-Α είναι επαρκής και εξασφαλίζει πλήρως την διατομή. Στα πρώτα 30,0μ. από την ακτή η συγκεκριμένη διαβάθμιση θα μπορούσε να μειωθεί περαιτέρω λόγω των μικρότερων ενεργειακών φορτίων που υπολογίσθηκαν. Παρά ταύτα οι σύνθετες και πολυπαραμετρικές συνθήκες που συμμετέχουν στην διαδικασία θραύσης των κυμάτων ενέχουν πάντοτε πιθανότητα υπέρβασης των υπολογισθέντων αποτελεσμάτων. Επιπρόσθετα το μήκος της συγκεκριμένης ζώνης είναι πολύ μικρό, με αποτέλεσμα μία νέα διαβάθμιση θα αύξανε το κόστος για την παραγωγή και προμήθεια της χωρίς να επιφέρει σημαντικό οικονομικό όφελος για το έργο. Στο ίδιο πλαίσιο θα δημιουργούνταν και πρόσθετες κατασκευαστικές δυσκολίες που αφορούσαν στην διαμόρφωση της διατομής (συναρμογή, στάθμες μόρφωσης επιμέρους στρώσεων κ.λ.π.).
- Οι προκύψασες διαβαθμίσεις των διατομών από τις Β-Β έως και την Δ-Δ είναι παρόμοιες και αποφασίσθηκε η χρήση ενιαίας σε όλο το συγκεκριμένο τμήμα του προσήνεμου μώλου.

- Για την αποφυγή προσαύξησης της διαβάθμισης του ακρομωλίου του προσήνεμου μώλου αποφασίσθηκε να αυξηθεί η κλίση του πρανούς προστασίας της διατομής. Εξετάσθηκαν οι κλίσεις 4,5:2 και 2,5:1. Στα αποτελέσματα των υπολογισμών έχει ενσωματωθεί προσαύξηση 25% λόγω της διαμόρφωσης του ακρομωλίου. Στην πρώτη εκ των δύο το μέγιστο όριο της διαβάθμισης υπερβαίνει αρκετά τους 9,0tons που θεωρείται ως το μέγιστο όριο λίθου που μπορεί να βρεθεί σε λατομείο. Πιο μεγάλα βάρη είναι δύσκολο να βρεθούν και να διατηρούν τις προδιαγραφές της μελέτης. Για αυτό το σκοπό αποφασίσθηκε η περαιτέρω μείωση της κλίσης. Στην περίπτωση αυτή το μέγιστο όριο βάρους για το λίθο προστασίας υπολογίζεται στους 9,1tons. Βάσει των ανωτέρω η διαβάθμιση των 5,0-9,0tons θεωρείται ικανοποιητική για την προστασία του ακρομωλίου της κατασκευής. Αποτέλεσμα της μείωσης της κλίσης του πρανούς είναι ο περιορισμός του εύρους της εισόδου του καταφυγίου. Σύμφωνα όμως με τις γεωμετρικές διαστάσεις του καταφυγίου το μέσο εύρος εισόδου παραμένει ίσο με 60,0m περίπου, το οποίο θεωρείται ικανοποιητικό για την διέλευση των εξυπηρετούμενων στο έργο σκαφών.
- Σημειώνεται ότι στην περίπτωση του ακρομωλίου θα πρέπει να συνυπολογισθεί συντελεστής απομείωσης για την υπό γωνία πρόσπτωση των κυματισμών. Η αναφορά γίνεται για την περαιτέρω τεκμηρίωση της επάρκειας της εκτιμηθείσας διαβάθμισης.

Σύμφωνα με το [9] εφόσον η πρόσπτωση των κυματισμών γίνεται υπό γωνία θα πρέπει να εφαρμόζεται απομειωτικός συντελεστής στις διαβαθμίσεις της θωράκισης του έργου. Οι προτεινόμενες από διαφόρους μελετητές απομείωση δίνεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$H_{S,\theta} = H_{S,\perp} \cdot (\cos \theta)^x$$

Η σχέση προτάθηκε από τον Gallant το 1994.

Όπου, εφαρμόζεται απομειωτικός συντελεστής x στον προσπίπτοντα κυματισμό.

| Table 1. Wave obliquity coefficient X for the equivalent wave height $H_{S,\theta}$ (Galland, 1994). | | | | |
|--|--------------|----------|------|------------|
| | Antifer cube | Tetrapod | Rock | Accropode® |
| Armour stability | 0.6 | 0.3 | 0.25 | 1 |
| Toe stability | 0.6 | 0.4 | 0.6 | 0.4 |
| Overtopping | 1 | 0.6 | 1/3 | 0.75 |

Από τον παραπάνω πίνακα προκύπτει ότι στην περίπτωση που εξετάζεται η ευστάθεια της διατομής έναντι της κυματικής δράσης και εφόσον αυτή συνίσταται από φυσικούς ογκολίθους ο συντελεστής x λαμβάνεται ίσος με 0,25. Από τις προωθήσεις των κυμάτων προκύπτει ότι η γωνία πρόσπτωσης είναι μεγαλύτερη από 45 έως 50°. Από την εφαρμογή των ανωτέρω στην σχέση του Gallant προκύπτει ότι ο κυματισμός σχεδιασμού θα είναι: $0,936 \times 3,61 = 3,38m$.

Από την εφαρμογή της απομείωσης στο κύμα σχεδιασμού και χρήση της μεθόδου υπολογισμού της θωράκισης προκύπτει:

| Διατομές | Στάθμη - Στέψης (m) | H _s (m) | T _p (sec) | cota (-) | P (-) | D _{n50} (m) | W ₅₀ (kg) | RESULTED GRAD (kg) | PROPOSED GRAD (kg) |
|----------|---------------------------|-----------------------|-------------------------|-------------|----------|-------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------------|
| E-E | +3,75 | 3,38 | 11,38 | 2,5 | 0,4 | 1,24 | 6.380 | 4.800-8.000 | 5.000-9.000 |

Πιν. 3-5: Αποτελέσματα Υπολογισμών Διαστασιολόγησης Θωράκισης - Βελτιστοποίηση λόγω υπό γωνίας προσβολή του πρανούς προστασίας

Όπως προκύπτει η διαβάθμιση που τελικά επιλέχθηκε είναι ιδιαίτερα ικανοποιητική για την διαστασιολόγηση του ακρομωλίου και ενέχει και ικανοποιητικό συνστλεστή ασφαλείας.

3.2.2. Διαμόρφωση διατομών

Με βάση τα ανωτέρω αποτελέσματα και τις συστάσεις του [2] διαμορφώνεται το κυρίως σώμα των διατομών του έργου (δεν περιλαμβάνεται η προστασία στον πόδα αλλά και η στάθμη στέψης της κατασκευής).

➤ Διατομές A-A

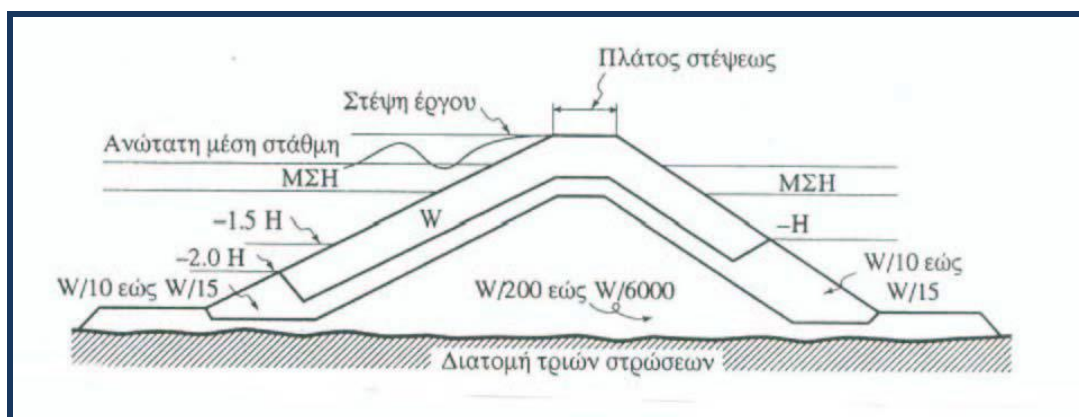
Όπως αναφέρθηκε όλες οι διατομές που αναφέρονται στα σχέδια της μελέτης ως A-A (από 1 έως 3) διαμορφώνονται με την ίδια στρώσης θωράκισης. Διαφοροποίηση προβλέπεται αποκλειστικά στην στάθμη στέψης του προφυλακτήριου τοιχείου τους, η αιτιολόγηση της οποίας ακολουθεί στην συνέχεια του τεύχους.

Διαβάθμιση Λίθων Προστασίας: 3,00-5,0tons

Η κλίση του πρανούς προστασίας επιλέγεται ίση με 2:1 (οριζ:κατακ.). Σύμφωνα με τα ανωτέρω επιλέγονται:

$$W_{\text{MIN}} - W_{\text{MAX}} = 3.000 - 5.000\text{kg}, W_{50} = 4,0\text{ton} \ \& \ D_{n50} \approx 1,15\text{m}$$

Ακολουθεί ενδεικτικά η πολυστρωματική διατομή που προτείνεται από το CEM [2], όσον αφορά την διαστρωμάτωση των επιμέρους στρώσεων μίας τυπικής διατομής κυματοθραύστη.



Πιν. 3-6: Αναλογία διαβάθμισης στρώσεων θωράκισης για διατομή τριών στρώσεων

α) Πάχος στρώσης θωράκισης

Το πάχος της στρώσης θωράκισης υπολογίζεται από τη σχέση (C.E.M. 2006):

$$r = nk_{\Delta} \left(\frac{W_{50}}{W_{st}} \right)^{1/3}$$

Όπου, r : το μέσο πάχος της στρώσης φίλτρου (m)
 n : ο αριθμός των ογκολίθων καθ' ύψος της στρώσης ($n=2$)
 k_{Δ} συντελεστής της στρώσης, για ογκόλιθους $k_{\Delta}=1.00$ (Carver & Davidson, 1983)

Το προκύπτον πάχος της διπλής στρώσης είναι ίσο με: $r = r_{\text{tarm}} = 2,30\mu$.

β) Πλάτος στέψης

Η στάθμη της στέψης της κατασκευής διαμορφώνεται στα +3,2m από Μ.Σ.Θ. και το πλάτος στέψης της διαμορφώνεται ίσο με 4 Φ.Ο., ίσο περίπου με 4,60m ($1,15 \times 4 = 4,60\text{m}$). Παρ' ότι η διατομή πλήττεται υπό γωνία από τους προωθούμενους κυματισμούς το αυξημένο πλάτος στέψης επιλέχθηκε λόγω του ότι οι κυματισμοί είναι μακρείς και με μεγάλη κυματική ενέργεια.

γ) Στρώση φίλτρου

Η διαβάθμιση των λίθων του φίλτρου, σύμφωνα με το [2], καθορίζεται από το αντίστοιχο της στρώσης θωράκισης, ως το :

$$W_{50f} = \left(\frac{W_{50}/10 + W_{50}/15}{2} \right)$$

Συνεπώς στην παρούσα προκύπτουν : $W_{50f} = 375\text{kg}$.

Με βάση το ανωτέρω βάρος φ.ο. και τις Διεθνείς Συστάσεις και Κανονισμούς η αναγκαία διαβάθμιση θα πρέπει να κυμαίνεται μεταξύ 70% και 130% του υπολογισθέντος ατομικού βάρους. Παρά ταύτα και στα πλαίσια της κατά **το δυνατό μείωσης** των απαιτούμενων διαβαθμίσεων λίθων που θα απαιτηθούν στην κατασκευή, αποφασίσθηκε η στρώση του φίλτρου να είναι *ίδια με αυτήν που θα χρησιμοποιηθεί για τις μεγαλύτερες διαβαθμίσεις του προσήνεμου* και καθορίζεται στην συνέχεια. Η χρήση μεγαλύτερης διαβάθμισης δεν δημιουργεί πρόβλημα καθώς εξασφαλίζονται οι απαιτήσεις διαπερατότητας, όπως θα προσδιοριστούν αναλυτικά και στο τεύχος των τεχνικών προδιαγραφών του έργου. Αντίθετα η μεγαλύτερη διαβάθμιση εξασφαλίζει βέλτιστη απορρόφηση στην κυματική ενέργεια και κατ' επέκταση στις συνθήκες υπερπήδησης της κατασκευής. Στρογγυλεύοντας επιλέγεται τελικά διαβάθμιση $W_{\text{gradF}} = 400\text{-}800\text{kg}$.

δ. Πάχος στρώσης φίλτρου

Χρησιμοποιείται η ίδια σχέση με αυτήν από την οποία προσδιορίσθηκε το πάχος της στρώσης θωράκισης. Η στρώση του φίλτρου αντίστοιχα αποτελείται από δύο κατ' ελάχιστον φ.ο. της επιλεγείσας διαβάθμισης, $n=2$.

ε. Πυρήνας διατομής

Σύμφωνα με το [2] ο πυρήνας της διατομής προκύπτει την σχέση:

$$W_{50f} = W_{50}/200 - W_{50}/6000$$

Στην εξεταζόμενη διατομή **δεν προβλέπεται διαμόρφωση πυρήνα** καθώς οι παρεμβάσεις αφορούν σε αποκατάσταση υφιστάμενων διατομών, στις οποίες δεν προβλέπεται επαναδιαμόρφωση του πυρήνα τους.

➤ Διατομές Β-Β, Β'-Β' & Γ-Γ

Διαβάθμιση Λίθων Προστασίας: **5,0-9,0τον.**

Η κλίση του πρανούς προστασίας επιλέγεται ίση με 2:1 (οριζ:κατακ.). Σύμφωνα με τα ανωτέρω επιλέγονται:

$$W_{\text{MIN}} - W_{\text{MAX}} = 5.000 - 9.000\text{kg}, W_{50} = 7,0\text{ton.} \ \& \ D_{n50} \approx 1,38\text{m}$$

α) Πάχος στρώσης θωράκισης

Το πάχος της στρώσης θωράκισης υπολογίζεται όπως και στην προηγούμενη περίπτωση. Το προκύπτον πάχος της διπλής στρώσης είναι ίσο με: $r = t_{\text{arm}} = 2,75\text{m}$.

β) Πλάτος στέψης

Το πλάτος στέψης διαμορφώνεται ίσο με 4 Φ.Ο., ίσο περίπου με 5,50m ($1,38 \times 4 \approx 5,50$).

Διαφορετική διαμόρφωση προβλέπεται για την διατομή Γ-Γ. Η διατομή αυτή πέραν της θωράκισης επαναδιαμορφώνεται με βάση την σημερινή της κατάσταση. Δεδομένου ότι η διατομή έχει κατασκευαστεί με σημαντικό πλάτος αποφασίστηκε η κατά το δυνατό διατήρηση του και η διαμόρφωση της θωράκισης του και εσωτερικά. Για τον σκοπό αυτό αποφασίστηκε η διαμόρφωση στέψης θωράκισης που θα συνίσταται από 6 φ.ο. της στρώσης θωράκισης, με συνολικό πλάτος 8,30m ($6 \times D_{n,50}$).

γ) Στρώση φίλτρου

Σύμφωνα με τα αναφερθέντα παραπάνω η διαβάθμιση της στρώσης του φίλτρου θα πρέπει να είναι:

$$\text{Συνεπώς στην παρούσα προκύπτουν : } W_{50f} = 585\text{kg} \approx 600\text{kg}.$$

Η διαβάθμιση που προκύπτει είναι 408-758kg, η οποία επιλέγεται για όλες τις υπόλοιπες διατομές του προσήνεμου μώλου για τους λόγους που αναφέρθηκαν. Η τελική διαβάθμιση είναι:

$$W_{\text{gradF}} = 400-800\text{kg}.$$

Η διάμετρος λίθου που προκύπτει είναι: $D_{50f} \approx 0,60\text{m}$.

δ. Πάχος στρώσης φίλτρου

Η στρώση διαμορφώνεται από δύο φ.ο. της κατηγορίας, ήτοι $2 \times D_{50f} = 1,20\text{m} = t_f$.

ε. Πυρήνας διατομής

Στις εξεταζόμενες διατομές **δεν προβλέπεται διαμόρφωση πυρήνα** καθώς οι διαμορφώσεις αφορούν σε αποκατάσταση υφιστάμενων διατομών, στις οποίες δεν προβλέπεται επαναδιαμόρφωση του πυρήνα τους.

➤ Διατομή Δ-Δ

Διαβάθμιση Λίθων Προστασίας: **5,0-9,0τον.**

Η κλίση του πρανούς προστασίας επιλέγεται ίση με 2:1 (οριζ:κατακ.). Σύμφωνα με τα ανωτέρω επιλέγονται:

$$W_{\text{MIN}} - W_{\text{MAX}} = 5.000 - 9.000\text{kg}, W_{50} = 7,0\text{ton.} \ \& \ D_{n50} \approx 1,38\text{m}$$

α) Πάχος στρώσης θωράκισης

Το πάχος της στρώσης θωράκισης υπολογίζεται όπως και στην προηγούμενη περίπτωση.

Το προκύπτον πάχος της διπλής στρώσης είναι ίσο με: $r = t_{arm} = 2,75m$.

β) Πλάτος στέψης

Το πλάτος στέψης διαμορφώνεται ίσο με 4 Φ.Ο., ίσο περίπου με 5,50m ($1,38 \times 4 \approx 5,50$).

γ) Στρώση φίλτρου

Η διαβάθμιση είναι ίδια με αυτήν των προηγούμενων διατομών.

$W_{gradF} = 400-800kg$.

Η διάμετρος λίθου που προκύπτει είναι: $D_{50f} \approx 0,60m$.

δ) Πάχος στρώσης φίλτρου

Αντίστοιχα με προηγούμενη: $t_f \approx 1.20m$

στ. Πυρήνας διατομής

Βάσει της σχέσης που παρουσιάστηκε παραπάνω, προκύπτει ότι λιθορριπές του πυρήνα θα πρέπει να είναι: 1,25 έως 37,5kg. Επιλέγεται τελικά η διαβάθμιση που συνήθως χρησιμοποιείται για μόρφωση πυρήνα λιμενικών έργων, ήτοι από 0,5 έως 100kg. Δεν υπάρχει πρόβλημα με τα χαμηλότερα κλάσματα λόγω των σημαντικά αυξημένων βαρών των υψηλότερων ορίων. Για τον σκοπό αυτό θα γίνει κατάλληλη πρόβλεψη στο τεύχος των τεχνικών προδιαγραφών του έργου.

➤ **Διατομή E-E (Διατομή ακρομωλίου)**

Διαβάθμιση Λίθων Προστασίας: **5,0-9,0τον.**

Η κλίση του πρανούς προστασίας επιλέγεται ίση με 2,5:1 (οριζ:κατακ.). Σύμφωνα με τα ανωτέρω επιλέγονται:

$W_{MIN} - W_{MAX} = 5.000 - 9.000kg$, $W_{50} = 7,0ton$. & $D_{n50} \approx 1,38m$

α) Πάχος στρώσης θωράκισης

Το πάχος της στρώσης θωράκισης είναι ίσο με των προηγούμενων διατομών ήτοι:

$r = t_{arm} = 2,75m$.

β) Πλάτος στέψης

Το πλάτος στέψης διαμορφώνεται ίσο με 6 Φ.Ο., ίσο περίπου με 8,30m ($1,38 \times 6 \approx 8,30$).

γ) Στρώση φίλτρου

Η διαβάθμιση είναι ίδια με αυτήν των προηγούμενων διατομών.

$W_{gradF} = 400-800kg$.

δ. Πάχος στρώσης φίλτρου

Αντίστοιχα με προηγούμενη: $t_f \approx 1.20m$

στ. Πυρήνας διατομής

Ο πυρήνας της διατομής είναι ίδιος με αυτόν του προηγούμενου τμήματος, ήτοι συνίσταται από λιθορριπές 0,5 έως 100kg.

3.3. Υπήνεμος Μώλος

3.3.1. 3.3.1 Διαστασιολόγηση Θωράκισης

Η μεθοδολογία που ακολουθήθηκε είναι η ίδια με αυτήν του προσήνεμου μώλου. Όπως αναφέρθηκε η στρώση θωράκισης προβλέπεται ίδια καθ' όλο το μήκος του υπήνεμου μώλου. Το δυσμενέστερο σημείο του έργου όπως προέκυψε από την ανάλυση που εκτελέσθηκε είναι το κεντρικό τμήμα του μώλου. Η κρίσιμη διάσταση λίθου προκύπτει για το εν λόγω σημείο της κατασκευής και καμία περαιτέρω προσαύξηση δεν προβλέπεται για το ακρομώλιο της κατασκευής, καθώς όπως προέκυψε είναι σχεδόν πλήρως προστατευμένο από τους προωθούμενους προς το καταφύγιο καιρούς. Βάσει των υπολογισμών προέκυψαν τα ακόλουθα αποτελέσματα.

| Διατομές | Στάθμη - Στέψης (m) | H _s (m) | T _p (sec) | cota (-) | P (-) | D _{n50} (m) | W ₅₀ (kg) | RESULTED GRAD (kg) | PROPOSED GRAD (kg) |
|----------|-------------------------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|------------------------------|
| - | +2,55 | 1,81 | 6,74 | 3:2 | 0,4 | 0,823 | 1.2 | 900-1.500 | 1.500-3.000 |

Πιν. 3-7: Αποτελέσματα Υπολογισμών Διαστασιολόγησης Θωράκισης Υπήνεμου Μώλου - Όλες οι διατομές

Η προτεινόμενη διαβάθμιση φέρει σημαντική ανοχή ασφαλείας λόγω της θέσης του έργου και των σύνθετων παράκτιων διεργασιών λόγω της εγγύτητας της παραλίας του Μύτικα. Επιπρόσθετα επιλέχθηκε καθώς η συγκεκριμένη διαβάθμιση προβλέπεται για την προστασία του πόδα στις υπόλοιπες διατομές του έργου.

4. ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΕΨΗΣ ΘΩΡΑΚΙΣΗΣ

4.1. Γενικά

Η στάθμη στέψης των έργων προστασίας καθορίζεται ή ελέγχεται βάση τη μέγιστη επιτρεπόμενη παροχή υπερπήδησης, ανάλογα με τις δραστηριότητες που προβλέπονται όπισθεν της θωράκισης στην χερσαία ζώνη της υπό έλεγχο λιμενικής εγκατάστασης. Στην εξεταζόμενη περίπτωση του καταφυγίου του Μύτικα στο μεγαλύτερο τμήμα προβλέπεται πρόσδεση και ελλιμενισμός σκαφών όπισθεν της θωράκισης, όπως και διέλευση αλιέων τουριστών ή/και επισκεπτών του καταφυγίου. Επιπρόσθετα υπάρχει τμήμα του προσήνεμου μώλου, το οποίο συνίσταται εξ ολοκλήρου από λιθορριπές, όπισθεν του οποίου προβλέπεται διέλευση σκαφών. Η προσέγγιση στο τμήμα αυτό διαφοροποιείται σε σχέση τα προηγούμενα καθώς η παράμετρος που ενδιαφέρει περισσότερο είναι η κυματική μετάδοση όπισθεν του έργου και ιδιαίτερα στη λιμενολεκάνη του καταφυγίου.

Κατά συνέπεια η στάθμη στέψης θα καθοριστεί με βάση τις επιτρεπόμενες παροχές υπερπήδησης για κάθε μία από αυτές τις διαφορετικές δραστηριότητες, με την δυσμενέστερη εξ αυτών να καθορίζει τελικά την στάθμη στέψης.

Ειδικότερα όμως και σε ότι αφορά ανθρώπινη διέλευση συνήθως και ιδιαίτερα για τους ανυποψίαστους τουρίστες οι προδιαγραφές είναι ιδιαίτερα αυστηρές. Η ικανοποίηση των απαιτήσεων αυτών οδηγεί τις περισσότερες φορές σε μη ρεαλιστικές στάθμες. Στην περίπτωση αυτή για την αποφυγή υπερβολικής αύξησης του κόστους κατασκευής προτιμάται η απαγόρευση της κυκλοφορίας υπό συγκεκριμένες καιρικές συνθήκες για την κατηγορία αυτών των χρηστών. Σε κάθε όμως περίπτωση η τουριστική κίνηση του καταφυγίου αφορά σε διερχόμενα σκάφη κατά την τουριστική περίοδο, η οποία είναι η θερινή. Την θερινή περίοδο δεν εμφανίζονται καιροί υψηλής ενέργειας, η τουλάχιστον έντασης η οποία μπορεί να δημιουργήσει καιρούς που να οδηγούν σε υπερπήδηση τις κατασκευές προστασίας.

Οι συστάσεις όσον αφορά τα κύματα σχεδιασμού που χρησιμοποιούνται για την κάθε περίπτωση που ελέγχεται (σκάφη, τουρίστες, αλιείς) είναι διαφορετικά, όπως και οι απαιτήσεις για την προστασία που επιδιώκεται. Παρά την γενικότερη απαίτηση από τους χρήστες ή και τους κατοίκους κάθε περιοχής για χαμηλές εν γένει στάθμες στέψης των κατασκευών, αυτό δεν είναι πάντοτε εφικτό λόγω της φύσης των προωθούμενων κυματισμών αλλά και των τοπικών συνθηκών της περιοχής. Ειδικότερα στις περιπτώσεις, όπως αυτήν των ακτών της δυτικής Ελλάδας, οι προωθούμενοι προς τις ακτές κυματισμοί είναι μακρείς, δηλαδή έχουν μεγάλη φασματική περίοδο και κατ' επέκταση πολύ υψηλή κυματική ενέργεια. Η μεγάλη κυματική ενέργεια εκφράζεται μέσω του μεγάλου τους μήκους και δευτερευόντως του ύψους τους. Η ιδιαιτερότητα αυτή έχει μεγάλη σημασία καθώς για την "καταστροφή" της ενέργειας των κυμάτων αλλά και την προστασία των όπισθεν του έργου προστασίας κατασκευών ή ανθρώπων απαιτείται ανύψωση της στάθμης στέψης του. Το γεγονός αυτό οδηγεί πέραν της ανύψωσης της στάθμης στέψης και στην αύξηση του πλάτους της. Επιπρόσθετα σε περιπτώσεις μακρών κυματισμών (που συνήθως εντοπίζονται σε περιοχές με μεγάλα αναπτύγματα πελάγους, σημαντική επιρροή έχουν και άλλα περιβαλλοντικά και κυρίως μετεωρολογικά φαινόμενα όπως αυτά που περιγράφηκαν στο κεφάλαιο των μεταβολών της στάθμης της θάλασσας (wind & wave set up, βαρομετρικές πιέσεις, αλλά και παλιρροιακές μεταβολές). Τα φαινόμενα αυτά λαμβάνονται στην υπολογιστική ανάλυση που ακολουθεί.

Σημαντική παράμετρος που περιορίζει κατά πολύ την παροχή υπερπήδησης είναι η κατασκευή προφυλακτήριου τοιχείου. Ο προφυλακτήριος τοίχος εξασφαλίζει την πλήρη διακοπή της υπερπήδησης του νερού μέχρι την στάθμη στέψης του, κάτι που δεν επιτυγχάνεται αντίστοιχα με την διαμόρφωση στέψης αποκλειστικά από φυσικούς ογκολίθους. Σύμφωνα με αρκετούς Κανονισμούς και Συστάσεις η στάθμη στέψης στην περίπτωση αυτή λαμβάνεται από την στάθμη στέψης της υποκείμενης στρώσης του φίλτρου, δηλαδή 2,5 και πλέον τουλάχιστον μέτρα πιο κάτω. Αντίθετα ο τοίχος αποκλείει την μετάδοση του κύματος προς την όπισθεν χερσαία ζώνη μέχρι την στέψη του. Στην παρούσα μελέτη έγινε προσπάθεια εξισορρόπησης των υψηλών παροχών υπερπήδησης με τις προτεινόμενες κατασκευές, ώστε το τελικό αποτέλεσμα να βρίσκεται εντός λογικών πλαισίων, που θα συνάδουν και με τον χαρακτήρα του καταφυγίου.

Οι κυματισμοί που θα χρησιμοποιηθούν για τον έλεγχο είναι τόσο ο μέγιστος κυματισμός σχεδιασμού των 75 ετών, βάσει του οποίου θα ελεγχθεί η ασφάλεια των σκαφών και των κατασκευών όπισθεν της θωράκισης, όσο και οι κυματισμοί με μικρότερες περιόδους επαναφοράς των 10 και 20 ετών που θα καθορίζουν τον βαθμό ασφάλειας στους χρήστες που χρησιμοποιούν την χερσαία ζώνη του καταφυγίου.

Οι μεθοδολογίες που προτείνονται από την Διεθνή Βιβλιογραφία πρέπει να χρησιμοποιούνται με ιδιαίτερη προσοχή και να αξιολογούνται καθώς στις περισσότερες των περιπτώσεων αφορούν σε ειδικές διατομές που εξετάσθηκαν σε συγκεκριμένη εφαρμογή και δεν μπορούν να εφαρμόζονται στην κάθε μορφή που εξετάζεται. Το γεγονός της ύπαρξης προφυλακτήριου τοίχου δημιουργεί προβλήματα στις εφαρμογές των μεθόδων υπερπήδησης, οι οποίες στο μεγαλύτερο ποσοστό τους έχουν προκύψει για διατομές χωρίς τοίχους. Εξ αυτών μόνο η μεθοδολογία του Owen προβλέπει παρουσία τοίχου, αλλά για συγκεκριμένες διαστάσεις και εν γένει γεωμετρικά χαρακτηριστικά της διατομής. Η μεθοδολογία TAW που επίσης είθισται να λαμβάνεται δεν προβλέπει τοίχο, παρ' ότι παρέχει σχετικά εξίσου ικανοποιητικά αποτελέσματα. Για τη λήψη της δεύτερης γίνεται παραδοχή η οποία στηρίζεται στην στάθμη στέψης του τοίχου.

Στην παρούσα διερεύνηση εξετάσθηκαν και οι δύο μεθοδολογίες καθώς και οι δύο περιέχουν μικρές αποκλίσεις από την υπό κατασκευή διατομή. Η τελικά αποδεκτή παροχή υπερπήδησης λαμβάνεται ανάλογα με τα εκάστοτε κριτήρια και παραμέτρους σχεδιασμού που θεωρείται ότι προσεγγίζουν την πραγματικότητα.

Μεθοδολογία Owen (1980) (διατομή χωρίς και με προφυλακτήριο τοίχο):

Για τον υπολογισμό των μέσης παροχής υπερπήδησης για πρηνή κυματοθραύστη με λεία εξωτερική επιφάνεια εφαρμόζονται οι κάτωθι σχέσεις, που προτάθηκαν από τον Owen:

$$R^* = R_c / (T_m \sqrt{gH_s}) = R_c / H_s \sqrt{s_{om} / 2\pi}$$
$$Q^* = q / (T_m g H_s)$$

όπου:

Q^* : η αδιάστατη ειδική παροχή (-)

R^* : η αδιάστατη στάθμη στέψης (-)

R_c : η στάθμη στέψης του πρηνούς πάνω από την στάθμη ηρεμίας (m)

H_s : το χαρακτηριστικό τοπικό ύψος κύματος (H_{m0}) (m)

s_{om} : καμπυλότητα κύματος που αντιστοιχεί στη μέση φασματική περίοδο (-)

q : η υπολογιζόμενη μέση παροχή υπερπήδησης (lt/sec/m)

Η σχέση που συνδέει τις αδιάστατες παραμέτρους που εισήχθησαν στις παραπάνω εξισώσεις είναι:

$$Q^* = a \exp(-bR^* / \gamma_f)$$

όπου a και b είναι εμπειρικοί συντελεστές που εξαρτώνται από τον τύπο της διατομής και γ_f είναι ο διορθωτικός συντελεστής, ο οποίος εισάγεται για να ληφθεί υπόψη η επιρροή της τραχύτητας της εξωτερικής στρώσης θωράκισης του πρανούς.

Τροποποιημένη έκδοση της μεθόδου του Owen παρουσιάσθηκε από τον Brudberry (and al), παρέχοντας τιμές για τους συντελεστές a & b , για την περίπτωση ύπαρξης προφυλακτήριου τοιχίου.

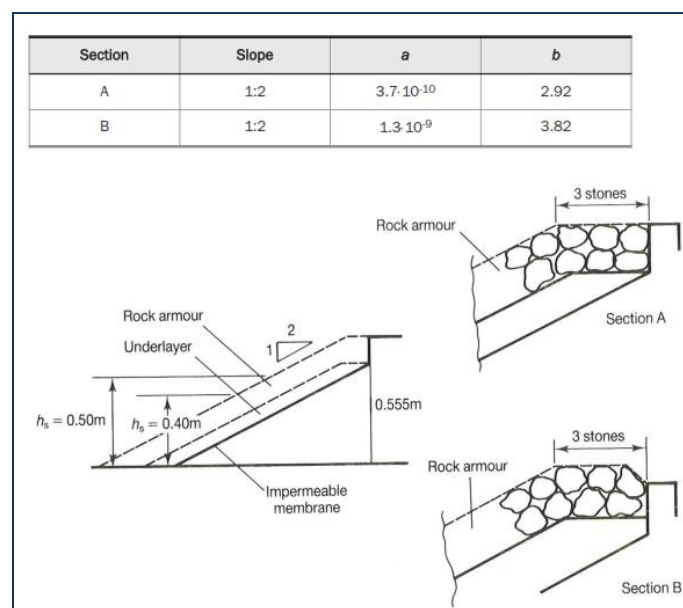
Η τροποποιημένη σχέση αφορά στην διαφοροποίηση των παραμέτρων R^* και F^* (-), με τις παρακάτω σχέσεις:

$$F^* = R^* (R_c / H_s) = (R_c / H_s)^2 \sqrt{s_{om} / 2\pi}$$

Και

$$Q^* = a (F^*)^{-b}$$

Οι τιμές των εμπειρικών συντελεστών δίνονται στην συνέχεια όπως τροποποιήθηκαν από τους Brudberry (and al-1988).



Πιν. 4-1: Συντελεστές a & b για υπολογισμό υπερπήδησης, Bradburry et al

Από τα δύο σχήματα αποφασίσθηκε η χρήση της διατομής Β, η οποία προσομοιάζει περισσότερο από όλες τις εναλλακτικές την εξεταζόμενη περίπτωση. Η μόνη διαφορά είναι ότι το πλάτος στέψης είναι μεγαλύτερο από $3D_{n,50}$ και ίσο με $4 D_{n,50}$. Η διαφορά όμως αυτή αποδίδει πιο συντηρητικά αποτελέσματα, οπότε σε κάθε περίπτωση αναμένονται μικρότερες παροχές από αυτές που υπολογίζονται.

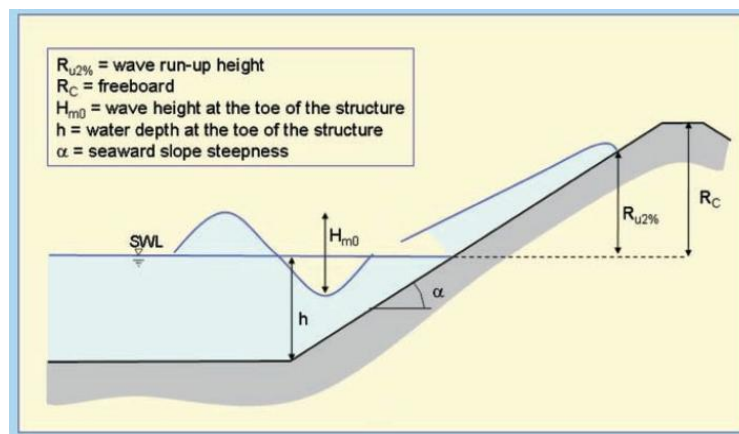
Η επιρροή της υπό γωνίας πρόσπτωσης υπολογίζεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\gamma_{\beta} = \frac{q_b}{q} = 1 - 0.000152 * b^2$$

Η ανωτέρω σχέση εφαρμόζεται για γωνίες πρόσπτωσης από $0^{\circ} \leq \beta \leq 60^{\circ}$, όπου β η γωνία που σχηματίζει η διεύθυνση προώθησης με ευθεία κάθετη στον άξονα του κυματοθραύστη. Για γωνίες μεγαλύτερες των 60° υιοθετείται το αποτέλεσμα της εξίσωσης για $\beta=60^{\circ}$.

Μεθοδολογία TAW - Eurotop

Η συγκεκριμένη μεθοδολογία προτείνεται από τα [1], [7] and [8]. Εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές με πρηνή από φυσικούς ή/και τεχνητούς ογκολίθους. Ακολουθεί διευκρινιστικό σκαρίφημα για την εφαρμογή της.



Σχ. 4-1: Επεξηγηματικό σκαρίφημα παραμέτρων και γεωμετρία κατασκευής στη μεθοδολογία TAW

Η μέση παροχή υπερπήδησης σύμφωνα με τα [7] και [8] υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

a) *Deterministic approach* - ντετερμινιστική προσέγγιση

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4.3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_i \cdot \gamma_{\beta} \cdot \gamma_e} \right) \quad (22)$$

$$\text{and a maximum of: } \frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp \left(-2.3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_i \cdot \gamma_{\beta}} \right) \quad (23)$$

b) *Probabilistic approach* - πιθανολογική προσέγγιση

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4.75 \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_l \cdot \gamma_v} \right) \quad (24)$$

(figure 21)

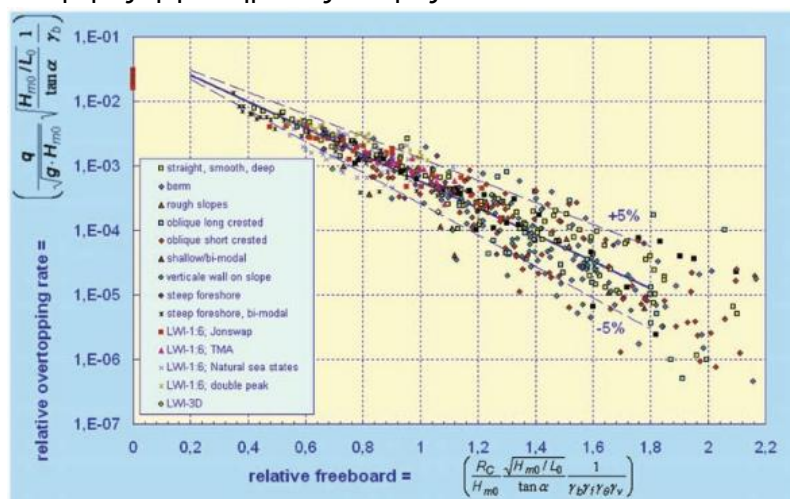
$$\text{with maximum: } \frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.2 \cdot \exp \left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0}} \cdot \frac{1}{\gamma_l \cdot \gamma_b} \right) \quad (25)$$

(figure 22)

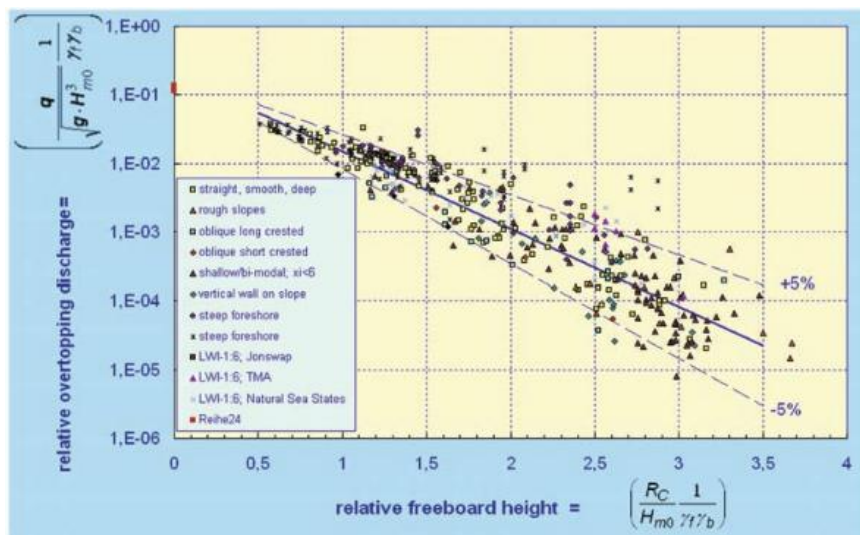
| | |
|-----------------|--|
| H_s : | Ύψος χαρακτηριστικού κύματος στον πόδα της κατασκευής (m) |
| T_s : | Χαρακτηριστική φασματική περίοδος (sec) |
| T_p : | Μέγιστη φασματική περίοδος ($T_s/T_p=0.95$), (sec) |
| T_m : | Μέση φασματική περίοδος (sec) |
| $\tan \alpha$: | Κλίση πρανούς |
| β : | Γωνία προσβολής κύματος σε σχέση με την διεύθυνση της κατασκευής |
| h : | Τοπικό βάθος στον πόδα της κατασκευής, m |
| R_c : | Στάθμη στέψης πρανούς από την στάθμη ηρεμίας, m |
| G_c : | Πλάτος στέψης, (m) |
| L_{om} : | Μήκος κύματος σε βαθιά νερά ως προς τη μέση φασματική περίοδο, (m) |
| S_{om} : | Καμπυλότητα κύματος (βάσει τοπικού ύψους H_s και T_m) |

Και για τις δύο παραπάνω σχέσεις προτείνεται ένα άνω όριο, έτσι ώστε να αποφευχθούν υπερεκτιμήσεις εξαιτίας αβαθών ή θραυσμένων κυματισμών.

Η αξιοπιστία της πιθανολογικής σχέσης περιγράφεται λαμβάνοντας του συντελεστές 4.75 και 2.6 ως κανονικά κατανεμημένους στοχαστικούς συντελεστές, ενώ τις μέσες τιμές με απόκλιση $m=0.5$ και 0.35 αντίστοιχα. Για την περίπτωση πιθανολογικών υπολογισμών η σχέση θα πρέπει να λαμβάνεται παράλληλα με τους στοχαστικούς συντελεστές. Για προγνώσεις ή σύγκριση με μετρήσεις η σχέση θα πρέπει να λαμβάνεται για παράδειγμα με 5 % άνω και κάτω καμπύλες υπέρβασης. Η εξίσωση περιγράφεται στο σχ. 4-2 μαζί με στοιχεία μετρήσεων για θραυσμένους κυματισμούς από διάφορες εργαστηριακές δοκιμές.

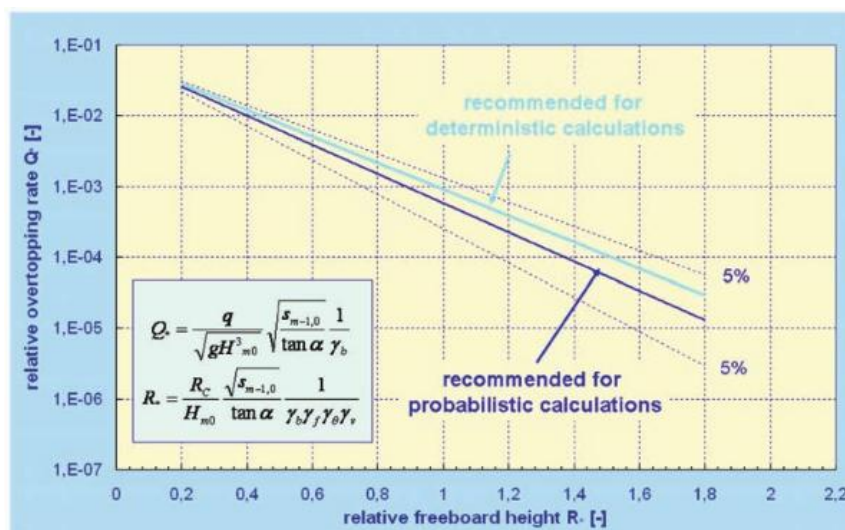


Σχ. 4-2: Στοιχεία υπερπηδήσεων θραυσμένων κυματισμών για την πιθανολογική σχέση με 5% άνω και κάτω όρια βεβαιότητας



Σχ. 4-3: Στοιχεία υπερπηδήσεων θραυσμένων κυματισμών για την ντετερμινιστική σχέση με 5% άνω και κάτω όρια βεβαιότητας

Η ντετερμινιστική προσέγγιση αυξάνει τη μέση παροχή για περίπου μία τιμή τυπικής απόκλισης. Για αυτό είναι γενικά πιο συντηρητική προσέγγιση από την πιθανολογική σχέση, και θεωρείται πιο ασφαλής για την εκτίμηση των τιμών της υπερπήδησης. Σύγκριση μεταξύ των δύο σχέσεων δίνεται στο παρακάτω γράφημα:

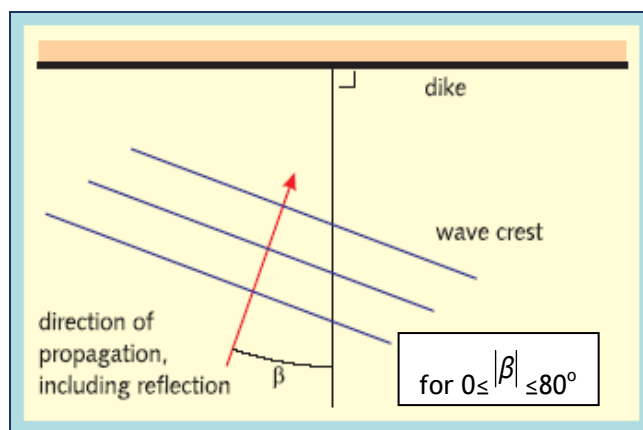


Σχ. 4-4: Συγκριτικό γράφημα μεταξύ ντετερμινιστικής και πιθανολογικής σχέσης υπολογισμού υπερπηδήσεων

Οι συντελεστές -παράμετροι που συμμετέχουν στις ανωτέρω σχέσεις είναι αντίστοιχοι με αυτούς της προηγούμενης μεθόδου υπολογισμού και επεξηγούνται στην συνέχεια:

- απομειωτικός συντελεστής λόγω υπό γωνίας προσβολής του κύματος γ_b :

Ακολουθεί σκαρίφημα επεξηγηματικό:



Σχ. 4-5: Επεξηγηματικό σκαρίφημα για τις παραμέτρους και την γεωμετρία που συμμετέχουν στους υπολογισμούς

- Απομειωτικός συντελεστής λόγω της τραχύτητας του πρανούς γ_f :

Ο συγκεκριμένος συντελεστής προσομοιάζει την επιρροή της τραχύτητας και την διάχυση της κυματικής ενέργειας κατά την διάρκεια της ανάβασης του κυματισμού. Οι τιμές των συντελεστών τραχύτητας δίνονται στον ακόλουθο πίνακα:

| Reference type | γ_f |
|-------------------------------------|------------|
| Concrete | 1.0 |
| Asphalt | 1.0 |
| Closed concrete block | 1.0 |
| Grass | 1.0 |
| Vilvoorden stone | 0.85 |
| Basalt | 0.90 |
| Haringman | 0.90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0.90 |
| Armorflex | 0.90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0.85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0.80 |
| 1/4 of block revetment 10 cm higher | 0.90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0.75 |
| Armour rock - two layers thick | 0.55 |
| Armour rock - single layer | 0.70 |

Πιν. 4-2: Συντελεστές απομείωσης λόγω τραχύτητας του υλικού προστασίας του πρανούς

Οι ανωτέρω τιμές είναι έγκυρες όταν $\xi_{m-1,0} < 1.8$. Για μεγαλύτερες (1.8-10.0 όπου $\gamma_f=1$) ο συντελεστής αυξάνεται γραμμικά μέχρι το 1. Η σχέση υπολογισμού του συντελεστή δίδεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\gamma_{f \text{ surging}} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1.8) * (1 - \gamma_f) / 8.2$$

Οι υπολογισμοί της υπερπήδησης εκτελούνται σε υπολογιστικά φύλλα τα οποία παρουσιάζονται στο Παράρτημα Ε της παρούσης έκθεσης υπολογισμών.

Για την πλέον ασφαλή εκτίμηση των υπερπηδήσεων η ντετερμινιστική μέθοδος χρησιμοποιείται.

4.2. Επιτρεπόμενες Παροχές Υπερπήδησης Κατασκευών

Οι επιτρεπόμενες παροχές υπερπήδησης καθορίζονται με βάση την δραστηριότητα όπισθεν της εκάστοτε κατασκευής προστασίας, τα εξυπηρετούμενα σκάφη, την απόσταση τους από την

προστασία και τις ίδιες τις κατασκευές. Σύμφωνα το [1] προτείνονται οι ακόλουθες επιτρεπόμενες παροχές, που παρουσιάζονται στο παρακάτω πίνακα:

| | q mean overtopping discharge (m ³ /s per m length) | V_{max} peak overtopping volume (m ³ /per m length) |
|---|---|--|
| Pedestrians | | |
| Unsafe for unaware pedestrians, no clear view of the sea, relatively easily upset or frightened, narrow walkway or proximity to edge | $q > 3 \cdot 10^{-5}$ | $V_{max} > 2 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-3}$ |
| Unsafe for aware pedestrians, clear view of the sea, not easily upset or frightened, able to tolerate getting wet, wider walkway | $q > 1 \cdot 10^{-4}$ | $V_{max} > 0.02 - 0.05$ |
| Unsafe for trained staff, well shod and protected, expected to get wet, overtopping flows at lower levels only, no falling jet, low danger of fall from walkway | $q > 1 \cdot 10^{-3} - 0.01$ | $V_{max} > 0.5$ |
| Vehicles | | |
| Unsafe for driving at moderate or high speed, impulsive overtopping giving falling or high velocity jets | $q > 1 \cdot 10^{-5} - 5 \cdot 10^{-5}$ | $V_{max} > 5 \cdot 10^{-3}$ |
| Unsafe for driving at low speed, overtopping by pulsating flows at low levels only, no falling jets | $q > 0.01 - 0.05$ | $V_{max} > 1 \cdot 10^{-3}$ |
| Marinas | | |
| Sinking of small boats set 5–10 m from wall, damage to larger yachts | $q > 0.01$ | $V_{max} > 1 - 10$ |
| Significant damage or sinking of larger yachts | $q > 0.05$ | $V_{max} > 5 - 50$ |
| Buildings | | |
| No damage | $q < 1 \cdot 10^{-6}$ | |
| Minor damage to fittings etc | $1 \cdot 10^{-6} < q < 3 \cdot 10^{-5}$ | |
| Structural damage | $q > 3 \cdot 10^{-5}$ | |
| Embankment seawalls | | |
| No damage | $q < 2 \cdot 10^{-3}$ | |
| Damage if crest not protected | $2 \cdot 10^{-3} < q < 0.02$ | |
| Damage if back slope not protected | $0.02 < q < 0.05$ | |
| Damage even if fully protected | $q > 0.05$ | |
| Revetment seawalls | | |
| No damage | $q < 0.05$ | |
| Damage if promenade not paved | $0.05 < q < 0.2$ | |
| Damage even if promenade paved | $q < 0.2$ | |

Πιν. 4-3: Τιμές Κρίσιμων παροχών Υπερπήδησης και Ογκομετρικών Ποσοτήτων (Allsop, [1])

Σύμφωνα με τα παραπάνω οι επιτρεπόμενες τιμές υπερπήδησης είναι για την περίπτωση μικρών σκαφών που απέχουν 5 έως 10μ. από την στέψη παροχή μεγαλύτερη των 10lt/sec/m. Αντίστοιχα για μεγάλα yachts, που μπορούν να προσομοιωθούν συντηρητικά με τα ημερόπλοια που θα προσεγγίζουν το λιμάνι, η επιτρεπόμενη τιμή παροχής είναι έως και 50lt/sec/m. Σε τιμές μεγαλύτερες των ανωτέρω ενέχεται κίνδυνος βύθισης τους. Για την περίπτωση εκπαιδευμένου προσωπικού η επιτρεπόμενη τιμή παροχής κυμαίνεται μεταξύ 1 και 10lt/sec/m. Η τιμή που αφορά σε πεζούς - χρήστες σκαφών που έχουν γνώση των συνθηκών της επικρατούσης θύελλας είναι πολύ αυστηρή και ίση με 0,1lt/sec/m. Η τιμή αυτή δεν λαμβάνεται υπ' όψιν στον σχεδιασμό της στάθμης στέψης καθώς το καταφύγιο είναι κυρίως αλιευτικό και τα σκάφη αναψυχής που θα εξυπηρετούνται αποτελούν διερχόμενο τουρισμό και όχι μόνιμο. Την χειμερινή περίοδο που αναμένεται μία θύελλα του μεγέθους αυτού (του σχεδιασμού του έργου με περίοδο επαναφοράς τα 75 έτη) δεν θα υπάρχουν σκάφη αναψυχής ή ακόμη και εάν μελλοντικά υπάρχουν δεν θα παρευρίσκονται οι κάτοχοι τους. Σημειώνεται επίσης ότι ο κυματισμός με περίοδο επαναφοράς τα 75 έτη εξετάζεται για την ασφάλεια των ελλιμενιζομένων σκαφών και μόνο καθώς η λιμενική εγκατάσταση θα πρέπει να τα εξασφαλίζει σε κάθε περίπτωση.

Για την προστασία των χρηστών του καταφυγίου, δηλαδή των αλιέων, οι οποίοι θεωρούνται εκπαιδευμένο προσωπικό, οι κυματισμοί που χρησιμοποιούνται είναι αυτοί με περίοδο

επαναφοράς τα 10 και τα 20 έτη, καθώς στις μέγιστες συνθήκες θύελλας δεν αναμένεται παρουσία προσωπικού στο καταφύγιο. Η πρακτική αυτή είναι συνήθης και επιβάλλεται από τους Διεθνείς Κανονισμούς και συστάσεις λιμενικών έργων για την αποφυγή υπερδιαστασιολόγησης των κατασκευών, σε συνθήκες που δεν είναι πραγματικά αναγκαίες για τη λειτουργία και την ασφάλεια του.

Σύμφωνα με τα ανωτέρω οι παροχές υπερπήδησης είναι οι επιτρεπόμενες που παρουσιάζονται στον πιν. 4-3 για τα σκάφη και για τους εκπαιδευμένους χρήστες οι οποίες θα ελεγχθούν για κυματισμούς με περίοδο επαναφοράς 75 έτη και 20 και 10έτη αντίστοιχα.

4.3. Υπολογισμοί παροχών υπερπήδησης

Η κρίσιμη διεύθυνση για την εκτίμηση των παροχών υπερπήδησης είναι για τα περισσότερα τμήματα των έργων η Δυτική Διεύθυνση προώθησης. Τόσο στην περίπτωση του 1^{ου} τμήματος του προσήνεμου μώλου (από τη ρίζα μέχρι και λίγο πριν την αλλαγή διεύθυνσης του) όσο και για το τμήμα που είναι περίπου παράλληλο προς την ακτή ο δυτικός κυματισμός είναι πάντοτε πιο κρίσιμος. Μόνο στην περιοχή του ακρομωλίου ο ΔΒΔ κυματισμός γίνεται δυσμενέστερος - όπως παρουσιάστηκε και στην διαστασιολόγηση της θωράκισης του - λόγω του ότι η γωνία προσβολής είναι κατά τι μικρότερη της αντίστοιχης του Δ.

Σημειώνεται επίσης ότι οι διατομές που εξετάζονται στην περίπτωση του προσήνεμου μώλου είναι οι Α-Α και Β-Β, στις οποίες προβλέπεται κατασκευή με φυσικούς ογκολίθους προστασίας και προφυλακτήριο τοίχο. Στις διατομές αυτές προβλέπεται η εξυπηρέτηση σκαφών και η διέλευση πεζών στην χερσαία ζώνη του καταφυγίου. Σε ότι αφορά τις διατομές Δ-Δ και Ε-Ε του ακρομωλίου δεν υπολογίζονται υπερπηδήσεις καθώς καμία από τις δύο ανωτέρω χρήσεις δεν προβλέπεται στις εν λόγω διατομές. Για τις διατομές αυτές εξετάζεται η μετάδοση του κύματος που μεταφέρεται στο εσωτερικό της λιμενολεκάνης και όχι η υπερπήδηση.

Με βάση τα ανωτέρω εκτελέστηκαν οι υπολογισμοί των παροχών υπερπήδησης και των μεταδιδόμενων κυμάτων για τα αντίστοιχα τμήματα του προσήνεμου μώλου.

Για τον υπήνεμο μώλο, εξετάστηκαν οι παροχές υπερπήδησης για την κρίσιμη διατομή ελέγχου.

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΚΑΙ ΕΚΣΥΓΧΡΟΝΙΣΜΟΣ ΑΛΙΕΥΤΙΚΟΥ ΚΑΤΑΦΥΓΙΟΥ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ
ΤΕΥΧΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ

α) Προσήμερος μώλος

| Cross section | armor elevation | Wall elevation | Method | T _r (years) | H _{des} (m) | T _s (sec) | m (-) | ΔH (m) | β (°) | a | b | q (lt/sec/m) |
|---------------|-----------------|----------------|--------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|----------|-----------|----------|------------------------|------|-----------------|
| A1-A1 | +3,20 | +2,30 | OWEN | 75 | 1,80 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 45 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 58,36 |
| A1-A1 | +3,20 | +2,30 | TAW | 75 | 1,80 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 45 | - | - | 61,19 |
| A1-A1 | +3,20 | +2,30 | OWEN | 20 | 1,55 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 45 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 4,09 |
| A1-A1 | +3,20 | +2,30 | TAW | 20 | 1,55 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 45 | - | - | 15,94 |
| A1-A1 | +3,20 | +2,30 | OWEN | 10 | 1,47 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 45 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 1,84 |
| A1-A1 | +3,20 | +2,30 | TAW | 10 | 1,47 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 45 | - | - | 10,48 |
| A2-A2 | +3,20 | +2,65 | OWEN | 75 | 2,06 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 50 | 1.8 x 10 ⁻⁷ | 2,30 | 29,15 |
| A2-A2 | +3,20 | +2,65 | TAW | 75 | 2,06 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 50 | - | - | 53,61 |
| A2-A2 | +3,20 | +2,65 | OWEN | 20 | 1,81 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 50 | 1.8 x 10 ⁻⁷ | 2,30 | 2,78 |
| A2-A2 | +3,20 | +2,65 | TAW | 20 | 1,81 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 50 | - | - | 19,41 |
| A2-A2 | +3,20 | +2,65 | OWEN | 10 | 1,74 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 50 | 1.8 x 10 ⁻⁷ | 2,30 | 1,37 |
| A2-A2 | +3,20 | +2,65 | TAW | 10 | 1,74 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 50 | - | - | 10,81 |
| A3-A3 | +3,20 | +3,00 | OWEN | 75 | 2,58 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 45 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 39,39 |
| A3-A3 | +3,20 | +3,00 | TAW | 75 | 2,58 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 45 | - | - | 84,30 |
| A3-A3 | +3,20 | +3,00 | OWEN | 20 | 2,34 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 50 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 4,65 |
| A3-A3 | +3,20 | +3,00 | TAW | 20 | 2,34 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 50 | - | - | 29,43 |
| A3-A3 | +3,20 | +3,00 | OWEN | 10 | 2,26 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 50 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 2,39 |
| A3-A3 | +3,20 | +3,00 | TAW | 10 | 2,26 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 50 | - | - | 21,66 |
| B-B & B'-B' | +3,90 | +3,35 | OWEN | 75 | 3,10 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 30 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 54,71 |
| B-B & B'-B' | +3,90 | +3,35 | TAW | 75 | 3,10 | 10,81 | 1:2 | 0,80 | 30 | - | - | 136,97 |
| B-B & B'-B' | +3,90 | +3,35 | OWEN | 20 | 2,86 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 30 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 8,92 |
| B-B & B'-B' | +3,90 | +3,35 | TAW | 20 | 2,86 | 9,36 | 1:2 | 0,60 | 30 | - | - | 62,64 |
| B-B & B'-B' | +3,90 | +3,35 | OWEN | 10 | 2,78 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 30 | 1.3 x 10 ⁻⁹ | 3,82 | 4,46 |
| B-B & B'-B' | +3,90 | +3,35 | TAW | 10 | 2,78 | 8,54 | 1:2 | 0,60 | 30 | - | - | 49,20 |

Πιν. 4-4: Αποτελέσματα παροχών υπερπήδησης κατασκευών

- οι συντελεστές απομείωσης της τραχύτητας του πρηνούς λαμβάνονται πάντοτε με την ίδια τιμή και ίση με 0,55. Προσαρμογή των τιμών με βάση την παράμετρο θραύσης προβλέπεται μόνο από τη μεθοδολογία TAW, σύμφωνα με τα αναφερόμενα στην παρ. 4.1,
- οι συντελεστές a & b αφορούν μόνο τη μεθοδολογία του Owen,

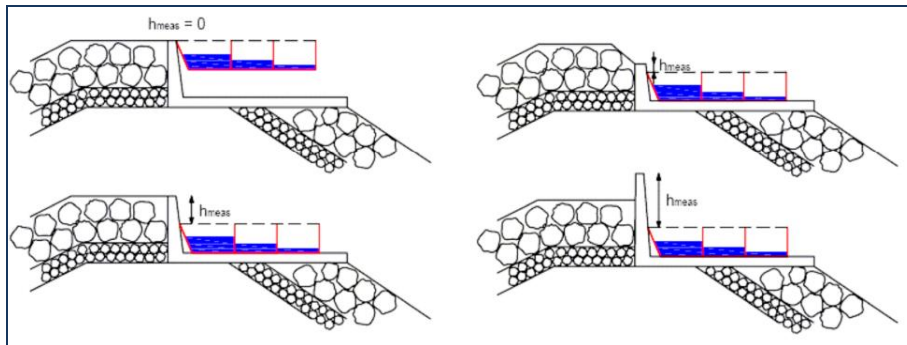
Βάσει των ανωτέρω αποτελεσμάτων οι παροχές υπερπήδησης εμφανίζονται σχετικά υψηλές και σε αρκετές περιπτώσεις άνω των επιτρεπόμενων ορίων, τόσο για τα εξυπηρετούμενα σκάφη όσο και για τους χρήστες του καταφυγίου. Η περαιτέρω προσαύξηση των σταθμών στέψης των κατασκευών δεν θεωρείται δόκιμη για τους λόγους που αναφέρθηκαν σε προηγούμενες παραγράφους (αύξηση κόστους κατασκευής και κυρίως λόγω διαμόρφωσης πολύ υψηλού εμποδίου του ορίζοντα από την παραλιακή ζώνη).

Μετά από περαιτέρω διερεύνηση που έγινε αποφασίσθηκε η διατήρηση των ανωτέρω σταθμών καθώς οι πραγματικές τιμές της υπερπήδησης αναμένονται μικρότερες εξαιτίας των ιδιαίτερων χαρακτηριστικών των κατασκευών που εξετάζονται.

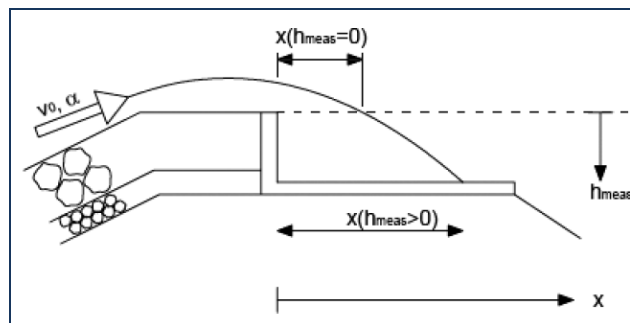
Πιο συγκεκριμένα οι παραπάνω τιμές αφορούν στην υπερπήδηση που λαμβάνει χώρα στην θέση του προφυλακτήριου τοίχου και όχι στις θέσεις των σκαφών που βρίσκονται σε απόσταση άνω των 8,0m. Η παροχή που καταλήγει στις θέσεις των σκαφών υφίσταται απομείωση με την απόσταση από το σημείο της υπερπήδησης, με αποτέλεσμα να διαφοροποιούνται σημαντικά οι τελικές τιμές. Αντίθετα αυτό δεν ισχύει για την περίπτωση των της χρήσης των χερσαίων χώρων από πεζούς καθώς η διέλευση τους γίνεται ακριβώς πίσω από τον προφυλακτήριο τοίχο.

Για την εκτίμηση της απομείωσης της τελικής παροχής που καταλήγει στα σκάφη χρησιμοποιείται διαδικασία προσέγγισης, όπως προτείνεται από το [7].

Συντηρητικά οι τιμές που υπολογίστηκαν δεν απομειώθηκαν περαιτέρω λόγω του αυξημένου πλάτους στέψης των κατασκευών που εξετάζονται. Σκαριφηματικά αποδίδεται με το ακόλουθο σχήμα:



Σχ. 4-6: Σκαριφηματική απεικόνιση απομείωσης της παροχής υπερπήδησης με βάση το ύψος y



Σχ. 4-7: Σκαριφηματική απεικόνιση απομείωσης της παροχής υπερπήδησης στον χώρο

Η σχέση υπολογισμού της απομείωσης είναι η ακόλουθη:

$$F(x, y) = \exp[-1.3/H_{m0} \cdot \{\max(x/\cos\beta - 2.7ys_{op}^{0.15}; 0)\}]$$

Η ανωτέρω σχέση μπορεί να γραφεί διαφορετικά ώστε να υπολογίζεται η απόσταση x σε ένα συγκεκριμένο ύψος από την στέψη ως ακολούθως:

$$x/\cos\beta = -0.77H_{m0}\ln(F) + 2.7ys_{op}^{0.15}$$

Όπως παρατηρείται στην ανωτέρω σχέση οι παράμετροι που αποτελούν μεταβλητές και απομειώνουν περαιτέρω την υπερπήδηση είναι αυτές της απόστασης αλλά και του ύψους του σημείου υπερπήδησης από την θέση στο κρηπίδωμα. Η επίλυση των ανωτέρω έγινε με

υπολογιστικό φύλλο εργασίας τα αποτελέσματα του οποίου παρατίθενται στην συνέχεια για τις διατομές που εξετάστηκαν.

Βάσει των ανωτέρω οι παροχές υπερπήδησης επαναυπολογίζονται και παρατίθενται στον παρακάτω πίνακα:

| Cross section | Rc (m) | T _r (years) | H _{des} (m) | T _s (sec) | T _p (sec) | S _{op} (-) | Wall elevation (m) | γ (m) | H _{cope} (m) | x (m) | β (°) | Q _{OWEN} (lt/sec/m) | Q _{TAW} (lt/sec/m) | F (x,y) | Q _{final - OWEN} (lt/sec/m) | Q _{final - TAW} (lt/sec/m) |
|---------------|-----------|---------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|----------|--------------------------|----------|----------|---------------------------------|--------------------------------|------------|---|--|
| A1-A1 | 2,3 | 75 | 1,8 | 10,81 | 11,38 | 0,0089 | 3,2 | 2,20 | 1 | 8,35 | 0 | 58,36 | 61,19 | 0,019889 | 1,160730 | 1,217016 |
| A2-A2 | 2,65 | 75 | 2,0 6 | 10,81 | 11,38 | 0,0102 | 3,2 | 2,20 | 1 | 8,35 | 0 | 29,15 | 53,61 | 0,033865 | 0,987154 | 1,815484 |
| A3-A3 | 3 | 75 | 2,5 8 | 10,81 | 11,38 | 0,0128 | 3,2 | 1,20 | 2 | 8,35 | 0 | 39,39 | 84,3 | 0,034782 | 1,370060 | 2,932116 |
| B-B & B'-B' | 3,35 | 75 | 3,1 | 10,81 | 11,38 | 0,0153 | 4,35 | 1,35 | 3 | 8,35 | 0 | 54,71 | 136,97 | 0,068236 | 3,733176 | 9,346247 |

Πιν. 4-5: Αποτελέσματα παροχών Υπερπήδησης για Tr = 75 έτη - Τελικά

Από τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι οι τελικές παροχές υπερπήδησης που καταλήγουν στα προσδεμένα σκάφη είναι ικανοποιητικές ως προς την ασφάλεια τους. Λαμβανομένου δε υπ' όψιν ότι στις ανωτέρω τιμές όλες οι γωνίες πρόσπτωσης έχουν συντηρητικά ληφθεί ίσες με 0° όπως και οι συνθήκες προσβολής θεωρούνται ασφαλείς.

Εξ αυτών η τιμή που παραμένει σχετικά μεγάλη είναι αυτή των διατομών B-B & B-B' και μόνο για τη μεθοδολογία TAW η οποία είναι η πιο συντηρητική εκ των δύο μεθόδων. Δεδομένης και της θέσης των διατομών θα πρέπει κατά την λειτουργία του έργου να δοθεί κάποια ιδιαίτερη μέριμνα και παρατήρηση από τον φορέα λειτουργίας για την απόκριση του συγκεκριμένου σημείου του έργου, καθώς το φαινόμενο της υπερπήδησης εμπεριέχει αβεβαιότητες λόγω της ιδιαίτερα σύνθετης φύσης και πολυπαραμετρικότητας του.

Υπό τα συγκεκριμένα δεδομένα τα αποτελέσματα θεωρούνται ικανοποιητικά καθώς οι θεωρήσεις που έχουν ληφθεί είναι πάντοτε προς την πλευρά της ασφάλειας και σε κάθε περίπτωση η θύελλα που εξετάζεται είναι το φαινόμενο της 75ετίας στην οποία έχουν ήδη προστεθεί και δευτερογενή επιβαρυντικά φαινόμενα. Κατά συνέπεια οι ανωτέρω στάθμες θεωρούνται ικανοποιητικές και μέσα στα πλαίσια της ασφάλειας αλλά και της οικονομίας του έργου.

Όσον αφορά τις επιτρεπόμενες συνθήκες για την διέλευση πεζών και συγκεκριμένα των αλιέων που θεωρούνται εκπαιδευμένοι και κατηρτισμένοι χρήστες του καταφυγίου θεωρούνται σχετικά ικανοποιητικές για το μεγαλύτερο μέρος των τμημάτων του προσήνεμου μώλου.

Συγκεκριμένα και με την θεώρηση ότι ως 10lt/sec/m - άνω επιτρεπόμενο όριο - οι αλιείς μπορούν να διέρχονται με προσοχή πίσω από τον προφυλακτήριο τοίχου του έργου σε αρκετά τμήματα του έργου.

Από την επισκόπηση των προκυπτουσών τιμών παρατηρούνται σημαντικές αποκλίσεις μεταξύ των δύο μεθοδολογιών καθώς η πρώτη αποδίδει σημαντικά μικρότερες τιμές και εντός των επιτρεπόμενων ορίων, ενώ η δεύτερη πάνω από αυτά. Παρ' ότι η μεθοδολογία του Owen εκτιμάται ως καταλληλότερη για τις συγκεκριμένες διατομές που εξετάστηκαν, δεν μπορεί να αγνοηθεί και η μεθοδολογία TAW. Και οι δύο μεθοδολογίες προτείνονται από αξιόπιστους Διεθνείς Οίκους. Για το λόγο αυτό αποφασίσθηκε να υιοθετηθούν οι μέσοι όροι των αποτελεσμάτων των δύο μεθόδων. Από την συγκεκριμένη θεώρηση προκύπτει ότι για το τμήμα του μώλου που εκτείνεται στις διατομές A-A οι τιμές που προκύπτουν είναι αποδεκτές πλην αυτού που αντιστοιχεί στην A3-A3, όπου εντοπίζεται μικρή υπέρβαση. Παρά ταύτα εκτιμάται ότι και για την περίπτωση αυτή οι συνθήκες για την διέλευση των αλιέων στην

περίπτωση καταιγίδας με συγκεκριμένα χαρακτηριστικά είναι ασφαλής λόγω των συντηρητικών θεωρήσεων που λήφθηκαν στην υπολογιστική ανάλυση. Και με δεδομένο ότι η δυσμενέστερη θεώρηση είναι αυτή των 20 ετών, η οποία αντιστοιχεί σε θύελλα μεγάλης χρονικής διάρκειας με ένταση τη μέγιστη ταχύτητα των 9Bf, εκτιμάται ότι στο τμήμα αυτό, η διέλευση των αλιέων θεωρείται απόλυτα ασφαλής. Για εντάσεις από 10Bf και πάνω η διέλευση των αλιέων δεν επιτρέπεται. Σε κάθε περίπτωση στην περίπτωση εμφάνισης ενός τόσο ακραίου καιρικού δεν θα επιτρέπεται η διέλευση πεζών σε κανένα τμήμα του μώλου.

Αντίθετα για το τμήμα της κατασκευής που αντιστοιχεί στις διατομές B-B και B'-B' και με την θεώρηση που αναφέρθηκε παραπάνω οι προκύπτουσες τιμές δεν είναι αποδεκτές. Στην περίπτωση του τμήματος αυτού θεωρείται ότι η διέλευση των αλιέων επιτρέπεται για εντάσεις έως 8Bf (δίνεται πρόσθετη ανοχή λόγω των συντηρητικών θεωρήσεων των υπολογισμών). Από το όριο αυτό και πάνω θεωρείται επισφαλής η διέλευση των αλιέων και θα πρέπει να γίνεται μόνο με την άδεια του Φορέα Λειτουργίας και μόνο εφόσον από την παρατήρηση της απόκρισης του έργου θεωρηθεί ότι οι τελικές τιμές των υπερπηδήσεων μπορεί να γίνουν αποδεκτές.

Για τις διατομές Γ-Γ & Δ-Δ εξετάζεται η κυματική μετάδοση στο εσωτερικό της λιμενολεκάνης και όχι η υπερπήδηση καθώς δεν λαμβάνουν χώρα ανθρωπογενείς δραστηριότητες στην υπήνεμη πλευρά της όπως και δεν υπάρχει εξοπλισμός ή σκάφη που να χρησιμοποιούν το εσωτερικό - υπήνεμο τμήμα της. Στην περίπτωση αυτή εξετάζεται η μέγιστη κυματική ενέργεια που μπορεί να διέλθει και να μεταδοθεί στο εσωτερικό της λιμενολεκάνης. Η μεθοδολογία και η αριθμητική προσέγγιση του φαινομένου παρουσιάζεται στην συνέχεια του τεύχους.

β) Υπήνεμος μώλος

Για την περίπτωση του υπήνεμου μώλου ακολουθούνται οι ίδιες μεθοδολογίες προσέγγισης της υπερπήδησης. Στην περίπτωση του υπήνεμου μώλου διαφοροποιείται η κυματική ενέργεια που προσβάλλει το έργο, σύμφωνα με όσα αναφέρθηκαν σε προηγούμενο κεφάλαιο, και επιπρόσθετα διαφοροποιείται κατά τι και η ανύψωση της στάθμης της θάλασσας. Το τελευταίο οφείλεται στο ότι η θύελλα σχεδιασμού είναι μικρότερη στην περίπτωση αυτή, όπως και οι μάζες της θαλάσσιας επιφάνειας που ενεργοποιείται άμα τη εμφανίσει του καιρού σχεδιασμού (ΒΔ). Η ανύψωση της στάθμης του ύδατος που λαμβάνεται υπόψη κατά τους υπολογισμούς της υπερπήδησης είναι 0,70m για τον καιρό με περίοδο επαναφοράς 75 έτη και 0,50m για τους καιρούς των 20 και 10 ετών αντίστοιχα. Σύμφωνα με τα ανωτέρω εκτελέστηκαν οι υπολογισμοί υπερπήδησης, οι οποίοι παρατίθενται συνοπτικά στον επόμενο πίνακα:

| Cross section | armor elevation | Wall elevation | Method | T_r (years) | H_{des} (m) | T_s (sec) | m (-) | ΔH (m) | β (°) | a | b | q (lt/sec/m) |
|---------------|-----------------|----------------|--------|------------------|------------------|----------------|----------|-------------------|----------------|----------------------|------|-----------------|
| H-H | +2,55 | +2,10 | OWEN | 75 | 1,80 | 6,40 | 1:1,5 | 0,70 | 45 | 1.3×10^{-9} | 3,82 | 5,41 |
| H-H | +2,55 | +2,10 | TAW | 75 | 1,80 | 6,40 | 1:1,5 | 0,70 | 45 | - | - | 51,16 |
| H-H | +2,55 | +2,10 | OWEN | 20 | 1,21 | 5,28 | 1:1,5 | 0,50 | 45 | 1.3×10^{-9} | 3,82 | 0,055 |
| H-H | +2,55 | +2,10 | TAW | 20 | 1,21 | 5,28 | 1:1,5 | 0,50 | 45 | - | - | 6,497 |
| H-H | +2,55 | +2,10 | OWEN | 10 | 1,07 | 5,02 | 1:1,5 | 0,50 | 45 | 1.3×10^{-9} | 3,82 | 0,0187 |
| H-H | +2,55 | +2,10 | TAW | 10 | 1,07 | 5,02 | 1:1,5 | 0,50 | 45 | - | - | 1,077 |

Πιν. 4-6: Αποτελέσματα παροχών υπερπήδησης κατασκευών - Υπήνεμος Μώλος

Από τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι η μεθοδολογία TAW είναι κατά πολύ πιο συντηρητική από αυτή του Owen. Πιο αναλυτικά για την εφαρμογή των δύο μεθόδων αναφέρονται τα εξής:

- Η μεθοδολογία του OWEN εμφανίζει ικανοποιητικά αποτέλεσμα ενώ αντίθετα αυτή της TAW όχι. Η πρώτη εκ των δύο αποκλίνει από τον περιορισμό της μεθοδολογίας που αφορά στην κλίση του πρανούς καθώς πρόκειται για διαμόρφωση 3:2 (οριζόντια: κατακόρυφα). Άρα αναμένονται αυξημένες τιμές σε σχέση με το αποτέλεσμα. Αντίθετα όμως αποκλίνει και από το θεωρητικό πλάτος της στέψης της κατασκευής που είναι για κατασκευαστικούς και μόνο λόγους προβλέπεται ίσο με έξι (6) φυσικούς ογκολίθους της κατηγορίας της διαβάθμισης, αντί για 3 που θεωρούνται στην προτεινόμενη μεθοδολογία. Κατά συνέπεια το αποτέλεσμα το πιθανότερο είναι ότι προσεγγίζει τις πραγματικές υπερπηδήσεις.
- Η μεθοδολογία TAW αντίθετα εμφανίζει πολύ υψηλά αποτελέσματα, σχεδόν τάξη μεγέθους από αυτές της OWEN. Τα αποτελέσματα αυτά θεωρούνται πολύ υψηλά και μάλλον αποκλίνοντα από τις ρεαλιστικά αναμενόμενες τιμές.

Βάσει της όλης ανάλυσης που έγινε τόσο στην παρούσα παράγραφο όσο και στις προηγούμενες θεωρείται ότι η μεθοδολογία TAW εμφανίζει ιδιαίτερα υψηλά αποτελέσματα, τα οποία υπερεκτιμούν τις παροχές υπερπήδησης. Οι πραγματικές παροχές αναμένονται μεγαλύτερες από αυτές της μεθοδολογίας του OWEN αλλά σε καμία περίπτωση κοντά στα αποτελέσματα της TAW. Ακόμη και στην περίπτωση που η κλίση του πρανούς μπορεί να οδηγήσει σε διπλασιασμό της υπολογισθείσας τιμής, οι προκύπτουσες τιμές για τους κυματισμούς με περίοδο επαναφοράς 20 και 10 έτη παραμένουν εντός των αποδεκτών ορίων για χρήση της χερσαίας ζώνης από εκπαιδευμένο προσωπικό και συγκεκριμένα από τους αλιείς. Ήτοι το καταφύγιο μπορεί να χρησιμοποιείται για τους καιρούς της 10ετίας και της 20ετίας. Βάσει των ανεμολογικών δεδομένων προκύπτει ότι η χρήση της χερσαίας ζώνης του καταφυγίου επιτρέπεται για ένταση ανεμοπνοής έως και τη μέγιστη ταχύτητα των 8Bf μεγάλης διάρκειας. Η προβλεπόμενη διαμόρφωση είναι επαρκής για τους ΒΔ καιρούς. Για όλους τους υπόλοιπους καιρούς που προσβάλλουν το καταφύγιο κανένας περιορισμός δεν προβλέπεται. Για καιρούς ΒΔ με ένταση άνω των 8Bf η πρόσβαση δεν θα επιτρέπεται πλην της περίπτωσης που ο φορέας λειτουργίας εκτιμά ότι δεν θα υπάρχει πρόβλημα με τους αλιείς.

Για την προστασία των σκαφών η μεθοδολογία του Owen αποδίδει τιμές αποδεκτές ενώ αυτή της TAW όχι. Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία για την εκτίμηση της απομείωσης από το σημείο υπερπήδησης μέχρι τις θέσεις εξυπηρέτησης των σκαφών υπολογίζεται:

| Cross section | Wall elevation | T_r (years) | H_{des} (m) | T_s (sec) | T_p (sec) | S_{op} (-) | R_c (m) | y (m) | H_{cope} (m) | x (m) | β (°) | q_{OWEN} (lt/sec/m) | q_{TAW} (lt/sec/m) | F (x,y) | $q_{final - OWEN}$ (lt/sec/m) | $q_{final - TAW}$ (lt/sec/m) |
|---------------|----------------|------------------|------------------|----------------|----------------|-----------------|--------------|------------|-------------------|------------|----------------|--------------------------|-------------------------|--------------|----------------------------------|---------------------------------|
| Z-Z | 2,2 | 75 | 1,81 | 6,4 | 6,74 | 0,0255 | 2,55 | 1,65 | 0,9 | 5,1 | 0 | 5,41 | 51,16 | 0,162496 | 0,879104 | 8,313301 |

Πιν. 4-7: Αποτελέσματα παροχών Υπερπήδησης για $T_r = 75$ έτη - Τελικά

Όπως προκύπτει από τα ανωτέρω αποτελέσματα, ακόμη και οι παροχές που προκύπτουν από την μεθοδολογία TAW είναι εντός των αποδεκτών ορίων και κατά συνέπεια κανένας περιορισμός δεν προβλέπεται για την ασφαλή πρόσδεση των σκαφών στον υπήνεμο μώλο.

4.4. Υπολογισμός Κυματικής μετάδοσης

Οι υπολογισμοί της κυματικής μετάδοσης αφορούν στην περιοχή της διατομής του προσήνεμου μώλου όπου δεν προβλέπεται έργο εξυπηρέτησης στην υπήνεμη πλευρά του έργου και δεν προβλέπεται και χερσαία ζώνη. Η διατομή που θεωρείται κρίσιμη είναι η Γ-Γ καθώς η διατομή βρίσκεται έμπροσθεν της λιμενολεκάνης, με τις υπερπηδήσεις και την κυματική ενέργεια που μεταφέρονται στην υπήνεμη πλευρά της να επηρεάζουν τις θέσεις εξυπηρέτησης των σκαφών. Η διατομή Δ-Δ εξετάζεται και αυτή αλλά θεωρείται ότι μόνο ένα μικρό ποσοστό της μεταδιδόμενης κυματικής ενέργειας μεταφέρεται εντός της λιμενολεκάνης ενώ το περισσότερο οδηγείται εξωτερικά του υπήνεμου μώλου.

Για την εκτίμηση της κυματικής μετάδοσης στην εσωτερική πλευρά της διατομής χρησιμοποιείται η μεθοδολογία που προτείνεται από τα [7] και [1], η οποία έχει προκύψει από ερευνητική εργασία του Ευρωπαϊκού Προγράμματος DELOS. Η σχέση για τον υπολογισμό της κυματικής μετάδοσης προτάθηκε από τον Briganti et al (2004) και είναι η ακόλουθη:

For narrow structures, $B/H_t < 10$:

$$C_t = -0.4 \frac{R_c}{H_s} + 0.64 \left(\frac{B}{H_s} \right)^{-0.31} (1 - \exp(-0.5\xi_p))$$

Οι συμβολισμοί των παραμέτρων είναι αυτοί που αφορούν τα προηγούμενα κεφάλαια και μεθοδολογίες που παρουσιάσθηκαν. Ο λόγος πλάτους στέψης και κύματος σχεδιασμού είναι σαφώς μικρότερος του 10.

Από την επίλυση και για τους τρεις κυματισμούς ελέγχου, δηλαδή τον 75ετίας, τον εικοσαετίας και τον δεκαετίας, προέκυψαν αρνητικοί συντελεστές μετάδοσης, δηλαδή <0. Στην περίπτωση αυτή λαμβάνεται ο ελάχιστος συντελεστής μετάδοσης που προτείνεται από τη μέθοδο που είναι ίσος με 0,075. Το γεγονός αυτό συνεπάγεται ότι η κατασκευή εμφανίζει πολύ ικανοποιητική συμπεριφορά στην πρόσπτωση των κυμάτων.

| Cross section | Method | R_c | ΔH | B | m | T_r | H_{des} | T_s | ξ_p | C_t | C_t | H' |
|---------------|----------|-------|------------|-----|------|---------|-----------|-------|-----------|--------------|-------|-------|
| | Briganti | (m) | (m) | (m) | (-) | (years) | (m) | (sec) | (-) | (-) | (-) | (m) |
| Γ - Γ | DELOS | 4,35 | 0,8 | 8,3 | 0,50 | 75 | 3,36 | 10,81 | 3,8783502 | -0,10386249 | 0,075 | 0,252 |
| Γ - Γ | DELOS | 4,35 | 0,6 | 8,3 | 0,50 | 20 | 3,12 | 9,36 | 3,4848936 | -0,167876464 | 0,075 | 0,234 |
| Γ - Γ | DELOS | 4,35 | 0,6 | 8,3 | 0,50 | 10 | 3,04 | 8,54 | 3,2211581 | -0,197248287 | 0,075 | 0,228 |
| Δ-Δ | DELOS | 4,35 | 0,8 | 5,5 | 0,50 | 75 | 3,36 | 10,81 | 3,8783502 | -0,047533829 | 0,075 | 0,252 |
| Δ-Δ | DELOS | 4,35 | 0,6 | 5,5 | 0,50 | 20 | 3,12 | 9,36 | 3,4848936 | -0,114837604 | 0,075 | 0,234 |
| Δ-Δ | DELOS | 4,35 | 0,6 | 5,5 | 0,50 | 10 | 3,04 | 8,54 | 3,2211581 | -0,146208945 | 0,075 | 0,228 |

Πιν. 4-8: Αποτελέσματα κυματικής μετάδοσης στη λιμενολεκάνη του έργου παροχών υπερπήδησης κατασκευών

Σύμφωνα με την προτεινόμενη μεθοδολογία αρνητικές τιμές δεν γίνονται δεκτές καθώς στην περίπτωση αυτή θεωρείται ελάχιστος συντελεστής μετάδοσης ίσος με 0,075. Οι υπολογισθείσες τιμές είναι σαφώς μικρότερες για την περίπτωση της διατομής Γ-Γ αλλά τελικά λόγω των αρνητικών τιμών τους η τελική μετάδοση ενέργειας είναι ίδια και για τις δύο περιπτώσεις. Σε κάθε περίπτωση η πραγματική τιμή του συντελεστή και κατ' επέκταση του μεταδιδόμενου κυματισμού θα είναι μεγαλύτερη για την διατομή Δ-Δ αλλά δεν μπορεί να

εκτιμηθεί πραγματικά. Πέραν τούτου όμως η αναταραχή που αναμένεται στην υπήνεμη πλευρά του προσήνεμου μώλου θα είναι μικρή.

Στα πλαίσια της περαιτέρω διερεύνησης του θέματος της μετάδοσης για την διασφάλιση των κατασκευών και των σκαφών που ελλιμενίζονται στο έργο εξετάσθηκε και δεύτερη μεθοδολογία, η οποία παρουσιάζεται στο [1]. Πιο αναλυτικά πρόκειται για αντίστοιχη αλλά απλουστευτική μεθοδολογία, η οποία περιγράφεται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\begin{aligned} -2.00 < R_c/H_s < -1.13 & : C_t = 0.80 \\ -1.13 < R_c/H_s < 1.2 & : C_t = 0.46 - 0.3 R_c/H_s \\ 1.2 < R_c/H_s < 2.0 & : C_t = 0.10 \end{aligned}$$

Στην συγκεκριμένη μεθοδολογία δεν λαμβάνεται υπόψη η επιρροή του πλάτους στέψης και θεωρείται ότι πάντοτε η στέψη διαμορφώνεται από τρεις (3) φυσικούς ογκολίθους της κατηγορίας. Βάσει των ανωτέρω εκτελέσθηκαν οι υπολογισμοί κυματικής μετάδοσης, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στον πίνακα που ακολουθεί:

| Cross section | Method | R_c | ΔH | B | T_r | H_{des} | T_s | C_t | H' |
|---------------|----------|-------|------------|------|---------|-----------|-------|-------|-------|
| | Briganti | (m) | (m) | (m) | (years) | (m) | (sec) | (-) | (m) |
| Γ- Γ | DELOS | +4,35 | 0,80 | 8,30 | 75 | 3,36 | 10,81 | 0,10 | 0,336 |
| Γ- Γ | DELOS | +4,35 | 0,60 | 8,30 | 20 | 3,12 | 9,36 | 0,10 | 0,312 |
| Γ- Γ | DELOS | +4,35 | 0,60 | 8,30 | 10 | 3,04 | 8,54 | 0,10 | 0,304 |
| Δ-Δ | DELOS | +4,35 | 0,80 | 5,50 | 75 | 3,36 | 10,81 | 0,10 | 0,336 |
| Δ-Δ | DELOS | +4,35 | 0,60 | 5,50 | 20 | 3,12 | 9,36 | 0,10 | 0,312 |
| Δ-Δ | DELOS | +4,35 | 0,60 | 5,50 | 10 | 3,04 | 8,54 | 0,10 | 0,304 |

Πιν. 4-9: Αποτελέσματα κυματικής μετάδοσης στη λιμενολεκάνη του έργου παροχών υπερπήδησης κατασκευών

Από τα αποτελέσματα της τελευταίας μεθοδολογίας προκύπτει ότι οι παροχές υπερπήδησης είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες της προηγούμενης μεθοδολογίας, αλλά σε κάθε περίπτωση παραμένουν ιδιαίτερα χαμηλές. Δεν μπορεί να εκτιμηθεί με περισσότερη ακρίβεια η υπερπήδηση στην διατομή Δ-Δ, αλλά ακόμη και εάν είναι μεγαλύτερη ένα μεγάλο ποσοστό της προωθείται εξωτερικά της λιμενολεκάνης στα βορειοανατολικά του υπήνεμου μώλου. Βάσει των ανωτέρω δεν γίνεται περαιτέρω διερεύνηση για την διατομή Δ-Δ.

Οι τιμές που προκύπτουν για την διατομή Γ-Γ αναφέρθηκε ήδη ότι είναι γενικά μικρές και πλήρως αποδεκτές για την ασφάλεια των σκαφών. Ειδικότερα σε ότι αφορά τις θέσεις αμέσως νοτιοδυτικά της διατομής Γ-Γ, η επιρροή των ανωτέρω κυματικών μεγεθών είναι ελάχιστη καθώς δεν προσβάλλουν απευθείας τα σκάφη αλλά πλευρικά και μόνο τα δύο πρώτα μπορεί να γίνουν αποδέκτες της ανωτέρω κυματικής αναταραχής. Σε κάθε περίπτωση όμως η μη προσβολή τους είτε πρωραία είτε πρυμναία ελαχιστοποιεί τις μετακινήσεις τους.

Η κυματική αναταραχή προωθείται αντίθετα προς τα σκάφη που πρυμνοδετούν στον υπήνεμο μώλο. Παρά ταύτα τόσο η απόσταση μέχρι τις θέσεις εξυπηρέτησης των σκαφών όσο και η διαμόρφωση των θέσεων (βρίσκονται εν εσοχή) δεν αναμένεται να δημιουργήσει κανένα πρόβλημα στα σκάφη.

Οι μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές κυματικής αναταραχής εντός λιμενολεκάνης δίνονται στο πίνακα που ακολουθεί:

| Ship at berth | H_s at berth |
|----------------------------------|----------------|
| Marinas | 0.15 |
| Fishing boats | 0.40 |
| General cargo (<30 000 dwt) | 0.70 |
| Bulk cargo (<30 000 dwt) | 0.80 |
| Bulk cargo (30 000–100 000 dwt) | 0.80–1.50 |
| Oil tankers (<30 000 dwt) | 1.00 |
| Oil tankers (30 000–150 000 dwt) | 1.00–1.70 |
| Passenger ship | 0.70 |

Πιν. 4-10: Επιτρεπόμενες τιμές χαρακτηριστικού κυματισμού στις θέσεις εξυπηρέτησης σκαφών/πλοίων

Από τις ανωτέρω τιμές προκύπτει:

- Τα σκάφη που βρίσκονται αμέσως στην γειτνίαση της διατομής Γ-Γ είναι αλιευτικά με τις υπολογισθείσες τιμές να είναι έστω και οριακά μικρότερες από το επιτρεπόμενο όριο για τον καιρό με περίοδο επαναφοράς 75 έτη. Επιπρόσθετα όμως και για τους λόγους που αναφέρθηκαν - πλευρική προώθηση κύματος - η πραγματική επιρροή στα προσδεδεμένα σκάφη είναι κατά πολύ μικρότερη.
- Τα σκάφη που προσδένουν στον υπήνεμο μώλο είναι αναψυχής. Το μέγιστο κύμα που μεταδίδεται στην υπήνεμη πλευρά της κατασκευής είναι 0,34m για τον καιρό της 75ετίας. Η απόσταση όμως των σκαφών από το σημείο της κυματικής μετάδοσης είναι 63,0μ. περίπου, γεγονός που σημαίνει ότι η τελική ενέργεια που θα καταλήγει στα σημεία πρυμνοδέτησης τους θα είναι κατά πολύ μικρότερη. Επιπρόσθετα η δημιουργούμενη εσοχή εξασφαλίζει περαιτέρω τα σκάφη καθώς αφενός μεν τα προστατεύει αφετέρου δε τους παρέχει περισσότερα σημεία πρόσδεσης στην εγκάρσια προώθηση του κύματος. Εκτιμάται ότι κανένα πρόβλημα δεν πρόκειται να αντιμετωπίσουν στην περίπτωση εμφάνισης του ακραίου φαινομένου της 75ετίας.
- Τέλος σημειώνεται ότι σε κάθε περίπτωση οι συγκεκριμένες θέσεις αναμένεται να καλύπτονται από διερχόμενα τουριστικά σκάφη, δηλαδή από σκάφη που πλέουν κατά την θερινή τουριστική περίοδο και όχι κατά την χειμερινή, δηλαδή την περίοδο που εμφανίζονται φαινόμενα αυτού του μεγέθους.

Βάσει των ανωτέρω θεωρείται ότι τα προτεινόμενα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των διατομών και ιδιαίτερα αυτά της διατομής Γ-Γ, είναι απόλυτα ικανοποιητικά και εξασφαλίζουν την ασφαλή πρόσδεση των σκαφών κάτω από τις πλέον δυσμενείς καιρικές συνθήκες.

5.2. Αποτελέσματα

Οι διατομές που εξετάστηκαν με την συγκεκριμένη μεθοδολογία είναι οι Β-Β, έως και Ε-Ε για τον προσήνεμο μώλο. Δεν εξετάζονται οι διατομές Α-Α καθώς θεωρείται πολύ πιο ευμενής η πρόσπτωση των κυμάτων σε αυτές, ιδιαίτερα για την περίπτωση του πόδα λόγω της μεγάλης γωνίας πρόσπτωσης. Για τις περιπτώσεις αυτές προβλέπεται εγκιβωτισμός της πρωτεύουσας στρώσης θωράκισης εντός του υφιστάμενου πυθμένα. Αντίστοιχα διαστασιολογήθηκαν οι διατομές του υπήνεμου μώλου. Σημειώνεται ότι στην προσομοίωση της προστασίας του πόδα γίνεται θεώρηση αναβαθμού που παρ' ότι εγκιβωτισμένος εντός της αύλακος θεμελίωσης αποκαλύπτεται λόγω υποσκαφής του πυθμένα έμπροσθεν του πόδα του πρανούς.

| α) Προσήνεμος μώλος | | | | | | | | |
|---------------------|------------------|----------------|----------------------|-------|-----------------|-----------------------------------|-------------------|------------------------------|
| Διατομές | H _{des} | T _p | Πυκνότητα μάζας | m | N _{od} | D _{N50} /W ₅₀ | Διαβάθμιση λίθων | Προτεινόμενη διαβάθμιση (kg) |
| | (m) | (sec) | (kg/m ³) | (1/n) | (-) | (m/kg) | (kg) | |
| Β-Β, Β'-Β' | 3,10 | 11,38 | 2,650 | 2/1 | 0,50 | 0,836/1.546,3 | 1.159,74-1.932,90 | 1.500-3.000 |
| Γ-Γ | 3,36 | 11,38 | 2,650 | 2/1 | 0,50 | 0,87/1.748,2 | 1.311,1-2.185,2 | 1.500-3.000 |
| Δ-Δ | 3,36 | 11,38 | 2,650 | 2/1 | 0,50 | 0,63/675,30 | 506,5-844,10 | 1.500-3.000 |
| Ε-Ε | 3,63 | 11,38 | 2,650 | 5/2 | 0,50 | 0,75/1.127,3 | 845,5-1.409,2 | 1.500-3.000 |

Πιν. 5-1: Αποτελέσματα Υπολογισμών Διαστασιολόγησης Θωράκισης Πόδα Προσήνεμου μώλου

Συμπερασματικά:

Από τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι απαιτείται σημαντική διαβάθμιση για την προστασία του πόδα στα περισσότερα τμήματα του προσήνεμου μώλου. Οι δυσμενέστερες διατομές είναι οι Β-Β, Β'-Β' και η Γ-Γ, λόγω του μικρότερου βάθους. Η προτεινόμενη διαβάθμιση προκύπτει από την διατομή Γ-Γ η οποία προσαρμόζεται στην ήδη υπάρχουσα διαβάθμιση της στρώσης θωράκισης του υπήνεμου μώλου. Για τις υπόλοιπες δύο διατομές, παρ' ότι θα μπορούσε να μειωθεί, αποφασίσθηκε να χρησιμοποιηθεί η ίδια διαβάθμιση για την αποφυγή πολλών διαφορετικών στο έργο.

| β) Υπήνεμος μώλος | | | | | | | | |
|-------------------|------------------|----------------|----------------------|-----|-----------------|-----------------------------------|------------------|------------------------------|
| Διατομές | H _{des} | T _p | Πυκνότητα μάζας | m | N _{od} | D _{N50} /W ₅₀ | Διαβάθμιση λίθων | Προτεινόμενη διαβάθμιση (kg) |
| | (m) | (sec) | (kg/m ³) | 1/n | (-) | (m/kg) | (kg) | |
| Θ-Θ | 1,81 | 6,40 | 2,650 | 3/2 | 0,50 | 0,48/287,10 | 215,0-358,0 | 200-400 |

Πιν. 5-2: Αποτελέσματα Υπολογισμών Διαστασιολόγησης Θωράκισης Πόδα Υπήνεμου μώλου

Συμπερασματικά:

Στην συγκεκριμένη ανάλυση προέκυψε νέα διαβάθμιση για την προστασία του πόδα του έργου. Η διαβάθμιση αυτή προβλέπεται και ως στρώση φίλτρου της κύριας στρώσης θωράκισης.

6. ΔΙΑΣΤΑΔΙΟΛΟΓΗΣΗ ΚΡΗΠΙΔΩΜΑΤΩΝ

6.1. Γενικά

Οι κρηπιδότοιχοι που προβλέπονται στο έργο βρίσκονται στην περιοχή του υπήνεμου μώλου και συγκεκριμένα στην εσωτερική του πλευρά, είτε στο πρώτο από την ακτή τμήμα από την ρίζα του έργου στην ακτή είτε στο νέο τμήμα της επέκτασης του. Οι υπολογισμοί της ευστάθειας των στηλών των κρηπιδωμάτων εκτελέστηκαν από το στάδιο της προμελέτης του έργου. Στην παρούσα επανεκτελούνται με χρήση νέου λογισμικού του GEO5.

Τα σκάφη σχεδιασμού για τους τρεις κρηπιδότοιχους είναι σκάφη αναψυχής διαφορετικών μεγεθών, τα οποία καθορίστηκαν στο προηγούμενο στάδιο της μελέτης. Το πρώτο τμήμα των κρηπιδωμάτων εκτείνεται από την ρίζα του υπήνεμου μώλου (στην κλίνη καθέλκυσης) μέχρι 19,80m με μικρό ωφέλιμο βάθος και συγκεκριμένα ίσο με 1,0m. Το κρηπίδωμα αυτό κατασκευάζεται από χυτό επί τόπου ύφαλο σκυρόδεμα C20/25, καθώς είναι μικρού βάθους και μικρού μήκους, ενώ επιπρόσθετα χρησιμοποιείται και ως κρηπίδωμα συναρμογής μεταξύ του βαθύτερου κρηπιδώματος στα -1,90m και της κλίνης καθέλκυσης.

Το επόμενο τμήμα προβλέπεται με βάθος -1,90 m και με μήκος 34,70m. Στο κρηπίδωμα αυτό εξυπηρετούνται σκάφη μήκους 12 έως 15m. μηχανοκίνητα. Το τελευταίο και βαθύτερο κρηπίδωμα προβλέπεται με βάθος -2,60m και θα εξυπηρετεί σκάφη 15 έως 18μ. Το τμήμα αυτό αποτελείται από δύο επιμέρους, το πρώτο με μήκος 19,85m και το δεύτερο με 29,75m.

Τα βάθη του 2ου και 3ου τμήματος αντιστοιχούν στο ωφέλιμο βάθος κρηπίδας. Η πραγματική έδραση των στηλών τους βρίσκεται κατά 20εκ. χαμηλότερα λόγω πρόβλεψης προκατασκευασμένης πλάκας προστασίας ποδός, για την προστασία της έδρασης τους από την δράση των προπελών των εξυπηρετούμενων σκαφών.

Οι κρηπιδότοιχοι συνίστανται από δύο και 3 σειρές πρόχυτων τεχνητών ογκολίθων. Οι τεχνητοί ογκολίθοι ξενερίζουν πάντοτε στα +0,20μ. (από τη Μ.Σ.Θ.). Η ανωδομή τους κατασκευάζεται από χυτό επί τόπου σκυρόδεμα C25/30 πλάτους 1,70m και πάχους 0,70m.

Τα σκυροδέματα των τ.ο. προβλέπονται C16/20, καθώς πρόκειται για σκυροδέματα μάζας και δεν απαιτείται ιδιαίτερα υψηλή αντοχή, ιδιαίτερα στο υποθαλάσσιο τμήμα του κρηπιδότοιχου.

Η διατομή του έργου σχεδιάζεται με βάση την επάρκεια της σε ολίσθηση και ανατροπή, σε στατική (κατάσταση λειτουργίας) αλλά και σε σεισμική φόρτιση. Επιπρόσθετα ελέγχεται και στην θεμελίωση της ως προς τις τάσεις εδράσεως και την επάρκεια του εδάφους θεμελίωσης της. Για την διαστασιολόγηση των κρηπιδωμάτων χρησιμοποιήθηκε το Διεθνές Λογισμικό GEO 5, Geotechnical Software Suite. Η μεθοδολογία που χρησιμοποιήθηκε για τον σχεδιασμό των διατομών είναι η «συμβατική», δηλαδή αυτή που βασίζεται με στις θεωρήσεις του EN-1992, χωρίς όμως εφαρμογή επιμέρους συντελεστών ασφαλείας, στις δράσεις και στα υλικά, αλλά με χρήση ενιαίου συνολικού στον κάθε επιμέρους έλεγχο.

Σε ότι αφορά την στατική φόρτιση η μεθοδολογία υπολογισμού των ενεργών ωθήσεων γαιών είναι αυτή του Coulomb, ενώ στη σεισμική φόρτιση αυτή των Mononobe-Okabe, με λήψη πρόσθετων δυναμικών υπερπίεσεων.

6.2. Περιγραφή Προγράμματος - Μεθοδολογίες

Η υπολογιστική διαδικασία υποστηρίζει τις παρακάτω κατηγορίες ωθήσεων γαιών:

- ενεργές ωθήσεις

- παθητικές ωθήσεις
- ωθήσεις σε ηρεμία

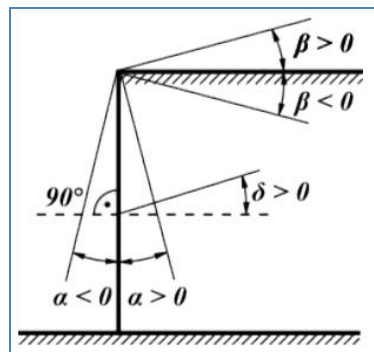
Κατά τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών το πρόγραμμα παρέχει την δυνατότητα διαφοροποίησης μεταξύ των ενεργών και των ολικών τάσεων, όπως και την εκτίμηση της ανωστικής δύναμης.

Στο υπολογισμό των ωθήσεων γαιών μπορούν να συνεκτιμηθούν τα ακόλουθα:

- επιρροή φορτίων (κινητών, νεκρών κ.λ.π.)
- επιρροή της πίεσης του νερού
- επιρροή κεκλιμένης επιφάνειας εδάφους - επιστρώσεων κ.λ.π.
- τριβή μεταξύ της πίσω παρειάς του τοίχου και της εδαφικής στήλης
- συνοχή εδάφους
- επιρροή των γαιωδών πρισμάτων άνω της στήλης του τοίχου στις επιμέρους του στρώσεις
- επιρροή σεισμικής φόρτισης

6.2.1. 6.2.1 Καθορισμός πρόσημου υπολογιστικών γωνιών

Ακολουθεί ενδεικτικό σχήμα:



Σχ. 6-1: Σκαριφηματική απεικόνιση απομείωσης της παροχής υπερπήδησης στον χώρο

- Η κλίση της επιφάνειας του εδάφους Β είναι θετική όταν το έδαφος ανέρχεται πίσω από τον τοίχο.
- η κλίση του πίσω μέρους της κατασκευής (παρειάς) α είναι θετική, όταν ο πόδας της κατασκευής κλίνει προς την πλευρά του εδάφους (ως προς την κατακόρυφο)

6.2.2. 6.2.2. Ενεργές Ωθήσεις

Οι ενεργές ωθήσεις είναι οι μικρότερου μεγέθους ωθήσεις που ασκούνται στον τοίχο και αναπτύσσονται με την θεώρηση απειροστής μετακίνησης του, εφόσον ο τοίχος έχει την δυνατότητα αυτή. Η μετακίνηση που λαμβάνεται υπ' όψιν είναι 2mrad ή 2mm/m του ύψους ου τοίχου.

Οι θεωρίες που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών είναι οι παρακάτω:

- The Mazindrani theory
- The Coulomb theory
- The Müller-Breslau theory
- The Caquot theory
- The Absi theory

Στην εξεταζόμενη περίπτωση των κρηπιδομάτων του καταφυγίου της Παροικίας ο υπολογισμός των ωθήσεων γαιών εκτελέστηκε με τη θεωρία του Coulomb, που συνοπτικά παρουσιάζεται κατωτέρω:

$$\sigma_a = \sigma_z \cdot K_a - 2c_{ef} \cdot K_{ac}$$

where: σ_z - vertical geostatic stress
 c_{ef} - effective cohesion of soil
 K_a - coefficient of active earth pressure
 K_{ac} - coefficient of active earth pressure due to cohesion

The coefficient of active earth pressure K_a is given by:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - \beta)} \right)^2}$$

Ο συντελεστής ενεργητικής ώθησης K_{ac} δίνεται από την παρακάτω σχέση:

The coefficient of active earth pressure K_{ac} is given by:

for: $\alpha < \pi/4$

$$K_{ac} = \frac{K_{ahc}}{\cos(\delta + \alpha)}$$

Αντίστοιχα ο συντελεστής K_{ahc} δίνεται από την σχέση:

$$K_{ahc} = \frac{\cos \varphi \cdot \cos \beta \cdot \cos(\delta - \alpha) (1 + \tan(-\alpha) \tan \beta)}{1 + \sin(\varphi + \delta - \alpha - \beta)}$$

for: $\alpha \geq \pi/4$

$$K_a = \sqrt{K_{ahc}}$$

where: φ - angle of internal friction of soil
 δ - angle of friction structure - soil
 β - slope inclination
 α - back face inclination of the structure

Horizontal and vertical components of the active earth pressure become:

$$\sigma_{ax} = \sigma_a \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

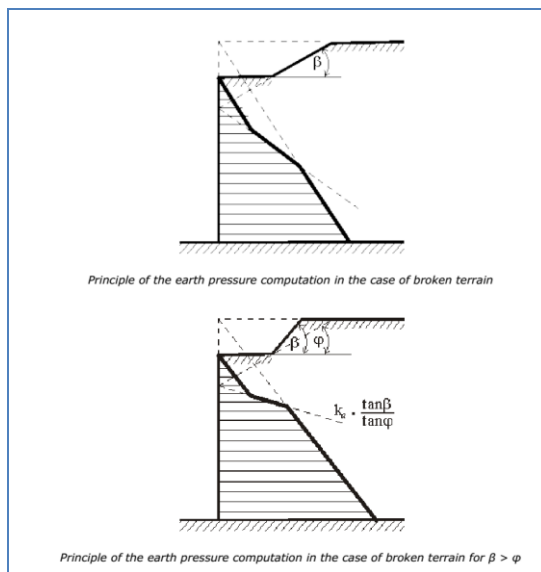
$$\sigma_{az} = \sigma_a \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

where: σ_a - active earth pressure
 δ - angle of friction structure - soil
 α - back face inclination of the structure

Ο υπολογισμός των ωθήσεων σε ηρεμία και των παθητικών αντίστοιχα δεν παρουσιάζεται καθώς δεν χρησιμοποιούνται στην παρούσα ανάλυση των κρηπιδοτοίχων του συγκεκριμένου έργου. Οι ωθήσεις ηρεμίας εφαρμόζονται σε τοίχους άκαμπτους που δεν έχουν δυνατότητα μετακίνησης.

6.2.3. 6.2.3. Κατανομή ωθήσεων γαιών σε περίπτωση κεκλιμένης επιφάνειας

Ο υπολογισμός του διαγράμματος των ωθήσεων γαιών με βάση την κλίση του εδάφους και της γωνίας εσωτερικής τριβής παρουσιάζεται στα παρακάτω σχήματα. Το προκύπτον διάγραμμα των ωθήσεων είναι αποτέλεσμα επαλληλίας των τριγωνικών κατανομών που αναπτύσσονται στην κατασκευή.



Σχ. 6-2: Διαγράμματα Ωθήσεων για την περίπτωση κεκλιμένων πρανών

Στο κρηπίδωμα που εξετάζεται δεν υφίσταται η παραπάνω διαμόρφωση των χερσαίων χώρων, καθώς οι επιφάνειες είναι επίπεδες.

6.2.4. 6.2.4. Φορτία επί της κατασκευής

Οι κάτωθι φορτίσεις επί της κατασκευής εφαρμόζονται στο πρόγραμμα:

Ενεργές Ωθήσεις Γαιών

- επιφανειακό ομοιόμορφο φορτίο απειροστού μήκους
- ομοιόμορφο περιορισμένου πλάτους
- τραπεζοειδές φορτίο
- μεμονωμένο φορτίο
- γραμμικό φορτίο (γερανογέφυρα)

Η επιρροή στις ωθήσεις γαιών υπολογίζεται από την παρακάτω σχέση:

$$\Delta \sigma_a = p \cdot K_a$$

| | | |
|-------|---|--------------------------------------|
| p | - | vertical uniform loading |
| K_a | - | coefficient of active earth pressure |

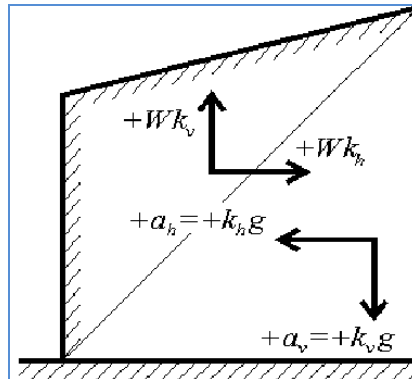
Τα υπόλοιπα είδη φορτίσεων **δεν παρουσιάζονται** καθώς δεν χρησιμοποιήθηκαν στην παρούσα ανάλυση.

6.2.5. 6.2.5. Σεισμική Φόρτιση

Η θεωρία που χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ωθήσεων γαιών κατά την σεισμική φόρτιση είναι αυτή των Mononobe - Okabe, υπό την θεώρηση κοκκωδών εδαφών πίσω από τον τοίχο χωρίς την επιρροή του νερού. Η επιρροή των κινητών φορτίων στο σεισμό δεν λαμβάνεται υπ' όψιν (στο ίδιο το κινητό όχι στις ωθήσεις γαιών). Η δυνατότητα αυτή παρέχεται με την εισαγωγή μεμονωμένων οριζόντιων φορτίων. Στην εξεταζόμενη ανάλυση δεν λήφθηκαν υπ' όψιν καθώς οι θεωρήσεις για λήψη του 50% του κινητού φορτίου είναι ήδη συντηρητικές (σε πρόσφατες εκδόσεις Διεθνών Κανονισμών τα κινητά στην σεισμική φόρτιση

δεν λαμβάνονται υπ' όψιν - BS 6349-2:2010, Part 2: Code of Practice for the Design of Quay Walls, Jetties and Dolphins).

Ο συντελεστής K_h λαμβάνεται πάντοτε προς την πλευρά του τοίχου και έχει πάντοτε την τάση ανατροπής του τοίχου. Αντίθετα ο συντελεστής K_v που δρα κατακόρυφα μπορεί να λάβει διαφορετική φορά είτε προς τα επάνω είτε προς τα κάτω. Στην πρώτη περίπτωση επηρεάζει την ευστάθεια της διατομής, ενώ στην δεύτερη τις τάσεις εδράσεως της (αυξάνονται). Στο ακόλουθο σχήμα παρουσιάζονται τα πρόσημα των γωνιών των σεισμικών συντελεστών:



Σχ. 6-3: Πρόσημα Γωνιών Σεισμικών Συντελεστών

Η σεισμική αδρανειακή γωνία υπολογίζεται βάσει των συντελεστών K_h & K_v βάσει της παρακάτω σχέσης:

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_v - seismic coefficient of vertical acceleration
 k_h - seismic coefficient of horizontal acceleration

Το διάγραμμα των τάσεων λόγω της σεισμικής φόρτισης υπολογίζεται με βάση τις ακόλουθες σχέσεις:

$$\sigma_{ae,i} = \sigma_{0,i} (K_{ae,i} - K_{a,i}) \quad \sigma_{0,i} = \sum_0^H \gamma_i h_i (1 - k_v)$$

| | | |
|------------|---|---|
| γ_i | - | unit weight of soil in the i^{th} layer |
| $K_{ae,i}$ | - | coefficient of active earth pressure (static and seismic) in the i^{th} layer |
| $K_{a,i}$ | - | magnitude of earth pressure in the i^{th} layer due to Coulomb |
| h_i | - | thickness of the i^{th} layer |
| k_v | - | seismic coefficient of vertical acceleration |

Ο υπολογισμός των συντελεστών ενεργητικής και παθητικής ώθησης γίνεται βάσει της θεωρίας των Mononobe Okabe. Η επιρροή του νερού στην εδαφική μάζα δεν λαμβάνεται υπόψη. Η επιρροή του νερού γίνεται με την λήψη της υδροδυναμικής δράσης που περιγράφεται στην συνέχεια.

Οι σχέσεις υπολογισμού των συντελεστών των ωθήσεων γαιών δίνονται στην συνέχεια:

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \alpha)}{\cos\psi \cos^2\alpha \cos(\psi + \alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \alpha) \cos(-\beta + \alpha)}} \right)^2}$$

όπου:

| | |
|-----------|--|
| γ | - unit weight of soil |
| H | - height of the structure |
| φ | - angle of internal friction of soil |
| δ | - angle of friction structure - soil |
| α | - back face inclination of the structure |
| β | - slope inclination |
| k_v | - seismic coefficient of vertical acceleration |

| | |
|--------|--|
| k_h | - seismic coefficient of horizontal acceleration |
| ψ | - seismic inertia angle |

Επιρροή στήλης νερού πίσω από τον τοίχο

Η επιρροή αυτή αφορά την περίπτωση των περατών εδαφών και μεγάλης διαπερατότητας, $k > 1 \times 10^{-1} \text{ cm/sec}$. Στις περιπτώσεις αυτές το νερό θεωρείται ότι είναι ανεξάρτητο από την κίνηση της εδαφικής στήλης. οι σχέσεις υπολογισμού είναι οι κάτωθι:

$$\psi^+ = \tan^{-1} \left(\frac{k_{he}^+}{1 - k_v} \right)$$

$$k_{he}^+ = \frac{\gamma_d}{\gamma_{su}} \cdot k_h = \frac{G_s}{G_s - 1} \cdot k_h$$

| | |
|---------------|--|
| γ_d | - unit weight of dry soil |
| γ_{su} | - unit weight of submerged soil |
| k_h | - seismic coefficient of horizontal acceleration |
| k_v | - seismic coefficient of vertical acceleration |
| G_s | - specific gravity of soil particles |

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$$

| | |
|----------|------------------------------|
| ρ_s | - density of the soil solids |
| ρ_w | - density of water |

Εκτός από την δυναμική πίεση η κατασκευή υπόκειται και σε υδροδυναμική πίεση του ελεύθερου νερού που αντίστοιχα υπόκειται σε δυναμική πίεση. Η πραγματική παραβολικής μορφής κατανομή προσεγγίζεται από το πρόγραμμα με τραπεζοειδές διάγραμμα, το οποίο αντίστοιχα ολοκληρώνεται ανά στάθμη ελέγχου. Η τελική υδροδυναμική πίεση που εφαρμόζεται πίσω από την κατασκευή P_{wd} απέχει y_{wd} από τον πόδα του έργου.

$$y_{wd} = 0,40 \times H$$

Όπου : H , το ύψος του τοίχου από την στάθμη της θάλασσας μέχρι τον πυθμένα

Η σχέση υπολογισμού της υδροδυναμικής πίεσης στην πίσω πλευρά του τοίχου είναι:

$$P_{wd} = \frac{7}{12} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

γ_w - unit weight of water

k_h - seismic coefficient of horizontal acceleration

H - height of the structure

Η παραπάνω πίεση αφορά στην πίσω παρειά του τοίχου. Στην πραγματικότητα μία ακόμη υδροδυναμική πίεση ασκείται στον τοίχο, αλλά από την εμπρός του παρειά, υπό τη μορφή υποπίεσης. Η δύναμη αυτή εφαρμόζεται στο ίδιο σημείο με την προηγούμενη και έχει την ίδια ακριβώς τιμή. Δηλαδή η προηγούμενη δύναμη λαμβάνεται x 2 υπολογιστικό αρχείο του προγράμματος.

6.3. Δεδομένα - Εφαρμογή στα κρηπιδώματα του Καταφυγίου του Μύτικα

6.3.1. Γεωμετρικά χαρακτηριστικά Διατομών

α) Στήλη με Βάθος έδρασης: -2,80m

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των τεχνητών ογκολίθων που συνιστούν τη νέα κατασκευή μετά την εκτέλεση των υπολογισμών είναι τα κάτωθι:

| | | |
|------------------------|-----------------------------------|-------------------------|
| Ανωδομή | : 1,70 x 0,70m | (πλάτος x ύψος) |
| Τεχνητός Ογκόλιθος (1) | : 2,50 x 1,10m | (πλάτος - βάθος x ύψος) |
| Τεχνητός Ογκόλιθος (2) | : 3,0 x 0,95m | (πλάτος x μήκος x ύψος) |
| | (απότμηση - πίσω: 0,30 x 0,5m) | |
| Τεχνητός Ογκόλιθος (3) | : 3,0 x 0,95m | (πλάτος x μήκος x ύψος) |
| | (απότμηση - εμπρός: 0,50 x 0,75m) | |

Η προεκβολή του ποδός είναι 0,30μ. από την εξωτερική παρειά του μετώπου του τοίχου. Η λύση είναι κλασσική και βελτιώνει σημαντικά τις τάσεις εδράσεως της διατομής του έργου.

β) Στήλη με Βάθος έδρασης: -2,10m

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των τεχνητών ογκολίθων που συνιστούν τη νέα κατασκευή μετά την εκτέλεση των υπολογισμών είναι τα κάτωθι:

| | | |
|------------------------|----------------|-------------------------|
| Ανωδομή | : 1,70 x 0,70m | (πλάτος x ύψος) |
| Τεχνητός Ογκόλιθος (2) | : 2,50 x 1,15m | (πλάτος - βάθος x ύψος) |
| Τεχνητός Ογκόλιθος (2) | : 2,50 x 1,15m | (πλάτος x μήκος x ύψος) |

γ) Στήλη με Βάθος έδρασης: -1,0m

Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά των τεχνητών ογκολίθων που συνιστούν τη νέα κατασκευή μετά την εκτέλεση των υπολογισμών είναι τα κάτωθι:

| | | |
|---------|----------------|-----------------|
| Ανωδομή | : 1,70 x 0,70m | (πλάτος x ύψος) |
|---------|----------------|-----------------|

Τεχνητός Ογκόλιθος (2) : 1,70 x 1,15m (πλάτος - βάθος x ύψος)

6.3.2. 6.3.2. Φορτία - Παράμετροι Σχεδιασμού

α) Χαρακτηριστικά Υλικών Κρηπιδωμάτων

α1) Στοιχεία εκ σκυροδέματος

| | |
|------------------------------------|---------------------------|
| Ειδικό Βάρος σκυροδέματος ανωδομής | :24,0kN/m ³ |
| Ειδικό Βάρος σκυροδέματος τ.ο. | :24,0kN/m ³ |
| Ειδικό Βάρος θαλάσσιου ύδατος | :10,0550kN/m ³ |

α2) Λιθορριπές και Θραυστά Υλικά

| | |
|---|------------------------|
| Ειδικό Βάρος Επιστρώσεων χερσαίων χώρων : | :24,0kN/m ³ |
| Πάχος Στρώσης: | 0,20m |

- Δεν είναι θραυστό υλικό αλλά επειδή βρίσκεται στην όπισθεν του τοίχου πλευρά στην ουσία αποτελεί φορτίο επιφόρτισης για την κατασκευή.

Θραυστά Υλικά - Επιχώσεις

| | |
|-------------------------|-------------------------|
| Ειδικό Βάρος εν ξηρώ | :20,80kN/m ³ |
| Πάχος Στρώσης: | 0,70m |
| Γωνία εσωτερικής τριβής | : $\varphi = 35^\circ$ |

Λιθορριπές λατομείου ατ. Βάρους 20 έως 100xγρ.

| | |
|-------------------------|--------------------------|
| Ειδικό Βάρος εν ξηρώ | 17,55 kN/m ³ |
| Γωνία εσωτερικής τριβής | : $\varphi = 38,0^\circ$ |

Λιθορριπές λατομείου ατ. Βάρους 0,5 έως 100xγρ.

| | |
|-------------------------|---------------------------|
| Ειδικό Βάρος εν ξηρώ | 18,20 kN/m ³ |
| Γωνία εσωτερικής τριβής | : $\varphi = 31,00^\circ$ |

Η γωνία τριβής δ μεταξύ του υλικού του ανακουφιστικού πρίσματος και της εκ σκυροδέματος παρειάς του κιβωτίου λαμβάνεται ίση με 20,0°, που είναι συντηρητική και μικρότερη της μέγιστης προτεινόμενης από EN-1992 (2/3 του φ).

Ο συντελεστής τριβής μεταξύ πρίσματος έδρασης (θραυστό υλικό εξισωτικής στρώσης) και τεχνητού ογκολίθου βάσης της στήλης : 0,60 (OCDI "Overseas Coastal Area Development Institute of Japan: Technical Standards for Port and Harbour Facilities in Japan", pg. 91 table 16.1).

Οι έλεγχοι ευστάθειας των κρηπιδωμάτων εκτελούνται ανά τρέχον μέτρο και όχι ανά στήλη.

β) Κινητά Φορτία

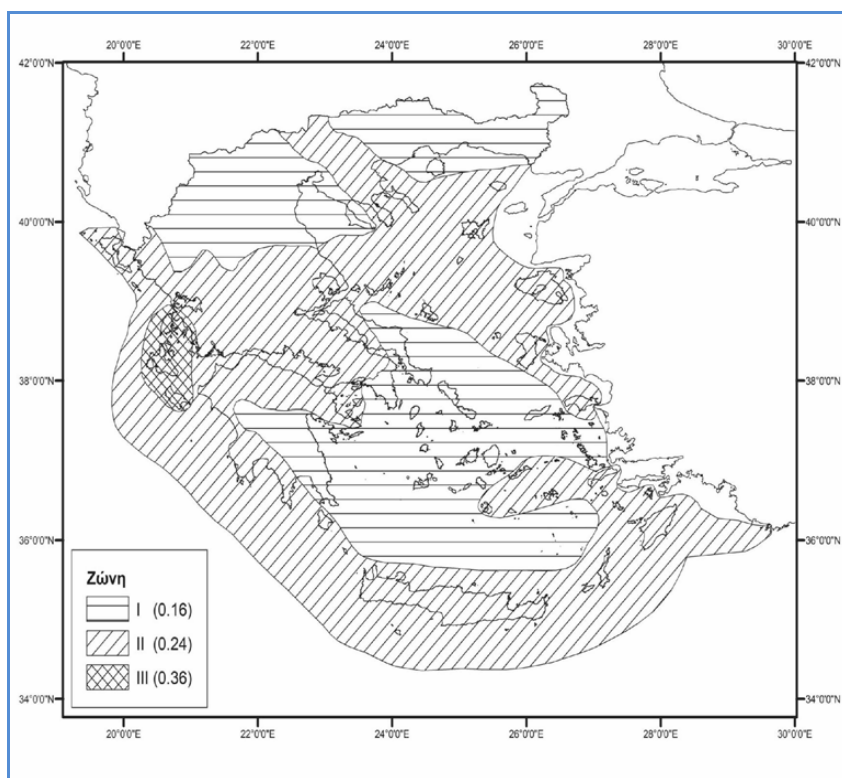
Τα κινητά φορτία που χρησιμοποιούνται στους υπολογισμούς των ωθήσεων λαμβάνονται ακριβώς όπισθεν της ανωδομής και όχι επ' αυτής. Το κινητό φορτίο έχει ληφθεί ίσο με $16,67 \text{ kN/m}^2$. Το φορτίο είναι σχετικά συντηρητικό αλλά τελικώς εισάγεται για λόγους ασφαλείας στους υπολογισμούς. Το αντίστοιχο φορτίο για την περίπτωση της σεισμικής φόρτισης λαμβάνεται ίσο με $8,33 \text{ kN/m}^2$ (ήτοι το 50% του αντίστοιχου της στατικής).

γ) Φορτία Δέστρας

Το φορτίο της δέστρας για τα σκάφη αναψυχής αυτού του μεγέθους είναι γενικά μικρό. Παρ' ότι στην ανωδομή του κρηπιδώματος τοποθετούνται δέστρες μεγαλύτερης ελκτικής ικανότητας (πιθανή έκτακτη εξυπηρέτηση μεγαλύτερων σκαφών), το φορτίο της δέστρας που λαμβάνεται στους υπολογισμούς είναι ίσο με 5 kN/m . Το φορτίο αυτό λαμβάνεται στους στατικούς υπολογισμούς των κρηπιδοτοίχων, ενώ στους αντίστοιχους κατά την σεισμική φόρτιση λαμβάνεται ίσο με το 50% αυτού.

δ) Σεισμικές δράσεις σχεδιασμού

Η περιοχή της Πρέβεζας ανήκει στην πρώτη (2^{H}) ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας σύμφωνα με τον σχετικό χάρτη που δίνεται στον Ε.Α.Κ., που παρατίθεται ακολούθως:



Σχ. 6-4: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Με βάση τον εν λόγω χάρτη η περιοχή της Χαλκιδικής υπάγεται στην $2^{\text{η}}$ ζώνη, για την οποία η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους είναι :

$$A = 0,24g$$

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. και ανάλογα με τον χαρακτήρα και τις χρήσεις του εκάστοτε έργου επιτρέπεται η χρήση απομειωτικού συντελεστή στην σεισμική επιτάχυνση σχεδιασμού, με την

θεώρηση ανεκτών μετακινήσεων στον κρηπιδότοιχο. Η λήψη του εν λόγω συντελεστή συνιστάται στην περίπτωση που η λειτουργική δραστηριότητα στην ανωδομή των εξεταζόμενων έργων δεν απαιτεί το «απαραμόρφωτο» της κατασκευής. Δεδομένου ότι το προτεινόμενο έργο δεν ανήκει σε κατασκευές αυτού του τύπου (συνήθως κρηπιδώματα στα οποία εξυπηρετείται μηχανήμα επί σταθερής τροχιάς - γερανός επί σιδηροτροχιών) μπορεί να εφαρμοσθεί συντελεστής απομείωσης έως 2,0 στην οριζόντια σεισμική επιτάχυνση, στο 50% της μέγιστης τιμής). Στην παρούσα ανάλυση θεωρείται συντηρητικά συντελεστής 1,50 που αντιστοιχεί σε επιτρεπόμενη μετακίνηση 200 α ήτοι $200 \times 0,24 = 48\text{χλστ.} = 4,8\text{εκατ.}$ Σύμφωνα με τα ανωτέρω η οριζόντια σεισμική δράση σχεδιασμού θα είναι : $A_{\text{σχεδ}} = 0,16g$

Αντίστοιχα η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης σχεδιασμού θα είναι ίση με το 0,30 της αντίστοιχης οριζόντιας. Στην εξεταζόμενη περίπτωση θα είναι ίση με $0,24 \times 0,3 = 0,072g$.

6.3.3. 6.3.3. Αποτελέσματα διαστασιολόγησης κρηπιδοτοιχών

Όπως αναφέρθηκε ο σχεδιασμός του έργου βασίσθηκε στην επάρκεια σε ολίσθηση και ανατροπή τόσο στην φάση λειτουργίας όσο και σε δυναμικές φορτίσεις. Ο γεωτεχνικός σχεδιασμός της έδρασης του στηρίχθηκε στο να μειωθούν κατά το δυνατό οι τάσεις έδρασης στο πρίσμα θεμελίωσης.

a) Κρηπίδωμα: -2,80m

| STABILITY CHECKS | | | | |
|---------------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| INDIVIDUAL CHECKS | OPERATION | | SEISMIC | |
| | s.f. | | s.f. | |
| SLIDING (v_{sl}) | 3.40 | | 1.21 | |
| OVERTURNING (v_{ovr}) | 5.60 | | 2.33 | |
| FOUNDATION PRESSURE | OPERATION | | SEISMIC | |
| | σ_{min} | σ_{max} | σ_{min} | σ_{max} |
| | 65.85 | 57.73 | 115.92 | 5.58 |
| | OPERATION | | SEISMIC | |
| ALLOWABLE ECCENTRICITY (e_{allb}) | $b/6 = 0.50$ | | $b/3 = 1.0$ | |
| ECCENTRICITY (e_{res}) | 0.011 | | 0.151 | |
| ACTIVE WIDTH (B_{act}) | 3.00 | | 3.00 | |

b) Κρηπίδωμα: -1,90m

| STABILITY CHECKS | | | | |
|---------------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| INDIVIDUAL CHECKS | OPERATION | | SEISMIC | |
| | s.f. | | s.f. | |
| SLIDING (v_{sl}) | 3.40 | | 1.19 | |
| OVERTURNING (v_{ovr}) | 5.60 | | 1.95 | |
| FOUNDATION PRESSURE | OPERATION | | SEISMIC | |
| | σ_{min} | σ_{max} | σ_{min} | σ_{max} |
| | 83.67 | 25.95 | 126.65 | - |
| | OPERATION | | SEISMIC | |
| ALLOWABLE ECCENTRICITY (e_{allb}) | $b/6 = 0.417$ | | $b/3 = 0.833$ | |
| ECCENTRICITY(e_{res}) | 0.088 | | 0.232 | |
| ACTIVE WIDTH (B_{act}) | 2.50 | | 2.50 | |

c) Κρηπίδωμα: -1,00m

| STABILITY CHECKS | | | | |
|---------------------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| INDIVIDUAL CHECKS | OPERATION | | SEISMIC | |
| | s.f. | | s.f. | |
| SLIDING (v_{sl}) | 2.19 | | 1.62 | |
| OVERTURNING (v_{ovr}) | 3.08 | | 2.01 | |
| FOUNDATION PRESSURE | OPERATION | | SEISMIC | |
| | σ_{min} | σ_{max} | σ_{min} | σ_{max} |
| | 70.15 | 7.65 | 86.37 | - |
| | OPERATION | | SEISMIC | |
| ALLOWABLE ECCENTRICITY (e_{allb}) | $b/6 = 0.283$ | | $b/3 = 0.566$ | |
| ECCENTRICITY(e_{res}) | 0.134 | | 0.226 | |
| ACTIVE WIDTH (B_{act}) | 1.70 | | 1.70 | |

Όλες οι διατομές εμφανίζουν περίσσεια ευστάθειας και πιθανώς θα μπορούσε να είναι κατά τι μικρότερες, ιδιαίτερα η πιο βαθιά εκ των τριών. Παρά ταύτα για κατασκευαστικούς λόγους για την χρήση λιγότερων τύπων αποφασίσθηκε η διατήρηση των χαρακτηριστικών τους όπως είχαν προβλεφθεί από την προμελέτη του έργου. Τα αναλυτικά αποτελέσματα των υπολογισμών παρατίθενται στο **Παράρτημα ΣΤ** του παρόντος τεύχους.

7. ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ - ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ

7.1. Γενικά

Το γεωτεχνικό αντικείμενο αφορά στον έλεγχο της θεμελίωσης των προβλεπόμενων λιμενικών έργων, προκειμένου αυτά να φέρουν με ασφάλεια τα φορτία σχεδιασμού στο υπέδαφος. Η επάρκεια της επιλεχθείσας λύσης τεκμηριώνεται μέσω διεξαγωγής αναλυτικών γεωτεχνικών υπολογισμών οι οποίοι κατά κύριο λόγο περιλαμβάνουν:

- ελέγχους επάρκειας του εδάφους να παραλάβει με ασφάλεια τα φορτία σχεδιασμού για κάθε λιμενικό έργο. Περιλαμβάνονται έλεγχοι φέρουσας ικανότητας στην βάση των κρηπιδωμάτων στην περιοχή του υπήνεμου, όσο και έλεγχοι ολικής ευστάθειας των επιχωμάτων προστασίας στην περιοχή επέκτασης του προσήνεμου μώλου.
- εκτίμηση των συνολικών καθιζήσεων για κάθε ένα έργο εκ των δύο ανωτέρω.

7.1.1. Ομάδα μελέτης

Την ομάδα εργασίας για την εκπόνηση της γεωτεχνικής μελέτης στελέχωσαν οι κάτωθι γεωτεχνικοί:

- Βερελής Γ., M.Sc. Πολιτικός Μηχανικός
- Κοκορομύτης Α., Τεχνικός Γεωλόγος

7.1.2. Διεθνείς κανονισμοί και συστάσεις που υιοθετήθηκαν στους γεωτεχνικούς υπολογισμούς

- Ευρωκώδικες 7 & 8
- Γερμανικοί κανονισμοί DIN 4017
- Γερμανικοί κανονισμοί DIN 4019
- Γερμανικοί κανονισμοί DIN 4084
- Ο.Μ.Ο.Ε. Ιούλιος 2003

7.2. Στρωματογραφία υπολογισμού - Διατομές Ελέγχου

Για τους υπολογισμούς που αφορούν στην θεμελίωση των λιμενικών έργων, λαμβάνονται υπόψη οι γεωτεχνικές παράμετροι των εδαφικών σχηματισμών που προσδιορίστηκαν στην Έκθεση Αξιολόγησης Γεωτεχνικής Έρευνας (Μάρτιος 2018), που συντάχθηκε στα πλαίσια της Μελέτης του έργου, με βάση τα στοιχεία της γεωτεχνικής έρευνας που εκτελέστηκε. Στο παρακάτω Σχήμα 2-1 παρουσιάζονται όλες οι στρώσεις που εμφανίζονται στη περιοχή μελέτης με τα αντίστοιχα φυσικομηχανικά τους χαρακτηριστικά:

Η στρωματογραφία σχεδιασμού όπως προέκυψε βάσει των μητρώων των γεωτρήσεων (βλ. Έκθεση Αξιολόγησης Γεωτεχνικής Έρευνας) και ενόψει της εν γένει ομοιομορφίας των εδαφικών στρώσεων και στις δύο περιοχές ελέγχου, προσαρμόζεται μόνον στο εκάστοτε - βάσει οριζοντιογραφίας - βάθος του φυσικού πυθμένα διατηρώντας σταθερά τα χαρακτηριστικά των απαντώμενων στρώσεων, θεωρώντας ότι τα όρια των στρώσεων βρίσκονται σε παράλληλη με τον φυσικό πυθμένα διάταξη.

Για την διενέργεια των σχετικών ελέγχων επιλέγονται οι ακόλουθες κρίσιμες διατομές σχεδιασμού για το σύνολο των εξεταζόμενων έργων με γνώμονα, τη δυσμενέστερη στρωματογραφία υπολογισμού, τις επιβαλλόμενες φορτίσεις και τη διαφορετική στάθμη θεμελίωσης των προτεινόμενων έργων:

α) Περιοχή Προσήνεμου

- Διατομή Δ-Δ: Γεώτρηση ΓΜΥ-1

β) Περιοχή Υπήνεμου

- Διατομή Θ-Θ: Γεώτρηση ΓΜΥ-2

7.3. Συνθήκες & Παράμετροι Σχεδιασμού της Θεμελίωσης

7.3.1. Γενικές Παρατηρήσεις

Η επάρκεια της θεμελίωσης της επέκτασης του προσήνεμου μώλου τεκμηριώθηκε μέσω γεωτεχνικών ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν σε τυπική διατομή (Δ-Δ) του κορμού του. Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσης για τον προσήνεμο περιλαμβάνουν:

- Υπολογισμούς για την εκτίμηση του μεγέθους των καθιζήσεων.
- Αναλύσεις γενικής ευστάθειας του έργου υπό στατική και σεισμική φόρτιση.

Η επάρκεια της θεμελίωσης της ανακατασκευής του υπήνεμου μώλου τεκμηριώθηκε μέσω γεωτεχνικών ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν σε τυπική διατομή (Θ-Θ) του κρηπιδοτοίχου που περιλαμβάνει και τις όπισθεν αυτού επιχώσεις.

Οι έλεγχοι που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της παρούσης για τον υπήνεμο περιλαμβάνουν:

- Υπολογισμούς φέρουσας ικανότητας.
- Υπολογισμούς για την εκτίμηση του μεγέθους των καθιζήσεων

Η μεθοδολογία που υιοθετήθηκε για τους ως άνω ελέγχους και οι αναλυτικοί υπολογισμοί, παρουσιάζονται στα Παραρτήματα "Θ" και "Ι" που συνοδεύουν το παρόν τεύχος.

7.3.2. Διερεύνηση απαίτησης βελτίωσης του εδάφους

Σύμφωνα με τις διατομές λιμενικού σχεδιασμού, η θεμελίωση των λιμενικών έργων προβλέπεται να πραγματοποιηθεί επί των επιφανειακών αργιλικών ιζημάτων (Στρώση Ι - βλ. και Σχ.7-1) του θαλάσσιου πυθμένα, μετά την επιφανειακή εξυγίανση πάχους περί τα 1,50μ. στον προσήνεμο μώλο και περί το 1,0μ. στον υπήνεμο, ώστε να αφαιρεθούν οι επιφανειακές χαλαρές αποθέσεις. Σημειώνεται ότι τα ανωτέρω αφορούν στις δυσμενέστερες περιπτώσεις των απαντώμενων διατομών και σχηματισμών. Σύμφωνα με το τεύχος γεωτεχνικής αξιολόγησης η παραμένουσα στρώση Ι υπό τη θεμελίωση παρουσιάζει καλά γεωτεχνικά χαρακτηριστικά, καθώς αποτελεί εδαφικό σχηματισμό που διαθέτει γενικά χαμηλή συμπιεστότητα και υψηλή διατμητική αντοχή.

Οι γεωτεχνικοί έλεγχοι καθιζήσεων που πραγματοποιήθηκαν στο Παράρτημα Θ της παρούσας κατέδειξαν την ανάπτυξη ανεκτών καθιζήσεων στον Προσήνεμο και Υπήνεμο μώλο αντίστοιχα, ενώ οι έλεγχοι ολικής ευστάθειας που πραγματοποιήθηκαν με το πρόγραμμα Larix 5s (η μεθοδολογία και οι παραδοχές του οποίου καθώς επίσης και οι ελάχιστοι βάσει κανονισμών απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας παρουσιάζονται αναλυτικά στο Παράρτημα Ι της παρούσας), κατέδειξαν επάρκεια του εδάφους θεμελίωσης να παραλάβει τα φορτία του έργου στην περιοχή επέκτασης του Προσήνεμου. Βάσει των παραπάνω, η στρώση Ι χαρακτηρίζεται ως επαρκής να παραλάβει με ασφάλεια τα φορτία των προβλεπόμενων λιμενικών έργων χωρίς την πρόβλεψη λήψης πρόσθετων μέτρων για την βελτίωσή της, πέραν της προβλεπόμενης εξυγίανσης.

Αναφέρεται επίσης ότι **δεν έχει ληφθεί** υπόψη συντηρητικά η **βελτίωση** που έχει υποστεί το φυσικό έδαφος από το υφιστάμενο πρίσμα λίθων - λιθορριπών το οποίο έχει αποτεθεί για μεγάλο χρονικό διάστημα σε τμήμα της μελλοντικής επέκτασης του Προσήνεμου και κυρίως στο μεγαλύτερο τμήμα του Υπήνεμου.

7.4. Σύνοψη αποτελεσμάτων

α) Οι έλεγχοι καθιζήσεων κατέδειξαν συνολικές καθιζήσεις της τάξης των 10εκ. για τον υπήνεμο κρηπιδότοιχο και 38 εκ. για τον προσήνεμο μώλο. Από τις καθιζήσεις αυτές περίπου οι μισές θεωρείται ότι αποτελούν άμεσες καθιζήσεις, οι οποίες θα αναπτυχθούν σταδιακά κατά την διάρκεια κατασκευής του έργου, ενώ οι υπολειπόμενες θα αποτελέσουν μακροχρόνιες καθιζήσεις οι οποίες θα εκδηλωθούν κατά τη φάση λειτουργίας του έργου.

Παρά τα ανωτέρω θα πρέπει να επισημανθούν τα εξής:

- οι ανωτέρω καθιζήσεις θεωρούνται σημαντικές για το μέγεθος του έργου, κυρίως για την περιοχή του προσήνεμου μώλου.
- τα ανωτέρω αποτελέσματα έχουν προκύψει από συντηρητικές εν γένει θεωρήσεις και ιδιαίτερα για το έργο βαρύτητας του υπήνεμου μώλου, καθώς δεν λήφθηκε συντηρητικά υπόψη ότι το έργο έχει κατασκευαστεί από εικοσαετίας στην συγκεκριμένη θέση, έστω και υπό τη μορφή λιθορριπτής κατασκευής
- για τον προσήνεμο μώλο αντίστοιχα λόγω έλλειψης στοιχείων στα βαθύτερα στρώματα εκτιμήθηκε ότι οι υποκείμενοι σχηματισμοί δεν εμφανίζουν βελτιωμένα χαρακτηριστικά ως θα αναμένονταν με το βάθος και συγκεκριμένα μέχρι το βάθος επιρροής του βάρους της κατασκευής. Η θεώρηση είναι ιδιαίτερα συντηρητική και έχει ληφθεί προς την πλευρά της ασφάλειας για τους

ελέγχους γενικής ευστάθειας που εκτελέστηκαν, που θεωρούνται οι πλέον κρίσιμοι για την ασφάλεια της κατασκευής.

Με βάση τα ανωτέρω και για τις καθιζήσεις και μόνο των έργων εκτιμούνται τελικά τα εξής:

α1. Οι καθιζήσεις στον υπήνεμο μώλο αναμένονται ίσες με το 60% των αρχικά εκτιμηθέντων, ήτοι της τάξης των 6 εκατ. Εξ αυτών οι άμεσες που θα εκδηλωθούν κατά την διάρκεια της κατασκευής μπορούν να αναληφθούν με μικρή προσαύξηση του ύψους της ανωδομής. Οι υπόλοιπες θα εκδηλωθούν σε βάθος χρόνου και δεν αναμένεται να επηρεάσουν λειτουργικά το έργο καθώς η επιλεγείσα στάθμη στέψης επαρκεί για μικρή μεταβολής αυτής της τάξης μεγέθους.

Σημειώνεται ότι βάσει του σχεδιασμού της διατομής του κρηπιδοτοίχου οι αναπτυσσόμενες τάσεις εδράσεως είναι ομοιόμορφες στην στατική κατάσταση - λειτουργίας γεγονός που υποδηλώνει ότι οι καθιζήσεις θα είναι ομοιόμορφες και δεν αναμένεται διαφορετικότητα στην εμπρός και πίσω παρειά της διατομής (ήτοι στροφή της διατομής).

α2. Οι καθιζήσεις στον προσήνεμο μώλο δεν αναμένονται ότι θα υπερβούν τα 20εκατ. στο σύνολο τους. Εξ αυτών οι άμεσες που θα εκδηλωθούν κατά την διάρκεια της κατασκευής δεν θα είναι μεγαλύτερες από το 30% του μέγιστου ύψους τους. Οι καθιζήσεις αυτές αφενός μεν δεν θα είναι ουσιαστικά εντοπίσιμες λόγω του τύπου της κατασκευής του έργου, δηλαδή της εύκαμπτης μορφής του και αφετέρου βρίσκονται εντός των ορίων των κατασκευαστικών ανοχών για τις συνθήκες υπερπήδησης της κατασκευής.

Πέραν τούτου εφόσον εκδηλωθούν στο μέλλον το έργο αναμένεται να καθιζάνει κατά 10 έως 15εκατ. γεγονός που δεν αλλάζει ουσιαστικά τα επίπεδα ασφαλείας της λιμενολεκάνης του. Επισημαίνεται ότι η δυσμενέστερη διατομή που εξετάστηκε βρίσκεται εκτός της προβολής της λιμενολεκάνης του καταφυγίου και κατά συνέπεια η όποια επιρροή ενέχει περαιτέρω απώλειες ενέργειας λόγω πρόσθετης περίθλασης στην είσοδο και ιδιαίτερα στην κεφαλή του επέκτασης του υπήνεμου μώλου. Οι οποίες πρόσθετες αναταραχές δημιουργηθούν θα είναι της τάξης λίγων εκατοστών που δεν θα έχουν ουσιαστική επιρροή στα προσδεδεμένα σκάφη.

β) Οι έλεγχοι φέρουσας ικανότητας για το κρηπίδωμα του υπήνεμου μώλου κατέδειξαν ικανοποιητικό συντελεστή ασφαλείας τόσο υπό στατικές όσο και υπό σεισμικές συνθήκες φόρτισης ($F_s = 4,50$ και $1,06$ αντίστοιχα).

γ) Οι αναλύσεις ολικής ευστάθειας, υπό στατικές συνθήκες, κατέδειξαν επαρκή ασφάλεια έναντι αστοχίας καθώς ο κρίσιμος συντελεστής ασφαλείας προέκυψε ίσος με $SF=1,92$ που είναι βάσει των ισχυόντων κανονισμών μεγαλύτερος του ελάχιστου επιτρεπόμενου $SF_{min}=1,40$. Υπό σεισμικές συνθήκες αντίστοιχα, οι αναλύσεις ευστάθειας κατέδειξαν κρίσιμο συντελεστή ασφαλείας ίσο με $SF = 1,02$ που είναι βάσει των ισχυόντων κανονισμών μεγαλύτερος του ελάχιστου επιτρεπόμενου $SF_{min} = 1,00$.

Βάσει των ανωτέρω τα προτεινόμενα μέτρα θεμελίωσης θεωρούνται επαρκή καθώς σε επίπεδο ασφαλείας επιτυγχάνονται οι από τους Διεθνείς Κανονισμούς και Συστάσεις απαιτούμενοι συντελεστές ασφαλείας, ενώ από την άποψη των καθιζήσεων αφενός μεν δεν επηρεάζουν ουσιαστικά τη λειτουργία των κατασκευών αφετέρου μπορούν να αντιμετωπισθούν στα κρηπιδώματα εξυπηρέτησης των σκαφών χωρίς ιδιαίτερα μέτρα. Η

λήψη πρόσθετων μέτρων κρίνεται τεchnικοοικονομικά ως μη ορθή για το μέγεθος αλλά και τα δεδομένα του εξεταζόμενου έργου.

Πρέβεζα, 25-2-2021

**ΣΥΝΤΑΧΘΗΚΕ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΘΗΚΕ
Ο ΠΡΟΙΣΤΑΜΕΝΟΣ Τ.Σ.Ε.**

**ΘΕΩΡΗΘΗΚΕ
Η ΔΙΕΥΘΥΝΤΡΙΑ Δ.Τ.Ε.**

**ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΛΟΓΟΘΕΤΗΣ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ**

**ΦΙΛΙΑ ΡΕΠΑ
ΠΟΛΙΤΙΚΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΣ**

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

- CIRIA, CUR, CETMEF (2007). The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition). C683, CIRIA, London [1]
- CEM (2008) Coastal Engineering Manual [2]
- USACE (2003). Coastal Engineering Manual (CEM). US Army Corps of Engineers [3]
- Yoshimi Goda (2000) “Random seas and design of maritime structures”. Advanced series on ocean engineering, vol. 15, World Scientific, Singapore [4]
- CERC 1977 - Shore Protection Manual [SPM], 3rd edn, Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS [5]
- CERC 1984 - Shore Protection Manual [SPM], 3rd edn, Coastal Engineering Research Center, US Army Corps of Engineers, Vicksburg, MS [6]
- EurOtop - Wave Overtopping of Sea Defenses and Related Structures: Assessment Manual, EA Environment Agency, UK; ENW Expertise Netwerk Waterkeren, NL; KFKI Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, August 2007 [7]
- Technical Report Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes, TAW, Technical Advisory Committee on Flood Defense, 2002 [8]
- Oblique wave attack on cube and rock armoured, rubble mound breakwaters, Guido Wolters¹ and Marcel R.A. van Gent² - Coastal Engineering 2010 [9]

| |
|-------------------------|
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑΤΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΩΝ |
|-------------------------|

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΑΝΕΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ Μ.Σ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ - ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ
ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΚΥΜΑΤΙΚΟΥ ΚΛΙΜΑΤΟΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΠΑΛΙΡΡΟΙΑΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ ΘΩΡΑΚΙΣΕΩΝ ΠΡΑΝΩΝ
ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΑΡΟΧΩΝ ΥΠΕΡΠΗΔΗΣΗΣ – ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ
ΣΤΑΘΜΗΣ ΣΤΕΨΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΠΟΔΟΣ ΠΡΑΝΩΝ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η: ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΩΝ
ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Θ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι: ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΕΝΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΟΣΗΝΕΜΟΥ ΜΩΛΟΥ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α: ΑΝΕΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ Μ.Σ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ - ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α1: ΑΝΕΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ Μ.Σ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH = 1 YEAR =yy

| I | BEAUF | I | N | I | NE | I | E | I | SE | I | S | I | SW | I | W | I | NW | I | CALM | I | S U M | I |
|---|-------|---|-------|---|--------|---|--------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|--------|---|--------|---|---------|---|
| I | 0 | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | 25.219 | I | 25.219 | I | | I |
| I | 1 | I | .226 | I | .280 | I | .333 | I | .398 | I | .118 | I | .032 | I | .108 | I | .032 | I | | I | 1.527 | I |
| I | 2 | I | 3.484 | I | 11.894 | I | 3.194 | I | 2.151 | I | .731 | I | 1.075 | I | 1.269 | I | .936 | I | | I | 24.734 | I |
| I | 3 | I | 3.366 | I | 14.012 | I | 2.635 | I | 1.420 | I | .914 | I | 1.161 | I | 1.247 | I | .516 | I | | I | 25.271 | I |
| I | 4 | I | 1.409 | I | 6.162 | I | 2.398 | I | .882 | I | .505 | I | .850 | I | .677 | I | .591 | I | | I | 13.474 | I |
| I | 5 | I | .452 | I | 1.699 | I | 1.054 | I | .312 | I | .559 | I | .398 | I | .505 | I | .258 | I | | I | 5.237 | I |
| I | 6 | I | .344 | I | .914 | I | .677 | I | .161 | I | .161 | I | .258 | I | .204 | I | .194 | I | | I | 2.913 | I |
| I | 7 | I | .032 | I | .258 | I | .172 | I | .065 | I | .065 | I | .172 | I | .247 | I | .086 | I | | I | 1.097 | I |
| I | 8 | I | .022 | I | .118 | I | .086 | I | .022 | I | .022 | I | .108 | I | .032 | I | .086 | I | | I | .496 | I |
| I | 9 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | 10 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .032 | I | .000 | I | | I | .032 | I |
| I | >11 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | = | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I |
| I | SUM | I | 9.335 | I | 35.337 | I | 10.549 | I | 5.411 | I | 3.075 | I | 4.054 | I | 4.321 | I | 2.699 | I | 25.219 | I | 100.000 | I |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH = 2 YEAR =yy

| I | BEAUF | I | N | I | NE | I | E | I | SE | I | S | I | SW | I | W | I | NW | I | CALM | I | S U M | I |
|---|-------|---|-------|---|--------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|--------|---|--------|---|---------|---|
| I | 0 | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | 23.213 | I | 23.213 | I | | I |
| I | 1 | I | .059 | I | .366 | I | .189 | I | .224 | I | .035 | I | .035 | I | .177 | I | .024 | I | | I | 1.109 | I |
| I | 2 | I | 2.512 | I | 9.470 | I | 3.255 | I | 1.828 | I | 1.356 | I | 1.734 | I | 3.173 | I | 1.368 | I | | I | 24.696 | I |
| I | 3 | I | 3.102 | I | 11.015 | I | 2.512 | I | 1.580 | I | 1.427 | I | 2.831 | I | 3.137 | I | 1.144 | I | | I | 26.748 | I |
| I | 4 | I | 1.639 | I | 5.272 | I | 2.146 | I | 1.486 | I | .908 | I | 1.120 | I | 1.486 | I | .861 | I | | I | 14.918 | I |
| I | 5 | I | .472 | I | 1.651 | I | 1.050 | I | .495 | I | .413 | I | .401 | I | .566 | I | .307 | I | | I | 5.355 | I |
| I | 6 | I | .177 | I | .873 | I | .436 | I | .271 | I | .224 | I | .271 | I | .318 | I | .177 | I | | I | 2.747 | I |
| I | 7 | I | .024 | I | .224 | I | .130 | I | .224 | I | .118 | I | .024 | I | .094 | I | .035 | I | | I | .873 | I |
| I | 8 | I | .000 | I | .035 | I | .035 | I | .118 | I | .035 | I | .000 | I | .059 | I | .024 | I | | I | .306 | I |
| I | 9 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .035 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .035 | I |
| I | 10 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | >11 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | = | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I |
| I | SUM | I | 7.985 | I | 28.906 | I | 9.753 | I | 6.261 | I | 4.516 | I | 6.416 | I | 9.010 | I | 3.940 | I | 23.213 | I | 100.000 | I |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH = 3 YEAR =yy

| I | BEAUF | I | N | I | NE | I | E | I | SE | I | S | I | SW | I | W | I | NW | I | CALM | I | S U M |
|---|-------|---|-------|---|--------|---|-------|---|-------|---|-------|---|--------|---|--------|---|-------|---|--------|---|---------|
| I | 0 | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | 20.061 | I | 20.061 |
| I | 1 | I | .022 | I | .140 | I | .140 | I | .108 | I | .065 | I | .022 | I | .022 | I | .054 | I | | I | .573 |
| I | 2 | I | 2.572 | I | 8.124 | I | 2.658 | I | 1.862 | I | 1.582 | I | 2.529 | I | 3.540 | I | 1.194 | I | | I | 24.061 |
| I | 3 | I | 2.572 | I | 7.597 | I | 1.700 | I | 1.367 | I | 1.668 | I | 5.585 | I | 7.554 | I | 1.453 | I | | I | 29.496 |
| I | 4 | I | 1.098 | I | 3.680 | I | 1.862 | I | 1.334 | I | 1.442 | I | 2.658 | I | 4.304 | I | 1.302 | I | | I | 17.680 |
| I | 5 | I | .291 | I | 1.270 | I | .958 | I | .560 | I | .334 | I | .484 | I | 1.044 | I | .420 | I | | I | 5.361 |
| I | 6 | I | .194 | I | .517 | I | .194 | I | .172 | I | .108 | I | .161 | I | .334 | I | .140 | I | | I | 1.820 |
| I | 7 | I | .054 | I | .172 | I | .161 | I | .086 | I | .022 | I | .065 | I | .118 | I | .022 | I | | I | .700 |
| I | 8 | I | .000 | I | .032 | I | .086 | I | .086 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .204 |
| I | 9 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .022 | I | .022 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .044 |
| I | 10 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 |
| I | >11 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 |
| I | = | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | |
| I | SUM | I | 6.803 | I | 21.532 | I | 7.759 | I | 5.597 | I | 5.243 | I | 11.504 | I | 16.916 | I | 4.585 | I | 20.061 | I | 100.000 |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH = 4 YEAR =yy

| I | BEAUF | I | N | I | NE | I | E | I | SE | I | S | I | SW | I | W | I | NW | I | CALM | I | S U M |
|---|-------|---|-------|---|--------|---|-------|---|-------|---|-------|---|--------|---|--------|---|-------|---|--------|---|---------|
| I | 0 | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | 20.898 | I | 20.898 |
| I | 1 | I | .089 | I | .167 | I | .089 | I | .033 | I | .022 | I | .067 | I | .144 | I | .111 | I | | I | .722 |
| I | 2 | I | 1.878 | I | 5.910 | I | 2.422 | I | 1.455 | I | 1.055 | I | 2.611 | I | 3.122 | I | 1.178 | I | | I | 19.631 |
| I | 3 | I | 1.489 | I | 5.822 | I | 1.789 | I | 1.344 | I | 2.111 | I | 7.166 | I | 9.388 | I | 1.600 | I | | I | 30.709 |
| I | 4 | I | .811 | I | 2.100 | I | .589 | I | 1.255 | I | 1.311 | I | 6.455 | I | 8.399 | I | 1.278 | I | | I | 22.198 |
| I | 5 | I | .211 | I | .444 | I | .211 | I | .256 | I | .322 | I | 1.078 | I | 1.467 | I | .444 | I | | I | 4.433 |
| I | 6 | I | .089 | I | .089 | I | .000 | I | .067 | I | .167 | I | .178 | I | .344 | I | .144 | I | | I | 1.078 |
| I | 7 | I | .033 | I | .033 | I | .022 | I | .089 | I | .033 | I | .033 | I | .022 | I | .022 | I | | I | .287 |
| I | 8 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .022 | I | .022 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .044 |
| I | 9 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 |
| I | 10 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 |
| I | >11 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 |
| I | = | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | |
| I | SUM | I | 4.600 | I | 14.565 | I | 5.122 | I | 4.521 | I | 5.043 | I | 17.588 | I | 22.886 | I | 4.777 | I | 20.898 | I | 100.000 |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY
CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS
PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT
MONTH = 5 YEAR =yy

| BEAUF | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CALM | SUM |
|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| 0 | | | | | | | | | 20.223 | 20.223 |
| 1 | .140 | .258 | .107 | .021 | .021 | .086 | .172 | .107 | | .912 |
| 2 | 1.731 | 7.105 | 2.128 | .559 | 1.139 | 3.021 | 3.956 | 1.129 | | 20.768 |
| 3 | 1.720 | 5.353 | 1.247 | .677 | 1.301 | 6.847 | 10.416 | 1.666 | | 29.227 |
| 4 | .559 | 1.279 | .451 | .451 | 1.301 | 7.858 | 10.771 | 1.096 | | 23.766 |
| 5 | .086 | .258 | .193 | .140 | .226 | 1.408 | 1.892 | .247 | | 4.450 |
| 6 | .032 | .054 | .021 | .032 | .032 | .032 | .312 | .064 | | .579 |
| 7 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .021 | .054 | | .075 |
| 8 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 9 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 10 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| >11 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| = | | | | | | | | | | |
| SUM | 4.268 | 14.307 | 4.147 | 1.880 | 4.020 | 19.252 | 27.540 | 4.363 | 20.223 | 100.000 |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY
CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS
PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT
MONTH = 6 YEAR =yy

| BEAUF | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CALM | SUM |
|-------|-------|--------|-------|------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| 0 | | | | | | | | | 16.162 | 16.162 |
| 1 | .089 | .178 | .056 | .000 | .033 | .056 | .111 | .056 | | .579 |
| 2 | 2.011 | 6.666 | 1.367 | .267 | .578 | 2.344 | 3.600 | 1.455 | | 18.288 |
| 3 | 1.344 | 4.422 | .755 | .233 | .767 | 7.832 | 12.310 | 1.789 | | 29.452 |
| 4 | .489 | 1.055 | .111 | .122 | .500 | 9.621 | 14.943 | 1.367 | | 28.208 |
| 5 | .089 | .111 | .033 | .000 | .122 | 2.133 | 3.033 | .467 | | 5.988 |
| 6 | .022 | .000 | .000 | .000 | .000 | .289 | .622 | .256 | | 1.189 |
| 7 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .067 | .067 | | .134 |
| 8 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 9 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 10 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| >11 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| = | | | | | | | | | | |
| SUM | 4.044 | 12.432 | 2.322 | .622 | 2.000 | 22.275 | 34.686 | 5.457 | 16.162 | 100.000 |

SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

 INNNNNNNNNNNNNN»
 I D A T C L I M I
 0NNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643

LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH = 7 YEAR =yy

| BEAUF | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CALM | SUM |
|-------|-------|--------|-------|------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| 0 | | | | | | | | | 17.651 | 17.651 |
| 1 | .118 | .366 | .000 | .000 | .000 | .054 | .204 | .118 | | .860 |
| 2 | 1.580 | 6.741 | 1.161 | .247 | .376 | 3.258 | 3.742 | 1.021 | | 18.126 |
| 3 | 1.043 | 4.817 | .699 | .161 | .516 | 8.859 | 10.784 | 1.043 | | 27.922 |
| 4 | .344 | .785 | .065 | .054 | .366 | 10.687 | 15.020 | 2.032 | | 29.353 |
| 5 | .108 | .065 | .022 | .000 | .065 | 1.699 | 2.849 | .430 | | 5.238 |
| 6 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .161 | .419 | .194 | | .774 |
| 7 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .022 | .032 | .022 | | .076 |
| 8 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 9 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 10 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| >11 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| = | | | | | | | | | | |
| SUM | 3.193 | 12.774 | 1.947 | .462 | 1.323 | 24.740 | 33.050 | 4.860 | 17.651 | 100.000 |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

 INNNNNNNNNNNNNN»
 I D A T C L I M I
 0NNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643

LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH = 8 YEAR =yy

| BEAUF | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CALM | SUM |
|-------|-------|--------|-------|------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| 0 | | | | | | | | | 17.037 | 17.037 |
| 1 | .118 | .258 | .258 | .065 | .022 | .065 | .054 | .022 | | .862 |
| 2 | 1.904 | 7.110 | 1.613 | .108 | .516 | 3.539 | 3.560 | .624 | | 18.974 |
| 3 | 1.807 | 5.948 | .968 | .204 | .538 | 9.003 | 10.864 | 1.474 | | 30.806 |
| 4 | .484 | 1.140 | .247 | .108 | .376 | 9.121 | 14.413 | 1.753 | | 27.642 |
| 5 | .032 | .032 | .054 | .000 | .054 | 1.140 | 2.345 | .430 | | 4.087 |
| 6 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .086 | .344 | .118 | | .548 |
| 7 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .022 | .022 | .000 | | .044 |
| 8 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 9 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 10 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| >11 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| = | | | | | | | | | | |
| SUM | 4.345 | 14.488 | 3.140 | .485 | 1.506 | 22.976 | 31.602 | 4.421 | 17.037 | 100.000 |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ONNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643

LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH = 9 YEAR =yy

| BEAUF | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CALM | SUM |
|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| 0 | | | | | | | | | 17.057 | 17.057 |
| 1 | .111 | .322 | .122 | .000 | .000 | .067 | .067 | .056 | | .745 |
| 2 | 2.667 | 8.978 | 2.056 | .789 | .700 | 2.989 | 4.011 | .767 | | 22.957 |
| 3 | 1.867 | 6.644 | 1.433 | .811 | 1.144 | 7.900 | 12.944 | 1.811 | | 34.554 |
| 4 | .556 | 1.400 | .489 | .433 | .611 | 5.678 | 9.911 | 1.644 | | 20.722 |
| 5 | .144 | .389 | .144 | .056 | .144 | .611 | 1.133 | .533 | | 3.154 |
| 6 | .022 | .067 | .111 | .022 | .033 | .033 | .167 | .200 | | .655 |
| 7 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .056 | .056 | | .112 |
| 8 | .000 | .000 | .000 | .000 | .022 | .022 | .000 | .000 | | .044 |
| 9 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| 10 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| >11 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| = | | | | | | | | | | |
| SUM | 5.367 | 17.800 | 4.355 | 2.111 | 2.654 | 17.300 | 28.289 | 5.067 | 17.057 | 100.000 |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY

CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ONNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643

LATITUDE 38o 58' N LONGITUDE 20o 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT

MONTH =10 YEAR =yy

| BEAUF | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CALM | SUM |
|-------|-------|--------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|--------|---------|
| 0 | | | | | | | | | 20.182 | 20.182 |
| 1 | .086 | .258 | .161 | .022 | .054 | .022 | .065 | .140 | | .808 |
| 2 | 2.710 | 8.688 | 2.688 | 1.677 | 1.473 | 3.333 | 6.000 | 1.774 | | 28.343 |
| 3 | 3.204 | 10.075 | 2.602 | .903 | 1.817 | 4.462 | 6.731 | 1.634 | | 31.428 |
| 4 | .914 | 3.903 | 1.548 | 1.108 | .914 | 2.269 | 2.570 | .957 | | 14.183 |
| 5 | .312 | .989 | .559 | .376 | .247 | .376 | .172 | .226 | | 3.257 |
| 6 | .032 | .376 | .333 | .140 | .065 | .108 | .065 | .118 | | 1.237 |
| 7 | .000 | .118 | .086 | .032 | .065 | .065 | .054 | .022 | | .442 |
| 8 | .000 | .054 | .022 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .076 |
| 9 | .000 | .022 | .022 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .044 |
| 10 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| >11 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | .000 | | .000 |
| = | | | | | | | | | | |
| SUM | 7.258 | 24.483 | 8.021 | 4.258 | 4.635 | 10.635 | 15.657 | 4.871 | 20.182 | 100.000 |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY
CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38ο 58' N LONGITUDE 20ο 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT
MONTH =11 YEAR =yy

| I | BEAUF | I | N | I | NE | I | E | I | SE | I | S | I | SW | I | W | I | NW | I | CALM | I | S U M | I |
|---|-------|---|-------|---|--------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|--------|---|---------|---|
| I | 0 | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | 24.366 | I | 24.366 | I |
| I | 1 | I | .144 | I | .233 | I | .200 | I | .200 | I | .022 | I | .022 | I | .022 | I | .033 | I | | I | .876 | I |
| I | 2 | I | 3.165 | I | 11.273 | I | 4.032 | I | 2.188 | I | 1.433 | I | 1.544 | I | 2.488 | I | 1.833 | I | | I | 27.956 | I |
| I | 3 | I | 3.865 | I | 11.928 | I | 2.166 | I | 1.866 | I | 1.788 | I | 1.899 | I | 2.221 | I | 1.455 | I | | I | 27.188 | I |
| I | 4 | I | .966 | I | 5.164 | I | 1.488 | I | .944 | I | 1.233 | I | .988 | I | 1.144 | I | .533 | I | | I | 12.460 | I |
| I | 5 | I | .233 | I | 1.311 | I | .666 | I | .233 | I | .589 | I | .466 | I | .489 | I | .211 | I | | I | 4.198 | I |
| I | 6 | I | .089 | I | .433 | I | .122 | I | .255 | I | .178 | I | .289 | I | .267 | I | .122 | I | | I | 1.755 | I |
| I | 7 | I | .022 | I | .122 | I | .111 | I | .089 | I | .167 | I | .167 | I | .178 | I | .089 | I | | I | .945 | I |
| I | 8 | I | .000 | I | .033 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .056 | I | .067 | I | .056 | I | | I | .212 | I |
| I | 9 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .022 | I | .022 | I | | I | .044 | I |
| I | 10 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | >11 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | = | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I |
| I | SUM | I | 8.484 | I | 30.497 | I | 8.785 | I | 5.775 | I | 5.410 | I | 5.431 | I | 6.898 | I | 4.354 | I | 24.366 | I | 100.000 | I |

HELLENIC NATIONAL METEOROLOGICAL SERVICE
DIRECTION OF CLIMATOLOGY
SECTION OF STATISTICAL CLIMATOLOGY
CLIMATOLOGICAL DATA BASE

INNNNNNNNNNNNN»
I D A T C L I M I
ØNNNNNNNNNNNNNO

STATION ΠΡΕΒΕΖΑ 643
LATITUDE 38ο 58' N LONGITUDE 20ο 46' E ALTITUDE OF BAROMETER 4.0 METERS

PERIOD 1971-2001

MONTHLY FREQUENCY(PER CENT) OF WIND DIRECTION AND FORCES IN BEAUFORT SCALE
FROM OBSERVATIONS 06H,12H,18H GMT
MONTH =12 YEAR =yy

| I | BEAUF | I | N | I | NE | I | E | I | SE | I | S | I | SW | I | W | I | NW | I | CALM | I | S U M | I |
|---|-------|---|-------|---|--------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|-------|---|--------|---|---------|---|
| I | 0 | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | 22.658 | I | 22.658 | I |
| I | 1 | I | .194 | I | .484 | I | .280 | I | .140 | I | .054 | I | .022 | I | .032 | I | .022 | I | | I | 1.228 | I |
| I | 2 | I | 3.206 | I | 13.427 | I | 3.593 | I | 2.152 | I | .882 | I | .958 | I | .936 | I | .871 | I | | I | 26.025 | I |
| I | 3 | I | 3.830 | I | 14.470 | I | 2.259 | I | 1.054 | I | 1.076 | I | .914 | I | .914 | I | .592 | I | | I | 25.109 | I |
| I | 4 | I | 1.506 | I | 6.487 | I | 2.119 | I | 1.248 | I | 1.474 | I | 1.216 | I | .656 | I | .452 | I | | I | 15.158 | I |
| I | 5 | I | .506 | I | 2.130 | I | .818 | I | .280 | I | .366 | I | .699 | I | .516 | I | .312 | I | | I | 5.627 | I |
| I | 6 | I | .398 | I | 1.097 | I | .516 | I | .194 | I | .172 | I | .312 | I | .344 | I | .118 | I | | I | 3.151 | I |
| I | 7 | I | .054 | I | .290 | I | .161 | I | .032 | I | .065 | I | .108 | I | .118 | I | .032 | I | | I | .860 | I |
| I | 8 | I | .000 | I | .022 | I | .022 | I | .000 | I | .022 | I | .032 | I | .032 | I | .022 | I | | I | .152 | I |
| I | 9 | I | .000 | I | .032 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .032 | I |
| I | 10 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | >11 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | .000 | I | | I | .000 | I |
| I | = | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I | | I |
| I | SUM | I | 9.694 | I | 38.439 | I | 9.768 | I | 5.100 | I | 4.111 | I | 4.261 | I | 3.548 | I | 2.421 | I | 22.658 | I | 100.000 | I |

| ΕΤΗΣΙΑ ΑΝΕΜΟΛΟΓΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ Μ.Σ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ, ΠΕΡΙΟΔΟΣ ΜΕΤΡΗΣΕΩΝ 1971-2001 | | | | | | | | | | | |
|---|----|--------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Διεύθυνση Ανέμου | | N | NE | E | SE | S | SW | W | NW | CLM | SUM |
| Beaufort | 0 | | | | | | | | | | |
| Beaufort | 1 | 1,396 | 3,310 | 1,935 | 1,211 | 0,446 | 0,550 | 1,178 | 0,775 | 25,22 | 36,02 |
| Beaufort | 2 | 29,420 | 105,386 | 30,167 | 15,283 | 11,821 | 28,935 | 39,397 | 14,150 | 23,21 | 297,77 |
| Beaufort | 3 | 29,209 | 102,103 | 20,765 | 11,620 | 15,067 | 64,459 | 88,510 | 16,177 | 20,06 | 367,97 |
| Beaufort | 4 | 10,775 | 38,427 | 13,513 | 9,425 | 10,941 | 58,521 | 84,294 | 13,866 | 20,90 | 260,66 |
| Beaufort | 5 | 2,936 | 10,349 | 5,762 | 2,708 | 3,441 | 10,893 | 16,011 | 4,285 | 20,22 | 76,61 |
| Beaufort | 6 | 1,399 | 4,420 | 2,310 | 1,314 | 1,140 | 2,178 | 3,740 | 1,845 | 16,16 | 34,51 |
| Beaufort | 7 | 0,219 | 1,217 | 0,843 | 0,617 | 0,535 | 0,678 | 1,029 | 0,507 | 17,65 | 23,30 |
| Beaufort | 8 | 0,022 | 0,294 | 0,251 | 0,248 | 0,123 | 0,218 | 0,190 | 0,188 | 17,04 | 18,57 |
| Beaufort | 9 | 0,000 | 0,252 | 0,022 | 0,057 | 0,022 | 0,000 | 0,022 | 0,022 | 17,06 | 17,45 |
| Beaufort | 10 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,032 | 0,000 | 20,18 | 20,21 |
| Beaufort | 11 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 24,37 | 24,37 |
| | | | | | | | | | | 22,658 | |
| SUM | | 6,28 | 22,15 | 6,30 | 3,54 | 3,63 | 13,87 | 19,53 | 4,32 | 20,39 | 100,01 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α2: ΣΤΑΤΙΣΤΙΚΗ ΕΠΕΞΕΡΓΑΣΙΑ ΑΝΕΜΟΛΟΓΙΚΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Statistical Analysis of Wind Data for the NW direction

Met. Station: PREVEZA

Total number of records: 33945

| Wind Scale | Mean Knots | Wind Speed (m/s) | Frequency of occurrence (%) | Equival. Number of records | Probability of occurrence | CDF (observed) | μ_x (abs) | μ_x (weibull) | σ_x^2 |
|------------|------------|------------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------|---------------|-------------------|--------------|
| 0Bf | 0,5 | 0,3 | 2,5493 | 865 | 0,3712 | 0,3712 | 0,6557 | 1,9380 | 3,9306 |
| 1Bf | 2 | 1,0 | 0,0650 | 22 | 0,0095 | 0,3806 | 0,0669 | 0,0567 | 0,0583 |
| 2Bf | 5 | 2,6 | 1,1790 | 400 | 0,1717 | 0,5523 | 3,0327 | 1,2937 | 0,1514 |
| 3Bf | 8,5 | 4,4 | 1,3480 | 458 | 0,1963 | 0,7486 | 5,8945 | 1,8325 | 0,1456 |
| 4Bf | 13,5 | 6,9 | 1,1560 | 392 | 0,1683 | 0,9169 | 8,0284 | 2,0044 | 1,9843 |
| 5Bf | 19 | 9,8 | 0,3570 | 121 | 0,0520 | 0,9688 | 3,4895 | 0,7661 | 2,0389 |
| 6Bf | 24,5 | 12,6 | 0,1540 | 52 | 0,0224 | 0,9913 | 1,9410 | 0,3939 | 1,8537 |
| 7Bf | 30,5 | 15,7 | 0,0420 | 14 | 0,0061 | 0,9974 | 0,6590 | 0,1263 | 0,9071 |
| 8Bf | 37 | 19,0 | 0,0160 | 5 | 0,0023 | 0,9997 | 0,3046 | 0,0559 | 0,5613 |
| 9Bf | 44 | 22,6 | 0,0020 | 1 | 0,0003 | 1,0000 | 0,0453 | 0,0080 | 0,1065 |
| 10Bf | 51,5 | 26,5 | 0,0000 | 0 | 0,0000 | 1,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| 11Bf | 59,5 | 30,6 | 0,0000 | 0 | 0,0000 | 1,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| Total | | | 6,868 | 2331 | 1,0000 | | 3,51 | 8,48 | 11,74 |

Best Fit

$\sigma_x = 3,4260$

| | FT-I (Gumbel Distribution) | | Weibull | | Exponential | | FT-II | |
|------------|----------------------------|--------|------------------|--------|------------------|-------|------------------|--------|
| Παράμετροι | A= | 1,177 | A= | -4,964 | A= | 2,426 | A= | 1,700 |
| | B= | 2,327 | B= | 8,047 | B= | 0,486 | B= | 1,878 |
| | | | C= | 2,000 | | | k= | 15,000 |
| | R ² = | 0,9942 | R ² = | 0,9951 | R ² = | 0,989 | R ² = | 0,9792 |
| Συσχέτιση | APPLICABLE | | APPLICABLE | | (?) | | APPLICABLE | |

Calculated Probability Distribution

| | FT-I (Gumbel Distribution) | | Weibull | | Exponential | | FT-II | |
|---------------------|----------------------------|---------|---------|---------|-------------|---------|------------|--|
| Wind Velocity (m/s) | CDF | PDF | CDF | PDF | CDF | PDF | CDF | |
| 0,26 | 0,00301 | 0,01487 | 0,34362 | 0,10585 | -0,09898 | 0,45300 | 6,8664E-02 | |
| 1,03 | 0,04915 | 0,12582 | 0,42573 | 0,10630 | 0,20044 | 0,32958 | 1,8973E-01 | |
| 2,57 | 0,44403 | 0,30630 | 0,58402 | 0,09683 | 0,57677 | 0,17445 | 0,51256 | |
| 4,37 | 0,83877 | 0,12530 | 0,73979 | 0,07504 | 0,79851 | 0,08305 | 0,78152 | |
| 6,95 | 0,98043 | 0,01646 | 0,88811 | 0,04116 | 0,93021 | 0,02877 | 0,93619 | |
| 9,77 | 0,99822 | 0,00151 | 0,96508 | 0,01590 | 0,97826 | 0,00896 | 0,98268 | |
| 12,60 | 0,99984 | 0,00014 | 0,99149 | 0,00462 | 0,99323 | 0,00279 | 0,99486 | |
| 15,69 | 0,99999 | 0,00001 | 0,99862 | 0,00088 | 0,99810 | 0,00078 | 0,99849 | |
| 19,03 | 1,00000 | 0,00000 | 0,99986 | 0,00010 | 0,99952 | 0,00020 | 0,99956 | |
| 22,64 | 1,00000 | 0,00000 | 0,99999 | 0,00001 | 0,99989 | 0,00004 | 0,99987 | |
| 26,49 | 1,00000 | 0,00000 | 1,00000 | 0,00000 | 0,99998 | 0,00001 | 0,99996 | |
| 30,61 | 1,00000 | 0,00000 | 1,00000 | 0,00000 | 1,00000 | 0,00000 | 0,99999 | |

Location parameter A -4,964
Scale Factor B 8,0470
Shape Factor C 2,000
Years of recordings 31

Total number of records. 2331

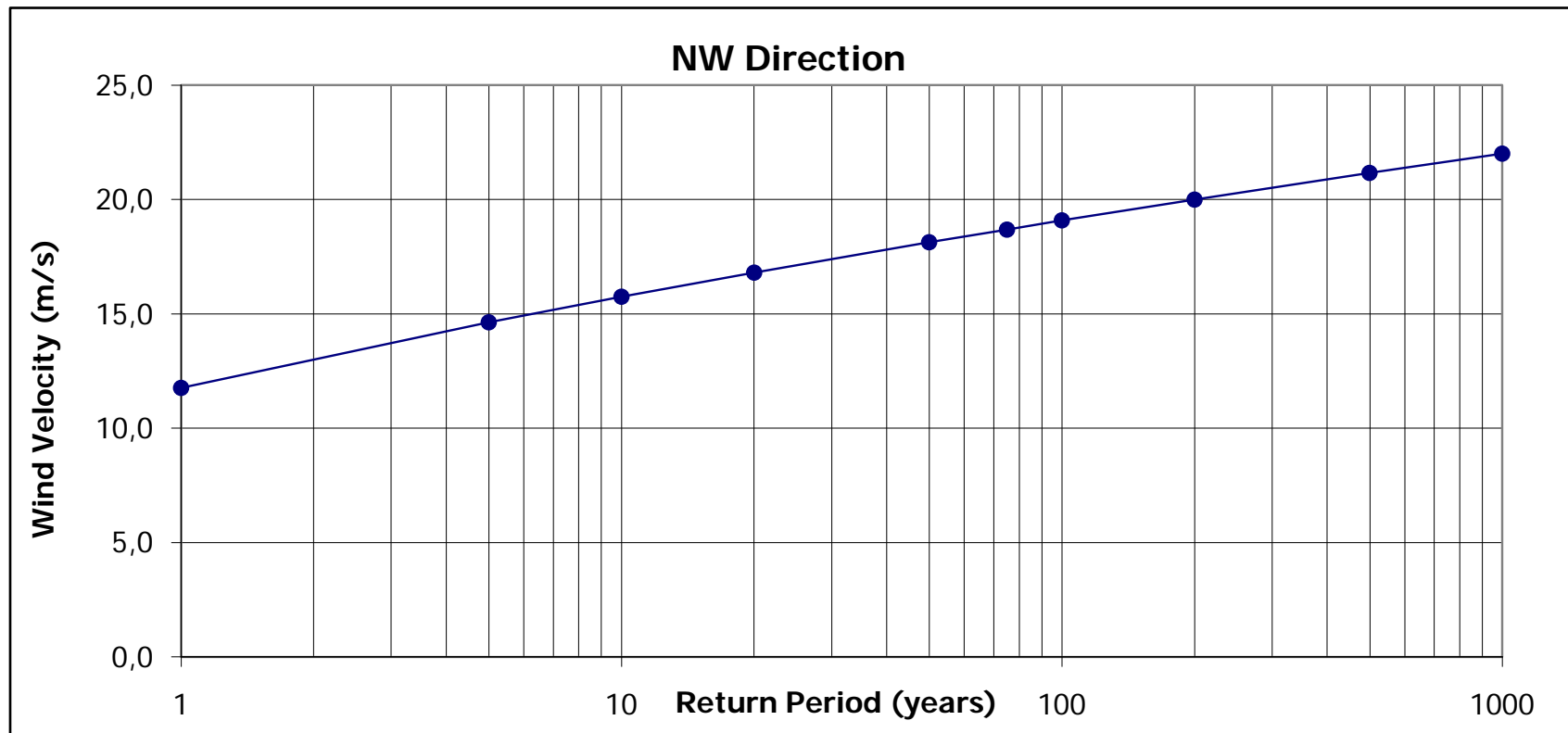
Probability of occurrence of an X return-period event through Y years

| Best Fit: | | Weibull | | | | |
|-----------------------|----------|-----------------------|------------------------------|-----------------------|------------------|-----------------|
| Return Period (Years) | P(X<x) | Wind Velocity (m/sec) | Design Wind Velocity (m/sec) | Return Period (Years) | Duration (Years) | Probability (%) |
| 1 | 0,986703 | 11,76 | 13,41 | 2 | 1 | 50,0 |
| 5 | 0,997341 | 14,63 | 16,68 | 5 | 5 | 67,2 |
| 10 | 0,998670 | 15,74 | 17,95 | 10 | 10 | 65,1 |
| 20 | 0,999335 | 16,80 | 19,15 | 25 | 25 | 64,0 |
| 50 | 0,999734 | 18,12 | 20,66 | 50 | 50 | 63,6 |
| 75 | 0,999823 | 18,69 | 21,30 | 75 | 50 | 48,9 |
| 100 | 0,999867 | 19,08 | 21,74 | 500 | 50 | 9,5 |
| 200 | 0,999934 | 19,99 | 22,79 | 1000 | 50 | 4,9 |
| 500 | 0,999973 | 21,15 | 24,11 | | | |
| 1000 | 0,999987 | 22,00 | 25,08 | | | |

Design Wind Velocity

Height of observ.: 4 (m)
Required height of wind 10 (m)
For 75 years return period: 18,69 (m/s)

Design Wind Velocity (m/sec): 21,30 m/sec = 41,40 Knots



Statistical Analysis of Wind Data for the **W** direction

Met. Station: PREVEZA

Total number of records: 33945

| Wind Scale | Mean Knots | Wind Speed (m/s) | Frequency of occurrence (%) | Equival. Number of records | Probability of occurrence | CDF (observed) | μ_x (abs) | μ_x (weibull) | σ_x^2 |
|------------|------------|------------------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------|----------------|---------------|-------------------|--------------|
| 0Bf | 0,5 | 0,3 | 2,5493 | 865 | 0,1154 | 0,1154 | 0,6557 | -0,1276 | 2,5262 |
| 1Bf | 2 | 1,0 | 0,0980 | 33 | 0,0044 | 0,1199 | 0,1008 | -0,0015 | 0,0677 |
| 2Bf | 5 | 2,6 | 3,2830 | 1114 | 0,1487 | 0,2685 | 8,4446 | 0,1798 | 0,8302 |
| 3Bf | 8,5 | 4,4 | 7,3760 | 2504 | 0,3340 | 0,6025 | 32,2536 | 1,0053 | 0,1057 |
| 4Bf | 13,5 | 6,9 | 7,0250 | 2385 | 0,3181 | 0,9206 | 48,7886 | 1,7757 | 1,2847 |
| 5Bf | 19 | 9,8 | 1,3340 | 453 | 0,0604 | 0,9810 | 13,0391 | 0,5081 | 1,4145 |
| 6Bf | 24,5 | 12,6 | 0,3120 | 106 | 0,0141 | 0,9952 | 3,9324 | 0,1588 | 0,8308 |
| 7Bf | 30,5 | 15,7 | 0,0860 | 29 | 0,0039 | 0,9990 | 1,3494 | 0,0558 | 0,4505 |
| 8Bf | 37 | 19,0 | 0,0160 | 5 | 0,0007 | 0,9998 | 0,3046 | 0,0128 | 0,1440 |
| 9Bf | 44 | 22,6 | 0,0020 | 1 | 0,0001 | 0,9999 | 0,0453 | 0,0019 | 0,0284 |
| 10Bf | 51,5 | 26,5 | 0,0030 | 1 | 0,0001 | 1,0000 | 0,0795 | 0,0034 | 0,0631 |
| 11Bf | 59,5 | 30,6 | 0,0000 | 0 | 0,0000 | 1,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 |
| Total | | | 22,084 | 7496 | 1,0000 | | 4,94 | 3,57 | 7,75 |

Best Fit

$\sigma_x = 2,7831$

| | FT-I (Gumbel Distribution) | | Weibull | | Exponential | | FT-II | |
|-----------|----------------------------|--------|------------------|--------|------------------|-------|------------------|--------|
| | A= | 2,189 | A= | 1,363 | A= | 1,998 | A= | 1,293 |
| | B= | 2,151 | B= | 2,129 | B= | 1,485 | B= | 2,937 |
| | | | C= | 1,000 | | | k= | 15,000 |
| Συσχέτιση | R ² = | 0,9833 | R ² = | 0,9915 | R ² = | 0,985 | R ² = | 0,9631 |
| | APPLICABLE | | NOT APPLICABLE | | (?) | | APPLICABLE | |

Calculated Probability Distribution

| | FT-I (Gumbel Distribution) | | Weibull | | Exponential | | FT-II | |
|---------------------|----------------------------|---------|----------|---------|-------------|---------|------------|--|
| Wind Velocity (m/s) | CDF | PDF | CDF | PDF | CDF | PDF | CDF | |
| 0,26 | 0,09294 | 0,10089 | -0,68086 | 0,78947 | -0,84827 | 0,92488 | 9,1703E-05 | |
| 1,03 | 0,18827 | 0,14365 | -0,16984 | 0,54945 | -0,25622 | 0,62862 | 8,8716E-03 | |
| 2,57 | 0,43825 | 0,16519 | 0,43335 | 0,26615 | 0,41968 | 0,29039 | 0,26474 | |
| 4,37 | 0,69603 | 0,11524 | 0,75676 | 0,11425 | 0,76430 | 0,11795 | 0,70997 | |
| 6,95 | 0,89415 | 0,04571 | 0,92733 | 0,03413 | 0,93493 | 0,03256 | 0,94200 | |
| 9,77 | 0,96976 | 0,01361 | 0,98076 | 0,00904 | 0,98421 | 0,00790 | 0,98927 | |
| 12,60 | 0,99161 | 0,00382 | 0,99491 | 0,00239 | 0,99617 | 0,00192 | 0,99768 | |
| 15,69 | 0,99794 | 0,00094 | 0,99880 | 0,00056 | 0,99918 | 0,00041 | 0,99949 | |
| 19,03 | 0,99955 | 0,00020 | 0,99975 | 0,00012 | 0,99985 | 0,00008 | 0,99988 | |
| 22,64 | 0,99991 | 0,00004 | 0,99995 | 0,00002 | 0,99997 | 0,00001 | 0,99997 | |
| 26,49 | 0,99999 | 0,00001 | 0,99999 | 0,00000 | 1,00000 | 0,00000 | 0,99999 | |
| 30,61 | 1,00000 | 0,00000 | 1,00000 | 0,00000 | 1,00000 | 0,00000 | 1,00000 | |

Location parameter A 1,363
Scale Factor B 2,1291
Shape Factor C 1,000
Years of recordings 31

Total number of records. 7496

**Probability of occurrence of an X return-period
event through Y years**

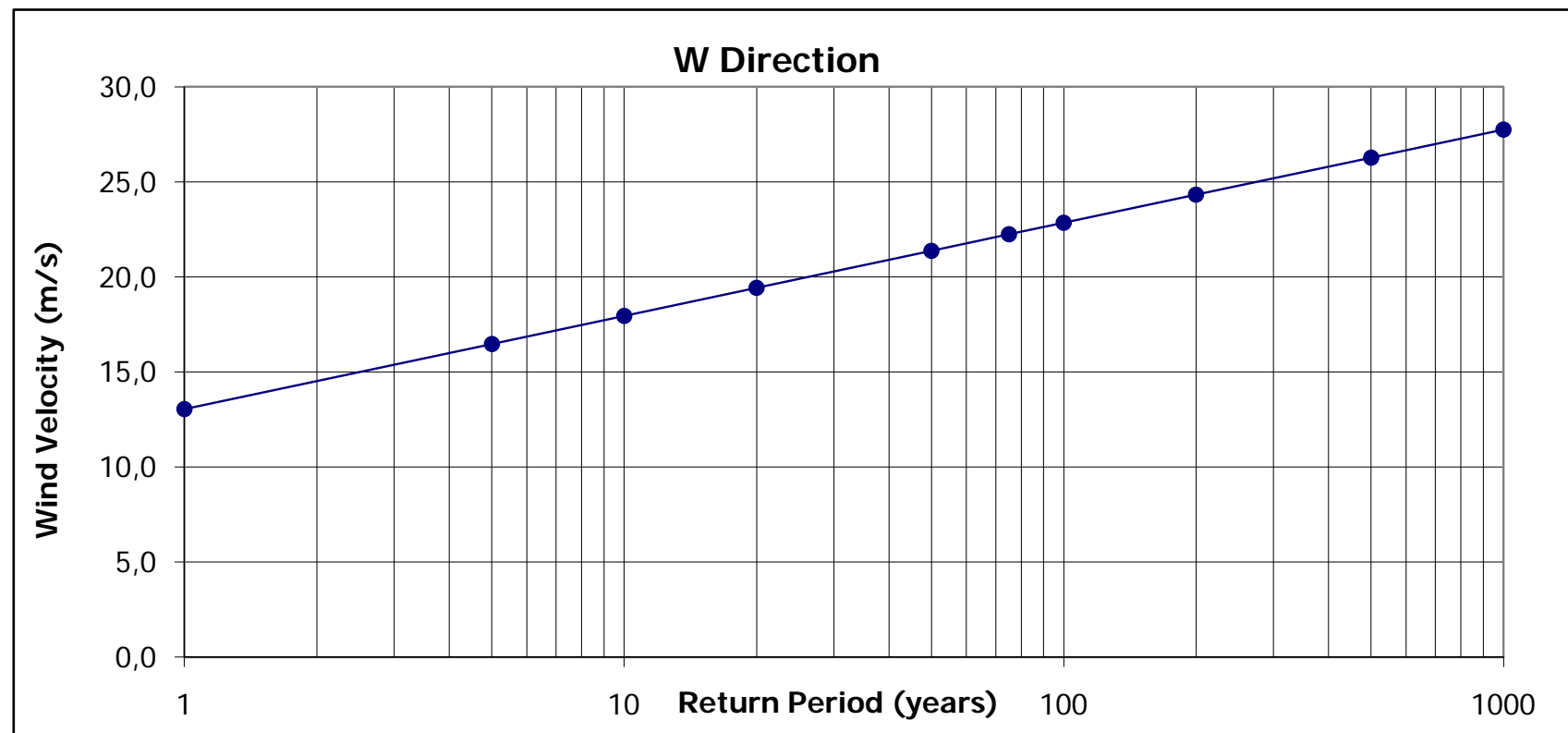
| Best Fit: | | Weibull | | | | |
|--------------------------|-----------------|--------------------------|---------------------------------|--------------------------|---------------------|--------------------|
| Return Period (Years) | P(X<x) | Wind Velocity (m/sec) | Design Wind Velocity (m/sec) | Return Period (Years) | Duration (Years) | Probability (%) |
| 1 | 0,995865 | 13,05 | 14,87 | 2 | 1 | 50,0 |
| 5 | 0,999173 | 16,47 | 18,78 | 5 | 5 | 67,2 |
| 10 | 0,999586 | 17,95 | 20,46 | 10 | 10 | 65,1 |
| 20 | 0,999793 | 19,43 | 22,14 | 25 | 25 | 64,0 |
| 50 | 0,999917 | 21,38 | 24,37 | 50 | 50 | 63,6 |
| 75 | 0,999945 | 22,24 | 25,35 | 75 | 50 | 48,9 |
| 100 | 0,999959 | 22,85 | 26,05 | 500 | 50 | 9,5 |
| 200 | 0,999979 | 24,33 | 27,73 | 1000 | 50 | 4,9 |
| 500 | 0,999992 | 26,28 | 29,95 | | | |
| 1000 | 0,999996 | 27,76 | 31,64 | | | |

Design Wind Velocity

Height of observ.: 4 (m)
Required height of wind 10 (m)

For 75 years return period: 22,24 (m/s)

Design Wind Velocity (m/sec): **25,35** m/sec = 49,28 Knots



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΚΥΜΑΤΙΚΟΥ ΚΛΙΜΑΤΟΣ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β1: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ ΜΕ ΠΕΡΙΟΔΟ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ, $T_r = 75\epsilon\tau\eta$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β1.1.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΔΥΤΙΚΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: W, Tr = 75 years

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

? F_{actual} = 310 km AZIMUTH: 275 °

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf = - * Beaufort Scale
 U₁₀ = 26,75 m/sec * Wind Velocity at 10m
 C_D = 0,0020 m/sec
 U* = 1,2072 m/sec

? U₁₀ = 52 knots

Duration limited Fetch Growth Equation

? t (hrs) = 12 hours If t > t_{x,u} Fetch Limited DURATION LIMITED
 t_{x,u} = 15,78 hours If t < t_{x,u} Duration Limited
 Feq = 161,60 km Equivalent Fetch

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

H_s = 6,40 m H_{mo} = 6,40
 T_p = 9,50 sec T_p = 9,50
 T_s = 9,03 0.95T_p

| | | | |
|---------------------|-------|-----|---------------------------------|
| H _{smax} = | 31,42 | sec | Fully developed wave conditions |
| T _{pmax} = | 29,51 | sec | |

T_s (4.0SQRT(Hs)*0.95) = 10,81 sec 11,38 = T_p so 0,035046013

Selection of wave period of the energy spectrum

| | |
|------|-----|
| 2,00 | 8,5 |
|------|-----|

Lo = 182,58 m
 C_o = 20,22 m/sec
 C_{go} = 10,11 m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: W, Tr = 75 years

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|--------|-------|--|
| $H_s =$ | 6,40 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 10,81 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 182,58 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 12,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 16,88 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 8,44 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|---|---------------------|----------------|--------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 35 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,0001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,8 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | K_s | θ (°) | K_r | H_o' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|--------|--------------|------------------|
| 40 | 40,8 | 10,81 | 0,2446 | 166,80 | 9,89 | 0,9240 | 31,60 | 0,9807 | 6,28 | 5,80 | 10,44 |
| 35 | 35,8 | 10,81 | 0,2218 | 161,41 | 10,03 | 0,9172 | 30,47 | 0,9749 | 6,24 | 5,72 | 10,29 |
| 30 | 30,8 | 10,81 | 0,1983 | 155,32 | 10,12 | 0,9133 | 29,20 | 0,9687 | 6,20 | 5,66 | 10,19 |
| 25 | 25,8 | 10,81 | 0,1758 | 146,76 | 10,10 | 0,9144 | 27,45 | 0,9608 | 6,15 | 5,62 | 10,12 |
| 20 | 20,8 | 10,81 | 0,1522 | 136,66 | 9,89 | 0,9239 | 25,42 | 0,9524 | 6,09 | 5,61 | 10,06 |
| 10 | 10,8 | 10,81 | 0,1033 | 104,55 | 8,51 | 0,9958 | 19,17 | 0,9313 | 5,96 | 5,48 | 7,94 |
| 7,5 | 8,3 | 10,81 | 0,0888 | 93,44 | 7,78 | 1,0417 | 17,07 | 0,9257 | 5,92 | 4,93 | 6,36 |
| 7 | 7,8 | 10,81 | 0,0855 | 91,20 | 7,59 | 1,0548 | 16,65 | 0,9247 | 5,92 | 4,67 | 6,05 |
| 6 | 6,8 | 10,81 | 0,0798 | 85,17 | 7,24 | 1,0800 | 15,52 | 0,9220 | 5,90 | 4,15 | 5,42 |
| 5 | 5,8 | 10,81 | 0,0726 | 79,89 | 6,75 | 1,1181 | 14,53 | 0,9199 | 5,89 | 3,63 | 4,78 |
| 4,5 | 5,3 | 10,81 | 0,0701 | 75,64 | 6,57 | 1,1332 | 13,75 | 0,9183 | 5,88 | 3,36 | 4,47 |
| 4 | 4,8 | 10,81 | 0,0661 | 72,58 | 6,28 | 1,1590 | 13,18 | 0,9172 | 5,87 | 3,10 | 4,15 |
| 3,75 | 4,55 | 10,81 | 0,0634 | 71,77 | 6,08 | 1,1787 | 13,03 | 0,9170 | 5,87 | 2,97 | 3,99 |
| 3 | 3,8 | 10,81 | 0,0576 | 65,94 | 5,62 | 1,2258 | 11,95 | 0,9150 | 5,86 | 2,58 | 3,52 |
| 2,75 | 3,55 | 10,81 | 0,0561 | 63,27 | 5,49 | 1,2396 | 11,46 | 0,9142 | 5,85 | 2,45 | 3,36 |
| 2 | 2,8 | 10,81 | 0,0496 | 56,41 | 4,94 | 1,3068 | 10,21 | 0,9123 | 5,84 | 2,06 | 2,89 |
| 1,5 | 2,3 | 10,81 | 0,0443 | 51,97 | 4,46 | 1,3752 | 9,40 | 0,9112 | 5,83 | 1,80 | 2,57 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β1.2.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΔΥΤΙΚΗΣ - ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗΣ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: WNW, Tr=75years

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

?

F_{actual} = 370 km

AZIMUTH: 287,5 °

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf - * Beaufort Scale

U₁₀ = 25,72 m/sec * Wind Velocity at 10m

C_D = 0,0020 m/sec

u* = 1,1504 m/sec

?

U₁₀ = 50 knots

Duration limited Fetch Growth Equation

?

t (hrs) = 12 hours If t > t_{x,u} Fetch Limited

t_{x,u} = 18,01 hours If t < t_{x,u} Duration Limited

Feq = 157,76 km Equivalent Fetch

DURATION LIMITED

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

H_s = 6,03 m H_{mo} = 6,03

T_p = 9,28 sec T_p = 9,28

T_s = 8,81 0.95T_p

T_s (4.5SQRT(Hs))*0.95 = 10,49 sec

11,05 = T_p

| | | | |
|---------------------|-------|-----|---------------------------------|
| H _{smax} = | 28,53 | sec | Fully developed wave conditions |
| T _{pmax} = | 28,12 | sec | |

Selection of wave period of the energy spectrum

2,00

8,5

Lo = 171,92 m

C_o = 19,50 m/sec

C_{go} = 9,75 m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: WNW, Tr=75years

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|---------------|--------------|--|
| $H_s =$ | 6,03 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 10,49 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 171,92 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 12,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 16,38 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 8,19 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|---|---------------------|----------------|--------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 22 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,0001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,8 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | K_s | θ (°) | K_r | H_o' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|--------|--------------|------------------|
| 40 | 40,8 | 10,49 | 0,2566 | 159,00 | 9,51 | 0,9282 | 20,27 | 0,9942 | 5,99 | 5,56 | 10,01 |
| 35 | 35,8 | 10,49 | 0,2319 | 154,38 | 9,68 | 0,9200 | 19,66 | 0,9922 | 5,98 | 5,50 | 9,90 |
| 30 | 30,8 | 10,49 | 0,2075 | 148,43 | 9,80 | 0,9143 | 18,87 | 0,9899 | 5,96 | 5,45 | 9,82 |
| 25 | 25,8 | 10,49 | 0,1833 | 140,75 | 9,82 | 0,9133 | 17,86 | 0,9870 | 5,95 | 5,43 | 9,78 |
| 20 | 20,8 | 10,49 | 0,1581 | 131,56 | 9,67 | 0,9205 | 16,66 | 0,9838 | 5,93 | 5,45 | 9,78 |
| 10 | 10,8 | 10,49 | 0,1063 | 101,60 | 8,39 | 0,9882 | 12,79 | 0,9751 | 5,87 | 5,40 | 7,91 |
| 7,5 | 8,3 | 10,49 | 0,0921 | 90,17 | 7,72 | 1,0300 | 11,33 | 0,9724 | 5,86 | 4,91 | 6,33 |
| 7 | 7,8 | 10,49 | 0,0888 | 87,81 | 7,55 | 1,0417 | 11,03 | 0,9719 | 5,86 | 4,65 | 6,02 |
| 6 | 6,8 | 10,49 | 0,0822 | 82,78 | 7,16 | 1,0693 | 10,39 | 0,9709 | 5,85 | 4,13 | 5,38 |
| 5 | 5,8 | 10,49 | 0,0751 | 77,26 | 6,72 | 1,1042 | 9,69 | 0,9698 | 5,84 | 3,61 | 4,75 |
| 4,5 | 5,3 | 10,49 | 0,0714 | 74,28 | 6,47 | 1,1254 | 9,31 | 0,9693 | 5,84 | 3,35 | 4,44 |
| 4 | 4,8 | 10,49 | 0,0675 | 71,14 | 6,20 | 1,1499 | 8,92 | 0,9688 | 5,84 | 3,09 | 4,12 |
| 3,75 | 4,55 | 10,49 | 0,0661 | 68,80 | 6,10 | 1,1590 | 8,62 | 0,9684 | 5,83 | 2,96 | 3,96 |
| 3,5 | 4,3 | 10,49 | 0,0648 | 66,38 | 6,00 | 1,1685 | 8,32 | 0,9680 | 5,83 | 2,83 | 3,81 |
| 3 | 3,8 | 10,49 | 0,0606 | 62,74 | 5,68 | 1,2008 | 7,86 | 0,9675 | 5,83 | 2,57 | 3,49 |
| 2 | 2,8 | 10,49 | 0,0513 | 54,56 | 4,94 | 1,2879 | 6,83 | 0,9663 | 5,82 | 2,05 | 2,86 |
| 1,50 | 2,3 | 10,49 | 0,0461 | 49,87 | 4,49 | 1,3500 | 6,24 | 0,9658 | 5,82 | 1,79 | 2,55 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β1.3.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: NW, Tr=75yrs

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

?

F_{actual}= 65 km

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf - * Beaufort Scale

U₁₀ = 24,18 m/sec * Wind Velocity at 10m

C_D = 0,0019 m/sec

u* = 1,0667 m/sec

?

U₁₀ = 47 knots

Duration limited Fetch Growth Equation

?

t (hrs) = 6 hours If t > t_{x,u} Fetch Limited

t_{x,u} = 5,73 hours If t < t_{x,u} Duration Limited

Feq=Factual= 65,00 km Equivalent Fetch

FETCH LIMITED

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

H_s = 3,59 m

H_{mo} = 3,59

T_p = 6,73 sec

T_p = 6,73

T_s = 6,40 0.95T_p

T_s (4.5SQRT(Hs)*0.95)

8,10 sec

8,52

=T_p

| | | | |
|---------------------|-------|-----|---------------------------------|
| H _{smax} = | 24,53 | sec | Fully developed wave conditions |
| T _{pmax} = | 26,07 | sec | |

Selection of wave period of the energy spectrum

1,00

Lo = 63,87 m

C_o = 9,99 m/sec

C_{go} = 4,99 m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: NW, Tr=75yrs

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|--------------|--------------|--|
| $H_s =$ | 2,15 | m | * $H_{m0} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 6,40 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 63,87 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 6,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 9,99 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 4,99 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|---|---------------------|----------------|-------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 40 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,8 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | Ks | θ (°) | Kr | Ho' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|---------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|------|--------------|------------------|
| 40,0 | 40,8 | 6,40 | 0,6305 | 64,71 | 5,02 | 0,9975 | 40,64 | 1,0047 | 2,16 | 2,16 | 3,88 |
| 35,0 | 35,8 | 6,40 | 0,5610 | 63,81 | 5,05 | 0,9948 | 39,96 | 0,9997 | 2,15 | 2,14 | 3,85 |
| 30,0 | 30,8 | 6,40 | 0,4842 | 63,61 | 5,11 | 0,9887 | 39,81 | 0,9986 | 2,15 | 2,12 | 3,82 |
| 25,0 | 25,8 | 6,40 | 0,4078 | 63,27 | 5,23 | 0,9766 | 39,55 | 0,9967 | 2,14 | 2,09 | 3,77 |
| 20,0 | 20,8 | 6,40 | 0,3349 | 62,11 | 5,45 | 0,9569 | 38,69 | 0,9906 | 2,13 | 2,04 | 3,67 |
| 15,0 | 15,8 | 6,40 | 0,2653 | 59,56 | 5,76 | 0,9314 | 36,82 | 0,9783 | 2,10 | 1,96 | 3,53 |
| 10,0 | 10,8 | 6,40 | 0,1992 | 54,22 | 5,99 | 0,9133 | 33,07 | 0,9561 | 2,06 | 1,88 | 3,38 |
| 9,0 | 9,8 | 6,40 | 0,1858 | 52,74 | 5,99 | 0,9131 | 32,06 | 0,9507 | 2,05 | 1,87 | 3,36 |
| 7,0 | 7,8 | 6,40 | 0,1598 | 48,81 | 5,90 | 0,9197 | 29,42 | 0,9378 | 2,02 | 1,86 | 3,33 |
| 5,0 | 5,8 | 6,40 | 0,1322 | 43,87 | 5,62 | 0,9422 | 26,20 | 0,9240 | 1,99 | 1,83 | 3,28 |
| 4,5 | 5,3 | 6,40 | 0,1251 | 42,37 | 5,51 | 0,9518 | 25,24 | 0,9203 | 1,98 | 1,82 | 3,27 |
| 4,0 | 4,8 | 6,40 | 0,1186 | 40,47 | 5,39 | 0,9624 | 24,04 | 0,9158 | 1,97 | 1,81 | 3,25 |
| 3,5 | 4,3 | 6,40 | 0,1111 | 38,70 | 5,23 | 0,9772 | 22,92 | 0,9120 | 1,96 | 1,81 | 3,10 |
| 3,0 | 3,8 | 6,40 | 0,1033 | 36,79 | 5,04 | 0,9958 | 21,73 | 0,9081 | 1,95 | 1,80 | 2,79 |
| 2,5 | 3,3 | 6,40 | 0,0952 | 34,66 | 4,80 | 1,0194 | 20,42 | 0,9041 | 1,95 | 1,79 | 2,47 |
| 2,0 | 2,8 | 6,40 | 0,0866 | 32,32 | 4,53 | 1,0503 | 18,98 | 0,9001 | 1,94 | 1,67 | 2,15 |
| 1,5 | 2,3 | 6,40 | 0,0787 | 29,24 | 4,24 | 1,0857 | 17,11 | 0,8953 | 1,93 | 1,41 | 1,83 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β2: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ ΜΕ ΠΕΡΙΟΔΟ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ, $T_r = 20$ ετη

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β2.1.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΔΥΤΙΚΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: W, Tr=20yrs

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

? $F_{\text{actual}} = 310$ km

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf = - * Beaufort Scale

$U_{10} = 22,14$ m/sec * Wind Velocity at 10m

$C_D = 0,0019$ m/sec

$u_* = 0,9588$ m/sec

? $U_{10} = 43,042$ knots

Duration limited Fetch Growth Equation

? t (hrs) = 12 hours If $t > t_{x,u}$ Fetch Limited

DURATION LIMITED

$t_{x,u} = 16,83$ hours If $t < t_{x,u}$ Duration Limited

Feq= 144,02 km Equivalent Fetch

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

$H_s = 4,80$ m $H_{m0} = 4,80$

$T_p = 8,47$ sec $T_p = 8,47$

$T_s = 8,05$ 0.95 T_p

$T_s (4.5SQRT(H_s)*0.95) = 9,36$ sec

9,86 = T_p

| | | | |
|--------------|-------|-----|---------------------------------|
| $H_{smax} =$ | 19,82 | sec | Fully developed wave conditions |
| $T_{pmax} =$ | 23,44 | sec | |

Selection of wave period of the energy spectrum

2,00

$L_o = 136,91$ m

$C_o = 17,01$ m/sec

$C_{go} = 8,51$ m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: W, Tr=20yrs

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|---------------|--------------|--|
| $H_s =$ | 4,80 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 9,36 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $Lo =$ | 136,91 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 12,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 14,62 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 7,31 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|------------|---------------------|----------------|-------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 35 | $^{\circ}$ | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,6 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | K_s | θ ($^{\circ}$) | K_r | H_o' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|----------------------------|--------|--------|--------------|------------------|
| 40 | 40,6 | 9,36 | 0,3085 | 131,60 | 8,14 | 0,9476 | 33,46 | 0,9909 | 4,75 | 4,51 | 8,11 |
| 35 | 35,6 | 9,36 | 0,2766 | 128,71 | 8,35 | 0,9356 | 32,63 | 0,9862 | 4,73 | 4,43 | 7,97 |
| 30 | 30,6 | 9,36 | 0,2446 | 125,10 | 8,56 | 0,9240 | 31,61 | 0,9807 | 4,71 | 4,35 | 7,83 |
| 25 | 25,6 | 9,36 | 0,2134 | 119,96 | 8,72 | 0,9154 | 30,17 | 0,9734 | 4,67 | 4,28 | 7,70 |
| 20 | 20,6 | 9,36 | 0,1833 | 112,38 | 8,76 | 0,9133 | 28,09 | 0,9636 | 4,62 | 4,22 | 7,60 |
| 10 | 10,6 | 9,36 | 0,1205 | 87,97 | 7,95 | 0,9592 | 21,63 | 0,9387 | 4,50 | 4,14 | 7,43 |
| 7,5 | 8,1 | 9,36 | 0,1033 | 78,41 | 7,37 | 0,9958 | 19,18 | 0,9313 | 4,47 | 4,11 | 5,98 |
| 7 | 7,6 | 9,36 | 0,0993 | 76,54 | 7,21 | 1,0069 | 18,70 | 0,9300 | 4,46 | 4,10 | 5,66 |
| 6 | 6,6 | 9,36 | 0,0921 | 71,70 | 6,89 | 1,0300 | 17,48 | 0,9267 | 4,45 | 3,90 | 5,02 |
| 5 | 5,6 | 9,36 | 0,0833 | 67,23 | 6,45 | 1,0643 | 16,36 | 0,9240 | 4,43 | 3,38 | 4,39 |
| 4,5 | 5,1 | 9,36 | 0,0798 | 63,88 | 6,27 | 1,0800 | 15,52 | 0,9220 | 4,42 | 3,12 | 4,07 |
| 4 | 4,6 | 9,36 | 0,0751 | 61,28 | 6,00 | 1,1042 | 14,88 | 0,9206 | 4,42 | 2,86 | 3,76 |
| 3,5 | 4,1 | 9,36 | 0,0701 | 58,51 | 5,69 | 1,1332 | 14,19 | 0,9192 | 4,41 | 2,60 | 3,44 |
| 3 | 3,6 | 9,36 | 0,0661 | 54,44 | 5,44 | 1,1590 | 13,18 | 0,9172 | 4,40 | 2,34 | 3,12 |
| 2,75 | 3,35 | 9,36 | 0,0634 | 52,84 | 5,26 | 1,1787 | 12,79 | 0,9165 | 4,40 | 2,20 | 2,96 |
| 2 | 2,6 | 9,36 | 0,0546 | 47,66 | 4,64 | 1,2545 | 11,52 | 0,9143 | 4,39 | 1,81 | 2,49 |
| 1,50 | 2,1 | 9,36 | 0,0496 | 42,30 | 4,28 | 1,3068 | 10,21 | 0,9123 | 4,38 | 1,55 | 2,17 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β2.2.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΔΥΤΙΚΗΣ - ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗΣ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: WNW, Tr=20years

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

?

$F_{\text{actual}} = 370$ km

AZIMUTH: 287,5 °

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf - * Beaufort Scale

$U_{10} = 21,09$ m/sec * Wind Velocity at 10m

$C_D = 0,0018$ m/sec

$u_* = 0,9043$ m/sec

?

$U_{10} = 41$ knots

Duration limited Fetch Growth Equation

?

t (hrs) = 12 hours If $t > t_{x,u}$ Fetch Limited

DURATION LIMITED

$t_{x,u} = 19,26$ hours If $t < t_{x,u}$ Duration Limited

$F_{eq} = 139,87$ km Equivalent Fetch

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

$H_s = 4,46$ m

$H_{m0} = 4,46$

$T_p = 8,23$ sec

$T_p = 8,23$

$T_s = 7,82$ 0.95 T_p

$T_s (4.5SQRT(H_s)*0.95) = 9,03$ sec

9,50 = T_p

| | | | |
|--------------|-------|-----|---------------------------------|
| $H_{smax} =$ | 17,63 | sec | Fully developed wave conditions |
| $T_{pmax} =$ | 22,11 | sec | |

Selection of wave period of the energy spectrum

2,00

$L_o = 127,25$ m

$C_o = 16,28$ m/sec

$C_{go} = 8,14$ m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: WNW, Tr=20years

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|---------------|--------------|--|
| $H_s =$ | 4,46 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 9,03 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 127,25 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 12,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 14,10 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 7,05 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|---|---------------------|----------------|--------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 22 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,0001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,6 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | K_s | θ (°) | K_r | H_o' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|--------|--------------|------------------|
| 40 | 40,6 | 9,03 | 0,3294 | 123,25 | 7,73 | 0,9550 | 21,27 | 0,9975 | 4,45 | 4,25 | 7,65 |
| 35 | 35,6 | 9,03 | 0,2933 | 121,38 | 7,94 | 0,9420 | 20,94 | 0,9964 | 4,44 | 4,19 | 7,53 |
| 30 | 30,6 | 9,03 | 0,2592 | 118,06 | 8,16 | 0,9291 | 20,34 | 0,9944 | 4,43 | 4,12 | 7,42 |
| 25 | 25,6 | 9,03 | 0,2260 | 113,27 | 8,36 | 0,9183 | 19,48 | 0,9917 | 4,42 | 4,06 | 7,31 |
| 20 | 20,6 | 9,03 | 0,1925 | 107,01 | 8,45 | 0,9130 | 18,36 | 0,9884 | 4,41 | 4,02 | 7,24 |
| 10 | 10,6 | 9,03 | 0,1259 | 84,19 | 7,80 | 0,9507 | 14,35 | 0,9783 | 4,36 | 4,01 | 7,20 |
| 7,5 | 8,1 | 9,03 | 0,1073 | 75,49 | 7,25 | 0,9858 | 12,84 | 0,9752 | 4,35 | 4,00 | 5,92 |
| 7 | 7,6 | 9,03 | 0,1033 | 73,57 | 7,11 | 0,9958 | 12,51 | 0,9745 | 4,35 | 4,00 | 5,61 |
| 6 | 6,6 | 9,03 | 0,0952 | 69,33 | 6,78 | 1,0194 | 11,78 | 0,9732 | 4,34 | 3,87 | 4,97 |
| 5 | 5,6 | 9,03 | 0,0877 | 63,82 | 6,44 | 1,0459 | 10,83 | 0,9716 | 4,33 | 3,35 | 4,34 |
| 4,5 | 5,1 | 9,03 | 0,0833 | 61,23 | 6,22 | 1,0643 | 10,38 | 0,9709 | 4,33 | 3,09 | 4,03 |
| 4 | 4,6 | 9,03 | 0,0787 | 58,47 | 5,98 | 1,0857 | 9,91 | 0,9702 | 4,33 | 2,83 | 3,71 |
| 3,75 | 4,35 | 9,03 | 0,0763 | 57,01 | 5,85 | 1,0977 | 9,66 | 0,9698 | 4,32 | 2,70 | 3,55 |
| 3,5 | 4,1 | 9,03 | 0,0739 | 55,52 | 5,71 | 1,1110 | 9,41 | 0,9694 | 4,32 | 2,57 | 3,40 |
| 3 | 3,6 | 9,03 | 0,0688 | 52,34 | 5,41 | 1,1413 | 8,86 | 0,9687 | 4,32 | 2,31 | 3,08 |
| 2 | 2,6 | 9,03 | 0,0576 | 45,12 | 4,69 | 1,2258 | 7,63 | 0,9672 | 4,31 | 1,79 | 2,45 |
| 1,50 | 2,1 | 9,03 | 0,0513 | 40,92 | 4,25 | 1,2879 | 6,92 | 0,9664 | 4,31 | 1,53 | 2,13 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β2.3.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: NW, Tr=20yrs

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

?

F_{actual}= 65 km

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf - * Beaufort Scale

U₁₀ = 19,55 m/sec * Wind Velocity at 10m

C_D = 0,0018 m/sec

u* = 0,8257 m/sec

?

U₁₀ = 38 knots

Duration limited Fetch Growth Equation

?

t (hrs) = 6,2 hours If t > t_{x,u} Fetch Limited

FETCH LIMITED

t_{x,u} = 6,16 hours If t < t_{x,u} Duration Limited

Feq=Factural= 65,00 km Equivalent Fetch

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

H_s = 2,78 m H_{mo} = 2,78

T_p = 6,18 sec T_p = 6,18

T_s = 5,87 0.95T_p

T_s (4.5SQRT(Hs)*0.95= 7,12 sec

7,50 = T_p

| | | | |
|---------------------|-------|-----|---------------------------------|
| H _{smax} = | 14,70 | sec | Fully developed wave conditions |
| T _{pmax} = | 20,18 | sec | |

Selection of wave period of the energy spectrum

1,00

Lo = 53,85 m

C_o = 9,17 m/sec

C_{go} = 4,58 m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: NW, Tr=20yrs

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|-------|-------|--|
| $H_s =$ | 1,67 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 5,87 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 53,85 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 6,20 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 9,17 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 4,58 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|---|---------------------|----------------|-------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 40 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,6 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | Ks | θ (°) | Kr | Ho' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|------|--------------|------------------|
| 40 | 40,6 | 5,87 | 0,7501 | 54,13 | 4,59 | 0,9993 | 40,25 | 1,0018 | 1,67 | 1,67 | 3,00 |
| 35 | 35,6 | 5,87 | 0,6603 | 53,91 | 4,60 | 0,9982 | 40,06 | 1,0004 | 1,67 | 1,66 | 2,99 |
| 30 | 30,6 | 5,87 | 0,5689 | 53,79 | 4,63 | 0,9952 | 39,95 | 0,9996 | 1,66 | 1,66 | 2,98 |
| 25 | 25,6 | 5,87 | 0,4774 | 53,62 | 4,70 | 0,9879 | 39,80 | 0,9985 | 1,66 | 1,64 | 2,96 |
| 20 | 20,6 | 5,87 | 0,3879 | 53,11 | 4,85 | 0,9721 | 39,34 | 0,9952 | 1,66 | 1,61 | 2,90 |
| 15 | 15,6 | 5,87 | 0,3022 | 51,62 | 5,13 | 0,9453 | 38,04 | 0,9862 | 1,64 | 1,55 | 2,80 |
| 10 | 10,6 | 5,87 | 0,2218 | 47,79 | 5,45 | 0,9172 | 34,78 | 0,9658 | 1,61 | 1,48 | 2,65 |
| 9 | 9,6 | 5,87 | 0,2066 | 46,47 | 5,49 | 0,9142 | 33,69 | 0,9595 | 1,60 | 1,46 | 2,63 |
| 7 | 7,6 | 5,87 | 0,1758 | 43,23 | 5,48 | 0,9144 | 31,07 | 0,9457 | 1,58 | 1,44 | 2,59 |
| 5 | 5,6 | 5,87 | 0,1436 | 39,00 | 5,30 | 0,9304 | 27,74 | 0,9303 | 1,55 | 1,43 | 2,56 |
| 4,5 | 5,1 | 5,87 | 0,1357 | 37,58 | 5,21 | 0,9381 | 26,66 | 0,9258 | 1,54 | 1,42 | 2,54 |
| 4 | 4,6 | 5,87 | 0,1277 | 36,02 | 5,10 | 0,9481 | 25,47 | 0,9211 | 1,53 | 1,41 | 2,53 |
| 3,5 | 4,1 | 5,87 | 0,1195 | 34,31 | 4,97 | 0,9609 | 24,18 | 0,9164 | 1,53 | 1,40 | 2,52 |
| 3 | 3,6 | 5,87 | 0,1101 | 32,70 | 4,78 | 0,9794 | 22,97 | 0,9122 | 1,52 | 1,40 | 2,51 |
| 2,5 | 3,1 | 5,87 | 0,1013 | 30,60 | 4,57 | 1,0012 | 21,43 | 0,9071 | 1,51 | 1,39 | 2,27 |
| 2 | 2,6 | 5,87 | 0,0921 | 28,25 | 4,32 | 1,0300 | 19,70 | 0,9020 | 1,50 | 1,38 | 1,95 |
| 1,5 | 2,1 | 5,87 | 0,0810 | 25,93 | 3,97 | 1,0746 | 18,03 | 0,8975 | 1,49 | 1,26 | 1,63 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β3: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΙ ΜΕ ΠΕΡΙΟΔΟ ΕΠΑΝΑΦΟΡΑΣ, $T_r = 10\epsilon\tau\eta$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β3.1.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΔΥΤΙΚΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: W, Tr=10yrs

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

? $F_{actual} = 310$ km

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf = - * Beaufort Scale

$U_{10} = 20,46$ m/sec * Wind Velocity at 10m

$C_D = 0,0018$ m/sec

$u_* = 0,8719$ m/sec

? $U_{10} = 39,77$ knots

Duration limited Fetch Growth Equation

? t (hrs) = 11 hours If $t > t_{x,u}$ Fetch Limited

$t_{x,u} = 17,29$ hours If $t < t_{x,u}$ Duration Limited

Feq= 120,53 km Equivalent Fetch

DURATION LIMITED

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

$H_s = 3,99$ m $H_{m0} = 3,99$

$T_p = 7,73$ sec $T_p = 7,73$

$T_s = 7,35$ 0.95 T_p

$T_s (4.5SQRT(H_s)*0.95) = 8,54$ sec 8,99 = T_p

| | | | |
|--------------|-------|-----|---------------------------------|
| $H_{smax} =$ | 16,39 | sec | Fully developed wave conditions |
| $T_{pmax} =$ | 21,31 | sec | |

Selection of wave period of the energy spectrum

2,00

$L_o = 113,89$ m

$C_o = 15,50$ m/sec

$C_{go} = 7,75$ m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: W, Tr=10yrs

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|---------------|--------------|--|
| $H_s =$ | 3,99 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 8,54 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 113,89 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 11,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 13,33 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 6,67 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|---|---------------------|----------------|-------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 35 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,6 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | K_s | θ (°) | K_r | H_o' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|--------|--------------|------------------|
| 40 | 40,6 | 8,54 | 0,3635 | 111,69 | 7,15 | 0,9657 | 34,23 | 0,9954 | 3,97 | 3,84 | 6,91 |
| 35 | 35,6 | 8,54 | 0,3230 | 110,22 | 7,34 | 0,9528 | 33,72 | 0,9924 | 3,96 | 3,77 | 6,79 |
| 30 | 30,6 | 8,54 | 0,2836 | 107,90 | 7,57 | 0,9383 | 32,91 | 0,9878 | 3,94 | 3,70 | 6,66 |
| 25 | 25,6 | 8,54 | 0,2455 | 104,28 | 7,80 | 0,9243 | 31,68 | 0,9811 | 3,92 | 3,62 | 6,52 |
| 20 | 20,6 | 8,54 | 0,2083 | 98,90 | 7,97 | 0,9145 | 29,87 | 0,9719 | 3,88 | 3,55 | 6,39 |
| 10 | 10,6 | 8,54 | 0,1349 | 78,58 | 7,56 | 0,9390 | 23,31 | 0,9444 | 3,77 | 3,47 | 6,22 |
| 7,5 | 8,1 | 8,54 | 0,1149 | 70,50 | 7,10 | 0,9694 | 20,80 | 0,9361 | 3,74 | 3,44 | 5,83 |
| 7 | 7,6 | 8,54 | 0,1101 | 69,03 | 6,95 | 0,9794 | 20,34 | 0,9347 | 3,73 | 3,43 | 5,52 |
| 6 | 6,6 | 8,54 | 0,1013 | 65,15 | 6,65 | 1,0012 | 19,15 | 0,9312 | 3,72 | 3,42 | 4,88 |
| 5 | 5,6 | 8,54 | 0,0931 | 60,14 | 6,33 | 1,0264 | 17,63 | 0,9271 | 3,70 | 3,31 | 4,25 |
| 4,5 | 5,1 | 8,54 | 0,0877 | 58,13 | 6,09 | 1,0459 | 17,02 | 0,9256 | 3,69 | 3,04 | 3,93 |
| 4 | 4,6 | 8,54 | 0,0833 | 55,23 | 5,89 | 1,0643 | 16,15 | 0,9235 | 3,69 | 2,78 | 3,62 |
| 3,5 | 4,1 | 8,54 | 0,0775 | 52,92 | 5,60 | 1,0916 | 15,46 | 0,9219 | 3,68 | 2,52 | 3,30 |
| 3 | 3,6 | 8,54 | 0,0726 | 49,59 | 5,33 | 1,1181 | 14,46 | 0,9198 | 3,67 | 2,26 | 2,98 |
| 2,75 | 3,35 | 8,54 | 0,0701 | 47,81 | 5,19 | 1,1332 | 13,93 | 0,9187 | 3,67 | 2,13 | 2,82 |
| 2 | 2,6 | 8,54 | 0,0606 | 42,93 | 4,62 | 1,2008 | 12,48 | 0,9160 | 3,66 | 1,74 | 2,35 |
| 1,50 | 2,1 | 8,54 | 0,0546 | 38,50 | 4,24 | 1,2545 | 11,18 | 0,9138 | 3,65 | 1,47 | 2,03 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β3.2.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΔΥΤΙΚΗΣ - ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗΣ

ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: WNW, Tr=10yrs

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

?

F_{actual}= 370 km

AZIMUTH: 287,5 °

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf = - * Beaufort Scale
 U₁₀ = 19,55 m/sec * Wind Velocity at 10m
 C_D = 0,0018 m/sec
 u* = 0,8257 m/sec

?

U₁₀ = 38 knots

Duration limited Fetch Growth Equation

?

t (hrs) = 11 hours If t > t_{x,u} Fetch Limited
 t_{x,u} = 19,77 hours If t < t_{x,u} Duration Limited
 Feq= 117,30 km Equivalent Fetch

DURATION LIMITED

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

H_s = 3,73 m H_{m0}= 3,73
 T_p = 7,53 sec T_p= 7,53
 T_s = 7,15 0.95T_p

| | | | |
|---------------------|-------|-----|---------------------------------|
| H _{smax} = | 14,70 | sec | Fully developed wave conditions |
| T _{pmax} = | 20,18 | sec | |

T_s (4.5SQRT(Hs))*0.95= 8,26 sec

8,69 = T_p

Selection of wave period of the energy spectrum

2,00

L_o = 106,41 m
 C_o = 14,88 m/sec
 C_{go} = 7,44 m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: WNW, Tr=10yrs

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|---------------|--------------|--|
| $H_s =$ | 3,73 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 8,26 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 106,41 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 11,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 12,89 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 6,44 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|----|---|---------------------|----------------|--------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 22 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,0001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,6 m |

Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | K_s | θ (°) | K_r | H_o' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|--------|--------------|------------------|
| 40 | 40,6 | 8,26 | 0,3869 | 104,94 | 6,82 | 0,9719 | 21,68 | 0,9989 | 3,72 | 3,62 | 6,52 |
| 35 | 35,6 | 8,26 | 0,3431 | 103,76 | 7,00 | 0,9595 | 21,43 | 0,9980 | 3,72 | 3,57 | 6,43 |
| 30 | 30,6 | 8,26 | 0,3005 | 101,83 | 7,22 | 0,9447 | 21,01 | 0,9966 | 3,72 | 3,51 | 6,32 |
| 25 | 25,6 | 8,26 | 0,2592 | 98,77 | 7,47 | 0,9291 | 20,35 | 0,9944 | 3,71 | 3,45 | 6,20 |
| 20 | 20,6 | 8,26 | 0,2192 | 93,98 | 7,67 | 0,9166 | 19,32 | 0,9912 | 3,70 | 3,39 | 6,10 |
| 10 | 10,6 | 8,26 | 0,1401 | 75,66 | 7,39 | 0,9336 | 15,45 | 0,9808 | 3,66 | 3,36 | 6,03 |
| 7,5 | 8,1 | 8,26 | 0,1195 | 67,78 | 6,98 | 0,9609 | 13,81 | 0,9771 | 3,64 | 3,35 | 5,79 |
| 7 | 7,6 | 8,26 | 0,1149 | 66,14 | 6,86 | 0,9694 | 13,47 | 0,9764 | 3,64 | 3,35 | 5,47 |
| 6 | 6,6 | 8,26 | 0,1063 | 62,09 | 6,60 | 0,9882 | 12,63 | 0,9748 | 3,64 | 3,34 | 4,84 |
| 5 | 5,6 | 8,26 | 0,0962 | 58,19 | 6,24 | 1,0162 | 11,82 | 0,9733 | 3,63 | 3,28 | 4,21 |
| 4,5 | 5,1 | 8,26 | 0,0910 | 56,06 | 6,03 | 1,0338 | 11,38 | 0,9725 | 3,63 | 3,02 | 3,90 |
| 4 | 4,6 | 8,26 | 0,0866 | 53,09 | 5,84 | 1,0503 | 10,77 | 0,9715 | 3,62 | 2,76 | 3,58 |
| 3,75 | 4,35 | 8,26 | 0,0833 | 52,23 | 5,69 | 1,0643 | 10,59 | 0,9712 | 3,62 | 2,63 | 3,42 |
| 3,5 | 4,1 | 8,26 | 0,0810 | 50,62 | 5,58 | 1,0746 | 10,26 | 0,9707 | 3,62 | 2,50 | 3,26 |
| 3 | 3,6 | 8,26 | 0,0751 | 47,96 | 5,29 | 1,1042 | 9,72 | 0,9699 | 3,62 | 2,24 | 2,95 |
| 2 | 2,6 | 8,26 | 0,0634 | 41,01 | 4,64 | 1,1787 | 8,30 | 0,9680 | 3,61 | 1,72 | 2,32 |
| 1,50 | 2,1 | 8,26 | 0,0561 | 37,43 | 4,19 | 1,2396 | 7,57 | 0,9671 | 3,61 | 1,46 | 2,00 |

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Β3.3.: ΚΥΜΑΤΙΣΜΟΣ ΒΟΡΕΙΟΔΥΤΙΚΗΣ ΔΙΕΥΘΥΝΣΗΣ ΠΡΟΩΘΗΣΗΣ

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: NW, Tr=10yrs

Wind Generated Wave Analysis - Irregular Wave Transformation

?

F_{actual}= 65 km

Climate Conditions - Spectrum Parameters

Wind Parameters:

Bf - * Beaufort Scale

U₁₀ = 17,95 m/sec * Wind Velocity at 10m

C_D = 0,0017 m/sec

u* = 0,7462 m/sec

?

U₁₀ = 34,89 knots

Duration limited Fetch Growth Equation

?

t (hrs) = 6 hours If t > t_{x,u} Fetch Limited

t_{x,u} = 6,35 hours If t < t_{x,u} Duration Limited

Feq= 44,92 km Equivalent Fetch

DURATION LIMITED

Deepwater Wave Characteristics (Demirbilek, Bratos and Thompson 1993, CEM 2003)

H_s = 2,09 m H_{mo}= 2,09

T_p = 5,28 sec T_p= 5,28

T_s = 5,02 0.95T_p

T_s (4.5SQRT(Hs)*0.95=

6,17 sec

6,50

=T_p

| | | | |
|---------------------|-------|-----|---------------------------------|
| H _{smax} = | 12,00 | sec | Fully developed wave conditions |
| T _{pmax} = | 18,24 | sec | |

Selection of wave period of the energy spectrum

1,00

Lo = 39,34 m

C_o = 7,84 m/sec

C_{go} = 3,92 m/sec

Wave Generation Propagation Analysis

Direction of wave propagation: NW, Tr=10yrs

Deepwater Wave Characteristics:

| | | | |
|-------------|--------------|--------------|--|
| $H_s =$ | 1,25 | m | * $H_{mo} = H_{1/3}$ at deep waters (CEM 2006) |
| $T_s =$ | 5,02 | sec | * $T_s = 0.93 T_p$ (CEM 2006, BS 6349:1 - 2000, Goda 1985) |
| $L_o =$ | 39,34 | m | |
| $t_{x,u} =$ | 6,00 | hrs | * Full Spectrum Development Time |
| $C_o =$ | 7,84 | m/sec | * Wave celerity |
| $C_{go} =$ | 3,92 | m/sec | * Wave Group Celerity |

Wave Transformation

Wave Propagation Angle

| | | | | | | |
|--|-----------|----------|---------------------|----------------|--------------|--------------------------|
| $\alpha =$ | 40 | ° | * Mean Seabed Slope | $\tan\theta =$ | 0,001 | * Angle of Wave Approach |
| Water depth additional parameters: wind set-up, tide (mean and allowance), barometric pressures - storm surges | | | | | | 0,6 m |

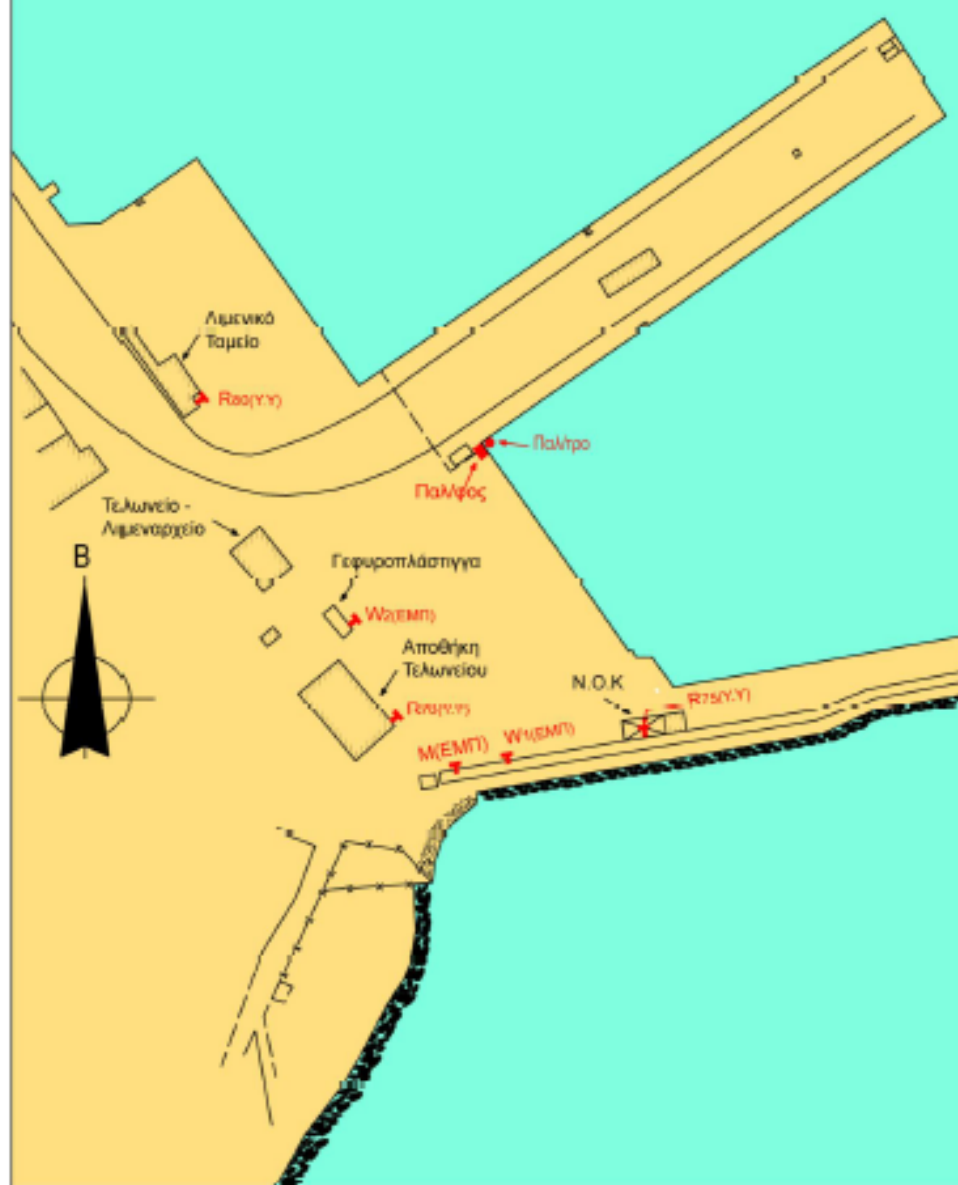
Wave Shoaling and Refraction

| Depth (m) | Increased Depth (m) | T (sec) | d/L | L (m) | Cg (m/sec) | Ks | θ (°) | Kr | Ho' | H_s (m) | H_{max} (m) |
|--------------|------------------------|------------|--------|----------|---------------|--------|-----------------|--------|------|--------------|------------------|
| 40 | 40,6 | 5,02 | 1,0000 | 40,60 | 3,92 | 1,0000 | 41,56 | 1,0118 | 1,27 | 1,27 | 2,28 |
| 35 | 35,6 | 5,02 | 0,9000 | 39,56 | 3,92 | 0,9999 | 40,26 | 1,0019 | 1,25 | 1,25 | 2,26 |
| 30 | 30,6 | 5,02 | 0,7701 | 39,74 | 3,92 | 0,9995 | 40,48 | 1,0036 | 1,26 | 1,25 | 2,26 |
| 25 | 25,6 | 5,02 | 0,6504 | 39,36 | 3,93 | 0,9980 | 40,02 | 1,0002 | 1,25 | 1,25 | 2,25 |
| 20 | 20,6 | 5,02 | 0,5244 | 39,28 | 3,98 | 0,9924 | 39,93 | 0,9995 | 1,25 | 1,24 | 2,23 |
| 15 | 15,6 | 5,02 | 0,4012 | 38,88 | 4,12 | 0,9752 | 39,44 | 0,9960 | 1,25 | 1,22 | 2,19 |
| 10 | 10,6 | 5,02 | 0,2845 | 37,26 | 4,45 | 0,9386 | 37,50 | 0,9826 | 1,23 | 1,15 | 2,08 |
| 9 | 9,6 | 5,02 | 0,2627 | 36,54 | 4,53 | 0,9304 | 36,66 | 0,9772 | 1,22 | 1,14 | 2,05 |
| 7 | 7,6 | 5,02 | 0,2192 | 34,67 | 4,66 | 0,9166 | 34,51 | 0,9642 | 1,21 | 1,11 | 1,99 |
| 5 | 5,6 | 5,02 | 0,1766 | 31,71 | 4,69 | 0,9142 | 31,21 | 0,9464 | 1,18 | 1,08 | 1,95 |
| 4,5 | 5,1 | 5,02 | 0,1657 | 30,78 | 4,66 | 0,9172 | 30,19 | 0,9414 | 1,18 | 1,08 | 1,94 |
| 4 | 4,6 | 5,02 | 0,1547 | 29,73 | 4,61 | 0,9224 | 29,07 | 0,9362 | 1,17 | 1,08 | 1,93 |
| 3,5 | 4,1 | 5,02 | 0,1445 | 28,37 | 4,53 | 0,9296 | 27,62 | 0,9298 | 1,16 | 1,07 | 1,92 |
| 3 | 3,6 | 5,02 | 0,1331 | 27,05 | 4,42 | 0,9411 | 26,23 | 0,9241 | 1,16 | 1,06 | 1,91 |
| 2,5 | 3,1 | 5,02 | 0,1214 | 25,54 | 4,27 | 0,9576 | 24,66 | 0,9181 | 1,15 | 1,06 | 1,90 |
| 2 | 2,6 | 5,02 | 0,1101 | 23,61 | 4,09 | 0,9794 | 22,70 | 0,9112 | 1,14 | 1,05 | 1,87 |
| 1,5 | 2,1 | 5,02 | 0,0973 | 21,59 | 3,82 | 1,0130 | 20,66 | 0,9048 | 1,13 | 1,04 | 1,55 |

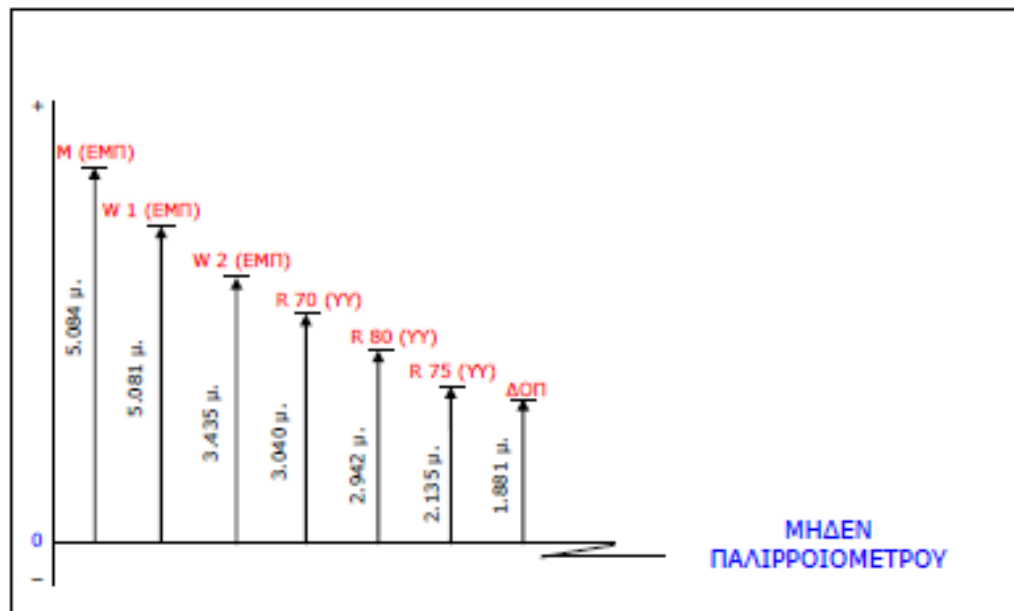
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Γ: ΠΑΛΙΡΡΟΙΑΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

**ΛΙΜΕΝΑΣ
ΚΑΤΑΚΟΛΟΥ**

ΚΛΙΜΑΚΑ 1:2000



ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΧΩΡΟΣΤΑΘΜΗΣΗΣ (Μάιος 2002)



M (ΕΜΠ): ευρίσκεται στο Νοτιοδυτικό τμήμα του προστατευτικού τοίχου του κυματοθραύστη.

W 1 (ΕΜΠ): ευρίσκεται στο Νοτιοδυτικό τμήμα του προστατευτικού τοίχου του κυματοθραύστη.

W 2 (ΕΜΠ): ευρίσκεται στην βάση της γεφυροπλάστιγγας.

R 70 (Υ.Υ): ευρίσκεται στην Ανατολική γωνία της αποθήκης πλησίον του λιμεναρχείου.

R 80 (Υ.Υ): ευρίσκεται στην Ανατολική γωνία του κτιρίου του Λιμενικού Ταμείου.

R 75 (Υ.Υ): ευρίσκεται στον προστατευτικό τοίχο του κυματοθραύστη, πλησίον του κτιρίου του ΝΟΚ.

ΔΟΠ: Ήλος στο δάπεδο του οικίσκου του Σταθμηγράφου.

| | | | | |
|--------------|-------------|------------------|------------|-------|
| ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Δ: | ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ | ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗΣ | ΘΩΡΑΚΙΣΕΩΝ | ΠΑΝΩΝ |
| | ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ | | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION: A1-A1, A2-A2 A3-A3, ARMOR SLOPE: 2,0H:1V

| ARMOR STONE CALCULATIONS - Van der Meer method (1988(b) & Van Gent (2004) Shallow Waters | | | | |
|--|--------|------------------|--|---|
| H_{sl} = | 2,58 | m | Design wave height (local) | <div><div></div><div></div></div> <div>O.K.</div> |
| T_s = | 10,81 | sec | Wave period | |
| T_p = | 11,38 | sec | Peac spectral wave period | |
| h = | 3,8 | m | Water depth at the toe of the structure | |
| ρ_s = | 2,65 | t/m ³ | mass density of quarry stones | |
| ρ_w = | 1,025 | t/m ³ | Sea water specific weight | |
| S = | 2 | - | Damage level parameter (see table below) | |
| P = | 0,4 | - | notational permeability of the structure (see table below) | |
| N_z = | 4556 | κύματα | number of incident waves | |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | - | slope angle | |
| s_m = | 0,0184 | - | wave steepness factor | |
| L_{om} = | 140,39 | m | deepwater wavelength corresponding to the mean spectral period | |
| I_m = | 9,48 | sec | mean spectral wave period | |
| t_d = | 43200 | sec | storm duration | |
| Δ = | 1,585 | | apparent specific gravity of armor stones | |
| R_c = | 2,40 | m | crest height | |
| ξ_m = | 3,688 | | surf similarity parameter | |
| ξ_{mc} = | 3,768 | | | |
| Van der Meer, 1988 (deep waters) | | 1 | Shallow waters | |
| Van der Meer, 1988b Van Gent 2004 (shallow waters) | | 2 | | |

| type | Κλίση | initial damage | intermediate damage | failure |
|------------|---------------|----------------|---------------------|---------|
| arm. stone | 1 : 1.5 | 2 | 3 up to 5 | 8 |
| arm. stone | 1 : 2.0 | 2 | 4 up to 6 | 8 |
| arm. stone | 1 : 3.0 | 2 | 6 up to 9 | 12 |
| arm. stone | 1 : 4 - 1 : 6 | 3 | 8 up to 12 | 17 |

Table a. Damage level (Van der Meer)

| relation of armor layers | armor layer description | notional permeability |
|--|---|-----------------------|
| $D_{n50A}/D_{n50F} \geq 4.5$ | Two armor layers, 0,5 Dn50A and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | $P = 0,1$ |
| $D_{n50A}/D_{n50F} = 2,0$, $D_{n50A}/D_{n50F} = 4$ | Two armor layers, 1,5 Dn50A and core from crushed stone material | $P = 0,4$ |
| $D_{n50A}/D_{n50C} = 3,2$ | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | $P = 0,5$ |
| Στρώση θωράκισης | One stone graduation is used for the cross section | $P = 0,6$ |

Table b. Notional permeability

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION: A1-A1, A2-A2 A3-A3, ARMOR SLOPE: 2,0H:1V

Van der Meer, 1988

$D_{n50} =$ - Equivalent cube length to that of the stone diameter

$W_{50} =$ - ton

Stone gradation :

$W_{min} =$ - ton.

$W_{max} =$ - ton.

Armor layer thickness (CEM, 2006) :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where

n is the layer number = 2

K_{Δ} o layer coefficient ~ 1 then: $r =$ - m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$: $B =$ - m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

$(W_{50}/10 + W_{50}/15)/2 = W_{50F} =$ - ton.

Filter stone thickness : $D_{50F} =$ - m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x $W_{n50} = W_{gradF} =$ - έωζ - ton

Secondary filter layer

Used if main armor gradation is large, if $W_{n50} \geq 8.0$ ton

According to C.E.R.C., 1984 stone weight will be :

$W_{50}/200 = W_{502F} =$ - Kg $D_{n502F} =$ - m

the layer consists of at least two stones, $n = 2,0$ $t_{2F} =$ - m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION: A1-A1, A2-A2 A3-A3, ARMOR SLOPE: 2,0H:1V

Modified formulas by Van der Meer (1988b) and Van Gent (2004) (to account shallow waters effect)

| | | | |
|-------------------|-------|-----|---|
| $T_{m-1,0} =$ | 10,34 | sec | mean spectral period (s) |
| $T_m/T_p =$ | 0,83 | - | between 0.79 ÷ 0.87 for Jonswap spectrum |
| $T_p/T_{m-1,0} =$ | 1,1 | - | for spectrums with one peak ($\gamma=3.3$) |
| $\xi_{s-1,0} =$ | 4,024 | - | surf similarity parameter for $T_{m-1,0}$ and $H_s=H_{1/3}$ |
| $\xi_{crit} =$ | 3,945 | | |
| $H_{2\%} =$ | 2,42 | m | wave height exceeded by 2% at the structure toe |
| $H_{2\%}/H_s =$ | 1,200 | m | |

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$$

plunging conditions

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$$

surging conditions

| | | |
|-------------|-------|--|
| $D_{n50} =$ | 1,092 | equivalent cube length to stone diameter |
| $W_{50} =$ | 3,45 | ton |

Stone gradation of main armor :

$W_{min} =$

2,59 ton.

$W_{max} =$

4,32 ton.

then :

$W_{min} =$

2,60 ton.

$W_{max} =$

4,35 ton.

$W_{50} =$

3,475 ton

Armor thickness (CEM, 2006) :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where

n layer number

=

2

K_{Δ} layer coefficient

~

1

Άρα:

$r =$

2,20 m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B =$

3,30 m και

for $n=4$

$B =$

4,40 m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

$W_{50}/10-15 = W_{50F} =$

0,29 ton.

Filter stone thickness :

$D_{50F} =$

0,48 m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x $W_{n50} =$

$t_F =$

0,96 m

Stone gradation (0,70-1,30) x $W_{n50} = W_{gradF} =$

0,20

up to

0,38 ton

$W_{gradF} =$

0,20

έως

0,50 ton

$W_{50F} =$

0,35 ton

$D_{50F} =$

0,51 m

$t_F =$

1,02 m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION: A1-A1, A2-A2 A3-A3, ARMOR SLOPE: 2,0H:1V

Secondary Filter Layer

$W_{50}/200 = W_{502F} = \quad - \quad \text{Kg}$ $D_{n502F} = \quad - \quad \text{m}$

Consists of two two stones, n =2,0 $t_{2F} = \quad - \quad \text{m}$

Calculation of H2% (Battjes and Groenendijk 2000):

| | | |
|---------------------------------------|-------|---|
| h | 3,8 | m |
| tanα= | 0,01 | - |
| H _{tr} = | 1,55 | m |
| H _{rms} = | 1,50 | m |
| T _{op} = | 11,38 | |
| H _{m0} = | 1,93 | m |
| H _s /H _{m0} = | 1,335 | - |
| H _{tr} /H _{rms} = | 1,035 | - |
| H _{2%} /H _{rms} = | 1,613 | |
| H _{1/10} /H _{rms} = | 1,527 | |

Table γ

| | | H _{1/10} /H _{rms} | H _{2%} /H _{rms} |
|---|------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Non-dimensional transitional wave H _{tr} /H _{rms} | 0,05 | 1,466 | 1,548 |
| | 0,50 | 1,467 | 1,549 |
| | 1,00 | 1,518 | 1,603 |
| | 1,20 | 1,573 | 1,662 |
| | 1,35 | 1,626 | 1,717 |
| | 1,50 | 1,638 | 1,778 |
| | 1,75 | 1,759 | 1,884 |
| | 2,00 | 1,786 | 1,985 |
| | 2,50 | 1,799 | 1,978 |
| | 3,00 | 1,8 | 1,978 |

Validity range of Van der Meer's formulas for shallow waters

| Παράμετρος | Symbol | values | range | check | |
|--|---|---------|-----------|---------|------|
| Armor slope | tana | 0,50 | 1:4-1:2 | 'ok' | 'ok' |
| Wave number | N _z | 4555,78 | <3000 | 'error' | - |
| Measn wave steepness based on T _m | S _{om} | 0,02 | 0.01-0.06 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _m | ξ _m | 3,69 | 1-5 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _{m-1,0} | ξ _{s-1,0} | 4,02 | 1.3-6.5 | 'ok' | 'ok' |
| | H _{2%} /H _s | 1,20 | 1.2-1.4 | 'error' | 'ok' |
| Deep water waveWave height/ water depth at the structure toe | H _{so} /h | 0,68 | 0.25-1.5 | 'ok' | 'ok' |
| Stone gradation ranges | D _{n85} /D _{n15} | | 1.4-2.0 | - | 'ok' |
| Ratio of core material to main armor | D _{n50-core} /D _{n50} | | 0-0.3 | - | 'ok' |
| Stability number | H _s /(ΔD _{n50}) | 1,49 | 0.5-4.5 | 'ok' | 'ok' |
| Damage level | S _d | 2 | <30 | 'ok' | - |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION: A1-A1, A2-A2 A3-A3, ARMOR SLOPE: 2,0H:1V

Weight reduction for relatively low crested structures (no underwater)

$T_p = 11,38 \text{ sec}$ \Rightarrow $S_{op} = 0,012762225$ ($L_{op} = 202,159 \text{ m}$)

$f_i = 0,954$ $0 < R_c/H_s (S_{op}/(2 \times \pi))^{0,5} > 0,052 = 0,0419$

The reduction may be applied

| | | |
|-------------|-------|-----------------------------|
| $D_{n50} =$ | 1,04 | Median nominal diameter (m) |
| $W_{50} =$ | 2,993 | ton |

The stone gradation will be:

$W_{min} = 2,2 \text{ ton.}$

$W_{max} = 3,7 \text{ ton.}$

Layer Thickness :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where,

n layer number = 2

K_{Δ} layer coefficient ~ 1

then $r = 2,08 \text{ m}$

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B = 3,12 \text{ m}$

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION B-B, ARMOR SLOPE: 2H:1V

| ARMOR STONE CALCULATIONS - Van der Meer method (1988(b) & Van Gent (2004) Shallow Waters | | | | | |
|--|--------|---|--|-----------------------------------|---------|
| H_{sl} = | 3,10 | m | Design wave height (local) | <div><div></div><div></div></div> | |
| T_s = | 10,81 | sec | Wave period | | |
| T_p = | 11,38 | sec | Peac spectral wave period | | |
| h = | 4,8 | m | Water depth at the toe of the structure | | |
| ρ_s = | 2,65 | t/m ³ | mass density of quarry stones | | |
| ρ_w = | 1,025 | t/m ³ | Sea water specific weight | | |
| S = | 2 | - | Damage level parameter (see table below) | | |
| P = | 0,4 | - | notational permeability of the structure (see table below) | | |
| N_z = | 4556 | κύματα | number of incident waves | | |
| $tana$ = | 0,500 | - | slope angle | | |
| S_m = | 0,0221 | - | wave steepness factor | O.K. | |
| L_{om} = | 140,39 | m | deepwater wavelength corresponding to the mean spectral period | | |
| I_m = | 9,48 | sec | mean spectral wave period | | |
| t_d = | 43200 | sec | storm duration | | |
| Δ = | 1,585 | | apparent specific gravity of armor stones | | |
| R_c = | 3,10 | m | crest height | | |
| ξ_m = | 3,365 | | surf similarity parameter | | |
| ξ_{mc} = | 3,768 | | | | |
| Van der Meer, 1988 (deep waters) | | 1 | Shallow waters | | |
| Van der Meer, 1988b Van Gent 2004 (shallow waters) | | 2 | | | |
| Table a. Damage level (Van der Meer) | | | | | |
| type | | Κλίση | initial damage | intermediate damage | failure |
| arm. stone | | 1 : 1.5 | 2 | 3 up to 5 | 8 |
| arm. stone | | 1 : 2.0 | 2 | 4 up to 6 | 8 |
| arm. stone | | 1 : 3.0 | 2 | 6 up to 9 | 12 |
| arm. stone | | 1 : 4 - 1 : 6 | 3 | 8 up to 12 | 17 |
| relation of armor layers | | armor layer description | | notional permeability | |
| $D_{n50A}/D_{n50F} \geq 4.5$ | | Two armor layers, 0,5 Dn50A and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | | P = 0,1 | |
| $D_{n50A}/D_{n50F} = 2,0, D_{n50A}/D_{n50F} = 4$ | | Two armor layers, 1,5 Dn50A and core from crushed stone material | | P = 0,4 | |
| $D_{n50A}/D_{n50C} = 3,2$ | | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | | P = 0,5 | |
| Στρώση θωράκισης | | One stone graduation is used for the cross section | | P = 0,6 | |
| Table b. Notional permeability | | | | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION B-B, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Van der Meer, 1988

D_{n50}=

-

Equivalent cube length to that of the stone diameter

W₅₀ =

-

ton

Stone gradation :

W_{min} =

-

ton.

W_{max}=

-

ton.

Armor layer thickness (CEM, 2006) :

r = n x K_Δ x (W₅₀/W_{st})^(1/3)

where

n is the layer number

=

2

K_Δo layer coefficient

~

1

then:

r=

-

m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B=

-

m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

(W₅₀/10+W₅₀/15)/2 =W_{50F} =

-

ton.

Filter stone thickness :

D_{50F}=

-

m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = W_{gradF} =

-

έωζ

-

ton

Secondary filter layer

Used if main armor gradation is large, if Wn50 >= 8.0ton

According to C.E.R.C., 1984 stone weight will be :

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

the layer consists of at least two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

2 from 5

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION B-B, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Modified formulas by Van der Meer (1988b) and Van Gent (2004) (to account shallow waters effect)

| | | | |
|-------------------|-------|-----|---|
| $T_{m-1,0} =$ | 10,34 | sec | mean spectral period (s) |
| $T_m/T_p =$ | 0,83 | - | between 0.79 ÷ 0.87 for Jonswap spectrum |
| $T_p/T_{m-1,0} =$ | 1,1 | - | for spectrums with one peak ($\gamma=3.3$) |
| $\xi_{s-1,0} =$ | 3,671 | - | surf similarity parameter for $T_{m-1,0}$ and $H_s=H_{1/3}$ |
| $\xi_{crit} =$ | 3,945 | | |
| $H_{2\%} =$ | 3,41 | m | wave height exceeded by 2% at the structure toe |
| $H_{2\%}/H_s =$ | 1,200 | m | |

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$$

plunging conditions

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$$

surging conditions

| | | |
|-------------|-------|--|
| $D_{n50} =$ | 1,276 | equivalent cube length to stone diameter |
| $W_{50} =$ | 5,50 | ton |

Stone gradation of main armor :

$W_{min} =$

4,13 ton.

$W_{max} =$

6,88 ton.

then :

$W_{min} =$

4,15 ton.

$W_{max} =$

6,90 ton.

$W_{50} =$

5,53 ton

Armor thickness (CEM, 2006) :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where

n layer number

=

2

K_{Δ} layer coefficient

~

1

$r =$

2,60 m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B =$

3,90 m και

for $n=4$

$B =$

5,20 m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

$W_{50}/10-15 = W_{50F} =$

0,46 ton.

Filter stone thickness :

$D_{50F} =$

0,56 m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x $W_{n50} =$

$t_F =$

1,12 m

Stone gradation (0,70-1,30) x $W_{n50} = W_{gradF} =$

0,32

up to

0,60 ton

$W_{gradF} =$

0,20

έως

0,50 ton

$W_{50F} =$

0,35 ton

$D_{50F} =$

0,51 m

$t_F =$

1,02 m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION B-B, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Secondary Filter Layer

$W_{50}/200 = W_{502F} =$ - Kg

$D_{n502F} =$ - m

Consists of two two stones, n =2,0

$t_{2F} =$ - m

Calculation of H2% (Battjes and Groenendijk 2000):

| | | |
|---------------------------------------|-------|---|
| h | 4,8 | m |
| tanα= | 0,05 | - |
| H _{tr} = | 3,07 | m |
| H _{rms} = | 1,85 | m |
| T _{op} = | 11,38 | |
| H _{m0} = | 2,39 | m |
| H _s /H _{m0} = | 1,298 | - |
| H _{tr} /H _{rms} = | 1,664 | - |
| H _{2%} /H _{rms} = | 1,848 | |
| H _{1/10} /H _{rms} = | 1,733 | |

Table γ

| | | H _{1/10} /H _{rms} | H _{2%} /H _{rms} |
|---|------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Non-dimensional transitional wave H _{tr} /H _{rms} | 0,05 | 1,466 | 1,548 |
| | 0,50 | 1,467 | 1,549 |
| | 1,00 | 1,518 | 1,603 |
| | 1,20 | 1,573 | 1,662 |
| | 1,35 | 1,626 | 1,717 |
| | 1,50 | 1,638 | 1,778 |
| | 1,75 | 1,759 | 1,884 |
| | 2,00 | 1,786 | 1,985 |
| | 2,50 | 1,799 | 1,978 |
| | 3,00 | 1,8 | 1,978 |

Validity range of Van der Meer's formulas for shallow waters

| Παράμετρος | Symbol | values | range | check | |
|--|---|---------|-----------|---------|---------|
| Armor slope | tana | 0,50 | 1:4-1:2 | 'ok' | 'error' |
| Wave number | N _z | 4555,78 | <3000 | 'error' | - |
| Meazn wave steepness based on T _m | S _{om} | 0,02 | 0.01-0.06 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _m | ξ _m | 3,36 | 1-5 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _{m-1,0} | ξ _{s-1,0} | 3,67 | 1.3-6.5 | 'ok' | 'ok' |
| | H _{2%} /H _s | 1,20 | 1.2-1.4 | 'error' | 'ok' |
| Deep water waveWave height/ water depth at the structure toe | H _{so} /h | 0,65 | 0.25-1.5 | 'ok' | 'ok' |
| Stone gradation ranges | D _{n85} /D _{n15} | | 1.4-2.0 | - | 'ok' |
| Ratio of core material to main armor | D _{n50-core} /D _{n50} | | 0-0.3 | - | 'ok' |
| Stability number | H _s /(ΔD _{n50}) | 1,53 | 0.5-4.5 | 'ok' | 'ok' |
| Damage level | S _d | 2 | <30 | 'ok' | - |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION B-B, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Weight reduction for relatively low crested structures (no underwater)

T_p =

11,38 sec

→

S_{op} =

0,015334456

(L_{op} = 202,159 m)

f_i =

0,987

0<R_c/H_s (s_{op}/(2xπ))^{0,5}>0,052

=

0,0494

The reduction may be applied

D_{n50}=

1,26

Median nominal diameter (m)

W₅₀ =

5,296

ton

The stone gradation will be:

W_{min} =

4,0 ton.

W_{max}=

6,6 ton.

Layer Thickness :

r = n x K_Δ x (W₅₀/W_{st})^(1/3)

where,

n layer number

=

2

K_Δ layer coefficient

~

1

then

r =

2,52 m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B=

3,78 m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION Γ-Γ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

| ARMOR STONE CALCULATIONS - Van der Meer method (1988(b) & Van Gent (2004) Shallow Waters | | | | |
|--|--------|------------------|--|--|
| $H_{sl} =$ | 3,36 | m | Design wave height (local) | |
| $T_s =$ | 10,81 | sec | Wave period | |
| $T_p =$ | 11,38 | sec | Peac spectral wave period | |
| $h =$ | 5,3 | m | Water depth at the toe of the structure | |
| $\rho_s =$ | 2,65 | t/m ³ | mass density of quarry stones | |
| $\rho_w =$ | 1,025 | t/m ³ | Sea water specific weight | |
| $S =$ | 2 | - | Damage level parameter (see table below) | |
| $P =$ | 0,4 | - | notational permeability of the structure (see table below) | |
| $N_z =$ | 4556 | κύματα | number of incident waves | |
| $\tan\alpha =$ | 0,500 | - | slope angle | |
| $S_m =$ | 0,0239 | - | wave steepness factor | |
| $L_{om} =$ | 140,39 | m | deepwater wavelength corresponding to the mean spectral period | |
| $I_m =$ | 9,48 | sec | mean spectral wave period | |
| $t_d =$ | 43200 | sec | storm duration | |
| $\Delta =$ | 1,585 | | apparent specific gravity of armor stones | |
| $R_c =$ | 3,55 | m | crest height | |
| $\xi_m =$ | 3,232 | | surf similarity parameter | |
| $\xi_{mc} =$ | 3,768 | | | |
| Van der Meer, 1988 (deep waters) | | 1 | Shallow waters | |
| Van der Meer, 1988b Van Gent 2004 (shallow waters) | | 2 | | |

| type | Κλίση | initial damage | intermediate damage | failure |
|------------|---------------|----------------|---------------------|---------|
| arm. stone | 1 : 1.5 | 2 | 3 up to 5 | 8 |
| arm. stone | 1 : 2.0 | 2 | 4 up to 6 | 8 |
| arm. stone | 1 : 3.0 | 2 | 6 up to 9 | 12 |
| arm. stone | 1 : 4 - 1 : 6 | 3 | 8 up to 12 | 17 |

Table a. Damage level (Van der Meer)

| relation of armor layers | armor layer description | notional permeability |
|---|---|-----------------------|
| $D_{n50A}/D_{n50F} \geq 4.5$ | Two armor layers, 0,5 Dn50A and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | $P = 0,1$ |
| $D_{n50A}/D_{n50F} = 2,0,$ $D_{n50A}/D_{n50F} = 4$ | Two armor layers, 1,5 Dn50A and core from crushed stone material | $P = 0,4$ |
| $D_{n50A}/D_{n50C} = 3,2$ | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | $P = 0,5$ |
| Στρώση θωράκισης | One stone graduation is used for the cross section | $P = 0,6$ |

Table b. Notional permeability

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION Γ-Γ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Van der Meer, 1988

D_{n50}=

-

Equivalent cube length to that of the stone diameter

W₅₀ =

-

ton

Stone gradation :

W_{min} =

-

ton.

W_{max}=

-

ton.

Armor layer thickness (CEM, 2006) :

r = n x K_Δ x (W₅₀/W_{st})^(1/3)

where

n is the layer number

=

2

K_Δo layer coefficient

~

1

then:

r=

-

m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B=

-

m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

(W₅₀/10+W₅₀/15)/2 =W_{50F} =

-

ton.

Filter stone thickness :

D_{50F}=

-

m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = W_{gradF} =

-

έωζ

-

ton

Secondary filter layer

Used if main armor gradation is large, if Wn50 >= 8.0ton

According to C.E.R.C., 1984 stone weight will be :

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

the layer consists of at least two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION Γ-Γ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Modified formulas by Van der Meer (1988b) and Van Gent (2004) (to account shallow waters effect)

| | | | |
|-------------------|-------|-----|---|
| $T_{m-1,0} =$ | 10,34 | sec | mean spectral period (s) |
| $T_m/T_p =$ | 0,83 | - | between 0.79 ÷ 0.87 for Jonswap spectrum |
| $T_p/T_{m-1,0} =$ | 1,1 | - | for spectrums with one peak ($\gamma=3.3$) |
| $\xi_{s-1,0} =$ | 3,526 | - | surf similarity parameter for $T_{m-1,0}$ and $H_s=H_{1/3}$ |
| $\xi_{crit} =$ | 3,945 | | |
| $H_{2\%} =$ | 3,75 | m | wave height exceeded by 2% at the structure toe |
| $H_{2\%}/H_s =$ | 1,200 | m | |

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$$

plunging conditions

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$$

surging conditions

| | | |
|-------------|-------|--|
| $D_{n50} =$ | 1,355 | equivalent cube length to stone diameter |
| $W_{50} =$ | 6,60 | ton |

Stone gradation of main armor :

$$W_{min} = 4,95 \text{ ton.}$$
$$W_{max} = 8,25 \text{ ton.}$$

then :

| | |
|-------------|-----------|
| $W_{min} =$ | 4,95 ton. |
| $W_{max} =$ | 8,25 ton. |
| $W_{50} =$ | 6,60 ton |

Armor thickness (CEM, 2006) :

$$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$$

where

$$n \text{ layer number} = 2$$
$$K_{\Delta} \text{ layer coefficient} \sim 1$$

Αρα: $r = 2,80 \text{ m}$

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$$B = 4,20 \text{ m και for } n=4 \quad B = 5,60 \text{ m}$$

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

$$W_{50}/10-15 = W_{50F} = 0,55 \text{ ton.}$$

Filter stone thickness :

$$D_{50F} = 0,59 \text{ m}$$

$$\text{Filter layer stone gradation } (0,70-1,30) \times W_{n50} = t_F = 1,18 \text{ m}$$

$$\text{Stone gradation } (0,70-1,30) \times W_{n50} = W_{gradF} = 0,39 \text{ up to } 0,72 \text{ ton}$$

| | | | | |
|---------------|------|-----|------|-----|
| $W_{gradF} =$ | 0,20 | έως | 0,50 | ton |
| $W_{50F} =$ | 0,35 | ton | | |
| $D_{50F} =$ | 0,51 | m | | |
| $t_F =$ | 1,02 | m | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION Γ-Γ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Secondary Filter Layer

$W_{50}/200 = W_{502F} =$ - Kg $D_{n502F} =$ - m

Consists of two two stones, n =2,0 $t_{2F} =$ - m

Calculation of H2% (Battjes and Groenendijk 2000):

| | | |
|---------------------------------------|-------|---|
| h | 5,3 | m |
| tanα= | 0,05 | - |
| H _{tr} = | 3,39 | m |
| H _{rms} = | 2,02 | m |
| T _{op} = | 11,38 | |
| H _{m0} = | 2,62 | m |
| H _s /H _{m0} = | 1,284 | - |
| H _{tr} /H _{rms} = | 1,678 | - |
| H _{2%} /H _{rms} = | 1,853 | |
| H _{1/10} /H _{rms} = | 1,737 | |

Table γ

| | | H _{1/10} /H _{rms} | H _{2%} /H _{rms} |
|---|------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Non-dimensional transitional wave H _{tr} /H _{rms} | 0,05 | 1,466 | 1,548 |
| | 0,50 | 1,467 | 1,549 |
| | 1,00 | 1,518 | 1,603 |
| | 1,20 | 1,573 | 1,662 |
| | 1,35 | 1,626 | 1,717 |
| | 1,50 | 1,638 | 1,778 |
| | 1,75 | 1,759 | 1,884 |
| | 2,00 | 1,786 | 1,985 |
| | 2,50 | 1,799 | 1,978 |
| | 3,00 | 1,8 | 1,978 |

Validity range of Van der Meer's formulas for shallow waters

| Παράμετρος | Symbol | values | range | check | |
|--|---|---------|-----------|---------|---------|
| Armor slope | tana | 0,50 | 1:4-1:2 | 'ok' | 'error' |
| Wave number | N _z | 4555,78 | <3000 | 'error' | - |
| Meazn wave steepness based on T _m | S _{om} | 0,02 | 0.01-0.06 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _m | ξ _m | 3,23 | 1-5 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _{m-1,0} | ξ _{s-1,0} | 3,53 | 1.3-6.5 | 'ok' | 'ok' |
| | H _{2%} /H _s | 1,20 | 1.2-1.4 | 'error' | 'ok' |
| Deep water waveWave height/ water depth at the structure toe | H _{s0} /h | 0,63 | 0.25-1.5 | 'ok' | 'ok' |
| Stone gradation ranges | D _{n85} /D _{n15} | | 1.4-2.0 | - | 'ok' |
| Ratio of core material to main armor | D _{n50-core} /D _{n50} | | 0-0.3 | - | 'ok' |
| Stability number | H _s /(ΔD _{n50}) | 1,56 | 0.5-4.5 | 'ok' | 'ok' |
| Damage level | S _d | 2 | <30 | 'ok' | - |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION Γ-Γ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Weight reduction for relatively low crested structures (no underwater)

$T_p =$ 11,38 sec  $s_{op} =$ 0,016620572 ($L_{op} = 202,159$ m)

$f_i =$ 1,011 $0 < R_c/H_s (s_{op}/(2 \times \pi))^{0,5} > 0,052 =$ 0,0543

Reduction can not be applied

| | | |
|-------------|---|-----------------------------|
| $D_{n50} =$ | - | Median nominal diameter (m) |
| $W_{50} =$ | - | ton |

The stone gradation will be:

$W_{min} =$ - ton.

$W_{max} =$ - ton.

Layer Thickness :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where,

n layer number = 2

K_{Δ} layer coefficient ~ 1

then $r =$ - m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B =$ - m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROECTION Δ-Δ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

| ARMOR STONE CALCULATIONS - Van der Meer method (1988(b) & Van Gent (2004) Shallow Waters | | | | | |
|--|--------|---|--|-----------------------------------|---------|
| H _{sl} = | 3,36 | m | Design wave height (local) | <div><div></div><div></div></div> | |
| T _s = | 10,81 | sec | Wave period | | |
| T _p = | 11,38 | sec | Peac spectral wave period | | |
| h= | 5,3 | m | Water depth at the toe of the structure | | |
| ρ _s = | 2,65 | t/m ³ | mass density of quarry stones | | |
| ρ _w = | 1,025 | t/m ³ | Sea water specific weight | | |
| S = | 2 | - | Damage level parameter (see table below) | | |
| P = | 0,4 | - | notational permeability of the structure (see table below) | | |
| N _z = | 4556 | κύματα | number of incident waves | | |
| tana= | 0,500 | - | slope angle | | |
| S _m = | 0,0239 | - | wave steepness factor | | |
| L _{om} = | 140,39 | m | deepwater wavelength corresponding to the mean spectral period | | |
| I _m = | 9,48 | sec | mean spectral wave period | | |
| t _d = | 43200 | sec | storm duration | | |
| Δ = | 1,585 | | apparent specific gravity of armor stones | | |
| R _c = | 3,55 | m | crest height | | |
| ξ _m = | 3,232 | | surf similarity parameter | | |
| ξ _{mc} = | 3,768 | | | | |
| Van der Meer, 1988 (deep waters) | | 1 | Shallow waters | | |
| Van der Meer, 1988b Van Gent 2004 (shallow waters) | | 2 | | | |
| Table a. Damage level (Van der Meer) | | | | | |
| type | | Κλίση | initial damage | intermediate damage | failure |
| arm. stone | | 1 : 1.5 | 2 | 3 up to 5 | 8 |
| arm. stone | | 1 : 2.0 | 2 | 4 up to 6 | 8 |
| arm. stone | | 1 : 3.0 | 2 | 6 up to 9 | 12 |
| arm. stone | | 1 : 4 - 1 : 6 | 3 | 8 up to 12 | 17 |
| relation of armor layers | | armor layer description | | notional permeability | |
| D _{n50A} /D _{n50F} >=4.5 | | Two armor layers, 0,5 Dn50A and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | | P = 0,1 | |
| D _{n50A} /D _{n50F} =2,0, D _{n50A} /D _{n50F} =4 | | Two armor layers, 1,5 Dn50A and core from crushed stone material | | P = 0,4 | |
| D _{n50A} /D _{n50C} =3,2 | | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | | P = 0,5 | |
| Στρώση θωράκισης | | One stone graduation is used for the cross section | | P = 0,6 | |
| Table b. Notional permeability | | | | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROECTION Δ-Δ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Van der Meer, 1988

D_{n50}=

-

Equivalent cube length to that of the stone diameter

W₅₀ =

-

ton

Stone gradation :

W_{min} =

-

ton.

W_{max}=

-

ton.

Armor layer thickness (CEM, 2006) :

r = n x K_Δ x (W₅₀/W_{st})^(1/3)

where

n is the layer number

=

2

K_Δo layer coefficient

~

1

then:

r=

-

m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B=

-

m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

(W₅₀/10+W₅₀/15)/2 =W_{50F} =

-

ton.

Filter stone thickness :

D_{50F}=

-

m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = W_{gradF} =

-

έωζ

-

ton

Secondary filter layer

Used if main armor gradation is large, if Wn50 >= 8.0ton

According to C.E.R.C., 1984 stone weight will be :

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

the layer consists of at least two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROECTION Δ-Δ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Modified formulas by Van der Meer (1988b) and Van Gent (2004) (to account shallow waters effect)

| | | | |
|------------------|-------|-----|---|
| $T_{m-1,0}=$ | 10,34 | sec | mean spectral period (s) |
| $T_m/T_p=$ | 0,83 | - | between 0.79 ÷ 0.87 for Jonswap spectrum |
| $T_p/T_{m-1,0}=$ | 1,1 | - | for spectrums with one peak ($\gamma=3.3$) |
| $\xi_{s-1,0}=$ | 3,526 | - | surf similarity parameter for $T_{m-1,0}$ and $H_s=H_{1/3}$ |
| $\xi_{crit} =$ | 3,945 | | |
| $H_{2\%}=$ | 3,75 | m | wave height exceeded by 2% at the structure toe |
| $H_{2\%}/H_s=$ | 1,200 | m | |

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$$

plunging conditions

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$$

surging conditions

| | | |
|------------|-------|--|
| $D_{n50}=$ | 1,355 | equivalent cube length to stone diameter |
| $W_{50} =$ | 6,60 | ton |

Stone gradation of main armor :

$$W_{min} = 4,95 \text{ ton.}$$
$$W_{max} = 8,25 \text{ ton.}$$

then :

| | |
|-------------|-----------|
| $W_{min} =$ | 4,50 ton. |
| $W_{max} =$ | 5,75 ton. |
| $W_{50} =$ | 7,00 ton |

Armor thickness (CEM, 2006) :

$$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$$

where

$$n \text{ layer number} = 2$$
$$K_{\Delta} \text{ layer coefficient} \sim 1$$

Αρα: $r = 2,80 \text{ m}$

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$$B = 4,20 \text{ m και for } n=4 \quad B = 5,60 \text{ m}$$

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

$$W_{50}/10-15 = W_{50F} = 0,58 \text{ ton.}$$

Filter stone thickness :

$$D_{50F} = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Filter layer stone gradation } (0,70-1,30) \times W_{n50} = t_F = 1,21 \text{ m}$$

$$\text{Stone gradation } (0,70-1,30) \times W_{n50} = W_{gradF} = 0,41 \text{ up to } 0,76 \text{ ton}$$

| | | | | |
|---------------|------|-----|------|-----|
| $W_{gradF} =$ | 0,20 | έως | 0,50 | ton |
| $W_{50F} =$ | 0,35 | ton | | |
| $D_{50F} =$ | 0,51 | m | | |
| $t_F =$ | 1,02 | m | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROECTION Δ-Δ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Secondary Filter Layer

$W_{50}/200 = W_{502F} = \quad - \quad \text{Kg}$ $D_{n502F} = \quad - \quad \text{m}$

Consists of two two stones, $n = 2,0$ $t_{2F} = \quad - \quad \text{m}$

Calculation of H2% (Battjes and Groenendijk 2000):

| | | |
|----------------------|-------|---|
| h | 5,3 | m |
| $\tan\alpha =$ | 0,05 | - |
| $H_{tr} =$ | 3,39 | m |
| $H_{rms} =$ | 2,02 | m |
| $T_{op} =$ | 11,38 | |
| $H_{m0} =$ | 2,62 | m |
| $H_s/H_{m0} =$ | 1,284 | - |
| $H_{tr}/H_{rms} =$ | 1,678 | - |
| $H_{2\%}/H_{rms} =$ | 1,853 | |
| $H_{1/10}/H_{rms} =$ | 1,737 | |

Table γ

| | | $H_{1/10}/H_{rms}$ | $H_{2\%}/H_{rms}$ |
|--|------|--------------------|-------------------|
| Non-dimensional transitional wave H_{tr}/H_{rms} | 0,05 | 1,466 | 1,548 |
| | 0,50 | 1,467 | 1,549 |
| | 1,00 | 1,518 | 1,603 |
| | 1,20 | 1,573 | 1,662 |
| | 1,35 | 1,626 | 1,717 |
| | 1,50 | 1,638 | 1,778 |
| | 1,75 | 1,759 | 1,884 |
| | 2,00 | 1,786 | 1,985 |
| | 2,50 | 1,799 | 1,978 |
| | 3,00 | 1,8 | 1,978 |

Validity range of Van der Meer's formulas for shallow waters

| Παράμετρος | Symbol | values | range | check | |
|--|------------------------|---------|-----------|---------|---------|
| Armor slope | tana | 0,50 | 1:4-1:2 | 'ok' | 'error' |
| Wave number | N_z | 4555,78 | <3000 | 'error' | - |
| Meazn wave steepness based on T_m | S_{om} | 0,02 | 0.01-0.06 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T_m | ξ_m | 3,23 | 1-5 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on $T_{m-1,0}$ | $\xi_{s-1,0}$ | 3,53 | 1.3-6.5 | 'ok' | 'ok' |
| | $H_{2\%}/H_s$ | 1,20 | 1.2-1.4 | 'error' | 'ok' |
| Deep water waveWave height/ water depth at the structure toe | H_{s0}/h | 0,63 | 0.25-1.5 | 'ok' | 'ok' |
| Stone gradation ranges | D_{n85}/D_{n15} | | 1.4-2.0 | - | 'ok' |
| Ratio of core material to main armor | $D_{n50-core}/D_{n50}$ | | 0-0.3 | - | 'ok' |
| Stability number | $H_s/(\Delta D_{n50})$ | 1,56 | 0.5-4.5 | 'ok' | 'ok' |
| Damage level | S_d | 2 | <30 | 'ok' | - |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROECTION Δ-Δ, ARMOR SLOPE: 2H:1V

Weight reduction for relatively low crested structures (no underwater)

$T_p =$ 11,38 sec  $s_{op} =$ 0,016620572 ($L_{op} = 202,159$ m)

$f_i =$ 1,011 $0 < R_c/H_s (s_{op}/(2 \times \pi))^{0,5} > 0,052 =$ 0,0543

Reduction can not be applied

| | | |
|-------------|---|-----------------------------|
| $D_{n50} =$ | - | Median nominal diameter (m) |
| $W_{50} =$ | - | ton |

The stone gradation will be:

$W_{min} =$ - ton.

$W_{max} =$ - ton.

Layer Thickness :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where,

n layer number = 2

K_{Δ} layer coefficient ~ 1

then $r =$ - m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B =$ - m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

| ARMOR STONE CALCULATIONS - Van der Meer method (1988(b) & Van Gent (2004) Shallow Waters | | | | | |
|--|--------|---|--|-----------------------------------|-----------------------------------|
| H_{sl} = | 3,61 | m | Design wave height (local) | <div><div></div><div></div></div> | |
| T_s = | 10,49 | sec | Wave period | | |
| T_p = | 11,04 | sec | Peac spectral wave period | | |
| h = | 5,8 | m | Water depth at the toe of the structure | | |
| ρ_s = | 2,65 | t/m ³ | mass density of quarry stones | | |
| ρ_w = | 1,025 | t/m ³ | Sea water specific weight | | |
| S = | 2 | - | Damage level parameter (see table below) | | |
| P = | 0,4 | - | notational permeability of the structure (see table below) | | |
| N_z = | 4695 | κύματα | number of incident waves | | |
| $tana$ = | 0,400 | - | slope angle | | |
| s_m = | 0,0273 | - | wave steepness factor | <div><div></div><div></div></div> | |
| L_{om} = | 132,20 | m | deepwater wavelength corresponding to the mean spectral period | | |
| I_m = | 9,20 | sec | mean spectral wave period | | |
| t_d = | 43200 | sec | storm duration | | |
| Δ = | 1,585 | | apparent specific gravity of armor stones | | |
| R_c = | 2,95 | m | crest height | | |
| ξ_m = | 2,421 | | surf similarity parameter | | |
| ξ_{mc} = | 3,329 | | | | |
| Van der Meer, 1988 (deep waters) | | 1 | Shallow waters | | <div><div></div><div></div></div> |
| Van der Meer, 1988b Van Gent 2004 (shallow waters) | | 2 | | | |
| Table a. Damage level (Van der Meer) | | | | | |
| relation of armor layers | | armor layer description | | notional permeability | |
| $D_{n50A}/D_{n50F} \geq 4.5$ | | Two armor layers, 0,5 Dn50A and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | | P = 0,1 | |
| $D_{n50A}/D_{n50F} = 2,0$, $D_{n50A}/D_{n50F} = 4$ | | Two armor layers, 1,5 Dn50A and core from crushed stone material | | P = 0,4 | |
| $D_{n50A}/D_{n50C} = 3,2$ | | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | | P = 0,5 | |
| Στρώση θωράκισης | | One stone graduation is used for the cross section | | P = 0,6 | |
| Table b. Notional permeability | | | | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Van der Meer, 1988

D_{n50}=

-

Equivalent cube length to that of the stone diameter

W₅₀ =

-

ton

Stone gradation :

W_{min} =

-

ton.

W_{max}=

-

ton.

Armor layer thickness (CEM, 2006) :

r = n x K_Δ x (W₅₀/W_{st})^(1/3)

where

n is the layer number

=

2

K_Δo layer coefficient

~

1

then:

r=

-

m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B=

-

m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

(W₅₀/10+W₅₀/15)/2 =W_{50F} =

-

ton.

Filter stone thickness :

D_{50F}=

-

m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = W_{gradF} =

-

έωζ

-

ton

Secondary filter layer

Used if main armor gradation is large, if Wn50 >= 8.0ton

According to C.E.R.C., 1984 stone weight will be :

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

the layer consists of at least two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Modified formulas by Van der Meer (1988b) and Van Gent (2004) (to account shallow waters effect)

| | | | | | | |
|-------------------|-------|-----|---|--|---------------------|--|
| $T_{m-1,0} =$ | 10,04 | sec | mean spectral period (s) | | | |
| $T_m/T_p =$ | 0,83 | - | between 0.79 ÷ 0.87 for Jonswap spectrum | $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$ | plunging conditions | |
| $T_p/T_{m-1,0} =$ | 1,1 | - | for spectrums with one peak ($\gamma=3.3$) | | | |
| $\xi_{s-1,0} =$ | 2,641 | - | surf similarity parameter for $T_{m-1,0}$ and $H_s=H_{1/3}$ | | | |
| $\xi_{crit} =$ | 3,485 | | | $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$ | surging conditions | |
| $H_{2\%} =$ | 4,09 | m | wave height exceeded by 2% at the structure toe | ---- | | |
| $H_{2\%}/H_s =$ | 1,200 | m | | | | |
| | | | | | | |
| $D_{n50} =$ | 1,343 | | equivalent cube length to stone diameter | | | |
| $W_{50} =$ | 6,42 | ton | | | | |

Stone gradation of main armor :

$W_{min} =$ 4,82 ton.
 $W_{max} =$ 8,03 ton.

then :

| | |
|-------------|-----------|
| $W_{min} =$ | 4,50 ton. |
| $W_{max} =$ | 5,75 ton. |
| $W_{50} =$ | 7,00 ton |

Armor thickness (CEM, 2006) :

$r = n \times K_A \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where

n layer number = 2
 K_A layer coefficient ~ 1

Αρα: $r =$ 2,80 m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B =$ 4,20 m και for $n=4$ $B =$ 5,60 m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

$W_{50}/10-15 = W_{50F} =$ 0,58 ton.

Filter stone thickness : $D_{50F} =$ 0,60 m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x $W_{n50} =$ $t_F =$ 1,21 m

Stone gradation (0,70-1,30) x $W_{n50} = W_{gradF} =$ 0,41 up to 0,76 ton

| | | | | |
|---------------|------|-----|------|-----|
| $W_{gradF} =$ | 0,20 | έως | 0,50 | ton |
| $W_{50F} =$ | 0,35 | | | ton |
| $D_{50F} =$ | 0,51 | | | m |
| $t_F =$ | 1,02 | | | m |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Secondary Filter Layer

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

Consists of two two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

Calculation of H2% (Battjes and Groenendijk 2000):

| | | |
|---------------------------------------|-------|---|
| h | 5,8 | m |
| tanα= | 0,05 | - |
| H _{tr} = | 3,71 | m |
| H _{rms} = | 2,21 | m |
| T _{op} = | 11,04 | |
| H _{m0} = | 2,86 | m |
| H _s /H _{m0} = | 1,264 | - |
| H _{tr} /H _{rms} = | 1,683 | - |
| H _{2%} /H _{rms} = | 1,856 | |
| H _{1/10} /H _{rms} = | 1,739 | |

Table γ

| | | | |
|---|------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| | | H _{1/10} /H _{rms} | H _{2%} /H _{rms} |
| Non-dimensional transitional wave H _{tr} /H _{rms} | 0,05 | 1,466 | 1,548 |
| | 0,50 | 1,467 | 1,549 |
| | 1,00 | 1,518 | 1,603 |
| | 1,20 | 1,573 | 1,662 |
| | 1,35 | 1,626 | 1,717 |
| | 1,50 | 1,638 | 1,778 |
| | 1,75 | 1,759 | 1,884 |
| | 2,00 | 1,786 | 1,985 |
| | 2,50 | 1,799 | 1,978 |
| 3,00 | 1,8 | 1,978 | |

Validity range of Van der Meer's formulas for shallow waters

| Παράμετρος | Symbol | values | range | check | |
|--|---|---------|-----------|---------|------|
| Armor slope | tana | 0,40 | 1:4-1:2 | 'ok' | 'ok' |
| Wave number | N _z | 4694,76 | <3000 | 'error' | - |
| Meazn wave steepness based on T _m | S _{om} | 0,03 | 0.01-0.06 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _m | ξ _m | 2,42 | 1-5 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _{m-1,0} | ξ _{s-1,0} | 2,64 | 1.3-6.5 | 'ok' | 'ok' |
| | H _{2%} /H _s | 1,20 | 1.2-1.4 | 'error' | 'ok' |
| Deep water waveWave height/ water depth at the structure toe | H _{s0} /h | 0,62 | 0.25-1.5 | 'ok' | 'ok' |
| Stone gradation ranges | D _{n85} /D _{n15} | | 1.4-2.0 | - | 'ok' |
| Ratio of core material to main armor | D _{n50-core} /D _{n50} | | 0-0.3 | - | 'ok' |
| Stability number | H _s /(ΔD _{n50}) | 1,70 | 0.5-4.5 | 'ok' | 'ok' |
| Damage level | S _d | 2 | <30 | 'ok' | - |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Weight reduction for relatively low crested structures (no underwater)

$T_p = 11,04 \text{ sec}$  $s_{op} = 0,018963317$ ($L_{op} = 190,368 \text{ m}$)

$f_i = 0,967$ $0 < R_c/H_s (s_{op}/(2 \times \pi))^{0,5} > 0,052 = 0,0449$

The reduction may be applied

| | | |
|-------------|-------|-----------------------------|
| $D_{n50} =$ | 1,30 | Median nominal diameter (m) |
| $W_{50} =$ | 7,249 | ton |

The stone gradation will be:

$W_{min} = 5,4 \text{ ton.}$

$W_{max} = 9,1 \text{ ton.}$

Layer Thickness :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where,

n layer number = 2

K_{Δ} layer coefficient ~ 1

then $r = 2,80 \text{ m}$

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B = 4,20 \text{ m}$

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

| ARMOR STONE CALCULATIONS - Van der Meer method (1988(b) & Van Gent (2004) Shallow Waters | | | | | |
|--|--------|---|--|---|---------|
| H _{sl} = | 3,38 | m | Design wave height (local) | <div><div></div><div></div></div> <div>O.K.</div> | |
| T _s = | 10,49 | sec | Wave period | | |
| T _p = | 11,04 | sec | Peac spectral wave period | | |
| h= | 5,8 | m | Water depth at the toe of the structure | | |
| ρ _s = | 2,65 | t/m ³ | mass density of quarry stones | | |
| ρ _w = | 1,025 | t/m ³ | Sea water specific weight | | |
| S = | 2 | - | Damage level parameter (see table below) | | |
| P = | 0,4 | - | notational permeability of the structure (see table below) | | |
| N _z = | 4695 | κύματα | number of incident waves | | |
| tana= | 0,400 | - | slope angle | | |
| S _m = | 0,0256 | - | wave steepness factor | | |
| L _{om} = | 132,20 | m | deepwater wavelength corresponding to the mean spectral period | | |
| I _m = | 9,20 | sec | mean spectral wave period | | |
| t _d = | 43200 | sec | storm duration | | |
| Δ = | 1,585 | | apparent specific gravity of armor stones | | |
| R _c = | 2,95 | m | crest height | | |
| ξ _m = | 2,502 | | surf similarity parameter | | |
| ξ _{mc} = | 3,329 | | | | |
| Van der Meer, 1988 (deep waters) | | 1 | Shallow waters | | |
| Van der Meer, 1988b Van Gent 2004 (shallow waters) | | 2 | | | |
| type | | Κλίση | initial damage | intermediate damage | failure |
| arm. stone | | 1 : 1.5 | 2 | 3 up to 5 | 8 |
| arm. stone | | 1 : 2.0 | 2 | 4 up to 6 | 8 |
| arm. stone | | 1 : 3.0 | 2 | 6 up to 9 | 12 |
| arm. stone | | 1 : 4 - 1 : 6 | 3 | 8 up to 12 | 17 |
| Table a. Damage level (Van der Meer) | | | | | |
| relation of armor layers | | armor layer description | | notional permeability | |
| D _{n50A} /D _{n50F} >=4.5 | | Two armor layers, 0,5 Dn50A and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | | P = 0,1 | |
| D _{n50A} /D _{n50F} =2,0, D _{n50A} /D _{n50F} =4 | | Two armor layers, 1,5 Dn50A and core from crushed stone material | | P = 0,4 | |
| D _{n50A} /D _{n50C} =3,2 | | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | | P = 0,5 | |
| Στρώση θωράκισης | | One stone graduation is used for the cross section | | P = 0,6 | |
| Table b. Notional permeability | | | | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Van der Meer, 1988

D_{n50}=

-

Equivalent cube length to that of the stone diameter

W₅₀ =

-

ton

Stone gradation :

W_{min} =

-

ton.

W_{max}=

-

ton.

Armor layer thickness (CEM, 2006) :

r = n x K_Δ x (W₅₀/W_{st})^(1/3)

where

n is the layer number

=

2

K_Δo layer coefficient

~

1

then:

r=

-

m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B=

-

m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

(W₅₀/10+W₅₀/15)/2 =W_{50F} =

-

ton.

Filter stone thickness :

D_{50F}=

-

m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = W_{gradF} =

-

έωζ

-

ton

Secondary filter layer

Used if main armor gradation is large, if Wn50 >= 8.0ton

According to C.E.R.C., 1984 stone weight will be :

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

the layer consists of at least two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

| | | | | | | | | | |
|---|----------------------|-------|---|---------|-----|------|------|---|--|
| Modified formulas by Van der Meer (1988b) and Van Gent (2004) (to account shallow waters effect) | | | | | | | | | |
| T _{m-1,0} = | 10,04 | sec | mean spectral period (s) | | | | | | |
| T _m /T _p = | 0,83 | - | between 0.79 ÷ 0.87 for Jonswap spectrum | | | | | | |
| T _p /T _{m-1,0} = | 1,1 | - | for spectrums with one peak (γ=3.3) | | | | | | |
| ξ _{s-1,0} = | 2,729 | - | surf similarity parameter for T _{m-1,0} and H _s =H _{1/3} | | | | | | |
| ξ _{crit} = | 3,485 | | | | | | | | |
| H _{2%} = | 3,91 | m | wave height exceeded by 2% at the structure toe | | | | | | |
| H _{2%} /H _s = | 1,200 | m | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| D _{n50} = | 1,278 | | equivalent cube length to stone diameter | | | | | | |
| W ₅₀ = | 5,54 | ton | | | | | | | |
| Stone gradation of main armor : | | | | | | | | | |
| W _{min} = | 4,15 | ton. | | then : | | | | | |
| W _{max} = | 6,92 | ton. | | | | | | | |
| Armor thickness (CEM, 2006) : | | | | | | | | | |
| r = n x K _Δ x (W ₅₀ /W _{st}) ^(1/3) | | | | | | | | | |
| where | | | | | | | | | |
| n layer number | = | 2 | | | | | | | |
| K _Δ layer coefficient | ~ | 1 | | Αρα: | r = | 2,80 | m | | |
| Crest Width | | | | | | | | | |
| Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 : | | | | | | | | | |
| | B= | 4,20 | m και | for n=4 | | B= | 5,60 | m | |
| Main filter layer | | | | | | | | | |
| According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight : | | | | | | | | | |
| W ₅₀ /10-15 =W _{50F} = | 0,58 | ton. | | | | | | | |
| Filter stone thickness : | D _{50F} = | 0,60 | m | | | | | | |
| Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W _{n50} = | t _F = | 1,21 | m | | | | | | |
| Stone gradation (0,70-1,30) x W _{n50} = W _{gradF} = | | | | | | | | | |
| | 0,41 | up to | 0,76 | ton | | | | | |
| | W _{gradF} = | 0,20 | έως | 0,50 | ton | | | | |
| | W _{50F} = | 0,35 | ton | | | | | | |
| | D _{50F} = | 0,51 | m | | | | | | |
| | t _F = | 1,02 | m | | | | | | |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Secondary Filter Layer

$W_{50}/200 = W_{502F} =$ - Kg $D_{n502F} =$ - m

Consists of two two stones, n =2,0 $t_{2F} =$ - m

Calculation of H2% (Battjes and Groenendijk 2000):

| | | |
|---------------------------------------|-------|---|
| h | 5,8 | m |
| tanα= | 0,05 | - |
| H _{tr} = | 3,71 | m |
| H _{rms} = | 2,05 | m |
| T _{op} = | 11,04 | |
| H _{m0} = | 2,67 | m |
| H _s /H _{m0} = | 1,264 | - |
| H _{tr} /H _{rms} = | 1,812 | - |
| H _{2%} /H _{rms} = | 1,909 | |
| H _{1/10} /H _{rms} = | 1,766 | |

Table γ

| | | H _{1/10} /H _{rms} | H _{2%} /H _{rms} |
|---|------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Non-dimensional transitional wave H _{tr} /H _{rms} | 0,05 | 1,466 | 1,548 |
| | 0,50 | 1,467 | 1,549 |
| | 1,00 | 1,518 | 1,603 |
| | 1,20 | 1,573 | 1,662 |
| | 1,35 | 1,626 | 1,717 |
| | 1,50 | 1,638 | 1,778 |
| | 1,75 | 1,759 | 1,884 |
| | 2,00 | 1,786 | 1,985 |
| | 2,50 | 1,799 | 1,978 |
| | 3,00 | 1,8 | 1,978 |

Validity range of Van der Meer's formulas for shallow waters

| Παράμετρος | Symbol | values | range | check | |
|--|---|---------|-----------|---------|------|
| Armor slope | tana | 0,40 | 1:4-1:2 | 'ok' | 'ok' |
| Wave number | N _z | 4694,76 | <3000 | 'error' | - |
| Meazn wave steepness based on T _m | S _{om} | 0,03 | 0.01-0.06 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _m | ξ _m | 2,50 | 1-5 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _{m-1,0} | ξ _{s-1,0} | 2,73 | 1.3-6.5 | 'ok' | 'ok' |
| | H _{2%} /H _s | 1,20 | 1.2-1.4 | 'error' | 'ok' |
| Deep water waveWave height/ water depth at the structure toe | H _{s0} /h | 0,58 | 0.25-1.5 | 'ok' | 'ok' |
| Stone gradation ranges | D _{n85} /D _{n15} | | 1.4-2.0 | - | 'ok' |
| Ratio of core material to main armor | D _{n50-core} /D _{n50} | | 0-0.3 | - | 'ok' |
| Stability number | H _s /(ΔD _{n50}) | 1,67 | 0.5-4.5 | 'ok' | 'ok' |
| Damage level | S _d | 2 | <30 | 'ok' | - |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Weight reduction for relatively low crested structures (no underwater)

$T_p = 11,04 \text{ sec}$  $s_{op} = 0,017755128$ ($L_{op} = 190,368 \text{ m}$)

| | | | |
|---------------|---|---|--------|
| $f_i = 0,973$ | $0 < R_c/H_s (s_{op}/(2 \times \pi))^{0,5} > 0,052$ | = | 0,0464 |
|---------------|---|---|--------|

The reduction may be applied

| | | |
|-------------|-------|-----------------------------|
| $D_{n50} =$ | 1,24 | Median nominal diameter (m) |
| $W_{50} =$ | 6,384 | ton |

The stone gradation will be:

$W_{min} = 4,8 \text{ ton.}$
 $W_{max} = 8,0 \text{ ton.}$

Layer Thickness :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where,

n layer number = 2
 K_{Δ} layer coefficient ~ 1

then $r = 2,68 \text{ m}$
Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:
 $B = 4,02 \text{ m}$

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

| ARMOR STONE CALCULATIONS - Van der Meer method (1988(b) & Van Gent (2004) Shallow Waters | | | | |
|--|--------|------------------|--|--|
| $H_{sl} =$ | 3,61 | m | Design wave height (local) | |
| $T_s =$ | 10,49 | sec | Wave period | |
| $T_p =$ | 11,04 | sec | Peac spectral wave period | |
| $h =$ | 5,8 | m | Water depth at the toe of the structure | |
| $\rho_s =$ | 2,65 | t/m ³ | mass density of quarry stones | |
| $\rho_w =$ | 1,025 | t/m ³ | Sea water specific weight | |
| $S =$ | 2 | - | Damage level parameter (see table below) | |
| $P =$ | 0,4 | - | notational permeability of the structure (see table below) | |
| $N_z =$ | 4695 | κύματα | number of incident waves | |
| $\text{tana} =$ | 0,444 | - | slope angle | |
| $S_m =$ | 0,0273 | - | wave steepness factor | |
| $L_{om} =$ | 132,20 | m | deepwater wavelength corresponding to the mean spectral period | |
| $I_m =$ | 9,20 | sec | mean spectral wave period | |
| $t_d =$ | 43200 | sec | storm duration | |
| $\Delta =$ | 1,585 | | apparent specific gravity of armor stones | |
| $R_c =$ | 2,95 | m | crest height | |
| $\xi_m =$ | 2,690 | | surf similarity parameter | |
| $\xi_{mc} =$ | 3,529 | | | |
| Van der Meer, 1988 (deep waters) | | 1 | Shallow waters | |
| Van der Meer, 1988b Van Gent 2004 (shallow waters) | | 2 | | |

| type | Κλίση | initial damage | intermediate damage | failure |
|------------|---------------|----------------|---------------------|---------|
| arm. stone | 1 : 1.5 | 2 | 3 up to 5 | 8 |
| arm. stone | 1 : 2.0 | 2 | 4 up to 6 | 8 |
| arm. stone | 1 : 3.0 | 2 | 6 up to 9 | 12 |
| arm. stone | 1 : 4 - 1 : 6 | 3 | 8 up to 12 | 17 |

Table a. Damage level (Van der Meer)

| relation of armor layers | armor layer description | notional permeability |
|---|---|-----------------------|
| $D_{n50A}/D_{n50F} \geq 4.5$ | Two armor layers, 0,5 Dn50A and impermeable core (fine sand or clay or other artificial composite material) | P = 0,1 |
| $D_{n50A}/D_{n50F} = 2,0,$ $D_{n50A}/D_{n50F} = 4$ | Two armor layers, 1,5 Dn50A and core from crushed stone material | P = 0,4 |
| $D_{n50A}/D_{n50C} = 3,2$ | Two armor layers, and core material (filter layer does not used) | P = 0,5 |
| Στρώση θωράκισης | One stone graduation is used for the cross section | P = 0,6 |

Table b. Notional permeability

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Van der Meer, 1988

D_{n50}=

-

Equivalent cube length to that of the stone diameter

W₅₀ =

-

ton

Stone gradation :

W_{min} =

-

ton.

W_{max}=

-

ton.

Armor layer thickness (CEM, 2006) :

r = n x K_Δ x (W₅₀/W_{st})^(1/3)

where

n is the layer number

=

2

K_Δo layer coefficient

~

1

then:

r=

-

m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B=

-

m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

(W₅₀/10+W₅₀/15)/2 =W_{50F} =

-

ton.

Filter stone thickness :

D_{50F}=

-

m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = W_{gradF} =

-

έωζ

-

ton

Secondary filter layer

Used if main armor gradation is large, if Wn50 >= 8.0ton

According to C.E.R.C., 1984 stone weight will be :

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

the layer consists of at least two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Modified formulas by Van der Meer (1988b) and Van Gent (2004) (to account shallow waters effect)

| | | | | | |
|--------------------------------------|-------|-----|---|--|---------------------|
| T _{m-1,0} = | 10,04 | sec | mean spectral period (s) | | |
| T _m /T _p = | 0,83 | - | between 0.79 ÷ 0.87 for Jonswap spectrum | $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_{pl} P^{0.18} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) (\xi_{s-1,0})^{-0.5}$ | plunging conditions |
| T _p /T _{m-1,0} = | 1,1 | - | for spectrums with one peak (γ=3.3) | | |
| ξ _{s-1,0} = | 2,934 | - | surf similarity parameter for T _{m-1,0} and H _s =H _{1/3} | | |
| ξ _{crit} = | 3,695 | | | $\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = c_s P^{-0.13} \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \left(\frac{H_s}{H_{2\%}} \right) \sqrt{\cot \alpha} (\xi_{s-1,0})^P$ | surging conditions |
| H _{2%} = | 4,09 | m | wave height exceeded by 2% at the structure toe | ---- | |
| H _{2%} /H _s = | 1,200 | m | | | |
| D _{n50} = | 1,416 | | equivalent cube length to stone diameter | | |
| W ₅₀ = | 7,52 | ton | | | |

Stone gradation of main armor :

W_{min} = 5,64 ton.
W_{max}= 9,40 ton.

then :

W_{min} = 5,64 ton.
W_{max}= 9,40 ton.
W₅₀ = 7,52 ton

Armor thickness (CEM, 2006) :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where

n layer number = 2
K_Δ layer coefficient ~ 1

Αρα: r = 2,90 m

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), n=3 :

B= 4,35 m και for n=4

B= 5,80 m

Main filter layer

According to C.E.R.C., 1984 stone weight of the filter layer is defined by the armor layer weight :

$W_{50}/10-15 = W_{50F} = 0,63$ ton.

Filter stone thickness :

D_{50F}= 0,62 m

Filter layer stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = t_F = 1,24 m

Stone gradation (0,70-1,30) x W_{n50} = W_{gradF} = 0,44 up to 0,81 ton

W_{gradF} = 0,20 έως 0,50 ton
W_{50F} = 0,35 ton
D_{50F}= 0,51 m
t_F = 1,02 m

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Secondary Filter Layer

W₅₀/200 =W_{502F} =

-

Kg

D_{n502F}=

-

m

Consists of two two stones, n =2,0

t_{2F} =

-

m

Calculation of H2% (Battjes and Groenendijk 2000):

| | | |
|---------------------------------------|-------|---|
| h | 5,8 | m |
| tanα= | 0,05 | - |
| H _{tr} = | 3,71 | m |
| H _{rms} = | 2,21 | m |
| T _{op} = | 11,04 | |
| H _{m0} = | 2,86 | m |
| H _s /H _{m0} = | 1,264 | - |
| H _{tr} /H _{rms} = | 1,683 | - |
| H _{2%} /H _{rms} = | 1,856 | |
| H _{1/10} /H _{rms} = | 1,739 | |

| Table γ | | | |
|--|------|-------------------------------------|-----------------------------------|
| | | H _{1/10} /H _{rms} | H _{2%} /H _{rms} |
| Non-dimensional transitional wave Htr/Hrms | 0,05 | 1,466 | 1,548 |
| | 0,50 | 1,467 | 1,549 |
| | 1,00 | 1,518 | 1,603 |
| | 1,20 | 1,573 | 1,662 |
| | 1,35 | 1,626 | 1,717 |
| | 1,50 | 1,638 | 1,778 |
| | 1,75 | 1,759 | 1,884 |
| | 2,00 | 1,786 | 1,985 |
| | 2,50 | 1,799 | 1,978 |
| | 3,00 | 1,8 | 1,978 |

Validity range of Van der Meer's formulas for shallow waters

| Παράμετρος | Symbol | values | range | check | |
|--|---|---------|-----------|---------|------|
| Armor slope | tana | 0,44 | 1:4-1:2 | 'ok' | 'ok' |
| Wave number | N _z | 4694,76 | <3000 | 'error' | - |
| Meazn wave steepness based on T _m | S _{om} | 0,03 | 0.01-0.06 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _m | ξ _m | 2,69 | 1-5 | 'ok' | 'ok' |
| Surf similarity parameter based on T _{m-1,0} | ξ _{s-1,0} | 2,93 | 1.3-6.5 | 'ok' | 'ok' |
| | H _{2%} /H _s | 1,20 | 1.2-1.4 | 'error' | 'ok' |
| Deep water waveWave height/ water depth at the structure toe | H _{so} /h | 0,62 | 0.25-1.5 | 'ok' | 'ok' |
| Stone gradation ranges | D _{n85} /D _{n15} | | 1.4-2.0 | - | 'ok' |
| Ratio of core material to main armor | D _{n50-core} /D _{n50} | | 0-0.3 | - | 'ok' |
| Stability number | H _s /(ΔD _{n50}) | 1,61 | 0.5-4.5 | 'ok' | 'ok' |
| Damage level | S _d | 2 | <30 | 'ok' | - |

MAIN MOLE ARMOR PROTECTION
CROSS SECTION, ARMOR SLOPE: 2,25H:1V

Weight reduction for relatively low crested structures (no underwater)

$T_p = 11,04 \text{ sec}$  $s_{op} = 0,018963317$ ($L_{op} = 190,368 \text{ m}$)

$f_i = 0,967$ $0 < R_c/H_s (s_{op}/(2 \times \pi))^{0,5} > 0,052 = 0,0449$

The reduction may be applied

| | | |
|-------------|-------|-----------------------------|
| $D_{n50} =$ | 1,37 | Median nominal diameter (m) |
| $W_{50} =$ | 8,490 | ton |

The stone gradation will be:

$W_{min} = 6,4 \text{ ton.}$

$W_{max} = 10,6 \text{ ton.}$

Layer Thickness :

$r = n \times K_{\Delta} \times (W_{50}/W_{st})^{(1/3)}$

where,

n layer number = 2

K_{Δ} layer coefficient ~ 1

then $r = 2,95 \text{ m}$

Crest Width

Crest is formed by at least three stones (C.E.R.C., 1984), $n=3$:

$B = 4,42 \text{ m}$

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΑΡΟΧΩΝ ΥΠΕΡΠΗΔΗΣΗΣ - ΚΑΘΟΡΙΣΜΟΣ ΣΤΑΘΜΗΣ
ΣΤΕΨΗΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε1: ΔΙΑΤΟΜΕΣ Α-Α

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A1-A1,
Direction: W, Tr = 10years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 1,47 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,3 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,6 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 1,7 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 8,99 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,12 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0186 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|------|------|
| $R^* =$ | 0,073 | O.K. | O.K. |
|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A1-A1,
Direction: W, Tr = 10years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-------------------|------------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0727 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00003 \Rightarrow $q =$ 0,0030 m³/sec per m
 ή $q =$ 2,972 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 50 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta =$ 1,8428 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A1- A1. Direction: W, Tr= 10 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| $H_s =$ | 1,47 | (m) | Local design wave height |
| $T_s =$ | 8,54 | (sec) | Wave period |
| $T_p =$ | 8,99 | (sec) | Max spectral period |
| $T_m =$ | 7,12 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha =$ | 0,500 | (-) | Mound slope |
| $\beta =$ | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| $h =$ | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| $R_c =$ | 2,30 | (m) | Crest level above the calm water level |
| $G_c =$ | 1,70 | (m) | Crest width |
| $L_{om} =$ | 79,076 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| $S_{om} =$ | 0,019 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

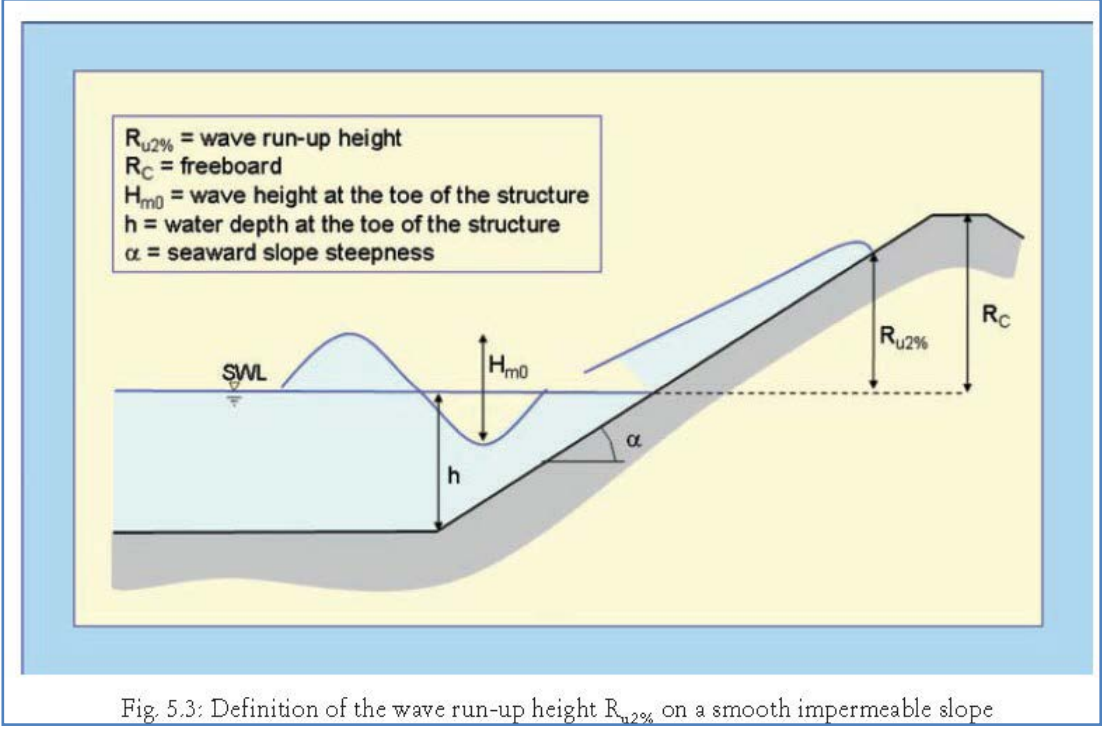


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

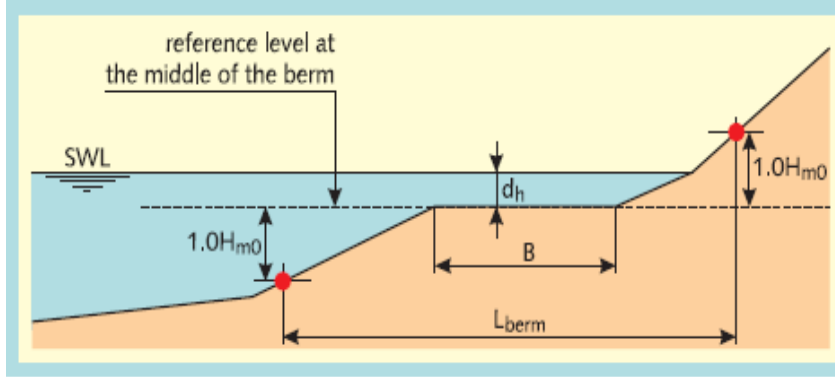
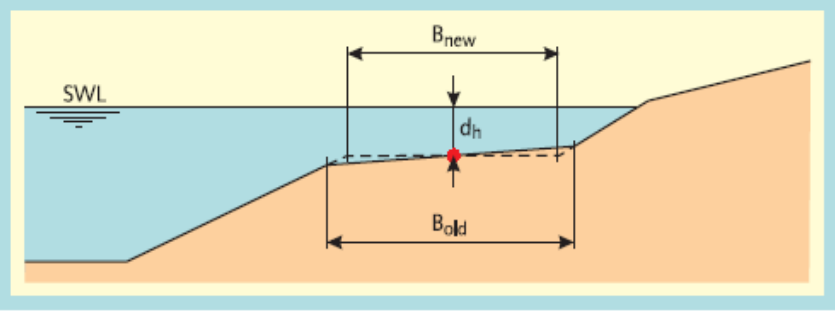
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| $H_{m0} =$ | 1,47 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0} =$ | 8,172 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0} =$ | 4,211 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start} =$ | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm}) =$ | 0,00 | (-) | berm slope |
| $L_{slope} =$ | 30,00 | (m) | |
| $L_{berm} =$ | 30,00 | (m) | |
| $B_B =$ | 0,00 | (m) | |
| $h_B =$ | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| $x =$ | 2,94 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15

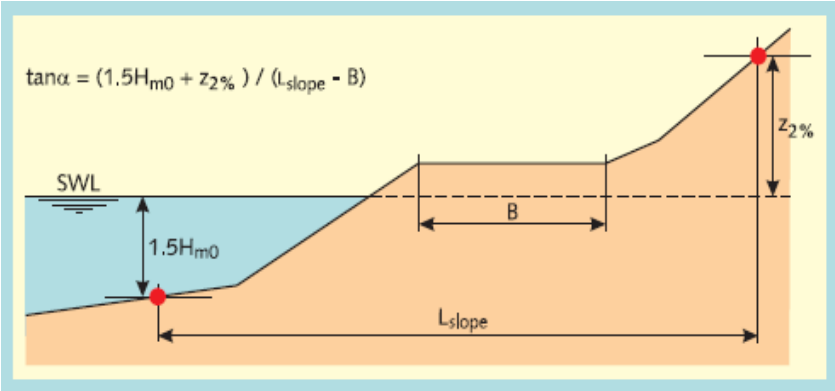


| | |
|---------|-------|
| $k_B =$ | 0,000 |
| $k_h =$ | 0,000 |

$\gamma_b = 1,00$ with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calcutaion of beraking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$ Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 4,21$ Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

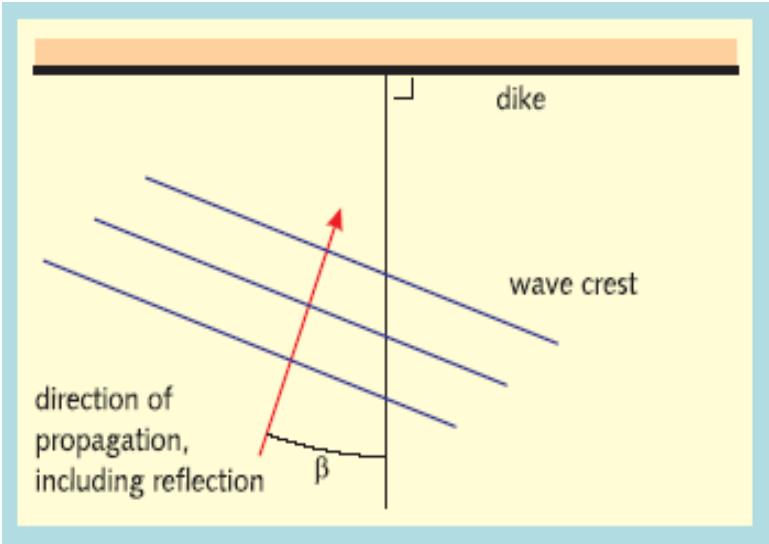
CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A1- A1. Direction: W. Tr= 10 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$

=1-0.0033*abs(B), όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 4,211$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,68$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 2,948298$ (m)

Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{s0} \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{s0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of: $\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (23)$

$q_1 = 0,010478384$ m/s ανά m, or $q_1 = 10,4784$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A2-A2,
Direction:W, Tr=10years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 1,74 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,65 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,6 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,05 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 8,99 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,12 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0220 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

| | | | | |
|---------------------|---------|-------|------|------|
| $0.05 < R^* < 0.60$ | $R^* =$ | 0,082 | O.K. | O.K. |
|---------------------|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

| | | | | |
|--------------------------|----------|------|---------|------|
| $0.035 < s_{om} < 0.055$ | s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|--------------------------|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A2-A2,
Direction:W, Tr=10years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-------------------|------------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0821 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00002 \Rightarrow $q =$ 0,0022 m³/sec per m
 ή $q =$ 2,212 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 50 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

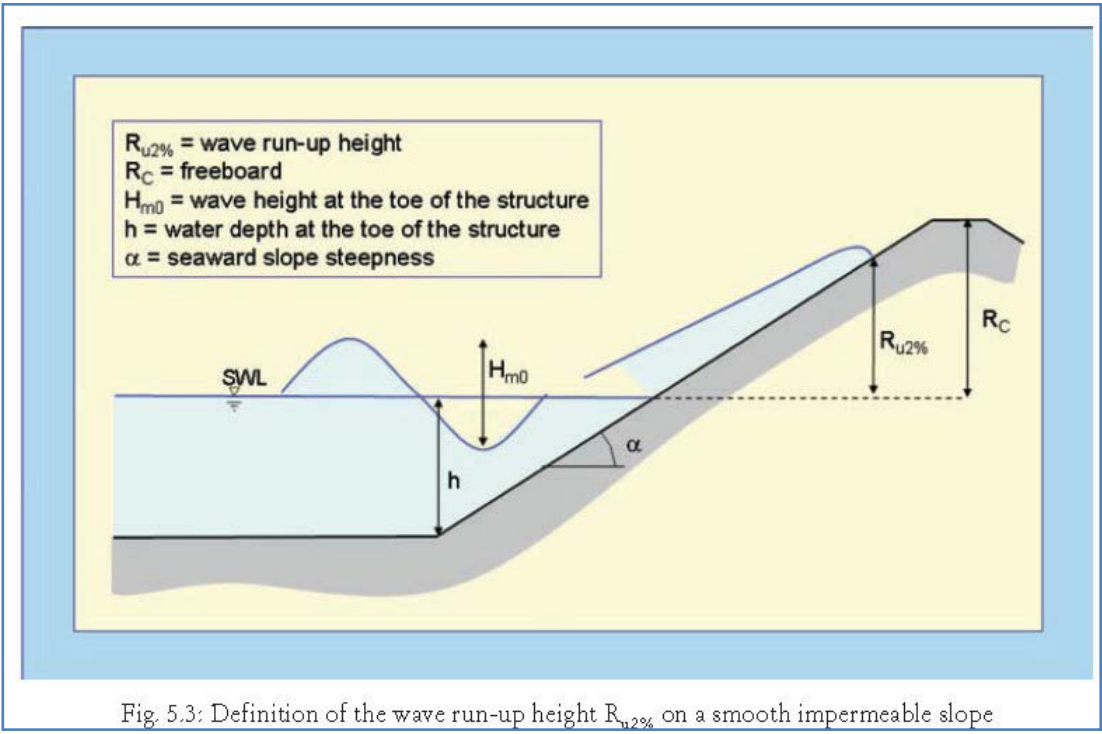
$q_\beta =$ 1,3714 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A2- A2. Direction:W. Tr= 10 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| H_s = | 1,74 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 8,54 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 8,99 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 7,12 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | (-) | Mound slope |
| β = | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 2,00 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 2,65 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 2,05 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 79,076 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,022 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |



Wave conditions at the structure toe

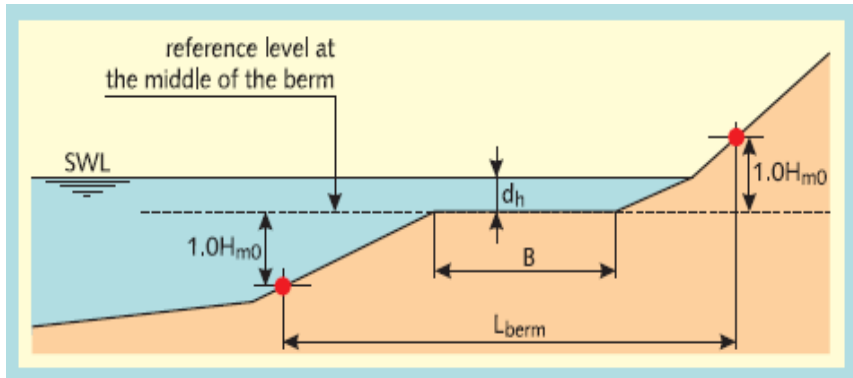
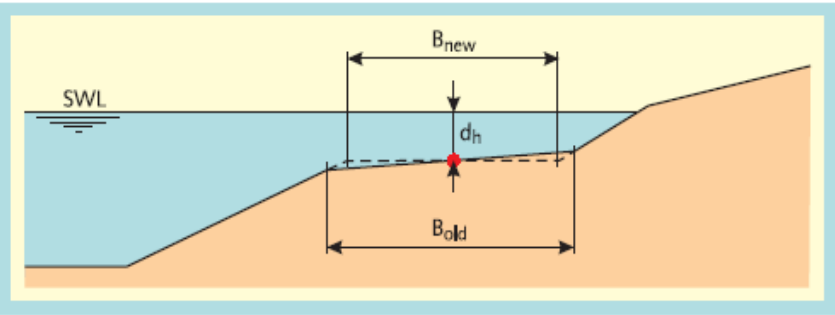
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| H_{m0} = | 1,74 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 8,172 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 3,871 | (-) | Iribaren coefficient ($t(T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%,start}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 3,48 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

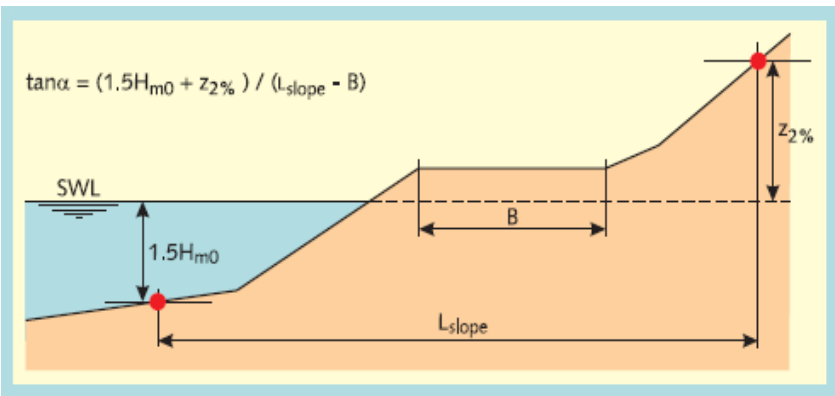
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

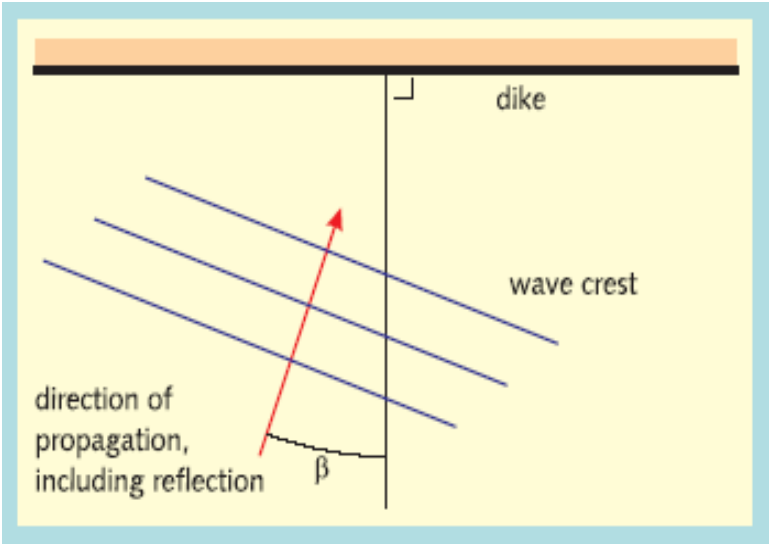
$\xi_{m-1,0} = 3,87$

Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$ $=1-0.0033*\text{abs}(B)$, όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,871$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,66$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 3,3618838$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_0 \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,010812863$ m/s ανά m, or $q_1 = 10,8129$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A3-A3,
Direction: W, Tr=10years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 2,26 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 3,0 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,6 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,4 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 8,99 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,12 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0286 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|------|------|
| $R^* =$ | 0,076 | O.K. | O.K. |
|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,03 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πραγούς | a | b |
|-------------------|------------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A3-A3,
Direction: W, Tr=10years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-----------------|---------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0761 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00002 \Rightarrow $q =$ 0,0039 m³/sec per m
 ή $q =$ 3,855 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 50 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta =$ 2,3900 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction: W, Tr= 10 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| $H_s =$ | 2,26 | (m) | Local design wave height |
| $T_s =$ | 8,54 | (sec) | Wave period |
| $T_p =$ | 8,99 | (sec) | Max spectral period |
| $T_m =$ | 7,12 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha =$ | 0,500 | (-) | Mound slope |
| $\beta =$ | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| $h =$ | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| $R_c =$ | 3,00 | (m) | Crest level above the calm water level |
| $G_c =$ | 2,40 | (m) | Crest width |
| $L_{om} =$ | 79,076 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| $S_{om} =$ | 0,029 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

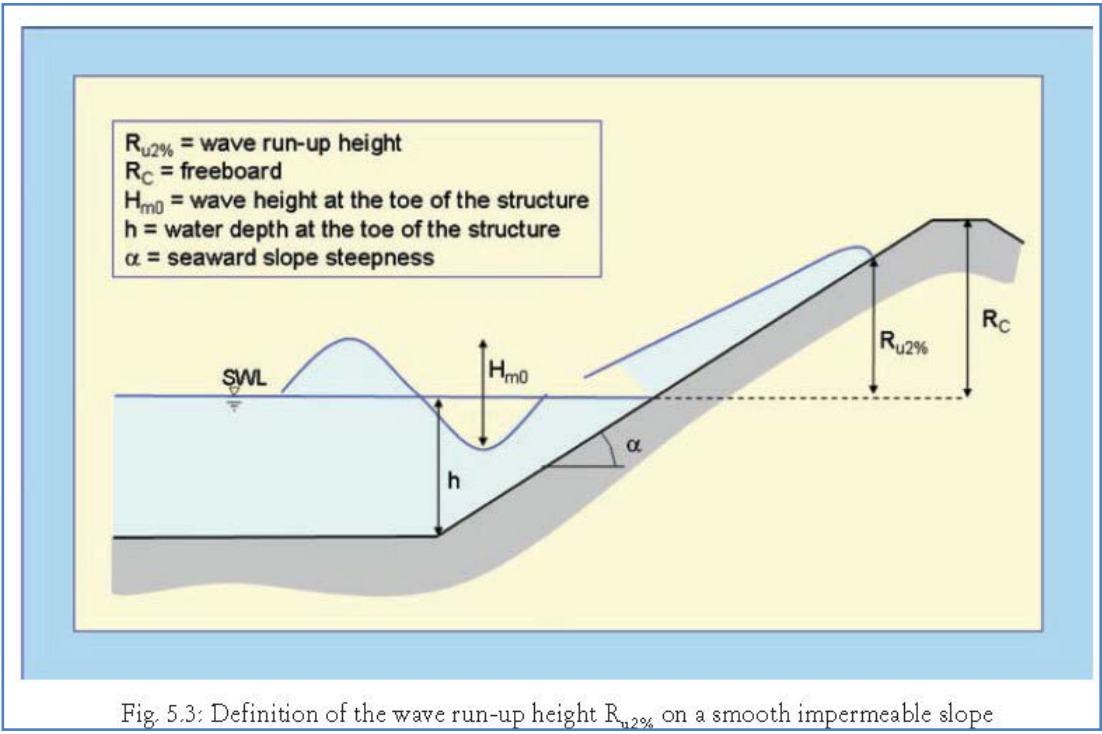


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

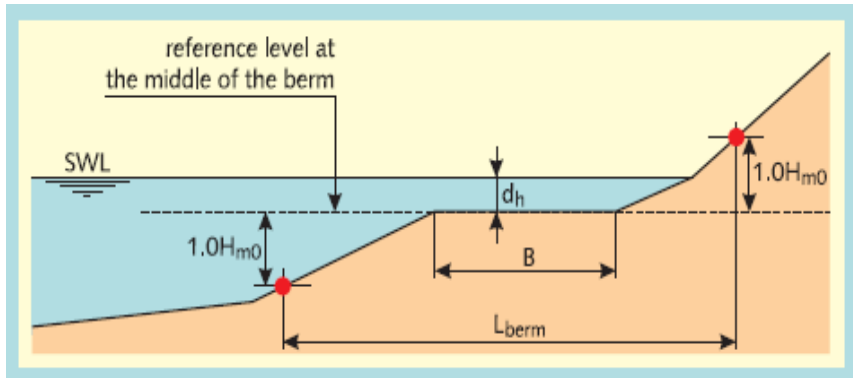
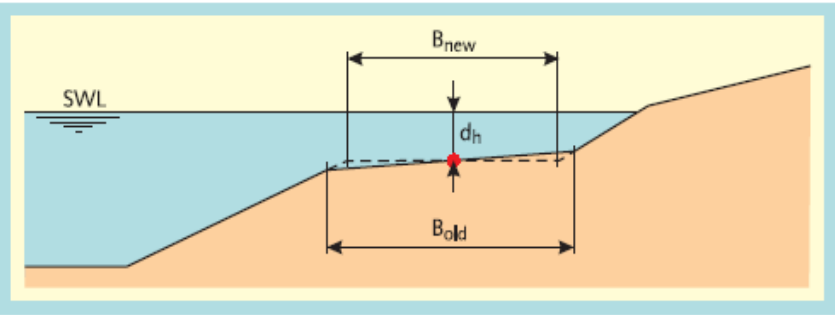
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| $H_{m0} =$ | 2,26 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0} =$ | 8,172 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0} =$ | 3,396 | (-) | Iribaren coefficient ($t(T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma f}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start} =$ | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm}) =$ | 0,00 | (-) | berm slope |
| $L_{slope} =$ | 30,00 | (m) | |
| $L_{berm} =$ | 30,00 | (m) | |
| $B_B =$ | 0,00 | (m) | |
| $h_B =$ | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| $x =$ | 4,52 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| $k_B =$ | 0,000 |
| $k_h =$ | 0,000 |

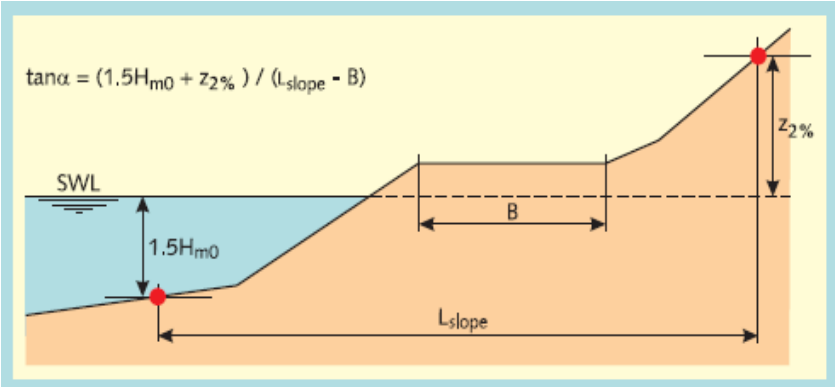
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 3,40$

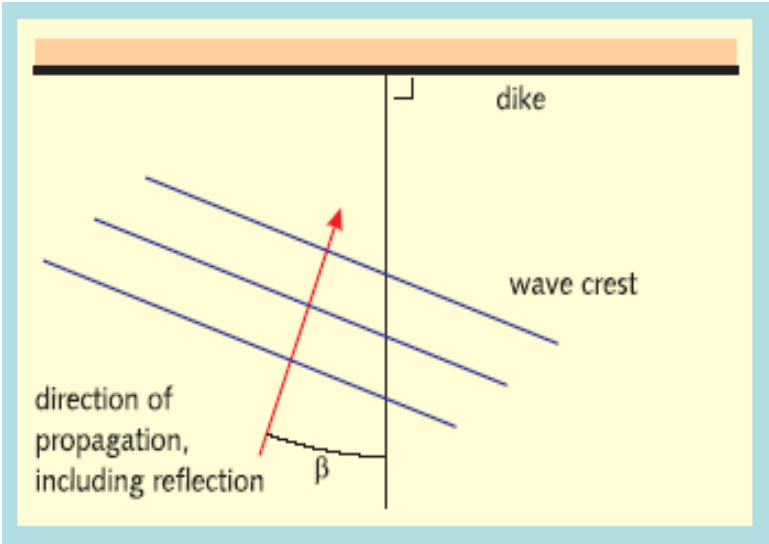
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction: W. Tr= 10 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$ $=1-0.0033*\text{abs}(B)$, όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,396$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,64$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 4,1291954$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_b} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,021657618$ m/s ανά m, or $q_1 = 21,6576$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A1-A1, Direction: W, Tr = 20years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|--------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 1,55 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m3 | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m3 | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,3 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,6 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 1,7 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 9,85 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,80 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0163 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | |
|-----------|---------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 |
| $b (?) =$ | 3,82 |

(CIRIA, page 511 and 512)

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

| | | | | |
|---------------------|---------|-------|------|------|
| $0.05 < R^* < 0.60$ | $R^* =$ | 0,061 | O.K. | O.K. |
|---------------------|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

| | | | | |
|--------------------------|----------|------|---------|------|
| $0.035 < s_{om} < 0.055$ | s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|--------------------------|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A1-A1, Direction: W, Tr = 20years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B _a /H _s | a | b |
|-----------------|---------------|--------------------------------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

F* =

0,0613

⇒

Q* =

0,00006

⇒

q =

0,0066

m³/sec per m

ή

q =

6,605

lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

β : 50 ° (the incident wave angle with structure)
(the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes :

1,00

2,00

Για bermed slopes:

Type of structure:

1

q_β =

4,0953 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A1- A1. Direction: W, Tr= 20 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| $H_s =$ | 1,55 | (m) | Local design wave height |
| $T_s =$ | 9,36 | (sec) | Wave period |
| $T_p =$ | 9,85 | (sec) | Max spectral period |
| $T_m =$ | 7,80 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha =$ | 0,500 | (-) | Mound slope |
| $\beta =$ | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| $h =$ | 1,50 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| $R_c =$ | 2,30 | (m) | Crest level above the calm water level |
| $G_c =$ | 1,70 | (m) | Crest width |
| $L_{om} =$ | 94,990 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| $S_{om} =$ | 0,016 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

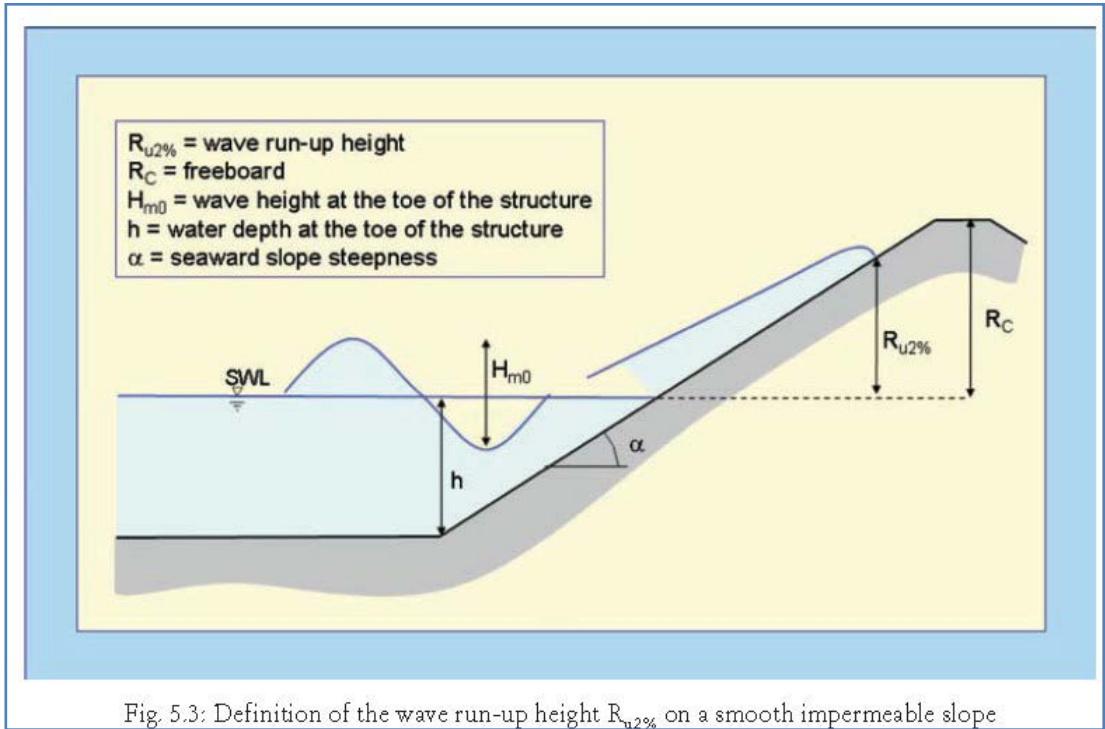


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

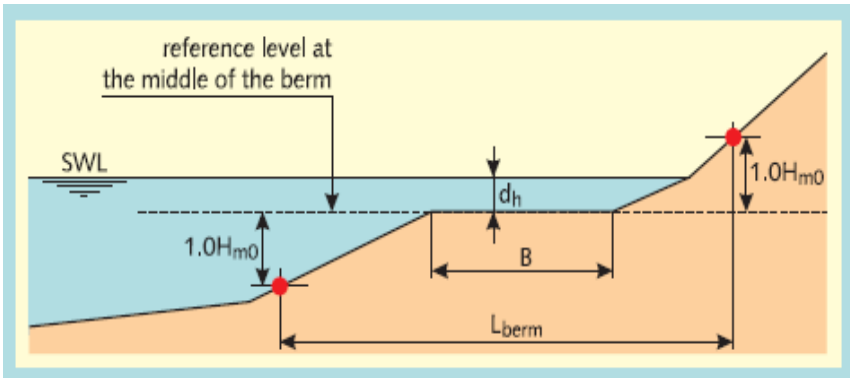
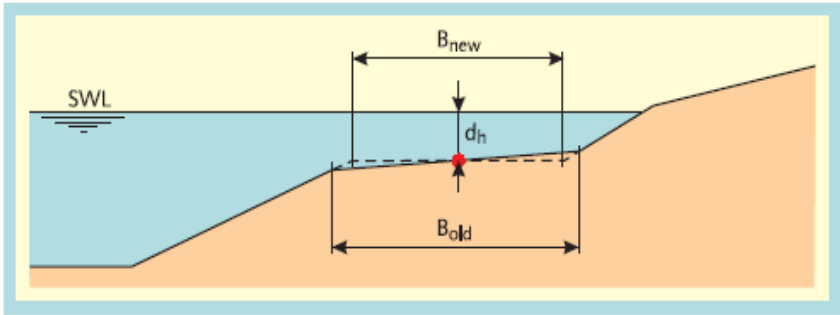
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| $H_{m0} =$ | 1,55 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0} =$ | 8,957 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0} =$ | 4,495 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma f}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start} =$ | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm}) =$ | 0,00 | (-) | berm slope |
| $L_{slope} =$ | 30,00 | (m) | |
| $L_{berm} =$ | 30,00 | (m) | |
| $B_B =$ | 0,00 | (m) | |
| $h_B =$ | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| $x =$ | 3,10 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| $k_B =$ | 0,000 |
| $k_h =$ | 0,000 |

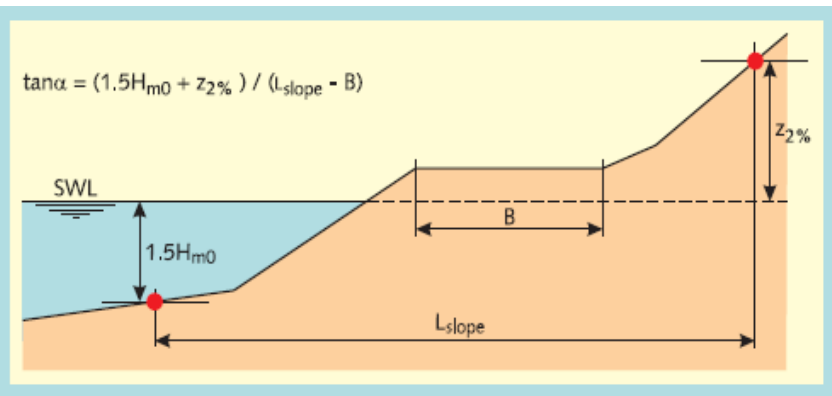
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 4,49$

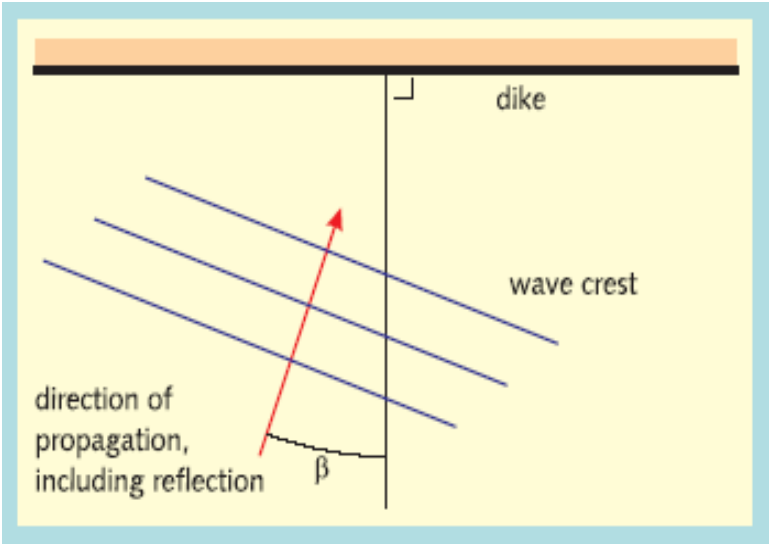
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A1- A1. Direction: W. Tr= 20 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$ =1-0.0033*abs(B), όπου $0^{\circ}<abs(B)<80^{\circ}$,

For B>110° overtopping is considered q=0 m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0}$ <1,8. For greater values (1,8 up to 10 where γ_f =1) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0}= 4,495$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,70$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 3,2022581$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_b} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,015935097 \text{ m/s ανά m, or } q_1 = 15,9351 \text{ l/s ανά m}$

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A2-A2,
Direction: W, Tr=20years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 1,81 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,65 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,6 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,05 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 9,85 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,80 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0191 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|------|------|
| $R^* =$ | 0,071 | O.K. | O.K. |
|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A2-A2,
Direction: W, Tr=20years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-------------------|------------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0706 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00003 \Rightarrow $q =$ 0,0045 m³/sec per m
 ή $q =$ 4,487 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 50 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta =$ 2,7821 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A2- A2. Direction: W. Tr= 20 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|---------|-------|---|
| H_s = | 1,81 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 10,81 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 11,38 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 9,01 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | (-) | Mound slope |
| β = | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 2,65 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 2,05 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 126,700 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,014 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

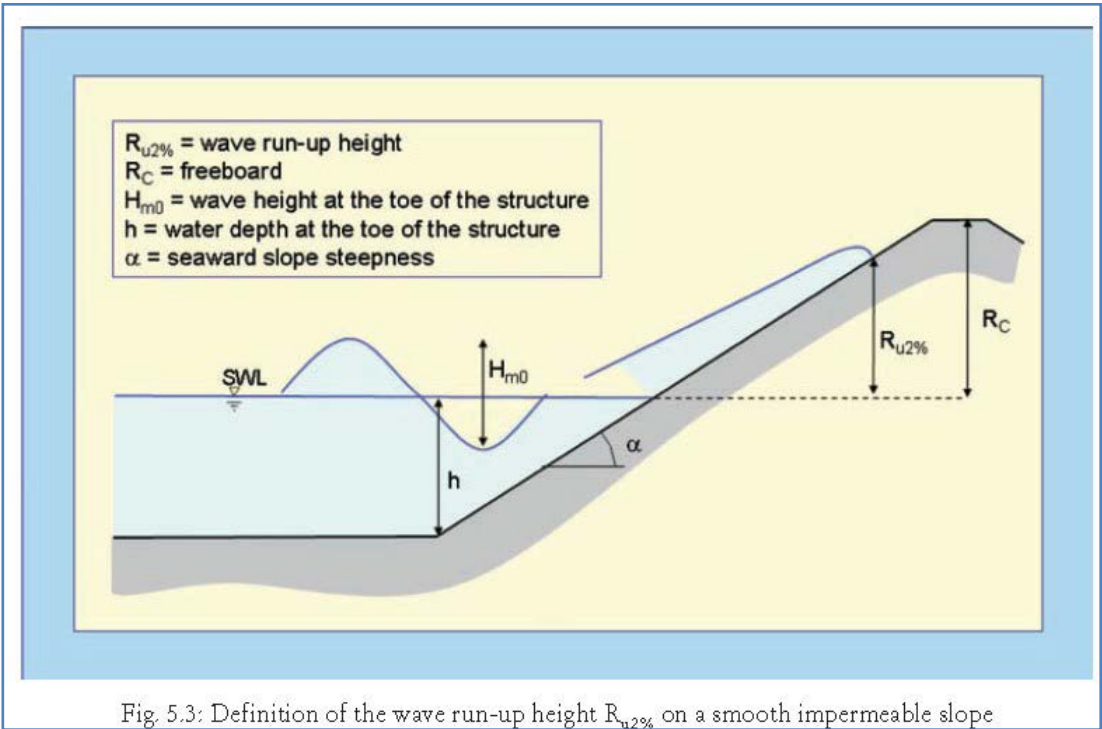


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

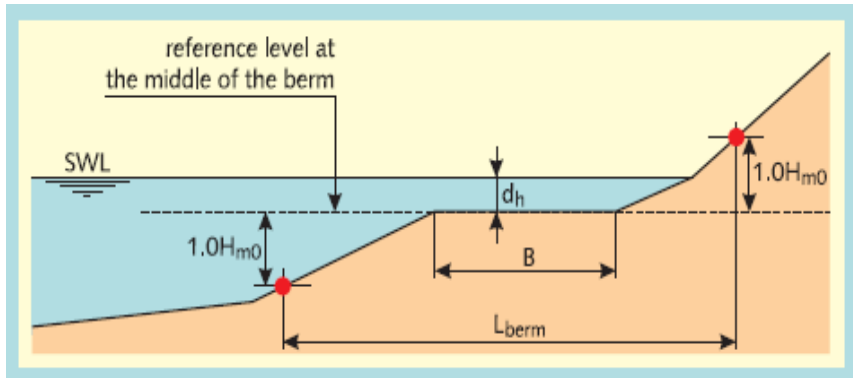
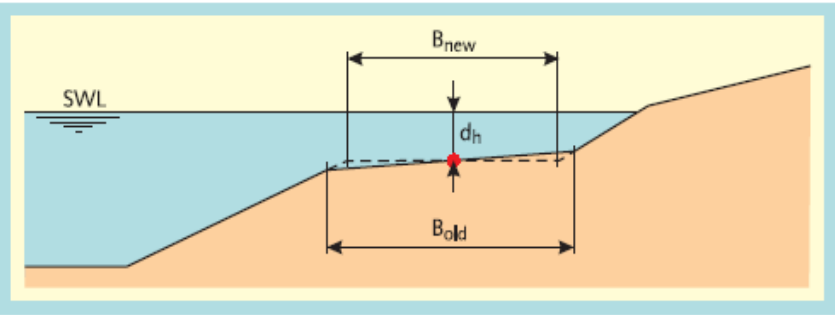
| | | | |
|-----------------|--------|-------|--|
| H_{m0} = | 1,81 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 10,344 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 4,804 | (-) | Iribaren coefficient ($t(T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 3,62 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

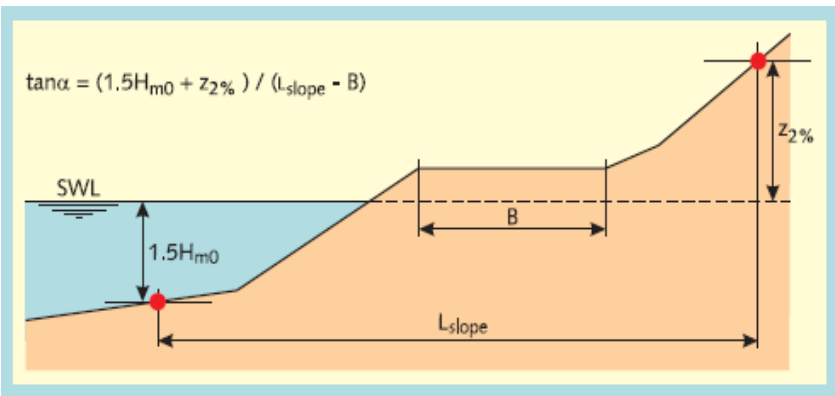
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calcutaion of beraking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 4,80$

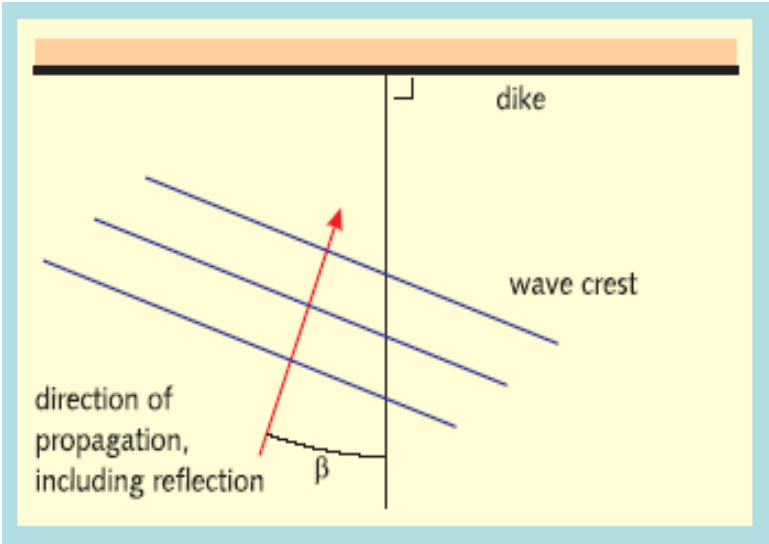
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A2- A2. Direction: W. Tr= 20 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$ =1-0.0033*abs(B), όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 4,804$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,71$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 3,8569382$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_0 \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,019410081$ m/s ανά m, or $q_1 = 19,4101$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A3-A3,
Direction: W, Tr=20years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 2,34 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 3,0 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,6 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,4 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 9,83 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,78 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0247 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|------|------|
| $R^* =$ | 0,066 | O.K. | O.K. |
|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A3-A3,
Direction: W, Tr=20years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-----------------|---------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0660 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00004 \Rightarrow $q =$ 0,0075 m³/sec per m
 ή $q =$ 7,501 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 50 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

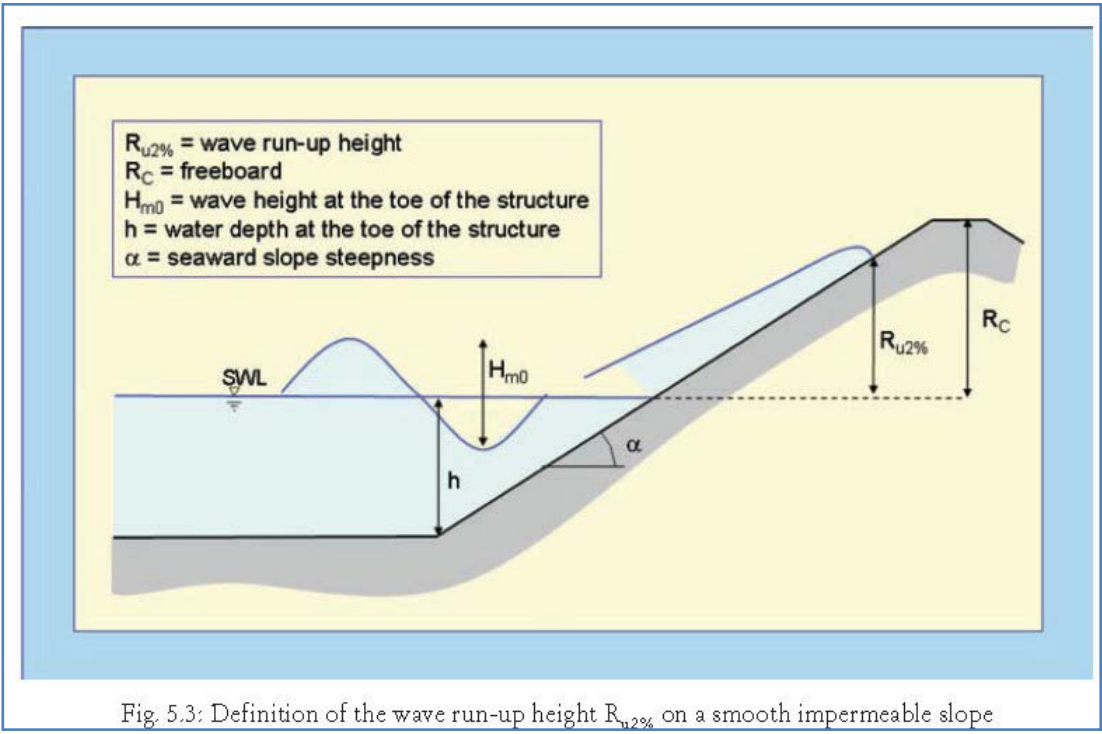
$q_\beta =$ 4,6507 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction: W. Tr= 20 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| $H_s =$ | 2,34 | (m) | Local design wave height |
| $T_s =$ | 9,36 | (sec) | Wave period |
| $T_p =$ | 9,85 | (sec) | Max spectral period |
| $T_m =$ | 7,80 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha =$ | 0,500 | (-) | Mound slope |
| $\beta =$ | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| $h =$ | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| $R_c =$ | 3,00 | (m) | Crest level above the calm water level |
| $G_c =$ | 2,40 | (m) | Crest width |
| $L_{om} =$ | 94,990 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| $S_{om} =$ | 0,025 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |



Wave conditions at the structure toe

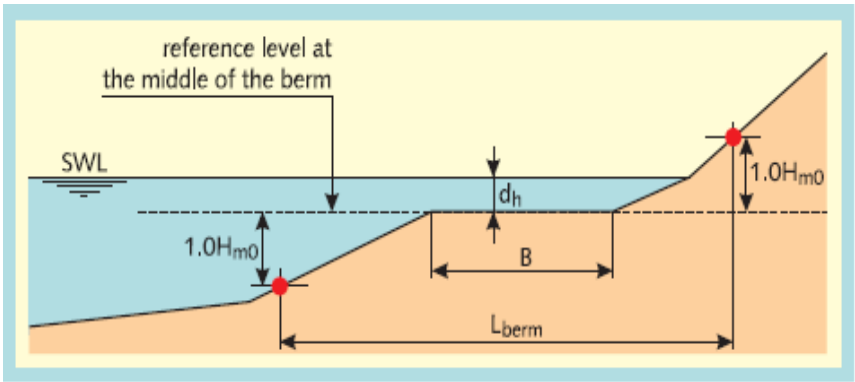
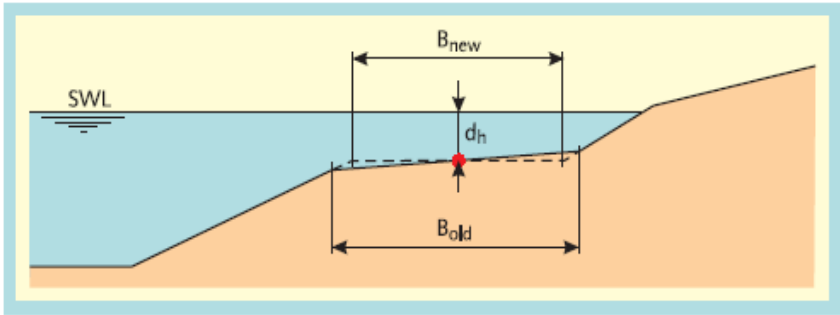
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| $H_{m0} =$ | 2,34 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0} =$ | 8,957 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0} =$ | 3,658 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a,yx}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%,start} =$ | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm}) =$ | 0,00 | (-) | berm slope |
| $L_{slope} =$ | 30,00 | (m) | |
| $L_{berm} =$ | 30,00 | (m) | |
| $B_B =$ | 0,00 | (m) | |
| $h_B =$ | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| $x =$ | 4,68 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| $k_B =$ | 0,000 |
| $k_h =$ | 0,000 |

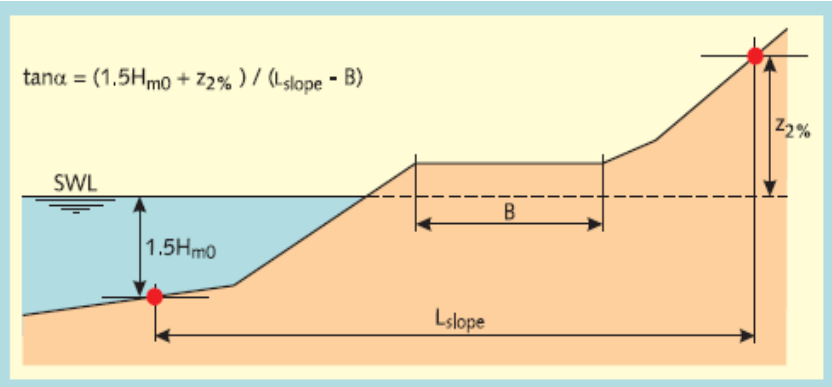
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 3,66$

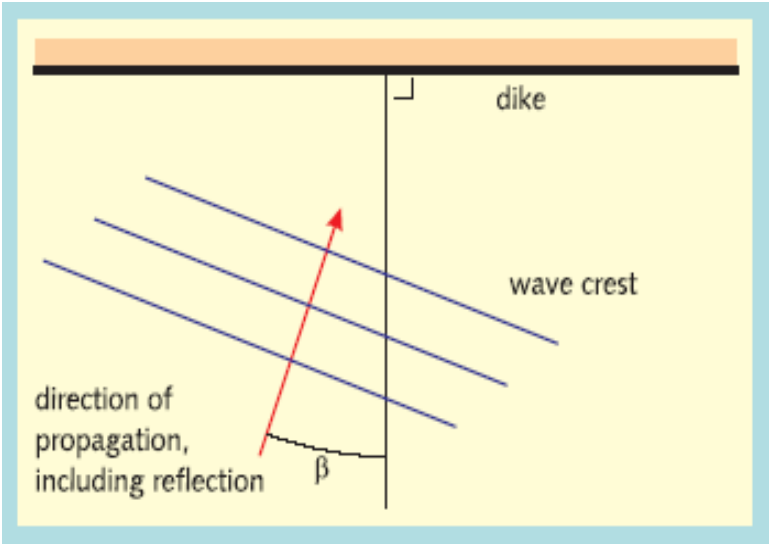
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction: W. Tr= 20 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$ $=1-0.0033*\text{abs}(B)$, όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,658$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,65$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 4,4120723$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_b} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,029431522$ m/s ανά m, or $q_1 = 29,4315$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A1-A1
Direction: W, Tr=75years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 1,80 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,3 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,8 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 1,5 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 11,38 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 9,01 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0142 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|---------|------|
| $R^* =$ | 0,033 | PROBLEM | O.K. |
|---------|-------|---------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,01 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A1-A1
Direction: W, Tr=75years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-----------------|---------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0330 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00059 \Rightarrow $q =$ 0,0941 m³/sec per m
 ή $q =$ 94,131 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 50 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta =$ 58,3613 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A1- A1. Direction: W, Tr= 75 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|---------|-------|---|
| H_s = | 1,80 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 10,81 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 11,38 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 9,01 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | (-) | Mound slope |
| β = | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 1,50 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 2,30 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 1,50 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 126,700 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,014 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

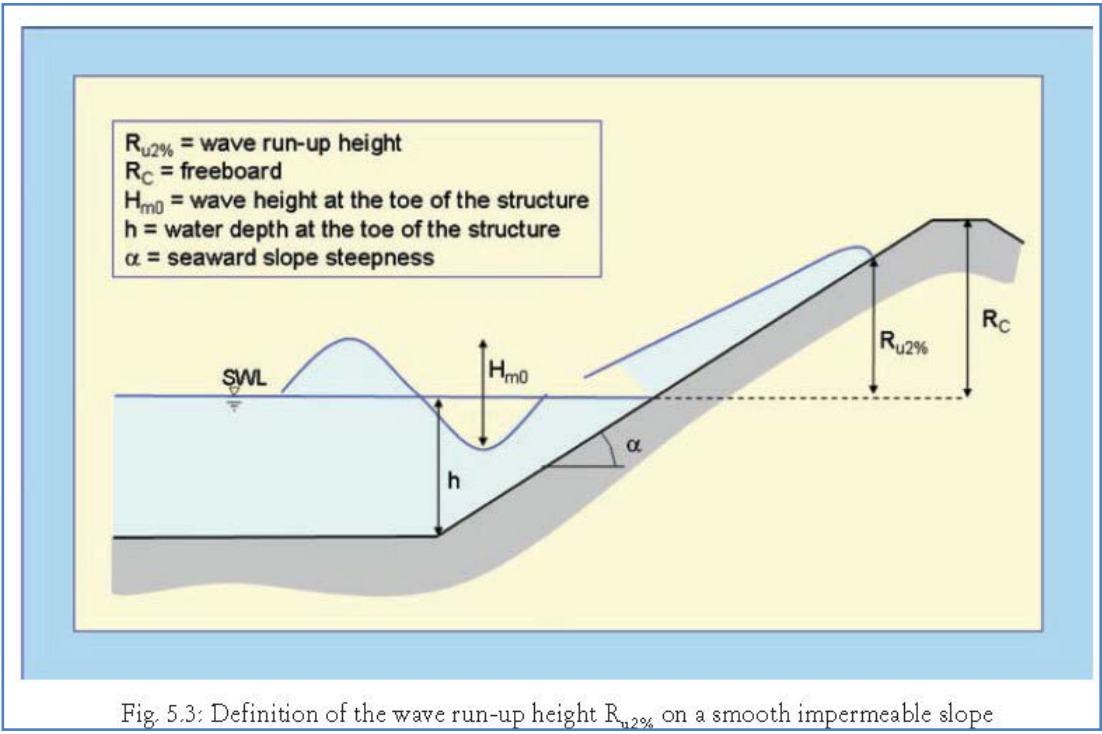


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

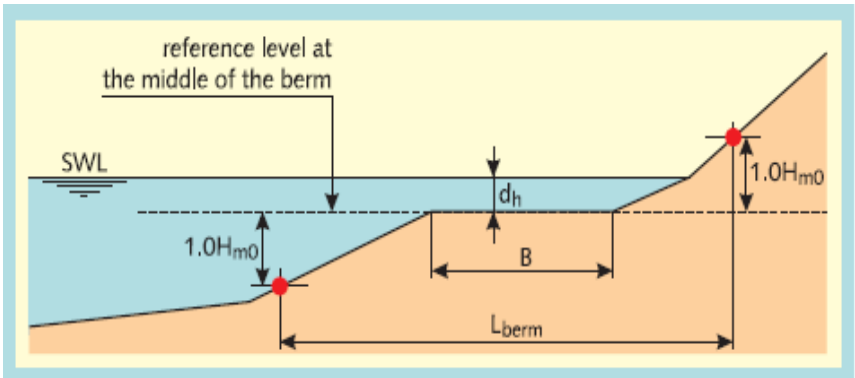
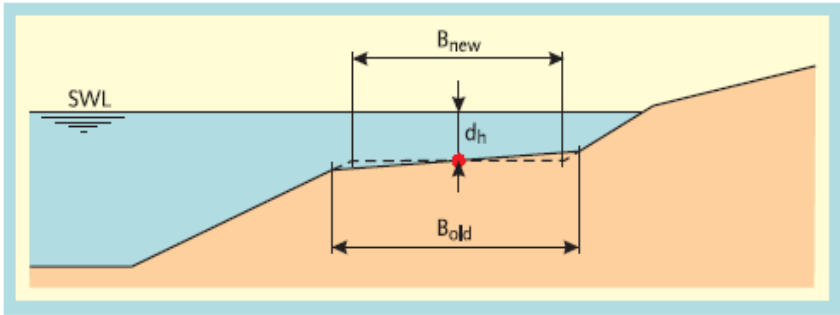
| | | | |
|-----------------|--------|-------|--|
| H_{m0} = | 1,80 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 10,344 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 4,817 | (-) | Iribaren coefficient ($t(T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|--------------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, \text{start}}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{\text{berm}})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 3,60 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

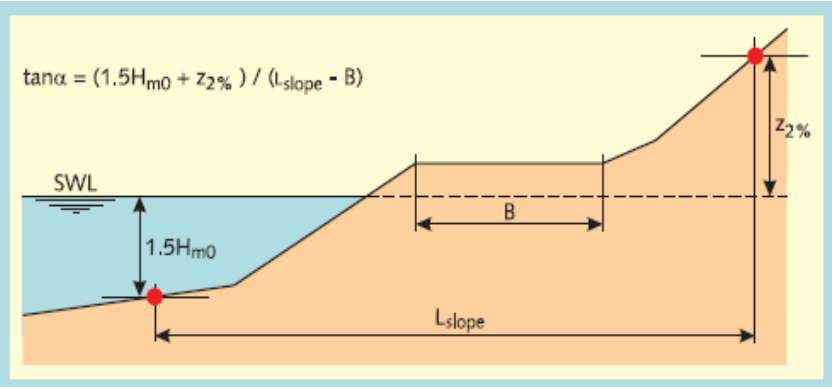
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 4,82$

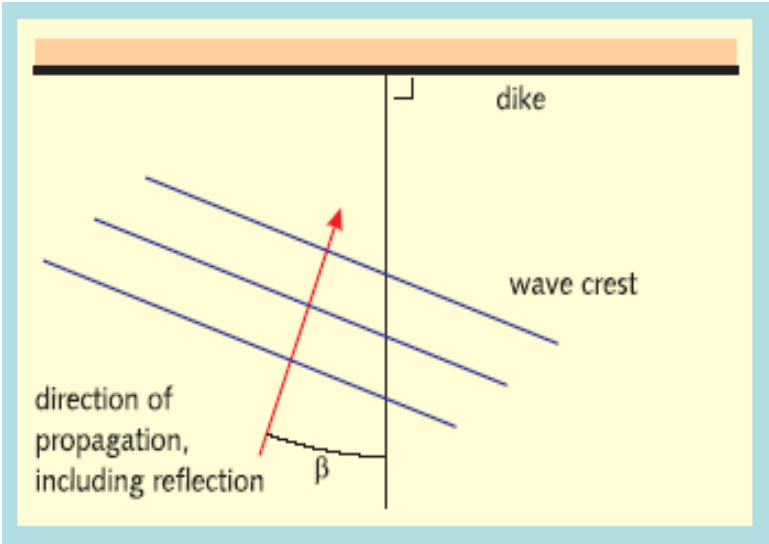
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A1- A1. Direction: W. Tr= 75 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$ =1-0.0033*abs(B), όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 4,817$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,72$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 3,8406396$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_b} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,06118551$ m/s ανά m, or $q_1 = 61,1855$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A2-A2

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 2,06 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,65 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,8 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 1,9 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 11,38 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 9,01 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0163 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|---------|----------------|---------------------------|
| a (?) = | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| b (?) = | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|---------|------|
| $R^* =$ | 0,041 | PROBLEM | O.K. |
|---------|-------|---------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A2-A2

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-----------------|---------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0410 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00026 \Rightarrow $q =$ 0,0470 m³/sec per m
 ή $q =$ 47,013 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 50 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta =$ 29,1482 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A2- A2. Direction: W, Tr= 75 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|---------|-------|---|
| H_s = | 2,06 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 10,81 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 11,38 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 9,01 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | (-) | Mound slope |
| β = | 50 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 2,65 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 1,85 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 126,700 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,016 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

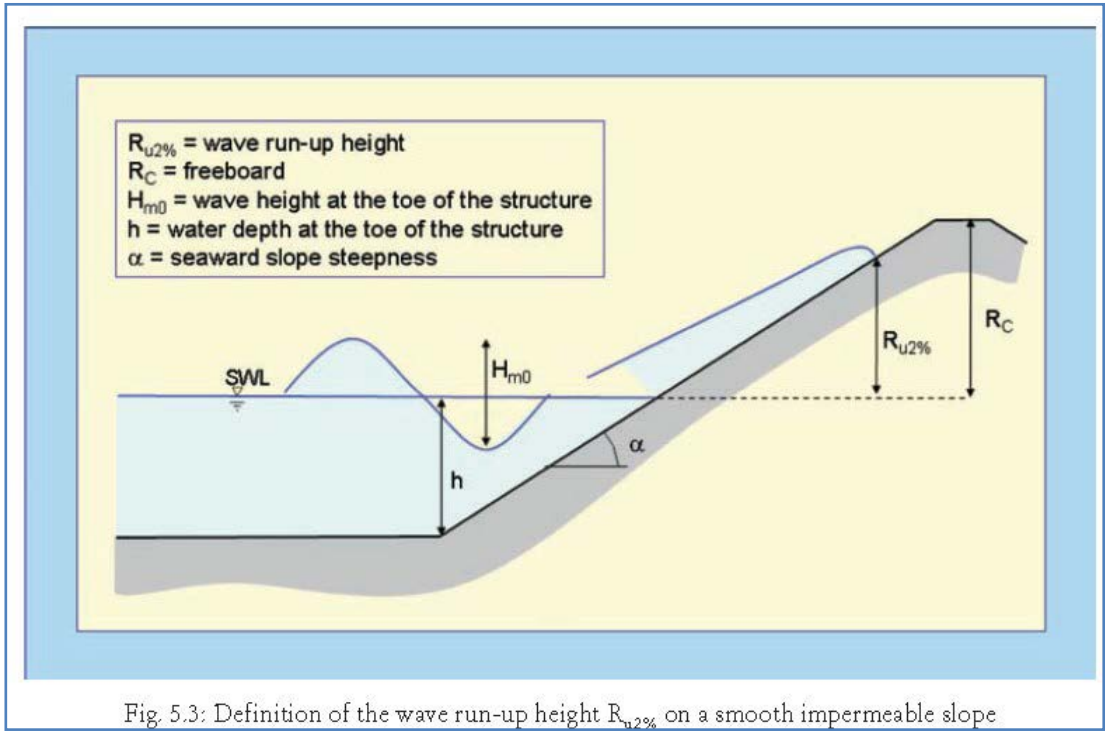


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

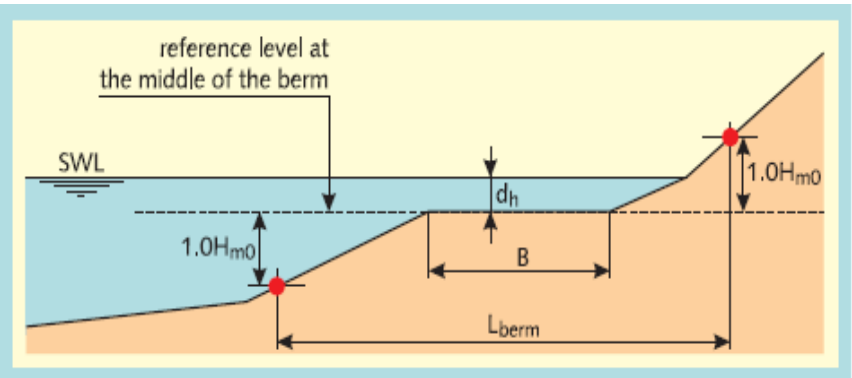
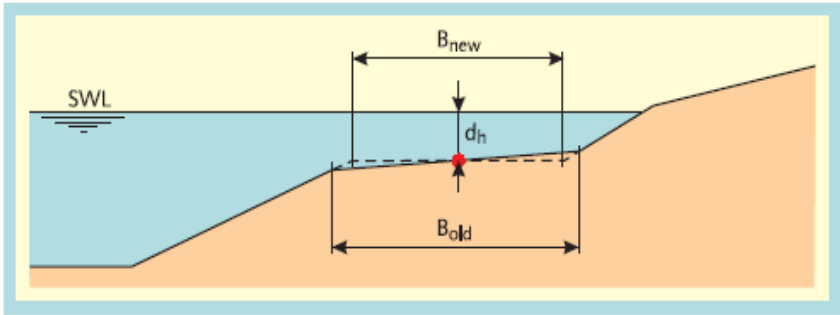
| | | | |
|-----------------|--------|-------|--|
| H_{m0} = | 2,06 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 10,344 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 4,503 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 4,12 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

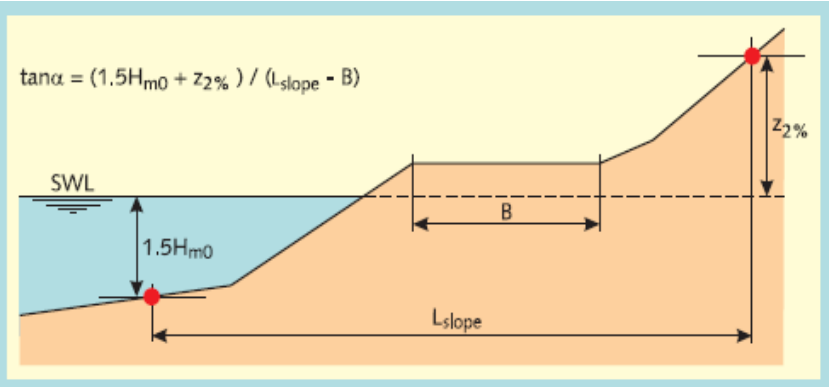
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 4,50$

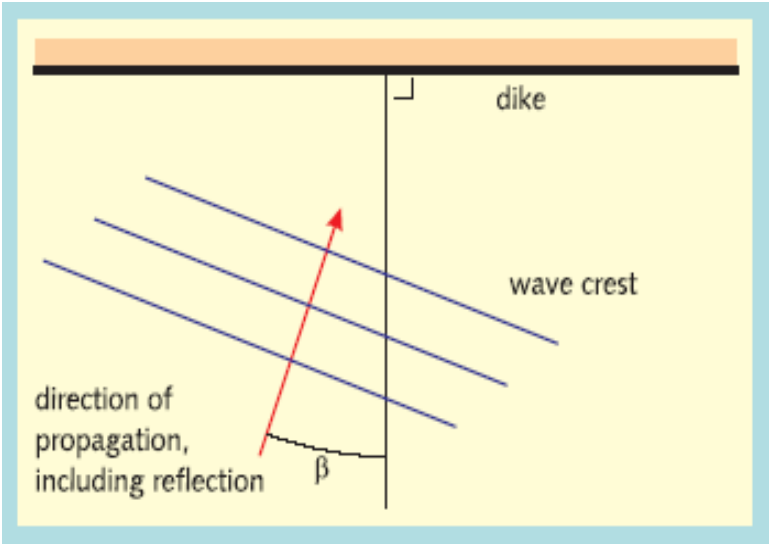
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A2- A2. Direction: W. Tr= 75 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,84$ $=1-0.0033*\text{abs}(B)$, όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 4,503$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,70$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 4,2594314$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_0 \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,053611986$ m/s ανά m, or $q_1 = 53,612$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A3-A3
Direction: W, Tr = 75years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 2,58 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 3,0 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,8 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,2 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 11,38 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 9,01 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0204 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|---------|------|
| $R^* =$ | 0,041 | PROBLEM | O.K. |
|---------|-------|---------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. A3-A3
Direction: W, Tr = 75years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-----------------|---------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0414 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00025 \Rightarrow $q =$ 0,0569 m³/sec per m
 ή $q =$ 56,909 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 45 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

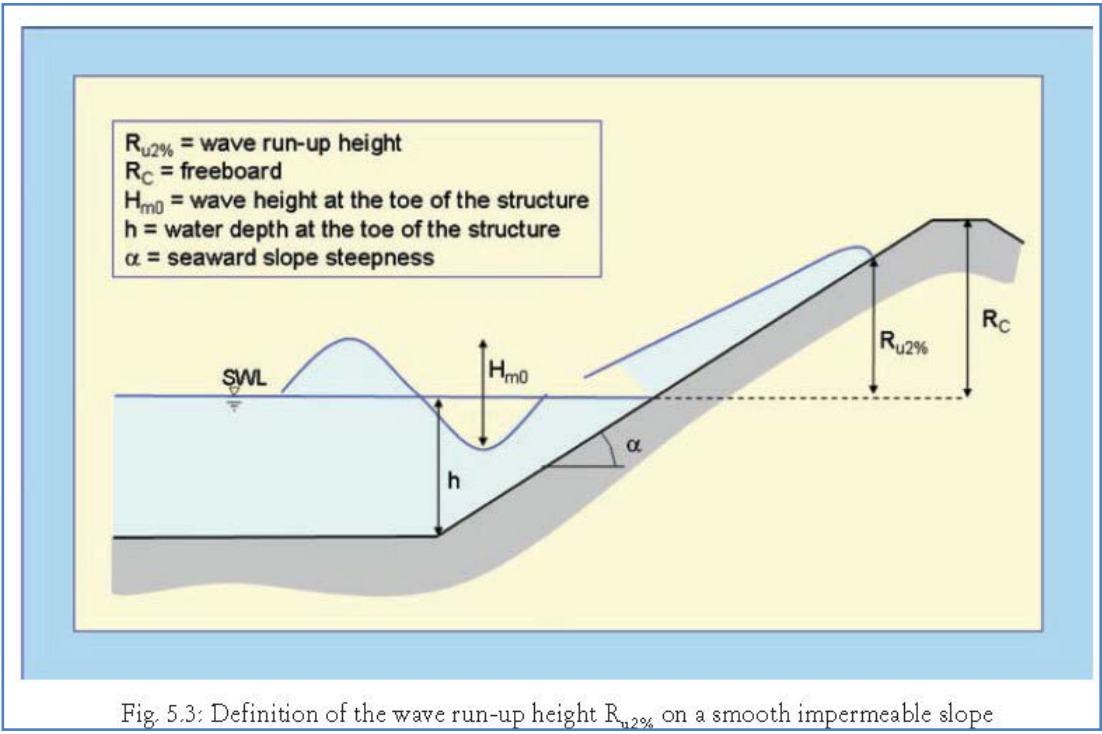
$q_\beta =$ 39,3921 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction: W. Tr= 75 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|---------|-------|---|
| H_s = | 2,58 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 10,81 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 11,38 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 9,01 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | (-) | Mound slope |
| β = | 45 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 3,00 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 2,20 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 126,700 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,020 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |



Wave conditions at the structure toe

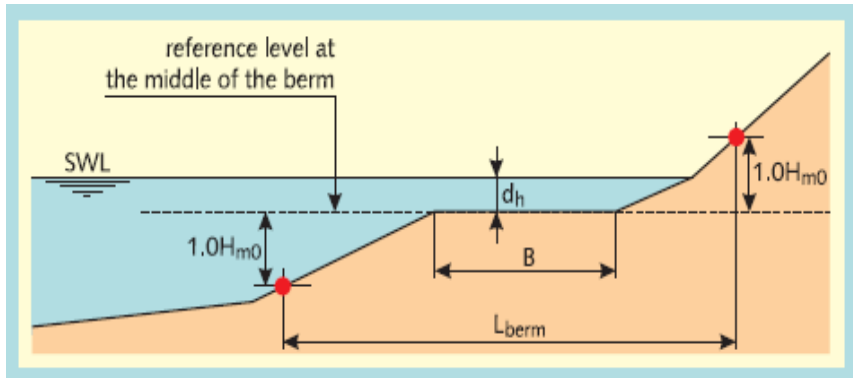
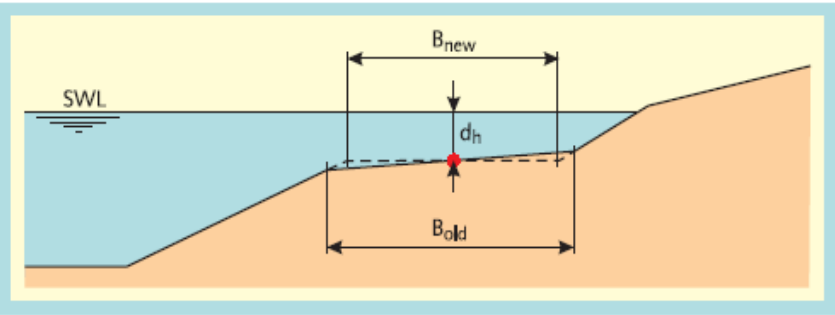
| | | | |
|-----------------|--------|-------|--|
| H_{m0} = | 2,58 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 10,344 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 4,024 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma f}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 5,16 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

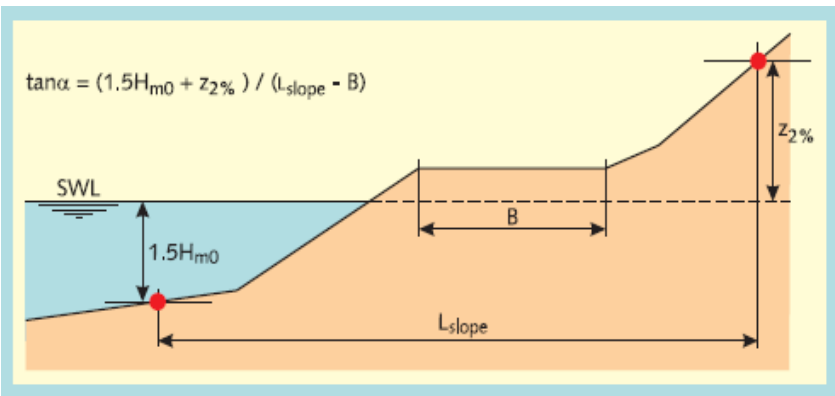
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 4,02$

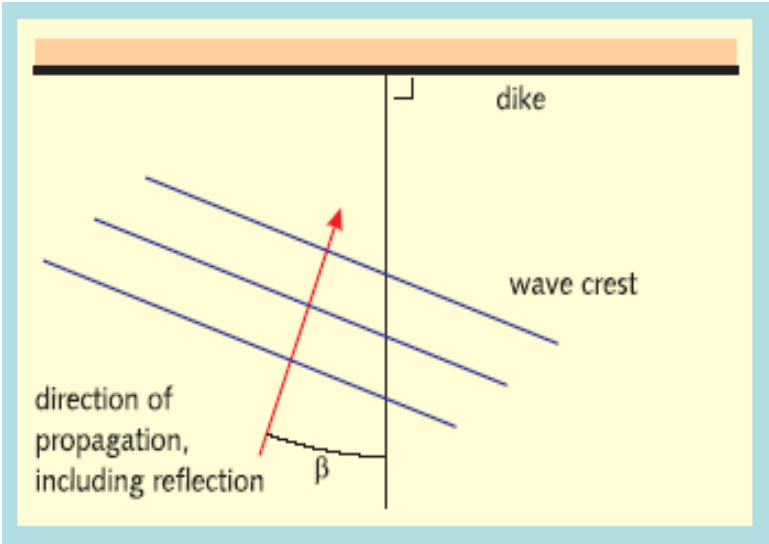
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction: W. Tr= 75 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,85$ $=1-0.0033*\text{abs}(B)$, όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 4,024$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,67$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 5,1707098$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_0 \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,08429666$ m/s ανά m, or $q_1 = 84,2967$ l/s ανά m

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε2: ΔΙΑΤΟΜΕΣ Β-Β & Β'-Β'

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. B-B B'-B',
Direction: W, Tr = 75years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 3,10 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 3,35 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,8 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,55 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 11,38 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 9,01 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0245 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

| | | | | |
|---------------------|---------|-------|---------|------|
| $0.05 < R^* < 0.60$ | $R^* =$ | 0,042 | PROBLEM | O.K. |
|---------------------|---------|-------|---------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

| | | | | |
|--------------------------|----------|------|---------|------|
| $0.035 < s_{om} < 0.055$ | s_{om} | 0,02 | PROBLEM | O.K. |
|--------------------------|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πραγούς | a | b |
|-------------------|------------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. B-B B'-B',
Direction: W, Tr = 75years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-------------------|------------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* = 0,0422 \Rightarrow Q^* = 0,00023 \Rightarrow q = 0,0634 \text{ m}^3/\text{sec per m}$
 ή $q = 63,385 \text{ lt/sec per m}$

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 30° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta = 54,7136 \text{ lt/sec/m}$

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION B-B. Direction: W. Tr= 75 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|---------|-------|---|
| H_s = | 3,10 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 10,81 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 11,38 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 9,01 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | (-) | Mound slope |
| β = | 30 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 3,35 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 2,55 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 126,700 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,024 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

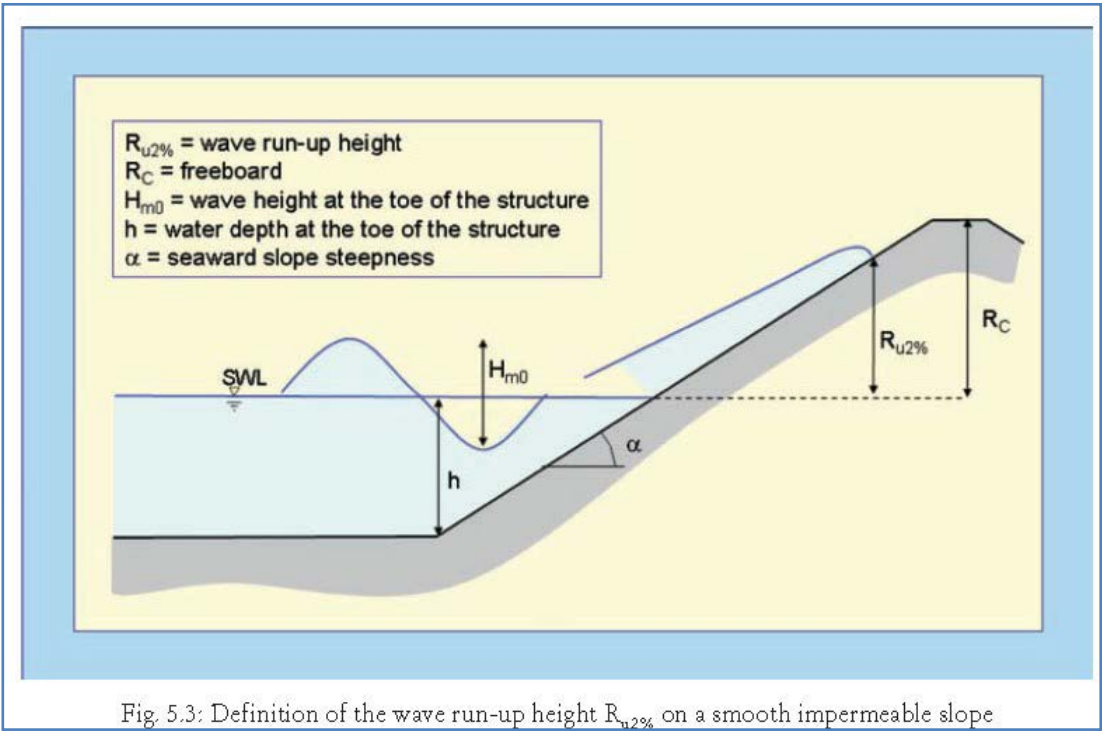


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

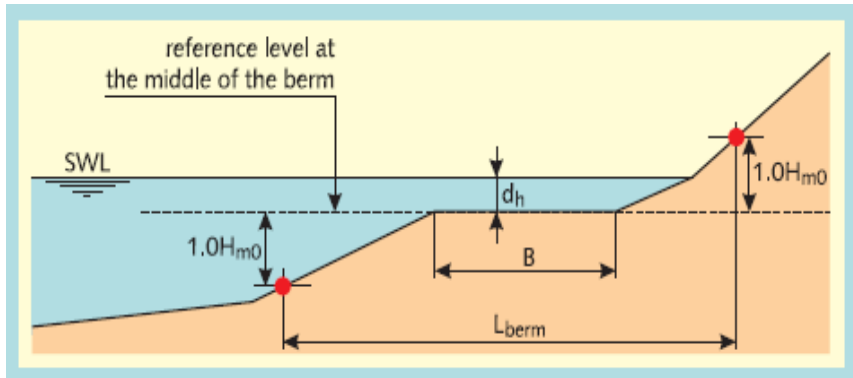
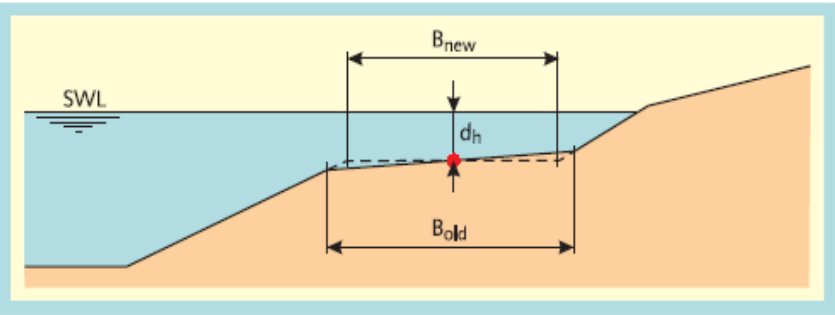
| | | | |
|-----------------|--------|-------|--|
| H_{m0} = | 3,10 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 10,344 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 3,671 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{B, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 6,20 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

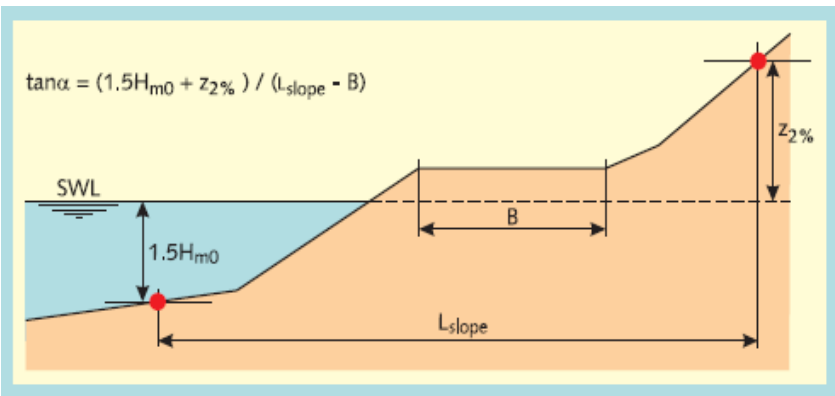
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 3,67$

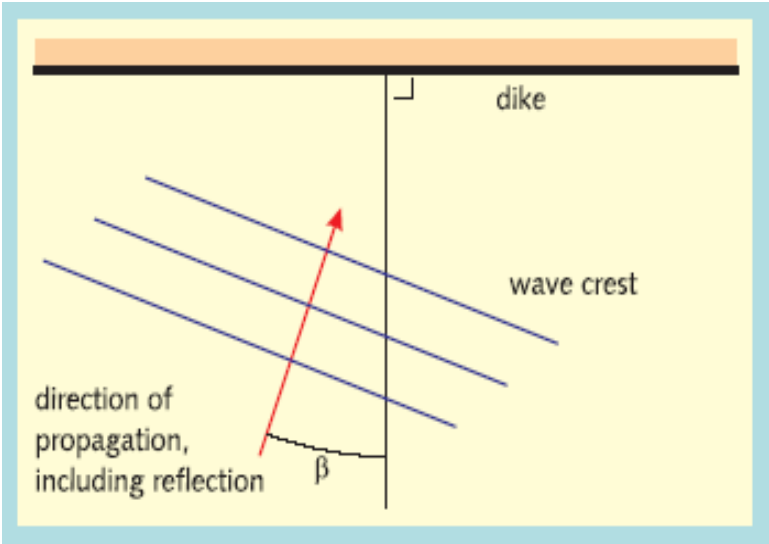
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION B-B. Direction: W. Tr= 75 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,90$ =1-0.0033*abs(B), όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For B>110° overtopping is considered q=0 m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_m-1,0 < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,671$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,65$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 6,3162638$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_b} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,136973606$ m/s ανά m, or $q_1 = 136,974$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. B-B, Tr=20years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 2,86 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 3,35 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,60 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,75 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 9,85 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,80 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0301 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < R^* < 0.60$$

| | | | |
|---------|-------|------|------|
| $R^* =$ | 0,064 | O.K. | O.K. |
|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < s_{om} < 0.055$$

| | | | |
|----------|------|---------|------|
| s_{om} | 0,03 | PROBLEM | O.K. |
|----------|------|---------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. B-B, Tr=20years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|----------------|---------------|-----------|---------|------|
| Aι | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| Aii | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* = 0,0640 \Rightarrow Q^* = 0,00005 \Rightarrow q = 0,0103 \text{ m}^3/\text{sec per m}$
 ή $q = 10,338 \text{ lt/sec per m}$

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta : 30^\circ$ (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

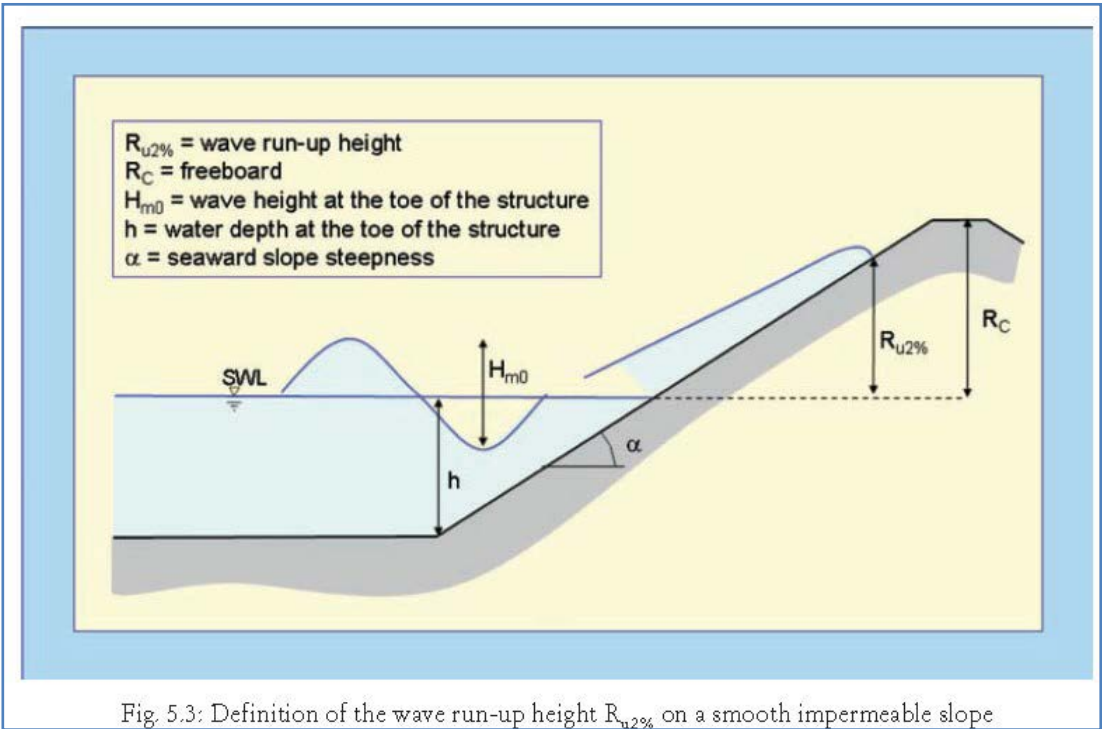
$q_\beta = 8,9238 \text{ lt/sec/m}$

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION B-B, Direction: W, Tr= 20 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| H_s = | 2,86 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 9,36 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 9,85 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 7,80 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,500 | (-) | Mound slope |
| β = | 30 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 4,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 3,35 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 2,75 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 94,990 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,030 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |



Wave conditions at the structure toe

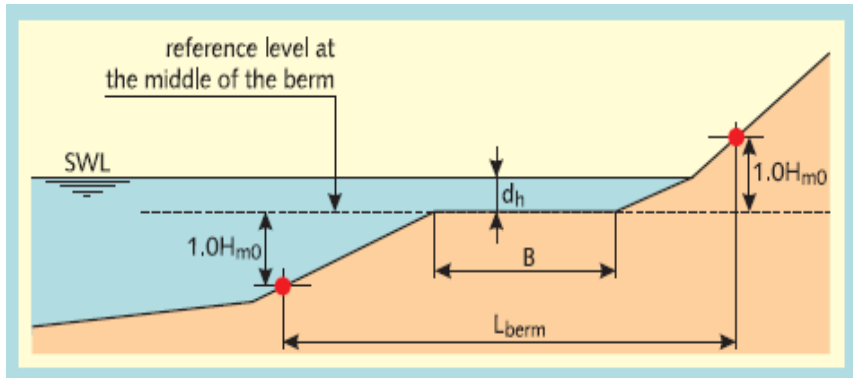
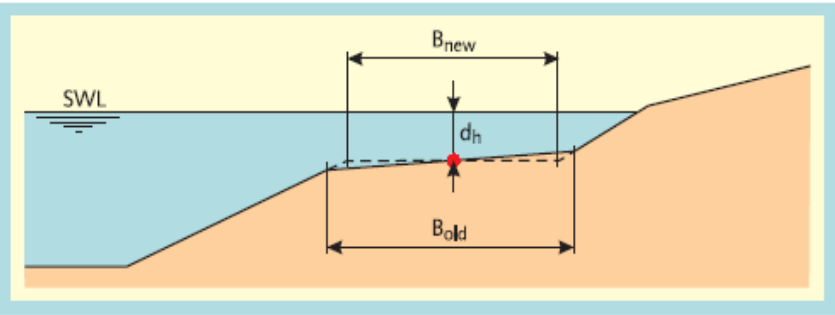
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| H_{m0} = | 2,86 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 8,957 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 3,309 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 5,72 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

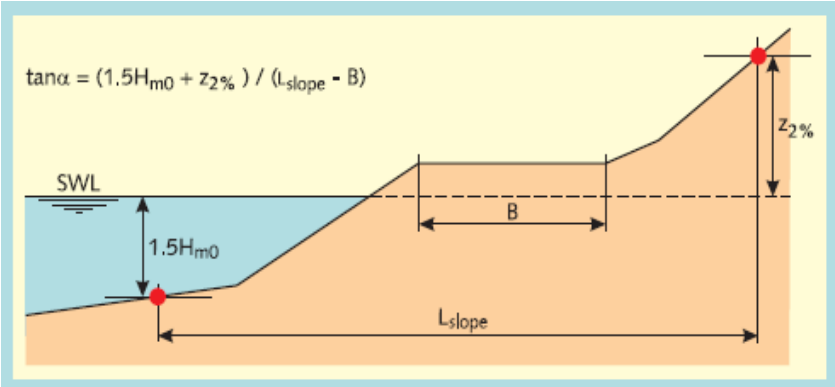
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 3,31$

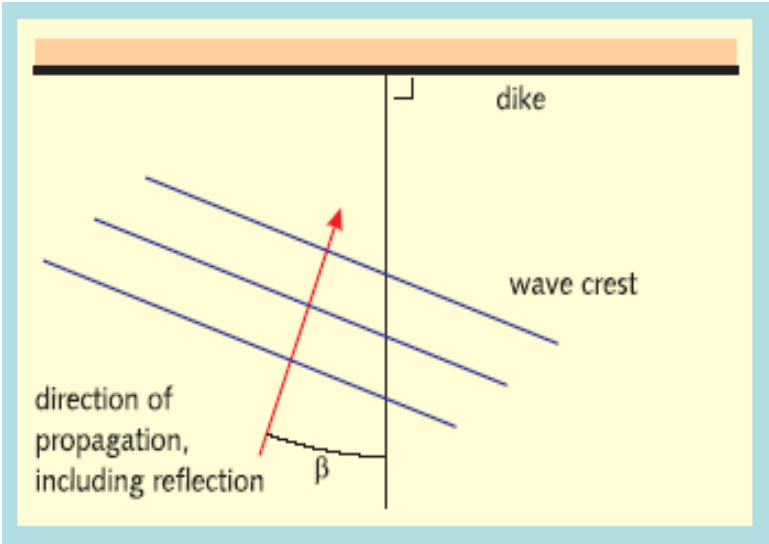
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION B-B, Direction: W, Tr= 20 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,90$ $=1-0.0033*\text{abs}(B)$, όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,309$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,63$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 5,5775424$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_b} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,062642972$ m/s ανά m, or $q_1 = 62,643$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. B-B,
Direction: W, Tr=10years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 2,78 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 3,35 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,6 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 2,75 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 8,99 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 7,12 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0352 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

| | | | | |
|---------------------|---------|-------|------|------|
| $0.05 < R^* < 0.60$ | $R^* =$ | 0,073 | O.K. | O.K. |
|---------------------|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

| | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|------|
| $0.035 < s_{om} < 0.055$ | s_{om} | 0,04 | O.K. | O.K. |
|--------------------------|----------|------|------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. B-B,
Direction: W, Tr=10years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-------------------|------------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,0732 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00003 \Rightarrow $q =$ 0,0055 m³/sec per m
 ή $q =$ 5,490 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 35 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

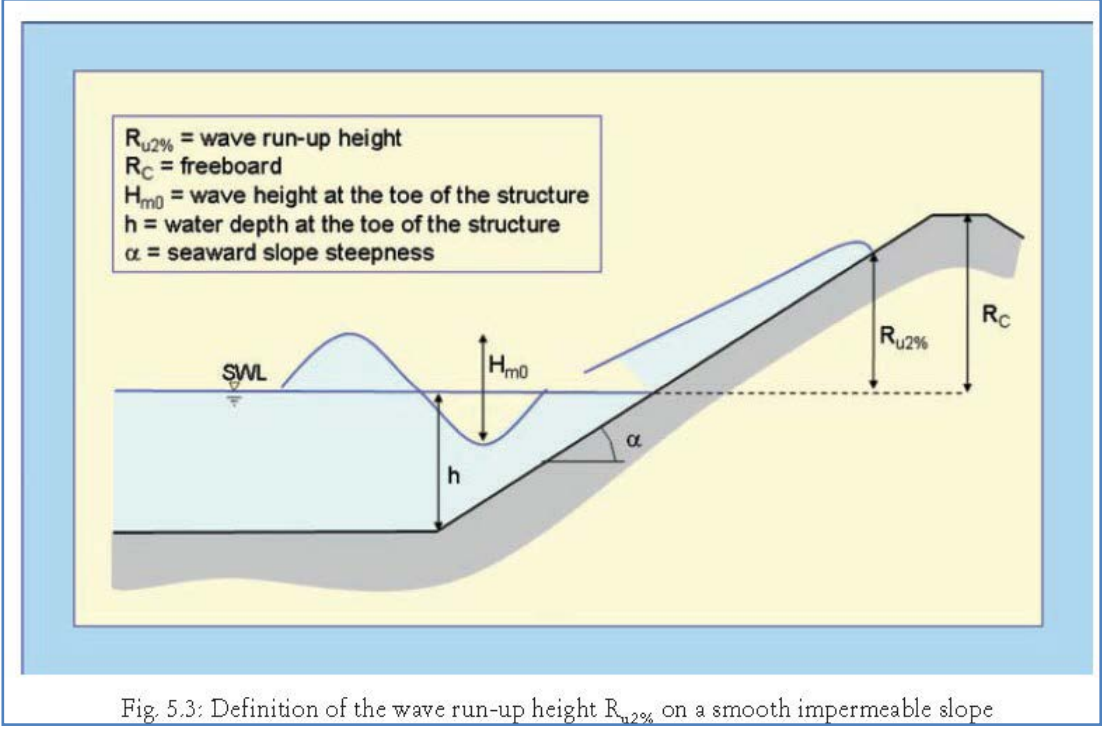
Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta =$ 4,4680 lt/sec/m

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| $H_s =$ | 2,78 | (m) | Local design wave height |
| $T_s =$ | 8,54 | (sec) | Wave period |
| $T_p =$ | 8,99 | (sec) | Max spectral period |
| $T_m =$ | 7,12 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha =$ | 0,500 | (-) | Mound slope |
| $\beta =$ | 30 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| $h =$ | 4,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| $R_c =$ | 3,35 | (m) | Crest level above the calm water level |
| $G_c =$ | 2,75 | (m) | Crest width |
| $L_{om} =$ | 79,076 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| $S_{om} =$ | 0,035 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |



Wave conditions at the structure toe

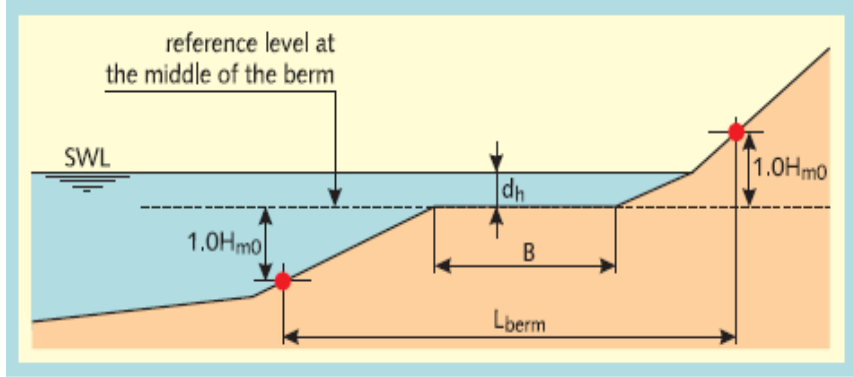
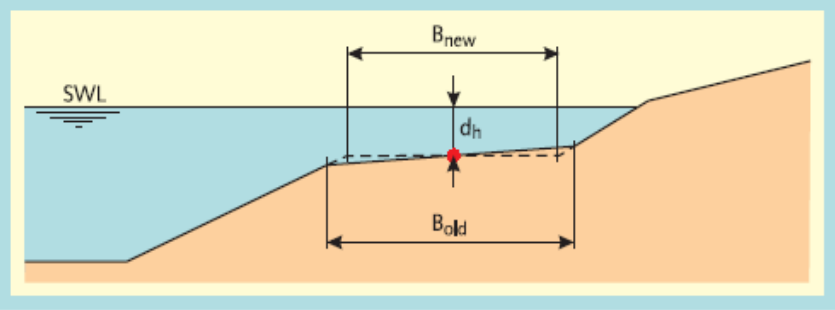
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| $H_{m0} =$ | 2,78 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0} =$ | 8,172 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0} =$ | 3,062 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a,px}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%,start} =$ | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm}) =$ | 0,00 | (-) | berm slope |
| $L_{slope} =$ | 30,00 | (m) | |
| $L_{berm} =$ | 30,00 | (m) | |
| $B_B =$ | 0,00 | (m) | |
| $h_B =$ | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| $x =$ | 5,56 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| $k_B =$ | 0,000 |
| $k_h =$ | 0,000 |

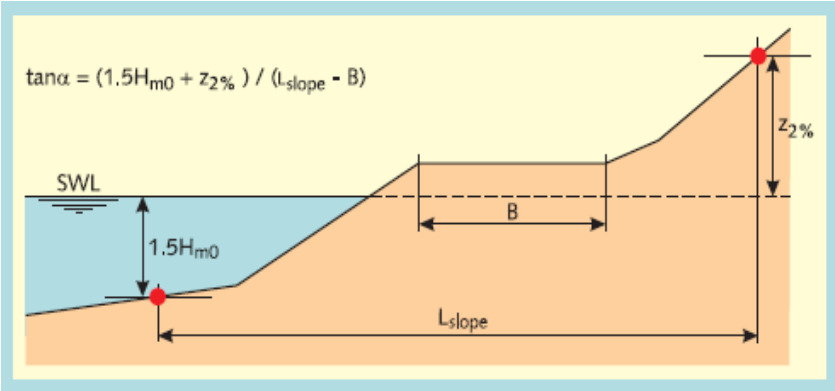
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

$\xi_{m-1,0} = 3,06$

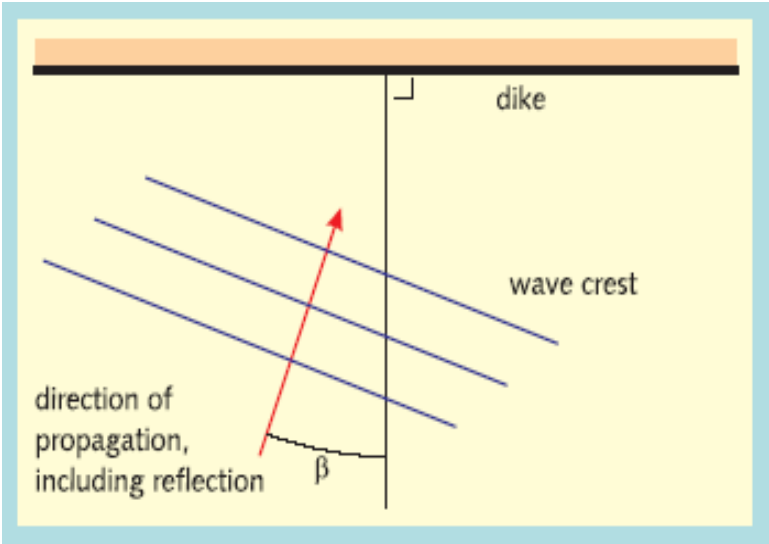
Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction: W. Tr= 10 years

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,90$ =1-0.0033*abs(B), όπου $0^{\circ}<abs(B)<80^{\circ}$,

For $B>110^{\circ}$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0}=1,0$ to $1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0}=3,062$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,62$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 5,251607$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{s0} \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{s0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_b} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,049206079$ m/s ανά m, or $q_1 = 49,2061$ l/s ανά m

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ε4: ΔΙΑΤΟΜΕΣ ΥΠΗΝΕΜΟΥ ΜΩΛΟΥ

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. H-H
Direction: NW, Tr = 75years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|--------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 1,81 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m3 | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m3 | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,20 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,7 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C ' (?) =$ | 1,5 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 6,74 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 5,33 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0408 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,667 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|---------|---------|---------------------------|
| a (?) = | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| b (?) = | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

| | | | | |
|--|----------|-------|------|------|
| 1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range : | | | | |
| $0.05 < R^* < 0.60$ | $R^* =$ | 0,055 | O.K. | O.K. |
| 2. The wave steepness should vary between the range : | | | | |
| $0.035 < s_{om} < 0.055$ | s_{om} | 0,04 | O.K. | O.K. |

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. H-H
Direction: NW, Tr = 75years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B _a /H _s | a | b |
|-----------------|---------------|--------------------------------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

F* =0,0553

⇒

Q* =

0,00008

⇒

q =

0,0078

m³/sec per m

ή

q =

7,810

lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

β :45 ° (the incident wave angle with structure)
(the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes :

1,00

Για bermed slopes:

2,00

Type of structure:

1

q_β =

5,4064 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION A3- A3. Direction NW. Tr= 75 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| $H_s =$ | 1,81 | (m) | Local design wave height |
| $T_s =$ | 6,40 | (sec) | Wave period |
| $T_p =$ | 6,74 | (sec) | Max spectral period |
| $T_m =$ | 5,33 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha =$ | 0,667 | (-) | Mound slope |
| $\beta =$ | 45 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| $h =$ | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| $R_c =$ | 2,20 | (m) | Crest level above the calm water level |
| $G_c =$ | 1,50 | (m) | Crest width |
| $L_{om} =$ | 44,411 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| $S_{om} =$ | 0,041 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

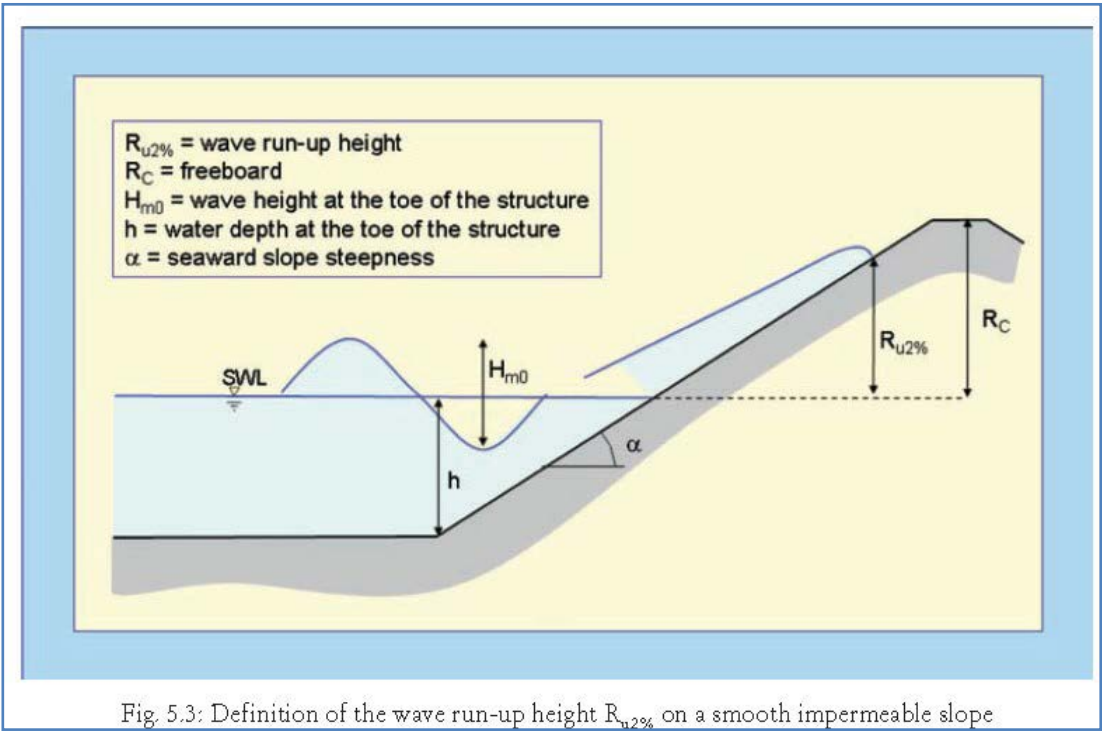


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

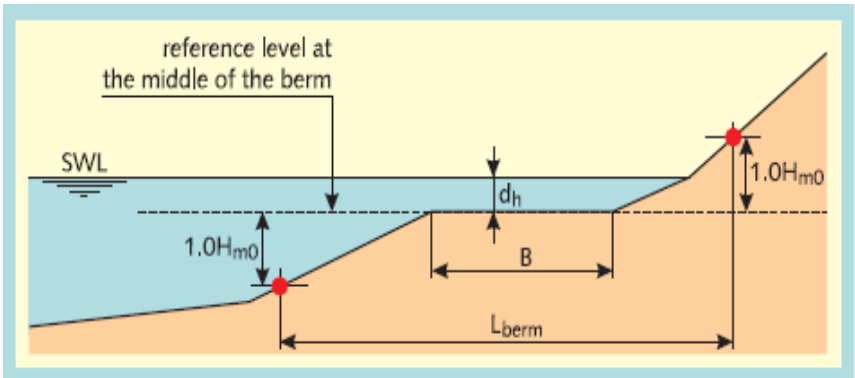
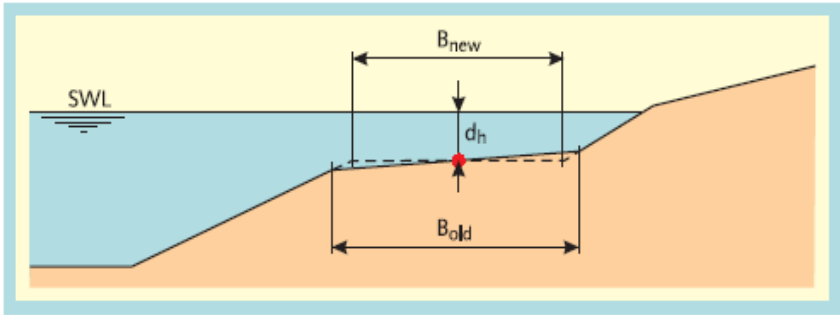
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| $H_{m0} =$ | 1,81 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0} =$ | 6,124 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0} =$ | 3,792 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{B, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start} =$ | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm}) =$ | 0,00 | (-) | berm slope |
| $L_{slope} =$ | 30,00 | (m) | |
| $L_{berm} =$ | 30,00 | (m) | |
| $B_B =$ | 0,00 | (m) | |
| $h_B =$ | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| $x =$ | 3,62 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| $k_B =$ | 0,000 |
| $k_h =$ | 0,000 |

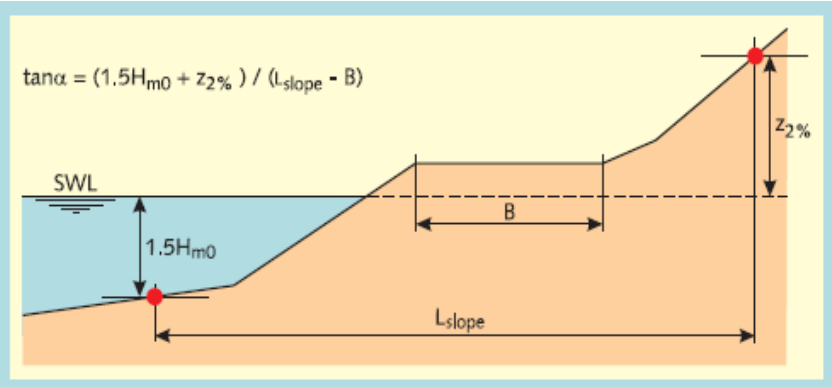
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calcutaion of beraking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

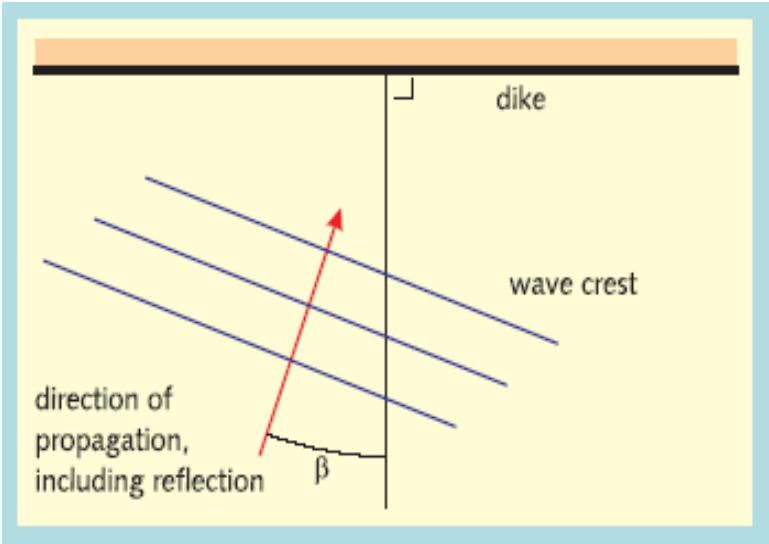
$\xi_{m-1,0} = 3,79$

Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,85$ =1-0.0033*abs(B), όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0 \text{ m}^3/\text{s/m}$.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,792$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,66$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 3,5345582$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_0 \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_0 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,051155077 \text{ m/s ανά m, or } q_1 = 51,1551 \text{ l/s ανά m}$

**OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. H-H,
Direction: NW, Tr=20years**

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

$H_{des(?)}$ = **1,21 m** Significant wave height in front of breakwater

ρ_s (?) = **2,65** ton/m³ Mass density of rocks

ρ_w (?) = **1,025** ton/m³ Mass density of sea water

$$R_C (?) = 2,20 \text{ m} \quad (\text{the crest elevation from the SWL})$$
$$\Delta_{\text{HHLWL-MWL}} = 0,5 \text{ m} \quad (\text{The tide variations and specifically the difference between MSL and HHLWL})$$

$R_C' (?) =$ 1,70 m (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated)

$T_{op} = 5,56$ sec (peak spectral period)

$$T_m = 4.40 \text{ sec} \quad (\text{mean spectral period})$$
 $s_{om} = 0,0400$ (wave steepness corresponding to the mean wave period)
$$\Delta = 1,585 \quad (\text{apparent specific weight of rock material-or the armour material})$$
$$\tan(\alpha) = 0,667 \quad (\text{the slope of the rubble mound})$$

| | | |
|---------------|------|--|
| $\gamma_f(?)$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |
|---------------|------|--|

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | |
|---------|---------|
| a (?) = | 1,3E-09 |
|---------|---------|

b (?) = 3,82 (CIRIA, page 511 and 512)

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

$$0.05 < \mathbf{R}^* < 0.60$$
$$\mathbf{R}^* =$$

0,158

O.K.

O.K.

2. The wave steepness should vary between the range :

$$0.035 < \mathbf{s}_{\text{om}} < 0.055$$

Som

0,04

O.K.

O.K.

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|-------------------|------------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. H-H,
Direction: NW, Tr=20years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B _a /H _s | a | b |
|-----------------|---------------|--------------------------------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

F* =

0,1576

⇒

Q* =

0,00000

⇒

q =

0,0001

m³/sec per m

ή

q =

0,079

lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

β : 45 ° (the incident wave angle with structure)
(the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes :

1,00

Για bermed slopes:

2,00

Type of structure:

1

q_β = 0,0547 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION H-H, Direction: NW, Tr= 20 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| $H_s =$ | 1,40 | (m) | Local design wave height |
| $T_s =$ | 5,28 | (sec) | Wave period |
| $T_p =$ | 5,56 | (sec) | Max spectral period |
| $T_m =$ | 4,40 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha =$ | 0,667 | (-) | Mound slope |
| $\beta =$ | 45 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| $h =$ | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| $R_c =$ | 2,20 | (m) | Crest level above the calm water level |
| $G_c =$ | 1,70 | (m) | Crest width |
| $L_{om} =$ | 30,227 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| $S_{om} =$ | 0,046 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

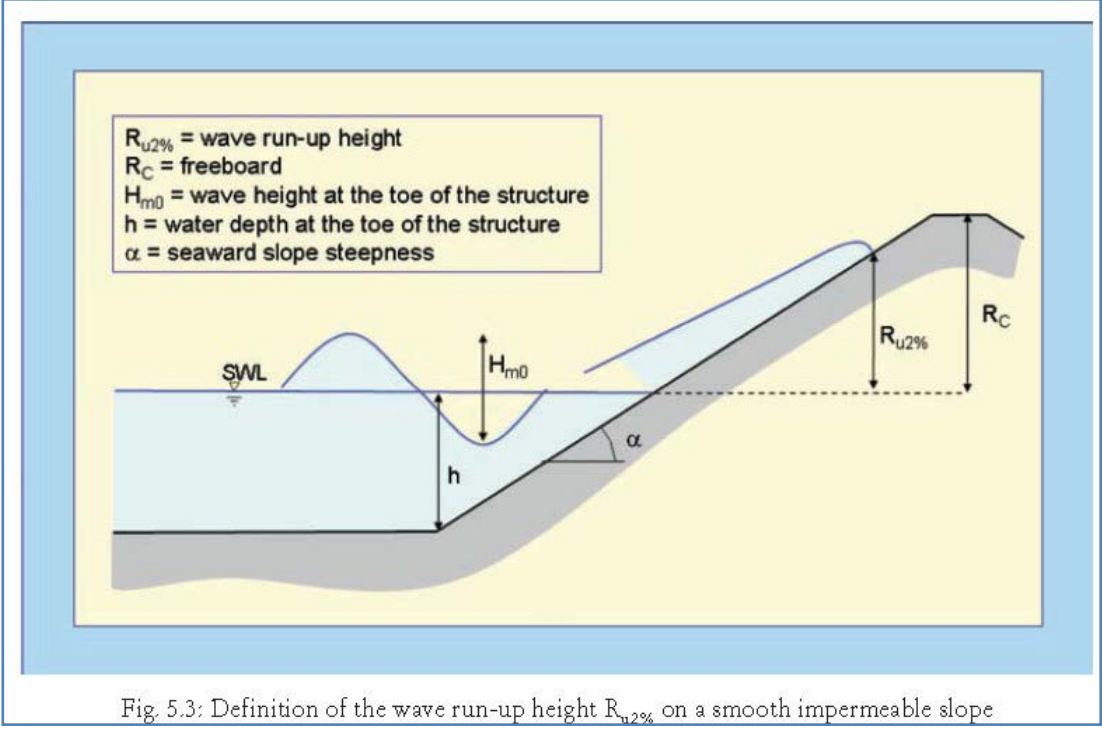


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

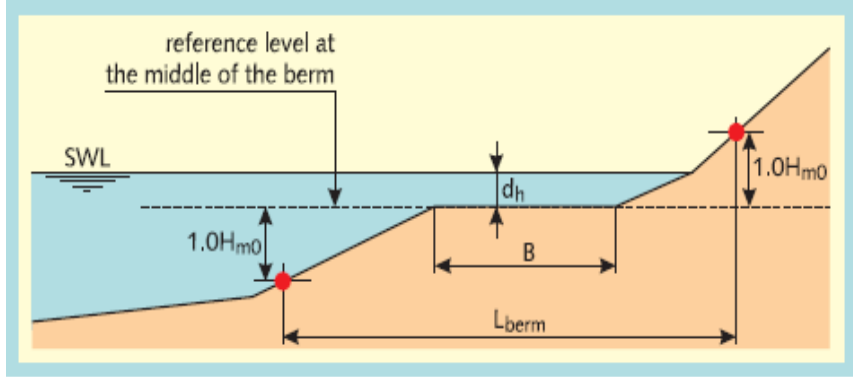
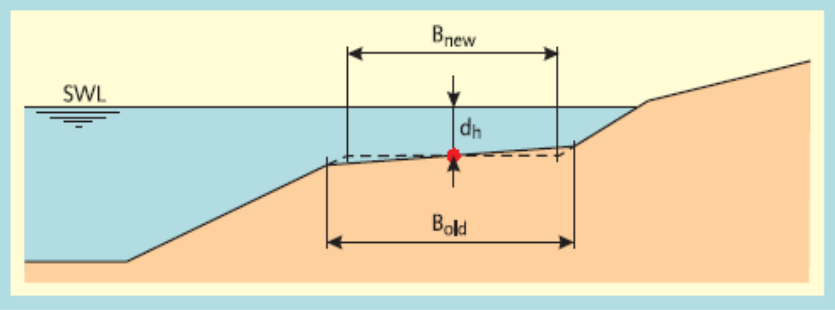
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| $H_{m0} =$ | 1,40 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0} =$ | 5,053 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0} =$ | 3,557 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{a, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start} =$ | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm}) =$ | 0,00 | (-) | berm slope |
| $L_{slope} =$ | 30,00 | (m) | |
| $L_{berm} =$ | 30,00 | (m) | |
| $B_B =$ | 0,00 | (m) | |
| $h_B =$ | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| $x =$ | 2,80 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| $k_B =$ | 0,000 |
| $k_h =$ | 0,000 |

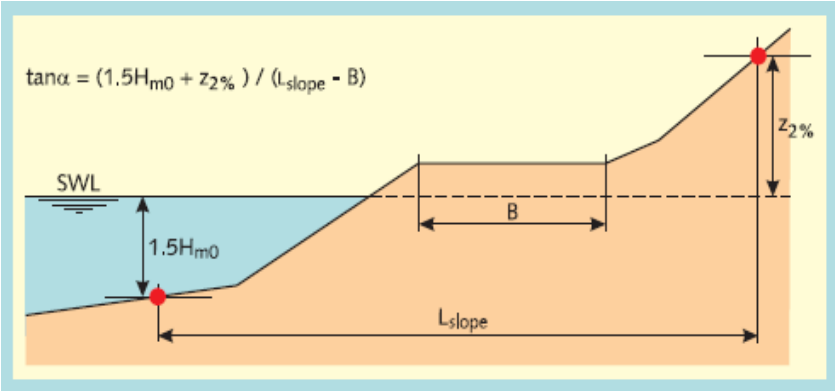
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

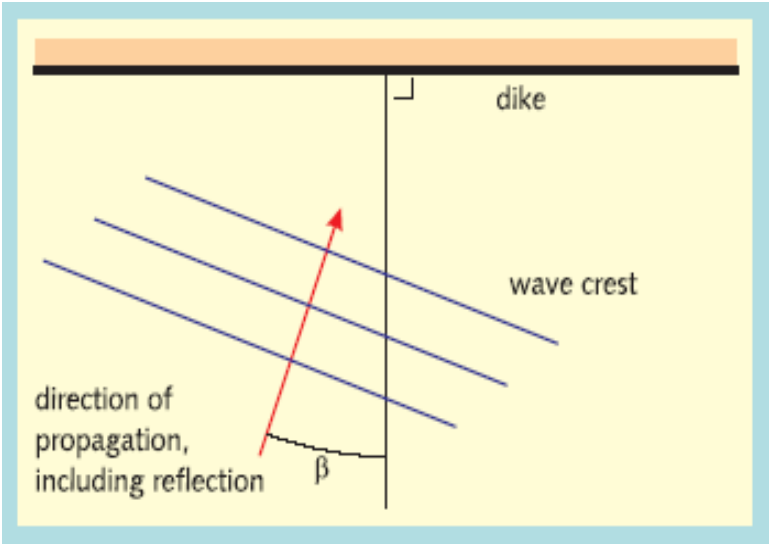
$\xi_{m-1,0} = 3,56$

Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,85$ =1-0.0033*abs(B), όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,557$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,65$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

a_{wall}: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 2,6598906$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_B \cdot \xi_{0,0} \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{0,0} \cdot \gamma_B \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$

and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_B} \right) \quad (23)$$

$q_1 = 0,006493669$ m/s ανά m, or $q_1 = 6,49367$ l/s ανά m

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. H-H,
Direction: NW, Tr=10years

Overtopping discharges calculation with Owen method

α. Εισαγωγή στοιχείων υπολογισμού

| | | |
|-----------------------|---------------------------------|---|
| $H_{des} (?) =$ | 1,07 m | Significant wave height in front of breakwater |
| $\rho_s (?) =$ | 2,65 ton/m ³ | Mass density of rocks |
| $\rho_w (?) =$ | 1,025 ton/m ³ | Mass density of sea water |
| $R_C (?) =$ | 2,2 m | (the crest elevation from the SWL) |
| $\Delta_{HLWL-MWL} =$ | 0,5 m | (The tide variations and specifically the difference between MSL and HHWL) |
| $R_C' (?) =$ | 1,7 m | (The adapted crest elevation in which the tide variations are incorporated) |
| $T_{op} =$ | 5,28 sec | (peak spectral period) |
| $T_m =$ | 4,18 sec | (mean spectral period) |
| $s_{om} =$ | 0,0392 | (wave steepness corresponding to the mean wave period) |
| $\Delta =$ | 1,585 | (apparent specific weight of rock material-or the armour material) |
| $\tan \alpha (?) =$ | 0,500 | (the slope of the rubble mound) |
| $\gamma_f (?) =$ | 0,55 | (reduction coefficient for rubble roughness) |

In the specific case where a protection wall exists the empirical coefficients a and b take values from the two tables given below, based on the structure type and its geometrical characteristics. The first table refers to cross sections with slopes 1:2, while the second one additionally includes rubble slopes of 4:3

| | | |
|-----------|----------------|---------------------------|
| $a (?) =$ | 1,3E-09 | (CIRIA, page 511 and 512) |
| $b (?) =$ | 3,82 | |

Περιορισμοί Εφαρμογής Μεθόδου

1. The dimensionless crest parameter R^* shall be vary between the following range :

| | | | | |
|---------------------|---------|-------|------|------|
| $0.05 < R^* < 0.60$ | $R^* =$ | 0,199 | O.K. | O.K. |
|---------------------|---------|-------|------|------|

2. The wave steepness should vary between the range :

| | | | | |
|--------------------------|----------|------|------|------|
| $0.035 < s_{om} < 0.055$ | s_{om} | 0,04 | O.K. | O.K. |
|--------------------------|----------|------|------|------|

Πίνακας 1.1. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | a | b |
|----------------|---------------|---------|------|
| A | "1/2" | 3,7E-10 | 2,92 |
| B | "1/2" | 1,3E-09 | 3,82 |

OVERTOPPING DISCHARGES CALCULATION - C.S. H-H,
Direction: NW, Tr=10years

Πίνακας 1.2. Empirical coefficients a,b

| Τύπος διατομής | Κλίση πρανούς | B_a/H_s | a | b |
|-----------------|---------------|-----------|---------|------|
| A _i | "1/2" | 1,1 | 1,7E-08 | 2,41 |
| | | 1,85 | 1,8E-07 | 2,3 |
| | | 2,6 | 2,3E-08 | 2,68 |
| A _{ii} | "3/4" | 1,1 | 5E-08 | 3,1 |
| | | 1,85 | 6,8E-08 | 2,65 |
| | | 2,6 | 3,1E-08 | 2,69 |
| B | "1/2" | 0.79-1.70 | 1,6E-09 | 3,18 |
| C | "1/2" | 0.79-1.70 | 5,3E-09 | 3,51 |
| D | "1/2" | 1.6-3.30 | 1E-09 | 2,82 |

c. Results

$F^* =$ 0,1993 \Rightarrow $Q^* =$ 0,00000 \Rightarrow $q =$ 0,0000 m³/sec per m
 ή $q =$ 0,027 lt/sec per m

Reduction Coefficients

1. Due to oblique wave attack

$\beta :$ 45 ° (the incident wave angle with structure)
 (the maximum value of above angle is 60 degrees)

Για straight slopes : 1,00 Type of structure: 1
 Για bermed slopes: 2,00

$q_\beta =$ 0,0187 lt/sec/m

CALCULATION OF OVERTOPPING DISCHARGES
SECTION H-H, Direction: NW, Tr= 10 years

OVERTOPPING CALCULATION

Input Data

| | | | |
|----------------|--------|-------|---|
| H_s = | 1,07 | (m) | Local design wave height |
| T_s = | 5,02 | (sec) | Wave period |
| T_p = | 5,28 | (sec) | Max spectral period |
| T_m = | 4,18 | (sec) | Mean spectral period |
| $\tan\alpha$ = | 0,667 | (-) | Mound slope |
| β = | 45 | (deg) | Incidence wave angle on the structure (°) |
| h = | 3,80 | (m) | Local water depth at the structure toe |
| R_c = | 2,20 | (m) | Crest level above the calm water level |
| G_c = | 1,70 | (m) | Crest width |
| L_{om} = | 27,323 | (m) | Wave length corresponds to mean spectral period |
| S_{om} = | 0,039 | (-) | Wave steepness (H_s και T_m) |

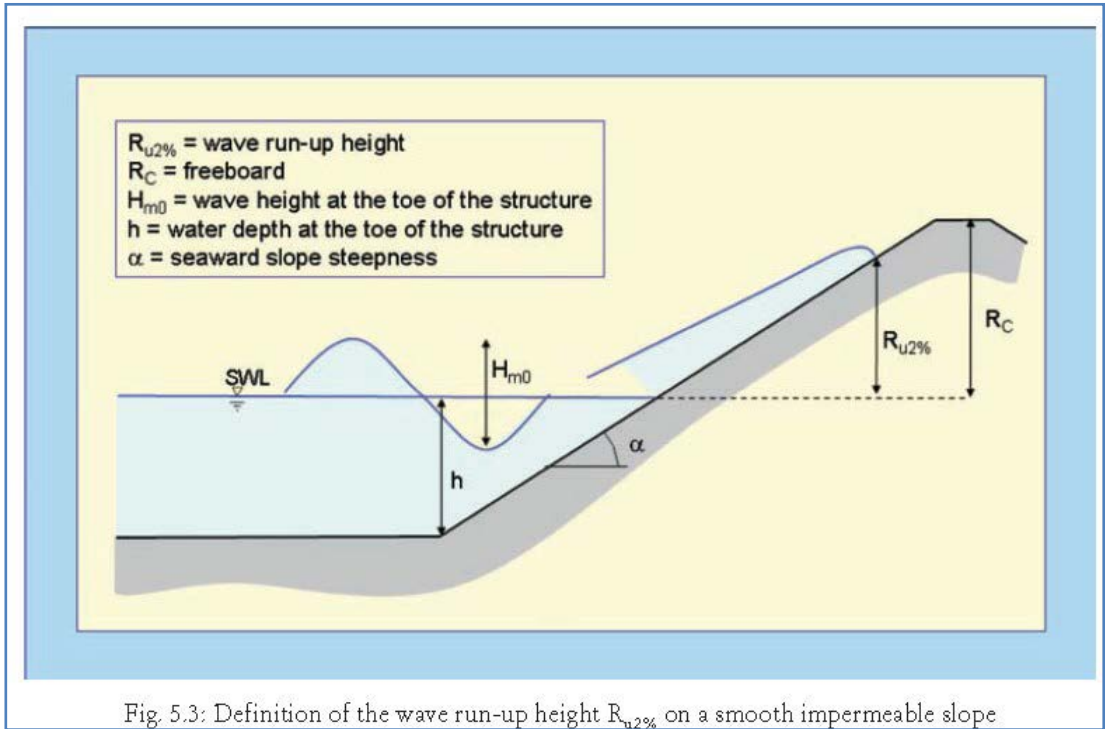


Fig. 5.3: Definition of the wave run-up height $R_{u2\%}$ on a smooth impermeable slope

Wave conditions at the structure toe

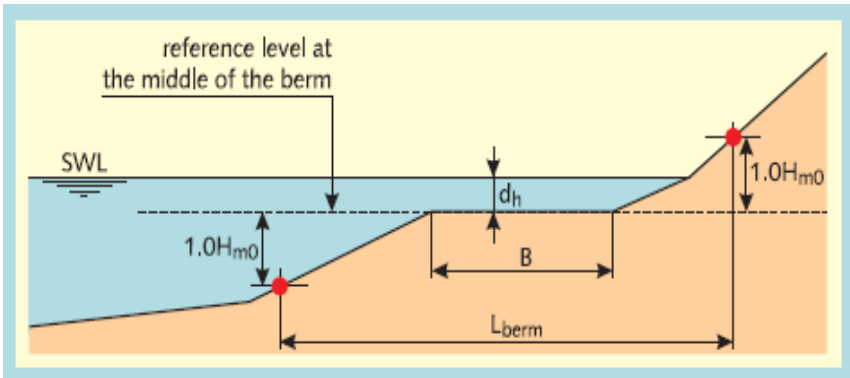
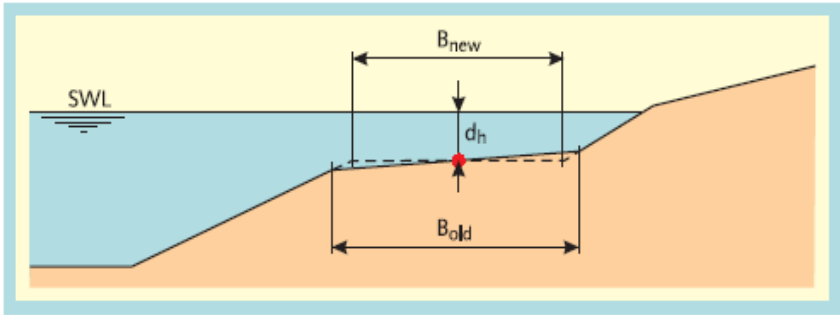
| | | | |
|-----------------|-------|-------|--|
| H_{m0} = | 1,07 | (m) | Local spectral wave height |
| $T_{m-1,0}$ = | 4,804 | (sec) | Spectral wave period |
| $\xi_{m-1,0}$ = | 3,869 | (-) | Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s) |

a. Reduction coefficient determination γ_b , γ_f and $\gamma_{B, \gamma x}$:

a1. Reduction coefficient to account berm influence, $0.6 < \gamma_b < 1.0$

| | | | |
|-------------------------|-------|-----|---|
| $R_{u2\%, start}$ = | 5,08 | (m) | $\approx 1.5H_{m0}$ |
| $\tan(\alpha_{berm})$ = | 0,00 | (-) | berm slope |
| L_{slope} = | 30,00 | (m) | |
| L_{berm} = | 30,00 | (m) | |
| B_B = | 0,00 | (m) | |
| h_B = | 0,00 | (m) | (measured from water level: positive values moving upwards) |
| x | 2,14 | (m) | |

method valid for:
1. Berm width $< 1/4 L_o$
(wave length at deep waters)
2. Berm slope up to 1:15



| | |
|---------|-------|
| k_B = | 0,000 |
| k_h = | 0,000 |

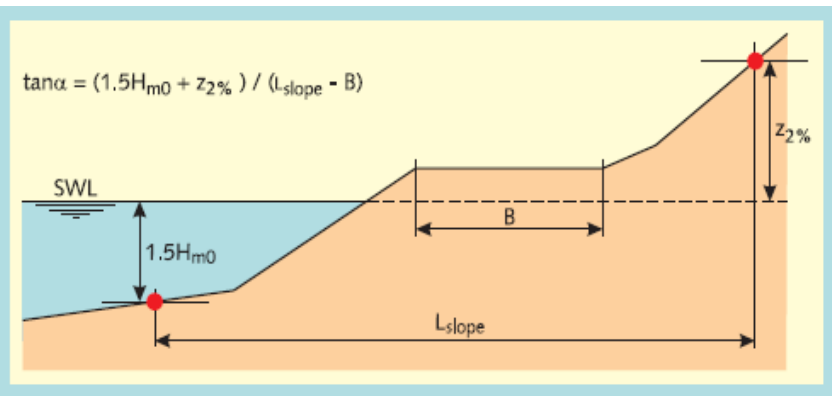
$\gamma_b = 1,00$

with $0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$

a.1.1 mean berm slope α' , (calculation of breaking parameter):

$\tan\alpha_v = 1,00$

Mean representative berm slope



a.1.2 Calculation of the modified breaking parameter due to berm

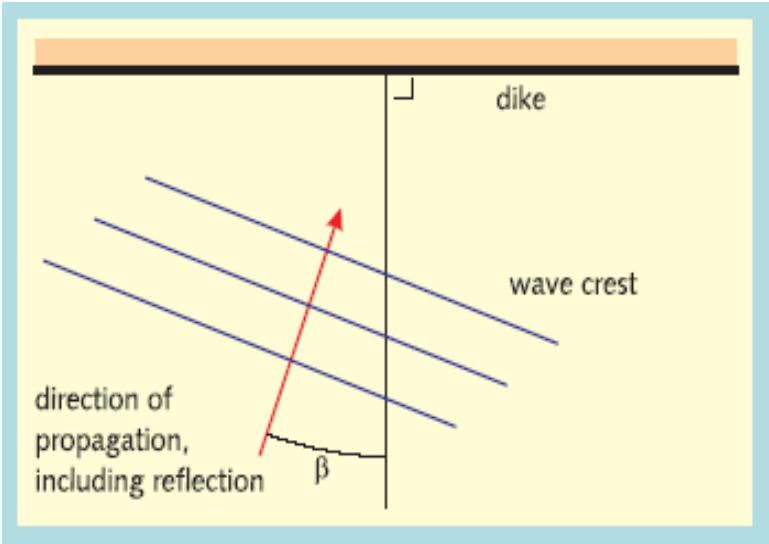
$\xi_{m-1,0} = 3,87$

Iribaren coefficient ($T_{m-1,0}$ και H_s)

a2. Reduction factor due to oblique wave attack γ_B :

$\gamma_B = 0,85$ $=1-0.0033 \cdot \text{abs}(B)$, όπου $0^\circ < \text{abs}(B) < 80^\circ$,

For $B > 110^\circ$ overtopping is considered $q=0$ m³/s/m.



a3. Rughness coefficient of slope, γ_f :

Rughness coefficinet is taken from the following TAW (2002) table.

$\gamma_f = 0,55$

The above value stands for $\xi_{m-1,0} < 1,8$. For greater values (1,8 up to 10 where $\gamma_f=1$) the coefficient is linearly increased up to 1.

$\xi_{m-1,0} = 3,869$

The coefficient turns to

$\gamma_{f \text{ surging}} = 0,66$

| Reference type | γ_f |
|-----------------------------------|------------|
| Concrete | 1,0 |
| Asphalt | 1,0 |
| Closed concrete block | 1,0 |
| Grass | 1,0 |
| Vilvoorden stone | 0,85 |
| Basalt | 0,90 |
| Haringman | 0,90 |
| Fixtone - open stone asphalt | 0,90 |
| Armorflex | 0,90 |
| Small blocks over 1/25 of surface | 0,85 |
| Small blocks over 1/9 of surface | 0,80 |
| ¼ of block revetment 10 cm higher | 0,90 |
| Ribs (optimum dimensions) | 0,75 |
| Armour rock - two layers thick | 0,55 |
| Armour rock - single layer | 0,70 |

a4. Wall effect γ_v :

awall: -

$\gamma_v = 1,00$

b. Run-up calculation, $R_{u/2\%}$

$R_{u2\%} = 2,1077243$ (m) Probability of exceedance 2% above the water level

c. Calculation of dimensionless wave overtopping rate, q (m/s ανά m)

$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = \frac{0,067}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{s0} \cdot \exp \left(-4,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\xi_{s0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_v} \right) \quad (22)$$




and a maximum of:
$$\frac{q}{\sqrt{g H_{m0}^3}} = 0,2 \cdot \exp \left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0}} \frac{1}{\gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right) \quad (23)$$

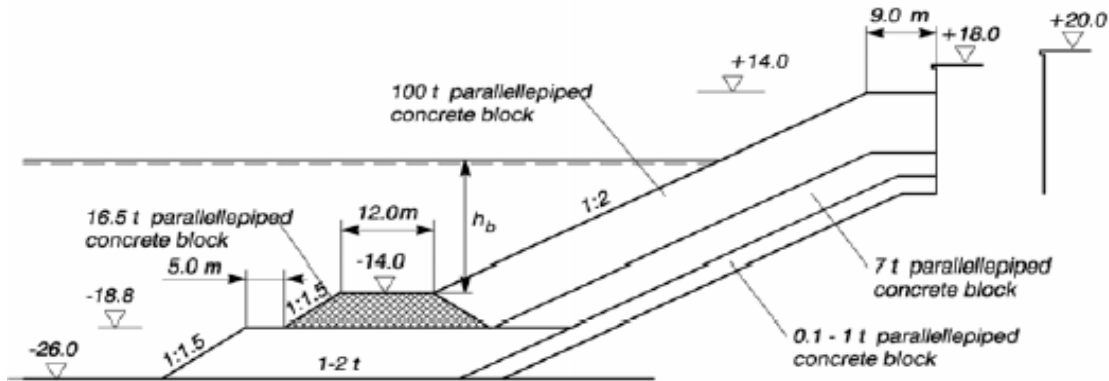
$q_1 = 0,001076509$ m/s ανά m, or $q_1 = 1,07651$ l/s ανά m

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ζ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ ΠΟΔΟΣ ΠΡΑΝΩΝ ΠΡΟΣΤΑΣΙΑΣ

TOE PROTECTION DESIGN METHOD BURCHARTH
C.S.:B-B B'-B'

| Input Data | | | |
|----------------|-------|-----|---|
| $H_s =$ | 3,10 | m | Design wave height (m) |
| $T_s =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) |
| $T_{s,L} =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) |
| $\rho_s =$ | 2,65 | - | specific weight of armour stone (ton/m3) |
| $\rho_w =$ | 1,025 | - | specific weight of sea water (ton/m3) |
| $P =$ | 0,4 | - | notional porosity of cross section |
| $t_d =$ | 43200 | sec | (wind duration for wave generation - hours) |
| $\Delta =$ | 1,59 | | (apparent specific weight of armour stone) |
| $h_b (?) =$ | 3,3 | m | (septh at the berm crest - m) |
| $h_s (?) =$ | 5,2 | m | (local depth infront of the toe berm - m) |
| $N_{od} (?) =$ | 0,5 | m | (damage factor) |

| | | |
|-----|---|--------------------|
| 0,5 |  | no or minor damage |
| 2 |  | acceptable damage |
| 4 |  | serious damage |



2. Application

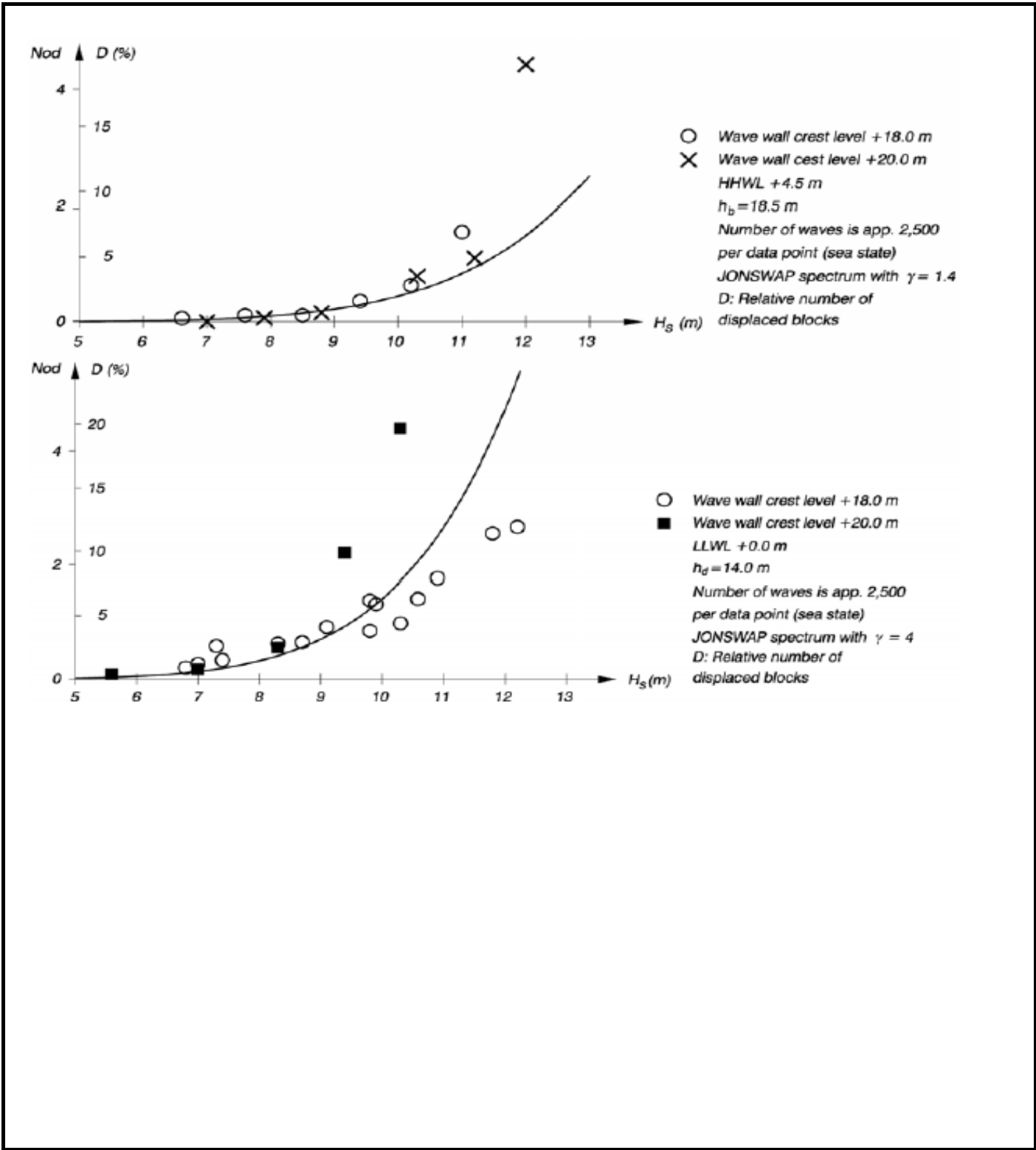
The case deals with the classical rubble mound breakwater cross section with protection wall behind the structure crest. According to CEM the cross - section might consist either from rocks or parallelepiped concrete blocks. Anomogram is given below in which the protection wall influence is presented. With increasing the wall height the calculated rock weights are increasing too. In addition the calculated results deviate from the model tested ones when the wall height is getting higher.

The methodology is presented by Burcharth and is taken from CEM. Due to the wall influence the rock weights which are estimated by the method are in general high. Thus the specific case should be preferably used for rubble mounds with *protection walls*.

3. Αποτελέσματα




| | | |
|--------------------|--------|-------------------------------|
| D _{n50} = | 0,836 | Equivalnet cube dimension (m) |
| W ₅₀ = | 1546,3 | kg |

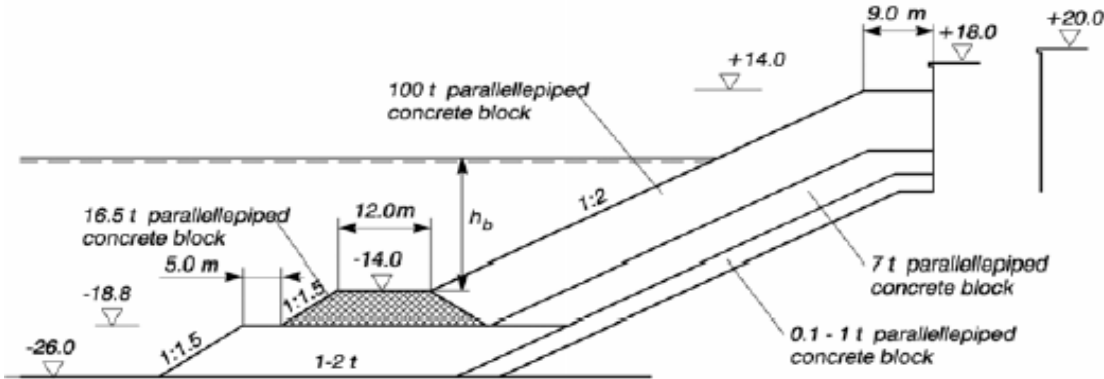
TOE PROTECTION DESIGN METHOD BURCHARTH
C.S.:B-B B'-B'



TOE PROTECTION DESIGN METHOD BURCHARTH
C.S.: Γ-Γ

| Input Data | | | |
|----------------|-------|-----|---|
| $H_s =$ | 3,36 | m | Design wave height (m) |
| $T_s =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) |
| $T_{s,L} =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) |
| $\rho_s =$ | 2,65 | - | specific weight of armour stone (ton/m3) |
| $\rho_w =$ | 1,025 | - | specific weight of sea water (ton/m3) |
| $P =$ | 0,4 | - | notional porosity of cross section |
| $t_d =$ | 43200 | sec | (wind duration for wave generation - hours) |
| $\Delta =$ | 1,59 | | (apparent specific weight of armour stone) |
| $h_b (?) =$ | 3,8 | m | (septh at the berm crest - m) |
| $h_s (?) =$ | 5,7 | m | (local depth infront of the toe berm - m) |
| $N_{od} (?) =$ | 0,5 | m | (damage factor) |

0,5  no or minor damage
2  acceptable damage
4  serious damage



2. Application

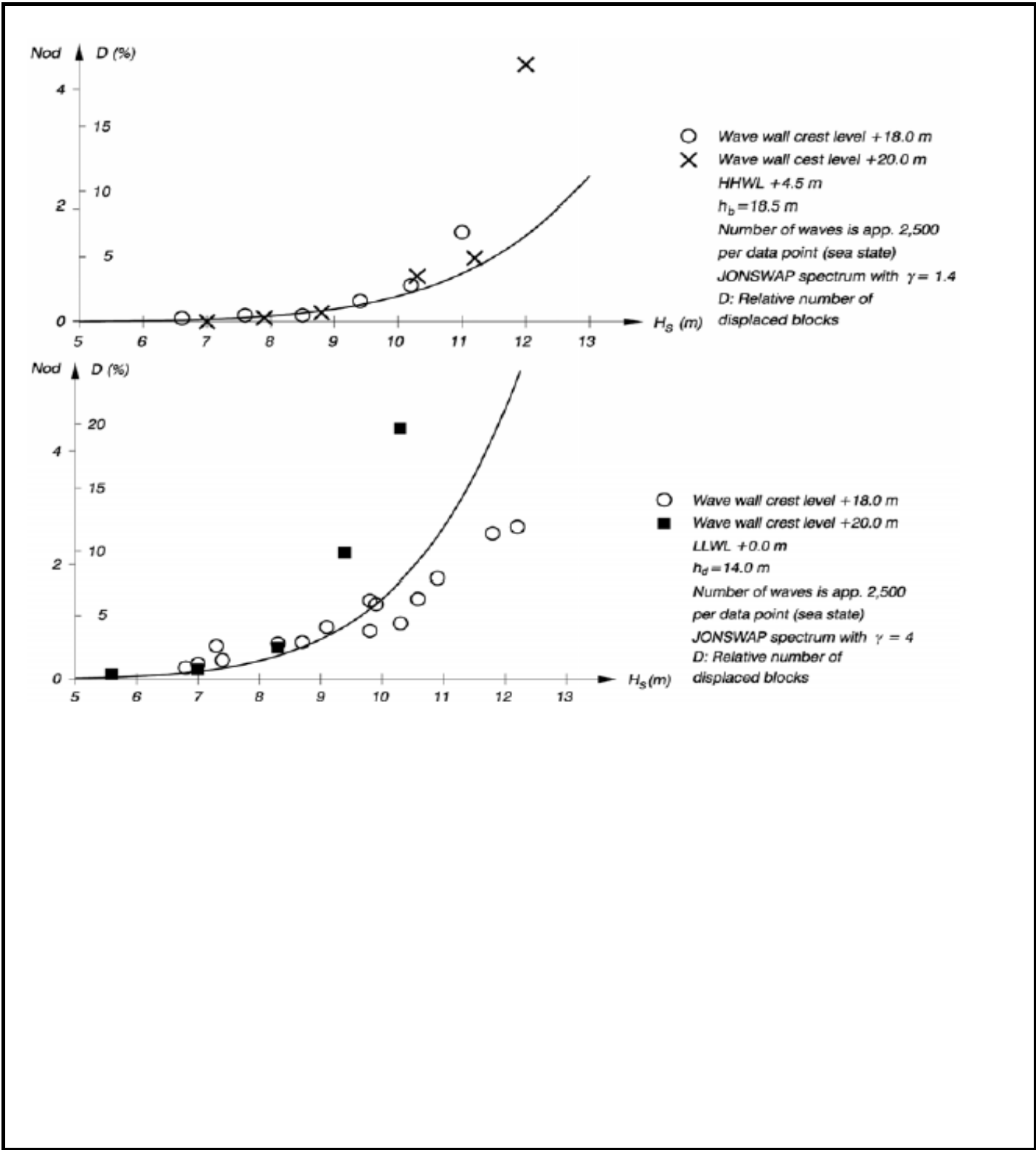
The case deals with the classical rubble mound breakwater cross section with protection wall behind the structure crest. According to CEM the cross - section might consist either from rocks or parallilepiped concrete blocks. Anomogram is given below in which the protection wall influence is presented. With increasing the wall height the calculated rock weights are increasing too. In addition the calculated results deviate from the model tested ones when the wall height is getting higher.

The methodology is presented by Burcharth and is taken form CEM. Due to the wall influence the rock weights which are estimated by the method are in general high. Thus the specific case should be preferably used for rubble mounds with protection walls.

3. Αποτελέσματα




| | | |
|-------------|--------|-------------------------------|
| $D_{n50} =$ | 0,871 | Equivalnet cube dimension (m) |
| $W_{50} =$ | 1748,2 | kg |

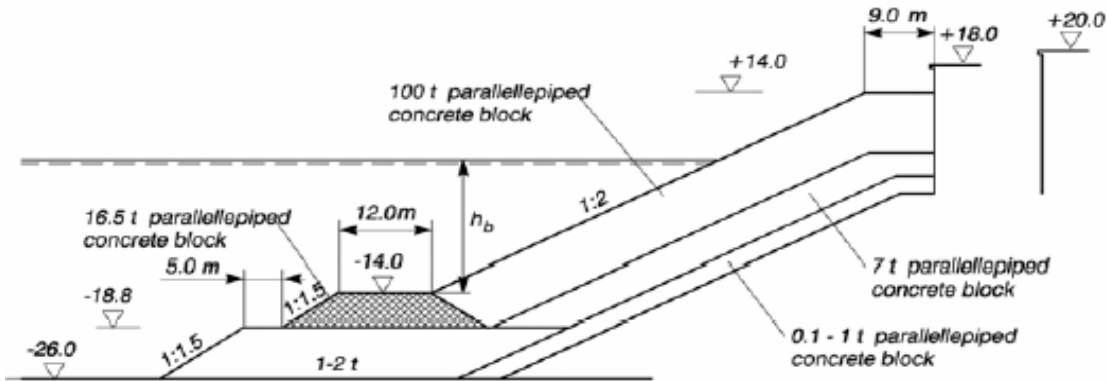
TOE PROTECTION DESIGN METHOD BURCHARTH
C.S.: Γ-Γ



TOE PROTECTION DESIGN METHOD BURCHARTH
C.S.: Δ - Δ

| Input Data | | | |
|----------------|-------|-----|---|
| $H_s =$ | 3,36 | m | Design wave height (m) |
| $T_s =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) |
| $T_{s,L} =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) |
| $\rho_s =$ | 2,65 | - | specific weight of armour stone (ton/m3) |
| $\rho_w =$ | 1,025 | - | specific weight of sea water (ton/m3) |
| $P =$ | 0,4 | - | notional porosity of cross section |
| $t_d =$ | 43200 | sec | (wind duration for wave generation - hours) |
| $\Delta =$ | 1,59 | | (apparent specific weight of armour stone) |
| $h_b (?) =$ | 5,3 | m | (septh at the berm crest - m) |
| $h_s (?) =$ | 7,2 | m | (local depth infront of the toe berm - m) |
| $N_{od} (?) =$ | 0,5 | m | (damage factor) |

0,5  no or minor damage
2  acceptable damage
4  serious damage



2. Application

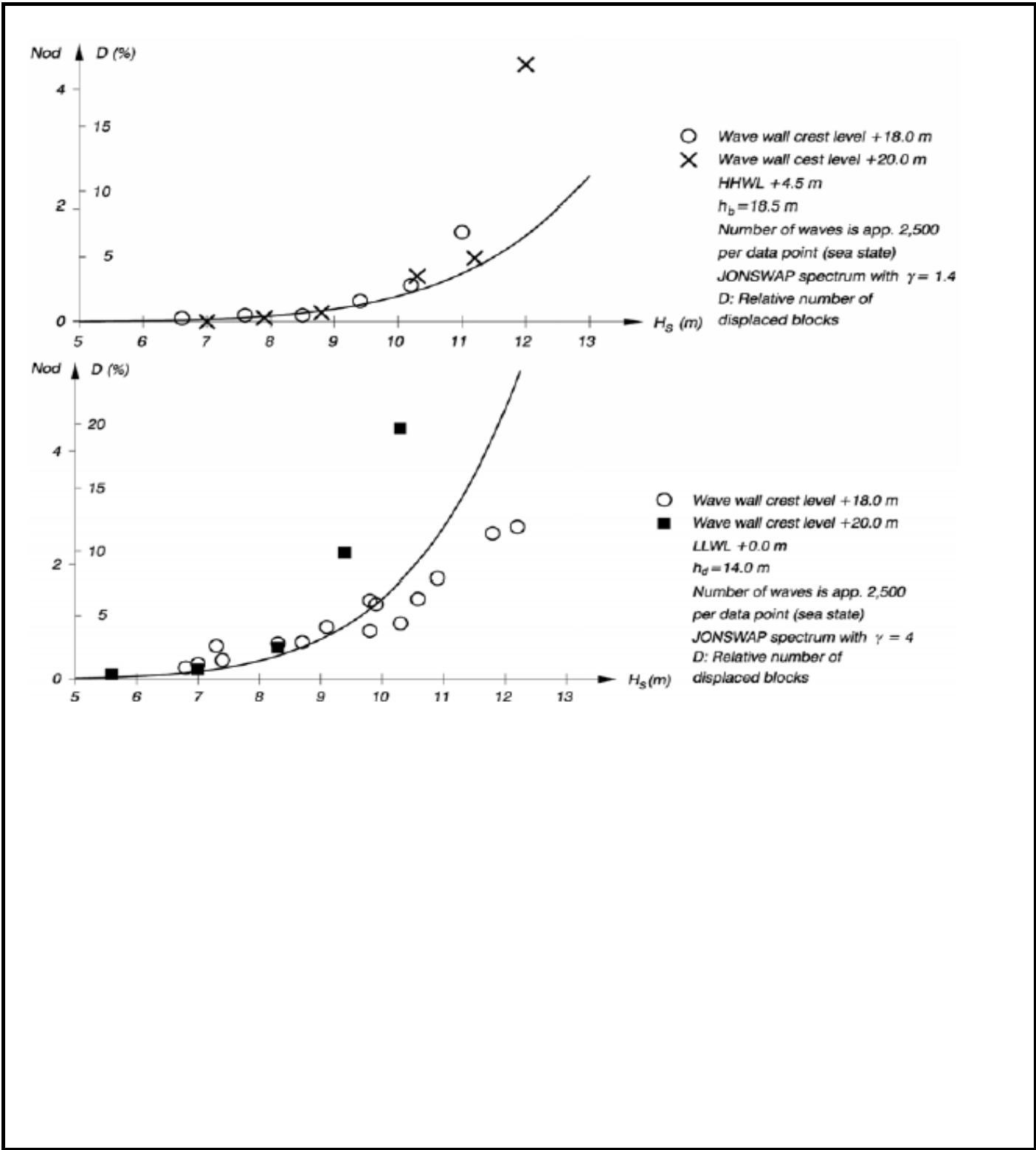
The case deals with the classical rubble mound breakwater cross section with protection wall behind the structure crest. According to CEM the cross - section might consist either from rocks or parallilepiped concrete blocks. Anomogram is given below in which the protection wall influence is presented. With increasing the wall height the calculated rock weights are increasing too. In addition the calculated results deviate from the model tested ones when the wall height is getting higher.

The methodology is presented by Burcharth and is taken form CEM. Due to the wall influence the rock weights which are estimated by the method are in general high. Thus the specific case should be preferably used for rubble mounds with protection walls.

3. Αποτελέσματα




| | | |
|-------------|-------|-------------------------------|
| $D_{n50} =$ | 0,634 | Equivalnet cube dimension (m) |
| $W_{50} =$ | 675,3 | kg |

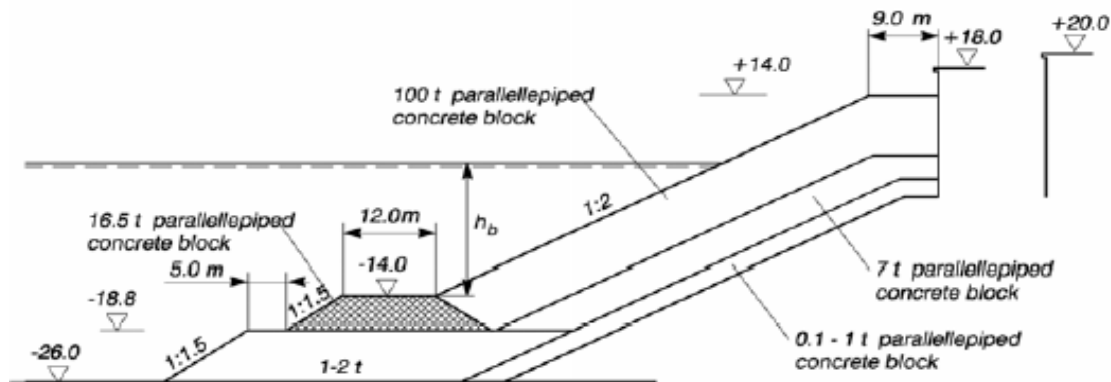
TOE PROTECTION DESIGN METHOD BURCHARTH
C.S.: Δ-Δ



C.S.: E-E

| | | | | |
|----------------|-------|-----|---|--|
| $H_s =$ | 3,63 | m | Design wave height (m) | |
| $T_s =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) | |
| $T_{s,L} =$ | 10,81 | sec | Wave period (sec) | |
| $\rho_s =$ | 2,65 | - | specific weight of armour stone (ton/m3) | |
| $\rho_w =$ | 1,025 | - | specific weight of sea water (ton/m3) | |
| $P =$ | 0,4 | - | notional porosity of cross section | |
| $t_d =$ | 43200 | sec | (wind duration for wave generation - hours) | |
| $\Delta =$ | 1,59 | | (apparent specific weight of armour stone) | |
| $h_b (?) =$ | 5,3 | m | (septh at the berm crest - m) | |
| $h_s (?) =$ | 7,2 | m | (local depth infront of the toe berm - m) | |
| $N_{od} (?) =$ | 0,5 | m | (damage factor) | |

| | | |
|-----|---|--------------------|
| 0,5 |  | no or minor damage |
| 2 |  | acceptable damage |
| 4 |  | serious damage |

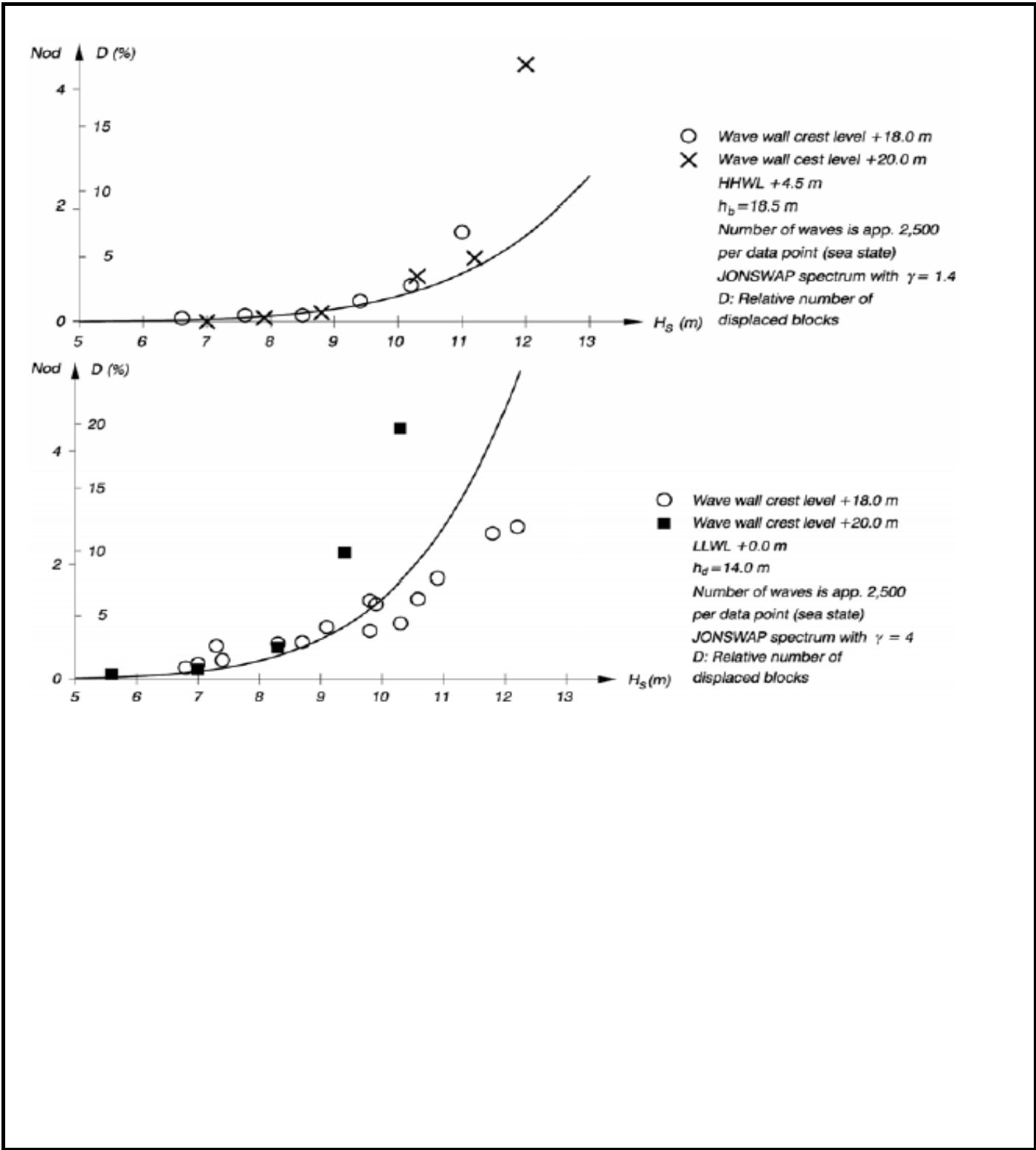


The case deals with the classical rubble mound breakwater cross section with protection wall behind the structure crest. According to CEM the cross - section might consist either from rocks or parallelepiped concrete blocks. Anomogram is given below in which the protection wall influence is presented. With increasing the wall height the calculated rock weights are increasing too. In addition the calculated results deviate from the model tested ones when the wall height is getting higher.

The methodology is presented by Burcharth and is taken from CEM. Due to the wall influence the rock weights which are estimated by the method are in general high. Thus the specific case should be preferably used for rubble mounds with *protection walls*.

| | | |
|--------------------|--------|-------------------------------|
| D _{n50} = | 0,752 | Equivalnet cube dimension (m) |
| W ₅₀ = | 1127,3 | kg |

TOE PROTECTION DESIGN METHOD BURCHARTH
C.S.: E-E



TOE PROTECTION OF RUBBLE MOUND STRUCTURES
Van Der Meer, C.S. Z-Z, H-H, O-O

Input Data

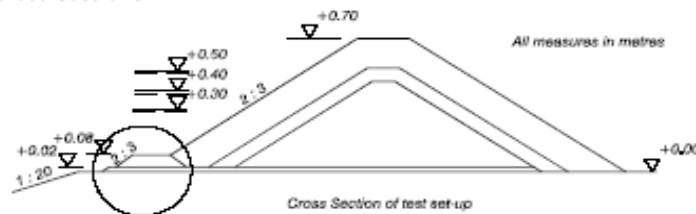
| | | | |
|----------------|-------|-----|--|
| $H_s =$ | 1,81 | m | Design wave height (m) |
| $T_s =$ | 6,4 | sec | Spectral period (sec) |
| $T_p =$ | 6,74 | sec | Peak spectral period (sec) |
| $\rho_s =$ | 2,65 | - | specific weight of armour stone |
| $\rho_w =$ | 1,025 | - | specific weight of sea water |
| $\Delta =$ | 1,585 | | apparent specific weight of armour stone |
| $h_b (?) =$ | 2,1 | m | |
| $h_s (?) =$ | 2,9 | m | |
| $N_{od} (?) =$ | 0,5 | | |
| $h_b/h_s =$ | 0,72 | | |

0,5
2
4

no damage criterion
acceptable movement
serious damage - not accepted

Fig. 1: Explanation figure of incorporated parameters

Tested cross sections



2. Method application

The method is applicable to common breakwaters' type that require toe protection.

3. Validity range of method

| | | | | | |
|------|-----|---|-----|------|------|
| I. | 1 | 1,8 | 2 | 1 | 2 |
| | 0,1 | $< H_s <$ | 20 | O.K. | O.K. |
| II. | 1 | 0,724 | 2 | 1 | 2 |
| | 0,4 | $< h_b/h_s <$ | 0,9 | O.K. | O.K. |
| III. | 1 | 7,615 | 2 | 1 | 2 |
| | 3 | $< h_b/D_{n50} <$ | 25 | O.K. | O.K. |
| IV. | | 4,594 | 2 | | 2 |
| | | $N_{od}^{-0.15} H_s / (\Delta D_{n50}) >$ | 2 | | O.K. |

4. Results

| | | | | | | | | |
|--------------------|-------|---------------------------------|--------------------|---|----|--------------------|-------|----|
| D _{n50} = | 0,276 | Equivalent cube length (meters) | if | <div>$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(2 + 6.2 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{2.7} \right) N_{od}^{0.15}$</div> | | | | |
| D _{n50} = | 0,477 | Equivalent cube length (meters) | if | <div>$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \left(1.6 + 0.24 \left(\frac{h_t}{D_{n50}} \right) \right) N_{od}^{0.15}$</div> | | | | |
| W ₅₀ = | 287,1 | kg | W _{min} = | 215,4 | kg | W _{max} = | 358,9 | kg |

**ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η: ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ - ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΠΡΟΤΕΙΝΟΜΕΝΩΝ
ΔΙΑΤΟΜΩΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ**

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η1: ΔΙΑΤΟΜΗ ΒΑΘΟΥΣ ΕΔΡΑΣΗΣ -2,80Μ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η1: ΔΙΑΤΟΜΗ ΒΑΘΟΥΣ ΕΔΡΑΣΗΣ -2,80Μ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η1.1: ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ - ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Prefab wall analysis**Input data****Project**

Task : MYTIKAS SHELTER
 Part : QUAYWALL _ -2.60M
 Description : QUAYWALL DESIGN -OPERATION
 Customer : -
 Author : PLEFSIS MICHANIKI
 Date : 7/4/2016

Settings

Standard - no reduction of parameters (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : Limit states (LSD)

| Reduction coeff. of soil parameters | | | |
|--|----------------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of internal friction : | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of cohesion : | $\gamma_{mc} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of Poisson's ratio : | $\gamma_{mv} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight behind construction : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight in front of constr. : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |

| Reduction coeff. of bearing capacity | | | |
|--|--------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of overturning : | $\gamma_o =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of sliding resistance : | $\gamma_s =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of bearing capacity : | $\gamma_b =$ | 1,00 | [-] |





Geometry of structure

Slope of wall = 0,00 °

| No. | Width b [m] | Height h [m] | Offset k [m] | Offs.(L) o ₁ [m] | Offs.(R) o ₂ [m] | Self w. [kN/m ³] | Friction [-] | Cohesion [kPa] | Shear bear.cap. R _s [kN/m] |
|-----|----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|-------------------|--|
| 4 | 1,70 | 0,70 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | 2,50 | 1,10 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,70 | 0,95 | 0,00 | 0,00 | 0,30 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 3,00 | 0,95 | 0,00 | -0,30 | 0,00 | 24,00 | - | - | - |

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

Basic soil parameters

| No. | Name | Pattern | φ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|------------------------------------|---|-----------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 1 | PAVING |  | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 14,00 | 26,67 |
| 2 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL |  | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 12,80 | 20,00 |
| 3 | BACK FILL - RELIEF PRISM |  | 38,00 | 0,00 | 17,55 | 10,74 | 25,00 |
| 4 | FOUNDATION PRISM |  | 31,00 | 0,00 | 18,20 | 11,21 | 20,00 |

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

PAVING

Unit weight : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 26,67^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL

Unit weight : $\gamma = 20,80 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 22,80 \text{ kN/m}^3$

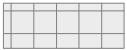




BACK FILL - RELIEF PRISM

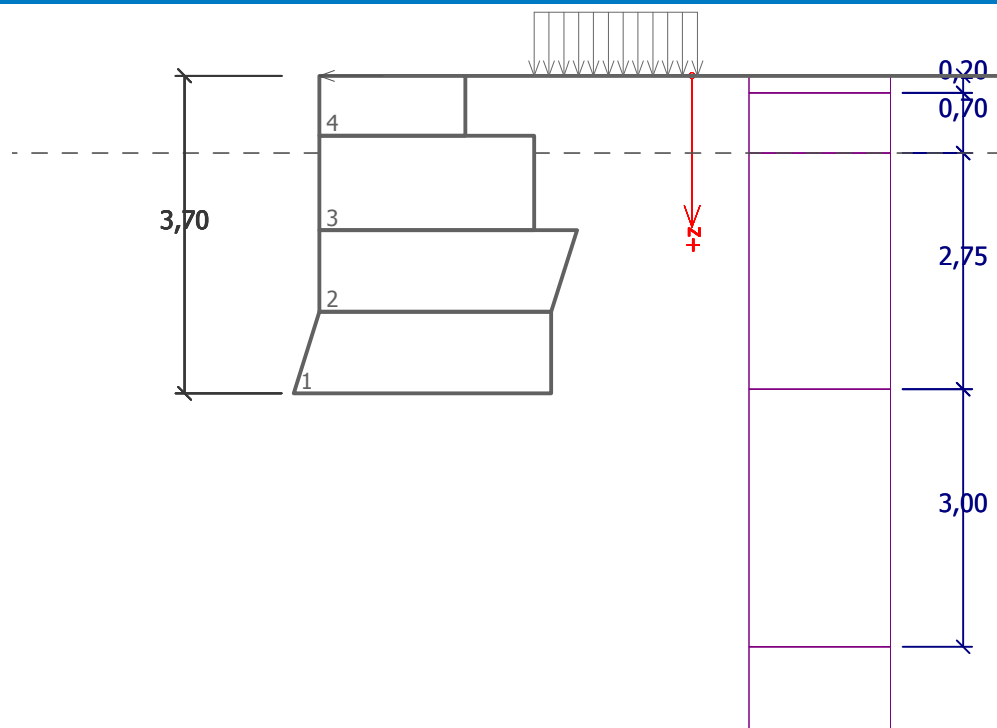
Unit weight : $\gamma = 17,55 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 38,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,74 \text{ kN/m}^3$

FOUNDATION PRISM

Unit weight : $\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 31,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21,21 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

| No. | Layer [m] | Assigned soil | Pattern |
|-----|-----------|------------------------------------|---|
| 1 | 0,20 | PAVING |  |
| 2 | 0,70 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL |  |
| 3 | 2,75 | BACK FILL - RELIEF PRISM |  |
| 4 | 3,00 | FOUNDATION PRISM |  |
| 5 | - | FOUNDATION PRISM |  |

Name : Profile and assignment**Stage - analysis : 1 - 0****Description : QUAY-WALL SECTION****Foundation**

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 0,90 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 0,90 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

Input surface surcharges

| No. | Surcharge | | Action | Mag.1 [kN/m ²] | Mag.2 [kN/m ²] | Ord.x x [m] | Length l [m] | Depth z [m] |
|-----|-----------|--------|----------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|-----------------|----------------|
| | new | change | | | | | | |
| 1 | Yes | | variable | 16,67 | | 0,80 | 1,90 | on terrain |

| No. | Name |
|-----|-------------|
| 1 | MOBILE LOAD |

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Applied forces acting on the structure

| No. | Force | | Name | Action | F _x [kN/m] | F _z [kN/m] | M [kNm/m] | x [m] | z [m] |
|-----|-------|------|--------------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------|----------|----------|
| | new | edit | | | | | | | |
| 1 | Yes | | BOLLARD LOAD | variable | -5,00 | 0,00 | 0,00 | -1,70 | 0,00 |

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0000$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0000$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles $G_s = 2,50$.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |
| 3 | 0,09 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,11 | 26,28 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,563 | |
| 5 | 0,90 | 26,28 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 38,00 | 0,548 | |
| 6 | 0,95 | -17,53 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,115 | |
| 7 | 0,90 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |
| 8 | 0,05 | 0,00 | 31,00 | 0,00 | 11,21 | 20,00 | 0,286 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,79 | 17,02 | 0,00 | 4,17 | 3,92 | 1,43 |
| 4 | 0,79 | 17,02 | 0,00 | 9,59 | 4,61 | 8,41 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 10,91 | 5,24 | 9,57 |
| 5 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 10,61 | 4,60 | 9,56 |
| | 1,80 | 29,03 | 0,00 | 15,91 | 6,90 | 14,33 |

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|---------------------|---------------------|-------------------|---------------------|----------------------|
| 6 | 1,80 | 29,03 | 0,00 | 3,32 | 3,30 | 0,43 |
| | 2,75 | 39,23 | 0,00 | 4,49 | 4,45 | 0,58 |
| 7 | 2,75 | 39,23 | 0,00 | 8,50 | 7,71 | 3,59 |
| | 3,65 | 48,89 | 0,00 | 10,60 | 9,60 | 4,48 |
| 8 | 3,65 | 48,89 | 0,00 | 14,00 | 13,15 | 4,79 |
| | 3,70 | 49,46 | 0,00 | 14,16 | 13,30 | 4,84 |

Forces acting on construction

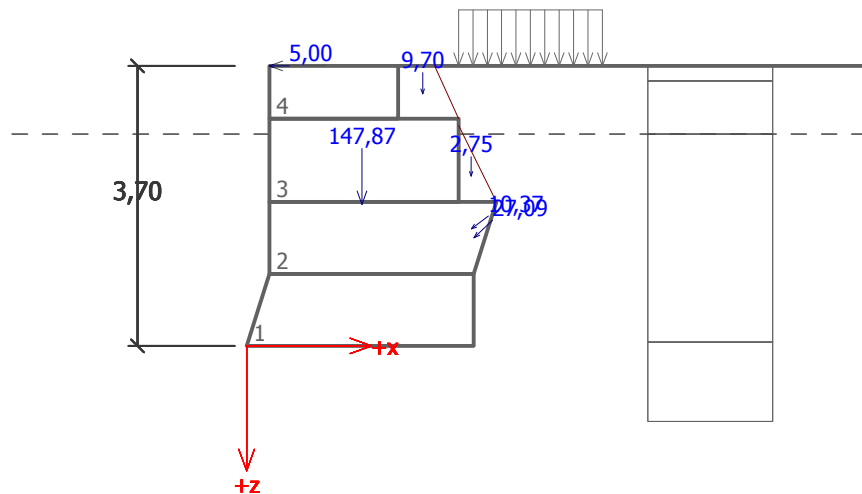
| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|---------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -1,87 | 147,87 | 1,52 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 0,00 | -1,70 | 0,00 | 1,56 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -2,24 | 2,75 | 2,96 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 0,00 | -2,24 | 0,00 | 2,97 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -3,33 | 9,70 | 2,33 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 0,00 | -3,33 | 0,00 | 2,33 | 1,000 |
| Active pressure | 19,56 | -1,43 | 18,74 | 3,00 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -3,70 | 0,00 | 2,49 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 0,00 | -3,70 | 0,00 | 2,49 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 0,00 | -3,70 | 0,00 | 2,49 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 0,00 | -3,70 | 0,00 | 2,49 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 8,24 | -1,55 | 6,30 | 2,97 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 5,00 | -3,70 | 0,00 | 0,30 | 1,000 |

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 331,12 \text{ kNm/m}$ Overturning moment $M_{ovr} = 59,15 \text{ kNm/m}$ **Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 111,38 \text{ kN/m}$ Active horizontal force $H_{act} = 32,80 \text{ kN/m}$ **Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY**

Name : Verification

Stage - analysis : 1 - 1

Description : Joint -1



Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] | Eccentricity [-] | Stress [kPa] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 6,08 | 185,37 | 32,80 | 0,011 | 63,17 |

Service load acting at the center of footing bottom

| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 6,08 | 185,37 | 32,80 |

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification

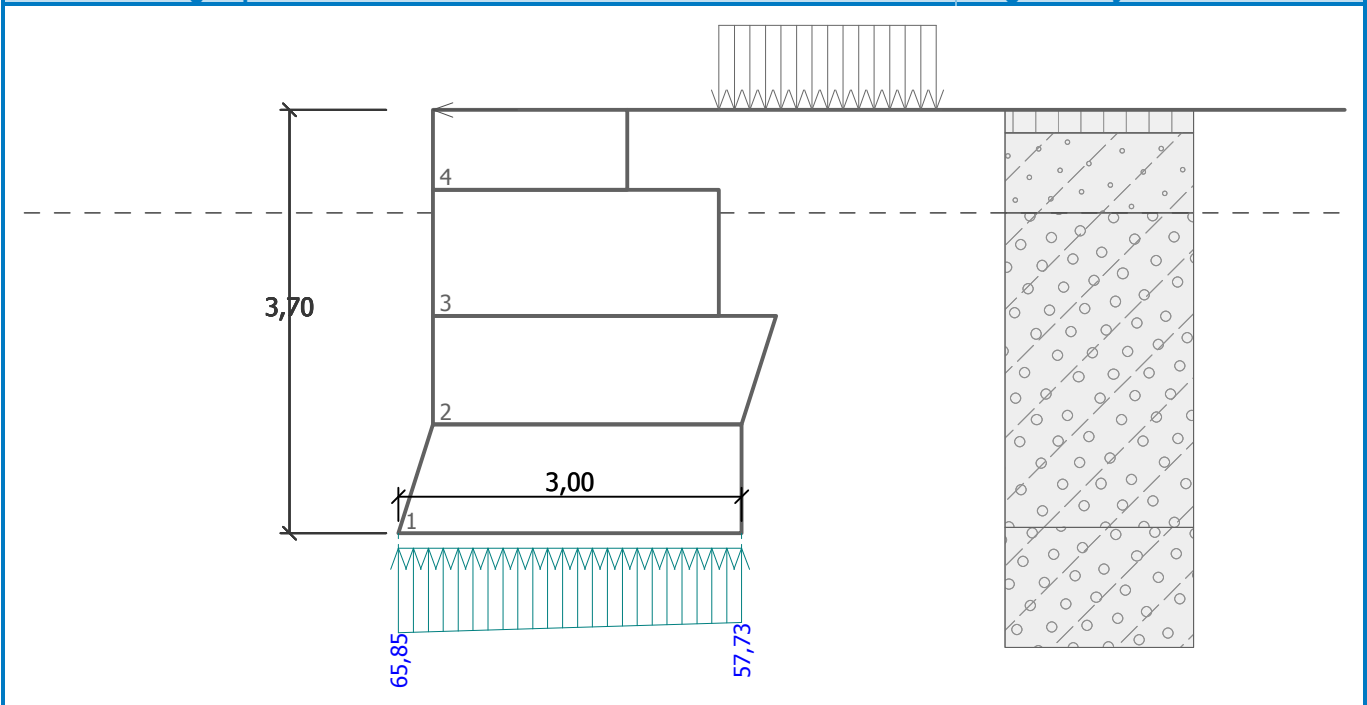
Max. eccentricity of normal force $e = 0,011$ Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$ Eccentricity of the normal force is **SATISFACTORY**

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 65,85 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil $R_d = 600,00 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil is **SATISFACTORY**Overall verification - bearing capacity of found. soil is **SATISFACTORY**

Name : Bearing cap.

Stage - analysis : 1 - -1



Dimensioning No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,90 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,74 | 4,46 | 1,62 |
| 4 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,20 | 3,80 | 1,77 |
| | 1,80 | 29,03 | 0,00 | 6,29 | 5,70 | 2,66 |

Pressure profile due to surcharge - MOBILE LOAD

| Point No. | Depth [m] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|-----------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 0,34 | 0,00 | 0,00 |

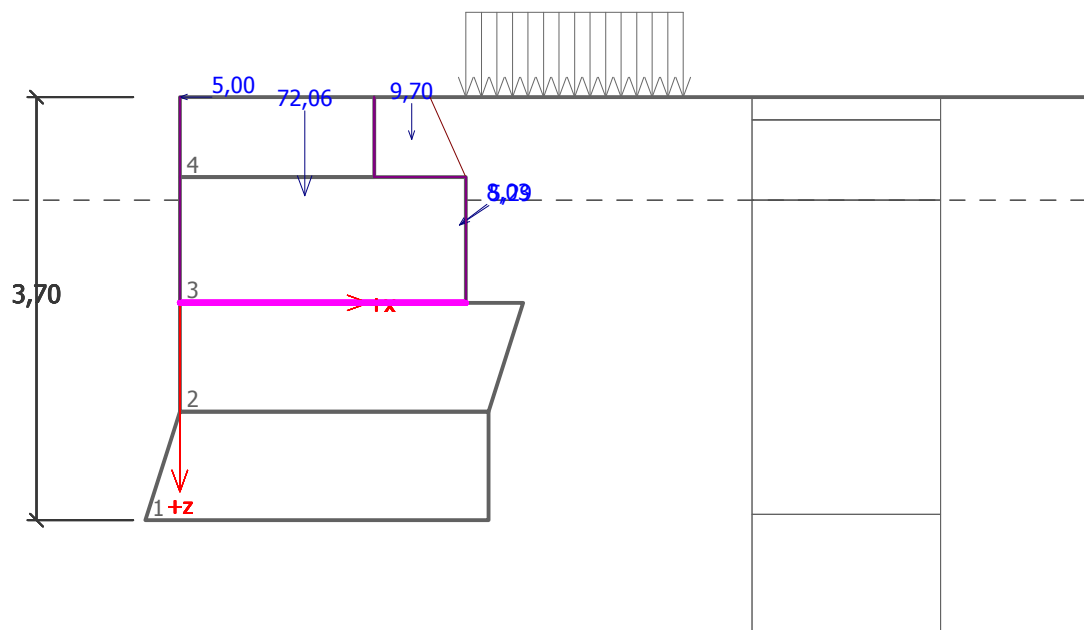
| Point No. | Depth [m] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|-----------|------------------|-------------------|
| 5 | 0,34 | 2,16 | 3,62 |
| 6 | 0,70 | 2,12 | 3,54 |
| 7 | 0,70 | 3,91 | 1,42 |
| 8 | 0,90 | 3,86 | 1,40 |
| 9 | 0,90 | 3,29 | 1,53 |
| 10 | 1,80 | 3,09 | 1,44 |

Forces acting on construction

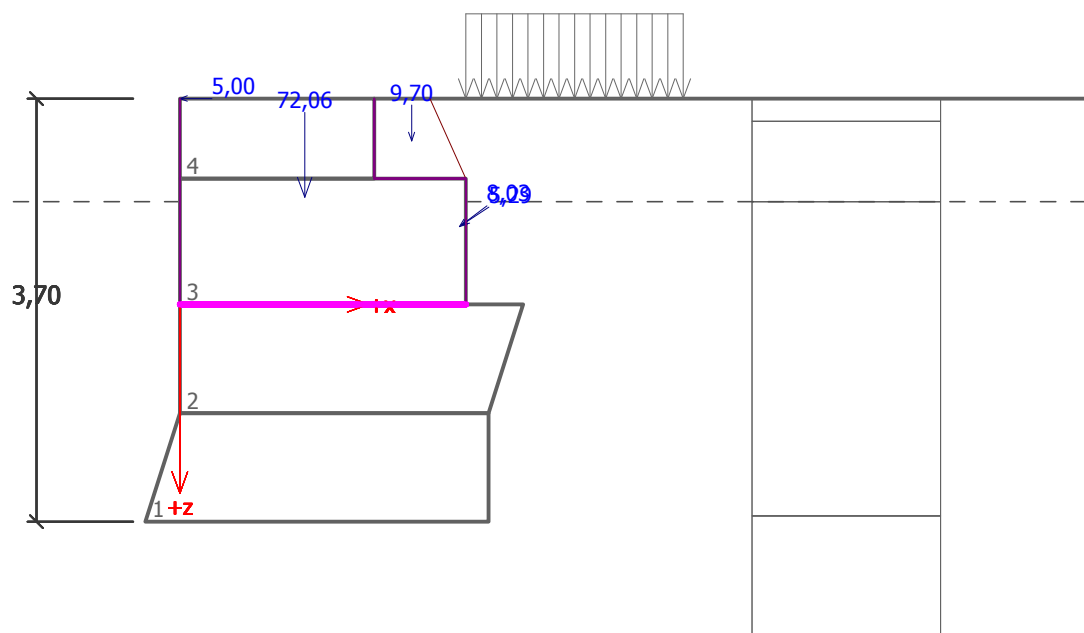
| Name | F _{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F _{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|-------------------------|---------------|--------------------------|---------------|--------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -0,94 | 72,06 | 1,09 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 0,00 | -0,82 | 0,00 | 1,13 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -1,43 | 9,70 | 2,03 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 0,00 | -1,43 | 0,00 | 2,03 | 1,000 |
| Active pressure | 6,45 | -0,68 | 4,79 | 2,44 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -1,80 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 0,00 | -1,80 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 0,00 | -1,80 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 0,00 | -1,80 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 4,42 | -0,70 | 2,92 | 2,46 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 5,00 | -1,80 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of construction joint above the block No.: 2**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 117,20 \text{ kNm/m}$ Overturning moment $M_{ovr} = 16,47 \text{ kNm/m}$ **Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 44,73 \text{ kN/m}$ Active horizontal force $H_{act} = 15,87 \text{ kN/m}$ **Joint for slip is SATISFACTORY**

Stage - analysis : 1 - 1



Stage - analysis : 1 - 1



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η1.2: ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Prefab wall analysis**Input data****Project**

Task : MYTIKAS SHELTER
 Part : QUAYWALL _ -2.60
 Description : QUAYWALL DESIGN - SEISMIC
 Author : PLEFSIS MICHANIKI
 Date : 7/4/2016

Settings

Standard - no reduction of parameters (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : Limit states (LSD)

| Reduction coeff. of soil parameters | | | |
|--|----------------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of internal friction : | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of cohesion : | $\gamma_{mc} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of Poisson's ratio : | $\gamma_{mv} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight behind construction : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight in front of constr. : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |

| Reduction coeff. of bearing capacity | | | |
|--|--------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of overturning : | $\gamma_o =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of sliding resistance : | $\gamma_s =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of bearing capacity : | $\gamma_b =$ | 1,00 | [-] |

Geometry of structure

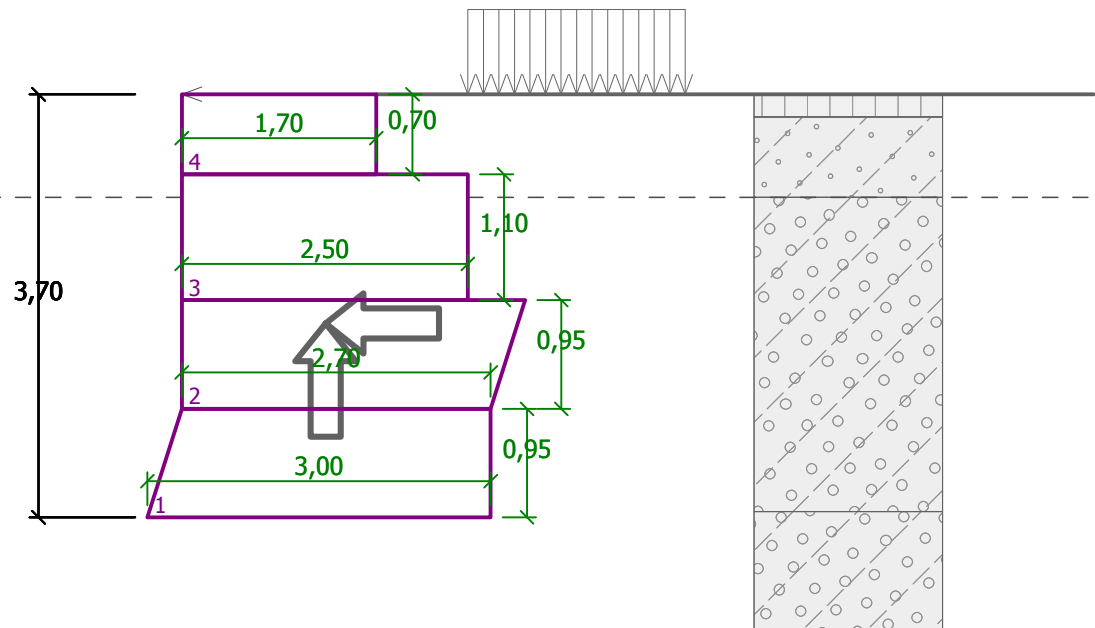
Slope of wall = 0,00 °

| No. | Width b [m] | Height h [m] | Offset k [m] | Offs.(L) o ₁ [m] | Offs.(R) o ₂ [m] | Self w. [kN/m ³] | Friction [-] | Cohesion [kPa] | Shear bear.cap. R _s [kN/m] |
|-----|----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|-------------------|--|
| 4 | 1,70 | 0,70 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | 2,50 | 1,10 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,70 | 0,95 | 0,00 | 0,00 | 0,30 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 3,00 | 0,95 | 0,00 | -0,30 | 0,00 | 24,00 | - | - | - |

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

Name : QUAYWALL GEOMETRY

Stage - analysis : 1 - 0



Basic soil parameters

| No. | Name | Pattern | φ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|------------------------------------|---------|-----------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 1 | PAVING | | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 14,00 | 26,67 |
| 2 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL | | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 12,80 | 20,00 |
| 3 | BACK FILL - RELIEF PRISM | | 38,00 | 0,00 | 17,55 | 10,74 | 25,00 |
| 4 | FOUNDATION PRISM | | 31,00 | 0,00 | 18,20 | 11,21 | 20,00 |

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

PAVING

Unit weight : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 26,67^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL

Unit weight : $\gamma = 20,80 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$

Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 22,80 \text{ kN/m}^3$






BACK FILL - RELIEF PRISM

Unit weight : $\gamma = 17,55 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 38,00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25,00^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,74 \text{ kN/m}^3$

FOUNDATION PRISM

Unit weight : $\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 31,00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21,21 \text{ kN/m}^3$

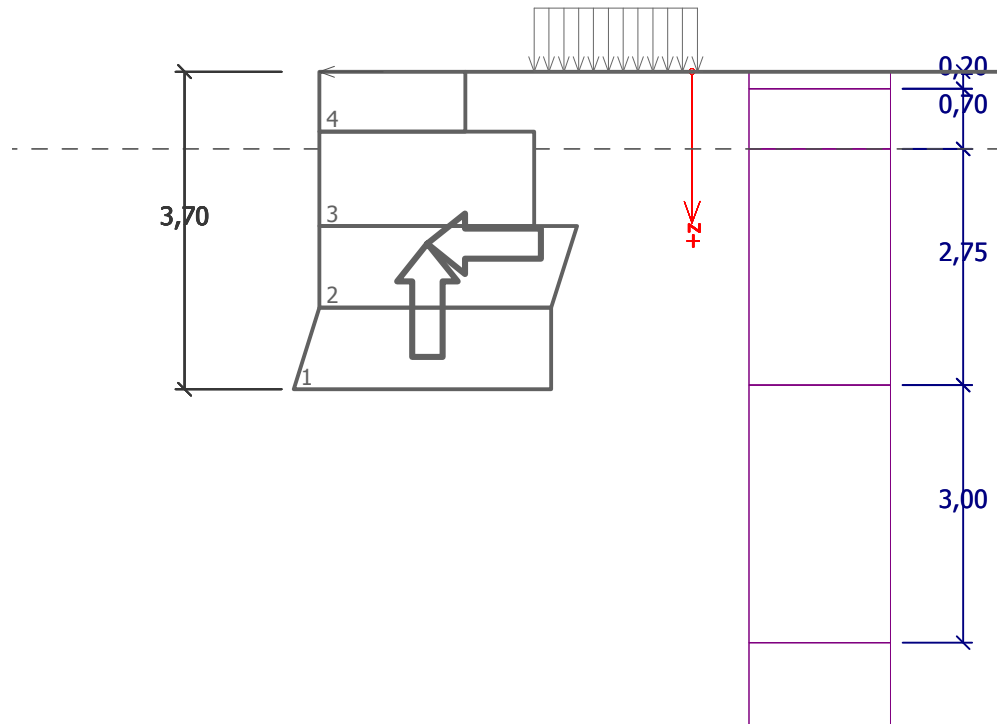
Geological profile and assigned soils

| No. | Layer [m] | Assigned soil | Pattern |
|-----|-----------|------------------------------------|---|
| 1 | 0,20 | PAVING |  |
| 2 | 0,70 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL |  |
| 3 | 2,75 | BACK FILL - RELIEF PRISM |  |
| 4 | 3,00 | FOUNDATION PRISM |  |
| 5 | - | FOUNDATION PRISM |  |

Name : Profile and assignment

Stage - analysis : 1 - 0

Description : QUAY-WALL SECTION

**Foundation**

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 0,90 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 0,90 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

Input surface surcharges

| No. | Surcharge | | Action | Mag.1 [kN/m ²] | Mag.2 [kN/m ²] | Ord.x x [m] | Length l [m] | Depth z [m] |
|-----|-----------|--------|----------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|-----------------|----------------|
| | new | change | | | | | | |
| 1 | Yes | | variable | 8,33 | | 0,80 | 1,90 | on terrain |

| No. | Name |
|-----|-------------|
| 1 | MOBILE LOAD |

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Applied forces acting on the structure

| No. | Force | | Name | Action | F _x [kN/m] | F _z [kN/m] | M [kNm/m] | x [m] | z [m] |
|-----|-------|------|--------------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------|----------|----------|
| | new | edit | | | | | | | |
| 1 | Yes | | BOLLARD LOAD | variable | -2,50 | 0,00 | 0,00 | -1,70 | 0,00 |

EarthquakeFactor of horizontal acceleration $K_h = 0,1600$ Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0720$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles $G_s = 2,50$.**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

Verification No. 1**Active pressure behind the structure - partial results**

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |
| 3 | 0,09 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,11 | 26,28 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,563 | |
| 5 | 0,90 | 26,28 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 38,00 | 0,548 | |
| 6 | 0,95 | -17,53 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,115 | |
| 7 | 0,90 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |
| 8 | 0,05 | 0,00 | 31,00 | 0,00 | 11,21 | 20,00 | 0,286 | |

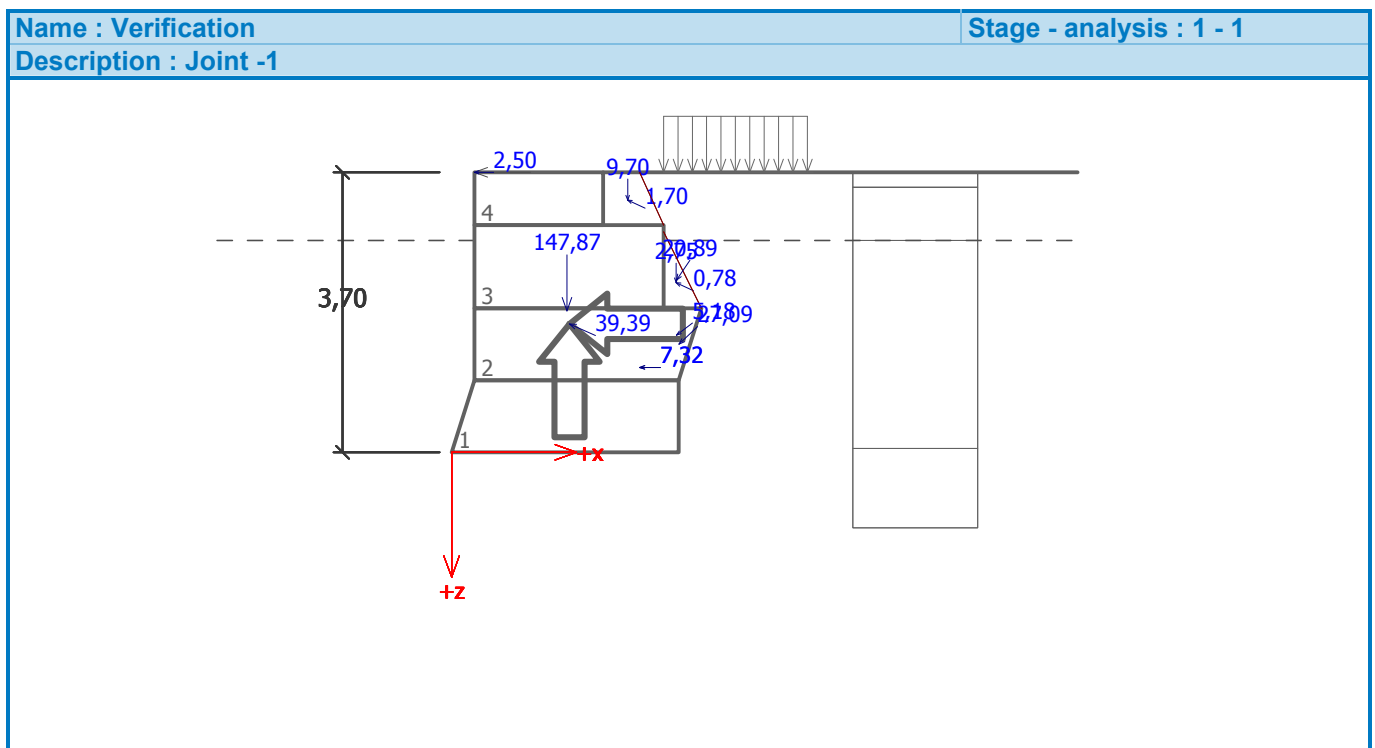
Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,79 | 17,02 | 0,00 | 4,17 | 3,92 | 1,43 |
| 4 | 0,79 | 17,02 | 0,00 | 9,59 | 4,61 | 8,41 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 10,91 | 5,24 | 9,57 |
| 5 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 10,61 | 4,60 | 9,56 |
| | 1,80 | 29,03 | 0,00 | 15,91 | 6,90 | 14,33 |
| 6 | 1,80 | 29,03 | 0,00 | 3,32 | 3,30 | 0,43 |
| | 2,75 | 39,23 | 0,00 | 4,49 | 4,45 | 0,58 |
| 7 | 2,75 | 39,23 | 0,00 | 8,50 | 7,71 | 3,59 |
| | 3,65 | 48,89 | 0,00 | 10,60 | 9,60 | 4,48 |
| 8 | 3,65 | 48,89 | 0,00 | 14,00 | 13,15 | 4,79 |
| | 3,70 | 49,46 | 0,00 | 14,16 | 13,30 | 4,84 |

Forces acting on construction

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|-------------------------|------------------|---------------|-------------------|---------------|--------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -1,87 | 147,87 | 1,52 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 35,92 | -1,70 | -16,17 | 1,56 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -2,24 | 2,75 | 2,96 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 0,71 | -2,24 | -0,32 | 2,97 | 1,000 |

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|---------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|
| Weight - earth wedge | 0,00 | -3,33 | 9,70 | 2,33 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 1,55 | -3,33 | -0,70 | 2,33 | 1,000 |
| Active pressure | 19,56 | -1,43 | 18,74 | 3,00 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -3,70 | 0,00 | 2,49 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 11,82 | -2,28 | 17,23 | 2,97 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 7,32 | -1,12 | 0,00 | 2,49 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 7,32 | -1,12 | 0,00 | 2,49 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 4,12 | -1,55 | 3,15 | 2,97 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 2,50 | -3,70 | 0,00 | 0,30 | 1,000 |

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 345,16 \text{ kNm/m}$ Overturning moment $M_{ovr} = 154,52 \text{ kNm/m}$ **Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 109,51 \text{ kN/m}$ Active horizontal force $H_{act} = 90,82 \text{ kN/m}$ **Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY****Bearing capacity of foundation soil****Design load acting at the center of footing bottom**

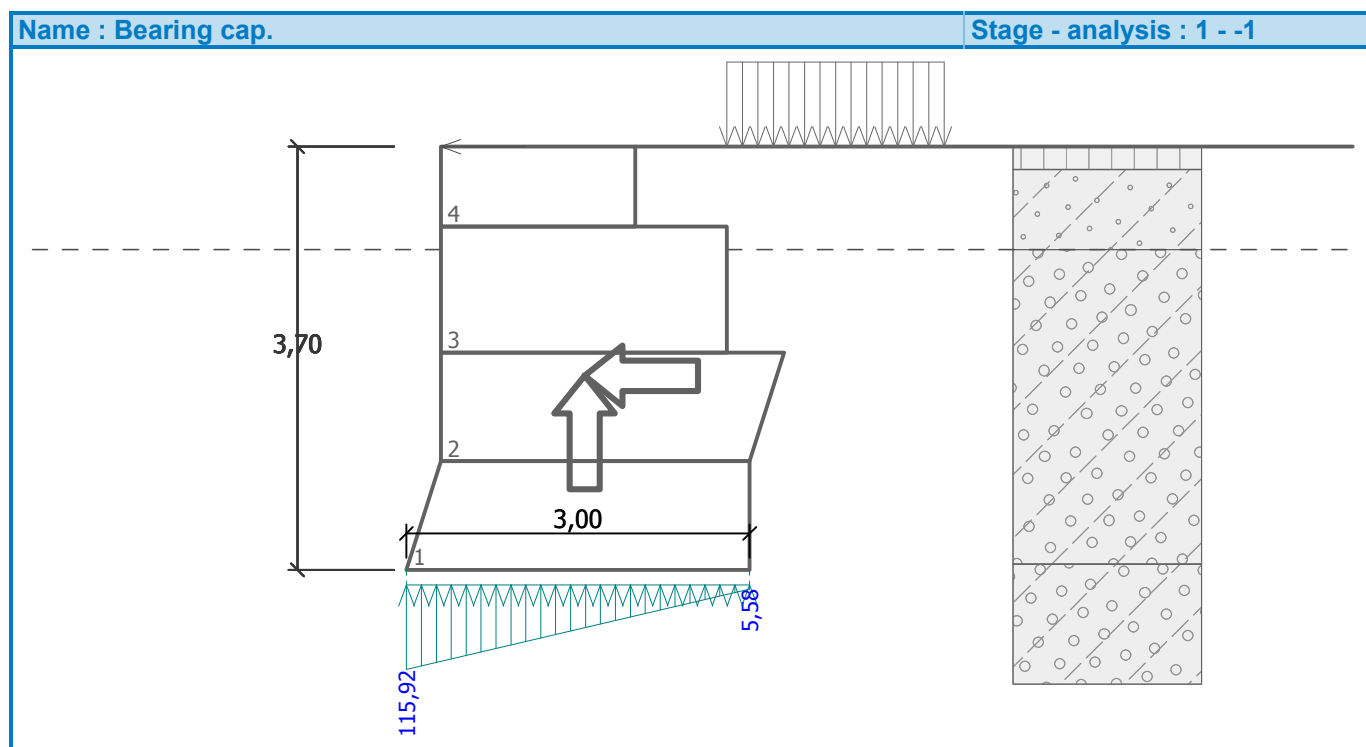
| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] | Eccentricity [-] | Stress [kPa] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 82,75 | 182,26 | 90,82 | 0,151 | 87,12 |

Service load acting at the center of footing bottom

| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 82,75 | 182,26 | 90,82 |

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verificationMax. eccentricity of normal force $e = 0,151$ Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom $\sigma = 115,92 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil $R_d = 600,00 \text{ kPa}$ **Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY****Dimensioning No. 1****Active pressure behind the structure - partial results**

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | Φ_d [°] | C_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|--------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 3 | 0,09 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,11 | 26,28 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,563 | |
| 5 | 0,90 | 26,28 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 38,00 | 0,548 | |
| 6 | 0,95 | -17,53 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,115 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,79 | 17,02 | 0,00 | 4,17 | 3,92 | 1,43 |
| 4 | 0,79 | 17,02 | 0,00 | 9,59 | 4,61 | 8,41 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 10,91 | 5,24 | 9,57 |
| 5 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 10,61 | 4,60 | 9,56 |
| | 1,80 | 29,03 | 0,00 | 15,91 | 6,90 | 14,33 |
| 6 | 1,80 | 29,03 | 0,00 | 3,32 | 3,30 | 0,43 |
| | 2,75 | 39,23 | 0,00 | 4,49 | 4,45 | 0,58 |

Forces acting on construction

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|------------------|---------------|-------------------|---------------|--------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -1,40 | 109,97 | 1,21 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 25,53 | -1,25 | -11,49 | 1,25 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -1,29 | 2,75 | 2,66 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 0,71 | -1,29 | -0,32 | 2,67 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -2,38 | 9,70 | 2,03 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 1,55 | -2,38 | -0,70 | 2,03 | 1,000 |
| Active pressure | 11,11 | -1,22 | 14,87 | 2,71 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -2,75 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 6,31 | -1,62 | 10,55 | 2,64 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 3,19 | -0,74 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 3,19 | -0,74 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 2,80 | -1,10 | 2,54 | 2,66 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 2,50 | -2,75 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of construction joint above the block No.: 1

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 217,99$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 74,91$ kNm/mJoint for overturning stability is **SATISFACTORY**

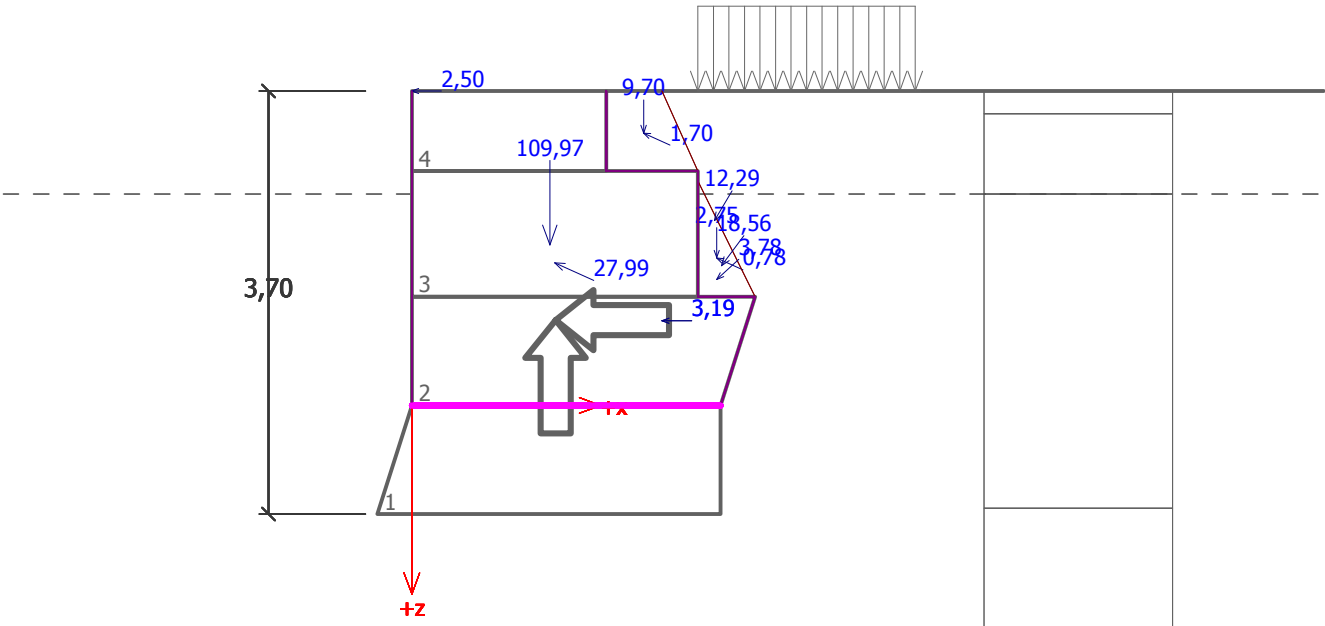
Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 68,94$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 56,90$ kN/mJoint for slip is **SATISFACTORY**

Name : Dimensioning

Description : Joint - 3

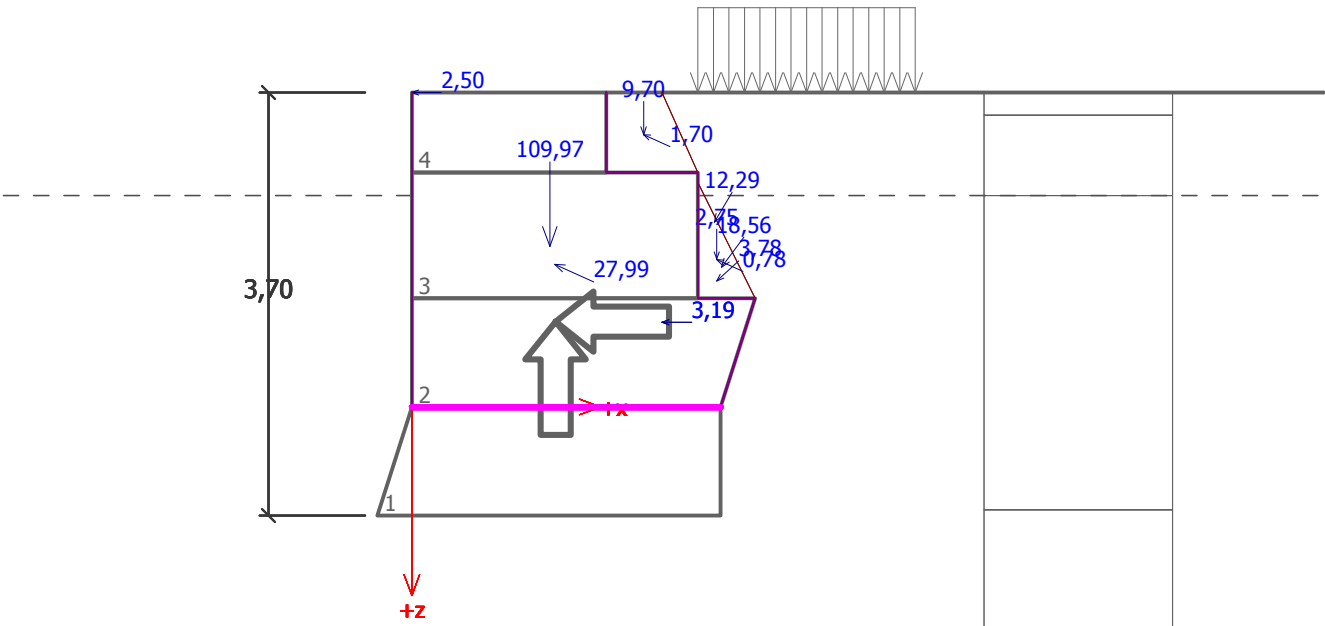
Stage - analysis : 1 - 1



Name : Dimensioning

Description : Joint - 4

Stage - analysis : 1 - 1



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η2: ΔΙΑΤΟΜΗ ΒΑΘΟΥΣ ΕΔΡΑΣΗΣ -1,90Μ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η2.1: ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ - ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Prefab wall analysis**Input data****Project**

Task : MYTIKAS SHELTER
 Part : QUAYWALL _ -1.90M
 Description : QUAYWALL DESIGN -OPERATION
 Customer : -
 Author : PLEFSIS MICHANIKI
 Date : 7/4/2016

Settings

Standard - no reduction of parameters (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : Limit states (LSD)

| Reduction coeff. of soil parameters | | | |
|--|----------------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of internal friction : | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of cohesion : | $\gamma_{mc} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of Poisson's ratio : | $\gamma_{mv} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight behind construction : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight in front of constr. : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |

| Reduction coeff. of bearing capacity | | | |
|--|--------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of overturning : | $\gamma_o =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of sliding resistance : | $\gamma_s =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of bearing capacity : | $\gamma_b =$ | 1,00 | [-] |

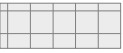
Geometry of structure

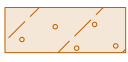
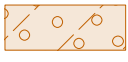

Slope of wall = 0,00 °

| No. | Width b [m] | Height h [m] | Offset k [m] | Offs.(L) o ₁ [m] | Offs.(R) o ₂ [m] | Self w. [kN/m ³] | Friction [-] | Cohesion [kPa] | Shear bear.cap. R _s [kN/m] |
|-----|----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|-------------------|--|
| 3 | 1,70 | 0,70 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 1,15 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 2,50 | 1,15 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | - | - | - |

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

Basic soil parameters

| No. | Name | Pattern | ϕ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|--------|---|--------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 1 | PAVING |  | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 14,00 | 26,67 |

| No. | Name | Pattern | φ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|------------------------------------|---|-----------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 2 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL |  | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 12,80 | 20,00 |
| 3 | BACK FILL - RELIEF PRISM |  | 38,00 | 0,00 | 17,55 | 10,74 | 25,00 |
| 4 | FOUNDATION PRISM |  | 31,00 | 0,00 | 18,20 | 11,21 | 20,00 |

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

PAVING

Unit weight : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 26,67^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL

Unit weight : $\gamma = 20,80 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 22,80 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL - RELIEF PRISM

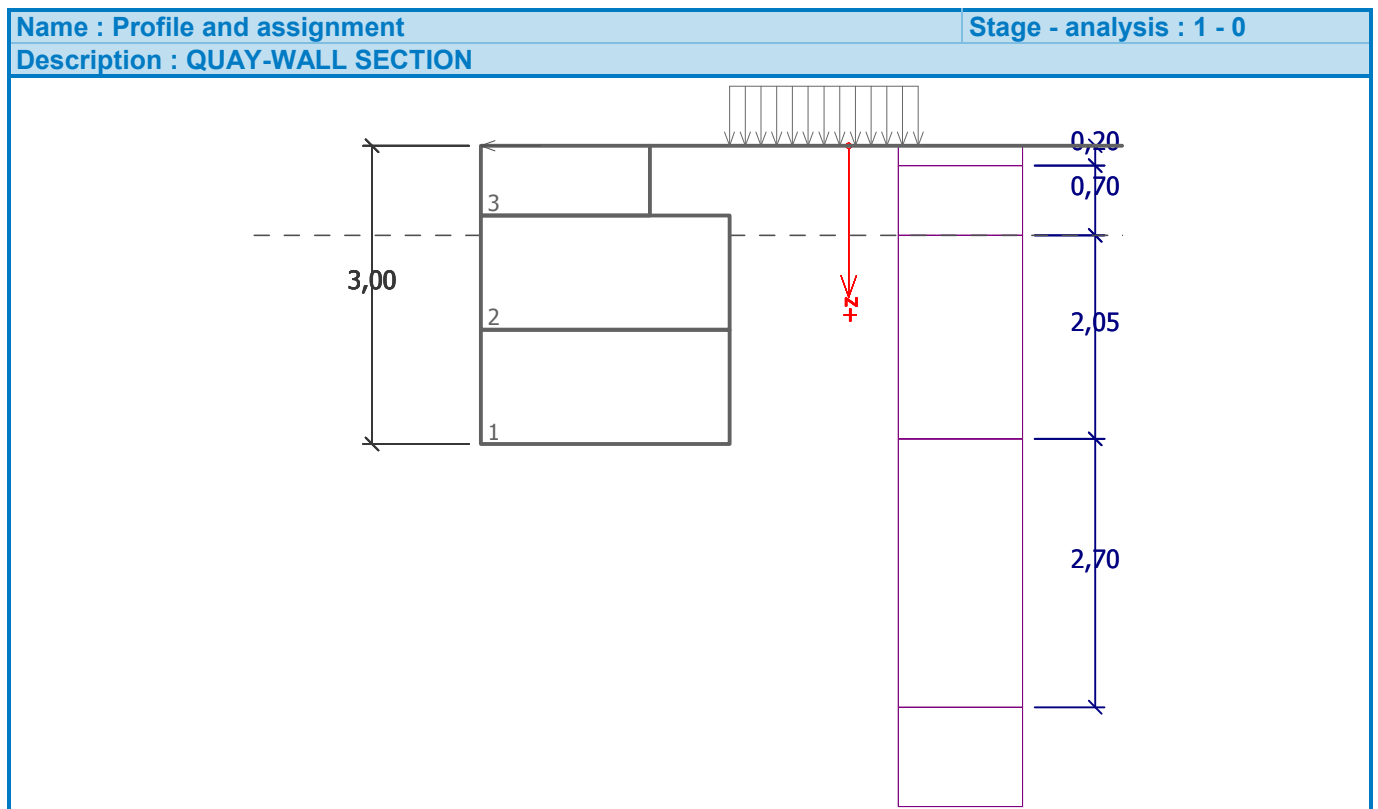
Unit weight : $\gamma = 17,55 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 38,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,74 \text{ kN/m}^3$

FOUNDATION PRISM

Unit weight : $\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 31,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21,21 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

| No. | Layer [m] | Assigned soil | Pattern |
|-----|-----------|------------------------------------|---------|
| 1 | 0,20 | PAVING | |
| 2 | 0,70 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL | |
| 3 | 2,05 | BACK FILL - RELIEF PRISM | |
| 4 | 2,70 | FOUNDATION PRISM | |
| 5 | - | FOUNDATION PRISM | |

**Foundation**

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 0,90 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 0,90 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

Input surface surcharges

| No. | Surcharge | | Action | Mag.1 [kN/m ²] | Mag.2 [kN/m ²] | Ord.x x [m] | Length l [m] | Depth z [m] |
|-----|-----------|--------|----------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|-----------------|----------------|
| | new | change | | | | | | |
| 1 | Yes | | variable | 16,67 | | 0,80 | 1,90 | on terrain |

| No. | Name |
|-----|-------------|
| 1 | MOBILE LOAD |

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Applied forces acting on the structure

| No. | Force | | Name | Action | F _x [kN/m] | F _z [kN/m] | M [kNm/m] | x [m] | z [m] |
|-----|-------|------|--------------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------|----------|----------|
| | new | edit | | | | | | | |
| 1 | Yes | | BOLLARD LOAD | variable | -5,00 | 0,00 | 0,00 | -1,70 | 0,00 |

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0000$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0000$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles $G_s = 2,50$.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,95 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |
| 5 | 1,10 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |
| 6 | 0,05 | 0,00 | 31,00 | 0,00 | 11,21 | 20,00 | 0,286 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,74 | 4,46 | 1,62 |
| 4 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,20 | 3,80 | 1,77 |
| | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 6,41 | 5,81 | 2,71 |
| 5 | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 6,41 | 5,81 | 2,71 |
| | 2,95 | 41,38 | 0,00 | 8,97 | 8,13 | 3,79 |

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|---------------------|---------------------|-------------------|---------------------|----------------------|
| 6 | 2,95 | 41,38 | 0,00 | 11,85 | 11,13 | 4,05 |
| | 3,00 | 41,94 | 0,00 | 12,01 | 11,28 | 4,11 |

Forces acting on construction

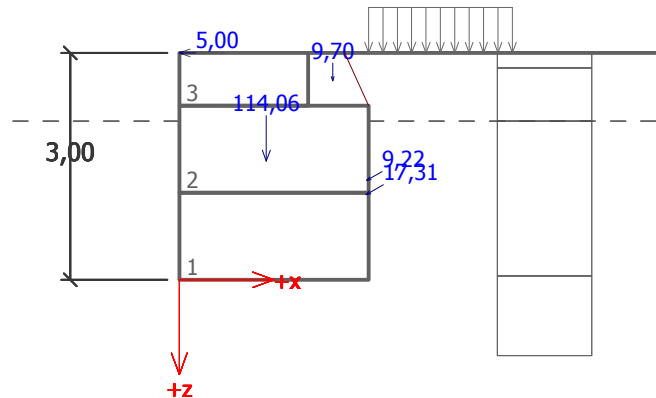
| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|---------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -1,57 | 114,06 | 1,15 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 0,00 | -1,41 | 0,00 | 1,18 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -2,63 | 9,70 | 2,03 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 0,00 | -2,63 | 0,00 | 2,03 | 1,000 |
| Active pressure | 14,96 | -1,13 | 8,70 | 2,47 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -3,00 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 0,00 | -3,00 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 0,00 | -3,00 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 0,00 | -3,00 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 8,01 | -1,32 | 4,57 | 2,48 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 5,00 | -3,00 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 183,61$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 42,38$ kNm/m**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 82,34$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 27,97$ kN/m**Wall for slip is SATISFACTORY****Overall check - WALL is SATISFACTORY**

Name : Verification

Stage - analysis : 1 - 1

Description : Joint -1



Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] | Eccentricity [-] | Stress [kPa] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 30,06 | 137,03 | 27,97 | 0,088 | 66,48 |

Service load acting at the center of footing bottom

| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 30,06 | 137,03 | 27,97 |

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification

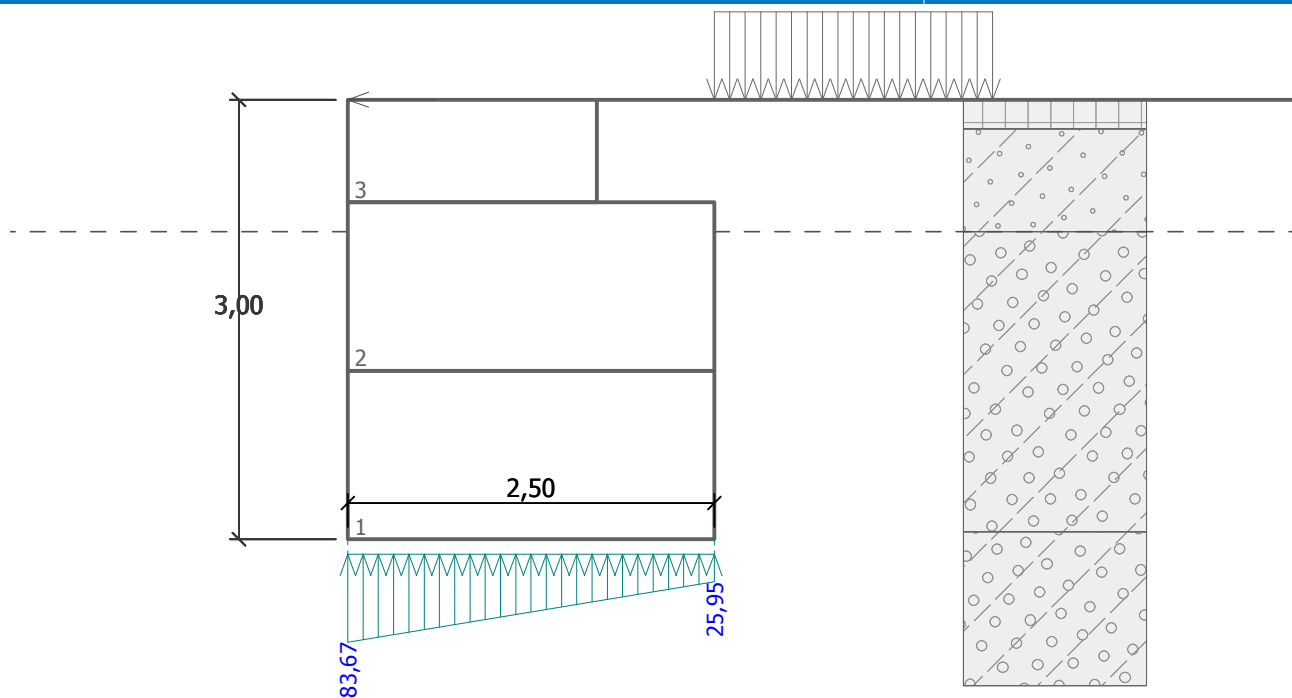
Max. eccentricity of normal force $e = 0,088$ Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$ Eccentricity of the normal force is **SATISFACTORY**

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 83,67 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil $R_d = 600,00 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil is **SATISFACTORY**Overall verification - bearing capacity of found. soil is **SATISFACTORY**

Name : Bearing cap.

Stage - analysis : 1 - -1



Dimensioning No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,95 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,74 | 4,46 | 1,62 |
| 4 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,20 | 3,80 | 1,77 |
| | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 6,41 | 5,81 | 2,71 |

Pressure profile due to surcharge - MOBILE LOAD

| Point No. | Depth [m] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|-----------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 0,00 |
| 4 | 0,34 | 0,00 | 0,00 |

| Point No. | Depth [m] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|-----------|------------------|-------------------|
| 5 | 0,34 | 2,16 | 3,62 |
| 6 | 0,70 | 2,12 | 3,54 |
| 7 | 0,70 | 3,91 | 1,42 |
| 8 | 0,90 | 3,86 | 1,40 |
| 9 | 0,90 | 3,29 | 1,53 |
| 10 | 1,85 | 3,07 | 1,43 |

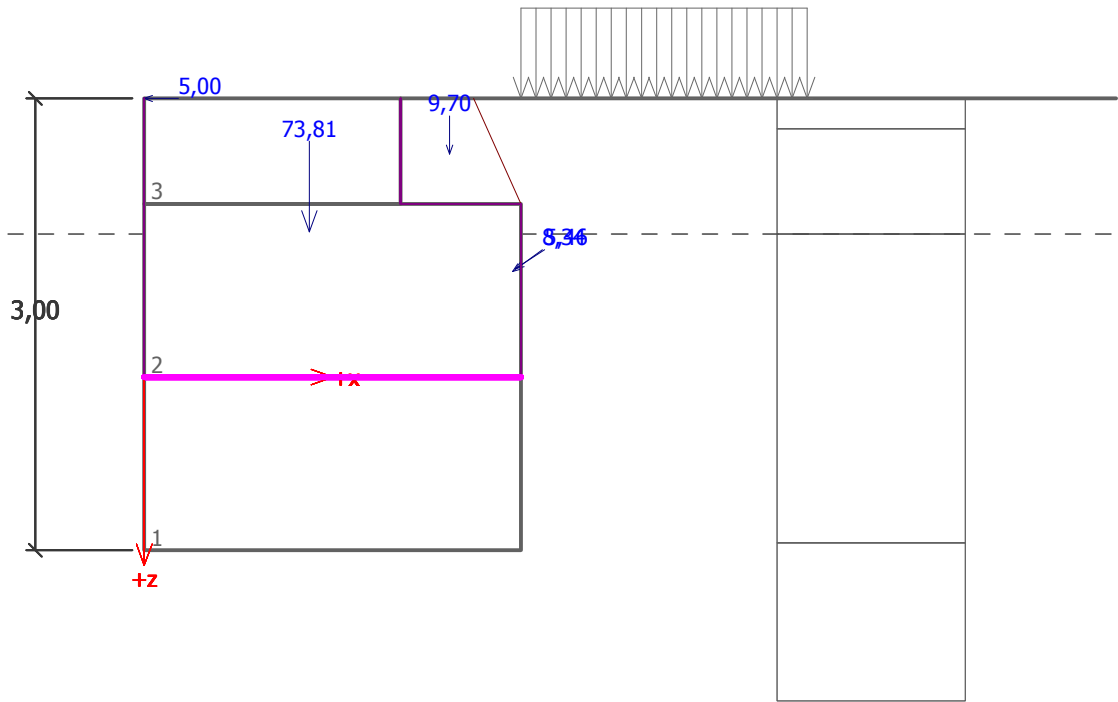
Forces acting on construction

| Name | F _{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F _{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|-------------------------|---------------|--------------------------|---------------|--------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -0,97 | 73,81 | 1,10 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 0,00 | -0,85 | 0,00 | 1,13 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -1,48 | 9,70 | 2,03 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 0,00 | -1,48 | 0,00 | 2,03 | 1,000 |
| Active pressure | 6,73 | -0,70 | 4,93 | 2,44 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -1,85 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 0,00 | -1,85 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 0,00 | -1,85 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 0,00 | -1,85 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 4,57 | -0,72 | 2,99 | 2,46 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 5,00 | -1,85 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of construction joint above the block No.: 1**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 119,90 \text{ kNm/m}$ Overturning moment $M_{ovr} = 17,27 \text{ kNm/m}$ **Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 45,71 \text{ kN/m}$ Active horizontal force $H_{act} = 16,31 \text{ kN/m}$ **Joint for slip is SATISFACTORY**

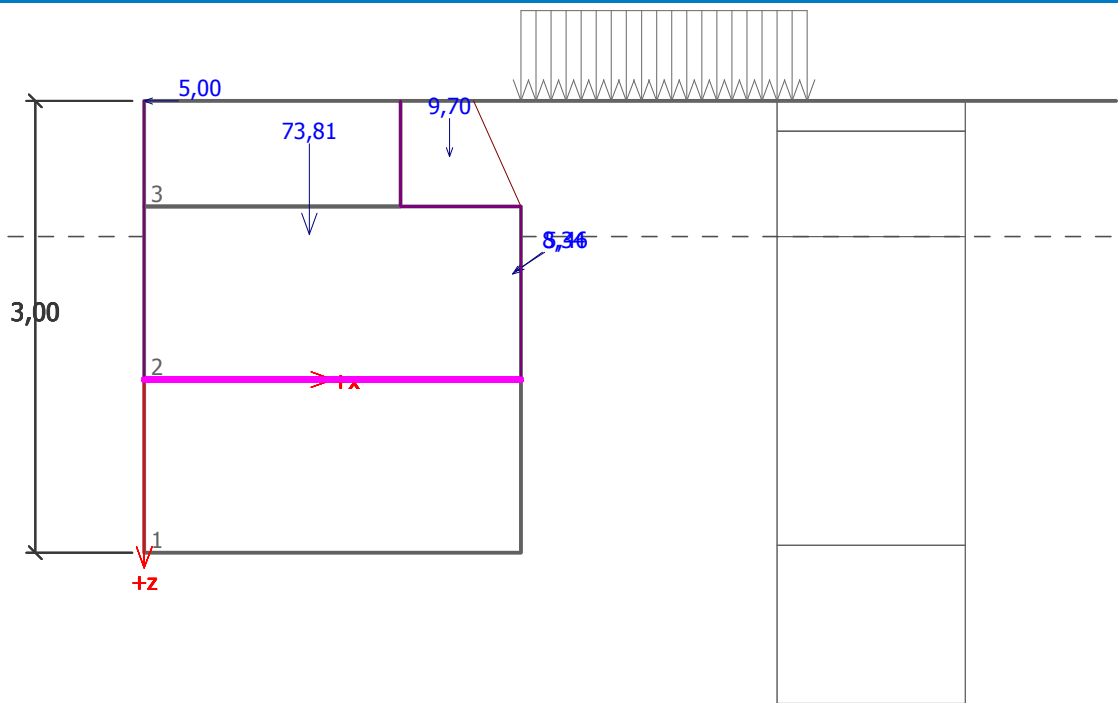
Name : Dimensioning
Description : Joint - 3

Stage - analysis : 1 - 1



Name : Dimensioning
Description : Joint - 4

Stage - analysis : 1 - 1



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η2.2: ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Prefab wall analysis**Input data****Project**

Task : MYTIKAS SHELTER
 Part : QUAYWALL _ -1.90
 Description : QUAYWALL DESIGN - SEISMIC
 Author : PLEFSIS MICHANIKI
 Date : 7/4/2016

Settings

Standard - no reduction of parameters (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : Limit states (LSD)

| Reduction coeff. of soil parameters | | | |
|--|----------------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of internal friction : | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of cohesion : | $\gamma_{mc} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of Poisson's ratio : | $\gamma_{mv} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight behind construction : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight in front of constr. : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |

| Reduction coeff. of bearing capacity | | | |
|--|--------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of overturning : | $\gamma_o =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of sliding resistance : | $\gamma_s =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of bearing capacity : | $\gamma_b =$ | 1,00 | [-] |

Geometry of structure

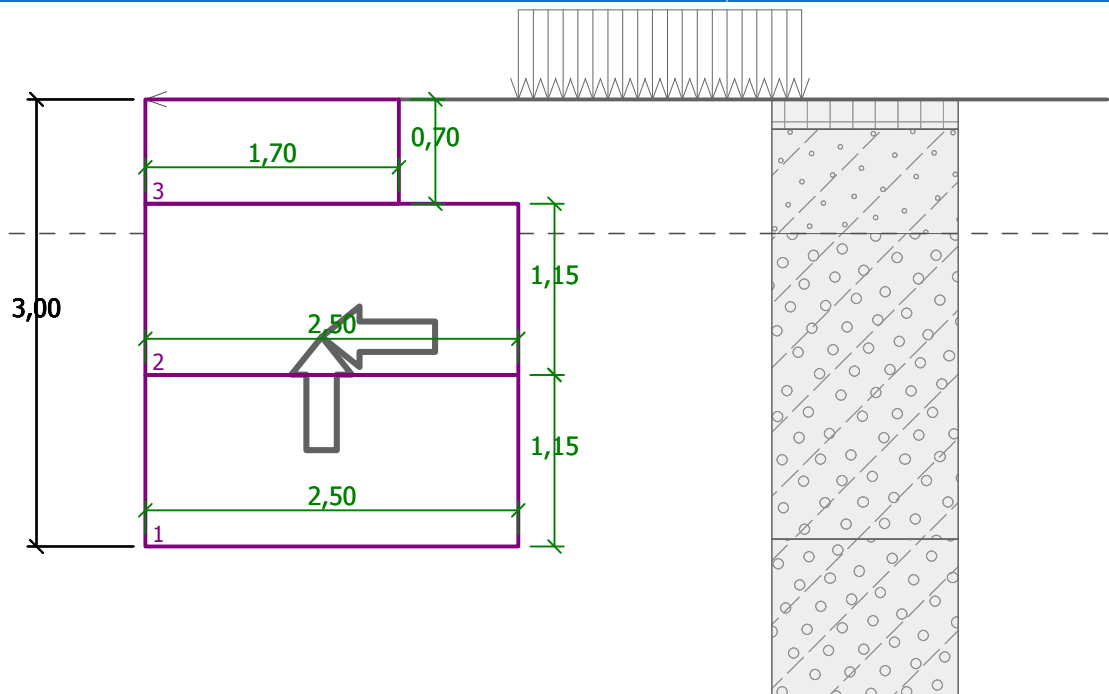
Slope of wall = 0,00 °

| No. | Width b [m] | Height h [m] | Offset k [m] | Offs.(L) o ₁ [m] | Offs.(R) o ₂ [m] | Self w. [kN/m ³] | Friction [-] | Cohesion [kPa] | Shear bear.cap. R _s [kN/m] |
|-----|----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|-------------------|--|
| 3 | 1,70 | 0,70 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 2 | 2,50 | 1,15 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 2,50 | 1,15 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | - | - | - |

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

Name : QUAYWALL GEOMETRY

Stage - analysis : 1 - 0



Basic soil parameters

| No. | Name | Pattern | φ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|------------------------------------|---------|-----------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 1 | PAVING | | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 14,00 | 26,67 |
| 2 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL | | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 12,80 | 20,00 |
| 3 | BACK FILL - RELIEF PRISM | | 38,00 | 0,00 | 17,55 | 10,74 | 25,00 |
| 4 | FOUNDATION PRISM | | 31,00 | 0,00 | 18,20 | 11,21 | 20,00 |

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

PAVING

Unit weight : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 26,67^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL

Unit weight : $\gamma = 20,80 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$

Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 22,80 \text{ kN/m}^3$

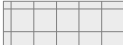




BACK FILL - RELIEF PRISM

Unit weight : $\gamma = 17,55 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 38,00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25,00^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,74 \text{ kN/m}^3$

FOUNDATION PRISM

Unit weight : $\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 31,00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21,21 \text{ kN/m}^3$

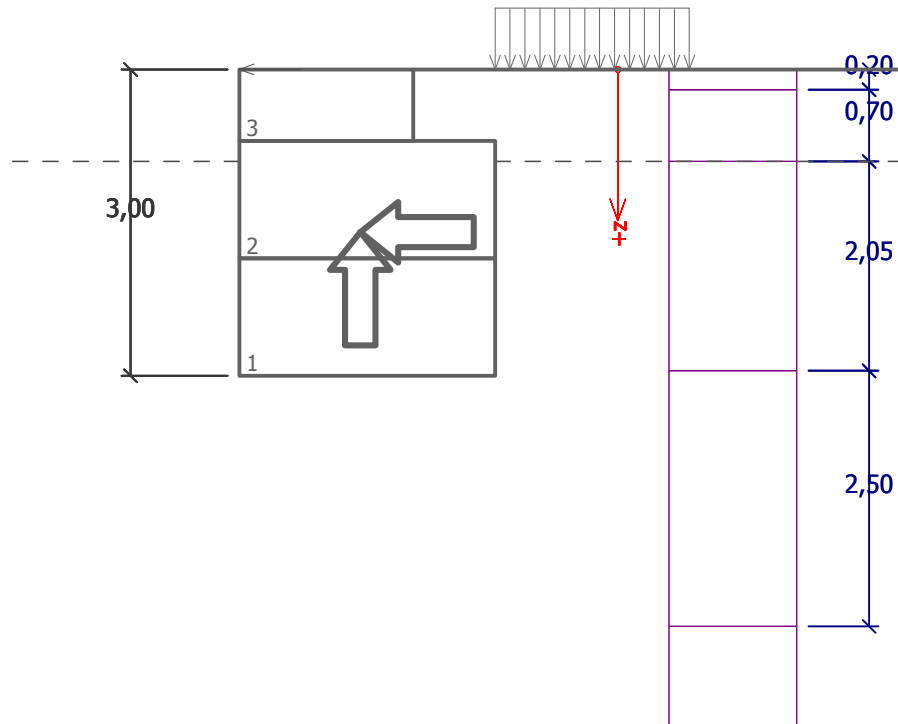
Geological profile and assigned soils

| No. | Layer [m] | Assigned soil | Pattern |
|-----|-----------|------------------------------------|---|
| 1 | 0,20 | PAVING |  |
| 2 | 0,70 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL |  |
| 3 | 2,05 | BACK FILL - RELIEF PRISM |  |
| 4 | 2,50 | FOUNDATION PRISM |  |
| 5 | - | FOUNDATION PRISM |  |

Name : Profile and assignment

Stage - analysis : 1 - 0

Description : QUAY-WALL SECTION

**Foundation**

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 0,90 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 0,90 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

Input surface surcharges

| No. | Surcharge | | Action | Mag.1 [kN/m ²] | Mag.2 [kN/m ²] | Ord.x x [m] | Length l [m] | Depth z [m] |
|-----|-----------|--------|----------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|-----------------|----------------|
| | new | change | | | | | | |
| 1 | Yes | | variable | 8,33 | | 0,80 | 1,90 | on terrain |

| No. | Name |
|-----|-------------|
| 1 | MOBILE LOAD |

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Applied forces acting on the structure

| No. | Force | | Name | Action | F _x [kN/m] | F _z [kN/m] | M [kNm/m] | x [m] | z [m] |
|-----|-------|------|--------------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------|----------|----------|
| | new | edit | | | | | | | |
| 1 | Yes | | BOLLARD LOAD | variable | -2,50 | 0,00 | 0,00 | -1,70 | 0,00 |

EarthquakeFactor of horizontal acceleration $K_h = 0,1600$ Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0720$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles $G_s = 2,50$.**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

Verification No. 1**Active pressure behind the structure - partial results**

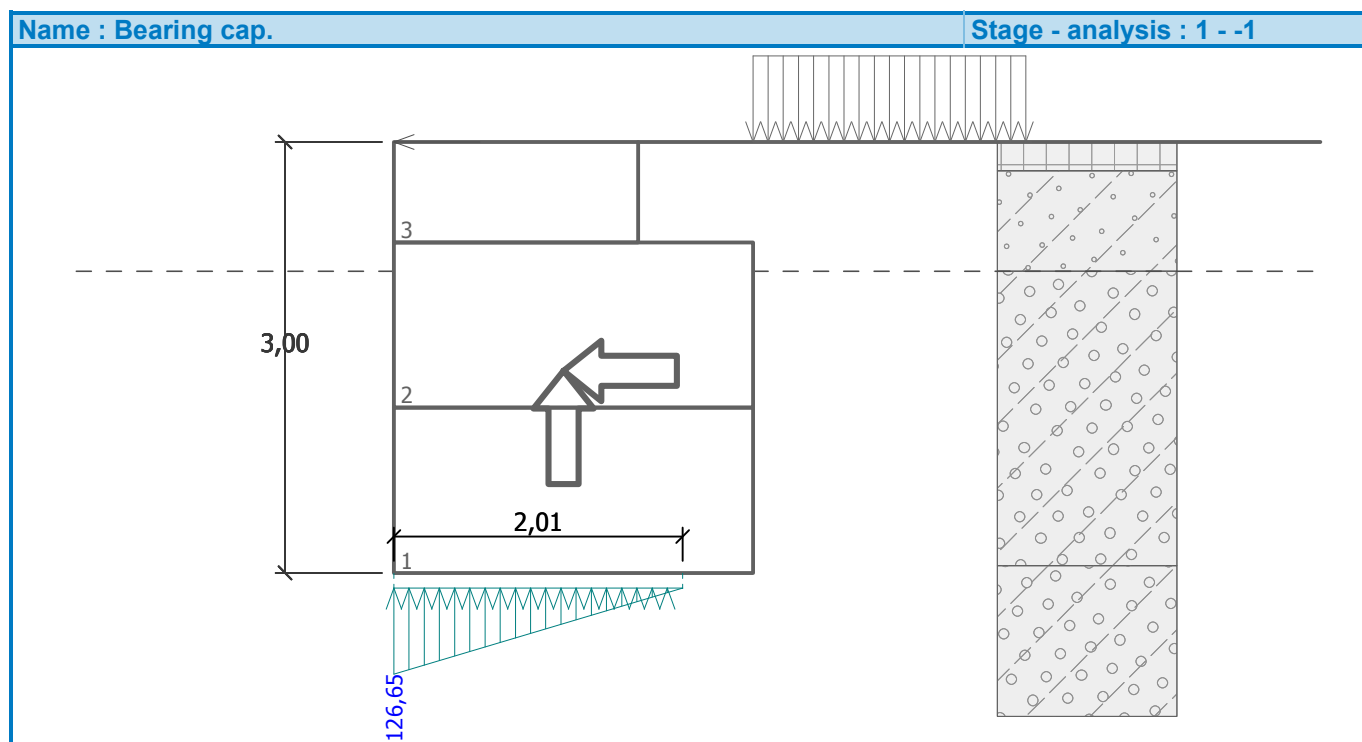
| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,95 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |
| 5 | 1,10 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |
| 6 | 0,05 | 0,00 | 31,00 | 0,00 | 11,21 | 20,00 | 0,286 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,74 | 4,46 | 1,62 |
| 4 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,20 | 3,80 | 1,77 |
| | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 6,41 | 5,81 | 2,71 |
| 5 | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 6,41 | 5,81 | 2,71 |
| | 2,95 | 41,38 | 0,00 | 8,97 | 8,13 | 3,79 |
| 6 | 2,95 | 41,38 | 0,00 | 11,85 | 11,13 | 4,05 |
| | 3,00 | 41,94 | 0,00 | 12,01 | 11,28 | 4,11 |

Forces acting on construction

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|------------------|---------------|-------------------|---------------|--------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -1,57 | 114,06 | 1,15 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 26,65 | -1,41 | -11,99 | 1,18 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -2,63 | 9,70 | 2,03 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 1,55 | -2,63 | -0,70 | 2,03 | 1,000 |
| Active pressure | 14,96 | -1,13 | 8,70 | 2,47 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -3,00 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 6,53 | -1,78 | 5,19 | 2,43 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 4,12 | -0,84 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 4,12 | -0,84 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 4,00 | -1,32 | 2,28 | 2,48 | 1,000 |

Eccentricity verificationMax. eccentricity of normal force $e = 0,232$ Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom $\sigma = 126,65 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil $R_d = 600,00 \text{ kPa}$ **Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY****Dimensioning No. 1****Active pressure behind the structure - partial results**

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 24,15 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 60,00 | 0,525 | |
| 2 | 0,50 | 24,15 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 35,00 | 0,526 | |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,95 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 0,26 | 2,51 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 2,52 | 1,29 | 2,17 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 7,99 | 4,10 | 6,86 |

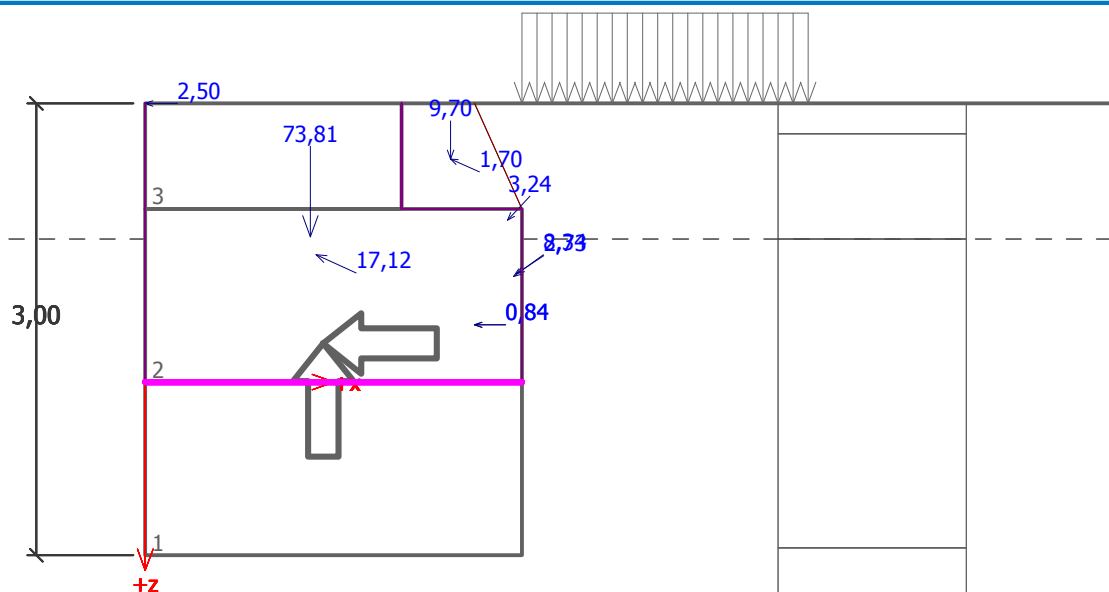
| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|---------------------|---------------------|-------------------|---------------------|----------------------|
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,74 | 4,46 | 1,62 |
| 4 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,20 | 3,80 | 1,77 |
| | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 6,41 | 5,81 | 2,71 |

Forces acting on construction

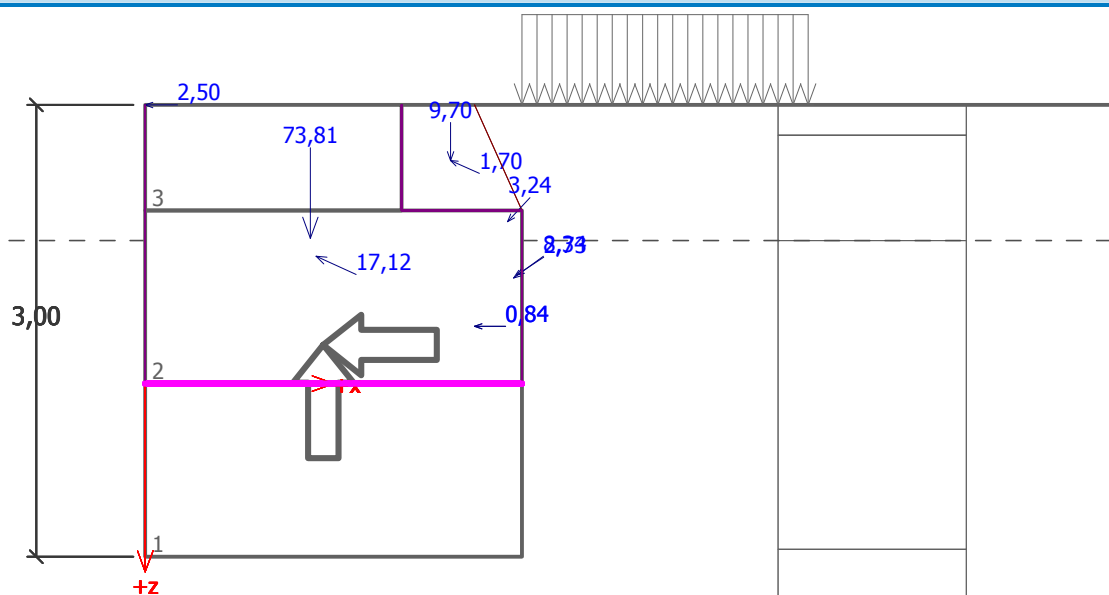
| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|---------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -0,97 | 73,81 | 1,10 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 15,61 | -0,85 | -7,02 | 1,13 | 1,000 |
| Weight - earth wedge | 0,00 | -1,48 | 9,70 | 2,03 | 1,000 |
| Earthquake - soil wedge | 1,55 | -1,48 | -0,70 | 2,03 | 1,000 |
| Active pressure | 6,73 | -0,70 | 4,93 | 2,44 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -1,85 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 2,22 | -1,08 | 2,36 | 2,40 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 0,84 | -0,38 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 0,84 | -0,38 | 0,00 | 2,19 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 2,29 | -0,72 | 1,49 | 2,46 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 2,50 | -1,85 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of construction joint above the block No.: 1**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 112,50$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 29,52$ kNm/m**Joint for overturning stability is SATISFACTORY****Check for slip**Resisting horizontal force $H_{res} = 42,28$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 32,58$ kN/m**Joint for slip is SATISFACTORY**

Stage - analysis : 1 - 1



Stage - analysis : 1 - 1



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η3: ΔΙΑΤΟΜΗ ΒΑΘΟΥΣ ΕΔΡΑΣΗΣ -1,00Μ.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η3.1: ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ - ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Prefab wall analysis**Input data****Project**

Task : MYTIKAS SHELTER
 Part : QUAYWALL _ -1.0M
 Description : QUAYWALL DESIGN -OPERATION
 Customer : -
 Author : PLEFSIS MICHANIKI
 Date : 7/4/2016

Settings

Standard - no reduction of parameters (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : Limit states (LSD)

| Reduction coeff. of soil parameters | | | |
|--|----------------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of internal friction : | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of cohesion : | $\gamma_{mc} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of Poisson's ratio : | $\gamma_{mv} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight behind construction : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight in front of constr. : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |

| Reduction coeff. of bearing capacity | | | |
|--|--------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of overturning : | $\gamma_o =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of sliding resistance : | $\gamma_s =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of bearing capacity : | $\gamma_b =$ | 1,00 | [-] |


Geometry of structure

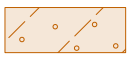
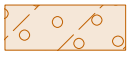

Slope of wall = 0,00 °

| No. | Width b [m] | Height h [m] | Offset k [m] | Offs.(L) o ₁ [m] | Offs.(R) o ₂ [m] | Self w. [kN/m ³] | Friction [-] | Cohesion [kPa] | Shear bear.cap. R _s [kN/m] |
|-----|----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|-------------------|--|
| 2 | 1,70 | 0,70 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 1,70 | 1,20 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | - | - | - |

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

Basic soil parameters

| No. | Name | Pattern | ϕ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|--------|---|--------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 1 | PAVING |  | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 14,00 | 26,67 |

| No. | Name | Pattern | φ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|------------------------------------|---|-----------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 2 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL |  | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 12,80 | 20,00 |
| 3 | BACK FILL - RELIEF PRISM |  | 38,00 | 0,00 | 17,55 | 10,74 | 25,00 |
| 4 | FOUNDATION PRISM |  | 31,00 | 0,00 | 18,20 | 11,21 | 20,00 |

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

PAVING

Unit weight : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 26,67^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL

Unit weight : $\gamma = 20,80 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 22,80 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL - RELIEF PRISM

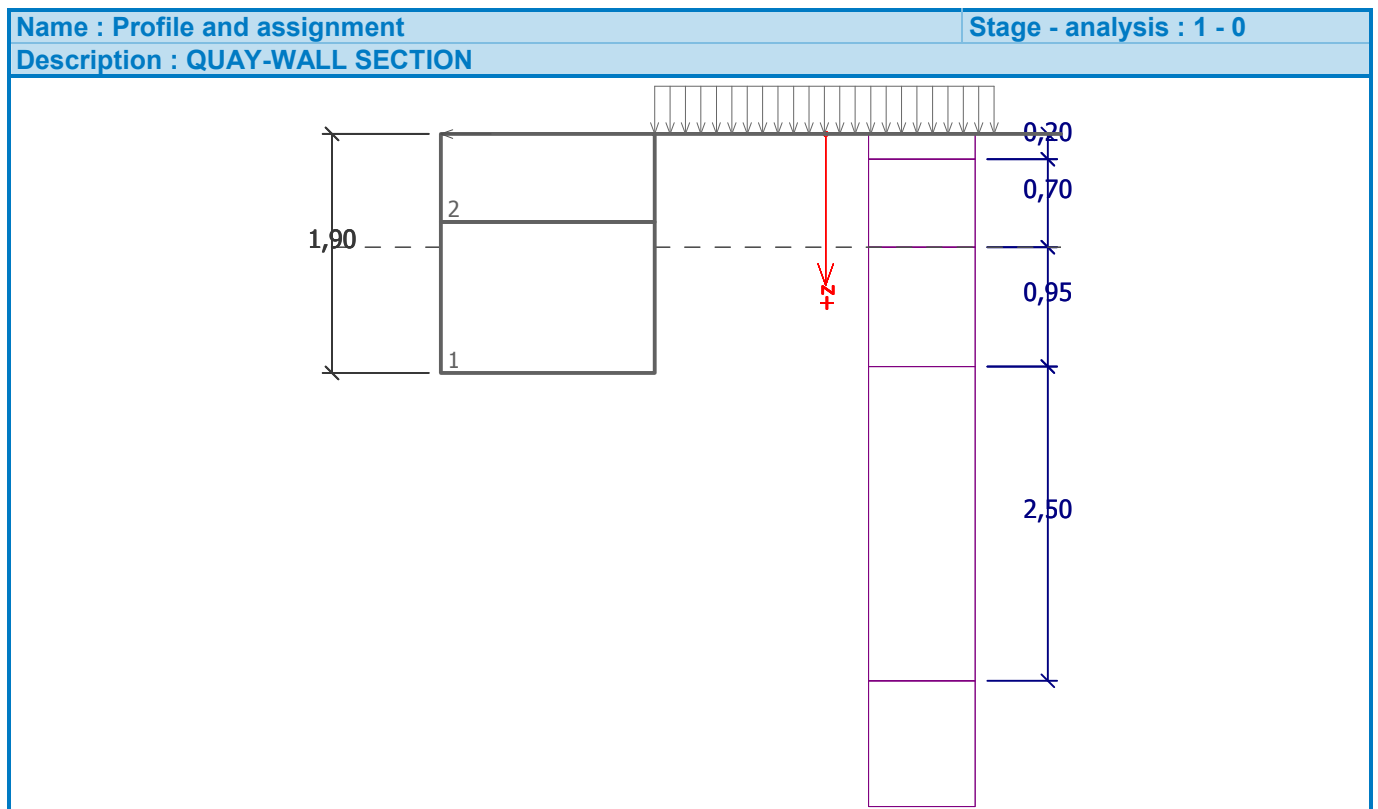
Unit weight : $\gamma = 17,55 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 38,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,74 \text{ kN/m}^3$

FOUNDATION PRISM

Unit weight : $\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 31,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21,21 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

| No. | Layer [m] | Assigned soil | Pattern |
|-----|-----------|------------------------------------|---------|
| 1 | 0,20 | PAVING | |
| 2 | 0,70 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL | |
| 3 | 0,95 | BACK FILL - RELIEF PRISM | |
| 4 | 2,50 | FOUNDATION PRISM | |
| 5 | - | FOUNDATION PRISM | |

**Foundation**

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 0,90 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 0,90 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

Input surface surcharges

| No. | Surcharge | | Action | Mag.1 [kN/m ²] | Mag.2 [kN/m ²] | Ord.x x [m] | Length l [m] | Depth z [m] |
|-----|-----------|--------|----------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|-----------------|----------------|
| | new | change | | | | | | |
| 1 | Yes | | variable | 16,67 | | 0,00 | 2,70 | on terrain |

| No. | Name |
|-----|-------------|
| 1 | MOBILE LOAD |

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Applied forces acting on the structure

| No. | Force | | Name | Action | F _x [kN/m] | F _z [kN/m] | M [kNm/m] | x [m] | z [m] |
|-----|-------|------|--------------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------|----------|----------|
| | new | edit | | | | | | | |
| 1 | Yes | | BOLLARD LOAD | variable | -5,00 | 0,00 | 0,00 | -1,70 | 0,00 |

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0,0000$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0000$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles $G_s = 2,50$.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 0,00 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 26,67 | 0,071 | |
| 2 | 0,50 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 0,95 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |
| 5 | 0,05 | 0,00 | 31,00 | 0,00 | 11,21 | 20,00 | 0,286 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 0,34 | 0,30 | 0,15 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 1,18 | 1,11 | 0,40 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,74 | 4,46 | 1,62 |
| 4 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,20 | 3,80 | 1,77 |
| | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 6,41 | 5,81 | 2,71 |
| 5 | 1,85 | 29,56 | 0,00 | 8,46 | 7,95 | 2,89 |
| | 1,90 | 30,12 | 0,00 | 8,62 | 8,10 | 2,95 |

Forces acting on construction

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|---------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -1,08 | 60,52 | 0,85 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 0,00 | -0,95 | 0,00 | 0,85 | 1,000 |
| Active pressure | 6,94 | -0,69 | 3,00 | 1,70 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -1,90 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 0,00 | -1,90 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 0,00 | -1,90 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 0,00 | -1,90 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 6,15 | -0,89 | 2,57 | 1,70 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 5,00 | -1,90 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

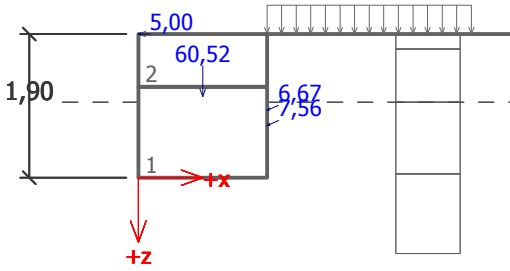
Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 60,92 \text{ kNm/m}$ Overturning moment $M_{ovr} = 19,80 \text{ kNm/m}$ Wall for overturning is **SATISFACTORY**

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 39,71 \text{ kN/m}$ Active horizontal force $H_{act} = 18,10 \text{ kN/m}$ Wall for slip is **SATISFACTORY**Overall check - **WALL is SATISFACTORY**

| | |
|---|--------------------------|
| Name : Verification | Stage - analysis : 1 - 1 |
| Description : Joint -1 | |
|  | |

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

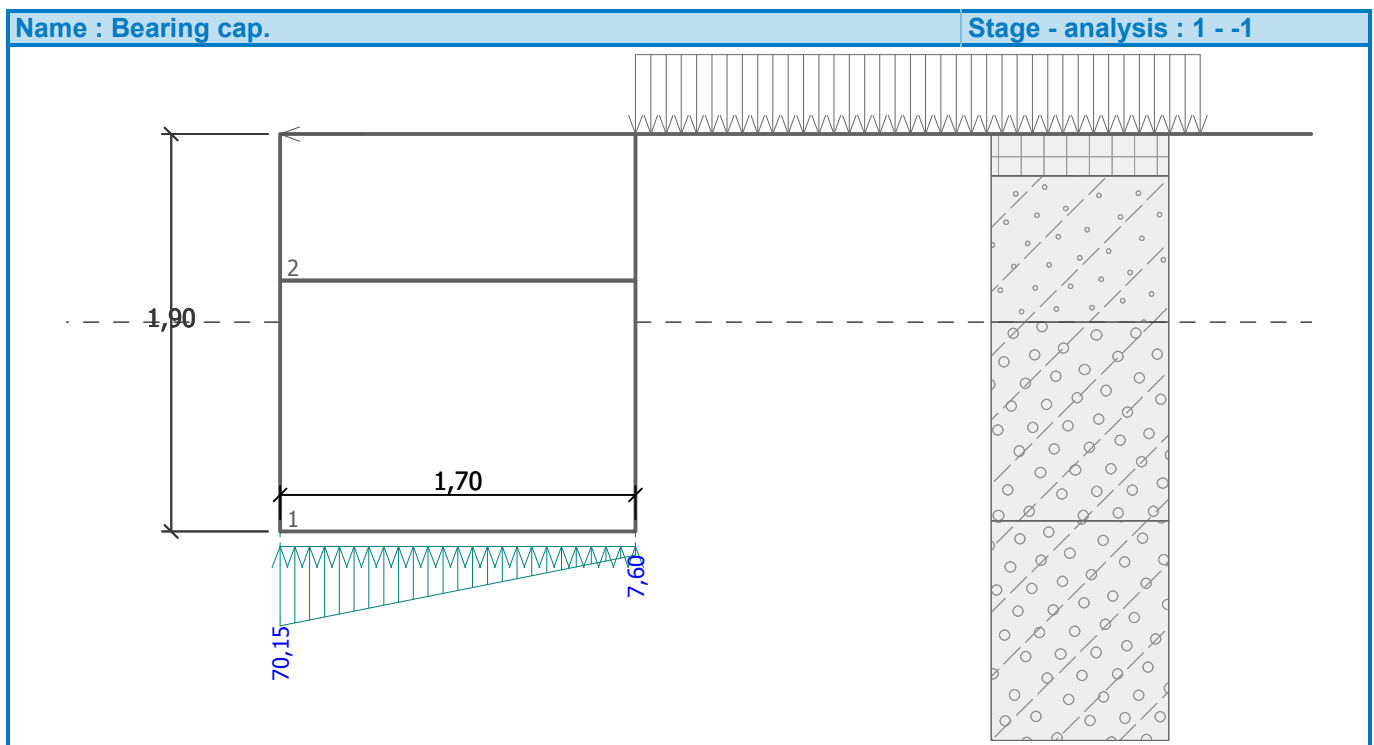
| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] | Eccentricity [-] | Stress [kPa] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|-----------------|
| 1 | 15,06 | 66,09 | 18,10 | 0,134 | 53,12 |

Service load acting at the center of footing bottom

| No. | Moment [kNm/m] | Norm. force [kN/m] | Shear Force [kN/m] |
|-----|-------------------|-----------------------|-----------------------|
| 1 | 15,06 | 66,09 | 18,10 |

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verificationMax. eccentricity of normal force $e = 0,134$ Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$ **Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY****Verification of bearing capacity**Max. stress at footing bottom $\sigma = 70,15 \text{ kPa}$ Bearing capacity of foundation soil $R_d = 600,00 \text{ kPa}$ **Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY****Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY****Dimensioning No. 1****Active pressure behind the structure - partial results**

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 0,00 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 26,67 | 0,071 | |
| 2 | 0,50 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|---------------------|---------------------|-------------------|---------------------|----------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 0,34 | 0,30 | 0,15 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 1,18 | 1,11 | 0,40 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |

Forces acting on construction

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|-----------------------|---------------------|------------------|----------------------|------------------|-----------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -0,35 | 28,56 | 0,85 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 0,00 | -0,35 | 0,00 | 0,85 | 1,000 |
| Active pressure | 1,18 | -0,22 | 0,43 | 1,70 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -0,70 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 0,00 | -0,70 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 2,05 | -0,27 | 0,76 | 1,70 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 5,00 | -0,70 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of construction joint above the block No.: 1

Check for overturning stability

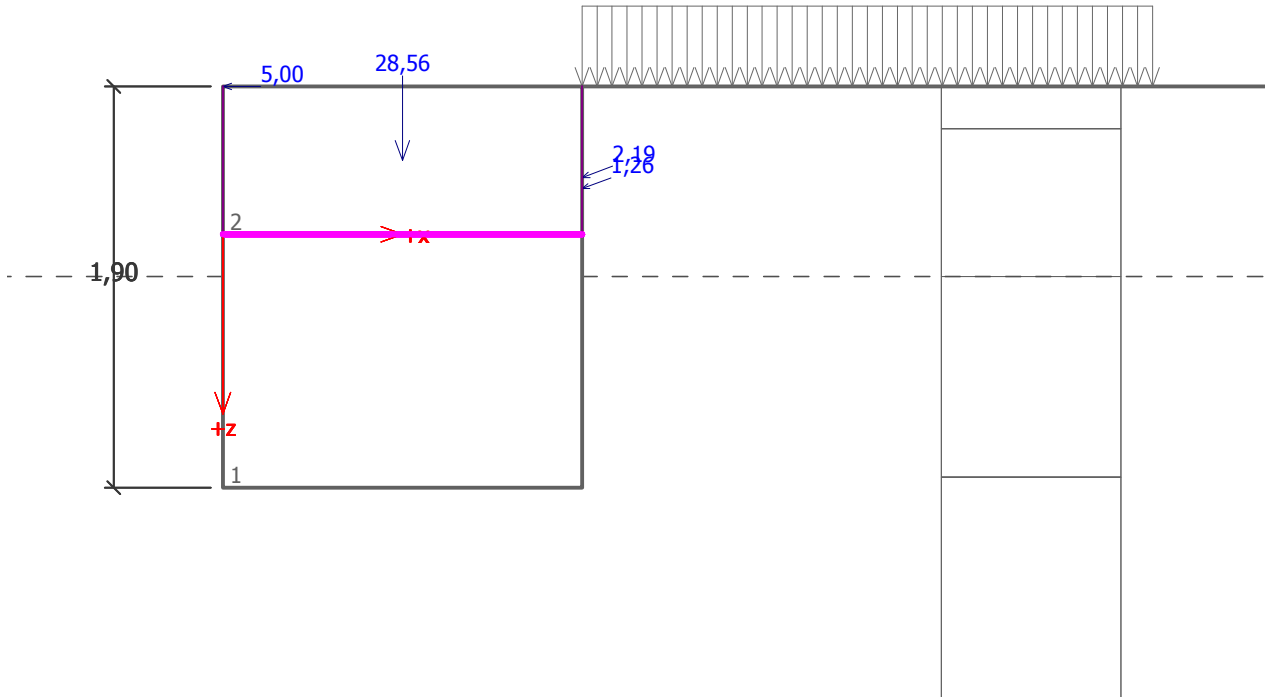
Resisting moment $M_{res} = 26,31$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 4,31$ kNm/mJoint for overturning stability is **SATISFACTORY**

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 14,88$ kN/mActive horizontal force $H_{act} = 8,23$ kN/mJoint for slip is **SATISFACTORY**

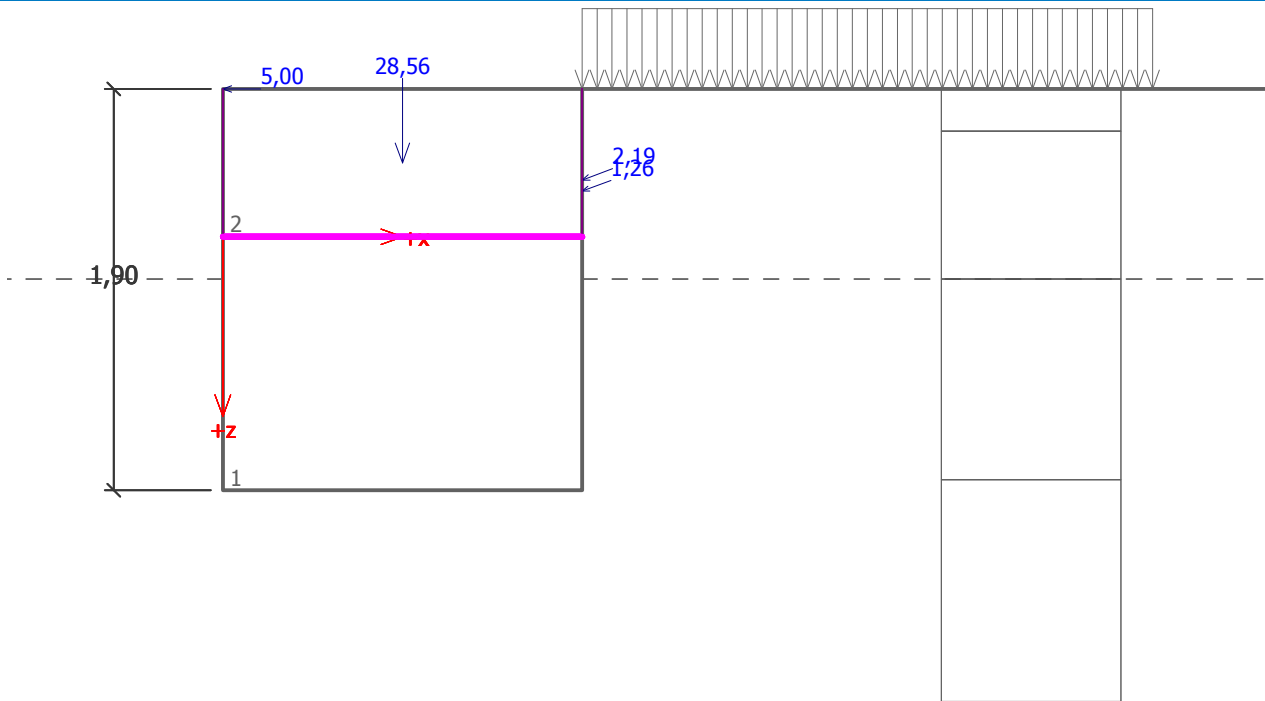
Name : Dimensioning
Description : Joint - 3

Stage - analysis : 1 - 1



Name : Dimensioning
Description : Joint - 4

Stage - analysis : 1 - 1



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Η3.2: ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

Prefab wall analysis**Input data****Project**

Task : MYTIKAS SHELTER
 Part : QUAYWALL _ -1.00
 Description : QUAYWALL DESIGN - SEISMIC
 Author : PLEFSIS MICHANIKI
 Date : 7/4/2016

Settings

Standard - no reduction of parameters (2)

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Allowable eccentricity : 0,333
 Verification methodology : Limit states (LSD)

| Reduction coeff. of soil parameters | | | |
|--|----------------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of internal friction : | $\gamma_{m\phi} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of cohesion : | $\gamma_{mc} =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of Poisson's ratio : | $\gamma_{mv} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight behind construction : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |
| Coefficient of unit weight in front of constr. : | $\gamma_{m\gamma} =$ | 1,00 | [-] |

| Reduction coeff. of bearing capacity | | | |
|--|--------------|------|-----|
| Permanent design situation | | | |
| Reduction coeff. of overturning : | $\gamma_o =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of sliding resistance : | $\gamma_s =$ | 1,00 | [-] |
| Reduction coeff. of bearing capacity : | $\gamma_b =$ | 1,00 | [-] |

Geometry of structure

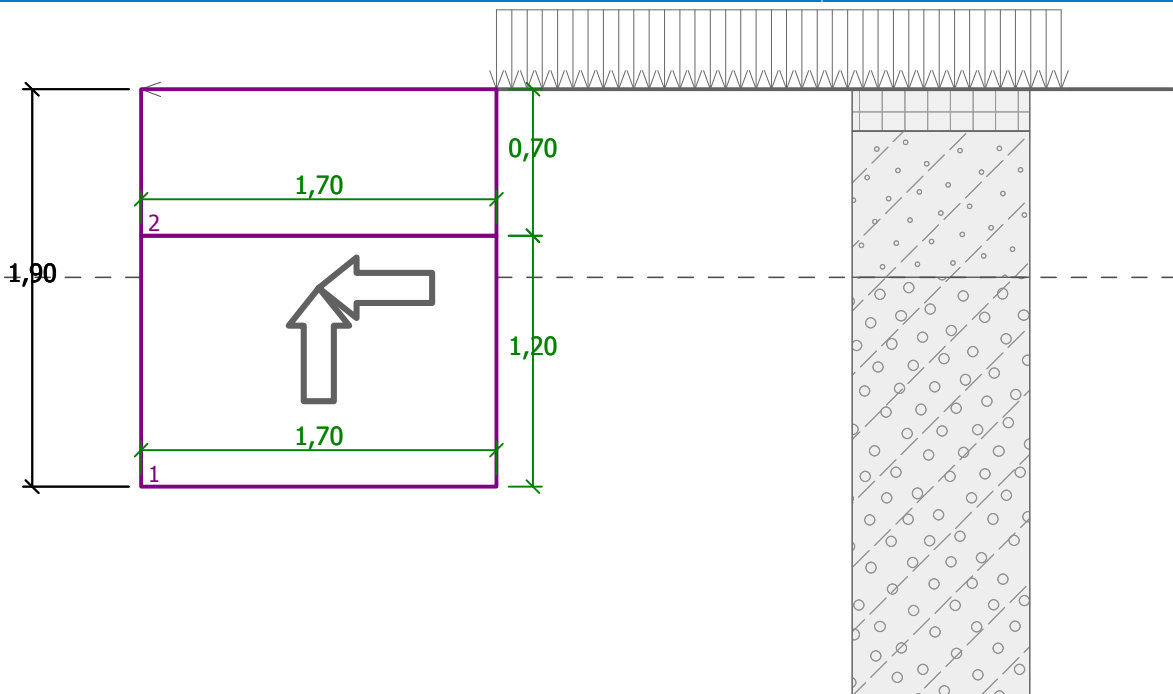
Slope of wall = 0,00 °

| No. | Width b [m] | Height h [m] | Offset k [m] | Offs.(L) o ₁ [m] | Offs.(R) o ₂ [m] | Self w. [kN/m ³] | Friction [-] | Cohesion [kPa] | Shear bear.cap. R _s [kN/m] |
|-----|----------------|-----------------|-----------------|--------------------------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------|-------------------|--|
| 2 | 1,70 | 0,70 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | 0,500 | 0,00 | 0,00 |
| 1 | 1,70 | 1,20 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 24,00 | - | - | - |

Note: Blocks are ordered from bottom to the top

Name : QUAYWALL GEOMETRY

Stage - analysis : 1 - 0



Basic soil parameters

| No. | Name | Pattern | φ_{ef} [°] | c_{ef} [kPa] | γ [kN/m ³] | γ_{su} [kN/m ³] | δ [°] |
|-----|------------------------------------|---------|-----------------------|-------------------|----------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| 1 | PAVING | | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 14,00 | 26,67 |
| 2 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL | | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 12,80 | 20,00 |
| 3 | BACK FILL - RELIEF PRISM | | 38,00 | 0,00 | 17,55 | 10,74 | 25,00 |
| 4 | FOUNDATION PRISM | | 31,00 | 0,00 | 18,20 | 11,21 | 20,00 |

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

PAVING

Unit weight : $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 60,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 26,67^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 24,00 \text{ kN/m}^3$

BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL

Unit weight : $\gamma = 20,80 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 35,00^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 0,00 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$

Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 22,80 \text{ kN/m}^3$






BACK FILL - RELIEF PRISM

Unit weight : $\gamma = 17,55 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 38,00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 25,00^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,74 \text{ kN/m}^3$

FOUNDATION PRISM

Unit weight : $\gamma = 18,20 \text{ kN/m}^3$
Stress-state : effective
Angle of internal friction : $\varphi_{\text{ef}} = 31,00^\circ$
Cohesion of soil : $c_{\text{ef}} = 0,00 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil : $\delta = 20,00^\circ$
Soil : cohesionless
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 21,21 \text{ kN/m}^3$

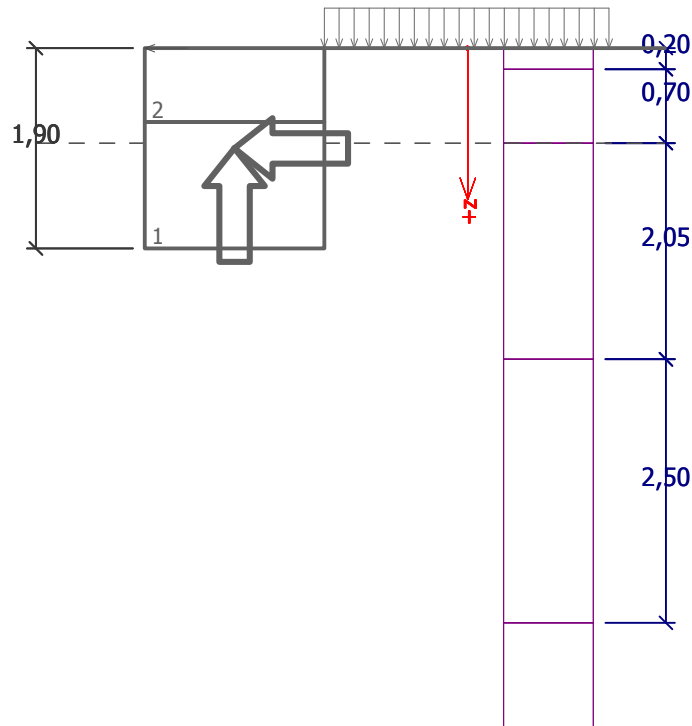
Geological profile and assigned soils

| No. | Layer [m] | Assigned soil | Pattern |
|-----|-----------|------------------------------------|---|
| 1 | 0,20 | PAVING |  |
| 2 | 0,70 | BACK FILL & CRUSHED STONE MATERIAL |  |
| 3 | 2,05 | BACK FILL - RELIEF PRISM |  |
| 4 | 2,50 | FOUNDATION PRISM |  |
| 5 | - | FOUNDATION PRISM |  |

Name : Profile and assignment

Stage - analysis : 1 - 0

Description : QUAY-WALL SECTION

**Foundation**

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 0,90 m

GWT in front of the structure lies at a depth of 0,90 m

Subgrade at the heel is not permeable.

Uplift in foot. bottom due to different pressures is not considered.

Input surface surcharges

| No. | Surcharge | | Action | Mag.1 [kN/m ²] | Mag.2 [kN/m ²] | Ord.x x [m] | Length l [m] | Depth z [m] |
|-----|-----------|--------|----------|-------------------------------|-------------------------------|----------------|-----------------|----------------|
| | new | change | | | | | | |
| 1 | Yes | | variable | 8,33 | | 0,00 | 2,70 | on terrain |

| No. | Name |
|-----|-------------|
| 1 | MOBILE LOAD |

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure is not considered.

Applied forces acting on the structure

| No. | Force | | Name | Action | F _x [kN/m] | F _z [kN/m] | M [kNm/m] | x [m] | z [m] |
|-----|-------|------|--------------|----------|--------------------------|--------------------------|--------------|----------|----------|
| | new | edit | | | | | | | |
| 1 | Yes | | BOLLARD LOAD | variable | -2,50 | 0,00 | 0,00 | -1,70 | 0,00 |

EarthquakeFactor of horizontal acceleration $K_h = 0,1600$ Factor of vertical acceleration $K_v = 0,0720$

Water below the GWT is free.

Specific gravity of soil particles $G_s = 2,50$.**Settings of the stage of construction**

Design situation : permanent

Verification No. 1**Active pressure behind the structure - partial results**

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 0,00 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 26,67 | 0,071 | |
| 2 | 0,50 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 3 | 0,20 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |
| 4 | 1,00 | 0,00 | 38,00 | 0,00 | 10,74 | 25,00 | 0,217 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 0,34 | 0,30 | 0,15 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 1,18 | 1,11 | 0,40 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| 3 | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |
| | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,74 | 4,46 | 1,62 |
| 4 | 0,90 | 19,36 | 0,00 | 4,20 | 3,80 | 1,77 |
| | 1,90 | 30,10 | 0,00 | 6,52 | 5,91 | 2,76 |

Forces acting on construction

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|----------------------------------|------------------|---------------|-------------------|---------------|--------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -1,08 | 60,52 | 0,85 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 12,40 | -0,95 | -5,58 | 0,85 | 1,000 |
| Active pressure | 6,84 | -0,70 | 2,99 | 1,70 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -1,90 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 2,48 | -1,16 | 1,04 | 1,70 | 1,000 |
| Dynamic water pressure | 0,93 | -0,40 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| Dyn. water pressure at the front | 0,93 | -0,40 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 3,05 | -0,90 | 1,28 | 1,70 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 2,50 | -1,90 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of complete wall**Check for overturning stability**Resisting moment $M_{res} = 55,73$ kNm/mOverturning moment $M_{ovr} = 27,71$ kNm/m**Wall for overturning is SATISFACTORY****Check for slip**

Active horizontal force $H_{act} = 29,13 \text{ kN/m}$

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Diagram of a reinforced concrete slab with dimensions and load values:

- Overall width: 2,50
- Overall height: 1,90
- Internal width: 2
- Internal height: 2,69
- Load values: 60,52, 13,60, 7,48, 0,93
- Red arrows indicate forces: +x (horizontal), +z (vertical)

Design load acting at the center of footing bottom

Service load acting at the center of footing bottom

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Max. eccentricity of normal force $e = 0,226$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0,333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Max. stress at footing bottom $\sigma = 86,37 \text{ kPa}$

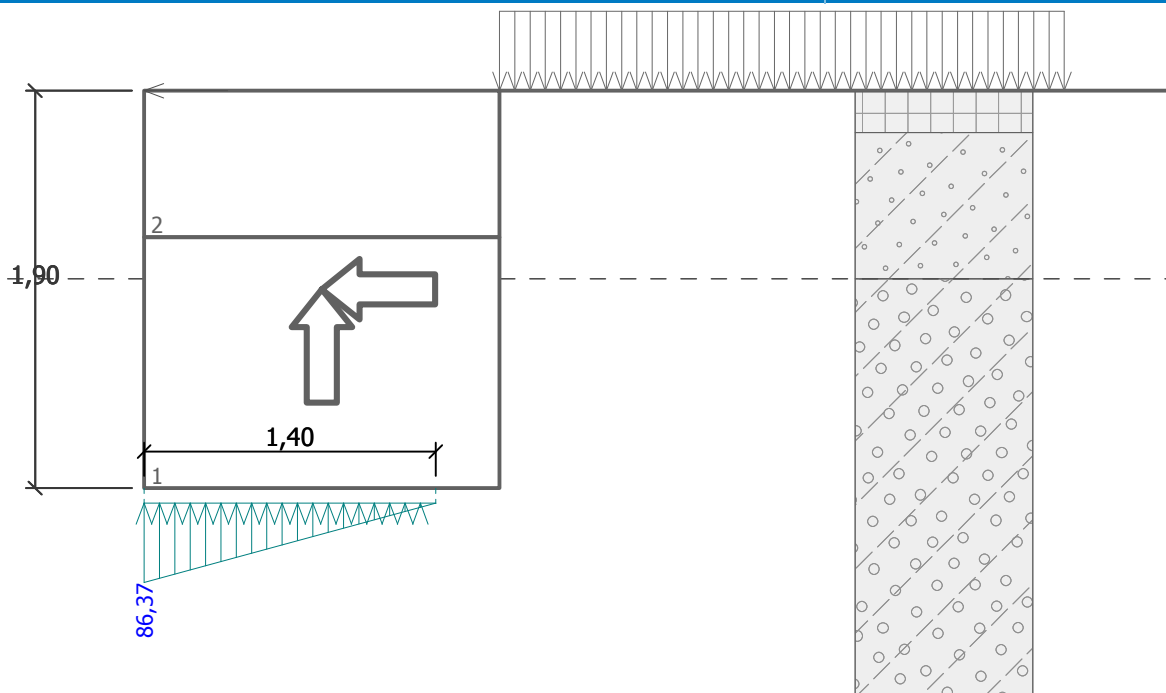
Bearing capacity of foundation soil $R_d = 600,00 \text{ kPa}$

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Name : Bearing cap.

Stage - analysis : 1 - -1



Dimensioning No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

| Layer No. | Thickness [m] | α [°] | φ_d [°] | c_d [kPa] | γ [kN/m ³] | δ_d [°] | K_a | Comment |
|-----------|---------------|--------------|-----------------|-------------|-------------------------------|----------------|-------|---------|
| 1 | 0,20 | 0,00 | 60,00 | 0,00 | 24,00 | 26,67 | 0,071 | |
| 2 | 0,50 | 0,00 | 35,00 | 0,00 | 20,80 | 20,00 | 0,245 | |

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

| Layer No. | Start [m] End [m] | σ_z [kPa] | σ_w [kPa] | Pressure [kPa] | Hor. comp. [kPa] | Vert. comp. [kPa] |
|-----------|----------------------|------------------|------------------|----------------|------------------|-------------------|
| 1 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 0,34 | 0,30 | 0,15 |
| 2 | 0,20 | 4,80 | 0,00 | 1,18 | 1,11 | 0,40 |
| | 0,70 | 15,20 | 0,00 | 3,72 | 3,50 | 1,27 |

Forces acting on construction

| Name | F_{hor} [kN/m] | App.Pt. z [m] | F_{vert} [kN/m] | App.Pt. x [m] | Design coefficient |
|-----------------------|------------------|---------------|-------------------|---------------|--------------------|
| Weight - wall | 0,00 | -0,35 | 28,56 | 0,85 | 1,000 |
| Earthq.- constr. | 4,57 | -0,35 | -2,06 | 0,85 | 1,000 |
| Active pressure | 1,18 | -0,22 | 0,43 | 1,70 | 1,000 |
| Water pressure | 0,00 | -0,70 | 0,00 | 1,70 | 1,000 |
| Earthq.- act.pressure | 0,39 | -0,42 | 0,16 | 1,70 | 1,000 |
| MOBILE LOAD | 1,03 | -0,27 | 0,38 | 1,70 | 1,000 |
| BOLLARD LOAD | 2,50 | -0,70 | 0,00 | 0,00 | 1,000 |

Verification of construction joint above the block No.: 1

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 24,19 \text{ kNm/m}$

Overturning moment $M_{ovr} = 4,04 \text{ kNm/m}$

Joint for overturning stability is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 13,74 \text{ kN/m}$

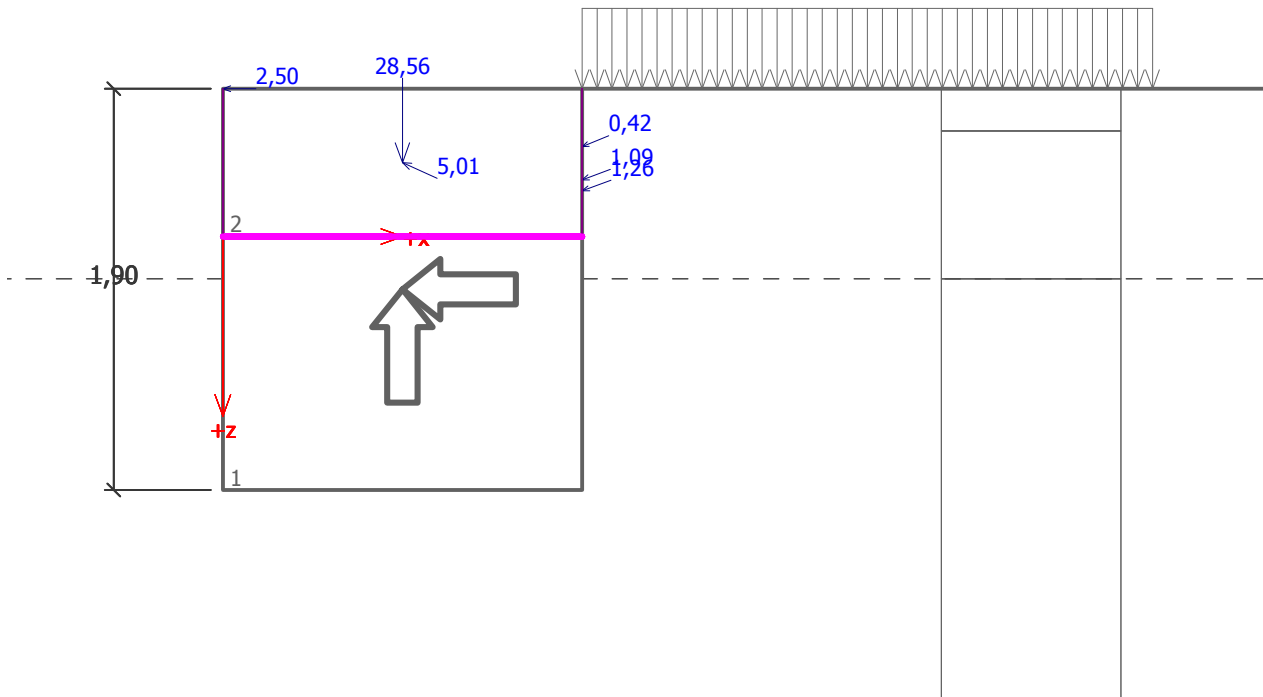
Active horizontal force $H_{act} = 9,66 \text{ kN/m}$

Joint for slip is SATISFACTORY

Name : Dimensioning

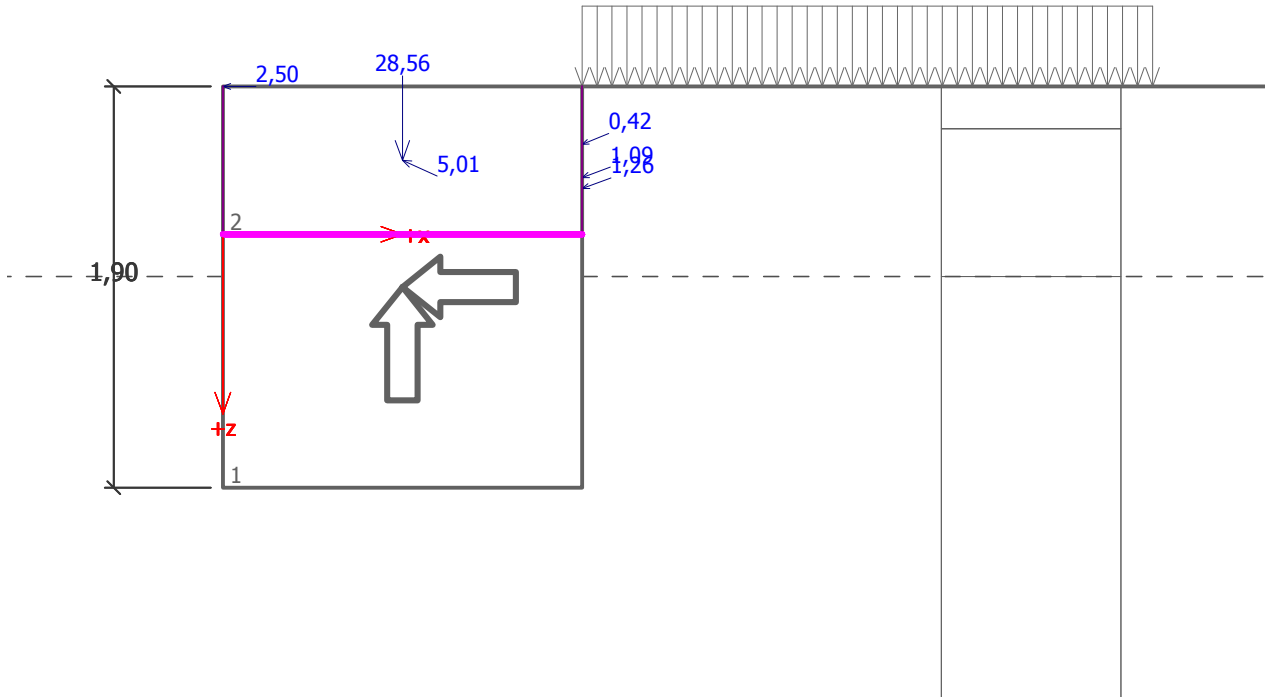
Stage - analysis : 1 - 1

Description : Joint - 3



Name : Dimensioning
Description : Joint - 4

Stage - analysis : 1 - 1



ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Θ: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΑΙ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Θ.1: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ

1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

1.1. Γενικά

Ο έλεγχος φέρουσας ικανότητας πραγματοποιήθηκε στη δυσμενέστερη τυπική διατομή ελέγχου του υπήνεμου (Διατομή Θ-Θ). Από τη διερεύνηση των διάφορων συνδυασμών φορτίσεων στην φάση λειτουργίας του έργου, (όπως οι συνδυασμοί αυτοί προσδιορίστηκαν από τους στατικούς υπολογισμούς ευστάθειας των κρηπιδοτοιχών), προκύπτουν τα κρίσιμα μεγέθη των τάσεων στη στάθμη θεμελίωσης.

1.2. Μεθοδολογία υπολογισμού

Σύμφωνα με το DIN 4017 η φέρουσα ικανότητα p_u μίας απειρομήκουσ θεμελιολωρίδας (όπως θεωρείται ο κρηπιδότοιχος), η οποία υπόκειται σε έκκεντρα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία, δίδεται από την ακόλουθη εξίσωση:

$$p_u = c N_c b_c s_c i_{cg} + (q + \gamma' D) N_q b_q s_q i_{qg} + 0.5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_{\gamma g}$$

Όπου :

c : η συνοχή του εδάφους

D : το βάθος θεμελίωσης

γ' : το υπό άνωση ειδικό βάρος του εδάφους

B' : το ενεργό πλάτος της θεμελίωσης

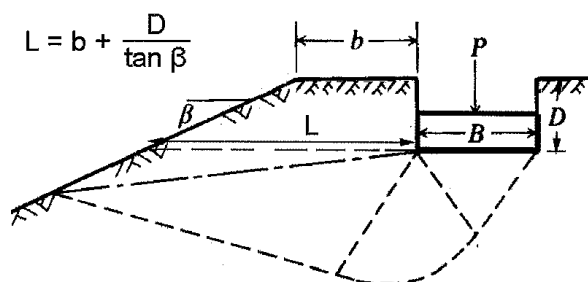
N_c, N_q, N_γ : οι συντελεστές φέρουσας ικανότητας οι οποίοι εξαρτώνται από τις ιδιότητες του εδάφους, (γωνία τριβής, συνοχή)

b_c, b_q, b_γ : οι συντελεστές λοξότητας της θεμελίωσης. Λαμβάνουν τιμή ίση προς την μονάδα σε περίπτωση οριζόντιας επιφάνειας θεμελίωσης.

s_c, s_q, s_γ : οι συντελεστές μορφής του θεμελίου. Στην περίπτωση απειρομήκουσ θεμελιολωρίδας λαμβάνονται ίσοι προς την μονάδα.

i_c, i_q, i_γ : οι συντελεστές λοξότητας του φορτίου και εξαρτώνται από την λοξότητα της συνισταμένης δύναμης ως προς την κατακόρυφο. Στην περίπτωση που η συνισταμένη των δυνάμεων είναι κατακόρυφη, οι συντελεστές αυτοί λαμβάνονται ίσοι με 1.

g_c, g_q, g_γ : οι συντελεστές κλίσης πρανούς κατά Hansen, επί των οποίων λαμβάνονται υπόψη τα γεωμετρικά στοιχεία του σχήματος που ακολουθεί.



L_f = εύρος της ζώνης αστοχίας

L = απόσταση του πεδίου από το πρανές

Σχήμα 1-1 Γεωμετρικά στοιχεία πρανούς που λαμβάνονται υπόψη στους υπολογισμούς

Ο συντελεστής ασφαλείας δίδεται σύμφωνα με την σχέση:

$$SF=B' \cdot L' \cdot p_u / \Sigma V = p_u / \sigma$$

Όπου

σ : είναι η μέση τάση που αναπτύσσεται κάτω από το θεμέλιο

1.3. Ελάχιστοι επιτρεπόμενοι συντελεστές ασφαλείας

Σύμφωνα με την παραλλαγή DA-2 του Ευρωκώδικα 7 προτείνεται ο κάτωθι συντελεστής ασφαλείας για την φέρουσα ικανότητα των κρηπιδοτοίχων υπό συνθήκες στατικής φόρτισης:

$$F_s = \gamma_R \cdot \gamma_F = 1.40 \cdot 1.40 = 1.96$$

όπου,

γ_R : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας επί των αντιστάσεων

γ_F : ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας επί των δράσεων, ο οποίος λαμβάνει τιμή 1,35 για τα μόνιμα (ίδια βάρη) και τιμή 1,50 για τα κινητά φορτία (φορτία κυκλοφορίας, έλξη δέστρας). Δεδομένου ότι σε όλες τις θέσεις τα μόνιμα φορτία είναι σαφώς μεγαλύτερα από τα κινητά, επιλέγεται σταθμισμένη τιμή συντελεστή, 1,40.

1.4. Περιγραφή διατομών ελέγχου

A. Ανακατασκευή Υπήνεμον μώλου - Διατομή Θ-Θ (Γεώτρηση ΓΜΥ-2)

Ελέγχεται το κρηπίδωμα που προβλέπεται να κατασκευαστεί από τεχνητούς ογκολίθους. Προβλέπεται να θεμελιωθεί σε στάθμη -2,80m από Μ.Σ.Θ., θα έχει πλάτος βάσης $b = 3.00$ m και θα εδράζεται επί πρίσματος λιθορριπών πάχους 1,00m (δηλαδή από -2,80 έως -3,80m). Ο πυθμένας θεωρείται οριζόντιος και συνεπώς δεν λαμβάνεται υπόψη η γεωμετρία με κλίση πρανούς κατά τα ανωτέρω.

1.5. Δράσεις - Παραδοχές σχεδιασμού

Οι δράσεις σχεδιασμού ελήφθησαν από τους στατικούς υπολογισμούς ευστάθειας των κρηπιδοτοίχων που εκτελέσθηκαν στο πλαίσιο της ανάλυσης που έγινε. Σημειώνεται ότι για την εξέταση της φέρουσας ικανότητας λήφθηκε υπόψη μικρή αλλαγή στην θέση επιβολής του κινητού φορτίου, έτσι ώστε να γίνουν κρίσιμες οι τάσεις εδράσεως και όχι οι υπόλοιπες συνθήκες ευστάθειας (ανατροπή και ολίσθηση). Τα αποτελέσματα της θεώρησης αυτής παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

| Διατομή ελέγχου | σ_{\max} (kPa) | σ_{\min} (kPa) | e (m) | $V_{\text{στατ}}$ (kN/m) | $H_{\text{στατ}}$ (kN/m) | $M_{\text{στατ}}$ (kNm/m) | b' (m) |
|-----------------|--------------------------|--------------------------|----------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|-----------|
| H-H στατικά | 64,67 | 63,80 | 0,003 | 192,70 | 30 | 0,70 | 3,00 |
| H-H σεισμικά | 115,57 | 8,95 | 0,43 | 186,77 | 91,34 | 80,0 | 3,00 |

Πίνακας 1-1 Δράσεις σχεδιασμού σύμφωνα με την στατική μελέτη των κρηπιδοτοίχων

Όπου,

σ_{\max} = η μέγιστη τάση επαφής στην στάθμη θεμελίωσης των κρηπιδοτοίχων

σ_{\min} = η ελάχιστη τάση επαφής στην στάθμη θεμελίωσης των κρηπιδοτοίχων

V = η συνισταμένη κατακόρυφη δύναμη η οποία υπολογίζεται από την σχέση

$$V=0.5*(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})*b'$$

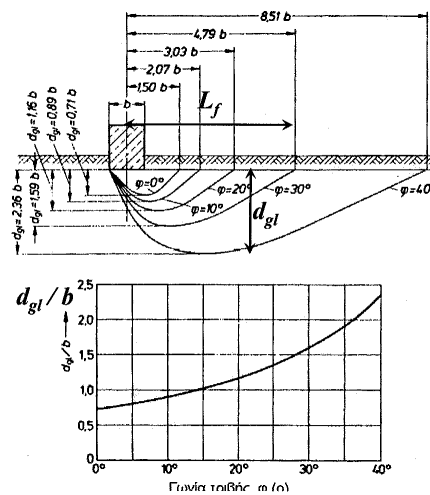
e = η εκκεντρότητα της συνισταμένης κατακόρυφης δύναμης

H = η συνισταμένη οριζόντια δύναμη στην στάθμη θεμελίωσης των κρηπιδοτοίχων

M = η συνισταμένη ροπή στην βάση έδρασης η οποία δίδεται από την σχέση $M = V*e$

b' = το ενεργό πλάτος της διατομής

Δεδομένου ότι τμήμα της έλικας ολίσθησης διατέμνει το πρίσμα λιθορριπών έδρασης ενώ το υπόλοιπο διέρχεται από την επιφανειακή Στρώση I, ελήφθησαν υπόψη σταθμισμένες τιμές ενεργών παραμέτρων c' , φ' ανάλογα με το βάθος επιρροής της αστοχίας (βλ. Σχήμα 1-2 για το βάθος επιρροής της έλικας αστοχίας).



Σχήμα 1-2 Εκτίμηση βάθους επιρροής d_{gl} αστοχίας κατά DIN 4017

Τα αποτελέσματα δίδονται στα παρακάτω φύλλα υπολογισμού.

ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ κατά DIN-4017

ΚΑΤΑΦΥΓΙΟ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ

Διατομή Ελέγχου: Τυπική Διατομή 1-1 Υπήνεμου - ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

Εδαφικές Παράμετροι

| | | |
|--|----------------------------------|-------|
| Φαινόμενο βάρος υπερκειμένων | γ_2 (kN/m ³) | 20,0 |
| Φαινόμενο βάρος υπερκειμένων (υπό άνωση) | γ'_2 (kN/m ³) | 10,0 |
| Φαινόμενο βάρος υποκειμένων (υπό άνωση) | γ'_1 (kN/m ³) | 10,2 |
| Συνοχή | c' (kPa) | 7,8 |
| Γωνία τριβής | ϕ' (°) | 28,2 |
| Αστράγγιστη διατμητική αντοχή | c_u (kPa) | 7,8 |
| Αστράγγιστη γωνία εσωτερικής τριβής | ϕ_u (°) | 0,001 |

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά θεμελίωσης

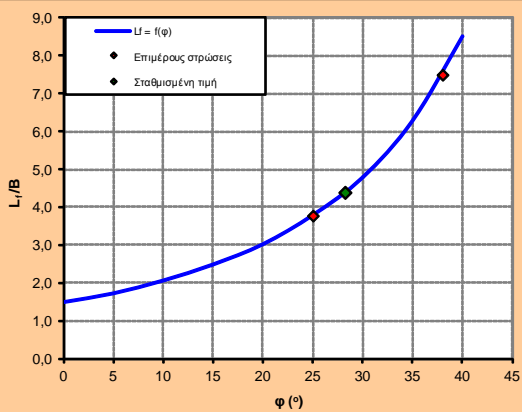
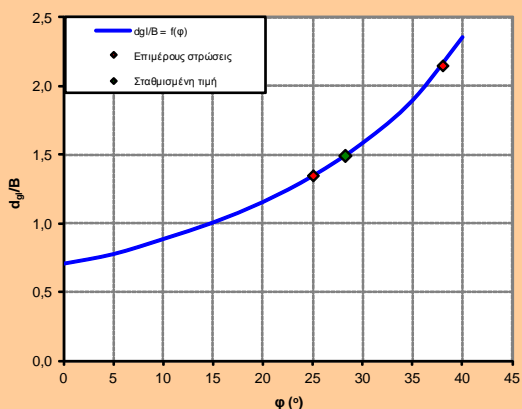
| | | |
|-----------------------------------|--------------|------|
| Πλάτος θεμελίου | B (m) | 3,00 |
| Μήκος θεμελίου | L (m) | 80,0 |
| Βάθος στάθμης θεμελίωσης | D (m) | 0,0 |
| Λοξότητα της βάσης της θεμελίωσης | α (°) | 0,0 |

Χαρακτηριστικά φόρτισης

| | | |
|---|----------------------|---------|
| Κατακόρυφο συνισταμένο φορτίο | V (kN) | 15416,0 |
| Οριζόντιο φορτίο κατά την διεύθυνση B | H _B (kN) | 2400,0 |
| Ροπές κατά την διεύθυνση B | M _B (kNm) | 52,0 |
| Οριζόντιο φορτίο κατά την διεύθυνση L | H _L (kN) | 0,0 |
| Ροπές κατά την διεύθυνση L | M _L (kNm) | 0,0 |
| Γωνία φορτίου H ως προς την διεύθυνση L | β (°) | 90,00 |
| Πρόσθετη επιφόρτιση | q (kPa) | 0,0 |

Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πρανούς

| | | |
|--|-----------------------|--------------|
| Κλίση Πρανούς | β (°) | 0,0 |
| Απόσταση εκσκαφής από το φρύδι | b (m) | 30,00 |
| Εύρος ζώνης αστοχίας υπό στραγγιζόμενες συνθήκες | L _{dr} (m) | 13,2 |
| Εύρος ζώνης αστοχίας υπό αστράγγιστες συνθήκες | L _{undr} (m) | 4,5 |
| Απόσταση θεμελίωσης από το φρύδι | L (m) | Δεν ορίζεται |



ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ

Εκκεντρότητα - Ενεργό πλάτος βάσης

| | | | |
|---------------------|---|--------|-----|
| $e_B = M_B/V$ | = | 0,00 | m |
| $e_L = M_L/V$ | = | 0,00 | m |
| $B' = B - 2e_B$ | = | 2,99 | m |
| $L' = L - 2e_L$ | = | 80,00 | m |
| $\tan\theta = H/V$ | = | 0,156 | |
| $\sigma = V/(B'L')$ | = | 64,378 | kPa |

Συντελεστές Φέρουσας Ικανότητας

$$N_q = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi) \exp(n \tan\phi) = 15,068$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan\phi = 26,223$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan\phi = 15,094$$

| Drained | Undrained |
|---------|-----------|
| 15,068 | 26,223 |
| | 15,094 |

Συντελεστές Μορφής Θεμελίωσης

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin\phi = 1,018$$

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1), \phi > 0 \text{ και } 1 + 0.2B'/L', \phi = 0 = 1,019$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3B'/L' = 0,989$$

| Drained | Undrained |
|---------|-----------|
| 1,018 | 1,019 |
| | 0,989 |

Συντελεστές Λοξότητας Θεμελίωσης

$$b_q = (1 - a \tan\phi)^2 = 1,000$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_q \tan\phi), \phi > 0 \text{ και } 1 - 2a/(n+2), \phi = 0 = 1,000$$

$$b_\gamma = b_q = 1,000$$

| | | |
|-------|-------|-------|
| 1,000 | 1,000 | 1,000 |
|-------|-------|-------|

Συντελεστές Λοξότητας Φορτίου

$$m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] = 1,964$$

$$m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] = 1,036$$

$$m = m_L \cos^2\beta + m_B \sin^2\beta = 1,964$$

$$i_q = [1 - \tan\theta / (1 + (B' L' c) / (n V \tan\phi))]^m = 0,730$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1), \phi > 0 \text{ και } 0.5 * (1 + (1 - n V \tan\theta / (B' L' c_u))^{0.5}), \phi = 0 = 0,710$$

$$i_\gamma = [1 - \tan\theta / (1 + (B' L' c) / (n V \tan\phi))]^{m+1} = 0,621$$

| Drained | Undrained |
|---------|-----------|
| 1,964 | |
| 1,036 | |
| 1,964 | |
| 0,730 | |
| 0,710 | |
| 0,621 | |

Συντελεστές Κλίσης Πρανούς (κατά Hansen)

$$g_c = 1 - (1 - L/L_r) [2\beta / (n+2)] = 1,000$$

$$g_q = 1 - 0.5(1 - L/L_r) \tan\beta = 1,000$$

$$g_\gamma = g_q = 1,000$$

| Drained | Undrained |
|---------|-----------|
| 1,000 | |
| 1,000 | |
| 1,000 | |

ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ

Φέρουσα Ικανότητα

$$p_u = c N_c b_c s_c i_c g_c + (q + \gamma_2 D) N_q b_q s_q i_q g_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma B_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma = 289,45 \text{ kPa}$$

| Drained | Undrained |
|---------|-----------|
|---------|-----------|

Συντελεστής Ασφαλείας

$$SF = B' L' p_u / \Sigma V = 4,50$$

| Drained | Undrained |
|---------|-----------|
| 4,50 | 4,50 |

| ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ κατά DIN-4017 | | | | | | | | | |
|---|---------------------------------|--------------|---------|-----------|--|--|--|--|--|
| ΚΑΤΑΦΥΓΙΟ ΜΥΤΙΚΑ Δ. ΠΡΕΒΕΖΑΣ | | | | | | | | | |
| Διατομή Ελέγχου: Τυπική Διατομή 1-1 Υπήνεμου - ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ | | | | | | | | | |
| ΔΕΔΟΜΕΝΑ | | | | | | | | | |
| Εδαφικές Παράμετροι | | | | | | | | | |
| Φαινόμενο βάρος υπερκειμένων | γ_2 (kN/m ³) | 20,0 | | | | | | | |
| Φαινόμενο βάρος υπερκειμένων (υπό άνωση) | γ_2 (kN/m ³) | 10,0 | | | | | | | |
| Φαινόμενο βάρος υποκειμένων (υπό άνωση) | γ_1 (kN/m ³) | 10,2 | | | | | | | |
| Συνοχή | c' (kPa) | 7,8 | | | | | | | |
| Γωνία τριβής | ϕ' (°) | 28,2 | | | | | | | |
| Αστράγγιστη διατμητική αντοχή | c_u (kPa) | | | | | | | | |
| Αστράγγιστη γωνία εσωτερικής τριβής | ϕ_u (°) | 0,001 | | | | | | | |
| Γεωμετρικά χαρακτηριστικά θεμελίωσης | | | | | | | | | |
| Πλάτος θεμελίου | B (m) | 3,0 | | | | | | | |
| Μήκος θεμελίου | L (m) | 80,0 | | | | | | | |
| Βάθος στάθμης θεμελίωσης | D (m) | 0,0 | | | | | | | |
| Λοξότητα της βάσης της θεμελίωσης | α (°) | 0,0 | | | | | | | |
| Χαρακτηριστικά φόρτισης | | | | | | | | | |
| Κατακόρυφο συνισταμένο φορτίο | V (kN) | 14936,0 | | | | | | | |
| Οριζόντιο φορτίο κατά την διεύθυνση B | H_b (kN) | 7304,0 | | | | | | | |
| Ροπές κατά την διεύθυνση B | M_B (kNm) | 6396,8 | | | | | | | |
| Οριζόντιο φορτίο κατά την διεύθυνση L | H_L (kN) | 0,0 | | | | | | | |
| Ροπές κατά την διεύθυνση L | M_L (kNm) | 0,0 | | | | | | | |
| Γωνία φορτίου H ως προς την διεύθυνση L | β (°) | 90,00 | | | | | | | |
| Πρόσθετη επιφόρτιση | q (kPa) | 0,0 | | | | | | | |
| Γεωμετρικά χαρακτηριστικά πρηνούς | | | | | | | | | |
| Κλίση Πρηνούς | β (°) | 0,0 | | | | | | | |
| Απόσταση εκσκαφής από το φρύδι | b (m) | 30,0 | | | | | | | |
| Εύρος ζώνης αστοχίας υπό στραγγιζόμενες συνθήκες | $L_{f\ dr}$ (m) | 13,2 | | | | | | | |
| Εύρος ζώνης αστοχίας υπό αστράγγιστες συνθήκες | $L_{f\ undr}$ (m) | | | | | | | | |
| Απόσταση θεμελίωσης από το φρύδι | L (m) | Δεν ορίζεται | | | | | | | |
| ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ | | | | | | | | | |
| Εκκεντρότητα - Ενεργό πλάτος βάσης | | | | | | | | | |
| $e_B = M_B/V =$ | 0,43 | m | | | | | | | |
| $e_L = M_L/V =$ | 0,00 | m | | | | | | | |
| $B' = B - 2e_B =$ | 2,14 | m | | | | | | | |
| $L' = L - 2e_L =$ | 80,00 | m | | | | | | | |
| $\tan\theta = H/V =$ | 0,489 | | | | | | | | |
| $\sigma = V/(B'L') =$ | 87,103 | kPa | | | | | | | |
| Συντελεστές Φέρουσας Ικανότητας | | | | | | | | | |
| $N_q = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi) \exp(n \tan\phi) =$ | 15,068 | | Drained | Undrained | | | | | |
| $N_c = (N_q - 1) \tan\phi =$ | 26,223 | | | | | | | | |
| $N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan\phi =$ | 15,094 | | | | | | | | |
| Συντελεστές Μορφής Θεμελίωσης | | | | | | | | | |
| $s_q = 1 + (B'/L') \sin\phi =$ | 1,013 | | Drained | Undrained | | | | | |
| $s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$, $\phi > 0$ και $1 + 0.2B'/L'$, $\phi = 0$ | 1,014 | | | | | | | | |
| $s_\gamma = 1 - 0.3B'/L' =$ | 0,992 | | | | | | | | |
| Συντελεστές Λοξότητας Θεμελίωσης | | | | | | | | | |
| $b_q = (1 - a \tan\phi)^2 =$ | 1,000 | | | | | | | | |
| $b_c = b_q - (1 - b_q)/(N_q \tan\phi)$, $\phi > 0$ και $1 - 2\alpha/(n+2)$, $\phi = 0$ | 1,000 | | | | | | | | |
| $b_\gamma = b_q =$ | 1,000 | | | | | | | | |
| Συντελεστές Λοξότητας Φορτίου | | | | | | | | | |
| $m_b = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] =$ | 1,974 | | Drained | Undrained | | | | | |
| $m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] =$ | 1,026 | | | | | | | | |
| $m = m_b \cos^2\beta + m_L \sin^2\beta =$ | 1,974 | | | | | | | | |
| $i_q = [1 - \tan\theta / (1 + (B'L'c)/(nV \tan\phi))]^m =$ | 0,338 | | | | | | | | |
| $i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$, $\phi > 0$ και $0.5 * (1 + (1 - nV \tan\theta / (B'L'c_u)^{0.5}))$, $\phi = 0$ | 0,291 | | | | | | | | |
| $i_\gamma = [1 - \tan\theta / (1 + (B'L'c)/(nV \tan\phi))]^{m+1} =$ | 0,195 | | | | | | | | |
| Συντελεστές Κλίσης Πρηνούς (κατά Hansen) | | | | | | | | | |
| $g_c = 1 - (1 - L/L_f)[2\beta/(n+2)] =$ | 1,000 | | Drained | Undrained | | | | | |
| $g_q = 1 - 0.5(1 - L/L_f) \tan\beta =$ | 1,000 | | | | | | | | |
| $g_\gamma = g_q =$ | 1,000 | | | | | | | | |
| ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ | | | | | | | | | |
| Φέρουσα Ικανότητα | | | | | | | | | |
| $p_u = c N_c b_c s_c i_c g_c + (q + \gamma_2 D) N_q b_q s_q i_q g_q + 0.5 \gamma_1 B' N_\gamma B_\gamma s_\gamma i_\gamma g_\gamma =$ | 92,20 | kPa | Drained | Undrained | | | | | |
| Συντελεστής Ασφαλείας | | | | | | | | | |
| n | 1,06 | | Drained | Undrained | | | | | |
| $SF = B' L' p_u / \Sigma V =$ | 1,06 | | | | | | | | |

1.6. Αποτελέσματα ελέγχων

Στον παρακάτω πίνακα παρουσιάζονται οι συντελεστές ασφαλείας φέρουσας ικανότητας της κρίσιμης διατομής.

| Τυπική διατομή ελέγχου | Συντελεστές ασφαλείας | <u>Παρατηρήσεις</u> |
|---------------------------|--------------------------|---------------------|
| Η-Η στατικά | 4,50 >1.96 | Επάρκεια |
| Η-Η σεισμικά | 1,06 >1.00 | Επάρκεια |

Πίνακας 1-2: Αποτελέσματα ελέγχων φέρουσας ικανότητας

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Θ.2: ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΙ ΚΑΘΙΣΗΣΕΩΝ

1. ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΜΕΓΕΘΟΥΣ ΚΑΘΙΖΗΣΕΩΝ

1.1. Γενικά

Ο έλεγχος των καθιζήσεων πραγματοποιείται ξεχωριστά στις δυσμενέστερες θέσεις του έργου. Οι θέσεις αυτές είναι, α) ο προσήνεμος μώλος περίξ της διατομής Δ-Δ του τμήματος επέκτασης, β) η διατομή Η-Η του κρηπιδώματος του υπήνεμου. Οι διατομές, επελέγησαν με κριτήριο αφενός τα αυξημένα φορτία του έργου και αφετέρου τη δυσμενέστερη στρωματογραφία σχεδιασμού.

1.2. Θεωρήσεις – παραδοχές

1.2.1. Εκτίμηση - κατανομή πρόσθετων τάσεων με το βάθος

I. Περιοχή κρηπιδοτοίχων

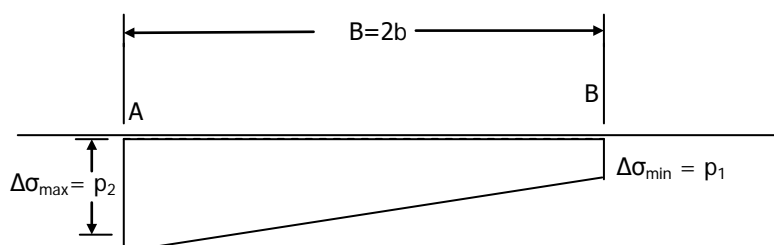
Οι καθιζήσεις υπολογίζονται στις δύο γωνίες της βάσης έδρασης των κρηπιδοτοίχων - εσωτερική και εξωτερική - όπου και εμφανίζονται οι μέγιστες και οι ελάχιστες τάσεις υπό στατικές συνθήκες.

Κατά τους υπολογισμούς ελήφθησαν τόσο τα βάρη των κρηπιδοτοίχων όσο και οι φορτίσεις που αναπτύσσονται στα σημεία ελέγχου, α) από τα βάρη των επιχώσεων των χερσαίων χώρων όπισθεν των κρηπιδοτοίχων (τα εν λόγω φορτία αφορούν στα βάρη των λιθορριπών και λοιπών επιστρώσεων που πληρώνουν τον χώρο όπισθεν των κρηπιδωμάτων), β) από τις φορτίσεις (κινητά φορτία) στην ανωδομή και τους λοιπούς χερσαίους χώρους κατά την φάση λειτουργίας, γ) από τα βάρη του πρίσματος λιθορριπών έδρασης των κρηπιδοτοίχων. Τα ως άνω φορτία θεωρούνται, λόγω του σχετικά μεγάλου μήκους εφαρμογής τους, ως απειρομήκη κατά την κάθετη στο επίπεδο διεύθυνση.

Η κατανομή των πρόσθετων τάσεων με το βάθος, λόγω των φορτίων του έργου, προκύπτει από την επαλληλία των ακολούθων δύο επιμέρους φορτίσεων

α) Φορτίο τραπεζοειδούς μορφής λόγω των πιέσεων επαφής στην βάση του κρηπιδότοιχου

Οι πιέσεις επαφής στην βάση των κρηπιδοτοίχων είναι τραπεζοειδούς μορφής σε «λωριδωτή» (απειρομήκη) επιφάνεια πλάτους B (πλάτος βάσης κρηπιδώματος) (βλ. Σχήμα 1-1) και ελήφθησαν από τα δυσμενέστερα αποτελέσματα στατικής διαστασιολόγησης των κρηπιδοτοίχων υπό στατική φόρτιση.

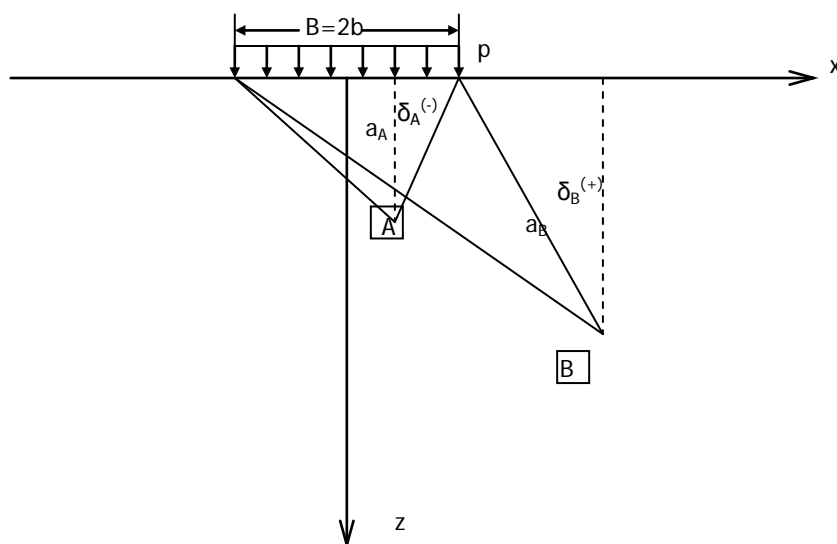


Σχήμα 1-1 Τραπεζοειδές φορτίο στην βάση έδρασης

Στο παραπάνω σχήμα το σημείο A αφορά στο ίχνος της εξωτερικής παρειάς της πλάκας έδρασης των κρηπιδοτοίχων ενώ το σημείο B στην εσωτερική.

Για τον προσδιορισμό της κατανομής των πρόσθετων κατακόρυφων τάσεων $\Delta\sigma_z$ με το βάθος, χρησιμοποιούνται οι παρακάτω ελαστικές σχέσεις (βλέπε και Σχήματα 5.2 και 5.3) οι οποίες δίδονται από τους Poulos και Davis (1974, «Elastic Solutions for Soils and Rock Mechanics» Ch. 3, σελ. 36, 38).

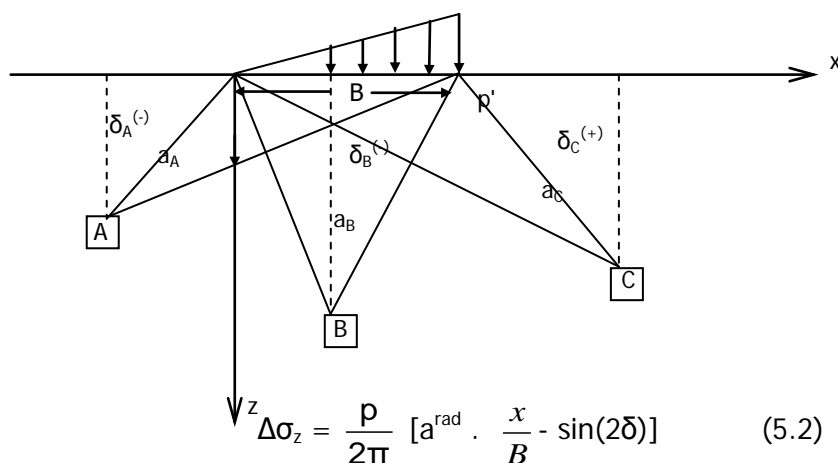
- Ομοιόμορφη φόρτιση «λωριδωτής» επιφάνειας



$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{\pi} [a^{\text{rad}} + \sin a \cdot \cos (a+2\delta)] \quad (5.1)$$

Σχήμα 1-2: Κατανομή ορθογωνικού φορτίου στην βάση έδρασης

- Τριγωνική φόρτιση «λωριδωτής» επιφάνειας



$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{2\pi} [a^{\text{rad}} \cdot \frac{x}{B} - \sin(2\delta)] \quad (5.2)$$

Σχήμα 1-3: Κατανομή τριγωνικού φορτίου

Η τραπεζοειδής φόρτιση (βλ. Σχήμα 1-1) των πιέσεων επαφής στην βάση των κρηπιδοτοίχων αναλύεται σε μια ομοιόμορφη τάση $p = p_1 = \Delta\sigma_{\min}$ και μια τριγωνική τάση με μέγιστη τιμή $p' = p_2 - p_1 = \Delta\sigma_{\max} - \Delta\sigma_{\min}$.

Η κατανομή των τάσεων με το βάθος της πρώτης, υπολογίζεται από την Σχέση [5.1] λαμβάνοντας ως στάθμη αναφοράς ($z=0$) την στάθμη έδρασης των κρηπιδοτοιχών.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η μεγάλη ακαμψία του σώματος των κρηπιδοτοιχών (κατασκευασμένων εκ τεχνητών ογκολίθων), η κατανομή των τάσεων λόγω του ομοιόμορφου φορτίου με το βάθος, υπολογίζεται κάτω από ίχνος το οποίο απέχει κατά $0.74 \cdot (B/2)$ από το μέσο της βάσης έδρασης του κρηπιδοτοιχίου, καθώς σύμφωνα με τους Γερμανικούς κανονισμούς DIN 4019, στο χαρακτηριστικό αυτό σημείο, οι καθιζήσεις ενός εύκαμπτου θεμελίου εξισώνονται με τις αντίστοιχες ενός άκαμπτου.

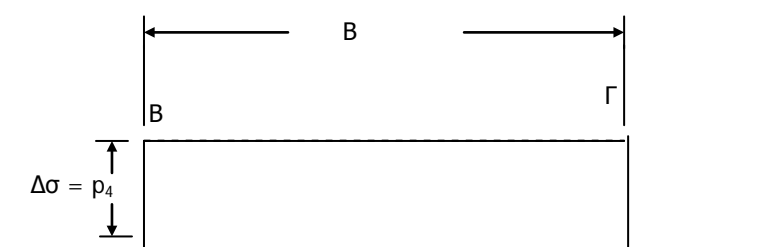
Η κατανομή των πρόσθετων τάσεων με το βάθος του υπολειπόμενου τριγωνικού φορτίου, υπολογίζεται από την Σχέση [5.2], κάτω από τις δύο γωνίες της βάσης έδρασης των κρηπιδοτοιχών, λαμβάνοντας και πάλι ως στάθμη αναφοράς ($z=0$) την στάθμη έδρασης των κρηπιδοτοιχών.

Στην πράξη από τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων προκύπτουν σχεδόν ομοιόμορφες τάσεις στις δύο άκρες της θεμελίωσης του κρηπιδοτοιχίου και λαμβάνεται υπόψη η μέση κατανομή τάσεων (περίπτωση ορθογωνικής φόρτισης).

Δεδομένου ότι πραγματοποιείται μερική εκσκαφή και αντικατάσταση του φυσικού εδάφους από υλικά των λιθορριπών έδρασης των κρηπιδοτοιχών, στο φορτίο p_3 των λιθορριπών, συμπεριλαμβάνεται επιπρόσθετο φορτίο που οφείλεται στην διαφορά του φαινόμενου βάρους μεταξύ των υλικών του φυσικού πυθμένα και των υλικών του πρίσματος έδρασης. Ως στάθμη αναφοράς ($z=0$) λαμβάνεται η στάθμη του αρχικού φυσικού πυθμένα.

β) Φορτίο ορθογωνικής μορφής λόγω των επιχώσεων όπισθεν των κρηπιδοτοιχών

Το φορτίο λόγω του ανακουφιστικού πρίσματος και λοιπών επιχώσεων πλήρωσης του χώρου όπισθεν των κρηπιδοτοιχών θεωρείται απλοποιητικώς ως φορτίο ορθογωνικής μορφής σε «λωριδωτή» (απειρομήκη) επιφάνεια.



Σχήμα 1-4: Κατανομή ορθογωνικού φορτίου

Το σημείο B (βλ. **Σφάλμα! Το αρχείο προέλευσης της αναφοράς δεν βρέθηκε.**) αφορά στο ίχνος της εσωτερικής παρειάς της πλάκας έδρασης των κρηπιδοτοιχών και το σημείο Γ στο όριο του κυρίως σώματος του έργου αντιδιαμετρικά των κρηπιδοτοιχών ελέγχου.

Το φορτίο p_4 αποτελεί το πρόσθετο κατακόρυφο φορτίο λόγω των βαρών των επιχώσεων των χερσαίων χώρων από την στέψη των λιθορριπών έδρασης μέχρι την στέψη του έργου. Η κατανομή των τάσεων αυτού με το βάθος υπολογίζεται κάτω από τις δύο γωνίες της βάσης έδρασης των κρηπιδοτοιχών με εφαρμογή της σχέσης 5.1, λαμβάνοντας ως στάθμη αναφοράς ($z = 0$) την στάθμη στέψης των λιθορριπών έδρασης.

Για τις φορτίσεις των επιχώσεων όπισθεν των κρηπιδοτοιχών υπολογίσθηκαν, βάσει των διατομών ελέγχου, πρόσθετες τάσεις της τάξεως των 50kPa, που αντιστοιχούν στα υλικά ανακουφιστικού

πρίσματος και επιχώσεων που θα συμπληρώσουν τις υφιστάμενες λιθορριπές μέχρι το μέγιστο ύψος σχεδιασμού. Το πλάτος εφαρμογής των φορτίων εκτιμήθηκε σε 10μ.

γ) Παραδοχές επί των εδαφικών στρώσεων

Για τις στρώσεις του φυσικού πυθμένα υιοθετούνται οι ακόλουθες παραδοχές.

- Η Στρώση I θεωρείται κανονικά στερεοποιημένη, δηλαδή ο λόγος προφόρτισης της είναι ίσος προς $OCR = 1$. Η θεώρηση αυτή κρίνεται ως συντηρητική καθόσον λόγω της προγενέστερης φορτικής ιστορίας στην περιοχή αλλά και τον σχετικά αυξημένο αριθμό κρούσεων N_{spt} η στρώση εκτιμάται ότι είναι μάλλον προφορτισμένη. Συνεπώς οι αναμενόμενες καθιζήσεις στην πράξη αναμένονται μικρότερες αλλά και η χρονική τους εξέλιξη θα είναι μικρότερη. Επίσης θεωρείται ότι η Στρώση αυτή συνεχίζεται με τα ίδια χαρακτηριστικά και κάτω από το βάθος που διερευνήθηκε κατά την εκτέλεση της γεωτεχνικής έρευνας.
- Λόγω της μη γραμμικής απομείωσης των πρόσθετων τάσεων με το βάθος, το εδαφικό προφίλ που παρουσιάστηκε στο 2ο Κεφάλαιο της παρούσας, χωρίζεται σε επιμέρους εδαφικές ζώνες πάχους 1-4μ. Υπολογίζεται στην συνέχεια σύμφωνα με την μεθοδολογία που περιγράφεται στην § 1.3 που ακολουθεί η καθίζηση που αναλογεί σε κάθε ζώνη ξεχωριστά συναρτήσει των πρόσθετων τάσεων από τα φορτία του έργου που φθάνουν στο μέσο κάθε εδαφικής ζώνης. Η συνολική καθίζηση προκύπτει ως το άθροισμα των αναπτυσσόμενων καθιζήσεων των επιμέρους εδαφικών ζωνών.
- Σύμφωνα με τις συστάσεις του Ευρωκώδικα 7, το μέγιστο βάθος στο οποίο οι εδαφικοί σχηματισμοί συμμετέχουν στην ανάπτυξη καθιζήσεων, θεωρείται εκείνο στο οποίο οι πρόσθετες τάσεις από τα φορτία του έργου απομειώνονται σε ποσοστό μικρότερο του 20% των αρχικών γεωστατικών τάσεων, εκτός και αν έχει προηγηθεί σε μικρότερο βάθος η εύρεση του σταθερού υποβάθρου, το οποίο και θεωρείται ως ασυμπίεστο.

Οι εδαφικές ζώνες στις οποίες χωρίζεται το ως άνω εδαφικό προφίλ παρουσιάζονται στον ακόλουθο πίνακα.

| Εδαφικές Στρώσεις | Αρχή | Πέρας | Πάχος (m) | z (m) | E_s (kPa) | γ (kN/m ³) |
|--------------------|--------|--------|-----------|-------|-------------|-------------------------------|
| Λιθορριπές έδρασης | -2,80 | -3,80 | 1,00 | 0,50 | 50.000 | 21,0 |
| Στρώση I | -3,80 | -5,20 | 1,40 | 1,70 | 7.000 | 20,0 |
| Στρώση I | -5,20 | -7,20 | 2,00 | 3,40 | 7.000 | 20,0 |
| Στρώση I | -7,20 | -9,20 | 2,00 | 5,40 | 7.000 | 20,0 |
| Στρώση I | -9,20 | -12,20 | 3,00 | 7,90 | 7.000 | 20,0 |
| Στρώση I | -12,20 | -15,20 | 3,00 | 10,90 | 7.000 | 20,0 |
| Στρώση I | -15,20 | -19,20 | 4,00 | 14,40 | 7.000 | 20,0 |
| Στρώση I | -19,20 | -25,00 | 5,80 | 19,30 | 7.000 | 20,0 |

Πίνακας 1-2: Θεωρούμενες εδαφικές ζώνες

Οι πρόσθετες τάσεις από τα φορτία του έργου που μεταβιβάζονται στο μέσον κάθε εδαφικής ζώνης, παρουσιάζονται για κάθε θέση έδρασης του κρηπιδοτοίχου (εξωτερική και εσωτερική πλευρά) στους πίνακες που ακολουθούν.

Ορθογωνικό φορτίο Τ.Ο.

$$\sigma_{\max} = 64,0 \quad 2b = 3,0$$

| Στρώση | x (m) | z (m) | a (rad) | δ (rad) | $\Delta\sigma_z$ (kN/m ²) |
|--------|-------|-------|---------|----------------|---------------------------------------|
|--------|-------|-------|---------|----------------|---------------------------------------|

| | | | | | |
|--------------------|------|-------|------|-------|-------|
| Λιθορριπές έδρασης | 1,11 | 0,50 | 2,04 | -0,66 | 55,28 |
| Στρώση I | 1,11 | 1,70 | 1,22 | -0,23 | 38,59 |
| Στρώση I | 1,11 | 3,40 | 0,77 | -0,11 | 27,81 |
| Στρώση I | 1,11 | 5,40 | 0,52 | -0,07 | 20,09 |
| Στρώση I | 1,11 | 7,90 | 0,37 | -0,05 | 14,58 |
| Στρώση I | 1,11 | 10,90 | 0,27 | -0,04 | 10,86 |
| Στρώση I | 1,11 | 14,40 | 0,21 | -0,03 | 8,33 |
| Στρώση I | 1,11 | 19,30 | 0,15 | -0,02 | 6,27 |

Ορθογωνικό φορτίο ανακουφιστικού

$\sigma_{\max} = 50,0$

$2b = 10,0$

| Στρώση | x (m) | z (m) | a (rad) | δ (rad) | $\Delta\sigma_z$ (kN/m ²) |
|--------------------|-------|-------|---------|----------------|---------------------------------------|
| Λιθορριπές έδρασης | 7,61 | 0,50 | 0,15 | 1,38 | 0,07 |
| Στρώση I | 7,61 | 1,70 | 0,44 | 0,99 | 1,88 |
| Στρώση I | 7,61 | 3,40 | 0,65 | 0,65 | 6,70 |
| Στρώση I | 7,61 | 5,40 | 0,72 | 0,45 | 10,92 |
| Στρώση I | 7,61 | 7,90 | 0,69 | 0,32 | 13,43 |
| Στρώση I | 7,61 | 10,90 | 0,62 | 0,24 | 14,18 |
| Στρώση I | 7,61 | 14,40 | 0,54 | 0,18 | 13,69 |
| Στρώση I | 7,61 | 19,30 | 0,44 | 0,13 | 12,25 |

Πίνακας 1-2: Κατανομή τάσεων (kPa) με το βάθος κάτω από την εξωτερική πλευρά του κρηπιδοτοίχου

Ορθογωνικό φορτίο Τ.Ο

$\sigma_{\max} = 64,0$

$2b = 3,0$

| Στρώση | x (m) | z (m) | a (rad) | δ (rad) | σ_z (kN/m ²) |
|--------------------|-------|-------|---------|----------------|---------------------------------|
| Λιθορριπές έδρασης | 1,11 | 0,50 | 2,04 | -0,66 | 55,28 |
| Στρώση I | 1,11 | 1,70 | 1,22 | -0,23 | 38,59 |
| Στρώση I | 1,11 | 3,40 | 0,77 | -0,11 | 27,81 |
| Στρώση I | 1,11 | 5,40 | 0,52 | -0,07 | 20,09 |
| Στρώση I | 1,11 | 7,90 | 0,37 | -0,05 | 14,58 |
| Στρώση I | 1,11 | 10,90 | 0,27 | -0,04 | 10,86 |
| Στρώση I | 1,11 | 14,40 | 0,21 | -0,03 | 8,33 |
| Στρώση I | 1,11 | 19,30 | 0,15 | -0,02 | 6,27 |

Ορθογωνικό φορτίο ανακουφιστικού

$\sigma_{\max} = 50,0$

$2b = 10,0$

| Στρώση | x (m) | z (m) | a (rad) | δ (rad) | σ_z (kN/m ²) |
|--------------------|-------|-------|---------|----------------|---------------------------------|
| Λιθορριπές έδρασης | 5,39 | 0,50 | 0,86 | 0,66 | 6,74 |
| Στρώση I | 5,39 | 1,70 | 1,18 | 0,23 | 17,90 |
| Στρώση I | 5,39 | 3,40 | 1,14 | 0,11 | 21,05 |
| Στρώση I | 5,39 | 5,40 | 1,02 | 0,07 | 21,59 |
| Στρώση I | 5,39 | 7,90 | 0,87 | 0,05 | 20,75 |
| Στρώση I | 5,39 | 10,90 | 0,73 | 0,04 | 18,93 |
| Στρώση I | 5,39 | 14,40 | 0,60 | 0,03 | 16,64 |
| Στρώση I | 5,39 | 19,30 | 0,47 | 0,02 | 13,86 |

Πίνακας 1-3: Κατανομή τάσεων (kPa) με το βάθος κάτω από την εσωτερική πλευρά του κρηπιδοτοίχου

Οι συνολικές πρόσθετες τάσεις από τα φορτία του έργου στο εκάστοτε βάθος προκύπτουν ως το άθροισμα των τάσεων στο αντίστοιχο βάθος των επιμέρους φορτίσεων για κάθε θέση ελέγχου.

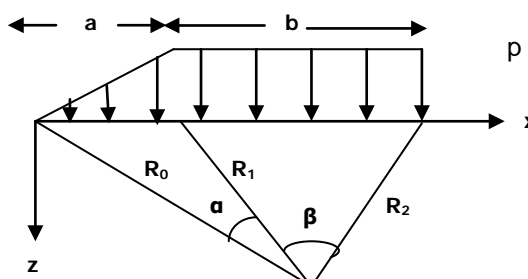
| Στρώση | $\Delta\sigma_{z \text{ tot}}$ | Στρώση | $\Delta\sigma_{z \text{ tot}}$ |
|-----------------------|--------------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| Λιθορριπές έδρασης | 55,35 | Λιθορριπές έδρασης | 62,02 |
| Στρώση I | 40,47 | Στρώση I | 56,49 |
| Στρώση I | 34,51 | Στρώση I | 48,86 |
| Στρώση I | 31,00 | Στρώση I | 41,68 |
| Στρώση I | 28,01 | Στρώση I | 35,33 |
| Στρώση I | 25,04 | Στρώση I | 29,79 |
| Στρώση I | 22,02 | Στρώση I | 24,97 |
| Στρώση I | 18,51 | Στρώση I | 20,13 |

Πίνακας 1-4: Κατανομή συνολικών τάσεων (kPa) με το βάθος κάτω από την εξωτερική πλευρά του κρηπιδοτοίχου (αριστερά) και στην εσωτερική πλευρά (δεξιά) του κρηπιδοτοίχου

II. Προσήνεμος μώλος

Και για τη θέση αυτή τηρείται η ίδια μεθοδολογία για τον υπολογισμό των καθιζήσεων με τις παρακάτω διαφοροποιήσεις:

Τα ίδια βάρη του πρίσματος θωράκισης εκ φυσικών ογκολίθων και λίθων του πυρήνα του έργου, μεταφέρουν στο έδαφος φόρτιση τραπεζοειδούς μορφής. Η εν λόγω φόρτιση είναι μη συμμετρική λόγω διαφοράς στην κλίση των πρανών του έργου μεταξύ προσήνεμης και υπήνεμης πλευράς (βλ. Τυπική Διατομή Δ-Δ). Για τον λόγο αυτόν η κατανομή της φόρτισης με το βάθος κάτω από το ημιπλάτος της στέψης του έργου, υπολογίζεται ξεχωριστά για κάθε ημιδιατομή, με εφαρμογή της σχέσης [1] που ακολουθεί (βλ. Elastic Solutions for Soils and Rock Mechanics, Poulos & Davis):



$$\Delta\sigma'_v = \frac{p}{\pi} \cdot \left[\beta + \frac{x\alpha}{a} - \frac{z}{R_2^2} (x-b) \right] \quad [1]$$

Σχήμα 1-5: Κατανομή τραπεζοειδούς φορτίου

όπου,

b: το ημιπλάτος της στέψης του έργου ($b = 5,50/2 = 2.75\text{m}$),

a: η οριζόντια απόσταση από το ίχνος πόδου (σημείο τομής του πρανούς με τον αρχικό φυσικό πυθμένα) μέχρι το φρύδι του πρανούς ($a = 20.10\text{m}$ για την προσήνεμη πλευρά, $a = 15.00\text{m}$ για την υπήνεμη).

x: η οριζόντια απόσταση από τον πόδα (ίχνος τομής του πρανούς με τον αρχικό φυσικό πυθμένα) μέχρι το μέσον του πλάτους της στέψης του έργου ($x = 2.75\text{m} + 20.10\text{m} = 22.85\text{m}$ για την προσήνεμη πλευρά και $x = 2.75\text{m} + 15.00\text{m} = 17.75\text{m}$ για την υπήνεμη)

p: αποτελεί την τάση από τα φορτία του έργου που μεταβιβάζεται στην στάθμη του φυσικού πυθμένα κάτω από το ίχνος του ημιπλάτους της στέψης. Η τάση αυτή ισούται με, $p = 4,35m^*$ ($26 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,6 + 11 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,7 \text{ m} = 130,56 \text{ kPa}$

z: η στάθμη αναφοράς που λαμβάνεται $z=0$ στον φυσικό πυθμένα (-4.20 μ. από Μ.Σ.Θ.).

Λόγω της μη γραμμικής απομείωσης των πρόσθετων τάσεων με το βάθος, το εδαφικό προφίλ που παρουσιάζεται στην § 2 της παρούσας, χωρίζεται σε επιμέρους εδαφικές ζώνες πάχους περίπου 2.0-4.0μ και υπολογίζεται η καθίζηση που αναλογεί σε κάθε ζώνη ξεχωριστά σύμφωνα με την μεθοδολογία που περιγράφεται στην § 5.3. Η συνολική καθίζηση προκύπτει τελικώς ως το άθροισμα των εκδηλωνόμενων καθιζήσεων των επιμέρους εδαφικών ζωνών. Με τον τρόπο αυτόν επιτυγχάνεται ακριβέστερη εκτίμηση της κατανομής των τάσεων με το βάθος και κατ' επέκταση των καθιζήσεων.

Αρχική Κατάσταση

| | | Βάθη (m) | | | Πάχος (m) | Φαινόμενο | Ειδικά Βάρη Υπολογισμού | Αρχικές Ενεργές Τάσεις | |
|----------|-----------|----------|--------|--------|-----------|-----------|-------------------------|------------------------|--------------|
| | | Οροφή | Δάπεδο | Μέσο | | | | Δαπέδου | Μέσο Στρώσης |
| Στρώση 0 | Συμπιεστό | -4,20 | -5,00 | -4,60 | 0,80 | 18,0 | 8,0 | 6,4 | 3,20 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -5,00 | -6,00 | -5,50 | 1,00 | 20,0 | 10,0 | 16,4 | 11,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -6,00 | -7,00 | -6,50 | 1,00 | 20,0 | 10,0 | 26,4 | 21,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -7,00 | -8,00 | -7,50 | 1,00 | 20,0 | 10,0 | 36,4 | 31,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -8,00 | -9,00 | -8,50 | 1,00 | 20,0 | 10,0 | 46,4 | 41,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -9,00 | -10,00 | -9,50 | 1,00 | 20,0 | 10,0 | 56,4 | 51,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -10,00 | -11,00 | -10,50 | 1,00 | 20,0 | 10,0 | 66,4 | 61,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -11,00 | -12,00 | -11,50 | 1,00 | 20,0 | 10,0 | 76,4 | 71,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -12,00 | -14,00 | -13,00 | 2,00 | 20,0 | 10,0 | 96,4 | 86,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -14,00 | -16,00 | -15,00 | 2,00 | 20,0 | 10,0 | 116,4 | 106,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -16,00 | -18,00 | -17,00 | 2,00 | 20,0 | 10,0 | 136,4 | 126,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -18,00 | -24,00 | -21,00 | 6,00 | 20,0 | 10,0 | 196,4 | 166,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -24,00 | -28,00 | -26,00 | 4,00 | 20,0 | 10,0 | 236,4 | 216,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -28,00 | -32,00 | -30,00 | 4,00 | 20,0 | 10,0 | 276,4 | 256,40 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | -32,00 | -36,00 | -34,00 | 4,00 | 20,0 | 10,0 | 316,4 | 296,40 |

Πίνακας 1-5: Θεωρούμενες εδαφικές ζώνες και αρχικές τάσεις

| Ημιαδομή τραπεζοειδούς φορτίου (ΕΞΩΤΕΡΙΚΗ) +4.35 | | | | | | | | | |
|--|-------|----------|------|------------|-------|----------------|---------------|------|---------------------------------|
| $\sigma_{\max} =$ 130,56 | | a= 20,10 | | b = 2,75 | | | | | |
| Στρώση | z (m) | a | b | α/z | b/z | α (rad) | β (rad) | l | σ_z (kN/m ²) |
| | | | | | | | | | |
| Εξυγίανση | 0,40 | 20,1 | 2,75 | 50,25 | 6,88 | 0,13 | 1,43 | 0,50 | 65,27 |
| Εξυγίανση | 1,15 | 20,1 | 2,75 | 17,48 | 2,39 | 0,35 | 1,17 | 0,50 | 65,16 |
| Στρώση Ι | 1,65 | 20,1 | 2,75 | 12,18 | 1,67 | 0,47 | 1,03 | 0,50 | 64,95 |
| Στρώση Ι | 2,30 | 20,1 | 2,75 | 8,74 | 1,20 | 0,60 | 0,87 | 0,49 | 64,50 |
| Στρώση Ι | 3,30 | 20,1 | 2,75 | 6,09 | 0,83 | 0,73 | 0,69 | 0,49 | 63,48 |
| Στρώση Ι | 4,30 | 20,1 | 2,75 | 4,67 | 0,64 | 0,82 | 0,57 | 0,48 | 62,19 |
| Στρώση Ι | 5,30 | 20,1 | 2,75 | 3,79 | 0,52 | 0,86 | 0,48 | 0,47 | 60,72 |
| Στρώση Ι | 6,30 | 20,1 | 2,75 | 3,19 | 0,44 | 0,89 | 0,41 | 0,45 | 59,16 |
| Στρώση Ι | 7,30 | 20,1 | 2,75 | 2,75 | 0,38 | 0,90 | 0,36 | 0,44 | 57,55 |
| Στρώση Ι | 8,80 | 20,1 | 2,75 | 2,28 | 0,31 | 0,90 | 0,30 | 0,42 | 55,12 |
| Στρώση Ι | 10,80 | 20,1 | 2,75 | 1,86 | 0,25 | 0,88 | 0,25 | 0,40 | 51,93 |
| Στρώση Ι | 12,80 | 20,1 | 2,75 | 1,57 | 0,21 | 0,85 | 0,21 | 0,37 | 48,88 |
| Στρώση Ι | 16,80 | 20,1 | 2,75 | 1,20 | 0,16 | 0,77 | 0,16 | 0,33 | 43,34 |
| Στρώση Ι | 21,80 | 20,1 | 2,75 | 0,92 | 0,13 | 0,68 | 0,13 | 0,29 | 37,50 |
| Στρώση Ι | 25,80 | 20,1 | 2,75 | 0,78 | 0,11 | 0,62 | 0,11 | 0,26 | 33,64 |
| Στρώση Ι | 29,80 | 20,1 | 2,75 | 0,67 | 0,09 | 0,56 | 0,09 | 0,23 | 30,38 |

Πίνακας 1-6: Κατανομή συνολικών τάσεων (kPa) με το βάθος κάτω από το ημιπλάτος της στέψης της προσήνεμης ημιαδομής

| Ημιαδομή τραπεζοειδούς φορτίου (ΕΣΩΤΕΡΙΚΗ) +4,35 | | | | | | | | | |
|--|-------|----------|------|------------|-------|----------------|---------------|------|---------------------------------|
| $\sigma_{\max} =$ 130,56 | | a= 15,00 | | b = 2,75 | | | | | |
| Στρώση | z (m) | a | b | α/z | b/z | α (rad) | β (rad) | l | σ_z (kN/m ²) |
| | | | | | | | | | |
| Εξυγίανση | 0,40 | 15 | 2,75 | 37,50 | 6,88 | 0,12 | 1,43 | 0,50 | 65,27 |
| Εξυγίανση | 1,15 | 15 | 2,75 | 13,04 | 2,39 | 0,33 | 1,17 | 0,50 | 65,12 |
| Στρώση Ι | 1,65 | 15 | 2,75 | 9,09 | 1,67 | 0,45 | 1,03 | 0,50 | 64,84 |
| Στρώση Ι | 2,30 | 15 | 2,75 | 6,52 | 1,20 | 0,57 | 0,87 | 0,49 | 64,25 |
| Στρώση Ι | 3,30 | 15 | 2,75 | 4,55 | 0,83 | 0,69 | 0,69 | 0,48 | 62,92 |
| Στρώση Ι | 4,30 | 15 | 2,75 | 3,49 | 0,64 | 0,76 | 0,57 | 0,47 | 61,22 |
| Στρώση Ι | 5,30 | 15 | 2,75 | 2,83 | 0,52 | 0,80 | 0,48 | 0,45 | 59,33 |
| Στρώση Ι | 6,30 | 15 | 2,75 | 2,38 | 0,44 | 0,82 | 0,41 | 0,44 | 57,34 |
| Στρώση Ι | 7,30 | 15 | 2,75 | 2,05 | 0,38 | 0,82 | 0,36 | 0,42 | 55,31 |
| Στρώση Ι | 8,80 | 15 | 2,75 | 1,70 | 0,31 | 0,81 | 0,30 | 0,40 | 52,31 |
| Στρώση Ι | 10,80 | 15 | 2,75 | 1,39 | 0,25 | 0,77 | 0,25 | 0,37 | 48,47 |
| Στρώση Ι | 12,80 | 15 | 2,75 | 1,17 | 0,21 | 0,73 | 0,21 | 0,34 | 44,91 |
| Στρώση Ι | 16,80 | 15 | 2,75 | 0,89 | 0,16 | 0,65 | 0,16 | 0,30 | 38,74 |
| Στρώση Ι | 21,80 | 15 | 2,75 | 0,69 | 0,13 | 0,56 | 0,13 | 0,25 | 32,65 |
| Στρώση Ι | 25,80 | 15 | 2,75 | 0,58 | 0,11 | 0,50 | 0,11 | 0,22 | 28,83 |
| Στρώση Ι | 29,80 | 15 | 2,75 | 0,50 | 0,09 | 0,45 | 0,09 | 0,20 | 25,72 |

Πίνακας 1-7: Κατανομή συνολικών τάσεων (kPa) με το βάθος κάτω από το ημιπλάτος της στέψης της υπήνεμης ημιαδομής

| | | |
|-----------|--------|-------|
| Εξυγίανση | 130,55 | 40,80 |
| Εξυγίανση | 130,27 | 11,43 |
| Στρώση Ι | 129,79 | 6,06 |
| Στρώση Ι | 128,75 | 6,02 |
| Στρώση Ι | 126,40 | 4,03 |
| Στρώση Ι | 123,41 | 2,98 |
| Στρώση Ι | 120,05 | 2,34 |
| Στρώση Ι | 116,50 | 1,90 |
| Στρώση Ι | 112,87 | 1,58 |
| Στρώση Ι | 107,43 | 1,24 |
| Στρώση Ι | 100,40 | 0,94 |
| Στρώση Ι | 93,80 | 0,74 |
| Στρώση Ι | 82,08 | 0,49 |
| Στρώση Ι | 70,15 | 0,32 |
| Στρώση Ι | 62,47 | 0,24 |
| Στρώση Ι | 56,10 | 0,19 |

Πίνακας 1-8: Κατανομή συνολικών τάσεων (kPa) με το βάθος κάτω από το μέσον της διατομής

1.2.2. Μεθοδολογία υπολογισμού των καθιζήσεων

Η καθίζηση S_i που αναμένεται να αναπτυχθεί εντός των συμπιεστών εδαφικών στρώσεων (ζωνών) υπό τα φορτία του έργου, υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη σχέση:

$$S_{odi} = \left(\Delta \sigma_{zi} * h_i \right) / E_{si}$$

όπου :

E_{si} : το μέτρο μονοδιάστασης συμπίεσης της εκάστοτε εδαφικής στρώσης/ζώνης

h_i : το πάχος της στρώσης/ζώνης

$\Delta \sigma_{zi}$: η πρόσθετη κατακόρυφη τάση στο μέσο της κάθε στρώσης/ζώνης

Με άθροιση των επιμέρους καθιζήσεων που υπολογίζονται βάσει της ως άνω σχέσης στο μέσο κάθε εδαφικής ζώνης, προκύπτει η συνολική καθίζηση του εδάφους κάτω από την στέψη του έργου.

Για την Στρώση Ι, η οποία αποτελεί εν γένει συνεκτικό στιφρό, πυκνής απόθεσης σχηματισμό (βλ. Τεύχος Αξιολόγησης), εκτιμάται, ότι το 50% των καθιζήσεων της θα πραγματοποιηθεί άμεσα κατά την κατασκευή του έργου ενώ το υπόλοιπο 50% θα αποτελέσει μακροχρόνιες καθιζήσεις που θα εκδηλωθούν κατά τη φάση λειτουργίας. Η ως άνω παραδοχή συνάδει και με τις συστάσεις των Burland & Worth (1974), Burland – Broms – De Mello (1977), οι οποίοι έπειτα από παρατηρήσεις σε θεμελιώσεις επί στιφρών συνεκτικών εδαφών κατέληξαν στα ως άνω συμπεράσματα (βλ. *Επιφανειακές Θεμελιώσεις, Α. Αναγνωστόπουλος Β. Παπαδόπουλος, 1989*).

Τέλος σημειώνεται ότι οι καθιζήσεις λόγω συνίζησης των λίθων του ανακουφιστικού πρίσματος, των κοκκωδών επιχώσεων και της εξυγιαντικής στρώσης του πυθμένα αγνοούνται, καθώς αφενός μεν είναι αμελητέες λόγω της φύσης των υλικών που συνθέτουν το σώμα του έργου αφετέρου θα εκδηλώνονται σταδιακά κατά την φάση κατασκευής του έργου συνεπώς είναι μη καταμετρήσιμες.

Οι επιμέρους καθιζήσεις κάθε εδαφικής ζώνης υπολογίζονται με βάσει τα όσα αναφέρονται στην § 5.3 κάτω από τα δύο άκρα του πλάτους έδρασης του κρηπιδοτοίχου και παρουσιάζονται στους πίνακες που ακολουθούν.

| Στρώση | $C_c/(1+e_0)$ ή E_s (kPa) | Βάθη (m) | | | Πάχος (m) | Ειδικά Βάρη (kN/m ³) | | | Τελικές Ενεργές Τάσεις $\sigma'_{v \text{ τελ}}$ (kPa) | | | | Καθιζήσεις s (m) |
|--------------------|-----------------------------|----------|---------|--------|-----------|----------------------------------|-----------------|-----------------|--|-------|------------------------------|---------------------------|------------------|
| | | Οροφής | Δαπέδου | Μέσου | | γ | $\gamma_{ανωσ}$ | $\gamma_{υπολ}$ | Δαπέδου | Μέσο | $\Delta\sigma_z \text{ tot}$ | $\sigma'_{v \text{ τελ}}$ | |
| Λιθορριπές έδρασης | 50000 | -2,80 | -3,80 | -3,30 | 1,0 | 21,0 | 11,0 | 11,0 | 11,0 | 5,5 | 55,35 | 60,85 | 0,001 |
| Στρώση Ι | 7000,0 | -3,80 | -5,20 | -4,50 | 1,4 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 25,0 | 18,0 | 40,47 | 58,47 | 0,008 |
| Στρώση Ι | 7000,0 | -5,20 | -7,20 | -6,20 | 2,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 45,0 | 35,0 | 34,51 | 69,51 | 0,010 |
| Στρώση Ι | 7000,0 | -7,20 | -9,20 | -8,20 | 2,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 65,0 | 55,0 | 31,00 | 86,00 | 0,009 |
| Στρώση Ι | 7000,0 | -9,20 | -12,20 | -10,70 | 3,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 95,0 | 80,0 | 28,01 | 108,01 | 0,012 |
| Στρώση Ι | 7000,0 | -12,20 | -15,20 | -13,70 | 3,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 125,0 | 110,0 | 25,04 | 135,04 | 0,011 |
| Στρώση Ι | 7000,0 | -15,20 | -19,20 | -17,20 | 4,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 165,0 | 145,0 | 22,02 | 167,02 | 0,013 |
| Στρώση Ι | 7000,0 | -19,20 | -25,00 | -22,10 | 5,8 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 223,0 | 194,0 | 18,51 | 212,51 | 0,015 |

Συνολική Καθίζηση:

$\sigma_{tot}=$

0,097

Πίνακας 1-9:
Επιμέρους καθιζήσεις στην εξωτερική παρειά του έργου, ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

| Στρώση | $C_c/(1+e_0)$ ή E_s (kPa) | Βάθη (m) | | | Πάχος (m) | Ειδικά Βάρη (kN/m ³) | | | Τελικές Ενεργές Τάσεις $\sigma'_{v \text{ τελ}}$ (kPa) | | | | Καθιζήσεις s (m) |
|--------------------|-----------------------------|----------|---------|--------|-----------|----------------------------------|-----------------|-----------------|--|-------|------------------------------|---------------------------|------------------|
| | | Οροφής | Δαπέδου | Μέσου | | γ | $\gamma_{ανωσ}$ | $\gamma_{υπολ}$ | Δαπέδου | Μέσο | $\Delta\sigma_z \text{ tot}$ | $\sigma'_{v \text{ τελ}}$ | |
| Λιθορριπές έδρασης | 50000 | -2,80 | -3,80 | -3,30 | 1,0 | 21,0 | 11,0 | 11,0 | 11,0 | 5,5 | 62,02 | 67,52 | 0,001 |
| Στρώση Ι | 7000,00 | -3,80 | -5,20 | -4,50 | 1,4 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 25,0 | 18,0 | 56,49 | 74,49 | 0,011 |
| Στρώση Ι | 7000,00 | -5,20 | -7,20 | -6,20 | 2,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 45,0 | 35,0 | 48,86 | 83,86 | 0,014 |
| Στρώση Ι | 7000,00 | -7,20 | -9,20 | -8,20 | 2,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 65,0 | 55,0 | 41,68 | 96,68 | 0,012 |
| Στρώση Ι | 7000,00 | -9,20 | -12,20 | -10,70 | 3,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 95,0 | 80,0 | 35,33 | 115,33 | 0,015 |
| Στρώση Ι | 7000,00 | -12,20 | -15,20 | -13,70 | 3,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 125,0 | 110,0 | 29,79 | 139,79 | 0,013 |
| Στρώση Ι | 7000,00 | -15,20 | -19,20 | -17,20 | 4,0 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 165,0 | 145,0 | 24,97 | 169,97 | 0,014 |
| Στρώση Ι | 7000,00 | -19,20 | -25,00 | -22,10 | 5,8 | 20,0 | 10,0 | 10,0 | 223,0 | 194,0 | 20,13 | 214,13 | 0,017 |

Συνολική Καθίζηση:

$\sigma_{tot}=$

0,097

Πίνακας 1-10:
Επιμέρους καθιζήσεις στην εσωτερική παρειά του έργου, ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

| ΤΕΛΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ | | | | | | | | | | | | |
|----------------|-----------|-------|--------|---------|-------|--------------|----------------|-------------------|-------------------|------------------------------|--------|------------|
| | | Es | Βάθη | | | Πάχος (m) | Ειδικά Βάρη | | | Τελικές Ενεργές Τάσεις | | Καθιζήσεις |
| | | | Οροφής | Δαπέδου | Μέσου | | Υ _υ | Υ _{ανωσ} | Υ _{υπολ} | Μέσο | Άυξηση | (m) |
| Εξυγίανση | Συμπιεστό | 50000 | -4,2 | -5,0 | -4,6 | 0,80 | 21 | 11 | 11 | 133,7 | 130,55 | 0,002 |
| Εξυγίανση | Συμπιεστό | 50000 | -5,0 | -5,7 | -5,4 | 0,70 | 21 | 11 | 11 | 141,7 | 130,27 | 0,002 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -5,7 | -6,0 | -5,9 | 0,30 | 20 | 10 | 10 | 151,2 | 129,79 | 0,006 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -6,0 | -7,0 | -6,5 | 1,00 | 20 | 10 | 10 | 150,2 | 128,75 | 0,018 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -7,0 | -8,0 | -7,5 | 1,00 | 20 | 10 | 10 | 157,8 | 126,40 | 0,018 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -8,0 | -9,0 | -8,5 | 1,00 | 20 | 10 | 10 | 164,8 | 123,41 | 0,018 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -9,0 | -10,0 | -9,5 | 1,00 | 20 | 10 | 10 | 171,5 | 120,05 | 0,017 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -10,0 | -11,0 | -10,5 | 1,00 | 20 | 10 | 10 | 177,9 | 116,50 | 0,017 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -11,0 | -12,0 | -11,5 | 1,00 | 20 | 10 | 10 | 184,3 | 112,87 | 0,016 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -12,0 | -14,0 | -13,0 | 2,00 | 20 | 10 | 10 | 193,8 | 107,43 | 0,031 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -14,0 | -16,0 | -15,0 | 2,00 | 20 | 10 | 10 | 206,8 | 100,40 | 0,029 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -16,0 | -18,0 | -17,0 | 2,00 | 20 | 10 | 10 | 220,2 | 93,80 | 0,027 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -18,0 | -24,0 | -21,0 | 6,00 | 20 | 10 | 10 | 248,5 | 82,08 | 0,070 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -24,0 | -28,0 | -26,0 | 4,00 | 20 | 10 | 10 | 286,6 | 70,15 | 0,040 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -28,0 | -32,0 | -30,0 | 4,00 | 20 | 10 | 10 | 318,9 | 62,47 | 0,036 |
| Στρώση Ι | Συμπιεστό | 7000 | -32,0 | -36,0 | -34,0 | 4,00 | 20 | 10 | 10 | 352,5 | 56,10 | 0,032 |

Συνολική
Καθίζηση: $\Delta H = 0,378$

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι: ΕΛΕΓΧΟΣ ΓΕΝΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΠΡΟΣΗΝΕΜΟΥ ΜΩΛΟΥ

1. ΕΛΕΓΧΟΣ ΟΛΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ

1.1. Γενικά

Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις ολικής ευστάθειας με κύκλους ολίσθησης στη δυσμενέστερη θέση του έργου (Διατομή ΔΔ). Οι αναλύσεις έγιναν με χρήση του προγράμματος LARIX-5S της εταιρείας Cubus. Το LARIX-5S είναι πρόγραμμα εφαρμοζόμενο εκτενώς σε ελέγχους ευστάθειας πρανών, με χρήση της μεθόδου των λωρίδων. Η ευστάθεια προσδιορίζεται από την διατύπωση των εξισώσεων ισορροπίας των δυνάμεων επί των λωρίδων, με θεώρηση των εδαφικών στρώσεων, των πιέσεων του νερού, των επιφορτίσεων, των στοιχείων διατμητικής αντοχής, τυχόν αγκυρίων και των σεισμικών φορτίων σύμφωνα με τις αναγνωρισμένες μεθόδους των Krey και Janbu.

Το υλικό θεωρείται ότι έχει ιδανικά πλαστική συμπεριφορά, σύμφωνα με την οποία εμφανίζονται μηδενικές παραμορφώσεις μέχρι οι διατμητικές τάσεις να φτάσουν στο όριο θραύσης, ενώ πέρα του ορίου αυτού - υπό σταθερή διατμητική τάση - οι παραμορφώσεις μπορούν να λαμβάνουν οσοδήποτε μεγάλη τιμή.

Το πρόγραμμα Larix-5S υπολογίζει τον συντελεστή ασφαλείας έναντι μηχανισμών θραύσης. Εξετάζονται περιπτώσεις ολίσθησης με κυκλική μορφή όπου ο μηχανισμός θραύσης είναι περιστροφή στερεού σώματος. Στην περίπτωση αυτή οι αναλύσεις γίνονται με την μέθοδο Krey.

Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας συγκρίνονται οι αναπτυσσόμενες στην επιφάνεια ολίσθησης διατμητικές τάσεις με την διατμητική αντοχή του εδάφους. Κατ' επέκταση ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης ορίζεται ως η σχέση ανάμεσα στις αντιστάσεις και δράσεις δηλαδή ανάμεσα σε δυνάμεις που τείνουν να προκαλέσουν ολίσθηση και δυνάμεις που αντιστέκονται σε αυτή.

Οι έλεγχοι αυτοί εκτελέστηκαν τόσο υπό στατική όσο και υπό σεισμική φόρτιση.

Οι έλεγχοι ευστάθειας πραγματοποιήθηκαν μόνον για την υπήνεμη πλευρά του έργου επέκτασης καθώς αυτή διαμορφώνεται με πιο απότομη κλίση (3:2 π:υ) συγκριτικά με την προσήνεμη (2:1 π:υ), ενώ ταυτόχρονα ο πυθμένας διατηρείται περίπου οριζόντιος σε όλη την έκταση του έργου.

Η Διατομή που ελέγχεται θεμελιώνεται σε στάθμη -5,70m από την Μ.Σ.Θ. και έχει πλάτος βάσης $b \approx 44,00$ μ. (πλάτος σκάφης εξυγίανσης). Εδράζεται επί πρίσματος λιθορριπών 0,5 – 100 kg και στρώσης εξυγίανσης. Κάτω από το προσήνεμο στην θέση ελέγχου, ο αρχικός φυσικός πυθμένας εκτιμήθηκε στα -4,20μ περίπου από την Μ.Σ.Θ.

1.2. Παράμετροι Αντοχής των Στρώσεων του Υπεδάφους

Οι παράμετροι αντοχής των εδαφικών στρώσεων που υπεισέρχονται στους υπολογισμούς είναι γενικά αυτές που προέκυψαν από την Έκθεση Αξιολόγησης και παρουσιάζονται αναλυτικά στο 2ο κεφάλαιο της παρούσας. Για τα υλικά των λιθορριπών και λοιπών επιχώσεων που θα ενσωματωθούν στο σώμα του έργου επελέγησαν βάσει προγενέστερης εμπειρίας από αντίστοιχες μελέτες οι ακόλουθες παράμετροι.

| Πρόσθετα γεώδη και άλλα υλικά κατασκευής του σώματος των έργων | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (°) |
|--|----------------------------------|---------------|----------------|
| Ζώνες θωράκισης έξαλες | 15,6 | 10 | 40 |
| Ζώνες θωράκισης ύφαλες | 20,0 | 10 | 40 |
| Υλικά κατασκευής πυρήνα (Λιθορριπές 0,5 – 100 kg) | 21 | 0 | 40 |
| Υλικά εξυγίανσης πυθμένα (θραυστά αμμοχάλικα) | 21 | 0 | 38 |

Πίνακας 1-1: Χαρακτηριστικές τιμές εδαφικών παραμέτρων υλικών κατασκευής του έργου.

| Στρώση I | γ (kN/m ³) | c' (kPa) | ϕ' (°) | C_u (kPa) |
|------------------------------|----------------------------------|---------------|----------------|----------------|
| Περιοχή επέκτασης προσήνεμου | 20 | 10 | 25 | 50+2z |

Πίνακας 1-2: Παράμετροι εδάφους θεμελίωσης (Στρώση I)

1.3. Ελάχιστοι επιτρεπόμενοι συντελεστές ασφαλείας

Σύμφωνα με τον ΕΑΚ, για την περίπτωση ευστάθειας πρανών και σχεδιασμού συστημάτων αντιστήριξης υπό σεισμικά φορτία, θεωρείται αποδεκτή η εξασφάλιση συντελεστή ασφαλείας ίσου τουλάχιστον με 1.00.

Κατά DIN 4084 για την ευστάθεια πρανών επιβάλλεται συντελεστής ασφαλείας $F_s = 1.40$ υπό στατικές συνθήκες, που αντιστοιχεί στην περίπτωση φόρτισης 1 (μόνιμα φορτία τα οποία μπορεί είναι τα ίδια βάρη γαιών και δομικών στοιχείων και κινητά φορτία). Ο ίδιος συντελεστής υιοθετείται και στους Κανονισμούς των συγκοινωνιακών έργων της χώρας (π.χ. ΚΜΕ, ΟΣΜΕΟ κλπ.).

| Περίπτωση Φορτίσεως | Ευστάθεια πρανών - Απαιτούμενοι Συντελεστές Ασφαλείας |
|-----------------------|---|
| Με Σεισμό | 1.0 |
| Υπό Στατικές Συνθήκες | 1.4 |

Πίνακας 1-3: Ελάχιστοι επιτρεπόμενοι συντελεστές Ασφαλείας DIN 4084

1.4. Σεισμική Φόρτιση σχεδιασμού

Η σεισμική επιτάχυνση του εδάφους υπολογίζεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2003). Η περιοχή του έργου σύμφωνα με τον νέο χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας εντάσσεται στην ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας II και συνεπώς $\alpha=0.24$.

Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού είναι αυτές που προτείνονται στο Κεφάλαιο 5.4.2 του Ε.Α.Κ. για πρανή αναχωμάτων.

Σύμφωνα τα όσα αναφέρονται στο εν λόγω Κεφάλαιο υπολογίζεται η ενεργός επιτάχυνση στη βάση και στην κορυφή του αναχώματος από τις σχέσεις:

Επιτάχυνση βάσης: $\alpha_B = 0.5\alpha = 0.5 \cdot 0.24 = 0.12$

Επιτάχυνση στέψης: $\alpha_K = \beta(T) \cdot \alpha_B = 2.5 \cdot 0.12 = 0.30$

Για κύκλους αστοχίας οι οποίοι διέρχονται κοντά ή κάτω από την βάση του αναχώματος, η οριζόντια δρώσα επιτάχυνση σχεδιασμού λαμβάνεται ως ο μέσος όρος των επιταχύνσεων της βάσης και της στέψης του αναχώματος:

$\alpha_{h,d} = (\alpha_B + \alpha_K) / 2 = (0.30 + 0.12) / 2 = 0.21$

Ως δρώσα κατακόρυφη επιτάχυνση για αναχώματα λαμβάνεται το 50% της ορ. σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους, $\alpha_{v,d} = 0.50 \cdot \alpha_{h,d} = 0.50 \cdot 0.21 = \pm 0.105$

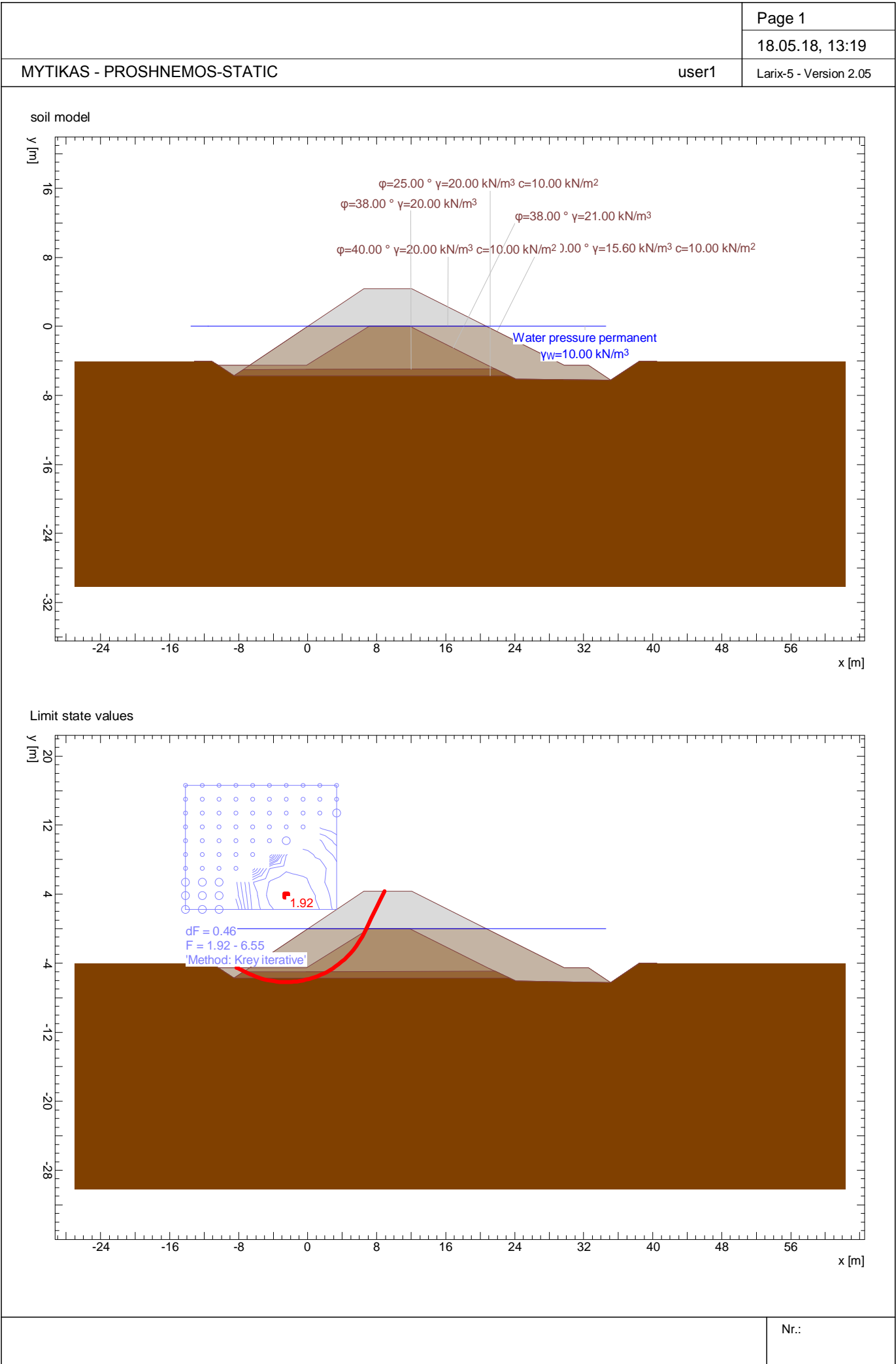
1.5. Αποτελέσματα Ελέγχων

Στον Πίνακα 6.4 που ακολουθεί παρουσιάζονται συνοπτικά οι ελάχιστοι συντελεστές ασφαλείας που προέκυψαν για κάθε περίπτωση ελέγχου κατόπιν εφαρμογής των παραπάνω. Τα αναλυτικά αποτελέσματα του προγράμματος Larix 5s για τους εν λόγω ελέγχους παρουσιάζονται στη συνέχεια.

| Διατομές Ελέγχου | Έλεγχος | Συντελεστής ασφαλείας | |
|------------------|------------------|-----------------------|------------------|
| | | Στατική Φόρτιση | Σεισμική Φόρτιση |
| <u>Δ-Δ</u> | Τελικής διατομής | 1.92 | 1.02 |

Πίνακας 1-4: Αποτελέσματα ελέγχων ολικής ευστάθειας τελικών διατομών σχεδιασμού

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι.1: ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ - ΚΑΤΑΣΤΑΣΗ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ



Page 2

18.05.18, 13:19

MYTIKAS - PROSHNEMOS-STATICuser1Larix-5 - Version 2.05

GEOTECHNICAL MODEL

Soil layer boundaries

| Description | Parameters | | | Point | Polygon points | | | Point | x | | y |
|-------------|---------------|----------------------------------|---------------------------|--------|----------------|----------|----------|--------|----------|--|---|
| | ϕ [°] | γ [kN/m ³] | c [kN/m ²] | | x [m] | y [m] | x [m] | | y [m] | | |
| | 40.00 | 15.60 | 10.00 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | |
| | | | | 3 | -6.74 | -4.51 | 4 | 0.02 | 0.00 | | |
| | | | | 5 | 6.52 | 4.35 | 6 | 12.02 | 4.35 | | |
| | | | | 7 | 20.72 | 0.00 | 8 | 29.72 | -4.50 | | |
| | | | | 9 | 32.57 | -4.50 | 10 | 35.15 | -6.22 | | |
| | | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| | 40.00 | 20.00 | 10.00 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | |
| | | | | 3 | -6.74 | -4.51 | 4 | 0.02 | 0.00 | | |
| | | | | 5 | 7.16 | 0.03 | 6 | 11.85 | 0.02 | | |
| | | | | 7 | 20.72 | 0.00 | 8 | 29.72 | -4.50 | | |
| | | | | 9 | 32.57 | -4.50 | 10 | 35.15 | -6.22 | | |
| | | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| | 38.00 | 21.00 | 0 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | |
| | | | | 3 | -8.55 | -5.70 | 4 | -6.74 | -4.51 | | |
| | | | | 5 | -0.17 | -4.50 | 6 | 7.15 | 0 | | |
| | | | | 7 | 11.84 | 0 | 8 | 20.89 | -4.50 | | |
| | | | | 9 | 24.14 | -6.09 | 10 | 35.15 | -6.22 | | |
| | | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | | |
| | | | 3 | -8.55 | -5.70 | 4 | -7.49 | -5.01 | | | |
| | | | 5 | -0.25 | -4.98 | 6 | 21.76 | -4.92 | | | |
| | | | 7 | 24.14 | -6.09 | 8 | 35.15 | -6.22 | | | |
| | | | 9 | 38.47 | -4.02 | | | | | | |
| | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | | |
| 25.00 | 20.00 | 10.00 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | | |
| | | | 3 | -8.55 | -5.70 | 4 | 23.29 | -5.70 | | | |
| | | | 5 | 24.14 | -6.09 | 6 | 35.15 | -6.22 | | | |
| | | | 7 | 38.47 | -4.02 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |

Water table

Water pressure permanent

| Parameters | | | Polygon points | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------|---------|----------------|----------|----------|-------|----------|----------|-------|----------|----------|
| γ_w [kN/m ³] | State | u | Point | x [m] | y [m] | Point | x [m] | y [m] | Point | x [m] | y [m] |
| 10.00 | active | dynamic | 1 | -11.55 | 0 | 2 | 32.57 | 0 | | | |

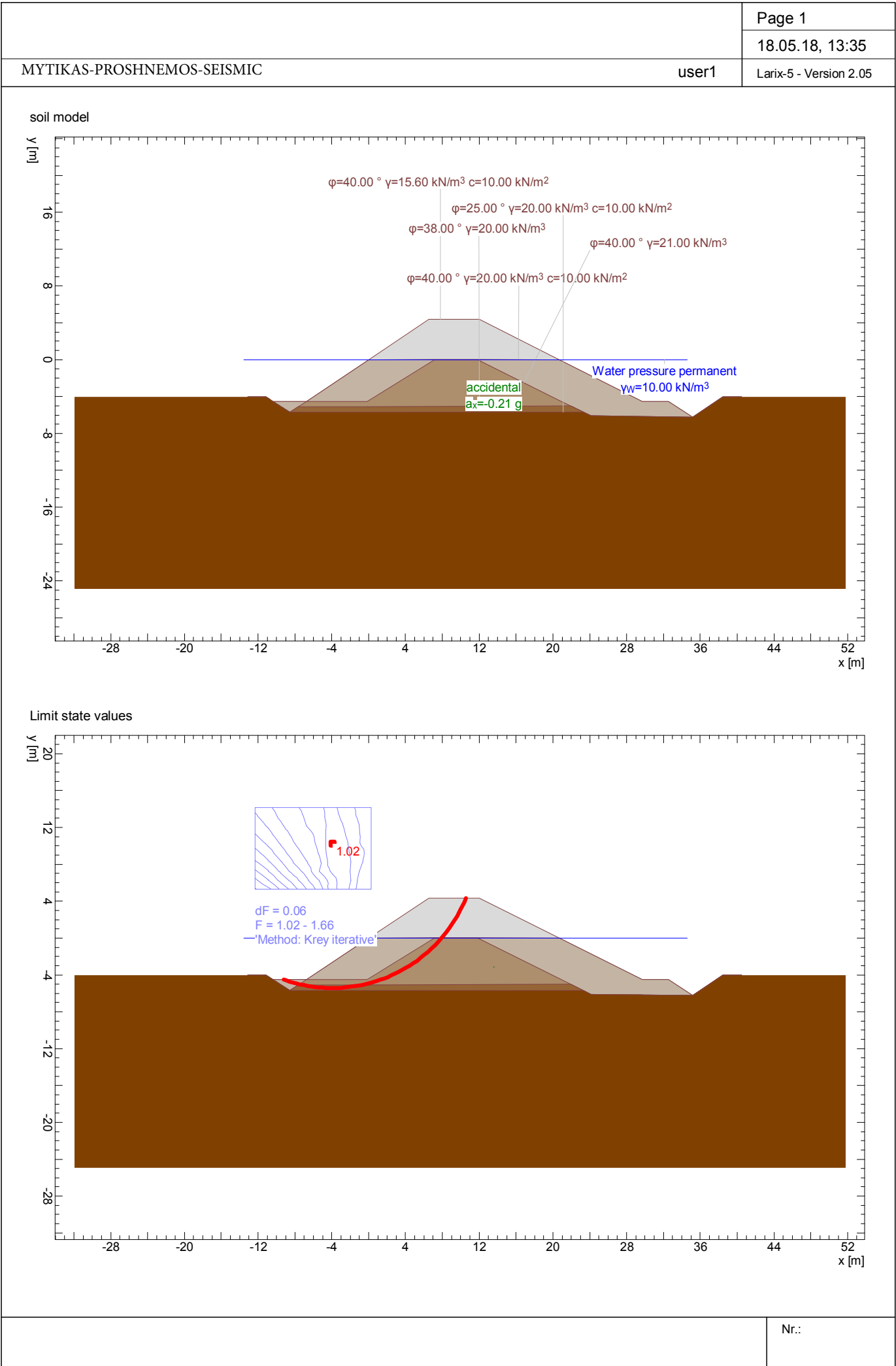
State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

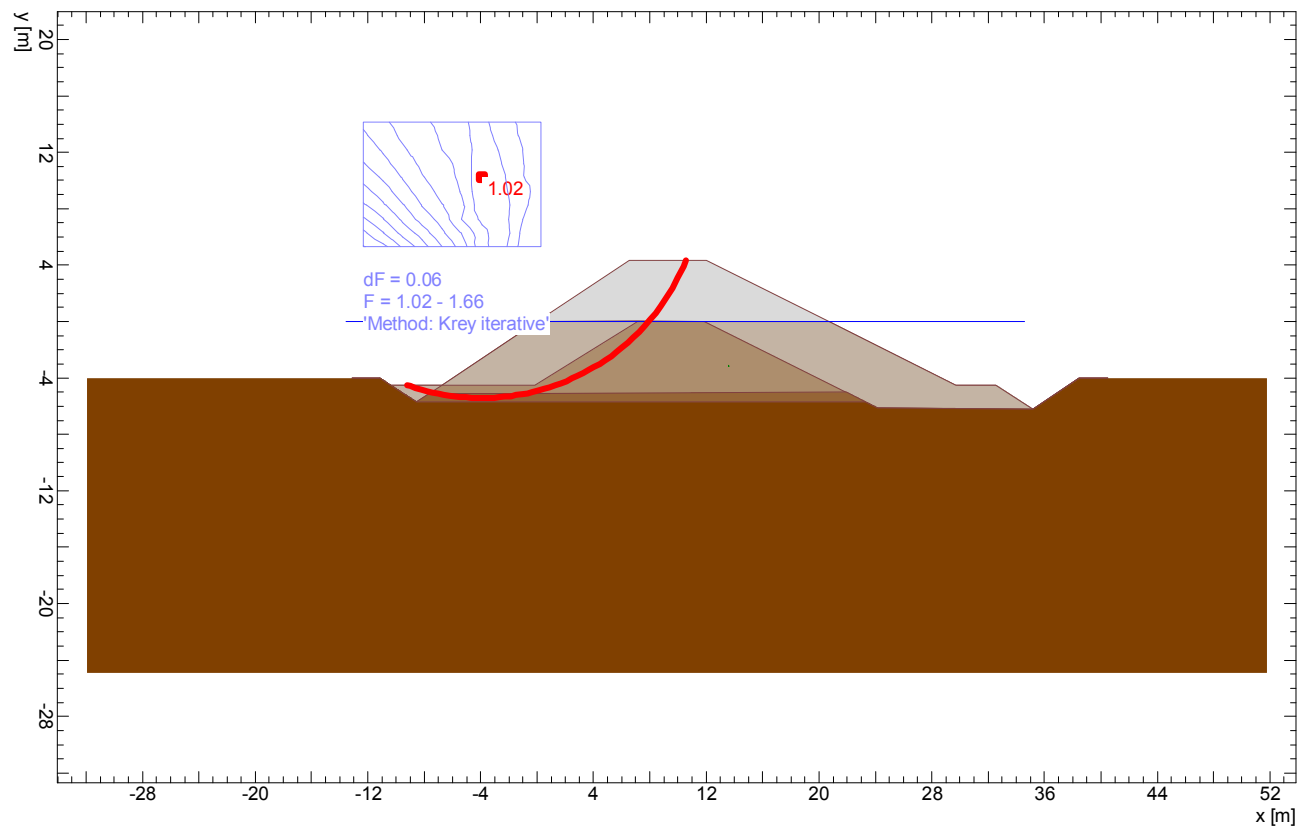
Nr.:

C:\cubus\Data\MYTIKAS-static.L5S

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Ι.2: ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ



!Global safety / AC 1



Page 3

18.05.18, 13:35

MYTIKAS-PROSHNEMOS-SEISMIC

user1

Larix-5 - Version 2.05

GEOTECHNICAL MODEL

Soil layer boundaries

| Description | Parameters | | | Point | Polygon points | | | Point | Polygon points | | |
|-------------|---------------|----------------------------------|---------------------------|--------|----------------|----------|----------|--------|----------------|--|--|
| | ϕ [°] | γ [kN/m ³] | c [kN/m ²] | | x [m] | y [m] | x [m] | | y [m] | | |
| | 40.00 | 15.60 | 10.00 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | |
| | | | | 3 | -6.74 | -4.51 | 4 | 0.02 | 0.00 | | |
| | | | | 5 | 6.52 | 4.35 | 6 | 12.02 | 4.35 | | |
| | | | | 7 | 20.72 | 0.00 | 8 | 29.72 | -4.50 | | |
| | | | | 9 | 32.57 | -4.50 | 10 | 35.15 | -6.22 | | |
| | | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| | 40.00 | 20.00 | 10.00 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | |
| | | | | 3 | -6.74 | -4.51 | 4 | 0.02 | 0.00 | | |
| | | | | 5 | 7.16 | 0.03 | 6 | 11.85 | 0.02 | | |
| | | | | 7 | 20.72 | 0.00 | 8 | 29.72 | -4.50 | | |
| | | | | 9 | 32.57 | -4.50 | 10 | 35.15 | -6.22 | | |
| | | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| | 40.00 | 21.00 | 0 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | |
| | | | | 3 | -8.55 | -5.70 | 4 | -6.74 | -4.51 | | |
| | | | | 5 | -0.17 | -4.50 | 6 | 7.15 | 0 | | |
| | | | | 7 | 11.84 | 0 | 8 | 20.89 | -4.50 | | |
| | | | | 9 | 24.14 | -6.09 | 10 | 35.15 | -6.22 | | |
| | | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| | 38.00 | 20.00 | 0 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | |
| | | | | 3 | -8.55 | -5.70 | 4 | -7.66 | -5.12 | | |
| | | | | 5 | -0.16 | -5.10 | 6 | 21.93 | -5.01 | | |
| | | | | 7 | 24.14 | -6.09 | 8 | 35.15 | -6.22 | | |
| | | | | 9 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| | | | | 11 | 38.47 | -4.02 | | | | | |
| 25.00 | 20.00 | 10.00 | 1 | -11.14 | -4.02 | 2 | -10.40 | -4.50 | | | |
| | | | 3 | -8.55 | -5.70 | 4 | 23.29 | -5.70 | | | |
| | | | 5 | 24.14 | -6.09 | 6 | 35.15 | -6.22 | | | |
| | | | 7 | 38.47 | -4.02 | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |

Water table

Water pressure permanent

| Parameters | | | Polygon points | | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------|---------|----------------|----------|----------|-------|----------|----------|-------|----------|----------|--|
| γ_w [kN/m ³] | State | u | Point | x [m] | y [m] | Point | x [m] | y [m] | Point | x [m] | y [m] | |
| 10.00 | active | dynamic | 1 | -11.55 | 0 | 2 | 32.57 | 0 | | | | |

State : Groundwater active or inactive in the analysis

u : Pore pressure calculated hydrodynamically or hydrostatically

Nr.:

C:\cubus\Data\MYTIKAS\seismic.L5S

| | | | | | | | | | | |
|--|-------------------|-----------------|---|---------------------|--------|-----------------|------------------|------------------|-------------------------|------|
| | | Page 5 | | | | | | | | |
| | | 18.05.18, 13:35 | | | | | | | | |
| MYTIKAS-PROSHNEMOS-SEISMIC | | user1 | Larix-5 - Version 2.05 | | | | | | | |
| CALCULATION OPTIONS | | | | | | | | | | |
| Options | | | | | | | | | | |
| Method | δ_T [-] | n_L | Straight extensions of slip circles | | | | | | | |
| Krey | 0.0200 | 50.000 | with Safety factor determined iteratively | | | | | | | |
| δ_T : Convergence tolerance of the iteration n_L : Number of slices | | | | | | | | | | |
| !Global safety, AC 1 | | | | | | | | | | |
| Slip circle with minimum safety | | | | | | | | | | |
| Circle No. | x [m] | y [m] | R [m] | point of constraint | Anchor | F_{ex} [-] | L_{req} [m] | L_{min} [m] | Remark see footnotes | |
| 562 | -3.93 | 10.21 | 15.63 | 2 | | 1.02 | | | | |
| F_{ex} : existing safety, required safety $F_{req} = 1.00$ L_{req} : calculated required free anchor length between $L_{min} - L_{max}$ L_{min} : input minimum free anchor length | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | Nr.: |