



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ



**ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ
ΤΟΜΕΑΣ ΥΔΑΤΙΝΩΝ ΠΟΡΩΝ ΚΑΙ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ**

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ
ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΝΙΑΙΟΥ ΚΑΙ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ
ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ
ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ**



ΤΑΡΛΑΝΤΑΣ ΑΘΑΝΑΣΙΟΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ : ΑΖΟΡΑΚΟΣ ΣΑΜΨΩΝ, Λέκτορας Ε.Μ.Π.

ΑΘΗΝΑ, ΟΚΤΩΒΡΙΟΣ 2014

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τον κύριο Σαμψών Αζοράκο για την πολύτιμη βοήθεια και καθοδήγηση που μου προσέφερε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης αυτής της εργασίας.

Επίσης θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου για τη βοήθεια και τη στήριξη που μου προσέφεραν καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της εργασίας αυτής είναι η συγκριτική αξιολόγηση των δύο διαδικασιών ελέγχου επάρκειας κρηπιδότοιχων βαρύτητας, αυτής με ενιαίο και της αντίστοιχης με μερικούς συντελεστές ασφαλείας. Για τον λόγο αυτό ελέγχεται τυπική διατομή κρηπιδότοιχου σταθμού εμπορευματοκιβωτίων που διαμορφώνεται με προκατασκευασμένα κυψελωτά κιβώτια από οπλισμένο σκυρόδεμα – Caissons, με βάση τις δύο προαναφερθείσες διαδικασίες.

Είναι ιδιαίτερα διαδεδομένη στη χώρα μας η κατασκευή κρηπιδότοιχων από τεχνητούς ογκολίθους σκυροδέματος. Για τη διερεύνηση της δυνατότητας χρήσης των κατασκευών αυτών και σε κρηπιδότοιχους νέων σταθμών εμπορευματοκιβωτίων γίνεται και ο έλεγχος επάρκειας αντίστοιχης διατομής με αυτήν του Caisson που αναφέρθηκε προηγουμένως. Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικότερα τα κεφάλαια της παρούσας εργασίας.

Στο **Κεφάλαιο 1** γίνεται η παρουσίαση του έργου (γεωμετρία, υλικά, στάδια κατασκευής) και γίνεται και ο έλεγχος υδροστατικής ευστάθειας για το Caisson.

Στο **Κεφάλαιο 2** εξετάζονται τα φορτία τα οποία καταπονούν την διατομή του κρηπιδότοιχου (μόνιμα, κινητά & σεισμικές φορτίσεις)

Στο **Κεφάλαιο 3** παρουσιάζονται οι δύο μέθοδοι ελέγχου (μέθοδος των καθολικών και μέθοδος των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας) και πραγματοποιούνται οι απαραίτητοι έλεγχοι για τη διατομή. Στο τέλος συγκρίνονται και αξιολογούνται τα αποτελέσματα των δύο μεθόδων.

Τέλος στο **Κεφάλαιο 4** παρουσιάζεται ο αντίστοιχος κρηπιδότοιχος από συμπαγείς τεχνητούς ογκολίθους (γεωμετρία, υλικά, στάδια κατασκευής). Υπολογίζονται τα φορτία που ασκούνται σε αυτόν και ασκούνται οι έλεγχοι ευστάθειας αυτού με τη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας. Στο τέλος του κεφαλαίου συγκρίνονται οι δύο μέθοδοι κατασκευής.

ABSTRACT

The object of the present work is the comparative evaluation of the two procedures for checking gravity quay walls, this of the uniform safety factors and the one with partial safety factors. For this reason a typical quay wall, for a container terminal section, formed with cellular precast reinforced concrete boxes – Caissons, is checked by the two aforementioned procedures, and the results of the checks are compared.

It is widespread in our country the construction of quay walls with artificial concrete blocks. To investigate the possibility of using these structures for the construction of new quay walls for container terminals a cross section, correspondant to that of Caisson mentioned earlier is checked. The advantages and the disadvantages of both methods for contracting quay walls are presented. In the following paragraphs we present the contents of each chapter.

In **Chapter 1** we present the project (the geometry, the materials being used and the construction stages). Finally the hydrostatic stability of the Caisson is checked.

In **Chapter 2** the loads which stress the cross section of the quay wall are examined (fixed, mobile and seismic loads).

In **Chapter 3** the two control methods of the quay wall are presented (method of uniform and method of partial safety factors) and the necessary checks on the cross section are performed. The results which were produced using both methods are compared and evaluated.

In **Chapter 4** the corresponding quay wall of artificial concrete blocks is presented (geometry, materials, manufacturing stages). The loads exerted on it are calculated and the stability of the cross section is checked by the method of the universal safety factors. At the end of the chapter the two methods for manufacturing for quay walls are compared and the best method for constructing such quay walls is chosen.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ.....	ii
-------------------------	-----------

ΠΕΡΙΛΗΨΗ.....	iii
----------------------	------------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	2
---	----------

1.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	9
----------------------------------	----------

1.2.1 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ.....	9
----------------------	---

1.2.2 ΟΠΛΙΣΜΟΣ.....	10
---------------------	----

1.3 ΣΤΑΔΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	10
-----------------------------------	-----------

1.3.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ CAISSON.....	10
------------------------------	----

1.3.2 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	12
--	----

1.3.3 ΜΕΤΑΦΟΡΑ ΚΑΙ ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΤΩΝ CAISSON ΣΤΗΝ ΤΕΛΙΚΗ ΤΟΥΣ ΘΕΣΗ.....	12
---	----

1.3.4 ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	13
-------------------------------------	----

1.3.5 ΠΛΗΡΩΣΗ ΚΥΨΕΛΩΝ CAISSON ΜΕ ΕΔΑΦΙΚΟ ΥΛΙΚΟ.....	13
---	----

1.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ.....	14
---	-----------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

2.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	20
-------------------------------	-----------

2.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	21
-------------------------------	-----------

2.2.1 ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ & ΑΝΩΔΟΜΗΣ.....	21
---	----

2.2.2 ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΧΩΣΕΩΝ & ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ.....	23
--	----

2.2.3 ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΙΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΥΛΙΚΩΝ ΕΠΙΧΩΣΕΙΣ.....	24
---	----

2.2.4 ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ.....	27
---------------------------------	----

2.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	28
-------------------------------	-----------

2.3.1 ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΦΟΡΤΙΟΥ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΛΙΜΕΝΑ.....	28
--	----

2.3.2	ΕΛΞΗ ΔΕΣΤΡΑΣ.....	28
2.3.3	ΦΟΡΤΙΟ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΛΙΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΑΝΩΔΟΜΗ.....	30
2.4	ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	32
2.4.1	ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΜΑΖΑΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	37
2.4.2	ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ.....	38
2.4.3	ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΙΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΥΛΙΚΩΝ ΕΠΙΧΩΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	40
2.4.4	ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΦΟΡΤΙΟΥ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΛΙΜΕΝΑ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	44
 ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3		
3.1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	47
3.2	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΚΑΘΟΛΙΚΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	47
3.2.1	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ.....	48
3.2.2	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ.....	50
3.3	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	52
3.3.1	ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	52
3.3.2	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΜΟΝΙΜΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	59
3.3.3	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	60
3.3.4	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΜΟΝΙΜΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	61
3.3.5	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΟΛΙΣΘΗΣΗΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	62

3.4	ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΟΥ ΚΑΘΟΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	63
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4		
4.1	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΣΥΜΠΑΓΕΙΣ Τ.Ο.....	67
4.2	ΣΤΑΔΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	71
4.2.1	ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	71
4.2.2	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΟΓΚΟΛΙΘΩΝ.....	71
4.2.3	ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	71
4.2.4	ΜΕΤΑΦΟΡΑ & ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΤΩΝ Τ.Ο. ΣΤΗΝ ΤΕΛΙΚΗ ΤΟΥΣ ΘΕΣΗ.....	72
4.2.5	ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	72
4.3	ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	73
4.3.1	ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	73
4.3.2	ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	83
4.3.3	ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.....	85
4.4	ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΤΗΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ.....	95
4.5	ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	104
	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ.....	108
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	111
	ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ.....	I

1.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Στη παρούσα εργασία εξετάζεται κρηπιδότοιχος συνολικού ύψους 20,50 m. Το βάθος της θάλασσας έμπροσθεν του κρηπιδότοιχου είναι 19,00 m, ενώ μετά την ολοκλήρωση της κατασκευής και τοποθέτησης του αυτός εξέχει της επιφάνειας της θάλασσας κατά 0,50 m.

Για τη κατασκευή του κρηπιδότοιχου χρησιμοποιούνται προκατασκευασμένοι κυψελώτοι τεχνητοί ογκόλιθοι – Caisson διαστάσεων, πλάτους $B = 15,00$ m, και μήκους $L = 24,00$ m στη βάση, η οποία έχει ύψος $h_B = 0,65$ m. Πάνω από τη βάση οι διαστάσεις του Caisson είναι: μήκος $l = 23,95$ m και πλάτος $b = 13,15$ m.

Το πάχος των εξωτερικών τοιχίων είναι 40 cm ενώ στο εσωτερικό του Caisson υπάρχουν δύο (2) διαμήκη και οκτώ (8) εγκάρσια τοιχία το κάθε ένα πάχους 25 cm διαμορφώνοντας μία (1) κεντρική κυψέλη διαστάσεων (μήκος x πλάτος) 15,35 x 3,95 m και περιμετρικά αυτής δεκατέσσερις (14) επιπλέον κυψέλες διαστάσεων (μήκος x πλάτος) 3,65 x 3,95 m.

Πάνω από τον κρηπιδότοιχο κατασκευάζεται η ανωδομή ύψους 2,00 m και πλάτους 5,10 m.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

- Συνολικό ύψος Caisson: $H = 20,50$ m
- Πλάτος βάσης Caisson: $B = 15,00$ m
- Μήκος βάσης Caisson: $L = 24,80$ m
- Ύψος βάσης Caisson: $h_B = 0,65$ m
- Πλάτος Caisson πάνω από τη βάση: $b = 13,15$ m
- Μήκος Caisson πάνω από τη βάση: $l = 23,95$ m
- Ύψος Caisson πάνω από τη βάση: $h = 19,85$ m
- Πλάτος προβόλων στη βάση του Caisson: $b' = 0,925$ m
- Πλάτος κυψέλων του Caisson: $b_K = 3,95$ m
- Μήκος κεντρικής κυψέλης Caisson: $l_{K\psi 1} = 15,35$ m
- Μήκος περιμετρικών κυψελών: $l_{K\psi 2} = 3,65$ m
- Πάχος εξωτερικών τοιχίων: $t_{\epsilon\zeta} = 0,40$ m
- Πάχος εσωτερικών τοιχίων: $t_{\epsilon\sigma} = 0,25$ m

- Ύψος Caisson πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας: $h_o = 0,50$ m

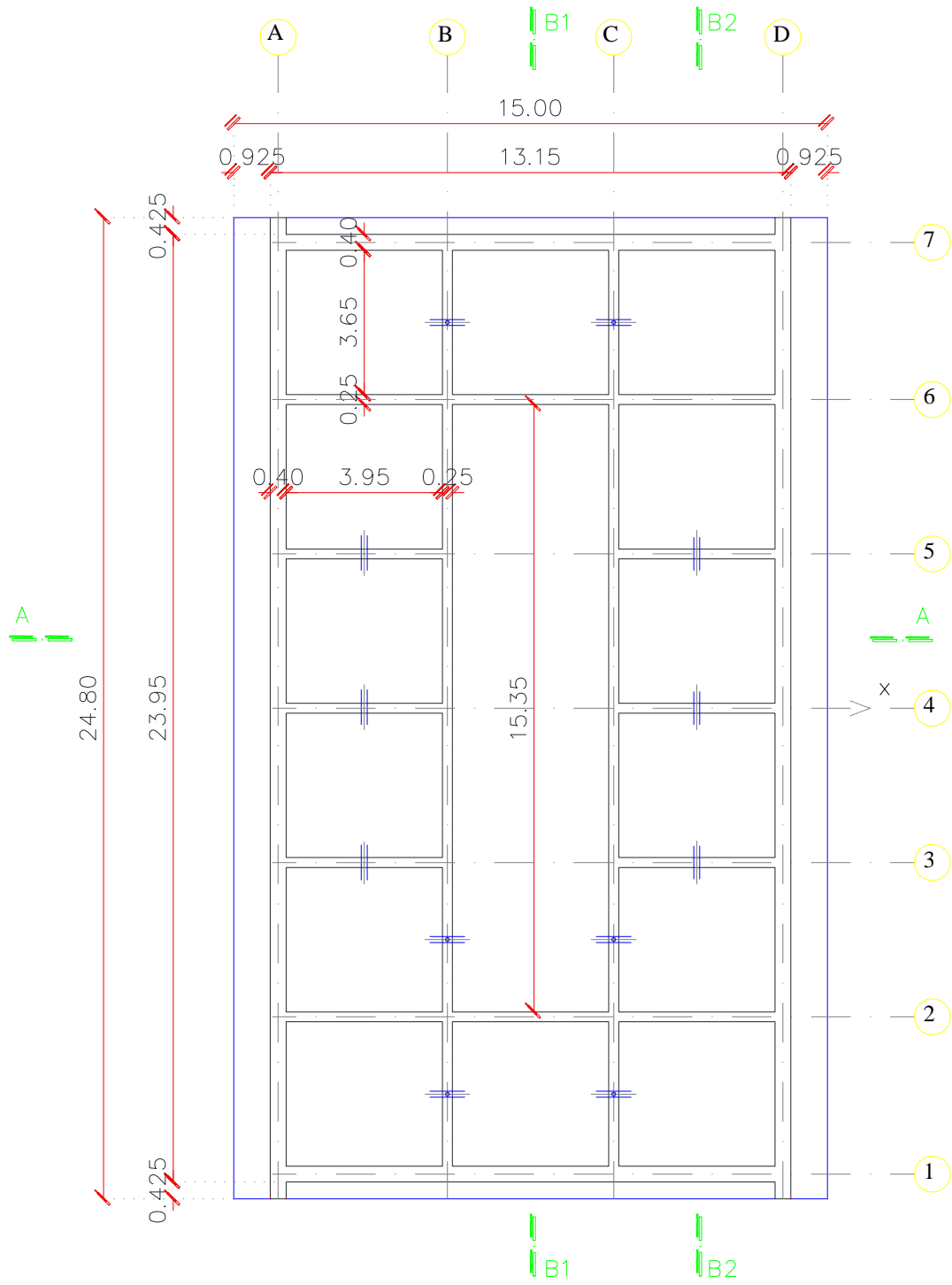
- Όγκος βάσης Caisson: $V_{\beta\alpha\sigma} = hB \times B \times L = 0,65 \times 15 \times 24,80 = 241,80 \text{ m}^3$
- Εμβαδόν Caisson πάνω από τη βάση: $E = l \times b + 2 \times (L - l) \times t_{\epsilon\xi}$
 $= 23,95 \times 13,15 + 2 \times (24,80 - 23,95) \times 0,40$
 $= 315,62 \text{ m}^2$
- Συνολικό εμβαδόν κυψελών: $E_{\kappa\epsilon\nu} = 14 \times b_{\kappa} \times l_{\kappa\psi 2} + b_{\kappa} \times l_{\kappa\psi 1}$
 $= 14 \times 3,95 \times 3,65 + 15,35 \times 3,95$
 $= 262,48 \text{ m}^2$
- Εμβαδόν σκυροδέματος σε τομή πάνω από τη βάση: $E_b = E - E_{\kappa\epsilon\nu} = 315,62 - 262,48$
 $= 53,15 \text{ m}^2$
- Όγκος σκυροδέματος πάνω από τη βάση: $V_b = E_b \times h = 53,15 \times 19,85 = 1.054,93 \text{ m}^3$
- Όγκος κυψελών: $V_{\kappa\epsilon\nu} = E_{\kappa\epsilon\nu} \times h = 262,48 \times 19,85 = 5.210,18 \text{ m}^3$
- Συνολικός όγκος Caisson πάνω από τη βάση: $V' = V_b + V_{\kappa\epsilon\nu}$
 $= 1.054,93 + 5.210,18$
 $= 6.265,11 \text{ m}^3$
- Συνολικός όγκος Caisson: $V_{\text{tot}} = V' + V_{\beta\alpha\sigma} = 6.265,11 + 241,8 = 6.506,91 \text{ m}^3$

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

- Ύψος ανωδομής: $h_{\alpha\nu} = 2,00 \text{ m}$
- Ύψος στην εξοχή της ανωδομής: $h_{\epsilon\xi} = 2,30 \text{ m}$
- Πλάτος εξοχής ανωδομής : $b_{\epsilon\xi} = 0,50 \text{ m}$
- Πλάτος ανωδομής: $b_{\alpha\nu} = 5,10 \text{ m}$

οπότε με βάση τα παραπάνω προκύπτει και για την ανωδομή:

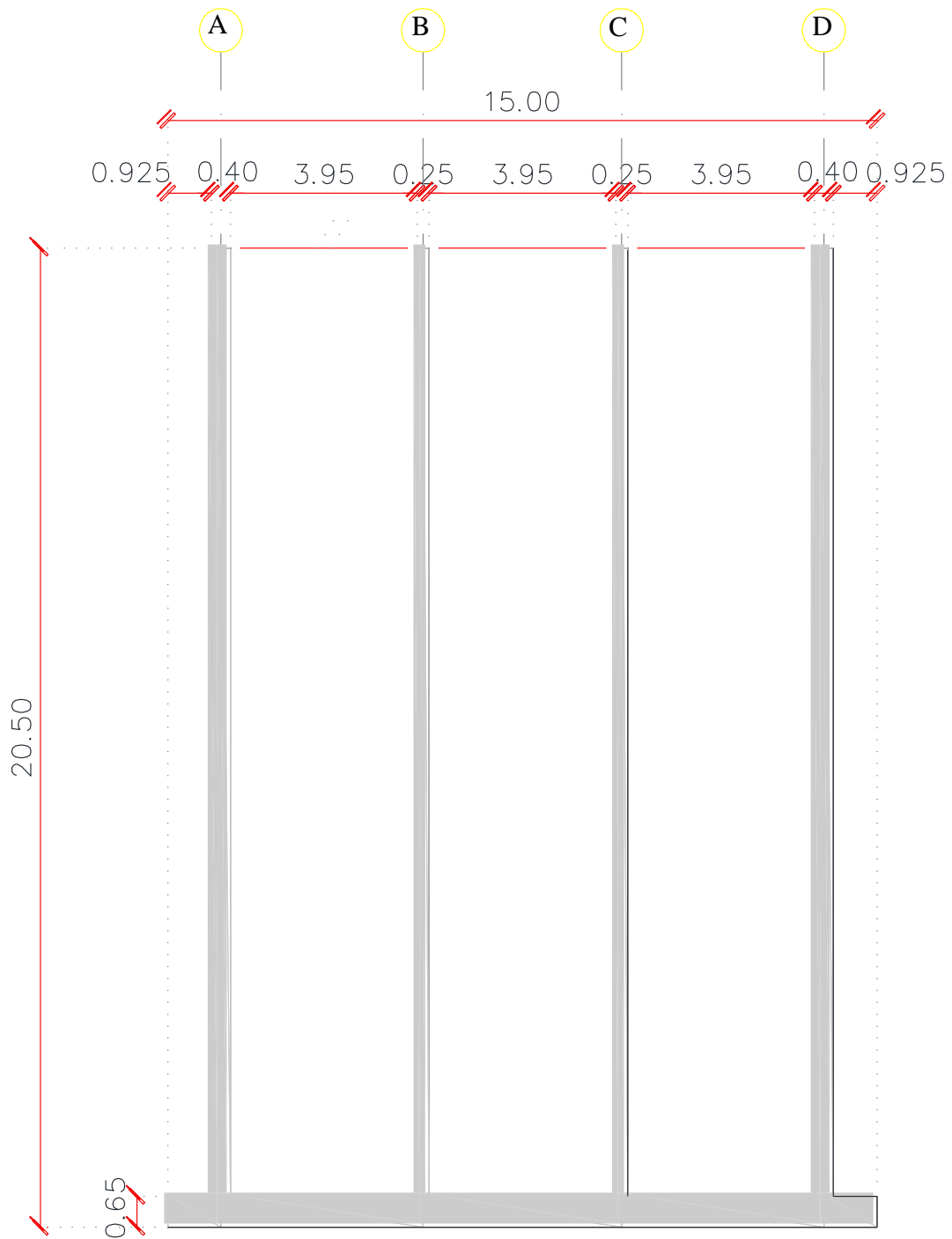
- ανά μονάδα μήκους όγκος της ανωδομής: $V_{\alpha\nu} = h_{\epsilon\xi} \times b_{\epsilon\xi} + h_{\alpha\nu} \times (b_{\alpha\nu} - b_{\epsilon\xi})$
 $= 2,3 \times 0,5 + 2 \times (5,1 - 0,5)$
 $= 10,35 \text{ m}^3/\text{m}$



CAISSON ΒxLxH=15.00x24.80x20.50

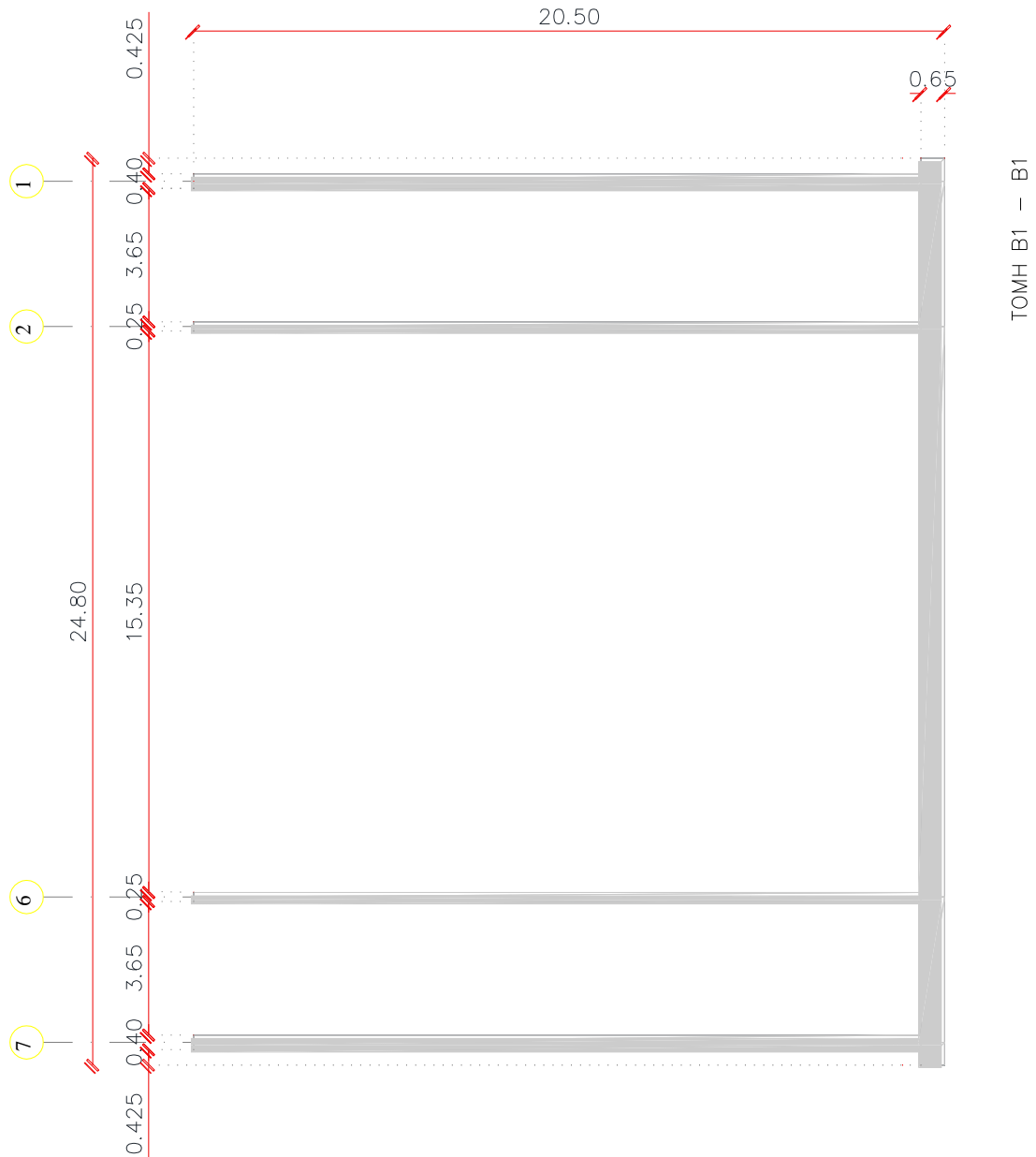
ΚΑΤΟΨΗ

Σχήμα 1.1: Κάτοψη Caisson

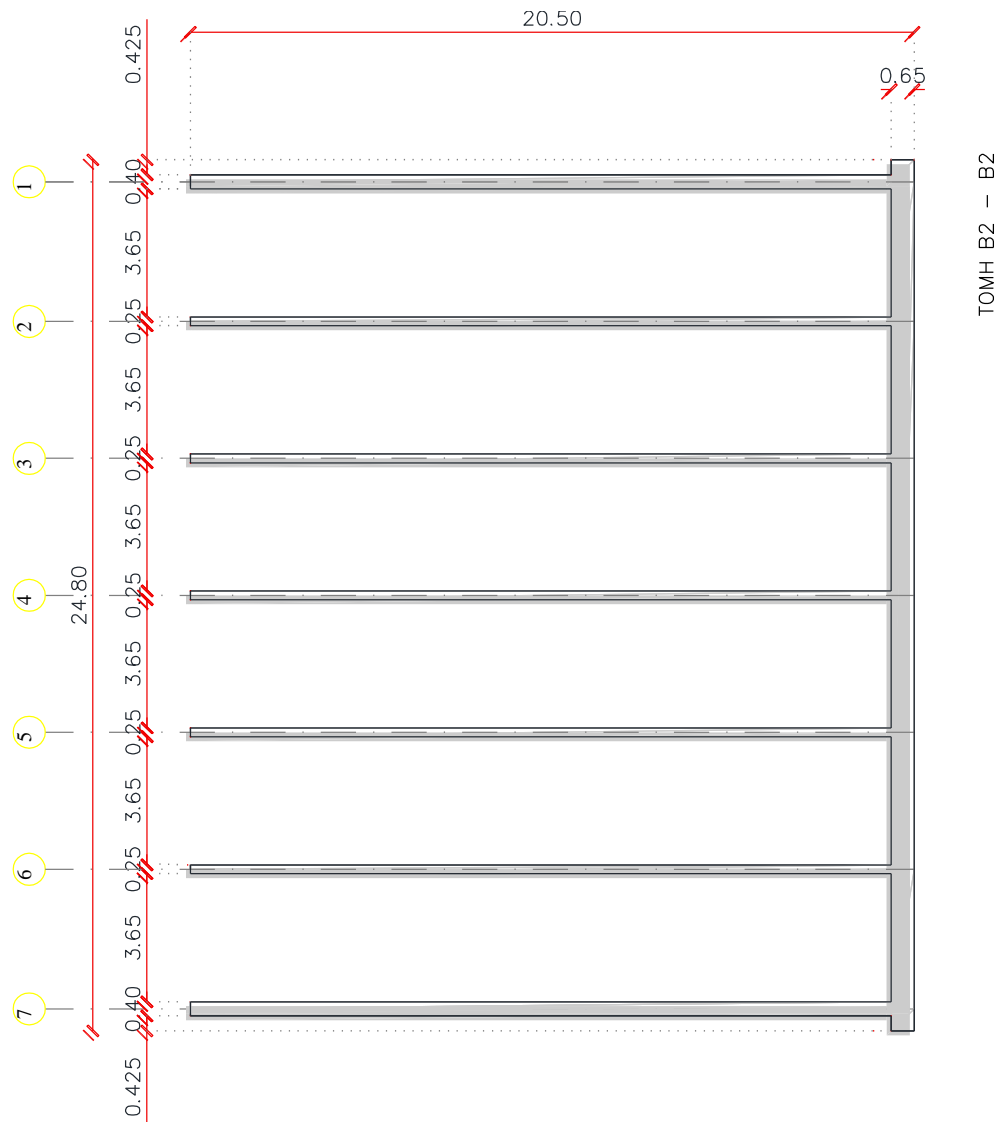


ΤΟΜΗ Α – Α

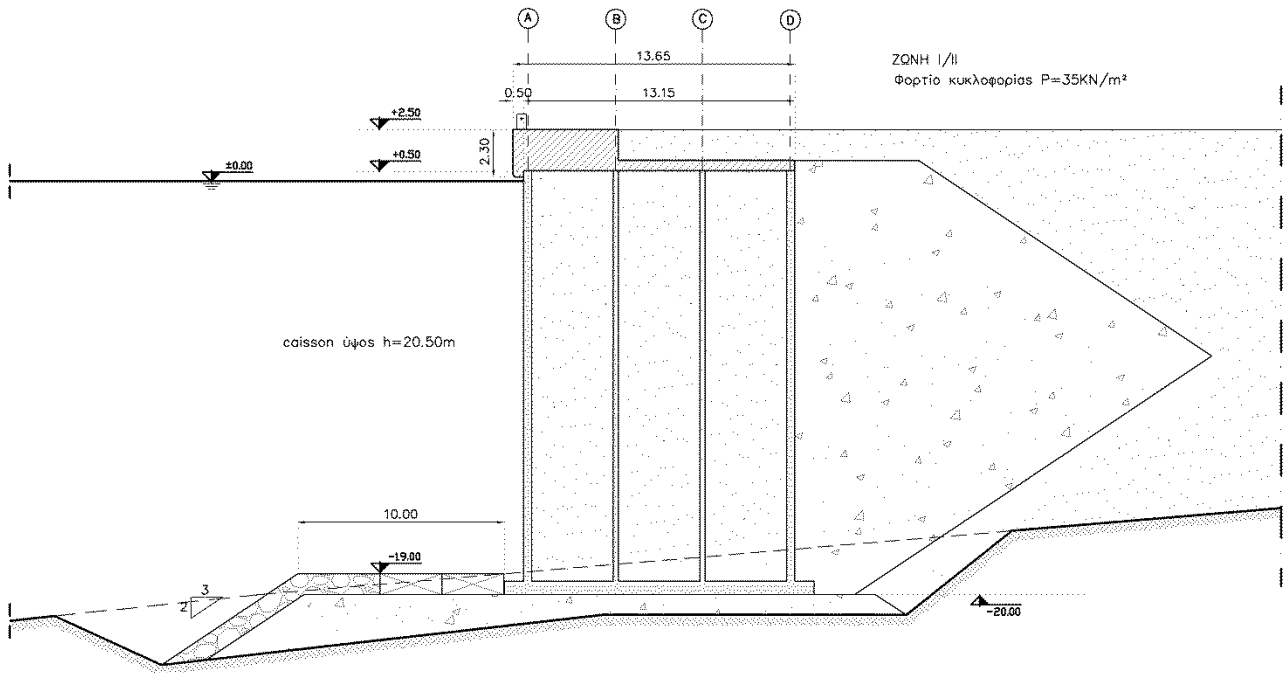
Σχήμα 1.2: Τομή A-A Caisson



Σχήμα 1.3: Τομή B1-B1 Caisson



Σχήμα 1.4: Τομή B2-B2 Caisson



ΤΥΠΙΚΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΜΕ ΒΑΘΟΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ d=-20.00m

Σχήμα 1.5: Διατομή Κρηπιδότοιχου

1.2 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

1.2.1 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Για την κατασκευή των Caisson ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στο σκυροδέμα που θα χρησιμοποιηθεί το οποίο θα πρέπει να είναι κατηγορίας C20/25 κατ' ελάχιστον¹. Επιπλέον όσον αφορά τα επί μέρους υλικά του σκυροδέματος ισχύουν οι επιπλέον προδιαγραφές.

I. Τσιμέντο: Ανεξάρτητα από τη κατηγορία σκυροδέματος που τελικά θα επιλεγεί η ελάχιστη περιεκτικότητα αυτού σε τσιμέντο καθορίζεται σε 400 kg τσιμέντου ανά κυβικό μέτρο σκυροδέματος². Το ποσοστό του αργλικού τριασβεστίου (C₃A) πρέπει να κυμαίνεται ανάμεσα σε 4 – 10%, ενώ απαγορεύεται η χρησιμοποίηση τσιμέντου ανθεκτικού σε θειικά για τη παραγωγή σκυροδέματος για κυψελωτούς τεχνητούς ογκόλιθους³.

II. Αδρανή: Τα αδρανή που χρησιμοποιούνται δεν πρέπει να αντιδρούν με το θαλασσινό νερό, δεν πρέπει να είναι υδρόφιλα και οι κόκκοι τους δεν πρέπει να έχουν πεπλατυσμένο σχήμα⁴. Επιπλέον τα χρησιμοποιούμενα αδρανή πρέπει να παρουσιάζουν συντελεστή Los Angeles μικρότερο του 40% ενώ η καμπύλη κοκκομετρικής συνθέσεως τους θα πρέπει κατά το δυνατόν να βρίσκεται στο κάτω μισό της υποζώνης Δ του ΚΤΣ, εξασφαλίζοντας χαμηλή υδροπερατότητα και ανθεκτικότητα έναντι επιφανειακής φθοράς για το παραγόμενο σκυροδέμα⁵.

III. Νερό: Για την ανάμειξη και τη συντήρηση του σκυροδέματος που θα χρησιμοποιηθεί στη κατασκευή των Caisson χρησιμοποιείται πόσιμο νερό το οποίο οφείλει να ικανοποιεί τις απαιτήσεις του *ΕΛΟΤ EN 1008*. Η μέγιστη επιτρεπτή περιεκτικότητα του σκυροδέματος σε νερό καθορίζεται σε 0,48 κατά ΚΤΣ⁶.

IV. Πρόσθετα σκυροδέματος: Τα πρόσθετα σκυροδέματος καθώς και η διαδικασία της προσθήκης τους καθορίζονται από τη μελέτη σύνθεσης σκυροδέματος, ενώ σε κάθε περίπτωση θα πρέπει να ικανοποιούν τον *ΕΛΟΤ EN 934-2*. Στα κατακόρυφα τοιχώματα (εσωτερικά και εξωτερικά) του Caisson τοποθετούνται στη

¹ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

²ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

³ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

⁴ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

⁵ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

⁶ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

μάζα του σκυροδέματος συνθετικές ίνες πολυπροπυλενίου (σε αναλογία περίπου $0,9 \text{ kg/m}^3$), ενώ στα ανώτερα τμήματα του Caisson (μέχρι βάθους 2,00 m ως προς την κατώτατη ρηχία) συνίσταται η προστασία του οπλισμού με χρήση αναστολέων διάβρωσης ή εναλλακτικά με εφαρμογή συστήματος καθοδικής προστασίας⁷. Τέλος σε κάθε περίπτωση λόγω της χαμηλής περιεκτικότητας του σκυροδέματος σε νερό, για να καλυφθεί η απαίτηση του σκυροδέματος σε ρευστότητα θα γίνει προσθήκη κατάλληλου ρευστοποιητή⁸.

1.2.2 ΟΠΛΙΣΜΟΣ

Για την κατασκευή των Caisson χρησιμοποιείται χάλυβας S500 με βάση το ΕΛΟΤ 1421-3⁹. Ο οπλισμός πρέπει να είναι ομοιογενής, επιπλέον απαγορεύεται η χρήση οπλισμών κατασκευασμένων με τη μέθοδο των δεσμίδων ενώ για οπλισμούς μέχρι διαμέτρου 25 mm η κάμψη τους πρέπει να γίνεται πάντοτε εν ψυχρώ και ποτέ εν θερμώ¹⁰.

1.3 ΣΤΑΔΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Η κατασκευή κρηπιδότοιχου από κυψελωτά κιβώτια είναι ένα έργο του οποίου οι επιμέρους εργασίες μπορούν να κατηγοριοποιηθούν στα επόμενα στάδια.

1.3.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ CAISSON

Οι εργασίες της κατασκευής του Caisson (τοποθέτηση οπλισμού – καλούπωμα – σκυροδέτηση Caisson – ξεκαλούπωμα) λαμβάνουν χώρα επί πλωτής αυτοβυθιζόμενης φορτηγίδας (Caissoniera) με αναρριχόμενο μεταλότυπο μέχρι ύψους 6–7 m. Στη συνέχεια η φορτηγίδα βυθίζεται μέχρι την καθέλκυση του Caisson στην θάλασσα το οποίο τοποθετείται σε ασφαλή θέση παραπλεύρως της φορτηγίδας. Το απομένον τμήμα των εργασιών (από ύψους 6-7 m μέχρι το τελικό ύψος των 20,5 m) γίνεται εν πλω.

Με βάση τον ΕΛΟΤ κατά τη διάρκεια των παραπάνω εργασιών πρέπει να τηρούνται επίσης οι εξής προδιαγραφές:

⁷ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

⁸ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

⁹ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

¹⁰ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

- Το δάπεδο της φορτηγίδας πρέπει να είναι απολύτως οριζοντιωμένο ενώ για την εύκολη αποκόλληση του Caisson κατά την καθέλκυσή του διαστρώνεται με αντικολλητικά φύλλα από κατάλληλο υλικό (τα φύλλα αυτά δεν πρέπει να υφίσταται μετακινήσεις ή παραμορφώσεις κατά τη διάρκεια των εργασιών σκυροδέτησης και μέχρι την καθέλκυση του Caisson)¹¹.
- Δεν επιτρέπεται η πτώση του νωπού σκυροδέματος (αντλητού ή μη) από ελεύθερο ύψος μεγαλύτερο του 1,00 m. Επίσης η διάστρωση του σκυροδέματος εντός των μεταλοτύπων θα γίνεται κατά στρώσεις οι οποίες δεν θα υπερβαίνουν τα 40 cm και θα συμπυκνώνονται υποχρεωτικά με δονητή(-ές) σκυροδέματος¹².

Όσον αφορά τον οπλισμό που θα τοποθετείται σε κάθε Caisson πρέπει:

- a) Το ελάχιστο πάχος της επικάλυψης του οπλισμού των συνδετήρων για τα Caisson είναι 60 mm. Είναι δυνατόν το πάχος αυτό να είναι τελικά μεγαλύτερο αν τελικά προκύπτει κάποια τέτοια απαίτηση από τη μελέτη. Κατά τη διάρκεια της σκυροδέτησης γίνεται χρήση των κατάλληλων μέσων για να εξασφαλίζεται η παραμονή του οπλισμού στην τελική του θέση, και επιπλέον σε κάθε περίπτωση θα υπάρχει η απαιτούμενη επικάλυψη από σκυρόδεμα¹³.
- b) Ιδιαίτερη προσοχή θα δίνεται στη διατήρηση της προβλεπόμενης μορφής και της θέσεως των οπλισμών καθώς και στη σωστή σύνδεση, με σύρμα, των συνεχόμενων ράβδων που εφελκούνται ή θλίβονται (κύριοι οπλισμοί), με τον οπλισμό διανομής και τους συνδετήρες¹⁴.
- c) Στους οπλισμούς που καταπονούνται σε εφελκυσμό, η σύνδεσης με σύρμα δεν επιτρέπεται να αντικαθίσταται με συγκόλληση¹⁵.

Τέλος απαγορεύεται η αφαίρεση των πλευρικών τύπων των τεχνητών ογκολίθων πριν την πάροδο τουλάχιστον 12 ωρών από το πέρας της σκυροδέτησης¹⁶. (Η ανωτέρω περίοδος δύναται να επιμηκυνθεί κατά την κρίση του επιβλέποντα μηχανικού εάν προκύψουν δυσμενείς συνθήκες ωρίμανσης.

¹¹ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

¹²ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

¹³ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

¹⁴ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

¹⁵ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

¹⁶ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΟΙ ΚΑΙ ΕΙΔΙΚΗΣ ΜΟΡΦΗΣ Τ.Ο ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

1.3.2 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Πριν την τοποθέτηση των Caisson απαιτείται η διαμόρφωση της επιφάνειας έδρασης του κρηπιδότοιχου. Καταρχάς με κατάλληλα εκσκαφικά μηχανήματα σχηματίζεται στον πυθμένα της θάλασσας (κατά μήκος της τελικής θέσης του κρηπιδότοιχου) σκάμμα βάθους μεγαλύτερου του 1 m και πλάτους που να υπερβαίνει το πλάτος του κρηπιδότοιχου κατά ποσό κατ' ελάχιστο ίσο με το βάθος του σκάμματος και από τις δύο πλευρές¹⁷. Στο σκάμμα αυτό θα διαστρωθεί λιθορριπή έδρασης η οποία θα αναλαμβάνει το σύνολο των φορτίων του κρηπιδότοιχου (μόνιμα & κινητά). Στο ανώτερο τμήμα της λιθορριπής έδρασης θα συμπληρώνεται με λεπτόκοκκο υλικό ώστε να εξασφαλίζεται η απαραίτητη οριζοντιότητα της επιφάνειας έδρασης του κρηπιδότοιχου (οι μέγιστες επιτρεπόμενες ανοχές είναι ± 1 cm)¹⁸.

1.3.3 ΜΕΤΑΦΟΡΑ & ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΤΩΝ CAISSON ΣΤΗΝ ΤΕΛΙΚΗ ΤΟΥΣ ΘΕΣΗ

Δεν επιτρέπεται οποιαδήποτε μετακίνηση των κιβωτίων πριν το σκυρόδεμα αποκτήσει αντοχή ίση με το 95% της προδιαγραφόμενης από τη μελέτη αντοχής των 28 ημερών¹⁹ (ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται για τον λόγο αυτό για το τμήμα εκείνο του Caisson το οποίο σκυροδετείται εν πλω, και το οποίο θα βυθίζεται σταδιακά κατά την πρόοδο των εργασιών). Η μεταφορά των Caisson στην προβλεπόμενη θέση γίνεται με ρυμουλκό. Η πρόσδεση των κάβων έλξης επί των κιβωτίων θα γίνεται σε κατάλληλα προεγκαταστημένα εξαρτήματα (μεταλλικές δέστρες/κρίκοι αγκυρωμένοι στο Caisson).

Κατά τη μεταφορά του Caisson στην τελική του θέση προκειμένου να εξασφαλιστεί η απαραίτητη ισορροπία πλεύσης απαιτείται η πλήρωση των κυψέλων αυτού με νερό μέχρι κάποιου ελάχιστου ύψους. Ο καθορισμός του ελάχιστου αυτού ύψους του νερού γίνεται με βάση τη μελέτη υδροστατικής ευστάθειας του Caisson (ακολουθεί σε επόμενο κεφάλαιο).

Η βύθιση των κιβωτίων στις προδιαγραφόμενες θέσεις γίνεται με κατακλυσμό των κυψέλων με θαλασσινό νερό από κατάλληλο αντλητικό μηχανισμό. Για την ακριβή τοποθέτηση του ογκόλιθου στην τελική του θέση χρησιμοποιούνται συρματοσχοίνα προσδεδεμένα σε γειτονικούς ήδη τοποθετημένους ογκόλιθους ή σε πλωτές εξέδρες χάρη στα οποία μπορούν να πραγματοποιηθούν μικρής κλίμακας μετατοπίσεις όσο ακόμα το Caisson βρίσκεται σε κατάσταση πλεύσης (στη διάρκεια των εργασιών αυτών απαιτείται η επίβλεψη τους από κατάλληλο τοπογραφικό συνεργείο).

Μετά την τοποθέτηση των Caisson, τοποθετούνται ειδικές προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος (πλάκες ποδός) για τη προστασία της λιθορριπής έδρασης από εκσκαφή αυτής που μπορεί να προκληθεί από τους έλικες των πλοίων

¹⁷Κ.ΜΕΜΟΣ: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΛΙΜΕΝΙΚΑ ΕΡΓΑ

¹⁸Κ.ΜΕΜΟΣ: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΛΙΜΕΝΙΚΑ ΕΡΓΑ

¹⁹ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

1.3.4 ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Πριν από την κατασκευή των ανωδομών και πριν από την πλήρωση των Caisson αυτά θα προφορτίζονται με τη προσθήκη τεχνητών ογκολίθων προφόρτισης. Στα πλαίσια της μελέτης της προφόρτισης των Caisson για τον υπολογισμό του φορτίου προφόρτισης αθροίζονται: α) το βάρος της ανωδομής, β) το φαινόμενο (υπό άνωση) βάρος του υλικού πληρώσεως των κυψελών και γ) τα προβλεπόμενα από τη μελέτη του έργου κινητά φορτία λειτουργίας του. Οι ογκόλιθοι προφόρτισης θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο σε κάθε Caisson ώστε να εξασφαλίζεται ομοιόμορφη κατανομή του φορτίου και να αποφεύγεται η μερική έδραση τους σε γειτονικά Caisson.

Κατά τις εργασίες αυτές θα κρατείται αναλυτικό αρχείο σε ημερήσια βάση με στοιχεία για τις υποχωρήσεις των τεσσάρων γωνιών στην επιφάνεια του Caisson. Η διάρκεια της προφόρτισης θα είναι 20 ημέρες από την τοποθέτηση του 1^{ου} ογκόλιθου προφόρτισης²⁰ (ενώ μπορεί να συντομευθεί εάν ο μέσος όρος των υποχωρήσεων επί 3 συνεχόμενες ημέρες είναι κάτω από 1mm).

1.3.5 ΠΛΗΡΩΣΗ ΤΩΝ ΚΥΨΕΛΩΝ ΤΩΝ CAISSON ΜΕ ΕΔΑΦΙΚΑ ΥΛΙΚΑ

Οι κρηπιδότοιχοι από κυψελωτούς τεχνητούς ογκόλιθους ανήκουν στην κατηγορία των κρηπιδότοιχων βαρύτητας. Δηλαδή η ίδια η μάζα του κρηπιδότοιχου αποτελεί τα κύριο φορτίο ευστάθειας της κατασκευής. Για τον λόγο αυτό (προκειμένου να αυξήσουμε τη μάζα της κατασκευής) αφού τοποθετηθεί στην τελική του θέση οι κυψέλες του Caisson πληρώνονται με εδαφικά και πετρώδη υλικά.

²⁰ΕΛΟΤ: ΕΛΛΗΝΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ ΠΡΟΔΙΑΓΡΑΦΗ: ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΑΠΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

1.4 ΜΕΛΕΤΗ ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΗΣ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ CAISSON

Στα πλαίσια της μελέτης υδροστατικής ευστάθειας του Caisson υπολογίζεται η τιμή του μετακεντρικού ύψους κατά τη πλευση του στη θάλασσα, η οποία πρέπει να είναι μεγαλύτερη του μηδενός. Για την εξασφάλιση επιπλέον ασφάλειας προτείνεται η τελική τιμή του μετακεντρικού ύψους να είναι κατ' ελάχιστον ίση με το 5% του βυθίσματος του Caisson.

Δεδομένης 1) της χρήσης νερού στις κυψέλες του Caisson ως αντίβαρου για την εξασφάλιση της απαραίτητης ευστάθειας και 2) της ύπαρξης οπών στο κάτω μέρος των τοιχίων του Caisson μέσω δια των οποίων είναι δυνατή η επικοινωνία του νερού ανάμεσα στις κυψέλες, η σχέση με την οποία υπολογίζεται η τελική τιμή του μετακεντρικού ύψους του Caisson είναι η εξής.

$$\frac{I' - \Sigma i}{V'} - \overline{CG} = \overline{GM} \quad , \text{σχέση 1}$$

όπου: I' : η ροπή αδράνειας λαμβάνοντας υπόψη το και νερό στις κυψέλες.
 i : η ροπή αδράνειας των επιφανειών νερού στο εσωτερικό των θαλάμων για κεντρική γραμμή παράλληλη ως προς τον άξονα περιστροφής του Caisson.
 $V_{εκ}$: το εκτόπισμα του Caisson στη θάλασσα.
 C : το κέντρο άνωσης του Caisson κατά τη πλευση του.
 G : το κέντρο βάρους Caisson, λαμβάνοντας υπ' όψιν το νερό στις κυψέλες.
 M : το μετάκεντρο του Caisson κατά τη πλευση του.
 \overline{CG} και \overline{GM} : οι αποστάσεις ανάμεσα στο κέντρο άνωσης, το κέντρο βάρους και το μετάκεντρο του Caisson

ορίζονται επιπλέον:

h_b : το ύψος του βυθίσματος του Caisson
 h_v : το ύψος του νερού στις κυψέλες του Caisson
 h_g : το ύψος του κέντρου βάρους G σε σχέση με τη βάση του Caisson.
 h_a : το ύψος του κέντρου άνωσης C σε σχέση με τη βάση του Caisson.
 $W_{πλ}$: το συνολικό βάρος (συμπεριλαμβανομένου του νερού των κυψελών) του Caisson κατά τη πλευση του.
 A : η άνωση που ασκείται στο Caisson κατά τη πλευση του

υπολογίζονται τα μεγέθη:

$$V_{εκ} = V_{βασ} + E \times (h_b - h_v) = 241,80 + 315,62 \times (h_b - 0,65) \\ = 36,65 + 315,62 \times h_b$$

$$W_{πλ} = (V_b + V_{βασ}) \times \gamma_b + E_{κεν} \times h_v \times \gamma_v \\ = (1.054,93 + 241,80) \times 25 + 262,48 \times h_v \times 10 \\ = 32.418,21 + 2.624,80 \times h_v$$

$$A = V_{εκ} \times \gamma_v = (36,65 + 315,62 \times h_b) \times 10 = 366,50 + 3.156,2 \times h_b$$

και δεδομένου ότι κατά τη πλεύση του Caisson το βάρος του ισούται με την άνωση που ασκείται σε αυτό: $W_{\pi\lambda} = A \Leftrightarrow 32.418,21 + 2.624,80 \times h_v = 366,50 + 3.156,20 \times h_{\beta}$

$$\Leftrightarrow h_{\beta} = 10,16 + 0,83 \times h_v \quad , \text{σχέση 2}$$

και, $V_{\epsilon\kappa} = 36,65 + 315,62 \times (10,16 + 0,83 h_v) = 3.243,35 + 261,96 \times h_v$

$$h_g = \frac{[V_{\beta\alpha\sigma} \times 0,5 \times h_b + V_b \times (0,5 \times h + h_b)] \times \gamma_b + E_{\kappa\epsilon\nu} \times h_v \times \gamma_v \times (0,5 \times h_v + h_b)}{W_{\pi\lambda}}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{[241,8 \times 0,5 \times 0,65 + 1.054,93 \times (0,5 \times 19,85 + 0,65)]}{32.418,21 + 2.624,80 \times h_v} \\ &= \frac{0,50 \times h_v^2 + 0,65 \times h_v + 107}{12,35 + h_v} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_a &= \frac{0,50 \times V_{\beta\alpha\sigma} \times h_b + (V_{\epsilon\kappa} - V_{\beta\alpha\sigma}) \times [0,5 \times (h_{\beta} - h_b) + h_b]}{V_{\epsilon\kappa}} \\ &= \frac{0,50 \times 241,8 \times 0,65 + (36,65 + 315,62 \times h_{\beta} - 241,80) \times 0,5 \times (h_{\beta} + 0,65)}{36,65 + 315,62 \times h_{\beta}} \\ &= \frac{157,81 \times h_{\beta}^2 + 11,91}{36,65 + 315,62 \times h_{\beta}} \quad , \text{ και εφαρμόζοντας τη σχέση 2} \end{aligned}$$

$$h_a = \frac{157,81 \times (10,16 + 0,83 \times h_v)^2 + 11,91}{36,65 + 315,62 \times (10,16 + 0,83 \times h_v)} = \frac{0,42 \times h_v^2 + 10,16 \times h_v + 62,23}{12,38 + h_v}$$

$$\begin{aligned} \overline{CG} = h_g - h_a &= \frac{0,50 \times h_v^2 + 0,65 \times h_v + 107}{12,35 + h_v} - \frac{0,42 \times h_v^2 + 10,16 \times h_v + 62,23}{12,38 + h_v} \\ &= \frac{0,08 \times h_v^3 - 8,51 \times h_v^2 - 72,66 \times h_v + 556,12}{(12,35 \times h_v) \times (12,38 + h_v)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I' &= 2 \times \left[\frac{L \times t_{\xi}^3}{12} + \left(\frac{3}{2} \times b_{\kappa} + \frac{t_{\xi}}{2} + t_{\sigma} \right)^2 \times (L + t_{\xi}) \right] + \frac{1 \times (b - 2 \times t_{\xi})^3}{12} \\
 &= 2 \times \left[\frac{24,8 \times 0,4^3}{12} + \left(\frac{3}{2} \times 3,95 + \frac{0,4}{2} + 0,25 \right)^2 \times (24,8 + 0,4) \right] + \frac{23,95 \times (13,15 - 2 \times 0,4)^3}{12} \\
 &= 4.566,03 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\Sigma i = 14 \times \frac{I_{\kappa\psi 2} \times b_{\kappa}^3}{12} + \frac{I_{\kappa\psi 1} \times b_{\kappa}^3}{12} = 14 \times \frac{3,65 \times 3,95^3}{12} + \frac{15,35 \times 3,95^3}{12} = 341,28 \text{ m}^4$$

οπότε εφαρμόζοντας τις παραπάνω σχέσεις για την επίλυση της **σχέσης 1** προκύπτει:

$$\frac{4.566,03 - 341,28}{3.243,35 + 261,96 \times h_{\nu}} - \frac{0,08 \times h_{\nu}^3 - 8,51 \times h_{\nu}^2 - 72,66 \times h_{\nu} + 556,12}{12,35 \times h_{\nu} \times (12,38 + h_{\nu})} \geq 0,05 \times h_{\beta}$$

εφαρμόζοντας τη **σχέση 2** και επιλύοντας ως προς h_{ν} :

$$0,12 \times h_{\nu}^3 - 6,98 \times h_{\nu}^2 - 69,88 \times h_{\nu} + 434,57 \geq 0$$

Επιλύοντας την ανίσωση αυτή υπολογίζουμε την ελάχιστη ποσότητα του νερού που απαιτείται στις κυψέλες του Caisson για να εξασφαλισθεί η υδροστατική ευστάθεια κατά τη πλεύση του

$$h_{\nu} \geq 4,418 \text{ m} \approx 4,50 \text{ m (προσέγγιση υπέρ της ασφάλειας)}$$

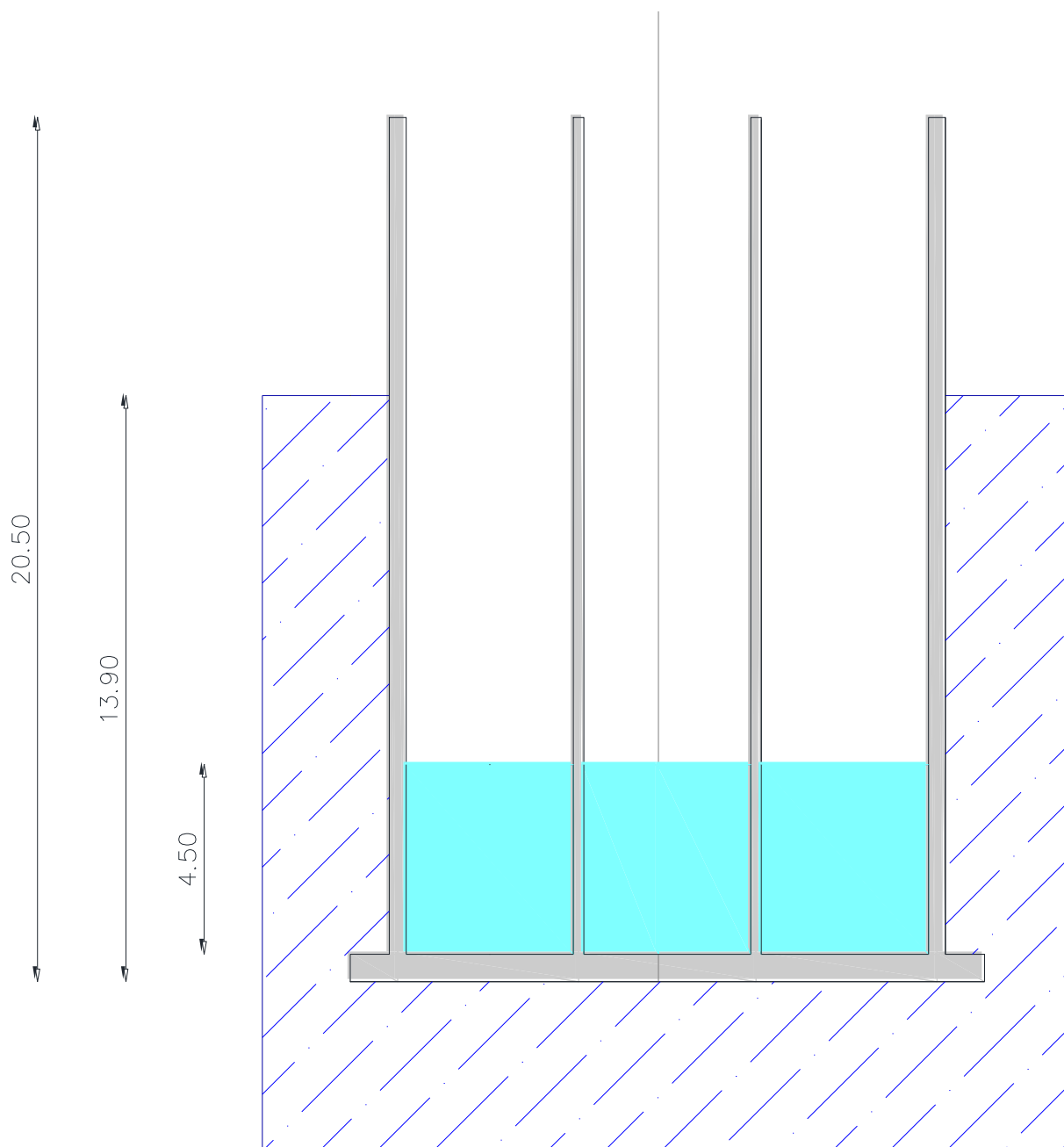
Αντίστοιχα το τελικό βύθισμα του Caisson κατά την πλεύση του είναι:

$$h_{\beta} = 10,16 + 0,83 \times h_{\nu} = 10,16 + 0,83 \times 4,5 = 13,90 \text{ m}$$

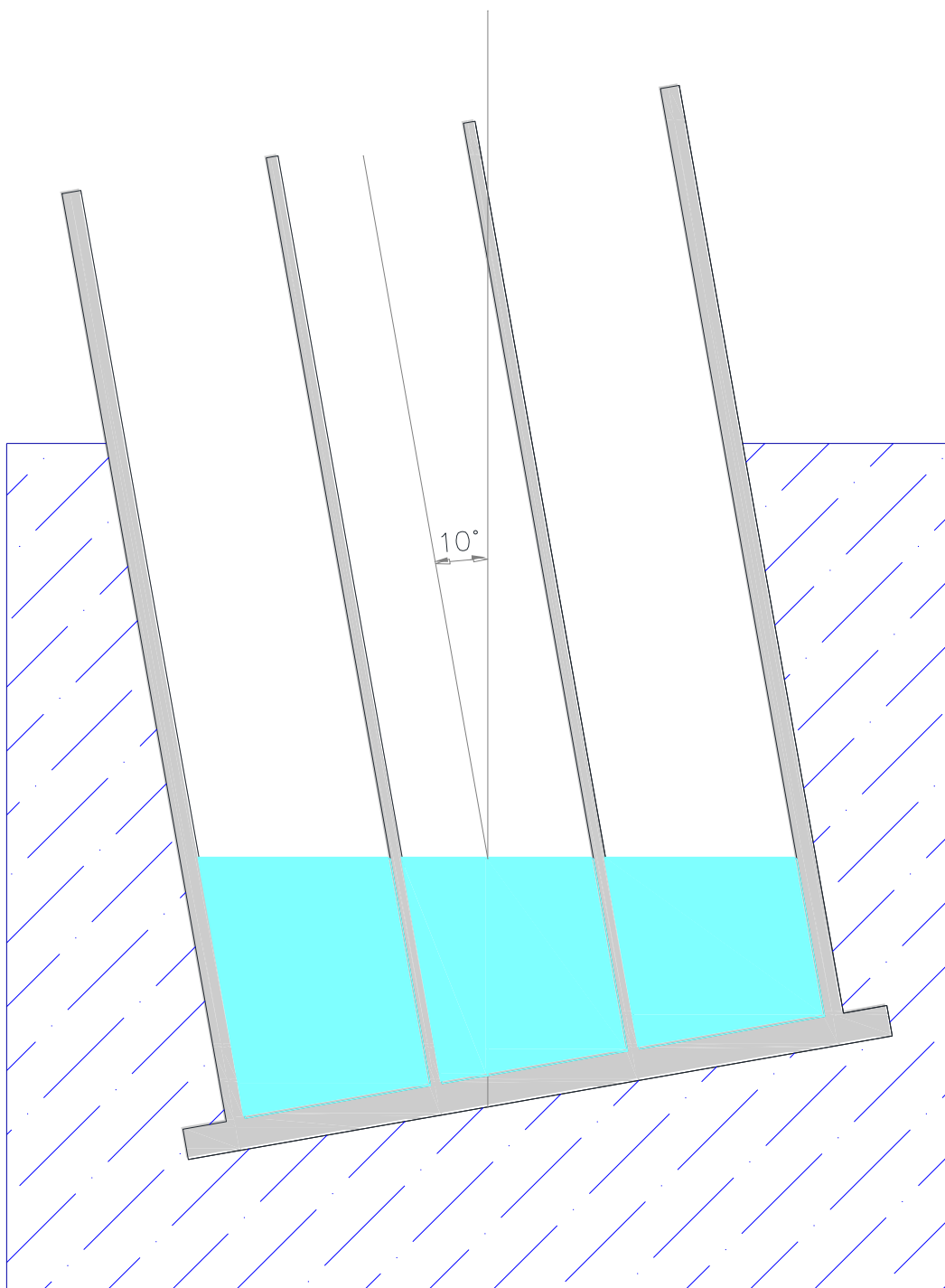
Ενώ το ύψος του κέντρου βάρους και του κέντρου άνωσης του Caisson κατά την πλεύση του είναι:

$$h_g = \frac{0,50 \times h_{\nu}^2 + 0,65 \times h_{\nu} + 107}{12,35 + h_{\nu}} = \frac{0,50 \times 4,5^2 + 0,65 \times 4,5 + 107}{12,35 + 4,5} = 7,12 \text{ m}$$

$$h_a = \frac{157,81 \times h_{\beta}^2 + 11,91}{36,65 + 315,62 \times h_{\beta}} = \frac{157,81 \times 13,9^2 + 11,91}{36,65 + 315,62 \times 13,9} = 6,90 \text{ m}$$



Σχήμα 1.6: Εγκάρσια Τομή Caisson κατά τη πλευση



Σχήμα 1.7: Εγκάρσια Τομή Caisson κατά τη πλευρή υπό γωνία 10° κατά τον κατακόρυφο άξονα

2.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η εκτίμηση των φορτίων και δυνάμεων που καταπονούν την κατασκευή δεν είναι πάντα δυνατή με ακρίβεια. Η κατανομή μιας φόρτισης καθορίζεται συνεχώς με παραδοχές και προσεγγίσεις, ακόμα κι αν η φόρτιση είναι γνωστή. Τα φορτία που δρουν στην κατασκευή διακρίνονται σε τέσσερις κατηγορίες:

- **Τα Μόνιμα Φορτία (Dead Loads)**
- **Τα Κινητά Φορτία (Live Loads)**
- **Τα Τυχηματικά Φορτία (Accidental Loads)**, τα οποία δεν εξετάζονται στην συγκεκριμένη εργασία
- **Τα Σεισμικά Φορτία (Seismic Loads)**

Τα παραπάνω φορτία μπορούν να δρουν ταυτόχρονα σε συνδυασμό. Για τον έλεγχο του κρηπιδότοιχου λαμβάνεται υπ' όψιν η ακριβής τιμή των φορτίων αυτών καθώς και των δυνατών συνδυασμών τους. Τέλος πρέπει να σημειωθεί ότι στα πλαίσια του ελέγχου έναντι ανατροπής του κρηπιδότοιχου είναι απαραίτητος εκτός από τον υπολογισμό της τιμής και ο προσδιορισμός του σημείου εφαρμογής κάθε φορτίου και της απόστασης του από τον πόδα του κρηπιδότοιχου (σημείο Ο στα σχέδια).

Τέλος για τις ανάγκες υπολογισμού των φορτίων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο ορίζονται οι παρακάτω χαρακτηριστικές τιμές για τα υλικά της διατομής:

1) Σκυρόδεμα:	Ειδικό βάρος σκυροδέματος:	$\gamma_b = 25,00 \text{ kN/m}^3$
2) Υλικά Επίχωσης:	Ειδικό βάρος ξηρού εδάφους:	$\gamma_\phi = 18,50 \text{ kN/m}^3$
	Ειδικό βάρος κορεσμένου εδάφους:	$\gamma_k = 21,00 \text{ kN/m}^3$
	Γωνία διατμητικής αντοχής:	$\phi = 40^\circ$
	Γωνία τριβής:	$\delta = \frac{\phi}{2} = \frac{40^\circ}{2} = 20^\circ$
3) Νερό:	Ειδικό βάρος νερού:	$\gamma_u = 10 \text{ kN/m}^3$
4) Λιθορριπή Έδρασης:	Συντελεστής ολίσθησης:	$\mu = 0,60$

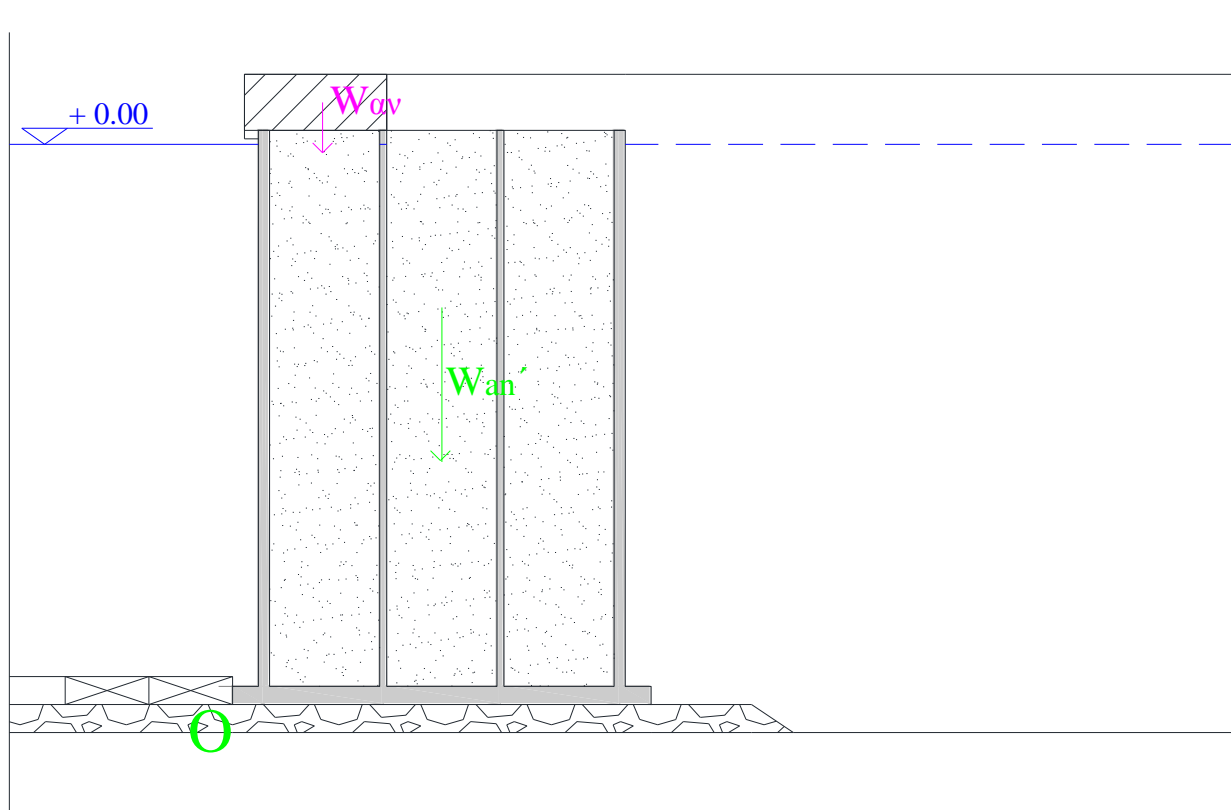
2.2 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

Με τον όρο αυτό εννοείται το σύνολο των δράσεων, οι οποίες αναμένεται να επενεργήσουν κατά τη διάρκεια μιας δεδομένης περιόδου επαναφοράς και για την οποία η διαφοροποίηση του μεγέθους του στο χρόνο είναι αμελητέα. Παλαιότερος όρος για τις μόνιμες δράσεις ήταν “νεκρά φορτία”.

2.2.1 ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ & ΑΝΩΔΟΜΗΣ

Στην κατηγορία αυτή εκτός από το Ίδιο Βάρος του κρηπιδότοιχου εντάσσεται και το βάρος της ανωδομής.

Για τον υπολογισμό του ίδιου βάρους της κατασκευής λαμβάνεται υπ’ όψιν τόσο το εν ξηρώ όσο και το υπό άνωση ειδικό της βάρος για το τμήμα της εκείνο το οποίο βρίσκεται κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας. Στην περίπτωση όπου το εύρος της παλίρροιας εντός της λιμενολεκάνης είναι σημαντικό τότε για τον υπολογισμό των φορτίων αυτών σε ελέγχους έναντι ανατροπής και ολίσθησης του κρηπιδότοιχου θα χρησιμοποιήσουμε τη δυσμενέστερη τιμή του ειδικού βάρους του (την ελάχιστη), η οποία προκύπτει για την Ανώτερη Στάθμη της Θάλασσας. Στη χώρα μας επειδή τα εύρος των παλιρροϊκών φαινομένων δεν είναι σημαντικό οι υπολογισμοί γίνονται με βάση τη Μέση Στάθμη της Θάλασσας.



Σχήμα 2.1: Ίδια Βάρη Κρηπιδότοιχου & Ανωδομής

- Βάρος της βάσης του Caisson: $W_{\beta\alpha\sigma} = V_{\beta\alpha\sigma} \times \gamma_b = 241,8 \times 25 = 6.045,00 \text{ kN}$
- Βάρος υλικού πλήρωσης των κυψελών: $W_{\text{fil}} = E_{\text{κεν}} \times [\gamma_{\kappa} \times (h - h_0) + \gamma_{\varphi} \times h_0]$
 $= 262,48 \times [21 \times (19,85 - 0,5) + 18,5 \times 0,5]$
 $= 109.085,65 \text{ kN}$
- Συνολικό Βάρος του Caisson: $W_{\text{tot}} = W_{\beta\alpha\sigma} + W_{\text{fil}} + V_b \times \gamma_b$
 $= 6.045 + 109.085,65 + 1.054,93 \times 25$
 $= 141.503,86 \text{ kN}$
- Υπό Άνωση Βάρος του Caisson: $W_{\text{an}} = W_{\text{tot}} - (V_{\text{tot}} - E \times h_0) \times \gamma_v$
 $= 141.503,86 - (6.506,91 - 315,62 \times 0,5) \times 10$
 $= 78.012,90 \text{ kN}$
- Ανά Μονάδα Μήκους Βάρους του Caisson: $W_{\text{tot}}' = \frac{W_{\text{tot}}}{L} = \frac{141.503,86}{24,8} = 5.705,80 \text{ kN/m}$
- Ανά Μονάδα Μήκους υπό Άνωση Βάρους του Caisson: $W_{\text{an}}' = \frac{W_{\text{an}}}{L} = \frac{78.012,90}{24,8}$
 $= 3.145,68 \text{ kN/m}$

Απόσταση σημείου εφαρμογής των δυνάμεων αυτών από τον πόδα του κρηπιδότοιχου:

$$l_w = \frac{B}{2} = \frac{15}{2} = 7,50 \text{ m}$$

Ύψος Κέντρου Βάρους του Caisson από τη βάση του:

$$h_{\text{KB}} = \frac{W_{\beta\alpha\sigma} \times \frac{h_B}{2} + (W_{\text{tot}} - W_{\beta\alpha\sigma}) \times (h_B + \frac{h}{2})}{W_{\text{tot}}}$$

$$= \frac{6.045 \times \frac{0,65}{2} + (141.503,86 - 6.045) \times (0,65 + \frac{19,85}{2})}{141.503,86} = 10,14 \text{ m}$$

- Βάρος της Ανωδομής: $W_{\text{av}} = V_{\text{av}} \times \gamma_b = 10,35 \times 25 = 258,75 \text{ kN/m}$

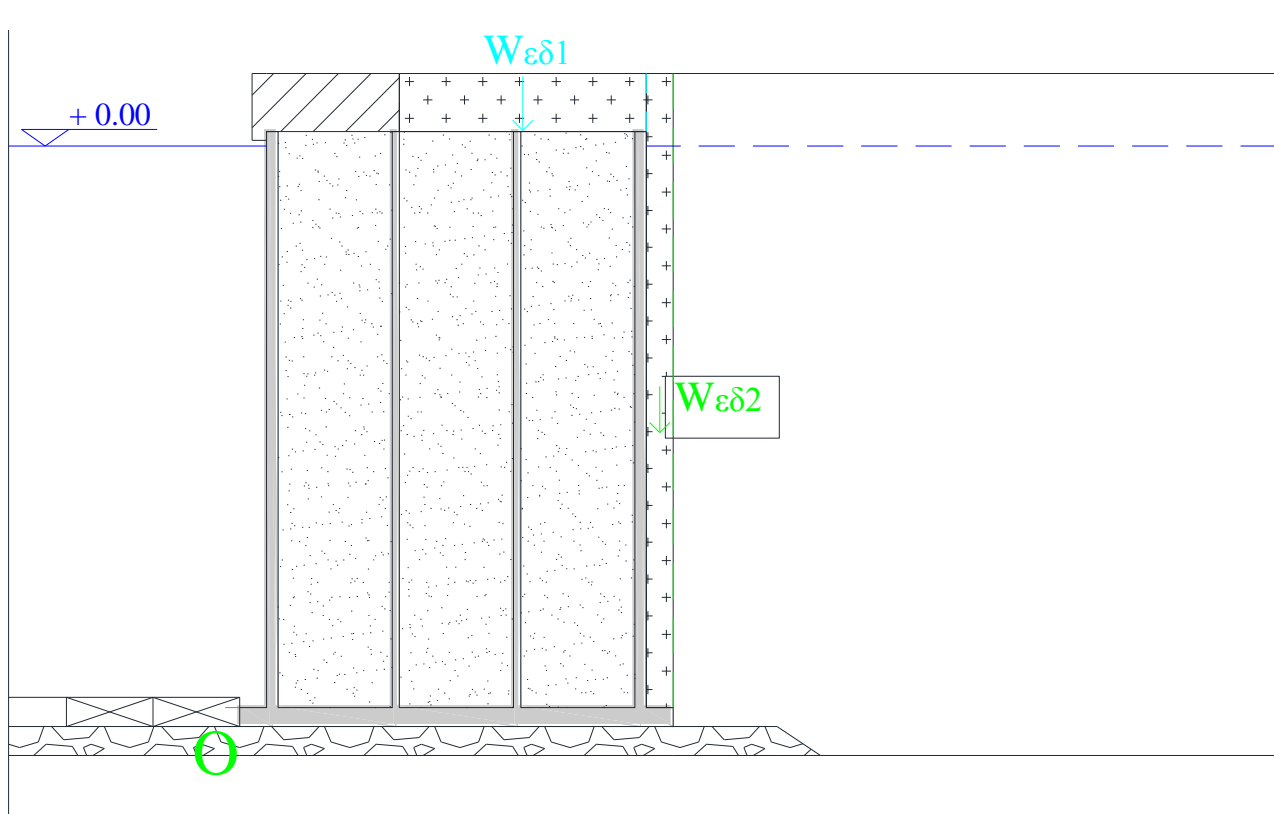
$$l_{\text{av}} = \frac{h_{\text{εξ}} \times b_{\text{εξ}} \times (b' - \frac{b_{\text{εξ}}}{2}) + (V_{\text{av}} - h_{\text{εξ}} \times b_{\text{εξ}}) \times (b' + \frac{b_{\text{av}} - b_{\text{εξ}}}{2})}{V_{\text{av}}}$$

$$= \frac{2,3 \times 0,5 \times (0,925 - \frac{0,5}{2}) + (10,35 - 2,3 \times 0,5) \times (0,925 + \frac{5,1 - 0,5}{2})}{10,35} = 2,94 \text{ m}$$

2.2.2 ΒΑΡΟΣ ΕΠΙΧΩΣΗΣ ΚΑΙ ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΩΝ

Πρόκειται για το κατακόρυφο φορτίο που ασκείται στον κρηπιδότοιχο από τις εδαφικές μάζες (επιχώσεις και επιστρώσεις) που συγκρατούνται και υπέρκεινται αυτού από τη πλευρά της στεριάς. Η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα στο επίχωμα θεωρείται ότι ταυτίζεται με την ελεύθερη στάθμη της θάλασσας, ενώ και σε αυτή την περίπτωση απαιτείται να λάβουμε υπ' όψιν μας την επιρροή της άνωσης στο ειδικό βάρος των εδαφικών μαζών.

Όπως φαίνεται και στο σχήμα ορίζονται τα φορτία:



Σχήμα 2.2: Φορτία λόγω Βάρους Επιχώσεων

- $W_{εδ1} = [b - (b_{αν} - b_{εξ})] \times h_{αν} \times \gamma_{φ} = (13,15 - 5,1 + 0,5) \times 2 \times 18,5 = 316,35 \text{ kN/m}$

$$l_{εδ1} = \frac{b - (b_{αν} - b_{εξ})}{2} + b_{αν} - b_{εξ} + b' = \frac{13,15 - (5,1 - 0,5)}{2} + 5,1 - 0,5 + 0,925 = 9,80 \text{ m}$$

Παρατήρηση: Κατά κανόνα πάνω από τον κρηπιδότοιχο στον χώρο πίσω από την ανωδομή σκυροδετείται δάπεδο εργασίας από σκυρόδεμα πάχους 10-15 cm όπως φαίνεται και για την υπό εξέταση διατομή. Ωστόσο επιλέγουμε υπέρ της ασφάλειας να αγνοήσουμε την ύπαρξη της συγκεκριμένης πλάκας και να θεωρήσουμε ότι αυτός ο χώρος καλύπτεται από υλικά επίχωσης.

$$\begin{aligned} \bullet \quad W_{\varepsilon\delta 2} &= [(h - h_0) \times (\gamma_k - \gamma_u) + (h_0 + h_{av}) \times \gamma_\phi] \times b' \\ &= [(19,85 - 0,5) \times (21 - 10) + (0,5 + 2) \times 18,5] \times 0,925 = 239,67 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$I_{\varepsilon\delta 2} = b \times \frac{3}{2} \times b' = 13,15 + \frac{3}{2} \times 0,925 = 14,54 \text{ m}$$

2.2.3 ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΙΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΥΛΙΚΩΝ ΕΠΙΧΩΣΗΣ

Οι κρηπιδότοιχοι δέχονται ωθήσεις από τις γαίες που συγκρατούν, λειτουργώντας σαν συμβατικοί τοίχοι αντιστήριξης. Για τους συνηθισμένους κρηπιδότοιχους βαρύτητας, όπως ο υπό εξέταση, οι ενεργητικές ωθήσεις αναπτύσσονται σε καταστάσεις που υπάρχει η δυνατότητα μικρής περιστροφής της κατασκευής (της τάξης ολίγων χιλιοστών) περί το θεμέλιο του κρηπιδότοιχου και απομάκρυνσης του από το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό.

Ενεργητικές ωθήσεις προκαλούνται τόσο από βάρος των γαιώδων υλικών του πρίσματος ολίσθησης, όσο και από τα φορτία εκείνα (κινητά και μόνιμα) που ασκούνται πίσω από τον κρηπιδότοιχο και μεταφέρονται σε αυτόν μέσω του εδαφικού υλικού.

Για την ανακούφιση των κρηπιδότοιχων από αυτές τις ενεργητικές ωθήσεις διαμορφώνεται από την εσωτερική του πλευρά ανακουφιστικό πρίσμα από κατάλληλη λιθορριπή. Λόγω της μεγάλης διαπερατότητας των υλικών αυτών θεωρείται ότι η στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα πίσω από τον κρηπιδότοιχο ταυτίζεται με τη στάθμη της θάλασσας.

Για τον υπολογισμό των φορτίων αυτών ορίζονται οι στάθμες 0, 1 και 10 σε βάθος 0,00, 2,50 και 22,50 από την επιφάνεια του εδάφους, που αντιστοιχούν στην επιφάνεια του εδάφους, τη στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα και τη στάθμη έδρασης του κρηπιδότοιχου.

Πίνακας 2.1: Κατακόρυφη Ενεργός Τάση

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ				
Στάθμη	Βάθος h_i (m)	Ειδικό Βάρος γ_j (kN/m ³)	Υπό Άνωση Ειδικό Βάρος γ_j' (kN/m ³)	Ενεργός Τάση σ'_i (kPa)
				$\sigma'_i = \sigma'_{i-1} + \gamma_j' \times (h_i - h_{i-1})$
0	0,00	$\gamma_\phi = 18,5$	18,5	0,00
1	2,50			46,25
10	22,50	$\gamma_k = 21$	11	266,25

Για τον υπολογισμό των ενεργητικών ωθήσεων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο χρησιμοποιείται η Θεωρία Coulomb. Στα πλαίσια της θεωρίας αυτής το γαιώδες υλικό θεωρείται ομοιογενές και μηδενικής συνοχής ενώ οι συνθήκες φόρτισης είναι στραγγισμένες. Οι παραπάνω

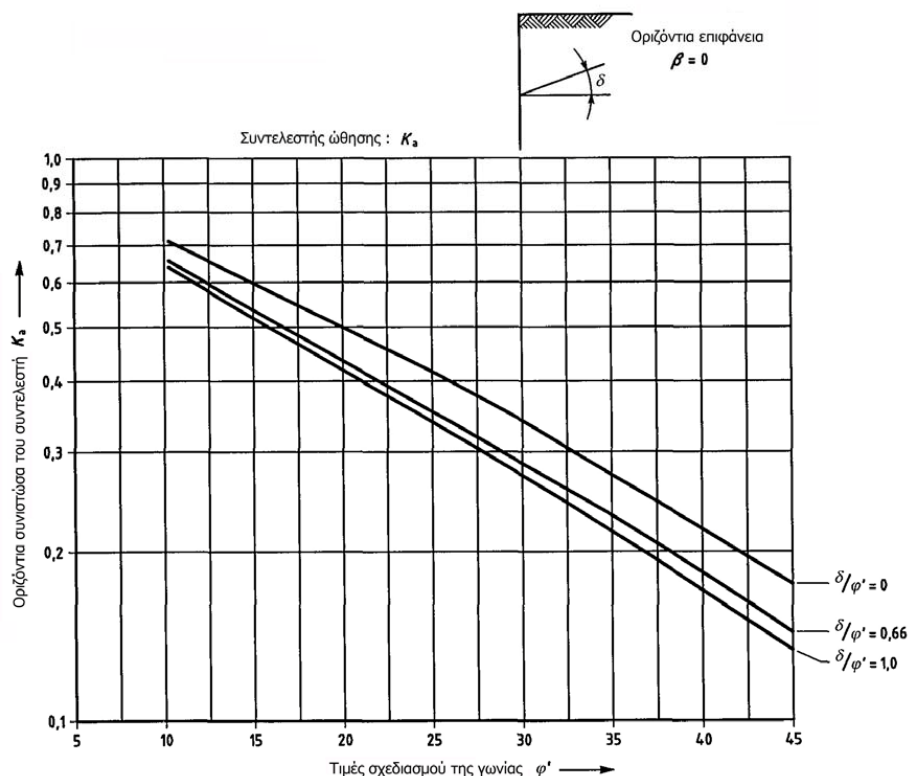
προϋποθέσεις τηρούνται σε ικανοποιητικό βαθμό στην περίπτωση των επιχωμάτων λιμενικών έργων καθιστώντας τη Θεωρία Coulomb κατάλληλο εργαλείο για τον υπολογισμό των φορτίων αυτών.

Παρατήρηση: Όσον αφορά τη φορά των φορτίων λόγω ενεργητικών ωθήσεων Φ_{i-j} είναι δυνατόν εφ’ όσον η γωνία τριβής της διεπιφάνειας του κρηπιδότοιχου με τα γαιώδη υλικά είναι μικρότερη των 20° , η παραπάνω υπόθεση είναι υπέρ της ασφάλειας του κρηπιδότοιχου.

Με βάση τη θεωρία Coulomb ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων K_a υπολογίζεται από τη σχέση:

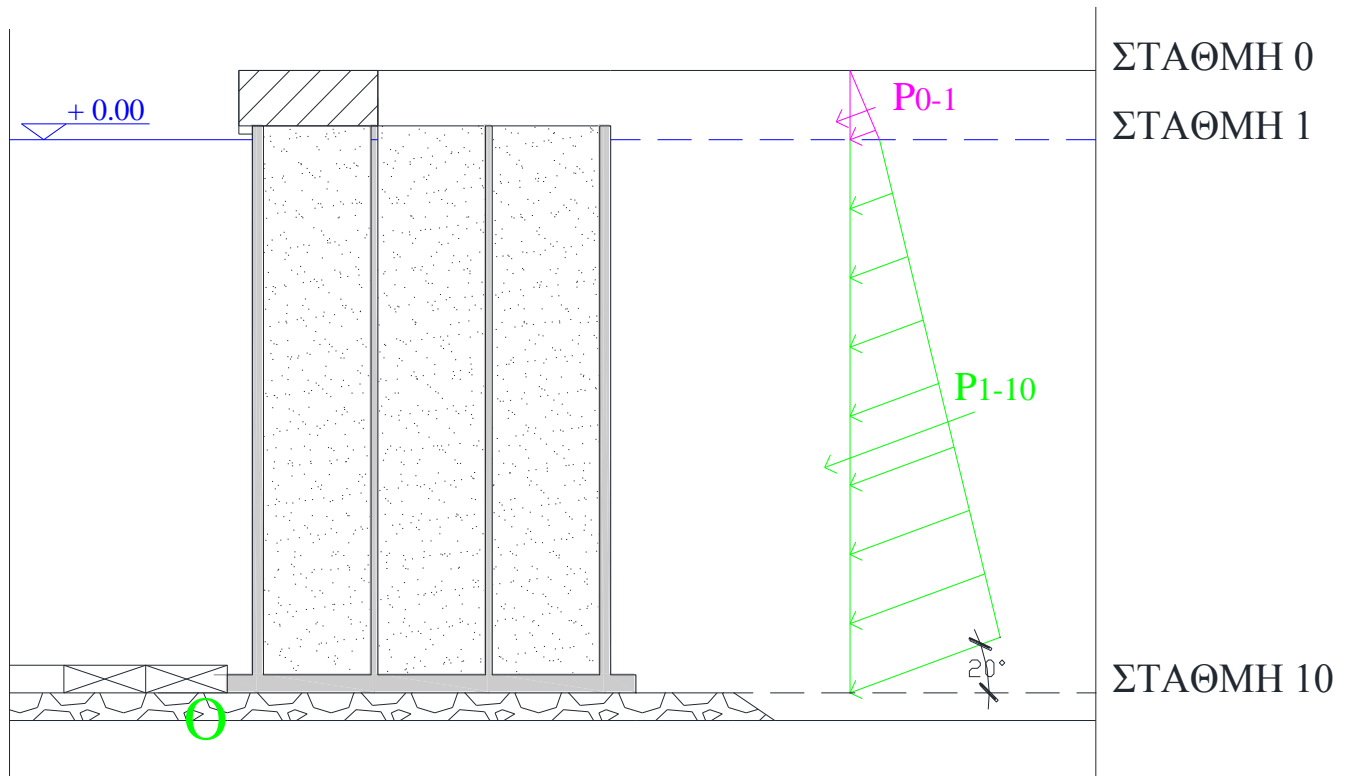
$$K_a = \frac{\cos^2\varphi}{[\sqrt{\cos\delta} \times \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \times \sin\varphi}]^2} = \frac{\cos^2 40^\circ}{[\sqrt{\cos 20^\circ} \times \sqrt{\sin(40^\circ + 20^\circ) \times \sin 40^\circ}]^2} = 0,20$$

Για επαλήθευση των παραπάνω υπολογισμών χρησιμοποιούμε τους αντίστοιχους πίνακες που δίνονται από τον *Ευρωκώδικα 7* για οριζόντια αντιστηριζόμενη επιφάνεια. Από τους πίνακες αυτούς προκύπτει $K_a = 0,20$.



Σχήμα 2.3: Διάγραμμα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων γαιών K_a , για οριζόντια αντιστηριζόμενη επιφάνεια ($\beta = 0$)²¹

²¹ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ. ΚΑΒΒΑΔΑ, Β. ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ: “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”



Εικόνα 2.4: Ενεργητικές Ωθήσεις λόγω Ιδίου Βάρους Γαιών

Επειδή η διεύθυνση των ενεργητικών ωθήσεων σχηματίζει γωνία $\delta = 20^\circ$ με την οριζόντιο θα υπολογίσουμε την οριζόντια και τη κατακόρυφη συνιστώσα του συντελεστή αυτού από τις σχέσεις:

$$K_{ah} = K_a \times \cos\delta = 0,20 \times \cos 20^\circ = 0,19$$

$$K_{av} = K_a \times \sin\delta = 0,20 \times \sin 20^\circ = 0,07$$

Πίνακας 2.2: Οριζόντιες & Κατακόρυφες Ενεργητικές Ωθήσεις λόγω Ιδίου Βάρους Γαιών

ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ				
Στάθμη	Βάθος h_i (m)	Ενεργός Τάση σ'_i (kPa)	Οριζόντιες Ενεργητικές Ωθήσεις σ_{hai} (kPa)	Κατακόρυφες Ενεργητικές Ωθήσεις σ_{vai} (kPa)
			$\sigma_{hai} = K_{ah} \times \sigma'_i$	$\sigma_{vai} = K_{av} \times \sigma'_i$
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	2,50	46,25	8,67	3,15
10	22,50	266,25	49,89	18,16

$$\bullet \quad P_{h0-1} = \frac{\sigma_{ha0} + \sigma_{ha1}}{2} \times (h_1 - h_0) = \frac{0 + 8,67}{2} \times (2,5 - 0) = 10,83 \text{ kN/m}$$

$$hh_{0-1} = [(h_{10} - h_1) + \frac{h_1 - h_0}{3}] = [(22,5 - 2,5) + \frac{2,5 - 0}{3}] = 20,83 \text{ m}$$

$$\bullet \quad P_{h1-10} = \frac{\sigma_{ha1} + \sigma_{ha10}}{2} \times (h_{10} - h_1) = \frac{8,67 + 49,89}{2} \times (22,5 - 2,5) = 585,60 \text{ kN/m}$$

$$hh_{1-10} = \left(\frac{2 \times \sigma_{ha1} + \sigma_{ha10}}{\sigma_{ha1} + \sigma_{ha10}} \times \frac{h_{10} - h_1}{3} \right) = \left(\frac{2 \times 9,22 + 53,10}{9,22 + 53,10} \times \frac{22,5 - 2,5}{3} \right) = 7,65 \text{ m}$$

$$\bullet \quad P_{v0-1} = \frac{\sigma_{va0} + \sigma_{va1}}{2} \times (h_1 - h_0) = \frac{0 + 3,15}{2} \times (2,5 - 0) = 3,94 \text{ kN/m}$$

$$\bullet \quad P_{v1-10} = \frac{\sigma_{va1} + \sigma_{va10}}{2} \times (h_{10} - h_1) = \frac{3,15 + 18,16}{2} \times (22,5 - 2,5) = 213,16 \text{ kN/m}$$

$$lv_{0-1} = lv_{1-10} = lv = b + b' = 13,15 + 0,925 = 14,08 \text{ m}$$

2.2.4 ΥΔΡΟΣΤΑΤΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει πίσω από τον κρηπιδότοιχο ,από τη πλευρά της στεριάς, διαμορφώνεται ανακουφιστικό πρίσμα λιθορριπών υψηλής διαπερατότητας. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα οι υδροστατική πίεση που ασκείται στην εξωτερική του κρηπιδότοιχου να εξισορροπείται από αυτή που ασκείται στην εσωτερική του πλευρά και γι' αυτό να αγνοούνται.

Η παραπάνω θεώρηση δεν ισχύει σε περίπτωση που εμφανίζονται έντονοι κυματισμοί εντός της λιμενολεκάνης ,είτε όταν στην περιοχή του λιμένα λαμβάνουν χώρα μεγάλου εύρους παλιρροϊκά φαινόμενα, κίνδυνος ο οποίος δεν υφίσταται για τα λιμενικά έργα στη χώρα μας.

Ένας επιπλέον λόγος για τον οποίο μπορούμε να αγνοήσουμε την υδροδυναμική δράση είναι ότι η συνεισφορά της είναι υπέρ της ευστάθειας της κατασκευής εμποδίζοντας της περιστροφή του κρηπιδότοιχου περί τον εξωτερικό του πόδα, ή την ολίσθησή του.

2.3 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

2.3.1 ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΦΟΡΤΙΟΥ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΛΙΜΕΝΑ

Λόγω των φορτίων λειτουργίας του λιμένα που δρουν στο κρηπιδότοιχο προκαλείται αύξηση των πλευρικών τάσεων που ασκούν οι επιχώσεις σε αυτόν.

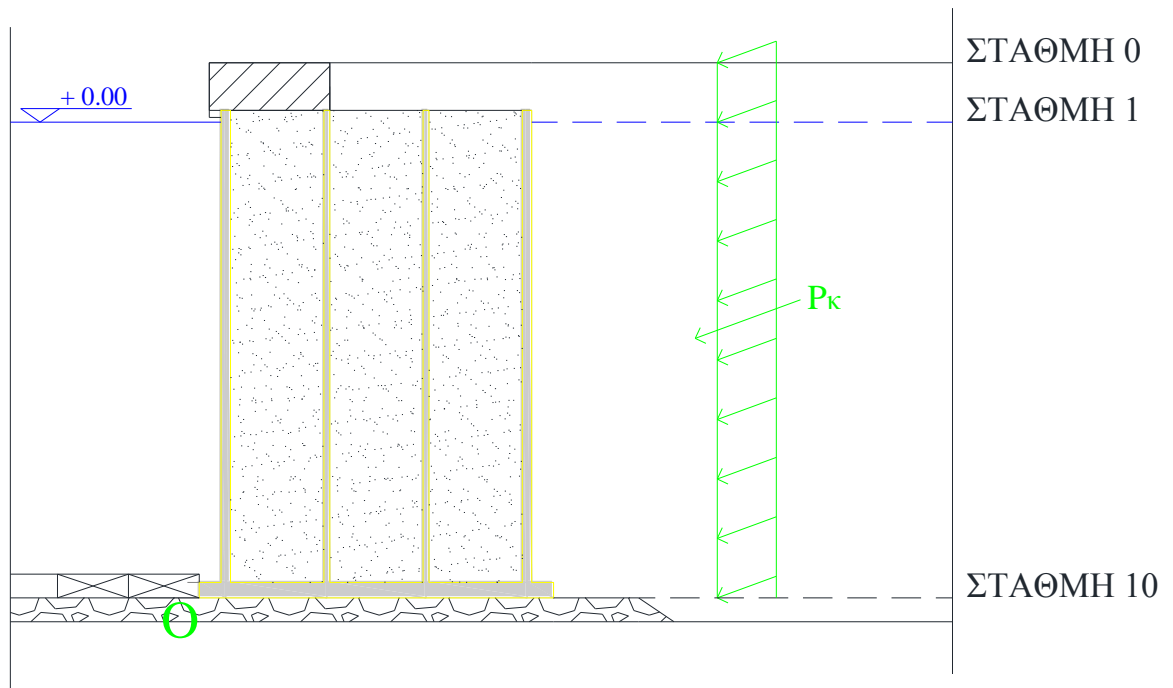
Οι τιμές που δίνονται στο φορτίο λειτουργίας P εξαρτώνται από τον τρόπο λειτουργίας του λιμένα και τον μηχανικό εξοπλισμό που χρησιμοποιείται. Στον επόμενο πίνακα δίνονται για τις διάφορες χρήσεις του λιμένα και οι αντίστοιχες τιμές του φορτίου P.

Πίνακας 2.3: Φορτίο Λειτουργίας Κρηπιδώματος²²

ΦΟΡΤΙΟ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΩΜΑΤΟΣ		Φορτίο Λειτουργίας P (kN/m ²)
Τύπος Χρήσης Λιμένος		
Επιβατηγά Ι.Χ και ελαφρά φορτηγά		5
Βαρέα Φορτηγά		10
Γενικό Φορτίο (σε μικρή συσκευασία)		20
Εμπορευματοκιβώτια	4 καθ' ύψος άδεια	15
	2 καθ' ύψος γεμάτα	35
	4 καθ' ύψος γεμάτα	55
Εμπορεύματα Ro-Ro		30-50
Σταθμός πολλαπλών χρήσεων		50

Στο πλαίσιο της εργασίας αυτής εξετάζεται λιμένας μεταφοράς εμπορευματοκιβωτίων βάθους 19,00 m, για τον λόγο αυτό η τιμή του φορτίου P ορίζεται: $P = 35 \text{ kN/m}^2$

²² COMMITTEE FOR WATERFRONT STRUCTURES: “RECOMMENDATIONS OF THE COMMITTEE FOR WATERFRONT STRUCTURES, HARBOURS AND WATERWAYS EAU 2044”



Σχήμα 2.4: Ενεργητικές Ωθήσεις λόγω Φορτίου Λειτουργίας P του Λιμένα

Η αύξηση των ενεργητικών ωθήσεων λόγω της επιβολής ομοιόμορφα κατανεμημένου φορτίου δίνεται από τις σχέσεις:

- για τις οριζόντιες ωθήσεις: $\Delta\sigma_{ha} = K_{ah} \times P = 0,19 \times 35 = 6,56 \text{ kPa}$
- για τις κατακόρυφες ωθήσεις: $\Delta\sigma_{va} = K_{av} \times P = 0,07 \times 35 = 2,39 \text{ kPa}$

Και τα αντίστοιχα φορτία που προκύπτουν:

- Οριζόντιο Φορτίο: $P_{hk} = \Delta\sigma_{ha} \times (h_{10} - h_0) = 6,56 \times (22,5 - 0) = 147,57 \text{ kN/m}$, και

$$h_{hk} = \frac{h_{10} - h_0}{2} = \frac{22,5 - 0}{2} = 11,25 \text{ m}$$

- Κατακόρυφο Φορτίο: $P_{vk} = \Delta\sigma_{va} \times (h_{10} - h_0) = 2,39 \times (22,5 - 0) = 53,72 \text{ kN/m}$, και

$$h_{vk} = h_v = 14,08 \text{ m}$$

2.3.2 ΕΛΞΗ ΔΕΣΤΡΑΣ

Ο άνεμος, τα ρεύματα, οι κυματισμοί προκαλούν την κίνηση του παραβεβλημένου σκάφους που με τη σειρά της έχει ως αποτέλεσμα την άσκηση μέσω του κάβου ελκτικού φορτίου στη δέστρα του κρηπιδώματος. Η τιμή του συγκεκριμένου φορτίου προφανώς εξαρτάται άμεσα από το μέγεθος του σκάφους σχεδιασμού για τον κρηπιδότοιχο.

Η διεύθυνση του συγκεκριμένου φορτίου παρουσιάζει αρκετά μεγάλη γωνία τόσο στο οριζόντιο όσο και στο κατακόρυφο επίπεδο, στα πλαίσια όμως της συγκεκριμένης εργασίας λαμβάνεται υπ' όψιν μόνο η κάθετη με το μέτωπο του κρηπιδώματος οριζόντια συνιστώσα της δύναμης αυτής. Οι τιμές που παίρνει το συγκεκριμένο φορτίο ανάλογα με το εκτόπισμα του σκάφους σχεδιασμού φαίνονται στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.4: Οριζόντια Έλξη Δέστρας²³

Συνολικό Εκτόπισμα (t)	Οριζόντια Έλξη Δέστρας
έως 2.000	100
έως 10.000	300
έως 20.000	600
έως 50.000	800
έως 100.000	1.000
έως 200.000	1.500
μεγαλύτερο των 200.000	2.000

Για κρηπιδότοιχους μεγάλου βάθους, όπως ο υπό έλεγχο, που βρίσκεται σε σύγχρονους Σταθμούς Εμπορευματοκιβωτίων, εκλέγουμε ως σκάφος σχεδιασμού container-ship εκτοπίσματος 200.000 t.

Επίσης για κρηπιδότοιχους αποτελούμενους από μεγάλο μήκος κυψελωτούς τεχνητούς ογκολίθους (μεγαλύτερους των 20 m) μπορούμε να υποθέσουμε την τοποθέτηση των δεστρών σε απόσταση L ανάμεσα τους κατά μήκος της ανωδομής, όπου L όπως έχουμε ήδη ορίσει είναι το μήκος ενός Caisson.

$$\text{άρα: } H\delta = \frac{1.500}{L} = \frac{1.500}{24,8} = 60,48 \text{ kN/m}$$

Το οριζόντιο αυτό φορτίο αυτό θεωρούμε ότι εφαρμόζεται σε 0,50 m πάνω από την επιφάνεια του κρηπιδώματος²⁴.

$$h\delta = H + h_{av} + 0,50 = 20,5 + 2 + 0,5 = 23,00 \text{ m}$$

²³ COMMITTEE FOR WATERFRONT STRUCTURES: “RECOMMENDATIONS OF THE COMMITTEE FOR WATERFRONT STRUCTURES, HARBOURS AND WATERWAYS EAU 2044”

²⁴Κ.ΜΕΜΟΣ: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΛΙΜΕΝΙΚΑ ΕΡΓΑ

2.3.3 ΦΟΡΤΙΑ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΛΙΜΕΝΑ ΣΤΗΝ ΑΝΩΔΟΜΗ

Στους σύγχρονους σταθμούς εμπορευματοκιβωτίων η φορτοεκφόρτωση των container γίνεται με τη χρήση γερανογέφυρων μεγάλου εύρους και ανυψωτικής ικανότητας. Μέσω των πελμάτων των γερανών ασκείται φορτίο στατικό και δυναμικό που μπορεί να ξεπεράσει τους 40 t/m². Τα φορτία αυτά ασκούνται επί των σιδηροτροχιών στις οποίες κινούνται οι γερανογέφυρες, εκ των οποίων η μία βρίσκεται πάνω στην ανωδομή και η άλλη σε απόσταση ίση με το εύρος γερανού προς τη στεριά.

Επειδή τα φορτία αυτά δρουν υπέρ της ευστάθειας του κρηπιδότοιχου, για αστοχία λόγω ανατροπής η ολίσθησης αυτού, στα πλαίσια της εργασίας αυτή αγνοούνται και δεν είναι απαραίτητος ο περαιτέρω υπολογισμός τους.

2.4 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

Ο σεισμός είναι ως γνωστόν μία δυναμική περιοδική παλινδρομική κίνηση του εδάφους της οποίας η ένταση και η περίοδος μεταβάλλονται κατά ένα άγνωστο νόμο – τρόπο. Δρα οριζόντια ή κατακόρυφα ή και συγχρόνως οριζόντια και κατακόρυφα. Το φαινόμενο των σεισμικών δράσεων είναι δυναμικό αλλά και πολύ σύνθετο ώστε να μην έχει ακόμη επιτευχθεί η μαθηματική μοντελοποίησή του. Για το λόγο αυτό το πρόβλημα επιβάλλεται να αντιμετωπίζεται με ισοδύναμες στατικές προσεγγιστικές μεθόδους και με τη βοήθεια εργαστηριακών επί ομοιομάτων ερευνών.

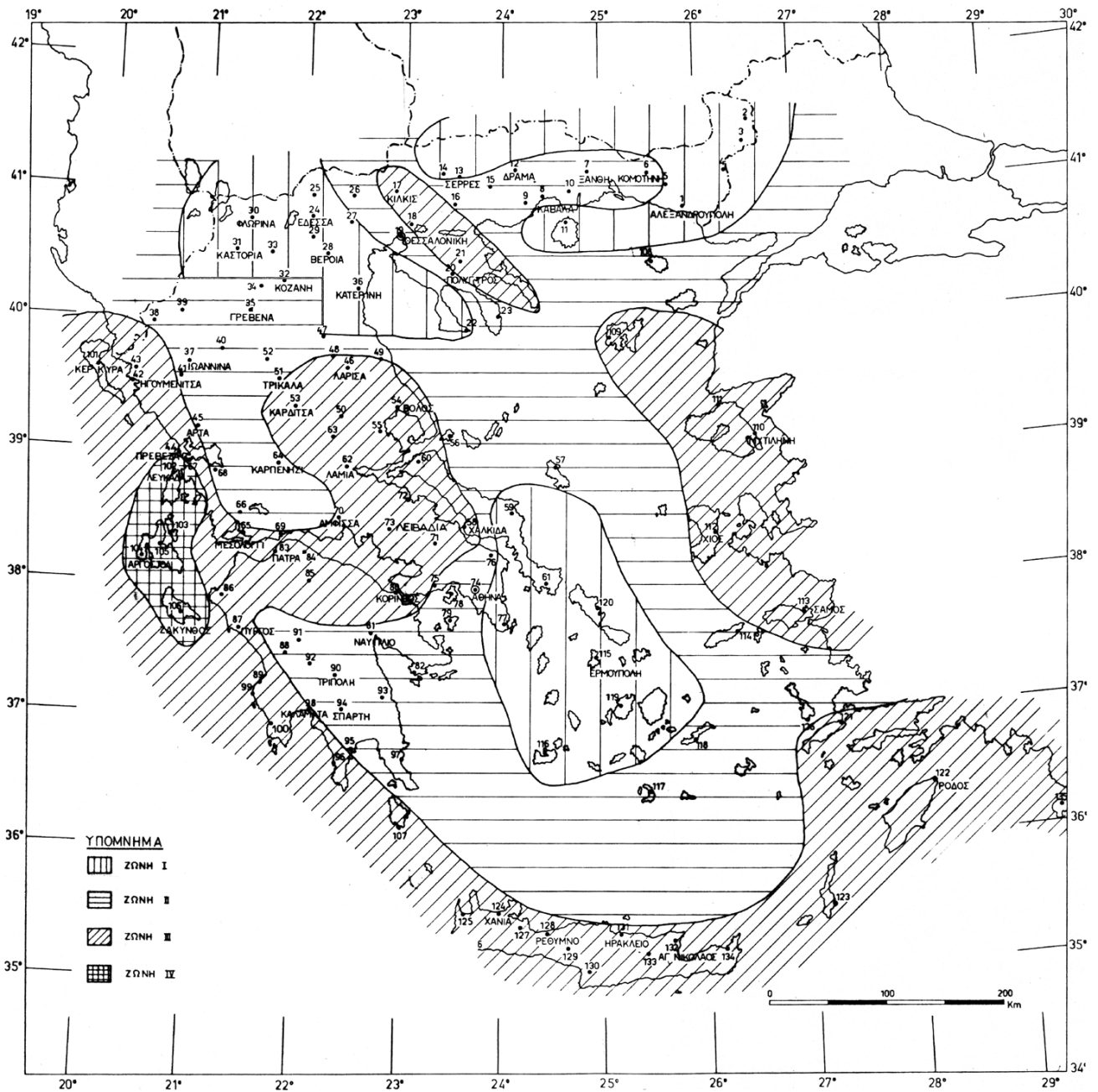
Βασικό χαρακτηριστικό όλων των μεθόδων είναι η μετατροπή της δυναμικής φόρτισης του σεισμού σε μία ισοδύναμη στατική οπότε και είναι δυνατή η προσθήκη των δυνάμεων που προκύπτουν, στις κλασικές συνήθεις στατικές δυνάμεις και η διενέργεια του υπολογισμού του κρηπιδότοιχου κατά τον κλασικό τρόπο χωρίς σεισμό.

Κάθε χώρα έχει θεσπίσει τους κανονισμούς βάσει των οποίων αντιμετωπίζεται το πρόβλημα αυτό. Στην Ελλάδα εφαρμόζεται Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) για τα Λιμενικά Έργα. Αν και αυτός αφορά κυρίως τον αντισεισμικό σχεδιασμό κτηρίων, τα κεφάλαια του που αναφέρονται στον αντισεισμικό σχεδιασμό τοίχων αντιστήριξης βρίσκουν εφαρμογή και για τους κρηπιδότοιχους.

Πρέπει να επισημανθεί ότι στα Λιμενικά Έργα βαρύτητας (όπως έχει αποδειχθεί στην πράξη) σπάνια έχουν παρατηρηθεί καταστάσεις πλήρους καταρρευσης και κατά γενικό κανόνα οι ζημιές είναι από μικρές μέχρι επισκευάσιμες. Αυτό οφείλεται μάλλον στην ορθότερη προσέγγιση της συνισταμένης σεισμικής δύναμης και στο ότι τα έργα αυτά αποτελούν ογκώδεις κατασκευές με μεγάλες συμπαγείς και άκαμπτες μάζες που να μην επιπονούνται με σημαντικές αδρανειακές δυνάμεις προκαλούμενες από το σεισμό αλλά δεν υφίστανται κάμψεις και συστροφές αλλά μόνο μετατοπίσεις. Ο συντονισμός σ' αυτά τα έργα δεν είναι πρόβλημα. Χαρακτηριστικά έχει βρεθεί ότι για παρόμοια έργα, όπως είναι τα φράγματα βαρύτητας τριγωνικής διατομής η ιδιοπερίοδος ταλαντώσεως για ένα φράγμα ύψους 16 μέτρων είναι της τάξεως των $0,03 \div 0,04$ sec έναντι των περιόδων $0,2 \div 1,0$ sec των σημαντικότερων σεισμικών δονήσεων.

Έτσι η εισαγωγή της σεισμικής δράσης πάνω στη μάζα του κρηπιδότοιχου με μία δύναμη οριζόντια ίση με το βάρος του επί ένα συντελεστή (σεισμικό) πρέπει να καλύπτει την προσέγγιση που απαιτεί η ασφαλής λειτουργία του. Οπότε το πρόβλημα εδώ περιορίζεται στην εκλογή του κατάλληλου σεισμικού συντελεστή k (k_h ο συντελεστής για την οριζόντια συνιστώσα του σεισμού και k_v για την κατακόρυφη). Όμως η καθ' ύψος κατανομή της συνισταμένης αυτής σεισμικής δύναμης δεν φαίνεται να γίνεται με ακριβή τρόπο και γι' αυτό συμβαίνουν οι παραπάνω μικροβλάβες στο μάλλον ασθενές ανώτερο τμήμα των κρηπιδότοιχων.

Η ένταση των σεισμικών διεγέρσεων σχεδιασμού καθορίζεται από το μέγεθος της εδαφικής επιτάχυνσης σχεδιασμού, η οποία καθορίζεται από τον Ε.Α.Κ. με βάση τη ζώνη της σεισμικής επικινδυνότητας εντός της οποίας βρίσκεται το έργο. Με βάση τον Ε.Α.Κ η χώρα υποδιαιρείται σε τέσσερις Ζώνες Σεισμικής επικινδυνότητας I, II, III και IV τα όρια των οποίων καθορίζονται από τον Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδας.



Σχήμα 2.5: Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας στην Ελλάδα²⁵

Σε κάθε Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας αντιστοιχεί μία τιμή για την οριζόντια συνιστώσα της σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους a_h , η οποία είναι και η πλέον σημαντική επιτάχυνση του σεισμού για τον υπολογισμό των έργων.

²⁵ “ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ” (Ε.Α.Κ)

Πίνακας 2.5: Συντελεστής Σεισμικής Επιτάχυνσης του Εδάφους²⁶

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III	IV
Συντελεστής Σεισμικής Επιτάχυνσης του Εδάφους α	0,12	0,16	0,24	0,36

Η τιμή των σεισμικών επιταχύνσεων του εδάφους που προκύπτει από τον παραπάνω πίνακα εκτιμάται από τα σεισμολογικά δεδομένα, ότι έχει πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 χρόνια.²⁷

Στο πλαίσιο της συγκεκριμένης εργασίας θεωρείται ότι ο κρηπιδότοιχος του συγκεκριμένου έργου βρίσκεται εντός της Ζώνης Σεισμικής Επικινδυνότητας II.

οπότε: $a_h = a \times g = 0,16 \times g$

Συντελεστής συμπεριφοράς q_w : Ο συντελεστής αυτός εισάγει την αύξηση ή μείωση των σεισμικών επιταχύνσεων της πραγματικής κατασκευής λόγω μετελαστικής συμπεριφοράς, σε σχέση με τις επιταχύνσεις που προκύπτουν υπολογιστικά σε απεριόριστο ελαστικό σύστημα.

Για τοίχους αντιστήριξης οι τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς q_w δίνονται από τον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 2.6: Συντελεστής Συμπεριφοράς έργων Αντιστήριξης²⁸

Τύπος Τοίχου	Συντελεστής q_w
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2,00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1,50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο η πασσάλους.	1,20
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1,00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντιρήδες (θλιπτήρες)	0,70

Για κρηπιδότοιχο βαρύτητας ο οποίος εδράζεται στον πυθμένα της θάλασσας θεωρούμε ότι ανήκει στη δεύτερη κατηγορία, άρα: $q_w = 1,50$

Τέλος το είδος των εδαφών στα οποία εδράζεται ο κρηπιδότοιχος επηρεάζει την τελική τιμή του σεισμικού συντελεστή k . Από τον Ε.Α.Κ τα εδάφη κατατάσσονται σε πέντε κατηγορίες με βάση τη σεισμική επικινδυνότητά τους: Α, Β, Γ, Δ και Χ.

²⁶“ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ” (Ε.Α.Κ)

²⁷“ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ” (Ε.Α.Κ)

²⁸“ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ” (Ε.Α.Κ)

Πίνακας 2.7: Κατηγορίες Εδαφών Θεμελίωσης Τεχνικών Έργων²⁹

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ	ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ
A	<p>Βραχώδεις ή ημιβραχώδεις σχηματισμού εκτεινόμενοι σε αρκετή έκταση και βάθος, με την προϋπόθεση ότι δεν παρουσιάζουν έντονη αποσάθρωση.</p> <p>Στρώσεις πυκνού κοκκώδους υλικού με μικρό ποσοστό ιλυοαργιλικών προσμίξεων, πάχους μικρότερου των 70 m.</p> <p>Στρώσεις πολύ σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μικρότερου των 70 m.</p>
B	<p>Έντονα αποσαθρωμένα βραχώδη ή εδάφη που από μηχανική άποψη ,μπορούν να εξομοιωθούν με κοκκώδη.</p> <p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού, μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 m, ή μεγαλύτερης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 m.</p> <p>Στρώσεις σκληρής προσυμπιεσμένης αργίλου πάχους μεγαλύτερου των 70 m.</p>
Γ	<p>Στρώσεις κοκκώδους υλικού, μικρής σχετικά πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 5 m, ή μέσης πυκνότητας πάχους μεγαλύτερου των 70 m.</p> <p>Ιλυοαργιλικά εδάφη μικρής αντοχής σε πάχος μεγαλύτερο των 5 m.</p>
Δ	<p>Έδαφος με μαλακές αργίλους υψηλού δείκτη πλαστιμότητας ($I_p > 50$) συνολικού πάχους μεγαλύτερου των 10 m.</p>
X	<p>Χαλαρά λεπτόκοκκα αμμοιλιώδη εδάφη υπό τον υδάτινο ορίζοντα, που ενδέχεται να ρευστοποιηθούν (εκτός αν ειδική μελέτη αποκλείσει τέτοιο κίνδυνο, ή γίνει βελτίωση των μηχανικών τους ιδιοτήτων).</p> <p>Εδάφη που βρίσκονται δίπλα σε εμφανή τεκτονικά ρήγματα</p> <p>Απότομες κλιτείς καλυπτόμενες με προϊόντα χαλαρών πλευρικών κορημάτων.</p> <p>Χαλαρά κοκκώδη ή μαλακά ιλυοαργιλικά εδάφη, εφ' όσων έχει αποδειχθεί ότι είναι επικίνδυνα από άποψη δυναμικής συμπεκνώσεως ή απώλεια αντοχής.</p> <p>Πρόσφατες χαλαρές επιχωματώσεις (μπάζα). Οργανικά εδάφη.</p> <p>Εδάφη κατηγορίας Γ με επικίνδυνα μεγάλη κλίση.</p>

²⁹“ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ” (Ε.Α.Κ)

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας τα εδάφη θεμελίωσης του κρηπιδότοιχου θεωρούνται κατηγορίας Β. Για τα εδάφη της κατηγορίας αυτής ο συντελεστής θεμελίωσης θ είναι ίσος με τη μονάδα ($\theta = 1,00$).

Η τελική τιμή του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή k_h δίνεται από τη σχέση:

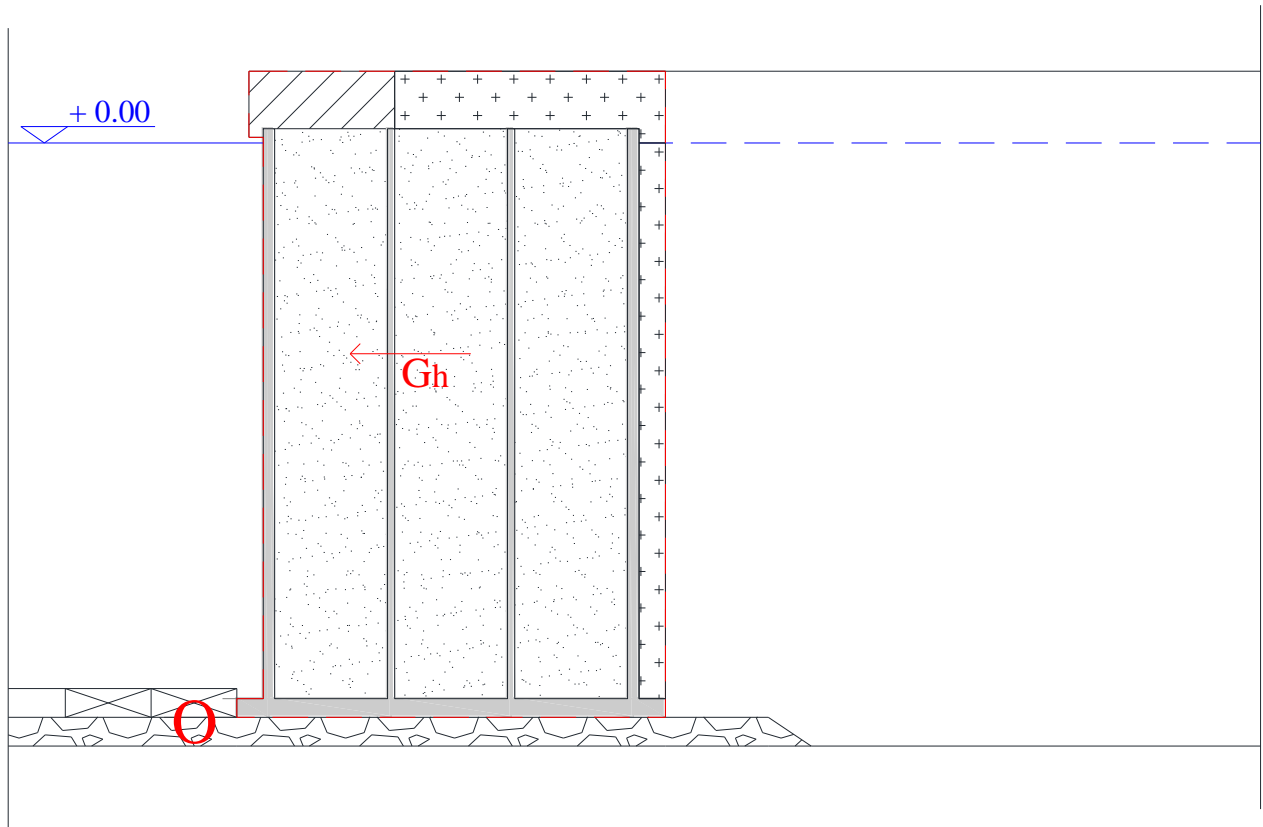
$$k_h = \frac{\alpha}{q_w} = \frac{0,16}{1,50} = 0,1066 \approx 0,11$$

Κατακόρυφος Σεισμικός Συντελεστής

Η κατακόρυφη επιτάχυνση του σεισμού συνήθως είναι μικρή και το μόνο που προκαλεί είναι η κατά τι αύξηση ή μείωση του ειδικού βάρους του ύδατος και των στερεών μαζών. Σε έργα αντιστήριξης όπως είναι ο κρηπιδότοιχος όπου τα σημαντικότερα φορτία που ασκούνται σε αυτόν οφείλονται στα ίδια βάρη τόσο της κατασκευής όσο και των συγκρατούμενων γαιών συνήθως ο υπολογισμός της κατακόρυφης συνιστώσας του σεισμού αποφεύγεται. Υπάρχουν όμως και εξαιρέσεις, όπως είναι περιοχές υψηλής σεισμικής επικινδυνότητας, όπου πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψιν στον υπολογισμό. Κάτι τέτοιο δεν ισχύει για τον υπό εξέταση κρηπιδότοιχο οπότε μπορούμε να αγνοήσουμε την κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού.

2.4.1 ΟΡΙΖΟΝΤΙΕΣ ΑΔΡΑΝΕΙΑΚΕΣ ΔΥΝΑΜΕΙΣ ΕΠΙ ΤΗΣ ΜΑΖΑΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Κατά τη σεισμική διέγερση η μάζα του κρηπιδότοιχου, της ανωδομής, και των υπερκείμενων αυτού επιχώσεων υφίσταται επιτάχυνση λόγω της οριζόντιας κίνησης του εδάφους. Η δύναμη αυτή ασκείται στο κέντρο βάρους του παραπάνω συστήματος, και υπολογίζεται από τη σχέση:



Σχήμα 2.6: Σεισμική φόρτιση στη μάζα κρηπιδότοιχου-ανωδομή-υπερκείμενων του κρηπιδότοιχου γαιών

$$G_h = kh \times (W_{an'} + W_{av} + W_{\epsilon\delta 1} + W_{\epsilon\delta 2}) = 0,11 \times (3.145,68 + 258,75 + 316,35 + 239,67) = 422,45 \text{ kN/m}$$

$$h_E = \frac{[W_{an'} \times h_{KB} + (W_{av} + W_{\epsilon\delta 1}) \times (H + \frac{h_{av}}{2}) + W_{\epsilon\delta 2} \times (h_B + \frac{h + h_{av}}{2})]}{W_{an'} + W_{av} + W_{\epsilon\delta 1} + W_{\epsilon\delta 2}}$$

$$= \frac{[3.145,68 \times 10,14 + (258,75 + 316,35) \times (20,5 + \frac{2}{2}) + 239,67 \times (0,65 + \frac{19,85 + 2}{2})]}{3.145,68 + 258,75 + 324,69 + 239,67}$$

$$= 12,66 \text{ m}$$

2.4.2 ΥΔΡΟΔΥΝΑΜΙΚΕΣ ΠΙΕΣΕΙΣ

Οριζόντιες δυνάμεις επί των μορίων του ύδατος εσωτερικά και εξωτερικά του κρηπιδότοιχου δημιουργούν οριζόντιες δυναμικές πιέσεις παραβολικής κατανομής λόγω της οριζόντιας κίνησης μίας μάζας ύδατος που προσβάλλει την εσωτερική παρειά του κρηπιδότοιχου, ενώ ταυτόχρονα απομακρύνεται από την εξωτερική. Έτσι οι δυνάμεις αυτές στη μεν εσωτερική παρειά του κρηπιδότοιχου αυξάνουν τις υδροστατικές πιέσεις, ενώ στην εξωτερική τις μειώνουν.

Για την εκτίμηση των πιέσεων αυτών χρησιμοποιείται η σχέση Westergaard. Η χρήση της σχέσης αυτής απαιτεί να ικανοποιούνται οι εξής προϋποθέσεις:

- Η παρειά του τοίχου είναι κατακόρυφη
- Το μήκος της λιμενολεκάνης είναι άπειρο
- Απουσία εδάφους, το οποίο θα εμπόδιζε τη κίνηση της μάζας του νερού.

Είναι προφανές ότι για τον υπό σχεδίαση κρηπιδότοιχο οι δύο πρώτες προϋποθέσεις ικανοποιούνται απόλυτα. Όσον αφορά την τρίτη προϋπόθεση θεωρείται ότι το νερό μπορεί να κινείται ανεμπόδιστα μέσα από τους πόρους της λιθορριπής του ανακουφιστικού πρίσματος του κρηπιδότοιχου. Ο παρακάτω πίνακας μας δίνει τη σχέση ανάμεσα στον διορθωτικό συντελεστή C_e , ο οποίος εκφράζει το ποσοστό του νερού των πόρων το οποίο ταλαντώνεται ελεύθερα (ανεξάρτητα) από τον εδαφικό σκελετό, και το υλικό της επίχωσης.

Πίνακας 2.8: Συντελεστής Επιρροής Εδάφους C_e για τις υδροδυναμικές πιέσεις Westergard³⁰

λικό Επίχωσης	C_e		
	H = 5,00 m	H = 10,00 m	H = 20,00 m
Καλά Διαβαθμισμένη Λιθορριπή	1,00	1,00	1,00
Χάλικες	1,00	1,00	1,00
Χονδρόκοκκη Άμμος	1,00	0,95	0,80
Λεπτή Άμμος	0,42	0,16	0,04
Ίλος	0,00	0,00	0,00
Αργιλώδες Αμμοχάλικο	0,00	0,00	0,00

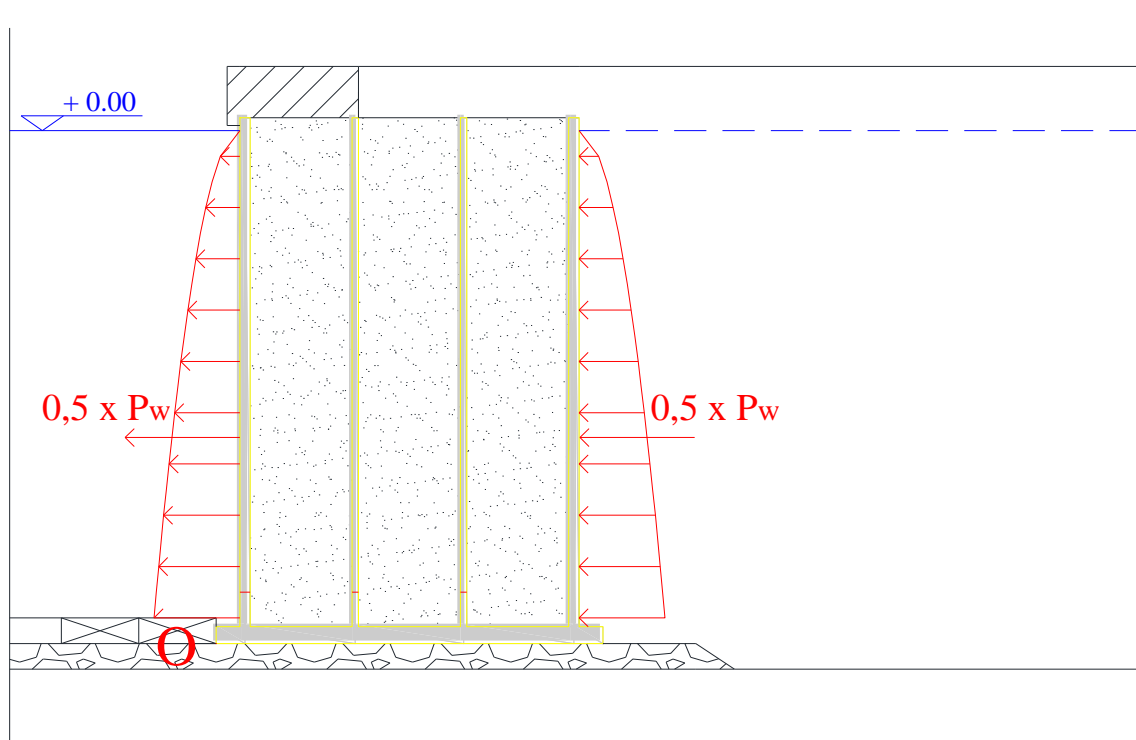
Για $C_e = 1,00$ η σχέση Westergaard χρησιμοποιείται χωρίς να προκύπτει απαίτηση για απομείωσή της.

Η πίεση λοιπόν που ασκείται σε κάθε πλευρά του κρηπιδότοιχου είναι:

$$p_w(z) = \frac{7}{8} \times kh \times \gamma_w \times \sqrt{z \times d}, \text{ όπου } z: \text{ η απόσταση του υπ' όψιν σημείου από τον υδάτινο ορίζοντα}$$

³⁰ Γ.Δ. ΜΠΟΥΚΟΥΒΑΛΑΣ, “ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ & ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ”

d: το βάθος της θάλασσας μπροστά από τον κρηπίδοτοιχο, εδώ
d = 19,00 m



Σχήμα 2.7: Υδροδυναμικές πιέσεις στην εσωτερική & την εξωτερική πλευρά του κρηπίδοτοιχού

Ολοκληρώνοντας τη παραπάνω σχέση προκύπτει το φορτίο $P_w'(z)$ που ασκείται σε κάθε πλευρά του κρηπίδοτοιχού. Ορίζουμε τελικά ως $P_w(z)$ την συνισταμένη των δύο αυτών φορτίων που ασκούνται από την εξωτερική και από την εσωτερική πλευρά του κρηπίδοτοιχού:

$$P_w(z) = 2 \times \int \left(\frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{z \times d} \right) dz = \frac{7}{6} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{z^3 \times d}$$

$$\text{Οπότε για } z = d: P_w(d) = \frac{7}{6} \times k_h \times \gamma_w \times d^2 = \frac{7}{6} \times 0,11 \times 10 \times 19^2 = 449,24 \text{ m}$$

Για να υπολογίσουμε το σημείο εφαρμογής της συγκεκριμένης δύναμης αρκεί να βρούμε τη στάθμη εκείνη η οποία χωρίζει τη παραβολική κατανομή που περιγράφεται από τη σχέση $p_w(z)$ σε δύο ίσα μέρη.

$$\text{δηλ: } \int_0^z \left(\frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{z \times d} \right) dz = 2 \times \int_0^{z_m} \left(\frac{7}{8} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{z_m \times d} \right) dz$$

$$\text{Επιλύοντας τη παραπάνω ισοδυναμία προκύπτει ότι: } z_m = \frac{z}{\sqrt[3]{4}}$$

$$\text{και: } h_w(z) = H - h_0 - \frac{z}{\sqrt[3]{4}}, \text{ οπότε για } z = d = 19,00 \text{ m}$$

$$h_w = 20,5 - 0,5 - \frac{19}{\sqrt[3]{4}} = 8,03 \text{ m}$$

2.4.3 ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΙΔΙΟΥ ΒΑΡΟΥΣ ΥΛΙΚΩΝ ΕΠΙΧΩΣΗΣ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΤΟΥ ΣΕΙΣΜΟΥ

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών επί του τοίχου χρησιμοποιείται η μέθοδος των Mononobe – Okabe (M – O) που βασίζεται στο κριτήριο «της οριακής αντοχής του εδάφους» (limited strength). Αφορά όμως τοίχους έξω από το νερό, δηλαδή στην ξηρά και φυσικά δεν λαμβάνει την επίδραση του ύδατος, που είναι απαραίτητη στον υπολογισμό των κρηπιδότοιχων.

Η μέθοδος M – O χρησιμοποιεί τις ίδιες υποθέσεις από τις οποίες προκύπτει ο τύπος του Coulomb με μόνη την προσθήκη μιας οριζόντιας δύναμης (σεισμικής) ίσης με το βάρος του ωθόντος πρίσματος γαιών πολλαπλασιασμένου με το σεισμικό συντελεστή k_h της σχέσης.

Στη γενική περίπτωση τοίχου αντιστηρίξεως, όπου μεταξύ ωθόντος εδάφους και τοίχου αναπτύσσονται και δυνάμεις τριβής, η συνολική ενεργός ώθηση προκύπτει από την ισοροπία του ωθόντος τον τοίχο πρίσματος γαιών (τριγωνικός σφην), το οποίο θεωρείται ελεύθερο σώμα που τείνει να αποσπασθεί από όλη τη μάζα κατά την κρίσιμη φάση της ολικής θραύσης του εδάφους σε όλη την επιφάνεια του επιπέδου ολισθήσεως. Εδώ δηλαδή δεν λαμβάνεται υπ' όψη η επίδραση της αδράνειας του τοίχου κατά την ώθηση από το πρίσμα, εδάφους. Δηλαδή ο τοίχος θεωρείται σχεδόν αμετακίνητος και η μετατόπισή του δεν πρέπει να υπερβαίνει το 0,5% του ύψους H του κρηπιδότοιχου ($t < 0,005H$) ακριβώς όση χρειάζεται για να ενεργοποιηθούν οι μέγιστες διατμητικές τάσεις αντοχής.

Οι σχέσεις τις οποίες δίνει η μέθοδος M – O για κατακόρυφους τοίχους με οριζόντια ελεύθερη επιφάνεια των αντιστηριζόμενων γαιών ($i = \beta = 0$) για τον υπολογισμό του συντελεστή ενεργών ωθήσεων K_{aE} είναι:

i) Για στάθμη άνω από την επιφάνεια της θάλασσας:

$$K_{aE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \times \cos(\delta + \theta) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2}$$

όπου: $\theta = \arctan(k_h) = \arctan(0,11) = 0,1063 \text{ rad} = 6,09^\circ$

$$\text{άρα: } K_{aE} = \frac{\cos^2(40^\circ - 6,09^\circ)}{\cos 6,09^\circ \times \cos(20^\circ + 6,09^\circ) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 20^\circ) \times \sin(40^\circ - 6,09^\circ)}{\cos(20^\circ + 6,09^\circ)}} \right]^2} = 0,26$$

οπότε:

- Οριζόντιος Συντελεστής Ενεργητικών Ωθήσεων για Σεισμό:
 $K_{aEh} = K_{aE} \times \cos\delta = 0,26 \times \cos 20^\circ = 0,24$
- Κατακόρυφος Συντελεστής Ενεργητικών Ωθήσεων για Σεισμό:
 $K_{aEv} = K_{aE} \times \sin\delta = 0,26 \times \sin 20^\circ = 0,09$

ii) Για στάθμη κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας

Σε στάθμη κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας το νερό που βρίσκεται στο ωθούν πρίσμα γαιών παρασύρεται από τον εδαφικό ιστό επαυξάνοντας τη μάζα του. Για να συνεκτιμήσουμε τη μεταβολή αυτή τροποποιούμε τις τιμές των δύο σεισμικών συντελεστών k_h και k_v σε k_h' και k_v' αντίστοιχα.

$$k_h' = \frac{\Sigma P_h}{\Sigma P_v}$$

$$\begin{aligned} \text{όπου: } \Sigma P_v &= \left[\frac{1}{2} \times P \times (H + h_{av}) + \frac{1}{2} \times \gamma_\phi \times (h_{av} + h_o)^2 + \gamma_\phi \times (h_{av} + h_o) \times (H - h_o) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \times (\gamma_\kappa - \gamma_v) \times (H - h_o)^2 \right] \\ &= (1 - 0,048) \times \left[\frac{1}{2} \times 35 \times (20,5 + 2) + \frac{1}{2} \times 18,5 \times (2 + 0,5)^2 + 18,5 \times (2 + 0,5) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \times (21 - 10) \times (20,5 - 0,5)^2 \right] \\ &= 3.576,56 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma P_h &= k_h \times \left[\frac{1}{2} \times P \times (H + h_{av}) + \frac{1}{2} \times \gamma_\phi \times (h_{av} + h_o)^2 + \gamma_\phi \times (h_{av} + h_o) \times (H - h_o) + \frac{1}{2} \times \gamma_\kappa \right. \\ &\quad \left. \times (H - h_o)^2 \right] \\ &= 0,11 \times \left[\frac{1}{2} \times 35 \times (20,5 + 2) + \frac{1}{2} \times 18,5 \times (2 + 0,5)^2 + 18,5 \times (2 + 0,5) \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \times 21 \times (20,5 - 0,5)^2 \right] \\ &= 594,83 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{άρα: } k_h' = \frac{594,83}{3.576,56} = 0,17$$

οπότε εφαρμόζοντας ξανά τη μέθοδο Mononobe – Okabe:

$$\theta' = \arctan(k_h') = \arctan(0,17) = 0,1648 \text{ rad} = 9,44^\circ$$

και:
$$K_{aE'} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta')}{\cos\theta' \times \cos(\delta + \theta') \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \times \sin(\varphi - \theta')}{\cos(\delta + \theta')}} \right]^2}$$

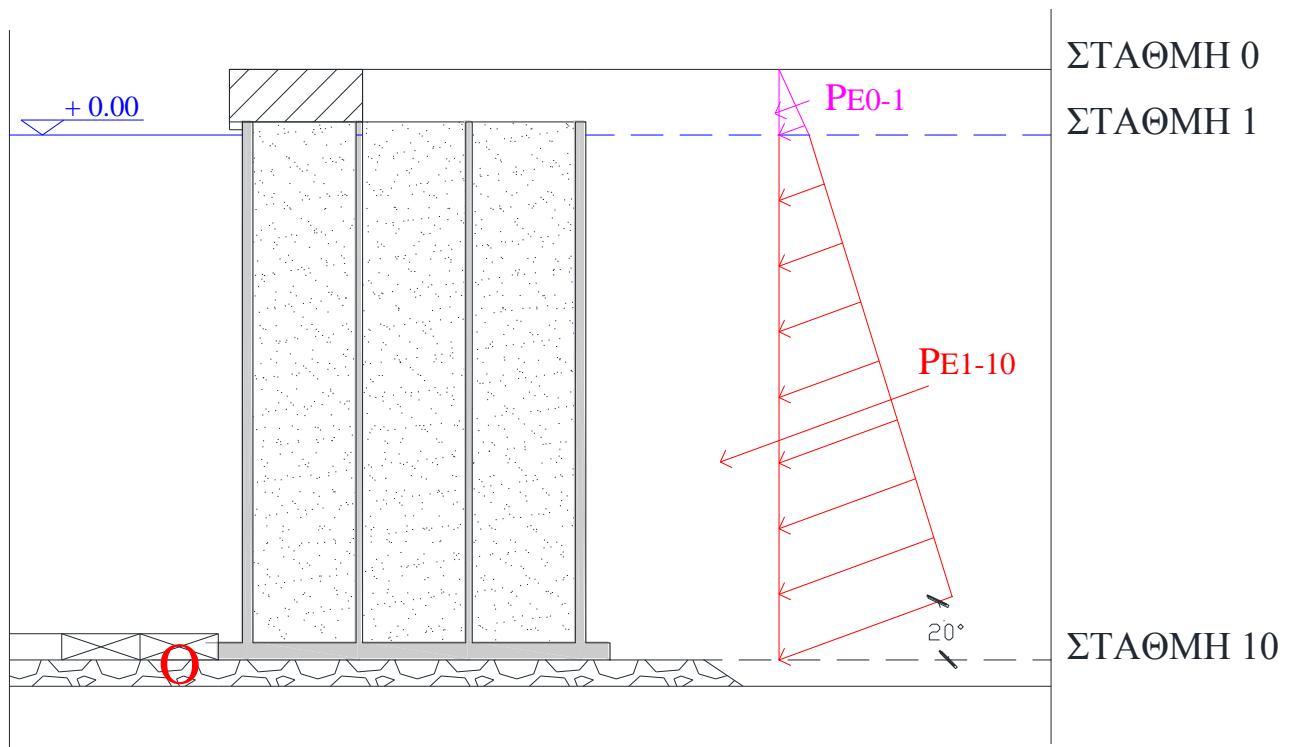
$$= \frac{\cos^2(40^\circ - 9,44^\circ)}{\cos 6,39^\circ \times \cos(20^\circ + 9,44^\circ) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 20^\circ) \times \sin(40^\circ - 9,44^\circ)}{\cos(20^\circ + 9,44^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0,29$$

οπότε:

- Οριζόντιος Συντελεστής Ενεργητικών Ωθήσεων για Σεισμό:
 $K_{aEh'} = K_{aE'} \times \cos\delta = 0,29 \times \cos 20^\circ = 0,28$
- Κατακόρυφος Συντελεστής Ενεργητικών Ωθήσεων για Σεισμό:
 $K_{aEv'} = K_{aE'} \times \sin\delta = 0,29 \times \sin 20^\circ = 0,10$

Με βάση τους συντελεστές ενεργητικών ωθήσεων κατά τη διάρκεια σεισμού K_{aE} και $K_{aE'}$ υπολογίζουμε τις ενεργητικές ωθήσεις που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο.



Σχήμα 2.8: Ενεργητικές ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο, λόγω βάρους επιχώσεων, κατά τη διάρκεια σεισμού

i) Για στάθμη πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας

α) στη στάθμη 0 ($h_0 = 0,00$ m)
 $\sigma_{haE0} = K_a E_h \times \sigma'_{0} = 0,24 \times 0 = 0,00 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{vaE0} = K_a E_v \times \sigma'_{0} = 0,09 \times 0 = 0,00 \text{ kN/m}^2$

β) στη στάθμη 1 ($h_1 = 2,50$ m)
 $\sigma_{haE1} = K_a E_h \times \sigma'_{1} = 0,24 \times 46,25 = 11,15 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{vaE1} = K_a E_v \times \sigma'_{1} = 0,09 \times 46,25 = 4,06 \text{ kN/m}^2$

ii) Για στάθμη κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας

α) στη στάθμη 10 ($h_{10} = 22,50$ m)
 $\sigma_{haE10} = K_a E_h \times \sigma'_{10} = 0,28 \times 266,25 = 73,77 \text{ kN/m}^2$
 $\sigma_{vaE10} = K_a E_v \times \sigma'_{10} = 0,10 \times 266,25 = 26,85 \text{ kN/m}^2$

Με βάση τα παραπάνω υπολογίζονται τα οριζόντια φορτία:

$$\bullet \quad P_{hE0-1} = \frac{\sigma_{haE0} + \sigma_{haE1}}{2} \times (h_1 - h_0) = \frac{0 + 11,15}{2} \times (2,5 - 0) = 13,94 \text{ kN/m}$$

$$h_{hE0-1} = [(h_{10} - h_1) + \frac{h_1 - h_0}{3}] = [(22,5 - 2,5) + \frac{2,5 - 0}{3}] = 20,83 \text{ m}$$

$$\bullet \quad P_{hE1-10} = \frac{\sigma_{haE1} + \sigma_{haE10}}{2} \times (h_{10} - h_1) = \frac{11,15 + 73,77}{2} \times (22,5 - 2,5) = 849,26 \text{ kN/m}$$

$$h_{h1-10} = \left(\frac{2 \times \sigma_{haE1} + \sigma_{haE10}}{\sigma_{haE1} + \sigma_{ha10}} \times \frac{h_{10} - h_1}{3} \right) = \left(\frac{2 \times 11,44 + 76,78}{11,44 + 76,78} \times \frac{22,5 - 2,5}{3} \right) = 7,54 \text{ m}$$

και τα κατακόρυφα φορτία:

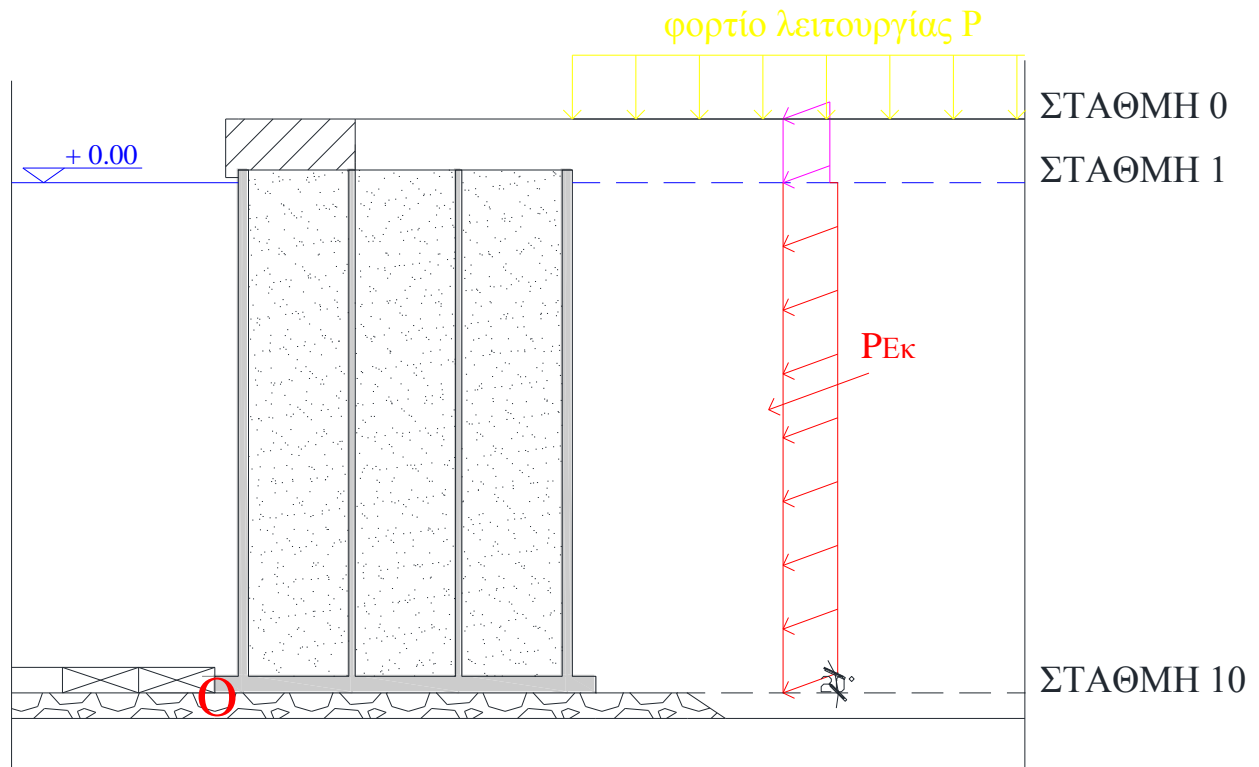
$$\bullet \quad P_{vE0-1} = \frac{\sigma_{vaE0} + \sigma_{vaE1}}{2} \times (h_1 - h_0) = \frac{0 + 4,06}{2} \times (2,5 - 0) = 5,08 \text{ kN/m}$$

$$P_{vE1-10} = \frac{\sigma_{vaE1} + \sigma_{vaE10}}{2} \times (h_{10} - h_1) = \frac{4,06 + 26,85}{2} \times (22,5 - 2,5) = 309,14 \text{ kN/m}$$

$$l_{vE0-1} = l_{vE1-10} = l_v = 14,08 \text{ m}$$

2.4.4 ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΦΟΡΤΙΟΥ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ ΛΙΜΕΝΑ ΚΑΤΑ ΤΗ ΔΙΑΡΚΕΙΑ ΣΕΙΣΜΟΥ

Λόγω της σεισμικής διέγερσης θα μεταβληθούν και οι ενεργητικές ωθήσεις (οριζόντιες και κατακόρυφες) που μεταφέρονται από το επίχωμα στον κρηπιδότοιχο.



Σχήμα 2.9: Ενεργητικές ωθήσεις, λόγω φορτίου λειτουργίας, κατά τη διάρκεια σεισμού

$$P_{hEk} = P \times [K_{aEh} \times (h_1 - h_0) + K_{aEh'} \times (h_{10} - h_1)] = 35 \times [0,24 \times (2,5 - 0) + 0,28 \times (22,5 - 2,5)] = 215,06 \text{ kN/m}$$

$$h_{hEk} = \frac{[P \times [K_{aE} \times (h_1 - h_0) \times (h_{10} - \frac{h_1 - h_0}{2})] + K_{aE'} \times (h_{10} - h_1) \times \frac{h_{10} - h_1}{2}]}{P_{hE10k}}$$

$$= \frac{[35 \times [0,24 \times (2,5 - 0) \times (22,5 - \frac{2,5 - 0}{2})] + 0,28 \times (22,5 - 2,5) \times \frac{22,5 - 2,5}{2}]}{215,06}$$

$$= 11,10 \text{ m}$$

$$P_{vEk} = P \times [K_{aEv} \times (h_1 - h_0) + K_{aEv'} \times (h_{10} - h_1)] = 35 \times [0,09 \times (2,5 - 0) + 0,10 \times (22,5 - 2,5)] = 215,06 \text{ kN/m}$$

Παρατήρηση: Στα πλαίσια των ελέγχων ευστάθειας του κρηπιδότοιχου για σεισμό θεωρείται ότι μέρος μόνο του κινητού φορτίου P επιβαρύνει τον λιμένα, έστω “ $\psi \times P$ ” (όπου “ ψ ” αδιάστατος συντελεστής με: $\psi < 1,00$). Επειδή το φορτίο της οριζόντιας ώθησης Ph_{Ek} που ασκείται στον κρηπιδότοιχο λόγω του κινητού φορτίου P κατά τη διάρκεια του σεισμού είναι ευθέως ανάλογο με την τιμή του φορτίου λειτουργίας P επιλέγουμε για λόγους απλότητας των υπολογισμών να πολλαπλασιάσουμε εκ των υστέρων το φορτίο Ph_{Ek} με τον συντελεστή ψ .

Δηλαδή:

$$\psi \times Ph_{Ek}(P) = Ph_{Ek}(\psi \times P)$$

3.1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Οι έλεγχοι ευστάθειας των κρηπιδότοιχων απαιτούν εξασφάλιση της ευστάθειας των κρηπιδότοιχων έναντι ανατροπής και ολίσθησης για τους διάφορους συνδυασμούς φορτίσεων οι οποίοι τον καταπονούν. Οι έλεγχοι αυτοί πρέπει να γίνονται σε κάθε οριζόντιο αρμό του έργου. Για κρηπιδότοιχους από κυψελωτά κιβώτια – Caisson ο μοναδικός οριζόντιος αρμός της κατασκευής είναι η βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου. Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας οι έλεγχοι ευστάθειας του κρηπιδότοιχου θα γίνουν και με βάση τη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας καθώς και με τη μέθοδο των μερικών συντελεστών ασφαλείας.

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας, προκειμένου να είναι δυνατή η συγκριτική αξιολόγηση της μεθόδου των καθολικών συντελεστών ασφαλείας με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας θα ορίσουμε για κάθε έλεγχο που απαιτείται **το ποσοστό ασφαλείας** αυτής, *ως το ποσοστό κατά το οποίο μπορούμε να μειώθουν τις αντιδράσεις ευστάθειας της διατομής χωρίς να επέλθει αστοχία αυτής.*

3.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΚΑΘΟΛΙΚΟΥ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Στα πλαίσια της μεθόδου αυτής υπολογίζεται η «ένταση» αστοχίας E για τον κρηπιδότοιχο καθώς και η αντίστοιχη «αντίδραση» R για την αστοχία αυτή. Ο λόγος των δύο αυτών μεγεθών πρέπει να υπερβαίνει έναν ελάχιστο συντελεστή ασφαλείας FS ο οποίος ορίζεται κατά περίπτωση ανάλογα με τη μορφή της αστοχίας για την οποία ελέγχεται ο κρηπιδότοιχος, δηλαδή:

$$\frac{R}{E} \geq FS$$

Για τον έλεγχο ευστάθειας του κρηπιδότοιχου με τη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας θεωρούμε τις εξής τρεις περιπτώσεις φορτίσεων:

Φόρτιση 1: Στην κατάσταση αυτή βρίσκεται η κατασκευή υπό κανονικές συνθήκες λειτουργίας, στην παραπάνω κατάσταση υπεισέρχονται όλα τα μόνιμα και κινητά φορτία που υπολογίστηκαν προηγουμένως (για τις τιμές για τις οποίες υπολογίστηκαν), όχι όμως τα τυχηματικά και τα σεισμικά φορτία.

Φόρτιση 2: Το συγκεκριμένο μοντέλο αναφέρεται σε τυχαίες αλλά μάλλον συχνές καταστάσεις φόρτισης μικρής διάρκειας. Περιλαμβάνονται όλες οι δράσεις της Φόρτισης 1 εκτός από την έλξη της δέστρας, καθώς και τυχόν τυχηματικές δράσεις (όπως το φορτίο πρόσκρουσης σκάφους στον κρηπιδότοιχο). Δεν περιλαμβάνονται οι σεισμικές δράσεις. Το συγκεκριμένο μοντέλο δεν χρησιμοποιείται στα πλαίσια της παρούσης εργασίας.

Φόρτιση 3: Περιλαμβάνει σπάνιες καταστάσεις φορτίσεων, όπως είναι οι σεισμικές δράσεις. Τα κινητά φορτία του κρηπιδώματος λαμβάνονται στατικά και με τιμή 50% της αντίστοιχης στη Φόρτιση 1, ενώ δεν συνυπολογίζεται η έλξη της δέστρας.

3.2.1 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ

Στα πλαίσια των συγκεκριμένων ελέγχων υπολογίζεται ο λόγος της συνισταμένης των ροπών ευστάθειας προς τις ροπές που τείνουν να προκαλέσουν την ανατροπή ως προς τον πόδα του κρηπιδότοιχου. Ο γενικός τύπος ο οποίος αποδίδει τις απαιτήσεις του συγκεκριμένου ελέγχου είναι:

$$\frac{M_{\text{ευσ}}}{M_{\text{αν}}} \geq FS$$

Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας FS καθορίζεται κατά περίπτωση ανάλογα με το Μοντέλο Φόρτισης για το οποίο ασκείται ο έλεγχος

Με βάση τη Φόρτιση 1

Για τον έλεγχο έναντι ανατροπής του κρηπιδότοιχου για τη φόρτιση 1 η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι 1,50 με την προϋπόθεση μη ύπαρξης αδρανούς περιοχής στη διατομή έδρασης του κρηπιδότοιχου. Εφ' όσον από τους υπολογισμούς καθίσταται αναγκαία η θεώρηση ύπαρξης αδρανούς περιοχής τότε η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι ίση με 2,00.

- $$M_{\text{αν}} = Ph_{0-1} \times hh_{0-1} + Ph_{1-10} \times hh_{1-10} + Ph_{\kappa} \times hh_{\kappa} + H_{\delta} \times h_{\delta}$$

$$= 10,83 \times 20,83 + 585,60 \times 7,65 + 147,59 \times 11,25 + 60,48 \times 23$$

$$= 7.758,78 \text{ kNm/m}$$
- $$M_{\text{ευσ}} = W_{\text{αν}'} \times l_G + W_{\text{αν}} \times l_{\text{αν}} + W_{\text{εδ}1} \times l_{\text{εδ}1} + W_{\text{εδ}2} \times l_{\text{εδ}2} + (P_{\text{v}1-0} + P_{\text{v}1-10} + P_{\text{v}\kappa}) \times l_{\text{v}}$$

$$= 3.145,68 \times 7,50 + 258,75 \times 2,94 + 316,35 \times 9,80 + 239,67 \times 14,54$$

$$+ (3,94 + 213,16 + 53,72) \times 14,08 = 34.750,00 \text{ kNm/m}$$

οπότε:

$$\frac{M_{\text{ευσ}}}{M_{\text{αν}}} = \frac{34.750}{7.758,78} = 4,48 \geq FS = 1,50$$

ποσοστό ασφαλείας:

$$\frac{M_{\text{ευσ}} - FS \times M_{\text{αν}}}{M_{\text{ευσ}}} = \frac{34.750 - 1,50 \times 7.758,78}{34.750} = 66,51 \%$$

Για να εξασφαλιστεί η απουσία αδρανούς περιοχής στη βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου πρέπει η εκκεντρότητα του κρηπιδότοιχου να είναι μικρότερη από το ένα έκτο (1/6) του πλάτους της βάσης έδρασης του.

Η εκκεντρότητα “e” του κρηπιδότοιχου υπολογίζεται από τη σχέση: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$

όπου: ΣM : η συνισταμένη των ροπών των φορτίων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο ως προς το κέντρο της βάσης έδρασης αυτού.

ΣV : η κατακόρυφη συνισταμένη των φορτίων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο.

$$\begin{aligned}\Sigma V &= W_{an'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 1} + W_{\varepsilon\delta 2} + P_{v0-1} + P_{v1-10} + P_{vk} \\ &= 3.145,68 + 258,75 + 316,35 + 239,67 + 3,94 + 213,16 + 53,72 = 4.231,27 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\Sigma M = M_{av} + \Sigma V \times \frac{B}{2} - M_{\varepsilon\delta} = 7.758,78 + 4.231,27 \times \frac{15}{2} - 34.750 = 4.473,32 \text{ kNm/m}$$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{4.743,32}{4.231,27} = 1,12 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = \frac{15}{6} = 2,50 \text{ m}$$

Με βάση τη Φόρτιση 3

Για τον έλεγχο έναντι ανατροπής του κρηπιδότοιχου για τη φόρτιση 3 η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι 1,20 ενώ η αδρανής περιοχή στη διατομή έδρασης του κρηπιδότοιχου πρέπει να είναι μικρότερη από το ήμισυ της επιφάνειας της βάσης έδρασης του κρηπιδότοιχου.

- $$\begin{aligned}M_{av} &= G_h \times h_E + P_w \times h_w + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-10} \times h_{hE1-10} + 0,5 \times P_{hEk} \times h_{hEk} \\ &= 422,45 \times 12,66 + 449,24 \times 8,03 + 13,94 \times 20,83 + 849,26 \times 7,54 + 0,5 \times 215,06 \times 11,10 \\ &= 16.844,75 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}M_{\varepsilon\delta} &= W_{an'} \times l_G + W_{av} \times l_{av} + W_{\varepsilon\delta 1} \times l_{\varepsilon\delta 1} + W_{\varepsilon\delta 2} \times l_{\varepsilon\delta 2} \\ &+ (P_{vE0-1} + P_{vE1-10} + 0,5 \times P_{vEk}) \times l_v = 3.145,68 \times 7,50 + 258,75 \times 2,94 \\ &+ 316,35 \times 9,80 + 239,67 \times 14,54 + (5,08 + 309,14 + 0,5 \times 78,28) \times 14,08 \\ &= 35.911,66 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

οπότε:
$$\frac{M_{\varepsilon\delta}}{M_{av}} = \frac{35.911,66}{16.844,75} = 2,13 \geq FS = 1,20$$

ποσοστό ασφαλείας:
$$\frac{M_{\varepsilon\delta} - FS \times M_{av}}{M_{\varepsilon\delta}} = \frac{35.911,66 - 1,20 \times 16.844,75}{35.911,66} = 43,71 \%$$

Για να εξασφαλιστεί ότι η αδρανής περιοχή στη βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου θα είναι μικρότερη από το ήμισυ της επιφάνειας έδρασης του κρηπιδότοιχου η εκκεντρότητά του πρέπει να είναι μικρότερη από το ένα τρίτο του πλάτους της βάσης έδρασης του.

$$\begin{aligned}\Sigma V &= W_{an'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 1} + W_{\varepsilon\delta 2} + P_{vE0-1} + P_{vE1-10} + 0,5 \times P_{vEk} \\ &= 3.145,68 + 258,75 + 316,35 + 239,67 + 5,08 + 309,14 + 0,5 \times 78,28 = 4.313,81 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\Sigma M = M_{av} + \Sigma V \times \frac{B}{2} - M_{\varepsilon\upsilon\sigma} = 16.844,75 + 4.313,81 \times \frac{15}{2} - 35.911,66 = 13.286,24 \text{ kNm/m}$$

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{13.029,28}{4.313,81} = 3,08 \text{ m} \leq \frac{B}{3} = \frac{15}{3} = 5,00 \text{ m}$$

3.2.2 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΟΛΙΣΘΙΣΗΣ

Στα πλαίσια των συγκεκριμένων ελέγχων υπολογίζεται ο λόγος της κατακόρυφης συνισταμένης των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή ΣV επί τον συντελεστή τριβής “ μ ” προς την οριζόντια συνισταμένη των φορτίων ΣH που ασκούνται σ’ αυτόν. Ο γενικός τύπος ο οποίος αποδίδει τις απαιτήσεις του συγκεκριμένου ελέγχου είναι:

$$\frac{\mu \times \Sigma V}{\Sigma H} \geq FS$$

Η τιμή του συντελεστή ασφαλείας FS καθορίζεται κατά περίπτωση ανάλογα με το Μοντέλο Φόρτισης για το οποίο ασκείται ο έλεγχος.

Για έλεγχο στη διεπιφάνεια σκυροδέματος – λιθορριπής που βρίσκουμε στον αρμό έδρασης του κρηπιδότοιχου: $\mu = 0,60$

Με βάση τη Φόρτιση 1

Για τον έλεγχο έναντι ολίσθησης του κρηπιδότοιχου για τη φόρτιση 1 η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι 1,75.

- $\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-10} + P_{hk} + H_{\delta} = 10,83 + 585,60 + 147,57 + 60,48 = 804,49 \text{ kN/m}$
- $\Sigma V = W_{an'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 1} + W_{\varepsilon\delta 2} + P_{v0-1} + P_{v1-10} + P_{vk}$
 $= 3.145,68 + 258,75 + 316,35 + 239,67 + 3,94 + 213,16 + 53,72 = 4.231,27 \text{ kN/m}$

Οπότε:

$$\frac{\mu \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,60 \times 4.231,27}{804,49} = 3,16 \geq FS = 1,75$$

ποσοστό ασφαλείας:
$$\frac{\mu \times \Sigma V - FS \times \Sigma H}{\mu \times \Sigma V} = \frac{0,60 \times 4.231,27 - 1,75 \times 804,49}{0,60 \times 4.231,27} = 44,55 \%$$

Με βάση τη Φόρτιση 3

Για τον έλεγχο έναντι ολίσθησης του κρηπιδότοιχου για τη φόρτιση 3 η τιμή του συντελεστή ασφαλείας είναι 1,10.

- $$\begin{aligned}\Sigma H &= G_h + P_w + P_{hE0-1} + P_{hE1-10} + 0,5 \times P_{hE_k} \\ &= 422,45 + 449,24 + 13,94 + 849,26 + 215,06 = 1.842,43 \text{ kN/m}\end{aligned}$$
- $$\begin{aligned}\Sigma V &= W_{an'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 1} + W_{\varepsilon\delta 2} + P_{vE0-1} + P_{vE1-10} + 0,5 \times P_{vE_k} \\ &= 3.145,68 + 258,75 + 316,35 + 239,67 + 5,08 + 309,14 + 0,5 \times 78,28 \\ &= 4.313,81 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Οπότε:

$$\frac{\mu \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,60 \times 4.313,81}{1.842,43} = 1,40 \geq FS = 1,10$$

ποσοστό ασφαλείας:

$$\frac{\mu \times \Sigma V - FS \times \Sigma H}{\mu \times \Sigma V} = \frac{0,60 \times 4.313,81 - 1,10 \times 1.842,43}{0,60 \times 4.313,81} = 21,70 \%$$

3.3 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΜΕ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

3.3.1 ΘΕΩΡΗΤΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΘΟΔΟΥ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Σε αντίθεση με τη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας η σύγκριση ανάμεσα στην τιμή των αντιστάσεων R και των αντίστοιχων εντάσεων E γίνεται χωρίς αναφορά σε κάποιο συντελεστή ασφαλείας FS , επειδή η σύγκριση γίνεται επί των «τιμών σχεδιασμού» των συγκεκριμένων μεγεθών.

Οι «τιμές σχεδιασμού» των εντάσεων E και των αντιστάσεων R υπολογίζονται μέσω των επιμέρους συντελεστών (factors) οι οποίοι καθορίζουν τον βαθμό ασφάλειας του έργου έναντι αστοχίας και συνεπώς αντικαθιστώντας κατά τον τρόπο αυτό τον ενιαίο συντελεστή ασφαλείας. Έτσι, η μέθοδος ελέγχου απαιτεί όπως η τιμή σχεδιασμού της έντασης (E_d) σε οποιαδήποτε θέση του έργου δεν υπερβαίνει την τιμή σχεδιασμού της αντίστοιχης αντίστασης (R_d), δηλαδή ελέγχεται ότι:

$$E_d \leq R_d$$

,όπου ο δείκτης “d” δηλώνει τιμή σχεδιασμού (design value).

Μπορούμε να ξεχωρίσουμε τους συντελεστές ασφαλείας που χρησιμοποιούνται για τα γεωτεχνικά έργα ανάλογα με το μέγεθος στο οποίο αναφέρονται στις παρακάτω κατηγορίες

1. Συντελεστές ασφαλείας γ_E επί των εντάσεων που καταπονούν την κατασκευή.

Στην περίπτωση αυτή η τιμή σχεδιασμού της έντασης E_d υπολογίζεται από τη σχέση:

$$E_d = \gamma_E \times E_k, \text{ όπου } E_k \text{ η χαρακτηριστική τιμή της έντασης } E$$

2. Συντελεστές ασφαλείας γ_R των αντιστάσεων της κατασκευής.

Στην περίπτωση αυτή η τιμή σχεδιασμού της αντίστασης R_d υπολογίζεται από τη σχέση:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}, \text{ όπου } R_k \text{ η χαρακτηριστική τιμή της αντίστασης } R$$

Κατά τους ελέγχους των έργων έναντι των οριακών καταστάσεων για τον υπολογισμό των εντάσεων και των αντίστοιχων αντιστάσεων υπεισέρχονται τα μεγέθη των δράσεων (actions) F , και των εδαφικών ιδιοτήτων (material properties) X . Ορίζονται λοιπόν

3. Συντελεστές ασφαλείας γ_F επί των δράσεων που ασκούνται στην κατασκευή.

Υπολογίζουμε τη τιμή σχεδιασμού των δράσεων F_d από τη σχέση:

$$F_d = \gamma_F \times F_k, \text{ όπου } F_k \text{ η χαρακτηριστική τιμή της δράσης } F$$

4. Συντελεστές ασφαλείας γ_M για τις εδαφικές παραμέτρους οι οποίες επιδρούν στο έργο.

Υπολογίζουμε τη τιμή σχεδιασμού των εδαφικών παραμέτρων X_d από τη σχέση:

$$X_d = \frac{X_k}{\gamma_M}, \text{ όπου } X_k \text{ η χαρακτηριστική τιμή της εδαφικής παραμέτρου } X.$$

Η χρήση των επιμέρους συντελεστών αυξάνει την πολυπλοκότητα του ελέγχου επάρκειας των γεωτεχνικών έργων, κυρίως λόγω του πολυσήμαντου υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού των εντάσεων και αντιστάσεων, αφού δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού αυτών κάνοντας σε κάθε περίπτωση χρήση μέρους μόνο των παραπάνω συντελεστών.

Για τον λόγο αυτό ο τρόπος υπολογισμού των τιμών σχεδιασμού εντάσεων και αντιστάσεων (δηλαδή η σχέση υπολογισμού τους) αποτελεί αντικείμενο Εθνικής επιλογής και ορίζεται στο Εθνικό Προσάρτημα μέσω των τριών εναλλακτικών Τρόπων Ανάλυσης (Design Approaches).

Τρόποι Ανάλυσης έναντι οριακών καταστάσεων αστοχίας :

Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1)

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 1, για τον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού των εντάσεων και των αντιστάσεων της κατασκευής χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων γ_F και των εδαφικών παραμέτρων γ_M , οπότε προκύπτει η σχέση :

$$E(\gamma_F \times F_k, X_k / \gamma_M) \leq R(\gamma_F \times F_k, X_k / \gamma_M)^{31}$$

Ο Τρόπος Ανάλυσης 1 (DA-1) συχνά αναφέρεται και ως Τρόπος Ανάλυσης μέσω επιμέρους συντελεστών υλικών (Material Factor Approach - MFA) επειδή οι επιμέρους συντελεστές επιβάλλονται στα υλικά και όχι στις αντιστάσεις³².

Ο Τρόπος Σχεδιασμού 1 (DA-1) ΔΕΝ αποτελεί Εθνική Επιλογή στα γεωτεχνικά έργα και συνεπώς δεν εφαρμόζεται στην Ελλάδα.

Τρόπος Ανάλυσης 2 (Παραλλαγές DA-2 και DA-2*)

Ο Τρόπος Ανάλυσης 2 παρουσιάζει δύο παραλλαγές: τη DA-2 και τη DA-2*

Σύμφωνα με την παραλλαγή DA-2 οι τιμές σχεδιασμού των εντάσεων και των αντιστάσεων της κατασκευής υπολογίζονται με τη χρήση των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των δράσεων γ_F ,

³¹ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

³² Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

ενώ για τον υπολογισμό της τιμής σχεδιασμού των δράσεων χρησιμοποιούνται και οι συντελεστές ασφαλείας των αντιστάσεων γ_R . Η σχέση που προκύπτει λοιπόν είναι:

$$E(\gamma_F \times F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R(\gamma_F \times F_k, X_k)^{33}$$

Σύμφωνα με την παραλλαγή DA-2* οι τιμές σχεδιασμού των εντάσεων και των αντιστάσεων της κατασκευής υπολογίζονται με τη χρήση των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας των εντάσεων γ_E για τις εντάσεις και των συντελεστών ασφαλείας των αντιστάσεων γ_R για τις αντιστάσεις αντίστοιχα. Η σχέση που προκύπτει λοιπόν είναι:

$$\gamma_E \times E(F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R(F_k, X_k)^{34}$$

Στον Τρόπο Ανάλυσης 2 οι συντελεστές υλικών είναι ίσοι με τη μονάδα ενώ οι συντελεστές αντιστάσεων είναι μεγαλύτεροι της μονάδας και για το λόγο αυτό ο Τρόπος Ανάλυσης 2 συχνά αναφέρεται και ως Τρόπος Ανάλυσης μέσω επιμέρους συντελεστών αντιστάσεων (Resistance Factor Approach - RFA) επειδή οι επιμέρους συντελεστές επιβάλλονται στις αντιστάσεις και όχι στα υλικά.

Σημειώνεται ότι στην περίπτωση γραμμικών αναλύσεων (κατηγορία στην οποία ανήκει και η παρούσα εργασία), η τιμή σχεδιασμού της έντασης, δηλαδή το αριστερό μέλος των ανωτέρω εξισώσεων, υπολογίζεται ορθότερα στην παραλλαγή DA-2 με την επιβολή των επιμέρους συντελεστών των δράσεων στα επιμέρους φορτία (αντί στη συνιστάμενη ένταση), επειδή έτσι είναι ευχερέστερη η επιβολή διαφορετικών επιμέρους συντελεστών στις μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις ($\gamma_F = 1.35$ και 1.50 , αντίστοιχως) απ' ότι μέσω ενός ενιαίου (σταθμισμένου) συντελεστή γ_E περίπου ίσου με 1.40 . Έτσι, σε γραμμικές αναλύσεις και στην παραλλαγή DA-2*, το αριστερό μέλος υπολογίζεται από τη σχέση,

δηλαδή:
 $E_d = E(\gamma_F \times F_k, X_k)$
 αντί της σχέσης δηλαδή : $E_d = \gamma_E \times E(F_k, X_k)$

οπότε:

Παραλλαγή DA-2* (για γραμμικές αναλύσεις) : $E(\gamma_F \times F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R(F_k, X_k)$

Παραλλαγή DA-2* (για μη-γραμμικές αναλύσεις): $\gamma_E \times E(F_k, X_k) \leq (1/\gamma_R) \cdot R(F_k, X_k)$

Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3)

Σύμφωνα με τον Τρόπο Ανάλυσης 3, για τον υπολογισμό των τιμών σχεδιασμού των εντάσεων και των αντιστάσεων της κατασκευής χρησιμοποιούνται οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των δράσεων γ_F και των εδαφικών παραμέτρων γ_M , οπότε προκύπτει η σχέση :

$$E(\gamma_F \times F_k, X_k / \gamma_M) \leq R(\gamma_F \times F_k, X_k / \gamma_M)^{35}$$

(παρατήρηση: η διαφορά ανάμεσα στον Τρόπο Ανάλυσης 1 και στον Τρόπο Ανάλυσης 3 έγκειται στις διαφορετικές τιμές που δύναται να πάρουν οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας σε κάθε περίπτωση)

³³ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

³⁴ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

³⁵ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

Ο **Τρόπος Ανάλυσης 2**, και συγκεκριμένα η **Παραλλαγή DA-2*** αποτελεί την Εθνική Επιλογή για το σύνολο σχεδόν των γεωτεχνικών έργων και συγκεκριμένα κατά τον έλεγχο των εξής οριακών καταστάσεων αστοχίας υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις³⁶:

- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις θεμελιώσεων, αγκυρώσεων και έργων αντιστήριξης γενικώς με εξαίρεση τους ελέγχους ολικής ευστάθειας που γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3.
- Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας πρηνών ή επιχωμάτων ενισχυμένων με δομικά στοιχεία. Οι περιπτώσεις αυτές περιλαμβάνουν και τη διαστασιολόγηση των δομικών στοιχείων, ενώ οι αναλύσεις της ολικής ευστάθειας των ανωτέρω έργων (οριακές καταστάσεις τύπου GEO) γίνονται με τον Τρόπο Ανάλυσης 3 (DA-3).
- Γεωτεχνικές (GEO) και Δομικές (STR) οριακές καταστάσεις αστοχίας με χρήση αριθμητικών μεθόδων καθώς και για όλες τις οριακές καταστάσεις αστοχίας υπό τυχηματικές και σεισμικές δράσεις.

Ενώ ο **Τρόπος Σχεδιασμού 3 (DA-3)** αποτελεί Εθνική Επιλογή κατά τον έλεγχο της Ολικής Ευστάθειας (Overall Stability) των εξής γεωτεχνικών (GEO) οριακών καταστάσεων αστοχίας υπό μόνιμες και πρόσκαιρες δράσεις³⁷:

- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων χωρίς δομικά στοιχεία αντιστήριξης, όπως επιχώματα, φυσικά ή τεχνητά πρηνή, φράγματα, ορύγματα και βαθιές εκσκαφές με ελεύθερα πρηνή.
- Ολική ευστάθεια γεωτεχνικών έργων με δομικά στοιχεία αντιστήριξης όπως :
(α) οπλισμένα επιχώματα ή τεχνητά πρηνή,
(β) φυσικά πρηνή, ορύγματα ή βαθιές εκσκαφές ενισχυμένες με ηλώσεις, αγκυρώσεις ή πασσάλους,
(γ) σύνθετα έργα (π.χ. πρηνές στο εσωτερικό του οποίου διέρχεται σήραγγα).

Προφανώς το έργο του κρηπιδότοιχου που εξετάζεται στην συγκεκριμένη εργασία (από τη στιγμή που δεν ανήκει σε κάποια από τις κατηγορίες που εξετάζονται με τον Τρόπο Σχεδιασμού 3) Θα σχεδιαστεί με βάση τη **Παραλλαγή DA-2*** του **Τρόπου Ανάλυσης 2**.

Η εθνική επιλογή της **Παραλλαγής DA-2*** του **Τρόπου Ανάλυσης 2** έχει γίνει για τους εξής λόγους³⁸:

- Είναι ο απλούστερος εκ των τριών εναλλακτικών επιλογών του ως προς τον όγκο των υπολογισμών, την ευχέρεια επιλογής τιμών των επιμέρους συντελεστών και το βαθμό απόκλισης των αποτελεσμάτων από τις έως σήμερα εφαρμοζόμενες μεθόδους (μέσω του ενιαίου συντελεστή ασφαλείας FS).
- Πλεονεκτεί σαφώς σε περιπτώσεις μη-γραμμικών αριθμητικών αναλύσεων (π.χ. μέσω πεπερασμένων στοιχείων), όπου οι άλλοι τρόποι μπορεί να οδηγήσουν σε σημαντικά σφάλματα.
- Με τον **Τρόπο Ανάλυσης DA-2*** είναι ευχερής η συσχέτιση του γνωστού ενιαίου συντελεστή ασφαλείας $FS = R(F_k, X_k) / E(F_k, X_k)$ με τους επιμέρους συντελεστές κατά τη σχέση:
 $FS = \gamma_E \times \gamma_R$ (για τη περίπτωση μη – γραμμικών αναλύσεων, κάτι που δεν ισχύει για τη συγκεκριμένη εργασία).

³⁶ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

³⁷ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

³⁸ Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

Τέλος ιδιαίτερη έμφαση πρέπει να δοθεί για τη διαδικασία ελέγχου θεμελίωσης του κρηπιδότοιχου λόγω ανατροπής (αστοχία τύπου EQU). Στη περίπτωση αυτή θα ελέγχεται ότι η τιμή σχεδιασμού της συνιστάμενης ροπής ανατροπής ($E_{dst,d}$) ως προς τον άξονα ανατροπής δεν υπερβαίνει την τιμή σχεδιασμού της συνιστάμενης σταθεροποιητικής ροπής ($E_{stb,d}$), δηλαδή :

$$E_{dst,d} < E_{stb,d}$$

Ανάλυση Μεθοδολογίας Ελέγχου Γεωτεχνικών Έργων υπό Σεισμικές Δράσεις με βάση τον Ευρωκώδικα³⁹

Η ανάλυση υπό σεισμικές δράσεις των γεωτεχνικών έργων που μελετώνται κατά τον Ευρωκώδικα θα γίνεται σύμφωνα με τα προβλεπόμενα στον Ευρωκώδικα 8 - Μέρος 5 του Εθνικού του Προσαρτήματος και τις ακόλουθες παρατηρήσεις:

- (1) Οι επιμέρους συντελεστές των σεισμικών δράσεων και των αποτελεσμάτων των σεισμικών δράσεων θα λαμβάνονται ίσοι με τη μονάδα ($\gamma_F = \gamma_E = 1$).
- (2) Θα χρησιμοποιούνται μοναδιαίες τιμές των επιμέρους συντελεστών υλικού (γ_M) και αντιστάσεων (γ_R), δηλαδή: $\gamma_M = \gamma_R = 1$.
- (3) Θα εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 2 (Παραλλαγή DA-2*) σε όλες τις περιπτώσεις ανάλυσης, δηλαδή ακόμη και στις αναλύσεις ολικής ευστάθειας όπου κατά την ανάλυση υπό στατικές δράσεις εφαρμόζεται ο Τρόπος Ανάλυσης 3 (DA-3). Η επιλογή αυτή γίνεται για την απλοποίηση των υπολογισμών, αφού στην ανάλυση υπό σεισμικές δράσεις οι επιμέρους συντελεστές δράσεων, αντιστάσεων και υλικών είναι μοναδιαίοι και συνεπώς ο Τρόπος Ανάλυσης 2* είναι ισοδύναμος με τον Τρόπο Ανάλυσης 3. Επιπλέον, δεν υφίσταται η δυσχέρεια εφαρμογής του Τρόπου DA-2* στις αναλύσεις ολικής ευστάθειας όπως στις αναλύσεις υπό στατικές δράσεις.

³⁹Α.ΑΝΑΓΝΩΣΤΟΠΟΥΛΟΥ, Μ.ΚΑΒΒΑΔΑ, Β.ΠΑΠΑΔΟΠΟΥΛΟΥ, “ΣΗΜΕΙΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΝ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 7”

Συνδυασμοί στην Οριακή Κατάσταση Αστοχίας

Με βάση τον Ευρωκώδικα για τον έλεγχο των κατασκευών σε Οριακές Καταστάσεις Αστοχίας (ULS) θα πρέπει οι έλεγχοι να επαληθεύονται για συνδυασμούς φορτίσεων οι οποίοι αναφέρονται στις ακόλουθες Καταστάσεις Σχεδιασμού (Design Situations):

- **Μόνιμες (persistent)**, που αφορούν σε συνθήκες συνθήκες λειτουργίας των έργων.

Συνδυασμός φορτίσεων για καταστάσεις διαρκείας:

$$\Sigma(\gamma G_j \times G_{kj}) + \gamma_P \times P_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \times \psi_{0i} \times Q_{ki})$$

- **Πρόσκαιρες (transient)**, που αφορούν σε προσωρινές συνθήκες, όπως κατά τη διάρκεια της κατασκευής ή επισκευής των έργων.

Συνδυασμός φορτίσεων για παροδικές καταστάσεις:

$$\Sigma(\gamma G_j \times G_{kj}) + \gamma_P \times P_k + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \Sigma(\gamma_{Qi} \times \psi_{0i} \times Q_{ki})$$

- **Τυχηματικές (accidental)**, που αφορούν σε ειδικές συνθήκες όπως πυρκαγιά, έκρηξη, κλπ

Συνδυασμός φορτίσεων για τυχηματικές καταστάσεις:

$$\Sigma(G_{kj}) + P_k + A_d + \psi_{11} \times Q_{k1} + \Sigma(\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

- **Σεισμικές (seismic)**, που αφορούν σε συνθήκες λόγω σεισμικής επιφόρτισης.

Συνδυασμός φορτίσεων για καταστάσεις σεισμού:

$$\Sigma(G_{kj}) + P_k + A_{Ed} + \Sigma(\psi_{2i} \times Q_{ki})$$

Τα σύμβολα των παραπάνω συνδυασμών είναι τα εξής:

+	σημαίνει «επαλληλία με»
G_{kj}	είναι η χαρακτηριστική τιμή των μόνιμων δράσεων
P_k	είναι η χαρακτηριστική τιμή της προέντασης
Q_{k1}	είναι η χαρακτηριστική τιμή της επικρατέστερης μεταβλητής δράσης
Q_{ki}	είναι η χαρακτηριστική τιμή των λοιπών μεταβλητών δράσεων i
A_d	είναι η τιμή σχεδιασμού της τυχηματικής δράσης
A_{Ed}	είναι η τιμή σχεδιασμού της σεισμικής δράσης
γG_j	είναι οι επιμέρους συντελεστές ασφαλείας για τις μόνιμες δράσεις j
γ_P	είναι οι επί μέρους συντελεστές ασφαλείας για τη προένταση
γ_{Qi}	είναι ο επί μέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση i
$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$	είναι οι συντελεστές συνδυασμού των μεταβλητών δράσεων

Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων:

Οι Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων χρησιμοποιούνται για τα μεταβλητά φορτία προκειμένου να ληφθεί υπ' όψιν η μειωμένη πιθανότητα για ταυτόχρονη συνύπαρξη των πλέων δυσμενών τιμών για τις διάφορες ανεξάρτητες δράσεις.

Από τον Ευρωκώδικα 1 δίνονται οι διάφορες τιμές που μπορούν να πάρουν οι συγκεκριμένοι συντελεστές στα πλαίσια του ελέγχου κτηριακών εγκαταστάσεων.

Πίνακας 3.1: Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων για Κτήρια⁴⁰

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων			
Δράση	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Συνήθη κτίρια κατοικιών (κατηγορία A)	0,7	0,5	0,3
Χώροι γραφείων (κατηγορία B)	0,7	0,5	0,3
Χώροι συνάθροισης (κατηγορία C)	0,7	0,7	0,6
Χώροι καταστημάτων (κατηγορία D)	0,7	0,7	0,6
Χώροι αποθήκευσης (κατηγορία E)	1,0	0,9	0,8
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $W \leq 30\text{kN}$ (κατηγορία F)	0,7	0,7	0,6
Χώροι κυκλοφ. οχημάτων, $30\text{kN} \leq W \leq 160\text{kN}$ (κατηγ. G)	0,7	0,5	0,3
Στέγες (κατηγορία H)	0,0	0,0	0,0
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H > 1.000\text{m}$	0,7	0,5	0,2
Φορτία χιονιού για υψόμετρο $H \leq 1000\text{m}$	0,5	0,2	0,0
Φορτία ανέμου	0,6	0,2	0,0
Θερμοκρασία (μη-πυρκαϊάς)	0,6	0,5	0,0

Είναι προφανές ότι ο παραπάνω πίνακας δε μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον έλεγχο κρηπιδότοιχων, μιας κατασκευής με σημαντικές διαφορές όσον αφορά τη συμπεριφορά της σε σχέση με ένα κτήριο.

Ο Ευρωκώδικας ορίζει ότι για τις περιπτώσεις που οι συντελεστές συνδυασμού των δράσεων που ασκούνται σε μία κατασκευή δεν διευκρινίζονται, τότε θα πρέπει αυτοί να θεωρούνται ίσοι με τη μονάδα (θεώρηση υπέρ της ασφάλειας).

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας, για τον έλεγχο του κρηπιδότοιχου για τον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων, θα λάβουμε υπ' όψιν μας τις παραδοχές της μεθόδου των καθολικών συντελεστών ασφαλείας, που ορίζει ότι το κινητό φορτίο του κρηπιδώματος τίθεται ίσο με το 50% της χαρακτηριστικής του τιμής, ενώ δε συμμετέχει καθόλου στον έλεγχο το φορτίο της έλξης της δέστρας.

Στον παρακάτω πίνακα δίνονται οι τιμές των συντελεστών συνδυασμού δράσεων που θα χρησιμοποιήσουμε στην παρούσα εργασία.

⁴⁰ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑ 1 : “ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΚΑΙ ΔΡΑΣΕΩΝ ΣΤΙΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ”

Πίνακας 3.2: Συντελεστές Συνδυασμού Δράσεων

Συντελεστές συνδυασμού δράσεων		
Δράση	ψ_{0i}	ψ_{2i}
Κινητό φορτίο κρηπιδώματος	1,00	0,50
Έλξη Δέστρας	1,00	0,00

3.3.2 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΜΟΝΙΜΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας στα πλαίσια του συγκεκριμένου ελέγχου δίνονται από τον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 3.3: Συντελεστές Δράσεων για έλεγχο έναντι ανατροπής στο μόνιμο συνδυασμό⁴¹

Δράση		Συντελεστής δράσεων	
		Σύμβολο	Τιμή
Μόνιμες	Ευνοϊκή	γ_{Gstb}	0,90
	Δυσμενής	γ_{Gdst}	1,10
Μεταβλητή	Ευνοϊκή	γ_{Qstb}	0,00
	Δυσμενής	γ_{Qdst}	1,50

$$\begin{aligned}
 M_{Edst} &= \gamma_{Gdst} \times P_{h0-1} \times h_{h0-1} + \gamma_{Gdst} \times P_{h1-10} \times h_{h1-10} + \gamma_{Qdst} \times P_{hk} \times h_{hk} + \gamma_{Qdst} \times H_{\delta} \times h_{\delta} \\
 &= 1,10 \times 10,83 \times 20,83 + 1,10 \times 585,60 \times 7,65 + 1,50 \times 147,57 \times 11,25 \\
 &\quad + 1,50 \times 60,48 \times 23,00 = 9.755,11 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

(παρατήρηση: στη παραπάνω σχέση δεν χρησιμοποιήσαμε τους συντελεστές συμμετοχής για τα μεταβλητά φορτία, οι οποίοι όπως εξηγήσαμε είναι ίσοι με τη μονάδα)

$$\begin{aligned}
 M_{Estb} &= \gamma_{Gstb} \times W_{an'} \times l_G + \gamma_{Gstb} \times W_{av} \times l_{av} + \gamma_{Gstb} \times W_{\epsilon\delta 1} \times l_{\epsilon\delta 1} + \gamma_{Gstb} \times W_{\epsilon\delta 2} \times l_{\epsilon\delta 2} \\
 &\quad + \gamma_{Gstb} \times P_{v0-1} \times l_v + \gamma_{Gstb} \times P_{v1-10} \times l_v + \gamma_{Qstb} \times P_{vk} \times l_v \\
 &= 0,90 \times 3.145,68 \times 7,50 + 0,90 \times 258,75 \times 2,94 + 0,90 \times 316,35 \times 9,80 \\
 &\quad + 0,90 \times 239,67 \times 14,54 + 0,9 \times 3,94 \times 14,08 + 0,9 \times 213,16 \times 14,08 + 0 \times 53,72 \times 14,08 \\
 &= 30.594,54 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$M_{Estb} = 30.594,54 \text{ kNm/m} > M_{Edst} = 9.755,11 \text{ kNm/m}$$

$$\text{ποσοστό ασφαλείας: } \frac{M_{Estb} - M_{Edst}}{M_{Estb}} = \frac{30.594,54 - 9.755,11}{30.594,54} = 68,11 \%$$

⁴¹ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7: ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ

3.3.3 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας στα πλαίσια του συγκεκριμένου ελέγχου δίνονται από τον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 3.4: Συντελεστές Δράσεων για έλεγχο έναντι ανατροπής στο σεισμικό συνδυασμό⁴²

Δράση		Συντελεστής δράσεων	
		Σύμβολο	Τιμή
Μόνιμες	Ευνοϊκή	γ_{Gstb}	1,00
	Δυσμενής	γ_{Gdst}	1,00
Μεταβλητή	Ευνοϊκή	γ_{Qstb}	0,00
	Δυσμενής	γ_{Qdst}	1,00

(παρατήρηση: στις επόμενες σχέσεις οι συντελεστές ασφαλείας οι οποίοι ισούνται με τη μονάδα παραλείπονται)

$$\begin{aligned}
 M_{Edst} &= G_h \times h_E + P_w \times h_w + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-10} \times h_{hE1-10} + \psi_{oEk} \times P_{hEk} \times h_{hEk} \\
 &+ \psi_{o\delta} \times H_{\delta} \times l_{\delta} = 422,45 \times 12,66 + 449,24 \times 8,03 + 13,94 \times 20,83 + 849,26 \times 7,54 \\
 &+ 0,5 \times 215,06 \times 11,10 + 0 \times 60,48 \times 23 = 16.844,75 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Estb} &= W_{an'} \times l_G + W_{av} \times l_{av} + W_{\varepsilon\delta 1} \times l_{\varepsilon\delta 1} + W_{\varepsilon\delta 2} \times l_{\varepsilon\delta 2} + P_{vE0-1} \times l_v + P_{vE1-10} \times l_v \\
 &+ \gamma_{Qstb} \times \psi_{oEk} \times P_{vEk} \times l_v = 3.145,68 \times 7,50 + 258,75 \times 2,94 + 316,35 \times 9,80 \\
 &+ 239,67 \times 14,54 + 5,08 \times 14,08 + 309,14 \times 14,08 + 0 \times 0,5 \times 78,28 \times 14,08 \\
 &= 35.360,75 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$M_{Estb} = 35.360,75 \text{ kNm/m} > M_{Edst} = 16.844,75 \text{ kNm/m}$$

$$\text{ποσοστό ασφαλείας: } \frac{M_{Estb} - M_{Edst}}{M_{Estb}} = \frac{35.360,75 - 16.844,75}{35.360,75} = 52,36 \%$$

⁴² ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 : “ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ”

3.3.4 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΜΟΝΙΜΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας στα πλαίσια του συγκεκριμένου ελέγχου δίνονται από τον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 3.5: Συντελεστές Δράσεων για έλεγχο έναντι ολίσθησης στο μόνιμο συνδυασμό⁴³

Δράση		Συντελεστής δράσεων	
		Σύμβολο	Τιμή
Μόνιμες	Ευνοϊκή	γ_{Gfav}	1,00
	Δυσμενής	γ_G	1,35
Μεταβλητή	Ευνοϊκή	γ_{Qfav}	0,00
	Δυσμενής	γ_Q	1,50

Συντελεστής αντίδρασης έναντι ολίσθησης: $\gamma_R = 1,10$

Παρατήρηση: Εν αντιθέσει με τους ελέγχους έναντι ανατροπής για τον έλεγχο της διατομής έναντι ολίσθησης οι «δυσμενείς» οριζόντιες συνιστώσες των ενεργητικών ωθήσεων συμμετέχουν στον υπολογισμό των εντάσεων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο ενώ οι «ευμενείς» κατακόρυφες συνιστώσες των ενεργητικών ωθήσεων στον υπολογισμό των αντιδράσεων που εξασφαλίζουν την ευστάθεια της διατομής.

$$H_{Ed} = \gamma_G \times Ph_{0-1} + \gamma_G \times Ph_{1-10} + \gamma_Q \times Ph_k + \gamma_Q \times H_\delta$$

$$= 1,35 \times 10,83 + 1,35 \times 585,60 + 1,50 \times 147,57 + 1,50 \times 60,48 = 1.117,26 \text{ kNm/m}$$

Παρατήρηση: στη παραπάνω σχέση δεν χρησιμοποιήσαμε τους συντελεστές συμμετοχής για τα μεταβλητά φορτία, οι οποίοι όπως εξηγήσαμε είναι ίσοι με τη μονάδα

$$V_{Rd} = \gamma_{Gfav} \times W_{an'} + \gamma_{Gfav} \times W_{av} + \gamma_{Gfav} \times W_{\epsilon\delta 1} + \gamma_{Gfav} \times W_{\epsilon\delta 2} + \gamma_{Gfav} \times P_{v0-1} + \gamma_{Gfav} \times P_{v1-10}$$

$$+ \gamma_{Qfav} \times P_{vk} = 3.145,68 + 258,75 + 316,35 + 239,67 + 3,94 + 213,16 + 0 \times 53,72$$

$$= 4.177,66 \text{ kNm/m}$$

$$\frac{\mu \times V_{Rd}}{\gamma_R} = \frac{0,60 \times 4.177,66}{1,10} = 2.278,66 \text{ kN/m} > H_{Ed} = 1.117,26 \text{ kNm/m}$$

$$\text{ποσοστό ασφαλείας: } \frac{\mu \times V_{Rd} - H_{Ed}}{\mu \times V_{Rd}} = \frac{0,60 \times 4.177,66 - 1.117,26}{0,60 \times 4.177,66} = 55,43 \%$$

⁴³ ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 7: “ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ”

3.3.5 ΕΛΕΓΧΟΣ ΕΝΑΝΤΙ ΑΝΑΤΡΟΠΗΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΓΙΑ ΤΟΝ ΣΕΙΣΜΙΚΟ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟ

Οι τιμές των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας στα πλαίσια του συγκεκριμένου ελέγχου δίνονται από τον επόμενο πίνακα.

Πίνακας 3.6: Συντελεστές Δράσεων για έλεγχο έναντι ολίσθησης στο σεισμικό συνδυασμό⁴⁴

Δράση		Συντελεστής δράσεων	
		Σύμβολο	Τιμή
Μόνιμες	Ευνοϊκή	γ_{Gfav}	1,00
	Δυσμενής	γ_G	1,00
Μεταβλητή	Ευνοϊκή	γ_{Qfav}	0,00
	Δυσμενής	γ_Q	1,00

Συντελεστής αντίδρασης έναντι ολίσθησης: $\gamma_R = 1,00$

Παρατήρηση: στις επόμενες σχέσεις οι συντελεστές ασφαλείας οι οποίοι ισούνται με τη μονάδα παραλείπονται. Παραλείπεται και το φορτίο $P_{νκ}$ του οποίου ο συντελεστής ασφαλείας είναι 0.

$$\begin{aligned}
 H_{Ed} &= G_h + P_w + P_{hE0-1} + P_{hE1-10} + \psi_{0Ek} \times P_{hEk} + \psi_{0\delta} \times H_{\delta} \\
 &= 422,45 + 449,24 + 13,94 + 849,26 + 0,5 \times 215,06 + 0 \times 60,48 = 1.842,43 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd} &= W_{an'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 1} + W_{\varepsilon\delta 2} + P_{vE0-1} + P_{vE1-10} \\
 &= 3.145,68 + 258,75 + 316,35 + 239,67 + 5,08 + 309,14 = 4.274,66 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

$$\frac{\mu \times V_{Rd}}{\gamma_R} = \frac{0,60 \times 4.274,66}{1,00} = 2.564,80 \text{ kN/m} > H_{Ed} = 1.842,43 \text{ kNm/m}$$

$$\text{ποσοστό ασφαλείας: } \frac{\mu \times V_{Rd} - H_{Ed}}{\mu \times V_{Rd}} = \frac{0,60 \times 4.274,66 - 1.842,43}{0,60 \times 4.274,66} = 28,16 \%$$

⁴⁴ΕΥΡΩΚΩΔΙΚΑΣ 8 : “ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ”

3.4 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΘΟΛΙΚΩΝ & ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Οι κυριότεροι λόγοι που οδήγησαν στην υιοθέτηση της μεθόδου των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας, μέσα από τον Ευρωκώδικα ήταν οι εξής:

I. Εισάγει και στην Γεωτεχνική (κατηγορία στην οποία μπορούμε να εντάξουμε τους κρηπιδότοιχους ως έργα αντιστήριξης) τον σχεδιασμό μέσω της μεθοδολογίας των οριακών καταστάσεων, δηλαδή τους υπολογισμούς μέσω τιμών σχεδιασμού οι οποίες προκύπτουν από τις χαρακτηριστικές τιμές με επιβολή των επιμέρους συντελεστών, οι οποίοι αντικαθιστούν τον παλαιότερα χρησιμοποιούμενο ενιαίο συντελεστή ασφαλείας.

II. Διευκρινίζει τη διαφορά μεταξύ δράσεων και αντιστάσεων κατά το γεωτεχνικό σχεδιασμό σύνθετων έργων. Η διαφορά αυτή δεν είναι πάντοτε προφανής, π.χ για τον υπό εξέταση κρηπιδότοιχο, η ροπή ευστάθειας που υπολογίστηκε αποτελεί ευνοϊκή δράση για τον κρηπιδότοιχο και όχι αντίσταση αυτού έναντι της ροπής ανατροπής. Η επιλογή αυτή έχει σημαντική επιρροή στους υπολογισμούς αφού οι επιμέρους συντελεστές δράσεων και αντιστάσεων είναι διαφορετικοί.

III. Εξασφαλίζει ένα ενιαίο τρόπο μελέτης για όλα τα έργα Πολιτικού Μηχανικού (ως προς τη χρήση της ανάλυσης μέσω Οριακών Καταστάσεων), αφού όλες οι μελέτες είναι πλέον σύμφωνες προς το σύστημα των Δομικών Ευρωκωδίκων.

IV. Εναρμονίζει τον τρόπο μελέτης των γεωτεχνικών έργων στην Ε. Ε. (ως προς τη χρήση της ανάλυσης μέσω Οριακών Καταστάσεων). Σημειώνεται ότι η εναρμόνιση δεν επιτυγχάνεται στις μεθόδους ανάλυσης των γεωτεχνικών έργων (αφού είναι δυνατή η χρήση οποιασδήποτε διεθνώς αποδεκτής μεθόδου ανάλυσης) ούτε στον βαθμό ασφαλείας (αφού αφήνει το δικαίωμα σε κάθε χώρα να επιλέξει τον επιθυμητό βαθμό ασφαλείας των γεωτεχνικών έργων μέσω των Εθνικών Προσαρτημάτων).

V. Ουδεμία αλλαγή απαιτείται στις μέχρι σήμερα εφαρμοζόμενες μεθόδους γεωτεχνικών αναλύσεων, αφού κατά τον Ευρωκώδικα 7 (και το Εθνικό Προσάρτημα) μπορεί να χρησιμοποιείται οποιαδήποτε διεθνώς αποδεκτή μέθοδος ανάλυσης.

VI. Οι τιμές των εδαφικών παραμέτρων που έως τώρα χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις με την συμβατική μέθοδο (ενιαίος συντελεστής ασφαλείας) αποτελούν *επαρκώς συντηρητικές εκτιμήσεις κατά τον Ευρωκώδικα 7* και συνεπώς μπορούν να λαμβάνονται ως χαρακτηριστικές τιμές.

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας η διατομή του κρηπιδότοιχου ελέγχθηκε και με τις δύο μεθόδους (μέθοδος των καθολικών, και μέθοδος των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας) και υπολογίστηκε για όλους τους ελέγχους το περιθώριο ασφαλείας της διατομής έναντι αστοχίας. Τα αποτελέσματα των υπολογισμών αυτών παρουσιάζονται συνοπτικά στον παρακάτω πίνακα.

Πίνακας 3.7: Συγκριτικός πίνακας ελέγχων με καθολικούς & επιμέρους συντελεστές ασφαλείας

ΜΕΘΟΔΟΣ ΚΑΘΟΛΙΚΩΝ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ		ΜΕΘΟΔΟΣ ΕΠΙΜΕΡΟΥΣ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΩΝ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	
Έλεγχος για κρηπιδότοιχο στη κατάσταση λειτουργίας		Έλεγχος για κρηπιδότοιχο στη κατάσταση λειτουργίας	
Έλεγχος έναντι Ανατροπής		Έλεγχος έναντι Ανατροπής	
FS x M _{αν}	1,50 x 7.758,78 = 11.638,17 kNm/m	ME _{dst}	9.755,11 kNm/m
Μευσ	34.750 kNm	ME _{stb}	30.594,54 kNm/m
Ποσοστό ασφαλείας	66,51 %	Ποσοστό ασφαλείας	68,11 %
Έλεγχος έναντι Ολίσθησης		Έλεγχος έναντι Ολίσθησης	
FS x ΣΗ	1,75 x 804,49 = 1.407,86 kN/m	γR x HE _d	1,10 x 1.117,26 = 1.228,99 kN/m
μ x ΣV	0,60 x 4.231,27 = 2.538,76 kN/m	μ x VR _d	0,60 x 4.117,66 = 2.470,60 kN/m
Ποσοστό ασφαλείας	44,55 %	Ποσοστό ασφαλείας	55,43 %
Έλεγχος για κρηπιδότοιχο στη διάρκεια σεισμού		Έλεγχος για κρηπιδότοιχο στη διάρκεια σεισμού	
Έλεγχος έναντι Ανατροπής		Έλεγχος έναντι Ανατροπής	
FS x M _{αν}	1,20 x 16.844,75 = 20.213,70 kNm/m	ME _{dst}	16.844,75 kNm/m
Μευσ	35.911,66 kNm/m	ME _{stb}	35.360,75 kNm/m
Ποσοστό ασφαλείας	43,71 %	Ποσοστό ασφαλείας	52,36 %
Έλεγχος έναντι Ολίσθησης		Έλεγχος έναντι Ολίσθησης	
FS x ΣΗ	1,10 x 1.842,43 = 2.026,67 kN/m	γR x HE _d	1,00 x 1.842,43 = 1.892,43 kN/m
μ x ΣV	0,60 x 4.313,81 = 2.588,29 kN/m	μ x VR _d	0,60 x 4.274,66 = 2.564,80 kN/m
Ποσοστό ασφαλείας	21,70 %	Ποσοστό ασφαλείας	28,16 %

Πρέπει εδώ να σημειώσουμε ότι με βάση τον τρόπο που ορίστηκε το ποσοστό ασφαλείας για τον κάθε έλεγχο, τα μικρότερα ποσοστά ασφαλείας εξασφαλίζουν μεγαλύτερη «ασφάλεια» για τη διατομή (αν και αυξάνεται αντίστοιχα η πιθανότητα υπερδιαστασιολόγησης της διατομής).

Μία πρώτη παρατήρηση η οποία πρέπει να γίνει, και η οποία αφορά τους ελέγχους ευστάθειας του κρηπιδότοιχου, ανεξάρτητα της μεθόδου με την οποία αυτοί πραγματοποιήθηκαν, είναι ότι σε κάθε περίπτωση ο συνδυασμός των δράσεων ο οποίος είναι ο πλέον κρίσιμος για τον σχεδιασμό του κρηπιδότοιχου είναι ο **σεισμικός συνδυασμός δράσεων** (αντίστοιχα για τη μέθοδο των ενιαίων συντελεστών ασφαλείας αναφερόμαστε στο Μοντέλο Φόρτισης 3). Η εξήγηση για το γεγονός αυτό είναι:

- η πολύ υψηλή αναλογία του λόγου μόνιμων προς τα κινητά φορτία που καταπονούν τη διατομή. Υπενθυμίζουμε ότι σε περίπτωση σεισμού τα κινητά φορτία της διατομής είτε πολλαπλασιάζονται με συντελεστή 0,50 (ενεργητικές ωθήσεις λόγω φορτίου λειτουργίας P), είτε αγνοούνται εντελώς (έλξη δέστρας Hδ)
- Η ιδιαίτερα υψηλή τιμή του συνόλου των σεισμικών φορτίων (φορτίο λόγω σεισμικής διέγερσης του κρηπιδότοιχου, υδροδυναμικές πιέσεις Westergaard, προσαύξηση των ενεργητικών ωθήσεων) που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο.

Είναι χαρακτηριστικό ότι με βάση τη μέθοδο των ενιαίων συντελεστών ασφαλείας (όπου η σύγκριση είναι ευκολότερη) ο λόγος της ροπής ανατροπής $M_{αν}$ και της συνολικής οριζόντιας δύναμης ΣΗ με βάση τη Φόρτιση 3 ως προς τις αντίστοιχες με βάση τη Φόρτιση 1 είναι:

- για τις ροπές ανατροπής: $\frac{16.844,75}{7.758,78} = 2,17$
- για τις οριζόντιες δυνάμεις: $\frac{1.842,43}{804,49} = 2,29$

Επιστρέφοντας στη σύγκριση της μεθόδου των καθολικών και των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας παρατηρούμε ότι η μέθοδος των καθολικών συντελεστών ασφαλείας είναι πιο ασφαλής σε σχέση με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας.

Είναι χαρακτηριστικό ότι σε όλους τους ελέγχους το ποσοστό ασφαλείας της μεθόδου των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο της μεθόδου των καθολικών συντελεστών ασφαλείας.

Η διαφορά που προκύπτει σε κάθε περίπτωση είναι:

- έλεγχος έναντι ανατροπής σε κατάσταση λειτουργίας: $68,11\% - 66,51\% = 1,60\%$
- έλεγχος έναντι ολίσθησης σε κατάσταση λειτουργίας: $55,43\% - 44,55\% = 10,88\%$
- έλεγχος έναντι ανατροπής σε περίπτωση σεισμού: $52,36\% - 43,71\% = 8,65\%$
- έλεγχος έναντι ολίσθησης σε περίπτωση σεισμού: $28,16\% - 21,70\% = 6,46\%$

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δοθεί στη διαφορά που παρουσιάζουν οι δύο μέθοδοι για τη περίπτωση σεισμού (όπως εξηγήσαμε η σεισμική φόρτιση είναι η κρίσιμη για τον κρηπιδότοιχο). Θα πρέπει να τονίσουμε ότι για τα γεωτεχνικά έργα η τιμή του ενιαίου συντελεστή ασφαλείας για αστοχία σε περίπτωση σεισμού είναι ίση με τη μονάδα «FS = 1,00», χαρακτηριστικό που παρέμεινε και στον έλεγχο με βάση τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας (οι οποίοι για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων ισούται με τη μονάδα).

Παρουσιάζεται λοιπόν αναντιστοιχία, εφ' όσον ειδικά για τα λιμενικά έργα, όπως είναι οι κρηπιδότοιχοι, για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων ο συντελεστής ασφαλείας που δίνεται είναι μεγαλύτερος από τη μονάδα «FS > 1,00» (για έλεγχο έναντι ανατροπής «FS = 1,20» και για έλεγχο έναντι ολίσθησης «FS = 1,10»). Στην παρούσα φάση δεν υπάρχουν στον Ε.Α.Κ και στα Εθνικά Προσαρτήματα του Ευρωκώδικα εξειδικεύσεις για τα λιμενικά έργα οι οποίες θα μπορούσαν να διευκρινίσουν το συγκεκριμένο ζήτημα.

• •

4.1 ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΣΥΜΠΑΓΕΙΣ Τ.Ο.

Στο κεφάλαιο αυτό εξετάζεται η κατασκευή κρηπιδότοιχου από συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους σκυροδέματος με διαστάσεις αντίστοιχες με αυτές του κρηπιδότοιχου από Caisson.

Οι δύο κρηπιδότοιχοι έχουν το ίδιο ύψος ($H = 20,50$ m), ενώ ίδια είναι και το βάθος της θάλασσας μπροστά από τον κρηπιδότοιχο ($d = 19,00$ m) όπως και το ύψος κατά το οποίο εξέχει ο κρηπιδότοιχος από την επιφάνεια της θάλασσας ($h_0 = 0,50$ m). Ο κρηπιδότοιχος αποτελείται από 8 συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους, τοποθετημένους καθ' ύψος, το μέγιστο πλάτος αυτών είναι $B_{1,2} = 11,20$ m και το ελάχιστο $B_{7,8} = 6,20$ m. Ο κατώτερος τεχνητός ογκόλιθος προεκβάλλει προς τη πλευρά της θάλασσας κατά $b_{1,2} = 1,25$ m

Η ανωδομή του κρηπιδότοιχου είναι ίδια με αυτή που εξετάστηκε για κρηπιδότοιχο από κυψελωτά κιβώτια-Caisson, το ύψος της είναι 2,00 m και το πλάτος αυτής 5,10 m.

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

- Συνολικό ύψος κρηπιδότοιχου: $H = 20,50$ m
- Πλάτος Τ.Ο. 1 & 2: $B_{1,2} = 11,20$ m
- Πλάτος Τ.Ο. 3 & 4: $B_{3,4} = 10,00$ m
- Πλάτος Τ.Ο. 5 & 6: $B_{5,6} = 8,00$ m
- Πλάτος Τ.Ο. 7 & 8: $B_{7,8} = 6,20$ m
- Μήκος στήλης Τ.Ο.: $L = 3,00$ m
- Ύψος στήλης Τ.Ο. πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας: $h_0 = 0,50$ m
- Ύψος Τ.Ο.1, Τ.Ο.2, Τ.Ο.3, Τ.Ο.4, Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6: $H_{1-6} = 2,50$ m
- Ύψος Τ.Ο.7 & Τ.Ο.8: $H_{7,8} = 2,75$ m
- Πλάτος εξοχών στους Τ.Ο.1 & Τ.Ο.2: $b_{1,2} = 1,25$ m
- Ύψος εξοχών στους Τ.Ο.1 & Τ.Ο.2: $h_{1,2} = 1,25$ m

- Όγκος Τ.Ο.1: $V_1 = [H_{1-6} \times (B_{1,2} - 2 \times b_{1,2}) + 2 \times b_{1,2} \times \frac{H_{1-6} + h_{1,2}}{2}] \times L = 79,31 \text{ m}^3$

- Όγκος Τ.Ο.2: $V_2 = [H_{1-6} \times (B_{1,2} - b_{1,2}) + b_{1,2} \times \frac{H_{1-6} + h_{1,2}}{2}] \times L = 81,66 \text{ m}^3$

- Όγκος Τ.Ο.3 & Τ.Ο.4: $V_{3,4} = B_{3,4} \times H_{1-6} \times L = 10 \times 2,5 \times 3 = 75,00 \text{ m}^3$

- Όγκος Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6: $V_{5,6} = B_{5,6} \times H_{1-6} \times L = 8 \times 2,5 \times 3 = 60,00 \text{ m}^3$

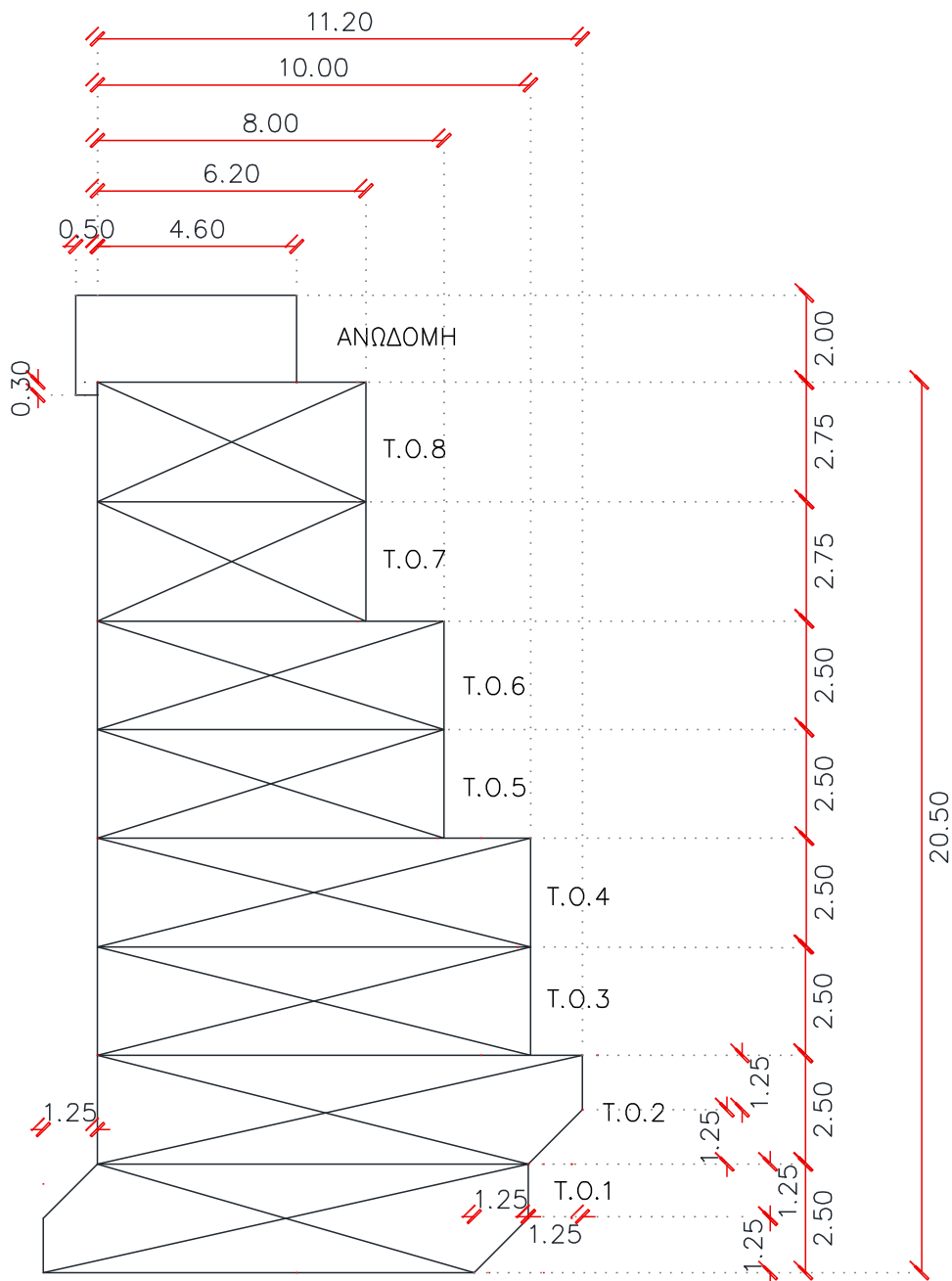
- Όγκος Τ.Ο.7 & Τ.Ο.8: $V_{7,8} = B_{7,8} \times H_{1-6} \times L = 6,2 \times 2,75 \times 3 = 51,15 \text{ m}^3$

- Συνολικός όγκος στήλης Τ.Ο.: $V_{tot} = V_1 + V_2 + 2 \times V_{3,4} + 2 \times V_{5,6} + 2 \times V_{7,8} = 533,27 \text{ m}^3$

ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΑΝΩΔΟΜΗΣ

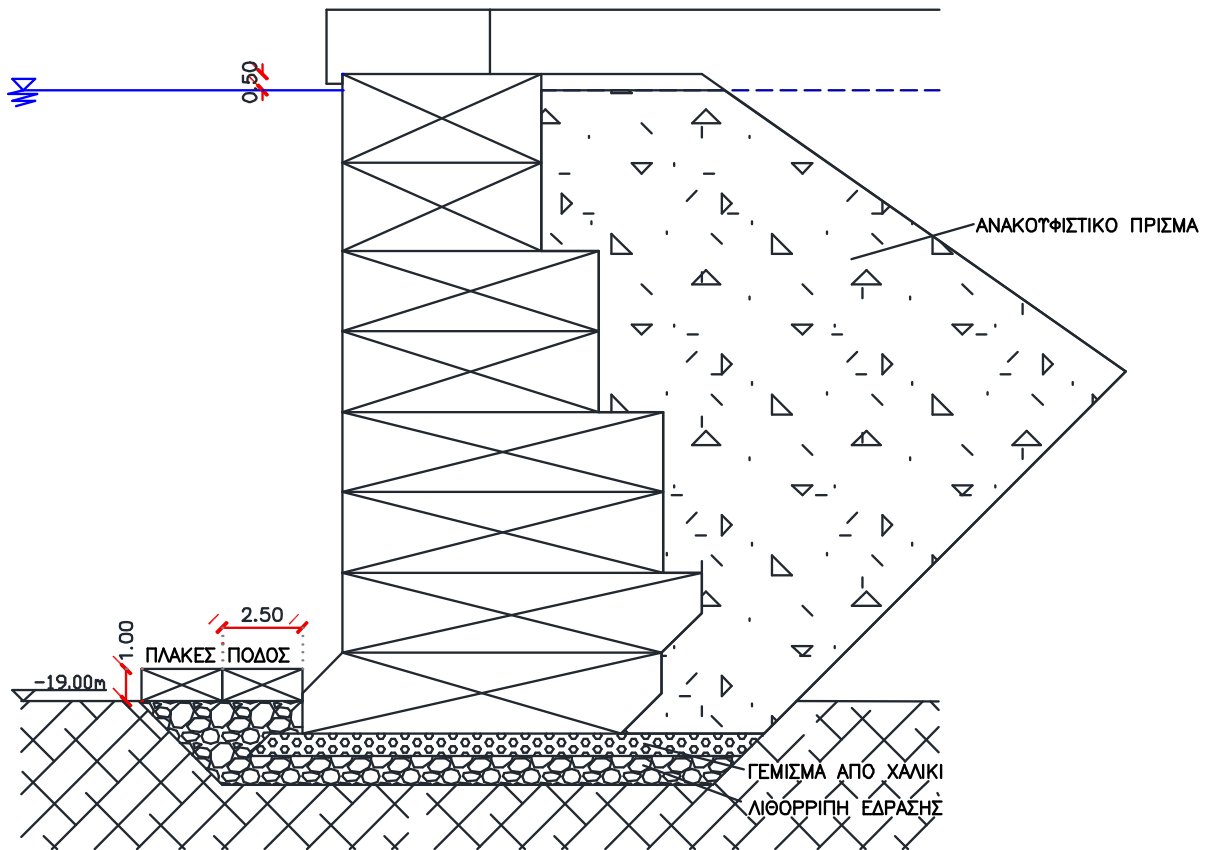
- Ύψος ανωδομής: $h_{av} = 2,00 \text{ m}$
- Ύψος στην εξοχή της ανωδομής: $h_{εξ} = 2,30 \text{ m}$
- Πλάτος εξοχής Ανωδομής : $b_{εξ} = 0,50 \text{ m}$
- Πλάτος Ανωδομής: $b_{av} = 5,10 \text{ m}$

- ανά μονάδα μήκους όγκος της ανωδομής: $V_{av} = 10,35 \text{ m}^3/\text{m}$



ΤΟΜΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΣΥΜΠΑΓΕΙΣ Τ.Ο

Σχήμα 4.1: Διατομή Κρηπιδότοιχου από συμπαγείς Τ.Ο μαζί με την ανωδομή



Σχήμα 4.2: Διατομή Κρηπίδοτοιχου

4.2 ΣΤΑΔΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

4.2.1 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Για την κατασκευή των συμπαγών τεχνητών ογκολίθων του κρηπιδότοιχου χρησιμοποιείται άοπλο σκυρόδεμα, τα ποιοτικά χαρακτηριστικά του οποίου είναι ίδια με αυτά που τέθηκαν για την κατασκευή των κυψελωτών κιβωτίων.

4.2.2 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΟΓΚΟΛΙΘΩΝ

Για την κατασκευή των συμπαγών τεχνητών ογκολίθων οι επιμέρους εργασίες (στήσιμο καλουπιών – σκυροδέτηση – αφαίρεση ξυλότυπου) πραγματοποιούνται στη ξηρά. Απαγορεύεται η αφαίρεση των πλευρικών τύπων των τεχνητών ογκολίθων πριν την πάροδο τουλάχιστον 12 ωρών από το πέρας της σκυροδέτησης. (Η ανωτέρω περίοδος δύναται να επιμηκυνθεί κατά την κρίση του επιβλέποντα μηχανικού εάν προκύψουν δυσμενείς συνθήκες ωρίμανσης).

Με βάση τον *ΕΛΟΤ* κατά τη διάρκεια των παραπάνω εργασιών πρέπει να τηρούνται επίσης οι εξής προδιαγραφές:

- Το δάπεδο της επιφάνειας όπου θα γίνει η σκυροδέτηση πρέπει να είναι απολύτως οριζοντιωμένο ενώ για την εύκολη αποκόλληση του Τ.Ο. αυτό διαστρώνεται με αντικολητικά φύλλα από κατάλληλο υλικό.
- Δεν επιτρέπεται η πτώση του νωπού σκυροδέματος (αντλητού ή μη) από ελεύθερο ύψος μεγαλύτερο του 1,00 m. Επίσης η διάστρωση του σκυροδέματος εντός των μεταλοτύπων θα γίνεται κατά στρώσεις οι οποίες δεν θα υπερβαίνουν τα 40 cm και θα συμπυκνώνονται υποχρεωτικά με δονητή(-ές) σκυροδέματος.

Στη συνέχεια οι τεχνητοί ογκόλιθοι μεταφέρονται σε κατάλληλη τοποθεσία στο εργοτάξιο όπου θα παραμείνουν χωρίς να μετακινηθούν μέχρι να αποκτήσουν αντοχή ίση με το 95% της προδιαγραφόμενης από τη μελέτη αντοχής των 28 ημερών.

4.2.3 ΔΙΑΜΟΡΦΩΣΗ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΣ ΕΔΡΑΣΗΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Πριν την τοποθέτηση των τεχνητών ογκολίθων απαιτείται η διαμόρφωση της επιφάνειας έδρασης του κρηπιδότοιχου. Καταρχάς με κατάλληλα εκσκαφικά μηχανήματα σχηματίζεται στον πυθμένα της θάλασσας (κατά μήκος της τελικής θέσης του κρηπιδότοιχου) σκάμμα βάθους μεγαλύτερου του 1 m και πλάτους που να υπερβαίνει το πλάτος του κρηπιδότοιχου κατά ποσό κατ'

ελάχιστο ίσο με το βάθος του σκάμματος και από τις δύο πλευρές⁴⁵. Στο σκάμμα αυτό θα διαστρωθεί λιθορριπή έδρασης η οποία θα αναλαμβάνει το σύνολο των φορτίων του κρηπιδότοιχου (μόνιμα & κινητά). Στο ανώτερο τμήμα της λιθορριπής έδρασης θα συμπληρώνεται με λεπτόκοκκο υλικό ώστε να εξασφαλίζεται η απαραίτητη οριζοντιότητα της επιφάνειας έδρασης του κρηπιδότοιχου (οι μέγιστες επιτρεπόμενες ανοχές είναι ± 1 cm).

4.2.4 ΜΕΤΑΦΟΡΑ & ΤΟΠΟΘΕΤΗΣΗ ΟΓΚΟΛΙΘΩΝ ΣΤΗΝ ΤΕΛΙΚΗ ΤΟΥΣ ΘΕΣΗ

Οι τεχνητοί ογκόλιθοι θα φορτωθούν σε πλωτό γερανό με τον οποίο θα μεταφερθούν και θα τοποθετηθούν στην τελική τους θέση. Για την τοποθέτηση των ογκολίθων πέρα από κατάλληλο τοπογραφικό συνεργείο το οποίο θα επιβλέπει τις εργασίες είναι απαραίτητο και συνεργείο δυτών το οποίο θα εξασφαλίζει την ακριβή τοποθέτηση των ογκολίθων καθ' ύψος αλλά και των διαδοχικών στηλών μεταξύ τους.

Μετά την τοποθέτηση των Caisson, τοποθετούνται ειδικές προκατασκευασμένες πλάκες σκυροδέματος (πλάκες ποδός) για τη προστασία της λιθορριπής έδρασης από εκσκαφή αυτής που μπορεί να προκληθεί από τους έλικες των πλοίων

4.2.5 ΠΡΟΦΟΡΤΙΣΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Πριν από την κατασκευή των ανωδομών οι στήλες των τεχνητών ογκολίθων προφορτίζονται με τη προσθήκη τεχνητών ογκολίθων προφόρτισης (για τον σκοπό αυτό μπορούμε να χρησιμοποιήσουμε ακόμα και τους Τ.Ο του κρηπιδότοιχου προτού αυτοί φορτωθούν για να τοποθετηθούν στην τελική τους θέση). Στα πλαίσια της μελέτης της προφόρτισης του κρηπιδότοιχου για τον υπολογισμό του φορτίου προφόρτισης αθροίζονται: α) το βάρος της ανωδομής, β) τα προβλεπόμενα από τη μελέτη του έργου κινητά φορτία λειτουργίας του. Οι ογκόλιθοι προφόρτισης θα τοποθετούνται κατά τέτοιο τρόπο σε κάθε στήλη ώστε να εξασφαλίζεται ομοιόμορφη κατανομή του φορτίου και να αποφεύγεται η μερική έδραση τους σε γειτονικές στήλες.

Κατά τις εργασίες αυτές θα κρατείται αναλυτικό αρχείο σε ημερήσια βάση με στοιχεία για τις υποχωρήσεις των τεσσάρων γωνιών στην επιφάνεια του ανώτερου τεχνητού ογκολίθου κάθε στήλης. Η διάρκεια της προφόρτισης θα είναι 20 ημέρες από την τοποθέτηση του 1^{ου} ογκολίθου προφόρτισης (ενώ μπορεί να συντομευθεί εάν ο μέσος όρος των υποχωρήσεων επί 3 συνεχόμενες ημέρες είναι κάτω από 1mm).

⁴⁵Κ.ΜΕΜΟΣ: ΕΙΣΑΓΩΓΗ ΣΤΑ ΛΙΜΕΝΙΚΑ ΕΡΓΑ

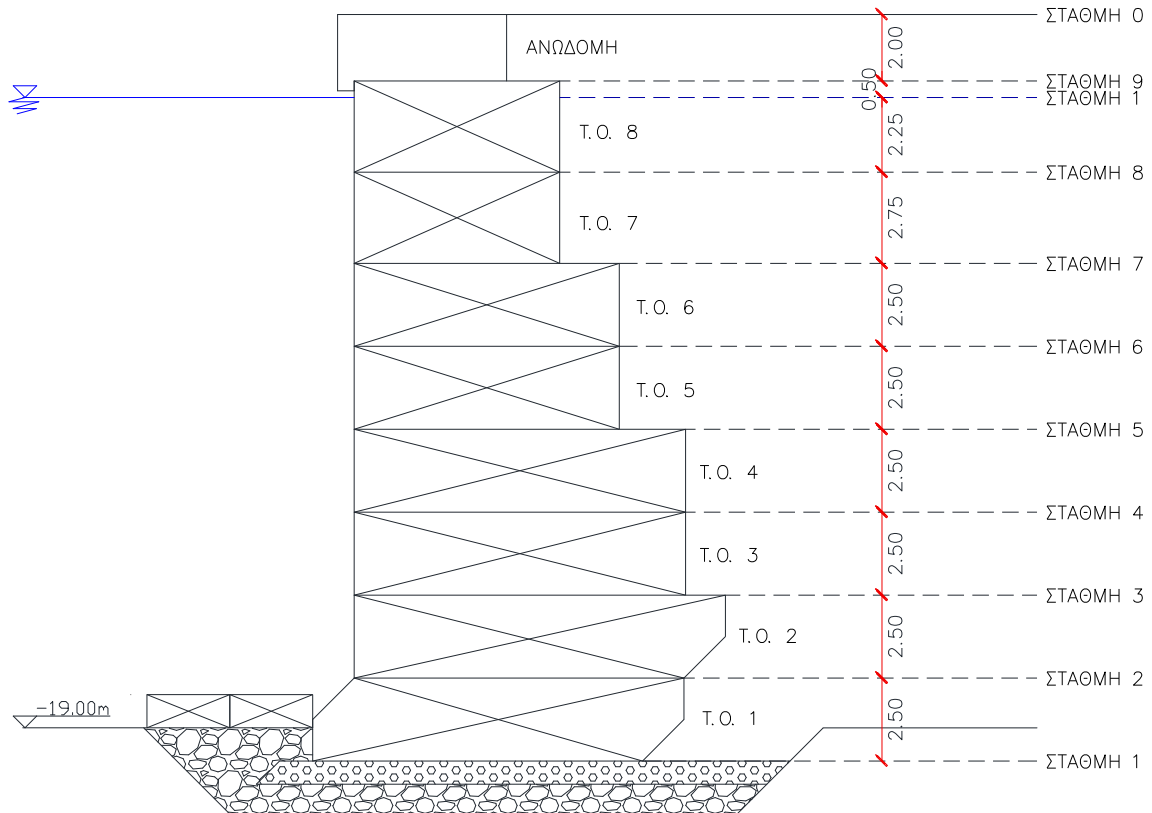
4.3 ΦΟΡΤΙΑ ΣΤΗ ΔΙΑΤΟΜΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Για τον έλεγχο ευστάθειας κρηπιδότοιχου από συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους οι έλεγχοι έναντι ανατροπής και έναντι ολίσθησης απαιτείται να γίνουν όχι μόνο στη βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου αλλά και σε όλους τους οριζόντιους αρμούς του κρηπιδότοιχου, δηλαδή στην επιφάνεια έδρασης του κάθε μεμονωμένου τεχνητού ογκόλιθου όπως είναι αυτοί καθ' ύψος τοποθετημένοι.

Για τις ανάγκες των συγκεκριμένων ελέγχων και για τη διευκόλυνση των υπολογισμών ορίζουμε τις στάθμες 0, 9, 1, 8, 7, 6, 5, 4, 3, 2 και 10 όπως φαίνεται και στους επόμενους πίνακες και σχέδια.

Πίνακας 4.1: Στάθμες ελέγχου κρηπιδότοιχου

Στάθμη	
0	η επιφάνεια του εδάφους
9	η επιφάνεια έδρασης της ανωδομής
1	θαλάσσια επιφάνεια & στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα
8	επιφάνεια έδρασης του Τ.Ο. 8
7	επιφάνεια έδρασης του Τ.Ο. 7
6	επιφάνεια έδρασης του Τ.Ο. 6
5	επιφάνεια έδρασης του Τ.Ο. 5
4	επιφάνεια έδρασης του Τ.Ο. 4
3	επιφάνεια έδρασης του Τ.Ο. 3
2	επιφάνεια έδρασης του Τ.Ο. 2
10	επιφάνεια έδρασης του κρηπιδότοιχου



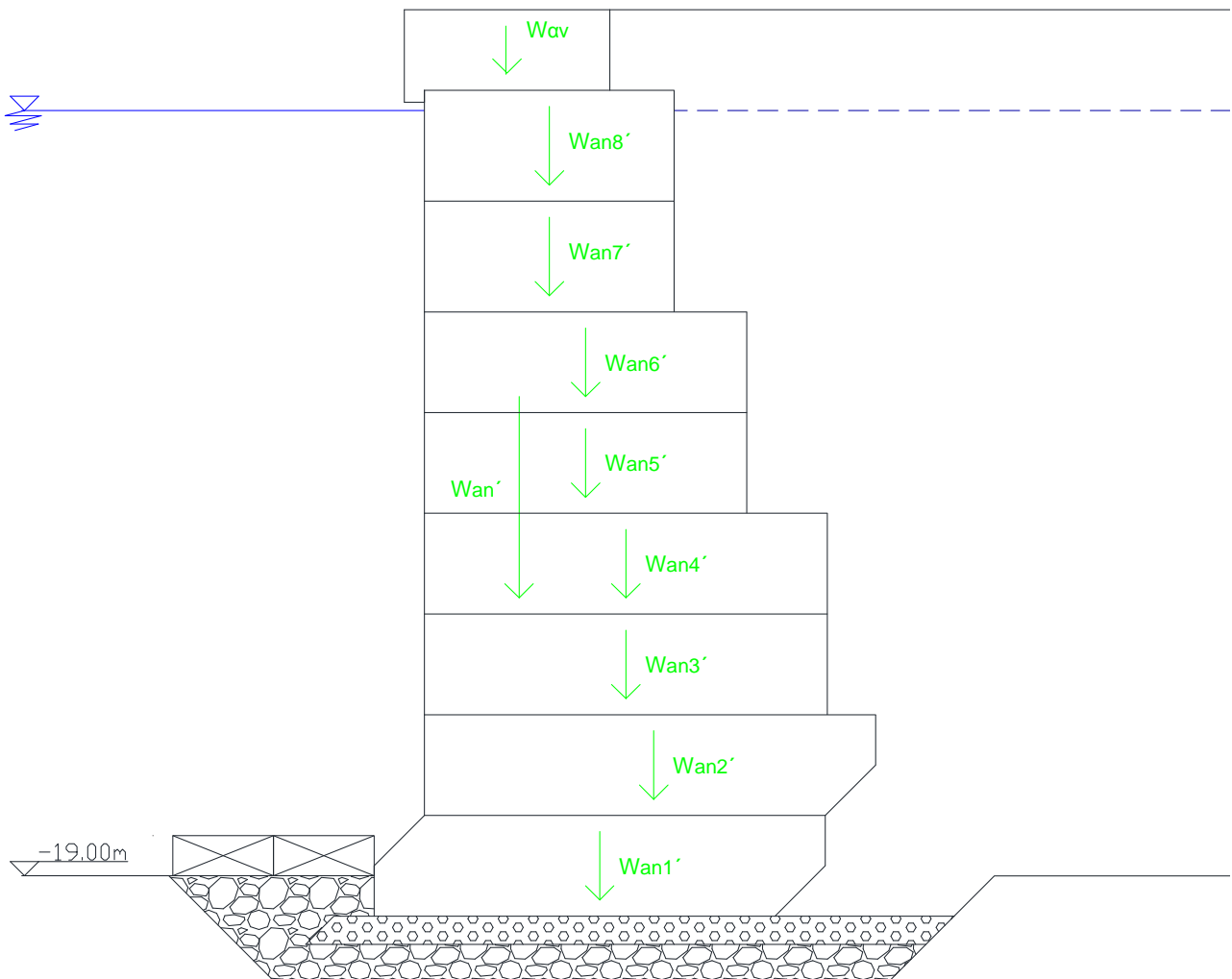
Σχήμα 4.3: Στάθμες ελέγχου κρηπιδότοιχου

Τα φορτία που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο από συμπαγείς Τ.Ο. είναι τα ίδια ακριβώς με αυτά που εξετάστηκαν προηγουμένως. Υπολογίζονται εκ νέου λαμβάνοντας υπ' όψιν την απαίτηση για έλεγχο όλων των οριζόντιων αρμών του κρηπιδότοιχου.

Παρατήρηση: Για τις ανάγκες ελέγχου του κρηπιδότοιχου έναντι ανατροπής σε όλους τους οριζόντιους αρμούς τους θα ορίσουμε πέρα από την απόσταση l_i του σημείου εφαρμογής του φορτίου F_i από τον πόδα του κρηπιδότοιχου, και την απόσταση l_i' από το μέτωπο του κρηπιδότοιχου, όποτε κάτι τέτοιο είναι απαραίτητο.

4.3.1 ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ

1) Ίδια Βάρη του κρηπιδότοιχου



Σχήμα 4.4: Ίδιο Βάρος Τ.Ο & ανωδομής

- για τον Τ.Ο.1:

Βάρος του Τ.Ο.1:

$$W_1 = V_1 \times \gamma_b = 1.982,81 \text{ kN}$$

Υπό άνωση βάρος του Τ.Ο.1:

$$W_{an1} = W_1 - V_1 \times \gamma_u = 1.189,69 \text{ kN}$$

Ανά μονάδα μήκους βάρος του Τ.Ο. 1: $W_1' = \frac{W_1}{L} = 660,94 \text{ kN/m}$

Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος του Τ.Ο.1: $W_{an1'} = \frac{W_{an1}}{L} = 396,56 \text{ kN/m}$

$$lW_1 = \frac{B_{1,2} - b_{1,2}}{2} = 4,98 \text{ m}$$

- για τον Τ.Ο.2:

Βάρος του Τ.Ο.2: $W_2 = V_2 \times \gamma_b = 2.041,50 \text{ kN}$
 Υπό άνωση βάρος του Τ.Ο.1: $W_{an2} = W_2 - V_2 \times \gamma_u = 1.224,90 \text{ kN}$

Ανά μονάδα μήκους βάρος του Τ.Ο. 1: $W_2' = \frac{W_2}{L} = 680,47 \text{ kN/m}$

Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος του Τ.Ο.1: $W_{an2'} = \frac{W_{an2}}{L} = 408,28 \text{ kN/m}$

$$lW_2' = \frac{[(B_{1,2} - b_{1,2})^2 \times \frac{H_{1-6}}{2} + (B_{1,2} - b_{1,2} + \frac{b_{1,2}}{3} \times \frac{H_{1-6} + 2 \times h_{1,2}}{H_{1-6} + h_{1,2}}) \times b_{1,2} \times \frac{H_{1-6} + h_{1,2}}{2}]}{V_2} \times L = 5,69 \text{ m}$$

$$lW_2 = lW_2' + b_{1,2} = 6,94 \text{ m}$$

- για τους Τ.Ο.3 & Τ.Ο.4:

Βάρος των Τ.Ο.3 & Τ.Ο.4: $W_{3,4} = V_{3,4} \times \gamma_b = 1.875,00 \text{ kN}$
 Υπό άνωση βάρος των Τ.Ο.3 & Τ.Ο.4: $W_{an3,4} = W_{3,4} - V_{3,4} \times \gamma_u = 1.125,00 \text{ kN}$

Ανά μονάδα μήκους βάρος των Τ.Ο.3 & Τ.Ο.4: $W_{3,4}' = \frac{W_{3,4}}{L} = 625,00 \text{ kN/m}$

Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος των Τ.Ο.3 & Τ.Ο.4: $W_{an3,4}' = \frac{W_{an3,4}}{L} = 375,00 \text{ kN/m}$

$$lW_{3,4}' = \frac{B_{3,4}}{2} = 5,00 \text{ m}$$

$$lW_{3,4} = lW_{3,4}' + b_{1,2} = 6,25 \text{ m}$$

- για τους Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6:

Βάρος των Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6: $W_{5,6} = V_{5,6} \times \gamma_b = 1.500,00 \text{ kN}$
 Υπό άνωση βάρος των Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6: $W_{an5,6} = W_{5,6} - V_{5,6} \times \gamma_u = 900,00 \text{ kN}$

Ανά μονάδα μήκους βάρος των Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6: $W_{5,6}' = \frac{W_{5,6}}{L} = 500,00 \text{ kN/m}$

Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος των Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6: $W_{an5,6}' = \frac{W_{an5,6}}{L} = 300,00 \text{ kN/m}$

$$lW_{5,6}' = \frac{B_{5,6}}{2} = 4,0 \text{ m}$$

$$lW_{5,6} = lW_{5,6}' + b_{1,2} = 5,25 \text{ m}$$

- για τους Τ.Ο.7 & Τ.Ο.8:

$$\text{Βάρος των Τ.Ο.7 \& Τ.Ο.8: } W_{7,8} = V_{7,8} \times \gamma_b = 1.278,75 \text{ kN}$$

$$\text{Υπό άνωση βάρος του Τ.Ο.7: } W_{an7} = W_7 - V_7 \times \gamma_v = 767,25 \text{ kN}$$

$$\text{Υπό άνωση βάρος του Τ.Ο.8: } W_{an8} = W_8 - (V_8 - h_o \times B_{7,8} \times L) \times \gamma_v = 860,25 \text{ kN}$$

$$\text{Ανά μονάδα μήκους βάρος των Τ.Ο.7 \& Τ.Ο.8: } W_{7,8}' = \frac{W_{7,8}}{L} = 426,25 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος των Τ.Ο.7: } W_{an7}' = \frac{W_{an7}}{L} = 255,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος των Τ.Ο.8: } W_{an8}' = \frac{W_{an8}}{L} = 286,75 \text{ kN/m}$$

$$l_{W_{7,8}'} = \frac{B_{7,8}}{2} = 3,1 \text{ m}$$

$$l_{W_{7,8}} = l_{W_{7,8}'} + b_{1,2} = 4,35 \text{ m}$$

- Συνολικά για ολόκληρη τη στήλη Τ.Ο.:

$$\text{Βάρος στήλης Τ.Ο.: } W_{tot} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8 = 13.331,72 \text{ kN}$$

$$\text{Υπό άνωση στήλης Τ.Ο.: } W_{an} = W_{an1} + W_{an2} + W_{an3} + W_{an4} + W_{an5} + W_{an6} + W_{an7} + W_{an8} = 8.092,03 \text{ kN}$$

$$\text{Ανά μονάδα μήκους βάρος στήλης Τ.Ο.: } W_{tot}' = \frac{W_{tot}}{L} = 4.443,91 \text{ kN/m}$$

$$\text{Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος στήλης Τ.Ο.: } W_{an}' = \frac{W_{an}}{L} = 2.697,34 \text{ kN/m}$$

$$l_W = \frac{[W_{an1} \times l_{W1} + W_{an2} \times l_{W2} + W_{an3} \times l_{W3} + W_{an4} \times l_{W4} + W_{an5} \times l_{W5} + W_{an6} \times l_{W6} + W_{an7} \times l_{W7} + W_{an8} \times l_{W8}]}{W_{an}} = 5,56 \text{ m}$$

2) Ίδιο Βάρος της Ανωδομής

Το φορτίο αυτό είναι το ίδιο ακριβώς σε σχέση με τους υπολογισμούς για κρηπιδότοιχο από κυψελωτούς τεχνητούς ογκολίθους:

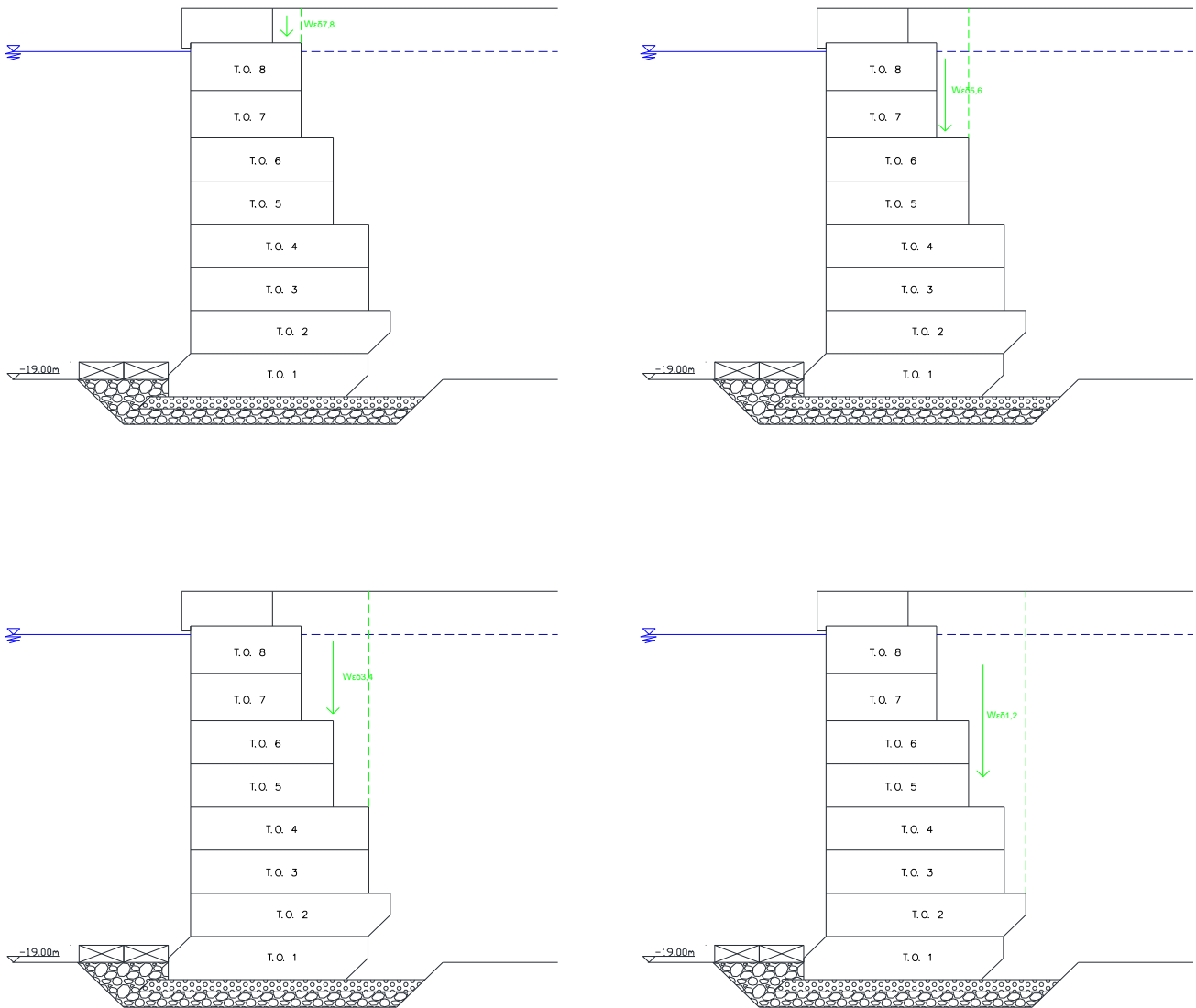
$$W_{av} = 258,75 \text{ kN/m}$$

$$l_{av}' = \frac{(V_{av} - h_{εξ} \times b_{εξ}) \times \frac{b_{av} - b_{εξ}}{2} - \frac{h_{εξ}}{2} \times b_{εξ}^2}{L} = 2,02 \text{ m}$$

$$l_{av} = l_{av}' + b_{1,2} = 3,27$$

3) Βάρος Επιχώσης και Επιστρώσεων

Ορίζουμε το φορτίο $W_{εδι}$, ως το συνολικό βάρος των επιχώσεων που ασκούνται στον Τ.Ο.ι. Οπότε υπολογίζονται:



Σχήμα 4.5: Βάρη επιχώσεων πάνω στους Τ.Ο

- για τους Τ.Ο.7 & Τ.Ο.8: $W_{εδ7,8} = [B_{7,8} - (b_{av} - b_{εξ})] \times h_{av} \times \gamma_{φ} = 59,20 \text{ kN/m}$
 $l_{εδ7,8}' = \frac{B_{7,8} + b_{av} - b_{εξ}}{2} = 5,40 \text{ m}$
- για τους Τ.Ο.5 & Τ.Ο.6:

$$W_{\varepsilon\delta 5,6} = W_{\varepsilon\delta 7,8} + (B_{5,6} - B_{7,8}) \times [(h_{av} + h_o) \times \gamma_{\varphi} + (2 \times H_{7,8} - h_o) \times (\gamma_{\kappa} - \gamma_{\nu})]$$

$$= 241,45 \text{ kN/m}$$

$$l_{\varepsilon\delta 5,6}' = \frac{W_{\varepsilon\delta 7,8} \times l_{\varepsilon\delta 7,8}' + (W_{\varepsilon\delta 5,6} - W_{\varepsilon\delta 7,8}) \times \frac{B_{5,6} + B_{7,8}}{2}}{2} = 6,68 \text{ m}$$

- για τους Τ.Ο.3 & Τ.Ο.4:

$$W_{\varepsilon\delta 3,4} = W_{\varepsilon\delta 5,6} + (B_{3,4} - B_{5,6}) \times [(h_{av} + h_o) \times \gamma_{\varphi} + (2 \times H_{1-6} + 2 \times H_{7,8} - h_o) \times (\gamma_{\kappa} - \gamma_{\nu})]$$

$$= 577,80 \text{ kN/m}$$

$$l_{\varepsilon\delta 3,4}' = \frac{W_{\varepsilon\delta 5,6} \times l_{\varepsilon\delta 5,6}' + (W_{\varepsilon\delta 3,4} - W_{\varepsilon\delta 5,6}) \times \frac{B_{3,4} + B_{5,6}}{2}}{2} = 7,99 \text{ m}$$

- για τους Τ.Ο.1 & Τ.Ο.2:

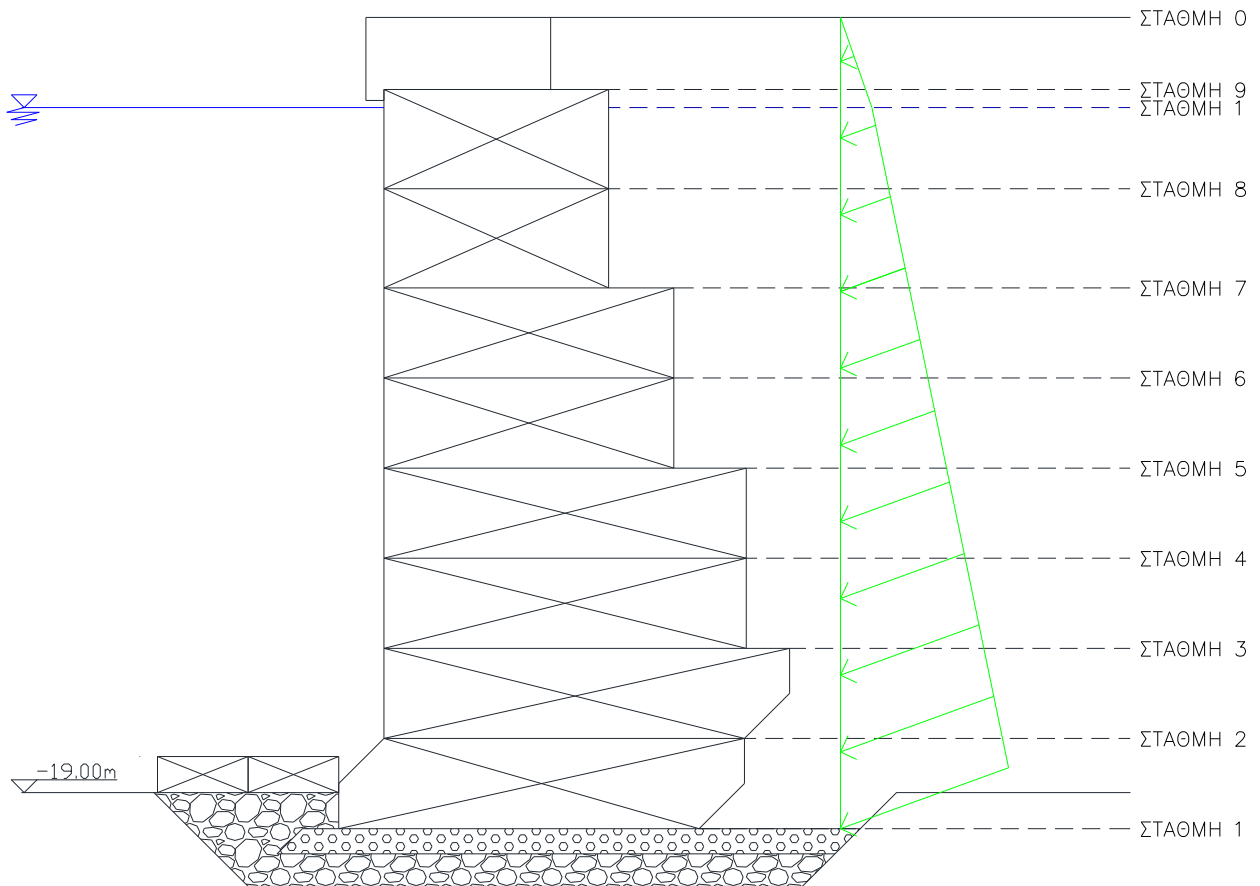
$$W_{\varepsilon\delta 1,2} = W_{\varepsilon\delta 3,4} + (B_{1,2} - B_{3,4}) \times [(h_{av} + h_o) \times \gamma_{\varphi} + (4 \times H_{1-6} + 2 \times H_{7,8} - h_o) \times (\gamma_{\kappa} - \gamma_{\nu})]$$

$$= 831,20 \text{ kN/m}$$

$$l_{\varepsilon\delta 1,2}' = \frac{W_{\varepsilon\delta 3,4} \times l_{\varepsilon\delta 3,4}' + (W_{\varepsilon\delta 1,2} - W_{\varepsilon\delta 3,4}) \times \frac{B_{1,2} + B_{3,4}}{2}}{2} = 8,81 \text{ m}$$

$$l_{\varepsilon\delta 1,2} = l_{\varepsilon\delta 1,2}' + b_{1,2} = 10,06 \text{ m}$$

4) Ενεργητικές ωθήσεις γαιών λόγω ιδίου βάρους των υλικών επίχωσης



Εικόνα 4.6: Ενεργητικές ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο λόγω βάρους επίχωσης

Ομοίως με πριν υπολογίζονται η οριζόντια και η κατακόρυφη συνιστώσα των ενεργητικών ωθήσεων στις στάθμες που έχουμε ορίσει:

Υπενθυμίζονται οι τιμές των συντελεστών ενεργητικών ωθήσεων: $K_{ah} = 0,19$
 $K_{av} = 0,07$

Πίνακας 4.2: Ενεργός Τάση Επιχώματος

ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΑ ΦΟΡΤΙΑ ΕΔΑΦΟΥΣ				
Στάθμη	Βάθος h_i (m)	Ειδικό Βάρος γ_j (kN/m ³)	Υπό Άνωση Ειδικό Βάρος γ_j' (kN/m ³)	Ενεργός Τάση σ'_i (kPa)
				$\sigma'_i = \sigma'_{i-1} + \gamma_j' \times (h_i - h_{i-1})$
0	0,00	$\gamma_\phi = 18,5$	18,5	0,00
9	2,00			37,00
1	2,50			46,25
8	4,75	$\gamma_\kappa = 21$	11	71,00
7	7,50			101,25
6	10,00			128,75
5	12,50			156,25
4	15,00			183,75
3	17,50			211,25
2	20,00			238,75
10	22,50			266,25

Πίνακας 4.3: Ενεργητικές Ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο

ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ				
Στάθμη	Βάθος h_i (m)	Ενεργός Τάση σ'_i (kPa)	Οριζόντιες Ενεργητικές Ωθήσεις σ_{hai} (kPa)	Κατακόρυφες Ενεργητικές Ωθήσεις σ_{vai} (kPa)
			$\sigma_{hai} = K_{ah} \times \sigma'_i$	$\sigma_{vai} = K_{av} \times \sigma'_i$
0	0,00	0,00	0,00	0,00
9	2,00	37,00	6,93	2,52
1	2,50	46,25	8,67	3,15
8	4,75	71,00	13,30	4,84
7	7,50	101,25	18,97	6,91
6	10,00	128,75	24,13	8,78
5	12,50	156,25	29,28	10,66
4	15,00	183,75	34,43	12,53
3	17,50	211,25	39,59	14,41
2	20,00	238,75	44,74	16,29
10	22,50	266,25	49,89	18,16

Για του υπολογισμούς των φορτίων των οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$P_{hi-j} = \frac{\sigma_{hai} + \sigma_{haj}}{2} \times (h_j - h_i) \quad , \text{και} \quad h_{hi-j} = \frac{2 \times \sigma_{hai} + \sigma_{haj}}{\sigma_{hai} + \sigma_{haj}} \times \frac{h_j - h_i}{3}$$

Πίνακας 4.4: Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο

ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ			
Ph0-1	10,80 kN/m	hh0-1	20,83 m
Ph1-8	24,72 kN/m	hh1-8	18,80 m
Ph1-7	69,10 kN/m	hh1-7	17,19 m
Ph1-6	122,98 kN/m	hh1-6	15,66 m
Ph1-5	189,73 kN/m	hh1-5	14,09 m
Ph1-4	269,38 kN/m	hh1-4	12,50 m
Ph1-3	361,90 kN/m	hh1-3	10,90 m
Ph1-2	467,31 kN/m	hh1-2	9,28 m
Ph1-10	585,60 kN/m	hh1-10	7,65 m

Για του υπολογισμούς των φορτίων των κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$P_{vi-j} = \frac{\sigma_{vai} + \sigma_{vaj}}{2} \times (h_j - h_i)$$

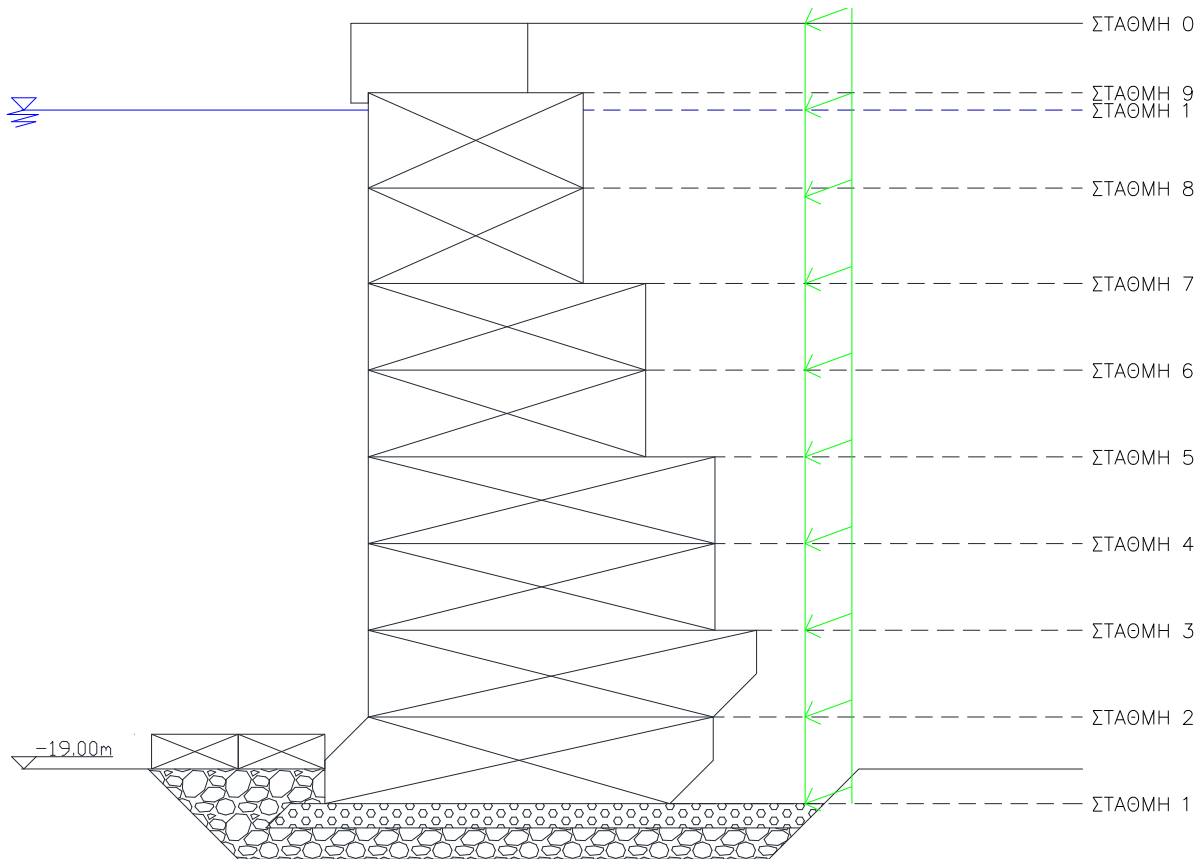
,ενώ οι αποστάσεις l_{vi-j} και l_{vi-j}' για τα συγκεκριμένα φορτία ορίζονται κατά περίπτωση από την επιφάνεια επί της οποίας αυτά εφαρμόζονται.

Πίνακας 4.5: Φορτία κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ					
Pv0-9	2,52 kN/m	lv0-9'	4,60 m	lv0-9	5,85
Pv9-8	10,13 kN/m	lv9-8'	6,20 m	lv9-8	7,45
Pv8-7	16,16 kN/m	lv8-7'	6,20 m	lv8-7	7,45
Pv7-6	19,61 kN/m	lv7-6'	8,00 m	lv7-6	9,25
Pv6-5	24,30 kN/m	lv6-5'	8,00 m	lv6-5	9,25
Pv5-4	28,99 kN/m	lv5-4'	10,00 m	lv5-4	11,25
Pv4-3	33,68 kN/m	lv4-3'	10,00 m	lv4-3	11,25
Pv3-2	38,37 kN/m	lv3-2'	10,89 m	lv3-2	12,14
Pv2-10	43,06 kN/m	lv2-10'	10,58 m	lv2-10	11,83

4.3.2 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ

1) Ενεργητικές ωθήσεις λόγω φορτίου λειτουργίας λιμένα



Σχήμα 4.7: Ενεργητικές ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο λόγω φορτίου λειτουργίας P

- για τις οριζόντιες ωθήσεις: $\Delta\sigma_{ha} = K_{ah} \times P = 0,19 \times 35 = 6,56 \text{ kPa}$
- για τις κατακόρυφες ωθήσεις: $\Delta\sigma_{va} = K_{av} \times P = 0,07 \times 35 = 2,39 \text{ kPa}$

Για του υπολογισμούς των φορτίων των οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$P_{h_{ki-j}} = \Delta\sigma_{ha} \times (h_j - h_i) \quad , \text{ και} \quad h_{h_{ki-j}} = H - \frac{h_i}{2}$$

Πίνακας 4.6: Φορτία οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω φορτίου λειτουργίας P

ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ			
P _{hk8}	31,15 kN/m	h _{hk8}	20,13 m
P _{hk7}	49,19 kN/m	h _{hk7}	18,75 m
P _{hk6}	65,59 kN/m	h _{hk6}	17,50 m
P _{hk5}	81,98 kN/m	h _{hk5}	16,25 m
P _{hk4}	98,38 kN/m	h _{hk4}	15,00 m
P _{hk3}	114,78 kN/m	h _{hk3}	13,75 m
P _{hk2}	131,17 kN/m	h _{hk2}	12,50 m
P _{hk10}	147,57 kN/m	h _{hk10}	11,25 m

Για του υπολογισμούς των φορτίων των κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$P_{vki-j} = \Delta \sigma_{va} \times (h_j - h_i)$$

,ενώ οι αποστάσεις l_{vi-j} και l_{vi-j'} για τα συγκεκριμένα φορτία ορίζονται κατά περίπτωση από την επιφάνεια επί της οποίας αυτά εφαρμόζονται.

Πίνακας 4.7: Φορτία κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων λόγω φορτίου λειτουργίας P

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ					
P _{vk0-9}	4,77 kN/m	lv0-9'	4,60 m	lv0-9	5,85
P _{vk9-8}	6,57 kN/m	lv9-8'	6,20 m	lv9-8	7,45
P _{vk8-7}	6,57 kN/m	lv8-7'	6,20 m	lv8-7	7,45
P _{vk7-6}	5,97 kN/m	lv7-6'	8,00 m	lv7-6	9,25
P _{vk6-5}	5,97 kN/m	lv6-5'	8,00 m	lv6-5	9,25
P _{vk5-4}	5,97 kN/m	lv5-4'	10,00 m	lv5-4	11,25
P _{vk4-3}	5,97 kN/m	lv4-3'	10,00 m	lv4-3	11,25
P _{vk3-2}	5,97 kN/m	lv3-2'	10,89 m	lv3-2	12,14
P _{vk2-10}	5,97 kN/m	lv2-10'	10,58 m	lv2-10	11,83

2) Έλξη Δέστρας

Προκειμένου να εξασφαλίσουμε ίδιες φορτίσεις για τους υπό σύγκριση κρηπιδότοιχους επιλέγεται η τοποθέτηση των δέστρων να γίνει σε αποστάσεις 24,80 m μεταξύ τους όπως ακριβώς έγινε και για τον έλεγχο του κρηπιδότοιχου από κυβελωτούς τεχνητούς ογκόλιθους.

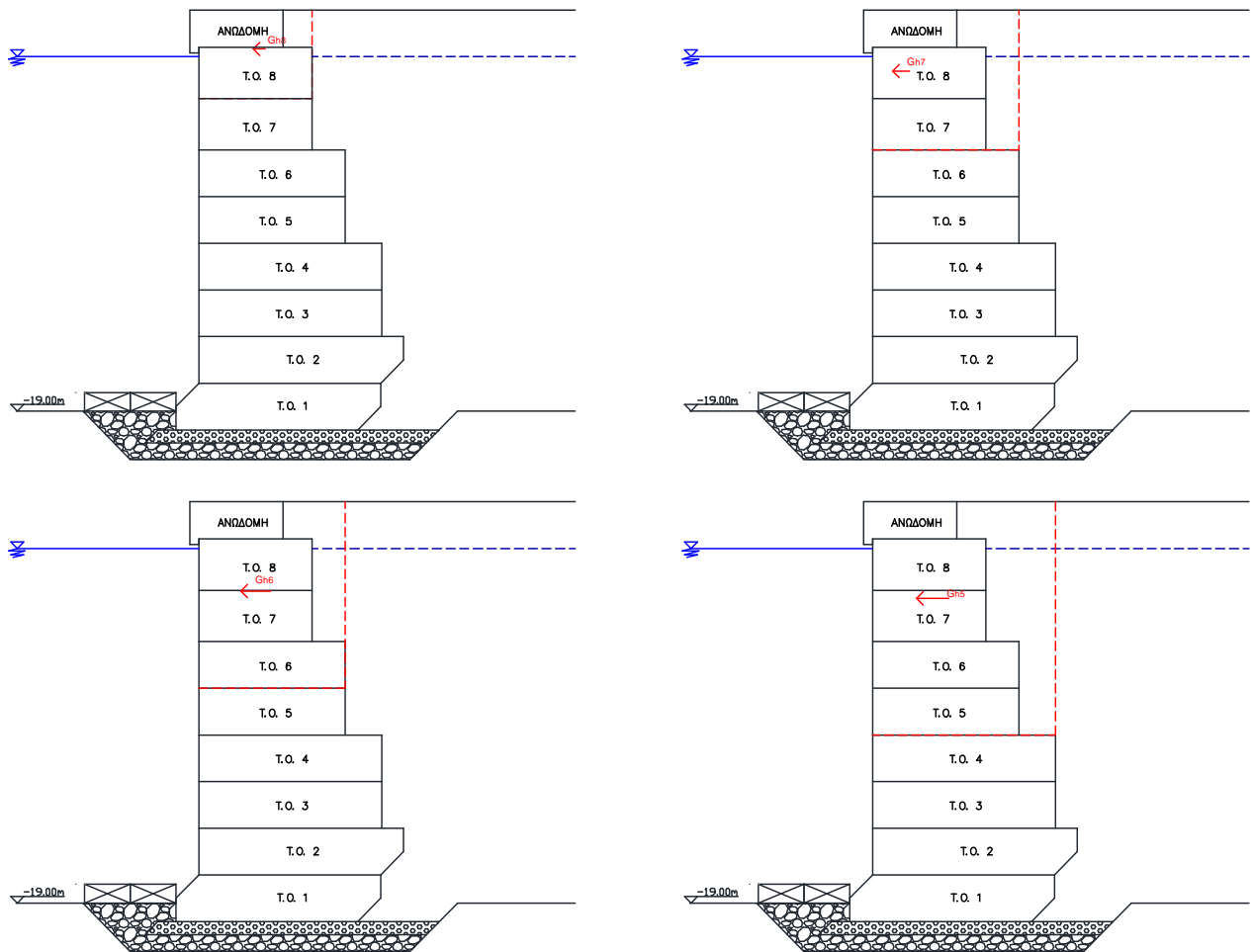
$$\text{Άρα: } H\delta = 60,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{και: } h\delta = H + h_{av} + 0,50 = 20,5 + 2 + 0,5 = 23,00 \text{ m}$$

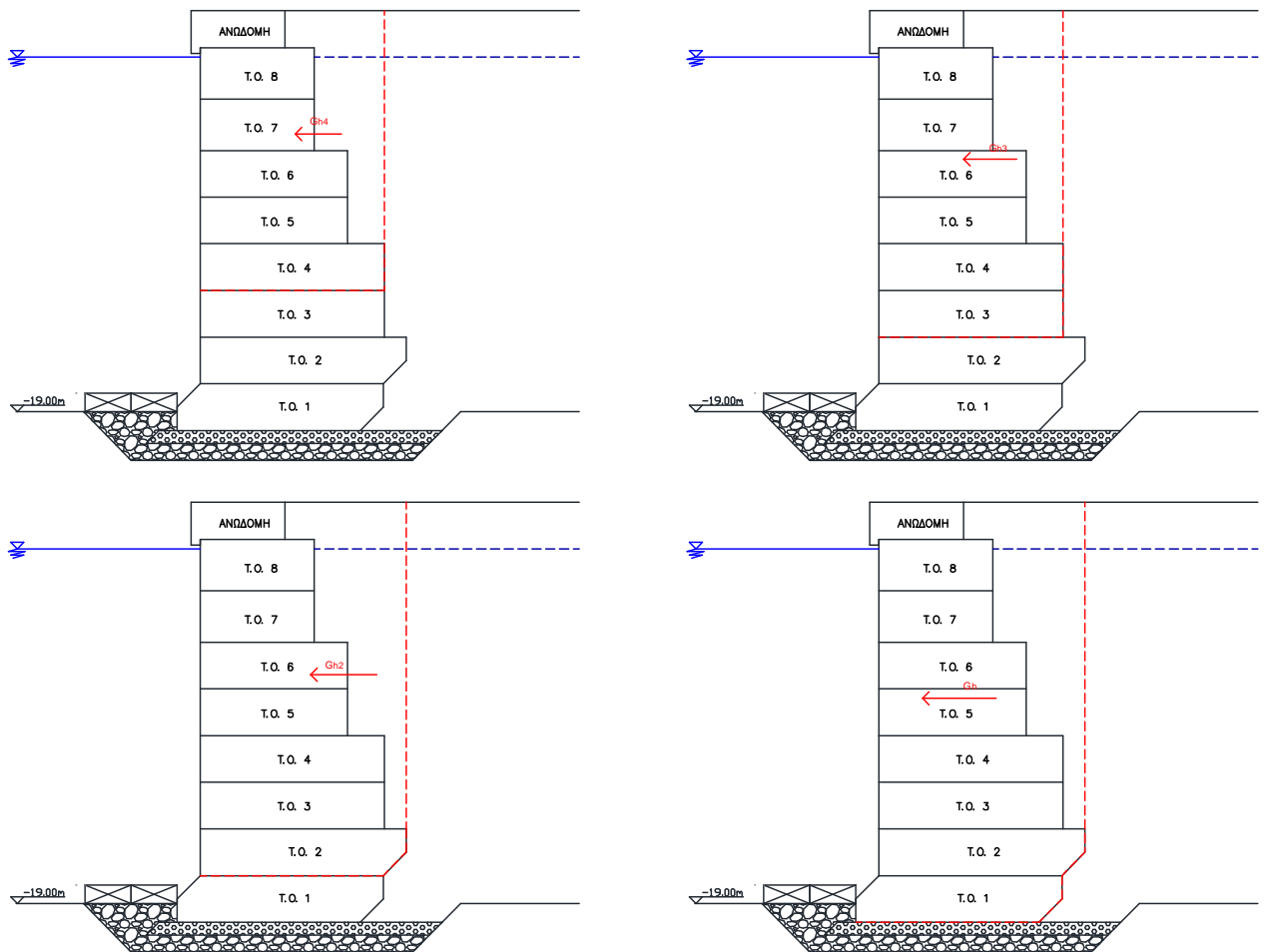
4.3.3 ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ

1) Οριζόντιες δυνάμεις αδρανειακές επί των μαζών του κρηπιδότοιχου.

Τα φορτία που υπολογίζονται στην κατηγορία αυτή για τον κάθε Τ.Ο. είναι αθροιστικά.



Σχήμα 4.7 α: Οριζόντια σεισμικά φορτία για τους Τ.Ο.8, Τ.Ο.7, Τ.Ο.6 & Τ.Ο.5



Σχήμα 4.7 β: Οριζόντια σεισμικά φορτία στους Τ.Ο.4, Τ.Ο.3, Τ.Ο.2 και σε ολόκληρο τον κρηπιδότοιχο

- για τον Τ.Ο.8: $G_{h8} = k_h \times (W_{an8'} + W_{av} + W_{εδ7,8}) = 64,50 \text{ kN/m}$

$$h_{E8} = \frac{\left[(G_{εδ7,8} + G_{av} - (h_{εξ} - h_{av}) \times b_{εξ} \times \gamma_b) \times \left(H + \frac{h_{av}}{2} \right) + B_{7,8} \times \left[h_o \times \gamma_b \times \left(H + \frac{h_o}{2} \right) + (H_{7,8} - h_o) \times (\gamma_b - \gamma_v) \times \left(H - \frac{H_{7,8} - 3 \times h_o}{2} \right) \right] \right]}{W_{an8'} + W_{av} + W_{εδ7,8}}$$

$$= 20,42 \text{ m}$$

- για τον Τ.Ο.7: $G_{h7} = kh \times (W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 7,8}) = 91,78 \text{ kN/m}$

$$h_{E7} = h_{E8} \times \frac{G_{h8}}{G_{h7}} + (H - 1,5 \times H_{7,8}) \times \frac{G_{h7} - G_{h8}}{G_{h7}} = 19,22 \text{ m}$$

- για τον Τ.Ο.6: $G_{h6} = kh \times (W_{an6'} + W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 5,6}) = 164,55 \text{ kN/m}$

$$h_{E6} = h_{E7} \times \frac{G_{h7}}{G_{h6}} + \frac{\left[W_{an6'} \times 5,5 \times H_{1-6} + (B_{5,6} - B_{7,8}) \times \left[h_1 \times \gamma_\varphi \times \left(h_{10} - \frac{h_1}{2} \right) + (h_7 - h_1) \times (\gamma_\kappa - \gamma_\nu) \times \left(h_{10} - \frac{h_7 + h_1}{2} \right) \right] \right]}{W_{an6'} + W_{\varepsilon\delta 5,6} - W_{\varepsilon\delta 7,8}} \times \frac{G_{h7} - G_{h8}}{G_{h7}} = 17,71 \text{ m}$$

- για τον Τ.Ο.5: $G_{h5} = kh \times (W_{an5'} + W_{an6'} + W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 5,6}) = 175,22 \text{ kN/m}$

$$h_{E5} = h_{E6} \times \frac{G_{h6}}{G_{h5}} + 4,5 \times H_{1-6} \times \frac{G_{h5} - G_{h6}}{G_{h5}} = 17,32 \text{ m}$$

- για τον Τ.Ο.4: $G_{h4} = kh \times (W_{an4'} + 2 \times W_{an5,6'} + W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 3,4}) = 248,55 \text{ kN/m}$

$$h_{E4} = h_{E5} \times \frac{G_{h5}}{G_{h4}} + \frac{\left[W_{an4'} \times 3,5 \times H_{1-6} + (B_{3,4} - B_{5,6}) \times \left[h_1 \times \gamma_\varphi \times \left(h_{10} - \frac{h_1}{2} \right) + (h_5 - h_1) \times (\gamma_\kappa - \gamma_\nu) \times \left(h_{10} - \frac{h_5 + h_1}{2} \right) \right] \right]}{W_{an4'} + W_{\varepsilon\delta 3,4} - W_{\varepsilon\delta 5,6}} \times \frac{G_{h4} - G_{h5}}{G_{h4}} = 15,88 \text{ m}$$

- για τον Τ.Ο.3: $G_{h3} = kh \times (W_{an3'} + W_{an4'} + 2 \times W_{an5,6'} + W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 3,4}) = 288,55 \text{ kN/m}$

$$h_{E3} = h_{E4} \times \frac{G_{h4}}{G_{h3}} + 2,5 \times H_{1-6} \times \frac{G_{h3} - G_{h4}}{G_{h3}} = 14,54 \text{ m}$$

- για τον Τ.Ο.2: $G_{h2} = k_h \times [W_{an2'} + 2 \times W_{an3,4'} + 2 \times W_{an5,6'} + W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 1,2}] = 359,14 \text{ kN/m}$

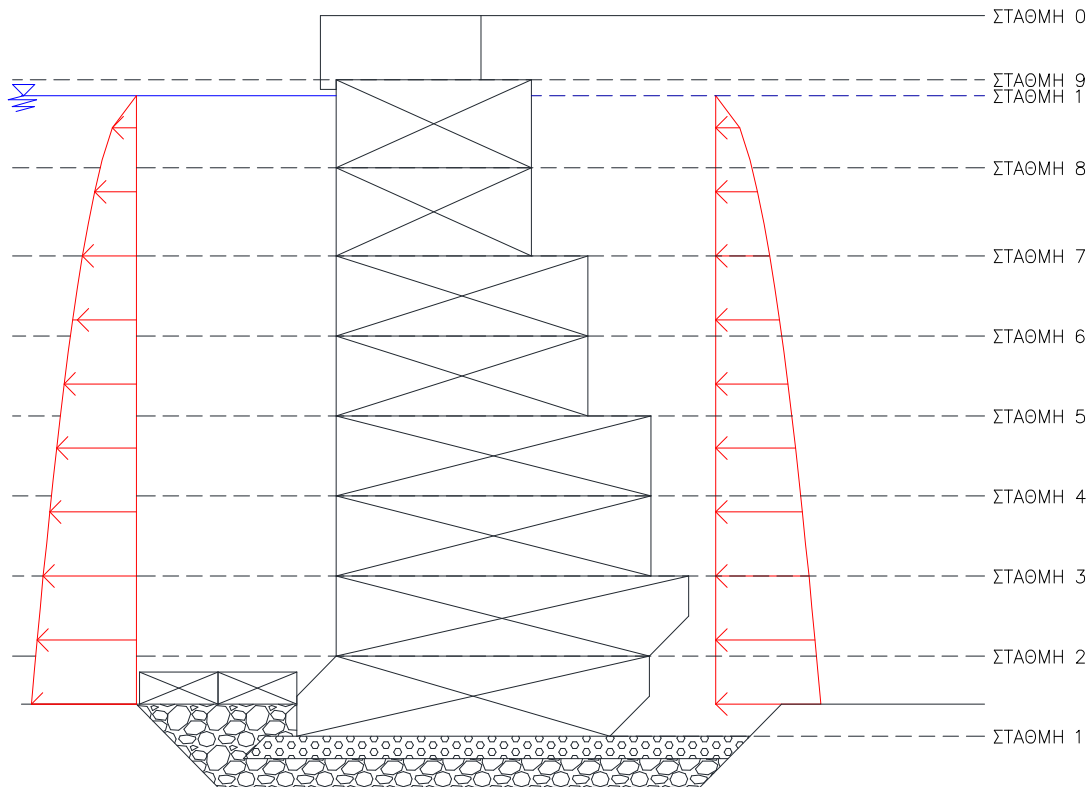
$$h_{E2} = h_{E3} \times \frac{G_{h3}}{G_{h2}} + \frac{\left((W_{an2'} - \frac{3 \times b_{1,2} \times h_{1,2} \times \gamma_b}{2}) \times 1,5 \times H_{1-6} + b_{1,2} \times h_{1,2} \right) \times \gamma_b \times [(H_{1-6} + 1,5 \times h_{1,2}) + \frac{1}{2} \times (H_{1-6} + \frac{2}{3} \times h_{1,2})] + (B_{1,2} - B_{3,4}) \times [h_1 \times \gamma_\varphi \times (h_{10} - \frac{h_1}{2}) + (h_3 - h_1) \times (\gamma_\kappa - \gamma_\nu) \times (h_{10} - \frac{h_3 + h_1}{2})]}{W_{an2'} + W_{\varepsilon\delta 1,2} - W_{\varepsilon\delta 3,4}} \times \frac{G_{h2} - G_{h3}}{G_{h2}}$$

$$= 13,27 \text{ m}$$

- για ολόκληρη τη στήλη: $G_h = k_h \times (W_{an'} + W_{av} + W_{\varepsilon\delta 1,2}) = 0,11 \times (2.647,34 + 258,75 + 807,45) = 401,44 \text{ kN/m}$

$$h_E = h_{E2} \times \frac{G_{h2}}{G_h} + 0,5 \times H_{1-6} \times \frac{G_h - G_{h2}}{G_h} = 12,00 \text{ m}$$

2) Υδροδυναμική πίεση Westergaard



Σχήμα 4.8: Υδροδυναμικές πιέσεις στην εξωτερική και την εσωτερική πλευρά του κρηπιδότοιχου

Χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

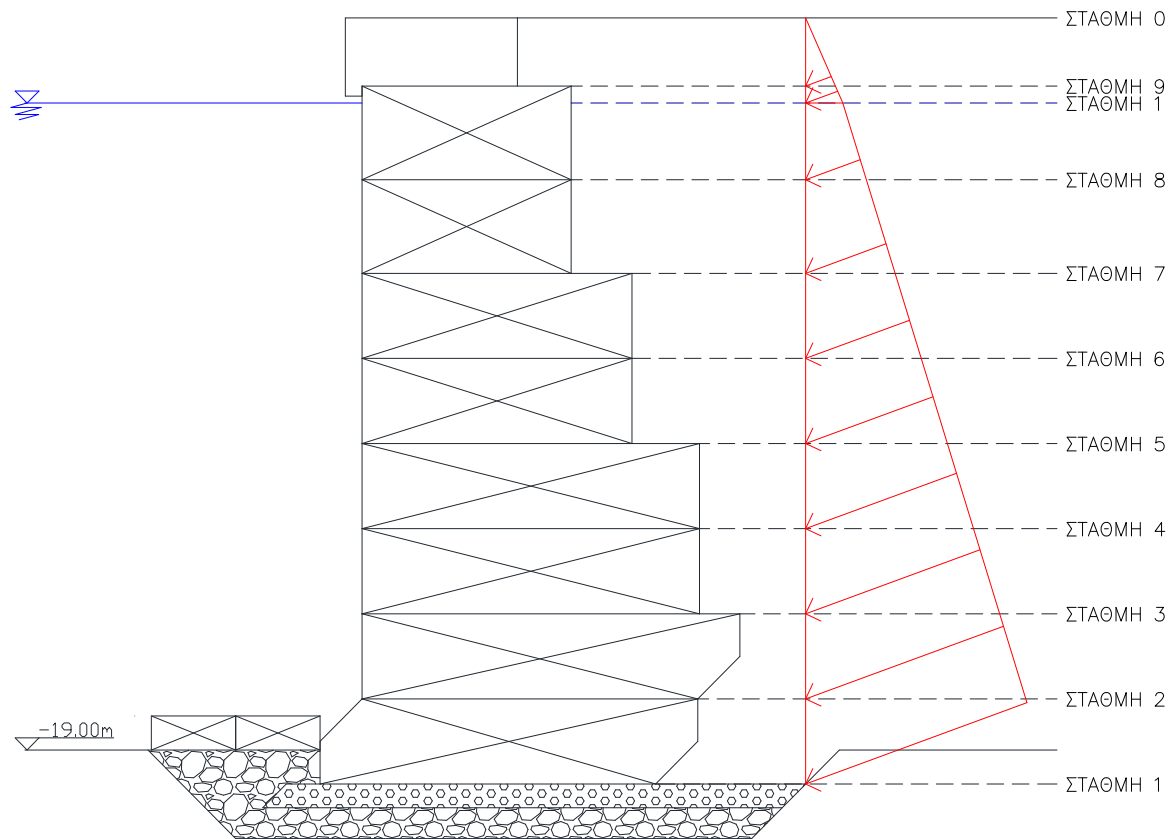
$$P_w(z) = \frac{7}{6} \times k_h \times \gamma_w \times \sqrt{z^3 \times d} \quad , \text{ και: } l_{Pw} = H - h_0 - \frac{z}{\sqrt[3]{4}}$$

Όπου για τη στάθμη i: $z = h_i - h_1 = h_i - 2,5$, εξαίρεση αποτελεί η στάθμη 10 όπου: $z = d = 19,00$ m

Πίνακας 4.8: Φορτία υδροδυναμικών πιέσεων Westergaard

Πίνακας Υδροδυναμικών Πιέσεων Westergaard					
Στάθμη	z (m)	P _w (z) (kN/m)		l _w (z) (m)	
8	2,25	P _{w8}	18,31	hw8	18,58
7	5,00	P _{w7}	60,65	hw7	16,58
6	7,50	P _{w6}	111,42	hw6	15,28
5	10,00	P _{w5}	171,53	hw5	13,70
4	12,50	P _{w4}	239,73	hw4	12,13
3	15,00	P _{w3}	315,13	hw3	10,55
2	17,50	P _{w2}	397,11	hw2	8,98
10	19,00	P _w	449,24	H _w	8,03

3) Ενεργητικές ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο λόγω ιδίου βάρους των υλικών επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού



Σχήμα 4.9: Ενεργητικές ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο λόγω ιδίου βάρους υλικών επίχωσης, κατά τη διάρκεια σεισμού

Με βάση τους προηγούμενους υπολογισμούς για το υπό μελέτη εδαφικό πρίσμα.

- για στάθμη πάνω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα: $K_{aEh} = 0,24$
 $K_{aEv} = 0,08$
- για στάθμη κάτω από την στάθμη του υδροφόρου ορίζοντα: $K_{aEh} = 0,28$
 $K_{aEv} = 0,10$

Πίνακας 4.9: Οριζόντιες & κατακόρυφες ενεργητικές ωθήσεις σε περίπτωση σεισμού

ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΔΡΑΣΕΩΝ				
Στάθμη	Βάθος h_i (m)	Ενεργός Τάση σ'_i (kPa)	Οριζόντιες Ενεργητικές Ωθήσεις σ_{hai} (kPa)	Κατακόρυφες Ενεργητικές Ωθήσεις σ_{vai} (kPa)
			$\sigma_{hai} = K_{ah} \times \sigma'_i$	$\sigma_{vai} = K_{av} \times \sigma'_i$
0	0,00	0,00	0,00	0,00
9	2,00	37,00	8,92	3,05
1	2,50	46,25	11,15	3,82
8	4,75	71,00	19,67	5,86
7	7,50	101,25	28,05	8,35
6	10,00	128,75	35,67	10,62
5	12,50	156,25	43,29	12,89
4	15,00	183,75	50,91	15,16
3	17,50	211,25	58,53	17,43
2	20,00	238,75	66,15	19,70
10	22,50	266,25	73,77	21,97

Για του υπολογισμούς των φορτίων των οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$Ph_{Ei-j} = \frac{\sigma_{hEai} + \sigma_{hEaj}}{2} \times (h_j - h_i) \quad , \text{ και} \quad hh_{Ei-j} = \frac{2 \times \sigma_{hEai} + \sigma_{hEaj}}{\sigma_{hEai} + \sigma_{hEaj}} \times \frac{h_j - h_i}{3}$$

Πίνακας 4.10: Φορτία οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων σε περίπτωση σεισμού

ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ			
PhE0-1	13,94 kN/m	hhE0-1	20,83 m
PhE1-8	34,68 kN/m	hhE1-8	18,77 m
PhE1-7	98,02 kN/m	hhE1-7	17,14 m
PhE1-6	175,61 kN/m	hhE1-6	15,60 m
PhE1-5	272,24 kN/m	hhE1-5	14,02 m
PhE1-4	387,92 kN/m	hhE1-4	12,42 m
PhE1-3	522,65 kN/m	hhE1-3	10,80 m
PhE1-2	676,44 kN/m	hhE1-2	9,18 m
PhE1-10	849,26 kN/m	hhE1-10	7,54 m

Για του υπολογισμούς των φορτίων των κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

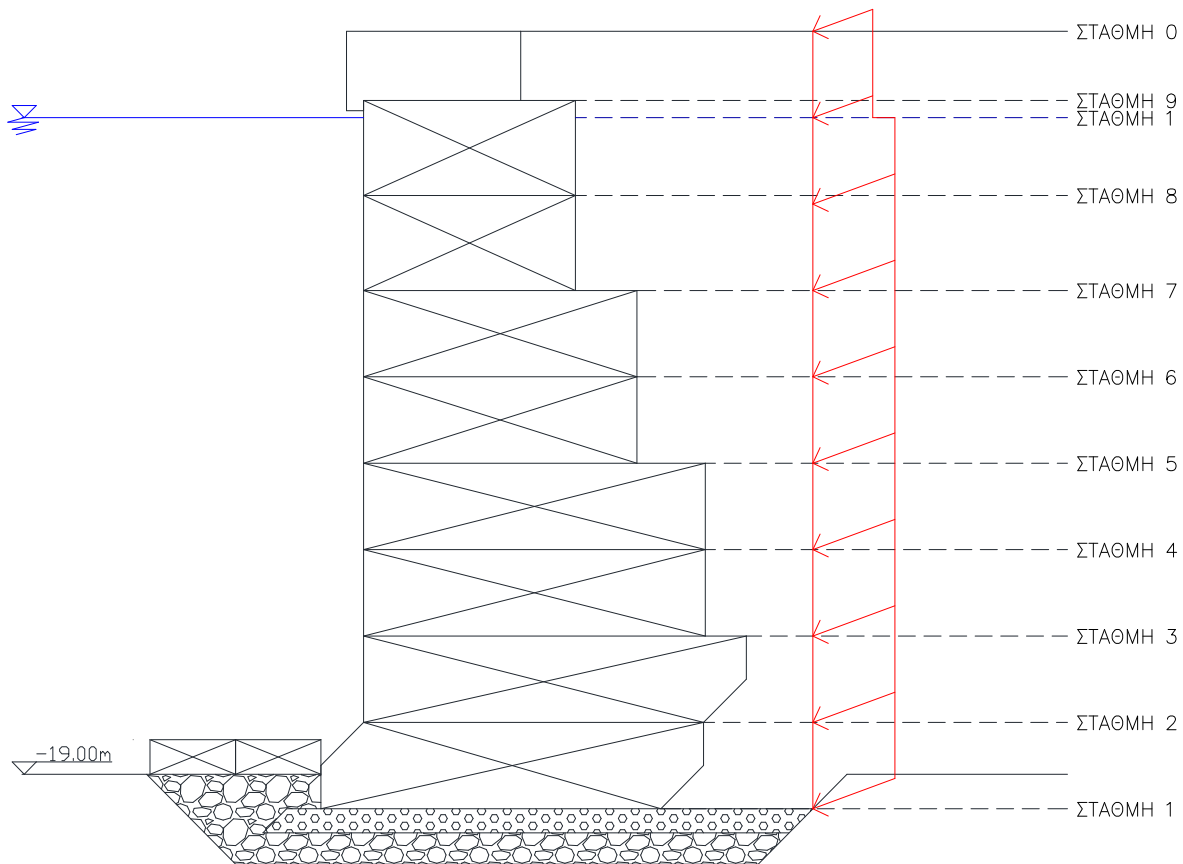
$$P_{vEi-j} = \frac{\sigma_{vEai} + \sigma_{vEaj}}{2} \times (h_j - h_i)$$

,ενώ οι αποστάσεις l_{vi-j} και $l_{vi-j'}$ για τα συγκεκριμένα φορτία ορίζονται κατά περίπτωση από την επιφάνεια επί της οποίας αυτά εφαρμόζονται.

Πίνακας 4.11: Φορτία κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων σε περίπτωση σεισμού

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ					
P_{vE0-9}	3,05 kN/m	$l_{v0-9'}$	4,60 m	l_{v0-9}	5,85
P_{vE9-8}	12,60 kN/m	$l_{v9-8'}$	6,20 m	l_{v9-8}	7,45
P_{vE8-7}	19,54 kN/m	$l_{v8-7'}$	6,20 m	l_{v8-7}	7,45
P_{vE7-6}	23,72 kN/m	$l_{v7-6'}$	8,00 m	l_{v7-6}	9,25
P_{vE6-5}	29,39 kN/m	$l_{v6-5'}$	8,00 m	l_{v6-5}	9,25
P_{vE5-4}	35,06 kN/m	$l_{v5-4'}$	10,00 m	l_{v5-4}	11,25
P_{vE4-3}	40,73 kN/m	$l_{v4-3'}$	10,00 m	l_{v4-3}	11,25
P_{vE3-2}	46,41 kN/m	$l_{v3-2'}$	10,89 m	l_{v3-2}	12,14
P_{vE2-10}	52,08 kN/m	$l_{v2-10'}$	10,58 m	l_{v2-10}	11,83

4) Ενεργητικές Ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P κατά τη διάρκεια του σεισμού



Σχήμα 4.10: Ενεργητικές ωθήσεις στον κρηπιδότοιχο λόγω φορτίου λειτουργίας P, κατά τη διάρκεια σεισμού

για τις οριζόντιες ωθήσεις: $\Delta\sigma_{hEa} = K_a E_h \times P = 0,24 \times 35 = 8,44 \text{ kPa}$, για στάθμη άνω της Σ.Υ.Ο
 $\Delta\sigma_{hEa'} = K_a E_{h'} \times P = 0,28 \times 35 = 9,70 \text{ kPa}$, για στάθμη υπό της Σ.Υ.Ο

για τις κατακόρυφες ωθήσεις: $\Delta\sigma_{vEa} = K_a E_v \times P = 0,08 \times 35 = 2,89 \text{ kPa}$, για στάθμη άνω της Σ.Υ.Ο
 $\Delta\sigma_{vEa'} = K_a E_{v'} \times P = 0,10 \times 35 = 3,73 \text{ kPa}$, για στάθμη υπό της Σ.Υ.Ο

Για του υπολογισμούς των φορτίων των οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$P_{hEki} = \Delta\sigma_{hEa'} \times (h_i - h_1) + \Delta\sigma_{hEa} \times (h_1 - h_0) = 9,70 \times (h_j - 0) + 8,44 \times (2,5 - 0) = 9,70 \times h_j + 21,1$$

$$\begin{aligned}
 \text{,και: } hh_{Eki} &= \frac{Ph_{Ek1}}{Ph_{Eki}} \times \left(h_{10} - \frac{h_1 - h_0}{2} \right) + \frac{Ph_{Eki} - Ph_{Ek1}}{Ph_{Eki}} \times \left(h_{10} - \frac{h_i - h_1}{2} \right) \\
 &= \frac{21,1}{Ph_{Eki}} \times \left(22,5 - \frac{2,5 - 0}{2} \right) + \frac{Ph_{Eki} - 21,1}{Ph_{Eki}} \times \left(22,5 - \frac{h_i - 2,5}{2} \right) \\
 &= \frac{448,46}{Ph_{Eki}} + \frac{Ph_{Eki} - 21,1}{Ph_{Eki}} \times \left(23,75 - \frac{h_i}{2} \right)
 \end{aligned}$$

Πίνακας 4.12: Φορτία οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω του φορτίου λειτουργίας P σε περίπτωση σεισμού

ΦΟΡΤΙΑ ΟΡΙΖΟΝΤΙΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ			
Ph _{Eκ8}	42,93 kN/m	hh _{Eκ8}	20,04 m
Ph _{Eκ7}	69,59 kN/m	hh _{Eκ7}	18,64 m
Ph _{Eκ6}	93,84 kN/m	hh _{Eκ6}	17,37 m
Ph _{Eκ5}	118,08 kN/m	hh _{Eκ5}	16,12 m
Ph _{Eκ4}	142,32 kN/m	hh _{Eκ4}	14,86 m
Ph _{Eκ3}	166,57 kN/m	hh _{Eκ3}	13,61 m
Ph _{Eκ2}	190,81 kN/m	hh _{Eκ2}	12,36 m
Ph _{κE}	215,06 kN/m	hh _{Eκ}	11,10 m

Για του υπολογισμούς των φορτίων των κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων χρησιμοποιούνται οι σχέσεις:

$$P_{vEki-j} = \Delta\sigma E_{va} \times (h_j - h_i) = 2,89 \times (h_j - h_i) \quad , \text{ για } i, j = 0,9,1$$

$$\begin{aligned}
 P_{vEki-j} &= \Delta\sigma E_{va} \times (h_1 - h_i) + \Delta\sigma E_{va'} \times (h_j - h_1) = 2,89 \times 2,5 - 2,89 \times h_i + 3,73 \times h_j - 3,73 \times 2,5 \\
 &= 3,73 \times h_j - 2,89 \times h_i - 2,1 \quad , \text{ για } i = 0,9,1 \text{ \& } j = 8,7,6,5,4,3,2
 \end{aligned}$$

$$P_{vEki-j} = \Delta\sigma E_{va'} \times (h_j - h_1) = 3,73 \times (h_j - h_1) \quad , \text{ για } i, j = 8,7,6,5,4,3,2$$

,ενώ οι αποστάσεις l_{vi-j} και $l_{vi-j'}$ για τα συγκεκριμένα φορτία ορίζονται κατά περίπτωση από την επιφάνεια επί της οποίας αυτά εφαρμόζονται.

Πίνακας 4.12: Φορτία οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων λόγω του φορτίου λειτουργίας P σε περίπτωση σεισμού

ΦΟΡΤΙΑ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ					
P _{vEκ0-9}	5,77 kN/m	l _{v0-9'}	4,60 m	l _{v0-9}	5,85
P _{vEκ9-8}	9,39 kN/m	l _{v9-8'}	6,20 m	l _{v9-8}	7,45
P _{vEκ8-7}	9,71 kN/m	l _{v8-7'}	6,20 m	l _{v8-7}	7,45
P _{vEκ7-6}	8,83 kN/m	l _{v7-6'}	8,00 m	l _{v7-6}	9,25
P _{vEκ6-5}	8,83 kN/m	l _{v6-5'}	8,00 m	l _{v6-5}	9,25
P _{vEκ5-4}	8,83 kN/m	l _{v5-4'}	10,00 m	l _{v5-4}	11,25
P _{vEκ4-3}	8,83 kN/m	l _{v4-3'}	10,00 m	l _{v4-3}	11,25
P _{vEκ3-2}	8,83 kN/m	l _{v3-2'}	10,89 m	l _{v3-2}	12,14
P _{vEκ2-10}	8,83 kN/m	l _{v2-10'}	10,58 m	l _{v2-10}	11,83

4.4 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΔΙΑΤΟΜΗΣ

Οι έλεγχοι θα γίνουν με βάση τη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας η οποία όπως εξετάστηκε είναι και η πλέον δυσμενής για τον σχεδιασμό κρηπιδότοιχων.

Για τους ελέγχους ευστάθειας του κρηπιδότοιχου με βάση τη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας ορίζονται για κάθε οριζόντιο αρμό αυτού, και για τα δύο μοντέλα φορτίσεων (Φόρτιση 1 και Φόρτιση 3) τα εξής μεγέθη

M_{av} : Ροπή ανατροπής στον πόδα του υπό έλεγχο οριζόντιου αρμού

$M_{ευσ}$: Ροπή ανατροπής στον πόδα του υπό έλεγχο οριζόντιου αρμού

ΣM : Συνολική ροπή, ως προς το κέντρο της επιφάνεια έδρασης, του υπερκείμενου τμήματος του κρηπιδότοιχου για τον υπό έλεγχο αρμό.

ΣV : Συνολική κατακόρυφη δύναμη του υπερκείμενου τμήματος του κρηπιδότοιχου για τον υπό έλεγχο αρμό

e : εκκεντρότητα του κρηπιδότοιχου στον υπό έλεγχο αρμό

ΣH : Συνολική οριζόντια δύναμη που ασκείται στο υπερκείμενο του υπό έλεγχο αρμού, τμήμα του κρηπιδότοιχου

α) έλεγχος στη βάση έδρασης του Τ.Ο.8 (στάθμη 8)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-8} \times h_{h1-8} + P_{hk8} \times h_{hk8} + H_{\delta} \times h_{\delta} - (P_{h0-1} + P_{h1-8} + P_{hk8} + H_{\delta}) \times (H - H_{7,8}) = 450,79 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = W_{an8'} \times l_{W8'} + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ7,8} \times l_{εδ7,8'} + (P_{v0-9} + P_{vk0-9}) \times l_{v0-9'} + (P_{v9-8} + P_{vk9-8}) \times l_{v9-8'} = 1.867,50 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V = W_{an8'} + W_{av} + W_{εδ7,8} + P_{v0-9} + P_{v9-8} + P_{vk0-9} + P_{vk9-8} = 628,69 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_8}{2} = 469,37 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-8} + P_{hk8} + H_{\delta} = 127,19 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{1.867,50}{450,79} = 4,14 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{469,37}{628,69} = 0,75 < \frac{B_8}{6} = \frac{6,2}{6} = 1,03$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 628,69}{127,19} = 2,47 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_{h8} \times h_{E8} + P_{w8} \times h_{w8} + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-8} \times h_{hE1-8} + 0,5 \times P_{hEk8} \times h_{hEk8} \\ - (G_{h8} + P_{w8} + P_{hE0-1} + P_{hE1-8} + 0,5 \times P_{hEk8}) \times (H - H_{7,8}) = 315,36 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = W_{an8'} \times l_{W8'} + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ7,8} \times l_{εδ7,8'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + (P_{vE9-8} + 0,5 \times P_{vEk9-8}) \times l_{v9-8'} = 1.864,95 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V = W_{an8'} + W_{av} + W_{εδ7,8} + P_{vE0-9} + P_{vE9-8} + 0,5 \times (P_{vEk0-9} + P_{vEk9-8}) \\ = 627,93 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_8}{2} = 334,20 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_{h8} + P_{w8} + P_{hE0-1} + P_{hE1-8} + 0,5 \times P_{hEk8} = 152,90 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{1.864,95}{315,36} = 5,91 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{334,2}{627,93} = 0,53 < \frac{B_8}{3} = \frac{6,2}{3} = 2,07$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 627,93}{152,9} = 2,05 > 1,10$

β) έλεγχος στη βάση έδρασης του Τ.Ο.7 (στάθμη 7)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-7} \times h_{h1-7} + P_{hk7} \times h_{hk7} + H_{\delta} \times h_{\delta} - (P_{h0-1} + P_{h1-7} + P_{hk7} + H_{\delta}) \\ \times (H - 2 \times H_{7,8}) = 882,81 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = W_{an7'} \times l_{W7'} + W_{an8'} \times l_{W8'} + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ7,8} \times l_{εδ7,8'} + (P_{v0-9} + P_{vk0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + (P_{v9-8} + P_{vk9-8}) \times l_{v9-8'} + (P_{v8-7} + P_{vk8-7}) \times l_{v8-7'} = 2.801,20 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V = W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{εδ7,8} + P_{v0-9} + P_{v9-8} + P_{v8-7} + P_{vk0-9} + P_{vk9-8} + P_{vk8-7} \\ = 907,16 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_7}{2} = 893,82 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-7} + P_{hk7} + H_{\delta} = 189,61 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{2.801,2}{882,81} = 3,17 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{893,82}{907,16} = 0,99 < \frac{B_7}{6} = \frac{6,2}{6} = 1,03$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 907,16}{189,61} = 2,39 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_{h7} \times h_{E7} + P_{w7} \times h_{w7} + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-7} \times h_{hE1-7} + 0,5 \times P_{hEκ7} \times h_{hEκ7} \\ - (G_{h7} + P_{w7} + P_{hE0-1} + P_{hE1-7} + 0,5 \times P_{hEκ7}) \times (H - 2 \times H_{7,8}) = 917,34 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = W_{an7'} \times l_{W7'} + W_{an8'} \times l_{W8'} + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ7,8} \times l_{εδ7,8'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEκ0-9}) \\ \times l_{v0-9'} + (P_{vE9-8} + 0,5 \times P_{vEκ9-8}) \times l_{v9-8'} + (P_{vE8-7} + 0,5 \times P_{vEκ8-7}) \times l_{v8-7'} \\ = 2.809,02 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma V = W_{an7'} + W_{an8'} + W_{av} + W_{εδ7,8} + P_{vE0-9} + P_{vE9-8} + P_{vE8-7} \\ + 0,5 \times (P_{vEκ0-9} + P_{vEκ9-8} + P_{vEκ8-7}) = 908,08 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_7}{2} = 923,36 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_{h7} + P_{w7} + P_{hE0-1} + P_{hE1-7} + 0,5 \times P_{hEκ7} = 299,19 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{2.809,02}{917,34} = 3,06 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{923,36}{908,08} = 1,02 < \frac{B_7}{3} = \frac{6,2}{3} = 2,07$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 908,08}{299,19} = 1,52 > 1,10$

γ) έλεγχος στη βάση έδρασης του Τ.Ο.6 (στάθμη 6)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-6} \times h_{h1-6} + P_{hκ6} \times h_{hκ6} + H_{\delta} \times h_{\delta} - (P_{h0-1} + P_{h1-6} + P_{hκ6} + H_{\delta}) \\ \times 5 \times H_{1-6} = 1.441,99 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ5,6} \times l_{εδ5,6'} + (P_{v0-9} + P_{vκ0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vi-(i-1)} + P_{vκi-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 5.449,81 \text{ kNm/m} \quad , j = \{8,7,6\} \ \& \ i = \{9,8,7\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'}) + W_{av} + W_{εδ5,6} + P_{v0-9} + P_{vκ0-9} + \Sigma(P_{vi-(i-1)} + P_{vκi-(i-1)}) = 1.414,99 \text{ kN/m} \\ , j = \{8,7,6\} \ \& \ i = \{9,8,7\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_6}{2} = 1.602,16 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-6} + P_{hκ6} + H_{\delta} = 259,88 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{5.449,81}{1.441,99} = 3,81 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{1.602,16}{1.414,99} = 1,13 < \frac{B_6}{6} = \frac{8}{6} = 1,33$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 1.414,99}{259,88} = 2,72 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_{h6} \times h_{E6} + P_{w6} \times h_{w6} + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-6} \times h_{hE1-6} + 0,5 \times P_{hEκ6} \times h_{hEκ6} \\ - (G_{h6} + P_{w6} + P_{hE0-1} + P_{hE1-6} + 0,5 \times P_{hEκ6}) \times 5 \times H_{1-6} = 2.055,75 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ5,6} \times l_{εδ5,6'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEκ0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEκi-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 5.528,04 \text{ kNm/m} \quad , j = \{8,7,6\} \ \& \ i = \{9,8,7\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'}) + W_{av} + W_{εδ5,6} + P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEκ0-9} + \Sigma(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEκi-(i-1)}) \\ = 1.418,46 \text{ kN/m} \quad , j = \{8,7,6\} \ \& \ i = \{9,8,7\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_6}{2} = 2.201,54 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_{h6} + P_{w6} + P_{hE0-1} + P_{hE1-6} + 0,5 \times P_{hEκ6} = 512,44 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{5.528,04}{2.055,75} = 2,69 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{2.201,54}{1.418,46} = 1,55 < \frac{B_6}{3} = \frac{8}{3} = 2,67$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 1.418,46}{512,44} = 1,38 > 1,10$

δ) έλεγχος στη βάση έδρασης του Τ.Ο.5 (στάθμη 5)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-5} \times h_{h1-5} + P_{hκ5} \times h_{hκ5} + H_{δ} \times h_{δ} - (P_{h0-1} + P_{h1-5} + P_{hκ5} + H_{δ}) \\ \times 4 \times H_{1-6} = 2.192,95 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ5,6} \times l_{εδ5,6'} + (P_{v0-9} + P_{vκ0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vEi-(i-1)} + P_{vκi-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 6.941,96 \text{ kNm/m} \quad , j = \{8,7,6,5\} \ \& \ i = \{9,8,7,6\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'}) + W_{av} + W_{εδ5,6} + P_{v0-9} + P_{vκ0-9} + \Sigma(P_{vEi-(i-1)} + P_{vκi-(i-1)}) = 1.745,26 \text{ kN/m} \\ , j = \{8,7,6,5\} \ \& \ i = \{9,8,7,6\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_5}{2} = 2.232,04 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-5} + P_{hκ5} + H_{δ} = 343,03 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{6.941,96}{2.192,95} = 3,17 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{2.232,04}{1.745,26} = 1,28 < \frac{B_5}{6} = \frac{8}{6} = 1,33$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 1.745,26}{343,03} = 2,54 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_{h5} \times h_{E5} + P_{w5} \times h_{w5} + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-5} \times h_{hE1-5} + 0,5 \times P_{hEk5} \times h_{hEk5} \\ - (G_{h5} + P_{w5} + P_{hE0-1} + P_{hE1-5} + 0,5 \times P_{hEk5}) \times 4 \times H_{1-6} = 3.523,11 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ5,6} \times l_{εδ5,6'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 6.998,46 \text{ kNm/m}$$

$$j = \{8,7,6,5\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'}) + W_{av} + W_{εδ5,6} + P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9} + \Sigma(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)}) \\ = 1.752,26 \text{ kN/m} \quad , j = \{8,7,6,5\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_5}{2} = 3.533,68 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_{h5} + P_{w5} + P_{hE0-1} + P_{hE1-5} + 0,5 \times P_{hEk5} = 691,98 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{6.998,46}{3.523,11} = 1,99 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{3.533,68}{1.752,26} = 2,02 < \frac{B_5}{3} = \frac{8}{3} = 2,67$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 1.752,26}{691,98} = 1,27 > 1,10$

ε) έλεγχος στη βάση έδρασης του Τ.Ο.4 (στάθμη 4)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-4} \times h_{h1-4} + P_{hk4} \times h_{hk4} + H_{\delta} \times h_{\delta} - (P_{h0-1} + P_{h1-4} + P_{hk4} + H_{\delta}) \\ \times 3 \times H_{1-6} = 3.167,90 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ3,4} \times l_{εδ3,4'} + (P_{v0-9} + P_{vk0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vvi-(i-1)} + P_{vki-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 11.979,05 \text{ kNm/m} \quad , j = \{8,7,6,5,4\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'}) + W_{av} + W_{εδ3,4} + P_{v0-9} + P_{vk0-9} + \Sigma(P_{vvi-(i-1)} + P_{vki-(i-1)}) = 2.467,72 \text{ kN/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_4}{2} = 3.527,46 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-4} + P_{hk4} + H_{\delta} = 439,07 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{11.979,05}{3.167,9} = 3,78 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{3.527,46}{2.467,72} = 1,43 < \frac{B_4}{6} = \frac{10}{6} = 1,67$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 2.467,72}{439,07} = 2,81 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_{h4} \times h_{E4} + P_{w4} \times h_{w4} + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-4} \times h_{hE1-4} + 0,5 \times P_{hEk4} \times h_{hEk4} - (G_{h4} + P_{w4} + P_{hE0-1} + P_{hE1-4} + 0,5 \times P_{hEk4}) \times 3 \times H_{1-6} = 5.808,01 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ3,4} \times l_{εδ3,4'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9}) \times l_{v0-9'} + \Sigma[(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 12.080,71 \text{ kNm/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'}) + W_{av} + W_{εδ3,4} + P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9} + \Sigma(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)}) = 2.479,23 \text{ kN/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_4}{2} = 6.123,47 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_{h4} + P_{w4} + P_{hE0-1} + P_{hE1-4} + 0,5 \times P_{hEk4} = 961,31 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{12.080,71}{5.808,01} = 2,08 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{6.123,47}{2.479,23} = 2,47 < \frac{B_4}{3} = \frac{10}{3} = 3,33$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 2.479,23}{961,31} = 1,29 > 1,10$

στ) έλεγχος στη βάση έδρασης του Τ.Ο.3 (στάθμη 3)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-3} \times h_{h1-3} + P_{hk3} \times h_{hk3} + H_{\delta} \times h_{\delta} - (P_{h0-1} + P_{h1-3} + P_{hk3} + H_{\delta}) \times 2 \times H_{1-6} = 4.399,05 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ3,4} \times l_{εδ3,4'} + (P_{v0-9} + P_{vk0-9}) \times l_{v0-9'} + \Sigma[(P_{vi-(i-1)} + P_{vki-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 14.250,53 \text{ kNm/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4,3\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'}) + W_{av} + W_{εδ3,4} + P_{v0-9} + P_{vk0-9} + \Sigma(P_{vi-(i-1)} + P_{vki-(i-1)}) = 2.882,37 \text{ kN/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4,3\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_3}{2} = 4.560,37 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-3} + P_{hk3} + H_{\delta} = 547,99 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{14.250,53}{4.399,05} = 3,24 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{4.560,37}{2.882,37} = 1,58 < \frac{B_3}{6} = \frac{10}{6} = 1,67$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 2.882,37}{547,99} = 2,63 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_{h3} \times h_{E3} + P_{w3} \times h_{w3} + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-3} \times h_{hE1-3} + 0,5 \times P_{hE\kappa3} \times h_{hE\kappa3} \\ - (G_{h3} + P_{w3} + P_{hE0-1} + P_{hE1-3} + 0,5 \times P_{hE\kappa3}) \times 2 \times H_{1-6} = 8.472,35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{\epsilon\delta3,4} \times l_{\epsilon\delta3,4'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vE\kappa0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vE\kappa i-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 14.407,17 \text{ kNm/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4,3\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} + W_{\epsilon\delta3,4} + P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vE\kappa0-9} + \Sigma(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vE\kappa i-(i-1)}) \\ = 2.899,38 \text{ kN/m} \quad j = \{8,7,6,5,4,3\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_3}{2} = 8.562,08 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_{h3} + P_{w3} + P_{hE0-1} + P_{hE1-3} + 0,5 \times P_{hE\kappa3} = 1.223,57 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{14.407,17}{8.472,35} = 1,70 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{8.562,08}{2.899,38} = 2,95 < \frac{B_3}{3} = \frac{10}{3} = 3,33$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 2.899,38}{1.223,57} = 1,18 > 1,10$

ζ) έλεγχος στη βάση έδρασης του Τ.Ο.2 (στάθμη 2)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-2} \times h_{h1-2} + P_{h\kappa2} \times h_{h\kappa2} + H_{\delta} \times h_{\delta} - (P_{h0-1} + P_{h1-2} + P_{h\kappa2} + H_{\delta}) \\ \times H_{1-6} = 5.918,60 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{\epsilon\delta1,2} \times l_{\epsilon\delta1,2'} + (P_{v0-9} + P_{v\kappa0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vi-(i-1)} + P_{v\kappa i-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 19.743,65 \text{ kNm/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4,3,2\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4,3\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} + W_{\epsilon\delta1,2} + P_{v0-9} + P_{v\kappa0-9} + \Sigma(P_{vi-(i-1)} + P_{v\kappa i-(i-1)}) = 3.588,49 \text{ kN/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4,3,2\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4,3\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_2}{2} = 6.270,50 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-2} + P_{h\kappa2} + H_{\delta} = 669,80 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{19.743,65}{5.918,6} = 3,34 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{6.270,5}{3.588,49} = 1,75 < \frac{B_2}{6} = \frac{11,2}{6} = 1,87$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 3.588,49}{669,8} = 2,68 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_{h2} \times h_{E2} + P_{w2} \times h_{w2} + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-2} \times h_{hE1-2} + 0,5 \times P_{hEk2} \times h_{hEk2} \\ - (G_{h2} + P_{w2} + P_{hE0-1} + P_{hE1-2} + 0,5 \times P_{hEk2}) \times H_{1-6} = 12.149,59 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ1,2} \times l_{εδ1,2'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9}) \times l_{v0-9'} \\ + \Sigma[(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}'] = 19.970,84 \text{ kNm/m}$$

$$j = \{8,7,6,5,4,3,2\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4,3\}$$

$$\Sigma V = \Sigma(W_{anj'} \times l_{Wj'}) + W_{av} + W_{εδ1,2} + P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9} + \Sigma(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)}) \\ = 3.611,98 \text{ kN/m} \quad j = \{8,7,6,5,4,3,2\} \text{ \& } i = \{9,8,7,6,5,4,3\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_2}{2} = 12.405,83 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_{h2} + P_{w2} + P_{h0-1} + P_{h1-2} + 0,5 \times P_{hκ2} = 1.542,04 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{19.970,84}{12.149,59} = 1,64 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{12.405,83}{3.611,98} = 3,43 < \frac{B_2}{3} = \frac{11,2}{3} = 3,73$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,50 \times 3.611,98}{1.542,04} = 1,17 > 1,10$

η) έλεγχος στη βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου (στάθμη 10)

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 1:

$$M_{av} = P_{h0-1} \times h_{h0-1} + P_{h1-10} \times h_{h1-10} + P_{hκ} \times h_{hκ} + H_{δ} \times h_{δ} = 7.758,78 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = W_{an'} \times l_W + W_{av} \times l_{av} + W_{εδ1,2} \times l_{εδ1,2} + (P_{v0-9} + P_{vκ0-9}) \times l_{v0-9} \\ + \Sigma[(P_{vi-(i-1)} + P_{vki-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)}] = 26.781,91 \text{ kNm/m} \quad , i = \{9,8,7,6,5,4,3,2\}$$

$$\Sigma V = W_{an'} + W_{av} + W_{εδ1,2} + P_{v0-9} + P_{vκ0-9} + \Sigma(P_{vi-(i-1)} + P_{vki-(i-1)}) \\ = 4.034,08 \text{ kN/m} \quad , i = \{9,8,7,6,5,4,3,2\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_1 - b_{1,2}}{2} = 1.046,42 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = P_{h0-1} + P_{h1-10} + P_{hκ} + H_{δ} = 804,49 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{26.781,91}{7.758,78} = 3,45 > 1,50$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{1.046,42}{4.034,08} = 0,26 < \frac{B_1 - b_{1,2}}{6} = \frac{11,2 - 1,25}{6} = 1,66$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,60 \times 4.034,08}{804,49} = 3,01 > 1,75$

Έλεγχοι με βάση τη Φόρτιση 3:

$$M_{av} = G_h \times h_E + P_w \times h_w + P_{hE0-1} \times h_{hE0-1} + P_{hE1-10} \times h_{hE1-10} + 0,5 \times P_{hEk} \times h_{hEk}$$

$$= 16.315,26 \text{ kNm/m}$$

$$M_{ευσ} = W_{an'} \times l_{W'} + W_{av} \times l_{av'} + W_{εδ1,2} \times l_{εδ1,2'} + (P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9}) \times l_{v0-9'}$$

$$+ \Sigma[(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)}) \times l_{vi-(i-1)'}] = 26.281,46 \text{ kNm/m} \quad ,i = \{9,8,7,6,5,4,3,2\}$$

$$\Sigma V = W_{an2} + W_{av} + W_{εδ1,2} + P_{vE0-9} + 0,5 \times P_{vEk0-9} + \Sigma(P_{vEi-(i-1)} + 0,5 \times P_{vEki-(i-1)})$$

$$= 4.065,03 \text{ kN/m} \quad ,i = \{9,8,7,6,5,4,3,2\}$$

$$\Sigma M = M_{av} - M_{ευσ} + \Sigma V \times \frac{B_1 - b_{1,2}}{2} = 10.275,33 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma H = G_h + P_w + P_{h0-1} + P_{h1-10} + 0,5 \times P_{hK} = 1.812,43 \text{ kN/m}$$

έλεγχος έναντι ανατροπής: $FS = \frac{M_{ευσ}}{M_{av}} = \frac{26.281,46}{16.315,26} = 1,61 > 1,20$

έλεγχος εκκεντρότητας: $e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = \frac{10.275,33}{4.065,03} = 2,52 < \frac{B_1 - b_{1,2}}{3} = \frac{11,2 - 1,25}{3} = 3,32$

έλεγχος έναντι ολίσθησης: $FS = \frac{\mu_b \times \Sigma V}{\Sigma H} = \frac{0,60 \times 4.065,03}{1.821,43} = 1,34 > 1,10$

4.5 ΣΥΓΚΡΙΤΙΚΗ ΑΞΙΟΛΟΓΗΣΗ ΜΕΘΟΔΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

1) ΑΠΟ ΚΥΨΕΛΩΤΑ ΚΙΒΩΤΙΑ

2) ΑΠΟ ΣΥΜΠΑΓΕΙΣ Τ.Ο.

Εξετάζοντας τις δύο μεθόδους κατασκευής ορίζουμε τις διαφορές καθώς και τα επιμέρους πλεονεκτήματα της κάθε μίας.

Πλεονεκτήματα κατασκευής κρηπιδότοιχου με Caisson

1) Αποφυγή διαφορικών καθιζήσεων για τα διάφορα τμήματα του κρηπιδότοιχου.

Το υπό μελέτη έργο είναι κρηπιδότοιχος εμπορικού λιμένα που εδράζεται σε βάθος 19,00 m από την επιφάνεια της θάλασσας. Ένα τέτοιου μεγέθους έργο έχει τη δυνατότητα να εξυπηρετήσει πλοία πολύ μεγάλου βυθίσματος και αντίστοιχα εκτοπίσματος το οποίο μπορεί να φτάσει μέχρι και τους 200.000 dwt.

Για τη φορτοεκφόρτωση πλοίων τέτοιου μεγέθους χρησιμοποιούνται μεγάλου ανοίγματος γερανοί οι οποίοι εδραζονται επί σιδηροτροχιών. Οι σιδηροτροχιές αυτές εδράζονται αφ' ενός στο εσωτερικό του λιμένα πάνω στο κρηπίδωμα και αφ' ετέρου στην ανωδομή του κρηπιδότοιχου. Είναι προφανές ότι για την ασφάλεια και τη λειτουργία των γερανών πρέπει οι μετακινήσεις ανάμεσα στα διάφορα τμήματα των σιδηροτροχιών να είναι μηδενικές. Κατά συνέπεια η σημασία του περιορισμού των διαφορικών καθιζήσεων ανάμεσα στα διάφορα τμήματα του κρηπιδότοιχου για τη περίπτωση της κατασκευής αυτού από Caisson σε σχέση με τη περίπτωση της κατασκευής τους από συμπαγείς Τ.Ο. είναι τεράστια.

Η διαφορά αυτή οφείλεται καταρχάς στον πολύ μικρότερο αριθμό των Caisson που χρησιμοποιούνται σε σχέση με τον αριθμό των στηλών από συμπαγείς Τ.Ο (για μήκος $L = 24,80$ m κάθε Caisson αντιστοιχούν περίπου 8 στήλες συμπαγών Τ.Ο. μήκους $L = 3,00$ m η καθεμία) και κατά δεύτερο λόγο στην καλύτερη κατανομή των βαρών στη βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου λόγω του μεγαλύτερου εμβαδού στο οποίο αυτά κατανέμονται (που υπερσκελίζει τις οποιεσδήποτε “ανωμαλίες” προκύπτουν στις αντοχές του πρίσματος έδρασης του κρηπιδότοιχου).

- 2) *Αποφυγή διαφορικών μετακινήσεων ανάμεσα σε γειτονικά τμήματα του κρηπιδότοιχου, ιδιαίτερα ύστερα από σεισμικές δράσεις*

Η κατασκευή του κρηπιδότοιχου από Caisson εξασφαλίζει την κατασκευή έναντι του συγκεκριμένου κινδύνου λόγω του μικρότερου αριθμού τμημάτων στα οποία διαχωρίζεται ο κρηπιδότοιχος σε σχέση με τον κρηπιδότοιχο από συμπαγείς Τ.Ο.

Επιπλέον επειδή οι οριζόντιες ωθήσεις του επιχώματος κατανέμονται στη μεγαλύτερη όψη ολόκληρου του Caisson (σε σχέση με τους μεμονωμένους συμπαγείς Τ.Ο) εξασφαλίζοντας την καλύτερη κατανομή αυτών κατά μήκος του κρηπιδότοιχου. Ο κίνδυνος αυτός είναι ιδιαίτερα σημαντικός σε περίπτωση σεισμικής διέγερσης η οποία είναι κρίσιμη (σε σχέση με τον μόνιμο συνδυασμό δράσεων) για την αστοχία της διατομής.

- 3) *Αποφυγή ολισθήσεων στο ανώτερο τμήμα του κρηπιδότοιχου, όπου εμφανίζονται μετακινήσεις μετά από σεισμικές δράσεις*

Για κρηπιδότοιχους από συμπαγείς Τ.Ο. υπάρχει σημαντικός κίνδυνος ολισθήσεων στις διεπιφάνειες ανάμεσα στους τεχνητούς ογκόλιθους. Οι ολισθήσεις αυτές λειτουργούν αθροιστικά στο ανώτερο τμήμα του κρηπιδότοιχου και κατά συνέπεια στην ανωδομή της κατασκευής, κίνδυνος ο οποίος απουσιάζει ολοκληρωτικά στην περίπτωση της κατασκευής του κρηπιδότοιχου από Caisson οι οποίες είναι μονολιθικές κατασκευές για όλο το ύψος του κρηπιδότοιχου.

- 4) *Οικονομία σκυροδέματος ως υλικό κατασκευής του κρηπιδότοιχου:*

Το κόστος της κατασκευής είναι κατά κανόνα ένας από τους πλέον καθοριστικούς παράγοντες που κατευθύνουν τις επιλογές του Πολιτικού Μηχανικού. Και για τις δύο μεθόδους κατασκευής η διατομή που εξετάστηκε είναι εκείνη η οποία μπορεί να εξασφαλίσει την ευστάθεια του κρηπιδότοιχου για τις μικρότερες δυνατές διαστάσεις της κατασκευής.

Υπολογίζοντας το ανά μονάδα μήκους όγκο του σκυροδέματος στη κατά μήκος τομή του κρηπιδότοιχου για κάθε μέθοδο κατασκευής προκύπτει:

- Για κατασκευή του κρηπιδότοιχου από Caisson.

όγκος σκυροδέματος: $V_{\text{σκυρ.}} = 52,29 \text{ m}^3/\text{m}$

- Για κατασκευή του κρηπιδότοιχου από συμπαγείς Τ.Ο.

όγκος σκυροδέματος: $V_{\text{σκυρ.}} = 177,76 \text{ m}^3/\text{m}$

Είναι προφανές από τη σύγκριση των παραπάνω μεγεθών ότι υπάρχει σημαντική διαφορά ανάμεσα στις δύο μεθόδους κατασκευής όσον αφορά την απαραίτητη ποσότητα σκυροδέματος. Πράγμα το οποίο θα έχει ως αποτέλεσμα σημαντικές υπερβάσεις στο κόστος της κατασκευής εφ' όσον τελικά επιλεγεί η κατασκευή του κρηπιδότοιχου από συμπαγείς Τ.Ο

5) *Οικονομία εργατικού κόστους για τις εργασίες τοποθέτησης των Τεχνητών Ογκολίθων στη τελική τους θέση*

Οι εργασίες τοποθέτησης των τεχνητών ογκολίθων στην τελική τους θέση είναι σημαντικά «ευκολότερη» και για τη κατασκευή του κρηπιδότοιχου από Caisson. Καταρχάς λόγω του πολύ μεγάλου μήκους του μεμονωμένου Caisson, σε σχέση με το μήκος της κάθε στήλης για κρηπιδότοιχο κατασκευασμένο από συμπαγείς Τ.Ο. Αλλά και καθ' ύψος του κρηπιδότοιχου στην περίπτωση του Caisson έχουν μόνο έναν τεχνητό ογκόλιθο σε σχέση με τους πολλούς τεχνητούς ογκολίθους οι οποίοι πρέπει με ακρίβεια να τοποθετηθούν ο ένας πάνω από τον άλλον στην άλλη περίπτωση.

Επιπλέον λαμβάνοντας υπ' όψιν ότι το Caisson στη τελική του θέση υπερβαίνει κατά 0,50 m το επίπεδο της θάλασσας είναι προφανές ότι είναι πολύ πιο εύκολος ο έλεγχος της πορείας της εργασίας από ένα τοπογραφικό συνεργείο σε σχέση με την αντίθετη περίπτωση όπου θα πρέπει να τοποθετηθούν με ακρίβεια οι ογκόλιθοι σε βάθος που φτάνει μέχρι τα 19,00 m από την επιφάνεια της θάλασσας.

6) *Δυσκολία στη κατασκευή του κρηπιδότοιχου*

Με βάση τα συνήθη μηχανικά μέσα που χρησιμοποιούνται για τη μεταφορά και τη τοποθέτηση των τεχνητών ογκολίθων (πλωτοί γερανοί), το μέγιστο βάρος που αυτοί μπορούν να μεταφέρουν είναι 100t, βάρος που αντιστοιχεί κατά προσέγγιση με όγκο 40 m³. Για τον υπό σχεδίαση κρηπιδότοιχο ο όγκος των τεχνητών ογκολίθων κυμαίνεται ανάμεσα σε 51,15 m³ και 81,66 m³ (το αντίστοιχο βάρος είναι το ελάχιστο 130,35 t και το μέγιστο 208,10 t). Για τη κατασκευή του συνιθισμένου κρηπιδότοιχου λοιπόν θα χρειαστούν μεγαλύτερα και πιο ισχυρά μηχανικά μέσα η απόκτηση/ενοικίαση των οποίων και η χρήση τους θα έχει και το ανάλογο οικονομικό κόστος.

7) *Οικονομία χώρου στο εργοτάξιο*

Για την κατασκευή του κρηπιδότοιχου από συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους απαιτείται ένας εκτεταμένος χώρος στον οποίο θα τοποθετούνται οι ογκόλιθοι έως ότου αποκτήσουν την προδιαγραφόμενη από την μελέτη αντοχή και να τοποθετηθούν στην τελική τους θέση, επιπλέον ο χώρος αυτός πρέπει να βρίσκεται σε τέτοια θέση στο εργοτάξιο ώστε οι αποθηκευμένοι ογκόλιθοι πρέπει να είναι προσβάσιμοι από τους πλωτούς γεραμούς οι οποίοι θα τους τοποθετήσουν στην τελική τους θέση. Στην άλλη περίπτωση τα υπό μελέτη Caisson μετά τη κατασκευή τους προσδένονται σε προσήνεμη θέση χωρίς να καταλαμβάνουν χώρο επί του εργοταξίου.

8) *Οικονομία χρόνου στην κατασκευή των τεχνητών ογκολίθων*

Είναι προφανές ότι η σκυροδέτηση ενός πολύ μεγάλου αριθμού συμπαγών τεχνητών ογκολίθων και η αναμονή μέχρι αυτοί να αναπτύξουν την προβλεπόμενη από τη μελέτη αντοχή τους

είναι μία πλέον χρονοβόρα εργασία σε σχέση με τη κατασκευή ενός σημαντικά μικρότερου αριθμού Caisson.

Πλεονεκτήματα κατασκευής κρηπιδότοιχου από συμπαγείς Τ.Ο.

1) Οικονομία χρήσης σιδηρών οπλισμών ως υλικό κατασκευής του κρηπιδότοιχου

Προκειμένου ένα Caisson να μπορέσει να ανταπεξέλθει στα φορτία που το καταπονούν είναι απαραίτητη η τοποθέτηση σε αυτό σημαντικής ποσοστού οπλισμού σε αυτό, πράγμα το οποίο έχει δυσμενείς συνέπειες στο τελικό κόστος της κατασκευής.

2) Δυσκολία κατασκευής Caisson.

Οι εργασίες για την κατασκευή των Caisson ,όπως αυτές έχουν ήδη περιγραφεί, παρουσιάζουν σαφώς μεγαλύτερο βαθμό πολυπλοκότητας και μεγαλύτερες απαιτήσεις όσο αφορά την ακρίβεια της εκτέλεσης τους. Θα πρέπει να εργαστούν εξειδικευμένα συνεργεία τα οποία θα αναλάβουν τις εργασίες της τοποθέτησης του οπλισμού (εργασία που δεν απαιτείται στην άλλη περίπτωση) και του καλουπώματος και της σκυροδέτησης μίας κατασκευής αρκετά μεγαλύτερης και πιο σύνθετης σε σχέση με τους μεμονωμένους συμπαγείς Τ.Ο. Μάλιστα ο βαθμός δυσκολίας των εργασιών αυτών αυξάνεται επειδή μέρος των εργασιών αυτών γίνεται εν πλω.

Λαμβάνοντας υπ' όψιν τα πλεονεκτήματα της κάθε μεθόδου κατασκευής του κρηπιδότοιχου που αναφέρθηκαν συμπεραίνεται ότι για την κατασκευή κρηπιδότοιχων μεγάλου βάθους, όπως αυτοί που απαιτούνται για σύγχρονους σταθμούς εμπορευματοκιβωτίων, ο σχεδιασμός των έργων αυτών από κυψελωτά κιβώτια-Caisson παρουσιάζει σημαντικά πλεονεκτήματα σε σχέση με τη συνηθισμένη μέθοδο κατασκευής από συμπαγείς προκατασκευασμένους συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑ

Ανακεφαλαιώνοντας τα συμπεράσματα που προκύπτουν από την εργασία αυτή μπορούν να διαχωριστούν σε δύο κεφάλαια.

Καταρχάς όσον αφορά τη σύγκριση των δύο μεθόδων ελέγχου των κρηπιδότοιχων (μέθοδος των καθολικών και μέθοδος των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας) διαπιστώνουμε ότι για το σύνολο των ελέγχων που πραγματοποιήθηκαν στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας το ποσοστό ασφαλείας των ελέγχων με τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας ήταν μεγαλύτερο σε σχέση με τις αντίστοιχες τιμές για τη μέθοδο των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας. Υπενθυμίζεται ότι ως ποσοστό ασφαλείας για τον κάθε έλεγχο ορίζεται το ποσοστό κατά το οποίο η αντίδραση ευστάθειας της κατασκευής υπερβαίνει την τιμή της αντίστοιχης έντασης που τείνει να προκαλέσει ανατροπή του κρηπιδότοιχου. Η υιοθέτηση λοιπόν της μεθόδου των επιμέρους συντελεστών ασφαλείας έχει επιτρέψει τον «οικονομικότερο» σχεδιασμό κρηπιδότοιχων σε σχέση με τη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας.

Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι και με τις δύο μεθόδους οι πλέον κρίσιμοι έλεγχοι για τον κρηπιδότοιχο είναι αυτοί για τον σεισμικό συνδυασμό φορτίσεων. Κατά τους υπολογισμούς των εντάσεων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο προέκυψε ότι σε περίπτωση σεισμού η ροπή ανατροπής του κρηπιδότοιχου κι συνισταμένη των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται σε αυτόν για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων υπερβαίνουν κατά 117% και 129% τις αντίστοιχες εντάσεις που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο για τον μόνιμο συνδυασμό δράσεων ($M_{av} = 7.758,78$ kNm/m και $\Sigma H = 804,49$ kN/m για τον μόνιμο συνδυασμό δράσεων και $M_{av} = 16.844,75$ kNm/m και $\Sigma H = 1.842,43$ kN/m για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων, οι τιμές αυτές αναφέρονται στη μέθοδο των καθολικών συντελεστών ασφαλείας). Ένα ακόμη πρόβλημα που αντιμετωπίζουν τα λιμενικά έργα κατά τη διάρκεια του σεισμού είναι η «αβεβαιότητα» σχετικά με τα χαρακτηριστικά της κατασκευής, αφού π.χ. τυχόν ανομοιομορφίες του επιχώματος, οι οποίες θα προκαλέσουν τοπική αύξηση των εντάσεων στον κρηπιδότοιχο, είναι ιδιαίτερα δύσκολο να εντοπιστούν ειδικά για στάθμη κάτω από το επίπεδο της θάλασσας.

Εξαιτίας των παραπάνω λόγων για τα λιμενικά έργα η μέθοδος των καθολικών συντελεστών ασφαλείας προέβλεπε για τον αντισεισμικό σχεδιασμό χρήση συντελεστών ασφαλείας μεγαλύτερων της μονάδας ($FS = 1,20$ για έλεγχο έναντι της ανατροπής και $FS = 1,10$ για έλεγχο έναντι ολίσθησης), σε αντίθεση με ότι ορίζεται για τα υπόλοιπα γεωτεχνικά έργα όπου για τον αντισεισμικό σχεδιασμό τους $FS = 1,00$. Οι μερικοί συντελεστές ασφαλείας οι οποίοι ορίστηκαν από τα Εθνικά Ποσαρτήματα του Ευρωκώδικα 7, αναφέρονται μόνο στον αντισεισμικό σχεδιασμό γεωτεχνικών έργων χωρίς κάποια περαιτέρω εξειδίκευση για τα λιμενικά έργα. Αποτέλεσμα είναι η ύπαρξη αναντιστοιχίας όσο αφορά τη «φιλοσοφία» του αντισεισμικού σχεδιασμού των λιμενικών έργων για τις δύο μεθόδους εφ' όσον η μέθοδος των καθολικών συντελεστών ασφαλείας αντιμετωπίζει τα λιμενικά έργα ως ιδιαίτερες κατασκευές και για τον λόγο αυτό απαιτεί συντελεστές ασφαλείας μεγαλύτερους της μονάδας. Εν αντιθέσει η μέθοδος των μερικών συντελεστών ασφαλείας αντιμετωπίζει τα λιμενικά έργα ως συνήθη γεωτεχνικά έργα και για τον λόγο αυτό όλοι οι συντελεστές ασφαλείας είναι ίσοι με τη μονάδα (για τον σεισμικό συνδυασμό δράσεων).

Στο δεύτερο μέρος της εργασίας εξετάστηκε κρηπιδότοιχος από συμπαγείς τεχνητούς ογκολίθους σκυροδέματος και συγκρίνονται οι δύο μέθοδοι κατασκευής κρηπιδότοιχων (κρηπιδότοιχοι από Caisson και κρηπιδότοιχοι από συμπαγείς τεχνητούς ογκολίθους).

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας η σύγκριση γίνεται για κρηπιδότοιχο σταθμού εμπορευματοκιβωτίων ύψους 20,50 m. Από τους ελέγχους που διενεργήθηκαν προέκυψε ότι για κρηπιδότοιχο από Caisson απαιτούνται 52,29 m³ σκυροδέματος ανά τρέχων μέτρο του κρηπιδότοιχου, εν αντιθέσει με κρηπιδότοιχους από συμπαγείς τεχνητούς ογκολίθους οπότε απαιτούνται 177,76 m³ ανά τρέχων μέτρο κρηπιδότοιχου. Η διαφορά αυτή η οποία υπερβαίνει τα 100 m³/m είναι ιδιαίτερα υψηλή και ως εκ τούτου υπερκαλύπτει το επιπλέον κόστος κατασκευής των Caisson (η κατασκευή των Caisson όπως περιγράφηκε σε προηγούμενο κεφάλαιο είναι μία ιδιαίτερα σύνθετη εργασία η οποία ως εκ τούτου απαιτεί επιπλέον εργατικά κόστη).

Επιπλέον αυτών η επιλογή της κατασκευής του κρηπιδότοιχου από Caisson έχει επιπλέον πλεονεκτήματα τα οποία επαναλαμβάνουμε:

- a) Αυξημένη ασφάλεια της κατασκευής λόγω μικρότερου αριθμού επιφανειών αστοχίας. Για τη κατασκευή κρηπιδότοιχου από Caisson όπως εξετάστηκε μοναδική επιφάνεια αστοχίας είναι η βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου. Εν αντιθέσει για κρηπιδότοιχο από συμπαγείς Τ.Ο. απαιτείται ο έλεγχος του κρηπιδότοιχου για όλες τις διεπιφάνειες ανάμεσα στους τεχνητούς ογκολίθους.
- b) Αποφυγή διαφορικών καθιζήσεων για τα διάφορα τμήματα του κρηπιδότοιχου. Διαφορά που οφείλεται στον πολύ μικρότερο αριθμό των Caisson που χρησιμοποιούνται σε σχέση με τον αριθμό των στηλών από συμπαγείς Τ.Ο και στην καλύτερη κατανομή των βαρών στη βάση έδρασης του κρηπιδότοιχου λόγω του μεγαλύτερου εμβαδού στο οποίο αυτά κατανέμονται.
- c) Αποφυγή διαφορικών μετακινήσεων ανάμεσα σε γειτονικά τμήματα του κρηπιδότοιχου, ιδιαίτερα ύστερα από σεισμικές δράσεις. Η κατασκευή του κρηπιδότοιχου από Caisson εξασφαλίζει την κατασκευή έναντι του συγκεκριμένου κινδύνου λόγω του μικρότερου αριθμού τμημάτων στα οποία διαχωρίζεται ο κρηπιδότοιχος σε σχέση με τον κρηπιδότοιχο από συμπαγείς Τ.Ο. Επιπλέον επειδή οι οριζόντιες ωθήσεις του επιχώματος κατανέμονται στη μεγαλύτερη όψη ολόκληρου του Caisson εξασφαλίζοντας την καλύτερη κατανομή αυτών κατά μήκος του κρηπιδότοιχου.
- d) Αποφυγή ολισθήσεων στο ανώτερο τμήμα του κρηπιδότοιχου, όπου εμφανίζονται μετακινήσεις μετά από σεισμικές δράσεις. Οι ολισθήσεις αυτές λειτουργούν αθροιστικά στο ανώτερο τμήμα του κρηπιδότοιχου και κατά συνέπεια στην ανωδομή της κατασκευής

- e) Μεγαλύτερη ακρίβεια και οικονομία εργατικού κόστους για τις εργασίες τοποθέτησης των Τεχνητών Ογκολίθων στη τελική τους θέση.
- f) Οικονομία χώρου στο εργοτάξιο.

Από τα παραπάνω καθίσταται σαφές ότι για μεγάλο ύψους κρηπιδότοιχου τα πλεονεκτήματα της κατασκευής του κρηπιδότοιχου από Caisson είναι ιδιαίτερα σημαντικά και καθιστούν τη συγκεκριμένη μέθοδο ως τη πλέον κατάλληλη για την κατασκευή τέτοιου μεγέθους κρηπιδότοιχων, παρά τη δυσκολία της χρήσης της συγκεκριμένης μεθόδου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

- Ευρωκώδικας 0: “Βάσεις Σχεδιασμού Δομημάτων”, EN 1990: 2002
- Ευρωκώδικας 1: “Βάσεις Σχεδιασμού και Δράσεων στις Κατασκευές”, Μέρος 1-1: Γενικές Δράσεις - Πυκνότητες, ίδια βάρη και επιβαλλόμενα φορτία σε κτήρια, EN 1991-1: 2002
- Ευρωκώδικας 7: “Γεωτεχνικός Σχεδιασμός”, Μέρος 7-1: Γενικοί Κανόνες, EN 1997-1:2004
- Α. Αναγνωστόπουλου, Μ. Καββαδά, Β. Παπαδόπουλου, “Σημειώσεις για τον Ευρωκώδικα 7”, Εκδόσεις Τ.Ε.Ε, Αθήνα 2009
- Ευρωκώδικας 8: “Αντισεισμικός Σχεδιασμός των Κατασκευών”, Μέρος 8-1: Γενικοί Κανόνες, σεισμικές δράσεις και κανόνες για κτήρια, EN 1998-1: 2004 & Μέρος 8-5: Θεμελιώσεις, κατασκευές αντιστήριξης και γεωτεχνικά θέματα.
- “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός” (Ε.Α.Κ), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα 2001
- Κ. Μέμου, “Εισαγωγή στα Λιμενικά Έργα”, Εκδόσεις Συμμετρία, Αθήνα 2008
- Κ. Γεωργιάδη, Μ. Γεωργιάδη, “Στοιχεία Εδαφομηχανικής”, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη 2009
- ΕΛΟΤ, “Ελληνική Τεχνική Προδιαγραφή: Κυψελωτά κιβώτια λιμενικών έργων από σκυρόδεμα”, Αθήνα 2009
- ΕΛΟΤ, “Ελληνική Τεχνική Προδιαγραφή: Κυψελωτοί και ειδικής μορφής τεχνητοί ογκόλιθοι λιμενικών έργων από σκυρόδεμα”, Αθήνα 2009
- Committee for Waterfront Structures: “Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways EAU 2004”, Ernst & Sohn, Weinheim 2005
- Γ.Δ. Μπουκουβάλας, “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Τοίχων Αντιστήριξης & Κρηπιδότοιχων”, Ημερίδα Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδος, Απρίλιος 2010

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ**Συγκεντρωτικός πίνακας συμβολισμών για κρηπιδότοιχο από κυψελωτά κιβώτια Caisson**1. Χαρακτηρηστικά κρηπιδότοιχου

B	Πλάτος της βάσης του Caisson
C	Το κέντρο άνωσης του Caisson κατά τη πλευση του
\overline{CG}	Απόσταση του κέντρου βάρους του Caisson G από το κέντρο άνωσης C
E	Εμβαδόν του Caisson σε διατομή πάνω από τη βάση του
$E_{κεν}$	Συνολικό εμβαδόν των κυψελών του Caisson
E_b	Συνολικό εμβαδόν σκυροδέματος σε διατομή πάνω από τη βάση του Caisson
G	Το κέντρο βάρους του Caisson κατά την πλευση του (λαμβάνοντας υπ' όψιν το νερό στις κυψέλες του)
\overline{GM}	Μετακεντρικό ύψος του Caisson κατά τη πλευση του
H	Συνολικό ύψος Caisson
I'	Ροπή αδράνειας του Caisson λαμβάνοντας υπ' όψιν το νερό στις κυψέλες του
L	Μήκος της βάσης του Caisson
M	Το μετάκεντρο του Caisson
V'	Συνολικός όγκος του Caisson χωρίς τη βάση του
$V_{αν}$	Όγκος της ανωδομής
V_b	Συνολικός όγκος σκυροδέματος στο Caisson χωρίς τη βάση του
$V_{βασ}$	Όγκος της βάσης του Caisson
$V_{εκ}$	Το εκτόπισμα του Caisson στη θάλασσα (λαμβάνοντας υπ' όψιν το νερό στις κυψέλες του)
$V_{κεν}$	Συνολικό όγκος των κυψελών του Caisson
V_{tot}	Συνολικός όγκος του Caisson
$b_{εξ}$	Πλάτος της εξοχής της ανωδομής

b	Πλάτος του Caisson πάνω από τη βάση του
b'	Πλάτος των προβόλων στη βάση του Caisson
ban	Πλάτος της ανωδομής
bκ	Πλάτος κυψελών του Caisson
d	Βάθος του πυθμένα του λιμένα μπροστά από τον κρηπιδότοιχο
h	Ύψος του Caisson πάνω από τη βάση του
ha	Ύψος του κέντρου άνωσης του Caisson C σε σχέση με τη βάση του
han	Ύψος της ανωδομής
hB	Ύψος της βάσης του Caisson
hb	Ύψος του βυθίσματος του Caisson κατά τη πλευρή του
hg	Ύψος του κέντρου βάρους του Caisson G σε σχέση με τη βάση του
heπ	Ύψος επικάλυψης σκυροδέματος
heξ	Ύψος της εξοχής της ανωδομής
hKB	Ύψος Κέντρου Βάρους του Caisson στη τελική του θέση (με το υλικό πλήρωσης)
ho	Ύψος Caisson που εξέρχει πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας μετά την τοποθέτηση του στην τελική του θέση
hu	Ύψος του νερού μέσα στις κυψέλες του Caisson
i	Ροπή αδράνειας των επιφανειών νερού στο εσωτερικό θαλάμων για την κεντρική γραμμή παράλληλη προς τον άξονα περιστροφής του Caisson
l	Μήκος του Caisson πάνω από τη βάση του
lκυψ1	Μήκος κεντρικής κυψέλης του Caisson
lκυψ2	Μήκος περιμετρικών κυψελών του Caisson
τεξ	Πάχος εξωτερικών τοιχίων του Caisson
τεσ	Πάχος εσωτερικών τοιχίων του Caisson

2. Χαρακτηριστικά Υλικών

Ka	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
Kah	Οριζόντια συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
Kav	Κατακόρυφη συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
KaE	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη πάνω από την επιφάνεια του νερού
KaEh	Οριζόντια συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη πάνω από την επιφάνεια του νερού
KaEv	Κακόρυφη συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη πάνω από την επιφάνεια του νερού
KaEh'	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη κάτω από την επιφάνεια του νερού
KaEv'	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη κάτω από την επιφάνεια του νερού KaE' Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη κάτω από την επιφάνεια του νερού
γb	Ειδικό βάρος σκυροδέματος
γκ	Ειδικό βάρος κορεσμένων εδαφών
γυ	Ειδικό βάρος νερού
γφ	Ειδικό βάρος ξηρών εδαφών
δ	Γωνία τριβής υλικού επιχώσεων
φ	Γωνία διατμητικής αντοχής υλικού επιχώσεων
μ	Συντελεστής ολίσθησης λιθορριπής επί της οποίας εδράζεται ο κρηπιδότοιχος

3. Φορτία

A	Άνωση που ασκείται στο Caisson κατά τη πλευρή του
$\Delta\sigma_{ha}$	Οριζόντια συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, για τη φάση λειτουργίας του λιμένα.
$\Delta\sigma_{va}$	Κατακόρυφη συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, για τη φάση λειτουργίας του λιμένα.
H δ	Έλξη δέστρας στο Caisson
Gh	Σεισμική δύναμη στο κρηπιδότοιχο λόγω της μάζας του
P	Φορτίο λειτουργίας λιμένα
Phi-j	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
P _{vi-j}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
Ph _k	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
P _{vk}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
PhEi-j	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j , σε περίπτωση σεισμού
P _{vEi-j}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j , σε περίπτωση σεισμού
PhE _k	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P , σε περίπτωση σεισμού
P _{vE_k}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P , σε περίπτωση σεισμού
P _w	Δυναμική φόρτιση στον κρηπιδότοιχο λόγω των υδροδυναμικών πιέσεων, σε περίπτωση σεισμού (για ολόκληρο τον κρηπιδότοιχο)
W'	Συνολικό βάρος του Caisson κατά τη πλευρή του (λαμβάνοντας υπ' όψιν το νερό στις κυψέλες του)
W _{an}	Υπό άνωση βάρος του Caisson στη τελική του θέση (με το υλικό πλήρωσης)
W _{an} '	Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος του Caisson

W_{av}	Βάρος της ανωδομής του Caisson
W_{edi}	Βάρος της υπερκείμενων γαιών για το τμήμα i πάνω από τον κρηπιδότοιχο Caisson
W_b	Βάρος του σκυροδέματος στο Caisson χωρίς τη βάση
$W_{\beta\alpha\sigma}$	Βάρος της βάσης του Caisson
W_{fil}	Βάρος του υλικού πλήρωσης στο Caisson
W_{tot}	Συνολικό βάρος του Caisson (με το υλικό πλήρωσης)
W_{tot}'	Ανά μονάδα μήκους ολικό βάρος του Caisson
a_h	Συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης του εδάφους κατά τη διάρκεια σεισμού
θ	Συντελεστής θεμελίωσης
k_h	Σεισμικός συντελεστής κατά την οριζόντια διεύθυνση
k_h'	Σεισμικός συντελεστής κατά την οριζόντια διεύθυνση που ισχύει για τις εδαφικές μάζες που βρίσκονται κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας
h_i	Βάθος στάθμης i
σ'_i	Κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη i
σ_{hai}	Οριζόντια συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
σ_{vai}	Κατακόρυφη συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
σ_{haEi}	Οριζόντια συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i κατά τη διάρκεια σεισμού
σ_{vaEi}	Κατακόρυφη συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i κατά τη διάρκεια σεισμού
q_w	Συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής κατά τη διάρκεια σεισμού

Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι αποστάσεις των σημείων εφαρμογής όλων των δυνάμεων σε σχέση με το σημείο O (πόδας του κρηπιδότοιχου)

Φορτίο	Απόστασεις από το σημείο O	Φορτίο	Απόστασεις από το σημείο O
H _δ	H _δ	P _{vi-j}	l _v
G _h	H _e	P _{vEi-j}	
P _w	H _w	P _{vκ}	
Ph _{i-j}	h _{hi-j}	P _{vEκ}	
Ph _{Ei-j}	h _{hEi-j}	W _{αν}	l _w
Ph _κ	H _{hκ}	W _{αν'}	
Ph _{Eκ}	h _{hEκ}	W _{tot}	
W _{αν}	L _{αν}	W _{tot'}	
W _{εδι}	L _{εδι}	W _{βασ}	

4. Εντάσεις & Αντιδράσεις

- H_{Ed} Ολική οριζόντια δύναμη σχεδιασμού που ασκείται στον κρηπιδότοιχο (για έλεγχο επιμέρους συντελεστές ασφαλείας)
- FS Καθολικός συντελεστής ασφαλείας για έλεγχο της κατασκευής σε διάφορες μορφές αστοχίας
- M_{αν} Ολική ροπή δυνάμεων που τείνουν να ανατρέψουν τον κρηπιδότοιχο (για έλεγχο με καθολικούς συντελεστές ασφαλείας)
- M_{ευσ} Ολική ροπή δυνάμεων υπέρ της ευστάθειας του κρηπιδότοιχου (για έλεγχο με καθολικούς συντελεστές ασφαλείας)
- M_{Edst} Τιμή σχεδιασμού ροπής ανατροπής του κρηπιδότοιχου (για έλεγχο επιμέρους συντελεστές ασφαλείας)
- M_{Estb} Τιμή σχεδιασμού ροπής ευστάθειας του κρηπιδότοιχου (για έλεγχο επιμέρους συντελεστές ασφαλείας)
- ΣH Συνισταμένη των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο (για έλεγχο με καθολικούς συντελεστές ασφαλείας)
- ΣV Συνισταμένη των κατακόρυφων δυνάμεων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο (για έλεγχο με καθολικούς συντελεστές ασφαλείας)
- ΣM Συνισταμένη των ροπών που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο ως προς το κέντρο έδρασης αυτού

V_{Rd}	Ολική κατακόρυφη αντοχή σχεδιασμού στον κρηπιδότοιχο (για έλεγχο επιμέρους συντελεστές ασφαλείας)
γ_F	Επιμέρους συντελεστής δράσης F
γ_G	Επιμέρους συντελεστής μόνιμης δράσης G
γ_Q	Επιμέρους συντελεστής μεταβλητής δράσης Q
γ_R	Επιμέρους συντελεστής αντοχής R
e	Εκκεντρότητα του κρηπιδότοιχου
ψ_0	Συντελεστής συνδυασμού μεταβλητής δράσης
ψ_1	Συντελεστής συνδυασμού για τη συχνή τιμή της μεταβλητής δράσης
ψ_2	Συντελεστής συνδυασμού για την οίονει μόνιμη τιμή της μεταβλητής δράσης.

Συγκεντρωτικός πίνακας συμβολισμών για κρηπιδότοιχο από συμπαγείς τεχνητούς ογκόλιθους.

1. Χαρακτηριστικά κρηπιδότοιχου

B1,2	Πλάτος T.O.1 & T.O.2 του κρηπιδότοιχου
B3,4	Πλάτος T.O.3 & T.O.4 του κρηπιδότοιχου
B5,6	Πλάτος T.O.5 & T.O.6 του κρηπιδότοιχου
B7,8	Πλάτος T.O.7 & T.O.8 του κρηπιδότοιχου
H	Συνολικό ύψος στήλης συμπαγών T.O.
H1-6	Ύψος T.O.1, T.O.2, T.O.3, T.O.4, T.O.5 & T.O.6.
H7,8	Ύψος T.O.7 & T.O.8.
L	Μήκος συμπαγών T.O.
V _{av}	Όγκος της ανωδομής
V _i	Όγκος του T.O. i.
V _{tot}	Συνολικός στήλης συμπαγών T.O.
b1,2	Πλάτος εξοχών στους T.O.1 & T.O.2
b _{εξ}	Πλάτος της εξοχής της ανωδομής
b _{av}	Πλάτος της ανωδομής
d	Βάθος του πυθμένα του λιμένα μπροστά από τον κρηπιδότοιχο
h1,2	Ύψος εξοχών στους T.O.1 & T.O.2
h _{av}	Ύψος της ανωδομής
h _{επ}	Ύψος επικάλυψης σκυροδέματος
h _{εξ}	Ύψος της εξοχής της ανωδομής
h _o	Ύψος κρηπιδότοιχου που εξέχει πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας μετά την τοποθέτηση του στην τελική του θέση

2. Χαρακτηριστικά Υλικών

Ka	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
Kah	Οριζόντια συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
Kav	Κατακόρυφη συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
KaE	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη πάνω από την επιφάνεια του νερού
KaEh	Οριζόντια συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη πάνω από την επιφάνεια του νερού
KaEv	Κακόρυφη συνιστώσα συντελεστή ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη πάνω από την επιφάνεια του νερού
KaEh'	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη κάτω από την επιφάνεια του νερού
KaEv'	Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη κάτω από την επιφάνεια του νερού KaE' Συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων επίχωσης κατά τη διάρκεια σεισμού για στάθμη κάτω από την επιφάνεια του νερού
γb	Ειδικό βάρος σκυροδέματος
γκ	Ειδικό βάρος κορεσμένων εδαφών
γυ	Ειδικό βάρος νερού
γφ	Ειδικό βάρος ξηρών εδαφών
δ	Γωνία τριβής υλικού επιχώσεων
μ	Συντελεστής ολίσθησης λιθορριπής επί της οποίας εδράζεται ο κρηπιδότοιχος
μβ	Συντελεστής ολίσθησης σκυροδέματος
φ	Γωνία διατμητικής αντοχής υλικού επιχώσεων

3. Φορτία

Δsha	Οριζόντια συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, για τη φάση λειτουργίας του λιμένα.
Δsva	Κατακόρυφη συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, για τη φάση λειτουργίας του λιμένα.
ΔshEa	Οριζόντια συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, σε περίπτωση σεισμού, για στάθμη πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας.
ΔsvEa	Κατακόρυφη συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, σε περίπτωση σεισμού, για στάθμη πάνω από την επιφάνεια της θάλασσας.
ΔshEa'	Οριζόντια συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, σε περίπτωση σεισμού, για στάθμη κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας.
ΔsvEa'	Κατακόρυφη συνιστώσα πρόσθετων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο λόγω του φορτίου λειτουργίας P, σε περίπτωση σεισμού, για στάθμη κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας.
Hδ	Έλξη δέστρας στο Caisson
Gh	Σεισμική δύναμη στο κρηπιδότοιχο λόγω της μάζας του
Ghi	Σεισμική δύναμη στον T.O.i του κρηπιδότοιχου λόγω της μάζας του και των υπερκείμενων σε αυτόν μαζών
P	Φορτίο λειτουργίας λιμένα
P _{hi-j}	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
P _{vi-j}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
P _{hki}	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P για τη στάθμη i (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
P _{hk}	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων σε ολόκληρο τον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου)
P _{vki-j}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P (για τη φάση λειτουργίας του κρηπιδότοιχου), ανάμεσα στις στάθμες i και j.

P_{hEi-j}	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j , σε περίπτωση σεισμού
P_{vEi-j}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο ανάμεσα στη στάθμη i και j , σε περίπτωση σεισμού
P_{hEk}	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P , σε περίπτωση σεισμού
P_{hEki}	Φορτίο οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P , σε περίπτωση σεισμού στη στάθμη i .
P_{vEki-j}	Φορτίο κατακόρυφων ενεργητικών ωθήσεων στον κρηπιδότοιχο που προκαλούνται από το φορτίο λειτουργίας P , σε περίπτωση σεισμού, ανάμεσα στις στάθμες i και j .
P_w	Δυναμική φόρτιση στον κρηπιδότοιχο λόγω των υδροδυναμικών πιέσεων, σε περίπτωση σεισμού (για ολόκληρο τον κρηπιδότοιχο)
P_{wi}	Δυναμική φόρτιση στον κρηπιδότοιχο λόγω των υδροδυναμικών πιέσεων, σε περίπτωση σεισμού, για τη στάθμη i .
W_i	Βάρος του Τ.Ο. i .
W_{an}	Υπό άνωση βάρος του κρηπιδότοιχου στη τελική του θέση.
W_{ani}	Υπό άνωση βάρος του Τ.Ο. i .
W_{an}'	Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος του κρηπιδότοιχου
W_{ani}'	Ανά μονάδα μήκους υπό άνωση βάρος του Τ.Ο. i .
W_{av}	Βάρος της ανωδομής του κρηπιδότοιχου
$W_{εδi}$	Βάρος της υπερκείμενων γαιών για τον Τ.Ο. i .
W_{tot}	Συνολικό βάρος του κρηπιδότοιχου.
W_{tot}'	Ανά μονάδα μήκους συνολικό βάρος του κρηπιδότοιχου.
kh	Σεισμικός συντελεστής κατά την οριζόντια διεύθυνση
kh'	Σεισμικός συντελεστής κατά την οριζόντια διεύθυνση που ισχύει για τις εδαφικές μάζες που βρίσκονται κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας
h_i	Βάθος στάθμης i
σ'_i	Κατακόρυφη ενεργός τάση στη στάθμη i
σ_{hai}	Οριζόντια συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i (για τη φάση λειτουργίας του έργου)

σ_{vai}	Κατακόρυφη συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i (για τη φάση λειτουργίας του έργου)
σ_{haEi}	Οριζόντια συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i κατά τη διάρκεια σεισμού
σ_{vaEi}	Κατακόρυφη συνιστώσα ενεργητικής τάσης στη στάθμη i κατά τη διάρκεια σεισμού
q_w	Συντελεστής συμπεριφοράς της κατασκευής κατά τη διάρκεια σεισμού

Στον παρακάτω πίνακα παρατίθενται οι αποστάσεις των σημείων εφαρμογής όλων των δυνάμεων σε σχέση με το σημείο O (πόδας του κρηπιδότοιχου)

Φορτίο	Απόστασεις από το σημείο O	Φορτίο	Απόστασεις από το σημείο O
H_δ	H_δ	P_{vi-j}	l_{vi-j}
G_h	h_E	P_{vEi-j}	
G_{hi}	h_{Ei}	P_{vki-j}	
P_w	H_w	P_{vEki-j}	
P_{wi}	H_{wi}	W_{av}	l_{av}
Ph_{i-j}	hh_{i-j}	$W_{\epsilon\delta i}$	$l_{\epsilon\delta i}$
Ph_{Ei-j}	hh_{Ei-j}	W_{an}	l_w
Ph_k	H_{hk}	$W_{an'}$	
Ph_{ki}	H_{hki}	W_{tot}	
Ph_{Ek}	hh_{Ek}	$W_{tot'}$	
Ph_{Eki}	hh_{Eki}	W_i	l_{wi}
		W_{ani}	

4. Εντάσεις & Αντιδράσεις

FS	Καθολικός συντελεστής ασφάλειας για έλεγχο της κατασκευής σε διάφορες μορφές αστοχίας
M_{av}	Ολική ροπή δυνάμεων που τείνουν να ανατρέψουν τον κρηπιδότοιχο (για έλεγχο με καθολικούς συντελεστές ασφαλείας)
$M_{\epsilon\upsilon\sigma}$	Ολική ροπή δυνάμεων υπέρ της ευστάθειας του κρηπιδότοιχου (για έλεγχο με καθολικούς συντελεστές ασφαλείας)
ΣH	Συνισταμένη των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο
ΣV	Συνισταμένη των κατακόρυφων δυνάμεων που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο
ΣM	Συνισταμένη των ροπών που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο ως προς το κέντρο έδρασης αυτού
e	Εκκεντρότητα του κρηπιδότοιχου