

**ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ
ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ. ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΔΥΟ
ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΠΕΡΙΠΤΩΣΕΩΝ**

‘Πρέπει να αλλάζω για να παραμείνω ίδιος...’

Willem De Kooning

Ολλανδός ζωγράφος-εξπρεσιονιστής 1904-1997

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η συγγραφή και η ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας δεν θα ήταν δυνατόν να πραγματοποιηθεί χωρίς την καθοδήγηση και την ουσιαστική βοήθεια του κ. Σαμψών Αζοράκου, Λέκτορα της σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ. Η εμπειρία, οι γνώσεις και οι εύστοχες συμβουλές και παρατηρήσεις, πάντα σε κλίμα κατανόησης και αλληλοσεβασμού, συνέβαλλαν καθοριστικά στην εκπόνηση της συγκεκριμένης εργασίας. Για τους παραπάνω λόγους λοιπόν αλλά και κυρίως για το γεγονός ότι μου έδωσε την ευκαιρία να συνεργαστούμε με τρόπο επικοινωνιακό και επιμορφωτικό, νιώθω την ανάγκη να τον ευχαριστήσω θερμά.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες θα ήθελα να εκφράσω στην οικογένεια μου που με στήριξε όλα μου τα χρόνια στο ΕΜΠ και συνεχίζει να μου προσφέρει τα μέγιστα ούτως ώστε να εκπληρώνω τους στόχους μου. Ένας από αυτούς τους στόχους είναι, να κάνω πάντα κι εγώ, το ίδιο για αυτούς.

Με τη διπλωματική αυτή κλείνει και ο κύκλος μου ως φοιτητής' έτσι τελειώνοντας θα ήθελα να ευχαριστήσω θερμά τα άτομα εκείνα που το καθένα με την δική του προσωπικότητα συνέβαλαν ώστε να αποτελούν οι σπουδές μου ότι σημαντικότερο και πιο επικοινωνιακό έχω ζήσει μέχρι στιγμής.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Αντικείμενο της διπλωματικής εργασίας είναι η διερεύνηση των δυνατοτήτων αναβάθμισης, υφιστάμενων κρηπιδωμάτων κατασκευασμένα στις αρχές του 1980. Σαν “αναβάθμιση” υπάρχοντος κρηπιδώματος, χαρακτηρίζεται η προσαρμογή των επιμέρους υφιστάμενων έργων είτε για τις δράσεις νέων φορτίων περιβάλλοντος και λειτουργίας ή/και για την εξυπηρέτηση μεγαλύτερων πλοίων.

Το κύριο φορτίο περιβάλλοντος που ασκείται σήμερα και για το οποίο δεν είχε σχεδιαστεί αρχικά το κρηπίδωμα να το παραλάβει με ασφάλεια, είναι ο σεισμός. Αυτή η αδυναμία προκύπτει λόγω αύξησης της σεισμικής επιτάχυνσης υπολογισμού, ύστερα από τροποποίηση του χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας.

Τα νέα φορτία λειτουργίας που καλείται να παραλάβει το κρηπίδωμα προέρχονται από τη σύγχρονη ανάγκη εξυπηρέτησης πιο πολλών, βαρύτερων και με μεγαλύτερες διαστάσεις εμπορευμάτων στο υφιστάμενο χώρο εργασίας του κρηπιδώματος. Στις ανάγκες αυτές προστίθενται οι απαιτήσεις για μεγαλύτερη απόδοση των εργασιών και επιτάχυνση της εξυπηρέτησης των πλοίων που παραβάλλουν. Οι πιο πάνω ανάγκες πρέπει να εκπληρώνονται πάντα, κάτω από απαραίτητη ασφάλεια. Σήμερα όμως πολλά από τα υφιστάμενα έργα δεν επαρκούν για την κάλυψη αυτής της ασφάλειας.

Η προσαρμογή των επιμέρους υφιστάμενων έργων στην ανάγκη για μεγαλύτερα βάθη εξυπηρέτησης πλοίων, είναι σε πολλές περιπτώσεις κρηπιδωμάτων αναγκαία ούτως ώστε να εξασφαλιστεί η απρόσκοπτη λειτουργία του λιμανιού. Εδώ και τρεις δεκαετίες οι διαστάσεις των πλοίων έχουν μεγαλώσει, με αυτή του βυθίσματος να είναι η πιο σημαντική.

Στη διπλωματική λοιπόν περιγράφονται όσο πιο λεπτομερώς γίνεται οι ανάγκες αυτές δίνοντας τιμές και μεγέθη που ισχύουν σήμερα. Παράλληλα εξετάζεται αν το υφιστάμενο κρηπίδωμα είναι σε θέση να εξυπηρετήσει αυτές τις απαιτήσεις και τέλος επιλύονται δύο χαρακτηριστικές λύσεις που συνδυάζουν τις υπό αναβάθμιση ανάγκες.

Περιεχόμενα

1	ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1	ΠΡΟΟΠΤΙΚΕΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΤΩΝ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΛΙΜΑΝΙΩΝ	2
1.2	ΧΡΗΣΗ ΚΑΙ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΛΙΜΕΝΑ.....	4
1.3	ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΑΠΟ ΤΕΧΝΗΤΟΥΣ ΟΓΚΟΛΙΘΟΥΣ.....	5
2	ΝΕΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	7
2.1	ΦΟΡΤΙΑ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ.....	7
2.1.1	ΖΩΝΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΣΗΜΕΡΑ ΚΑΙ ΤΟ 1980	7
2.2	ΦΟΡΤΙΑ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ	11
2.2.1	ΤΑ ΠΛΟΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	12
2.2.2	ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ	14
2.2.2.1	ΦΟΡΤΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΡΓΑΣΙΩΝ.....	15
2.2.2.2	ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ.....	16
2.2.2.3	ΈΛΞΗ ΔΕΣΤΡΑΣ.....	17
2.2.2.4	ΚΡΟΥΣΗ ΠΛΟΙΟΥ	18
3	ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΑΠΟ ΤΕΧΝΗΤΟΥΣ ΟΓΚΟΛΙΘΟΥΣ (Τ.Ο)	21
3.1	ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ Τ.Ο	21
3.1.1	ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ.....	21
3.1.2	ΕΔΑΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ.....	23
3.1.3	ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	24
3.1.4	ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ	24
3.2	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΜΕ ΤΑ ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ	25
3.2.1	ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ	25
3.2.2	ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ.....	25
3.2.3	ΦΟΡΤΙΑ ΛΟΓΩ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΘΑΛΑΣΣΑΣ ΚΑΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΩΝ.....	28
3.2.4	ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΧΡΗΣΗΣ, ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΚΑΙ ΓΕΡΑΝΩΝ	29
3.2.5	ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΆΝΕΜΟ	29
3.2.6	ΈΛΞΗ ΔΕΣΤΡΑΣ	29
3.2.7	ΦΟΡΤΙΑ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ.....	29
3.3	ΒΑΣΙΚΟΙ ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ.....	34
3.3.1	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ	35

3.3.2	ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ	35
3.3.3	ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑΣ	36
3.3.4	ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ (ΤΟΠΙΚΗ) ΘΡΑΥΣΗ.....	36
3.3.5	ΈΛΕΓΧΟΣ ΈΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΕΩΣ	37
3.3.6	ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ	38
3.4	ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕ ΤΑ ΝΕΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ.....	39
3.5	ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΤΑ ΝΕΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ.....	44
4	ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ	49
4.1	ΜΕΤΡΑ ΕΚΒΑΘΥΝΣΗΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ Τ.Ο.	49
4.1.1	ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΝΕΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΣΕ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ.....	50
4.1.1.1	ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ	50
4.1.1.1.1	Προκατασκευασμένους ογκόλιθους	51
4.1.1.1.2	Προκατασκευασμένα οπλισμένα τοιχία.....	52
4.1.1.1.3	Κυψελωτά κιβώτια (caissons).....	53
4.1.1.1.4	Κυψέλες ή κελιά από μεταλλικές πασσαλοσανίδες.....	54
4.1.1.1.5	Διπλά τοιχώματα πασσαλοσανίδων	55
4.1.1.1.6	Επί τόπου άοπλο σκυρόδεμα.....	56
4.1.1.1.7	Επί τόπου οπλισμένο σκυρόδεμα.....	56
4.1.1.1.8	Διαφραγματικά τοιχώματα.....	56
4.1.1.1.9	Καταδύομενα φρέατα.....	57
4.1.1.2	ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ	58
4.1.1.3	ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΑΝΟΙΚΤΟΥ ΤΥΠΟΥ	60
4.2	ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ Τ.Ο.	61
4.2.1	ΜΕΤΡΑ ΑΥΞΗΣΗΣ ΤΩΝ ΠΑΘΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ	62
4.2.2	ΜΕΤΡΑ ΜΕΙΩΣΗΣ ΤΩΝ ΕΝΕΡΓΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ.....	63
4.2.3	ΜΕΤΡΑ ΠΟΥ ΑΦΟΡΟΥΝ ΤΟΝ ΙΔΙΟ ΤΟΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Τ.Ο.	63
5	1^η ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ: ΑΝΟΙΚΤΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ	65
5.1	ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΝΕΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ	65
5.2	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Τ.Ο. ΥΠΟ ΤΗ ΝΕΑ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΥ ΑΝΟΙΚΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ	66
5.2.1	ΠΑΘΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ από Τ.Ο.	66
5.2.2	ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΥΤΩΝ	67

5.3	ΦΕΡΟΝΤΕΣ ΠΑΣΣΑΛΟΙ	68
5.4	ΘΩΡΑΚΙΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ	73
5.5	ΑΓΚΥΡΙΑ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΩΜΑΤΟΣ	79
5.6	ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΚΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ	81
6	2^η ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ: ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΑ	91
6.1	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Τ.Ο. ΥΠΟ ΤΗ ΝΕΑ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΑ	91
6.2	ΦΕΡΟΝΤΕΣ ΠΑΣΣΑΛΟΙ	91
6.3	ΑΓΚΥΡΩΣΗ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΩΝ	94
6.4	ΥΠΟΛΟΙΠΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ.....	95
6.5	ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΑ	96
7	ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ	105
8	ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	109
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ	111




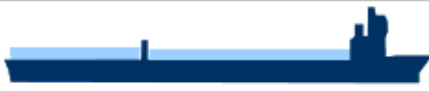


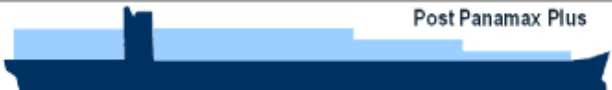

1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η θάλασσα απέραντη σε έκταση αποτελεί το μεγαλύτερο ελεύθερο πεδίο της γης πάνω στο οποίο η κίνηση και η μεταφορά είναι μια πράξη απλή, οικονομική, ευθύγραμμη και ελεύθερη, και συνεπώς πολύτιμη σε όσους μπορούν να τη χρησιμοποιήσουν. Το πλοίο σαν μέσο μεταφοράς και συγκοινωνίας αλλά ακόμη και σαν πολεμικό μέσο στη θάλασσα, πάντοτε διαδραμάτισε και συνεχίζει να διαδραματίζει ακόμη και σήμερα το σημαντικότερο ρόλο στην εξέλιξη των ανθρώπων και των Εθνών. Αυτός είναι ο λόγος που και σήμερα τα κράτη με θαλάσσια σύνορα επενδύουν στην ανάπτυξη εγκαταστάσεων ικανών να προσελκύσουν τις, με πρωταγωνιστικό ρόλο στο παγκόσμιο εμπόριο, θαλάσσιες μεταφορές. Η Ελλάδα είναι ένα τέτοιο κράτος με ακτογραμμή περί τα 13.000 km, την ύπαρξη 3.000 νησιών και βραχονησίδων, με τα 124 εκ των οποίων να κατοικούνται καθώς και τη λειτουργία τουλάχιστον 138 λιμένων και 33 μαρίνων.

Παράλληλα ο ελληνόκτητος στόλος πρωταγωνιστεί στις θαλάσσιες μεταφορές αριθμώντας 4.655 πλοία. Αυτό έρχεται σε θεωρητική μόνον αντίθεση με το μη πρωταγωνιστικό ρόλο των περισσότερων ελληνικών λιμανιών στις διεθνείς μεταφορές. Θεωρητικού γιατί οι θαλάσσιες μεταφορές σήμερα λειτουργούν στα πλαίσια του ανταγωνιστικού και απαιτητικού οικονομοτεχνικού περιβάλλοντος με μόνο δύο από τα ελληνικά λιμάνια να έχουν καταφέρει να ανταποκρίνονται πλήρως. Αυτά τα λιμάνια είναι του Πειραιά και της Θεσσαλονίκης. Γίνεται λοιπόν σήμερα πιο επιτακτική από ποτέ, λόγω και των οικονομικών δυσχερειών που αντιμετωπίζει η ελληνική οικονομία, η ανάγκη για οργάνωση των ελληνικών λιμανιών κάτω από εθνικό προγραμματικό σχέδιο (master plan) καθώς η ακτοπλοΐα δείχνει ικανή να συμβάλει με ταχείς ρυθμούς στην ανατροπή αυτής της κατάστασης. Το γενικό προγραμματικό σχέδιο αφορά το σχεδιασμό αποδοτικού, βιώσιμου και πιο ανταγωνιστικού σε διεθνές επίπεδο, συστήματος λιμανιών και χερσαίων μεταφορικών υποδομών με συνεχή εκτίμηση του απαιτούμενου όγκου εισαγωγών σε κύρια εφόδια και καταναλωτικά αγαθά καθώς επίσης και του όγκου των εξαγωγών. Προτεραιότητα οφείλεται να δοθεί στα λιμενικά έργα και στις εγκαταστάσεις που καλύπτουν κατεπείγουσες ανάγκες είτε με επεκτάσεις, βελτιώσεις και αναβαθμίσεις λιμανιών ή την κατασκευή νέων εξειδικευμένων σταθμών.

Η ανάγκη εξέλιξης των ελληνικών λιμανιών φαίνεται από την σπουδαιότητα που έχουν σήμερα οι θαλάσσιες μεταφορές αφού αποτελούν το 98% των μεταφορών του παγκόσμιου εμπορίου και πλέον του 90% του εμπορίου της Ευρωπαϊκής Ένωσης με τον υπόλοιπο κόσμο. Η εξέλιξη στις θαλάσσιες μεταφορές ακολουθεί την προαναφερθείσα ζήτηση, συντελώντας σε αλλαγές στις διαστάσεις των πλοίων με κυριότερη την αύξηση του μέγιστου βυθίσματος πλοίου, που επηρεάζει άμεσα τα υφιστάμενα ελληνικά λιμάνια. Και ενώ μέχρι πριν το 1980 τα φορτηγά πλοία έφταναν σε μέγεθος τα 65.000 dwt με βύθισμα 12,5 m σήμερα ξεπερνούν 400.000 dwt με βύθισμα 23,0 m. Ενώ αλματώδης ήταν και η εξέλιξη των κιβωτιαγωγών πλοίων (container ships) που μεταφέρουν τα φορτία τους μέσα σε τυποποιημένων

διαστάσεων ορθογώνια παραλληλεπίπεδα κιβώτια (TEU, Twenty-feet Equivalent Unit) μεγάλων διαστάσεων π.χ. TEU 1C $\approx 15 \text{ m}^2$.

		Μήκος	Βύθισμα	TEU
Πρώτη (1956-1970)	 Converted Cargo Vessel	135 m	< 9 m	500
	 Converted Tanker	200 m		800
Δεύτερη (1970-1980)	 Cellular Containership	215 m	10 m	1,000 – 2,500
Τρίτη (1980-1988)	 Panamax Class	250 m	11-12 m	2,500 – 3,000
	 Panamax Class	290 m		4,000
Τέταρτη (1988-2000)	 Post Panamax	275 – 305 m	11-13 m	4,000 – 5,000
Πέμπτη (2000-2005)	 Post Panamax Plus	335 m	13-14 m	5,000 – 8,000
Εκτη (2006-)	 New Panamax	397 m	15.5 m	11,000 – 14,500

Πίνακας 1. Εξέλιξη των πλοίων από το 1956 έως σήμερα.

1.1 ΠΡΟΟΠΤΙΚΕΣ ΑΝΑΠΤΥΞΗΣ ΤΩΝ ΕΛΛΗΝΙΚΩΝ ΛΙΜΑΝΙΩΝ

Η Μεσόγειος διατηρεί ένα ακμαίο θαλάσσιο εμπόριο με πλοία που κυμαίνονται από 100.000 – 150.000 dwt, χωρίς βέβαια τα μεγέθη αυτά να συγκρίνονται με αυτά της παγκοσμίου ναυτιλίας. Σήμερα από τα πλοία που διαπλέουν τη Μεσόγειο και καλείται, σύμφωνα με εκτιμήσεις αναλυτών, να εξυπηρετεί η Ελλάδα, ξεπερνούν το μέγεθος των 60.000 dwt και χωρητικότητας μεγαλύτερης των 4000 TEU (για κιβωτιαγωγά πλοία). Γίνεται αντιληπτό ότι θα πρέπει να γίνεται σε κάθε ελληνικό λιμάνι ένα Γενικό Προγραμματικό Σχέδιο που θα στοχεύει στην προσέλκυση της διεθνούς μεταφορικής ροής και θα αφορά κυρίως τις χρήσεις γης μέσα στο λιμάνι, τα αναγκαία έργα για την υλοποίησή του και τις ενδείξεις περαιτέρω ανάπτυξης του. Προκειμένου για ανάπτυξη υφιστάμενου λιμανιού θα πρέπει να βελτιωθούν οι υπάρχουσες εγκαταστάσεις και να γίνουν νέες επεκτάσεις με πιο αποδοτικά έργα που να συμφωνούν με τις μελέτες σκοπιμότητας. Ένα από αυτά τα έργα είναι και η αύξηση του βάθους του πυθμένα της λιμενολεκάνης και του κρηπιδότοιχου παραβολής των ελληνικών λιμανιών. Οι κρηπιδότοιχοι στην πλειονότητα των ελληνικών λιμανιών ανήκουν στον κλασικό τύπο κρηπιδότοιχου βαρύτητας από προκατασκευασμένους ογκόλιθους και έχουν γενικά μικρά βάθη πυθμένα στον πόδα αυτών, όπως ο υπό εξέταση 10m.

Παρακάτω δίνεται συγκεντρωτικός πίνακας με τα σημαντικότερα λιμάνια της Ελλάδας χωρισμένα σε Εθνικά και σε τοπικής σημασίας, με εθνικής σημασίας αυτά από τα οποία διεξάγονται οι θαλάσσιες μεταφορές μιας χώρας σε διεθνή κλίμακα.

ΡΟΛΟΣ ΛΙΜΕΝΑ	ΛΙΜΑΝΙ	ΜΕΓΙΣΤΟ ΒΑΘΟΣ (m)	ΈΤΟΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ	
Μεγάλα Ευρωπαϊκά Λιμάνια	ΠΕΙΡΑΙΑΣ κεντρικό	-12,0	1959	
	ΠΕΙΡΑΙΑΣ Ν.Ικόνιο	-16,5	1978	
	ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗ	-12,0	1970	
Εθνικής Σημασίας Μεγάλα Λιμάνια (παλαιό/ νέο)	ΒΟΛΟΣ	-11,0	1983	
	ΠΑΤΡΑ	-10,5	1994	
	ΗΡΑΚΛΕΙΟ	-10,0/-12,5	1985/2005	
	ΗΓΟΥΜΕΝΙΤΣΑ	-7,0/-11,0	1967/1996	
	ΚΑΒΑΛΑ	-8,0/-12,0	1950/1987	
	ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΥΠΟΛΗ	-8,0/-14,0	1964/2001	
	ΚΕΡΚΥΡΑ	-10,0	1986	
	ΛΑΥΡΙΟ	-10,5	2003	
	ΕΛΕΥΣΙΝΑ	-12,5	1955	
	ΡΑΦΗΝΑ	-7,0	80'	
	ΜΥΤΙΛΗΝΗ	-5,0/-9,0	1950/80'	
	ΡΟΔΟΣ	-8,0/-11,0	1981/2004	
	Τα έτη κατασκευής αναφέρονται σε λιμάνια ή τμήματα λιμανιών που λειτουργούν μέχρι και σήμερα	ΧΑΛΚΙΔΑ	-7,5	1985
ΚΥΜΗ		-8,0	1960	
ΑΙΓΙΟ		-12,0	1975	
ΚΑΛΑΜΑΤΑ		-8,0	1960	
ΡΕΘΥΜΝΟ		-9,0/-12,0	1957/1997	
ΣΥΡΟΣ		-8,0	1985	
ΣΟΥΔΑ		-8,0/-12,0	1950/1988	
ΚΩΣ		-10,5	1984	
Μείζονος Ενδιαφέροντος Λιμάνια		ΛΑΓΟΣ		ΠΟΡΟΣ
		Ν.ΜΟΥΔΑΝΙΑ		ΠΡΕΒΕΖΑ
		ΣΤΥΛΙΔΑ		ΣΗΤΕΙΑ
		ΚΟΡΙΝΘΟΣ		ΚΑΣΤΕΛΛΙ ΚΙΣΣΑΜΟΥ
		ΚΑΤΑΚΟΛΟ		ΒΑΘΥ ΣΑΜΟΥ
	ΚΥΛΛΗΝΗ		ΜΥΡΙΝΑ ΛΗΜΝΟΥ	
	ΠΥΛΟΣ		ΧΙΟΣ	
	ΓΥΘΕΙΟ		ΜΥΚΟΝΟΣ	
	ΝΑΥΠΛΙΟ		ΠΑΡΟΣ	
	ΙΤΕΑ		ΚΕΦΑΛΛΗΝΙΑΣ	
ΖΑΚΥΝΘΟΣ		ΑΜΦΙΠΟΛΗ ΣΕΡΡΩΝ		
Τοπικής Σημασίας Λιμάνια	Στην κατηγορία αυτή ανήκουν όλοι οι υπόλοιποι λιμένες της Χώρας.			

Πίνακας 2.Σημαντικότερα Ελληνικά λιμάνια

Όσον αφορά τις γενικότερες προοπτικές των ελληνικών λιμανιών, γίνεται φανερό πως με τον μεγάλο αριθμό λιμανιών που υπάρχουν στη χώρα θα πρέπει να

υπάρξει, κάτω από έναν ενιαίο φορέα, η οργανωμένη διοίκησή τους ούτως ώστε να προσελκύσουν ακόμα περισσότερο τις διεθνείς γραμμές θαλάσσιων μεταφορών.

1.2 ΧΡΗΣΗ ΚΑΙ ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ ΛΙΜΕΝΑ

Η μετεξέλιξη από τον παραδοσιακό λιμένα γενικού φορτίου που ήταν πριν την δεκαετία του 80' τα περισσότερα ελληνικά λιμάνια, στον εξειδικευμένο λιμένα μοναδοποιημένων φορτίων που τείνουν να γίνουν σήμερα, είναι μεν σταδιακή αλλά χαρακτηρίζεται από ποιοτικές αλλαγές όπως είναι και η αναβάθμιση των κρηπιδωμάτων. Η χρήση ή χρήσεις ενός λιμανιού μπορεί, στη διάρκεια της συνολικής ζωής του, να αλλάζουν λόγω οικονομικών, τεχνικών ή άλλων συνθηκών επηρεάζοντας την ανάπτυξή του, παραδείγματος χάριν, η αλλαγή της οικονομίας της κοινωνίας που εξυπηρετεί το λιμάνι, από τουριστική σε βιομηχανική, ή η κατασκευή σιδηροδρομικού δικτύου υποδοχής container στο λιμάνι ή ακόμα και απεργιακές κινητοποιήσεις στο λιμάνι που ευνοούν κάποιο γειτονικό, που δέχεται την εμπορευματική κίνηση του πρώτου χωρίς να γίνει έπειτα αναστρέψιμη η κατάσταση και για τα δύο λιμάνια. Οι χρήσεις λοιπόν είναι δυνατόν να αλλάξουν χωρίς αυτό βέβαια να σημαίνει πως το λιμάνι έχει απεριόριστες δυνατότητες στη μεταβολή του αρχικού σκοπού για τον οποίο σχεδιάστηκε χωρίς παρεμβάσεις και προγραμματισμό. Είναι έτσι σημαντικό σήμερα το λιμάνι να έχει ευδιάκριτες και ολοκληρωμένες χρήσεις για την κατασκευή και των κατάλληλων κρηπιδότοιχων. Αυτές είναι:

Επιβατικό. Υποδέχεται με ασφάλεια επιβατικά πλοία μεταφοράς ανθρώπων και οχημάτων με κατάλληλες εγκαταστάσεις παραμονής τους. Δεν υπάρχουν μεγάλες απαιτήσεις σε εξοπλισμό αλλά περισσότερο η ανάγκη για ασφάλεια και λειτουργικότητα των εγκαταστάσεων λόγω μαζικής μετακίνησης ατόμων. Σε αυτήν την περίπτωση λιμανιού είναι εύκολη η εκτίμηση του μέγιστου βυθίσματος και μήκους των πλοίων εκείνων που προβλέπεται να εξυπηρετούν τις τακτικές γραμμές παίρνοντας υπόψη τη γενική τάση ανάπτυξης της περιοχής.

Εμπορευματικό. Εξυπηρετεί την ασφαλή διακίνηση εμπορευμάτων από και προς τα πλοία με πλήρη εξοπλισμό από χερσαία και πλωτά μηχανήματα, ικανά κρηπιδώματα πλευρίσης (π.χ. μεγάλου βάθους, με ράμπες κτλ.) και κατάλληλους αποθηκευτικούς χώρους υποδοχής, αποθήκευσης σε μεγάλες ποσότητες και μεταφοράς τους. Στην περίπτωση αυτή είναι πιο δύσκολο να προβλεφτεί το μέγιστο βύθισμα και μήκος των παραβαλλόντων πλοίων μαζικής μεταφοράς φορτίων αφού αυτά εξαρτώνται από τη γενική τάση ανάπτυξης των θαλάσσιων μεταφορών σε εθνικό και παγκόσμιο επίπεδο και δεν δεσμεύονται απαραίτητα από τις τοπικό περιβάλλον (π.χ. ένα λιμάνι μεταφόρτωσης μιας χώρας, όπου τα εμπορεύματα που καταλήγουν στο λιμάνι της από δεύτερη χώρα μεταφέρονται με άλλα πλοία σε λιμάνια μιας τρίτης). Επισημαίνεται πως για τη φορτοεκφόρτωση (φ/ε) των πλοίων απαιτείται μηχανολογικός εξοπλισμός στο κρηπιδώμα σε αντίθεση με ένα επιβατικό λιμάνι.

Μικτό. Συνδυασμός των παραπάνω.

Ένα εμπορευματικό λιμάνι διακρίνεται σε κατηγορίες ανάλογα με τα εξυπηρετούμενα φορτία που συνεπάγεται διαφορετικού είδους πλοία που

παραβάλλουν και επομένως διαφορετικών χαρακτηριστικών κρηπιδώματος (μήκος θέσης πλευρίσης, βάθος κρηπιδότοιχου, κινητά φορτία, έκταση ζώνης κρηπιδώματος κτλ.):

Γενικού φορτίου. Με εμπορεύματα μεγάλης ποικιλίας σε σάκους, πακεταρισμένα και σε κιβώτια τα περισσότερα φθάνοντας στο λιμάνι με πλοία τακτικών γραμμών. Χαρακτηριστικά των κρηπιδωμάτων αυτών είναι ότι το βάθος συνήθως δεν ξεπερνά τα 9 με 11m, το μήκος κρηπιδώματος ανά θέση πλευρίσης δεν είναι μικρότερο από 150 με 200m, η ζώνη κρηπιδώματος είναι μεγαλύτερη από 20m.

Εμπορευματοκιβωτίων Ε/Κ. Τα εμπορεύματα αποστέλλονται μέσα σε ανθεκτικά σιδερένια κιβώτια σχήματος ορθογωνίου παραλληλεπιπέδου (TEU). Η μεταφορά τους γίνεται μαζικά με πλοία μεγάλων διαστάσεων. Τυπικά χαρακτηριστικά των κρηπιδωμάτων που εξυπηρετούν την διακίνηση Ε/Κ είναι το βάθος πυθμένα κρηπιδότοιχου 13 έως 16 m, μήκος κρηπιδώματος ανά θέση πλευρίσης τουλάχιστον 250 έως 300m, έκταση ζώνης κρηπιδώματος της τάξης των 100.000m² και μεγάλα συγκεντρωμένα φορτία λόγω των βαριών οχημάτων.

RO/RO. Η διακίνηση των εμπορευμάτων των πλοίων γίνεται με οριζόντια κίνηση (Roll on-Roll off) φορτηγών αυτοκινήτων, ελκυστήρων, βαγονιών κ.α. από κατάλληλα πλοία με καταπέλτες.

Χύδην φορτίου. Στα λιμάνια αυτά διακινείται ξυρό ή υγρό χύδην φορτίο χωρίς να είναι συσκευασμένο όπως τα σιτηρά, το τσιμέντο, ο χάλυβας και το πετρέλαιο. Σε αυτήν την περίπτωση χρησιμοποιούνται εκτεταμένα τα αντλητικά μηχανήματα και σιλό συγκέντρωσης.

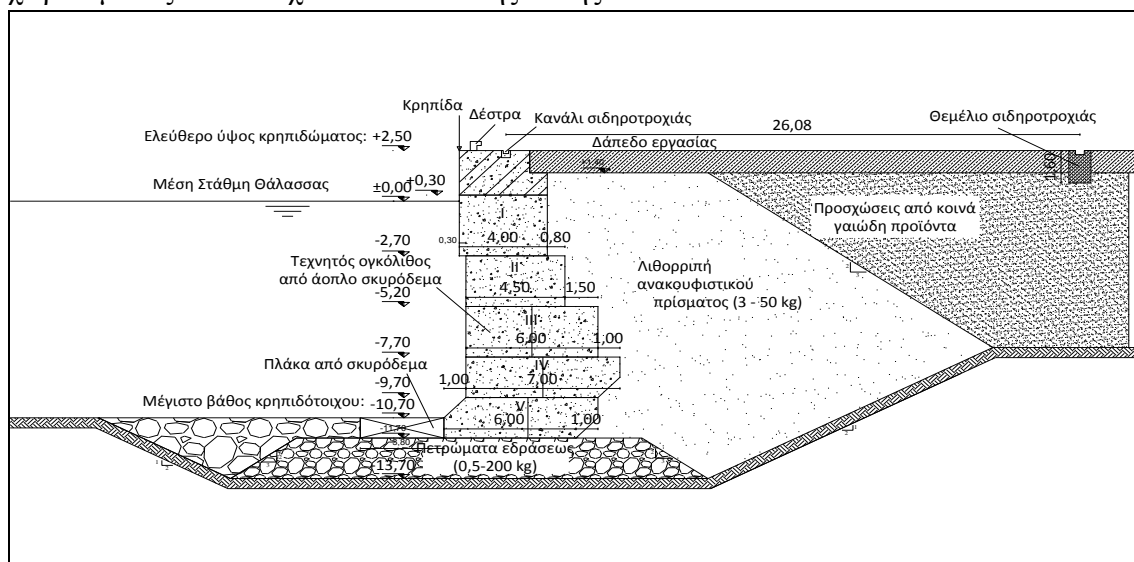
Πολλαπλής σκοπιμότητας. Συνδυασμός των πιο πάνω κατηγοριών σε ένα κρηπίδωμα. Σε αυτήν την περίπτωση η οργάνωση του χερσαίου χώρου είναι πιο δύσκολη για να μπορέσει να είναι αποδοτική η φορτοεκφόρτωση όπως στους σταθμούς διαχωρισμένων λειτουργιών.

Πάντως σε όλες τις προαναφερθείσες χρήσεις και κατηγορίες λιμανιών έχει προκύψει από το 1980 και έπειτα μεγάλη ανάπτυξη και στα βάθη των πλοίων αλλά και στα μεγέθη των θαλασσιών μεταφορών που καλούνται να ικανοποιήσουν. Σήμερα τα φορτία φθάνουν τις τιμές που προαναφέρθηκαν, οι οποίες είναι πολλές φορές διπλάσιες από εκείνες που αντιστοιχούσαν την εποχή κατασκευής των κρηπιδωμάτων. Η οργανωμένη αναβάθμιση τους με συγκεκριμένες επεμβάσεις δείχνει απαραίτητη, στοχεύοντας πάντα στην ικανοποίηση της απαιτήσης για σύγχρονα λιμάνια. Γενικά ο ρόλος κάθε λιμανιού θα πρέπει να προκύπτει από τη διαμόρφωση ενός εθνικού λιμενικού συστήματος. Το σύστημα αυτό εμπεριέχει σύγχρονες ανάγκες και δεδομένα, μελλοντικές προβλέψεις, πολιτικές και οικονομοτεχνικές δυνατότητες και καλείται να εξυπηρετήσει, να επηρεάσει και να προσελκύσει τις διεθνείς εμπορευματικές ροές.

1.3 ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΑΠΟ ΤΕΧΝΗΤΟΥΣ ΟΓΚΟΛΙΘΟΥΣ

Το λιμάνι σαν ένα σύνολο έργων και εγκαταστάσεων υποδέχεται με ασφάλεια τα πλοία, προστατεύοντας και διευκολύνοντας την δραστηριότητα τους. Από τα σημαντικότερα μέρη του λιμανιού είναι η λιμενολεκάνη και τα κρηπιδώματα με τους

κρηπιδότοιχους όπου και παραβάλλουν τα πλοία. Λιμενολεκάνη, είναι η θαλάσσια επιφάνεια που χρησιμεύει στην εκτέλεση των ελιγμών των πλοίων μέχρι τις θέσεις παραβολής τους και οριοθετεί ουσιαστικά το θαλάσσιο τμήμα του λιμανιού. Κρηπίδωμα, σημαίνει ένα συνεχόμενο στην ακτή, χερσαίο λιμενικό χώρο όπου γίνεται η πρόσδεση των πλοίων, η φορτοεκφόρτωση των εμπορευμάτων τους και/ή από-επιβίβαση επιβατών. Κρηπιδότοιχος, αποτελεί τη διαχωριστική και μεταβατική κατασκευή μεταξύ ξηράς και θάλασσας που πρώτον, παρέχει στα πλοία κατάλληλο και ισχυρό μέτωπο για να πλευρίσουν, να προσδεθούν και να στηριχθούν, δεύτερον, αντιστηρίζει τις πίσω από αυτόν γαιώδεις και τεχνητές μάζες κατασκευής και διαμόρφωσης των χερσαίων χώρων των κρηπιδωμάτων μαζί με τα φορτία από στοιβαγμένα εμπορεύματα και οχήματα και τρίτον, υποστηρίζει τα διακινούμενα πάνω στην επιφάνεια τους (κατάστρωμα) οχήματα και μηχανήματα φορτοεκφόρτωσης και μεταφοράς. Στη διπλωματική εξετάζεται η ειδική περίπτωση κρηπιδότοιχου που έχει σχηματιστεί με την κατασκευή ενός συνεχούς, μέσα στη λιμενολεκάνη, τοίχου αντιστήριξης και την επίκωση με εδαφικά υλικά του θαλάσσιου χώρου μεταξύ του τοίχου αυτού και της ακτής.



Σχήμα 1. Κρηπιδότοιχος από Τεχνητούς Ογκόλιθους.

Στην Ελλάδα τα περισσότερα μεγάλα λιμάνια που εξυπηρετούν είτε εμπορικούς σκοπούς είτε επιβατικούς, έχουν κατασκευαστεί πριν το 1980 και λειτουργούν σήμερα με επεμβάσεις ούτως ώστε να μπορούν να ανταπεξέλθουν στις σύγχρονες απαιτήσεις. Οι επεμβάσεις όμως μπορούν να φτάσουν ως ένα σημείο, καθώς τα αρχικά έργα είχαν κατασκευαστεί με συγκεκριμένες τεχνικές προδιαγραφές οι οποίες σήμερα έχουν είτε αλλάξει είτε εγκαταλειφθεί. Οι προδιαγραφές αφορούν κυρίως τα μεγέθη σχεδιασμού που σήμερα είναι μεγαλύτερα και πιο απαιτητικά σε σχέση με περασμένες δεκαετίες.

2 ΝΕΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

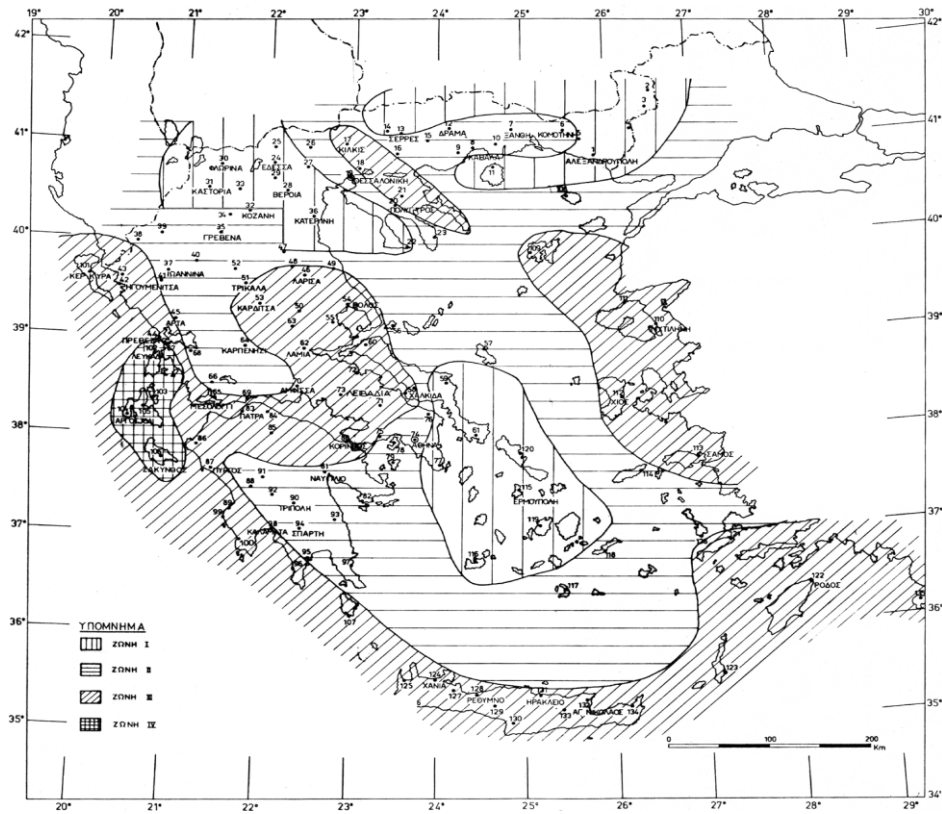
Τα μεγέθη σχεδιασμού είναι εκείνα τα δεδομένα βάσει των οποίων γίνεται ο σχεδιασμός νέων και ο έλεγχος υφισταμένων κατασκευών. Τα δεδομένα που αφορούν τον κρηπιδότοιχο τόσο κατά την περίοδο της αρχικής του κατασκευής όσο και σήμερα έχουν διαφορετικές τιμές αλλά κινούνται πάνω στην ίδια φιλοσοφία σχεδιασμού. Δηλαδή την ευστάθεια και την ασφάλεια του κρηπιδότοιχου αλλά και των έργων που αυτός στηρίζει, βάση των ασκουμένων φορτίων που του επιβάλλονται. Τα φορτία αυτά χωρίζονται σε δύο κυρίως κατηγορίες. Τα φορτία περιβάλλοντος και τα φορτία λειτουργίας.

2.1 ΦΟΡΤΙΑ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

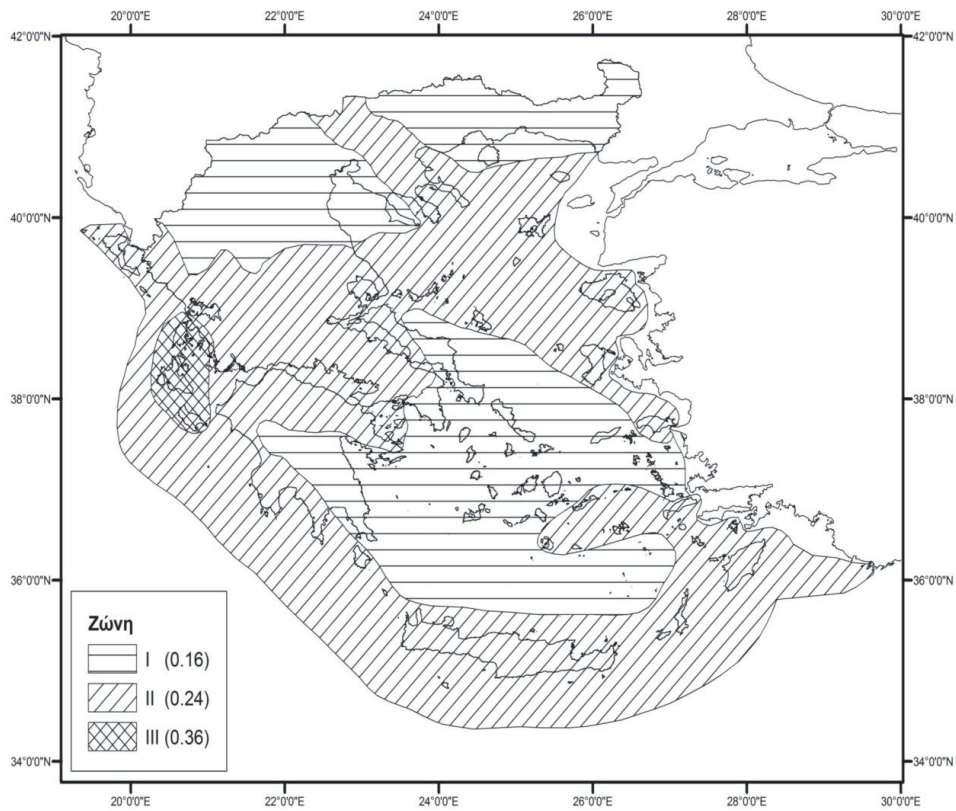
Ως φορτία περιβάλλοντος θεωρούνται εκείνα τα φορτία που καλείται να παραλάβει ο κρηπιδότοιχος προερχόμενα από το φυσικό του περιβάλλον και όχι λόγω φορτίσεως από ανθρώπινες κατασκευές. Τα περιβαλλοντικά φορτία που αφορούν τον κρηπιδότοιχο προκαλούνται κυρίως από ανεμογενή δεδομένα όπως είναι οι κυματισμοί που προσπίπτουν στον κρηπιδότοιχο και σεισμολογικά δεδομένα της περιοχής κατασκευής του κρηπιδότοιχου. Για τα μεν πρώτα, τα φορτία δεν έχουν αλλάξει δραστικά από την αρχική κατασκευή του κρηπιδότοιχου το 1980 καθώς ο κρηπιδότοιχος προστατεύεται από τα κύματα του ανοικτού πελάγους έχοντας θεωρήσει ότι το λιμάνι εξασφαλίζει ευνοϊκές συνθήκες ελλιμενισμού των πλοίων και ηρεμία λιμενολεκάνη. Τα οποία ισχύουν και σήμερα. Αντιθέτως οι γνώσεις για τα σεισμικά φορτία και την επίδραση του σεισμού στον κρηπιδότοιχο έχουν αλλάξει δραματικά από την εποχή αρχικής κατασκευής του έως σήμερα. Σεισμικές φορτίσεις που θεωρούνταν στις αρχές του 80' ως ισχύουσες τώρα έχουν εγκαταλειφτεί αφήνοντας έτσι τα έργα αυτά εκτεθειμένα σε πραγματικές δράσεις σεισμού που μπορεί να τα καταστρέψουν. Οι αλλαγές αυτές εκφράζονται με το χάρτη σεισμικής επικινδυνότητας των εκάστοτε αντισεισμικών κανονισμών που περιγράφονται στη συνέχεια.

2.1.1 ΖΩΝΕΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΕΠΙΚΙΝΔΥΝΟΤΗΤΑΣ ΣΗΜΕΡΑ ΚΑΙ ΤΟ 1980

Ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός στην Ελλάδα συντάχθηκε και άρχισε να ισχύει το 1959. Μέχρι το 1959 δεν υπήρχε κανένας κανονισμός για την αντισεισμική κατασκευή των κτιρίων ώστε να παραλαμβάνουν με ασφάλεια τα σεισμικά φορτία. Ο αντισεισμικός κανονισμός του '59 με τιμές σεισμικού συντελεστή $\varepsilon = 0,04/0,06/0,08$ έμεινε ο ίδιος για αρκετά χρόνια, μέχρι το 1984 οπότε και επήλθαν βελτιώσεις άρθρων. Σε αυτόν τον κανονισμό του 1984 γινόταν η διαίρεση της Ελλάδας σε ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας με ανώτερες τιμές $I=0.08g$, $II=0.12g$ και $III=0.16g$. Το 1995 τέθηκε σε αποκλειστική εφαρμογή ο Ν.Ε.Α.Κ. (Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός), ενώ από το 2001 ισχύει ο Ε.Α.Κ. – 2000 (Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός – 2000).



Σχήμα 2. Παλιός Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.



Σχήμα 3. Νέος Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος

Από τότε μέχρι σήμερα, στο αρχικό κείμενο του Ε.Α.Κ. - 2000 έχουν γίνει τροποποιήσεις, συμπληρώσεις και διευκρινήσεις που κρίθηκαν αναγκαίες, με βασική τροποποίηση τη διαίρεση της Ελλάδας σε τρεις 0.16, 0.24 και 0.36g, αντί των τεσσάρων, ζώνες σεισμικής επικινδυνότητας, που προήλθε από την κατάργηση της χαμηλής ζώνης 0.12g του 1984 την 1-1-2004.

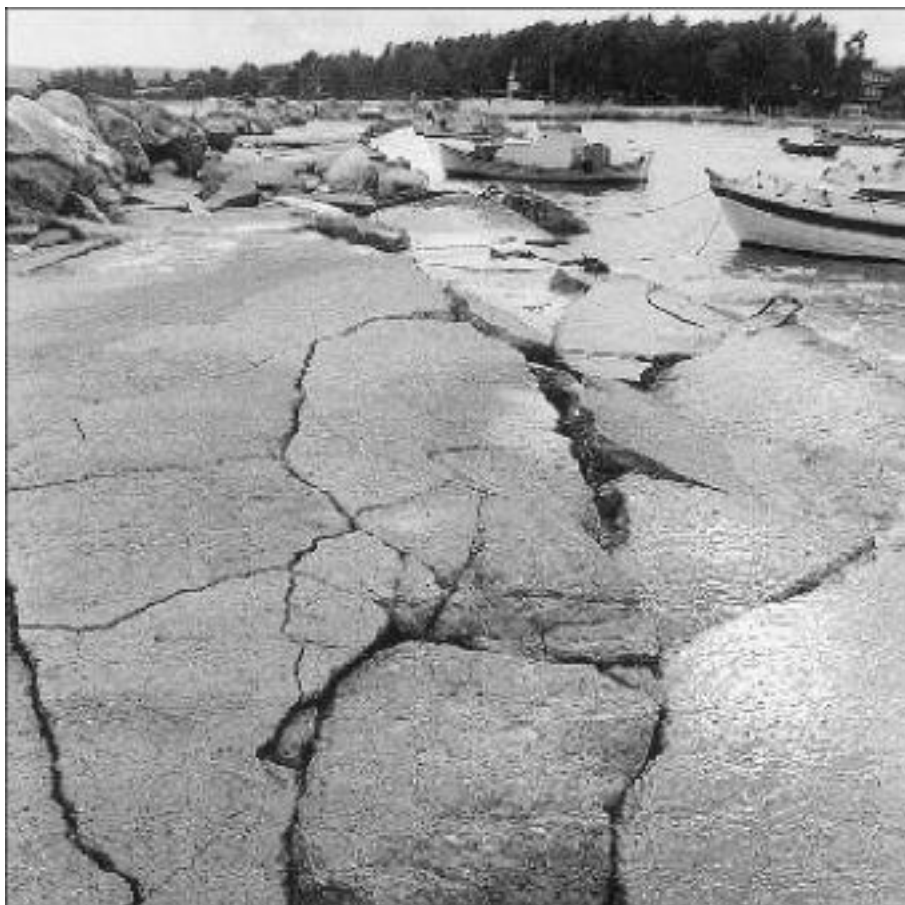
Γίνεται λοιπόν αντιληπτό ότι κρηπιδότοιχοι που δεν έχουν σχεδιαστεί με τους σύγχρονους κανονισμούς αποτελούν πεδίο μελέτης και ελέγχου ώστε να εκτιμηθεί η ικανότητα ανάληψης της σεισμικής δύναμης. Υφιστάμενες κατασκευές που ενδεχόμενα θα εμφανίσουν σεισμικές βλάβες ή και φθορές από το χρόνο, είναι πολύ πιθανόν να είναι εντελώς ανεπαρκείς από απόψεως αντισεισμικού σχεδιασμού σύμφωνα με τις σημερινές αντιλήψεις, γνώσεις και απαιτήσεις ασφαλείας. Ειδικότερα στον ελλαδικό χώρο, που αποτελεί μια ιδιαίτερα σεισμογενή περιοχή και στην οποία το μεγαλύτερο ποσοστό των κατασκευών είναι σχεδιασμένες με βάση παλαιούς κανονισμούς, όπως ο συγκεκριμένος κρηπιδότοιχος, η ανάγκη ελέγχου της συμπεριφοράς υφιστάμενων κατασκευών είναι αναγκαία. Θα αποφευχθούν έτσι κίνδυνοι αστοχίας αλλά και της πιο σπάνια εμφανιζόμενης, κατάρρευσης, που οδηγούν στο, σε πολλούς τομείς καταστροφικό, κλείσιμο του λιμανιού. Τέτοια παραδείγματα καταστροφής μετά από σεισμό είναι των λιμανιών της Κεφαλονιάς και της Ζακύνθου (1953), της Καλαμάτας (1986), του Κιάτου (1981), της Κυλλήνης (1989) και άλλων.



Εικόνα 1. Λιμάνι Κεφαλονιάς, 12-08-1953, 7,2 Ρίχτερ



Εικόνα 2. Κοβε, Ιαπωνία, 17-01-1995, 7,2 Ρίχτερ



Εικόνα 3. Αστοχία κρηπιδότοιχου βαρύτητας.

Ο υπό εξέταση κρηπιδότοιχος έχει κατασκευαστεί πριν τον αντισεισμικό κανονισμό του 1984 χωρίς δηλαδή απαιτήσεις για σεισμική φόρτιση. Σήμερα ο κρηπιδότοιχος ανήκει σε περιοχή σεισμικής επικινδυνότητας I με σεισμική επιτάχυνση $A=a \cdot g=0,16 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2$. Η σεισμική επιτάχυνση ασκείται στις μάζες M (t) και προσθέτει με αυτόν τον τρόπο οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις F_E (kN) που έχουν δυσμενή επίδραση στην ευστάθεια του κρηπιδότοιχου. Στη συνέχεια της διπλωματικής θα γίνεται αναφορά αντί για την σεισμική επιτάχυνση A , στο σεισμικό συντελεστή $a=0.16$ που πολλαπλασιαζόμενος με τα κατακόρυφα βάρη W (kN) δίνει τις σεισμικές δυνάμεις.

$$F_E = A \cdot M$$

και

$$F_E = a \cdot W$$

2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΛΕΙΤΟΥΡΓΙΑΣ

Τα φορτία λειτουργίας είναι εκείνα που προορίζεται να παραλάβει ο κρηπιδότοιχος σύμφωνα με τις ανάγκες που εξυπηρετεί στο λιμάνι. Τα εμπορεύματα που φορτοεκφορτώνονται σήμερα έχουν αυξημένες απαιτήσεις χειρισμού, μεταφοράς και αποθήκευσης σε σχέση με το παρελθόν. Στοιβάζονται σε μεγαλύτερα ύψη και ασκούν μεγαλύτερα κινητά φορτία στον επίπεδο εργασιών του

κρηπιδότοιχου. Επιπλέον το μέγεθος των πλοίων έχει αλλάξει από το 1980 δημιουργώντας διαφορετικές απαιτήσεις παραβολής των πλοίων στον κρηπιδότοιχο.

Οι κυριότερες αλλαγές στα μεγέθη σχεδιασμού που αφορούν φορτία λειτουργίας περιγράφονται στη συνέχεια.

2.2.1 ΤΑ ΠΛΟΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

Τα κρηπιδώματα του κάθε λιμανιού, κατασκευάζονται βάση του πλοίου σχεδιασμού, που στην περίπτωση λιμανιού με διαφορετικής χρήσης κρηπιδώματα μπορεί να είναι περισσότερα από ένα. Πλοίο σχεδιασμού λοιπόν είναι το πλοίο με τύπο, μέγεθος, διαστάσεις και υπόλοιπα ουσιώδη χαρακτηριστικά στοιχεία πάνω στα οποία θα βασιστεί ο καθορισμός των χερσαίων μέσων και μηχανημάτων που χρειάζονται για τη φορτοεκφόρτωση του, κυρίως όμως ο προσδιορισμός των διαφόρων διαστάσεων και βαθών των κρηπιδότοιχων όπου πρόκειται να παραβάλει το πλοίο.

Παρακάτω δίνονται οι πίνακες του EAU για το 1982 και το 2004 για να γίνει μια σύγκριση των εκάστοτε πλοίων σχεδιασμού.

Container ships (table R 39-1.4)								Container Ships							
Carrying capacity	Displacement G	Overall length	Length between perps	Beam	Max. draught	No. of containers	Generation	Tonnage	Displacement	Overall length	Length between Perps	Beam	Draft	Number of Containers	Generation
dwt	t	m	m	m	m	TEU		DWT	kN	m	m	m	m	circa	
100 000	133 000	326	310	42.8	14.5	7 100	6th	50 000	735 000	290	275	32.4	13.0	2800	3rd
90 000	120 000	313	298	42.8	14.5	6 400	6th	42 000	610 000	285	270	32.3	12.0	2380	3rd
80 000	107 000	300	284	40.3	14.5	5 700	5th	36 000	510 000	270	255	31.8	11.7	2000	3rd
70 000	93 600	285	270	40.3	14.0	4 900	5th	30 000	415 000	228	214	31.0	11.3	1670	2nd
60 000	80 400	268	254	32.3	13.4	4 200	4th	25 000	340 000	212	198	30.0	10.7	1380	2nd
50 000	67 200	250	237	32.3	12.6	3 500	3rd	20 000	270 000	198	184	28.7	10.0	1100	2nd
40 000	53 900	230	217	32.3	11.8	2 800	3rd	15 000	200 000	180	166	26.5	9.0	810	1st
30 000	40 700	206	194	30.2	10.8	2 100	2nd	10 000	135 000	159	144	23.5	8.0	530	1st
25 000	34 100	192	181	28.8	10.2	1 700	2nd	7 000	96 000	143	128	19.0	6.5	316	1st
20 000	27 500	177	165	25.4	9.5	1 300	2nd								
15 000	20 900	158	148	23.3	8.7	1 000	1st								
10 000	14 200	135	126	20.8	7.6	600	1st								
7 000	10 300	118	109	20.1	6.8	400	1st								
EAU 2004								EAU 1982							

Πίνακας 3. Πλοία Εμπορευματοκιβωτίων.

Bulk carriers (table R 39-1.2)							Bulk Cargo Freighters (Ore, Oil, Coal, Grain etc.)						
Tonnage	Carrying capacity	Displacement G	Overall length	Length between perps	Beam	Max. draught	Tonnage	Displacement	Overall-length	Length between Perps	Beam	Draft	
	dwt	t	m	m	m	m	GRT	DWT	kN	m	m	m	
–	250 000	273 000	322	314	50.4	19.4	–	1 000 000	11 450 000	511	491	88.0	32.5
–	200 000	221 000	303	294	47.1	18.2	–	900 000	10 350 000	500	480	85.0	31.0
–	150 000	168 000	279	270	43.0	16.7	–	800 000	9 200 000	485	465	82.0	30.0
–	100 000	115 000	248	239	37.9	14.8	–	700 000	8 050 000	471	451	79.0	29.0
–	70 000	81 900	224	215	32.3	13.3	–	600 000	6 940 000	454	434	75.0	27.5
–	50 000	59 600	204	194	32.3	12.0	–	540 000	6 250 000	442	422	72.5	26.5
–	30 000	36 700	176	167	26.1	10.3	–	500 000	5 800 000	435	415	71.0	26.0
–	20 000	25 000	157	148	23.0	9.2	–	450 000	5 240 000	424	404	68.5	25.0
–	15 000	19 100	145	135	21.0	8.4	–	420 000	4 900 000	418	398	67.0	24.5
–	10 000	13 000	129	120	18.5	7.5	–	380 000	4 450 000	407	386	64.5	24.0
–	–	–	–	–	–	–	–	340 000	4 000 000	398	378	62.5	23.0
–	–	–	–	–	–	–	–	300 000	3 560 000	388	364	59.5	22.0
–	–	–	–	–	–	–	–	275 000	3 260 000	376	355	57.5	21.5
–	–	–	–	–	–	–	–	250 000	3 000 000	367	346	55.5	21.0
–	–	–	–	–	–	–	–	225 000	2 700 000	358	336	53.5	20.5
–	–	–	–	–	–	–	–	200 000	2 400 000	348	326	51.0	19.5
–	–	–	–	–	–	–	–	175 000	2 120 000	338	315	48.5	18.5
–	–	–	–	–	–	–	–	150 000	1 800 000	328	300	46.0	16.5
–	–	–	–	–	–	–	–	125 000	1 550 000	298	280	43.5	16.0
–	–	–	–	–	–	–	–	100 000	1 250 000	280	265	41.0	15.0
–	–	–	–	–	–	–	–	85 000	1 050 000	265	255	38.0	14.0
–	–	–	–	–	–	–	–	65 000	850 000	255	245	33.5	13.0
–	–	–	–	–	–	–	–	45 000	600 000	230	220	29.0	11.5
–	–	–	–	–	–	–	–	35 000	450 000	210	200	27.0	11.0
–	–	–	–	–	–	–	–	25 000	300 000	190	180	24.5	10.5
–	–	–	–	–	–	–	–	15 000	200 000	165	155	21.5	9.5

EAU 2004

EAU 1982

Πίνακας 4. Φορτηγά πλοία.

Passenger vessels							Passenger Vessels						
Tonnage	Carrying capacity	Displacement G	Overall length	Length between perps	Beam	Max. draught	Tonnage	Displacement	Overall-length	Length between Perps	Beam	Draft	
	dwt	t	m	m	m	m	GRT	DWT	kN	m	m	m	
70 000	–	37 600	260	220	33.1	7.6	80 000	–	750 000	315	295	35.5	11.5
50 000	–	27 900	231	197	30.5	7.6	70 000	–	650 000	315	295	34.0	11.0
30 000	–	17 700	194	166	26.8	7.6	60 000	–	550 000	310	290	32.5	10.5
20 000	–	12 300	169	146	24.2	7.6	50 000	–	450 000	300	280	31.0	10.5
15 000	–	9 500	153	132	22.5	5.6	40 000	–	350 000	265	245	29.5	10.0
10 000	–	6 600	133	116	20.4	4.8	30 000	–	300 000	230	210	28.0	10.0
7 000	–	4 830	117	103	18.6	4.1	–	–	–	–	–	–	–
5 000	–	3 580	104	92	17.1	3.6	–	–	–	–	–	–	–
3 000	–	2 270	87	78	15.1	3.0	–	–	–	–	–	–	–
2 000	–	1 580	76	68	13.6	2.5	–	–	–	–	–	–	–
1 000	–	850	60	54	11.4	1.9	–	–	–	–	–	–	–

EAU 2004

EAU 1982

Πίνακας 5. Επιβατηγά πλοία.

Το 1980 τα πλοία, κυρίως τα εμπορευματικά, είχαν διαστάσεις κατά πολύ μικρότερες από τα σημερινά. Κι ενώ τότε είχε ξεκινήσει μία τάση αύξησης του βυθίσματος των πλοίων, σήμερα τα πλοία τείνουν να αυξάνουν τις διαστάσεις τους, μήκος και πλάτος, για την εξυπηρέτηση περισσότερου φορτίου μην έχοντας όμως τη δέσμευση του βάθους πυθμένα κάθε λιμανιού. Αυτό μεταφράζεται σε αυξημένες

απαιτήσεις εξοπλισμού φορτοεκφόρτωσης με συνεπαγόμενες μεγάλες ροπές ανατροπής στο κρηπίδωμα.

Προ της αναβάθμισης το πλοίο σχεδιασμού με το οποίο μελετήθηκε ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος από Τ.Ο. ήταν της τάξεως των 35.000 GRT και 20.000 D.W.T. (για αρχές 80'). Σήμερα οι βασικές διαστάσεις του πλοίου σχεδιασμού για την αναβάθμιση του πυθμένα είναι οι ακόλουθες:

Loa= 285 m, το ολικό μήκος (length overall)

Lbp= 270 m, το μήκος μεταξύ των καθέτων (length between perpendiculars)

B= 40,3 m, το ολικό πλάτος (beam)

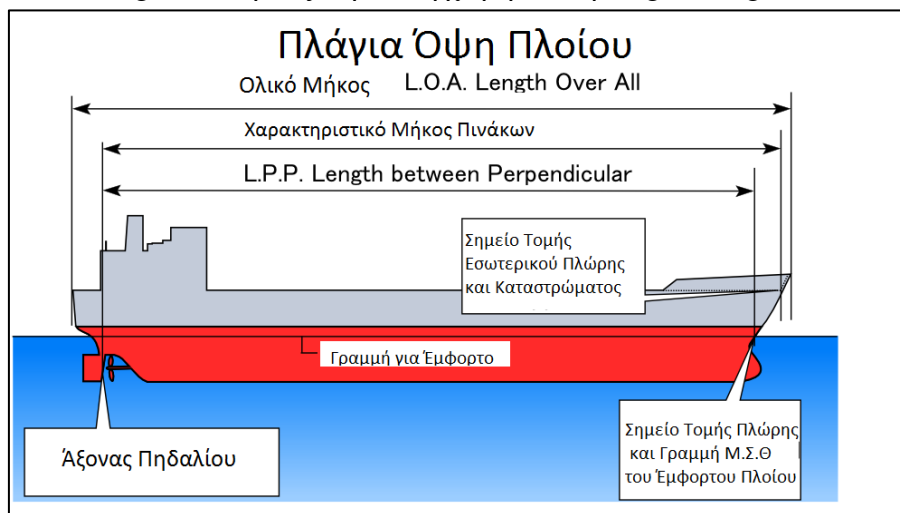
D= 14 m, το μέγιστο βύθισμα του πλοίου (draft)

H= 20 m, το κοίλο ή ύψος του πλοίου (height)

DWT= 70.000 t, το νεκρό βάρος (deadweight)

D/T= 93.600 t, το εκτόπισμα (displacement tonnage)

GRT= 80.000 gross (κόρους), η ολική χωρητικότητα (gross registered tonnage)



Σχήμα 4. Διαστάσεις Πλοίου.

2.2.2 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ

Παρακάτω συγκρίνονται τα φορτία που καλείται να αναλάβει ο κρηπιδότοιχος σε ζώνη πλάτους μεγαλύτερη των 70 m κάθετα στην κρηπίδα σε σχέση με αυτά της αρχικής του κατασκευής. Τα φορτία που φορτίζουν την χερσαία ζώνη όπισθεν του κρηπιδότοιχου οφείλονται όπως προαναφέρθηκε στη στοιβασία διαφόρων εμπορευμάτων και την κίνηση οχημάτων και αυτοκινήτων, ανάλογα με τις χρήσεις του λιμανιού. Για την περίπτωση τη συγκεκριμένη θεωρείται σταθμός πολλαπλών χρήσεων. Ο σταθμός πολλαπλής χρήσης είναι ένας συνδυασμός του σταθμού γενικού φορτίου, του σταθμού E/K και του σταθμού RO/RO. Δηλαδή η γενική του διάταξη χαρακτηρίζεται από υπαίθριους χώρους αποθήκευσης κοντά στο κρηπίδωμα, στεγασμένους χώρους στα μετόπισθεν, φαρδιά ζώνη κρηπιδώματος για διευκόλυνση των πολύπλοκων χειρισμών φορτίου E/K και ύπαρξη σιδηροδρομικής γραμμής στα μετόπισθεν για την αποτελεσματικότερη σύνδεση των φορτίων, όπως των RO/RO, με το υπόλοιπο δίκτυο της χώρας. Στα τέλη του 70'-αρχές του 80' όταν και κατασκευάστηκε ο κρηπιδότοιχος τα ελληνικά λιμάνια δεν εξυπηρετούσαν πλοία

εμπορευματοκιβωτίων. Σήμερα τα κιβωτιαγωγά αυτά σε συνδυασμό με πλοία γενικού φορτίου που εξυπηρετούν εμπορευματοκιβώτια φτάνει το 21,8% του παγκόσμιου στόλου σε όρους νεκρού φορτίου. Ενώ το συνολικό παγκόσμιο νεκρό φορτίο από 11 εκατομμύρια DWT το 1980 έχει φθάσει το 2010 σε 169 εκατομμύρια DWT.



Εικόνα 4.Φορτοεκφόρτωση κιβωτιαγωγού πλοίου.

2.2.2.1 ΦΟΡΤΙΑ ΕΠΙΠΕΔΟΥ ΕΡΓΑΣΙΩΝ

Επισημαίνεται πως το κρηπίδωμα κατασκευάστηκε και λειτουργούσε για διακίνηση γενικού φορτίου μικρής συσκευασίας και εμπορεύματα RO/RO, χωρίς αυξημένες ανάγκες για μηχανικό εξοπλισμό όπως γερανογέφυρες και ανυψωτικά μηχανήματα, λόγω των μικρού μεγέθους πλοίων που είχε σχεδιασθεί να παραβάλλουν σε αυτό. Αυτό πρακτικά σημαίνει πως σχεδιάστηκε για κινητά φορτία 10 με 20 kN/m. Οι σημερινές απαιτήσεις φορτίσεων του κρηπιδότοιχου όμως ανέρχονται σε 35kN/m (EAU 2004) στην άμεση ζώνη φορτοεκφόρτωσης πλοίων, μήκους περί τα 55m από το μέτωπο παραβολής του κρηπιδώματος (κρηπίδα). Αυτό συμβαίνει γιατί τώρα το κρηπίδωμα έχει αλλάξει χρήση για να παραμείνει ανταγωνιστικό και χρησιμοποιείται για διακίνηση φορτίων λιμανιού πολλαπλής χρήσης (πολλαπλού σκοπού) με πιο σύγχρονα πλοία και μεγαλύτερης χωρητικότητας μεν, ίδιου βυθίσματος δε, καθώς και με την προσθήκη γερανογέφυρας και οχημάτων στοιβασίας.

Επιπλέον στη χερσαία ζώνη πίσω από την άμεση-προσωρινή ζώνη φορτοεκφόρτωσης δηλαδή σε απόσταση 55m περίπου από την κρηπίδα ασκούνται κατανεμημένα φορτία 50kN/m^2 σύμφωνα και με τον από κάτω πίνακα.

Φορτία πίσω από την άμεση περιοχή φορτοεκφόρτωσης των πλοίων	Φόρτιση ζώνης μόνιμης στοιβασίας/αποθήκευσης σε kN/m ²
Ελαφριά κίνηση οχημάτων	5
Κίνηση βαρέων οχημάτων	10
Γενικό φορτίο	20
Άδεια εμπορευματοκιβώτια 4 καθ' ύψος	15
Γεμάτα εμπορευματοκιβώτια 2 καθ' ύψος	35
Γεμάτα εμπορευματοκιβώτια 4 καθ' ύψος	55
Εμπορεύματα Ro-Ro	30-50
Πολλαπλού σκοπού σταθμός	50
Εγκαταστάσεις παράκτιου ανεφοδιασμού	55-150
Χαρτί	55
Δασικά προϊόντα	70
Προϊόντα χάλυβος	80

Πίνακας 6. Ομοιόμορφη φόρτιση κρηπιδώματος στη ζώνη αποθήκευσης (EAU 2004)

2.2.2.2 ΦΟΡΤΙΑ ΓΕΡΑΝΟΓΕΦΥΡΑΣ

Προκειμένου για ανάπτυξη υφιστάμενου λιμένα θα πρέπει να εξαντλούνται οι προσπάθειες για αύξηση αποδοτικότητας και βελτίωση υπαρχουσών εγκαταστάσεων. Για τον δεύτερο παράγοντα εκσυγχρονισμού ενός υφιστάμενου κρηπιδότοιχου γίνεται λεπτομερής λύση παρακάτω με λύσεις όπως η εκβάθυνση και η ανάληψη νέων φορτίσεων. Αναφορικά με τον πρώτο παράγοντα, την αύξηση αποδοτικότητας, παίζουν αποφασιστικό ρόλο οι αλλαγές στις μεθόδους και τις πρακτικές φ/ε όπως επίσης και ο εκσυγχρονισμός του μηχανικού εξοπλισμού. Σήμερα με την πρόοδο της τεχνολογίας χρησιμοποιούνται πιο αποδοτικά μηχανήματα φ/ε και στοιβασίας δηλαδή πιο γρήγορα, ψηλότερα, μεγαλύτερης ανυψωτικής δύναμης αλλά και πιο βαριά επομένως. Μερικά από τα σύγχρονα μηχανήματα τα οποία όμως δίνουν μεγαλύτερα κινητά φορτία από τα αντίστοιχα του παρελθόντος είναι τα εξής:

- Γερανογέφυρες
- Μηχανικοί φορτωτές/εκφορτωτές
- Γερανοί επί σιδηροτροχιών
- Αυτοκινούμενοι γερανοί (heavy mobile cranes)
- Περονοφόρα (fork-lift trucks)
- Τροχοφόρες βάσεις (chassis)
- Οχήματα στοιβασίας (straddle carriers)
- Πλευρικοί φορτωτές
- Ταινιόδρομοι

Η γερανογέφυρα θα αντικατασταθεί τελικά μετά την αναβάθμιση με άλλη μεγαλύτερη, με ακόμα πιο απαιτητικά κατακόρυφα συγκεντρωμένα φορτία στις σιδηροτροχιές. Για την φορτοεκφόρτωση πλοίων θα χρησιμοποιηθούν γερανογέφυρες ανυψωτικής ικανότητας 60 t με άνοιγμα τροχών περί τα 31,5 m και μέγιστο συγκεντρωμένο φορτίο κατά μήκος της σιδηροτροχιάς $V_{γερ}=7140$ kN. Η κατακόρυφη αυτή δύναμη κατά τη σεισμική δράση δε λαμβάνεται υπ' όψη καθώς έχει ευνοϊκή επίδραση στον κρηπιδότοιχο δημιουργώντας επιπλέον ροπή ευστάθειας.



Εικόνα 5.Γερανογέφυρες κρηπιδώματος.

2.2.2.3 ΈΛΞΗ ΔΕΣΤΡΑΣ

Οι δέστρες, απλές ή διπλές, τοποθετούνται κατά προτίμηση στα μέσα των τμημάτων της ανωδομής μεταξύ δύο αρμών, δηλ. σε αποστάσεις της τάξεως των 10 έως 30 m. Σε κάθε δέστρα μπορεί να δένονται περισσότεροι του ενός κάβροι, των οποίων οι δυνάμεις έλξης μπορεί τμηματικά να αλληλοαναιρούνται σε συνάρτηση βέβαια και με την κατεύθυνση πνοής των εκάστοτε επικρατούντων ανέμων. Για τον λόγο αυτό και όσον αφορά τους γενικούς ελέγχους ευστάθειας του κρηπιδότοιχου, επιλέχτηκε από πίνακες της βιβλιογραφίας για συνολικό εκτόπισμα 93.600 t δύναμη δέστρας 1000kN (‘Εισαγωγή στα λιμενικά έργα’ Μέμος 2008) ασκούμενη σε στάθμη 0,50 m πάνω από την επιφάνεια του κρηπιδώματος. Βέβαια για τον αναλυτικό υπολογισμό των δεστρών και για τον έλεγχο της αγκυρώσεώς τους απαιτείται προηγουμένως ο υπολογισμός των δυνάμεων από τον άνεμο στο πλοίο ή τα πλοία σχεδιασμού. Οι δυνάμεις αυτές επιδρούν κατόπιν επί των δεστρών μέσω των κάβρων του πλοίου. Η τελική δύναμη που ασκείται στην δέστρα εξαρτάται επίσης και από τον αριθμό των προσδεμένων σκαφών, καθώς και τον τρόπο πρόσδεσης. Για λόγους απλοποίησης και ελλείψει απαιτούμενων ανεμολογικών δεδομένων που θα έκαναν το πρόβλημα πολύπλοκο χωρίς να προσθέσουν σημαντικά υπέρ της ασφαλείας, έχει χρησιμοποιηθεί η προαναφερθείσα τιμή δύναμη δέστρας ανηγμένη σε κατανομημένο φορτίο 30kN/m. Για τον παλαιό κρηπιδότοιχο και για πλοίο σχεδιασμού του 20.000 DWT η δύναμη δέστρας υπολογιζόταν να μην ξεπερνά τα 800kN σύμφωνα με EAU 2004 του πιο κάτω πίνακα.

Συνολικό εκτόπισμα πλοίου σε t	Οριζόντια έλξη δέστρας σε kN
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
Πάνω από 200.000	2.000

Πίνακας 7. Έλξη Δέστρας (EAU 2004).

2.2.2.4 ΚΡΟΥΣΗ ΠΛΟΙΟΥ

Για την προστασία των κρηπιδωμάτων από κρούσεις πλοίων αλλά και του ίδιου του κελύφους των πλοίων τοποθετούνται στους κρηπιδότοιχους προσκρουστήρες, οι οποίοι χρησιμεύουν στην απορρόφηση της κινητικής ενέργειας της κρούσης. Μέσω των προσκρουστήρων και ανάλογα με το υλικό και τον τρόπο κατασκευής τους, ασκούνται στο κρηπίδωμα δυνάμεις κάθετες προς αυτό. Για την επιλογή των προσκρουστήρων και τον υπολογισμό της δυνάμεως που ασκείται στο κρηπίδωμα, απαιτείται κατ' αρχήν ο υπολογισμός της κινητικής ενέργειας του παραβάλλοντος πλοίου κατά την παραβολή του και θα παραλάβει ο προσκρουστήρας σε kNm σύμφωνα με PIANC 2002 ('Σημειώσεις θαλασσιών κατασκευών', Σ.Αζοράκος, 2006):

$$E_N = F_S \cdot \frac{1}{2} \cdot M \cdot V_B^2 \cdot C_M \cdot C_E \cdot C_C \cdot C_S$$

Όπου,

- E_N Η ενέργεια που πρόκειται να απορροφήσει ο προσκρουστήρας,
- F_S ο συντελεστής ασφαλείας, εδώ για πλοία E/K $F_S=1,50$
- M η μάζα (t) του πλοίου σχεδιασμού (το εκτόπισμα του σε τόνους), εδώ $M=93.600$ t
- V_B η ταχύτητα (m/s) προσέγγισης του πλοίου κατά την παραβολή εξαρτώμενη από το μέγεθος του πλοίου και τις συνθήκες παραβολής, εδώ (σύμφωνα με πίνακες PIANC 2002 approach velocity) για πλοίο σχεδιασμού 70.000 DWT $V_B=0,149$ m/s
- C_M συντελεστής υδροδυναμικής μάζας λόγω του νερού που ακολουθεί το πλοίο (Vasco Costa 1964) $C_M = 1 + (2 \cdot D)/B$ με μέγιστο βύθισμα πλοίου $D=14$ m και πλάτος πλοίου $B=40,3$ m, $C_M=1,70$,
- C_E συντελεστής εκκεντρότητας ανάλογα με γωνία πρόσκρουσης στον προσκρουστήρα, εδώ $C_E=0,60$,
- C_C συντελεστής που δείχνει αν εγκλωβίζεται ή όχι το νερό ανάμεσα στο πλοίο και το μέτωπο παραβολής, για ανοικτούς κρηπιδότοιχους $C_C=1,00$ και για κρηπιδότοιχους με συμπαγές μέτωπο $C_C=0,90$ και
- C_S συντελεστής δυσκαμψίας του πλοίου, για απαραμόρφωτη γάστρα $C_S=1,00$ και για παραμορφούμενη γάστρα (σκληρός προσκρουστήρας) $C_S=0,90$.

Οπότε τελικά η κινητική ενέργεια που καλείται να παραλάβει ο προσκρουστήρας είναι $E_N=1430$ kNm.



Εικόνα 6. Προσκραυστήρες τύπου SCN



Εικόνα 7. Απουσία προσκραυστήρων

Η επιλογή και ο σχεδιασμός κατάλληλων προσκραυστήρων βάσει της κινητικής ενέργειας είναι διαφορετική σε σχέση με του προ αναβάθμισης κρηπιδότοιχου αφού τώρα το πλοίο σχεδιασμού είναι κατά πολύ μεγαλύτερο (από 20.000 σε 70.000 DWT).



Εικόνα 8. Συνέπειες πρόσκρουσης πλοίου σε κρηπίδομα

Υπάρχει μια μεγάλη ποικιλία σήμερα στους προσκραυστήρες και η επιλογή αυτού που θα χρησιμοποιηθεί στην κάθε περίπτωση απαιτεί γνώση των δυνάμεων που πρόκειται να ασκηθούν πάνω του καθώς και των μηχανικών ιδιοτήτων του κάθε τύπου. Οι προσκραυστήρες μπορεί να είναι πνευματικοί, με γέμιση αφρώδους υλικού, ελαστικοί, πλευρικής φόρτισης, λογισμού κ.α. Ενδεικτικά για $E_N=1430$ μπορούν να

επιλεγούν (PIANC) προσκρουστήρες τύπου SCN1400/E2.4 (Super Cone, ελαστικός με κέλυφος) απορρόφησης ενέργειας $E_R=1447\text{kNm}$ εγκάρσιου μήκους 1400mm μαζί με 210mm το πάχος της πλάκας πρόσκρουσης. Άρα απόσταση μεταξύ πλοίου και κρηπίδας τουλάχιστον 1,60m. Εξαλείφτηκε έτσι μια οριζόντια κινητή δύναμη στον κρηπιδότοιχο αφού την απορροφά το έργο του παραμορφωμένου προσκρουστήρα.

3 ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΑΠΟ ΤΕΧΝΗΤΟΥΣ ΟΓΚΟΛΙΘΟΥΣ (Τ.Ο)

Για τη μελέτη του κρηπιδότοιχου από τεχνητούς ογκόλιθους, Τ.Ο., και την περεταίρω αναβάθμισή του χρειάζεται να είναι γνωστά τα χαρακτηριστικά του κρηπιδότοιχου που αφορούν μια σειρά από στοιχεία όπως κατασκευαστικά, εδαφοτεχνικά, υπάρχουσες φορτίσεις, κυματικές συνθήκες, σεισμική ζώνη, πλοία παραβολής, λειτουργικές απαιτήσεις κ.α. Γενικά πρέπει να λαμβάνονται για τους υπολογισμούς τα ακριβή στοιχεία που αφορούν τα μέρη του συνολικού έργου. Στην περίπτωση της παρούσας εργασίας γίνεται επιλογή των χαρακτηριστικών αυτών βάσει των πιο συχνά εμφανιζόμενων τιμών στον ελλαδικό χώρο καθώς και χαρακτηριστικών κρηπιδωμάτων όπως αυτών της Καλαμάτας, της Λευκάδας και του Πειραιά. Ο υπό μελέτη κρηπιδότοιχος παρουσιάζεται γραφικά στο παράρτημα.

3.1 ΤΕΧΝΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ Τ.Ο.

3.1.1 ΓΕΩΜΕΤΡΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΚΑΙ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Ο υπάρχων κρηπιδότοιχος ανήκει στην κατηγορία των κλειστών κρηπιδότοιχων βαρέως τύπου ή βαρύτητας και κατασκευάστηκε περί τα τέλη του 1970. Πρόκειται για μία κλασσική κατασκευή από προκατασκευασμένους ογκόλιθους τοποθετημένους σε επάλληλες στρώσεις μέχρι λίγο πάνω από τη στάθμη της θάλασσας, όπου και είναι κατασκευασμένη η ανωδομή από έγχυτο σκυρόδεμα. Η τομή παρατίθεται στο Παράρτημα στο τέλος της διπλωματικής. Ως έργο βαρύτητας αντιμετωπίζει τις ωθήσεις γαιών και των άλλων φορτίσεων μέσω του ιδίου βάρους του και της συνεπαγόμενης αντίστασης σε ολίσθηση. Το υψόμετρο της στέγης της έξαλης ανωδομής (κατάστρωμα) βρίσκεται στα +2,50 m από τη μέση στάθμη της θάλασσας ενώ οι Τ.Ο. δημιουργούν πέντε (5) επάλληλες στρώσεις με τους Τ.Ο. να έχουν βάρος από 330 kN έως 562.5 kN (56,25 t). Το πλάτος όλων των Τ.Ο. κατά μήκος της κρηπίδας είναι 3,0 m ενώ τα ύψη και τα μήκη τους παίρνουν τιμές 2,0-3,0 m και 4,0-7,0 m αντίστοιχα. Οι τοποθετημένοι ο ένας πάνω στον άλλον Τ.Ο., σχηματίζουν κατακόρυφες στήλες πλάτους 3,0 m, που δε συνδέονται άμεσα η μία με την άλλη. Οι Τ.Ο. δεν έχουν τóρμους και εντορμίες, είναι επίπεδοι και είναι τοποθετημένοι παράλληλα στον πυθμένα και τη στάθμη της θάλασσας.

Το έξαλο τμήμα του κρηπιδότοιχου ή αλλιώς ανωδομή, είναι ενισχυμένο για να αντέχει στις κρούσεις και στις τριβές των βαρέων οχημάτων που κυκλοφορούν σε αυτό. Στο μέτωπο της έξαλης ανωδομής είναι τοποθετημένοι παλαιού τύπου προφυλακτήρες πρόσκρουσης των πλοίων, ενώ μέσα στη μάζα της είναι πακτωμένες χαλύβδινες δέστρες και κρίκοι για να προσδένονται τα πλοία. Επιπλέον στη μάζα της έξαλης ανωδομής και κατά μήκος του κρηπιδώματος είναι κατασκευασμένα κανάλια για τα ηλεκτρικά και τηλεφωνικά καλώδια, τους σωλήνες νερού και καυσίμων και τις εγκατεστημένες σιδηροτροχιές των γερανών. Η συγκεκριμένη έξαλη ανωδομή έχει πλάτος 4,0 m και εγκάρσιους αρμούς διαστολής κάθε 15,0 m.

Από την πλευρά, κατάντη του κρηπιδότοιχου όλος ο θαλάσσιος χώρος μέχρι την ακτή έχει επιχωθεί με κοινά γαιώδη υλικά, εσωτερικής γωνίας τριβής $\varphi_{\text{κοιν}}=30^\circ$, ειδικού βάρους $\gamma_{\text{κοιν}}=20 \text{ kN/m}^3$ και $\gamma_{\text{s,κοιν}}=22,0 \text{ kN/m}^3$ δημιουργώντας τον χερσαίο λιμενικό χώρο. Αμέσως πριν τον κρηπιδότοιχο και προς την ξηρά είναι κατασκευασμένο ένα πρίσμα από λιθορριπή στενής κοκκομετρικής διαβάθμισης και πολύ μεγαλύτερης γωνίας εσωτερικής τριβής σε σχέση με τις γαιώδεις επιχώσεις. Το ανακουφιστικό πρίσμα όπως λέγεται αποτελείται από πετρώματα κυμαινόμενου βάρους $3 \sim 50 \text{ kg}$, ειδικού βάρους $\gamma = 18,50 \text{ kN/m}^3$, φαινόμενου ξηρού ειδικού βάρους $\gamma_{\text{dry}} = 16,2 \text{ kN/m}^3$ και φαινόμενου κορεσμένου ειδικού βάρους $\gamma_s = 21,00 \text{ kN/m}^3$. Το ανακουφιστικό πρίσμα κατασκευάζεται για δύο κυρίως λόγους. Πρώτον, για τη συγκράτηση των γαιωδών υλικών προσχώσεως που υπάρχει ο κίνδυνος να διαφύγουν από τα κενά και τους αρμούς των Τ.Ο., είτε παρασυρμένα από την κίνηση του νερού, είτε λόγω διάβρωσης που είναι δυνατό να προκαλέσουν οι διαταραχές του θαλάσσιου νερού της λιμενολεκάνης. Δεύτερον για να ωθεί τον κρηπιδότοιχο το πρίσμα αυτό καθαυτό, από λιθορριπή, που έχει αυξημένη γωνία εσωτερικής τριβής σε σύγκριση με τις γαιώδεις επιχώσεις, άρα μικρότερες ωθήσεις και να τον ανακουφίζει. Η γωνία αυτή εσωτερικής τριβής στο ωθόν πρίσμα θεωρείται ίση με $\varphi = 40^\circ$ ενώ η γωνία τριβής μεταξύ Τ.Ο. και πετρωμάτων πρίσματος είναι $\delta = 2\varphi/3 = 27^\circ$. Ενώ οι επιχώσεις πίσω από το ανακουφιστικό πρίσμα αποτελούνται από κοινά γαιώδη προϊόντα με γωνία εσωτερικής τριβής 28° . Εξάλλου από το συνολικό πρίσμα με τις εδαφικές του ιδιότητες, προέρχεται η μικρότερου μεγέθους σφήνα που ωθεί στον στατικό έλεγχο τον κρηπιδότοιχο. Η σφήνα αυτή σχηματίζεται από το επίπεδο ολισθήσεως της λιθορριπής που τείνει να αποσπασθεί από την όλη μάζα, λόγω αστοχίας (θραύσεως) όπου στην περίπτωση των ενεργητικών ωθήσεων χωρίς σεισμό σχηματίζει κρίσιμη γωνία με το οριζόντιο επίπεδο $\theta_{\text{cr}} \approx 45^\circ + \varphi/2$. Το πάχος στην ίσαλο γραμμή του πρίσματος είναι $5,0 \text{ m}$ για την πλήρη λειτουργία του ως ανακουφιστικό ενώ στη βάση έδρασης απέχει από τον κατώτερο ογκόλιθο απόσταση ίση με $15,0 \text{ m}$ για κατασκευαστικούς λόγους.

Τέλος πάνω από τις επιχώσεις και τη λιθορριπή του ανακουφιστικού πρίσματος κατασκευάζεται το επίπεδο εργασίας. Το επίπεδο εργασίας έχει κατασκευαστεί και αυτό όπως και η ανωδομή του κρηπιδότοιχου από έγχυτο σκυρόδεμα πάχους $1,10 \text{ m}$ με μία κοινή και για τα δύο τελική επίστρωση πάχους 20 cm αυξημένης αποτριπτικής αντοχής. Ενώ σε απόσταση περίπου 28 m την κρηπίδα είναι κατασκευασμένο θεμέλιο σιδηροτροχιάς διαστάσεων $1,60 \text{ m} \times 1,00 \text{ m}$.

3.1.2 ΕΔΑΦΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΥΠΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ

Πρωταρχικής σημασίας είναι η καλή γνώση και η λεπτομερής περιγραφή της μορφολογίας, των φυσικών και μηχανικών χαρακτηριστικών του εδάφους που εδράζεται ο κρηπιδότοιχος καθώς επίσης και των υλικών προσχώσεως πίσω του που έχουν προέλθει από την ακτή. Καταρχήν η επιφάνεια του πυθμένα αποτελείται από ένα πολύ μικρού πάχους ιλο-αμμώδες στρώμα κάτω από το οποίο υπάρχουν συμπαγή, μεγάλης πυκνότητας, αμμώδη και χαλικοαμμώδη στρώματα μεγάλου βάρους που κάθονται πάνω σε σκληρό ασβεστολιθικό πέτρωμα. Η συμπαγής στρώση

από χαλικοαμμώδη υλικά έχει επιτρεπόμενη τάση $\sigma_e=2,5 \text{ kg/cm}^2$ ή $0,25 \text{ MPa}$, με γωνία εσωτερικής τριβής $\varphi_I=38^\circ$, ειδικό βάρος $\gamma_I=20,0 \text{ kN/m}^3$ και μέτρο ελαστικότητας $E_I=20 \text{ MPa}$ ενώ ο υποκείμενος βράχος από τα 12 m και κάτω έχει $\gamma_{II}=25,0 \text{ kN/m}^3$, $\varphi_{II}=40^\circ$ και $E_{II}=400 \text{ MPa}$. Οι επιχώσεις από κοινά γαιώδη υλικά πίσω από τον κρηπιδότοιχο προέρχονται από την ακτή με γωνία εσωτερικής τριβής (φυσικού πρανούς) υπό κορεσμένες συνθήκες δεν ξεπερνά τις 26° .

3.1.3 ΥΛΙΚΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

Τα απαιτούμενα υλικά κατασκευής του κρηπιδώματος όπως οι φυσικοί ογκόλιθοι, τα λιθοσυντρίμματα και το σκυρόδεμα έχουν συγκεκριμένα χαρακτηριστικά και τιμές αντοχής στις τάσεις που δέχονται από τις διάφορες φορτίσεις. Και περιγράφηκαν ήδη στις πιο πάνω παραγράφους.

Όσον αφορά τα τεχνητά ισχύει πως κάθε τεχνητός ογκόλιθος από άοπλο σκυρόδεμα έχει επιτρεπόμενη τάση σκυροδέματος $\sigma_{\text{επ}}=160 \text{ kg/cm}^2$ θεωρώντας ως περίοδο κατασκευής τα έτη πριν από το 80 και ποιότητα σκυροδέματος στη συγκεκριμένη περίπτωση C16/20 με το f_{ck} σε MPa ενώ το ειδικό βάρος του είναι $\gamma_{\text{bet}}=25 \text{ kN/m}^3$. Οι διαστάσεις τους δίνονται στην λεπτομερή διατομή (παράρτημα) του κρηπιδότοιχου, βάρη που βρίσκονται μεταξύ 300 και 500kN, ενώ γενικά σήμερα οι Τ.Ο κυμαίνονται μεταξύ 600 kN και 800 kN. Ο συντελεστής τριβής ανάμεσα στους Τ.Ο. και στα λιθοσυντρίμματα της βάσης έδρασης είναι $\mu = \tan(2/3\varphi_d) = 0,55$ ενώ ο συντελεστής τριβής μεταξύ των Τ.Ο. είναι $\mu_1 = 0,70$.

3.1.4 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΙ ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ

Η επίδραση του σεισμού στην κατασκευή γίνεται σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ). Σύμφωνα με αυτόν η ένταση του σεισμού εκφράζεται μέσω της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης A_h που εμφανίζεται κατά τη διάρκεια του σεισμικού γεγονότος. Η ταυτόχρονη επίδραση της κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης A_v γενικά είναι αμελητέα σε σχέση με την επιτάχυνση της βαρύτητας g . Παρακάτω στους τύπους που ακολουθούν αναφέρονται οι ανηγμένοι στην επιτάχυνση της βαρύτητας σεισμικοί συντελεστές a_h και a_v . Ο λιμενικός κρηπιδότοιχος που εξετάζεται έχει κατασκευαστεί από πρόχυτους τεχνητούς ογκόλιθους που εδράζονται σε στρώση λιθορριπής. Δίνεται έτσι η δυνατότητα μετακίνησης τους κατά τη διάρκεια του σεισμού. Αυτή η μετακίνηση όμως δε συνεπάγεται απαραίτητα και την αστοχία του κρηπιδότοιχου. Για αυτόν τον λόγο γίνεται ο υπολογισμός του λαμβάνοντας υπόψη μια συγκεκριμένη μετακίνηση κατά την επίδραση του σεισμού σχεδιασμού πάνω του, πράγμα πιο ρεαλιστικό. Η παραδοχή πλήρως αμετακίνητου κρηπιδότοιχου θα οδηγούσε σε αντιοικονομικές διατομές. Εξ άλλου πάντα υπάρχει η πιθανότητα ο πραγματικός σεισμός να ξεπεράσει τον σεισμό σχεδιασμού, οπότε είναι πρακτικά αδύνατο να εξασφαλισθεί το αμετακίνητο του τοίχου κατηγορία στην οποία ανήκει ο υπό εξέταση κρηπιδότοιχος βάση σημαντικότητας είναι η 2^η αφού είναι κρηπιδότοιχος από Τ.Ο. με σημαντικά έργα (γερανοί επί σιδηροτροχιών, σιλό κλπ.) επί αυτού καθώς και στην άμεση γειτονία του (η κατηγορία 1 περιλαμβάνει κρηπιδότοιχους χωρίς σημαντικά έργα επί ή περίξ αυτών). Ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος βρίσκεται στη σημερινή ζώνη I της

σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος με σεισμική επιτάχυνση $A = 0,16 \text{ m/s}^2$ ενώ όταν κατασκευάστηκε στα τέλη 70' μελετήθηκε, στην καλύτερη περίπτωση, για $A = 0,08 \text{ m/s}^2$. Έτσι γίνεται κατανοητό πως θα είναι αυξημένες όχι μόνο οι άμεσες φορτίσεις πάνω στην κατασκευή αλλά επιπλέον οι ενεργές και παθητικές εδαφικές ωθήσεις, καθώς επίσης και οι υδροδυναμικές πιέσεις, σε σχέση με τις αρχικά προσδοκώμενες όταν κατασκευάστηκε το έργο.

3.2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΜΕ ΤΑ ΣΥΝΟΛΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ

3.2.1 ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ

Το κρηπίδωμα αποτελείται από διάφορα επιμέρους έργα. Τα έργα αυτά είναι: ο κρηπιδότοιχος από Τ.Ο., το ανακουφιστικό πρίσμα σε άμεση επαφή πίσω από τον κρηπιδότοιχο, οι επιχώσεις πίσω από το ανακουφιστικό πρίσμα για τον σχηματισμό των χερσαίων χώρων και η ανωδομή με το επίπεδο εργασίας και τις χερσαίες υποδομές πάνω τους. Όλα αυτά τα έργα αποτελούνται είτε από φυσικά υλικά όπως ογκόλιθους, λιθορριπή κ.α. είτε από τεχνητά υλικά όπως ο χάλυβας και το σκυρόδεμα. Έχουν επομένως μάζες με ίδια βάρη, τα περισσότερα από αυτά πολλών τόνων ανά μέτρο μήκους, ασκώντας επομένως κατακόρυφες δυνάμεις στα υποκείμενες τους μάζες. Σε αυτές τις μάζες ασκείται ο σεισμός σχεδιασμού με σεισμική επιτάχυνση a δίνοντας τις οριζόντιες και τις κατακόρυφες δυνάμεις που επιβαρύνουν επιπλέον δυσμενώς την κατασκευή όπως θα αναλυθεί πιο κάτω. Είναι επομένως ανάγκη υπολογισμού του ιδίου βάρους κάθε επιμέρους κατασκευής του κρηπιδότοιχου.

Το ίδιο βάρος W_i (kN/m) κάθε κατασκευής προκύπτει από τη σχέση:

$$W_i = \gamma_i \cdot A_i$$

Όπου,

- γ_i είναι το ειδικό βάρος (kN/m^3) της κάθε (i) κατασκευής, με τα εδαφικά υλικά να έχουν κάτω από την επιφάνεια του νερού κορεσμένο ειδικό βάρος γ_s και
- A_i είναι το εμβαδό της κατασκευής όπως προκύπτει γραφικά από τις τομές του έργου είτε με απλούς γεωμετρικούς υπολογισμούς.

Για κατασκευές κάτω από την μέση επιφάνεια της θάλασσας το ασκούμενο βάρος είναι αυτό που προκύπτει με ειδικό βάρος το υπό άνωση. Δηλαδή $\gamma_{ib} = \gamma_i - \gamma_w$ (kN/m^3) με το ειδικό βάρος του θαλασσινού νερού να έχει θεωρηθεί ίσο με $\gamma_w = 10,26$ (kN/m^3).

3.2.2 ΩΘΗΣΕΙΣ ΓΑΙΩΝ

Λόγω του ιδίου βάρους των επιχώσεων όπισθεν των κρηπιδότοιχων, καθώς και άλλων πρόσθετων κατακόρυφων φορτίων, ασκούνται επί αυτών ενεργές ωθήσεις. Οι ωθήσεις αυτές ασκούνται κυρίως από το ανακουφιστικό πρίσμα, το οποίο κατασκευάζεται σε επαφή με την πίσω παρειά του κρηπιδότοιχου, από καθαρούς λίθους λατομείου ατομικού βάρους 3-50 kg (μη συνεκτικό υλικό) Ο υπολογισμός των ενεργών ωθήσεων γίνεται με την μέθοδο του Coulomb, η οποία βασίζεται στην παραδοχή επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης. Για γωνία εσωτερικής τριβής του γαιώδους

υλικού στο ανακουφιστικό πρίσμα, φ και γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους δ , οι ενεργητικές δυνάμεις υπό γωνία δ είναι:

$$P_A = \frac{\gamma \cdot z^2}{2} \cdot K_A$$

όπου,

- γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους (για υπό άνωση, το γ_b)
 z το βάθος έδρασης κάθε Τ.Ο από την ελεύθερη επιφάνεια εδάφους και
 K_A ο συντελεστής ενεργητικής ωθήσεως ο οποίος έχει κατά DIN 4085 τιμή,

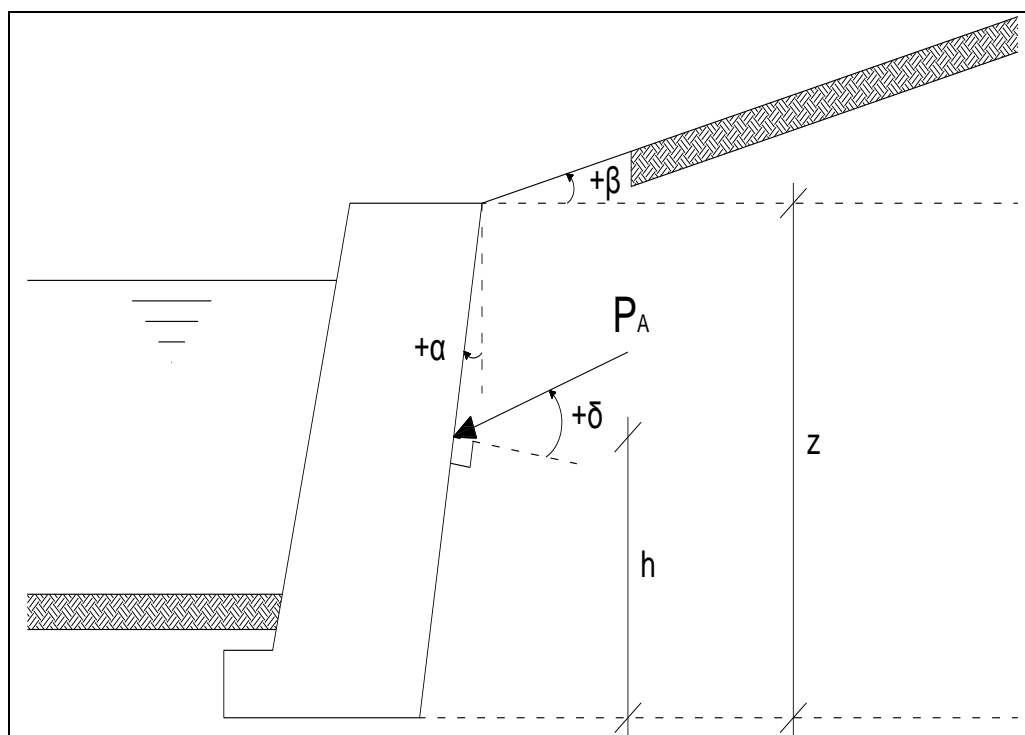
$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

Και ισχύει για τον συντελεστή οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων K_{Ah} :

$$K_{Ah} = K_A \cdot \cos(\alpha - \delta) = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- α είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη,
 β είναι η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (β και α με την προσήμανση του σχήματος). Στην περίπτωση του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. είναι $\beta=\alpha=0$)
 φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους και
 δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.

Η γωνία τριβής δ μεταξύ κρηπιδότοιχου-ανακουφιστικού πρίσματος εξαρτάται κυρίως από το είδος του υλικού της λιθορριπής και από την τεχνολογία κατασκευής του κρηπιδότοιχου. Η επιφάνεια που εμφανίζεται η γωνία δ στη συγκεκριμένη περίπτωση, δεν ταυτίζεται με την επιφάνεια επαφής μεταξύ Τ.Ο. και λιθορριπής αλλά με την επιφάνεια αστοχίας μεταξύ κρηπιδότοιχου και λιθορριπής. Η επιφάνεια αυτή διαμορφώνεται από το κατακόρυφο μέτωπο των γαιών που βρίσκονται υπερκείμενες των Τ.Ο. και δίνουν γωνία τριβής $\delta=2\varphi/3$.



Σχήμα 6. Δράση ενεργητικών ωθήσεων επί παρειάς κρηπιδότοιχου.

Τελικά ο συντελεστής ενεργητικής ωθήσεως K_A για το συγκεκριμένο κρηπιδότοιχο:

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos\delta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right]^2}$$

Και η συνολική ενεργητική ώθηση P_A ισούται με:

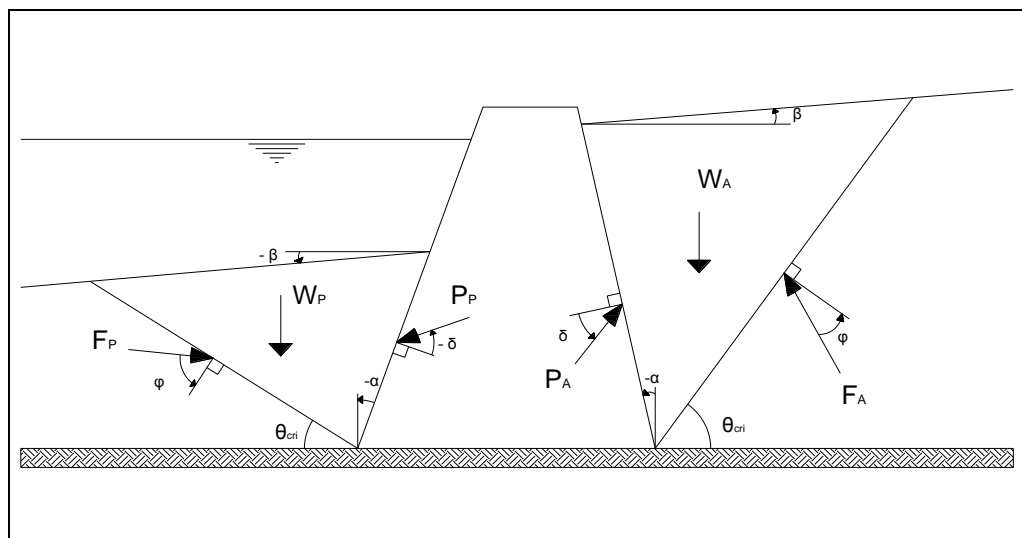
$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A$$

H είναι το ύψος του τοίχου

γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους (για υπό άνωση, το γ_b)

Επίσης στην περίπτωση που ο τοίχος ωθεί την εδαφική μάζα ενεργοποιούνται οι παθητικές ωθήσεις του αντιστηριζόμενου εδάφους. Η παθητική κατάσταση δεν πραγματοποιείται παρά μόνο για μεγάλη σχετική μετακίνηση, από συνδυασμό οριζόντιας μετατόπισης και περιστροφής, της τάξεως του 0,005H, ο δηλαδή περίπου 5 φορές μεγαλύτερη από τη μετακίνηση που απαιτείται για την επίτευξη της ενεργητικής κατάστασης. Για αυτό το λόγο οι παθητικές ωθήσεις λαμβάνονται μειωμένες. Ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων K_P ισούται με:

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



Σχήμα 7. Φορές και κατευθύνσεις ασκουμένων δυνάμεων στον κρηπιδότοιχο λόγω ωθήσεων γαιών.

Οι παθητικές ωθήσεις θεωρούνται πως δεν ενεργοποιούνται στον κρηπιδότοιχο από Τ.Ο. λόγω του αμελητέου βάθους θεμελίωσης του βαθύτερου Τ.Ο. κάτω από τον πυθμένα.

Για τις συνισταμένες δυνάμεις P_A και P_P δίνονται οι συνιστώσες για γωνία τριβής δ μεταξύ παρειάς τοίχου και γαιών:

$$P_{ih} = P_i \cdot \cos(\alpha - \delta)$$

Η οριζόντια δύναμη λόγω ωθήσεως γαιών που ασκείται στο βάθος $h=0,4z$ (m) όπου z το βάθος στο οποίο γίνεται ο έλεγχος.

$$P_{iv} = P_i \cdot \sin(\alpha - \delta)$$

Η κατακόρυφη δύναμη λόγω ωθήσεως γαιών που ασκείται στη διεπιφάνεια τοίχου και εδάφους.

Και στις δύο συνιστώσες που αναφέρθηκαν το α ισούται με μηδέν καθώς ο κρηπιδότοιχος σχηματίζει κατακόρυφες μέτωπα και όχι κεκλιμένα. Ενώ και οι δύο ασκούνται στο κατακόρυφο επίπεδο που διαμορφώνουν τα εδάφη που υπέρκεινται των Τ.Ο.

3.2.3 ΦΟΡΤΙΑ ΛΟΓΩ ΜΕΤΑΒΟΛΗΣ ΣΤΑΘΜΗΣ ΘΑΛΑΣΣΑΣ ΚΑΙ ΚΥΜΑΤΙΣΜΩΝ

Το κρηπίδωμα που εξετάζεται εδώ κατασκευάζεται από πρόχυτους συμπαγείς τεχνητούς ογκολίθους. Σε όλο το έργο υπάρχουν αρμοί. Ο κρηπιδότοιχος επίσης διαθέτει ανακουφιστικό πρίσμα με εξαιρετικά διαπερατό υλικό (λιθορριπή). Οι αρμοί σε συνδυασμό με το ανακουφιστικό πρίσμα εξασφαλίζουν την γρήγορη εξίσωση της στάθμης της θάλασσας μπροστά και πίσω από το έργο χωρίς την δημιουργία πρόσθετων φορτίων επί του έργου λόγω διαφοράς των υδροστατικών πιέσεων. Τονίζεται επίσης ότι οι μεταβολές της στάθμης της θάλασσας ή παλίρροιες στον Ελληνικό θαλάσσιο χώρο έχουν μικρή επάλλαξη (μεταξύ 0,30 m και 0,60 m) σε αντίθεση με τις μεγάλες παλίρροιες που παρατηρούνται σε λιμένες της Κεντρικής Ευρώπης.

Επί πλέον, όσων αφορά τους κυματισμούς μέσα στη λιμενολεκάνη, δεν ασκούν σημαντικές δυνάμεις πάνω στον κρηπιδότοιχο αφού θεωρείται πως πληρείται στο υπάρχον λιμάνι η απαιτούμενη ηρεμία της λιμενολεκάνης. Έχει θεωρηθεί η γενική περίπτωση αναταραχής της λιμενολεκάνης που προκαλεί κατακόρυφη κίνηση πλοίου μικρότερη του 0,5 m.

Η μόνη δύναμη που ασκείται από τη θάλασσα είναι η υδροστατική δύναμη (kN/m) με τιμή:

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot z_w^2$$

όπου,

γ_w το ειδικό βάρος του θαλασσινού νερού, εδώ $\gamma_w=10,26 \text{ kN/m}^3$
 z_w το βάθος του νερού (m) από τη μέση στάθμη της θάλασσας (Μ.Σ.Θ) και ασκείται η P_w στα 2/3 του βάθους z_w .

Οι υδροστατικές πιέσεις ασκούνται και στις δύο παρειές του κρηπιδότοιχου αφού ο υδροφόρος ορίζοντάς πίσω από τον κρηπιδότοιχο συμπίπτει με τη Μ.Σ.Θ.

3.2.4 ΚΙΝΗΤΑ ΦΟΡΤΙΑ ΧΡΗΣΗΣ, ΚΥΚΛΟΦΟΡΙΑΣ ΚΑΙ ΓΕΡΑΝΩΝ

Τα κινητά φορτία στο επίπεδο της ανωδομής όπως περιγράφηκαν στην παράγραφο 2.2.2 είναι τα εξής:

Η κατακόρυφη δύναμη της γερανογέφυρας $V_{\text{γερ}}=7140\text{kN}$

Τα φορτία κυκλοφορίας στο επίπεδο εργασιών επηρεάζουν άμεσα με το βάρος τους το ανακουφιστικό πρίσμα με επιφόρτιση $q=35,0\text{kN/m}^2$.

Στη σεισμική δράση λαμβάνονται τα μισά κινητά $q/2$ ενώ δεν λαμβάνεται υπόψη η $V_{\text{γερ}}$ καθότι δρα ευνοϊκά στον κρηπιδότοιχο.

3.2.5 ΦΟΡΤΙΑ ΑΠΟ ΑΝΕΜΟ

Η άμεση επίδραση του ανέμου δεν έχει ιδιαίτερη σημασία στη διαστασιολόγηση του κρηπιδότοιχου, σε αντίθεση με άλλες φορτίσεις που δημιουργούνται από τον άνεμο, π.χ. λόγω ανεμογενών κυματισμών. Η δράση του ανέμου πάνω σε σημαντικές κατασκευές (π.χ. σιλό, αποθήκες, πλοία, γερανοί κ.λπ.) δε λαμβάνεται υπ' όψη ούτε μεταφέρεται στο λιμενικό έργο λόγω καθώς δε μεταβάλλει τα αποτελέσματα για μια θεωρητικά φυσιολογική τιμή ανέμου.

3.2.6 ΈΛΞΗ ΔΕΣΤΡΑΣ

Η έλξη δέστρας όπως περιγράφηκε στο υποκεφάλαιο 2.2.2.3 έχει τιμή:

$\Delta=1000\text{kN}$ ή 30kN/m και ασκείται σε ύψος 0,50m πάνω από την ανωδομή του κρηπιδότοιχου.

3.2.7 ΦΟΡΤΙΑ ΛΟΓΩ ΣΕΙΣΜΟΥ

Οι σεισμικές δράσεις στον κρηπιδότοιχο προστίθενται στις ήδη υπάρχουσες φορτίσεις με απαίτηση οι τυχόν παραμένουσες μετακινήσεις να συμβιβάζονται με τις λειτουργικές απαιτήσεις του έργου. Δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως αντιστοιχεί πρόσθετη οριζόντια δύναμη

$$\Delta H = A_h \cdot M$$

με,

A_h την σεισμική οριζόντια επιτάχυνση (m/s^2) να ισουται $A_h = a_h \cdot g$
και

M τη μάζα (kg ή t) της κατασκευής.

Ισοδύναμα η οριζόντια δύναμη δίνεται και με τη σχέση:

$$\Delta H = \pm a_h \cdot W$$

που δρα στο κέντρο βάρους κάθε δονούμενης μάζας M με W το βάρος (kN) (υπό άνωση αν βρίσκεται κάτω από το νερό) της αντίστοιχης δονούμενης μάζας (Γ.Ο, ανακουφιστικό πρίσμα, κτλ). Ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής a_h λαμβάνεται από τη σχέση (ΕΑΚ 2000, κεφάλαιο 2)

$$a_h = \frac{a}{q_w}$$

όπου:

W είναι το αντίστοιχο βάρος της (υπό άνωση ή όχι) δονούμενης μάζας,

a ο ανηγμένος στην επιτάχυνση της βαρύτητας g , σεισμικός συντελεστής του εδάφους, εδώ $a = 0.16 g$ (προ 1980, $a=0$) και

q_w ο συντελεστής συμπεριφοράς βάσει του τύπου του κρηπιδότοιχου, εδώ $q_w = 1,5$.

Η κατακόρυφη δύναμη είναι ίση με,

$$\Delta V = a_v \cdot W$$

με τον κατακόρυφο σεισμικό συντελεστή a_v να λαμβάνεται ίσο με,

$$a_v = 0,30 \cdot a$$

Οι σεισμικοί συντελεστές a_h και a_v εφαρμόζονται τόσο στο βάρος του κάθε Γ.Ο. όσο και στο βάρος της επίχωσης που φέρεται άμεσα πάνω στους υποκείμενους Γ.Ο. Προκύπτουν έτσι οι αντίστοιχες δυνάμεις G_{IE} και P_{IE} .

Συγκεκριμένα για τα αντιστηριζόμενα εδαφικά στοιχεία εφαρμόζεται η μέθοδος της οριακής ισορροπίας Mononobe – Okabe, θεωρώντας ότι η μετακίνηση του κρηπιδότοιχου δεν υπερβαίνει το 0,50% του ύψους του και προκύπτει η συνολική ενεργητική ώθηση P_{AE} , από την δράση της βαρύτητας και την σεισμική δράση $\{ a_h, -a_v \}$ η οποία είναι:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot (1 - a_v) \cdot K_{AE}$$

όπου:

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

με

$$\theta = \arctan\left(\frac{a_h}{1 \pm a_v}\right)$$

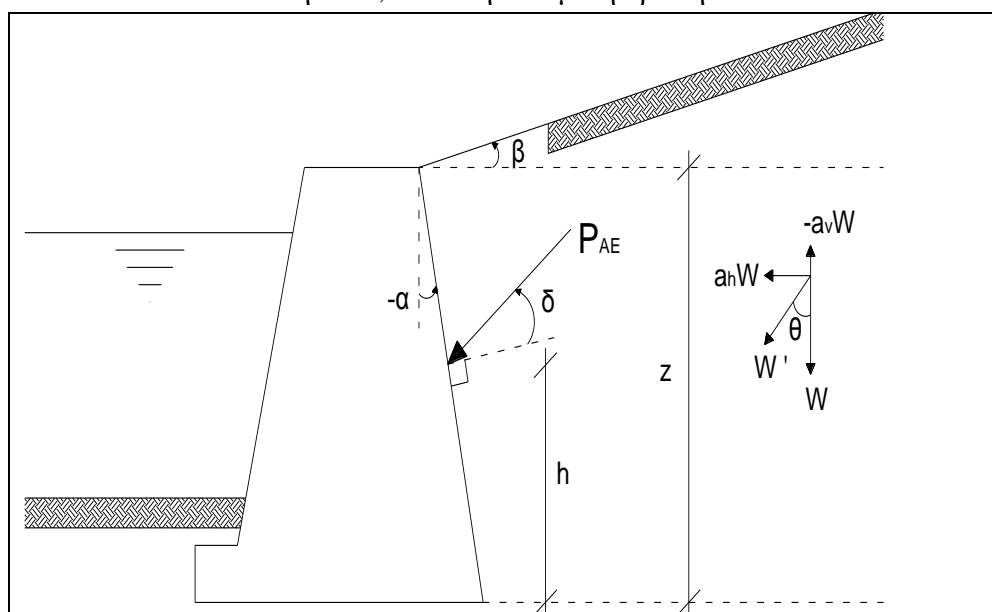
όπου:

γ είναι το ειδικό βάρος του εδάφους,

a_h και a_v είναι αντίστοιχα ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής,

z είναι το βάθος στο εξεταζόμενο σημείο από επιφάνεια τοίχου

- β είναι η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη,
 i είναι η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια (β και i με την προσήμανση του σχήματος, εδώ $\beta=i=0$)
 φ είναι η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους
 δ είναι η γωνία τριβής μεταξύ κρηπιδότοιχου και εδάφους και
 θ είναι το τόξο εφαπτομένης της οριζόντιας επιτάχυνσης προς την κατακόρυφη και εκφράζει τη θεωρητική στροφή του βάρους μιας μάζας, εν προκειμένω του εδαφικού πρίσματος ωθήσεων, κατά τη σεισμική δράση.



Σχήμα 8. Επίδραση σεισμού στις ασκούμενες ενεργητικές ωθήσεις.

Το ύψος εφαρμογής h της συνισταμένης των ωθήσεων λαμβάνεται ίσο με

$$h = 0,40 \cdot z$$

Σε αυτό το σημείο πρέπει να σημειωθεί πως κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια, το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό είναι λιθορριπή από λίθους μεγάλου μεγέθους και άρα μεγάλης διαπερατότητας ($k > 0,50 \cdot 10^{-3}$ m/sec) οπότε κατά τη διάρκεια του σεισμού γίνεται ανεξάρτητη κίνηση του νερού από τον εδαφικό ιστό. Αυτό έχει σαν συνέπεια τον ανεξάρτητο υπολογισμό των σεισμικών δράσεων στις μάζες του εδάφους και του νερού και ύστερα την επαλληλία των αποτελεσμάτων. Οι σεισμικές δράσεις της λιθορριπής υπολογίζονται λοιπόν με το μοναδιαίο βάρος του εδάφους υπό άνωση γ_b ενώ υπάρχει ταυτόχρονα αύξηση του σεισμικού συντελεστή a_h σε a'_h καθώς η δυναμική ώθηση των γαιών οφείλεται στην μάζα του εδαφικού σκελετού χωρίς το νερό δηλαδή για ξηρό ειδικό βάρος, γ_{dry} , έτσι ισχύει,

$$a'_h = \frac{\Sigma p_{dry}}{\Sigma p_b} = \frac{p + \gamma \cdot h_1 + \gamma_{dry} \cdot h_2}{p + \gamma \cdot h_1 + \gamma_b \cdot h_2} \cdot a_h$$

όπου:

γ είναι το ειδικό βάρος της λιθορριπής και

γ_b το ειδικό βάρος υπό άνωση, δηλαδή $\gamma_b = \gamma_s - \gamma_w$ με τα ειδικά βάρη κορεσμένου εδάφους και θαλασσινού νερού αντίστοιχα
 Σp_{dry} και Σp_b οι συνολικές και οι υπό άνωση πιέσεις αντίστοιχα, του πρίσματος αστοχίας.

Λαμβάνοντας $h_1 = 0$, ότι δηλαδή η επιφάνεια συμπίπτει με την στάθμη της θάλασσας το a'_h γίνεται ίσο με

$$a'_h = \frac{\gamma_{dry}}{\gamma_b} \cdot a_h = \frac{\gamma_{dry}}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot a_h$$

και

$$a'_v = \frac{\gamma_{dry}}{\gamma_s - \gamma_w} \cdot a_v$$

Για λόγους απλούστευσης και ασφάλειας των υπολογισμών αμελείται η κατακόρυφη σεισμική επιτάχυνση αφού πρώτον με σεισμική επιτάχυνση κατεύθυνσης προς τα κάτω αυξάνονται μεν οι ενεργητικές ωθήσεις αλλά αυξάνεται και το ενεργό βάρος των ογκολίθων δρώντας ευνοϊκά στην ολίσθηση και την ανατροπή και κατά δεύτερον η ταυτόχρονη επαλληλία μέγιστης οριζόντιας και μέγιστης κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης αποτελεί μία εντελώς απίθανη περίπτωση φορτίσεως.

Ο συντελεστής a'_h μπορεί να ληφθεί και για ειδικό βάρος γ του ανακουφιστικού πρίσματος αντί του γ_{dry} με μικρή διαφορά στα αποτελέσματα.

Επομένως τελικά στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο από Τ.Ο. ο συντελεστής ωθήσεων K_{AE} υπό την σεισμική δράση είναι:

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

όπου

$$\theta = \arctan(a'_h)$$

με

$$a'_h = \frac{\gamma}{\gamma_b} \cdot a_h$$

Οπότε η σεισμικές πιέσεις υπό γωνία δ δίνονται από τον τύπο:

$$p_{AE}(y) = \gamma \cdot z \cdot K_{AE}$$

Ενώ γενικά η συνολική ενεργητική ώθηση P_{AE} στο σεισμό γίνεται:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_b \cdot z^2 \cdot K_{AE}$$

με,

γ_b το ειδικό υπό άνωση βάρος του εδάφους,

z το εξεταζόμενο βάθος και

K_{AE} ο σεισμικός συντελεστής ωθήσεων.

Επομένως η συνισταμένη δυναμική ενεργητική ώθηση δίνει τις συνισταμένες οριζόντια P_{AEh} και κατακόρυφη P_{AEv} που για διατμητική γωνία δ μεταξύ παρειάς τοίχου και εδαφικού πρίσματος ισούνται με:

$$P_{AEh} = P_{AE} \cdot \cos \delta$$

και

$$P_{AEv} = P_{AE} \cdot \sin \delta$$

ασκούμενες η μεν οριζόντια στο προαναφερθέν βάθος $h=0,4z$ και η δε κατακόρυφη στη διεπιφάνεια τοίχου και ανακουφιστικού πρίσματος.

Η επιπρόσθετη υδροδυναμική μεταβολή της πίεσης του νερού (υποπίεση) από την εξωτερική πλευρά του κρηπιδότοιχου με την παραβολή Westergaard (ο οποίος μελέτησε το πρόβλημα σε φράγματα τριγωνικής διατομής ύψους 16m πλήρη ύδατος σε ήρεμη κατάσταση):

$$p(z) = \pm \left(\frac{7}{8}\right) \cdot a_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{z_w \cdot z}$$

όπου:

z_w είναι το βάθος του τοίχου κάτω από την ελεύθερη επιφάνεια της θάλασσας,

z το βάθος του εξεταζόμενου σημείου και

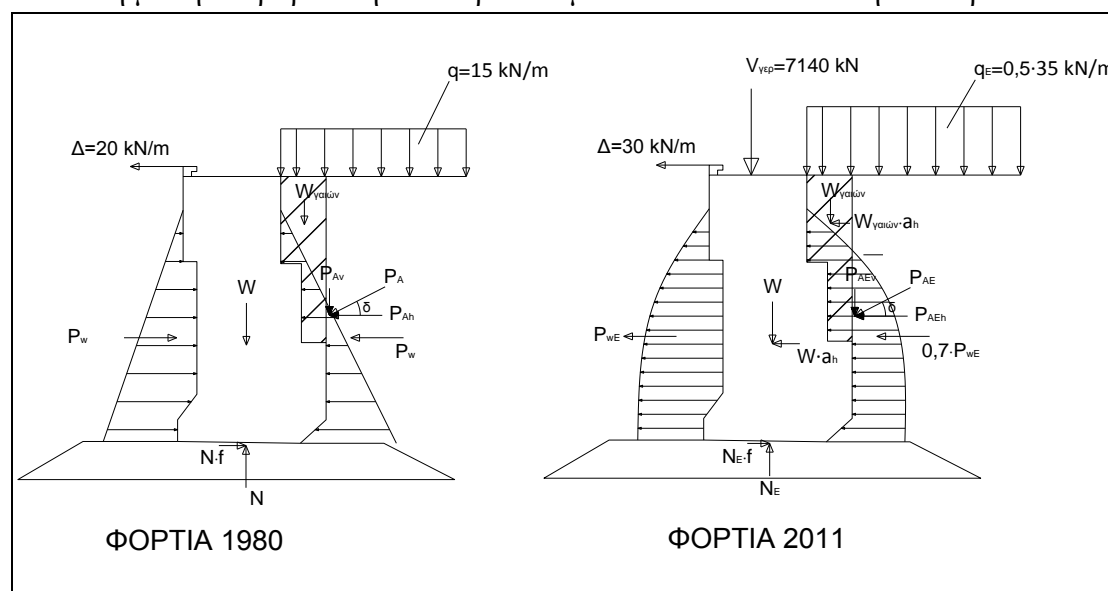
γ_w το μοναδιαίο βάρος του θαλασσινού νερού.

Η συνολική οριζόντια δύναμη που προκύπτει από την υδροδυναμική πίεση που αναφέρθηκε είναι:

$$P_{wE} = \frac{7}{12} \cdot a_h \cdot \gamma_w \cdot z_w^2$$

και εφαρμόζεται σε απόσταση $0,4 \cdot z_w$ από τον πυθμένα όπου z_w το βάθος της θάλασσας. Η ίση και ομόρροπη δύναμη ασκείται από την εσωτερική πλευρά του κρηπιδότοιχου δηλαδή ως υπερπίεση (συναντιέται στη βιβλιογραφία πολλές φορές και ως η 70% της αντίστοιχης υποπίεσης).

Οι υδροστατικές πιέσεις της θάλασσας έχουν τριγωνική κατανομή σε αντίθεση με την παραβολική των υδροδυναμικών πιέσεων και αλληλοαναιρούνται.



Σχήμα 9. Έλεγχος υφιστάμενου κρηπιδότοιχου σε σεισμική δράση με αναβαθμισμένα φορτία

3.3 ΒΑΣΙΚΟΙ ΈΛΕΓΧΟΙ ΕΥΣΤΑΘΕΙΑΣ ΚΑΙ ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Σε αυτό το σημείο γίνεται ο έλεγχος ευστάθειας του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου για τα νέα φορτία που αναφέρθηκαν παραπάνω χωρίς κάποια επέμβαση στο έργο όπως υπάρχει σήμερα. Ο έλεγχος γίνεται για να επιβεβαιωθεί πως ο παλιός κρηπιδότοιχος από Τ.Ο. αδυνατεί να λειτουργήσει με ασφάλεια για τις σύγχρονες ανάγκες που του έχουν επιβληθεί, χωρίς βέβαια να έχει γίνει και η απαραίτητη εκβάθυνση του. Η αναβάθμιση του βάθους του θα αναλυθεί στο επόμενο κεφάλαιο.

Οι στατικοί υπολογισμοί και οι αντίστοιχοι στατικοί έλεγχοι ευστάθειας γίνονται βάσει των ακόλουθων γενικών κατηγοριών συνδυασμών φορτίσεων:

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 1

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι ενεργητικές ωθήσεις γαιών και οι υδροστατικές πιέσεις που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο. Περιλαμβάνει επίσης τα μόνιμα φορτία. Αυτά είναι, το βάρος των στηριζόμενων πάνω στους τεχνητούς ογκόλιθους γαιών, τα φορτία γερανών επί σιδηροτροχιών, τα φορτία από τα ίδια βάρη των κατασκευών και τα συνήθη φορτία χρήσης. Περιλαμβάνονται ακόμα στην κατηγορία αυτή και τα κινητά ή άλλα φορτία, των οποίων η παρουσία και η δράση είναι ουσιαστικά μόνιμη επί της κατασκευής στη φάση λειτουργίας (π.χ. φορτία από σιλό δημητριακών).

Δηλαδή:

Κατηγορία 1: Μόνιμα φορτία (ίδια βάρη + φορτία χρήσης + ωθήσεις γαιών)+ Κινητά φορτία (Φάση λειτουργίας)

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 2

Περιλαμβάνει τα φορτία της κατηγορίας 1 μαζί με φορτία που δε δρουν μόνιμα επί της κατασκευής όπως για παράδειγμα η έλξη δέστρας, η κρούση πλοίου, η διαφορά υδροστατικών πιέσεων μπρος και πίσω από τον κρηπιδότοιχο όπως στην περίπτωση ανύψωσης του υδροφόρου ορίζοντα από πίσω, οι σε περιορισμένο βαθμό πιέσεις και υποσκαφή που προκαλούν οι έλικες των πλοίων, οι πρόσθετες ωθήσεις γαιών λόγω προσωρινών φορτίων (π.χ. λόγω βαρέων μηχανημάτων που φορτίζουν το έργο κατά τη φάση της κατασκευής), οι φορτίσεις λόγω αναμενόμενων κυματισμών καθώς και οι βραχείες οριζόντιες φορτίσεις όπως οι πλευρικές ανεμοπιέσεις στην γερανογέφυρα.

Δηλαδή:

Κατηγορία 2 : Κατηγορία 1 + Έλξη δέστρας

ΚΑΤΗΓΟΡΙΑ 3

Όπως η κατηγορία 2 αλλά λαμβανομένων υπ' όψη σπάνιων περιπτώσεων και φορτίων που δεν προβλέφθηκαν στο σχεδιασμό, φορτίσεων λόγω μερικής αστοχίας του έργου (π.χ. εκτεταμένη υποσκαφή του έργου λόγω διαβρώσεως) και φορτίσεις λόγω υδροστατικών πιέσεων από μεγάλης κλίμακας διαφοροποιήσεις της στάθμης ύδατος(π.χ. πλημμύρα) . Εδώ πρέπει να σημειωθεί πως τα κινητά φορτία λαμβάνονται 50% μειωμένα. Στις σπάνιες φορτίσεις ανήκει και η σεισμική δράση. Δηλαδή η επίδραση του σεισμού πρέπει επαλληλίζεται με τα μόνιμα φορτία και το μισό των κινητών φορτίων, της έλξης δέστρας και της δύναμης από κρούση πλοίου. Ο σεισμός

δεν επαλληλίζεται με δυνάμεις από κυματισμούς, διότι η πιθανότητα συνύπαρξης των δυνάμεων αυτών με τα μεγέθη σχεδιασμού τους είναι ελάχιστη.

Δηλαδή:

Κατηγορία 3: Σεισμός + Μόνιμα φορτία + Έλξη δέστρας + $0,5 \times$ (Κινητά φορτία)

ΟΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΠΟΥ ΠΡΑΓΜΑΤΟΠΟΙΟΥΝΤΑΙ τόσο στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο τόσο και στις περιπτώσεις αναβάθμισης γίνονται για φορτίσεις της κατηγορίας 3. Με αναλυτικές πληροφορίες για τους συντελεστές ασφαλείας, ανά κατηγορία φορτίσεως, περιλαμβανομένων και των δράσεων των κυματισμών και του σεισμού, να περιγράφονται αμέσως πιο κάτω.

3.3.1 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Γενικά ο έλεγχος σε ολίσθηση αφορά τα έργα με κατακόρυφα μέτωπα. Ο συντελεστής ασφαλείας σε ολίσθηση προκύπτει από το λόγο:

$$F.S_o = \mu \cdot \frac{\Sigma V}{\Sigma H}$$

όπου,

ΣV είναι η συνολική κατακόρυφη δύναμη,
 ΣH είναι η συνολική οριζόντια δύναμη και
 μ είναι ο συντελεστής τριβής στην υπό έλεγχο επιφάνεια.

Προτεινόμενες τιμές επιλέγονται ανάλογα με τη φόρτιση, από τον πιο κάτω πίνακα 8. Εάν το έργο ήταν κατασκευασμένο από σκυρόδεμα χωρίς οριζόντιους αρμούς τότε ο έλεγχος ολίσθησης θα γινόταν μόνο στην επιφάνεια έδρασης· στην προκειμένη περίπτωση όμως το έργο έχει κατασκευασθεί από πρόχυτους τεχνητούς ογκολίθους, οπότε ο έλεγχος ολίσθησης πρέπει να γίνει όχι μόνο στην επιφάνεια έδρασης αλλά και σε κάθε διεπιφάνεια μεταξύ των ογκολίθων.

3.3.2 ΈΛΕΓΧΟΣ ΣΕ ΑΝΑΤΡΟΠΗ

Ο έλεγχος σε ανατροπή αφορά πάλι έργα με κατακόρυφα μέτωπα. Ο συντελεστής ασφαλείας σε ανατροπή υπολογίζεται βάσει της εξίσωσης:

$$F.S_\alpha = \frac{\Sigma M_\epsilon}{\Sigma M_\alpha}$$

όπου,

ΣM_ϵ είναι η συνολική ροπή ευστάθειας και
 ΣM_α η συνολική ροπή ανατροπής ως προς τον πόδα θεμελίωσης.

Ανάλογα με την κατάσταση φόρτισης δίνονται παρακάτω στον πίνακα 8 οι προτεινόμενοι συντελεστές ασφαλείας. Επιπλέον θα πρέπει να γίνεται ο έλεγχος σε ανατροπή σε όλο το ύψος του κρηπιδότοιχου, αφού αυτός αποτελείται από προκατασκευασμένους ογκολίθους με οριζόντιους επομένως, αρμούς.

3.3.3 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΚΚΕΝΤΡΟΤΗΤΑΣ

Ο έλεγχος εκκεντρότητας αφορά μόνο τα έργα βαρύτητας. Η εκκεντρότητα έχει μέγιστα που δίνονται στον πιο κάτω πίνακα 8 ενώ οι τιμές προκύπτουν κατά περίπτωση από τις σχέσεις (με παραδοχή γραμμικής κατανομής των τάσεων, στη βάση έδρασης):

Συνισταμένη κατακόρυφη δύναμη: V

Συνισταμένη ροπή: M

Εκκεντρότητα: $e = M/V$

Μέση τάση: $\sigma = V/(b \cdot L)$

Απόσταση της V από το άκρο της επιφάνειας έδρασης: $\xi = b/2 - e$

1. Μικρή εκκεντρότητα, $0 \leq e \leq b/6$:

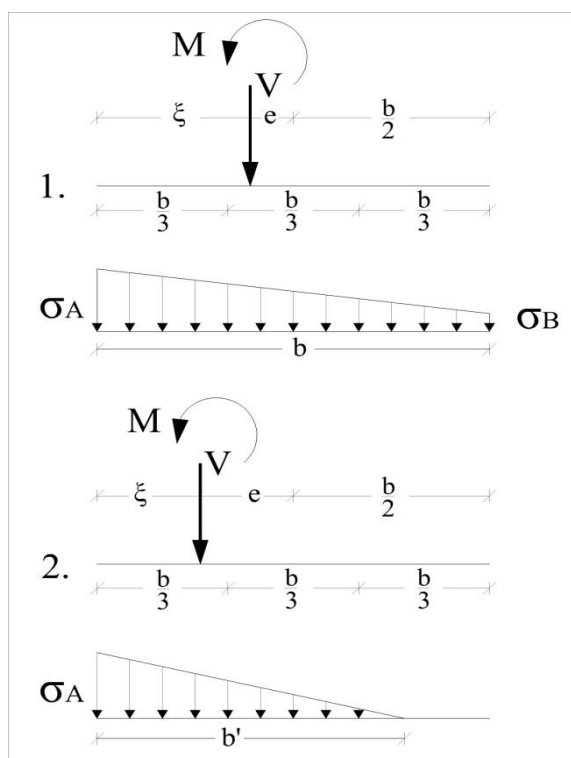
$$\sigma_{max} = \sigma \cdot (1 + 6 \cdot e/b) \quad \& \quad \sigma_{min} = \sigma \cdot (1 - 6 \cdot e/b) \geq 0$$

στην ειδική περίπτωση που, $e = b/6$ τότε: $\sigma_{max} = 2 \cdot \sigma$ & $\sigma_{min} = 0$

2. Μεγάλη εκκεντρότητα, $b/6 \leq e \leq b/2$:

$$\sigma_{max} = 2 \cdot \sigma \cdot b/b' \quad \text{με} \quad b' = 3 \cdot (b/2 - e) = 3 \cdot \xi$$

στην ειδική περίπτωση που, $e = b/3 \rightarrow b' = b/2$ τότε: $\sigma_{max} = 4 \cdot \sigma$



Σχήμα 10. Εκκεντρότητα.

3.3.4 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΔΑΦΟΥΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗΣ ΣΕ ΕΠΙΦΑΝΕΙΑΚΗ (ΤΟΠΙΚΗ) ΘΡΑΥΣΗ

Ο κρηπιδότοιχος εδράζεται σε στρώση λιθορριπής. Μπορεί έτσι ο κρηπιδότοιχος από Τ.Ο. να αντιμετωπισθεί σαν συνεχή θεμέλιο (μορφής λωρίδας) εδρασμένο στην άνω επιφάνεια πρανούς ψαθυρού εδάφους τα χαρακτηριστικά του

οποίου θα περιγράφονται στην παράγραφο 4. Πρέπει έτσι οι μέγιστες εδαφικές τάσεις που αναπτύσσονται στη θεμελίωση να μην ξεπερνούν τη μέγιστη τάση θραύσης του εδάφους $\sigma_{\text{εδ}}=0,5\text{MPa}$. Οι τάσεις αυτές όπως αναφέρθηκαν και πιο πάνω, με απλοποιητική θεώρηση γραμμικής κατανομής εδαφικών τάσεων είναι:

1.Μικρή εκκεντρότητα, $0 \leq e \leq b/6$:

$$\sigma_{\text{max}} = \sigma \cdot (1 + 6 \cdot e/b) \quad \& \quad \sigma_{\text{min}} = \sigma \cdot (1 - 6 \cdot e/b) \geq 0$$

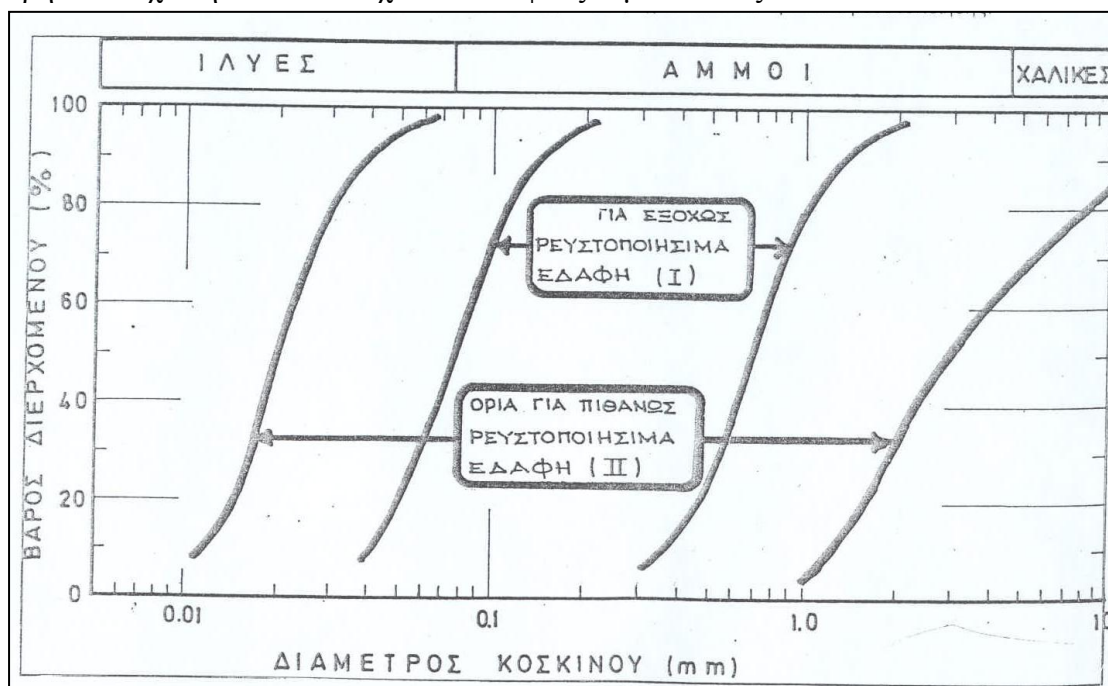
2.Μεγάλη εκκεντρότητα, $b/6 \leq e \leq b/2$:

$$\sigma_{\text{max}} = 2 \cdot \sigma \cdot b/b' \quad \text{με} \quad b' = 3 \cdot (b/2 - e) = 3 \cdot \xi$$

στην ειδική περίπτωση που, $e = b/3 \rightarrow b' = b/2$ τότε: $\sigma_{\text{max}} = 4 \cdot \sigma$.

3.3.5 ΈΛΕΓΧΟΣ ΈΝΑΝΤΙ ΡΕΥΣΤΟΠΟΙΗΣΕΩΣ

Η ρευστοποίηση μη συνεκτικού, κορεσμένου εδαφικού υλικού λόγω σεισμού είναι ακραίο αποτέλεσμα της αύξησης πίεσεως των πόρων και επομένως της μείωσης ενεργών τάσεων και διατμητικής αντοχής. Κατά τη ρευστοποίηση, υπερπίεση πόρων γίνεται περίπου ίση με την ενεργό τάση των υπερκείμενων γαιών και η διατμητική αντοχή πρακτικά μηδενίζεται. Δηλαδή το ρευστοποιημένο έδαφος συμπεριφέρεται σαν παχύρευστο υγρό. Η ρευστοποίηση παρατηρείται συνηθέστερα σε κορεσμένες ομοιόμορφα διαβαθμισμένες άμμους, περιοχή I στο σχήμα 10 και λιγότερο συχνά σε αμμοιλύες, αμμοχάλικα ή συνδυασμό τους, περιοχή II στο σχήμα 10. Εδαφικά υλικά όπως πλαστικές ιλύες, άργιλοι, χονδρόκοκκη λιθορριπή δε ρευστοποιούνται πρακτικά. Γίνεται έτσι φανερό πως κίνδυνο ρευστοποίησης διατρέχουν το ανακουφιστικό πρίσμα και το έδαφος θεμελίωσης που είναι κατασκευασμένα από μη συνεκτικές άμμους και αυτές είναι ομοιόμορφα διαβαθμισμένες. Σε αυτή την περίπτωση δρουν υπέρμετρα αυξημένες ωθήσεις γαιών επί του κρηπιδότοιχου λόγω μηδενισμού της διατμητικής αντοχής τους και οδηγούν σε μεγάλη μετατόπιση του κρηπιδότοιχου ή και σε αστοχία του εδάφους θεμελίωσης.



Σχήμα 11. Οριακές καμπύλες κοκκομετρικής διαβάθμισης, για τον κίνδυνο ρευστοποίησης μη συνεκτικών, ομοιόμορφων εδαφών.

Προβλήματα καθιζήσεων και πλευρικών μετατοπίσεων επίσης παρουσιάζονται και στις κατασκευές του επιπέδου εργασιών που είναι θεμελιωμένες απευθείας στο ανακουφιστικό πρίσμα. Στην περίπτωση όμως του υπό μελέτη κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. η κοκκομετρική διαβάθμιση του ανακουφιστικού πρίσματος είναι διευρυμένη και η σύσταση του είναι από λιθορριπή μεγάλου βάρους (3kg-50kg) και αυξημένης διατμητικής αντοχής.

3.3.6 ΣΥΝΤΕΛΕΣΤΕΣ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ

Στον πιο κάτω πίνακα δίνονται οι τιμές των συντελεστών ασφαλείας ανά κατηγορία φόρτισης και είδος ελέγχου που γίνεται στον κρηπιδότοιχο.

Είδος ελέγχου	Κατηγορίες φορτίσεων				
	1	2	2	Σεισμός+ άλλα φορτία	Κυματισμός + άλλα φορτία
Ολίσθηση	1,5	1,35	1,2	1,2	1,2
Ανατροπή	1,5	1,35	1,2	1,25	1,2
Εκκεντρότητα	$e \leq b/6$	$e \leq b/6$	$e \leq b/3$	$e \leq b/3$ (*)	$e \leq b/3$
Επιφανειακή (τοπική) θραύση εδάφους	2,0	1,5	1,3	1,2	1,2

(*) για εδάφη που διατρέχουν κίνδυνο ρευστοποίησης πρέπει $e \leq b/4$ όπου b το πλάτος της έδρασης.

Πίνακας 8. Συντελεστές ασφαλείας και μέγιστες τιμές εκκεντρότητας.

3.4 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΜΕ ΤΑ ΝΕΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΧΩΡΙΣ ΣΕΙΣΜΟ

Χαρακτηριστικά εδάφους								
$\gamma =$	18,50	kN/m ³	$\varphi^{\circ} =$	40	0,6981	$q =$	35,00	kN/m ²
$\gamma_k =$	21,00	kN/m ³	φ_r° ή $\delta^{\circ} = (2/3)\varphi =$	27	0,3491	$K_{\alpha} =$	0,20	
$\gamma_b = \gamma_k - \gamma_w =$	10,74	kN/m ³	$D =$	14,20	m	$\gamma_{bet} =$	25,00	kN/m ³
$\gamma_w =$	10,26	kN/m ³	$d_w =$	11,70	m	$\sigma_{\theta\epsilon\mu} =$	500,00	kPa
						$\sigma_{bet} =$	20,00	MPa

Ενεργητικές Ωθήσεις												
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη στάθμη της θάλασσας:	Ενεργές τάσεις (kN/m ²) $\sigma_i = q + \gamma \cdot x + (\gamma_b - \gamma) \cdot z:$		Οριζόντιες τάσεις (kN/m ²)= $\sigma_i^h = \sigma_i \cdot K_{\alpha}:$	Δυνάμεις ανά Τ.Ο:	Βάθος που ασκείται η Ρ:	Συνισταμένη δύναμη κατά βάθος:		Απόσταση από την επιφάνεια του εδάφους:	Απόσταση από Α=-11,7 m του P _{Ah} :		
x	z	σ_i , kPa		σ_i^h , kPa	P_i (kN/m)		Y'_i (m)		$P_{Ai} = P_{A(i-1)} + P_i$		Z (m)	Y_i (m)
0,00	0,00	σ_0	35,00	6,98								
2,50	0,00	σ_1	81,25	16,20	P_1	28,98	Y'_1	1,42	E_1	28,98	1,42	12,78
5,20	2,70	σ_2	110,25	21,98	P_2	51,55	Y'_2	1,42	E_2	80,53	3,02	11,18
7,70	5,20	σ_3	137,10	27,34	P_3	61,65	Y'_3	1,30	E_3	142,18	4,53	9,67
10,20	7,70	σ_4	163,95	32,69	P_4	75,04	Y'_4	1,29	E_4	217,22	6,07	8,13
12,20	9,70	σ_5	185,43	36,98	P_5	69,67	Y'_5	1,02	E_5	286,88	7,32	6,88
14,20	11,70	σ_6	206,91	41,26	P_6	78,23	Y'_6	1,02	E_6	365,12	8,58	5,62

Ενεργητική Ωθηση εδάφους:	365,12	$S = 1/2 \cdot (\gamma D^2 - (\gamma - \gamma_b) d_w^2 + 2qD) =$	1831,0
Οριζόντια :	$P_{Ah} = P_A \cdot \sigma_{\text{συν}\delta} =$	343,10	$z =$ 5,62 m
Κτακόρυφη:	$P_{Av} = P_A \cdot \eta \mu \delta =$	124,88	$x =$ 8,00 m

Δυνάμεις από ίδιο βάρος Τ.Ο.

Μήκος του Τ.Ο.:	Ύψος του κάθε Τ.Ο.:	Αφαίρεση γωνιών που προκύπτουν από το σχήμα:	Εμβαδό του κάθε Τ.Ο. βάση των διαστάσεων :	Δυνάμεις ίδιου βάρους Τ.Ο.:			Απόσταση εφαρμογής από σημείο περιστροφής -	Οριζόντια απόσταση του βάρους κάθε Τ.Ο. από σημείο περιστροφής:
b (m)			A_{TO}	$W_i = A_{TO} \cdot \gamma_{bet}$			z	x
4,00	2,20		8,80	W_1	220,00	kN	13,1	2,70
4,00	3,00		12,00	W_2	300,00	kN	10,5	2,70
4,50	2,50		11,25	W_3	281,25	kN	7,75	3,25
6,00	2,50		15,00	W_4	375,00	kN	5,25	4,00
7,00	2,00	-0,50	13,50	W_5	337,50	kN	3	4,50
7,00	2,00	-1,00	13,00	W_6	325,00	kN	1	3,50

Συνισταμένη δύναμη κατά βάθος λόγω βάρους των Τ.Ο.:	Απόσταση εφαρμογής από σημείο περιστροφής - 11,70m:	Οριζόντια απόσταση του βάρους κάθε Τ.Ο. από σημείο περιστροφής:	Δυνάμεις λόγω Άνωσης των Τ.Ο. (ανά μέτρο) :					Συνισταμένη άνωση των Τ.Ο. κατά βάθος:		
	z (m)	x (m)	$A_i = A_{TO} \cdot 1^m \cdot \gamma_w$					A (kN)	x (m)	
			x							
220,00	13,10	2,70	A_1	0,00	kN	2,70	0,00	2,70		
520,00	11,60	2,70	A_2	123,12	kN	2,70	123,12	2,70		
801,25	10,25	2,89	A_3	115,43	kN	3,25	238,55	2,97		
1176,25	8,65	3,25	A_4	153,90	kN	4,00	392,45	3,37		
1513,75	7,39	3,53	A_5	138,51	kN	4,50	530,96	3,67		
1838,75	6,26	3,52	A_6	133,38	kN	3,50	664,34	3,63		

Βάρη υπερκείμενων εδαφών και υδροστατική πίεση								
Μήκος Υπερκείμενων εδαφών:	Ύψος Υπερκείμενων εδαφών:	Εμβαδό υπερκείμενων εδαφών:	Ειδικό βάρος εδαφών:	Δυνάμεις ίδιου βάρους υπερκείμενων εδαφών:			Απόσταση εφαρμογής από σημείο περιστροφής -11,70m:	Οριζόντια απόσταση βάρους γαιών από το σημείο περιστροφής:
		A	γ	$W_{\text{γαιών}}=A \cdot \gamma_i$ (kN)			z (m)	x (m)
0,80	2,50	2,00	18,50	B ₇	37,00	kN	12,95	5,10
1,50	2,50	3,75	18,50	B ₈	69,38	kN	12,95	6,25
1,00	2,50	2,50	18,50	B ₉	46,25	kN	12,95	7,50
0,80	2,70	2,16	10,74	B ₁₀	23,20	kN	10,35	5,10
1,50	5,20	7,80	10,74	B ₁₁	83,77	kN	9,1	6,25
1,00	7,70	7,70	10,74	B ₁₂	82,70	kN	7,85	7,50
Συνισταμένη κατά βάθος δύναμη λόγω του βάρους των γαιών:	Απόσταση εφαρμογής από σημείο περιστροφής -11,70m:	Οριζόντια απόσταση βάρους γαιών από το σημείο περιστροφής:	Υδροστατική πίεση νερού της Μ.Σ.Θ.:	Δύναμη λόγω υδροστατικής πίεσης:		Συνισταμένη κατά βάθος δύναμη λόγω υδροστατικής πίεσης:	Βάθος της συνισταμένης δύναμης από υδροστατικές πιέσεις από το ±0,00m:	Απόσταση από το βάθος -11,70m:
$\Sigma W_{\text{γαιών}}$ (kN)	z (m)	x (m)	(kN)	P _i	z	P _w (kN)	z (m)	z _w (m)
37,00	12,95	5,10	0,00					
106,38	12,95	5,85	0,00	0,00	0	0,00	0,00	
152,63	12,95	6,35	27,70	37,40	1,80	37,40	4,50	7,20
175,82	12,61	6,19	53,35	101,32	1,38	138,72	6,02	5,68
259,60	11,48	6,21	79,00	165,44	1,33	304,16	7,66	4,04
342,29	10,60	6,52	99,52	178,52	1,04	482,68	8,80	2,90
			120,04	219,56	1,03	702,25	10,03	1,67

Δύναμη δέστρας:	$\Delta=$	30,00	kN/m
σε ύψος:	$z=$	14,70	m

Κατακόρυφη δύναμη γερανογέφυρας (kN) $V_{\text{γερE}}$:	7140	$x_{\gamma}=$ 2,70 m
--	------	----------------------

Ολικές δυνάμεις				
Οριζόντια Συνισταμένη Δύναμη λόγω Ενεργητικών Ωθήσεων:	Κατακόρυφη Συνισταμένη Δύναμη λόγω Ενεργητικών Ωθήσεων:	Βάθος άσκησης της οριζόντιας συνισταμένης δύναμης:	Οριζόντια Συνολική Δύναμη (χωρίς σεισμό):	Κατακόρυφη Συνολική Δύναμη (χωρίς σεισμό):
P_{Ah}	P_{Av}	z	H	V
		0,00	30,00	0,00
27,23	9,91	2,50	57,23	229,91
75,67	27,54	5,20	105,67	424,42
133,60	48,63	7,70	163,60	671,53
204,12	74,29	10,20	234,12	1071,44
269,58	98,12	12,20	299,58	1423,21
343,10	124,88	14,20	373,10	1641,59

Ροπή ευστάθειας: $M_E = G \cdot x + P^{κατ} \cdot x + P_w \cdot z_w =$	10879,3	kNm		$f = \tan(2/3)\varphi =$	0,50
Ροπή ανατροπής: $M_A = P^{οριζ} \cdot z + P_w \cdot z_w + A \cdot x + \Delta \cdot z =$	5956,33	kNm			
Κατακόρυφη συνισταμένη: $V = G + E^{κατ} - A =$	1641,59	kN			
Οριζόντια συνισταμένη: $H = E^{οριζ} + \Delta + P_w - P_W =$	373,10	kN			
Συντελεστής Ασφαλείας Ανατροπής: $F.S._\alpha = M_E / M_A =$	1,83	>		1,50	
Συντελεστής Ασφαλείας Ολίσθησης: $F.S._o = f \cdot V / H =$	2,20	>		1,50	

Βάθος από την επιφάνεια εδάφους z (m):	Συντελεστής Ασφαλείας Ανατροπής: $F.S._\alpha = M_E / M_A =$	Συντελεστής Ασφαλείας Ολίσθησης: $F.S._o = f \cdot V / H =$
2,50	0,85	2,81
5,20	3,66	2,81
7,70	3,01	2,87
10,20	2,76	3,20
12,20	2,39	3,33
14,20	1,83	2,55

Πιέσεις πάνω στις διεπιφάνειες:								
Πλάτος Τ.Ο.:		$M_{\text{ευσταθ.}}$	V (kN)	$M_{\text{ανατροπ.}}$	Στάθμη	$(M_{\varepsilon}-M_{\alpha})/V$	ξ	
b (m)	b/6							
4,00	0,67	673,28	229,91	789,10	2,50	-1,20	-1,20	
3,70	0,62	2200,61	424,42	601,2	-2,70	2,77	0,93	
4,50	0,75	3801,92	671,53	1263,8	-5,20	2,78	1,72	
6,00	1,00	6906,01	1071,44	2500,6	-7,70	3,11	2,89	
6,00	1,00	9754,18	1423,21	4079,2	-9,70	2,99	2,99	
7,00	1,17	10879,33	1641,59	5956,3	-11,70	3,00	3,00	

$e=b/2-\xi$	$< b/2$	Εκκεντρότητα:	εντός ή εκτός πυρήνα:	$\text{min}\sigma^B$	$\text{max}\sigma^A$
		$e=b/2-\xi$	$e < \text{ή} > b/6$	kN/m ²	kN/m ²
3,20	Αριστερά	Όχι	εκτός	-127,3	0,0
0,92	Δεξιά	Ναι	εκτός	0,0	303,7
0,53	Δεξιά	Ναι	εντός	43,9	254,6
0,11	Δεξιά	Ναι	εντός	158,6	198,5
0,01	Αριστερά	Ναι	εντός	234,2	240,2
0,50	Αριστερά	Ναι	εντός	133,8	335,2

Ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος μπορεί να δεχτεί τα νέα φορτία λειτουργίας με ασφάλεια. Μένει να διαπιστωθεί αν συμβαίνει το ίδιο και με τα σεισμικά φορτία στην παράγραφο που ακολουθεί.

3.5 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΣΤΑ ΝΕΑ ΜΕΓΕΘΗ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΜΕ ΣΕΙΣΜΟ

Τεχνικά χαρακτηριστικά και εδαφομηχανικά δεδομένα

$\gamma=$	18,50	kN/m ³	$\varphi^\circ=$	40	ή	rad	0,698
$\gamma_s=$	21,00	kN/m ³	$\delta^\circ=2/3 \cdot \varphi=$	27	ή	rad	0,465
$\gamma_w=$	10,26	kN/m ³	$f=(2/3 \cdot 45^\circ)=$	30	ή	rad	0,524
$\gamma_b=$	10,74	kN/m ³	$q=$	35,0	kN/m ²		
$a=$	0,16	g	$q_E=$	17,5	kN/m ²		
$q_w=$	1,50		$\gamma_{bet}=$	25,0	kN/m ³		
$\gamma_{dry}=$	16,20	kN/m ³	$d_w=$	11,7	m		

Σεισμικοί συντελεστές και Υπολογισμός δυναμικών εδαφικών ωθήσεων

$a_h=a/q_w=$	0,107	g	$a'_h=\gamma_{dry}/\gamma_b \cdot a_h=$	0,161	
$a_v=0,30 \cdot a=$	0,048	g	$\theta=\arctan(a'_h/(1-a_v)) \approx \arctan a'_h=$	0,160	rad ή 9,14 °
$K_{AE}=\cos^2(\varphi-\theta)/\{\cos\theta \cdot \cos(\delta+\theta) \cdot [1+\sqrt{(\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi-\theta)/\cos(\delta+\theta))}]^2\}=$					0,296
Από πίνακες K_{AE} για $\alpha=-\theta$, $\beta=\theta$: 0,30					

Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη μέση στάθμη θάλασσας:	Ενεργές τάσεις (kN/m ²) $\sigma_{ivE}=q_E+\gamma \cdot z+(\gamma_b-\gamma) \cdot z_w$	Υπό κλίση δ δυναμικές (kN/m ²) ενεργητικές τάσεις $\sigma_{iAE}=\sigma_{ivE} \cdot K_{AE}$	Ενεργητικές δυνάμεις ανά Τ.Ο (kN/m) $E_{iAE}=(\sigma_{iAE}+\sigma_{iAE-n}) \cdot \Delta z/2$	Συνισταμένη σεισμική ενεργητική δύναμη (kN/m) υπό κλίση δ , $P_{AE}=\Sigma E_{iAE}$
z (m)	z_w (m)	σ_{ivE}	σ_{iAE}	E_{iAE}	P_{AE}
0,00		17,50	5,19		
-2,50	0,00	63,75	18,90	30,10	30,10
-5,20	-2,70	92,75	27,49	62,62	92,73
-7,70	-5,20	119,60	35,45	78,68	171,40
-10,20	-7,70	146,45	43,41	98,57	269,98
-12,20	-9,70	167,93	49,78	93,18	363,16
-14,20	-11,70	189,41	56,14	105,92	469,08

Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Οριζόντια, συνισταμένη κατά βάθος, δυναμική φόρτιση (kN/m) με $\alpha=-\theta$, $P_{hAE}=P_{AE}\cdot\cos\delta$:	Βάθος άσκησης P_{hAE} (m) το $z_h=z-h$ για $h=0,40\cdot z$:	Κατακόρυφη συνισταμένη κατά βάθος, δυναμική φόρτιση (kN/m) $P_{vAE}=P_{AE}\cdot\sin\delta$:	Η P_{vAE} απέχει απόσταση (m) από ανά βάθος πόλο περιστροφής του κρηπιδότοιχου:
z (m)	P_{hAE}	z_h	P_{vAE}	x

0,00	0,00		0,00	
-2,50	26,90	-1,50	13,51	7,30
-5,20	82,86	-3,12	41,62	7,30
-7,70	153,17	-4,62	76,93	7,00
-10,20	241,26	-6,12	121,16	7,00
-12,20	324,53	-7,32	162,99	7,00
-14,20	419,18	-8,52	210,52	8,00

Υδροδυναμικές φορτίσεις λόγω σεισμού.								
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους/ Μ.Σ.Θ (m):		Υποπίεση νερού λόγω σεισμού $p_{wE}=7/8\cdot a_h\cdot\gamma_w\cdot\sqrt{(d_w\cdot z_w)}$:	Δύναμη υποπίεσης νερού λόγω σεισμού $P_{wE}=7/12\cdot\alpha_h\cdot\gamma_w\cdot z_w^2$:	Στάθμη κάτω από τη Μ.Σ.Θ. όπου ασκείται η P_{wE} , $h_w=0,6\cdot z_w$:	Δύναμη υπερπίεσης λόγω σεισμού ίση με 70% της υποπίεσης $P_{υπερ}=0,7\cdot P_{wE}$:	Στάθμη κάτω από τη Μ.Σ.Θ. όπου ασκείται η $P_{υπερ}$:	Συνολικές δυνάμεις στον κρηπιδότοιχο με Τ.Ο. λόγω υδατικών P_{wE} & $P_{υπερ}$:	Βάθος άσκησης της ΣΡ από επιφάνεια εδάφους $z_{hw}=-2,5+h_w$:
z	z_w	P_{iw} (kN/m ²)	P_{wE} (kN/m)	h_w (m)	$P_{υπερ}$ (kN/m)	h_w	ΣP_w (kN/m)	z_{hw} (m)
0,0								
-2,5	0,0							
-5,2	-2,7	5,38	4,65	-1,62	3,26	-1,62	7,91	-4,12
-7,7	-5,2	7,47	17,26	-3,12	12,08	-3,12	29,35	-5,62
-10,2	-7,7	9,09	37,85	-4,62	26,50	-4,62	64,35	-7,12
-12,2	-9,7	10,20	60,07	-5,82	42,05	-5,82	102,11	-8,32
-14,2	-11,7	11,20	87,39	-7,02	61,17	-7,02	148,56	-9,52

Δύναμη Δέστρας (kN/m) $\Delta_E=100\%\Delta$:	30,0	$h_\Delta=$ 0,50 m
Κατακόρυφη δύναμη γερανογέφυρας (kN) $V_{\gamma\epsilon\rho E}=0\%V_{\gamma\epsilon\rho}$:	0	$x_\gamma=$ 2,70 m
Οριζόντια δράση της γερανογέφυρας στο σεισμό $H_{\gamma\epsilon\rho E}=V_{\gamma\epsilon\rho E}\cdot a_h$ (kN):	0,00	$h_\gamma=$ 14,2 m

Υπερκείμενες των Τ.Ο. Γαίες							
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους/ Μ.Σ.Θ (m):		Εμβαδό υπερκείμενων εδαφών γραφικά (m ²):	Ειδικό βάρος εδαφών (kN/m ³):	Δυνάμεις ίδιου βάρους υπερκείμενων εδαφών (kN/m):	Δύναμη οριζόντια $G_{\gamma\alpha\iota\omega\nu E}=W\cdot a_h$, λόγω οριζόντιου σεισμού (kN/m) :	Οριζόντια απόσταση βάρους γαιών $W_{\gamma\alpha\iota\omega\nu}$ από το σημείο περιστροφής στον πόδα του (-11,7m) κρηπιδότοιχου:	Κατακόρυφη απόσταση εφαρμογής της $G_{\gamma\alpha\iota\omega\nu E}$ από σημείο περιστροφής στον πόδα του (-11,7m) κρηπιδότοιχου:
z	z _w	A _{γαιων}	γ	W _{γαιων}	G _{γαιωνE}	X _{γαιων} (m)	h _{γαιων} (m)
0,0				152,63			
-2,5	0,0		18,50				
-5,2	-2,7		10,74				
-7,7	-5,2	4,16	10,74	60,20	6,42	5,10	11,60
-10,2	-7,7	15,71	10,74	213,345	22,76	6,25	10,70
-12,2	-9,7	25,91	10,74	342,29	36,51	7,50	10,10
-14,2	-11,7	25,91	10,74	342,29	36,51	7,50	10,10

Τελικά αποτελέσματα Δυνάμεων και συντελεστών ασφαλείας							
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους/ Μ.Σ.Θ (m):		Κατακόρυφες σεισμικές δυνάμεις κρηπιδότοιχο υ από Τ.Ο. $V=W+P_{vAE}+W_{\gammaαιών}+V_{\gammaερ}$:	Οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις κρηπ/χου από Τ.Ο. $H=P_{hAE}+\Sigma P_w+\Delta+H_{\gammaερE}+\Sigma G+G_{\gammaαιώνE}$	Ροπή Ευστάθειας $M_{\epsilonυστ} = W \cdot x_G + P_{vAE} \cdot x + W_{\gammaαιών} \cdot x_{\gammaαιών} + V_{\gammaερE} \cdot x_{\gamma}$ (kNm/m):	Ροπή ανατροπής $M_{\alphaνατρ} = P_{hAE} \cdot z_h + \Sigma P_w \cdot z_{hw} + \Delta \cdot h_{\Delta} + H_{\gammaερE} \cdot h_{\gamma} + \Sigma G \cdot h + G_{\gammaαιώνE} \cdot h_{\gammaαιών}$ (kNm/m):	$F \cdot S_{\alphaνατρ} = M_{\epsilonυστ} / M_{\alphaνατρ}$:	$F \cdot S_{\omicron\lambda\iota\sigma\theta} = f \cdot V / H$:
z	z _w	V (kN/m)	H (kN/m)	M _{ευστ}	M _{ανατρ}	F.S _{ανατρ}	F.S _{ολισθ}
0,0		0,00	30,00	0,00	15,00		
-2,5	0,0	143,22	70,74	358,05	134,20	2,7	1,06
-5,2	-2,7	348,21	153,48	916,98	455,61	2,0	1,19
-7,7	-5,2	609,54	269,33	1739,80	1059,17	1,6	1,18
-10,2	-7,7	1028,03	432,34	3739,17	2125,63	1,8	1,25
-12,2	-9,7	1397,79	588,36	5962,18	3378,01	1,8	1,24
-14,2	-11,7	1636,94	749,90	8068,62	4031,39	1,2	1,14

Εκκεντρότητα της κατακόρυφης δύναμης V και κατανομή των πιέσεων στη βάση στηρίξεως:							
Εκκεντρότητα:	$e = b/2 - \xi$	1,08	m	όπου $\xi = (M_{\epsilonυστ} - M_{\alphaνατρ}) / V$:	1,92	m	
	εκτός πυρήνα			Πλάτος Β, Βαθύτερου Τ.Ο. (m):	6,00	m	
Κατανομή τάσεων:	$\sigma = 2V / (3\xi)$			$\sigma_{\max} =$	569,42	kPa	$> \sigma_{\epsilon\delta}$
				$\sigma_{\min} =$	0,00	kPa	$< \sigma_{\epsilon\delta}$
Μέγιστη επιτρεπόμενη τάση εδάφους $\sigma_{\epsilon\delta} =$	500	kPa					

Γίνεται φανερό πως ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος θα αστοχήσει σε περίπτωση σεισμού, υπό τις νέες δράσεις που του ασκήθηκαν. Οι συντελεστές ασφαλείας σε ανατροπή και σε ολίσθηση προκύπτουν μικρότεροι από 1,25 και 1,2 που είναι οι ελάχιστοι συντελεστές ασφάλειας για σεισμό. Τέλος οι μέγιστες τάσεις εδάφους που αναπτύσσονται στη θεμελίωση του κρηπιδότοιχου είναι μεγαλύτερες από τις επιτρεπόμενες λόγω μεγάλης εκκεντρότητας.

4 ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

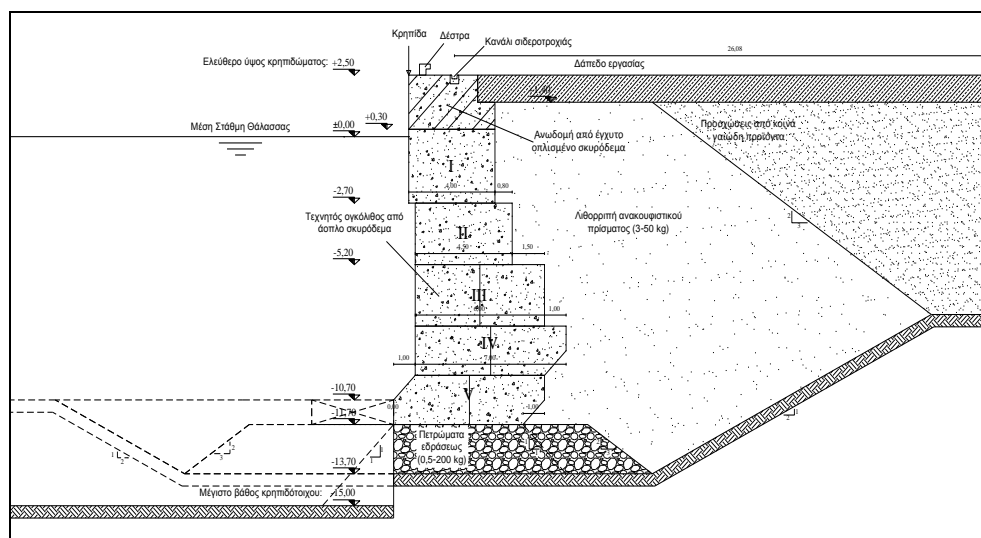
Η αναβάθμιση του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου θα γίνει και για την αύξηση των φορτίων που πρόκειται να δεχτεί και περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 3 αλλά και για την ανάγκη εκβάθυνσης του. Μιας εκβάθυνσης που την προκαλεί η εξέλιξη στις διαστάσεις των πλοίων. Η δυνατότητα εκβάθυνσης του κρηπιδότοιχου όμως εξαρτάται από:

- α) το είδος αυτού, που στην περίπτωση αυτή είναι κρηπιδότοιχος βαρύτητας από τεχνητούς ογκόλιθους,
- β) την παραμόρφωση του, από τότε που κατασκευάστηκε,
- γ) την κατασκευαστική κατάσταση του, αυτή τη στιγμή,
- δ) το βάθος στο οποίο θα φτάσει η εκβάθυνση και ιδιαίτερα σε σχέση με το υφιστάμενο βάθος σχεδιασμού, του πυθμένα,
- ε) τη δυνατότητα μείωσης των επιτρεπόμενων μόνιμων φορτίων πίσω από αυτόν,
- στ) τον προσδοκώμενο χρόνο ζωής αυτού ύστερα από την ενίσχυση,
- ζ) τη διαθεσιμότητα των κάθε είδους υπολογισμών για τον υπάρχων κρηπιδότοιχο που εκπονήθηκαν για την κατασκευή του, με τα ασκούμενα φορτία, τα χαρακτηριστικά των εδαφών, τις τότε συνθήκες περιβάλλοντος του λιμανιού και τα κατασκευαστικά σχέδια αυτού,
- η) το κόστος της ενίσχυσης αυτού σε σύγκριση με το κόστος μιας διαφορετικής λύσης όπως για παράδειγμα η αλλαγή τοποθεσίας.

Για την αναβάθμιση των εξωτερικών φορτίων από πιο απαιτητικά κινητά φορτία, παραβολή μεγαλύτερων πλοίων, σύγχρονης γερανογέφυρας με περισσότερη ανυψωτική δύναμη και σεισμικής δράσης με τους νέους κανονισμούς ισχύουν οι τιμές που δόθηκαν στο κεφάλαιο. 3.

4.1 ΜΕΤΡΑ ΕΚΒΑΘΥΝΣΗΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ Τ.Ο.

Η εκβάθυνση του πυθμένα μπροστά από τον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο από - 10,7m στα 15,0m. Τα 15m προκύπτουν για το πλοίο σχεδιασμού των 70.000 DWT με βύθισμα 14m συν 1m για λόγους ασφαλείας (Μέμος 2004 'Θαλάσσια Υδραυλική και Λιμενικά Έργα'). Χωρίς κάποιο άλλο μέτρο πρόληψης μια άμεση εκβάθυνση θα οδηγούσε στην κατάρρευσή του. Αυτό θα γινόταν λόγω αποδόμησης του εδάφους θεμελίωσης του κρηπιδότοιχου γιατί όπως φαίνεται και στο παρακάτω σχήμα 10, η βυθοκόρηση τέμνει το πρίσμα που δημιουργεί το επίπεδο αστοχίας της λιθορριπής θεμελίωσης με την κατακόρυφο που για ευνοϊκές συνθήκες θεμελίωσης έχει καθοριστεί στις 45°.



Σχήμα 12. Αδυναμία εκβάθυνσης υφιστάμενου κρηπιδότοιχου χωρίς επιπλέον μέτρα προστασίας.

Τα τελευταία χρόνια έχουν αναπτυχτεί οι τεχνικές εκβάθυνσης υφιστάμενων κρηπιδότοιχων με βυθοκόρους είτε πλωτούς είτε από τη στεριά. Παρουσιάζονται τυπικοί τρόποι αύξησης του βάθους παραβολής σύμφωνα με τα πιο πάνω κριτήρια για την κατασκευή μας από Τ.Ο.:

4.1.1 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΝΕΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΣΕ ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΑΠΟ ΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ

Κατασκευάζεται δηλαδή νέος κρηπιδότοιχος σε απόσταση ικανή να μην επηρεαστεί ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος. Η θεμελίωση του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. δεν επιδέχεται σημαντική καταπόνηση ούτε κατά την κατασκευή αλλά ούτε κατά τη λειτουργία του νέου κρηπιδότοιχου. Ο νέος κρηπιδότοιχος ξεκινά από το βάθος -15,0 m μέσα στη λιμενολεκάνη ο πυθμένας της οποίας θεωρήθηκε με μεγάλη κλίση και επομένως δε χρειάζεται εκτεταμένη βυθοκόρηση και καταλήγει να συναντήσει τον παλιό ανάλογα με τον τύπο της νέα κατασκευής βέβαια. Μπορούν να κατασκευαστούν όλοι οι γνωστοί τύποι κρηπιδότοιχων σύμφωνα πάντα με τα δεδομένα του λιμανιού. Οι διάφοροι τύποι κρηπιδότοιχων παρουσιάζονται παρακάτω.

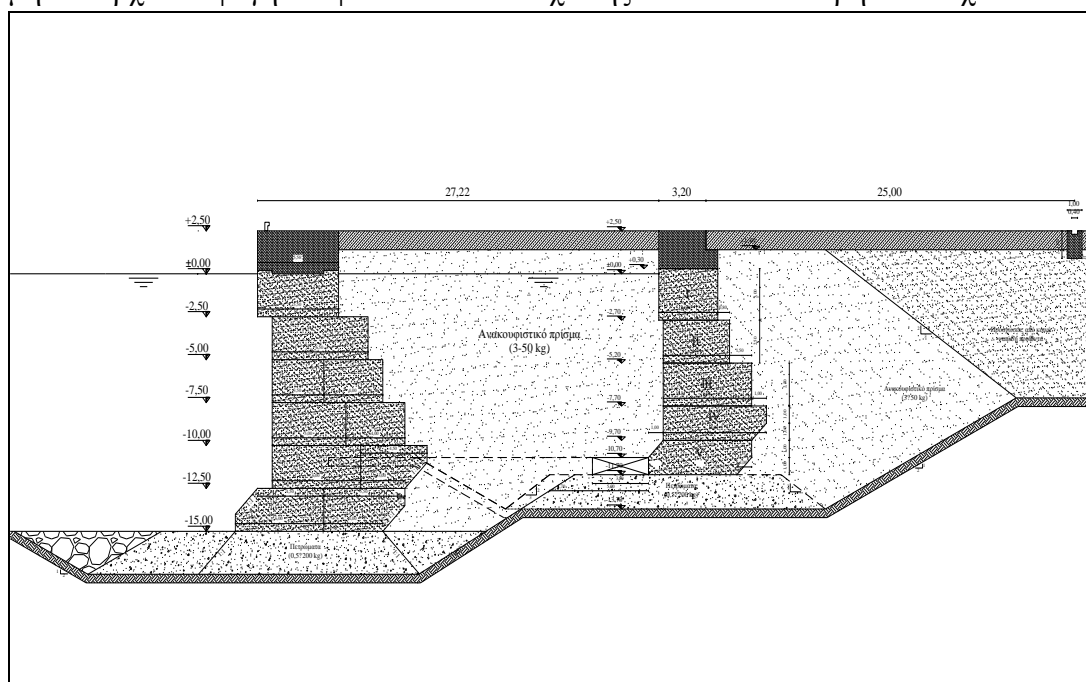
4.1.1.1 ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Γενικά προτιμάται για υγιές έδαφος θεμελίωσης αφού η λειτουργία του στηρίζεται στις αντιδράσεις του στις εξωτερικές δυνάμεις που δρουν σε αυτό, με το ίδιο του το βάρος και με τις δυνάμεις τριβής που αναπτύσσονται μεταξύ των επιφανειών επαφής. Ο νέος κρηπιδότοιχος πρέπει να απέχει τόσο ώστε η θεμελίωση του να μην επηρεάζει τον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο. Η απόσταση καθορίζεται σε γενικές γραμμές από το νέο βάθος προς την απόσταση των θεμελιώσεων παλαιού και νέου που για κλίση 1:1 διαμορφώνει απόσταση τουλάχιστον 20m. Οι γνωστοί κρηπιδότοιχοι βαρύτητας κατασκευάζονται από/με τις εξής μεθόδους (‘Εισαγωγή στα λιμενικά έργα’ Κ. Μέμος, 2008)

4.1.1.1.1 Προκατασκευασμένους ογκόλιθους

Πρόκειται για κρηπιδότοιχο ιδίου τύπου με τον υπό αναβάθμιση κρηπιδότοιχο. Αποτελείται από στρώσεις τεχνητών ογκολίθων από σκυρόδεμα, συνήθως άοπλο, συμπαγών ή κυψελωτών, προκατασκευασμένων και τοποθετούμενων ο ένας πάνω στον άλλον σχηματίζοντας έτσι το κατακόρυφο, στον πυθμένα της λιμενολεκάνης, μέτωπο παραβολής των πλοίων. Οι στρώσεις φτάνουν σε ύψος μέχρι λίγο πιο πάνω από τη στάθμη της θάλασσας και έπειτα γίνεται η κατασκευή της ανωδομής από έγχυτο σκυρόδεμα και η διαμόρφωση του επιπέδου εργασίας. Οι ογκόλιθοι έχουν βάρος μερικές δεκάδες τόνους ανάλογα πάντα με τα διαθέσιμα ανυψωτικά μέσα. Οι κενοί εσωτερικά ή κυψελωτοί, αλλά με τις απαραίτητες εξωτερικές διαστάσεις ογκόλιθοι, ζυγίζουν λιγότερο από τους αντίστοιχους συμπαγείς οπότε είναι ευκολότερη η τοποθέτησή τους αλλά μετά απαιτείται η πλήρωση τους με κατάλληλο υλικό όπως σκυρόδεμα ταχείας πήξεως ή λιθορριπή στις περιπτώσεις μικρής φέρουσας ικανότητας εδάφους θεμελίωσης, για να μπορέσει να λειτουργήσει η κατασκευή ως κρηπιδότοιχος βαρύτητας.

Λόγω του βάρους της κατασκευής δημιουργούνται καθιζήσεις στο έδαφος θεμελίωσης. Αυτό λαμβάνεται υπόψη στον τρόπο τοποθέτησης των ογκολίθων σε ύψος. Σε περιπτώσεις καθιζήσεων οι ογκόλιθοι τοποθετούνται σε στήλες πλάτους αυτό των ογκολίθων και οι αρμοί που δημιουργούνται επιτρέπουν τη σχετική κατακόρυφη μετακίνηση των στηλών αυτών. Έπειτα οι αρμοί σφραγίζονται για να μην υπάρχει διαφυγή εδαφικού υλικού επίχωσης πίσω από τον κρηπιδότοιχο.



Σχήμα 13. Κατασκευή σε απόσταση νέου κρηπιδότοιχου από Τ.Ο.

Η θεμελίωση των κρηπιδότοιχων από Τ.Ο. γίνεται πάνω σε λιθορριπή έδρασης η οποία έχει τοποθετηθεί μέσα σε αύλακα που έχει ανοιχτεί προς εξυγίανση του εδάφους θεμελίωσης. Η λιθορριπή θεμελίωσης έχει ύψος πάνω από 1m και εκτείνεται αριστερά και δεξιά του κρηπιδότοιχου κατά τουλάχιστον ένα μήκος ίσο με αυτό του ύψους του για την κάθε πλευρά. Επιπρόσθετα στην άνω επιφάνεια της

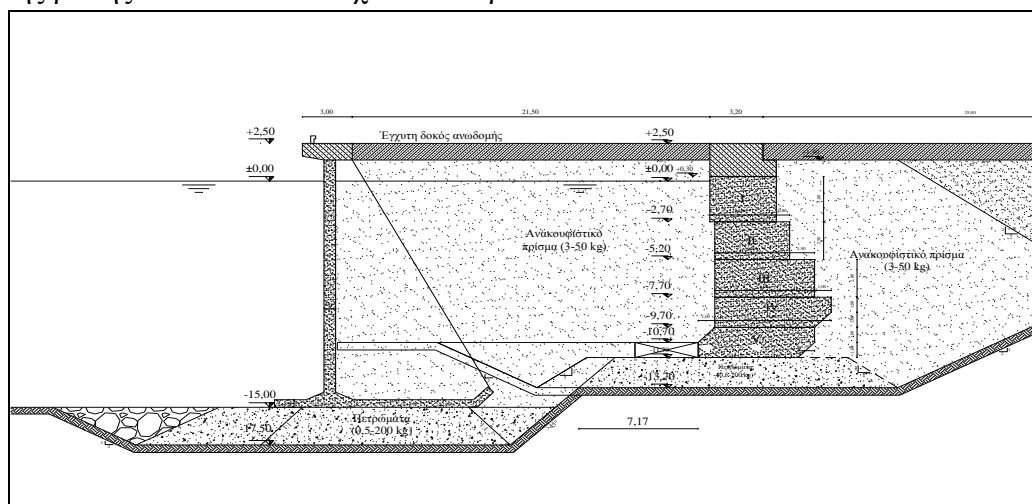
στρώσης έδρασης τοποθετείται εξισωτική στρώση από πιο λεπτόκοκκα υλικά για την πιο εύκολη οριζοντιοποίηση της θεμελίωσης και για μεγαλύτερη αντίσταση σε ολίσθηση.

Για την προστασία του πόδα του κρηπιδότοιχου από υποσκαφές λόγω της δράσης των προπελών τοποθετούνται μπροστά από τον κρηπιδότοιχο είτε πλάκες από σκυρόδεμα είτε λιθοπλήρωτα συρματοκιβώτια. Παράλληλα είναι θεμιτή μια εντός ορίων εκκεντρότητα του κρηπιδότοιχου προς το εσωτερικό των επιχώσεων, για να αντιδρά καλύτερα ο κρηπιδότοιχος στις σεισμικές δράσεις. Αυτή γίνεται με την τοποθέτηση των μεσαίων Τ.Ο. σε μεγαλύτερη απόσταση από το μέτωπο παραβολής σε σχέση με τους ανώτερους και κατώτερους. Τ.Ο.

Τέλος, όπως περιγράφηκε ήδη και στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο, ακριβώς πίσω από την κατασκευή τοποθετείται λιθορριπή μεγάλης γωνίας εσωτερικής τριβής και στενής κοκκομετρικής διαβάθμισης, το ανακουφιστικό πρίσμα. Πίσω από αυτό βρίσκονται οι επιχώσεις από υλικά τυχαίας κοκκομετρικής διαβάθμισης που συνήθως προέρχονται από δάνεια κοντά στην περιοχή του έργου.

4.1.1.1.2 Προκατασκευασμένα οπλισμένα τοιχεία

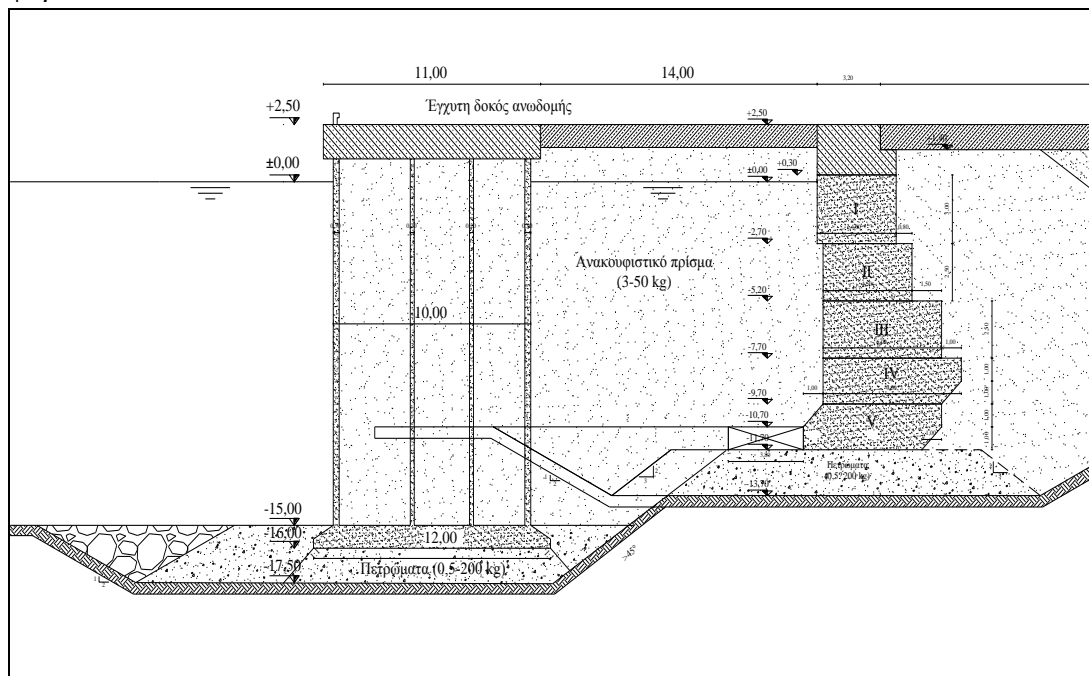
Είναι μεγάλου ύψους τοιχεία προκατασκευασμένα από οπλισμένο ή προτεταμένο σκυρόδεμα με τη συνηθέστερη μορφή να είναι εκείνη του L και τοποθετημένα στο επιθυμητό βάθος πυθμένα. Το οριζόντιο τμήμα αυτού του L καλύπτεται με τα υλικά επίχωσης και λειτουργεί σαν αντίβαρο του τοιχείου. Η κατασκευή των κρηπιδότοιχων αυτών γίνεται απαιτητική για απαιτούμενο μεγάλο ύψος και από κατασκευαστικής άποψης του τοιχείου (εγκάρσιες νευρώσεις, μονολιθική σύνδεση τοιχείου-οριζοντίου τμήματος κτλ) αλλά και σε σχέση με την τοποθέτηση στην τελική του θέση λόγω των μεγάλων του μεγέθους και βάρους. Τέλος θα πρέπει να ληφθεί υπόψη και το μήκος της οριζόντιας βάσης του κρηπιδότοιχου αυτού. Αυτό γιατί κατά τη διάρκεια ενός σεισμού μπορεί να δράσει αρνητικά το μεγάλο του μήκος στην κίνηση του νερού εμπρός και πίσω από τον κρηπιδότοιχο δημιουργώντας αυξημένη υδροδυναμική διαφορά στην φόρτιση και της ίδιας της βάσης αλλά και του τοιχείου εκατέρωθεν.



Σχήμα 14. Κατασκευή σε απόσταση προκατασκευασμένου κρηπιδότοιχου.

4.1.1.1.3 Κυψελωτά κιβώτια (caissons)

Οι κρηπιδότοιχοι αυτοί κατασκευάζονται με τη χρησιμοποίηση κυψελωτών κιβωτίων, μεγάλων διαστάσεων προκατασκευασμένων από οπλισμένο σκυρόδεμα, ορθογωνικής κάτοψης, με μεγάλα κενά/κυψέλες και ανοικτό πάνω μέρος τοποθετημένα στον πυθμένα της λιμενολεκάνης. Τα κυψελωτά κιβώτια κατασκευάζονται κοντά στην ακτή, καθελκούνται και ρυμουλκούνται επιπλέοντα στην τελική τους θέση, καταποντίζονται, πληρούνται με άμμο, κροκάλες, σκυρόδεμα ή και αφήνονται κενά για λόγους ευστάθειας και σκυροδετούνται στο επάνω μέρος, το οποίο απαραίτητως προεκβάλλει από τη στάθμη της θάλασσας, σχηματίζοντας έτσι την ανωδομή τους. Οι κυψέλες σχηματίζονται από εγκάρσια και διαμήκη τοιχώματα με τα εγκάρσια να έχουν οπές για την εξισορρόπηση των υδροστατικών πιέσεων. Πάνω στα τοιχεία εδράζεται η ανωδομή για αυτό και πρέπει να διατάσσονται έτσι ώστε να είναι ικανά να παραλάβουν τα απαιτούμενα κατακόρυφα και οριζόντια φορτία.



Σχήμα 15. Κατασκευή σε απόσταση κυψελωτού κρηπιδότοιχου (caisson)



Εικόνα 9. Caisson.

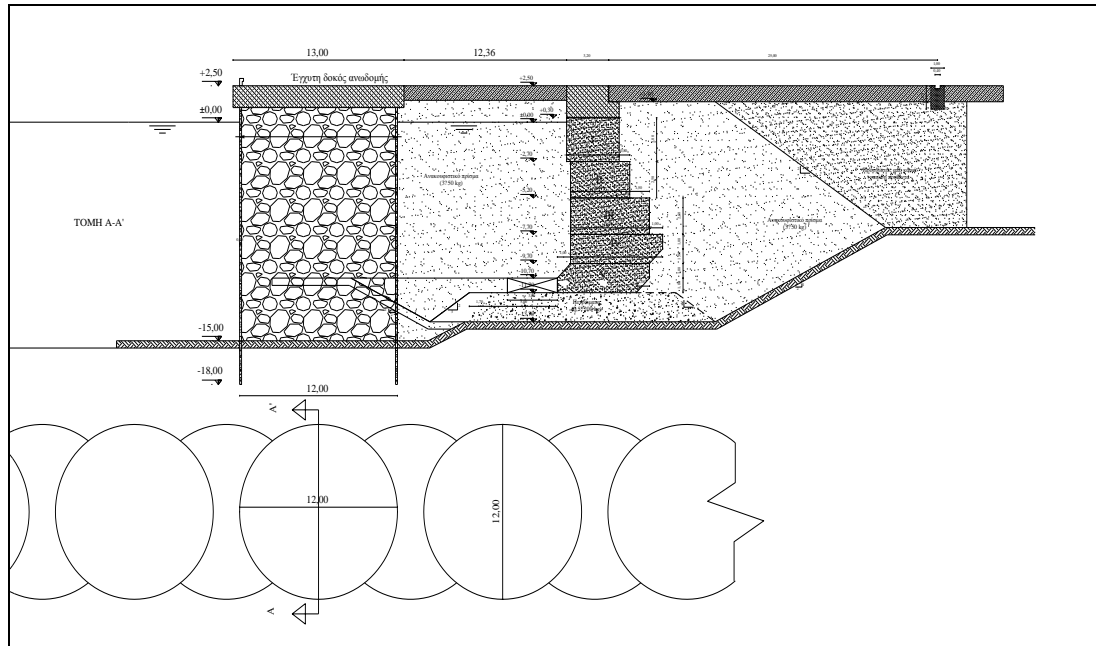
Λόγω των μεγάλων διαστάσεων τους υπάρχουν πολλοί κίνδυνοι στην κατασκευή τους όπως το να δημιουργούνται κατά την τοποθέτησή τους αρμοί μεγάλου πλάτους, να αποκλίνουν από την τελική τους θέση, να προκύπτουν μεγάλες καθιζήσεις κ.α. Αυτά αποφεύγονται με προσεκτική μελέτη όλων των παραγόντων κατά τις φάσεις καθέλκυσης, ρυμούλκησης και πόντισης αφού πρώτα έχει γίνει η σωστή κατασκευή της θεμελίωσης μέσα στη θάλασσα όπου και θα τοποθετηθούν. Επιπλέον πρέπει οι αρμοί που δημιουργούνται να σφραγίζονται για μη γίνει έκπλυση, στις περιπτώσεις που υπάρχει, εδαφικού συγκρατούμενου μέσα στις κυψέλες.

4.1.1.1.4 Κυψέλες ή κελιά από μεταλλικές πασσαλοσανίδες

Ο συγκεκριμένος κρηπιδότοιχος κατασκευάζεται από κατακόρυφες μεταλλικές πασσαλοσανίδες που εμπηγνύμενες στον πυθμένα, σχηματίζουν κλειστές κυψέλες. Οι κυψέλες κυκλικού συνήθως σχήματος, τοποθετημένες σε συνεχή παράταξη, γεμίζονται με εδαφικό υλικό ούτως ώστε να στηριχθεί πάνω τους η ανωδομή του κρηπιδώματος. Επειδή η πασσαλοσανίδα δεν πρέπει να παραλάβουν τις θλιπτικές φορτίσεις της ανωδομής καθώς θα καταστραφούν, πρέπει τα αδρανή πληρώσεως να συμπυκνώνονται και να φθάνουν μετά την καθίζηση τους σε ύψος μεγαλύτερο από αυτό των πασσαλοσανίδων. Επίσης η ανωδομή πρέπει να προεκβάλλει αρκετά προς τη λιμενολεκάνη για την προστασία των πασσαλοσανίδων από επαφή τους με τα παραβάλλοντα πλοία.

Η λειτουργία αυτού του τύπου στηρίζεται στην παραλαβή των κατακόρυφων φορτίων της ανωδομής από τα υλικά πληρώσεως. Δημιουργούνται έτσι ενεργητικές οριζόντιες ωθήσεις στις επιφάνειες των πασσαλοσανίδων οι οποίες παραμορφούμενες τις οδηγούν σε αξονικές αντιδράσεις στην περίμετρο των κυψελών (τοξωτή δράση). Για αυτό το λόγο θα πρέπει να γίνεται προσεκτική έμπηξη των πασσαλοσανίδων ώστε να κλείνουν με ασφάλεια χωρίς να επιβάλλονται πρόσθετες τάσεις στους αρμούς λόγω εκτροπής από την κατακόρυφο και δημιουργία ασυνεχειών. Όσον αφορά τις οριζόντιες φορτίσεις στην περίμετρο των κυψελών τις παραλαμβάνει ο

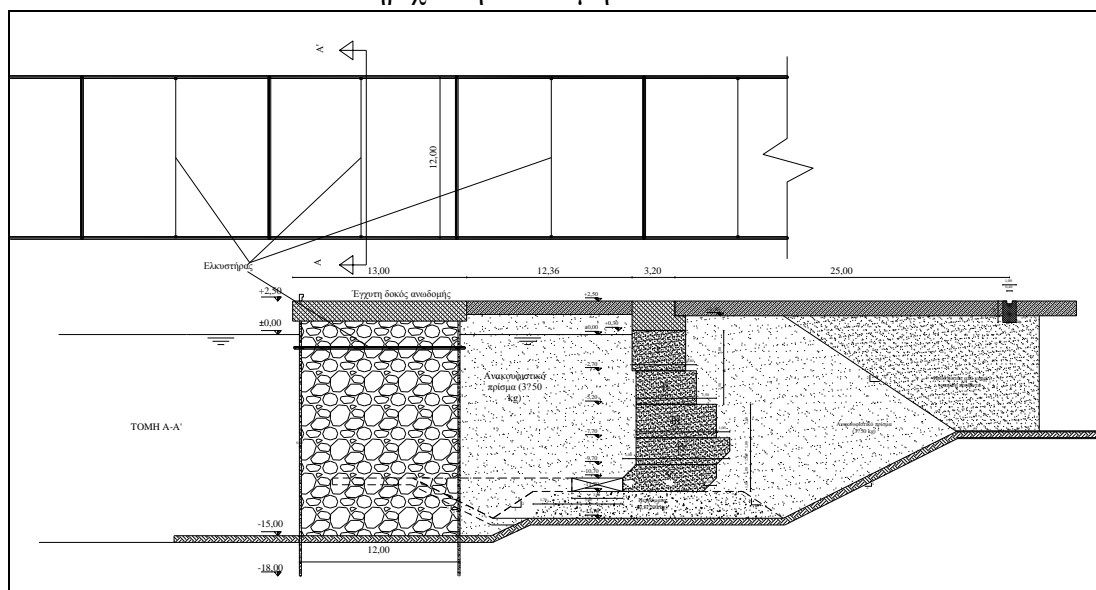
κρηπιδότοιχος σαν έργο βαρύτητας, με την επικουρία των πασσαλοσανίδων που για μήκη έμπηξης μερικών μέτρων (3,0 m) προσφέρουν και οριζόντιες αντιδράσεις λόγω παθητικών εδαφικών ωθήσεων στο εμπηγνύομενο τμήμα.



Σχήμα 16. Κατασκευή σε απόσταση κελιών από πασσαλοσανίδες.

4.1.1.1.5 Διπλά τοιχώματα πασσαλοσανίδων

Ο τύπος αυτός προκύπτει από την έμπηξη δύο παράλληλων σειρών πασσαλοσανίδων στον πυθμένα, με τις συνεχείς πασσαλοσανίδες να σχηματίζουν τα δύο κατακόρυφα μέτωπα κατά μήκος του δημιουργούμενου κρηπιδώματος. Οι δύο δημιουργημένοι παράλληλοι τοίχοι συνδέονται στο πάνω τμήμα τους με ελκυστήρες και γεμίζεται ο μεταξύ τους χώρος με τα απαραίτητα αδρανή υλικά πάνω στα οποία θα κατασκευαστεί και θα στηριχτεί η ανωδομή.



Σχήμα 17. Κατασκευή σε απόσταση κρηπιδότοιχου από διπλά τοιχώματα πασσαλοσανίδων.

Ισχύουν περίπου παρόμοιοι κίνδυνοι καταστροφής των πασσαλοσανίδων από θλιπτικά φορτία στην καθ' ύψος διάσταση τους είτε από την ανωδομή είτε κατά την έμπηξη τους, καθώς επίσης και από τυχόν επαφή τους με πλοία, όπως ισχύουν και στον παραπάνω τύπο κυψελωτού κρηπιδότοιχου.

Όσον αφορά τη στατική του λειτουργία αυτός ο τύπος κρηπιδότοιχου, σε αντίθεση με τον κυψελωτό, μετατρέπει τις οριζόντιες ενεργητικές ωθήσεις των γαιών πληρώσεως σε καμπτικές ροπές αντοχής καθ' ύψος. Στη συνέχεια τις μεταβιβάζει στο έδαφος εμπήξεως με τη μορφή παθητικών ωθήσεων εδάφους, αφού το διαμορφωμένο μήκος εμπήξεως τώρα είναι μεγαλύτερο. Αλλά για τις εξωτερικές οριζόντιες δυνάμεις ισχύει ότι και για την προαναφερθείσα περίπτωση. Δηλαδή ο πληρωμένος με αδρανή κρηπιδότοιχος, που έχουν δημιουργήσει οι δύο παράλληλοι τοίχοι πασσαλοτοιχίων, αντιστέκεται με το ίδιο βάρος του στις δυνάμεις αυτές που τείνουν να τον ανατρέψουν και να τον μετατοπίσουν.

4.1.1.1.6 Επί τύπου άοπλο σκυρόδεμα

Πρόκειται για την κατασκευή μονολιθικού κρηπιδότοιχου από άοπλο σκυρόδεμα σε όρυγμα και την αφαίρεση έπειτα του προσωρινού φράγματος που έχει κατασκευαστεί για την εν ξηρώ εργασία μπροστά από αυτόν ώστε να αποκαλυφθεί το επιθυμητό βάθος. Η κατασκευή αυτή έχει ανά τακτά μήκη αρμούς συστολής κι διαστολής. Καθ' ύψος έχει οριζόντιους κατασκευαστικούς αρμούς καθώς δεν είναι δυνατό να σκυροδετηθεί με μία ενέργεια λόγω ιδιοτήτων και αδυναμιών του σκυροδέματος. Τέτοιες είναι η ανάγκη του για εκτεταμένη συμπίκνωση του σε όλη τη μάζα του τοίχου και η αφυδάτωση του εσωτερικού σε περίπτωση μονοκόμματης σκυροδέτησης. Η στατική λειτουργία είναι ίδια με αυτή του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. χωρίς τις σχετικές μετακινήσεις των Τ.Ο.

4.1.1.1.7 Επί τύπου οπλισμένο σκυρόδεμα

Και ο τύπος αυτός γίνεται σε όρυγμα από προσωρινό φράγμα στον πυθμένα λιμενολεκάνης για την εξασφάλιση ξηρών συνθηκών και αφορά κατασκευή κρηπιδότοιχου από έγχυτο, οπλισμένο σκυρόδεμα μορφής L. Ισχύουν τα όσα αναφέρθηκαν πιο πάνω για τους κρηπιδότοιχους από προκατασκευασμένα τοιχεία μόνο που τώρα θεμέλιο και βάση είναι το ίδιο ενώ είναι αναμενόμενο πως τέτοιου είδους κατασκευές δεν χρησιμοποιούνται για μεγάλα ύψη λόγω κατασκευαστικών αδυναμιών.

4.1.1.1.8 Διαφραγματικά τοιχώματα

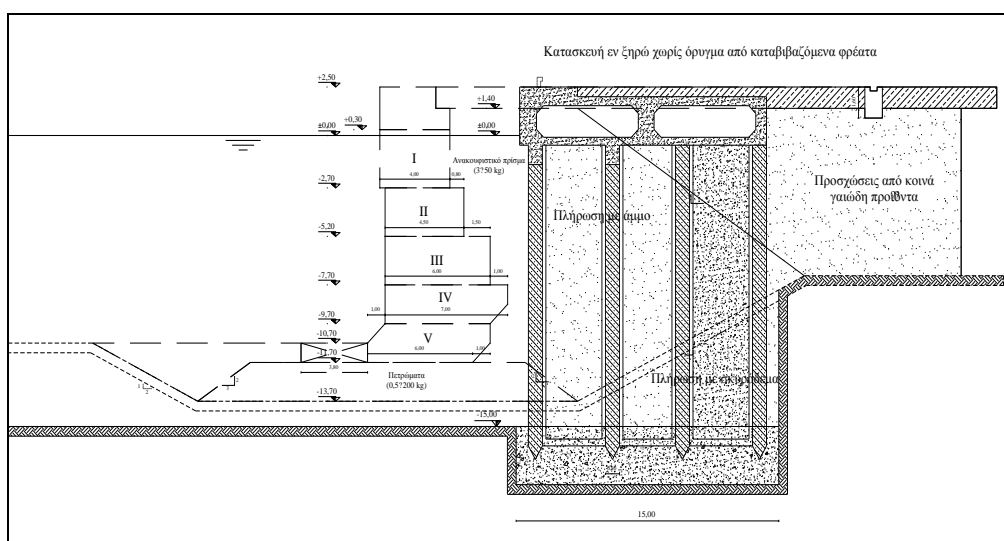
Η κατασκευή τους γίνεται εν ξηρώ από την επιφάνεια του εδάφους με το εδαφικό υλικό εμπρός από το μέτωπο του έργου, να αφαιρείται εκ των υστέρων και αφορά τη δημιουργία κατακόρυφων συνεχών τοιχίων που σε κάτοψη σχηματίζουν μια διάταξη με γωνίες που προεκβάλλουν στο νερό και κοίλα που εισχωρούν στα αντιστηριζόμενα εδάφη. Η μορφή αυτή του διαφράγματος είναι τέτοια ώστε να ικανοποιούνται οι συντελεστές ασφαλείας σε ανατροπή και ολίσθηση. Εγκάρσια στους διαφραγματικούς τοίχους κατασκευάζονται κατακόρυφα τοιχεία που διευκολύνουν τη στήριξη αναπτύσσοντας δυνάμεις τριβής με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Τα εγκάρσια αυτά τοιχεία ενισχύσεως μπορούν να αγκυρωθούν με

κατακόρυφους ελκυστήρες στο βραχώδες έδαφος θεμελίωσης. Τέλος πάνω στους διαφραγματικούς τοίχους κατασκευάζεται η ανωδομή του κρηπιδότοιχου.

4.1.1.1.9 Καταδυόμενα φρέατα

Όπως και στα διαφραγματικά τοιχώματα η κατασκευή του τύπου αυτού γίνεται εν ξηρώ, χωρίς όρυγμα, με την τελική αφαίρεση του εδάφους μπροστά από τον δημιουργούμενο κρηπιδότοιχο. Ο τύπος αυτός αφορά την κατασκευή καταβιβαζόμενων φρεάτων ή ανοικτών κιβωτίων με την τμηματική σκυροδέτηση των κατακόρυφων τοιχίων του χωρίς βάση κιβωτίου να γίνεται ταυτόχρονα με την εκσκαφή ανάμεσα στους τοίχους. Οι δύο διαδικασίες γίνονται ταυτόχρονα για τη διευκόλυνση της βύθισης του κιβωτίου αλλά και σκυροδέτησης των τοιχίων πάνω από τον υδροφόρο ορίζοντα. Η εκσκαφή στο εσωτερικό γίνεται με αρπάγη και δύτες. Στη βύθιση των κιβωτίων αυτών διευκολύνει και η κατασκευή ονύχων στα άκρα των τοιχίων τα οποία είναι από άοπλο σκυρόδεμα. Εν τούτοις η κατακορυφότητα είναι δύσκολο να τηρηθεί λόγω των μεγάλων διαστάσεων (15 × 15 m), των ανωμαλιών του εδάφους θεμελίωσης και άλλων δυσχερειών δημιουργώντας αρμούς (0,5-3,0 m) μεταξύ των κιβωτίων μεγαλύτερων σε σχέση με τους άλλους τύπους. Οι αρμοί σφραγίζονται με έγχυτο σκυρόδεμα, πασσάλους, πασσαλοσανίδες, φίλτρα από αδρανή ή συνθετικά υλικά.

Μετά τη διείδυση της κατασκευής στο επιθυμητό βάθος γίνεται η κατασκευή της βάσης του κιβωτίου με σκυρόδεμα με ειδική μέριμνα για τις ανωστικές δυνάμεις που υπάρχουν. Έπειτα γίνεται η επανεπλήρωση των κυψελών που έχουν δημιουργηθεί με υλικά πληρώσεως το ασθενές σκυρόδεμα, εδαφικά αδρανή ή ακόμα και να αφεθούν κενά για να πληρωθούν από το θαλασσινό νερό. Στο τέλος γίνεται η κατασκευή της ανωδομής που στηρίζεται στα καταβιβαζόμενα φρέατα.



Σχήμα 18. Κατασκευή εν ξηρώ πίσω από τον υφιστάμενο ενός νέου κρηπιδότοιχου από καταδυόμενα φρέατα.

ΔΙΑΠΙΣΤΩΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ.

Η κατασκευή τοίχου βαρύτητας σε απόσταση από τον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο έχει τα εξής μειονεκτήματα τα οποία καθιστούν τους προαναφερθέντες τύπους μη επιλέξιμους για την αναβάθμιση:

- Απαιτούν τη χρησιμοποίηση μεγάλης ποσότητας υλικών για επίχωση μεταξύ της νέας κατασκευής και του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου λόγω της μεγάλης απόστασης που έχει απαιτηθεί για να μην επηρεαστεί ο παλαιός.
- Μειώνουν με την εισχώρηση τους στη λιμενολεκάνη το εμβαδό της ίδιας και τον κύκλο ελιγμών αλλάζοντας ταυτόχρονα τα κυματικά χαρακτηριστικά του λιμένα με τη δημιουργία κατακόρυφων μετώπων πιο κοντά στην είσοδο του λιμένα.
- Όπως και ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος έτσι και οι νέες κατασκευές δε θα επιδέχονται αργότερα μεγάλες επεμβάσεις, ως έργα βαρύτητας.
- Οι μεγάλοι όγκοι των κατασκευών που απαιτούνται για τη λειτουργία τους ως έργα βαρύτητας είναι τις περισσότερες φορές αντιοικονομικές σε σχέση με κρηπιδότοιχους από εύκαμπτα διαφράγματα ή ανοικτούς κρηπιδότοιχους που θα αναλυθούν παρακάτω.
- Οι τέσσερις τελευταίοι τύποι κατασκευής που είναι τύποι εν ξηρώ εργασίας σε αντίθεση με τους πέντε εν υγρώ πρώτους, απαιτούν την αφαίρεση του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου. Πράγμα ασύμφορο και μη συμβαδίζον με τη λογική της αναβάθμισης στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο με όσο το δυνατόν μικρότερης κλίμακας, ευέλικτα και όχι πολύ χρονοβόρα έργα.

4.1.1.2 ΕΥΚΑΜΠΤΑ ΔΙΑΦΡΑΓΜΑΤΑ

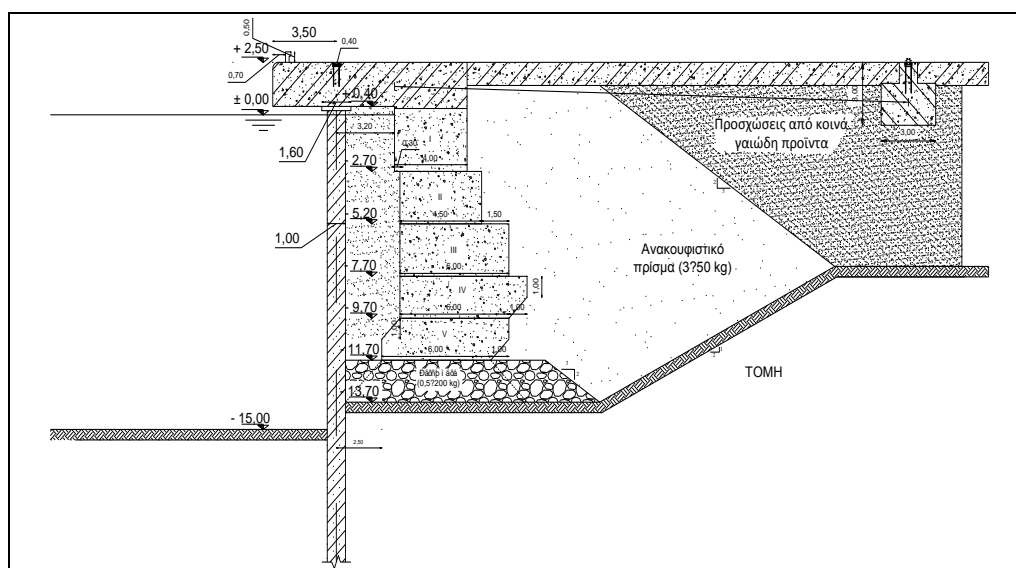
Ο κρηπιδότοιχος αυτός κατασκευάζεται με πασσαλοτοιχία από σιδηροπαγές σκυρόδεμα ή με σιδηροπασσαλοσανίδες. Αυτού του είδους οι κρηπιδότοιχοι αποτελούν ουσιαστικά ανθεκτικά διαφράγματα στηρίξεως των εδαφών που βρίσκονται από πίσω τους και ανήκουν στην κατηγορία των κλειστών κρηπιδότοιχων ελαφρού τύπου γιατί η λειτουργία τους δε βασίζεται στο ίδιο βάρος της κατασκευής αλλά κυρίως στην αντοχή σε κάμψη των πασσαλοσανίδων. Η αντιστήριξη των διαφραγμάτων γίνεται είτε με αγκύρια είτε από πασσάλους υπό κλίση, ενώ σε περιπτώσεις πολύ βαθειάς έμπηξης στον πυθμένα μπορούν να θεωρηθούν ότι πακτώνονται.

Τα πασσαλοτοιχία και οι πασσαλοσανίδες είναι εφοδιασμένα με τόρμους και εντορμίες για τη στεγανοποίηση των διαφραγμάτων. Στα πασσαλοτοιχία από σιδηροπαγές σκυρόδεμα μπορεί να κατασκευάζονται μόνο εντορμίες και μετέπειτα να γεμίζονται τα κενά με υλικό πλήρωσεως όπως το σκυρόδεμα. Αυτό είναι συνηθισμένη πρακτική καθώς κατά την έμπηξη των πασσαλοτοιχιών μπορεί να υπάρχει απόκλιση από την κατακόρυφο. Μία άλλη συνηθισμένη τεχνική για τη στεγανοποίηση των δημιουργούμενων διαφραγμάτων είναι η κατασκευή αλληλοτεμνόμενων κυκλικών πασσάλων. Στους αλληλοτεμνόμενους πασσάλους γίνεται εναλλαγή οπλισμένου και άοπλου πάσσαλου με τον πρώτο να σκυροδετείται

λίγο πιο μετά από το δεύτερο κι έτσι να τον τέμνει. Αντίθετα οι πασσαλοσανίδες κατασκευάζονται συνήθως από μεταλλικά ελάσματα αλλά και ξύλο, διαφόρων διατομών με ποικιλία σχημάτων, παχών και μηκών.



Εικόνα 10. Κατασκευή κρηπιδότοιχου με σιδηροπασσαλοσανίδες.

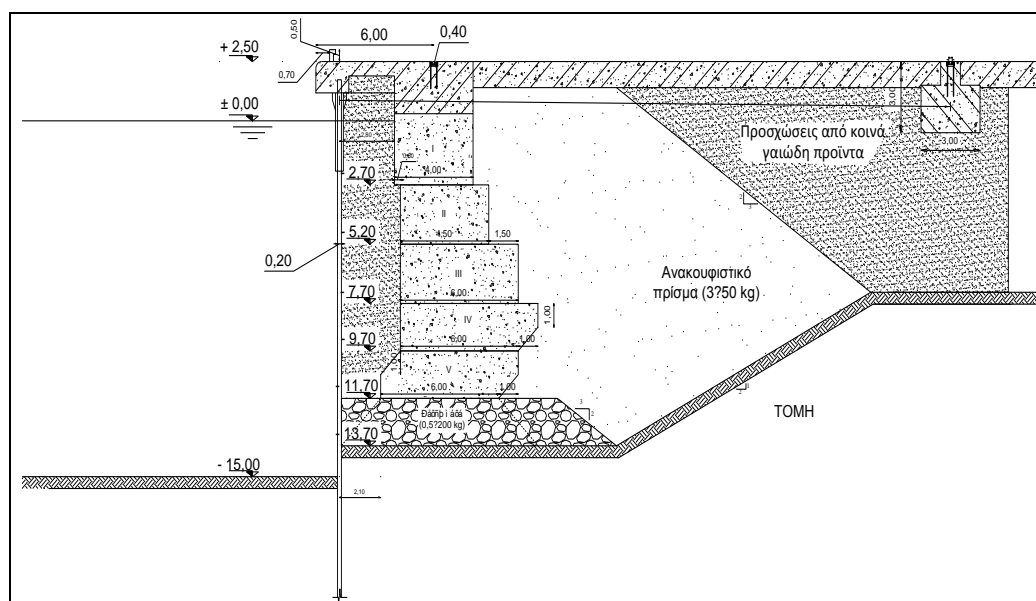


Σχήμα 19. Εύκαμπτος διαφραγματικός κρηπιδότοιχος από πασσαλοτοιχία.

Έχοντας αντιστηρίξει τα εδάφη πίσω τους, γίνεται δυνατή η κατασκευή της ανωδομής το βάρος της οποίας θα το παραλάβουν οι αντιστηριζόμενες γαίες. Εκείνες με τη σειρά τους ωθούν τα εύκαμπτα διαφράγματα με τις οριζόντιες ενεργητικές δυνάμεις, με τα δεύτερα να αντιστέκονται με την καμπτική τους αντοχή. Υπάρχει βέβαια και η περίπτωση των πασσάλτοιχιών από σκυρόδεμα που έχουν από μόνοι τους μεγάλη αντοχή στις θλιπτικές φορτίσεις της ανωδομής. Είναι βέβαια απαραίτητο να προστατεύονται τα διαφράγματα από τυχόν συγκρούσεις πλοίων κατά την

παραβολή ειδικά οι σιδηροπασσαλοσανίδες αλλά και από έκθεση και διάβρωση του χάλυβα. Η πρώτη περίπτωση ελέγχεται με την εισχώρηση της ανωδομής στην λιμενολεκάνη προστατεύοντα τα υπερκείμενα διαφράγματα. Η δεύτερη περίπτωση ελέγχεται με την προστασία του χάλυβα με μεγάλη επικάλυψη του οπλισμού των πασσάλων και την κάλυψη των σιδηροπασσαλοσανίδων με σκυρόδεμα στο τμήμα όπου εκτίθεται τότε στον αέρα και τότε στο νερό λόγω κυματισμών.

Γενικά η κατασκευή εύκαμπτων διαφραγμάτων είναι αρκετά οικονομικότερη από τις υπόλοιπες για μαλακά εδάφη και μικρά μήκη εμπήξεως αλλά πέρα από κάποιο βάθος γίνονται αντιοικονομικές και δύσκολο να μηχθούν ακέραιες.

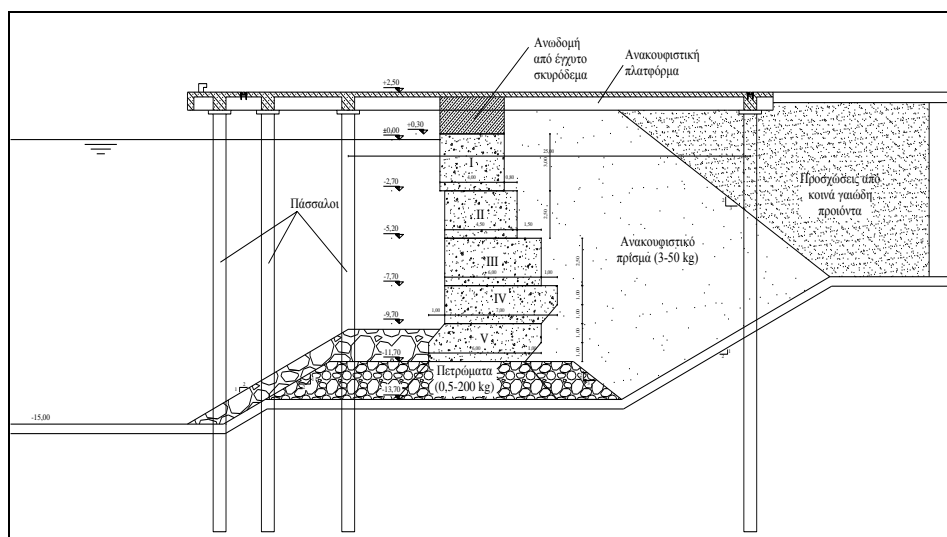


Σχήμα 20. Εύκαμπτο διαφραγματικός κρηπιδότοιχος από σιδηροπασσαλοσανίδες.

4.1.1.3 ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΑΝΟΙΚΤΟΥ ΤΥΠΟΥ

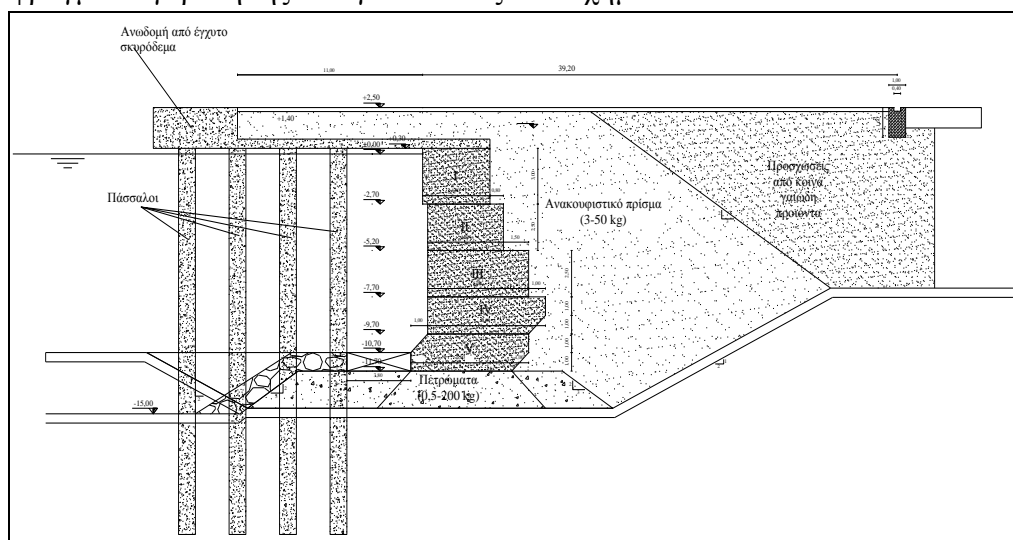
Η στήριξη της ανωδομής γίνεται μέσω πασσάλων με φέρουσα ικανότητα που προσδιορίζεται από την αντοχή αιχμής και την τριβή στην παράπλευρή τους επιφάνεια. Οι ανοικτοί κρηπιδότοιχοι μπορεί να διαχωριστούν σε δύο τύπους, δηλαδή στους κρηπιδότοιχους υψηλού φέροντος καταστρώματος και στους κρηπιδότοιχους ανακούφισης. Γενικά οι τύποι αυτοί κρηπιδότοιχων εφαρμόζονται για οποιοδήποτε βάθος πυθμένα. Ιδιαίτερα όμως πλεονεκτούν από άποψη κόστους κατασκευής σε σχέση με τους άλλους τύπους κρηπιδότοιχων, όταν ο πυθμένας θεμελιώσεως βρίσκεται σε μεγάλα βάθη.

Στον πρώτο τύπο κρηπιδότοιχου, τον υψηλού φέροντος καταστρώματος, το φέρον καταστρώμα βρίσκεται στο καθορισμένο επίπεδο εργασίας και κυκλοφορίας του κρηπιδότοιχου, Σχήμα 21.



Σχήμα 21. Ανοικτός κρηπιδότοιχος υψηλού φέροντος καταστρώματος με ανακουφιστική πλατφόρμα

Στο δεύτερο τύπο των κρηπιδότοιχων ανακούφισης το φέρον κατάστρωμα βρίσκεται κάτω από το επίπεδο κυκλοφορίας ο δε μεταξύ αυτών χώρος γεμίζεται με γαίες και υλικά οδοστρωσίας. Προς την ξηρά οι κρηπιδότοιχοι αυτοί διαθέτουν διάφραγμα συγκράτησης των γαιών όπως στο Σχήμα 22.



Σχήμα 22. Ανοικτός κρηπιδότοιχος με χαμηλό φέρον κατάστρωμα.

4.2 ΕΝΙΣΧΥΣΗ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ Τ.Ο.

Στην πάροδο των σαράντα και πλέον χρόνων από την κατασκευή των κρηπιδότοιχων στα περισσότερα ελληνικά λιμάνια λογικό είναι πως έχουν συντελεστεί φθορές, άλλες όχι σοβαρές και άλλες που θέτουν την ασφάλεια του κρηπιδότοιχου σε κίνδυνο. Χαρακτηριστικό παράδειγμα είναι η σχετική μετακίνηση των τεχνητών ογκολίθων ενός κρηπιδότοιχου μετά από κάποιο μεγάλο σεισμό ή η καθίζηση του δαπέδου εργασίας πίσω από αυτόν λόγω στροφής του κρηπιδότοιχου προς τη λιμενολεκάνη. Η αναβάθμιση των κρηπιδωμάτων για παραλαβή νέων

φορτίων οδηγεί στην απαίτηση ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος να πληρεί όλες τις παραμέτρους ασφαλείας.

Έλεγχοι της κατάστασης και απαιτούμενη συντήρηση τους θα πρέπει να γίνονται κάθε 5-7 χρόνια. Όμως για την ελληνική πραγματικότητα τα πράγματα είναι διαφορετικά. Οι έλεγχοι είναι ελλιπείς μιας και πολλά από τα λιμάνια είναι ανεπαρκή, με απαρχαιωμένα συστήματα διοίκησης και λειτουργίας, αυτόνομα με κρατική κηδεμονία και χωρίς κανένα συντονισμό. Σε συνδυασμό με το ότι η Ελλάδα είναι από τις πιο σεισμογενείς περιοχές, είναι σχεδόν σίγουρο πως κάθε κρηπιδότοιχος κατασκευασμένος πριν το 1980 δεν μπορεί να παραλάβει νέα φορτία με ασφάλεια πριν από μια σημαντική συντήρηση και σε πολλές περιπτώσεις, όπου η συντήρηση δεν αρκεί, με ουσιαστικές αλλαγές στην ίδια τη δομή του κρηπιδότοιχου, όπως προσθήκη αγκυρίων και βλήτρων κατά βάθος στον κρηπιδότοιχο.

Τα τμήματα του κρηπιδότοιχου που δέχονται τη μεγαλύτερη φθορά είναι αρχικά ο πόδας του λόγω υποσκαφής του από τις προπέλες των πλοίων και τη δημιουργία στροβιλισμών στο νερό μεγάλης ταχύτητας. Έπειτα οι τεχνητοί ογκόλιθοι μετακινούνται από την αρχική τους θέση είτε λόγω σεισμικής δράσης είτε σύγκρουσης πλοίου στο κρηπίδωμα είτε μεγαλύτερης φόρτισης από αυτήν που έχει σχεδιαστεί να αντέχει, πίσω από τον κρηπιδότοιχο, στο επίπεδο εργασίας. Τέτοιες σχετικές μετακινήσεις δημιουργούν σημεία ασυνέχειας στον κρηπιδότοιχο και απότομης αλλαγής της γεωμετρίας του. Σε αυτά τα σημεία εμφανίζονται συνήθως οι πρώτες σημαντικές φθορές όπως είναι η διάβρωση των τεχνητών ογκολίθων και η διαφυγή υλικού επίχωσης από τις ασυνέχειες λόγω και της παλινδρομικής κίνησης του νερού εμπρός και πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Με την αναβάθμιση θα γίνει ταυτόχρονα και βελτίωση των συνθηκών φόρτισης των παλαιών έργων του κρηπιδώματος κάνοντάς τα πιο ασφαλή και λειτουργικά.

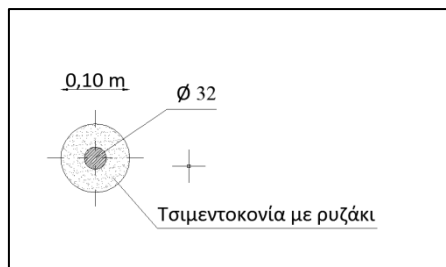
Υπάρχουν αρκετές τεχνικές ενίσχυσης κρηπιδότοιχου με σκοπό την αύξηση της ευστάθειας της υφιστάμενης κατασκευής. Παρατίθενται κάποιες τυπικές λύσεις σύμφωνα με τους αρχικά αναφερθέντες παράγοντες:

4.2.1 ΜΕΤΡΑ ΑΥΞΗΣΗΣ ΤΩΝ ΠΑΘΗΤΙΚΩΝ ΩΘΗΣΕΩΝ

Αντικατάσταση του μαλακού συνεκτικού εδαφικού υλικού μπροστά από τον τοίχο του κρηπιδώματος με μη συνεκτικό υλικό υψηλής ειδικής πυκνότητας και μεγάλου ειδικού βάρους για την ανάπτυξη μεγαλύτερων παθητικών ωθήσεων. Κάτι τέτοιο όμως παρουσιάζει περιορισμούς ακριβώς μπροστά από το κρηπίδωμα στην περίπτωση των τεχνητών ογκολίθων, αφού θα οδηγούσε σε ανατροπή του τοίχου που είναι βαρύτητας. Η αντικατάσταση αυτή επιλέγεται στις προτεινόμενες περιπτώσεις του ανοικτού κρηπιδότοιχου και του κρηπιδότοιχου με πασσαλοτοιχία που περιγράφονται παρακάτω. Στην περίπτωση του ανοικτού κρηπιδότοιχου γίνεται και η κατασκευή πρανούς που συντελεί στην άμεση στήριξη του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου από Γ.Ο.

Συμπύκνωση σε περίπτωση μη συνεκτικού εδαφικού υλικού μπροστά από τον κρηπιδότοιχο ή σταθεροποίηση με ενέσεις τσιμέντου για διαπερατά, μη συνεκτικά εδάφη. Και στις δύο αυτές περιπτώσεις το κέρδος λόγω των παθητικών ωθήσεων

Αυτό μπορεί να γίνει με τη διαμόρφωση βλήτρων που διαπερνούν κατακόρυφα τους Τ.Ο. και τους συνδέουν. Τα βλήτρα δημιουργούνται από οπές μικρής διαμέτρου στους Τ.Ο. όπου μέσα τοποθετούνται διαμήκεις ράβδοι σιδήρου και ύστερα συνεκτικό υλικό. Έτσι ο κρηπιδότοιχος μετατρέπεται κατά κάποιον τρόπο από έναν πρόβολο σε μία αμφιέριστη κατασκευή και οι δράσεις επαφής μεταξύ των Τ.Ο. αλλά κυρίως της θεμελίωσης, είναι μικρότερες.



Σχήμα 24. Βλήτρα σύνδεσης Τ.Ο.

Στήριξη του υφιστάμενου με διαμόρφωση νέας κατασκευής κρηπιδότοιχου από πασσαλοσανίδες ακριβώς μπροστά από τον υφιστάμενο. Η νέα αυτή κατασκευή μπορεί να αγκυρωθεί είτε με οριζόντια αγκύρια και/ή κεκλιμένους πασσάλους, είτε με μία υπερκατασκευή που εδράζεται πάνω στις πασσαλοσανίδες στο ένα άκρο της ενώ στο άλλο μακριά από την κρηπίδα στερεώνεται σε πασσάλους. Αυτή η νέα διάταξη από πασσαλοσανίδες αν και θα είναι σε επαφή με τον υπάρχον κρηπιδότοιχο δεν θα πρέπει να επιβαρύνει το έδαφος θεμελίωσης του έργου βαρύτητας γιατί αυτό θα οδηγήσει στην κατάρρευση του ειδικά κατά τη φάση κατασκευής της πρώτης.

Επέκταση προς τα εμπρός μιας εξέδρας, από οπλισμένο σκυρόδεμα, εδρασμένης σε πασσάλους μέσα στη λιμενολεκάνη (ανοικτός κρηπιδότοιχος) αλλά και σε πασσάλους μέσα στις επιχώσεις του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. χωρίς να επηρεαστεί η θεμελίωση του υφιστάμενου Σχήμα 23. Αυτό βέβαια απαιτεί επαρκή χώρο μέσα στη λιμενολεκάνη αφού αυτή θα μικρύνει σημαντικά. Αν υπάρξει μεγάλη αλλαγή των χαρακτηριστικών της λιμενολεκάνης (π.χ. του κύκλου ελιγμών των πλοίων, του ύψους των ανακλώμενων κυμάτων κ.α.) μπορεί να οδηγήσει στην αστοχία όλου του λιμανιού από λειτουργικής άποψης. Ένα θετικό αυτής της επέκτασης είναι ότι ο χώρος λειτουργίας χειρισμού των φορτίων θα αυξηθεί.

5 1^Η ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ: ΑΝΟΙΚΤΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ

5.1 ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΝΕΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Το νέο κρηπίδωμα αποτελείται από δύο μέρη, τον ανοιχτό κρηπιδότοιχο όπου παραβάλουν τα πλοία και γίνονται οι κύριες λειτουργίες φορτοεκφόρτωσης αυτών και τον παλαιό κρηπιδότοιχο από Τ.Ο. που τώρα έχει μετατραπεί σε έναν τοίχο αντιστήριξης γαιών με επιπλέον θωράκιση του από μπροστά (σχέδια στο παράρτημα). Στον κρηπιδότοιχο από Τ.Ο ασκούνται στη διάρκεια του σεισμού και οριζόντιες και κατακόρυφες φορτίσεις. Από τις πρώτες καλείται να παραλάβει μόνο ένα μέρος τους, καθώς τα αγκύρια που θα τοποθετηθούν κατά μήκος του κρηπιδώματος θα αναλάβουν τον κύριο όγκο των οριζόντιων στατικών και δυναμικών φορτίσεων. Ενώ και τις κατακόρυφες φορτίσεις στο μεγαλύτερο μέρος τους θα τις αναλάβει η νέα διάταξη του ανοικτού κρηπιδότοιχου και θα τις μεταβιβάσει με ασφάλεια μέσω των πασσάλων στο έδαφος.

Ο ανοικτός κρηπιδότοιχος αποτελείται μία ισχυρή συνεχή εξέδρα που στηρίζεται σε πασσάλους. Η άνω επιφάνεια της εξέδρας αυτής αποτελεί το κατάστρωμα κυκλοφορίας και φορτοεκφόρτωσης των εμπορευμάτων.

Από κατασκευαστική άποψη το κατάστρωμα αποτελείται από μία πλάκα που στηρίζεται σε μία εσχάρα από διαμήκεις (δευτερεύουσες) και εγκάρσιες (κύριες), προς την κατά μήκος διάσταση του κρηπιδότοιχου, δοκούς. Οι διαμήκεις (δευτερεύοντες δοκοί) στηρίζουν την πλάκα του καταστρώματος και τα φορτία που βρίσκονται πάνω τους τα οποία και διαβιβάζουν στις κύριες (εγκάρσιες) δοκούς. Οι κύριες δοκοί στηρίζονται σε εγκάρσιες συστοιχίες πασσάλων οι οποίοι και διαβιβάζουν τα φορτία στο έδαφος.

Το πλάτος καταστρώματος εξαρτάται και από την απόσταση από τον πυθμένα στο οποίο πρέπει να βρίσκεται η άκρη του κρηπιδώματος όπου και παραβάλουν τα πλοία καθώς και από την κατάσταση ευστάθειας του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου από Τ.Ο., στην οποία σημαντικό ρόλο παίζει και η απόσταση τοποθέτησης της ανάντη σιδηροτροχιάς. Θεωρητικά το πλάτος εξέδρας εξαρτάται και από τα δεδομένα της λιμενολεκάνης, κυρίως του εμβαδού αυτής, που όμως εδώ θεωρείται ικανή να δεχθεί τη μείωση που θα της προκαλέσει η ίδια η εξέδρα. Το πλάτος λοιπόν της εξέδρας έχει διαμορφωθεί στα 32,7 m από την άκρη του παλαιού κρηπιδότοιχου.

Το υλικό κατασκευής τόσο του φέροντος οργανισμού (πλάκα και δοκοί) όσο και των πασσάλων είναι το σιδηροπαγές σκυρόδεμα, γιατί δεν δημιουργεί προβλήματα προστασίας λόγω σκωρίασης των μετάλλων. Η πλάκα της εξέδρας έχει πάχος 0,35 m ενώ οι δοκοί είναι πλάτους 1,10 m και ύψους 0,95 m.

Στον υψηλού φέροντος καταστρώματος κρηπιδότοιχο που έχουμε στη συγκεκριμένη περίπτωση, το φέρον κατάστρωμα βρίσκεται στο καθορισμένο επίπεδο εργασίας και κυκλοφορίας του κρηπιδότοιχου ενώ παράλληλα προς την ξηρά το ρόλο του διαφράγματος συγκράτησης των γαιών παίζει στην περίπτωση μας ο υπάρχων

κρηπιδότοιχος από Τ.Ο. Το επίπεδο αυτό έχει καθοριστεί σε 2,50 m ύψος πάνω από τη μέση στάθμη θάλασσας.

Οι έλεγχοι σε ευστάθεια γίνονται για φόρτιση του ανοικτού κρηπιδότοιχου κατηγορίας 3 και ισχύουν τα όσα περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 4 για τις κατακόρυφες και οριζόντιες φορτίσεις του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου από Τ.Ο.

5.2 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Τ.Ο. ΥΠΟ ΤΗ ΝΕΑ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΥ ΑΝΟΙΚΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Τα φορτία που ασκούνται στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο είναι τα ίδια με αυτά που έχουν ήδη περιγραφεί στο κεφάλαιο 3 μαζί με κάποια πρόσθετα τα οποία περιγράφονται στη συνέχεια.

5.2.1 ΠΑΘΗΤΙΚΕΣ ΩΘΗΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Τ.Ο.

Μπροστά από τον παλιό κρηπιδότοιχο έχουν τοποθετηθεί πετρώματα με συγκεκριμένα μηχανικά χαρακτηριστικά για την θωράκιση έναντι υποσκαφής του πόδα του, από την τύρβη που δημιουργούν οι προπέλες των πλοίων. Επιπρόσθετα τα μεγάλα ειδικού βάρους πετρώματα (μέσο βάρος για τις τρεις στρώσεις-θωράκιση, υπόστρωση, πυρήνας- $26,5 \text{ kN/m}^3$) και υψηλής τιμής γωνίας τριβής $\varphi=40^\circ$ αναπτύσσουν παθητικές ωθήσεις στον παλιό κρηπιδότοιχο, ευνοϊκές για την ευστάθεια του. Το πρανές που δημιουργούν τα πετρώματα ανάντη του παλαιού κρηπιδότοιχου ξεκινάει από τον πυθμένα με βάθος -15m στη νοητή κατακόρυφο της κρηπίδας και με κλίση 1:2 φτάνει στο βάθος -3,5m αφήνοντας έτσι ένα οριζόντιο επίπεδο μήκους 7,6m να καταλήγει στα 2/3 περίπου του ύψους του δεύτερου τεχνητού ογκόλιθου. Το προαναφερθέν πρανές έχει κάποια συγκεκριμένα χαρακτηριστικά τα οποία θα εκφραστούν βέβαια πιο κάτω με το συντελεστή οριζοντίων παθητικών ωθήσεων K_{PE} αλλά συνοψίζονται στα εξής: Αρχικά δε βρίσκονται σε οριζόντιο επίπεδο τα εδάφη αλλά σε κεκλιμένο με κλίση περίπου 20° (θεωρώντας για απλούστευση και υπέρ της ασφαλείας την κλίση του πρανούς που ξεκινάει από το βάθος -15m και καταλήγει στο ίδιο σημείο στον Τ.Ο. χωρίς όμως το πλάτωμα). Έπειτα ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων είναι μικρότερος κατά το σεισμό από ότι θα ήταν στην περίπτωση χωρίς σεισμό. Κι ενώ για την περίπτωση χωρίς σεισμό η θεωρητική γωνία αστοχίας θα ισούταν με $\theta_{crit}=45^\circ-\varphi/2$ τώρα, στην περίπτωση με το σεισμό, η γωνία αυτή μειώνεται λόγω της στροφής θ , με $\theta=(\arctan(a_h/(1-a_v))\cdot\gamma_{dry}/\gamma_b)$ δηλαδή του τόξου εφαπτομένης των ανηγμένων επιταχύνσεων του σεισμού του κρηπιδότοιχου προς το ίδιο το πρίσμα επί το λόγο για βυθισμένα στη θάλασσα εδάφη. Έχοντας υπόψη τα προηγούμενα γίνεται ο υπολογισμός των παθητικών ωθήσεων με κατακόρυφες ενεργές παθητικές τάσεις (kPa):

$$\sigma'_v = \gamma_b \cdot y + \gamma_w \cdot h$$

Όπου,

- γ_b το υπό άνωση ειδικό βάρος των πετρωμάτων της επίχωσης, σε αυτή την περίπτωση ισχύει $\gamma_b = \gamma - \gamma_w = 26,5 - 10,26 = 16,24 \text{ kN/m}^3$,
- y το βάθος από την επιφάνεια του πρανούς θωράκισης,
- γ_w το ειδικό βάρος του θαλασσινού νερού, $\gamma_w = 10,26 \text{ kN/m}^3$ και

h το βάθος από τη Μ.Σ.Θ. όπου από κει και κάτω ξεκινάει η επίωση-θωράκιση, $h=3,5$ m.

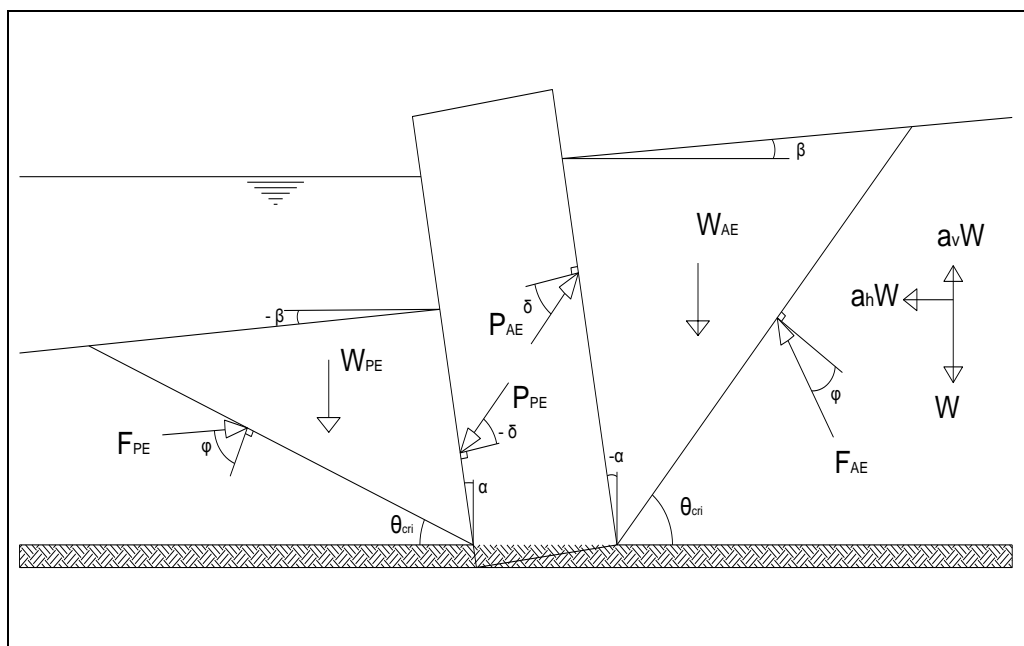
Οριζόντιες παθητικές ωθήσεις (kPa):

$$\sigma'_h = \sigma'_v \cdot \frac{K_{PE}}{2}$$

Όπου,

K_{PE} ο σεισμικός συντελεστής παθητικών ωθήσεων που εξαρτάται από τη γωνία εσωτερικής τριβής φ , την κλίση του πρανούς β , τη γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους δ και τη στροφή ως προς την κατακόρυφο του τοίχου λόγω σεισμικής δράσεις α .

Η τιμή του K_{PE} επιλέχθηκε από πίνακες του 'Grundbau Taschenbuch' 1980 για $\varphi=40^\circ$, $\delta=-(2/3)\cdot\varphi=-27^\circ$, $\alpha=\theta+(\gamma_{dry}/\gamma_b)\cdot a_h=+(24,00/16,24)\cdot(0,16/1,5)\approx+10^\circ$ και $\beta\approx-20$, όπου $a_h=a/q$, ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής (αμελείται ως πολύ μικρός ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής a_v). Έτσι είναι $K_{PE}=6,54$. Ισχύει επίσης ότι για την ενεργοποίηση του συνόλου των ενεργητικών δυναμικών ωθήσεων πίσω από τον κρηπιδότοιχο χρειάζεται μια μετατόπιση ε_x . Όμως με αυτήν την μετατόπιση ε_x ενεργοποιείται μόνο η μισή παθητική σεισμική ώθηση μπροστά από τον κρηπιδότοιχο, για αυτό και χρησιμοποιείται το $K_{PE}/2$.



Σχήμα 25. Περιστροφή κρηπιδότοιχου ως προς τον πόδα του λόγω σεισμού.

5.2.2 ΕΠΙΠΛΕΟΝ ΙΔΙΑ ΒΑΡΗ ΜΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ ΑΥΤΩΝ

Στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο προστίθενται ίδια βάρη που προκύπτουν από τη νέα κατασκευή του ανοικτού κρηπιδότοιχου. Πρώτη νέα κατασκευή είναι η εξέδρα που πατάει στους πασσάλους. Βάση του κατακόρυφου βάρους της εξέδρας γίνεται ο σχεδιασμός των πασσάλων. Η οριζόντια όμως σεισμική δύναμη που δίνει η εξέδρα αυτή είναι μεγάλη και για αυτό τοποθετούνται αγκύρια ικανά με τις παθητικές ωθήσεις που ενεργοποιούν να την παραλάβουν. Το ίδιο βάρος των πασσάλων δεν

δίνει επιπλέον οριζόντιες σεισμικές φορτίσεις γιατί έχει θεωρηθεί πως η εξέδρα δεν πακτώνεται στους πασσάλους απλά στηρίζεται πάνω τους (κύλιση). Με αυτόν τον τρόπο κατά την κίνηση της εξέδρας στο σεισμό δεν προστίθεται και η κίνηση των πασσάλων κατά τη σεισμική δράση.

Τα ίδια βάρη προκύπτουν γραφικά από την τομή του ανοικτού κρηπιδότοιχου, (Παράρτημα) για μήκος κρηπιδότοιχου 5m. Δηλαδή ίδιο βάρος W (kN)

$$W = A \cdot \gamma_{bet} \cdot 5m$$

με,

A το εμβαδό κάθε κατασκευής γραφικά (m^2) και
 γ_{bet} το ειδικό βάρος του σκυροδέματος $\gamma_{bet}=25kN/m^3$ (για κάτω από τη στάθμη της θάλασσας είναι $\gamma_{bet}-\gamma_w$)

5.3 ΦΕΡΟΝΤΕΣ ΠΑΣΣΑΛΟΙ

Οι εγκάρσιες πασσαλοστοιχίες εμπηγνύονται ανά ίσες αποστάσεις και κάθετα προς την κατά μήκος διάσταση του κρηπιδότοιχου. Οι αποστάσεις αυτές εξαρτώνται από τη διάμετρο, το είδος και τη φέρουσα ικανότητα των πασσάλων καθώς επίσης και από τη φύση του εδάφους και τις συνθήκες θεμελιώσεως. Ο αριθμός των πασσάλων κάθε εγκάρσιας πασσαλοστοιχίας εξαρτάται από τους ίδιους παραπάνω παράγοντες, ακόμη όμως και από το πλάτος του καταστρώματος και από τα φορτία τα οποία υποβαστάζει και διαβιβάζει σε αυτούς η κύρια δοκός. Όλοι οι πάσσαλοι είναι κατακόρυφοι εφόσον οι οριζόντιες δυνάμεις (πλοίων, σεισμών κλπ.) διαβιβάζονται από το σκελετό στηρίξεως του καταστρώματος (δοκοί- πλάκα) πλευρικά και κατευθείαν στο έδαφος. Εφόσον όμως η εξέδρα ήταν ελεύθερη πλευρικά, οπωσδήποτε για την ανάληψη των οριζοντίων δυνάμεων χρειαζόνταν να μπηχθούν και λοξοί πάσσαλοι (υπό γωνία), πράγμα που αποφεύγεται λόγω του υφιστάμενου τμήματος από Τ.Ο. Μετά από υπολογισμούς έχουν προκύψει ότι οι εικονιζόμενες στο σχήμα διαστάσεις επαρκούν για το πρόβλημά μας. Δηλαδή όπως φαίνεται και στο σχήμα ο κάθε πάσσαλος έχει διάμετρο 0,80 m ενώ κάθε εγκάρσια σειρά πασσάλων απέχει 5,0 m μήκος. Κάθε εγκάρσια πασσαλοστοιχία έχει 7 πασσάλους με αποστάσεις που διαφέρουν. Οι δύο πάσσαλοι οι πλησιέστεροι στην άκρη του κρηπιδότοιχου, απέχουν 3,0 m ενώ από εκεί και πέρα οι πάσσαλοι διατάσσονται ανά 5,0 m. Τέλος να σημειωθεί πως οι πάσσαλοι συνδέονται με τις δοκούς της εξέδρας μέσω των κεφαλόδεσμων πάχους 0,20 m.

Οι πάσσαλοι έχουν μήκη που προκύπτουν βάσει των κατακόρυφων δυνάμεων από τα φορτία που ασκούνται πάνω στην εξέδρα τα οποία οι πάσσαλοι καλούνται να μεταβιβάσουν στο έδαφος, αλλά και από τη φέρουσα ικανότητα του εδάφους στο οποίο θεμελιώνονται.



Εικόνα 11. Πάσσαλοι ανοικτού κρηπιδότοιχου.

Ο κάθε πάσσαλος λειτουργεί αναλαμβάνοντας τα υπερκείμενα φορτία και μεταφέροντάς τα με ασφάλεια μέσω της τριβής, στην περίμετρο του, στο έδαφος καθώς και επίσης και από την κατακόρυφη αντίσταση του εδάφους στην αιχμή του πασσάλου. Οι πάσσαλοι είναι εμπηγνύομενοι –προκατασκευασμένοι από οπλισμένο σκυρόδεμα. Ανήκουν στην κατηγορία των δι’ εκτοπίσεως πασσάλων και μάλιστα πλήρους διατομής χωρίς δηλαδή να είναι κενοί στο εσωτερικό τους. Το είδος αυτό έχει τα παρακάτω πλεονεκτήματα σε σχέση με τους δι’ εκσκαφής πασσάλους (‘Θεμελιώσεις με Πασσάλους’ 2004, Αναγνωστόπουλος –Παπαδόπουλος):

- Επιτυγχάνουν μεγάλα βάθη έμπηξης, π.χ. με επιμηκνόμενους πασσάλους (split piles).
- Είναι κατάλληλοι για θαλάσσιες κατασκευές.
- Τοποθετούνται σε προκαθορισμένη διάταξη.
- Είναι κατάλληλοι για περιπτώσεις όπου υπέρκεινται της βάσης εδράσεως, μαλακές αποθέσεις.
- Η ποιότητα τους ελέγχεται προ της έμπηξεως.
- Επαναμβηγνύονται σε περίπτωση ‘ανυψώσεως’.
- Η κατασκευή τους δεν επηρεάζεται από τα υπόγεια ύδατα.

Ενώ τα μειονεκτήματά τους, χωρίς να είναι αποτρεπτικά, είναι τα εξής:

- ‘Ανύψωση’ του εδάφους κατά την έμπηξη (στη συγκεκριμένη περίπτωση η βυθοκόρηση γίνεται έμπροσθεν της εξέδρας οπότε δεν επηρεάζεται το βάθος ελλιμενισμού των πλοίων).
- ‘Διατάραξη’ του εδάφους κατά την έμπηξη (για αυτό και η πιο κοντινή σειρά πασσάλων στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο από Τ.Ο απέχει τόσο ώστε να αποφεύγεται η εμπλοκή με το έδαφος θεμελίωσης του

τελευταίου. Η απόσταση αυτή έχει καθοριστεί για κλίση περίπου 45° από την άκρη του βαθύτερου Τ.Ο.

- Μπορούν να καταστραφούν κατά την έμπηξη.
- Δεν μεταβάλλεται εύκολα το μήκος τους και δεν μπορεί να καθορισθεί και κατά την έμπηξη.
- Δύσκολη έμπηξη για μεγάλη διατομή (εδώ όχι μεγαλύτερη από 0,80m).
- Θόρυβος, δονήσεις, εδαφικές μετακινήσεις κλπ κατά την έμπηξη τους δημιουργούν δυσκολίες.

Ο υπολογισμός του οριακού φορτίου που μπορεί να αναληφθεί από κάθε μεμονωμένο κατακόρυφο πάσσαλο, υπό αξονική θλιπτική κατακόρυφη φόρτιση, δίνεται από τη γενική σχέση (kN):

$$P_u = \Sigma f_{su} \cdot A_s + q_{pu} \cdot A_b$$

όπου: f_{su} η οριακή τιμή πλευρικής τριβής (kPa)

q_{pu} η αντοχή σε θραύση της αιχμής του πασσάλου (kPa)

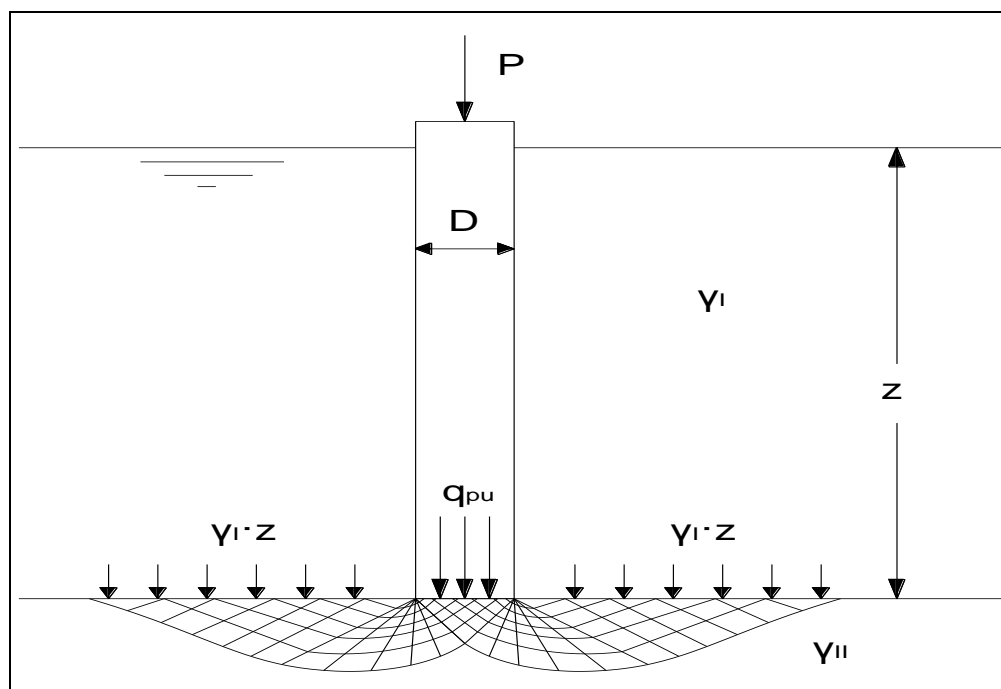
A_s η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου (m²) και

A_b η επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου (m²).

Η εύρεση της φέρουσας ικανότητας (Φ.Ι.) του πασσάλου έγινε μετά από θεωρητική επίλυση. Οι θεωρητικές μέθοδοι αυτές βασιζόμενες σε καθορισμένες γεωτεχνικές παραμέτρους του εδάφους και με τη βοήθεια στατικών τύπων υπολογίζουν προσεγγιστικά το οριακό φορτίο (για πιο ακριβή αποτελέσματα χρησιμοποιούνται τα δεδομένα επί τόπου δοκιμών).

Σύμφωνα με τον τύπο του Terzaghi (1943) η οριακή Φ.Ι της αιχμής ενός πασσάλου, ανά μονάδα επιφάνειας q_{pu} , είναι:

$$q_{pu} = 1.3 \cdot c \cdot N_c + \gamma'_l \cdot z \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma'_{II} \cdot B \cdot N_\gamma$$



Σχήμα 26. Μηχανισμός θραύσεως κατά Terzaghi.

Σύμφωνα με τη μεθοδολογία που ανέπτυξε ο Burland (1973) η αντοχή λόγω τριβών, ανά μονάδα επιφάνειας, στην παράπλευρη επιφάνεια εκφράζεται με τη σχέση:

$$f_{su} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta' + c'_s$$

όπου,

- K ο συντελεστής ωθήσεως επί του πασσάλου (στη συγκεκριμένη περίπτωση το φέρον στρώμα είναι πυκνή άμμος και επιλέγεται $K=1,5$ κατά το American Petroleum Institute για μεγάλης εκτοπίσεως πασσάλους),
- σ'_v η ενεργός κατακόρυφος τάση του εδάφους (kPa),
- δ' η ενεργός γωνία τριβής (κατά Broms -1975- για πασσάλους από σκυρόδεμα $\delta' \approx 0,5\phi = 19^\circ$) και
- c'_s η ενεργός συνοχή (συνάφεια) στη διεπιφάνεια πασσάλου-εδάφους (εδώ $c=0$ kPa).

Πρέπει να σημειωθεί πως η κατακόρυφη ενεργός τάση δεν αυξάνεται απεριόριστα αλλά μέχρι ενός βάθους, πέρα από το οποίο παραμένει πρακτικά σταθερή. Το βάθος αυτό εξαρτάται από τις διαστάσεις του πασσάλου και από τα χαρακτηριστικά του εδάφους και ονομάζεται κρίσιμο μήκος έμπηξης του πασσάλου, L_c . Στην συγκεκριμένη περίπτωση του ανοικτού κρηπιδότοιχου οι πάσσαλοι θεμελιώνονται σε μεγαλύτερο βάθος, με μήκος έμπηξης L_b , από το κρίσιμο βάθος. Οπότε για $L_b > L_c$:

$$\sigma'_v = \gamma_w \cdot z + \gamma_b \cdot L_c$$

όπου,

- z το βάθος (m) του πυθμένα στο σημείο όπου μπήγνυται ο πάσσαλος,
 γ_b το υπό άνωση ειδικό βάρος του φέροντος στρώματος εδάφους,
 L_c το κρίσιμο μήκος έμπηξης (για πυκνής διάστρωσης άμμους όπως εδώ $L_c/D \approx 15-20$).

Ο κάθε πάσσαλος καλείται να παραλάβει τις κατακόρυφες δυνάμεις $V_{\pi\alpha\sigma}$ που του μεταβιβάζει η εξέδρα, $W_{εξεδ}$, αλλά και το ίδιο το βάρος του, $W_{\pi\alpha\sigma}$. Τα φορτία της εξέδρας (kN/m) είναι το ίδιο βάρος της (μόνιμο), $W_{εξεδ}$, που βρίσκεται γραφικά, τα κινητά φορτία στην εξέδρα, $Q_{εξεδ}$, ενώ για τους δύο πρώτους πασσάλους προστίθεται και η κατακόρυφη δύναμη της γερανογέφυρας που μεταβιβάζει σε κάθε σιδηροτροχιά, $V_{\gamma\epsilon\rho}$.

Δηλαδή το βάρος εξέδρας (kN) είναι:

$$W_{εξεδ} = A_{εξεδ} \cdot \gamma_{bet} \cdot l$$

Όπου,

- $A_{εξεδ}$ το εμβαδό (m^2) εξέδρας που αντιστοιχεί σε κάθε πάσσαλο το οποίο προκύπτει γραφικά θεωρώντας το μέσο της απόστασης ανά δύο πασσάλους ως όριο φόρτισης,
 γ_{bet} το ειδικό βάρος του σκυροδέματος, $\gamma_{bet}=25 \text{ kN/m}^3$ και
 l το θεωρούμενο πλάτος κάθε πασσαλοσειράς, $l=5 \text{ m}$.

Η δύναμη (kN) από κινητά φορτία:

$$Q_{εξεδ} = q \cdot l \cdot l_{\pi\alpha\sigma}$$

Όπου,

- q κινητό φορτίο στην εξέδρα, εδώ $q=35 \text{ kN/m}^2$ και
 $l_{\pi\alpha\sigma}$ το μήκος που αντιστοιχεί γραφικά σε κάθε πάσσαλο θεωρώντας το μέσο της απόστασης ανά δύο πασσάλους.

Ενώ η κατακόρυφη δύναμη από τη γερανογέφυρα επιλέγεται βάσει του τύπου της γερανογέφυρας και της ανυψωτικής της δυνατότητα. Για γερανογέφυρα κρηπιδώματος με ανυψωτική ικανότητα 500 kN και απόσταση σιδηροτροχιών 30 m από κατασκευαστικά δεδομένα είναι $V_{\gamma\epsilon\rho}=7140 \text{ kN}$ ανά σιδηροτροχιά.

Επομένως η συνολική κατακόρυφη δύναμη που μεταβιβάζει η εξέδρα στους πασσάλους είναι,

$$V_{εξεδ} = W_{εξεδ} + Q_{εξεδ} + V_{\gamma\epsilon\rho}$$

Το ίδιο βάρος του κάθε πασσάλου δίνεται από τη σχέση:

$$W_{\pi\alpha\sigma} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} \cdot L \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w)$$

Όπου,

- D η διάμετρος του πασσάλου, εδώ $D=0,80 \text{ m}$ και
 L το συνολικό μήκος του κάθε πασσάλου, εδώ $L=30 \text{ m}$.

Να σημειωθεί πως το μήκος των τριών πασσάλων των πιο κοντά στον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο δε μειώνεται, αν και προκύπτουν μεγάλοι συντελεστές

ασφαλείας. Οι ενεργές τάσεις που αναπτύσσονται και επομένως οι συντελεστές ασφαλείας είναι μεγάλες λόγω της ευμενούς επίδρασης των πετρωμάτων της θωράκισης που με το βάρος τις αυξάνουν. Αυτή η πρακτική της μη μείωσης του μήκους των πασσάλων γίνεται ούτως ώστε να αποφευχθούν τυχόν καθιζήσεις της εξέδρας.

Με τη συνολική δύναμη που παραλαμβάνει ο κάθε πάσσαλος να είναι:

$$V_{\text{πασ}} = V_{\text{εξεδ}} + W_{\text{πασ}}$$

Για να είναι δυνατό κάθε πάσσαλος να παραλάβει με ασφάλεια τα κατακόρυφα φορτία που απαιτούνται θα πρέπει να ισχύει:

$$F.S = \frac{P_u}{V_{\text{πασ}}} \geq 2,5$$

Όπου,

F.S είναι ο ολικός συντελεστής ασφαλείας για πασσάλους με την ελάχιστη τιμή, 2,5 παρμένη σύμφωνα με Tomlison-1986 αλλά και Αναγνωστόπουλος & Τζάβελος-1987 (κατά τους γερμανικούς κανονισμούς για τυχηματικούς συνδυασμούς φορτίων όπως εδώ, F.S=1.0).

Η αξονική απόσταση των πασσάλων κατά μήκος του κρηπιδότοιχου είναι 5m συνεπώς ο υπολογισμός των κατακόρυφων φορτίων γίνεται για αυτήν την ζώνη με τους όγκους της εξέδρας να καθορίζονται γραφικά από την τομή του σχήματος.

5.4 ΘΩΡΑΚΙΣΗ ΤΟΥ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Μπροστά από τον παλαιό κρηπιδότοιχο από Γ.Ο. τοποθετείται προστασία. Η προστασία αυτή του τοίχου βαρύτητας γίνεται, από τρεις, διαφορετικής κοκκομετρικής διακυμάνσεως, στρώσεις φυσικών ογκόλιθων. Την εσωτερική με μέγεθος πετρωμάτων 0.5÷200kg ίσο με αυτό της λιθορριπής έδρασης παλαιού κρηπιδότοιχου για αποφυγή έκπλυσης, την υπόστρωση ή δευτερεύουσα θωράκιση με εύρος 85÷130kg και την εξωτερική (θωράκιση) με μέγεθος 640÷2550kg. Η προστασία αυτή γίνεται για δύο κυρίως λόγους. Πρώτον για να αποφευχθεί η υποσκαφή του πόδα του παλαιού κρηπιδότοιχου λόγω της ροής από τις προπέλες των μεγάλων πλοίων που θα παραβάλουν στο ανοικτό κρηπίδωμα. Δεύτερον για να στηριχθεί ο παλαιός κρηπιδότοιχος με τις παθητικές ωθήσεις της θωράκισης ούτως ώστε να αποφευχθεί η αστοχία του κατά τις αυξημένες σεισμικές φορτίσεις. Επιλέγεται επομένως ειδικό βάρος ογκόλιθων αρκετά μεγάλο $\gamma_{\theta}=2,6\text{t/m}^3$. Προκύπτει βέβαια και η θετική για τη φέρουσα ικανότητα των πασσάλων αύξηση του υπερκείμενου βάρους των γαιών πάνω από το φέρον εδαφικό τους στρώμα. Η αύξηση αυτή συμβαίνει γιατί το ειδικό βάρος της θωράκισης είναι μεγαλύτερο από αυτό της φέρουσας στρώσης. Το αποτέλεσμα είναι να αυξάνονται οι ενεργές κατακόρυφες τάσεις που είναι οι υπεύθυνες για τη φέρουσα ικανότητα του στρώματος για τις διατμητικές τάσεις και για τις τάσεις αιχμής στον πάσσαλο.



Εικόνα 12. Διάβρωση πασσάλων κρηπιδότοιχου από τη δράση της προπέλας.

Η κύρια θωράκιση υπολογίζεται σύμφωνα με τις ταχύτητες μέσα στο νερό που αναπτύσσουν οι προπέλες του πλοίου σχεδιασμού και όχι από τον πρυμναίο έλικα πηδαλιουχίας (ταχύτητες νερού που προκαλούνται μικρότερες από αυτές της προπέλας) αλλά ούτε και από το ύψος κύματος στη λιμενολεκάνη αφού αυτό έχει θεωρηθεί μικρό της τάξεως του 0,5 m. Με θωράκιση προστατεύεται και ο πυθμένας στο σημείο παραβολής των πλοίων αλλά και το πρανάς μπροστά από τον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο από Τ.Ο.

Η αρχική αξονική ταχύτητα, U_o (m/s), της προπέλας του πλοίου δίνεται από τον τύπο (PIANC, 'Guidelines for the design of armored slopes under open piled quay walls, PTC II' 1997):

$$U_o = c_p \cdot \left(\frac{P_d}{D_p^2} \right)^{1/3}$$

Όπου,

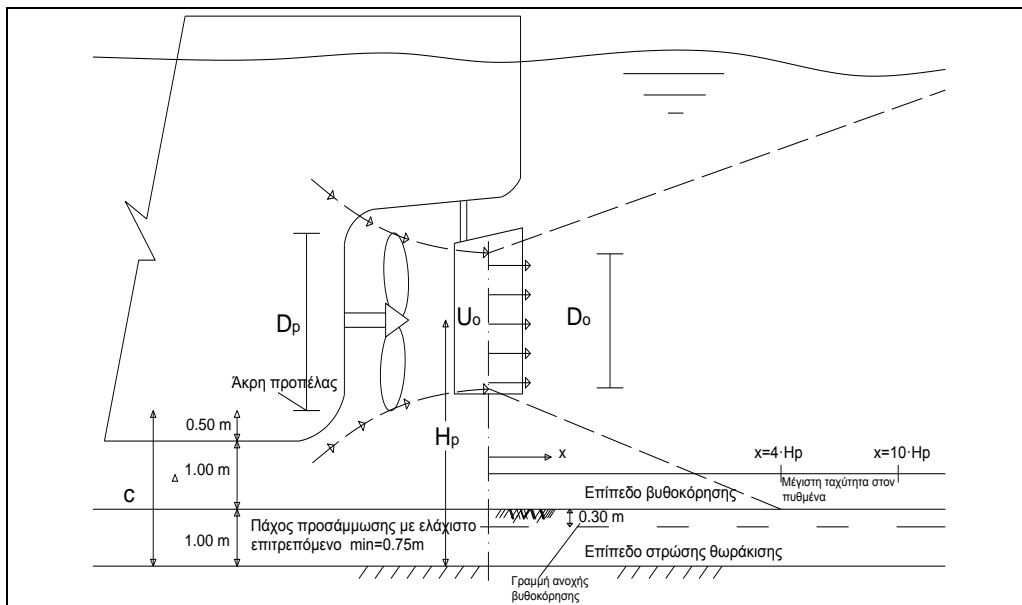
- c_p ο συντελεστής περιβλήματος προπέλας ᾗ με περίβλημα $c_p=1,17$ και για χωρίς περίβλημα (σωλήνα) $c_p=1,48$,
- D_p η διάμετρος προπέλας (m) ᾗ για πλοίο 70.000 dwt έχει επιλεγεί από κατασκευαστικά δεδομένα, διάμετρος $D_p=8,0$ m
- P_d η ισχύς του κινητήρα του πλοίου τη στιγμή της παραβολής, ίσο με το 10% της συνολικής ισχύς κινητήρα (kW) ᾗ για το συγκεκριμένο πλοίο σχεδιασμού $P_{tot}=50.000$ kW.

Η κατακόρυφη απόσταση του άξονα της προπέλας, H_p (m), από τη θωράκιση πυθμένα πρέπει να είναι τουλάχιστον:

$$H_p = c + 0,5 \cdot D_p$$

Όπου,

- c η κατακόρυφη απόσταση από την περίμετρο του κύκλου που διαγράφει ο έλικας έως τη θωράκιση πυθμένα, εδώ $c=2,50\text{m} > c_{\min}=0.85\text{m}$,
- D_p η διάμετρος της προπέλας (m).



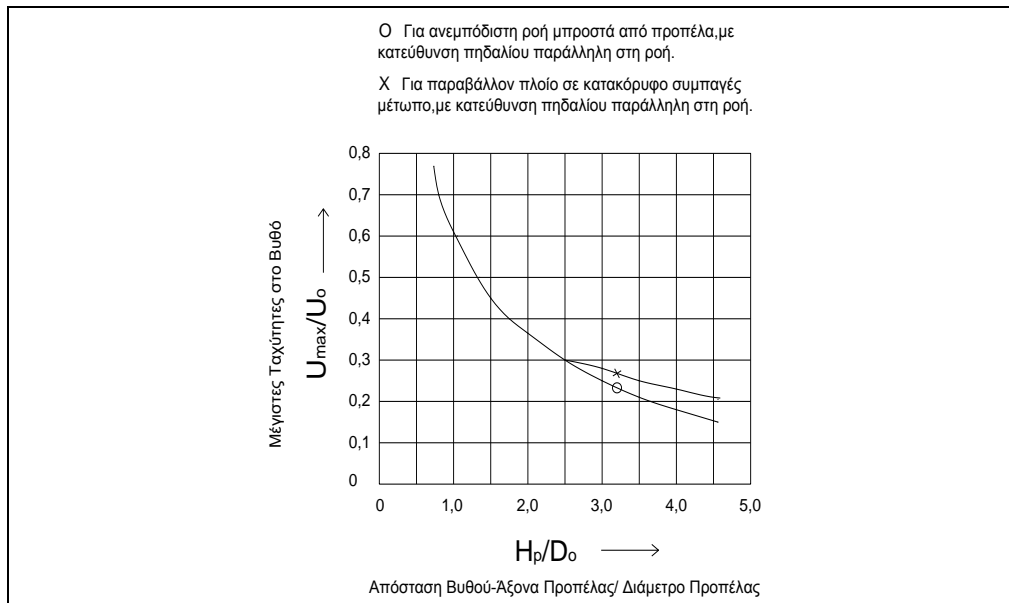
Σχήμα 27. Δράση προπέλας στον πυθμένα.

Η διάμετρος D_p (m), η κατασκευαστική, στην πράξη μειώνεται ή λαμβάνεται η ίδια ανάλογα με τη διάταξη στην οποία βρίσκεται μέσα η προπέλα. Η θεωρητική διάμετρος προπέλας, D_o , ισούται με:

$$D_o = 0,71 \cdot D_p \quad \text{για χωρίς περίβλημα προπέλα και}$$

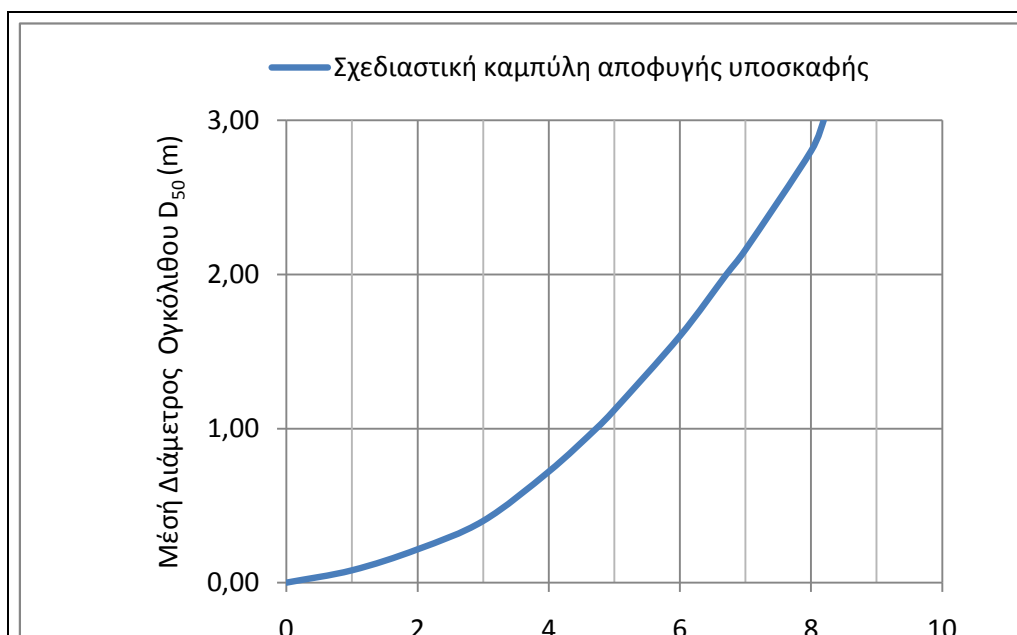
$$D_o = D_p \quad \text{για προπέλα με περίβλημα-σωλήνα.}$$

Το κλάσμα H_p/D_o στο διάγραμμα που συνδέει αποστάσεις με ταχύτητες προπέλας, δίνει το U_{\max}/U_o . Οπότε προκύπτει και το U_{\max} (m/s).



Σχήμα 28. Ταχύτητα ροής θαλασσινού νερού στη στάθμη πυθμένα για πλοία μονής προπέλας (PIANC-Design of armoured slopes under open piled quay walls-PTC II)

Από το παρακάτω διάγραμμα που συνδέει ταχύτητες με μεγέθη ογκολίθων προκύπτει η απαιτούμενη μέση διάμετρος ογκόλιθου στη στρώση θωράκισης πυθμένα, D_{50} , με το 50% του πλήθους των λίθων να έχουν μέγεθος πάνω από D_{50} . Το διάγραμμα έχει προκύψει για πετρώματα ειδικού βάρους $\gamma=2650 \text{ kg/m}^3$ και ειδικό βάρος θαλασσινού νερού στη λιμενολεκάνη $\gamma_w=1026 \text{ kg/m}^3$.



Σχήμα 29. Μέγεθος ογκόλιθων για μη πρόκληση υποσκαφής από ταχύτητα ροής της προπέλας (PIANC-Design of armoured slopes under open piled quay walls-PTC II).

Από την παρακάτω σχέση υπολογίζεται και το χαρακτηριστικό βάρος των ογκόλιθων, B_{50} (kN):

$$B_{50} = \gamma \cdot \left(D_{50} / 1.15 \right)^3$$

Όπου,

B_{50} το απαιτούμενο μέσο βάρος του ογκόλιθου στη στρώση θωράκισης, με το 50% του πλήθους των λίθων να ζυγίζουν πάνω από B_{50} και

γ το ειδικό βάρος του πετρώματος των ογκόλιθων, εδώ $\gamma=26,50$ kN/m³.

Η διακύμανση του βάρους των ογκόλιθων θωράκισης πυθμένα βρίσκεται μεταξύ $0,5 B_{50}$ και $2 B_{50}$. Ενώ το ύψος της στρώσης αυτής στον πυθμένα δεν πρέπει να είναι μικρότερο από $1,5D_{50}$ έως $1,8D_{50}$. Εδώ έχει κατασκευαστεί στρώση τεσσάρων λίθων για την αυξημένη προστασία του πρώτου πασσάλου.

Για τη θωράκιση του πρανούς θα χρησιμοποιηθούν ογκόλιθοι με χαρακτηριστική διάμετρο D_{50}^{π} (m):

$$D_{50}^{\pi} = 1,5 \cdot D_{50}$$

και βάρους B_{50}^{π} (kN) που προκύπτει σύμφωνα με την ήδη αναφερθείσα σχέση συναρτήσει του D_{50}^{π} :

$$B_{50}^{\pi} = \gamma \cdot \left(D_{50}^{\pi} / 1.15 \right)^3$$

Η θωράκιση πρανούς διαμορφώνεται με το ελάχιστο πάχος της r (m) να υπολογίζεται από τη σχέση :

$$r = n \cdot k_{\Delta} \cdot \left(\frac{B_{50}^{\pi}}{\gamma} \right)^{1/3}$$

Όπου,

B_{50}^{π} το βάρος ογκόλιθου (kN) που αντιστοιχεί στο 50% της διαβάθμισης, το εύρος της οποίας εκτείνεται στο $2 B_{50}^{\pi}$ για το μέγιστο και $0,5 B_{50}^{\pi}$ για το ελάχιστο όριο,

γ το ειδικό βάρος του πετρώματος των ογκολίθων, $\gamma=26,5 \text{ kN/m}^3$

n το πλήθος των λίθων κατά το πάχος της στρώσης, $n \geq 3$ και

k_{Δ} ο συντελεστής στρώσης (Πίνακας 4,4 'Εισαγωγή στα λιμενικά έργα' Κ. Μέμος 2008), εδώ $k_{\Delta}=1$.

Κάτω από τη στρώση θωράκισης πρανούς αλλά και πυθμένα έχει τοποθετηθεί ενιαία υπόστρωση με λίθους βάρους b_{50} που έχουν εύρος από $B_{50}^{\pi}/15$ έως και $B_{50}^{\pi}/10$ με διάμετρο λίθων d και πάχους $r_{\text{υπ}}$.

Πρέπει να ισχύει για τις διαμέτρους λίθων, D της θωράκισης και d της δευτερεύουσας θωράκισης ή υπόστρωσης, ούτως ώστε να αποφευχθεί η έκπλυση ('Εισαγωγή στα λιμενικά έργα' Κ. Μέμος 2008):

$$D_{15} < 5 \cdot d_{85}$$

όπου,

D_{15} η διάμετρος των λίθων θωράκισης που υπερβαίνεται από το 85% του συνόλου των λίθων αυτής και

d_{85} η διάμετρος των λίθων υπόστρωσης που υπερβαίνεται από το 15% του συνόλου των λίθων αυτής.

Η έκπλυση είναι το φαινόμενο κατά το οποίο η σε δύο γειτονικές εδαφικές μάζες διαφορετικής κοκκομετρικής διαβάθμισης συμβαίνει μεταφορά-διαρροή υλικού από αυτή με το εδαφικό υλικό μικρότερης διαμέτρου προς τη γειτονική με τη μεγαλύτερη, λόγω ροής νερού στο πορώδες.

Κάτω από την υπόστρωση βρίσκεται ο πυρήνας από λιθορριπή με λίθους διαμέτρου Δ όπου και πάλι ισχύει το κριτήριο αποφυγής του φαινομένου έκπλυσης όπως πιο πάνω, δηλαδή,

$$d_{15} < \Delta_{85}$$

όπου,

d_{15} η διάμετρος των λίθων υπόστρωσης που υπερβαίνεται από το 85% του συνόλου των λίθων αυτής και

Δ_{85} η διάμετρος των λίθων πυρήνα που υπερβαίνεται από το 15% του συνόλου των λίθων αυτής.

Τηρώντας τις πιο πάνω σχέσεις μαζί με τα πιο κάτω εμπειρικά κριτήρια και εφαρμόζοντας τη σχέση που συνδέει τη διάμετρο d (m) με το τυπικό βάρος B των λίθων,

$$d = 1.15 \cdot (B/\gamma)^{\frac{1}{3}}$$

προκύπτει ότι οι λίθοι των στρώσεων έχουν διαμέτρους με διακύμανση :

- Για θωράκιση με $D_{50}=0,9$ m, είναι 75% έως 125% δηλαδή 0,68m έως 1,13 m.
- Για υπόστρωση με $d_{50}=0,4$ m, είναι 5% έως 13% δηλαδή 0,02m έως 0,05 m.

Η θωράκιση εκτείνεται σε μήκος L_N (m) από τον κρηπιδότοιχο ίσο με περίπου τέσσερις φορές τη διάμετρο της προπέλας (EAU 2004), άρα $L_N=4 \cdot D_p=4 \cdot 8= 32$ m.

5.5 ΑΓΚΥΡΙΑ ΚΑΤΑ ΜΗΚΟΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΩΜΑΤΟΣ

Τοποθετούνται αγκύρια για να αναλάβουν τις οριζόντιες δυνάμεις που δέχεται ο κρηπιδότοιχος από Τ.Ο λόγω της σεισμικής δράσης αφού η νέα κατασκευή του ανοιχτού κρηπιδότοιχου με τους πάσσαλους δεν μπορεί να τις αναλάβει με ασφάλεια. Αυτό συμβαίνει γιατί οι πάσσαλοι σε σχέση με τον παλιό κρηπιδότοιχο έχουν πολύ μεγαλύτερη ευκαμψία, με εξαίρεση ίσως τους δύο πάσσαλους τους πιο κοντά στον κρηπιδότοιχο από Τ.Ο. που έχουν μεγάλο μήκος έμπηξης αλλά και αυτών η επίδραση δεν λαμβάνεται υπόψη. Την κύρια οριζόντια φόρτιση την δίνει η εξέδρα που έχει μεγάλο πλάτος και χωρίς όμως τη δράση των κινητών φορτίων.

Τα αγκύρια αποτελούνται από ελκυστήρες που καταλήγουν σε τοιχία τοποθετημένα σε σταθερή απόσταση από τον παλιό κρηπιδότοιχο μέσα στο εδαφικό σώμα των επιχώσεων. Η απόσταση αυτή έχει καθοριστεί τέτοια έτσι ώστε να είναι μεγαλύτερη από εκείνη που φτάνει το πρίσμα που δημιουργείται κατά την οριακή κατάσταση αστοχίας του εδάφους με γωνία θ_{ci} και τέμνει το πρίσμα αστοχίας του ίδιου του τοιχίου. Η γωνία αυτή κατά τις δυναμικές ενεργητικές ωθήσεις πρακτικά είναι $\theta_{ci,AE} \leq (45^\circ + \phi/2) - \theta$ και για τις παθητικές $\theta_{ci,PE} \geq (45^\circ - \phi/2) + \theta$. Οι οριζόντιες δυνάμεις από τον κρηπιδότοιχο μεταβιβάζονται μέσω χαλύβδινων ελκυστήρων στα αγκύρια και εξισορροποούνται από τις παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στην κατακόρυφη επιφάνεια των τοιχίων αγκυρώσεως μήκους 1m. Οι ελκυστήρες διατάσσονται κάθε 5m, είναι αγκυρωμένοι στη μάζα από οπλισμένο σκυρόδεμα της ανωδομής του παλαιού τεχνητού ογκόλιθου σε βάθος 0,85m κάτω από την επιφάνεια του εδάφους και είναι χαλύβδινοι ανοξείδωτοι ράβδοι διαμέτρου D (\emptyset) βάσει της αξονικής εφελκυστικής δύναμης που αναλαμβάνουν. Επειδή η απόσταση από τον κρηπιδότοιχο μέχρι το τοιχίο πακτώσεως είναι μεγάλη καθώς και για την αποφυγή πρόσθετων εντάσεων λόγω καθιζήσεων το ενδιάμεσων εδαφών οι ράβδοι αυτοί έχουν αρθρώσεις και συνδέσμους.

Η δράση του ελκυστήρα, στο τοιχίο του αγκυρίου, λόγω οριζοντίων δυνάμεων από τον κρηπιδότοιχο παραλαμβάνεται από τις καθαρές παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στην επιφάνεια του τοιχίου. Καθαρές παθητικές ωθήσεις, P_p (kN) είναι οι ολικές παθητικές ωθήσεις στο βάθος που μελετώνται αφαιρώντας τη δράση των ενεργητικών ωθήσεων κατάντη του τοιχίου. Δηλαδή:

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h \cdot (z_{\text{τοιχ}} + (z_{\text{τοιχ}} + h)) \cdot (K_{PE} - K_{AE}) \cdot b$$

όπου,

- $\gamma_{\text{κοιν}}$ το ειδικό βάρος του εδάφους στο τοιχίο του αγκυρίου δηλαδή των επιχώσεων από κοινά γαιώδη υλικά, για κάτω από τη μέση στάθμη της θάλασσας λαμβάνεται το γ_b .
- h το ύψος του τοιχίου (m) του αγκυρίου,
- $z_{\text{τοιχ}}$ το βάθος της πάνω οριζόντιας πλευράς του τοιχίου,
- K_{PE} ο συντελεστής οριζόντιων παθητικών ωθήσεων στο σεισμό για $\varphi_{\text{κοιν}}=30^\circ$, εδώ $K_{PE}=4,78$
- K_{AE} ο συντελεστής οριζόντιων ενεργητικών ωθήσεων σε σεισμό με τιμή (από πίνακες ‘Grundbau Taschenbuch’ Teil 1, 1980 στο παράρτημα) $K_{AE}=0,44$ και
- b το πλάτος του τοιχίου, εδώ $b=1,0$ m.

5.6 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΑΝΟΙΚΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Δεδομένα του Ανοικτού Κρηπιδότοιχου και επίλυση για σεισμική δράση.

a=	0,16		$\varphi^\circ=$	40	ή	0,6981	rad
$q_w=$	1,50		φ_r° ή $\delta^\circ=(2/3)\varphi=$	27	ή	0,4654	rad
$\gamma=$	18,50	kN/m ³	$f=\tan(2/3 \cdot 45^\circ)=$	0,5774	ή	0,0091	rad
$\gamma_w=$	10,26	kN/m ³	q=	35,0		kN/m ²	
$\gamma_\kappa=$	21,00	kN/m ³	$q_E=q \cdot 0,5$	17,50		kN/m ²	
$\gamma_b=$	10,74	kN/m ³	$\gamma_{bet}=$	25,00		kN/m ³	
			$L_{e\xi}=$	36,70		m	
			$d_w=$	11,70		m	

Σεισμική Δράση:

$a_h=a/q_w=$	0,107	$a'_h=\gamma_\kappa/\gamma_b \cdot a_h=$	0,184			
$a_v=0,30 \cdot a=$	0,048	$\theta=\arctan(a'_h/(1-a_v)) \approx \arctan$ $a'_h=$	0,1817	rad	10,4	°
$K_{AE}=\cos^2(\varphi-\alpha) / \{ \cos\alpha \cdot \cos(\delta+\alpha) \cdot [1 + \sqrt{(\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi-\alpha) / \cos(\delta+\alpha))}]^2 \} =$	0,313				Πίνακες, $K_{PE}=$	
$K_{PE}=\cos^2(\varphi-\alpha) / \{ \cos\alpha \cdot \cos(\delta+\alpha) \cdot [1 - \sqrt{(\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi+\beta-\alpha) / (\cos(\delta+\alpha) \cdot \cos(\beta)))}]^2 \} =$	1,68				6,54	
		$\alpha_{AE}=$			29,59	

Ενεργητικές Ωθήσεις κατά τη Σεισμική Δράση στο Ανακουφιστικό Πρίσμα.						
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη μέση στάθμη θάλασσας:	Ενεργές τάσεις (kN/m ²) $\sigma_{ivE} = q_E + \gamma \cdot z + (\gamma_b - \gamma) \cdot z_w$:	Υπό κλίση δ ενεργητικές τάσεις (kN/m ²) $\sigma_i = \sigma_{ivE} \cdot K_{AE}$:	Δυνάμεις ανά Τ.Ο. (kN/m) $(\sigma_{ih} + \sigma_{ih+n}) \cdot \Delta z / 2$:	Συνισταμένη κατά βάθος δύναμη ωθήσεως (kN/m):	Βάθος άσκησης της P_{AE} από επιφάνεια για $h = 0,40 \Delta z$:
z (m)	z _w (m)	σ_{ivE}	σ_{iAE}	E_{iAE}	P_{AE}	z _h (m)
0,00		17,50	5,48			
-2,20	0,00	58,20	18,23	26,09	26,09	-1,32
-5,20	-2,70	92,75	29,06	70,94	97,02	-3,12
-7,70	-5,20	119,60	37,47	83,16	180,18	-4,62
-10,20	-7,70	146,45	45,88	104,19	284,37	-6,12
-12,20	-9,70	167,93	52,61	98,49	382,86	-7,32
-14,20	-11,70	189,41	59,34	111,95	494,82	-8,52
-17,50	-15,00					
Γωνία δημιουργούμενου πρίσματος, $\theta_{crit,AE}$ °:						54,59

Υπό Άνοση Βάρη των Υπερκείμενων Όγκων και Δυναμικές Φορτίσεις Αυτών (Τ.Ο, εξέδρα, έδαφος, κτλ.).								
	Εμβαδό του κάθε Τ.Ο. βάση των διαστάσεων του:	Ίδιο βάρος του κάθε Τ.Ο. (kN/m) $W_i = A \cdot (\gamma_{bet} - \gamma_w)$:	Συνισταμένη κατά βάθος κατακόρυφη δύναμη λόγω ίδιου βάρους των Τ.Ο. (kN/m):	Οριζόντια δύναμη G των Τ.Ο. (kN/m) λόγω οριζόντιας επιτάχυνσης $G = W \cdot a_h$:		Σημείο εφαρμογής της G_i στο κεντρο βάρους του Τ.Ο.		Υπερκείμενα των Τ.Ο. εδάφη που φορτίζουν με το ίδιο βάρος τους :
z _w	A (m ²)	W _i	ΣW	G _i	ΣG	z _G ⁱ	z _G	W _{γαίων} (kN/m)
-2,7	12,00	176,88	176,88	18,9	18,9	-3,70	-3,7	
-5,2	11,25	165,83	342,71	17,7	36,6	-6,45	-5,0	60,20
-7,7	15,00	221,10	563,81	23,6	60,1	-8,95	-6,6	213,35
-9,7	13,50	198,99	762,80	21,2	81,4	-11,20	-7,8	342,29
-11,7	13,00	191,62	954,42	20,4	101,8	-13,20	-8,9	342,29

Όγκος εξέδρας που αντιστοιχεί σε κάθε εγκάρσια στον κρηπιδότοιχο πασσαλοσειρά (πλάτους 5 m):	Προκύπτουν εμβαδό της εξέδρας $A=V/5,00$:	Βάρος εξέδρας πάνω από τη συμβολή της με τους πασσαλόδεσμούς σύμφωνα με τις διαστάσεις στο σχήμα $W=A \cdot \gamma_{bet} + q_E \cdot L_{εξ}$:	Βάθος από την επιφάνεια του εδάφους του κέντρου βάρους της εξέδρας:	Οριζόντια δύναμη της εξέδρας (kN/m) λόγω σεισμού $G_{εξ}=W_{εξ} \cdot a_h$:
$V_{εξ}$ (m ³)	$A_{εξ}$ (m ²)	$W_{εξ}$ (kN/m)	$z_{εξ}$ (m)	$G_{εξ}$

164,48	32,90	1464,65	-0,65	156,23
--------	-------	---------	-------	--------

Υποπίεση νερού λόγω σεισμού $p_{wE}=7/8 \cdot a_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{(d_w \cdot z_w)}$:	Δύναμη υποπίεσης νερού λόγω σεισμού $P_{wE}=7/12 \cdot a_h \cdot \gamma_w \cdot z_w^2$:	Στάθμη κάτω από τη Μ.Σ.Θ. όπου ασκείται η P_w $h_w=0,6 \cdot z_w$:	Δύναμη υπερπίεσης λόγω σεισμού ίση με 70% της υποπίεσης:	Στάθμη κάτω από τη Μ.Σ.Θ. όπου ασκείται η $P_{υπερ}$:	Παθητική ώθηση από τη θωράκιση λόγω σεισμού με $\phi_E \approx \phi - \theta$ και $K_{pE} \approx 6,54/2$:	Βάθος άσκησης της E_{iE} από επιφάνεια για $h=0,60\Delta z$:	
z_w	p_{iw} (kN/m ²)	P_{wE} (kN/m)	h_w (m)	$P_{υπερ}$ (kN/m)	h_w	P_p (kN/m)	z_h (m)
0,0	0,00						
-2,7	5,38	4,65	-1,62	3,26	-1,62		
-5,2	7,47	17,26	-3,12	12,08	-3,12	56,89	-7,02
-7,7	9,09	37,85	-4,62	26,50	-4,62	324,68	-8,52
-9,7	10,20	60,07	-5,82	42,05	-5,82	696,95	-9,72
-11,7	11,20	87,39	-7,02	61,17	-7,02	1209,70	-10,92

Δύναμη Δέστρας:	Σημείο Εφαρμογής
Δ (kN/m)	z_Δ (m)
30,00	0,50

Συνισταμένες Δράσεις στον Υφιστάμενο Κρηπιδότοιχο από Τ.Ο.

Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη μέση στάθμη θάλασσας:	Κατακόρυφες δυνάμεις στον άξονα του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο.	Οριζόντια απόσταση της συνισταμένης κατακόρυφης δύναμης V από το κάτω αριστερό σημείο του κάθε Τ.Ο.:	Οριζόντιες δυνάμεις ασκούμενες στον κρηπ/τοιχο από Τ.Ο.:
z (m)	z _w (m)	V (kN/m)	x _v (m)	H (kN/m)
0,00				30,00
-2,20	0,00	220,00	2,10	207,04
-5,20	-2,70	338,38	1,08	290,42
-7,70	-5,20	514,27	1,15	345,41
-10,20	-7,70	825,70	2,49	235,67
-12,20	-9,70	1094,26	3,80	14,72
-14,20	-11,70	1218,38	5,97	-341,82
-17,50	-15,00			

Ροπές Ευστάθειας και Ανατροπής

Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Ροπή ευστάθειας:	Ροπή ανατροπής:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής $M_{ευστ}/M_{ανατρ}$:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης $f \cdot V/H$:
z	$M_{ευστ}$	$M_{ανατρ}$	F.S. _κ	F.S. _Ν
0,00				
-2,20	462,00	544,57	0,85	0,61
-5,20	366,63	1079,70	0,34	0,67
-7,70	590,32	1948,80	0,30	0,86
-10,20	2054,40	3155,28	0,65	2,02
-12,20	4159,98	4432,23	0,94	42,91
-14,20	7268,18	6038,61	1,20	-2,06
-17,50				

Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Προκύπτουσα ροπή ευσταθείας λόγω έλξης αγκυρίου ούτως ώστε ο συντελεστής ασφαλείας αντροπής $F.S._0 > 1,25$:		Οριζόντια δύναμη από το αγκύριο $H_A = \Delta M_{\text{ευστ}}/z_A$:		Προκύπτουσα συνισταμένη οριζοντίων δυνάμεων λόγω έλξης αγκυρίου ώστε ο συντελεστής ολίσθησης $F.S._A > 1,20$:			Οριζόντια δύναμη από το αγκύριο $H_A = \Delta H$:		
	z (m)	$M^*_{\text{ευστ}}$	F.S.K*	H_A	z_A (m)	H^*		F.S.N*	H_A (kN)	
0,00						30,00				
-2,20	822,78	1,51	279,7	-1,3	105,86		1,20	101,19		
-5,20	1673,10	1,55	304,5	-4,3	192,47		1,02	97,95		
-7,70	3071,90	1,58	365,5	-6,8	302,90		0,98	42,51		
-10,20	5045,42	1,60	322,0	-9,3	210,27		2,27			
-12,20	7152,89	1,61	265,1	-11,3	-25,74		-			
-14,20	9654,78	1,60		-13,3	-380,1		24,54			
-17,50							-1,85			

Οριζόντια δύναμη από το αγκύριο $H_A = \max(H_A^{\text{αναρπ}}, H_A^{\text{ολισθ}})$:		Διάμετρος ελκυστήρα του αγκυρίου D για εφελκυσμό $F_s = A_s \cdot f_{yd}$:				
H_A (kN)	z (m)	$F_s = H_A / \cos 5^\circ$	$A_s = \pi D^2 / 4$	$f_{yd} = 500 / 1,15$	D ή ϕ	
		(kN)	(cm ²)	(MPa)	(cm)	
365,48	-0,91	366,87	0,61	434,78	0,88	
		264,35				

Παθητικές καθαρές ωθήσεις στο τοιχείο αγκύρωσης μέσα στο έδαφος :			Βάθος κορυφής τοιχείου αγκυρίου:	Εμβαδό τοιχείου μέσα στο έδαφος όπου αγκυρώνεται ο χάλυβας:				
Διαστάσεις τοιχείου				$z_{\text{τοιχ}}$	A	$\sigma_{\text{εδ}} = H_A / A$	$\varphi_{\text{κοιν}}^\circ$	$\theta_{\text{cri, PE}}^\circ$
b	h	P_p	H_A	(m)	(m ²)	(kPa)		
(m)	(m)	(kN)	(kN/m)					
1,00	2,50	509,49	365,48	-3,50	2,50	146,19	30	40,41

Για τις επιχώσεις πριν το ανακουφιστικό πρίσμα ισχύουν:	$\gamma_{\text{κοιν}} =$	20,00	kN/m ³
	$\gamma_{\text{b, κοιν}} =$	11,74	kN/m ³
	$K_{\text{PE}} =$	4,78	
	$K_{\text{AE}} =$	0,44	

Τελικές ασκούμενες δυνάμεις στον παλαιό τμήμα από Τ.Ο							
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη μέση στάθμη θάλασσας:	Τελικές κατακόρυφες δυνάμεις στον άξονα του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο:	Τελικές οριζόντιες δυνάμεις ασκούμενες στον κρηπ/τοιχο από Τ.Ο.:	Τελική ροπή ευστάθειας:	Τελική ροπή ανατροπής:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής $M_{ευστ}/M_{ανατρ}$:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης $f \cdot V/H$:
z (m)	z_w (m)	V (kN/m)	H (kN/m)	$M_{ευστ}$	$M_{ανατρ}$	F.S. _A	F.S. _O
0,00			30,00				
-2,20	0,00	220,00	0,00	1119,24	544,57	2,06	>1,20
-5,20	-2,70	338,38	0,00	3015,97	1079,70	2,79	>1,20
-7,70	-5,20	514,27	0,00	4513,39	1948,80	2,32	>1,20
-10,20	-7,70	825,70	0,00	7251,19	3155,28	2,30	>1,20
-12,20	-9,70	1094,26	0,00	10375,74	4432,23	2,34	>1,20
-14,20	-11,70	1218,38	0,00	14502,92	6038,61	2,40	>1,20
-17,50	-15,00						

Εκκεντρότητα της κατακόρυφης δύναμης V και κατανομή των πιέσεων στη βάση στηρίξεως:				
Εκκεντρότητα:	$e = b/2 - \xi$	-3,95	όπου $\xi = (M_{ευστ} - M_{ανατρ})/V$:	6,95
		εντός πυρήνα		

		Χαρακτηριστικά φέροντος στρώματος εδάφους των πασσάλων μεγάλης εκτόπισης και προκύπτουσα φέρουσα ικανότητα αυτών.												
	$\varphi_I^\circ =$	38			$\varphi_{II}^\circ =$	40			D=	0,80	m			
	$\gamma_I =$	20,0	kN/m ³		$\gamma_{II} =$	25,0	kN/m ³		K=	2				
	$\gamma_w =$	10,00	kN/m ³		$\gamma_{II}^{kop} =$	27,0	kN/m ³		$L_b/D \geq$	16				
	$\gamma_I^{kop} =$	22,00	kN/m ³		$\delta_I^\circ =$	25	0,44		$A_p =$	0,50	m ²			
	c=	0	kPa		$f_{su,max} =$	81,30	kPa		$L_c/D \geq$	12				
					$q_{pu,max} =$	4,80	MPa							
Μέθοδος Terzaghi για την εκτίμηση της οριακής μοναδιαίας αντίστασης αιχμής για τους πασσάλους:														
A/Π	Μήκος έμπηξης L_b , του πασσάλου:	Βάθος z, κάτω από ΜΣΘ του πυθμένα:	Επιφόρτιση από το υπερκείμενο έδαφος, $\sigma'_v = \gamma_w \cdot z + \gamma_I^b \cdot L_c$:	φ	N_c	N_q	N_γ							
				40°	74,313	63,195	105,1							
				Οριακή αντίσταση αιχμής, $q_{pu} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + \sigma'_v \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma_{II}^b \cdot B \cdot N_\gamma$:										
				(m)	(m)	(kPa)		(kPa)						
1	15,0	-15,0	265,20					17187,93						
2	16,3	-13,7	252,20					16366,40						
3	18,8	-11,2	227,20					14786,52						
4	21,3	-8,7	202,20					13206,65						
5	23,8	-6,2	177,20					11626,77						
6	26,3	-3,7	152,20					10046,90						
7	26,5	-3,5	150,20					9920,51						
Υπολογισμός της οριακής μοναδιαίας τριβής στην παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου:														
	$\delta' =$	0,33	rad	Κατακόρυφη ενεργός τάση στο βάθος του κρίσιμου μήκους διείδυσης L_c , $\sigma'_v = \gamma_w \cdot z + \gamma_I^b \cdot L_c$:				Μέγιστη τιμή της οριακής πλευρικής τριβής $f_{su} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta'$:						
	$L_c/D =$	15												
	$L_b > L_c =$	12,00												
	K=	1,50												
			A/Π	(kPa)				(kPa)						
			1	294,00				151,85						
			2	281,00				145,13						
			3	256,00				132,22						
			4	231,00				119,31						
			5	206,00				106,40						
			6	181,00				93,48						
			7	179,00				92,45						

Φέρουσα ικανότητα πασσάλων εκτοπίσεως πλήρους διατομής.					
Αύξων αριθμός πασσάλου:	Εκτίμηση της οριακής αντίστασης αιχμής $Q_{pu}=A_p \cdot q_{pu}$:	Εκτίμηση της οριακής πλευρικής τριβής $Q_{su}=\pi \cdot B \cdot f_{su} \cdot L_b$:	Φέρουσα ικανότητα πασσάλων εκτοπίσεως πλήρους διατομής: $P_u=Q_{su}+Q_{pu}$:		
	Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)		
1	8639,60	5724,55	14364,15		
2	8226,65	5945,62	14172,27		
3	7432,52	6247,42	13679,94		
4	6638,39	6386,97	13025,35		
5	5844,25	6364,25	12208,50		
6	5050,12	6179,27	11229,39		
7	4986,59	6157,46	11144,06		
Φορτίσεις που καλείται να παραλάβει ο κάθε πάσσαλος (ανά 5 m) από την εξέδρα και να τις μεταβιβάσει με ασφάλεια στο φέρον εδαφικό στρώμα.					
Αύξων αριθμός πασσάλου:	Ίδιο βάρος εξέδρας & πασσάλου, γραφικά:	Κατακόρυφη δύναμη από κινητό φορτίο:	Κατακόρυφη δύναμη από γερανογέφυρα $V_{γερ}$:	Συνολική φόρτιση κάθε πασσάλου $V_{πασ}$:	Συντελεστής ασφαλείας:
A/A	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	$F.S.=P_u/V_{πασ}$
1	1250,98698	612,50	3570,0	5433,49	2,6
2	1260,51711	714,00	3570,0	5544,52	2,6
3	1278,84428	862,75		2141,59	6,7
4	1297,17145	875,00		2172,17	6,6
5	1315,49862	875,00		2190,50	6,6
6	1333,82579	875,00		2208,83	6,5
7	1335,29196	910,00		2245,29	6,4

Θωράκιση πυθμένα παραβολής και υφιστάμενου κρηπιδότοιχου με τρεις στρώσεις· κύρια θωράκιση, υπόστρωση ή δευτερεύουσα θωράκιση, λιθορριπή.

Πλοίο σχεδιασμού:	70000	DWT
Διάμετρος προπέλας D_p :	8,00	m
Συντελεστής περιβλήματος προπέλας c_p :	1,48	
Ισχύς κινητήρα προπέλας P_{tot} :	50000	kW
Ισχύς κινητήρα προπέλας στην παραβολή P_d :	5000	kW
Απόσταση περιμέτρου που διαγράφει η προπέλα από την επιφάνεια κύριας θωράκισης c :	2,50	m
Ειδικό βάρος πετρωμάτων (μέση τιμή) γ_θ :	26,50	kN/m ³
Ειδικό βάρος θαλασσινού νερού γ_w :	10,26	kN/m ³
Συντελεστής στρώσης k_Δ και αριθμός λίθων n :	1	
Λόγος H_p/D_o :	1,14	Από διάγραμμα λόγος U_{max}/U_o :
		0,57

Κύρια ταχύτητα προπέλας (m/s) $U_o=c_p \cdot (P_d/D_p^2)^{1/3}$:	6,33
--	------

Κύρια διάμετρος προπέλας (m) $D_o=0,71 \cdot D_p$:	5,68
--	------

Απόσταση άξονα προπέλας από θωράκιση (m) $H_p=c+0,5 \cdot D_p$:	6,50
---	------

Προκύπτουσα ταχύτητα στον πυθμένα U_{max} :	3,61	m/s
---	------	-----

Από διάγραμμα η διάμετρος ογκολίθου D_{50} :	0,60	m
--	------	---

Κύρια θωράκιση:

Πυθμένας				Πρανές			
n= 4				n= 3			
Μέσο βάρος ογκολίθου (kN) $B_{50}=\gamma_\theta \cdot (D_{50}/1,15)^3$:	Εύρος διαβάθμισης λίθων θωράκισης 0,5 B_{50} έως 2 B_{50} :		Ύψος θωράκισης (m) $r=n \cdot k_\Delta \cdot (B_{50}/\gamma_\theta)^{1/3}$:	Μέση διάμετρος (m) λίθων πρανούς $D_{50}^\pi=1,5D_{50}$:	Μέσο βάρος λίθου (kN) $B_{50}^\pi=\gamma_\theta \cdot (D_{50}^\pi/1,15)^3$:	Πάχος (m) $r^\pi=n \cdot k_\Delta \cdot (B_{50}^\pi/\gamma_\theta)^{1/3}$:	
B_{50}	min	max	r	D_{50}^π	B_{50}^π	r^π	
3,76	1,88	7,53	2,09	0,90	12,70	2,35	
Εύρος διαβάθμισης λίθων πρανούς 0,5 B_{50}^π έως 2 B_{50}^π :						min	6,35
						max	25,40

Δευτερεύουσα θωράκιση κοινή πυθμένας-πρανές.						Λιθορριπή ίδιας διαβάθμισης με θεμελιώσεως κρηπιδότοιχου.	
n= 3							
Εύρος διαβάθμισης λίθων υπόστρωσης $B_{50}^{\pi}/15$ έως $B_{50}^{\pi}/10$			Μέσο βάρος λίθου (kN) b_{50} :	Διάμετρος (m) $d_{50}=1,15 \cdot$ $(b_{50}/\gamma_{\theta})^{1/3}$:	Πάχος (m) υπόστρωσης $r_{\text{οπ}}=$ $n \cdot k_{\Delta} \cdot (b_{50}^{\pi}/\gamma_{\theta})^{1/3}$:	Βάρος λιθορριπής (kN) με διαβάθμιση:	
min	(kN)	max	b_{50}	d_{50}	$r_{\text{οπ}}$	min	max
0,85		1,27	1,06	0,39	1,03	0,005	2,00

Η νέα διάταξη του ανοικτού κρηπιδότοιχου επαρκεί για τα αναβαθμισμένα φορτία λειτουργίας με σεισμική φόρτιση και οι λεπτομέρειες των όσων υπολογίστηκαν παρατίθενται στα λεπτομερή σχέδια του παρατήματος.

6 2^Η ΠΕΡΙΠΤΩΣΗ ΑΝΑΒΑΘΜΙΣΗΣ: ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΑ

Στην περίπτωση αυτή μελετάται η κατασκευή κρηπιδότοιχου με πασσαλοτοιχία από σκυρόδεμα (σχέδια στο παράρτημα). Ο πασσαλότοιχος δημιουργείται από αλληλοτεμνόμενους πασσάλους. Σκυροδετούνται πρώτα οι άοπλοι πάσσαλοι και στη συνέχεια πριν πήξει το σκυρόδεμα τους, γίνεται η σκυροδέτηση των οπλισμένων πασσάλων που τέμνουν τους άοπλους. Έτσι δημιουργείται ένας διαφραγματικός τοίχος ο οποίος όμως φτάνει σε βάθος -10,70m από τη μέση στάθμη της θάλασσας. Από εκείνο το βάθος και πάνω προεκβάλλουν μόνο οι οπλισμένοι πάσσαλοι, όπου πάνω τους γίνεται η κατασκευή της ανωδομής. Έτσι διαφοροποιείται η λειτουργία του εύκαμπτου διαφραγματικού κρηπιδότοιχου που περιγράφηκε στο Κεφάλαιο 4. Εδώ οι οπλισμένοι πάσσαλοι δέχονται τα κατακόρυφα φορτία της ανωδομής και τα μεταβιβάζουν μαζί με τους άοπλους στο έδαφος ενώ ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος συνεχίζει να αντιστηρίζει τις γαίες και να δέχεται τα οριζόντια φορτία. Η λειτουργία σε κάμψη του πασσαλότοιχου εμφανίζεται μόνο από το βάθος -10,70m και κάτω αντιστηρίζοντας ουσιαστικά τη θεμελίωση του παλιού κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. Η οριζόντιες φορτίσεις της θεμελίωσης του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου στο πασσαλοτοιχίο δεν είναι η κρίσιμη δράση σχεδιασμού των πασσάλων αυτών αφού γίνεται για μια υψομετρική διαφορά από τα -10,7m έως τα -15,0m που είναι εμφανές πως οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται επαρκούν. Κρίσιμη είναι η κατακόρυφη φόρτιση των πασσάλων και η φέρουσα ικανότητα τους.

Στην αναβάθμιση αυτή οι πάσσαλοι ανήκουν στην κατηγορία των έγχυτων πασσάλων σε μη συνεκτικά εδάφη ή φρεατοπάσσάλων με τα χαρακτηριστικά τους να δίνονται πιο κάτω.

Ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος αγκυρώνεται στο θεμέλιο της σιδηροτροχιάς της γερανογέφυρας στους χερσαίους χώρους αφού πρώτα έχει γίνει χρήση βλήτρων που ενώνουν την ανωδομή με τον πρώτο Τ.Ο. όπως έχει ήδη περιγραφεί στο Κεφάλαιο 4.

6.1 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟ ΑΠΟ Τ.Ο. ΥΠΟ ΤΗ ΝΕΑ ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΜΕ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΑ

Τα φορτία που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο από Τ.Ο. είναι τα ίδια με αυτά που έχουν ήδη περιγραφεί στο κεφάλαιο 3 μαζί με το πρόσθετο βάρος της ανωδομής πάνω από τα πασσαλοτοιχία. Το εμβαδό της ανωδομής προκύπτει γραφικά και πολλαπλασιαζόμενο με το ειδικό βάρος του σκυροδέματος δίνει το ίδιο βάρος της.

6.2 ΦΕΡΟΝΤΕΣ ΠΑΣΣΑΛΟΙ

Το πασσαλοτοιχίο κατασκευάζεται, όπως αναφέρθηκε πριν, με πασσάλους δι' εκσκαφής, επί τόπου εγχυόμενων με τη βοήθεια επενδύσεως (σωλήνα). Γίνεται πρώτα η εισαγωγή του σωλήνα στο σημείο κατασκευής, έπειτα γίνεται η εκσκαφή

του εδαφικού υλικού, ακολουθεί η σκυροδέτηση με οπλισμένο ή άοπλο σκυρόδεμα εναλλάξ και τέλος γίνεται εξαγωγή του σωλήνα επενδύσεως. Οι πάσσαλοι είναι σχετικά μεγάλης διαμέτρου 1,0m για αυτό ονομάζονται και φρεατοπάσσαλοι. Πλεονεκτούν σε σχέση με τους αντίστοιχους εμπηγνυόμενους αφού έχουν τις εξής ιδιότητες (Αναγνωστόπουλος-Παπαδόπουλος, 2004 'Θεμελιώσεις με πασσάλους'):

- Δεν προκαλούν ανύψωση και διατάραξη του περιβάλλοντος εδάφους.
- Λαμβάνεται συνεχής εικόνα του εκσκαπτόμενου εδάφους.
- Η κατασκευή γίνεται χωρίς δόνηση.
- Πολύ μικρή επίδραση στην υπάρχουσα κατασκευή του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο και της θεμελίωσης του.
- Ο οπλισμός τους εξαρτάται μόνο από τις απαιτούμενες φορτίσεις και όχι από παράγοντες όπως η αντοχή κατά την έμπηξη ή τον τρόπο μεταφοράς τους.
- Επιτυγχάνονται μεγάλα μήκη και μεγάλες διαμέτροι.

Ενώ κύρια μειονεκτήματα τους τα οποία χρήζουν ιδιαίτερης προσοχής κατά την κατασκευή κυρίως ούτως ώστε να μη συμβούν είναι:

- Δυσκολίες κατά την σκυροδέτηση του πασσάλου κάτω από το νερό και κατά την επίτευξη της προδιαγεγραμμένης ποιότητας σκυροδέματος.
- Μετά την αφαίρεση του σωλήνα είναι πιθανή μία χαλάρωση του μη συνεκτικού εδάφους όταν δεν έχει σκυροδετηθεί και συμπυκνωθεί σωστά ο πάσσαλος

Ο υπολογισμός του οριακού φορτίου που μπορεί να αναληφθεί από κάθε μεμονωμένο κατακόρυφο πάσσαλο (kN), υπό αξονική θλιπτική κατακόρυφη φόρτιση, δίνεται από τη γενική σχέση:

$$P_u = \Sigma f_{su} \cdot A_s + q_{pu} \cdot A_b$$

όπου:

- f_{su} η οριακή τιμή πλευρικής τριβής (kPa)
- q_{pu} η αντοχή σε θραύση της αιχμής του πασσάλου (kPa)
- A_s η παράπλευρη επιφάνεια του πασσάλου (m²) και
- A_b η επιφάνεια της αιχμής του πασσάλου (m²).

Για τους έγχυτους πασσάλους και μόνο για μια προσεγγιστική εύρεση της φέρουσας ικανότητας (Φ.Ι.) του πασσάλου γίνεται επίλυση με τη θεωρητική επίλυση κατά Meyerhof (1976). Τέτοιες θεωρητικές μέθοδοι βασιζόμενες σε καθορισμένες γεωτεχνικές παραμέτρους του εδάφους και με τη βοήθεια στατικών τύπων υπολογίζουν προσεγγιστικά το οριακό φορτίο (για πιο ακριβή αποτελέσματα χρησιμοποιούνται τα δεδομένα επί τόπου δοκιμών, όπως δοκιμή αντοχής αιχμής κώνου CPT). Οπότε κατά τη μέθοδο Meyerhof (1976) για τη συγκεκριμένη περίπτωση, δηλαδή μη συνεκτικό έδαφος και έγχυτους πασσάλους, ισχύουν:

1. Οριακή πλευρική τριβή f_{su} :
 $f_{su}(\text{έγχυτου πασσάλου}) = (0,33 \div 0,50) \cdot f_{su}(\text{εμπηγνυόμενου πασσάλου})$
2. Οριακή αντοχή αιχμής q_{pu} :

$$q_{pu}(\text{έγχυτου πασσάλου}) = (0,33 \div 0,50) \cdot q_{pu}(\text{εμπηγνυόμενου πασσάλου})$$

Οι μειώσεις αυτές οφείλονται στη χαλάρωση του εδάφους γύρω και κάτω από τον πάσσαλο λόγω της εκσκαφής.

Επομένως τα συνολικά φορτία που μπορούν να αναληφθούν από την οριακή πλευρική τριβή είναι:

$$Q_{su} = f_{su} \cdot \Pi_s \cdot L_b$$

όπου,

Π_s η περίμετρος (m) του κάθε πασσάλου, προκύπτει γραφικά λόγω αλληλοτομής των πασσάλων και

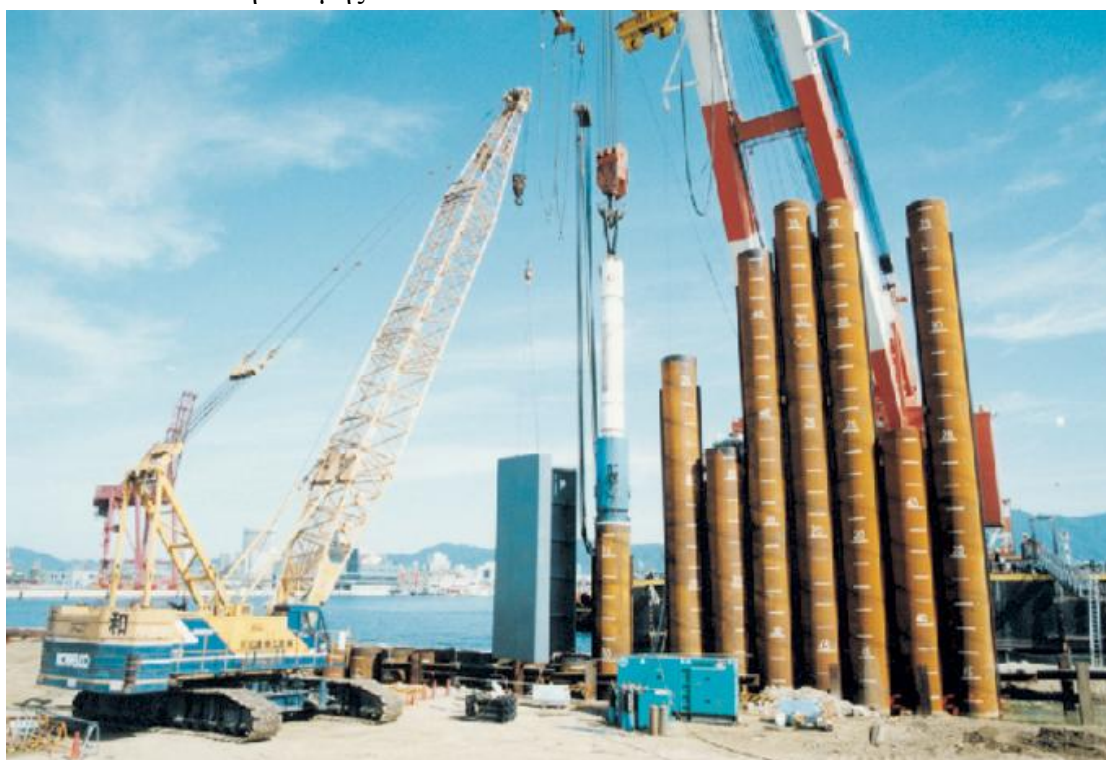
L_b το μήκος έμπηξης των πασσάλων.

Και από την οριακή αντίσταση αιχμής:

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A_b$$

όπου,

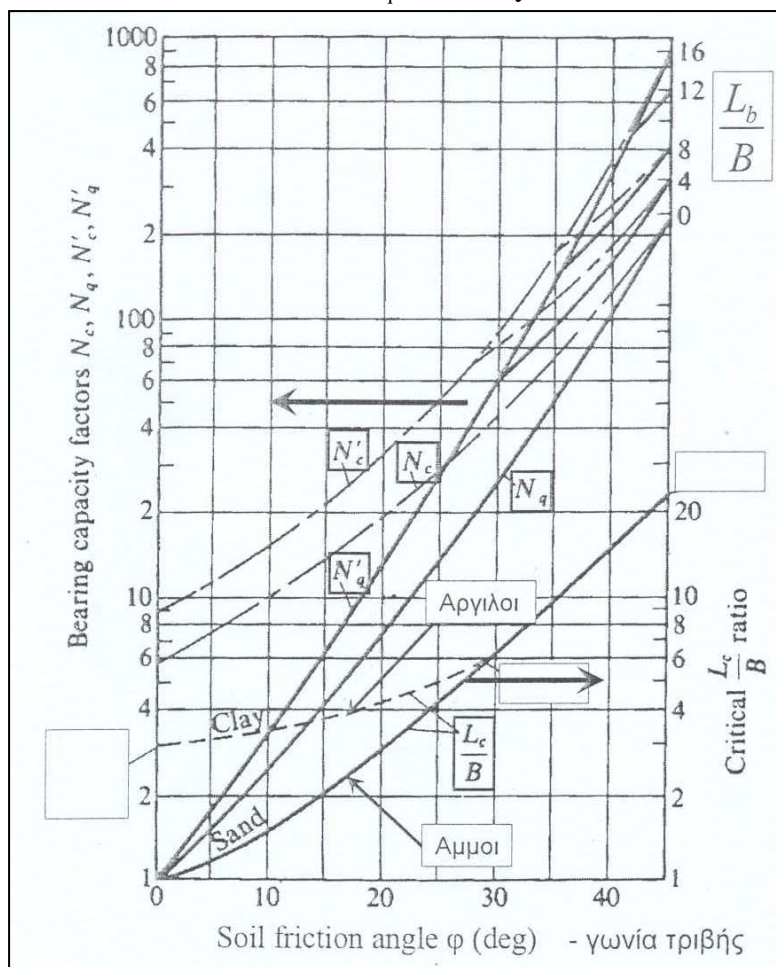
A_b το εμβαδό της βάσης κάθε πασσάλου που προκύπτει γραφικά λόγω αλληλοτομής των πασσάλων.



Εικόνα 13. Κατασκευή κρηπιδότοιχου με πασσαλοτοιχία.

Για να γίνει σύγκριση με την αναβάθμιση με ανοικτό κρηπιδότοιχο επιλέγεται ως μήκος ελέγχου τα 5m. Σε αυτό το διάστημα υπάρχουν τρεις οπλισμένοι και τρεις άοπλοι πάσσαλοι με ίσα εμβαδά βάσης $A_b=0.704 \text{ m}^2$ ίσες περιμέτρους $\Pi_s=0,927 \cdot 2=1,854 \text{ m}$ αλλά διαφορετικά μήκη L .

Για τους υπολογισμούς των οριακών τάσεων αντοχής αιχμής και πλευρικής τριβής στους υπολογισμούς που γίνονται στο κεφάλαιο 6.5 έχει χρησιμοποιηθεί το σχήμα 29 των συντελεστών N_c και N_q κατά Meyerhof.



Σχήμα 30. Συντελεστές N_c και N_q κατά Meyerhof.

6.3 ΑΓΚΥΡΩΣΗ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΩΝ

Τα πασσαλοτοιχία συνδέονται με την ανωδομή του κρηπιδότοιχου μέσω των κεφαλόδεσμων. Από την ανωδομή και με κατεύθυνση προς το χερσαίο χώρο τοποθετείται ελκυστήρας μήκους 25m περίπου ο οποίο καταλήγει στο διάμηκες θεμέλιο της σιδηροτροχιάς της γερανογέφυρας διαστάσεων 3,0m*3,0m. Αυτή είναι και η αγκύρωση του νέου κρηπιδότοιχου.

Το θεμέλιο αναπτύσσει τις καθαρές παθητικές ωθήσεις που θα παραλάβουν τις οριζόντιες δυνάμεις που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο κατά το σεισμό. Καθαρές παθητικές ωθήσεις είναι οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στην παρειά του θεμελίου αφαιρώντας τις ενεργητικές ωθήσεις από την άλλη παρειά του θεμελίου. Οι σεισμικοί συντελεστές ωθήσεων K_{PE} και K_{AE} προκύπτουν από τους πίνακες του Grundbau Taschenbuch του παρατήματος για θεωρητική στροφή του βάρους λόγω σεισμικής δράσης θ και εδαφικά χαρακτηριστικά, πίσω από το ανακουφιστικό πρίσμα, αυτά των επιχώσεων από κοινά γαιώδη υλικά.

Η οριζόντια δύναμη της αγκύρωσης στο θεμέλιο $H_{\theta\epsilon\mu}$ (kN/m):

$$H_{\theta\epsilon\mu} = P_{P'E\theta\epsilon\mu} - W_{\theta\epsilon\mu} \cdot a_h$$

με

$$P_{P'E\theta\epsilon\mu} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{\kappa\omicron\iota\nu} \cdot z^2 \cdot (0.5 \cdot K_{PE} - K_{AE})$$

όπου,

$\gamma_{\kappa\omicron\iota\nu}$ το υπό άνωση ή όχι ειδικό βάρος των επιχώσεων από κοινά γαιώδη υλικά, εδώ $\gamma_{\kappa\omicron\iota\nu}=20,0\text{kN/m}^3$ και κορεσμένο ειδικό βάρος $\gamma_s=22,0\text{kN/m}^3$,

z το βάθος (m) στο οποίο φθάνει το θεμέλιο,

K_{PE} συντελεστής σεισμικών παθητικών ωθήσεων μειωμένες στο ήμισυ για $\beta=-\theta$ & $\alpha=\theta$ και

K_{AE} συντελεστής σεισμικών ενεργητικών ωθήσεων για $\beta=\theta$ & $\alpha=-\theta$.

6.4 ΥΠΟΛΟΙΠΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

Οι υπόλοιπες σεισμικές οριζόντιες και κατακόρυφες δυνάμεις είναι πανομοιότυπες με αυτές που περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 3. Κατακόρυφες δηλαδή, τα ίδια βάρη των ογκολίθων και της ανωδομής, το κινητό φορτίο μειωμένο κατά το ήμισυ και η κατακόρυφη συνιστώσα των ενεργητικών ωθήσεων λόγω τριβής, δ , τοίχου-ανακουφιστικού πρίσματος. Ενώ οριζόντιες είναι οι δυνάμεις λόγω οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης a_h στις μάζες, η έλξη δέστρας, η οριζόντια ενεργητική ώθηση του ανακουφιστικού πρίσματος κατά το σεισμό και η συνισταμένη δύναμη από τις υποπιέσεις και τις υπερπιέσεις του νερού στον κρηπιδότοιχο. Στη συνέχεια οι ροπές υπολογίζονται ως προς τη γωνία του πόδα του κρηπιδότοιχου που βρίσκεται στα -11,70m από τη Μ.Σ.Θ στα ανάντη του κρηπιδότοιχου.

6.5 ΈΛΕΓΧΟΣ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΑ

Εδαφομηχανικά δεδομένα και τεχνικά χαρακτηριστικά					
a=	0,16		$\varphi^\circ=$	40,00	ή 0,6981 rad
q _w =	1,50		φ_r° ή $\delta^\circ=(2/3)\varphi=$	27	ή 0,4654 rad
$\gamma=$	18,50	kN/m ³	f=tan(2/3·45°)=	0,57735	ή 0,0091 rad
$\gamma_w=$	10,26	kN/m ³	q=	35,00	kN/m
$\gamma_k=$	21,00	kN/m ³	q _E =q·0,5	17,50	kN/m
$\gamma_b=$	10,74	kN/m ³	$\gamma_{bet}=$	25,00	kN/m
$\mu_1=$	0,70	rad			
Σεισμική Δράση:					
a _h =a/q _w =	0,107		a' _h = $\gamma_k/\gamma_b \cdot a_h=$	0,184	
a _v = 0,30·a=	0,048		$\theta=\arctan(a'_h/(1-a_v))\approx\arctan a'_h=$		0,1817 rad
$K_{AE}=\cos^2(\varphi-\theta)/\{\cos\theta \cdot \cos(\delta+\theta) \cdot [1+\sqrt{(\sin(\varphi+\delta) \cdot \sin(\varphi-\theta)/\cos(\delta+\theta))}]\} =$					0,313

Ενεργητικές Ωθήσεις κατά τη Σεισμική Δράση στο Ανακουφιστικό Πρίσμα.						
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη μέση στάθμη θάλασσας:	Ενεργές τάσεις (kN/m ²) $\sigma_{ivE}=q_E+\gamma \cdot z+$ $(\gamma_b-\gamma) \cdot z_w:$	Δυναμικές Ενεργητικές υπό κλίση δ τάσεις (kN/m ²) $\sigma_{iE}=\sigma_{iv} \cdot K_{AE}:$	Δυνάμεις ανά Τ.Ο. (kN/m) $P_{iE}=(\sigma_{iE}+\sigma_{iE+n}) \cdot \Delta x/2:$	Συνισταμένη κατά βάθος δύναμη ωθήσεως (kN/m):	Βάθος άσκησης της E _{iE} από επιφάνεια για h=0,40Δz:
z (m)	z _w (m)	σ_{ivE}	σ_{iE}	P _{iE}	E _{iE}	z _h (m)
0,00		17,50	5,48			
-2,20	0,00	58,20	18,23	26,09	26,09	-1,32
-5,20	-2,70	92,75	29,06	70,94	97,02	-3,12
-7,70	-5,20	119,60	37,47	83,16	180,18	-4,62
-10,20	-7,70	146,45	45,88	104,19	284,37	-6,12
-12,20	-9,70	167,93	52,61	98,49	382,86	-7,32
-14,20	-11,70	189,41	59,34	111,95	494,82	-8,52
-17,50	-15,00					

Δύναμη Δέστρας:	Σημείο Εφαρμογής
Δ (kN)	z_{Δ} (m)
30,00	0,50

Υπό Άνωση Βάρη των Υπερκείμενων Όγκων και Δυναμικές Φορτίσεις Αυτών (Τ.Ο, εξέδρα, έδαφος, κτλ.).

z_w	Εμβαδό του κάθε Τ.Ο. βάση των διαστάσεων του:	Ίδιο βάρος του κάθε Τ.Ο. (kN/m) $W_i=A \cdot (\gamma_{bet}-\gamma_w)$:	Συνισταμένη κατά βάθος κατακόρυφη δύναμη λόγω ίδιου βάρους των Τ.Ο. (kN/m):	Οριζόντια δύναμη G των Τ.Ο. (kN/m) λόγω οριζόντιας επιτάχυνσης $G=W \cdot a_H$:		Σημείο εφαρμογής της G_i στο κεντρο βάρους του Τ.Ο.				Υπερκείμενα των Τ.Ο. εδάφη που φορτίζουν με το ίδιο υπό άνωση βάρος τους :
	A (m^2)	W_i	ΣW	G_i	ΣG	z_G^i	z_G			$W_{γαιών}$ (kN/m)
\pm 0,0										
-2,7	12,00	176,88	176,88	18,87	18,87	-3,70	- 3,70			
-5,2	11,25	165,83	342,71	17,69	36,56	-6,45	- 5,03			60,20
-7,7	15,00	221,10	563,81	23,58	60,14	-8,95	- 6,57			213,35
-9,7	13,50	198,99	762,80	21,23	81,36	-11,20	- 7,78			342,29
- 11,7	13,00	191,62	954,42	20,44	101,80	-13,20	- 8,87			342,29
- 15,0		$T=\Sigma W \cdot f$:	551,03	kN/m						

Βάθος από Μ.Σ.Θ.	Υποπίεση νερού λόγω σεισμού $P_{wE}=7/8 \cdot a_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{(d_w \cdot z_w)}$:	Δύναμη υποπίεσης νερού λόγω σεισμού $P_{wE}=7/12 \cdot a_h \cdot \gamma_w \cdot z^2$:	Στάθμη κάτω από τη Μ.Σ.Θ. όπου ασκείται η P_{wE} , $h_w=0,4 \cdot z$:	Δύναμη υπερπίεσης λόγω σεισμού ίση με 70% της υποπίεσης:	Στάθμη κάτω από τη Μ.Σ.Θ. όπου ασκείται η $P_{υπερ}$:	Συνολικές δυνάμεις στον κρηπιδότοιχο με Τ.Ο. λόγω υδατικών P_{wE} & $P_{υπερ}$:	Βάθος άσκησης της ΣΡ από επιφάνεια εδάφους:
	z_w	P_{iw} (kN/m ²)	P_{wE} (kN/m)	h_w (m)	$P_{υπερ}$ (kN/m)	h_w	ΣΡ (kN/m)
0,0							
-2,7	5,38	4,65	-1,62	3,26	-1,62	7,91	-4,12
-5,2	7,47	17,26	-3,12	12,08	-3,12	29,35	-5,62
-7,7	9,09	37,85	-4,62	26,50	-4,62	64,35	-7,12
-9,7	10,20	60,07	-5,82	42,05	-5,82	102,11	-8,32
-11,7	11,20	87,39	-7,02	61,17	-7,02	148,56	-9,52
-15,0							
Εμβαδόν της ανωδομής που προκύπτει γραφικά από το σχήμα:		Βάρος ανωδομής $W_{εξ}=A \cdot \gamma_{bet}$:		Βάθος από επιφάνεια του εδάφους του κέντρου βάρους της ανωδομής:		Οριζόντια δύναμη της ανωδομής λόγω σεισμού $G_{εξ}=W_{εξ} \cdot a_h$:	
A (m ²)		$W_{εξ}$ (kN/m)		$z_{εξ}$ (m)		$G_{εξ}$ (kN/m)	
23,10		577,50		-0,70		61,6	

Συνισταμένες Δράσεις στον Υφιστάμενο Κρηπιδότοιχο από Τ.Ο.				
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη μέση στάθμη θάλασσας:	Κατακόρυφες δυνάμεις στον άξονα του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο:	Οριζόντια απόσταση της συνισταμένης κατακόρυφης δύναμης V από το κάτω αριστερό σημείο του κάθε Τ.Ο.:	Οριζόντιες δυνάμεις ασκούμενες στον κρηπ/τοιχο από Τ.Ο.:
z (m)	z _w (m)	V (kN/m)	x _v (m)	H (kN/m)
0,00				30,00
-2,20	0,00	220,00	2,20	114,91
-5,20	-2,70	440,42	2,30	205,08
-7,70	-5,20	703,77	2,57	324,94
-10,20	-7,70	1124,78	3,23	492,97
-12,20	-9,70	1496,92	3,77	653,73
-14,20	-11,70	1738,78	4,44	820,66
-17,50	-15,00			

Ροπές Ευστάθειας και Ανατροπής				
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Ροπή ευστάθειας:	Ροπή ανατροπής:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής $M_{ευστ}/M_{ανατρ}$:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης $f \cdot V/H$:
z	M _{ευστ}	M _{ανατρ}	F.S. _K	F.S. _N
0,00		15,00		
-2,20	484,00	193,92	2,50	1,11
-5,20	1011,94	708,51	1,43	1,24
-7,70	1808,09	1374,87	1,32	1,25
-10,20	3630,25	2402,78	1,51	1,32
-12,20	5641,27	3558,32	1,59	1,32
-14,20	7718,76	5065,72	1,52	1,22
-17,50				

		Απαιτούμενα αγκύρια για την εκπλήρωση των συντελεστών ασφαλείας του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο					
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Προκύπτουσα ροπή ευσταθείας λόγω έλξης αγκυρίου ούτως ώστε ο συντελεστής ασφαλείας αντροπής F.S. _A > 1,25 :	Οριζόντια δύναμη από το αγκύριο $H_A = \Delta M_{\text{ευστ}}/z_A$:		Προκύπτουσα συνισταμένη οριζοντίων δυνάμεων λόγω έλξης αγκυρίου ούτως ώστε ο συντελεστής ολίσθησης F.S. _o > 1,20:	Οριζόντια δύναμη από το αγκύριο $H_A = \Delta H$:		
z (m)	M* _{ευστ}	F.S. _K *	H _A	z _A (m)	H*	F.S. _N *	H _A
0,00		0,00					
-2,20	484,00	2,50		-0,94	120,29	1,06	-5,38
-5,20	1087,32	1,53	19,13	-3,94	206,90	1,24	-1,82
-7,70	2131,25	1,55	50,18	-6,44	317,33	1,25	7,61
-10,20	3749,91	1,51	13,38	-8,94		1,32	
-12,20	5573,50	1,59	6,19	-10,94		1,32	
-14,20	7954,97	1,52	18,25	-12,94		1,22	
-17,50							
Οριζόντια δύναμη από το αγκύριο $H_A = \max(H_A^{\text{ανατρ}}, H_A^{\text{ολίσθ}})$:		Διάμετρος ελκυστήρα του αγκυρίου D για εφελκυσμό $F_s = A_s \cdot f_{yd}$:					
	H _A (kN)	z _{αγκυρ}	F _s = H _A / cos5°	A _s = πD ² / 4	f _{yd} = 500 / 1,15	D ή φ	
			(kN)	(cm ²)	(MPa)	(cm)	
	50,18	-1,26	50,37 114,60	0,26	434,78	0,58	
Παθητικές ωθήσεις στο τοίχειο αγκύρωσης μέσα στο έδαφος :				Βάθος τοιχείου αγκυρίου:	Εμβαδό τοιχείου μέσα στο έδαφος όπου αγκυρώνεται ο χάλυβας:		
Διαστάσεις τοιχείου							
b	h	P _{θεμ}	H _A	z _{τοιχ}	A	σ _{εδ} = H _A / A	
(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(m)	(m ²)	(kPa)	
5,00	3,00	738,06	50,18	0,00	15,00	49,20	
Επιχώσεις:							
γ _{κοιν} =	20,00	kN/m ³					
γ _{s,κοιν} =	22,00	kN/m ³					
φ _{κοιν} =	30	ή	0,52	rad			
K _{AE} =	0,44	Για β=θ & α=-θ					
K _{PE} =	4,78	Για β=-θ & α=θ					

Τελικές ασκούμενες δυνάμεις στον παλαιό τμήμα από Τ.Ο							
Βάθος από την επιφάνεια εδάφους:	Βάθος από τη μέση στάθμη θάλασσας:	Τελικές κατακόρυφες δυνάμεις στον άξονα του κρηπιδότοιχου από Τ.Ο:	Τελικές οριζόντιες δυνάμεις ασκούμενες στον κρηπ/τοιχο από Τ.Ο.:	Τελική ροπή ευστάθειας:	Τελική ροπή ανατροπής:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής $M_{ευστ}/M_{ανατρ}$:	Συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης $f \cdot V/H$:
z (m)	z _w (m)	V (kN/m)	H (kN/m)	M _{ευστ}	M _{ανατρ}	F.S. _A	F.S. _O
0,00			30,00				
-2,20	0,00	220,00	0,00	1177,78	193,92	6,07	>1,20
-5,20	-2,70	440,42	0,00	3919,89	708,51	5,53	>1,20
-7,70	-5,20	703,77	0,00	6561,19	1374,87	4,77	>1,20
-10,20	-7,70	1124,78	0,00	10228,51	2402,78	4,26	>1,20
-12,20	-9,70	1496,92	0,00	13715,64	3558,32	3,85	>1,20
-14,20	-11,70	1738,78	82,60	17269,25	5065,72	3,41	14,73
-17,50	-15,00						
Εκκεντρότητα της κατακόρυφης δύναμης V και κατανομή των πιέσεων στη βάση στηρίζεως:							
Εκκεντρότητα:	$e = b/2 - \xi$	-4,02	όπου $\xi = (M_{ευστ} - M_{ανατρ})/V$			7,02	
		εντός πυρήνα					

Χαρακτηριστικά φέροντος στρώματος εδάφους των πασσάλων μεγάλης εκτόπισης, του ανοικτού κρηπιδώματος.										
$\varphi_1^\circ =$	38			$L_c =$	15,00	m		$N'_q =$	200	
$\gamma_1 =$	20,00	kN/m^3		$L_b =$	10,00	m		$K =$	1	
$\gamma_w =$	10,00	kN/m^4		$L =$	25,00	m		$L_b/D \geq$	10	
$\gamma_1^{\text{kop}} =$	22,00	kN/m^5		$D =$	1,00	m		$\Pi_s =$	1,85	m
$\delta_1^\circ =$	25	0,44	$f_{su, \max} =$	81,30	kPa			$A_b =$	0,70	m^2
$L_c/D =$	15		$q_{pu, \max} =$	4,80	MPa			$\Sigma A_b =$	4,30	m^2
7,81										
Οριακές τιμές κατά Meyerhof για εμπηγνυόμενους πασσάλους.					Μειωμένες τιμές για έγχυτους πασσάλους.					
Κατακόρυφη ενεργός τάση για $L_b < L_c$ στο βάθος του μήκους διεύθυνσης L_b , $\sigma'_v = \gamma_1 \cdot L_b$:	Μέγιστη τιμή της οριακής μοναδιαίας αντίστασης αιχμής για $L_b < L_c$, $q_{pu}^* = q_{Lb} = \sigma'_v \cdot N'_q$:	Μέγιστη τιμή της οριακής πλευρικής τριβής $f_{su}^* = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan \delta_1$:		Τελική μέγιστη οριακή μοναδιαία αντίσταση αιχμής $q_{pu} = 0,5 q_{pu}^*$:	Τελική μέγιστη τιμή της οριακής πλευρικής τριβής $f_{su} = 0,5 \cdot f_{su}^*$:					
σ'_v (kN/m ²)	q_{pu} (kPa)	f_{su} (kPa)		q_{pu} (kPa)	f_{su} (kPa)					
120,00	24000,00	55,96		12000,00	27,98					
Εκτίμηση της οριακής αντίστασης αιχμής για ζώνη 5m $Q_{pu} = \Sigma A_b \cdot q_{pu}$:	Εκτίμηση της οριακής πλευρικής τριβής $Q_{su} = \Sigma \Pi_s \cdot f_{su} \cdot L_b$:	Φέρουσα ικανότητα πασσάλων εκτοπίσεως πλήρους διατομής: $Q_u = Q_{su} + Q_{pu}$:								
Q_{pu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_u (kN)								
51648,00	3272,36	54920,36								
Φορτίσεις που καλείται να παραλάβει ο κάθε πάσσαλος από την εξέδρα και να τις μεταβιβάσει με ασφάλεια στο φέρον εδαφικό στρώμα σε μήκος κρηπίδας 5,0m.										
Βάθος από το οποίο ξεκινούν οι άοπλοι:	Ίδιο βάρος εξέδρας σε κάθε πάσσαλο (γραφικά) και ίδιο βάρος 6 πασσάλων για ζώνη 5m:	Κατακόρυφη δύναμη από κινητό φορτίο για ζώνη 5m και $q_E = 0,5q$:	Κατακόρυφη δύναμη $V_{\gamma \epsilon \rho}$ από γερανογέφυρα:	Φόρτιση κάθε οπισμένου πάσσалу (ολική), $V_{\pi \alpha \sigma}$:	Συντελεστής ασφαλείας:					
z (m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	$F.S = Q_u / V_{\pi \alpha \sigma}$					
-10,70	3037,57	1172,50	7140	8543	6,43					

Θωράκιση πυθμένα παραβολής και υφιστάμενου κρηπιδότοιχου με τρεις στρώσεις κύρια θωράκιση, υπόστρωση ή δευτερεύουσα θωράκιση, λιθορριπή.

Πλοίο σχεδιασμού:	70000	DWT
Διάμετρος προπέλας D_p :	8,00	m
Συντελεστής περιβλήματος προπέλας c_p :	1,48	
Ισχύς κινητήρα προπέλας P_{tot} :	50000	kW
Ισχύς κινητήρα προπέλας στην παραβολή P_d :	5000	kW
Απόσταση περιμέτρου που διαγράφει η προπέλα από την επιφάνεια κύριας θωράκισης c :	2,50	m
Ειδικό βάρος πετρωμάτων (μέση τιμή) γ_θ :	26,50	kN/m ³
Ειδικό βάρος θαλασσινού νερού γ_w :	10,26	kN/m ³
Συντελεστής στρώσης k_Δ και αριθμός λίθων n :	1	
Λόγος H_p/D_o :	1,14	Από διάγραμμα λόγος U_{max}/U_o :
		0,57

Κύρια ταχύτητα προπέλας (m/s) $U_o=c_p \cdot (P_d/D_p^2)^{1/3}$:	6,33
--	------

Κύρια διάμετρος προπέλας (m) $D_o=0,71 \cdot D_p$:	5,68
--	------

Απόσταση άξονα προπέλας από θωράκιση (m) $H_p=c+0,5 \cdot D_p$:	6,50
---	------

Προκύπτουσα ταχύτητα στον πυθμένα U_{max} :	3,61	m/s
---	------	-----

Από διάγραμμα η διάμετρος ογκολίθου D_{50} :	0,60	m
--	------	---

Κύρια θωράκιση:

Πυθμένας $n= 4$				Κύρια θωράκιση:				Πρανές $n= 3$			
Μέσο βάρος ογκολίθου (kN) $B_{50}=\gamma_\theta \cdot (D_{50}/1,15)^3$:	Εύρος διαβάθμισης λίθων θωράκισης $0,5B_{50}$ έως $2B_{50}$:			Υψος θωράκισης (m) $r=n \cdot k_\Delta \cdot (B_{50}/\gamma_\theta)^{1/3}$:	Μέση διάμετρος (m) λίθων πρανούς $D_{50}^\pi=1,5D_{50}$:	Μέσο βάρος λίθου (kN) $B_{50}^\pi=\gamma_\theta \cdot (D_{50}^\pi/1,15)^3$:	Πάχους (m) $r^\pi=n \cdot k_\Delta \cdot (B_{50}^\pi/\gamma_\theta)^{1/3}$:				
B_{50}	min		max	r	D_{50}^π	B_{50}^π	r^π				
3,76	1,88		7,53	2,09	0,90	12,70	2,35				
Εύρος διαβάθμισης λίθων πρανούς $0,5B_{50}^\pi$ έως $2B_{50}^\pi$:							min	6,35			
							max	25,40			

Δευτερεύουσα θωράκιση κοινή πυθμένας-πρανές.						Λιθορριπή ίδιας διαβάθμισης με θεμελιώσεως κρηπιδότοιχου.	
n= 3							
Εύρος διαβάθμισης λίθων υπόστρωσης $B_{50}^{\pi}/15$ έως $B_{50}^{\pi}/10$		Μέσο βάρος λίθου (kN) b_{50} :	Διάμετρος (m) $d_{50}=1,15 \cdot$ $(b_{50}/\gamma_{\theta})^{1/3}$:	Πάχος (m) υπόστρωσης $r_{\text{οπ}}=$ $n \cdot k_{\Delta} \cdot (b_{50}^{\pi}/\gamma_{\theta})^{1/3}$:		Βάρος λιθορριπής (kN) με διαβάθμιση:	
min	(kN)	max	b_{50}	d_{50}	$r_{\text{οπ}}$	min	max
0,85		1,27	1,06	0,39	1,03	0,005	2,00

Και η νέα διάταξη κρηπιδότοιχου από πασσαλοτοιχία επαρκεί πράγματι στα νέα φορτία και στη σεισμική δράση εξασφαλίζοντας τον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο έναντι ανατροπής και ολίσθησης.

7 ΟΙΚΟΝΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ

Οι δύο προαναφερθείσες περιπτώσεις αναβάθμισης έγιναν με στόχο την στατική ισορροπία και ευστάθεια του υφιστάμενου κρηπιδότοιχου με την ταυτόχρονη εκβάθυνση του. Οι δύο περιπτώσεις μπορεί να δίνουν ικανοποιητικά αποτελέσματα όσον αφορά τους συντελεστές ασφαλείας έναντι ανατροπής και ολίσθησης, διαφέρουν όμως στον τρόπο επίτευξής τους. Η πρώτη περίπτωση αφορά ανοικτό κρηπιδότοιχο θεμελιωμένο σε πασσάλους μιας σύνθετης κατασκευής. Η πολυπλοκότητα της κατασκευής προκύπτει από της σε διαφορετικού βάθους πυθμένα έμπηξης των πασσάλων, της κατασκευής πρανούς θωράκισης μπροστά από τον κρηπιδότοιχο Τ.Ο., της κατασκευής εξέδρας εργασιών σε μεγάλη απόσταση από την ακτή θεμελιωμένη στους πασσάλους, αγκύρωσης της ανωδομής σε τοιχία κάτω από τη γραμμή του υδροφόρου ορίζοντα κτλ. Αντίθετα η κατασκευή πασσαλοτοιχιών γίνεται παραπλήσια στο υφιστάμενο κρηπίδωμα, με κατά μήκος επαναλαμβανόμενους έγχυτους πασσάλους, με θωράκιση μόνο του πυθμένα, κατασκευή αγκυρίου-θεμελίου στην επιφάνεια του χερσαίου χώρου κτλ. Μοιάζει δηλαδή η κατασκευή του ανοικτού κρηπιδότοιχου λιγότερο συμφέρουσα.

Στην πραγματικότητα θα αποδειχθεί πια κατασκευή είναι πιο συμφέρουσα με τη σύγκριση του οικονομικού κόστους της κάθε μίας. Το κόστος προκύπτει με τον υπολογισμό των απαιτούμενων όγκων για την εκσκαφή, επίχωση, θωράκιση, σκυροδέτηση των επιμέρους έργων, το είδος των εργασιών και την τελική κοστολόγηση αυτών. Οι τιμές έχουν δοθεί ενδεικτικά και έχουν επιλεγεί από πίνακες λιμενικών τιμών εργασιών, λιμενικών έργων, έκδοση 2009.

Έχοντας επιλέξει και σχεδιάσει τους νέους κρηπιδότοιχους στην τελική τους μορφή είναι εύκολος ο υπολογισμός των όγκων τους είτε γραφικά και είτε με τη βοήθεια απλών γεωμετρικών σχέσεων. Για κάθε περίπτωση κρηπιδότοιχου προκύπτουν τα εξής δεδομένα ανά 5m μήκους του κάθε κρηπιδότοιχου:

Ανοικτός κρηπιδότοιχος με κοινή διάμετρο πασσάλων 0,80m:

- i) Όγκος εκσκαφών στον πυθμένα για την κατασκευή της θωράκισης:
 $5m \cdot 303,37m^2 = 1516,85m^3$.
- ii) Όγκος λιθορριπής πρανούς εσωτερικά της θωράκισης (πυρήνας):
 $5m \cdot 83,32m^2 = 416,60m^3$.
- iii) Όγκος υπόστρωσης θωράκισης από φυσικούς λίθους βάρους 85-130kg:
 $5m \cdot 63,42m^2 = 317,10m^3$.
- iv) Όγκος κύριας θωράκισης από φυσικούς λίθους βάρους 640-2550kg:
 $5m \cdot 136,90m^2 = 684,50m^3$.
- v) Όγκος επανεπίχωσης του πυθμένα με τεχνητή προσάμμωση:
 $5m \cdot 30,07m^2 = 150,35m^3$.
- vi) Έμπηξη χαλύβδινων πασσάλων με κλειστό κάτω άκρο μήκους: $7 \cdot 18,30m = 128,10m$
- vii) Όγκος προκατασκευασμένων πασσάλων του κρηπιδότοιχου: $2 \cdot \pi D^2/4 \cdot 30,20m + 5 \cdot \pi D^2/4 \cdot 31,35m = 109,15m^3$.

- viii) Όγκος ανωδομής από οπλισμένο έγχυτο επί τόπου σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37 (γραφικά): $132,79\text{m}^3$.
- ix) Επεξεργασία τελικής επιφάνειας επιστρώσεων με επίταση σκληρυντικού υλικού με εμβαδό ανωδομής: $5\text{m}\cdot 32,70\text{m}=163,50\text{m}^2$.

Κρηπιδότοιχος από πασσάλους με διάμετρο πασσάλου $D=1,0\text{m}$.

- i) Όγκος εκσκαφών στον πυθμένα για την κατασκευή της θωράκισης: $220,71\text{m}^2\cdot 5\text{m}=1103,55\text{m}^3$.
- ii) Όγκος υπόστρωσης θωράκισης από φυσικούς λίθους βάρους 85-130kg: $27,37\text{m}^2\cdot 5\text{m}=136,85\text{m}^3$.
- iii) Όγκος κύριας θωράκισης από φυσικούς λίθους βάρους 640-2550kg: $59,48\text{m}^2\cdot 5\text{m}=297,40\text{m}^3$.
- iv) Όγκος επανεπίχωσης του πυθμένα με τεχνητή προσάμμωση: $30,56\text{m}^2\cdot 5\text{m}=152,80\text{m}^3$.
- v) Προμήθεια χαλύβδινου πάσσαλου πάχους 1cm (με ειδικό βάρος χάλυβα $\gamma_{\text{χαλ}}=7,58\text{t/m}^3$) για την κατασκευή των άοπλων πασσάλων (επαναχρησιμοποιούμενος) βάρους: $(\pi(D+0.02)^2/4-\pi D^2/4)\cdot 14,40\text{m}\cdot 7,85\text{t/m}^3=3,59\text{t}$
- vi) Έμπηξη χαλύβδινων πασσάλων με ανοικτό κάτω άκρο για την κατασκευή των άοπλων πασσάλων μήκους: $3\cdot 10,45\text{m}$.
- vii) Όγκος διάτρησης και αφαίρεσης εδαφικού υλικού για την κατασκευή των άοπλων φρεατοπασσάλων: $3\cdot (\pi D^2/4\cdot 13,30)=3\cdot 11,38\text{m}^3$.
- viii) Όγκος σκυροδέτησης 3 άοπλων πασσάλων κρηπιδότοιχου: $3\cdot \pi D^2/4\cdot 14,40\text{m}=3\cdot 11,31\text{m}^3$.
- ix) Έμπηξη χαλύβδινων πασσάλων με ανοικτό κάτω άκρο για την κατασκευή των 3 οπλισμένων πασσάλων μήκους: $3\cdot 14,40\text{m}$
- x) Προμήθεια των 3 μεταλλικών σωλήνων κατασκευής οπλισμένων πασσάλων πάχους 0,01m και μάζας: $3\cdot (\pi(D+0.02)^2/4-\pi D^2/4)\cdot 25,20\text{m}\cdot 7,85\text{t/m}^3=3\cdot 6,27\text{t}$
- xi) Όγκοι διάτρησης και αφαίρεσης εδαφικού υλικού και άοπλου σκυροδέματος για την κατασκευή των οπλισμένων πασσάλων: $3\cdot (\pi D^2/4)\cdot 14,40\text{m}=3\cdot 11,30\text{m}^3$
- xii) Σκυροδέτηση 3 οπλισμένων πασσάλων όγκου: $(\pi D^2/4)\cdot 25,20\text{m}=3\cdot 19,79\text{m}^3$
- xiii) Σιδηρούς οπλισμός πασσάλων για ποσοστό οπλισμού σε σχέση με τη διατομή σκυροδέματος $\rho=0,045$ και επομένως βάρους: $3\cdot 0,045\cdot (\text{όγκο σκυροδέματος οπλισμένου πασσάλου})\cdot 7,58\text{t/m}^3=3\cdot 6,75\text{t}$
- xiv) Όγκος ανωδομής από οπλισμένο έγχυτο επί τόπου σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37: $14,04\text{m}^2\cdot 5\text{m}=70,20\text{m}^3$.
- xv) Επεξεργασία τελικής επιφάνειας επιστρώσεων με επίταση σκληρυντικού υλικού με εμβαδό ανωδομής: $5\text{m}\cdot 6,70\text{m}=33,50\text{m}^2$.

ΤΙΜΕΣ ΜΟΝΑΔΩΝ ΕΡΓΑΣΙΩΝ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΈΡΓΩΝ		ΑΝΟΙΚΤΟΣ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΠΟΣΟΤΗΤΕ ΤΙΜΕΣ (€)		ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΣ ΑΠΟ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΟ ΠΟΣΟΤΗΤΕΣ ΤΙΜΕΣ (€)	
Εκσκαφές πυθμένα θαλάσσης	1,70 €/m ³	1516,85m ³	2578,7	1103,55m ³	1876,0
Λιθορριπές 0,5-200 kg	12,00 €/m ³	416,60m ³	4999,2		
Λιθορριπές υπόστρωσης 85-130 kg	14,00 €/m ³	317,10m ³	4439,4	136,85m ³	1915,9
Θωράκιση με ογκόλιθους 600-2550 kg	15,00 €/m ³	684,50m ³	10267,5	297,40m ³	4461,0
Επανεπίχωση του πυθμένα με τεχνητή προσάμμωση	6,00 €/m ³	150,35m ³	902,1	152,80m ³	916,8
Ανωδομή κρηπιδότοιχου από οπλισμένο έγχυτο επί τόπου σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37	115,00 €/m ³	132,79m ³	15271,2	70,20m ³	8073,0
Προκατασκευασμένοι πάσσαλοι από οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C30/37	170,00 €/m ³	109,15m ³	18556,0		
Προμήθεια χαλύβδινων πασσάλων	1,20 €/kg			22,4t	26880,0
Έμψη χαλύβδινων πασσάλων με ανοικτο κάτω άκρο	65,00 €/m			83,10m	5401,5
Έμψη χαλύβδινων πασσάλων με κλειστό κάτω άκρο	78,00 €/m	128,10m	9991,8		
Διάτρηση και αφαίρεση εδαφικού υλικού φρεατοπασσάλων	165,00 €/m ³			65,24m ³	10764,6
Σκυροδέτηση πασσάλων	115,00 €/m ³			93,30 m ³	10729,5
Σιδηρούς οπλισμός πασσάλων	1,00 €/kg			20,25t	20250,0
Επεξεργασία τελικής επιφάνειας επιστρώσεων με επίταση σκληρυντικού υλικού	6,50 €/m ²	163,50 m ²	1062,8	33,50 m ²	217,8
Συνολικό κόστος κάθε κατασκευής		68.068,8 €		91.486,1 €	

Ο κρηπιδότοιχος από πασσαλοτοιχία κοστίζει 1,4 φορές πιο ακριβά από την κατασκευή του ανοικτού κρηπιδότοιχου. Παρόλο που η κατασκευή του ανοικτού κρηπιδότοιχου απαιτεί περισσότερες μάζες σκυροδέματος και λιθορριπής, το κόστος κατασκευής του κρηπιδότοιχου από πασσαλοτοιχία είναι πιο υψηλό λόγω, κυρίως, της κατασκευής φρεατοπασσάλων. Από τη στιγμή που και οι δύο κρηπιδότοιχοι εκπληρώνουν το σκοπό κατασκευής τους με συντελεστές ασφαλείας κατά πολύ μεγαλύτερους από τους απαιτούμενους, η επιλογή γίνεται με βάση τα οικονομικά δεδομένα. Αυτά οδηγούν στην επιλογή του ανοικτού κρηπιδότοιχου.

8 ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΙΣΜΟΙ ΚΑΙ ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Αρχικά μια γενική παρατήρηση, μετά από την πρώτη μου διερεύνηση στο λιμενικό σύστημα της χώρας, είναι πως η αναβάθμιση σε ένα κρηπιδότοιχο λιμανιού δεν πρέπει να είναι αυτοσκοπός για όλα τα λιμάνια της Ελλάδας. Πιο σημαντικό για την ευρύτερη ανάπτυξη των θαλάσσιων μεταφορών της χώρας είναι η ύπαρξη και η τήρηση ενός προγραμματικού σχεδίου οργάνωσης και συντονισμού όλων των μεγάλων ελληνικών λιμανιών (master plan). Η οργάνωση τους θα συντελέσει στην οικονομική ανάπτυξη και την εδραίωση της χώρας στις θαλάσσιες μεταφορές και επομένως στην ανάγκη για αναβάθμιση των υφιστάμενων λιμανιών. Γιατί τρόποι για να αναβαθμιστούν τα ελληνικά λιμάνια υπάρχουν. Άλλοι πιο απλοί και άλλοι πιο σύνθετοι. Η υιοθέτηση όμως των αναβαθμισμένων λιμανιών από την οικογένεια των θαλάσσιων μεταφορών προϋποθέτει πρώτα ή και παράλληλα, σαν σύνολο, το ελληνικό λιμενικό σύστημα να προσελκύσει τις διεθνείς ροές θαλάσσιων μεταφορών. Αυτό θα γίνει κάτω από ένα σωστό προγραμματικό εθνικό σχέδιο.

Στη συνέχεια παρά τις όποιες μελλοντικές ή όχι, προοπτικές ανάπτυξης ενός υφιστάμενου λιμανιού και επομένως των κρηπιδωμάτων του, πρέπει να δοθεί πρωταρχική σημασία στην εξασφάλιση έναντι αστοχίας της ίδιας της κατασκευής. Γιατί ένα ασφαλές και σε λειτουργία λιμάνι είναι προτιμότερο από ένα κλειστό λόγω αστοχίας λιμάνι, που περιμένει το γενικότερο προγραμματικό σχέδιο αναβάθμισης του. Δηλαδή κρηπιδότοιχοι σχεδιασμένοι υπό άλλα σεισμικά δεδομένα από τα πραγματικά ισχύοντα, θα πρέπει να εξασφαλισθούν σήμερα ούτως ώστε να αποφευχθεί μια μελλοντική τους καταστροφική αστοχία λόγω κάποιου σεισμού η αρνητική δράση του οποίου, με τις σημερινές γνώσεις, μπορεί να προληφθεί. Για να γίνει αυτό όμως απαιτείται και μια πιο λεπτομερής μεθοδολογία μετά από εμπειριστατωμένη κατανόηση της δράσεως του σεισμού πάνω στον κρηπιδότοιχο και κωδικοποίηση της στον ελληνικό αντισεισμικό κανονισμό και στους νέους ευροκώδικες. Η διπλωματική αυτή στηρίχτηκε στις διατάξεις του ΕΑΚ για τη δράση του σεισμού στα αντιστηριζόμενα πάνω στον τοίχο εδάφη, με τη μεθοδολογία Mononobe- Okabe για τοίχους έξω από το νερό και τη μεθοδολογία Westergaard για τον υπολογισμό της δράσης του νερού στον κρηπιδότοιχο αφού δεν υπάρχει επιστημονικά τεκμηριωμένη μέθοδος αντισεισμικού ελέγχου ενός κρηπιδότοιχου. Η πιο αξιόπιστη όμως διερεύνηση θα ήταν αυτή που κατ' αρχάς πραγματεύεται το αντιστηριζόμενο από τον τοίχο ωθούν πρίσμα ως ελεύθερο σώμα αλλά μέσα στο νερό. Θα υπολογίζεται δηλαδή μέσα στο νερό η θραύση του εδάφους, υπό την επίδραση των ίδιων βαρών και των υδροστατικών πιέσεων του νερού, των οριζόντιων και κατακόρυφων σεισμικών δυνάμεων επί του εκτός και εντός του ύδατος κεκορεσμένων μαζών εδάφους και τέλος των σεισμικών υδατικών δυνάμεων, δίνοντας όμως στη συνέχεια και την κατά βάθος κατανομή των δράσεων αυτών και όχι μόνο τις συνισταμένες τους, όπως γίνεται τώρα με τον ΕΑΚ. Δηλαδή μία μεθοδολογία βασισμένη στην δράση του σεισμού σε κρηπιδότοιχους και αποτύπωση της στον αντισεισμικό κανονισμό.

Τελειώνοντας θα πρέπει να καθοριστεί από τους μελετητές κυρίως, το αν είναι επιτρεπτή ή όχι η οποιαδήποτε μετατόπιση του κρηπιδότοιχου κατά τη διάρκεια του σεισμού. Η μέθοδος Monopobe – Okabe δέχεται μία μέγιστη μετακίνηση του κρηπιδότοιχου κατά τη σεισμική δράση ίση με το 0,5% του ολικού ύψους του. Μια μηδαμινή ανοχή στη μετατόπιση αυτή θα αύξανε κατακόρυφα το κόστος κατασκευής του κρηπιδότοιχου αλλά θα διατηρούσε τα πολύπλοκα έργα και συστήματα στο επίπεδο εργασίας, ανέπαφα. Μένει να αποφασιστεί.

Τα συμπεράσματα της διπλωματικής για τον τυπικό ελληνικό κρηπιδότοιχο από τεχνητούς ογκόλιθους άοπλου σκυροδέματος, κατασκευασμένο πριν από το 1980 είναι τα εξής:

Η αστοχία του σε περίπτωση σεισμού μαζί με τα επιπρόσθετα εξυπηρετούμενα φορτία, θεωρείται δεδομένη καθώς οι συντελεστές ασφαλείας σε ανατροπή και ολίσθηση είναι κατά πολύ χαμηλότεροι από τους επιτρεπούς.

Σε σύγκριση με τις φορτίσεις που δέχεται ο υφιστάμενος κρηπιδότοιχος πριν την αναβάθμιση και μετά, γίνεται φανερό ότι οι αναβαθμίσεις που προτάθηκαν οδηγούν σε ασφαλέστερη λειτουργία του παλαιού κρηπιδώματος.

Η αναβάθμισή του για λόγους εξυπηρέτησης μεγαλύτερων πλοίων απαιτεί την κατασκευή νέων έργων καθώς είναι αδύνατη η αύξηση του βάθους μπροστά από τον κρηπιδότοιχο χωρίς εξασφάλιση της ευστάθειας του. Μια εκβάθυνση στο απαιτούμενο βάθος (επιπρόσθετα +4,30m) μπροστά από τον υφιστάμενο κρηπιδότοιχο βαρύτητας χωρίς κάποια άλλη πρόληψη θα οδηγούσε στην αποδόμηση της θεμελίωσης του και στην κατάρρευση του.

Έχοντας θεωρήσει τέλος ότι η λιμενολεκάνη του λιμανιού μπορεί να δεχτεί μια μεγάλη μείωση του εμβαδού της με την κατασκευή ανοικτού κρηπιδότοιχου παραμένοντας λειτουργική προκύπτει πως η λύση αυτή είναι πιο οικονομική σε σχέση με τον κρηπιδότοιχο από πασσαλοτοιχία. Έτσι από οικονομικής σκοπιάς, μιας και οι δύο προτεινόμενες λύσεις είναι και πραγματοποιήσιμες και ασφαλείς, προτιμότερη είναι η λύση του ανοικτού κρηπιδότοιχου.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ – ΑΝΑΦΟΡΕΣ

1. Μ. Κ. Δασκαλάκης. *‘Λιμάνια, Θαλάσσια Κόμματα, Λιμενικά Έργα’*. Τόμοι Α & Β. Εκδόσεις Σέλκα -4Μ ΤεΚΛΟΤΙΚΗ. Αθήνα 2009.
2. Κ. Μέμος. *‘Εισαγωγή στα Λιμενικά Έργα’*. Εκδόσεις Συμμετρία. Αθήνα 2008.
3. EAU. *‘Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways’*. 8th edition. 2004.
4. Grundbau Taschenbuch.3.Auflage Teil 1. Berlin 1980.σελ.354-387
5. EAU. 1982
6. Grundbau Taschenbuch / mit Beitragen von W. Bernatzik. [et al.].: Εκδόσεις Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn .Berlin 1955 , σελ.36-72
7. Steven L. Kramer. *‘Geotechnical Earthquake Engineering’*. Εκδόσεις Prentice-Hall. USA 1996. σελ.466-504
8. Γ. Γκαζέτας και Γ. Μπουκοβάλας. Άρθρο: *‘Αντισεισμικός Υπολογισμός Τοίχων Αντιστηρίξεως και Λιμενικών Κρηπιδοτοίχων’*. Δελτίο Συλλόγου Πολιτικών Μηχανικών. 1999.
9. Σ. Αζοράκος. *‘Σημειώσεις Θαλασσιών Κατασκευών’*. Εκδόσεις ΕΜΠ. Αθήνα 2006.
10. Κ. Μέμος. *‘Λιμενικά Συστήματα’*. Εκδόσεις ΕΜΠ. Αθήνα 2008.
11. Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000.
12. Κ.Ι. Μουτζούρης. *‘Θαλάσσια Υδραυλική’*. Εκδόσεις ΕΜΠ. Αθήνα 2007.
13. Μ.Καββαδάς. *‘Σημειώσεις Θεμελιώσεων Τεχνικών Έργων’*. Εκδόσεις ΕΜΠ. Αθήνα 2008.
14. Susumu Iai, Paper: *‘Seismic Performance-Based Design of Port Structures and Simulation Techniques’*.
15. PIANC, *‘Seismic Design Guidelines for Port Structures’*, Balkema 2001.
16. DIN 4085
17. Α.Αναγνωστόπουλος-Β.Παπαδόπουλος. *‘Θεμελιώσεις με Πασσάλους’*. Εκδόσεις Συμεών. Αθήνα 2004.
18. Κ. Μέμος- Α. Χονδρομαρα. *‘Μετατοπίσεις Κρηπιδοτοίχων Βαρύτητας Λόγω Σεισμού’*. Έκδοση ΤΕΕ, Ι, τεύχ. 3. 2002.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ

- 1.Πίνακες ‘Grundbau Taschenbuch’ Teil 1, 1980, για συντελεστές ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων, K_A και K_{Rt} αντίστοιχα.
- 2.Σχεδίο υφιστάμενου κρηπιδότοιχου από Τ.Ο. κατασκευασμένου το 1980.
- 3.Σχέδια ανοικτού κρηπιδότοιχου.
- 4.Σχέδια κρηπιδότοιχου από πασσαλοτοιχία.

**1.Πίνακες ‘Grundbau Taschenbuch’
Teil 1, 1980, για συντελεστές
ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων,
 K_A και K_{Pt} αντίστοιχα.**

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

κ_a φ_a

κ_a φ_a

$\varphi = 25$ $\beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.42	72	0.37	66	0.31	63	0.27	58	0.22	53	0.18	48	0.14	43
17	0.42	77	0.37	71	0.32	65	0.27	59	0.23	54	0.19	48	0.15	43
8	0.44	82	0.38	75	0.34	68	0.29	61	0.25	55	0.21	49	0.17	44
0	0.47	86	0.41	79	0.37	71	0.32	64	0.28	57	0.24	51	0.19	45
-8	0.53	93	0.47	84	0.42	75	0.37	67	0.33	60	0.29	53	0.24	46
-17	0.65	101	0.58	91	0.52	81	0.47	72	0.42	64	0.37	56	0.32	48
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.47	69	0.40	65	0.33	61	0.28	56	0.23	52	0.19	47	0.14	42
17	0.47	74	0.40	69	0.34	64	0.29	58	0.24	53	0.20	48	0.16	43
8	0.48	79	0.41	73	0.36	66	0.31	60	0.26	54	0.22	49	0.17	43
0	0.51	85	0.44	77	0.39	69	0.34	63	0.29	56	0.25	50	0.20	44
-8	0.57	91	0.50	82	0.44	74	0.39	66	0.34	59	0.29	52	0.24	46
-17	0.69	99	0.60	89	0.54	80	0.48	71	0.43	63	0.38	55	0.33	48
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.52	67	0.43	63	0.36	59	0.30	55	0.24	51	0.20	46	0.15	42
17	0.51	72	0.43	67	0.36	62	0.30	57	0.25	52	0.21	47	0.16	42
8	0.52	77	0.44	70	0.38	65	0.32	59	0.27	54	0.23	48	0.18	43
0	0.55	82	0.47	75	0.41	68	0.35	62	0.30	56	0.25	50	0.21	44
-8	0.61	89	0.52	80	0.46	72	0.40	65	0.35	58	0.30	52	0.25	45
-17	0.73	97	0.63	88	0.55	79	0.49	70	0.44	62	0.39	55	0.34	48
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.58	64	0.47	61	0.38	56	0.31	54	0.26	50	0.20	46	0.16	41
17	0.56	69	0.46	65	0.38	60	0.32	56	0.27	51	0.22	47	0.17	42
8	0.57	74	0.47	68	0.40	63	0.34	58	0.28	53	0.23	48	0.18	43
0	0.59	79	0.50	73	0.43	66	0.37	60	0.31	55	0.26	49	0.21	44
-8	0.65	86	0.55	78	0.48	71	0.42	64	0.36	57	0.31	51	0.26	45
-17	0.76	95	0.65	86	0.57	77	0.51	69	0.45	62	0.40	54	0.35	47
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.64	61	0.51	59	0.41	56	0.33	53	0.27	49	0.21	45	0.16	41
17	0.62	65	0.50	62	0.41	59	0.34	55	0.28	50	0.23	46	0.17	42
8	0.62	70	0.51	66	0.42	61	0.36	57	0.30	52	0.24	47	0.19	42
0	0.64	76	0.53	70	0.45	65	0.39	59	0.33	54	0.27	48	0.22	43
-8	0.69	83	0.58	76	0.50	69	0.44	62	0.38	56	0.32	50	0.27	44
-17	0.80	93	0.68	84	0.60	76	0.53	68	0.47	61	0.41	54	0.36	47
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = 0$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.71	57	0.55	56	0.44	54	0.36	51	0.29	48	0.23	44	0.17	40
17	0.68	62	0.54	60	0.44	57	0.36	53	0.30	49	0.24	45	0.18	41
8	0.67	67	0.55	63	0.45	59	0.38	55	0.31	51	0.26	46	0.20	42
0	0.69	72	0.56	68	0.48	63	0.41	58	0.34	52	0.29	48	0.23	43
-8	0.74	80	0.62	73	0.53	67	0.46	61	0.39	55	0.34	49	0.28	44
-17	0.84	90	0.71	82	0.62	74	0.55	67	0.48	60	0.43	53	0.37	46
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.79	54	0.61	53	0.48	52	0.38	49	0.31	47	0.24	43	0.18	40
17	0.75	58	0.59	57	0.48	54	0.39	51	0.32	48	0.25	44	0.19	40
8	0.74	63	0.59	60	0.48	57	0.40	53	0.33	49	0.27	45	0.21	41
0	0.75	68	0.61	64	0.51	60	0.43	56	0.36	51	0.30	46	0.24	42
-8	0.79	76	0.66	70	0.56	64	0.48	59	0.41	54	0.35	48	0.29	43
-17	0.89	86	0.75	79	0.65	72	0.57	65	0.50	58	0.44	52	0.38	46
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	0.89	50	0.68	50	0.53	49	0.42	47	0.33	45	0.26	42	0.19	39
17	0.84	54	0.65	53	0.52	51	0.42	49	0.34	46	0.27	43	0.21	39
8	0.81	58	0.65	56	0.53	54	0.43	51	0.36	47	0.29	44	0.23	40
0	0.82	64	0.66	61	0.55	57	0.46	53	0.39	49	0.32	45	0.26	41
-8	0.85	71	0.70	66	0.59	61	0.51	57	0.44	52	0.37	47	0.31	42
-17	0.94	82	0.79	75	0.68	69	0.60	62	0.53	56	0.46	50	0.40	45
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = 15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	1.04	46	0.77	46	0.60	46	0.47	44	0.37	42	0.29	40	0.21	37
17	0.96	49	0.74	49	0.58	48	0.47	46	0.38	44	0.30	41	0.23	36
8	0.92	53	0.72	52	0.58	50	0.48	48	0.39	45	0.32	42	0.25	39
0	0.91	58	0.73	55	0.60	53	0.50	50	0.42	47	0.35	43	0.28	39
-8	0.93	64	0.76	61	0.64	57	0.55	53	0.47	49	0.40	45	0.33	41
-17	1.00	75	0.84	70	0.72	64	0.63	59	0.56	54	0.49	48	0.42	43
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 25$ $\beta = 20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	1.28	40	0.93	40	0.71	40	0.55	40	0.44	39	0.34	37	0.25	35
17	1.15	42	0.87	42	0.68	42	0.55	41	0.44	40	0.35	38	0.26	36
8	1.06	45	0.84	45	0.67	44	0.55	41	0.45	41	0.37	39	0.29	36
0	1.05	49	0.83	48	0.68	46	0.57	45	0.48	42	0.40	40	0.32	37
-8	1.05	54	0.85	52	0.72	50	0.61	47	0.53	45	0.45	41	0.37	38
-17	1.09	64	0.91	61	0.78	57	0.69	53	0.61	49	0.54	45	0.47	41
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

K_a β_a

$\varphi = 25$ $\beta = 25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
25	2.31	25	1.59	25	1.17	25	0.91	25	0.72	25	0.57	25	0.44	25
17	1.93	25	1.40	25	1.08	25	0.86	25	0.70	25	0.57	25	0.45	25
8	1.63	25	1.28	25	1.01	25	0.83	25	0.69	25	0.56	25	0.47	25
0	1.53	25	1.20	25	0.98	25	0.82	25	0.70	25	0.60	25	0.51	25
-8	1.42	25	1.15	25	0.96	25	0.83	25	0.73	25	0.64	25	0.56	25
-17	1.36	25	1.13	25	0.97	25	0.86	25	0.77	25	0.71	25	0.64	25
-25	1.33	120	1.13	110	1.00	100	0.91	90	0.84	80	0.80	70	0.76	60

$\varphi = 30$ $\beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.36	75	0.31	70	0.26	65	0.22	60	0.17	55	0.13	50	0.10	45
20	0.35	80	0.31	74	0.26	67	0.22	62	0.18	56	0.14	51	0.10	45
10	0.36	85	0.32	77	0.27	70	0.23	64	0.19	57	0.15	52	0.11	46
0	0.38	90	0.34	81	0.30	73	0.26	66	0.22	59	0.18	53	0.13	47
-10	0.44	95	0.39	85	0.35	76	0.30	68	0.26	61	0.21	54	0.17	48
-20	0.56	102	0.50	92	0.44	82	0.39	73	0.34	65	0.29	57	0.24	49
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\varphi = 30$ $\beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.40	72	0.34	68	0.28	64	0.23	59	0.18	54	0.14	50	0.10	45
20	0.39	78	0.33	72	0.28	66	0.23	61	0.19	56	0.15	50	0.10	45
10	0.40	83	0.34	75	0.29	69	0.24	63	0.20	57	0.16	51	0.12	46
0	0.42	88	0.37	79	0.32	72	0.27	65	0.22	58	0.18	52	0.13	46
-10	0.48	93	0.42	84	0.36	75	0.31	68	0.27	61	0.22	54	0.17	47
-20	0.60	101	0.52	90	0.46	81	0.40	72	0.35	64	0.30	56	0.24	49
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\varphi = 30$ $\beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.45	70	0.37	66	0.30	63	0.24	58	0.19	54	0.14	49	0.10	45
20	0.43	75	0.36	70	0.30	65	0.24	60	0.19	55	0.15	50	0.11	45
10	0.44	80	0.37	74	0.31	68	0.25	62	0.21	56	0.16	51	0.12	45
0	0.46	85	0.39	77	0.33	71	0.28	64	0.23	58	0.19	52	0.14	46
-10	0.52	91	0.44	82	0.38	74	0.32	67	0.27	60	0.22	53	0.17	47
-20	0.64	99	0.55	89	0.48	80	0.41	72	0.36	64	0.30	56	0.24	49
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\varphi = 30$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.50	67	0.40	65	0.32	61	0.25	57	0.20	53	0.15	49	0.10	44
20	0.47	72	0.39	68	0.31	64	0.25	59	0.20	54	0.16	50	0.11	45
10	0.47	78	0.39	72	0.32	66	0.27	61	0.22	56	0.17	50	0.12	45
0	0.50	83	0.42	76	0.35	69	0.29	63	0.24	57	0.19	51	0.14	46
-10	0.55	89	0.47	81	0.40	73	0.34	66	0.28	59	0.23	53	0.18	47
-20	0.67	97	0.57	88	0.49	79	0.43	71	0.37	63	0.31	56	0.25	49
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

K_a β_a

$\varphi = 30$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.55	65	0.43	63	0.34	60	0.26	56	0.21	53	0.15	48	0.11	44
20	0.52	70	0.41	66	0.33	62	0.27	58	0.21	54	0.16	49	0.11	45
10	0.51	75	0.42	70	0.34	65	0.28	60	0.22	55	0.17	50	0.13	45
0	0.54	80	0.44	74	0.37	68	0.30	62	0.25	57	0.20	51	0.15	46
-10	0.55	87	0.49	79	0.41	72	0.35	65	0.29	59	0.24	53	0.18	47
-20	0.71	95	0.59	88	0.51	78	0.44	70	0.38	63	0.32	55	0.25	48
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\varphi = 30$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.60	62	0.46	61	0.36	59	0.28	55	0.22	52	0.16	48	0.11	44
20	0.57	67	0.44	65	0.35	61	0.28	57	0.22	53	0.17	49	0.12	44
10	0.56	72	0.45	68	0.36	64	0.29	59	0.23	54	0.18	50	0.13	45
0	0.58	78	0.47	72	0.39	67	0.32	61	0.26	56	0.20	51	0.15	45
-10	0.63	84	0.52	77	0.43	70	0.36	64	0.30	58	0.25	52	0.19	46
-20	0.74	93	0.62	85	0.53	77	0.45	69	0.39	62	0.33	55	0.26	48
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\varphi = 30$ $\beta = 0$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.67	60	0.56	59	0.38	57	0.30	54	0.23	51	0.17	47	0.11	43
20	0.62	65	0.48	63	0.38	59	0.30	56	0.23	52	0.17	48	0.12	44
10	0.61	70	0.48	66	0.38	62	0.31	58	0.25	53	0.19	49	0.13	44
0	0.62	75	0.50	70	0.41	65	0.33	60	0.27	55	0.21	50	0.15	45
-10	0.67	82	0.55	75	0.45	69	0.38	63	0.31	57	0.25	52	0.19	46
-20	0.78	91	0.65	83	0.55	75	0.47	68	0.40	61	0.34	54	0.27	48
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\varphi = 30$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.74	57	0.55	57	0.41	55	0.32	53	0.24	50	0.18	47	0.12	43
20	0.68	62	0.52	60	0.40	58	0.32	55	0.25	51	0.18	47	0.13	43
10	0.66	67	0.51	64	0.41	60	0.33	56	0.26	52	0.20	48	0.14	44
0	0.67	72	0.53	68	0.43	63	0.35	59	0.28	54	0.22	49	0.16	45
-10	0.71	79	0.58	73	0.48	67	0.40	62	0.33	56	0.26	51	0.20	46
-20	0.82	88	0.67	81	0.57	74	0.49	67	0.42	60	0.35	54	0.27	47
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\varphi = 30$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.83	55	0.60	55	0.45	54	0.34	52	0.26	49	0.19	46	0.13	42
20	0.75	59	0.57	58	0.44	56	0.34	53	0.26	50	0.19	47	0.13	43
10	0.72	63	0.56	61	0.44	58	0.35	55	0.27	51	0.21	47	0.15	43
0	0.72	68	0.57	65	0.46	61	0.37	57	0.30	53	0.23	48	0.17	44
-10	0.78	75	0.61	70	0.51	65	0.42	60	0.35	55	0.28	50	0.21	45
-20	0.86	85	0.71	78	0.60	72	0.51	65	0.43	59	0.36	53	0.29	47
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

κ_a φ_a

κ_a φ_a

$\psi = 30$ $\beta = 15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	0.94	51	0.67	52	0.50	51	0.38	50	0.28	47	0.20	45	0.14	42
20	0.95	55	0.63	55	0.48	53	0.37	51	0.28	48	0.21	45	0.14	42
10	0.80	59	0.61	58	0.48	56	0.38	53	0.30	50	0.22	46	0.16	43
0	0.79	64	0.62	62	0.50	58	0.40	55	0.32	51	0.25	47	0.18	43
-10	0.92	71	0.66	67	0.54	62	0.45	58	0.37	53	0.30	49	0.22	44
-20	0.91	81	0.75	75	0.63	69	0.53	63	0.45	57	0.38	52	0.30	46
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\psi = 30$ $\beta = 20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	1.11	48	0.78	48	0.57	48	0.42	47	0.31	45	0.23	43	0.15	41
20	0.98	51	0.71	51	0.54	50	0.41	48	0.32	46	0.23	44	0.16	41
10	0.91	55	0.69	54	0.53	52	0.42	50	0.33	47	0.25	45	0.17	42
0	0.88	59	0.69	57	0.55	55	0.44	52	0.35	49	0.27	46	0.20	42
-10	0.90	65	0.72	62	0.59	58	0.48	55	0.40	51	0.32	47	0.24	43
-20	0.98	75	0.80	70	0.67	65	0.57	60	0.48	55	0.41	50	0.32	45
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\psi = 30$ $\beta = 25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	1.38	43	0.95	44	0.68	44	0.50	43	0.37	42	0.27	41	0.18	39
20	1.19	45	0.85	45	0.64	45	0.49	44	0.37	43	0.27	41	0.19	39
10	1.08	48	0.81	48	0.62	47	0.49	46	0.38	44	0.29	42	0.20	40
0	1.03	51	0.79	50	0.63	49	0.50	47	0.40	45	0.32	43	0.23	40
-10	1.02	56	0.81	54	0.66	52	0.54	50	0.45	47	0.36	44	0.27	41
-20	1.07	65	0.87	62	0.73	58	0.62	55	0.53	51	0.45	47	0.36	43
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\psi = 30$ $\beta = 30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
30	2.67	30	1.71	30	1.19	30	0.87	30	0.64	30	0.48	30	0.33	30
20	2.07	30	1.43	30	1.05	30	0.80	30	0.61	30	0.47	30	0.34	30
10	1.74	30	1.27	30	0.97	30	0.76	30	0.61	30	0.48	30	0.35	30
0	1.54	30	1.17	30	0.92	30	0.75	30	0.61	30	0.50	30	0.38	30
-10	1.42	30	1.12	30	0.91	30	0.76	30	0.64	30	0.54	30	0.44	30
-20	1.35	30	1.10	30	0.92	30	0.80	30	0.70	30	0.61	30	0.52	30
-30	1.33	120	1.12	110	0.97	100	0.87	90	0.79	80	0.73	70	0.67	60

$\psi = 35$ $\beta = -35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.30	78	0.26	73	0.22	67	0.18	62	0.14	58	0.10	53	0.06	48
23	0.29	83	0.26	76	0.22	70	0.18	64	0.14	59	0.10	53	0.07	48
12	0.29	88	0.26	80	0.22	72	0.19	66	0.15	60	0.11	54	0.07	48
0	0.31	93	0.28	83	0.24	75	0.20	68	0.17	61	0.13	55	0.09	49
-12	0.36	97	0.33	87	0.28	78	0.24	70	0.20	63	0.16	56	0.11	49
-23	0.48	104	0.43	93	0.37	83	0.32	74	0.27	66	0.22	58	0.16	51
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90	0.73	80	0.65	70	0.56	60

$\psi = 35$ $\beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.35	75	0.29	71	0.24	66	0.19	62	0.14	57	0.10	52	0.06	47
23	0.33	81	0.28	75	0.23	69	0.19	63	0.14	58	0.10	53	0.07	48
12	0.33	86	0.28	78	0.24	71	0.19	65	0.15	59	0.11	54	0.07	48
0	0.35	90	0.30	81	0.26	74	0.21	67	0.17	60	0.13	54	0.09	48
-12	0.40	95	0.35	86	0.30	77	0.25	69	0.21	62	0.16	56	0.11	49
-23	0.52	102	0.45	92	0.39	82	0.33	73	0.28	65	0.23	58	0.17	51
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90	0.73	80	0.65	70	0.56	60

$\psi = 35$ $\beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.39	72	0.32	69	0.25	65	0.20	61	0.15	57	0.10	52	0.07	47
23	0.36	76	0.30	73	0.24	68	0.19	63	0.15	58	0.11	53	0.07	48
12	0.36	83	0.30	76	0.25	70	0.20	64	0.16	59	0.12	53	0.08	48
0	0.38	88	0.32	80	0.27	73	0.22	66	0.18	60	0.13	54	0.09	48
-12	0.43	93	0.37	84	0.31	76	0.26	69	0.21	62	0.16	55	0.11	49
-23	0.55	100	0.47	90	0.40	81	0.34	73	0.29	65	0.23	58	0.17	50
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90	0.73	80	0.65	70	0.56	60

$\psi = 35$ $\beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.43	70	0.34	68	0.27	64	0.20	60	0.15	56	0.11	52	0.07	47
23	0.40	76	0.32	72	0.26	67	0.20	62	0.15	57	0.11	52	0.07	47
12	0.40	81	0.32	75	0.26	69	0.21	64	0.16	58	0.12	53	0.08	48
0	0.42	86	0.34	79	0.28	72	0.23	66	0.18	60	0.14	54	0.09	48
-12	0.47	92	0.39	83	0.33	75	0.27	68	0.22	61	0.17	55	0.12	49
-23	0.58	99	0.49	89	0.42	80	0.36	72	0.29	65	0.23	57	0.17	50
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90	0.73	80	0.65	70	0.56	60

$\psi = 35$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.48	68	0.37	66	0.28	63	0.21	60	0.16	56	0.11	51	0.07	47
23	0.44	74	0.35	70	0.27	66	0.21	61	0.16	57	0.11	52	0.07	47
12	0.43	79	0.35	73	0.28	68	0.22	63	0.17	58	0.12	53	0.08	48
0	0.45	84	0.36	77	0.30	71	0.24	65	0.19	59	0.14	54	0.09	48
-12	0.50	90	0.41	82	0.34	74	0.28	67	0.22	61	0.17	55	0.12	49
-23	0.62	97	0.51	88	0.43	80	0.36	72	0.30	64	0.24	57	0.17	50
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90	0.73	80	0.65	70	0.56	60

$\psi = 35$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.53	66	0.40	65	0.30	62	0.23	59	0.17	55	0.11	51	0.07	47
23	0.48	72	0.37	69	0.29	65	0.22	61	0.17	56	0.12	52	0.07	47
12	0.47	77	0.37	72	0.29	67	0.23	62	0.17	57	0.13	52	0.08	47
0	0.48	82	0.39	76	0.31	70	0.25	64	0.19	59	0.14	53	0.09	48
-12	0.55	86	0.43	80	0.35	73	0.29	67	0.23	60	0.18	54	0.12	49
-23	0.65	93	0.53	87	0.45	79	0.37	71	0.31	64	0.24	57	0.18	50
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90	0.73	80	0.65	70	0.56	60

ERDRUCKBEIWERTE NRCH COULOMB

K_a β_a

$\varphi = 35$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.59	64	0.43	67	0.32	61	0.24	58
23	0.52	70	0.40	67	0.30	64	0.23	60
12	0.50	75	0.39	70	0.31	66	0.24	61
0	0.52	80	0.41	74	0.33	69	0.26	63
-12	0.56	86	0.45	79	0.37	72	0.30	66
-23	0.68	94	0.56	86	0.46	78	0.39	70
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 35$ $\beta = 0$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.64	62	0.46	62	0.34	60	0.25	57
23	0.57	68	0.43	65	0.32	62	0.24	59
12	0.54	72	0.42	69	0.32	65	0.25	61
0	0.55	78	0.43	73	0.34	68	0.27	62
-12	0.60	84	0.48	77	0.39	71	0.31	65
-23	0.71	92	0.58	84	0.48	77	0.40	69
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 35$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.70	60	0.50	60	0.36	59	0.26	56
23	0.62	65	0.46	64	0.34	61	0.26	58
12	0.59	70	0.45	67	0.34	63	0.26	60
0	0.59	75	0.46	71	0.36	66	0.28	62
-12	0.64	81	0.50	75	0.41	70	0.33	64
-23	0.75	90	0.60	83	0.50	75	0.41	69
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 35$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.78	58	0.55	59	0.39	57	0.28	55
23	0.68	63	0.50	62	0.37	60	0.27	57
12	0.64	68	0.48	65	0.37	62	0.28	58
0	0.64	72	0.49	69	0.38	65	0.30	60
-12	0.68	78	0.53	73	0.43	68	0.34	63
-23	0.79	88	0.63	81	0.52	74	0.43	67
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 35$ $\beta = 15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.88	56	0.60	57	0.43	56	0.31	54
23	0.76	60	0.54	60	0.40	58	0.30	55
12	0.70	65	0.52	63	0.40	60	0.30	57
0	0.69	69	0.53	66	0.41	63	0.32	59
-12	0.73	75	0.57	71	0.45	66	0.36	62
-23	0.83	85	0.66	78	0.54	72	0.45	66
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

ERDRUCKBEIWERTE NRCH COULOMB

K_a β_a

$\varphi = 35$ $\beta = 20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	1.01	53	0.68	54	0.47	54	0.34	52
23	0.85	57	0.60	57	0.44	56	0.32	54
12	0.78	61	0.57	60	0.43	58	0.32	55
0	0.76	65	0.58	63	0.44	60	0.34	57
-12	0.79	71	0.61	68	0.48	64	0.39	60
-23	0.88	81	0.70	75	0.57	70	0.47	64
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 35$ $\beta = 25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	1.19	50	0.78	51	0.54	51	0.38	50
23	0.99	54	0.69	54	0.50	53	0.36	51
12	0.89	57	0.65	56	0.48	55	0.36	53
0	0.86	61	0.64	59	0.48	57	0.38	55
-12	0.85	66	0.67	64	0.53	60	0.42	57
-23	0.94	75	0.75	71	0.61	66	0.50	61
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 35$ $\beta = 30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	1.51	46	0.97	47	0.68	47	0.46	47
23	1.21	49	0.83	49	0.59	49	0.43	48
12	1.06	51	0.76	51	0.57	50	0.42	49
0	0.99	54	0.74	54	0.57	52	0.44	50
-12	0.98	59	0.78	57	0.60	55	0.47	53
-23	1.04	67	0.82	64	0.67	60	0.55	57
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 35$ $\beta = 35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	3.13	35	1.84	35	1.20	35	0.82	35
23	2.22	35	1.45	35	1.01	35	0.73	35
12	1.77	35	1.24	35	0.91	35	0.69	35
0	1.53	35	1.12	35	0.86	35	0.67	35
-12	1.39	35	1.07	35	0.85	35	0.69	35
-23	1.33	35	1.06	35	0.87	35	0.73	35
-35	1.33	120	1.09	110	0.93	100	0.82	90

$\varphi = 40$ $\beta = -40$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.25	80	0.23	75	0.19	70	0.15	65
27	0.22	86	0.21	79	0.18	72	0.14	66
13	0.23	91	0.21	82	0.18	75	0.15	68
0	0.28	95	0.23	85	0.20	77	0.16	70
-13	0.28	100	0.27	89	0.23	80	0.19	72
-27	0.39	105	0.36	94	0.31	84	0.26	75
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

K_a ψ_a

K_a ψ_a

$\psi = 40$ $\beta = -35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.30	77	0.25	73	0.20	69	0.15	64	0.11	60	0.07	55	0.04	50
27	0.27	84	0.23	77	0.19	71	0.15	66	0.11	61	0.07	55	0.04	50
13	0.27	89	0.23	81	0.19	74	0.15	67	0.12	61	0.08	56	0.05	50
0	0.28	93	0.25	84	0.21	76	0.17	69	0.13	63	0.09	56	0.05	51
-13	0.33	98	0.29	88	0.24	79	0.20	71	0.16	64	0.11	57	0.07	51
-27	0.43	103	0.38	93	0.33	83	0.27	75	0.22	67	0.17	59	0.11	52
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.34	75	0.27	72	0.21	68	0.16	64	0.12	59	0.08	55	0.04	50
27	0.31	81	0.25	76	0.20	71	0.16	65	0.12	60	0.08	55	0.04	50
13	0.30	86	0.25	79	0.20	73	0.16	67	0.12	61	0.08	56	0.05	50
0	0.31	91	0.27	82	0.22	75	0.17	68	0.13	62	0.09	56	0.05	51
-13	0.36	96	0.31	86	0.26	78	0.21	71	0.16	64	0.12	57	0.07	51
-27	0.47	102	0.40	92	0.34	83	0.28	74	0.23	66	0.17	59	0.11	52
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.39	73	0.30	71	0.23	67	0.17	63	0.12	59	0.08	54	0.04	50
27	0.34	79	0.27	75	0.21	70	0.16	65	0.12	60	0.08	55	0.04	50
13	0.33	84	0.27	78	0.21	72	0.17	66	0.12	61	0.08	55	0.05	50
0	0.34	89	0.28	81	0.23	74	0.18	68	0.14	62	0.09	56	0.05	51
-13	0.39	94	0.32	85	0.27	77	0.21	70	0.16	63	0.12	57	0.07	51
-27	0.50	101	0.42	91	0.35	82	0.29	74	0.23	66	0.17	59	0.11	52
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.43	71	0.32	69	0.24	66	0.18	63	0.12	59	0.08	54	0.04	50
27	0.38	77	0.29	73	0.23	69	0.17	64	0.12	60	0.08	55	0.04	50
13	0.36	82	0.29	77	0.23	71	0.17	66	0.13	60	0.08	55	0.05	50
0	0.37	87	0.30	80	0.24	74	0.19	67	0.14	62	0.10	56	0.06	50
-13	0.42	92	0.34	84	0.28	76	0.22	70	0.17	63	0.12	57	0.07	51
-27	0.53	99	0.44	90	0.36	81	0.30	73	0.24	66	0.17	59	0.11	52
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.47	69	0.35	66	0.25	65	0.18	62	0.13	58	0.08	54	0.04	50
27	0.41	76	0.31	72	0.24	68	0.18	64	0.12	59	0.08	55	0.04	50
13	0.39	81	0.31	75	0.24	70	0.18	65	0.13	60	0.09	55	0.05	50
0	0.40	85	0.32	79	0.25	73	0.19	67	0.14	61	0.10	56	0.06	50
-13	0.45	91	0.36	83	0.29	76	0.23	69	0.17	63	0.12	57	0.07	51
-27	0.56	98	0.46	88	0.38	80	0.30	73	0.24	65	0.18	58	0.11	52
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.52	66	0.37	67	0.27	65	0.19	62	0.13	58	0.08	54	0.04	49
27	0.45	74	0.33	71	0.25	67	0.18	63	0.13	59	0.08	54	0.04	50
13	0.42	79	0.32	74	0.25	69	0.19	65	0.13	60	0.09	55	0.05	50
0	0.43	84	0.34	78	0.26	72	0.20	66	0.15	61	0.10	55	0.06	50
-13	0.48	89	0.38	82	0.30	75	0.24	68	0.18	62	0.13	56	0.07	51
-27	0.59	96	0.48	88	0.39	80	0.31	72	0.25	65	0.18	58	0.11	52
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.57	66	0.40	66	0.28	64	0.20	61	0.14	58	0.09	54	0.04	49
27	0.49	72	0.36	70	0.26	66	0.19	63	0.13	58	0.09	54	0.05	50
13	0.46	77	0.34	73	0.26	69	0.19	64	0.14	59	0.09	55	0.05	50
0	0.46	82	0.36	76	0.27	71	0.21	66	0.15	60	0.10	55	0.06	50
-13	0.50	87	0.40	80	0.31	74	0.24	68	0.18	62	0.13	56	0.07	51
-27	0.62	95	0.50	87	0.40	79	0.32	72	0.25	65	0.18	58	0.11	52
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = 0$

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

$\psi = 40$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.68	63	0.46	63	0.32	62	0.22	60	0.15	57	0.09	53	0.05	49
27	0.57	69	0.41	67	0.29	64	0.21	61	0.14	58	0.09	54	0.05	49
13	0.53	73	0.39	70	0.29	67	0.21	63	0.15	58	0.10	54	0.05	50
0	0.53	78	0.40	74	0.30	69	0.23	64	0.16	60	0.11	55	0.06	50
-13	0.57	84	0.44	78	0.34	72	0.26	66	0.20	61	0.14	56	0.08	50
-27	0.68	92	0.54	84	0.43	77	0.34	70	0.27	64	0.19	57	0.12	51
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

$\psi = 40$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.76	62	0.50	62	0.34	61	0.23	59	0.16	56	0.10	53	0.05	49
27	0.62	67	0.44	66	0.31	63	0.22	60	0.15	57	0.10	53	0.05	49
13	0.57	71	0.42	69	0.31	65	0.22	62	0.16	58	0.10	54	0.05	49
0	0.56	76	0.42	72	0.32	68	0.24	63	0.17	59	0.11	54	0.06	50
-13	0.60	82	0.46	76	0.36	71	0.27	66	0.20	60	0.14	55	0.08	50
-27	0.71	90	0.56	83	0.44	76	0.35	69	0.27	63	0.20	57	0.12	51
-40	1.31	120	1.06	110	0.89	100	0.77	90	0.66	80	0.57	70	0.46	60

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80
-30	0:28	88	0:11	88	0:21	88	0:48	28	0:38	28	0:53	25	0:15	48
-13	0:83	85	0:10	88	0:23	88	0:40	28	0:30	23	0:50	20	0:15	41
0	0:88	28	0:88	21	0:80	28	0:31	24	0:58	25	0:11	20	0:08	41
13	1:03	28	0:11	28	0:21	24	0:38	23	0:52	21	0:18	48	0:08	41
30	1:53	25	0:80	23	0:84	25	0:31	25	0:52	20	0:12	48	0:08	48
40	1:88	48	0:88	21	0:83	21	0:41	21	0:58	20	0:12	48	0:01	48
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30						

ϕ = 40 β = 32

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80
-30	0:84	81	0:88	88	0:22	88	0:44	83	0:34	28	0:54	24	0:12	20
-13	0:85	88	0:81	88	0:41	83	0:32	88	0:58	28	0:18	25	0:10	48
0	0:81	84	0:88	85	0:43	88	0:35	21	0:53	22	0:12	25	0:08	48
13	0:88	88	0:80	28	0:43	28	0:30	28	0:51	24	0:13	21	0:01	48
30	1:08	21	0:88	21	0:42	28	0:31	22	0:51	23	0:13	20	0:08	48
40	1:30	23	0:18	24	0:21	24	0:34	24	0:55	25	0:13	20	0:08	41
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30						

ϕ = 40 β = 30

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80
-30	0:84	81	0:88	88	0:21	81	0:41	88	0:31	28	0:53	22	0:14	20
-13	0:14	13	0:28	10	0:43	88	0:35	85	0:54	28	0:18	24	0:01	48
0	0:15	88	0:28	88	0:38	83	0:58	88	0:50	28	0:13	23	0:01	48
13	0:18	84	0:22	83	0:38	81	0:51	28	0:18	22	0:15	25	0:08	48
30	0:88	88	0:28	88	0:40	28	0:58	21	0:12	24	0:11	25	0:08	48
40	1:08	28	0:88	21	0:42	21	0:30	22	0:18	24	0:11	21	0:08	48
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30						

ϕ = 40 β = 32

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80
-30	0:18	88	0:81	88	0:48	13	0:38	81	0:30	85	0:51	28	0:13	21
-13	0:88	18	0:25	15	0:40	88	0:30	83	0:55	28	0:12	24	0:08	20
0	0:88	11	0:48	88	0:38	88	0:51	81	0:13	21	0:15	23	0:01	48
13	0:88	81	0:48	88	0:38	83	0:52	80	0:13	28	0:11	23	0:08	48
30	0:18	83	0:25	85	0:38	81	0:58	28	0:13	22	0:11	25	0:02	48
40	0:88	28	0:88	28	0:40	28	0:51	21	0:18	22	0:11	25	0:02	48
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30						

ϕ = 40 β = 30

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80
-30	0:18	88	0:88	81	0:48	18	0:38	81	0:30	85	0:51	28	0:13	21
-13	0:84	18	0:48	14	0:38	10	0:58	82	0:51	80	0:12	22	0:08	20
0	0:81	14	0:48	10	0:34	88	0:52	85	0:18	28	0:15	24	0:08	48
13	0:55	88	0:42	81	0:33	84	0:54	81	0:18	21	0:11	23	0:08	48
30	0:88	82	0:41	84	0:33	85	0:54	28	0:18	28	0:11	25	0:02	48
40	0:84	80	0:22	81	0:31	80	0:58	28	0:18	22	0:10	25	0:02	48
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30						

ϕ = 40 β = 12

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80
-30	0:18	88	0:88	81	0:48	18	0:38	81	0:30	85	0:51	28	0:13	21
-13	0:84	18	0:48	14	0:38	10	0:58	82	0:51	80	0:12	22	0:08	20
0	0:81	14	0:48	10	0:34	88	0:52	85	0:18	28	0:15	24	0:08	48
13	0:55	88	0:42	81	0:33	84	0:54	81	0:18	21	0:11	23	0:08	48
30	0:88	82	0:41	84	0:33	85	0:54	28	0:18	28	0:11	25	0:02	48
40	0:84	80	0:22	81	0:31	80	0:58	28	0:18	22	0:10	25	0:02	48
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30						

ЕРӨӨДҮСКВЕЙМЕҮЛЕ ИҮСЧ СОЛГӨМӨ

ϕ° β°

-42	1:58	1:50	1:03	1:10	0:84	1:00	0:11	80	0:28	80	0:18	10	0:18	10	0:32	80
-30	0:42	105	0:38	85	0:58	83	0:53	12	0:18	81	0:15	80	0:08	24	0:04	24
-12	0:35	88	0:51	81	0:55	18	0:11	15	0:15	82	0:08	28	0:04	24	0:04	24
0	0:38	85	0:53	84	0:18	11	0:11	10	0:10	84	0:08	28	0:03	24	0:03	24
12	0:51	81	0:55	81	0:11	12	0:13	88	0:08	83	0:02	28	0:05	24	0:05	24
30	0:58	83	0:53	18	0:18	15	0:13	81	0:08	85	0:02	28	0:05	24	0:05	24
42	0:32	12	0:58	13	0:50	10	0:14	88	0:08	85	0:02	21	0:05	25	0:05	25
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30								

ϕ = 42 β = -30

-42	1:58	1:50	1:03	1:10	0:84	1:00	0:11	80	0:28	80	0:18	10	0:18	10	0:32	80
-30	0:38	103	0:34	83	0:58	84	0:53	12	0:11	88	0:15	80	0:08	24	0:08	24
-12	0:58	88	0:52	88	0:51	80	0:12	15	0:15	88	0:08	28	0:04	24	0:04	24
0	0:52	84	0:55	82	0:18	11	0:14	11	0:10	84	0:08	28	0:03	24	0:03	24
12	0:54	88	0:51	85	0:18	12	0:15	88	0:08	84	0:02	28	0:05	24	0:05	24
30	0:58	88	0:51	18	0:11	13	0:15	88	0:08	83	0:02	28	0:05	24	0:05	24
42	0:30	11	0:54	12	0:18	11	0:13	81	0:08	85	0:02	21	0:05	25	0:05	25
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30								

ϕ = 42 β = -32

-42	1:58	1:50	1:03	1:10	0:84	1:00	0:11	80	0:28	80	0:18	10	0:18	10	0:32	80
-30	0:38	102	0:35	84	0:51	84	0:55	12	0:11	88	0:15	81	0:08	24	0:08	24
-12	0:58	108	0:53	88	0:50	81	0:18	13	0:15	88	0:08	28	0:04	24	0:04	24
0	0:55	88	0:50	88	0:11	18	0:13	11	0:08	82	0:08	28	0:03	24	0:03	24
12	0:51	85	0:18	83	0:18	12	0:15	10	0:08	84	0:02	28	0:05	24	0:05	24
30	0:55	81	0:18	81	0:18	14	0:15	88	0:08	83	0:02	28	0:05	24	0:05	24
42	0:32	18	0:55	18	0:11	15	0:13	81	0:08	85	0:02	21	0:05	25	0:05	25
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30								

ϕ = 42 β = -40

-42	1:58	1:50	1:03	1:10	0:84	1:00	0:11	80	0:28	80	0:18	10	0:18	10	0:32	80
-30	0:31	101	0:30	82	0:58	82	0:51	12	0:11	88	0:11	81	0:08	24	0:08	24
-12	0:55	105	0:51	81	0:18	81	0:12	13	0:11	82	0:01	28	0:04	24	0:04	24
0	0:18	88	0:18	88	0:12	18	0:11	10	0:08	82	0:08	28	0:03	24	0:03	24
12	0:11	82	0:11	82	0:12	11	0:11	10	0:08	84	0:02	28	0:05	24	0:05	24
30	0:18	80	0:11	85	0:12	12	0:11	88	0:08	83	0:02	28	0:05	24	0:05	24
42	0:50	83	0:18	18	0:18	15	0:15	81	0:08	85	0:02	21	0:05	25	0:05	25
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30								

ϕ = 42 β = -42

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80		
-30	1:30	40	1:01	40	0:81	40	0:88	40	0:23	40	0:14	40	0:58	40		
-13	1:32	40	1:01	40	0:11	40	0:80	40	0:18	40	0:34	40	0:51	40		
0	1:48	40	1:08	40	0:18	40	0:28	40	0:43	40	0:30	40	0:18	40		
13	1:18	40	1:50	40	0:84	40	0:88	40	0:14	40	0:58	40	0:18	40		
30	1:48	40	1:48	40	0:88	40	0:88	40	0:14	40	0:58	40	0:18	40		
40	1:38	40	1:50	40	0:11	40	0:11	40	0:18	40	0:30	40	0:18	40		
ϕ	α	-30	-50	-10	0	10	50	30								

ϕ = 40 β = 40

-40	1:31	1:50	1:08	1:10	0:88	1:00	0:11	20	0:88	80	0:21	10	0:48	80
-30	1:30	40	1:01	40	0:81	40	0:88	40	0:23	40	0:14	4		

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

K_a φ_a

$\varphi = 45^\circ \beta = -25^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.39	73	0.29	72	0.21	69	0.14	66	0.09	61	0.05	57	0.02	52
30	0.32	81	0.25	76	0.19	72	0.13	67	0.09	62	0.05	57	0.02	52
15	0.30	86	0.24	80	0.18	74	0.13	68	0.09	63	0.06	58	0.03	53
0	0.31	90	0.25	83	0.19	76	0.15	70	0.10	64	0.06	58	0.03	53
-15	0.35	95	0.28	86	0.22	79	0.17	72	0.12	65	0.08	59	0.04	53
-30	0.46	101	0.37	91	0.30	83	0.24	75	0.18	67	0.12	60	0.06	54
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = -20^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.43	72	0.31	71	0.22	69	0.15	65	0.10	61	0.06	57	0.02	52
30	0.35	79	0.27	75	0.20	71	0.14	67	0.09	62	0.05	57	0.02	52
15	0.33	84	0.25	79	0.19	73	0.14	68	0.09	63	0.06	58	0.03	53
0	0.33	88	0.26	82	0.20	75	0.15	69	0.10	64	0.06	58	0.03	53
-15	0.37	93	0.30	85	0.23	78	0.18	71	0.13	65	0.08	59	0.04	53
-30	0.48	100	0.39	90	0.31	82	0.24	74	0.18	67	0.12	60	0.06	54
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = -15^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.48	70	0.33	70	0.23	68	0.16	65	0.10	61	0.06	57	0.02	52
30	0.39	76	0.28	74	0.21	70	0.14	66	0.10	62	0.06	57	0.02	52
15	0.36	83	0.27	78	0.20	72	0.14	67	0.10	62	0.06	58	0.03	53
0	0.35	87	0.28	81	0.21	75	0.15	69	0.11	63	0.07	58	0.03	53
-15	0.40	92	0.31	84	0.24	77	0.18	71	0.13	65	0.08	59	0.04	53
-30	0.51	98	0.41	90	0.32	81	0.25	74	0.19	67	0.12	60	0.06	54
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = -10^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.52	69	0.35	69	0.24	67	0.16	64	0.10	61	0.06	57	0.02	52
30	0.42	76	0.30	73	0.22	70	0.15	66	0.10	61	0.06	57	0.02	52
15	0.38	81	0.28	76	0.21	72	0.15	67	0.10	62	0.06	57	0.03	52
0	0.38	85	0.29	80	0.22	74	0.16	68	0.11	63	0.07	58	0.03	53
-15	0.42	90	0.33	83	0.25	77	0.19	70	0.13	64	0.08	58	0.04	53
-30	0.53	97	0.42	89	0.33	81	0.26	73	0.19	66	0.13	60	0.06	53
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = -5^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.57	68	0.38	68	0.25	67	0.17	64	0.11	60	0.06	56	0.02	52
30	0.45	75	0.32	72	0.23	69	0.16	65	0.10	61	0.06	57	0.02	52
15	0.41	80	0.30	75	0.22	71	0.15	67	0.10	62	0.06	57	0.03	52
0	0.41	84	0.31	79	0.23	73	0.17	69	0.11	63	0.07	58	0.03	53
-15	0.45	89	0.34	82	0.25	76	0.19	70	0.14	64	0.08	58	0.04	53
-30	0.56	96	0.44	88	0.34	80	0.26	73	0.19	66	0.13	60	0.06	53
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

ERDRUCKBEIWERTE NACH COULOMB

K_a φ_a

$\varphi = 45^\circ \beta = 0^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.62	67	0.40	67	0.27	66	0.18	63	0.11	60	0.06	56	0.03	52
30	0.49	73	0.34	71	0.24	68	0.16	65	0.10	61	0.06	57	0.03	52
15	0.44	78	0.32	74	0.23	70	0.16	66	0.11	62	0.06	57	0.03	52
0	0.44	83	0.32	77	0.24	72	0.17	67	0.12	62	0.07	57	0.03	53
-15	0.47	87	0.36	81	0.27	75	0.20	69	0.14	64	0.08	58	0.04	53
-30	0.58	95	0.45	87	0.35	78	0.27	73	0.20	66	0.13	59	0.07	53
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = 5^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.68	65	0.43	66	0.29	65	0.18	63	0.11	60	0.06	56	0.03	52
30	0.53	72	0.36	70	0.25	68	0.17	64	0.11	61	0.06	56	0.03	52
15	0.47	77	0.34	73	0.24	70	0.17	66	0.11	61	0.06	57	0.03	52
0	0.46	81	0.34	76	0.25	72	0.18	67	0.12	62	0.07	57	0.03	52
-15	0.50	86	0.38	80	0.28	74	0.21	69	0.15	63	0.08	58	0.04	53
-30	0.61	93	0.47	86	0.36	78	0.28	72	0.20	66	0.13	59	0.07	53
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = 10^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.75	64	0.47	65	0.30	64	0.19	62	0.12	59	0.06	56	0.03	52
30	0.57	70	0.39	69	0.26	67	0.18	64	0.11	60	0.06	56	0.03	52
15	0.51	75	0.36	72	0.25	69	0.17	65	0.11	61	0.07	57	0.03	52
0	0.49	79	0.36	75	0.26	71	0.19	66	0.12	62	0.07	57	0.03	52
-15	0.53	84	0.39	79	0.29	73	0.22	68	0.15	63	0.08	58	0.04	53
-30	0.64	92	0.49	85	0.38	78	0.29	71	0.21	65	0.14	59	0.07	53
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = 15^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.82	63	0.50	64	0.32	64	0.21	62	0.12	59	0.07	56	0.03	52
30	0.62	69	0.41	68	0.28	66	0.19	63	0.12	60	0.07	56	0.03	52
15	0.55	73	0.38	71	0.27	68	0.18	64	0.12	60	0.07	56	0.03	52
0	0.53	78	0.38	74	0.27	70	0.19	66	0.13	61	0.08	57	0.03	52
-15	0.56	83	0.41	78	0.31	72	0.22	67	0.16	62	0.10	58	0.04	53
-30	0.67	90	0.51	83	0.39	77	0.30	71	0.22	65	0.14	59	0.07	53
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

$\varphi = 45^\circ \beta = 20^\circ$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
45	0.92	62	0.55	63	0.35	63	0.22	61	0.13	58	0.07	55	0.03	52
30	0.68	67	0.45	66	0.30	65	0.20	62	0.12	59	0.07	56	0.03	52
15	0.59	71	0.41	69	0.28	67	0.19	63	0.12	60	0.07	56	0.03	52
0	0.57	76	0.40	72	0.29	69	0.20	65	0.14	61	0.08	57	0.03	52
-15	0.59	80	0.44	76	0.32	71	0.24	67	0.16	62	0.10	58	0.04	52
-30	0.70	88	0.53	82	0.41	76	0.31	70	0.22	64	0.15	58	0.07	53
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90	0.59	80	0.48	70	0.35	60

ERDRUCKBEWERTETE NRCH COULOMB

K_{α} β

$\varphi = 45$ $\beta = 25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	1.04	60	0.61	62	0.38	61	0.24	60
30	0.76	65	0.49	65	0.32	63	0.21	61
15	0.65	69	0.44	68	0.31	67	0.21	62
0	0.61	73	0.44	74	0.31	67	0.22	64
-15	0.64	78	0.47	78	0.34	70	0.25	66
-30	0.74	86	0.56	80	0.43	74	0.32	69
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90

$\varphi = 45$ $\beta = 30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	1.20	56	0.69	60	0.42	60	0.26	59
30	0.85	63	0.55	63	0.36	62	0.23	60
15	0.72	67	0.49	65	0.33	64	0.22	61
0	0.67	70	0.47	68	0.34	66	0.22	62
-15	0.69	75	0.50	72	0.37	68	0.27	64
-30	0.79	82	0.59	77	0.45	72	0.34	67
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90

$\varphi = 45$ $\beta = 35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	1.45	56	0.81	58	0.48	58	0.30	57
30	1.00	60	0.63	60	0.41	60	0.26	58
15	0.82	63	0.55	63	0.37	63	0.25	59
0	0.76	67	0.53	65	0.37	63	0.26	61
-15	0.76	71	0.55	68	0.40	65	0.28	62
-30	0.85	78	0.64	74	0.49	70	0.27	61
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90

$\varphi = 45$ $\beta = 40$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	1.91	53	1.02	54	0.60	55	0.36	54
30	1.25	56	0.77	57	0.49	56	0.31	55
15	1.00	59	0.66	58	0.44	58	0.30	56
0	0.89	61	0.62	60	0.44	59	0.30	57
-15	0.87	65	0.63	63	0.46	61	0.34	59
-30	0.94	71	0.71	68	0.54	65	0.41	62
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90

$\varphi = 45$ $\beta = 45$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	4.81	45	2.20	45	1.21	45	0.71	45
30	2.49	45	1.45	45	0.90	45	0.58	45
15	1.76	45	1.14	45	0.76	45	0.52	45
0	1.44	45	0.99	45	0.70	45	0.50	45
-15	1.29	45	0.93	45	0.69	45	0.52	45
-30	1.24	45	0.94	45	0.74	45	0.58	45
-45	1.29	120	1.03	110	0.84	100	0.71	90

ERDWIDERSTANDSBEWERTETE NRCH (17)

K_{α} β
 $\beta_{1/2}$ $\beta_{1/0}$

$\varphi = 25$ $\beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.60	109	0.59	99	0.51	89
17	0.64	124	0.71	124	0.71	124	0.69	124
8	0.59	124	0.62	124	0.57	124	0.52	124
0	0.51	124	0.49	124	0.42	124	0.37	124
-8	0.47	124	0.59	124	0.59	124	0.58	124
-17	0.49	124	0.62	124	0.62	124	0.62	124
-25	0.44	124	0.62	124	0.62	124	0.62	124

$\varphi = 25$ $\beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.69	119	0.60	109	0.64	99	0.51	89
17	0.63	128	0.96	126	1.02	124	1.10	121
8	0.48	9	0.42	10	1.07	10	1.19	8
0	0.92	3	1.01	3	1.39	3	1.29	2
-8	0.92	0	1.04	0	1.18	0	1.32	0
-17	0.93	-3	1.06	-2	1.37	-2	1.34	-3
-25	0.96	-4	1.15	-4	1.35	-4	1.31	-4

$\varphi = 25$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.60	109	0.64	99	0.51	89
17	1.07	54	1.09	48	1.40	48	1.37	36
8	1.14	30	1.18	28	1.26	28	1.39	21
0	1.18	19	1.25	18	1.38	18	1.57	14
-8	1.23	13	1.32	12	1.32	11	1.36	9
-17	1.29	9	1.40	8	1.58	7	2.05	4
-25	1.38	6	1.57	5	1.91	5	2.73	2

$\varphi = 25$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.60	109	0.64	99	0.51	89
17	1.07	54	1.09	48	1.40	48	1.37	36
8	1.14	30	1.18	28	1.26	28	1.39	21
0	1.18	19	1.25	18	1.38	18	1.57	14
-8	1.23	13	1.32	12	1.32	11	1.36	9
-17	1.29	9	1.40	8	1.58	7	2.05	4
-25	1.38	6	1.57	5	1.91	5	2.73	2

$\varphi = 25$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.60	109	0.64	99	0.51	89
17	1.13	61	1.20	59	1.24	51	1.33	44
8	1.13	43	1.33	39	1.44	34	1.59	30
0	1.14	31	1.50	28	1.67	25	1.93	22
-8	1.16	23	1.68	21	1.85	19	2.17	16
-17	1.16	18	1.85	16	2.14	15	2.59	13
-25	1.19	12	2.08	12	2.45	12	3.02	10

ERDWIDERSTANDSBELIEFERTE NACH [17]

K_{p1}	$\varphi_{2/0}$
$\varphi_{1/2}$	$\varphi_{1/0}$

$\psi = 25$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.90	109	0.94	99	1.00	80
17	1.39	76	1.29	66	1.24	57	1.19	48
8	1.94	50	1.84	41	1.77	36	1.70	30
0	1.99	40	1.89	36	1.83	32	1.77	24
-8	1.66	32	1.58	29	1.52	25	1.46	21
-17	2.08	26	2.28	23	2.17	22	2.08	19
-25	2.32	21	2.56	17	2.39	20	2.22	16

$\psi = 25$ $\beta = 0$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.90	109	0.94	99	1.00	80
17	1.39	80	1.38	70	1.42	62	1.36	54
8	1.92	60	1.88	53	1.86	47	1.82	41
0	1.91	47	1.88	42	1.85	37	1.82	33
-8	2.20	38	2.38	34	2.42	31	2.45	29
-17	2.36	32	2.75	27	2.58	27	2.48	25
-25	2.68	26	3.23	21	2.77	26	2.52	22

$\psi = 25$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.90	109	0.94	99	1.00	80
17	1.42	84	1.45	74	1.56	65	1.49	57
8	1.95	65	1.92	58	1.94	51	1.91	44
0	2.19	53	2.25	47	2.45	41	2.49	36
-8	2.57	44	2.72	39	3.05	32	3.16	28
-17	3.16	35	3.25	32	3.72	25	3.59	23
-25	3.51	28	3.68	27	4.50	21	4.33	19

$\psi = 25$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.90	109	0.94	99	1.00	80
17	1.59	88	1.55	78	1.62	67	1.57	59
8	2.01	69	2.05	61	2.11	54	2.08	47
0	2.45	57	2.53	51	2.77	45	2.86	41
-8	2.95	48	3.15	41	3.52	37	3.62	34
-17	3.54	40	3.65	35	4.16	29	3.96	27
-25	4.15	35	4.23	31	4.84	24	4.58	23

ERDWIDERSTANDSBELIEFERTE NACH [17]

K_{p1}	$\varphi_{2/0}$
$\varphi_{1/2}$	$\varphi_{1/0}$

$\psi = 25$ $\beta = 15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.90	109	0.94	99	1.00	80
17	1.62	89	1.61	79	1.65	70	1.61	61
8	2.19	72	2.19	64	2.24	57	2.21	50
0	2.71	61	2.73	54	2.79	47	2.76	41
-8	3.39	51	3.48	45	3.54	39	3.51	34
-17	4.17	40	4.45	34	5.11	30	4.84	27
-25	4.94	32	5.45	29	6.40	24	6.02	21

$\psi = 25$ $\beta = 20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.90	109	0.94	99	1.00	80
17	1.71	90	1.71	80	1.78	71	1.75	63
8	2.35	75	2.38	67	2.45	59	2.42	51
0	3.05	64	3.11	56	3.17	48	3.14	41
-8	3.87	55	4.05	46	4.55	41	4.44	36
-17	4.75	42	5.13	38	5.90	32	5.51	28
-25	5.60	31	6.52	32	7.91	27	7.42	24

$\psi = 25$ $\beta = 25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
25	0.76	119	0.90	109	0.94	99	1.00	80
17	1.79	92	1.79	82	1.88	73	1.84	64
8	2.53	77	2.58	69	2.70	60	2.66	52
0	3.33	67	3.41	57	3.47	49	3.44	41
-8	4.30	58	4.56	47	5.14	41	4.94	36
-17	5.42	46	5.86	38	6.79	32	6.34	28
-25	6.65	35	7.59	32	8.74	27	8.18	24

$\psi = 30$ $\beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	119	0.73	109	0.79	99	0.97	89
20	0.92	85	0.61	85	0.70	85	0.82	85
10	0.44	44	0.40	44	0.45	44	0.50	44
0	0.38	45	0.50	45	0.55	45	0.60	45
-10	0.35	45	0.48	45	0.51	45	0.54	45
-20	0.34	45	0.40	45	0.45	45	0.50	45
-30	0.33	45	0.40	45	0.45	45	0.50	45

ERDWIDERSTANDSBELIERTE NACH [17]

K_{p1}	β^2/α
$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/3}$

$\varphi = 30$ $\beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
10	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
0	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
-10	0.72	-8	0.93	-7	1.11	-2	1.35	-7
-20	0.72	-8	0.93	-7	1.11	-2	1.35	-7
-30	0.42	-11	1.09	-11	1.39	-11	1.91	-11

$\varphi = 30$ $\beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
10	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
0	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
-10	1.09	4	1.25	4	1.39	3	1.70	2
-20	1.15	1	1.38	0	1.68	0	2.13	-1
-30	1.47	-1	1.58	-1	1.87	-1	2.59	-1

$\varphi = 30$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	1.10	6.0	1.14	5.2	1.21	4.5	1.33	3.9
10	1.23	3.4	1.29	3.1	1.40	2.7	1.59	2.3
0	1.32	2.2	1.43	2.0	1.49	1.7	1.81	1.5
-10	1.45	1.4	1.53	1.3	1.46	1.1	1.91	0
-20	1.44	1.0	1.41	0.9	1.39	0.7	1.80	0
-30	1.71	0.8	1.32	0.7	1.25	0.5	1.41	-0.5

$\varphi = 30$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	1.57	6.9	1.44	6.0	1.41	4.6	1.56	3.8
10	1.52	4.5	1.48	4.0	1.53	3.5	1.79	2.8
0	1.59	3.1	1.70	2.8	1.59	2.4	2.39	2.1
-10	1.71	2.3	1.46	2.1	1.42	1.6	1.96	1.4
-20	2.01	1.7	1.41	1.5	1.40	1.1	1.91	1.4
-30	2.33	1.5	1.32	1.3	1.31	0.9	1.54	1.3

ERDWIDERSTANDSBELIERTE NACH [17]

K_{p1}	β^2/α
$\beta^{1/2}$	$\beta^{1/3}$

$\varphi = 30$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	1.32	7.5	1.34	6.6	1.44	5.7	1.52	4.9
10	1.51	5.2	1.48	4.6	1.48	4.0	1.62	3.4
0	1.67	3.9	1.47	3.4	1.47	3.0	1.61	2.5
-10	2.15	3.0	2.26	2.7	2.17	2.3	2.39	1.7
-20	2.52	2.4	2.49	2.3	2.44	2.1	2.69	1.6
-30	3.02	1.3	2.46	1.3	2.49	1.1	2.82	1.1

$\varphi = 30$ $\beta = 0$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	1.42	7.9	1.43	7.0	1.51	6.1	1.65	5.2
10	1.60	5.6	1.44	5.1	1.49	4.5	1.64	3.8
0	1.63	4.2	1.50	4.0	1.49	3.5	1.64	2.9
-10	2.52	3.6	2.60	3.2	2.47	2.6	2.61	1.9
-20	3.11	2.9	3.55	2.9	3.51	2.6	4.28	1.9
-30	3.79	1.8	4.43	1.7	4.39	1.6	5.49	1.6

$\varphi = 30$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	1.63	8.3	1.56	7.2	1.60	6.3	1.76	5.5
10	1.57	6.2	1.63	5.5	1.59	4.8	1.64	4.2
0	1.66	4.9	1.66	4.4	1.66	3.8	1.66	3.4
-10	3.02	4.0	3.23	3.6	3.20	3.6	3.29	2.5
-20	3.78	3.2	4.39	3.4	4.39	3.1	5.19	3.1
-30	4.69	1.9	5.47	1.8	5.46	1.6	7.43	1.6

$\varphi = 30$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
30	0.67	1.19	0.73	1.09	0.79	0.99	0.87	0.89
20	1.86	8.6	1.61	7.6	1.59	6.6	1.73	5.7
10	2.17	6.6	1.66	6.2	1.63	5.5	1.77	4.5
0	2.13	5.3	1.66	5.7	1.66	4.8	1.66	4.1
-10	3.59	4.5	3.52	4.1	3.52	3.5	3.52	2.5
-20	4.44	3.4	4.58	3.6	4.58	3.4	6.52	3.4
-30	5.34	2.1	5.69	1.9	5.69	1.6	8.44	1.6

ERDWIDERSTANDSBEIWERTE NACH [17]

K_{p1}	$\psi_{2/0}$
$\psi_{1/2}$	$\psi_{1/0}$

$\psi = 30 \quad \beta = 15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
30	0.67	119	0.73	109	0.79	99	0.87	80	1.13	70	1.33	60
20	1.68	87	1.70	77	1.80	68	2.00	51	2.32	44	3.87	48
10	2.63	69	2.65	61	2.68	54	2.72	47	2.76	39	2.78	29
0	3.14	57	3.16	51	3.21	43	3.26	36	3.31	29	3.36	21
-10	4.15	49	4.16	43	4.21	37	4.26	31	4.31	25	4.36	18
-20	5.40	42	5.41	36	5.46	30	5.51	24	5.56	19	5.61	13
-30	6.94	37	6.95	31	6.99	25	7.04	20	7.09	15	7.14	10

$\psi = 30 \quad \beta = 20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
30	0.67	119	0.73	109	0.79	99	0.87	80	1.13	70	1.33	60
20	1.77	88	1.80	79	1.91	69	2.13	51	2.45	44	4.25	54
10	2.68	72	2.70	64	2.73	56	2.76	48	2.79	40	2.82	32
0	3.54	60	3.54	53	3.58	45	3.61	37	3.64	29	3.67	21
-10	4.78	53	4.78	47	4.82	41	4.85	35	4.88	29	4.91	23
-20	6.37	46	6.37	40	6.41	34	6.44	28	6.47	22	6.50	16
-30	8.37	39	8.37	33	8.40	27	8.43	21	8.46	15	8.49	10

$\psi = 30 \quad \beta = 25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
30	0.67	119	0.73	109	0.79	99	0.87	80	1.13	70	1.33	60
20	1.86	90	1.89	80	2.02	71	2.28	53	2.75	46	4.67	50
10	2.70	74	2.72	66	2.75	58	2.78	50	2.81	42	2.84	34
0	3.58	63	3.58	56	3.61	48	3.64	40	3.67	32	3.70	24
-10	5.49	55	5.49	48	5.52	41	5.55	34	5.58	27	5.61	20
-20	7.45	48	7.45	41	7.48	34	7.51	27	7.54	20	7.57	13
-30	9.74	41	9.74	34	9.77	27	9.80	20	9.83	13	9.86	6

$\psi = 30 \quad \beta = 30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
30	0.67	119	0.73	109	0.79	99	0.87	80	1.13	70	1.33	60
20	1.95	91	1.99	81	2.15	72	2.46	54	2.93	47	5.12	55
10	2.73	76	2.75	68	2.78	60	2.81	52	2.84	44	2.87	36
0	3.61	65	3.61	58	3.64	50	3.67	42	3.70	34	3.73	26
-10	5.52	57	5.52	50	5.55	42	5.58	34	5.61	26	5.64	18
-20	7.50	49	7.50	42	7.53	34	7.56	26	7.59	18	7.62	10
-30	10.00	42	10.00	35	10.03	27	10.06	19	10.09	11	10.12	3

ERDWIDERSTANDSBEIWERTE NACH [17]

K_{p1}	$\psi_{2/0}$
$\psi_{1/2}$	$\psi_{1/0}$

$\psi = 35 \quad \beta = -35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
35	0.56	119	0.55	109	0.53	99	0.52	89	1.09	70	1.33	60
23	0.52	106	0.51	96	0.49	86	0.47	76	0.93	57	1.12	44
12	0.42	84	0.41	74	0.39	64	0.37	54	0.77	41	1.15	34
0	0.27	64	0.26	54	0.24	44	0.22	34	0.59	29	1.18	24
-12	0.52	49	0.51	39	0.49	29	0.47	19	0.31	14	1.21	14
-23	0.42	34	0.41	24	0.39	14	0.37	4	0.25	9	1.24	4
-35	0.42	34	0.39	24	0.37	14	0.35	4	0.22	9	1.27	4

$\psi = 35 \quad \beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
35	0.56	119	0.55	109	0.53	99	0.52	89	1.09	70	1.33	60
23	0.52	106	0.51	96	0.49	86	0.47	76	0.93	57	1.12	44
12	0.42	84	0.41	74	0.39	64	0.37	54	0.77	41	1.15	34
0	0.27	64	0.26	54	0.24	44	0.22	34	0.59	29	1.18	24
-12	0.52	49	0.51	39	0.49	29	0.47	19	0.31	14	1.21	14
-23	0.42	34	0.41	24	0.39	14	0.37	4	0.25	9	1.24	4
-35	0.42	34	0.39	24	0.37	14	0.35	4	0.22	9	1.27	4

$\psi = 35 \quad \beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
35	0.56	119	0.55	109	0.53	99	0.52	89	1.09	70	1.33	60
23	0.52	106	0.51	96	0.49	86	0.47	76	0.93	57	1.12	44
12	0.42	84	0.41	74	0.39	64	0.37	54	0.77	41	1.15	34
0	0.27	64	0.26	54	0.24	44	0.22	34	0.59	29	1.18	24
-12	0.52	49	0.51	39	0.49	29	0.47	19	0.31	14	1.21	14
-23	0.42	34	0.41	24	0.39	14	0.37	4	0.25	9	1.24	4
-35	0.42	34	0.39	24	0.37	14	0.35	4	0.22	9	1.27	4

$\psi = 35 \quad \beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30				
35	0.56	119	0.55	109	0.53	99	0.52	89	1.09	70	1.33	60
23	1.59	89	1.61	81	1.63	73	1.65	63	1.67	51	1.69	39
12	1.10	69	1.11	61	1.12	51	1.13	41	1.14	31	1.15	21
0	0.90	49	0.91	41	0.92	31	0.93	21	0.94	11	0.95	11
-12	0.92	33	0.93	25	0.94	15	0.95	5	0.96	0	0.97	0
-23	1.00	26	1.01	18	1.02	8	1.03	0	1.04	0	1.05	0
-35	1.10	20	1.11	12	1.12	2	1.13	0	1.14	0	1.15	0

ROWIDERSSTANDBEIWERTE NACH [17]

$K_{\beta 1}$	$\beta_{2/0}$
$\beta_{1/2}$	$\beta_{1/0}$

$\psi = 35$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.43	6.4	1.54	6.5	1.27	4.7	1.41	4.0
12	1.31	3.6	1.40	3.2	1.55	2.8	1.77	2.3
0	1.48	2.3	1.25	2.0	1.42	1.4	2.91	1.4
-12	1.47	1.5	1.44	1.3	2.42	1.1	2.89	0
-23	1.48	9	2.29	8	2.93	6	3.93	6
-35	2.27	9	2.99	8	3.93	8	5.27	14

$\psi = 35$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.24	7.1	1.28	6.1	1.37	5.2	1.53	4.5
12	1.51	4.5	1.49	3.9	1.78	3.4	2.01	2.9
0	1.56	3.0	1.47	2.7	2.24	2.3	2.64	1.9
-12	2.05	3.2	2.34	1.9	2.82	1.6	3.61	1.2
-23	2.48	1.6	2.95	1.3	3.78	1.7	5.08	1.2
-35	3.03	1.6	3.97	1.0	5.92	1.5	7.27	1.1

$\psi = 35$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.34	7.5	1.39	6.5	1.48	5.6	1.64	4.8
12	1.58	5.1	1.50	4.5	1.97	3.9	2.47	3.3
0	2.07	3.7	2.25	3.2	2.57	3.8	3.13	2.3
-12	2.51	2.8	2.48	2.4	3.46	2.0	4.47	1.4
-23	3.13	2.1	3.77	1.6	4.94	1.9	6.50	1.3
-35	4.04	1.9	5.00	1.3	6.93	1.3	9.36	1.5

$\psi = 35$ $\beta = 0$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.47	7.9	1.49	6.9	1.52	6.0	1.75	5.1
12	1.63	5.6	1.61	4.9	2.10	4.3	2.45	3.7
0	2.05	4.4	2.02	3.9	2.45	3.7	3.14	3.1
-12	3.03	3.3	3.45	2.8	4.24	2.6	5.91	1.6
-23	3.94	2.5	4.74	2.0	6.07	2.5	8.23	2.4
-35	5.13	2.2	6.43	1.4	8.35	2.1	10.95	3.6

ROWIDERSSTANDBEIWERTE NACH [17]

$K_{\beta 1}$	$\beta_{2/0}$
$\beta_{1/2}$	$\beta_{1/0}$

$\psi = 35$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.53	8.1	1.58	7.1	1.69	6.2	1.89	5.4
12	2.12	6.0	2.22	5.3	2.57	4.6	3.44	3.3
0	2.58	4.6	3.4	4.1	3.50	3.6	4.37	3.0
-12	3.57	3.7	4.17	3.2	5.11	3.3	6.74	2.8
-23	4.89	3.3	5.87	2.6	7.52	2.3	10.22	2.6
-35	6.52	3.1	8.19	2.0	10.92	2.0	15.37	2.6

$\psi = 35$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.53	8.4	1.67	7.3	1.80	6.4	2.00	5.6
12	2.24	6.3	2.37	5.6	2.73	4.9	3.50	4.2
0	3.18	5.0	3.47	4.4	4.08	3.9	5.12	4.0
-12	4.33	4.1	4.89	3.0	6.45	2.9	8.49	2.4
-23	6.02	3.6	7.35	2.2	9.33	2.0	12.93	1.9
-35	8.27	3.2	10.32	1.3	13.45	1.2	20.18	1.4

$\psi = 35$ $\beta = 15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.72	8.8	1.77	7.8	1.93	6.6	2.15	5.8
12	2.58	6.6	2.71	5.9	3.04	5.1	3.63	4.5
0	3.82	5.3	4.00	4.7	4.74	4.0	6.01	3.2
-12	5.16	4.4	5.75	3.6	7.46	2.8	9.86	2.0
-23	7.31	3.5	8.82	2.4	11.45	1.6	16.13	1.0
-35	10.32	2.8	12.92	1.1	17.98	0.3	25.88	0.2

$\psi = 35$ $\beta = 20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
35	0.56	1.19	0.65	1.09	0.73	0.99	0.63	0.89
23	1.91	9.7	1.89	7.7	2.07	6.8	2.31	5.9
12	2.89	6.5	2.93	6.1	3.26	5.4	4.25	4.7
0	4.16	5.6	4.66	5.0	5.77	4.1	7.07	3.2
-12	6.07	4.6	7.04	3.7	9.76	3.0	11.92	2.2
-23	8.91	3.3	10.75	2.6	14.18	1.7	20.99	0.9
-35	12.81	2.0	16.17	1.2	22.91	0.5	33.46	0.2

ERDWIDERSTANDSBEIWERTE NACH [17]

ERDWIDERSTANDSBEIWERTE NACH [17]

K_{p1}	$\psi_{2,0}$
$\psi_{1,2}$	$\psi_{1,0}$

K_{p1}	$\psi_{2,0}$
$\psi_{1,2}$	$\psi_{1,0}$

$\varphi = 35$ $\beta = 25$

$\varphi = 40$ $\beta = -35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.56	119	0.66	109	0.73	99	0.82	89	0.93	80	1.09	70	1.33	60
23	1.21	88	1.29	78	2.16	59	2.49	51	3.04	33	4.20	46	5.73	38
12	3.09	71	3.20	63	3.60	56	4.64	52	6.10	52	9.71	59	13.07	52
0	4.73	59	5.02	61	6.79	49	8.74	53	11.69	52	17.61	52	23.86	48
-12	7.14	60	6.36	59	10.57	55	14.47	53	21.56	54	35.95	48	64.16	45
-23	10.71	56	13.08	54	17.35	52	25.00	49	39.41	47	66.48	46	118.21	42
-35	15.64	51	20.35	51	28.93	46	42.65	46	71.34	46				

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89	0.89	80	1.06	70	1.30	60
27	0.67	44	0.69	41	0.64	0	0.74	0	1.40	11	1.32	13	1.26	16
13	0.54	14	0.64	13	0.60	12	1.00	11	1.23	12	1.58	13	2.12	15
0	0.49	20	0.66	18	0.84	17	1.08	17	1.40	17	1.99	18	2.69	20
-13	0.49	20	0.66	18	0.84	17	1.08	17	1.40	17	1.99	18	2.69	20
-27	0.67	44	0.69	41	0.64	0	0.74	0	1.40	11	1.32	13	1.26	16
-40	0.54	14	0.64	13	0.60	12	1.00	11	1.23	12	1.58	13	2.12	15

$\varphi = 35$ $\beta = 30$

$\varphi = 40$ $\beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.56	119	0.66	109	0.73	99	0.82	89	0.93	80	1.09	70	1.33	60
23	2.00	89	2.10	80	2.31	71	2.70	62	3.42	55	4.44	43	6.44	36
12	3.32	73	3.57	65	4.21	58	5.23	49	6.98	42	10.14	31	16.25	27
0	5.75	61	6.29	62	7.82	44	9.77	36	13.00	27	21.54	19	37.26	10
-12	8.35	66	9.05	63	12.60	60	17.50	57	25.62	55	44.26	47	82.11	41
-23	12.66	66	15.95	59	21.28	56	31.18	54	50.13	51	89.93	44	148.21	37
-35	19.26	59	25.96	56	35.76	57	54.76	50	94.47	49				

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89	0.89	80	1.06	70	1.30	60
27	0.67	44	0.69	41	0.64	0	0.74	0	1.40	11	1.32	13	1.26	16
13	0.74	24	0.88	2	1.45	2	1.25	1	1.53	0	1.95	3	2.49	6
0	0.74	24	0.88	2	1.45	2	1.25	1	1.53	0	1.95	3	2.49	6
-13	0.74	24	0.88	2	1.45	2	1.25	1	1.53	0	1.95	3	2.49	6
-27	0.67	44	0.69	41	0.64	0	0.74	0	1.40	11	1.32	13	1.26	16
-40	0.74	24	0.88	2	1.45	2	1.25	1	1.53	0	1.95	3	2.49	6

$\varphi = 35$ $\beta = 35$

$\varphi = 40$ $\beta = -25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
35	0.56	119	0.66	109	0.73	99	0.82	89	0.93	80	1.09	70	1.33	60
23	2.11	91	2.22	81	2.48	72	2.95	64	3.64	54	4.82	46	7.46	39
12	3.47	75	3.72	67	4.21	59	5.23	49	6.98	42	11.92	32	19.20	27
0	6.08	62	6.93	64	8.76	46	11.38	37	16.44	28	28.67	20	46.81	11
-12	9.74	72	11.62	41	15.02	65	21.19	62	32.71	59	59.95	47	108.21	38
-23	15.40	66	19.18	54	26.12	61	36.96	56	64.06	54	118.21	44	218.21	39
-35	23.90	54	31.76	59	44.80	57	71.75	51						

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89	0.89	80	1.06	70	1.30	60
27	0.67	45	0.69	43	0.64	0	0.74	0	1.40	11	1.32	13	1.26	12
13	0.56	16	0.69	15	1.26	13	1.49	10	1.82	7	2.33	3	3.16	0
0	1.01	4	1.21	4	1.45	3	1.80	1	2.32	0	3.19	3	4.35	7
-13	1.10	1	1.27	1	1.47	2	2.08	4	3.16	6	4.22	10	7.24	19
-27	1.23	4	1.43	5	2.20	6	3.13	8	4.24	15	7.13	22	13.47	29
-40	1.43	8	2.08	8	2.99	16	4.19	22	7.17	29	12.32	38	23.69	39

$\varphi = 40$ $\beta = -40$

$\varphi = 40$ $\beta = -20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89	0.89	79	1.06	70	1.31	60
27	0.67	39	0.41	39	0.53	39	0.66	39	0.81	39	1.01	39	1.20	39
13	0.46	39	0.46	39	0.20	39	0.20	39	0.20	39	0.20	39	0.20	39
0	0.49	39	0.30	39	0.49	39	0.66	39	0.79	39	1.06	39	1.18	39
-13	0.46	39	0.29	39	0.43	39	0.60	39	0.84	39	1.20	39	1.28	39
-27	0.46	39	0.29	39	0.43	39	0.60	39	0.84	39	1.20	39	1.28	39
-40	0.46	39	0.29	39	0.43	39	0.60	39	0.84	39	1.20	39	1.28	39

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30						
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89	0.89	80	1.06	70	1.30	60
27	1.62	58	1.58	49	1.61	42	1.37	35	1.40	28	1.45	22	2.62	16
13	1.18	28	1.30	25	1.48	21	1.73	17	2.12	13	2.73	9	3.79	4
0	1.30	14	1.51	13	1.79	11	2.39	4	3.19	4	3.19	1	6.32	3
-13	1.47	7	1.74	6	2.22	4	2.99	1	4.77	2	6.41	8	10.74	15
-27	1.78	2	2.23	1	3.00	0	4.30	1	6.44	1	10.73	26	19.49	28
-40	2.16	1	2.92	1	4.25	1	6.42	2	10.76	2	18.13	34	34.18	39

ERDMIDERSTANDSBELIEFERTE NACH [17]

K_{p1}	$\beta_{2/0}$
$\beta_{1/2}$	$\beta_{1/0}$

$\varphi = 40$ $\beta = -15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	60	1.33	50	1.38	40	1.42	40
13	1.99	37	1.92	38	1.99	38	2.04	38
0	1.82	22	1.94	20	1.97	17	1.99	17
-13	1.00	14	2.24	12	2.04	9	2.04	9
-27	2.34	8	2.90	6	4.03	5	5.70	4
-40	3.65	0	4.30	0	5.99	-12	8.92	-18

$\varphi = 40$ $\beta = -10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	71	1.33	61	1.43	52	1.48	44
13	1.90	44	1.93	38	1.98	33	2.00	33
0	1.99	29	2.10	26	2.00	22	2.00	22
-13	2.30	20	2.80	17	3.50	14	4.80	11
-27	3.90	14	3.94	10	5.24	11	7.20	10
-40	4.12	11	5.98	13	8.31	-10	12.20	-16

$\varphi = 40$ $\beta = -5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	72	1.42	62	1.54	52	1.74	48
13	1.83	50	1.99	43	2.05	37	2.04	31
0	2.31	35	2.60	30	3.04	26	3.49	21
-13	2.94	25	3.50	22	4.46	18	6.10	17
-27	4.00	18	5.42	13	6.97	16	10.41	10
-40	5.46	14	7.56	16	10.84	18	16.73	13

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

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	76	1.42	68	1.59	59	1.82	50
13	1.85	54	2.10	47	2.45	41	2.91	35
0	2.71	40	3.20	35	3.80	30	4.40	24
-13	3.50	30	4.20	26	5.20	22	6.40	18
-27	5.10	21	6.50	15	9.00	27	13.25	20
-40	7.40	14	10.40	20	14.50	26	22.75	18

ERDMIDERSTANDSBELIEFERTE NACH [17]

K_{p1}	$\beta_{2/0}$
$\beta_{1/2}$	$\beta_{1/0}$

$\varphi = 40$ $\beta = 5$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	81	1.38	70	1.58	61	2.04	52
13	1.99	50	2.44	44	2.75	44	3.29	37
0	3.15	44	3.50	38	4.24	33	5.07	28
-13	4.50	34	5.26	29	6.02	22	7.04	17
-27	6.64	23	8.41	19	11.60	19	17.37	21
-40	9.84	19	13.25	26	19.33	24	30.78	22

$\varphi = 40$ $\beta = 10$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	83	1.73	72	1.89	63	2.16	54
13	2.04	61	2.71	54	3.08	47	3.75	40
0	3.65	47	4.12	41	5.04	36	6.09	28
-13	5.32	37	6.50	30	8.08	25	12.35	15
-27	8.32	25	10.60	18	14.90	13	22.98	11
-40	12.82	13	17.39	13	25.70	10	41.97	10

$\varphi = 40$ $\beta = 15$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	84	1.93	74	2.01	65	2.32	56
13	2.80	64	3.01	56	3.48	49	4.30	42
0	4.66	50	4.62	44	5.99	39	8.92	26
-13	6.55	44	8.74	32	10.64	24	15.35	16
-27	10.46	41	13.95	19	19.17	11	29.44	9
-40	16.63	12	22.59	9	34.16	5	56.38	5

$\varphi = 40$ $\beta = 20$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
27	1.14	86	1.96	75	2.15	66	2.50	59
13	3.09	66	3.70	58	3.91	51	4.99	45
0	4.89	53	5.66	47	7.12	39	9.73	31
-13	7.91	41	9.80	33	13.17	16	19.31	14
-27	13.10	28	17.40	12	24.90	11	39.45	10
-40	21.61	14	29.56	6	49.24	9	79.97	7

ERDWIDERSTANDSBELWERTE NACH [17]

ERDWIDERSTANDSBELWERTE NACH [17]

K_{p1}	$\psi_{2,0}$
$\psi_{1,2}$	$\psi_{1,0}$

K_{p1}	$\psi_{2,0}$
$\psi_{1,2}$	$\psi_{1,0}$

$\psi = 40 \quad \beta = 25$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
0	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-45	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89

$\psi = 45 \quad \beta = -45$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
0	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89

$\psi = 40 \quad \beta = 30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
0	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-45	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89

$\psi = 45 \quad \beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
0	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89

$\psi = 40 \quad \beta = 35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
0	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-45	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89

$\psi = 45 \quad \beta = -35$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
0	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89

$\psi = 40 \quad \beta = 40$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
40	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
0	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-15	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-30	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89
-45	0.46	119	0.57	109	0.66	99	0.77	89

$\psi = 45 \quad \beta = -30$

δ	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
0	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-15	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-30	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
-45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89

ERDWIDERSTANDSBEIWERTE NACH [17]

K_{p1}	$\beta_{2/0}$
$\beta_{1/2}$	$\beta_{1/0}$

$\varphi = 45$ $\beta = -25$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	0.90	62	1.01	44	1.14	37	1.24	30
15	1.26	19	1.32	17	1.39	15	1.44	11
0	1.13	6	1.37	6	1.48	4	2.14	1
-15	1.28	0	1.64	0	2.15	-2	2.96	-4
-30	1.24	-4	2.12	-9	3.42	-7	4.34	-12
-45	2.01	-8	3.03	-15	4.25	-21	7.25	-27

$\varphi = 45$ $\beta = -20$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	1.03	61	1.13	52	1.26	43	1.40	36
15	1.68	29	1.55	25	1.45	21	1.93	17
0	1.44	15	1.70	13	2.07	10	2.63	7
-15	1.74	7	2.15	5	2.80	3	3.49	0
-30	2.17	1	2.94	0	4.23	-3	6.55	-10
-45	3.00	-6	4.43	-12	6.89	-18	11.42	-24

$\varphi = 45$ $\beta = -15$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	1.14	68	1.25	57	1.36	48	1.52	40
15	1.47	37	1.56	32	1.85	27	2.22	22
0	1.78	22	2.07	19	2.51	15	3.20	11
-15	2.23	13	2.78	10	3.42	7	5.43	4
-30	2.97	6	4.07	4	5.44	-1	8.98	-8
-45	4.34	-3	6.35	-10	9.92	-16	16.29	-23

$\varphi = 45$ $\beta = -10$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	1.29	72	1.38	61	1.49	52	1.59	44
15	2.07	43	1.89	37	2.12	32	2.45	28
0	2.17	28	2.49	24	3.07	20	3.92	15
-15	2.92	18	3.40	15	4.45	11	6.60	10
-30	3.92	11	5.43	10	7.46	0	12.41	8
-45	6.13	-9	8.95	-8	14.54	-15	23.30	-22

ERDWIDERSTANDSBEIWERTE NACH [17]

K_{p1}	$\beta_{2/0}$
$\beta_{1/2}$	$\beta_{1/0}$

$\varphi = 45$ $\beta = -5$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	1.80	75	1.77	64	1.63	55	1.84	47
15	1.98	48	2.11	42	2.45	35	2.94	30
0	2.92	33	3.20	28	3.95	24	4.77	19
-15	3.55	23	4.42	19	5.94	15	8.74	10
-30	5.23	15	7.24	15	10.74	15	17.19	13
-45	8.24	14	12.49	13	19.36	-13	34.33	-20

$\varphi = 45$ $\beta = 0$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	1.48	78	1.56	67	1.72	58	1.98	49
15	2.18	52	2.28	45	2.72	39	3.22	33
0	3.61	37	3.55	32	4.37	27	5.43	22
-15	4.47	27	5.55	23	7.62	16	11.42	11
-30	7.02	22	9.74	21	14.48	20	23.56	18
-45	11.59	22	17.46	14	27.41	-17	49.36	-19

$\varphi = 45$ $\beta = 5$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	1.56	80	1.66	69	1.84	60	2.13	51
15	2.45	56	2.67	48	3.09	42	3.64	36
0	3.64	41	4.16	35	5.24	30	7.22	25
-15	5.52	31	7.08	26	9.80	27	14.93	20
-30	9.34	27	12.89	25	19.49	24	32.42	21
-45	16.53	24	23.49	22	39.24	-10	71.35	-17

$\varphi = 45$ $\beta = 10$

β	α	-30	-20	-10	0	10	20	30
45	0.35	119	0.48	109	0.59	99	0.71	89
30	1.66	82	1.77	71	1.97	62	2.30	53
15	2.72	59	2.88	51	3.48	44	4.35	38
0	4.22	44	4.93	38	6.34	33	8.94	28
-15	6.88	34	8.92	24	12.60	23	19.56	21
-30	12.68	31	17.67	21	28.42	22	44.42	20
-45	21.97	29	33.15	20	55.47	20	83.77	-10

2.ΣΧΕΔΙΟ ΥΦΙΣΤΑΜΕΝΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

3.ΣΧΕΔΙΑ ΑΝΟΙΚΤΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ

4.ΣΧΕΔΙΑ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΑΠΟ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΙΑ