

ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ ΔΥΤΙΚΗΣ ΕΛΛΑΔΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ Τ.Ε.
(ΠΡΩΗΝ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ)

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**«ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ
ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΩΝ»**



**ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ: ΓΙΑΝΝΑΚΑΚΗΣ ΛΕΩΝΙΔΑΣ – ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ
 ΜΑΝΩΛΗ ΑΡΓΥΡΩ**

ΕΠΟΠΤΕΥΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ: ΣΑΡΑΝΤΟΠΟΥΛΟΣ ΑΝΔΡΕΑΣ

ΠΑΤΡΑ- 2017

ΠΡΟΛΟΓΟΣ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία έχει ως αντικείμενο τον αντισεισμικό υπολογισμό στους λιμενικούς κρηπιδότοιχους. Αυτή η εργασία αποτέλεσε αφορμή να αποκτήσουμε κάποιες βασικές γνώσεις πάνω στα λιμενικά έργα που είναι πολύ σημαντικό αντικείμενο ενός μηχανικού και δεν το διδαχθήκαμε στη σχολή επειδή ήταν μάθημα επιλογής. Οι λιμενικές εγκαταστάσεις αποτελούν σημαντικό έργο κάθε χώρας γι' αυτό πρέπει από τη σχεδίαση τους να μπορούν να αντέχουν σε φυσικά φαινόμενα, όπως είναι ο σεισμός.

Αρχικά παραθέτουμε κάποιες γενικές πληροφορίες για τις λιμενικές εγκαταστάσεις, τους τοίχους αντιστήριξης και τους κρηπιδότοιχους πιο συγκεκριμένα. Στη συνέχεια παρουσιάζουμε παραδείγματα από την κατασκευή κρηπιδότοιχων στα σημαντικότερα λιμάνια της χώρας μας με πρόσφατα παραδείγματα από φωτογραφικό υλικό όπως και παλαιότερα παραδείγματα από βλάβες σε λιμενικούς κρηπιδότοιχους από καταστροφικούς σεισμούς παγκοσμίως αλλά και στον Ελλαδικό χώρο.

Κάθε λιμένας έχει κρηπιδότοιχους οι οποίοι είναι τοίχοι αντιστήριξης που αποτελούν τα κατακόρυφα μέτωπα του λιμανιού και επιτρέπουν την πρόσδεση των πλοίων. Ωμως οι κρηπιδότοιχοι δέχονται περισσότερα φορτία από κάθε απλό τοίχο αντιστήριξης λόγω των ωθήσεων του νερού και των δυνάμεων των πλοίων. Στην Ελλάδα δεν υπάρχει Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) για τα Λιμενικά Έργα. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των κρηπιδότοιχων με σεισμό είναι προσεγγιστικές και βασίζονται κυρίως στην πείρα των μηχανικών και την βιβλιογραφία. Έτσι στο κυρίως θέμα μας εξετάζουμε τις συμβατικές μεθόδους υπολογισμού ενός κρηπιδότοιχου στις οποίες οι σεισμικές δυνάμεις υπολογίζονται μετατρέποντας τις σε ισοδύναμες στατικές. Βέβαια με αυτόν τον τρόπο δεν παίρνουμε ακριβή αποτελέσματα.

Πιο πλήρης θεωρητική ανάλυση για τον αντισεισμικό υπολογισμό στους λιμενικούς κρηπιδότοιχους θέλει να δώσει η μέθοδος Δασκαλάκη, η οποία παρουσιάζεται στο κυρίως θέμα. Αυτή η μέθοδος θεωρεί το φορέα εντός του ύδατος, παίρνοντας έτσι την επίδραση του νερού, σε αντίθεση με τη μέθοδο M – O που θεωρεί τον τοίχο έξω από το νερό με αποτέλεσμα να μην λαμβάνονται υπόψη όλες οι δυνάμεις που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο. Στο τέλος παρουσιάζουμε κάποια λυμένα παραδείγματα εφαρμόζοντας τη μέθοδο του Δασκαλάκη.

Στο σημείο αυτό θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον επιβλέπων καθηγητή μας, κύριο Σαραντόπουλο για την βοήθεια, την καθοδήγηση και τις παρατηρήσεις του σε όλη την διάρκεια ώστε να ολοκληρώσουμε την παρούσα πτυχιακή εργασία.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα πτυχιακή εργασία αποτελείται από 9 κεφάλαια. Η διάρθρωση που ακολουθήθηκε έχει ως εξής:

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια εισαγωγή για τις λιμενικές εγκαταστάσεις ως δίκτυα κοινής ωφέλειας. Λιμένες ονομάζονται τα δίκτυα μεταφοράς ανθρώπων και εμπορευμάτων μέσω θαλάσσης. Αναφέρουμε από τι αποτελείται κάθε λιμενική εγκατάσταση καθώς και της κατηγορίες που διακρίνονται τα παράκτια λιμενικά έργα.

Το δεύτερο κεφάλαιο έχει να κάνει με τις κατασκευές αντιστήριξης και πιο συγκεκριμένα τους τοίχους αντιστήριξης και τις μορφές αστοχίας τους, για να καταλήξουμε στη σεισμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης.

Στο κεφάλαιο τρία αναφερόμαστε στους κρηπιδότοιχους που ορίζεται ο τοίχος αντιστήριξης που αποτελεί το κατακόρυφο μέτωπο παραβολής, στο οποίο προσδένει το σκάφος. Παρουσιάζονται τα βασικά μέρη που αποτελούν έναν κρηπιδότοιχο όπως και οι διάφοροι τύποι και τρόποι κατασκευής του. Ακόμα δίνουμε κάποια παραδείγματα κατασκευής κρηπιδότοιχου στην Πάτρα και τον Πειραιά. Επίσης αναφέρουμε περιληπτικά τις βλάβες που μπορεί να προκαλέσει ένας σεισμός στους κρηπιδότοιχους.

Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζουμε σεισμικές βλάβες σε λιμενικές εγκαταστάσεις από παλαιότερους σεισμούς. Με παραδείγματα από τον σεισμό του Izmit (Kocaeli) στην Τουρκία και του Chi-Chi στην Ταϊβάν. Υπάρχουν και παραδείγματα και από την Ελλάδα όπως είναι από τον σεισμό της Καλαμάτας και της Λευκάδας. Στη συνέχεια είναι οι πιθανές μορφές αστοχίας σε κρηπιδότοιχους βαρύτητας και στα υλικά επιχώματος και αναφέρουμε σε ξεχωριστό υποκεφάλαιο τη ρευστοποίηση ως κύρια μορφή αστοχίας.

Το κεφάλαιο πέντε παρουσιάζει τις μεθόδους ανάλυσης των τοίχων αντιστήριξης για της στατικές ωθήσεις μέσα από τη θεωρία του Coulomb και τη θεωρία του Rankine. Ακολουθούν οι μέθοδοι υπολογισμού δυναμικών ωθήσεων κυρίως από την μέθοδο Mononobe–Okabe αλλά και από παραλλαγές της.

Στο έκτο κεφάλαιο αναφέρουμε γενικά τις μεθόδους αντισεισμικού υπολογισμού στους κρηπιδότοιχους, τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της κάθε μιας και τα συμπεράσματα αφού παρατηρούμε ότι δε λαμβάνονται υπόψιν όλες οι δυνάμεις που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο σε κάθε περίπτωση.

Στο κεφάλαιο επτά περιγράφονται οι σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται στους κρηπιδότοιχους και οι βλάβες που τους προκαλούν. Στη συνέχεια γίνεται θεωρητική ανάλυση της μεθόδου Δασκαλάκη του αντισεισμικού υπολογισμού ενός κρηπιδότοιχου σε διάφορες περιπτώσεις όπως σε τοίχο τριβής ($\delta \neq 0$) και χωρίς σεισμό, χωρίς τριβή ($\delta = 0$) και χωρίς σεισμό ακόμα σε κρηπιδότοιχο βαρύτητας με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό, με τοίχο τριβής $\delta \neq 0$. Επίσης εξετάζουμε την ειδική περίπτωση κρηπιδότοιχου χωρίς τριβή με οριζόντιο μόνο σεισμό.

Στο όγδοο κεφάλαιο βγάζουμε κάποια συμπεράσματα συγκρίνοντας τη μέθοδο M-O με τη μέθοδο του Δασκαλάκη. Η Μέθοδος Δασκαλάκη προσπαθεί να θέσει το πρόβλημα στο φυσικό περιβάλλον αφού θεωρεί τον κρηπιδοτόιχο ημιβυθισμένο στο νερό όπως λειτουργεί πραγματικά, ενώ η μέθοδος M-O παίρνει τον τοίχο έξω από το νερό. Συγκρίνουμε τη μέθοδο Δασκαλάκη με τη μέθοδο Westergaards. Ακόμη αναφερόμαστε στο πρόβλημα της κατά βάθος κατανομής των σεισμικών δυνάμεων.

Τέλος, το κεφάλαιο εννιά έχει λυμένα παραδείγματα με τη μέθοδο Δασκαλάκη σε περίπτωση με οριζόντιο σεισμό και χωρίς τριβή, με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό και χωρίς τριβή και τέλος με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό και τοίχο τριβής.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΠΡΟΛΟΓΟΣ	1
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	2
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΤΑ ΛΙΜΑΝΙΑ ΩΣ ΔΙΚΤΙΑ ΚΟΙΝΗΣ ΩΦΕΛΕΙΑΣ	6
1.1 Δίκτια κοινής ωφέλειας.....	6
1.2 Λιμένες.....	6
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	9
2.1 Κατασκευές αντιστήριξης	9
2.2 Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης.....	9
2.3 Ο σεισμός και η σεισμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης	11
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ	15
3.1. Γενικά για τους κρηπιδοτόιχους	15
3.2 Είδη κρηπιδοτόιχων.....	16
3.3 Παραδείγματα από κατασκευή κρηπιδοτόιχων.....	19
3.4 Σεισμικές βλάβες σε κρηπιδοτόιχους	24
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. Αστοχίες σε λιμενικές εγκαταστάσεις από προηγούμενους σεισμούς	26
4.1. Εισαγωγή.....	26
4.2 Παραδείγματα σεισμικών βλαβών λιμενικών εγκαταστάσεων από παλαιότερους σεισμούς.....	27
4.2.1. Σεισμός του Izmit (Kocaeli) στην Τουρκία (17/8/1999, $M_s=7.4$).....	27
4.2.2. Σεισμός του Chi-Chi στην Ταϊβάν (21/9/1999, $M_s=7.6$).....	29
4.2.3. Σεισμός της Καλαμάτας (13/9/1986, $M_s=6.2$)	31
4.2.4. Σεισμός της Λευκάδας (14/8/2003 $M_s=6.4$).....	31
4.3 Πιθανές μορφές αστοχίας σε κρηπιδοτόιχους βαρύτητας.....	34
4.4 Η ρευστοποίηση, το κύριο αίτιο αστοχίας.....	34
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. Μέθοδοι ανάλυσης τοίχων αντιστήριξης	37
5.1 Εισαγωγή.....	37
5.2. Ωθήσεις γαιών	37
5.3 Μέθοδοι Υπολογισμού Στατικών Ωθήσεων	38
5.4 Η Θεωρία του Coulomb.....	38
5.5 Η Θεωρία του Rankine.....	40
5.6 Μέθοδοι Υπολογισμού Δυναμικών Ωθήσεων	41

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον αντισεισμικό υπολογισμό κρηπιδότοιχων και τα συμπεράσματα που προκύπτουν.....	43
6.1 Γενικά για τις μεθόδους αντισεισμικού υπολογισμού των κρηπιδότοιχων	43
6.2. Συμπεράσματα των μεθόδων ανάλυσης κρηπιδότοιχων	51
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. Αντισεισμικός Υπολογισμός Κρηπιδότοιχων Βαρύτητας Μέθοδος ΔΑΣΚΑΛΑΚΗ	53
7.1 Εισαγωγή.....	53
7.2. Αντισεισμικός υπολογισμός των κρηπιδότοιχων βαρύτητας με τη μέθοδο Δασκαλάκη	53
7.3. Γενική περίπτωση κρηπιδότοιχου τριβής με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό.	56
7.3.1.Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας, με τοίχο τριβής ($\delta \neq 0$) και χωρίς σεισμό.	57
7.3.2.Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας, χωρίς τριβή ($\delta = 0$) και χωρίς σεισμό	59
7.3.3.Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό και με τοίχο τριβής $\delta \neq 0$ μέθοδος Δασκαλάκη	60
7.3.4. Υπολογισμός των K_s , N_s και $MAX \sigma_s^A$	64
7.4 Ειδική περίπτωση κρηπιδότοιχου χωρίς τριβή με οριζόντιο μόνο σεισμό (Σχ. 7.4).....	66
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8. Συμπεράσματα της μεθόδου Δασκαλάκη και συσχετισμοί με τη μέθοδο M-O.....	70
8.1 Εισαγωγή.....	70
8.2 Διαφορές της μεθόδου Δασκαλάκη με τη μέθοδο M-O	70
8.3. Η σεισμικές δυνάμεις του νερού με βάση τη μέθοδο Δασκαλάκη και σε σύγκριση με τη μέθοδο Westergaards.....	72
8.4. Η δράση του σεισμού επί των μαζών του κρηπιδότοιχου σύμφωνα με τις διαθέσιμες μεθόδους και το πρόβλημα της κατά βάθος κατανομής τους	74
8.5.Το πρόβλημα της κατά βάθος κατανομής των σεισμικών δυνάμεων.	75
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9. Παραδείγματα εφαρμογής της μεθόδου Δασκαλάκη σε λιμενικό κρηπιδότοιχο	79
9.1. Εφαρμογή με οριζόντιο μόνο σεισμό και με τοίχο χωρίς τριβή.....	79
9.1.1. Έλεγχος με οριζόντιο σεισμό της βάσης έδρασης AB.....	84
9.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΣΕΙΣΜΟ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟ ΧΩΡΙΣ ΤΡΙΒΗ	85
9.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΣΕΙΣΜΟ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟ ΤΡΙΒΗΣ	87
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	89

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1. ΤΑ ΛΙΜΑΝΙΑ ΩΣ ΔΙΚΤΙΑ ΚΟΙΝΗΣ ΩΦΕΛΕΙΑΣ

1.1 Δίκτυα κοινής ωφέλειας

Ως δίκτυα ή αλλιώς γραμμές ζωής ορίζονται οι κοινωφελείς υπηρεσίες, κατασκευές και εξοπλισμοί που συνθέτουν τις υποδομές μίας ευρύτερης περιοχής.

Τα δίκτυα κοινής ωφέλειας διακρίνονται στις εξής κατηγορίες:

- δίκτυα ηλεκτρικής ενέργειας και τηλεπικοινωνιών,
- δίκτυα φυσικού αερίου και υγρών καυσίμων,
- δίκτυα μεταφορών (οδικό, σιδηροδρομικό, θαλασσίων μεταφορών, αερομεταφορών)
- δίκτυα ύδρευσης και αποχέτευσης.

Τα δίκτυα αποτελούνται από:

- γραμμικά (π.χ. οδοί, αγωγοί)
- σημειακά (π.χ. δεξαμενές, υποσταθμοί, τερματικοί σταθμοί) στοιχεία, ενώ εκτείνονται σε μεγάλη περιοχή.

Τα δίκτυα κοινής ωφέλειας δεν είναι ανεξάρτητα μεταξύ τους, αλλά συχνά υπάρχει αλληλεπίδραση. Για παράδειγμα η λειτουργία ενός σιδηροδρομικού δικτύου εξαρτάται από την λειτουργία του ηλεκτρικού, στην περίπτωση ηλεκτροκίνητων τρένων ή η λειτουργία του αεροδρομίου εξαρτάται και από την λειτουργία του οδικού δικτύου, για την πρόσβαση σ' αυτό.

Οι λιμενικές εγκαταστάσεις αποτελούν τμήμα του δικτύου μεταφορών μιας χώρας, παράλληλα όμως παίζουν σημαντικό ρόλο στην οικονομική και πολιτιστική της ανάπτυξη. Συγκεκριμένα στην Ελλάδα έχουμε μεγάλο αριθμό τέτοιου είδους εγκαταστάσεων, γι' αυτό είναι ιδιαίτερα σημαντικές.

1.2 Λιμένες

Λιμένες ορίζονται τα δίκτυα ή γραμμές ζωής που έχουν ως βασική τους λειτουργία την μεταφορά ανθρώπων και εμπορευμάτων μέσω θαλάσσης. Τα λιμάνια αποτελούνται από ποικίλες εγκαταστάσεις και υποδομές με σκοπό την κίνηση των επιβατών, τον χειρισμό και την αποθήκευση των εμπορευμάτων, την σιδηροδρομική και οδική μεταφορά επιβατών και φορτίων, τις τηλεπικοινωνίες και λοιπά δίκτυα κοινής ωφέλειας, την διαχείριση, πλοήγηση, συντήρηση, διοίκηση, καθώς και άλλες λειτουργίες υποστήριξης.

Κάθε λιμενική εγκατάσταση αποτελείται από:

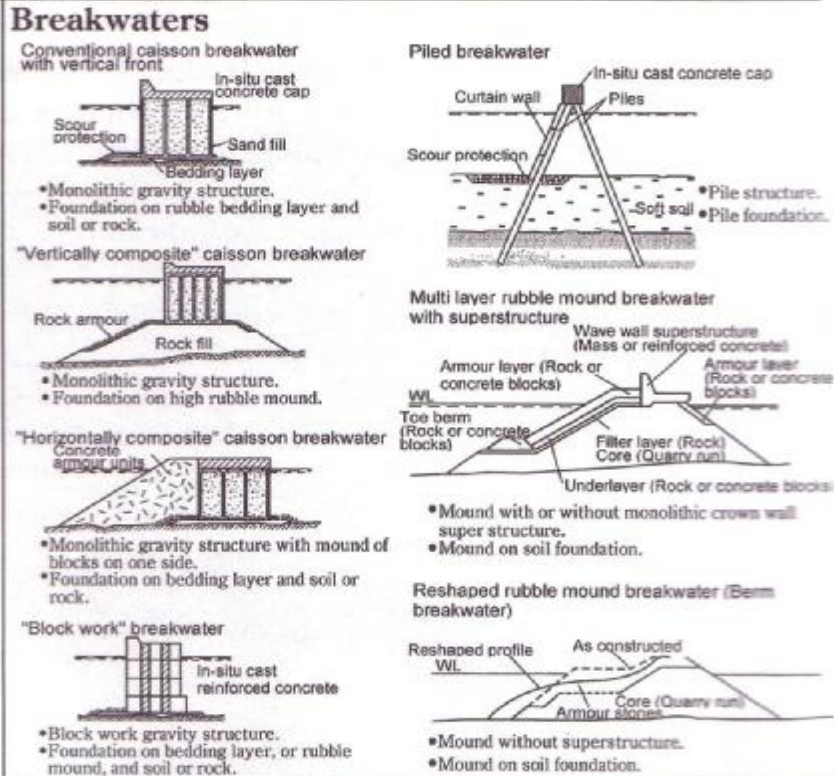
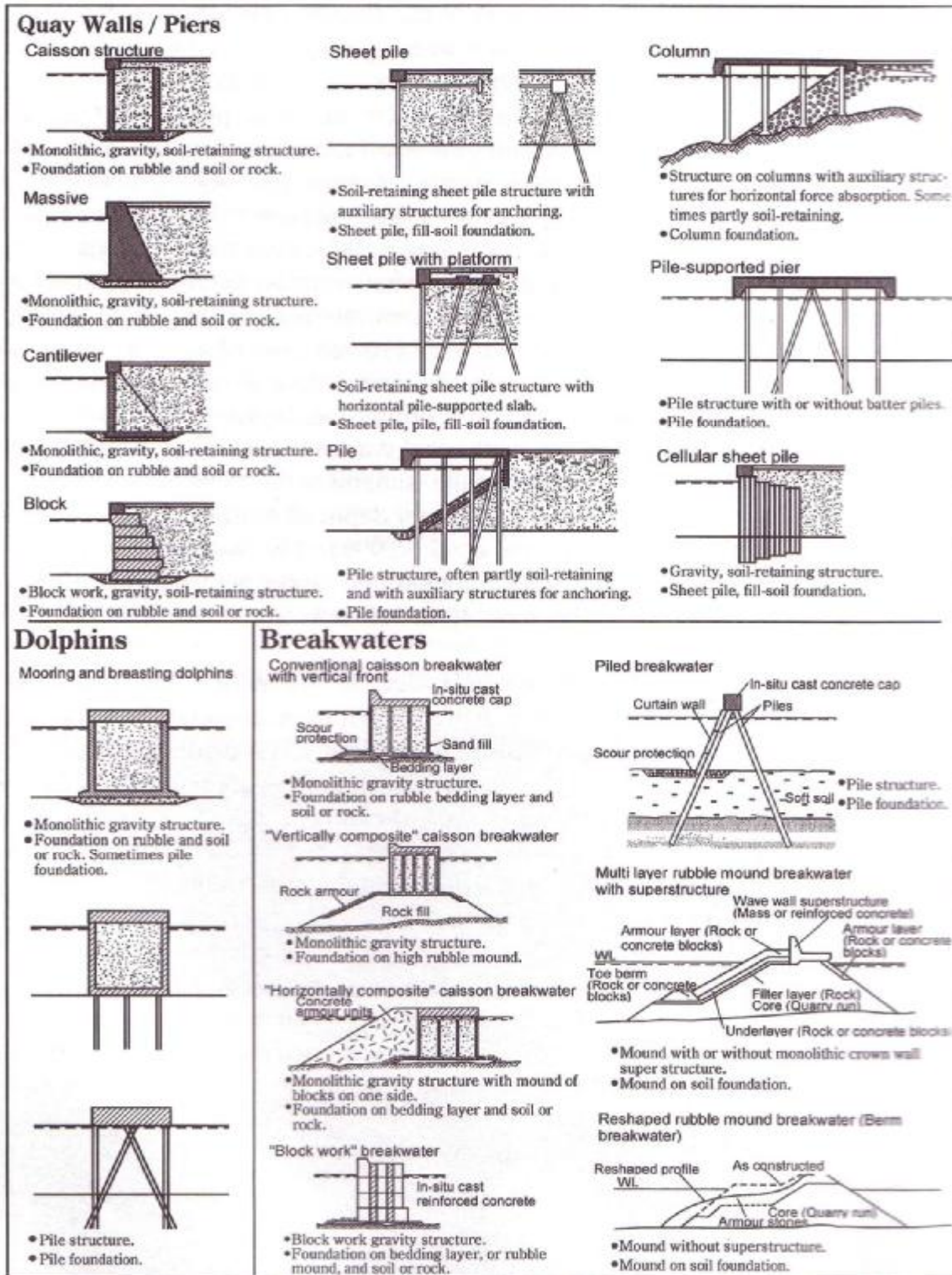
- Παράκτια λιμενικά έργα (αποβάθρες, κρηπιδότοιχοι, προβλήτες)
- Εξοπλισμός Φόρτο- εκφόρτωσης
- Δίκτυα κοινής ωφελείας (ηλεκτρικής ενέργειας, τηλεπικοινωνιών, ύδρευσης, αποχέτευσης, φυσικού αερίου, καύσιμα)
- Μεταφορικά δίκτυα (οδικό δίκτυο, σιδηροδρομικό δίκτυο)
- Κτιριακές εγκαταστάσεις (επιβατικοί/ τερματικοί σταθμοί, κτίρια ελέγχου κίνησης πλοίων κτίρια ελέγχου/διοίκησης, κτίρια συντήρησης, αποθήκες/υπόστεγα, λοιπά)

Ο βασικός ρόλος των παράκτιων λιμενικών έργων είναι η διαμόρφωση συνθηκών ασφαλούς στάθμευσης και φορτοεκφόρτωσης πλοίων. Τα στοιχεία των λιμενικών έργων και των έργων προστασίας και διευθετήσεως των ακτών χωρίζονται σε δύο βασικές κατηγορίες, τα εγκάρσια και τα παράλληλα έργα (Κουτίτας, 1994). Στην πρώτη κατηγορία εντάσσονται οι βραχίονες, οι μόλοι, οι γέφυρες και οι υποβρύχιοι αγωγοί ενώ τα παράλληλα τεχνικά έργα αποτελούν οι κυματοθραύστες και οι τοίχοι (κρηπιδότοιχοι και τοίχοι προστασίας ακτών).

Τα παράκτια λιμενικά έργα χωρίζονται στις παρακάτω κατηγορίες με βάση το είδος τους:

- Αναχώματα (χωμάτινα αναχώματα, αμμώδης προσχώσεις με επίχωμά, κυματοθραύστες, κρηπιδώματα και τοίχοι προστασίας ακτών)
- Πάσσαλοι (προεντεταμένοι πάσσαλοι από σκυρόδεμα, προεντεταμένοι κυλινδρικοί πάσσαλοι από σκυρόδεμα μεγάλης διαμέτρου, μεταλλικοί πάσσαλοι διατομής Η, μεταλλικοί πάσσαλοι κοίλης διατομής, μεταλλικοί πάσσαλοι κοίλης διατομής μεγάλης διαμέτρου, ξύλινοι πάσσαλοι, κατακόρυφα συστήματα πασσάλων, κεκλιμένα συστήματα πασσάλων)
- Αποβάθρες (με διάφορες μορφές διατομής της πλάκας, με κατακόρυφους ή κεκλιμένους πασσάλους)
- Κατασκευές αντιστήριξης βαρύτητας (τοίχοι από ογκόλιθους σκυροδέματος, κιβώτια από σκυρόδεμα, «πορώδης» κατασκευές από μεταλλικά φύλλα, κυλινδρικά μεταλλικά κιβώτια, κατασκευές ανοικτού τύπου)
- Μεταλλικά πασσαλοδιαφράγματα με αγκυρώσεις (διαφέρουν με το είδος της αγκύρωσης: αγκυρώσεις σε μπλοκ από σκυρόδεμα, με κεκλιμένους πασσάλους, με μεταλλική πλάκα)
- Επιπλέουσες κατασκευές
- Μόλοι

Στο σχήμα 1.1 δίνονται οι τομές από τις τυπικές κατηγορίες παράκτιων λιμενικών έργων.



ΣΧΗΜΑ 1.1 Τυπικές κατηγορίες παράκτιων λιμενικών έργων (PIANC, 2001).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2. ΤΟΙΧΟΙ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

2.1 Κατασκευές αντιστήριξης

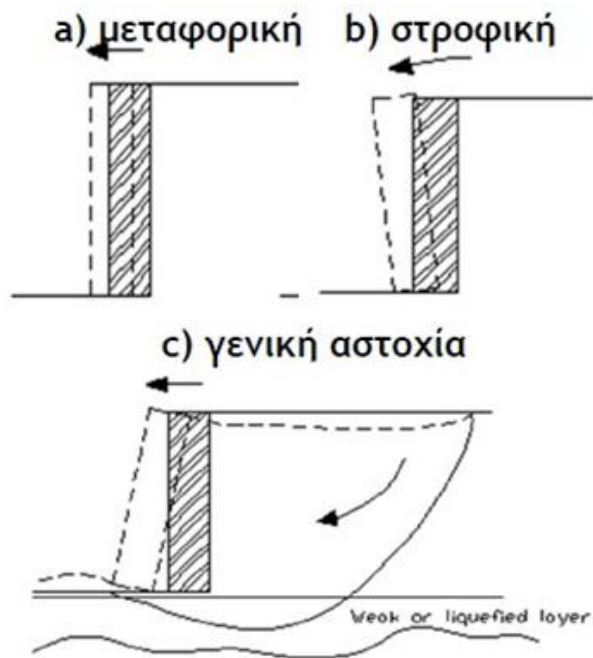
Ως κατασκευές αντιστήριξεως εδαφών ορίζονται τα έργα τα οποία επιτρέπουν την πραγματοποίηση μιας απότομης αλλαγής στην στάθμη της γήινης επιφάνειας, με τέτοιο τρόπο ώστε το σύστημα έδαφος-κατασκευή να έχει περιορισμένες μετακινήσεις ή να συγκρατείται οριακά (Κωστόπουλος 2003). Οι κατασκευές αντιστήριξης εδαφών χρειάζονται για περιπτώσεις όπου απαιτείται η πραγματοποίηση εκσκαφής κάτω από την εδαφική επιφάνεια, όπως λχ. στη διάνοιξη μιας υπόγειας σήραγγας. Ακόμα τα έργα αντιστήριξεως εφαρμόζονται στις περιπτώσεις όπου χρειάζεται υπερύψωση της εδαφικής επιφάνειας με επίχωση, όπως λχ. σε λιμενικά έργα. Τέλος, κατασκευάζονται έργα αντιστήριξης για την αντιμετώπιση του φαινομένου της κατολίθησης φυσικών ή τεχνητών πρανών για την επαρκή και διαρκή ευστάθειά τους.

Στην κατηγορία των έργων αντιστήριξης, ανήκουν κυρίως οι τοίχοι αντιστήριξης αλλά και τα διαφράγματα πασσαλοσανίδων, τα ακρόβαθρα γεφυρών, οι κρηπιδότοιχοι και άλλα.

Σε κάθε περίπτωση ένα έργο αντιστήριξης οφείλει να παρέχει προστασία τόσο στις γειτονικές κατασκευές όσο και στο ευρύτερο περιβάλλον του έργου, κυρίως έναντι των κινδύνων της μείωσης της φέρουσας ικανότητας και της αύξησης των καθιζήσεων του εδάφους της περιοχής (Κωστόπουλος 2003).

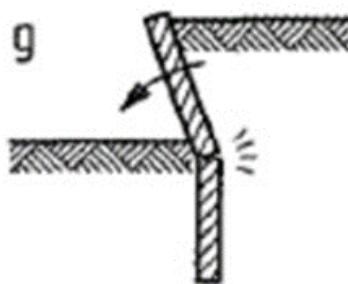
2.2 Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση του προβλήματος της αντιστήριξεως των εδαφών και αποτελούν στοιχεία ζωτικής σημασίας για την σωστή λειτουργία σημαντικών τομέων μιας πόλης. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι οι μορφές αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης εξαρτώνται από την ισορροπία των δρώντων δυνάμεων. Για τα στατικά φορτία οι δυνάμεις αυτές είναι το ίδιο βάρος του τοίχου και οι εξωτερικές δυνάμεις, για παράδειγμα τα αγκύρια και οι εδαφικές ωθήσεις. Όμως, στην διάρκεια ενός σεισμού οι συνθήκες γίνονται πιο περίπλοκες λόγω της ανάπτυξης αδρανειακών δυνάμεων και της μεταβολής της συμπεριφοράς του εδάφους. Οι σημαντικότερες μορφές αστοχίας που έχουν παρατηρηθεί στους τοίχους αντιστήριξης είναι από ολίσθηση, ανατροπή, γενική αστοχία. Η ολίσθηση παρατηρείται όταν δεν υπάρχει ισορροπία δυνάμεων στην βάση του τοίχου, ή σε ενδιάμεση στάθμη του τοίχου, στην περίπτωση των άοπλων τοίχων βαρύτητας όπως είναι αρκετοί κρηπιδότοιχοι. Ανατροπή πραγματοποιείται όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία των ροπών ως προς την βάση. Τέλος, γενική αστοχία ονομάζουμε τη γενική αστάθεια του πρανούς, για παράδειγμα η ρευστοποίηση του υπεδάφους είναι μια περίπτωση γενικής αστοχίας. Παρακάτω φαίνονται οι συνηθέστερες μορφές αστοχίας ενός τοίχου αντιστήριξης (ΣΧΗΜΑ 2.1).



ΣΧΗΜΑ 2.1 Κύριες μορφές αστοχίας

Μία ακόμα μορφή αστοχίας παρατηρείται στους τοίχους μορφής προβόλου που καταπονούνται και με τον μηχανισμό της καμπτικής αστοχίας. Από την γεωμετρία, τη δυσκαμψία και την αντοχή του τοίχου εξαρτώνται οι εδαφικές ωθήσεις και η ανάπτυξη των καμπτικών ροπών. Η αστοχία έρχεται όταν οι καμπτικές ροπές υπερβούν την καμπτική αντοχή του τοίχου.



ΣΧΗΜΑ 2.2 Καμπτικές μορφές αστοχίας

Τέλος, αξίζει να αναφέρουμε ότι για την οριακή κατάσταση λειτουργικότητας ο έλεγχος των αναπτυσσόμενων μετακινήσεων και παραμορφώσεων δεν γίνεται στο ίδιο το έργο αντιστήριξης αλλά στις γειτονικές κατασκευές και υποδομές υπό την δράση των φορτίων λειτουργίας και των σεισμικών φορτίων σχεδιασμού. Συνεπώς ο έλεγχος των ανεκτών μετακινήσεων του αντιστηριζόμενου εδάφους πραγματοποιείται, εντός ενός πρίσματος πλησίον του τοίχου αν-

τιστήριξης ,το οποίο προσδιορίζεται υπό γωνία $45\pm(\varphi/2)$ ως προς την κατακόρυφο από την βάση του τοίχου.

2.3 Ο σεισμός και η σεισμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης

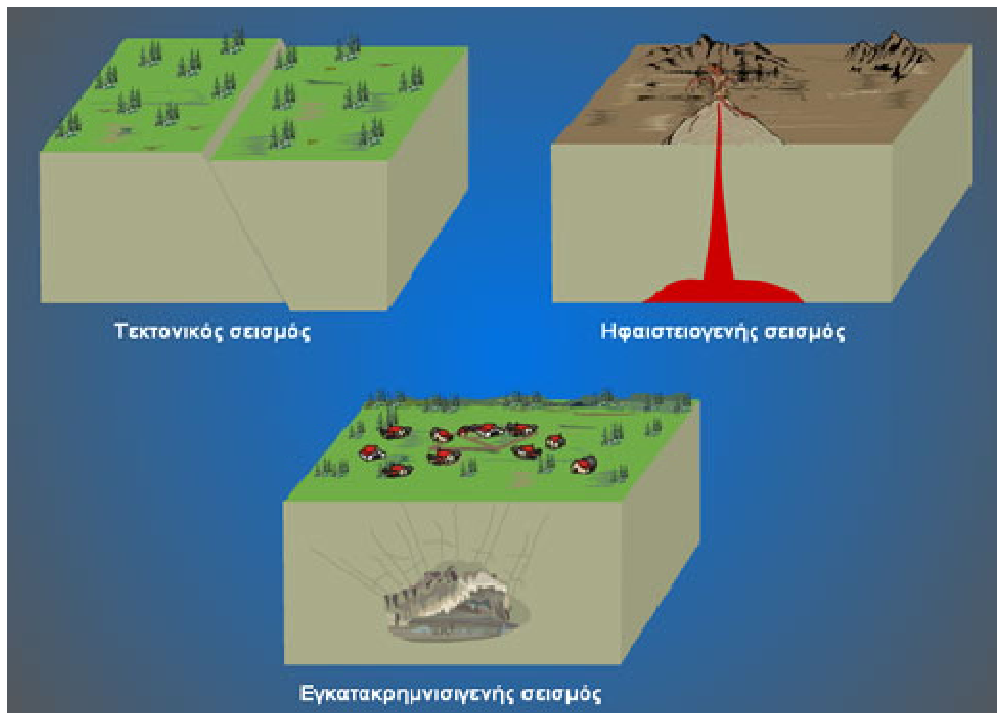
Σεισμός είναι εδαφικές δονήσεις που οφείλονται κυρίως στη θραύση ή την ξαφνική μετακίνηση κατά μήκος ενός υφιστάμενου ρήγματος στο στερεό φλοιό της γης (τεκτονικοί σεισμοί).

Ο σεισμός είναι ένα φυσικό φαινόμενο, το οποίο προκαλείται από ξαφνική απελευθέρωση μηχανικής ενέργειας από το εσωτερικό της γης με συνέπεια τη δημιουργία σεισμικών κυμάτων. Τα κύματα αυτά μεταφέρουν την ενέργεια του σεισμού και προκαλούν ταλαντώσεις και αναταράξεις του εδάφους. Άλλη μια συνέπεια των σεισμών, που προκαλείται από τη μετακίνηση των λιθοσφαιρικών πετρωμάτων κατά την εκδήλωσή τους, είναι η δημιουργία τσουνάμι στη θάλασσα όταν ο σεισμός είναι υποθαλάσσιος και η μετακίνηση μεγάλη.

Ο σεισμός μπορεί να είναι και αποτέλεσμα ανθρώπινης δραστηριότητας (όπως για παράδειγμα μιας έκρηξης ή μιας υπόγειας πυρηνικής δοκιμής). Γενικά, η λέξη "σεισμός" περιγράφει κάθε σεισμικό γεγονός -φυσικό φαινόμενο ή αποτέλεσμα ανθρώπινης δραστηριότητας– που παράγει σεισμικά κύματα τα οποία διαδίδονται στο εσωτερικό της γης.

Οι σεισμοί ανάλογα με τα αίτια γένεσής τους διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

1. Τεκτονικοί σεισμοί: είναι εδαφικές δονήσεις οι οποίες προκαλούνται από την βίαιη διάρρηξη των πετρωμάτων της γης, ως αποτέλεσμα της δράσεως τεκτονικών δυνάμεων συμπίεσης και εφελκυσμού. Είναι οι πιο συνηθισμένοι, δεδομένου ότι το 90% των επιφανειακών σεισμών και το σύνολο των πλουτώνιων είναι τεκτονικοί σεισμοί.
2. Ηφαιστειογενείς σεισμοί: είναι εδαφικές δονήσεις που είτε προηγούνται είτε συνοδεύουν τις ηφαιστειακές εκρήξεις. Αποτελούν το 7% του συνόλου των επιφανειακών σεισμών.
3. Εγκατακρημνισιγενείς σεισμοί: είναι εδαφικές δονήσεις που οφείλονται σε καταπτώσεις οροφών φυσικών εγκοίλων και σπηλαίων. Έχουν συνήθως μικρό μέγεθος και αποτελούν το 3% του συνόλου των επιφανειακών σεισμών.



Σχήμα 2.3 Οι κατηγορίες των σεισμών

Σεισμοί γεννιούνται μόνο μέσα στη λιθόσφαιρα και οι σεισμικές εστίες φθάνουν περίπου μέχρι 700Km βάθος. Το μεγαλύτερο εστιακό βάθος σεισμού που έχει υπολογιστεί είναι 720Km.


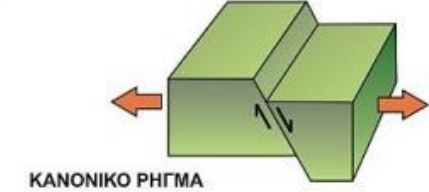
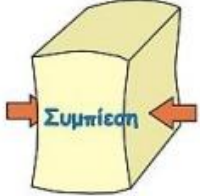
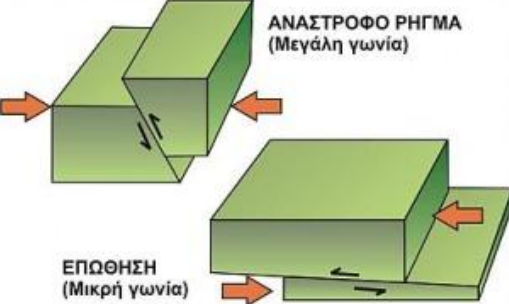

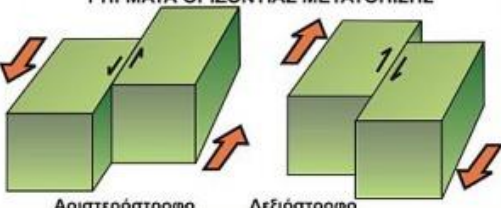
Ανάλογα με το εστιακό τους βάθος οι σεισμοί διακρίνονται σε:

- Επιφανειακούς σεισμούς με εστιακό βάθος μικρότερο από 60Km
- Σεισμούς ενδιάμεσου βάθους με εστιακό βάθος μεταξύ 60 -300 Km
- Σεισμούς μεγάλου βάθους με εστιακό βάθος μεγαλύτερο από 300Km. Οι σεισμοί ενδιάμεσου και μεγάλου βάθους καλούνται πλουτώνιοι σεισμοί.

Το ρήγμα που δημιουργεί ο σεισμός αποτελεί ένα σπάσιμο στο φλοιό της Γης, κατά μήκος της οποίας μπορεί να αναγνωρισθεί κίνηση των εκατέρωθεν τεμαχίων.

Υπάρχουν τρία είδη ρηγμάτων:

- κανονικά ρήγματα,
- ανάστροφα ρήγματα και
- ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης

ΤΑΣΗ	ΤΥΠΟΙ ΡΗΓΜΑΤΩΝ
	
	
	

Εικόνα 1.4 Τύποι ρηγμάτων.

Στα κανονικά και στα ανάστροφα ρήγματα, η διάρρηξη του πετρώματος κλίνει προς τα κάτω, και το πέτρωμα μετακινείται προς τα πάνω ή προς τα κάτω κατά μήκος της διάρρηξης. Στο κανονικό ρήγμα, το κομμάτι της ανώτερης πλευράς της διάρρηξης ολισθαίνει προς τα κάτω. Στο ανάστροφο ρήγμα, το πέτρωμα και στις δύο πλευρές του ρήματος συμπιέζεται ισχυρά. Οι συμπιεστικές δυνάμεις ωθούν το πάνω κομμάτι να ολισθήσει προς τα πάνω και το κατώτερο μέρος ωθείται προς τα κάτω. Στο οριζόντιας μετατόπισης ρήγμα, η διάρρηξη εκτείνεται κατακόρυφα μέσα στο πέτρωμα και τα κομμάτια των πετρωμάτων κατά μήκος του ρήματος ολισθαίνουν το ένα ως προς το άλλο οριζόντια.

Η σεισμική συμπεριφορά ενός τοίχου αντιστήριξης είναι πολύπλοκο φαινόμενο. Οι πειραματικές αναλύσεις έχουν αποδείξει ότι κατά την διάρκεια της σεισμικής κίνησης οι τοίχοι βαρύτητας τείνουν να μετακινηθούν οριζοντίως, το έδαφος έδρασης να υποστεί καθιζήσεις και ο τοίχος να περιστραφεί. Παρά τις μετακινήσεις και τις στροφές, είναι πιθανό οι τοίχοι βαρύτητας να πληρούν τον σκοπό τους, από αυτή την παρατήρηση προκύπτει η έννοια των «ανεκτών μετακινήσεων», οι οποίες με την σειρά τους επηρεάζουν το μέγεθος και την κατανομή των αναπτυσσόμενων δυναμικών πιέσεων.

Οι αναπτυσσόμενες δυναμικές ωθήσεις εξαρτώνται από την δυναμική συμπεριφορά του συστήματος τοίχου-επιχώματος, ενώ η μέγιστη τιμή τους παρατηρείται όταν ο τοίχος μετακινείται ή στρέφεται προς το επίχωμα (παθητικές ωθήσεις). Σημαντικό ρόλο διαδραματίζουν ακόμα, οι τοπικές εδαφικές συνθήκες και το συχνοτικό περιεχόμενο του σεισμού, καθώς πα-

ρατηρείται αύξηση των αναπτυσσόμενων ωθήσεων και μετακινήσεων στην περίπτωση συντονισμού του συστήματος εδάφους-κατασκευής με την σεισμική διέγερση, στην περίπτωση αυτή οι δυναμικές ωθήσει ξεπερνούν τις στατικές. Επίσης μετά του τέλος της σεισμικής διέγερσης έχουν εντοπισθεί αυξημένες παραμένουσες μετακινήσεις, οι οποίες μπορεί να οφείλονται σε ανεπαρκή διατμητική αντοχή του εδάφους έδρασης ανεξαρτήτως του μεγέθους των εδαφικών ωθήσεων.

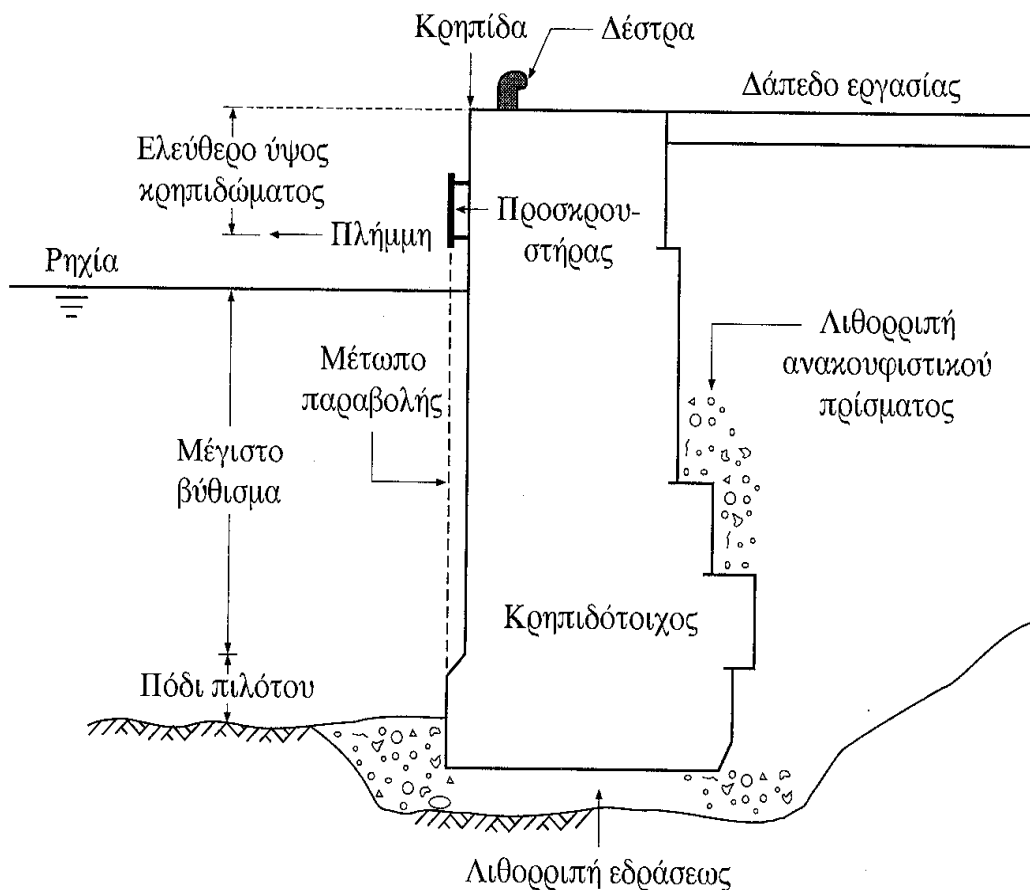
Συνεπώς η σεισμική συμπεριφορά των τοίχων αντιστήριξης εξαρτάται από:

- τη συμπεριφορά του επιχώματος
- την τυπολογία του τοίχου αντιστήριξης
- την αδρανειακή και κινηματική συμπεριφορά του τοίχου αντιστήριξης
- τη φύση και τα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης και του συστήματος εδάφους- κατασκευής

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3. ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΙ

3.1. Γενικά για τους κρηπιδοτόιχους

Οι κρηπιδοτόιχοι είναι κατασκευές παράλληλες στην ακτή που επιτρέπουν την πλαγιοδέτηση ή πρυμνοδέτηση και φορτοεκφόρτωση πλοίων, καθώς δημιουργούν κατακόρυφα μέτωπα που εκτείνονται σε βάθος επαρκές για την προσέγγιση πλοίων. Δηλαδή διαμορφώνεται ένα κατακόρυφο μέτωπο παραβολής, στο οποίο προσδένει το σκάφος. Το κατακόρυφο μέτωπο οριοθετεί τη λιμενολεκάνη και το υδάτινο στοιχείο, ενώ παράλληλα συγκρατεί τις γαίες που διαμορφώνουν τους χερσαίους χώρους του λιμένα και το δάπεδο εργασίας των κρηπιδομάτων. Η προβολή της ακμής του κρηπιδοτόιχου στο οριζόντιο επίπεδο ονομάζεται κρηπίδα. Τα κύρια στοιχεία ενός εσωτερικού λιμενικού έργου φαίνονται παρακάτω (ΣΧΗΜΑ 3.1).



ΣΧΗΜΑ 3.1 Βασική ονοματολογία κρηπιδώματος

Οι διαφορετικοί τύποι κρηπιδοτόιχων διακρίνονται ανάλογα με την γεωμετρία τους, το είδος της διατομής τους, το υλικό κατασκευής τους, τον τύπο θεμελίωσής τους, την ύπαρξη και το είδος των αγκυρώσεων κτλ.

Για την απογραφή ενός κρηπιδότοιχου χρειαζόμαστε τα εξής στοιχεία:

- Ονομασία
- Αριθμός αποβάθρας
- Λειτουργικό βύθισμά – μέγιστο βύθισμα πλοίου που επιτρέπεται να προσαράξει σε m
- Αριθμός προβλήτας
- Έτος κατασκευής
- Είδος διατιθέμενου εξοπλισμού (δέστρες, προσκρούστη κτλ.)
- Υλικό κατασκευής
- Είδος (βαρύτητας διατομής block, βαρύτητας διατομής caisson- κιβωτίου)
- Είδος θεμελίωσης (επιφανειακή θεμελίωση, πασσαλοθεμελίωση)
- Συντήρηση (συστηματική ή όχι συστηματική)
- Βλάβες από προηγούμενους σεισμούς
- Μήκος σε m

3.2 Είδη κρηπιδότοιχων.

Οι κρηπιδότοιχοι στην ουσία είναι τοίχοι αντιστήριξης που δέχονται διάφορα είδη φορτίων (ενεργές και παθητικές ωθήσεις του εδάφους επίχωσης, ελκτικές δυνάμεις των πλοίων καθώς και υδροστατικά και υδροδυναμικά φορτία). Οι διαφορετικοί τύποι κρηπιδότοιχων διακρίνονται ανάλογα με την γεωμετρία τους, το είδος της διατομής τους, το υλικό κατασκευής τους, τον τύπο θεμελίωσης τους, την ύπαρξη και το είδος των αγκυρώσεων. Το είδος του επιχώματος και του υλικού της θεμελίωσης όπως επίσης και η ύπαρξη ή όχι στρώσης εξυγίανσης αποτελούν βασικούς παράγοντες καθορισμού της σεισμικής τους απόκρισης.

Ανάλογα με την ποιότητα του εδάφους θεμελίωσης, τα οριζόντια φορτία επάνω τους και τα διαθέσιμα υλικά κατασκευής χωρίζονται σε κλειστού και ανοικτού τύπου.

Οι κρηπιδότοιχοι κατακόρυφου τύπου διακρίνονται ανάλογα με το είδος της λειτουργίας τους σε τοίχους βαρύτητας και διαφράγματα. Κατασκευάζονται από ογκόλιθους άοπλου σκυροδέματος, κιβώτια οπλισμένου σκυροδέματος ή πασσαλοσανίδες (μεταλλικές ή από οπλισμένο σκυρόδεμα), με δοκό στέψης η οποία ακυρώνεται στις γαιώδεις μάζες πίσω από τον τοίχο. Οι τοίχοι βαρύτητας διακρίνονται με βάση το είδος της διατομής τους και τα διαφράγματα με την ύπαρξη και το είδος των αγκυρώσεων που διαθέτουν. Οι τοίχοι βαρύτητας από κιβώτια σκυροδέματος χρησιμοποιούνται συνήθως σε κρηπιδότοιχους μεγάλης κλίμακας με βάση μεγαλύτερα από 7,5 m.

Μερικοί τύποι κατασκευής κρηπιδότοιχων είναι οι εξής :

- Κατακόρυφου τύπου
- Ογκόλιθοι από σκυρόδεμα

- Κιβώτια
- Πασσαλοφράγματα
- Πασσαλοσανίδες
- Πασσαλοσανίδες με ανακουφιστική πλάκα
- Ανοικτού τύπου
- Ανοικτού τύπου επί πασσάλων
- Επί πασσάλων με ανακουφιστική πλάκα

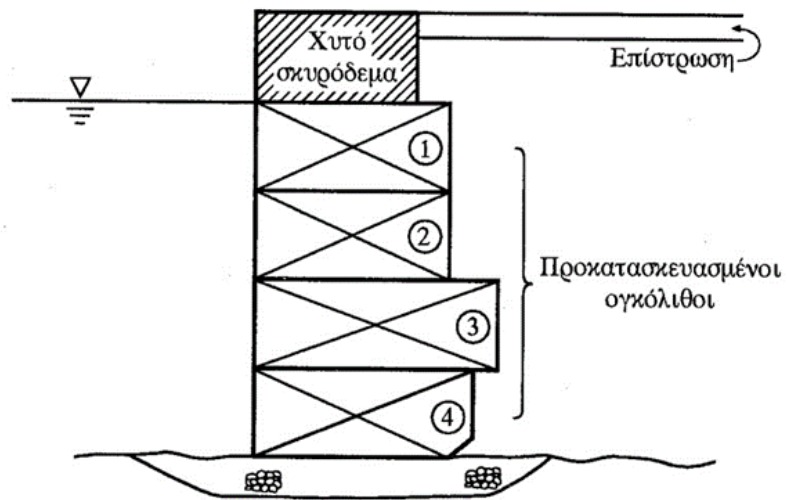
Οι κρηπιδότοιχοι έχουν αρμούς και επίσης διαθέτουν ανακουφιστικό πρίσμα με εξαιρετικά διαπερατό υλικό (λιθορριπές). Οι αρμοί σε συνδυασμό με το ανακουφιστικό πρίσμα εξασφαλίζουν την γρήγορη εξίσωση της στάθμης της θάλασσας μπροστά και πίσω από το έργο χωρίς την δημιουργία πρόσθετων φορτίων επί του έργου. Βέβαια ο τρόπος κατασκευής που διαφέρει από τους άλλους είναι το πασσαλόφραγμα, στο οποίο η θεμελίωση του έργου είναι ασυνεχής και εξασφαλίζεται μέσω πασσάλων. Οι πάσσαλοι μπορεί να είναι μεταλλικοί ή από σκυρόδεμα, υποβαστάζουν την πλατφόρμα του κρηπιδώματος και μεταφέρουν τα φορτία της στο έδαφος. Η συγκράτηση των γαιών και επιχώσεων επιτυγχάνεται συνήθως με κατάλληλη θωράκιση του πρσανούς σε συνδυασμό με κατασκευή βαρύτητας ή διάφραγμα στο εξωτερικό τμήμα.

Οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι κατασκευάζονται είτε από πρόχυτους τεχνητούς ογκολίθους είτε από έγχυτο επί τόπου σκυρόδεμα, είτε από προκατασκευασμένα πλωτά κιβώτια, εδράζονται δε σε στρώση λιθορριπής. Έτσι υπάρχει δυνατότητα μετακίνησής τους κατά την διάρκεια του σεισμού. Η μετακίνηση αυτή δεν συνεπάγεται και την αστοχία του κρηπιδότοιχου όπως εξηγείται αναλυτικά και έτσι δεν θα ήταν ρεαλιστικό να υπολογίζεται ο κρηπιδότοιχος σαν να παραμένει ακίνητος κατά την επίδραση του σεισμού σχεδιασμού. Η παραδοχή πλήρως αμετακίνητου κρηπιδότοιχου θα οδηγούσε σε αντισοικονομικές 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.

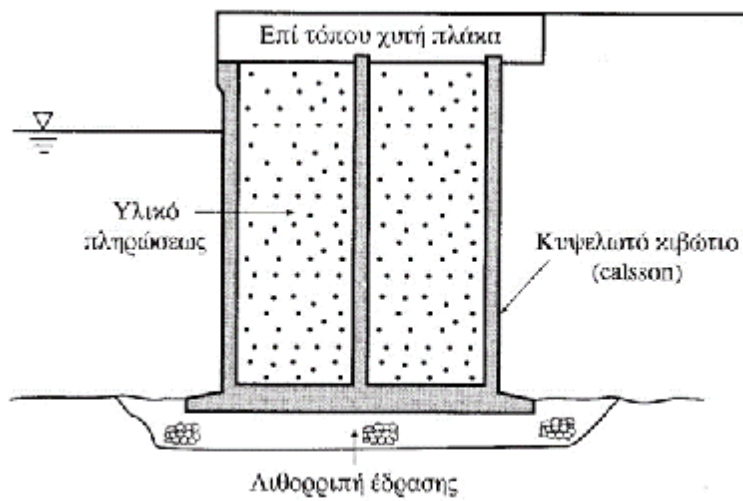
Τρόποι κατασκευής κρηπιδότοιχων :

- από έγχυτο επί τόπου ύφαλο σκυρόδεμα
- από πρόχυτους συμπαγείς τεχνητούς ογκολίθους
- από προκατασκευασμένα πλωτά κιβώτια (caissons) κ.λπ.
- πασσαλόφραγμα με αγκύρωση

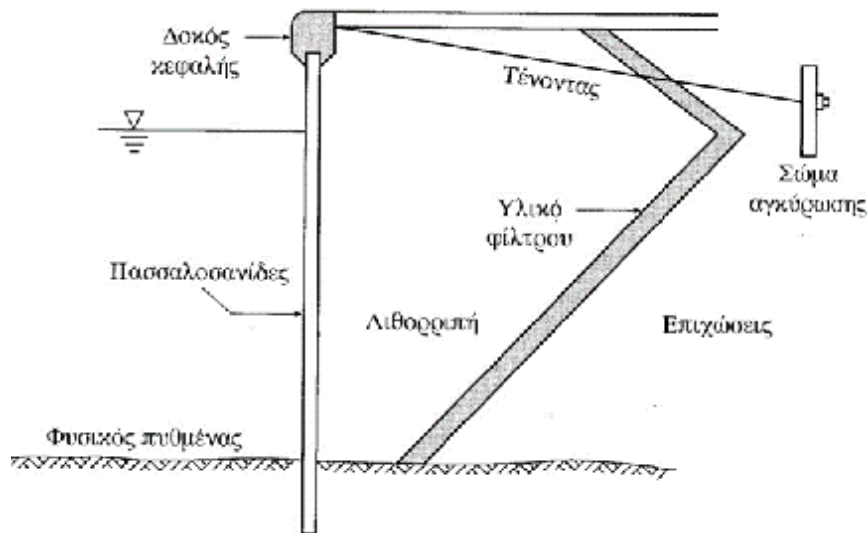
Στα παρακάτω σχήματα φαίνονται κάποιοι τρόποι κατασκευής (ΣΧΗΜΑΤΑ 3.2 ,3.3 ,3.4).



ΣΧΗΜΑ 3.2 Κρητιδότοιχος από πρόχυτους ογκόλιθους.



ΣΧΗΜΑ 3.3 Κρητιδότοιχος από πρόχυτα κιβώτια



ΣΧΗΜΑ 3.4 Πασσαλόφραγμα με αγκύρωση

3.3 Παραδείγματα από κατασκευή κρηπιδότοιχων

ν **Παράδειγμα 1**

Λιμενικές εργασίες στο 1ο και 2ο τμήμα του νέου λιμένα Πατρών

Στο έργο έγινε κατασκευή τεσσάρων νηοδόχων μήκους 167,85 μ, 188,55 μ, 218,70 μ και 219,10 μ, αντίστοιχα, με κατακόρυφο μέτωπο από κυψελωτά κιβώτια (caissons) μήκους 20,90 μ και πλάτους 11,0 μ, την κατασκευή κυματοθραύστη μήκους 1.176 m κατασκευασμένου από τον ίδιο τύπο υλικού με τον κρηπιδότοιχο βαρύτητας, ο οποίος εδράζεται σε πρίσμα λιθορριπών, καθώς και την στήριξη του κρηπιδότοιχου στο 1ο και 2ο τμήμα.

Παρακάτω παρατίθεται φωτογραφικό υλικό από την κατασκευή και την ολοκλήρωση του έργου(Εικόνα 1,2,3).



Εικόνα 2. Διαδικασία κατασκευής κρηπιδότοιχου σε τμήμα Νέου λιμένα Πάτρας



Εικόνα 3. Τμήμα του νέου λιμένα Πατρών

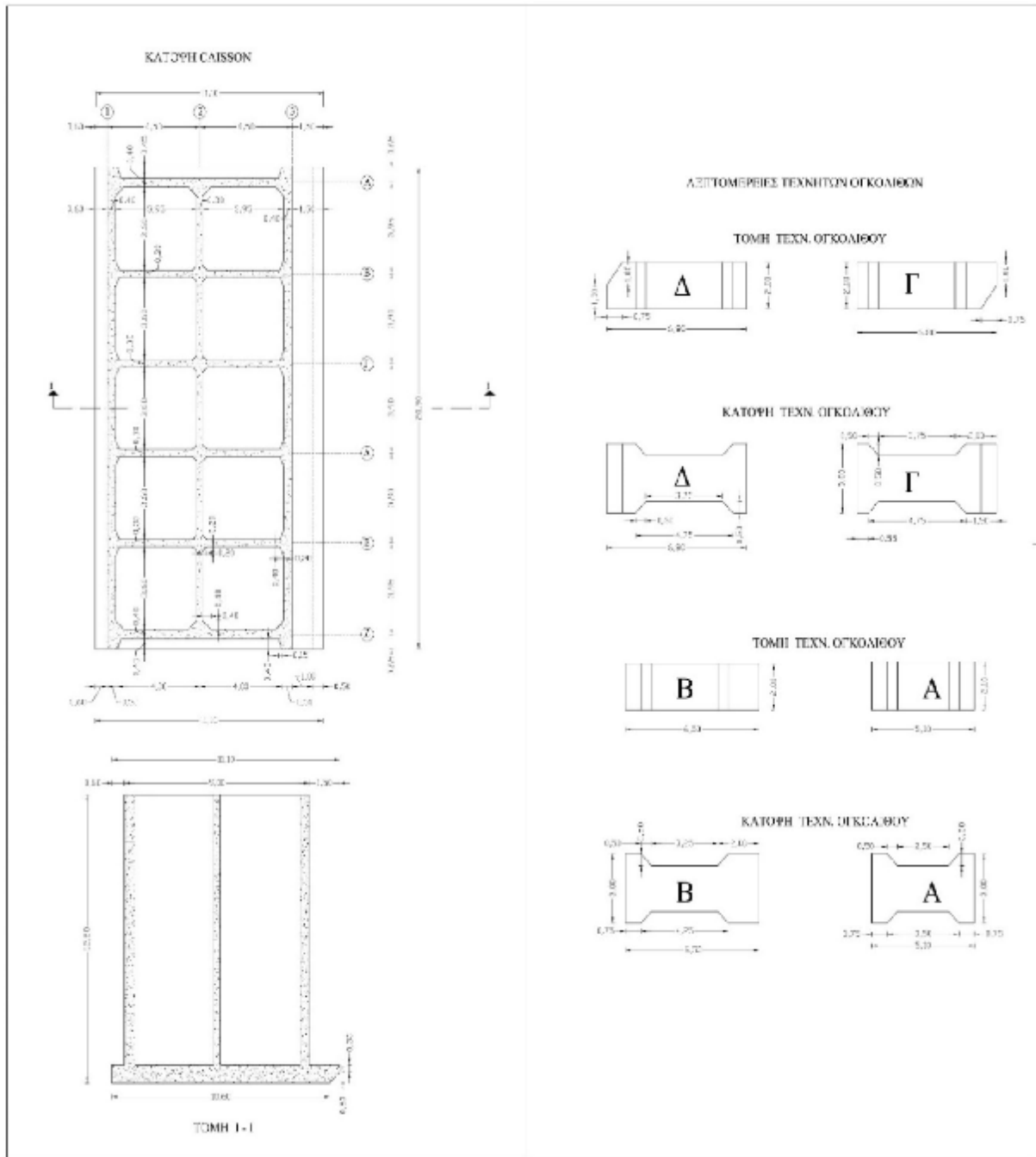


Εικόνα 4. Τμήμα του νέου λιμένα Πατρών

ν Παράδειγμα 2

Άγιος Νικόλαος κεντρικός λιμένας Πειραιά

Έγινε κατασκευή νέου κρηπιδότοιχου μήκους 284μ και βάθους -11μ για την εξυπηρέτηση κρουαζιερόπλοιων. Ο κρηπιδότοιχος κατασκευάστηκε από εννιά πλωτά κιβώτια caisson με σκυρόδεμα τύπου C30/37, ύψους 12,50μ, μήκους 20,90μ και πλάτους 11,10μ και από στήλες προκατασκευασμένων τεχνικών ογκόλιθων από άοπλο σκυρόδεμα. Ο χώρος πίσω από τον κρηπιδότοιχο έχει πληρωθεί με λιθορριπές ανακουφιστικού πρίσματος. Παρακάτω στο ΣΧΗΜΑ 3.5 φαίνονται οι λεπτομέρειες από τα κιβώτια caisson και εικόνες από την ολοκλήρωση του έργου.



ΣΧΗΜΑ 3.5 Λεπτομέρειες από τα κιβώτια caisson (κατόψεις και τομές).



Εικόνα 5. Κατά την κατασκευή του κρηπιδότοιχου στον Άγιο Νικόλα Πειραιά.



Εικόνα 6. Ολοκλήρωση του έργου

3.4 Σεισμικές βλάβες σε κρηπιδοτόιχους

Η αστικοποίηση των τελευταίων δεκαετιών έχει ως αποτέλεσμα τα δίκτυα κοινής ωφέλειας να γίνονται μεγάλα και σύνθετα, αποτελούμενα από πρόσφατες αλλά και παλιές κατασκευές, συχνά όμως χωρίς αντισεισμικό σχεδιασμό. Επιπλέον, η λειτουργία των δικτύων είναι σημαντική τόσο πριν αλλά και αμέσως μετά από ένα σεισμό, γιατί ο ρόλος τους είναι ζωτικής σημασίας για τις επιχειρήσεις έρευνας, διάσωσης και την υποστήριξη των πληγέντων περιοχών, αλλά και για την οικονομική και κοινωνική ζωή της περιοχής. Γι' αυτό το λόγο, η σεισμική μηχανική των δικτύων κοινής ωφέλειας αποτελεί επίκαιρο, αλλά και στρατηγικής σημασίας κλάδο.

Η εμπειρία από παλαιότερους καταστροφικούς σεισμούς έχει αποδείξει την σημαντικότητα των δικτύων κοινής ωφέλειας, ενώ τα δεδομένα από τις βλάβες των δικτύων και την γενικότερη συμπεριφορά τους κατά την διάρκεια και μετά τον σεισμό αποτελούν πηγή γνώσεως για την σεισμική μηχανική.

Ιδιαίτερη προσοχή πρέπει να δίνεται στον σχεδιασμό των τεχνικών έργων αντιστήριξης σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα. Από καταγραφές σε παλαιότερους σεισμούς, οι κύριες αστοχίες εμφανίζονται λόγω του φαινομένου της ρευστοποίησης στο αντιστηριζόμενο κορεσμένο έδαφος. Η κύρια αιτία είναι η παρουσία του νερού, συνεπώς οι παραθαλάσσιες κατασκευές απαιτούν προσεκτική μελέτη. Η δυναμική απόκριση ακόμα και απλών τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά περίπλοκη και η συμπεριφορά κάθε συστήματος μοναδική.

Οι κρηπιδοτόιχοι βαρύτητας ισορροπούν με το ίδιο βάρος τους και λειτουργούν ως διαφράγματα αντιστήριξης των γαιών, οι οποίες ωθούν τον κρηπιδοτόιχο προς τη θάλασσα.

Άρα είναι επιρρεπείς να δεχθούν πρόσθετες σημαντικές πιέσεις και αδρανειακές δυνάμεις τόσο των γαιών που συγκρατούν και του ύδατος όσο και των μαζών τους και φυσικά να υποστούν σημαντικές ζημιές στην περίπτωση που στην περιοχή αυτή συμβεί ένας δυνατός σεισμός. Το φαινόμενο της δράσης του σεισμού είναι καθαρά δυναμικό αλλά και πολύ σύνθετο ώστε να μην έχει ακόμη επιτευχθεί η μαθηματική μοντελοποίησή του. Για το λόγο αυτό το πρόβλημα επιβάλλεται να αντιμετωπίζεται με ισοδύναμες στατικές προσεγγιστικές μεθόδους και με τη βοήθεια εργαστηριακών επί ομοιωμάτων ερευνών.

Ένας σεισμός προκαλεί τις παρακάτω πρόσθετες δυνάμεις και πιέσεις:

- 1) Οριζόντιες δυνάμεις επί του ωθούντος πρίσματος των κορεσμένων και μη γαιών οι οποίες προκαλούν ωθήσεις στην εσωτερική πλευρά του κρηπιδοτόιχου.
- 2) Οριζόντιες δυνάμεις στα μορίων του νερού εσωτερικά και εξωτερικά του κρηπιδοτόιχου οι οποίες δημιουργούν οριζόντιες δυναμικές πιέσεις που προσβάλλει την εσωτερική πλευρά του κρηπιδοτόιχου, ενώ απομακρύνεται από την εξωτερική. Έτσι οι δυνάμεις αυτές στη μεν εσωτερική πλευρά του κρηπιδοτόιχου αυξάνουν τις υδροστατικές πιέσεις, ενώ στην εξωτερική τις μειώνουν.
- 3) Οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις επί των μαζών του κρηπιδοτόιχου λόγω οριζόντιας δονήσεως του εδάφους θεμελιώσεως.

- 4) Κατακόρυφες αδρανειακές δυνάμεις στο σύνολο των μαζών του κρηπιδότοιχου, του εδάφους και του ύδατος λόγω της κατακόρυφης δονήσεως του εδάφους.

Όλες αυτές οι δυνάμεις μπορούν να προκαλέσουν τις παρακάτω βλάβες στους κρηπιδότοιχους:

- 1) Οριζόντιες ολισθήσεις – μετατοπίσεις των τεχνιτών ογκόλιθων και ολόκληρου του κρηπιδότοιχου. Οι μετατοπίσεις αυτές αυξάνουν από τον πυθμένα προς την κορυφή του κρηπιδότοιχου.
- 2) Θραύση του εδάφους που ωθεί τον κρηπιδότοιχο κατά μία λοξή επιφάνεια από τη βάση του μέχρι την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους – δάπεδο (κρίσιμο επίπεδο ολισθήσεως του ωθούντος πρίσματος) το ίχνος της οποίας εμφανίζεται περίπου παράλληλο προς τον κρηπιδότοιχο και σε κάποια απόσταση απ' αυτόν. Η θραύση αυτή οφείλεται στις οριζόντιες μετατοπίσεις των τεχνιτών ογκόλιθων και του κρηπιδότοιχου ολοκλήρου λόγω των οριζόντιων σεισμικών δονήσεων αλλά και της κατολίσθησης του ωθούντος πρίσματος γαιών λόγω υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του εδάφους.
- 3) Κατακόρυφες υποχωρήσεις του προσχωσηγενούς εδάφους πίσω από τον κρηπιδότοιχο και φυσικά των δαπέδων οδοστρωμάτων πεδιλοδοκών σιδηροτροχιών κ.λπ. λόγω της συμπύκνωσης αυτού αλλά και ενδεχομένως και της καθίζησης του υποκείμενου φυσικού εδάφους (πρώην πυθμένας). Οι συμπυκνώσεις και καθιζήσεις αυτές οφείλονται στην κατακόρυφη σεισμική δόνηση του υπεδάφους
- 4) Υποχωρήσεις του κρηπιδότοιχου αλλά πολλές φορές και μικρές ή μεγάλες κλίσεις προς τη θάλασσα ή στροφές λόγω της ανεπαρκούς τεχνικής ή φυσικής συμπύκνωσης των υλικών της βάσεως στηρίξεως ή της καθιζήσεως του εδάφους θεμελιώσεως ή και τον δύο. Οι συμπυκνώσεις και καθιζήσεις αυτές οφείλονται στην κατακόρυφη δόνηση που προκαλεί ο σεισμός στο υποκείμενο φυσικό εδάφους.
- 5) Ρευστοποίηση του εδάφους θεμελιώσεως του κρηπιδότοιχου η οποία προκαλεί την πλήρη απώλεια της συνοχής των μορίων του αμμώδους εδάφους μετατρέποντας ένα μη συνεκτικό έδαφος σε συνεκτικό που ρέει.

Όλες όμως αυτές οι βλάβες και οι ζημιές εκτός της τελευταίας μπορεί μέχρι ενός ορίου να είναι παραδεκτές – ανεκτές ή και επισκευάσιμες οπότε το πρόβλημα πρέπει να εξετασθεί και από τεχνικοοικονομική άποψη.

Η μείωση στο ελάχιστο ή και η παντελής αποφυγή των παραπάνω βλαβών και καταστροφών αποτελεί κύριο στόχο κάθε μεθόδου Αντισεισμικού Υπολογισμού ενός κρηπιδότοιχου.

Η ιστορική εμπειρία έχει δείξει ότι ένα από τα πρώτα προβλήματα της γεωτεχνικής μηχανικής είναι η επίδραση των πλευρικών ωθήσεων στις κατασκευές. Με την πάροδο του χρόνου και την εξέλιξη της επιστήμης και της τεχνολογίας βρέθηκαν αρκετές μέθοδοι αντιμετώπισης του προβλήματος, πολλές φορές πραγματικά καινοτόμες.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4. Αστοχίες σε λιμενικές εγκαταστάσεις από προηγούμενους σεισμούς

4.1. Εισαγωγή

Οι συχνότερες σεισμικές αστοχίες στις λιμενικές εγκαταστάσεις είναι η πλευρική μετακίνηση, η παραμόρφωση, και η κλίση των κρηπιδοτόιχων και των διαφραγμάτων. Οι κρηπιδοτόιχοι από επάλληλους τεχνητούς ογκόλιθους σκυροδέματος είναι πιθανό να υποστούν σχετική ολίσθηση στην επιφάνεια των διαδοχικών κιβωτίων. Τέτοιου είδους αστοχίες συχνά συνοδεύονται από εκτεταμένη καθίζηση και ρηγμάτωση της ποδιάς των πεζοδρομίων.

Η συχνότερη μορφή βλάβης των διαφραγμάτων είναι η ανεπαρκής αντοχή των αγκυρώσεων, κυρίως λόγω τοποθέτησης των αγκυρών σε μικρά βάθη, όπου το επίχωμα είναι ιδιαίτερα επιδεκτικό σε απώλεια αντοχής λόγω αύξησης της πίεσης των πόρων και εκδήλωση φαινομένων ρευστοποίησης. Η ανεπαρκής απόσταση μεταξύ της αγκύρωσης και του σώματος του διαφράγματος μπορεί επίσης να οδηγήσει σε αστοχία.

Σε περιπτώσεις παράκτιων εγκαταστάσεων θεμελιωμένων σε πασσάλους, οι πιθανές μορφές αστοχίας σχετίζονται επιπλέον και με την εμφάνιση βλαβών στο σώμα των πασσάλων. Οι αποβάθρες / προβλήτες σε πασσάλους κατά κανόνα έχουν ικανοποιητική σεισμική απόκριση, με εξαίρεση την επίδραση εδαφικών αστοχιών όπως μεγάλες υποβρύχιες κατολισθήσεις. Σύμφωνα με την εμπειρία από παλαιότερους σεισμούς, οι αποβάθρες είναι δυνατό να υποστούν εκτεταμένη ολίσθηση και κάμψη και λυγισμό των πασσάλων στήριξης. Τέλος, η χρήση διαφορετικών τύπων θεμελίωσης (όπως επιφανειακή θεμελίωση σε επιχωματώσεις και θεμελίωση με πασσάλους) στα διάφορα τμήματα μιας κατασκευής αυξάνει την πιθανότητα βλάβης λόγω της δυνατότητας εκδήλωσης διαφορεικών καθιζήσεων.

Στη συνέχεια γίνεται μια παρουσίαση των αστοχιών που προκλήθηκαν από τους παλαιότερους σεισμούς. Οι αστοχίες αφορούν το δίκτυο των λιμενικών εγκαταστάσεων και τις επιμέρους συνιστώσες του. Συγκεκριμένα, γίνεται ιδιαίτερη αναφορά στις αστοχίες κρηπιδοτόιχων από σεισμούς, μέσα από παραδείγματα, παγκοσμίως αλλά και στην Ελλάδα. Ακόμα, αναφέρονται οι κυριότερες αιτίες των αστοχιών αυτών όπως και οι επιπτώσεις που είχαν στο ίδιο το δίκτυο, και γενικότερα.

4.2 Παραδείγματα σεισμικών βλαβών λιμενικών εγκαταστάσεων από παλαιότερους σεισμούς.

Οι λιμενικές εγκαταστάσεις μπορεί να υποστούν σημαντικές βλάβες από την επίδραση ισχυρών σεισμών αλλά ακόμα και από την επιβολή μέτριας σεισμικής διέγερσης. Όπως στα παραδείγματα που θα αναφέρουμε παρακάτω από μερικά λιμάνια που υπέστησαν σημαντικά επίπεδα σεισμικής διέγερσης, οι απώλειες λόγω σεισμού στις λιμενικές εγκαταστάσεις οδηγούν σε μεγάλες οικονομικές απώλειες για τα ίδια τα λιμάνια, αλλά μπορεί να προκαλέσουν και σοβαρές επιπτώσεις στην οικονομία σε τοπικό, εθνικό ακόμα και διεθνές επίπεδο.

Κατά την διάρκεια της επίδρασης ισχυρών σεισμών έχει παρατηρηθεί ότι βασική αιτία εμφάνισης βλαβών σε λιμενικές εγκαταστάσεις αποτελεί η αύξηση των ωθήσεων που οφείλεται μεταξύ άλλων και στην αύξηση των υδροδυναμικών πιέσεων και στην αύξηση της πίεσης των πόρων στα κορεσμένα μη συνεκτικά εδάφη που κυριαρχούν σε αυτού του είδους τις εγκαταστάσεις. Η αύξηση της πίεσης των πόρων πολλές φορές οδηγεί σε σημαντικές πλευρικές ωθήσεις στους κρηπιδοτόιχους από τα υλικά των επιχώσεων, σε ρευστοποίηση και μεγάλες υποθαλάσσιες κατολισθήσεις.

Κάποιες άλλες αιτίες είναι η τοπική μόνιμη μετακίνηση του εδάφους, η εδαφική αστοχία και η εκτεταμένη καθίζηση που δεν συνδέεται απαραίτητα με την ρευστοποίηση καθώς και η εδαφική ταλάντωση. Αλλά η βασικότερη αιτία σεισμικών βλαβών στις λιμενικές εγκαταστάσεις είναι η ρευστοποίηση των χαλαρών, κορεσμένων, αμμωδών σχηματισμών που συχνά επικρατούν στις παραλιακές περιοχές. Η εμπειρία έχει δείξει ότι ακόμα και η μέτρια σεισμική διέγερση είναι πιθανό να προκαλέσει φαινόμενα ρευστοποίησης, με αποτέλεσμα την μείωση της δυσκαμψίας και την απώλεια της διατρητικής αντοχής του ρευστοποιούμενου εδάφους. Εξαιτίας αυτού του γεγονότος μπορεί να προκληθεί καθίζηση του εδάφους, αύξηση των πλευρικών ωθήσεων στις κατασκευές αντιστήριξης και απώλεια της παθητικής αντίστασης έναντι τοίχων και αγκυρώσεων. Τέλος, οι λιμενικές εγκαταστάσεις είναι εκτεθειμένες σε κίνδυνο λόγω μεγάλων θαλάσσιων σεισμικών κυμάτων (tsunami).

Παρακάτω περιγράφεται η συμπεριφορά λιμενικών εγκαταστάσεων κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμών. Παρουσιάζονται παραδείγματα από σεισμούς που προκάλεσαν βλάβες σε λιμενικές εγκαταστάσεις τα προηγούμενα χρόνια σε διεθνές και εθνικό επίπεδο.

4.2.1. Σεισμός του Izmit (Kocaeli) στην Τουρκία (17/8/1999, Ms=7.4)

Εκτεταμένες βλάβες σημειώθηκαν στις πολυάριθμες προβλήτες και λιμενικές εγκαταστάσεις στην ακτή του Izmit. Το μεγαλύτερο πολιτικό λιμάνι που υπέστη βλάβες από τον σεισμό είναι το λιμάνι της Dedeince (οριζόντια ολίσθηση κρηπιδοτόιχων, καθιζήσεις των επιχωμάτων, εκδήλωση φαινομένων ρευστοποίησης, βλάβες σε γερανούς), ενώ το λιμάνι της Tuzla υπέστη μόνο μικρές βλάβες και στο λιμάνι της Haydarpasa δεν σημειώθηκαν απώλειες λόγω του σεισμού. Στο στρατιωτικό λιμάνι της Gölçük εκδηλώθηκαν βλάβες σε κτίρια και προκυμαίες λό-

γω εδαφικής αστοχίας και επιφανειακής εδαφικής διάρρηξης. Ακολουθούν κάποιες χαρακτηριστικές εικόνες βλαβών σε κρηπιδότοιχους από τον σεισμό.



Εικόνα 4.1 Κατεστραμμένοι κρηπιδότοιχοι στην ναυτική βάση του Golcük κατά την διάρκεια του σεισμού του Kocaeli.



Εικόνα 4.2 Κατεστραμμένοι κρηπιδότοιχοι στην ναυτική βάση του Golcük

4.2.2. Σεισμός του Chi-Chi στην Ταιβάν (21/9/1999, $M_s=7.6$)

Βλάβες σημειώθηκαν σε 4 από τις 85 προβλήτες του λιμανιού της Tai- Jung λόγω εκδήλωσης φαινομένων ρευστοποίησης, καθώς και σε περιοχές αποθήκευσης εμπορευματοκιβωτίων και σε δρόμους διερχόμενους πίσω από προβλήτες. Σημειώθηκαν ολισθήσεις προς την θάλασσα και κλίσεις (έως και 3,5%) κρηπιδότοιχων διατομής κιβωτίου, με μέγιστη σχετική μετακίνηση κατά μήκος της ακτογραμμής ίση με 1,6m και μέγιστη ολίσθηση της βάσης ίσης με 0,9m. Ως αιτίες αποδίδονται η σεισμική αδρανειακή δύναμη σε συνδυασμό με τις αυξημένες ωθήσεις του επιχώματος λόγω ρευστοποίησης. Σημειώθηκαν καθιζήσεις (60-100cm) και οριζόντιες μετακινήσεις (20-50cm) των επιχωμάτων καθώς και εκδηλώσεις κρατήρων άμμου. Επιπλέον βλάβες παρατηρήθηκαν σε γερανούς, μικρά κτίρια και αγωγούς σε περιοχές που εκδηλώθηκε ρευστοποίηση αλλά και σε μια δεξαμενή λόγω εδαφικής ταλάντωσης.

Ακολουθούν κάποιες χαρακτηριστικές εικόνες βλαβών σε κρηπιδότοιχους από τον σεισμό.



Εικόνα 4.3 Παραμόρφωση του εδάφους λόγω ρευστοποίησης σε επίστρωση από ασφάλτο πίσω από κρηπιδότοιχο στο λιμάνι Taichung κατά την διάρκεια του σεισμού του Chi-Chi.



Εικόνα 4.4 Βλάβες στις επιστρώσεις των προκουμαίων κατά την διάρκεια του σεισμού του Chi-Chi.



Εικόνα 4.5 Καθίζηση πίσω από κρηπιδότοιχο διατομής κιβωτίου που υπέστη πλευρική μετακίνηση στο λιμάνι Taichung κατά την διάρκεια του σεισμού του Chi-Chi.

Τα στοιχεία που έχουν καταγραφεί στον ελληνικό και στον ευρωπαϊκό χώρο από βλάβες σε λιμενικές εγκαταστάσεις είναι πιο περιορισμένα. Ειδικότερα στην Ελλάδα, παραδείγματα σεισμών κατά την διάρκεια των οποίων σημειώθηκαν και καταγράφηκαν βλάβες αναφέρονται ο σεισμός της Καλαμάτας και ο σεισμός της Λευκάδας,

4.2.3. Σεισμός της Καλαμάτας (13/9/1986, $M_s=6.2$)

Μετά τον σεισμό της Καλαμάτας βλάβες σημειώθηκαν στον κύριο κρηπιδότοιχο του λιμένα της πόλης, χωρίς όμως απώλεια της λειτουργικότητάς του. Καταγράφηκε οριζόντια μετακίνηση του κύριου κρηπιδότοιχου του λιμένα περίπου ίση με $0,15\pm 0,05$ m και κλίση 4-5 μοίρες. Το επίχωμά πίσω από τον τοίχο παρουσίασε καθίζηση από 0 έως 20 cm σε απόσταση ίση με 30 – 40m, λόγω της μετακίνησης του τοίχου και λόγω της συμπύκνωσης του ίδιου του επιχώματος που βρισκόταν σε αρκετά χαλαρή αρχική κατάσταση πριν τον σεισμό. Ο κρηπιδότοιχος παρέμεινε σε κατάσταση λειτουργίας τόσο κατά την διάρκεια όσο και μετά τον σεισμό .

4.2.4. Σεισμός της Λευκάδας (14/8/2003 $M_s=6.4$).

Στο λιμάνι της Λευκάδας καθώς και στην περιοχή της Μαρίνας σημειώθηκαν βλάβες στους κρηπιδότοιχους που εντοπίζονται κυρίως σε οριζόντιες μετακινήσεις και στροφές των τοίχων, καθιζήσεις των επιχωμάτων και ρηγματώσεις των πεζοδρομίων. Σεισμικές απώλειες ποικίλης έκτασης σημειώθηκαν και σε άλλες λιμενικές εγκαταστάσεις του νησιού, όπως για παράδειγμα στο λιμάνι της Λυγιάς όπου σημαντικό μήκος κρηπιδότοιχων κατέρρευσε εκδηλώθηκε ρευστοποίηση αλλά και σε μια δεξαμενή λόγω εδαφικής ταλάντωσης. Ο σεισμός της Λευκάδας αποτελεί ένα καλό παράδειγμα των πιθανών σεισμικών βλαβών σε παράκτιες κατασκευές, καθώς υπάρχει ένας μεγάλος αριθμός μικρών λιμενικών εγκαταστάσεων τυπικών για τα ελληνικά νησιά (ΙΤΣΑΚ, 2003). Η μεγάλη ποικιλία του επιπέδου των άμεσων απωλειών γίνεται φανερή από τη συνολική θεώρηση της συμπεριφοράς των εγκαταστάσεων αυτών (από μικρές /μέτριες βλάβες έως εκτεταμένες / καθολικές). Στο λιμάνι της Λευκάδας καθώς και στην περιοχή της Μαρίνας σημειώθηκαν μικρού έως μέτριου επιπέδου βλάβες.

Η ρευστοποίηση (έστω και “μερική”) φαίνεται να είναι η κύρια αιτία πρόκλησης των βλαβών κατά την διάρκεια του σεισμού της 14/08/2003 στους κρηπιδότοιχους της Λευκάδας (Κακδέρη και συνεργάτες, 2006). Το γεγονός αυτό επιβεβαιώνεται σε αρκετές περιπτώσεις όπως στην περιοχή της Μαρίνας (λιμένα αναψυχής) και στην οδό Γκολέμη (εμφάνιση κρατήρων άμμου και ανάδυση λεπτόκοκκου υλικού στην επιφάνεια). Επιπλέον, από επιτόπου έρευνα μετά τον σεισμό, καταγράφηκαν σχετικές καθιζήσεις κατά μήκος της παραλιακής ζώνης που κυμαίνονται από 1-40 cm, καθώς και οριζόντιες μετακινήσεις των τοίχων έως 15 cm στο λιμάνι και έως 12 cm στην περιοχή της Μαρίνας. Οι τελευταίες αναφέρονται σε σχετικές μετακινήσεις μεταξύ των κρηπιδότοιχων. Ακολουθούν κάποιες χαρακτηριστικές εικόνες βλαβών σε κρηπιδότοιχους από τον σεισμό της Λευκάδας.



Εικόνα 6. Οριζόντια ολίσθηση κρηπιδότοιχου ίση με 45cm στο λιμάνι της Βασιλικής στον σεισμό της Λευκάδας.



Εικόνα 7. Καθίζηση του επιχώματος ίση με 20cm πίσω από κρηπιδότοιχο στο λιμάνι της Βασιλικής στον σεισμό της Λευκάδας.



Εικόνα 8. Καθίζηση επιχώματος (25cm), ολίσθηση προς την θάλασσα και στροφή κρηπιδότοιχων στην Μαρίνα της Λευκάδας στον σεισμό του 2003.



Εικόνα 9. Καθίζηση του επιχώματος πίσω από κρηπιδότοιχο και βλάβες στην ποδιά του πεζοδρομίου στην πόλη της Λευκάδας στον σεισμό του 2003.

4.3 Πιθανές μορφές αστοχίας σε κρηπιδότοιχους βαρύτητας

Ειδικότερα για τους κρηπιδότοιχους βαρύτητας, οι πιθανές μορφές αστοχίας είναι δυνατό να ταξινομηθούν όπως φαίνεται παρακάτω (Κακδέρη και συνεργάτες, 2006).

Πιθανές μορφές αστοχίας σε κρηπιδότοιχους βαρύτητας και υλικά επιχώματος:

Σε κρηπιδότοιχους βαρύτητας:

- Ολίσθηση προς τα έξω.
- Κλίση.
- Καθίζηση.
- Ανατροπή και εκτεταμένη κλίση.
- Κατάρρευση.
- Ρηγμάτωση της ποδιάς του πεζοδρομίου.
- Ρηγμάτωση με σχετική καθίζηση του πεζοδρομίου ως προς τον τοίχο.

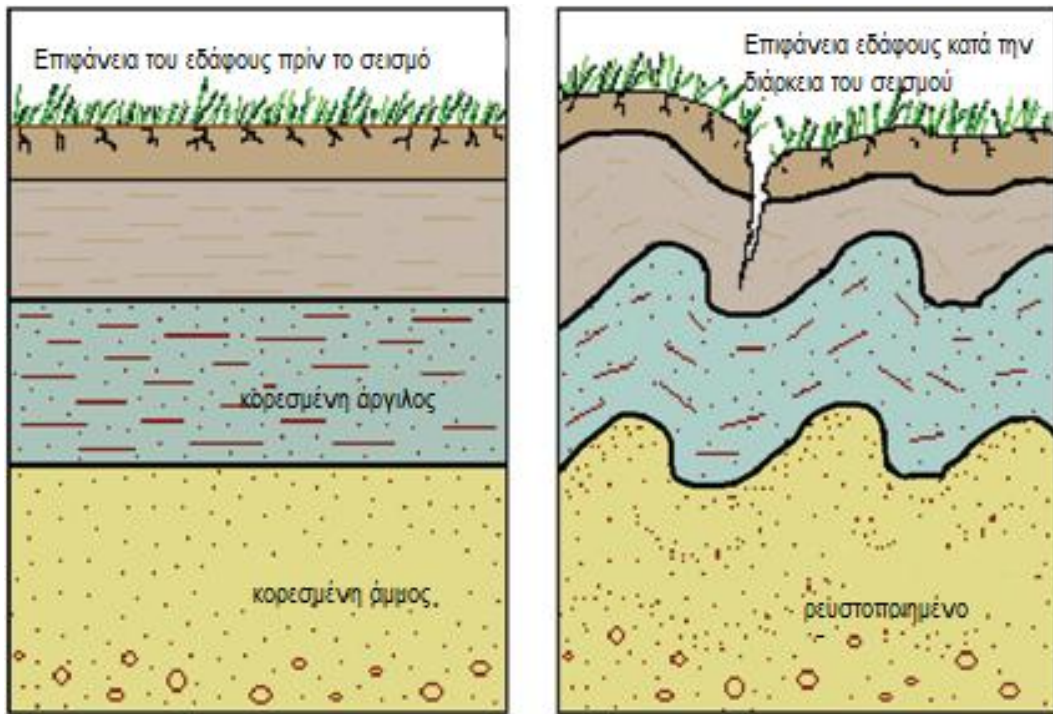
Στα υλικά επιχώματος:

- Θραύση του εδάφους και ρηγμάτωση της επιφάνειας του δρόμου.
- Ανάδυση λεπτόκοκκου υλικού από ρωγμές του εδάφους.
- Καθίζηση του επιχώματος.
- Διαφορική καθίζηση του εδάφους.
- Πλευρική εδαφική μετακίνηση (lateral spreading).

Συμπερασματικά, η κύρια αιτία εμφάνισης σεισμικών βλαβών των παράκτιων λιμενικών έργων είναι η εκδήλωση φαινομένων ρευστοποίησης, η οποία μπορεί να οδηγήσει σε ιδιαίτερα σημαντικές απώλειες τόσο στην ίδια την κατασκευή όσο και στην λειτουργία του λιμένα. Επιπλέον, η αποκατάσταση των βλαβών αποτελεί μια ιδιαίτερα χρονοβόρα και δαπανηρή διαδικασία, καθώς το υλικό του επιχώματος πρέπει να αφαιρεθεί και η παράκτια κατασκευή να επιδιορθωθεί ή να ανακατασκευαστεί.

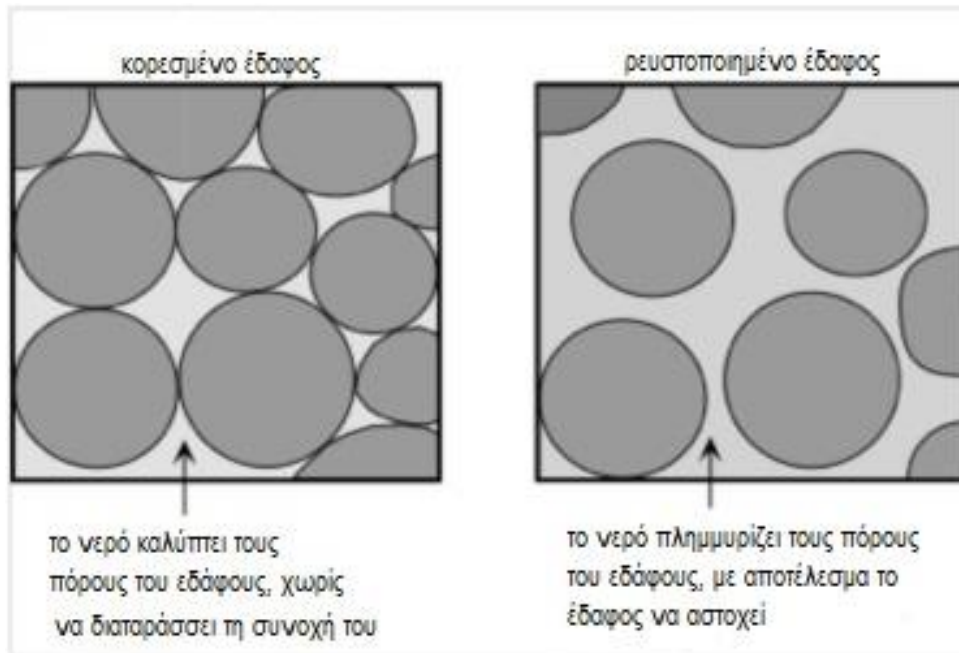
4.4 Η ρευστοποίηση, το κύριο αίτιο αστοχίας

Ρευστοποίηση ονομάζεται η διαδικασία κατά την οποία κορεσμένα μη – συνεκτικά εδάφη χάνουν τη διατμητική αντοχή τους λόγω αύξησης της πίεσης του νερού των πόρων, κατά τη διάρκεια ισχυρής σεισμικής διέγερσης(σχήμα 4.1 – 4.2).



Σχήμα 4.1 Το έδαφος πριν και κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Εδάφη επιδεκτικά σε ρευστοποίηση είναι χαλαρές κορεσμένες λεπτόκοκκες άμμοι κατάλληλης κοκκομετρικής διαβάθμισης, με μικρό ενδεχομένως ποσοστό ιλύος. Δηλαδή είναι η διεργασία του εδάφους (αργιλώδους ή αμμώδους) κατά την οποία συμπεριφέρεται περισσότερο ως παχύ ρευστό και λιγότερο ως στερεό, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι ρευστοποιήσεις είναι υπεύθυνες για σημαντικές βλάβες γιατί μειώνεται η ικανότητα του εδάφους να υποστηρίξει τις θεμελιώσεις των τεχνικών κατασκευών.



Σχήμα 4.2 Ρευστοποίηση εδάφους.

Ο μηχανισμός της ρευστοποίησης περιλαμβάνει αρχικά την ανάπτυξη υπερπίεσης του νερού των πόρων u λόγω της σεισμικής κίνησης, καθώς υπάρχει αδυναμία μεταβολής του όγκου, εξαιτίας των αστράγγιστων συνθηκών που επικρατούν σε μια σεισμική δόνηση διάρκειας μερικών δεκάδων δευτερολέπτων. Η υπερπίεση προκαλεί τη σχετική απομάκρυνση των κόκκων του εδάφους, του ενός σε σχέση με τους διπλανούς του, με αποτέλεσμα τη μείωση της επιφάνειας επαφής μεταξύ τους και στην περίπτωση μηδενικής συνοχής c , τη μερική ή ολική απώλεια της διατμητικής τους αντοχής τ_f , όπως μπορεί να περιγραφεί από τη γνωστή σχέση Mohr-Coulomb:

$$T_f = c + (\sigma - u)\tan\phi$$

Απαραίτητη προϋπόθεση για την ύπαρξη ρευστοποίησης είναι η φόρτιση του εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες, οπότε είναι αδύνατη η εκτόνωση της πίεσης του νερού των πόρων, ενώ η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης πρέπει να είναι αρκετά μεγάλη ($> 12 - 15\text{sec}$). Όταν συμβεί ρευστοποίηση, το έδαφος συμπεριφέρεται για μικρό χρονικό διάστημα (μερικά λεπτά) ως βαρύ ρευστό με μηδαμινή διατμητική αντοχή (Κυριαζής Δ. Πιπιλάκης).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. Μέθοδοι ανάλυσης τοίχων αντιστήριξης

5.1 Εισαγωγή

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός στα έργα αντιστήριξης έχει σκοπό την εξασφάλιση της λειτουργικότητας τους, αλλά και των έργων που αντιστηρίζουν, έτσι ώστε να περιοριστούν οι βλάβες και οι μόνιμες μετακινήσεις τόσο κατά την διάρκεια του σεισμού όσο και μετά το πέρας του. Η γενική φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού βασίζεται στην οριακή ισορροπία των δυνάμεων όπως στην περίπτωση στατικής φόρτισης, όμως για τον υπολογισμό της δυναμικής απόκρισης των τοίχων αντιστήριξης, δίνεται βαρύτητα στο αποδεκτό επίπεδο ανεκτών μετακινήσεων που αναμένονται για το σεισμό σχεδιασμού, την επιτάχυνση του εδάφους πλησίον το τοίχου και στη μεταβολή των παραμέτρων αντοχής του επιχώματος και του εδάφους έδρασης υπό την επίδραση της σεισμική φόρτισης.

Μέθοδοι ανάλυσης:

Μπορούμε να διακρίνουμε τρεις κατηγορίες μεθόδων ανάλυσης για τον υπολογισμό των σεισμικών ωθήσεων των τοίχων αντιστήριξης:

- Αναλύσεις οριακής ισορροπίας. Θεωρείται ότι η αστοχία θα εμφανιστή κατά μήκος μιας συνεχούς επιφάνειας ολίσθησης λόγω την υπέρβασης της διατμητικής αντοχής του εδάφους, επίσης ο τοίχος θεωρείται ενδόσιμος και η συμπεριφορά του αντιστηριζόμενου εδάφους πλαστική.
- Ελαστικές λύσεις κλειστού τύπου. Εδώ η σχετική μετακίνηση μεταξύ τοίχου και εδάφους θεωρείται περιορισμένη ενώ το έδαφος συμπεριφέρεται ως γραμμικό ελαστικό ή ιξωδοελαστικό συνεχές μέσο.
- Αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων. Το έδαφος θεωρείται ότι αναπτύσσει μη γραμμική υστερική συμπεριφορά.

5.2. Ωθήσεις γαιών

Ένα χαρακτηριστικό του εδάφους είναι η τάση να ασκεί πλευρικές πιέσεις στα αντικείμενα με τα οποία έρχεται σε επαφή, στην συγκεκριμένη περίπτωση στον τοίχο αντιστήριξης βλέπουμε δυο είδη ωθήσεων:

- την ενεργό ώθηση η οποία είναι η πλευρική πίεση που ασκεί το έδαφος στον τοίχο που το αντιστηρίζει.
- την παθητική ώθηση η αντίσταση δηλαδή του εδάφους όταν ο τοίχος ωθείται προς αυτό.

Η δυναμική απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται από τις συνολικές πλευρικές εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι συνολικές αυτές ωθή-

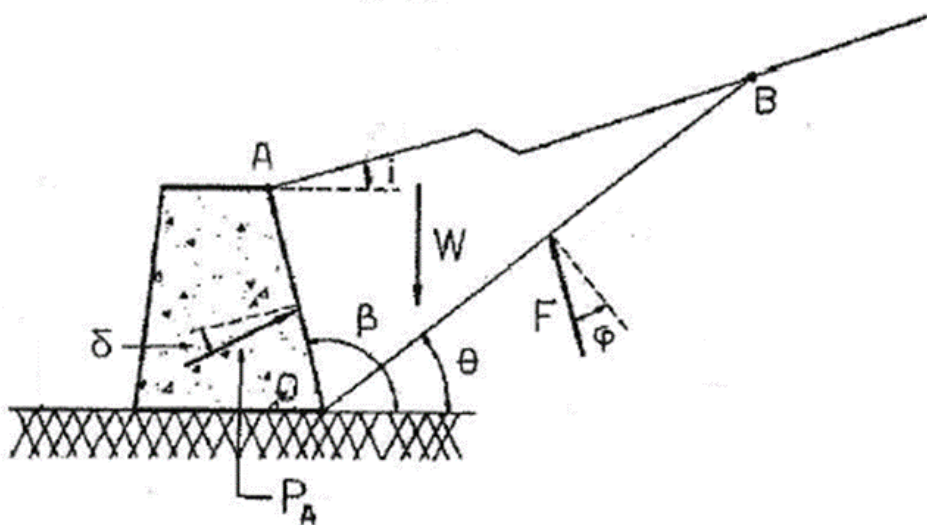
σεις περιλαμβάνουν, τις στατικές ωθήσεις, που υπάρχουν πριν από τον σεισμό και τις παροδικές δυναμικές ωθήσεις, οι οποίες προκαλούνται από τον σεισμό. Η απόκριση του τοίχου συνεπώς επηρεάζεται και από τα δυο είδη ωθήσεων. Παρακάτω γίνεται αναφορά στις κύριες μεθόδους υπολογισμού τους.

5.3 Μέθοδοι Υπολογισμού Στατικών Ωθήσεων

Ο τυπικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης, υπό στατικές συνθήκες, περιλαμβάνει τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο και στη συνέχεια τον σχεδιασμό του τοίχου έτσι ώστε να αντιστέκεται σε αυτές τις δυνάμεις με ένα αρκετά υψηλό συντελεστή ασφαλείας ώστε να προκύπτουν αποδεκτές παραμορφώσεις. Οι κλασικές θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού των στατικών δυνάμεων που ασκούνται στους τοίχους αντιστήριξης είναι η θεωρία του Coulomb και η θεωρία του Rankine. Το βασικό στοιχείο και το δυο αυτών μεθόδων είναι ότι κατά την επιβολή των ωθήσεων το έδαφος αστοχεί (Τσότσος 1991).

5.4 Η Θεωρία του Coulomb

Η Coulomb είναι η πιο παλιά θεωρία για τον υπολογισμό των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων των γαιών πάνω σε τοίχους αντιστήριξης διατυπώθηκε το 1776 από τον Coulomb και εφαρμόζεται ακόμα και σήμερα. Η κεντρική θεώρηση αυτής της μεθόδου είναι ότι τη μετακίνηση του τοίχου από το έδαφος ακολουθεί ως απολύτως στερεό μια εδαφική μάζα, η οποία αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος μιας επιφάνειας, όπως φαίνεται και στο παρακάτω ΣΧΗΜΑ 5.1



ΣΧΗΜΑ 5.1 Διάταξη της σφήνας ολίσθησης – δυνάμεις στην ενεργό κατάσταση κατά Coulomb

Το έδαφος αστοχεί κατά μήκος αυτής της επιφάνειας. Η επιφάνεια θραύσης σχηματίζει με τη διεπιφάνεια μετώπου-εδάφους και την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους μια σφήνα. Ο Coulomb υπολόγισε την συνισταμένη των ωθήσεων P_A από το θεώρημα της ισορροπίας της τριγωνοειδούς σφήνας.

Η μέθοδος θεωρεί ότι το έδαφος είναι ισότροπο και ομογενές και χρησιμοποιεί το ομώνυμο κριτήριο θραύσης. Εκτός από τη παραδοχή της σφήνας ολίσθησης η μέθοδος του Coulomb στηρίζεται και στις παρακάτω παραδοχές:

- Η επιφάνεια θραύσης είναι επίπεδη και οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας αυτής.
- Το εδαφικό πρίσμα κινείται στο γενικά τραχύ μέτωπο του τοίχου, που έχει αποτέλεσμα οι ωθήσεις να μην αναπτύσσονται κάθετα σε αυτό αλλά η συνισταμένη των ωθήσεων να παρουσιάζει κλίση δ με την κάθετο στην εσωτερική πλευρά του τοίχου.

Από τη μέθοδο Coulomb η ολική ενεργός ώθηση υπολογίζεται:

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_A$$

όπου:

γ : φαινόμενο βάρος του εδάφους.

k_A : συντελεστής ενεργών ωθήσεων.

Σύμφωνα με τη μέθοδο Coulomb, αντίστοιχα γίνεται και ο υπολογισμός των παθητικών ωθήσεων, όπου η ολική παθητική ώθηση υπολογίζεται από τον τύπο:

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot k_p$$

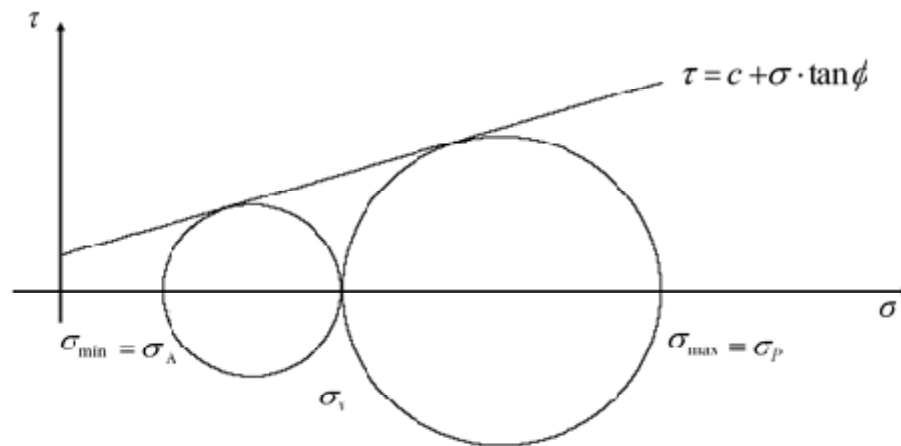
όπου:

k_p : συντελεστής παθητικών ωθήσεων.

5.5 Η Θεωρία του Rankine

Ο Rankine το 1857, ανέπτυξε μια απλούστερη διαδικασία για τον υπολογισμό της ελάχιστης τιμής της ενεργής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που ασκούνται σε έναν τοίχο αντιστήριξης. Για την πορεία της μεθόδου χρησιμοποιεί τα εξής βήματα :

- Υπολογίζουμε την ολική κατακόρυφη τάση σ_v στο παράλληλο προς την ελεύθερη επιφάνεια επίπεδο.
- Χάραξη του κύκλου του Mohr, ο οποίος εφάπτεται στην περιβάλλουσα του Coulomb και το κέντρο του κείται στον άξονα των ορθών τάσεων.
- Γραφικός ή αναλυτικός προσδιορισμός της ζητούμενης πλευρικής ώθησης στον αντίστοιχο κύκλο. Συγκεκριμένα η ενεργός ώθηση, λόγω του ότι είναι η ελάχιστη ώθηση, αναφέρεται στον μικρότερο των δύο κύκλων ενώ αντίστροφα η παθητική στο μεγαλύτερο από τους δύο κύκλους. (Χρηστάρας 2006).



ΣΧΗΜΑ 5.2 Μέθοδος του Rankine

Σύμφωνα με τη μέθοδο Rankine η ενεργός ώθηση υπολογίζεται:

$$\sigma_A = k_A \cdot \sigma_v$$

όπου:

σ_v : ολική κατακόρυφη τάση στο παράλληλο προς την ελεύθερη επιφάνεια επίπεδο.

k_A : συντελεστής ενεργών ωθήσεων.

Με τη μέθοδο Rankine αντίστοιχα γίνεται και ο υπολογισμός των παθητικών ωθήσεων:

$$\sigma_p = k_p \cdot \sigma_v$$

όπου:

σ_v : ολική κατακόρυφη τάση στο παράλληλο προς την ελεύθερη επιφάνεια επίπεδο.
 k_p : συντελεστής παθητικών ωθήσεων.

Η μέθοδος Rankine στηρίζεται στις ακόλουθες βασικές παραδοχές:

- Το κριτήριο του Coulomb συμπληρώνεται από τη θεωρία του Mohr.
- Η ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους θεωρείται επίπεδη.
- Το πρόβλημα αναλύεται στις δύο διαστάσεις, δηλαδή αγνοείται η επιρροή των άκρων. Οι υπολογισμοί αναφέρονται σε ένα τμήμα του έργου μοναδιαίου πλάτους.
- Η επιφάνεια του μετώπου η οποία δέχεται τις ωθήσεις θεωρείται λεία και κατακόρυφη, επομένως δεν αναπτύσσονται τριβές και διατμητικές τάσεις.
- Η αρχική κατάσταση είναι γεωστατική και ομοιόμορφη.

5.6 Μέθοδοι Υπολογισμού Δυναμικών Ωθήσεων

Και στον πιο απλό τοίχο αντιστήριξης η δυναμική απόκριση είναι αρκετά σύνθετη. Ισχύει όμως ότι η συμπεριφορά του συστήματος τοίχου-εδάφους σε ένα σεισμό, δηλαδή οι μετακινήσεις του τοίχου όπως και οι πλευρικές πιέσεις που ασκούνται σε αυτόν από το έδαφος, εξαρτώνται από τους ακόλουθους παράγοντες :

- την απόκριση του εδάφους κάτω από τον τοίχο, η οποία σχετίζεται με την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης,
- την απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους,
- την ευκαμψία του τοίχου,
- τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης (την ένταση, τη διάρκεια και το συχνοτικό περιεχόμενό της).

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης περιλαμβάνει τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και τη διασφάλιση ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει αυτές τις δυνάμεις με ασφάλεια. Η διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης μπορεί να γίνει με αναλυτικές, ή με αριθμητικές μεθόδους. Οι πρώτες χρησιμοποιούνται ακόμα και σήμερα γιατί είναι απλές και μπορούν να προσεγγίσουν ικανοποιητικά την πραγματικότητα ειδικά σε συνθήκες στατικής φόρτισης. Για σύνθετες καταστάσεις δυναμικής φόρτισης με έντονα φαινόμενα αλληλεπίδρασης είναι προτιμότερη η εφαρμογή προηγμένων αριθμητικών μεθοδολογιών, που αναφέρονται παρακάτω.

Οι αναλυτικές μέθοδοι μπορούν να καταταχθούν σε τρεις κατηγορίες, με τις οποίες γίνεται η εκτίμηση των δυναμικών ωθήσεων:

1) Μέθοδοι οριακής ισορροπίας (ή οριακής αστοχίας).

Οι μέθοδοι αυτοί δέχονται την ανάπτυξη συνθηκών οριακής ισορροπίας. Θεωρούν ότι οι μετακινήσεις του τοίχου (ολίσθηση, στροφή, καμπτική παραμόρφωση, ή κάποιος συνδυασμός τους) είναι αρκετά μεγάλες, έτσι επιβάλλουν στο αντιστηριζόμενο έδαφος μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις. Κυριότερος εκπρόσωπος της κατηγορίας αυτής, είναι η

μέθοδος Mononobe–Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929), όπως επίσης και διάφορες παραλλαγές της όπως των Seed & Whitman το 1970, ή των Richard & Elms το 1979.

2) Ανελαστικές μέθοδοι.

Βάση αυτής της κατηγορίας θεωρούν ότι οι μετακινήσεις του τοίχου είναι μέτριες. Παίρνοντας υπ' όψη την πραγματική μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους. Εκπρόσωποι της κατηγορίας αυτής είναι οι μέθοδοι των Nadim & Whitman (1983) και των Siller et al. (1991).

3) Ελαστικές μέθοδοι.

Η κατηγορία αυτή περιλαμβάνει μεθόδους που δέχονται μικρές μετακινήσεις του τοίχου για να γίνεται αποδεκτό ότι το έδαφος έχει ελαστικές παραμορφώσεις. Εκπρόσωποι της κατηγορίας αυτής είναι οι τεχνικές που πρότειναν ο Wood (1973) και οι Veletsos & Younan (1994, 1997).

(Κλωνάρης, 1999).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον αντισεισμικό υπολογισμό κρηπιδότοιχων και τα συμπεράσματα που προκύπτουν

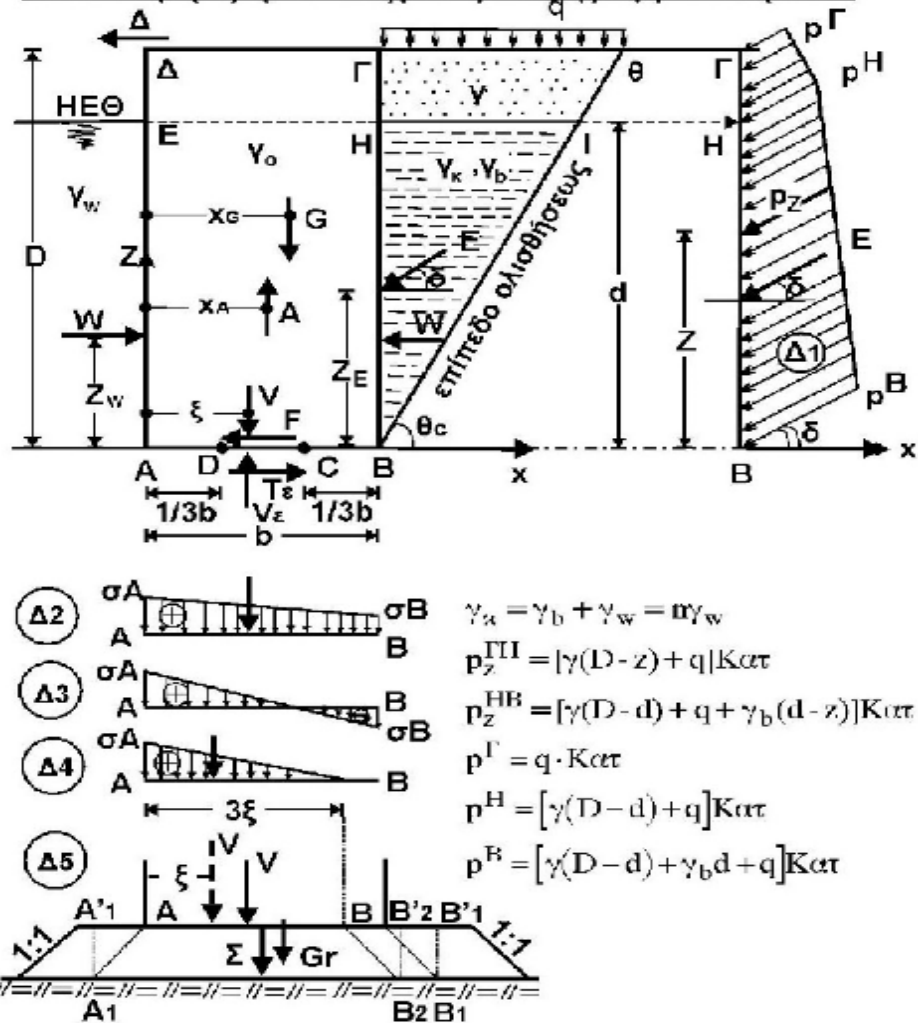
6.1 Γενικά για τις μεθόδους αντισεισμικού υπολογισμού των κρηπιδότοιχων

Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των κρηπιδότοιχων με σεισμό είναι προσεγγιστικές. Βασικό στοιχείο των μεθόδων αυτών είναι η μετατροπή της δυναμικής φόρτισης του σεισμού (βάσει του Αντισεισμικού κανονισμού κάθε χώρας) σε μία ισοδύναμη στατική. Οπότε γίνεται προσθήκη των δυνάμεων που προκύπτουν από τη σεισμική φόρτιση, στις κλασικές στατικές δυνάμεις και γίνεται ο υπολογισμός του κρηπιδότοιχου με τον κλασικό τρόπο χωρίς σεισμό.

Οι κλασικές δυνάμεις ενός κρηπιδότοιχου φαίνονται στο παρακάτω σχήμα (6.1 ,6.2), όπου δίνονται και τα στοιχεία υπολογισμού χωρίς σεισμό για τοίχο με τριβή και χωρίς τριβή είναι:

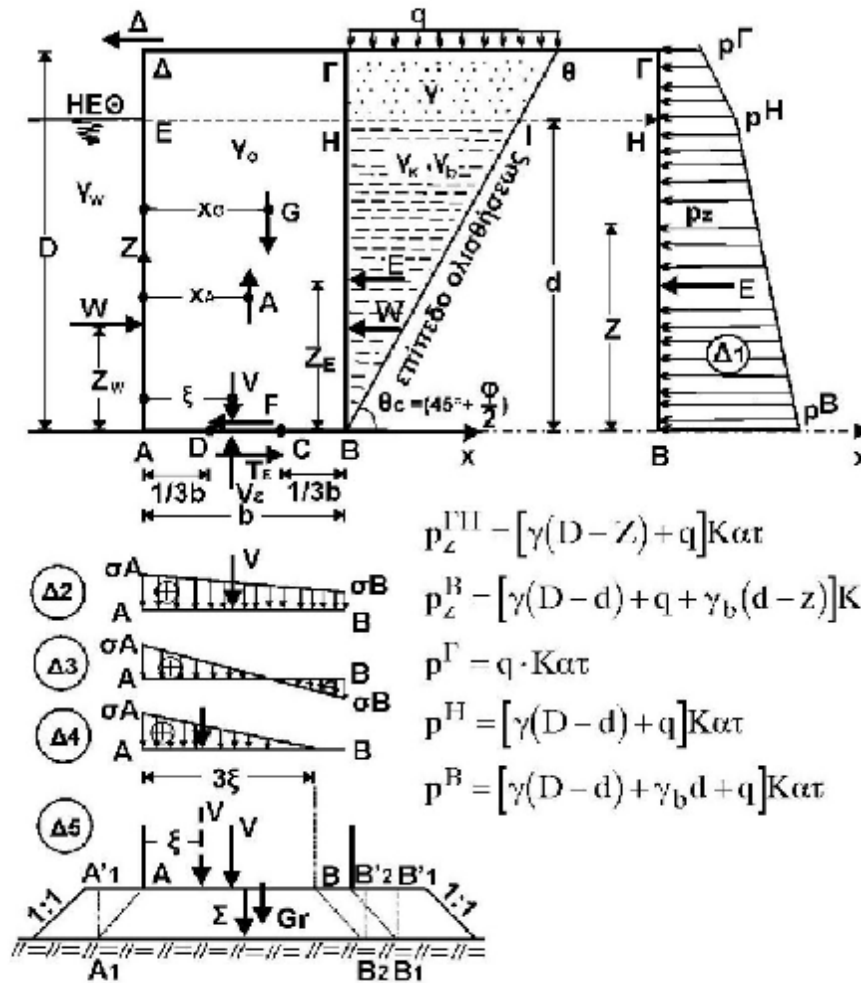
- 1) Η ώθηση των γαιών E .
- 2) Το ίδιο βάρος του κρηπιδότοιχου G .
- 3) Η υδροστατική πίεση (άνωση) του βυθισμένου τμήματος του κρηπιδότοιχου A .
- 4) Οι υδροστατικές πιέσεις επί του εσωτερικού και εξωτερικού μετώπου του κρηπιδότοιχου W .
- 5) Η έλξη Δ μέσω των δεσμών του κρηπιδότοιχου από τα πλοία
- 6) Οι αντιδράσεις του εδάφους V_e και T_e .

α. Διατομή κρηλιδοτόιχου β. Διάγραμμα ωθήσεων



ΣΧΗΜΑ 6.1 κατάσταση κρηλιδοτόιχου βαρυτητας με τοίχο τριβής οφθ και χωρίς σεισμό.

α. Διατομή κρηπιδότοιχου β. Διάγραμμα ωθήσεων



ΣΧΗΜΑ 6.2 Κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας χωρίς τριβή, $\delta=0$ και χωρίς σεισμό

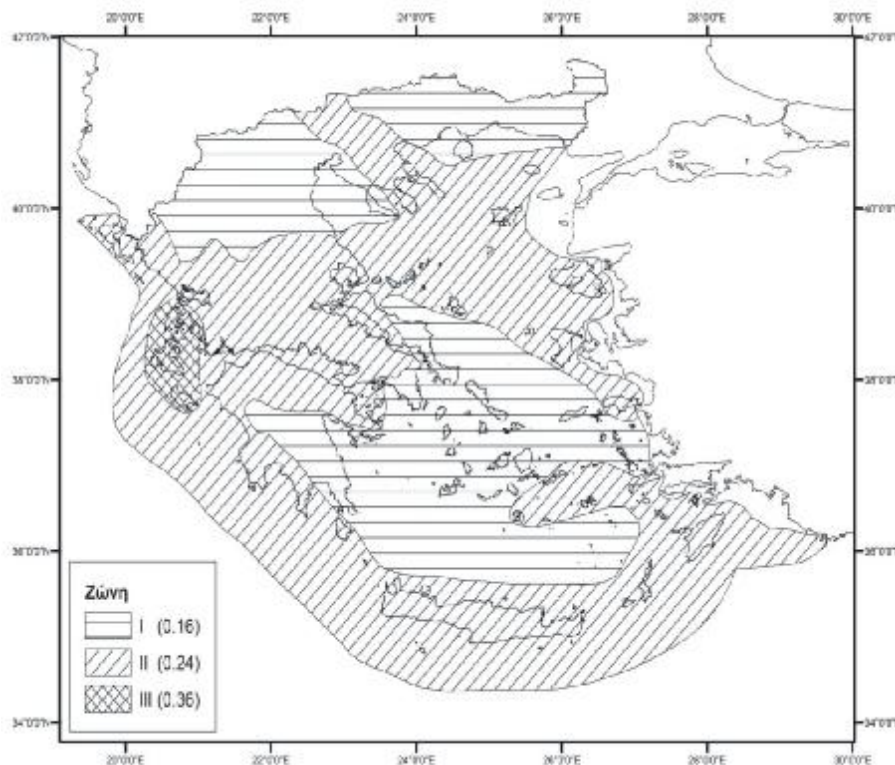
Σ' αυτές τις δυνάμεις πρέπει να προστεθούν οι ισοδύναμες των σεισμών στατικές για να προχωρήσει με τον κλασικό τρόπο ο υπολογισμός του κρηπιδότοιχου, από τον οποίο προκύπτει ο υπολογισμός των συντελεστών ασφαλείας της ανατροπής και ολίσθησης και των μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων. Έτσι, η σωστή εκτίμηση των συντελεστών ασφαλείας, ανατροπής και ολίσθησης όπως και των μεγίστων αναπτυσσόμενων τάσεων αποτελεί το μεγάλο πρόβλημα του Αντισεισμικού Υπολογισμού των κρηπιδότοιχων.

Ο σεισμός είναι μία δυναμική περιοδική παλινδρομική κίνηση του εδάφους όπου η ένταση και η περίοδος μεταβάλλονται κατά ένα άγνωστο τρόπο. Δρα οριζόντια ή κατακόρυφα ή και συγχρόνως. Η κατακόρυφη επιτάχυνση του σεισμού συνήθως είναι μικρή και το μόνο που προκαλεί είναι μια μικρή αύξηση ή μείωση του ειδικού βάρους του νερού και των στερεών μαζών. Υπάρχουν όμως και εξαιρέσεις που πρέπει να λαμβάνονται υπ' όψη στον υπολογισμό.

Για τον υπολογισμό των έργων η πιο σημαντική επιτάχυνση του σεισμού είναι η οριζόντια $a = \ddot{u}_e$, η οποία και αποτελεί το βασικότερο πρόβλημα. Η επιτάχυνση αυτή προκαλεί οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις στις μάζες του κρηπιδοτόιχου και του γαιώδους ωθούντος πρίσματος. Επίσης, δρα και επί των μορίων του ύδατος με αποτέλεσμα να προκαλεί την κίνηση μίας ορισμένης μάζας νερού να δράσει δυναμικά επί των στερεών σωμάτων που συναντά. Το πρόβλημα είναι πως αυτές οι δυναμικές δράσεις, θα μετατραπούν σε ισοδύναμες στατικές με όσο το δυνατόν μεγαλύτερη προσέγγιση, ώστε να εμπνεύουν επαρκή ασφάλεια στον υπολογισμό του κρηπιδοτόιχου.

Κάθε χώρα έχει θεσπίσει τους κανονισμούς με τους οποίους αντιμετωπίζεται το πρόβλημα αυτό. Κανένας κανονισμός όμως δεν θεωρείται ικανοποιητικός και το πρόβλημα παραμένει πάντα στο στάδιο των θεωρητικών και ερευνητικών μελετών. Ωστόσο είμαστε υποχρεωμένοι να υπολογίσουμε τα έργα με τις μεθόδους και τους κανονισμούς που σήμερα διατίθενται από την επιστήμη και τους υφιστάμενους αντισεισμικούς κανονισμούς.

Στην Ελλάδα δεν υπάρχει Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) για τα Λιμενικά Έργα. Από τον ΕΑΚ τα μόνα στοιχεία τα οποία μπορούν να χρησιμοποιηθούν στον Αντισεισμικό Υπολογισμό των Λιμενικών Έργων είναι ο πίνακας ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας (ΕΙΚΟΝΑ 10) και ο πίνακας σεισμικής επιτάχυνσης του εδάφους (Πίνακας 1). Όμως και για τις επιταχύνσεις αυτές υπάρχουν αμφισβητήσεις, εάν είναι σωστή η εφαρμογή τους στα Λιμενικά Έργα βαρύτητας. Ο Αντισεισμικός Υπολογισμός των Λιμενικών Έργων γίνεται σήμερα κατά κύριο λόγο με τις γνώσεις και τη βιβλιογραφία που χρησιμοποιούν οι Μηχανικοί που απασχολούνται σ' αυτόν τον τομέα.



ΕΙΚΟΝΑ 10. Χάρτης Ζωνών Σεισμικής Επικινδυνότητας της Ελλάδος.

Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας	I	II	III
A	0.16	0.24	0.36

Πίνακας 1. Σεισμική επιτάχυνση εδάφους: $A=\alpha \cdot g$ (g : επιτάχυνση βαρύτητας)

Πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι στα Λιμενικά Έργα βαρύτητας δεν παρατηρούνται συχνά καταστάσεις πλήρους κατάρρευσης και κατά κύριο λόγο οι ζημιές είναι μικρές η τουλάχιστον επισκευάσιμες. Αυτό πιθανός συμβαίνει λόγω της σωστότερης προσέγγισης της συνισταμένης σεισμικής δύναμης και στο ότι τα έργα αυτά αποτελούν ογκώδεις κατασκευές με μεγάλες συμπαγείς μάζες που μπορεί να επιπονούνται με σημαντικές αδρανειακές δυνάμεις προκαλούμενες από τη σεισμική διέγερση αλλά δεν υφίστανται κάμψεις και συστροφές παρά μόνο μετατοπίσεις. Ο συντονισμός σ' αυτά τα έργα δεν αποτελεί ιδιαίτερο πρόβλημα γιατί παρόμοια έργα όπως φράγματα βαρύτητας τριγωνικής διατομής, έχει βρεθεί ότι παρουσιάζουν διαφορετικούς ιδιοπεριόδους ταλαντώσεως σε σχέση με τις περιόδους των σημαντικότερων σεισμικών δονήσεων. Για παράδειγμα, σε φράγματα βαρύτητας τριγωνικής διατομής ύψους 16 μέτρων η ιδιοπερίοδος ταλαντώσεως είναι $0,03 \div 0,04$ sec ενώ σε σεισμικές δονήσεις είναι $0,2 \div 1,00$ sec.

Για αυτό το λόγο η εισαγωγή της σεισμικής δράσης πάνω στη μάζα του κρηπιδότοιχου γίνεται με μία δύναμη οριζόντια ίση με το βάρος του επί ένα σεισμικό συντελεστή και φαίνεται να καλύπτει την προσέγγιση που απαιτεί η ασφαλής λειτουργία. Γι' αυτό το πρόβλημα εδώ περιορίζεται στην εκλογή του κατάλληλου οριζόντιου σεισμικού συντελεστή ϵ . Το κυριότερο πρόβλημα όμως είναι η καθ' ύψος κατανομή της συνισταμένης σεισμικής δύναμης που δεν φαίνεται να γίνεται με αρκετά ακριβή τρόπο και γι' αυτό συμβαίνουν μικροβλάβες στο μάλλον ασθενές ανώτερο τμήμα των κρηπιδότοιχων.

Το πρόβλημα της επίδρασης του σεισμού στις γαιώδεις μάζες και ειδικά μέσα στο νερό του ωθούντος πρίσματος που αλληλοεπιδρούν μάλιστα με τη μάζα του κρηπιδότοιχου είναι πάρα πολύ δύσκολο πρόβλημα γι' αυτό λόγω γίνεται συνεχής έρευνα πάνω σε αυτόν τον τομέα. Το ίδιο συμβαίνει και με την επίδραση του σεισμού στις υδάτινες μάζες αν και υπάρχουν ικανοποιητικές θεωρητικές μελέτες οι οποίες φαίνεται να δίνουν τη σωστή διάσταση στο πρόβλημα όπως π.χ. του Westergaard

Για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών επί του τοίχου χρησιμοποιείται κυρίως η μέθοδος των Mononobe – Okabe όπως αναφερθήκαμε βασίζεται στο κριτήριο της οριακής αντοχής του εδάφους. Αφορά όμως τοίχους έξω από το νερό, δηλαδή στην ξηρά και δεν λαμβάνει την επίδραση του νερού που είναι απαραίτητη στον υπολογισμό των κρηπιδότοιχων.

Η μέθοδος M – O χρησιμοποιεί τις ίδιες υποθέσεις από τις οποίες προκύπτει ο τύπος του Coulomb με την προσθήκη μιας οριζόντιας σεισμικής δύναμης ίσης με το βάρος του ωθούντος πρίσματος γαιών πολλαπλασιασμένου με το σεισμικό συντελεστή ϵ της σχέσης 7.1.

Σε γενική περίπτωση τοίχου αντιστήριξης, όπου μεταξύ ωθόντος πρίσματος γαιών και τοίχου αναπτύσσονται και δυνάμεις τριβής, η συνολική ενεργός ώθηση προκύπτει, από την ισορροπία του ωθόντος πρίσματος γαιών, το οποίο θεωρείται ελεύθερο σώμα που τείνει να αποσπαστεί από την υπόλοιπη μάζα, κατά την κρίσιμη φάση της ολικής θραύσης του εδάφους, σε όλη την επιφάνεια του επιπέδου ολισθήσεως (ανάπτυξη των μέγιστων διατμητικών τάσεων του εδάφους). Συνεπώς εδώ δεν λαμβάνεται υπ' όψη η επίδραση της αδράνειας του τοίχου κατά την ώθηση από το έδαφος. Δηλαδή ο τοίχος θεωρείται σχεδόν αμετακίνητος και η μετατόπισή του δεν μπορεί να υπερβαίνει το 0,5% του ύψους του κρηπιδοτόιχου ($t < 0,005D$) δηλαδή όση χρειάζεται για να ενεργοποιηθούν οι μέγιστες διατμητικές τάσεις αντοχής.

Οι σχέσεις τις οποίες δίνει η μέθοδος M – O για τοίχους με $i = \beta = 0$ της ενεργούς Ωθήσεως E_s και του συντελεστή της K_{as} είναι :

$$E_s = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - a_v) K_{as} \quad (6.1)$$

$$K_{as} = \frac{\sigma_{vn}^2 (\varphi - \rho)}{\sigma_{vn} \rho \cdot \sigma_{vn}(\rho + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\eta \mu(\varphi + \delta) \eta \mu(\varphi - \rho)}{\sigma_{vn}(\rho + \delta)}} \right]^2} \quad (6.2)$$

$$\text{Όπου } \varepsilon \varphi \cdot \rho = \frac{a_h}{1 - \lambda a_v} \quad (6.3)$$

a_h και $a_v = 0$ οριζόντιος και κατακόρυφος σεισμικοί συντελεστές και $\lambda \leq 1$.

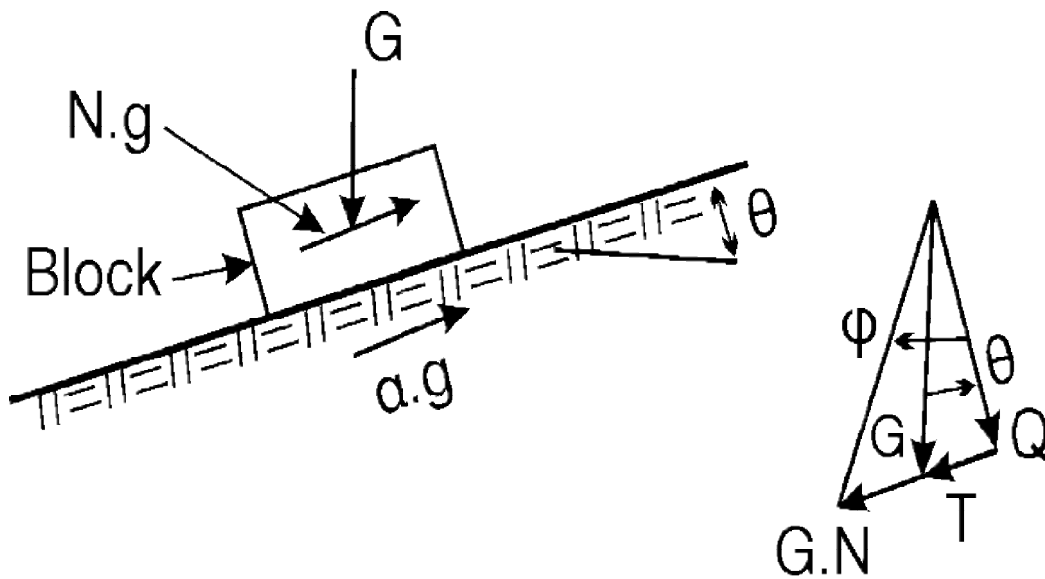
Για τοίχους με $\delta = 0$ χωρίς τριβής δηλαδή είναι:

$$K_{as} = \left[\frac{\sigma_{vn}(\varphi - \rho)}{\sigma_{vn} \rho + \sqrt{\eta \mu \varphi \cdot \eta \mu(\varphi - \rho) \sigma_{vn} \rho}} \right]^2 \quad (6.4)$$

Οι παραπάνω ωθήσεις μπορούν να μειωθούν με μείωση του σεισμικού οριζόντιου συντελεστή αν γίνει δεκτή μία μετακίνηση του τοίχου μεγαλύτερη του 0,1% του ύψους του τοίχου ($t > 0,001D$). Στην περίπτωση αυτή εφαρμόζεται η μέθοδος Richards – Elms, που βασίζεται στην αποδοχή μίας μετατόπισης t του τοίχου από έναν καθορισμένο σεισμό. Αυτό σημαίνει ότι η περισσότερη ενέργεια του σεισμού αυτού θα ξοδευτεί στη μετακίνηση κατά t του τοίχου και του ωθόντος πρίσματος, και μόνο η υπόλοιπη, στην περίπτωση μεγαλύτερης έντασης, θα προκαλέσει σεισμικές δυνάμεις που θα πρέπει να εξουδετερωθούν από τον κρηπιδοτόιχο.

Ποιο συγκεκριμένα η μέθοδος Richards – Elms βασίζεται στο μοντέλο NEWMARK δηλαδή της ολίσθησης ενός Block επί ενός πρανού εξαιτίας της σεισμικής διέγερσης, σε αναχώμα-

τα ή χωμάτινα φράγματα όπως στο Σχ.6.3 και στην περίπτωση ενός τοίχου αντιστήριξης όπως στο Σχ.6.4.



Σχήμα 6.3

$$\frac{G}{g} N \cdot g = G \sin \theta \cdot \epsilon \phi \mp G \eta \mu \theta \quad \text{Δίνει:}$$

$$N = \sin \theta \cdot \epsilon \phi - \eta \mu \theta \quad (\text{προς τα επάνω})$$

$$N = \sin \theta \cdot \epsilon \phi + \eta \mu \theta \quad (\text{προς τα κάτω})$$

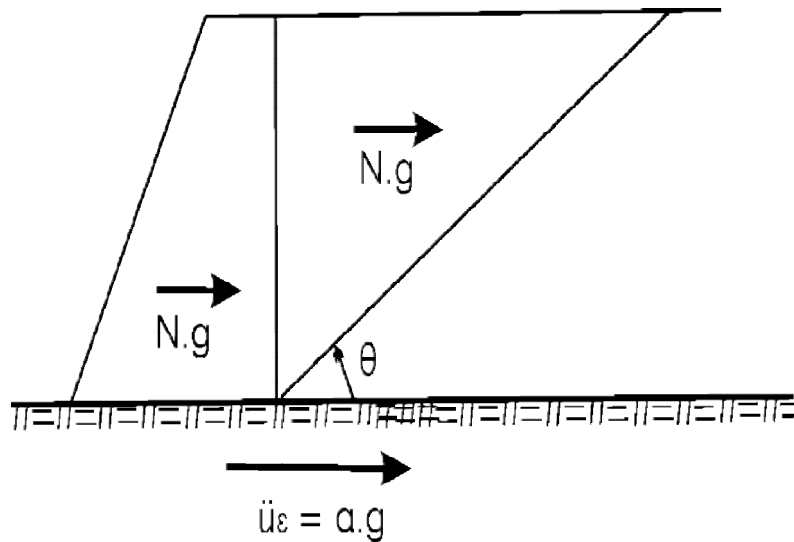
N κα a = αδιάστατοι συντελεστές

Ng =επιτάχυνση BLOCK

ag = επιτάχυνση εδάφους

Αν $N > a$ τότε, BLOCK και πρανές θα κινηθούν μαζί χωρίς σχετική μετακίνηση.

Αν όμως $N < a$ τότε θα υπάρξει σχετική μετατόπιση.



Σχήμα: 6.4

Σε περίπτωση που δράσει ένας σεισμός με καθορισμένη επιτάχυνση του εδάφους \ddot{u}_ε η αύξηση των πλαγίων ωθήσεων και της αδράνειας του τοίχου ενεργοποιούν πλήρως τη διαθέσιμη διατμητική αντοχή στη βάση του τοίχου. Ενώ όταν η \ddot{u}_ε υπερβεί την Ng ο τοίχος αρχίζει να ολισθαίνει.

Το πόσο θα ολισθήσει ο τοίχος εξαρτάται από τη σχέση N/a δηλαδή της οριακής επιτάχυνσης Ng προς την ενεργό αιχμή της επιτάχυνσης του εδάφους ag , τη διάρκεια της κίνησης αυτού καθώς και από άλλα χαρακτηριστικά του σεισμού.

Οι R-E προτείνουν τη σχέση:

$$t = \frac{0,087 \cdot V^2}{a \cdot g} \cdot \left[\frac{N}{a} \right]^{-4} \quad (6.5)$$

Για τον υπολογισμό της μετατόπισης t του τοίχου όπου ag και V παριστάνουν αντίστοιχα τις ενεργείς αιχμές της επιτάχυνσης και της ταχύτητας του σεισμού.

Αντίστροφα καθορίζοντας μία αποδεκτή μετατόπιση του τοίχου t και παίρνοντας από τα σεισμολογικά δεδομένα τις ag και V ενός οριακού σεισμού προσδιορίζεται ο συντελεστής N . Θέτοντας τότε το οριζόντιο σεισμικό συντελεστή $\varepsilon = N$ είναι δυνατός ο υπολογισμός των ωθήσεων των γαιών επί του τοίχου.

Για τον ίδιο σκοπό ο Whitman δίνει τη σχέση:

$$\frac{N}{a} = 0,66 - \frac{1}{9,4} \ln n \quad (6.6)$$

Η εφαρμογή της σχέσης αυτής δεν απαιτεί να καθορισθεί κάποιος συντελεστής ασφαλείας σε αντιθέση με τη σχέση των R – E.

Εδώ πρέπει να επισημανθεί ότι, για τη μείωση και μόνο των σεισμικών δυνάμεων δεν είναι πάντα τόσο απλό να γίνεται αποδεκτή μία μόνιμη μετατόπιση του κρηπιδοτόιχου όχι μόνο κάθε φορά που θα γίνεται ένας μεγαλύτερος σεισμός αλλά και σε κάθε άλλη περίπτωση. Και αυτό γιατί οι επιπτώσεις στις σιδηροτροχιές των γερανών, στις πεδιλοδοκούς, στα κανάλια, στα δίκτυα κ.λπ. που βρίσκονται στην κορυφή του κρηπιδοτόιχου και στο ανακουφιστικό πρίσμα μπορεί να είναι καταστροφικές. Γι' αυτό το θεώρημα αυτό πρέπει να χρησιμοποιείτε με μεγάλη προσοχή ή να αποφεύγετε τελείως.

6.2. Συμπεράσματα των μεθόδων ανάλυσης κρηπιδοτόιχων

Παρακάτω περιγράφονται χρήσιμα συμπεράσματα που προκύπτουν από την ανάλυση των παραπάνω μεθόδων που χρησιμοποιούνται σήμερα για τον σεισμικό υπολογισμό των κρηπιδοτόιχων:

- 1) Κατά τη σεισμική διέγερση ο τοίχος και το αντιστηριζόμενο απ' αυτόν εδαφικό πρίσμα δρουν με παρόμοιο τρόπο.
- 2) Όλες οι παραπάνω μέθοδοι θεωρούν ότι η οριζόντια σεισμική επιτάχυνση δρα ομοιόμορφα σε όλο το ύψος του τοίχου. Αυτό όμως δεν είναι βέβαιο. Στην πραγματικότητα μάλιστα, έχει βρεθεί ότι η οριζόντια επιτάχυνση στην κορυφή του τοίχου φαίνεται να είναι μεγαλύτερη κατά τουλάχιστον 30% απ' ότι στη βάση του.
- 3) Η ωθήσεις των γαιών επί του τοίχου που προκαλούνται από το σεισμό δεν είναι υδροστατικής μορφής δηλαδή η κατανομή τους δεν είναι γραμμική αυξανόμενη κατά βάθους αλλά άγνωστη.
- 4) Με τη μέθοδο M – O βρίσκουμε τη συνολική ώθηση που όμως είναι μικρότερη της πραγματικής.
- 5) Η κατακόρυφη συνιστώσα του σεισμού δεν φαίνεται να έχει σημαντική επίδραση στο μέγεθος των οριζόντιων σεισμικών ωθήσεων. Υπάρχουν βέβαια και εξαιρέσεις που πρέπει να τις παίρνουμε υπόψη.
- 6) Η μέθοδος M–O ,πέρα από κάποιες αδυναμίες που έχει, μπορεί να εφαρμόζεται στον υπολογισμό των έργων βαρύτητας στην ξηρά έναντι ολίσθησης της βάσης τους, δίνοντας αξιόπιστα αποτελέσματα με προϋπόθεση βεβαία ότι θα έχει ορισθεί με μεγάλη ακρίβεια ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής και η συνολική μετατόπιση του τοίχου θα είναι οριακή

αλλά αρκετή για να ενεργοποιήσει τις τάσεις αντοχής του εδάφους. Η μετατόπιση αυτή πρέπει να είναι λιγότερη από το 0,5% του ύψους του τοίχου ($t < 0,005D$).

- 7) Η μέθοδος R – E της αποδεκτής ορισμένης μετατόπισης t δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα μόνο στην περίπτωση που $t > 0,001 D$. Η μικρές μετατοπίσεις των 1 – 2 cm δεν ενεργοποιούν τις τάσεις αντοχής του εδάφους και έτσι η μέθοδος αυτή δίνει υπερβολικά μεγάλες διαστάσεις για τον τοίχο. Συνεπώς δεν πρέπει να εφαρμόζεται για μικρούς τοίχους. Η χρήση της όμως στην πραγματικότητα θεωρείται αρκετά προβληματική έως απαγορευτική.
- 8) Σημαντικό πρόβλημα των περισσότερων μεθόδων όπως και της M–O είναι ο προσδιορισμός του οριζόντιου και του κατακόρυφου σεισμικού συντελεστή ϵ_h και ϵ_v . Το πρόβλημα αυτό προσπαθεί να λυθεί με τη μέθοδο των R–E.
- 9) Κοινό στοιχείο των δύο μεθόδων (M–O και R–E) είναι ότι αναφέρονται σε τοίχους αντίσκηριξης γαιών έξω από το νερό που σημαίνει ότι υπάρχει αδυναμία να εφαρμοσθούν για τον υπολογισμό των κρηπιδοτόιχων.
- 10) Υπάρχει μια διαφορά στα αποτελέσματα των μεθόδων για υπολογισμό της συνισταμένης των ωθήσεων των γαιών επί του τοίχου και του σημείου εφαρμογής της ,γιατί το τοποθετούν σε διάφορα ύψη επί του τοίχου, αλλά το σημαντικότερο απ' όλα πρόβλημα είναι η εξίσωση της κατανομής των ωθήσεων αυτών στο ύψος του τοίχου, που είναι ακόμα άλυτο.
- 11) Τέλος τα σημαντικά στοιχεία που είναι απαραίτητα για τη χρήση των παραπάνω μεθόδων είναι για τη μέθοδο M – O οι οριζόντιοι και κατακόρυφοι σεισμικοί συντελεστές ϵ_h και ϵ_v ενώ για τη R – E οι ενεργείς αιχμές της επιτάχυνσης και της ταχύτητας a_g και V του σεισμού.

Στη συνέχεια δίνεται η θεωρητική ανάλυση της Μεθόδου Δασκαλάκη υπολογισμού των κρηπιδοτόιχων βαρύτητας η οποία θεωρεί το φορέα στη φυσική εντός του ύδατος θέση του, παίρνοντας έτσι την επίδραση του νερού, σε αντίθεση με τη μέθοδο M – O που θεωρεί τον τοίχο έξω από το νερό και δεν μπορεί να εφαρμοσθεί για τους κρηπιδοτόιχους.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7. Αντισεισμικός Υπολογισμός Κρηπιδότοιχων Βαρύτητας Μέθοδος ΔΑΣΚΑΛΑΚΗ

7.1 Εισαγωγή

Στο παρών κεφάλαιο περιγράφονται οι σεισμικές δυνάμεις που ασκούνται στους κρηπιδότοιχους και οι βλάβες που τους προκαλούν. Στη συνέχεια γίνεται θεωρητική ανάλυση της μεθόδου Δασκαλάκη του αντισεισμικού υπολογισμού ενός κρηπιδότοιχου που βρίσκεται στη πραγματική του θέση δηλαδή εντός του νερού, στην οποία εισάγεται και η επίδραση του. Η επίδραση αυτή που προέκυψε από τη θεωρητική ανάλυση της μεθόδου Δασκαλάκη εκφράζεται με τον υδραυλικό παράγων $m = W/S$, όπου μαζί με το σεισμικό συντελεστή ε αποτελούν και τα στοιχεία υπολογισμού της εφρ της γωνίας ρ με την οποία υπολογίζουμε τις ωθήσεις των γαιών.

Όπως γνωρίζουμε στη μέθοδο M – O η εφρ δεν περιέχει την επίδραση του νερού και είναι συνάρτηση μόνο του σεισμικού συντελεστή ε . Αυτή άλλωστε είναι και η βασική διαφορά των δύο μεθόδων που όμως καθιστούν τη μέθοδο Δασκαλάκη πιο πλήρης και καλύπτει αυτή την αδυναμία της Μεθόδου M - O. Στο τέλος εξάγονται ορισμένα συμπεράσματα από τη χρήση της μεθόδου Δασκαλάκη και γίνεται σύγκριση της με την μέθοδο M – O.

7.2. Αντισεισμικός υπολογισμός των κρηπιδότοιχων βαρύτητας με τη μέθοδο Δασκαλάκη

Στη μελέτη αυτή θεωρείται δεδομένος ο οριζόντιος σεισμικός συντελεστής ε ο οποίος λαμβάνεται σταθερός σ' όλο το ύψος του κρηπιδότοιχου μέσα και έξω από το νερό και με θετικό πρόσημο + όταν, η σεισμική δύναμη έχει ίδια φορά, με τις οριζόντιες ωθήσεις των γαιών, καθώς και ο κατακόρυφος ε_k λαμβάνεται με θετικό πρόσημο (+) όταν η φορά της σεισμικής δύναμης έχει διεύθυνση προς τα πάνω και με αρνητικό (-) στην αντίθετη φορά προς τα κάτω.

Ο συντελεστής ε μπορεί να λαμβάνεται είτε από τον ΕΑΚ αν και δεν ισχύει για λιμενικά έργα είτε από άλλους κανονισμούς. Ο συντελεστής αυτός για τοίχο έξω από το νερό σύμφωνα με τη μέθοδο M-O είναι:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_0}{1-\lambda \cdot \varepsilon_k} \quad (7.1)$$

Όπου ε_0 οριζόντιος και ε_k κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής και $\lambda \leq 1$ αδιάστατος συντελεστής.

Ο Ιαπωνικός κανονισμός χρησιμοποιεί τους παρακάτω τύπους:

α) Έξω από το νερό:

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_0}{1-0,5\varepsilon_k} \quad (7.2)$$

β) Μέσα στο νερό:

$$\varepsilon = \frac{\gamma_k}{\gamma_{k-1}} \varepsilon_0 \quad (7.3)$$

όπου $\gamma_k = \gamma + \eta\gamma_w = 2,1 \div 2,3 \text{ t/m}^3$ το κεκορεσμένο ε.β

οπότε:

$$\varepsilon = (1,75 \div 1,90)\varepsilon_0 \quad (7.3.1)$$

Οι Noda και Uwabe δίνουν τη σχέση του οριζόντιου σεισμικού συντελεστή σε σχέση με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση α :

$$\varepsilon = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{1/3} \quad (7.4)$$

Η επιλογή του ε πρέπει να γίνεται με ιδιαίτερη προσοχή, γιατί είναι δυνατόν να οδηγήσει σε μεγάλες υπερεκτιμήσεις ή και υποεκτιμήσεις.

Στα Σχ. 7.1 και 7.2 δίνονται οι εντατικές καταστάσεις για κρηπιδότοιχους με τις σχετικές εξισώσεις και σχέσεις υπολογισμού χωρίς σεισμό και στα Σχ. 7.3 και 7.4 με σεισμό και για τις δύο περιπτώσεις τοίχων τριβής και χωρίς τριβή αντίστοιχα

Οι πρόσθετες δυνάμεις λόγω σεισμού που θα ληφθούν στον υπολογισμό μαζί με τις συμβατικές στατικές (εδαφ. 2 και Σχ. 7.1 και 7.2) είναι:

α. Η οριζόντια σεισμική δύναμη $G_{\sigma} = \varepsilon (G_{\varepsilon} + Q_o) \cdot (1 - \varepsilon_{\kappa})$ και η κατακόρυφη $-\varepsilon_{\kappa} (G_{\varepsilon} + Q_o)$, καθώς και του ύδατος των πόρων $+ \varepsilon W / \eta \mu \theta$, $-\varepsilon_{\kappa} W / \eta \mu \theta$ και $-\varepsilon W$, $-\varepsilon_{\kappa} W$ (Σχ. 7.3 και 7.4) επί του ωθούντος πρίσματος των γαιών.

β. Οι οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις του νέρου $+ \varepsilon W$ $-\varepsilon_{\kappa} W$ και $-\varepsilon W$, $-\varepsilon_{\kappa} W$ ασκούμενες στην εσωτερική και εξωτερική παρειά του κρηπιδοτόιχου αντίστοιχα, καθώς και η κατακόρυφη $-\varepsilon_{\kappa} A$ που μεταβάλλει τη δύναμη της άνωσης του βυθισμένου τμήματος τους

γ. Η οριζόντια δύναμη $G_{\sigma o} = \varepsilon G (1 - \varepsilon_{\kappa})$ και η κατακόρυφη $-\varepsilon_{\kappa} G$ επί της μάζας αυτού του κρηπιδοτόιχου.

Όλες οι δυνάμεις στατικές και σεισμικές καθώς και η νέα εντατική κατάσταση του κρηπιδοτόιχου φαίνονται στα Σχ. 7.3 και 7.4.

Ο υπολογισμός των κρηπιδοτόιχων προϋποθέτει κατ' αρχήν την εύρεση της μέγιστης ώθησης των γαιών στη νέα κατάσταση και στις συνήθεις δυνάμεις του ωθούντος πρίσματος προστίθενται και οι σεισμικές δυνάμεις .

Η εντατική αυτή κατάσταση έχει αποτυπωθεί στα Σχ. 7.3 και 7.4.

Το ζητούμενο είναι να βρεθεί η μέγιστη ώθηση του πρίσματος γαιών E_s που ασκείται στον κρηπιδοτόιχο, ή η αντίθετη της Ω_{θ} που είναι η αντίδραση του τοίχου επί του ωθούντος πρίσματος.

Για την εύρεση της $\Omega_s = \max \Omega_{\theta}$ ακολουθείται η μέθοδος της ισορροπίας της ημιβυθισμένης τριγωνικής σφήνας (πρίσματος – Σχ. 7.3 και 7.4) εδάφους ΒΓΘ πλάτους ενός μέτρου, ως ελεύθερου σώματος που έχει αποκοπεί από το υπόλοιπο έδαφος κατά τη στιγμή που έχει αρχίσει η θραύση του εδάφους κατά κάποιο επίπεδο ΒΘ κατά το οποίο και τείνει να ολισθήσει.

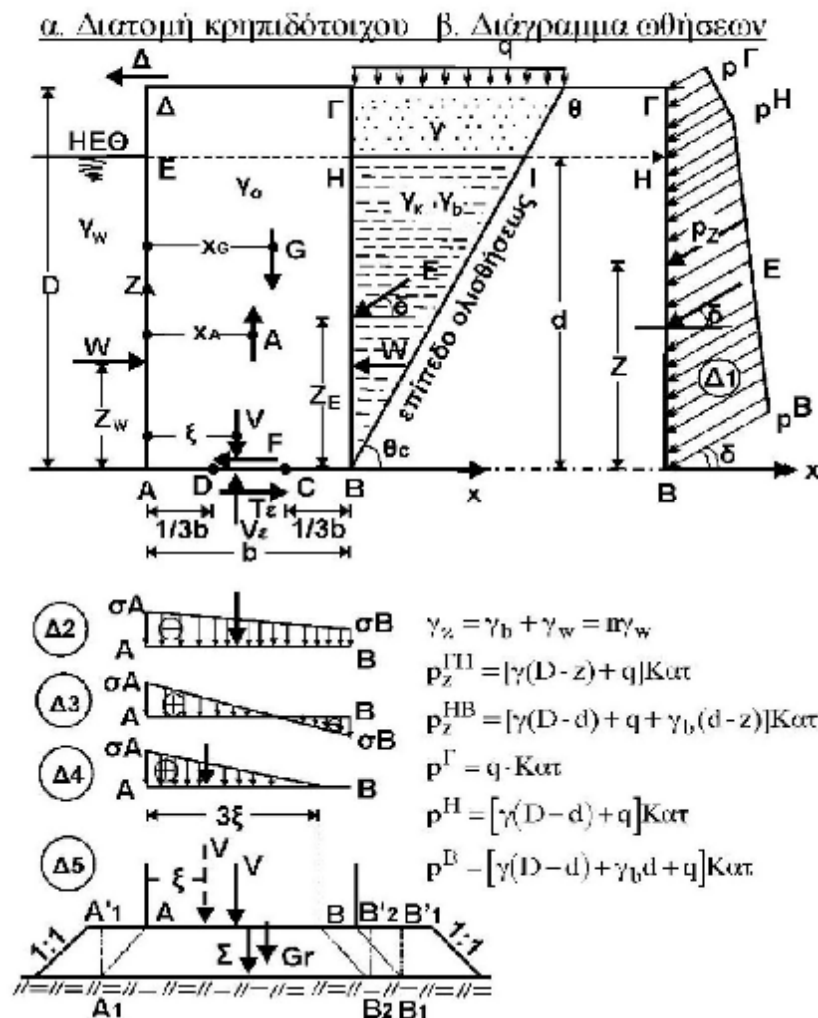
Θα εξετασθούν δύο περιπτώσεις τοίχου τριβής μετά των γαιών τις οποίες αντιστηρίζει ($\delta \neq 0$) και χωρίς τριβή ($\delta = 0$) αλλά και χωρίς κατακόρυφο σεισμό σαν μια ειδική περίπτωση της προηγούμενης γενικής περίπτωσης με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό.

7.3. Γενική περίπτωση κρηπιδοτόιχου τριβής με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό.

Οι συνθήκες που λαμβάνονται στην περίπτωση αυτή είναι:

1. Το έδαφος είναι μη συνεκτικό (δηλαδή $C = 0$)
2. Η επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους είναι οριζόντια. Δηλαδή το έδαφος βρίσκεται κάτω από γεωστατικές συνθήκες και συνεπώς οι διατμητικές τάσεις σε οριζόντιο και κατακόρυφο επίπεδο είναι μηδέν.
3. Η επιφάνεια θραύσης του εδάφους λαμβάνεται επίπεδη και σε οποιοδήποτε σημείο εντός του ωθούντος πρίσματος το έδαφος βρίσκεται στην ενεργό κατάσταση Rankine.
4. Η εσωτερική παρειά του κρηπιδοτόιχου είναι κατακόρυφη.
5. Η εσωτερική παρειά του κρηπιδοτόιχου παρουσιάζει τριβή με το εδαφικό πρίσμα με γωνία τριβής δ .
6. Σεισμικές δράσεις οριζόντια και κατακόρυφη με αντίστοιχους σεισμικούς συντελεστές ε και ε_k .
7. Οι αρχές Coulomb.

7.3.1. Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας, με τοίχο τριβής ($\delta \neq 0$) και χωρίς σεισμό.



Σχήμα 7.1: Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας, με τοίχο τριβής ($\delta \neq 0$) και χωρίς σεισμό.

Στοιχεία υπολογισμού:

$$E = S \cdot K_{act}$$

$$S = \frac{1}{2} [\gamma D^2 - (\gamma - \gamma_b) d^2 + 2qD]$$

$$\varepsilon\phi_c = \varepsilon\phi\phi [1 + \sqrt{1 + \sigma\phi\phi \cdot \sigma\phi(\phi + \delta)}]$$

$$K\alpha\tau = \frac{\eta\mu(\theta_c - \varphi \cdot \sigma\varphi\theta_c)}{\sigma\nu\nu(\theta_c - \varphi - \delta)} = \sigma\nu\nu\delta[\varepsilon\varphi\theta(\theta_c - \varphi - \delta) + \varepsilon\varphi\delta]\sigma\varphi\theta_c$$

$$Z_E = \frac{\gamma D^3 - (\gamma - \gamma_b)d^3 + 3qD^2}{6S}$$

$$V = G - A + E \eta\mu\delta$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma_w d^2$$

$$G = Db\gamma_o$$

$$F = E\sigma\nu\nu\delta + \Delta$$

$$A = bd\gamma_w$$

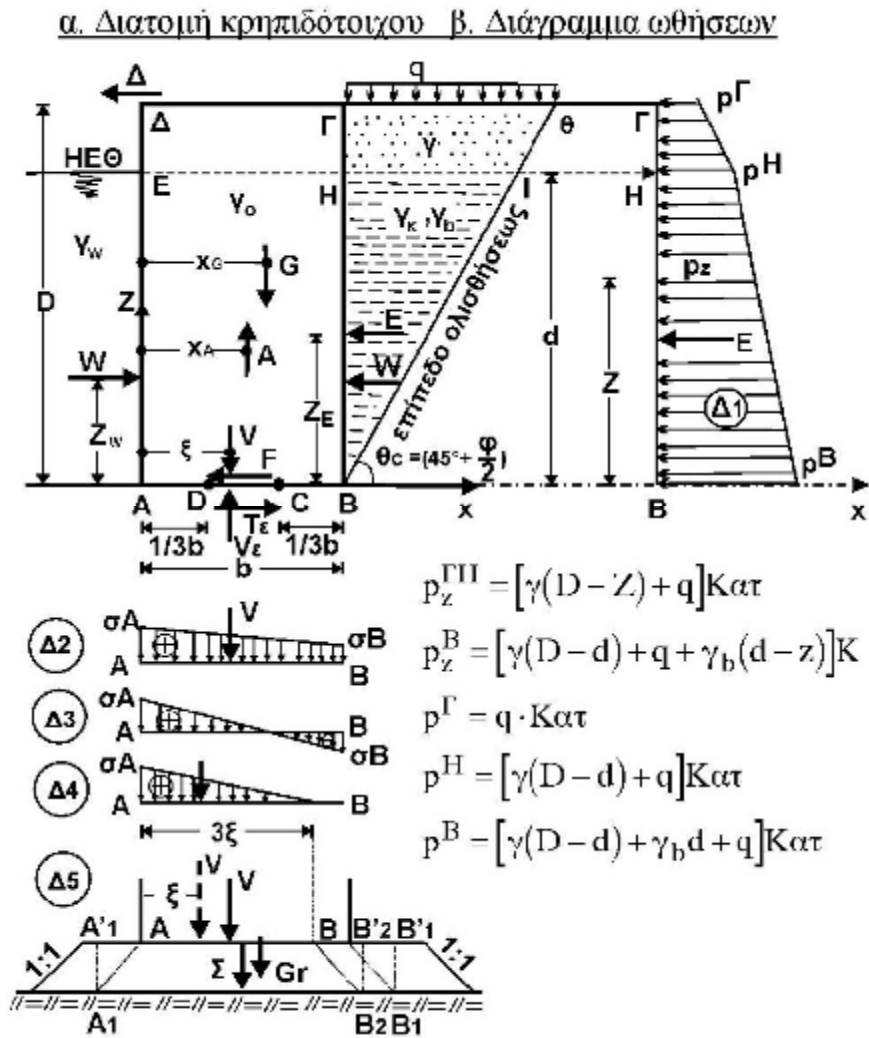
$$M_1 = Gx_G + Wz_w$$

$$M_2 = E[z_E\sigma\nu\nu\delta - b\eta\mu\delta] + Wz_E + Ax_A + \Delta z_E$$

$$K = \frac{M_1}{M_2} \geq 1.5$$

$$N = f \frac{V}{F} \geq 1.5$$

7.3.2. Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας, χωρίς τριβή ($\delta=0$) και χωρίς σεισμό



Σχήμα 4: Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας, χωρίς τριβή ($\delta=0$) και χωρίς σεισμό

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

$$E = S \cdot K\alpha$$

$$S = \frac{1}{2} [\gamma D^2 - (\gamma - \gamma_b) d^2 + 2qD]$$

$$\theta_c = \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K\alpha = \varepsilon\varphi^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Z_E = \frac{\gamma D^3 - (\gamma - \gamma_b)d^3 + 3qD^2}{6S}$$

$$V = G - A$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma_w d^2$$

$$G = Db\gamma_o$$

$$F = E + \Delta$$

$$A = bd\gamma_w$$

$$M_1 = Gx_G + Wz_w$$

$$M_2 = E \cdot z_E + Wz_W + Ax_A + \Delta z_E$$

$$K = \frac{M_1}{M_2} \geq 1.5$$

$$N = f \frac{V}{F} \geq 1.5$$

7.3.3. Εντατική κατάσταση κρηπιδοτόιχου βαρύτητας με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό και με τοίχο τριβής $\delta \neq 0$ μέθοδος Δασκαλάκη

Στο Σχ. 7.3 έχει αποτυπωθεί ο εδαφικός σφην πλάτους 1 m ως ελεύθερο σώμα που πρέπει να ισορροπεί στην κρίσιμη φάση της θραύσης του εδάφους κατά το επίπεδο ΒΘ με γωνία κλίσης θ .

Για να ισοροπεί ο σφην πρέπει να ισχύουν:

$$\Sigma Z = -\Omega\theta\eta\mu\delta + (1 - \varepsilon\kappa)(G\varepsilon + Qo) - T\eta\mu\theta - N\sigma\upsilon\nu\theta - W\pi\sigma\upsilon\nu\theta = 0$$

$$\Sigma X = \Omega\theta\sigma\upsilon\nu\delta + (1 - \varepsilon)W_s + T\sigma\upsilon\nu\theta - N\eta\mu\theta - W\pi\eta\mu\theta - \varepsilon(G\varepsilon + Qo)(1 - \varepsilon\kappa) = 0$$

όπου:

$$T = N \cdot \varepsilon\varphi\theta \text{ και } G\varepsilon + Qo = (S + W)\sigma\varphi\theta$$

$$W_s = (1 - \varepsilon\kappa)W$$

Από τις παραπάνω εξισώσεις παραλείποντας τις σεισμικές δυνάμεις του ύδατος $2\varepsilon W_s$ οι οποίες δρουν κατευθείαν στον κρηπιδοτόιχο προκύπτει η παρακάτω σχέση για την ώθηση των γαιών:

$$\begin{aligned} \Omega_\theta &= S(1 - \varepsilon\kappa)(1 - m\varepsilon) \frac{\eta\mu(\theta - \varphi + \rho)}{\sigma\upsilon\nu\rho \cdot \sigma\upsilon\nu(\theta - \varphi - \delta)} \sigma\varphi\theta \\ &= S(1 - \varepsilon\kappa)(1 - m\varepsilon) \frac{\sigma\upsilon\nu(\rho + \delta)}{\sigma\upsilon\nu\rho} [\varepsilon\varphi(\theta - \varphi - \delta) + \varepsilon\varphi(\rho + \delta)] \sigma\varphi\theta \end{aligned} \quad (7.5)$$

$$S = \frac{1}{2} [\gamma D^2 - (\gamma - \gamma_b)d^2 + 2qD] \quad (7.6)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma_w d^2 \quad (7.7)$$

$$m = \frac{W}{S} \quad (7.8)$$

$$\varepsilon\varphi\rho = \frac{1+m}{1-m\varepsilon} \varepsilon \quad (7.9)$$

Η Ω_θ γίνεται max για $\Omega_\theta = 0$ και $\Omega_\theta < 0$ οπότε:

$$\varepsilon\varphi\theta_s = \varepsilon\varphi(\varphi - \rho) \left[1 + \sqrt{1 + \sigma\varphi(\varphi + \delta)\sigma\varphi(\varphi - \rho)} \right] \quad (7.10)$$

$$E_s = S \cdot K_{as} \quad (7.11)$$

$$K_{as} = (1 - \varepsilon_k)(1 - m\varepsilon) \frac{\eta\mu(\theta_s - \varphi + \rho)}{\sigma\sigma\nu\rho \cdot \sigma\sigma\nu(\theta_s - \varphi - \delta)} \sigma\varphi\theta_s \quad (7.12)$$

Η E_s δρα υπό γωνία δ και σε ύψος από τη βάση:

$$Z_E = \frac{\gamma D^3 - (\gamma - \gamma_b)d^3 + 3qD^2}{6S} \quad (7.13)$$

Η κατανομή της E_s παίρνεται γραμμική κατά βάθος και οι ωθήσεις δρουν επί του τοίχου με γωνία δ ως προς το οριζόντιο επίπεδο.

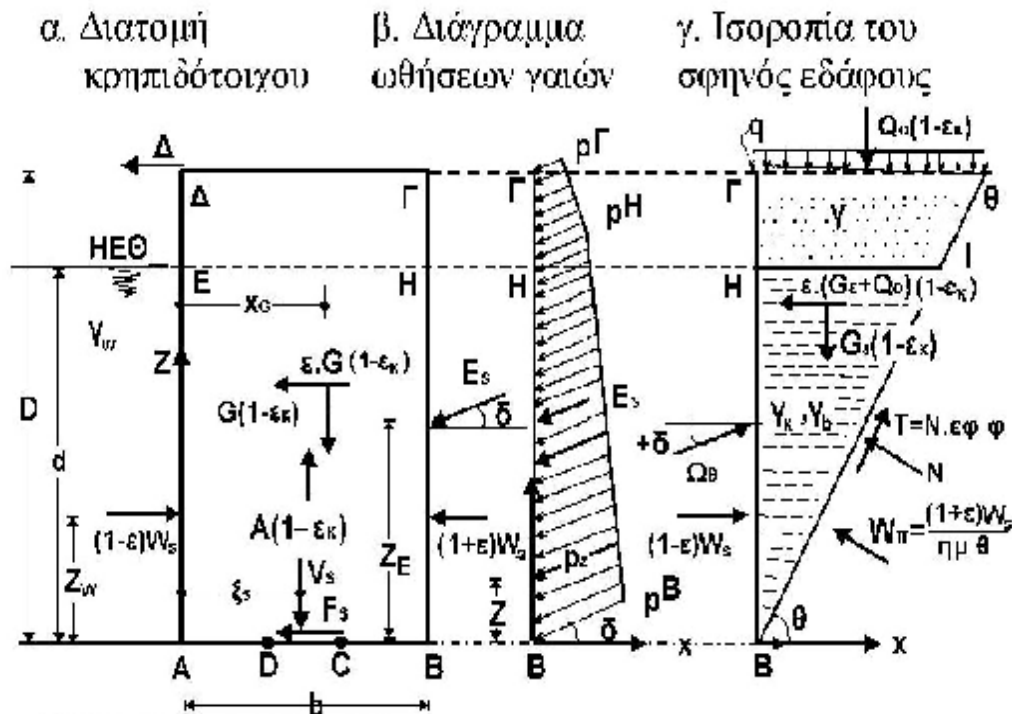
Οι εξισώσεις μεταβολής είναι:

$$pz^{FH} = [\gamma(D - z) + q]K_{as} \quad \text{για } d \leq z \leq D \quad (7.14)$$

$$\text{Οπότε:} \quad p^F = q K_{as} p^H = [\gamma \cdot (D - d) + q]K \quad (7.15)$$

$$p^{HB} = p^H + \gamma_b(d - z)K_{as} \quad \text{για } 0 \leq z \leq d \quad (7.16)$$

$$\text{Οπότε:} \quad p^B = p^H + \gamma_b d K_{as} \quad (7.17)$$



Σχήμα 7.3: Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας με οριζόντιο και κατακόρυφο σεισμό και με τοίχο τριβής $\delta \neq 0$ (μέθοδος Δ)

ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

$$E_s = S \cdot K_{as}$$

$$S = \frac{1}{2} [\gamma D^2 - (\gamma - \gamma_b) d^2 + 2qD]$$

$$Z_E = \frac{\gamma D^3 - (\gamma - \gamma_b) d^3 + 3qD^2}{6S}$$

$$m = \frac{W}{S}, \quad W = \frac{1}{2} \gamma_w d^2 \quad W_s = (1 - \varepsilon_\kappa) W$$

$$\varepsilon \varphi \rho = \frac{1 + m}{1 - m\varepsilon} \varepsilon$$

$$\varepsilon \varphi \theta_s = \varepsilon \varphi (\varphi - \rho) \left[1 + \sqrt{1 + \sigma \varphi (\varphi + \delta) \sigma \varphi (\varphi - \rho)} \right]$$

$$K_{as} = (1 - \varepsilon_\kappa) (1 - m\varepsilon) \frac{\eta \mu (\theta_s - \varphi + \rho)}{\sigma \nu \nu \rho \cdot \sigma \nu \nu (\theta_s - \varphi - \delta)} \sigma \varphi \theta_s$$

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ

1. Ο υδραυλικός παράγων $m = W/S = W\sigma\phi\theta/S\sigma\phi\theta$ δηλώνει τη σχέση της δύναμης της άνωσης του ύφαλου τμήματος του ωθούντος πρίσματος εδάφους προς το συνολικό βάρος του (βυθισμένου που υπόκειται την άνωση + εξάλου) και με τον οποίο υπεισέρχεται η επίδραση του νερού στον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων.
2. Για $\rho \geq \phi$ προκύπτει η οριακή τιμή του:

$$K_{as} = \frac{(1 - \varepsilon_k)(1 - m\varepsilon)}{\sigma\nu\rho \cdot \sigma\nu(\rho + \delta)}$$

3. Οι ωθήσεις 3.14 – 3.17 έχουν διαστάσεις δύναμης ανά m^2 κατακόρυφης παρειάς αλλά δρουν υπό γωνία δ .

7.3.4. Υπολογισμός των K_s , N_s και $MAX \sigma_s^A$

Οι ροπές ευστάθειας και ανατροπής (ως προς A) και οι συντελεστές έναντι ανατροπής K_s και ολίσθησης N_s είναι:

$$M_{1s} = (1 - \varepsilon) [Gx_G + (1 - \varepsilon) Wz_W] \quad (7.18)$$

$$M_{2s} = Es [z_E \sigma\nu\nu\delta - b\eta\mu\delta] + (1 - \varepsilon_k)[(1 + \varepsilon) Wz_W + Ax_A + \varepsilon Gz_G] + \Delta z_\Delta \quad (7.19)$$

$$K_s = \frac{M_{1s}}{M_{2s}} \geq 1.2 \quad (7.20)$$

Επίσης είναι:

$$V_s = E_s \eta \mu \delta + (1 - \varepsilon_x)[G - A] \quad (7.21)$$

$$F_s = E_s \sigma \nu \delta + \Delta + \varepsilon[G + 2W](1 - \varepsilon_x) \quad (7.22)$$

$$\text{Οπότε: } N_s = f \frac{V_s}{F_s} \geq 1.2 \quad (7.23)$$

Οπότε: $f=0$ συντελεστής τριβής κρηπιδότοιχου με τη βάση έδρασης του.

Είναι ακόμη:

$$\xi_s = \frac{M_{1s} - M_{2s}}{V_s} \quad \text{και} \quad e_s = \frac{b}{2} - \xi_s \quad (7.24)$$

Εφόσον:

$$\xi_s \leq \frac{1}{3} b \quad \sigma_s^A = \frac{2V_s}{3\xi_s} \leq 1.3\sigma_\varepsilon \quad (7.25)$$

$$\xi_s > \frac{1}{3} b \quad \sigma_s^A = \frac{V_s}{b} \left(1 + \frac{6e_s}{b}\right) \leq 1.3\sigma_\varepsilon \quad (7.26)$$

Όπου σ_ε = επιτρεπόμενη τάση της βάσης έδρασης του κρηπιδότοιχου.

Ο υπολογισμός των τάσεων επί του εδάφους θεμελιώσεως γίνεται στη συνέχεια όπως και στην περίπτωση χωρίς σεισμό (Σχ. 7.1 – Δ2 έως Δ5) παίρνοντας τη G πολλαπλασιασμένη επί $(1 - \varepsilon_x)$.

7.4 Ειδική περίπτωση κρηπιδοτόιχου χωρίς τριβή με οριζόντιο μόνο σεισμό (Σχ. 7.4)

Εδώ έχουμε $\delta = 0$ και $\varepsilon_\kappa = 0$ οπότε οι σχέσεις 3.5 έως 3.17 γίνονται:

$$\Omega_\theta = S(1 - m\varepsilon) \frac{\eta\mu(\theta - \varphi + \rho)}{\sigma\sigma\nu\rho \cdot \sigma\sigma\nu(\theta - \varphi)} \sigma\varphi\theta = S(1 - m\varepsilon)[\varepsilon\varphi(\theta - \varphi) + \varepsilon\varphi\rho]\sigma\varphi \quad (7.27)$$

Όπου

$$S = \frac{1}{2}[\gamma D^2 - (\gamma - \gamma_b)d^2 + 2qD] \quad (7.28)$$

$$W = \frac{1}{2}\gamma_w d^2 \quad (7.29)$$

$$m = \frac{W}{S} \quad (\text{αδιάστατος υδραυλικός παράγοντας}) \quad (7.30)$$

$$\varepsilon\varphi\rho = \frac{1+m}{1-m\varepsilon} \varepsilon \quad (7.31)$$

$$\varepsilon\varphi\theta_s = \varepsilon\varphi(\varphi - \rho)[1 + \sqrt{1 + \sigma\varphi\varphi \cdot \sigma\varphi(\varphi - \rho)}] \quad (7.32)$$

$$E_s = S \cdot K_{as} \quad (7.33)$$

$$K_{as} = (1 - m\varepsilon) \cdot [\varepsilon\varphi(\theta_s - \varphi) + \varepsilon\varphi\rho]\sigma\varphi\theta_s \quad (7.34)$$

$$Z_E = \frac{\gamma D^3 - (\gamma - \gamma_b)d^3 + 3qD^2}{6S} \quad (7.35)$$

(ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΗ: Για $\rho \geq \varphi$ είναι: $K_{as} = (1 - m\varepsilon)/\sigma\sigma\nu^2\rho$)

$$p_z^{FH} = [\gamma(D - z) + q]K_{as} \quad \text{για } d \leq z \leq D \quad (7.36)$$

$$p^F = q \cdot K_{as} \quad , \quad p^H = [\gamma(D - d) + q]K_{as} \quad (7.37)$$

$$p_z^{HB} = p^H + \gamma b(d - z)K_{as} \quad \text{για } 0 \leq z \leq d \quad (7.38)$$

$$p^B = p^H + \gamma_b \cdot d \cdot K_{as} \quad (7.39)$$

Ο υπολογισμός των τάσεων επί του εδάφους θεμελιώσεως γίνεται όπως και στην περίπτωση χωρίς σεισμό (Σχ. 7.1 – Δ2 έως Δ5).

ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ ΤΩΝ K_s , N_s , ΚΑΙ $\text{MAX } \sigma_s^A$

Οι σχέσεις 7.18 έως 7.26 για $\delta = \varepsilon_k = 0$ γίνονται:

$$M_{1s} = Gx_G + (1 - \varepsilon)Wz_W = M_1 - \varepsilon \cdot Wz_W \quad (7.40)$$

$$M_{2s} = E_s \cdot z_E + (1 + \varepsilon) \cdot Wz_W + Ax_A + \varepsilon \cdot Gz_G + \Delta z_\Delta \quad (7.41)$$

$$K_s = \frac{M_{1s}}{M_{2s}} \geq 1,2 \quad (7.42)$$

$$V_s = G - A \quad (7.43)$$

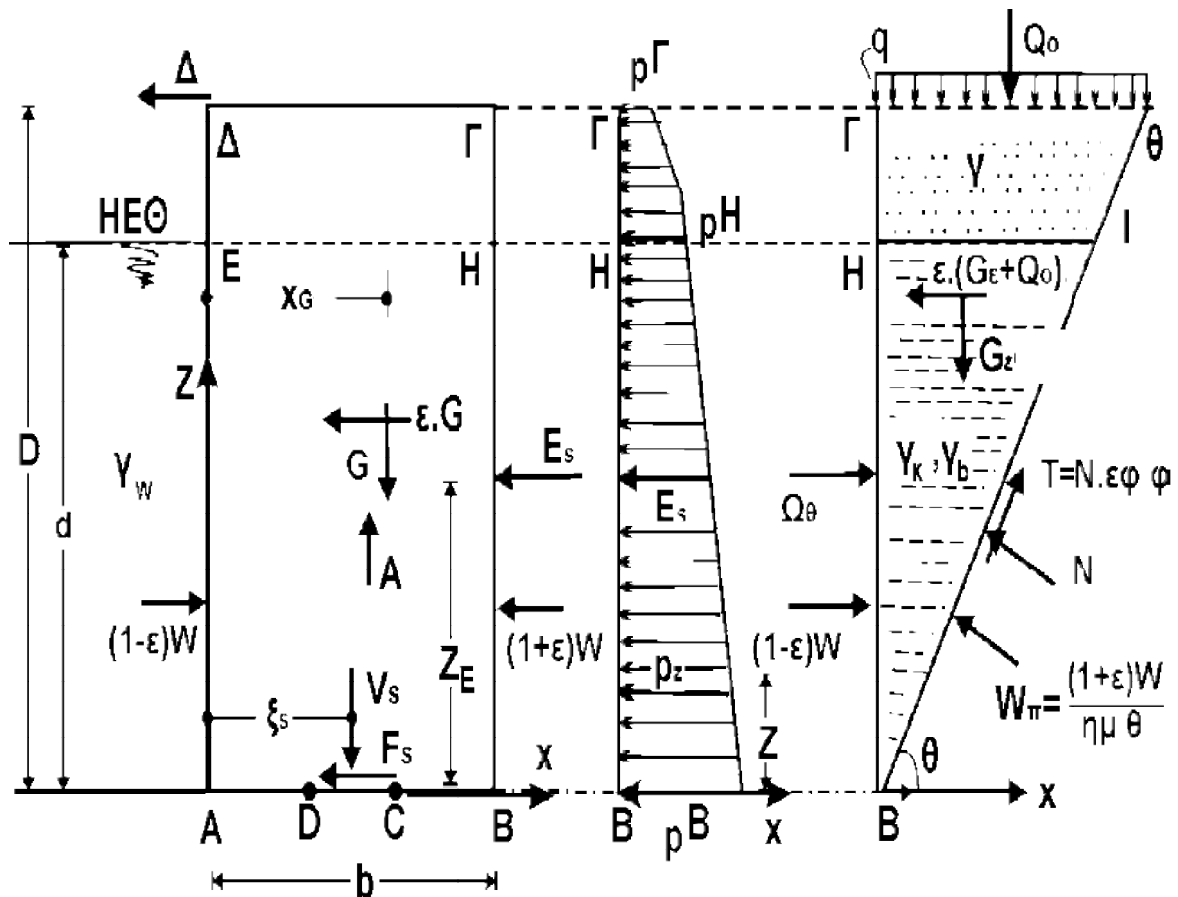
$$F_s = E_s + \Delta + \varepsilon(G + 2W) \quad (7.44)$$

$$N_s = f \frac{V_s}{F_s} \geq 1,2 \quad (7.45)$$

$$\xi_s = \frac{M_{1s} - M_{2s}}{V_s} \quad \text{και} \quad e_s = \frac{b}{2} - \xi_s \quad (7.46)$$

$$\text{Av } \xi_s \leq \frac{1}{3}b \quad \text{και} \quad \sigma_s^A = \frac{2V_s}{3\xi_s} \leq 1,3\sigma_\varepsilon \quad (7.47)$$

$$\text{Av } \xi_s > \frac{1}{3}b \quad \text{και} \quad \sigma_s^A = \frac{V_s}{b} \left(1 + \frac{6e_s}{b}\right) \leq 1,3\sigma_\varepsilon \quad (7.48)$$



Σχήμα 7.4: Εντατική κατάσταση κρηπιδότοιχου βαρύτητας με οριζόντιο σεισμό, και χωρίς τριβή $\delta = 0$ (Μέθοδος Δ)

Στοιχεία υπολογισμού

$$E_s = S \cdot K_{as}$$

$$S = \frac{1}{2} [\gamma D^2 - (\gamma - \gamma_b) d^2 + 2qD]$$

$$Z_E = \frac{\gamma D^3 - (\gamma - \gamma_b) d^3 + 3qD^2}{6S}$$

$$m = \frac{W}{S}, \quad W = \frac{1}{2} \gamma_w d^2$$

$$\epsilon \phi \rho = \frac{1+m}{1-m\epsilon} \epsilon$$

$$\epsilon \phi \theta_s = \epsilon \phi (\phi - \rho) \left[1 + \sqrt{1 + \sigma \phi \phi \cdot \sigma \phi (\phi - \rho)} \right]$$

$$K_{\alpha s} = (1 - m\varepsilon) \cdot [\varepsilon\varphi(\theta_s - \varphi) + \varepsilon\varphi\rho]\sigma\varphi\theta$$

$$\gamma_k = \gamma_b + \gamma_w = \gamma + n\gamma_w \quad (n = \text{πορώδες})$$

$$\gamma = (1 - n)\gamma_r \quad (\gamma_r = \text{ειδικό βάρος συμπαγή βράχου})$$

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8. Συμπεράσματα της μεθόδου Δασκαλάκη και συσχετισμοί με τη μέθοδο M-O

8.1 Εισαγωγή

Από τα πιο σημαντικά αντικείμενα μελέτης των κρηπιδότοιχων είναι πως τα αντιστηριζόμενα εδάφη δρουν μέσα στο νερό επί του τοίχου και πως αντιδρά ο κρηπιδότοιχος στην περίπτωση που δεχθεί έναν ισχυρό σεισμό. Σκοπός είναι να βρεθούν τα στοιχεία των ωθήσεων επί του τοίχου δηλαδή η συνισταμένη δύναμη των ωθήσεων E_s αλλά και ο νόμος κατανομής της. Και τα δύο στοιχεία είναι απαραίτητα.

Η Μέθοδος Δασκαλάκη προσπαθεί να θέσει το πρόβλημα στο φυσικό περιβάλλον. Δηλαδή θεωρεί τον κρηπιδότοιχο ημιβυθισμένο στο νερό όπως λειτουργεί πραγματικά, ενώ η μέθοδος M-O παίρνει τον τοίχο έξω από το νερό.

Η Μέθοδος Δασκαλάκη και η μέθοδος M-O ανήκουν στην κατηγορία των συμβατικών μεθόδων που παίρνουν ως κύριο κριτήριο την οριακή αντοχή του εδάφους και ότι η μετακίνηση του τοίχου δεν υπερβαίνει το 0,50% του ύψους του ($t < 0,005D$). Πραγματεύεται δηλαδή το αντιστηριζόμενο από το τοίχο ωθούν πρίσμα ως ελεύθερο σώμα αλλά μέσα στο νερό τη στιγμή της θραύσης του εδάφους (κατά ένα επίπεδο) υπό την επίδραση:

- α) Των ίδιων βαρών και των υδροστατικών πιέσεων του νερού.
- β) Των οριζόντιων και κατακόρυφων σεισμικών δυνάμεων επί του εκτός και εντός του ύδατος κορεσμένων μαζών του εδάφους και της επιφόρτισής τους,
- γ) Των σεισμικών δυνάμεων του ύδατος .

Με βάση τα παραπάνω δεδομένα η μαθηματική ανάλυση δίνει για τοίχο με τριβή τη σχέση 7.10 και τη σχέση 7.32 για τοίχο χωρίς τριβή της κρίσιμης γωνίας ολισθήσεως του πρίσματος της σχέσης 7.12 και 7.34 για το μέγιστο συντελεστή ενεργούς ωθήσεως K_{as} οπότε με τις σχέσεις 7.11 και 7.33 υπολογίζεται η μέγιστη δύναμη ωθήσεως E_s .

Η κατανομή της δύναμης ωθήσεως E_s γίνεται με τις σχέσεις 7.14 ÷ 7.17 και (7.36 ÷ 7.39) που είναι γραμμικές σχέσεις όμοιες ακριβώς με τις ωθήσεις χωρίς σεισμό και τις υδροστατικές.

8.2 Διαφορές της μεθόδου Δασκαλάκη με τη μέθοδο M-O

Οι Μέθοδοι M-O και Δασκαλάκη είναι όμοιες ως προς την κύρια υπόθεση της λειτουργίας και της συμπεριφοράς του υλικού αλλά και ολόκληρου του ωθούντος πρίσματος στην κρίσιμη φάση της θραύσης του εδάφους και παίρνουν το ίδιο κριτήριο της «οριακής αντοχής» διαφέρουν όμως στα εξής σημεία:

- Η Μέθοδος M-O θεωρεί τον τοίχο έξω από το νερό και φυσικά δεν λαμβάνει υπόψη τις επιδράσεις του ύδατος που πληροί τα κενά του εδάφους του ωθούντος πρίσματος (βυθισμένες μάζες) ούτε τις επιδράσεις των σεισμικών δυνάμεων του ύδατος επί του ωθούντος πρίσματος, αφού ο τοίχος είναι έξω από το νερό, και συνεπώς δεν ισχύει για τους κρηπιδοτόιχους.
- Η Μέθοδος M-O για τον υπολογισμό των ωθήσεων των γαιών εφαρμόζει σεισμική οριζόντια δύναμη ίση με το ξηρό βάρος του ωθούντος πρίσματος πολλαπλασιασμένο επί τον οριζόντιο συντελεστή $\sigma = \epsilon_r / (1 - \lambda \epsilon_v)$ ενώ με τη μέθοδο Δασκαλάκη το αυτό πρίσμα είναι κεκορεσμένο υποκείμενο σε υδροστατικές πιέσεις και σεισμικές του ύδατος των πόρων δυνάμεις και η σεισμική οριζόντια δύναμη επ' αυτών προκύπτει με πολλαπλασιασμό του κεκορεσμένου βάρους με τον οριζόντιο σεισμικό συντελεστή (που επιλέγεται), $\sigma = \epsilon$.
- Οι τριγωνομετρικές σχέσεις των συντελεστών ωθήσεως Kas 6.2 και 6.4, της μεθόδου M-O είναι μεν διαφορετικές είναι όμως και ισότιμες με τις τριγωνομετρικές σχέσεις 7.12. και 7.34. της μεθόδου Δ αν και έχουν εξαχθεί με διαφορετικό αναλυτικό τρόπο. Είναι δε ισότιμες γιατί βασίζονται στις ίδιες αρχές και απλώς αλλάζει ο τύπος.

Υπάρχει όμως η ουσιώδης διαφορά της γωνίας ρ που υπολογίζεται με διαφορετικές σχέσεις. Η μεν της μεθόδου M-O από τη σχέση 6.3 η οποία δεν περιέχει την επίδραση του ύδατος, η δε του Δασκαλάκη από τη σχέση 7.9 (ή 7.31) η οποία περιλαμβάνει την επίδραση του ύδατος, με τον υδραυλικό παράγοντα $m = W/S = W\sigma_{\phi\theta}/S\sigma_{\phi\theta}$ ο οποίος δηλοί τη σχέση της άνωσης του υφάλου (βυθισμένου) τμήματος του ωθούντος πρίσματος προς το συνολικό βάρος αυτού (βυθισμένου και εξάλου).

Ο παράγων αυτός m επιδρά ακόμη και μειώνει λίγο το βάρος και συνεπώς και τις ωθήσεις (Σχ. 7.3, 7.4 και εξισ. 7.5) κατά $\epsilon m = \epsilon \cdot W/S = \epsilon W\sigma_{\phi\theta}/S\sigma_{\phi\theta}$ λόγω της κατακόρυφης προς τα άνω σχετικής (ως προς το βάρος του βυθισμένου και του εξάλου τμήματος) συνιστώσας της σεισμικής επί του ύδατος πίεσεως των πόρων W_p και λόγω της κατακόρυφης σεισμικής δύναμης με ϵ_s , επί του ωθούντος πρίσματος. Δρα δηλαδή ανακουφιστικά γιατί μειώνει το βάρος του ωθούντος πρίσματος, ενώ η κατακόρυφη μπορεί να δρά και επιβαρυντικά.

Στην εφαρμογή 5 για ένα κρηπιδοτόιχο βάθους 8 m είναι $m = 0,365$ που δίνει $\epsilon\phi\rho = 1,43\epsilon$. Δηλαδή η επιρροή του νερού αυξάνει τον οριζόντιο σεισμικό συντελεστή ϵ κατά 43%.

Πρέπει να σημειωθεί ότι ο συντελεστής αυτός m για κρηπιδοτόιχους βάθους $d = 6$ m είναι $m = 0,30$ για $d = 9$ m είναι $m = 0,40$ και για $d = 14$ m είναι $m = 0,53$. Ούτε όμως αυτή η επίδραση συμπεριλαμβάνεται στη σχέση 6.2 των M – O αφού είναι $m = 0$ γιατί δεν υπάρχει νερό ($W = 0$).

- Κατά τη μέθοδο Δασκαλάκη προκύπτει αναλυτικά η κρίσιμη γωνία θ_s (εξισώσεις 7.10 και 7.32) του επιπέδου ολισθήσεως του ωθούντος πρίσματος βάσει της οποίας υπολογίζεται και ο συντελεστής ωθήσεως K_{as} που είναι πάντα μικρότερη της γωνίας ($45^\circ + \phi/2$) χωρίς σεισμό, δηλαδή μεγαλύτερο ωθούν πρίσμα.
- Η μέθοδος M-O δίνει τη συνισταμένη δύναμη επί του τοίχου αλλά όχι την κατανομή αυτής. Αντίθετα η μέθοδος Δασκαλάκη δίνει και τη συνισταμένη και την κατά βάθος κατανομή γραμμικής μορφής όπως οι υδροστατικές πιέσεις. Φυσικά αυτή η κατανομή δεν φαίνεται ικανοποιητική. Όμως δεν υπάρχει άλλη ακριβέστερη προς το παρόν.

Το θέμα αυτό αποτελεί και την αχίλλειο πτέρνα του προβλήματος του Αντισεισμικού Υπολογισμού των κρηπιδότοιχων.

8.3. Η σεισμικές δυνάμεις του νερού με βάση τη μέθοδο Δασκαλάκη και σε σύγκριση με τη μέθοδο Westergaards

Η Μέθοδος Δ παίρνει τις σεισμικές δυνάμεις του ύδατος επί αμφοτέρων των παρειών, τόσο του ωθούντος πρίσματος όσο και του κρηπιδότοιχου επιβαρύνοντας τις υδροστατικές πιέσεις της μιας πλευράς και ανακουφίζοντας την άλλη (+εW και -εW). Έτσι οι σεισμικές αυτές δυνάμεις επί του κρηπιδότοιχου είναι:

$$p_Z^{HB} = \varepsilon(\mathbf{d} - \mathbf{z})\gamma_w \quad (\text{τριγωνική κατανομή}) \quad (8.1)$$

οπότε:

$$p_H = 0 \quad \text{και} \quad p^B = \varepsilon \cdot \gamma_w d \quad (8.2)$$

Η συνισταμένη:

$$W_\sigma = \varepsilon \cdot W = \frac{1}{2} \varepsilon \cdot \gamma_w \cdot d^2 \quad \text{σε} \quad z_W = \frac{1}{3} d \quad (8.3)$$

Και η ροπή αυτή ως προς τη βάση AB είναι:

$$M_{W\sigma} = \frac{1}{3} \varepsilon W d = \frac{1}{6} \varepsilon \gamma_w d^3 \quad (8.4)$$

Το θέμα αυτό ερευνήθηκε από μερικούς επιστήμονες θεωρητικά. Ένας από αυτούς είναι και ο Westergaards ο οποίος μελέτησε το πρόβλημα σε φράγματα τριγωνικής διατομής ύψους 16 m πλήρη ύδατος σε ήρεμη κατάσταση. Οι εξισώσεις που προέκυψαν είναι:

A. Η πίεση σε βάθος (d-z) είναι:

$$p_z = \varepsilon \cdot q_0 \cdot \sqrt{(d-z) \cdot d} \text{ (παραβολική κατανομή)} \quad (8.5)$$

Όπου

$$q_0 = 0,816 \cdot \gamma_w / \sqrt{1 - 7,75 \cdot \left(\frac{d}{1000 \cdot T_0}\right)^2} \quad (8.6)$$

Το $T_0 = 0,2 \div 1,00$ sec η περίοδος των σεισμικών κυμάτων.

$$\text{Για } d = 16 \text{ m και } T = 0,2 \text{ sec προκύπτει } q_0 = 0,837\gamma_w \quad (8.7)$$

οπότε

$$p_z = 0,837 \cdot \varepsilon \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{(d-z) \cdot d} \quad (8.8)$$

$$p_H = 0 \text{ και } p^B = 0,837 \cdot \varepsilon \cdot \gamma_w d \quad (8.9)$$

B. Η συνισταμένη είναι:

$$Q_\sigma = 0,5\varepsilon \cdot \gamma_w \cdot d^2 \quad \text{σε} \quad z_Q = 0,4d \quad (8.10)$$

Γ. Η ροπή της Q_σ ως προς τη βάση AB είναι:

$$M_{Q_\sigma} = 0,22 \cdot \varepsilon \cdot \gamma_w \cdot d^3 \quad (8.11)$$

Συγκρίνοντας τις σεισμικές δυνάμεις ως προς τις συνολικές δυνάμεις υδροστατικές και σεισμικές προκύπτει με $\varepsilon = 0,16$:

Για τη Μέθοδο Δ:

$$\frac{W_{\sigma}}{W + W_{\sigma}} = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} = 0,14$$

Για τη Μέθοδο Westergaards:

$$\frac{Q_{\sigma}}{W + Q_{\sigma}} = \frac{\varepsilon}{0,89 + \varepsilon} = 0,15$$

Ήτοι max απόκλιση υπολογισμού των σεισμικών δυνάμεων (ως προς τη συνολική) των δύο μεθόδων $15 - 14 = 1\%$.

Όμοια συγκρίνοντας τις ροπές προκύπτει με $\varepsilon = 0,16$. Για τη Μέθοδο Δασκαλάκη:

$$\frac{M_{W\sigma}}{M_W + M_{W\sigma}} = \frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} = 0,14$$

Για τη Μέθοδο Westergaards:

$$\frac{M_{Q\sigma}}{M_W + M_{Q\sigma}} = \frac{\varepsilon}{0,76 + \varepsilon} = 0,17$$

Ήτοι max απόκλιση υπολογισμού των ροπών (από τη συνολική) των δύο μεθόδων $17 - 14 = 3\%$

Είναι φανερό ότι οι δύο μέθοδοι υπολογισμού των σεισμικών δυνάμεων και ροπών διαφέρουν ελάχιστα πράγμα που δικαιολογεί τη Μέθοδο Δ που παίρνει την απλούστερη έκφραση της γραμμικής μετά του βάθους μεταβολής των σεισμικών δυνάμεων του νερού, για απλοποίηση του υπολογισμού.

8.4. Η δράση του σεισμού επί των μαζών του κρητιδότοιχου σύμφωνα με τις διαθέσιμες μεθόδους και το πρόβλημα της κατά βάθος κατανομής τους

Για τη δράση του σεισμού επί των μαζών του κρητιδότοιχου όλες οι μέθοδοι εφαρμόζουν οριζόντιες δυνάμεις στα κέντρα των μαζών ίσες προς το βάρος τους επί τον οριζόντιο σεισμικό συντελεστή ε δηλαδή εG .

Αυτός ο τρόπος είναι ικανοποιητικός γιατί οι κρηπιδοίτοιχοι βαρέως τύπου έχουν μεγάλες μάζες ελεύθερες να κινηθούν οριζόντια, είναι άκαμπτες χωρίς καμία δυνατότητα ελαστικής παραμόρφωσης τους και επιπλέον δεν υπάρχει πρόβλημα συντονισμού των με το σεισμό, γιατί οι ιδιοπερίοδοι ταλαντώσεως τους κυμαίνονται από 0,03 έως και 0,04 sec , ενώ οι αντίστοιχες των ταλαντώσεων του εδάφους στις πιο καταστροφικές σεισμικές δονήσεις κυμαίνονται από το 0,20 έως 1,00sec δηλαδή μεγαλύτερες τουλάχιστον πάνω από 10 φορές. Το μόνο πρόβλημα είναι ότι κατά γενικό κανόνα οι κρηπιδοίτοιχοι βαρύτητας δεν είναι πάντα μια μονολιθική μάζα όπως τα Caissons αλλά αποτελούνται από στήλες με πολλούς επάλληλους καθ' ύψος τεχν. ογκόλιθους που στην περίπτωση σεισμικής δόνησης ολισθαίνουν, ο ένας επί του άλλου ανομοιόμορφα, γιατί φαίνεται δέχονται διαφορετικές ωθήσεις. Αυτό όμως το πρόβλημα θα λυθεί μόνο, όταν ευρεθεί η ακριβής καθ' ύψος επί του κρηπιδοίτουχου κατανομή των συνολικών σεισμικών επιταχύνσεων και ωθήσεων των γαιών.

8.5. Το πρόβλημα της κατά βάθος κατανομής των σεισμικών δυνάμεων.

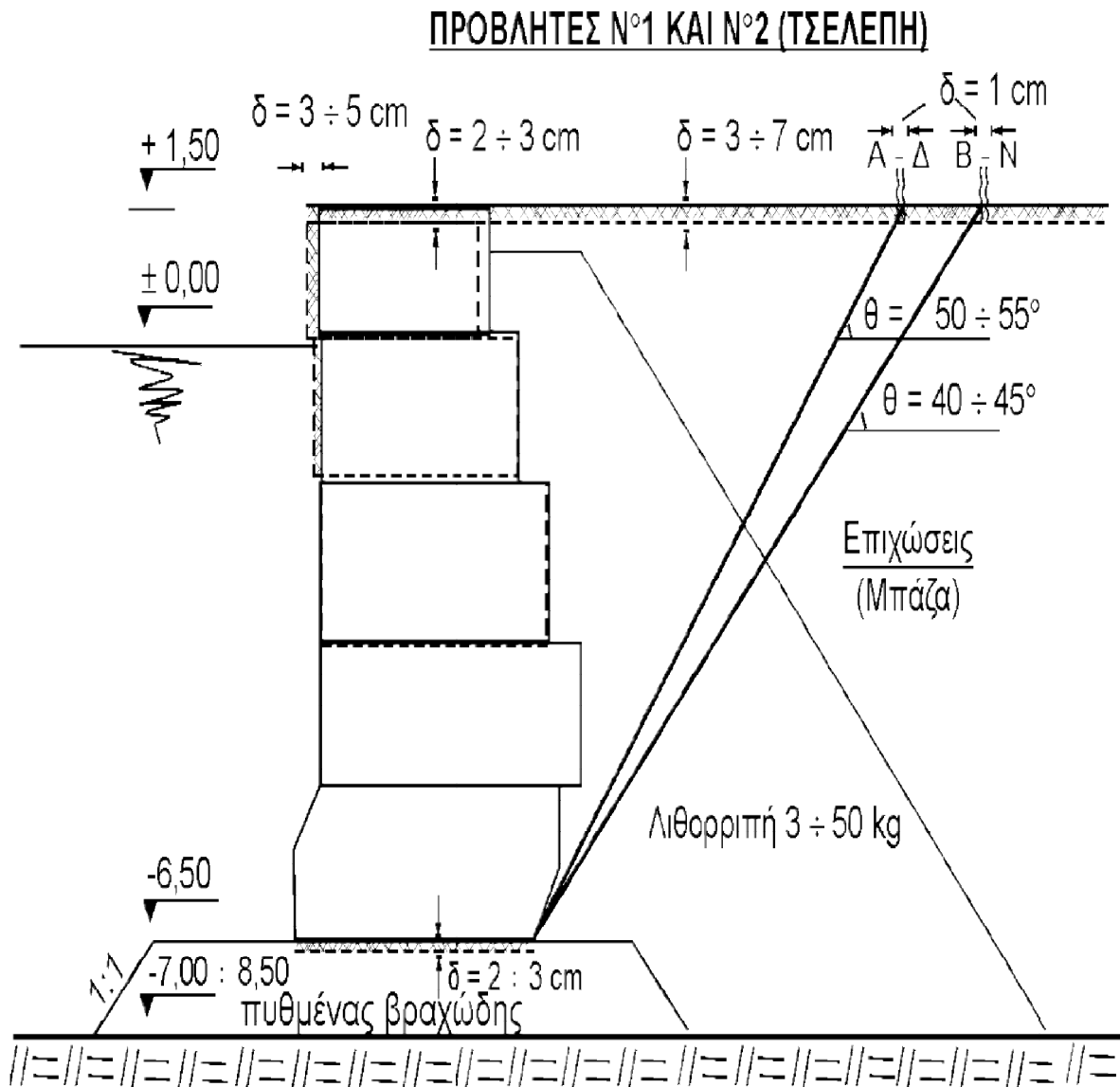
Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω παράγραφο το δεύτερο ποιο σημαντικό πρόβλημα στον αντισεισμικό υπολογισμό των κρηπιδοίτοιχων είναι η κατά βάθος κατανομή των σεισμικών επί του τοίχου δυνάμεων. Το πρόβλημα αυτό δεν έχει ακόμη ούτε κατά προσέγγιση επιλυθεί. Όμως όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο 8.6 η κατά βάθος ή καθ' ύψος κατανομή είναι λίαν απαραίτητη γιατί ο υπολογισμός απαιτείται να γίνεται σε κάθε τεχνητό ογκόλιθο της ίδιας στήλης στα διάφορα βάθη που ευρίσκονται.

Η μέθοδος Δασκαλάκη αλλά και άλλες μέθοδοι παίρνουν γραμμική αυξητική μετά του βάθους κατανομή ακολουθώντας τη μεταβολή των ωθήσεων μέσα στο νερό χωρίς σεισμό. Αυτό είναι μια λύση ανάγκης αλλά δεν είναι ακριβής.

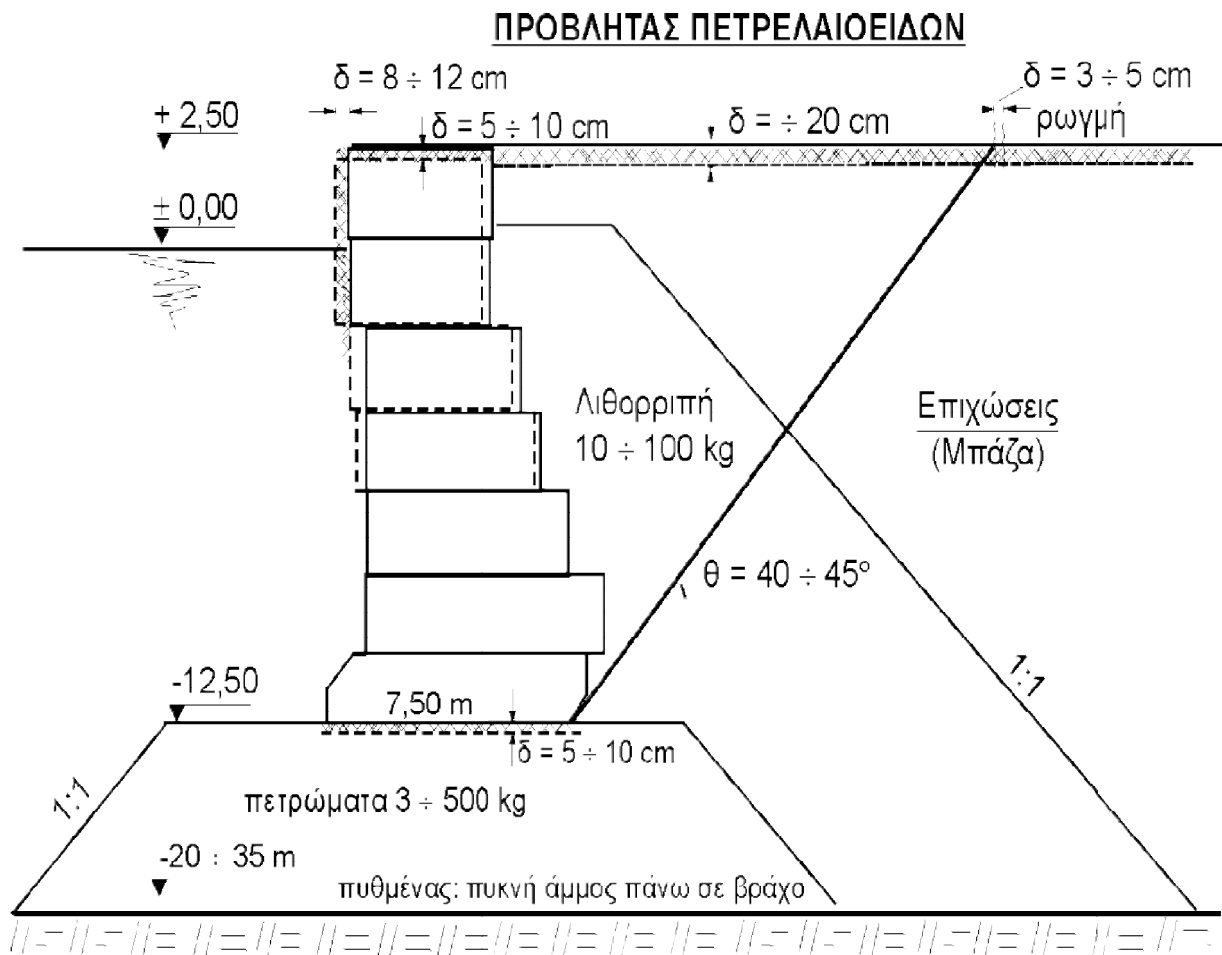
Είναι γνωστό από αναφορές ότι η επιτάχυνση του σεισμού στην κορυφή ενός τοίχου είναι μεγαλύτερη κατά 30% εκείνης της βάσης. Αυτό πρέπει να έχει μια σοβαρή δόση αλήθειας αλλά καμία εργασία δεν αναφέρεται σχετικά με την κατανομή αυτής καθ' ύψος.

Επίσης έχει παρατηρηθεί ότι σε όλους τους σεισμούς προκαλούνται μετατοπίσεις προς τη θάλασσα, της έξαλης ανωδομής και των Τ.Ο., στο ανώτερο τμήμα του κρηπιδοίτουχου. Αυτό και μόνο πιστοποιεί ότι η επιτάχυνση είναι μεγαλύτερη σ' αυτό το τμήμα του κρηπιδοίτουχου και συνεπώς και οι πιέσεις μεγαλύτερες από ότι στο πόδι.

Στους σεισμούς του 1981 καταγράφηκαν οι βλάβες που δημιουργήθηκαν και στους κρηπιδότοιχους τόσο του κεντρικού λιμένος Πειραιώς (Ο.Λ.Π.) βάθους 6,50, 8,50 και 10m όσο και στον προβλήτα πετρελαιοειδών στον Λιμένα Ν. Ικονίου βάθους 12,50m και πυθμένα από 20m στην αρχή έως 35m στο κεφάλι του κρηπιδότοιχου (μήκους 200 m).



Σχήμα 8.1: Βλάβες κρηπιδωμάτων στον κεντρικό λιμένα Πειραιώς (ΟΛΠ) από τους σεισμούς 1981



Σχήμα 8.2: Βλάβες κρηπιδωμάτων στο λιμάνι Ν. Ικονίου από τους σεισμούς 1981 (ΟΛΠ)

Τα αποτελέσματα αυτά φαίνονται στα Σχ.8.1 και 8.2, στα οποία καταγράφονται όλες οι βλάβες. Σημειώνεται ιδιαίτερα ότι οι δημιουργηθείσες ρωγμές εδάφους παράλληλα προς τους κρηπιδότοιχους δείχνουν τα ίχνη του επιπέδου θραύσης των ωθόντων πρίσματος που αντιστοιχούν σε κρίσιμες γωνίες $\theta_s = 40^\circ \div 55^\circ$ για τους μέσου βάθους κρηπιδότοιχους και $40^\circ \div 45^\circ$ για το βαθύ κρηπιδότοιχο των 12,50 m.

Δηλαδή ο σεισμός προκαλεί κραδασμό και αποχωρισμό μεγαλύτερου ωθόντος πρίσματος από εκείνο χωρίς σεισμό ($\theta = 67^\circ, 50$).

Μεγαλύτερες βλάβες υπέστησαν οι κρηπιδότοιχοι που είναι κάθετοι προς την οπτική κατεύθυνση έργου-εστίας του σεισμού παρά οι κατά μήκος. Επίσης περισσότερες ζημιές υπέστησαν οι κεφαλές των κρηπιδότοιχων που βρίσκονται σε μεγαλύτερα βάθη πυθμένα εδραζόμενοι πάνω σε μεγαλύτερα πάχη λιθορριπών βάσεων εδράσεως παρά στα πόδια αυτών. Ομοίως μεγαλύτερες ζημιές υπέστησαν οι κρηπιδότοιχοι που ο πυθμένας τους είναι μεν στέρεος αλλά μαλακός παρά εκείνοι που είναι θεμελιωμένοι σε βράχο (κρηπιδότοιχοι περιοχής Βασιλειάδη κεντρικού λιμένος κ.ά.)

Από τα παραπάνω φαίνεται καθαρά ότι οι σεισμικές δυνάμεις είναι κατανεμημένες από τη βάση έδρασης ως την κορυφή της έξαλης ανωδομής κατά ένα αυξητικό νόμο που είναι ακόμη άγνωστος. Αν δεν ευρεθεί αυτός ο νόμος δεν θα μπορέσει ο υπολογισμός να ολοκληρωθεί και να αποφευχθούν οι μετατοπίσεις των Τ.Ο του ανώτερου μέρους του κρηπιδοτόιχου έστω κι αν έχει διαπιστωθεί ότι η συνισταμένη των σεισμικών δυνάμεων που υπολογίζεται από τις παραπάνω μεθόδους θεωρείται πολύ ικανοποιητική γιατί στην Ελλάδα δεν έχουν παρατηρηθεί σοβαρές βλάβες και προπάντων ολοκληρωτικές καταρρεύσεις κρηπιδοτόιχων οφειλόμενες καθαρά στο σεισμό.

Συνεπώς η θεωρητική και ερευνητική μελέτη πρέπει να στραφεί στην εύρεση του νόμου της καθ' ύψος επί του κρηπιδοτόιχου κατανομής των σεισμικών δυνάμεων, ώστε να αρθεί το σημαντικότατο αυτό κενό που υπάρχει στον Αντισεισμικό Υπολογισμό των κρηπιδοτόιχων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9. Παραδείγματα εφαρμογής της μεθόδου Δασκαλάκη σε λιμενικό κρηπιδότοιχο

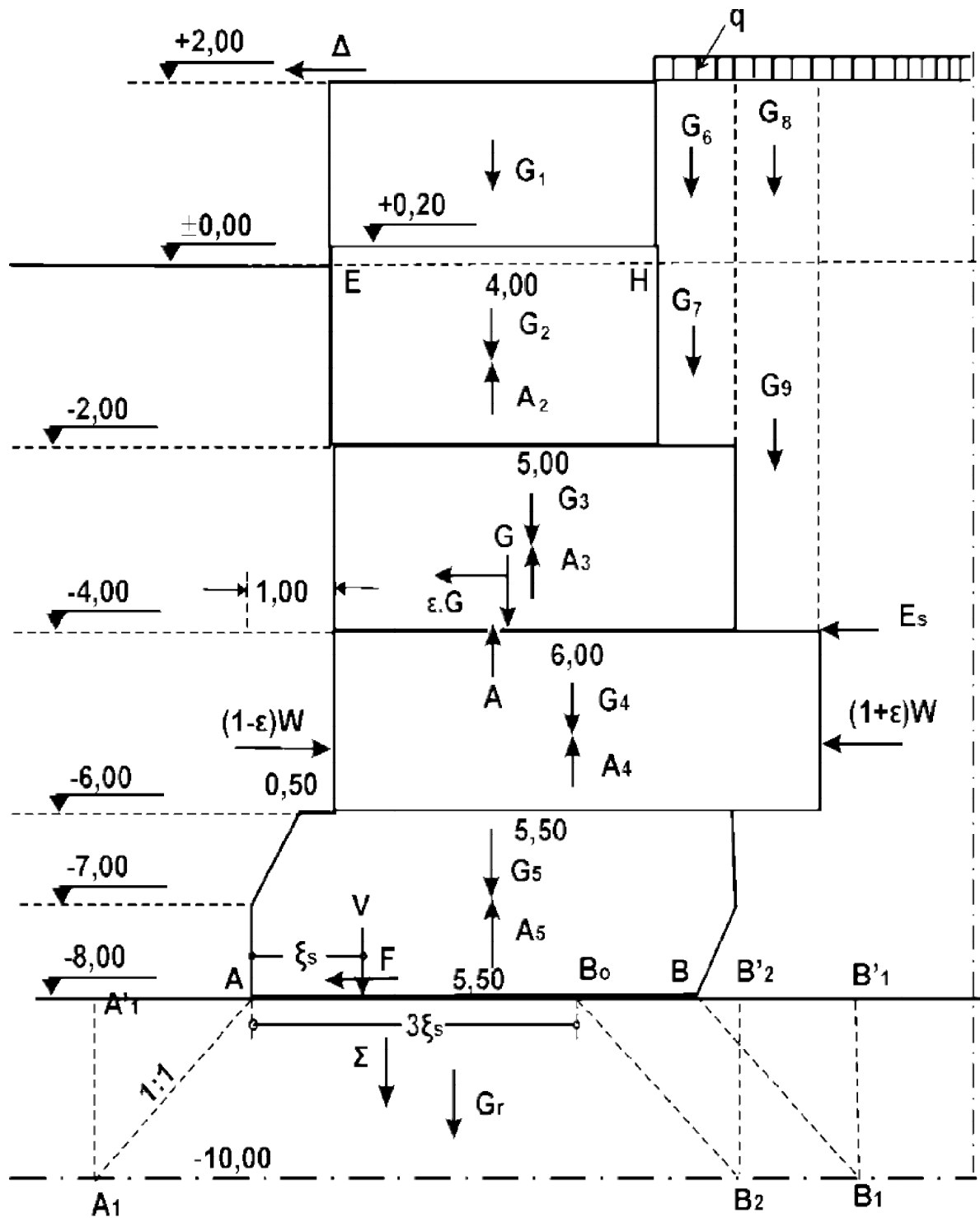
9.1. Εφαρμογή με οριζόντιο μόνο σεισμό και με τοίχο χωρίς τριβή

Να ελεγχθεί η ευστάθεια του κρηπιδότοιχου του παρακάτω Σχήματος (Σχ.9) με παρειά χωρίς τριβή: α) χωρίς σεισμό και β) με οριζόντιο μόνο σεισμό.

Είναι η ειδική περίπτωση 7.2 σχέσεις 7.27 ÷ 7.48, σχ. 7.4

ΔΕΔΟΜΕΝΑ

- | | |
|--|--|
| · Ειδικό βάρος ύδατος | $\gamma_w = 1,00 \text{ t/m}^3$ |
| · Ειδικό βάρος σκυροδέματος Τ.Ο. και χυτού | $\gamma_o = 2,30 \text{ t/m}^3$ |
| · Φαινόμενο ειδ. βάρος πετρωμάτων ανακ. πρίσματος | $\gamma = 1,70 \text{ t/m}^3$ |
| · Πορώδες πετρωμάτων | $\eta = 30\%$ |
| · Γωνία εσωτερικής τριβής πετρωμάτων, ανακ. πρίσμα | $\phi = 45^\circ$ |
| · Συντελεστής τριβής Τ.Ο – επί Τ.Ο χωρίς σεισμό | $f = 0,60$ |
| · Συντελεστής τριβής Τ.Ο – επί Τ.Ο με σεισμό | $f = 0,75$ |
| · Συντελεστής τριβής Τ.Ο επί βάσεως έδρασης χωρίς σεισμό | $f = 0,55$ |
| · Συντελεστής τριβής Τ.Ο. επί βάσεως έδρασης με σεισμό | $f = 0,70$ |
| · Συντελεστής τριβής κατακόρυφης παρειάς τοίχου, ανακ. πρίσ. | $f = 0$ |
| · Επιφόρτιση της επιφάνειας του κρηπιδώματος | $q = 2,50 \text{ t/m}^2$ |
| · Έλξη του κρηπιδότοιχου από τα πλοία μέσω της Δέστρας | $\Delta = 4,00 \text{ t/m}$ |
| · Επιτρεπόμενη τάση φόρτισης της βάσης έδρασης | $\sigma_\epsilon = 5,00 \text{ kg/cm}^2$ |
| · Επιτρεπόμενη τάση φόρτισης του εδάφους θεμελιώσεως | $\sigma_\epsilon = 3,00 \text{ kg/cm}^2$ |
| · Σεισμικός συντελεστής οριζόντιας ταλάντωσης | $\epsilon = 0,12$ |
| · Σεισμικός συντελεστής κατακόρυφης ταλάντωσης | $\epsilon_k = 0$ |



Σχήμα 9: Διατομή κρητιδότοιχου με τις δυνάμεις

Έλεγχος χωρίς σεισμό της βάσης έδρασης AB

$$\gamma_k = 1,70 + 0,30 \times 1,00 = 2,00 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_b = 2,00 - 1,00 = 1,00 \text{ t/m}^3$$

$$K_\alpha = \varepsilon \varphi^2 \left[45 - \frac{45}{2} \right] = 0,1716$$

Βάθος κρηπιδότοιχου $d=8\text{m}$ και συνολικό ύψος $D= 10\text{m}$

Στον υπολογισμό θα χρησιμοποιηθούν παρακάτω οι σχέσεις του Σχ.7.2

Δύναμη ενεργούς ωθήσεως E

$$p^r = 2,50 \times 0,1716 = 0,429 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} p^H &= [1,70 (10,00 - 8,00) + 2,50] 0,1716 = 1,012 \text{ t/m}^2 p^B = \\ &= [1,70 (10,00 - 8,00) + 1,00 \times 8,00 + 2,50] 0,1716 = 2,385 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$E = 87,60 \times 0,1716 = 15,03 \text{ t}$$

Υδροστατικές δυνάμεις W

$$W = \frac{1}{2} 1,00 \times 8,00^2 = 32,00 \text{ t}$$

$$z_W = \frac{1}{3} 8,00 = 2,67 \text{ m}$$

Δύναμη ίδιου βάρους G

$$\begin{aligned}G_1 &= 1.00 \times 4.00 \times 1.80 \times 2.30 = 16,56t \quad x_1 = 3.00m & z_1 &= 9.10m \\G_2 &= 1.00 \times 4.00 \times 2.20 \times 2.30 = 20,24t \quad x_2 = 3.00m & z_2 &= 7.10m \\G_3 &= 1.00 \times 5.00 \times 2.00 \times 2.30 = 23,00t \quad x_3 = 3.50m & z_3 &= 5.00m \\G_4 &= 1.00 \times 6.00 \times 2.00 \times 2.30 = 27,60t \quad x_4 = 4.00m & z_4 &= 3.00m \\G_5 &= G_4 - 2 \times \frac{1}{2} \times 0.50 \times 2.30 = 26,45t \quad x_5 = 3.00m & z_5 &= 1.00m \\G_6 &= 1.00 \times 1.00 \times 2.00 \times 1.70 = 3,40t \quad x_6 = 5.50m & z_6 &= 9.00m \\G_7 &= 1.00 \times 1.00 \times 2.00 \times 1.00 = 2,00t \quad x_7 = 5.50m & z_7 &= 7.10m \\G_8 &= 1.00 \times 1.00 \times 2.00 \times 1.70 = 3,40t \quad x_8 = 6.50m & z_8 &= 9.00m \\G_9 &= 1.00 \times 1.00 \times 4.00 \times 1.00 = 4,00t \quad x_9 = 6.50m & z_9 &= 6.00m \\G &= \sum Q_i = 126,65t & x_G &= 3.62 & z_G &= 4.88m\end{aligned}$$

Άνωση A

$$\begin{aligned}A_2 &= 1.00 \times 4.00 \times 2.00 \times 1.00 = 8,00t & x_2 &= 3.00m \\A_3 &= 1.00 \times 5.00 \times 2.00 \times 1.00 = 10,00t & x_3 &= 3.50m \\A_4 &= 1.00 \times 6.00 \times 2.00 \times 1.00 = 12,00t & x_4 &= 4.00m \\A_5 &= A_4 - 2 \times \frac{1}{2} \times 0.50 \times 1.00 \times 1.00 = 11,80t & x_5 &= 3.00m \\A &= \sum A_i = 41,50t & x_A &= 3,41m\end{aligned}$$

Έλξη δέστρας $\Delta = 4.000t$ $z = 10.00m$

Συντελεστές ασφαλείας K & N

$$M_1 = 126,65 \times 3,62 + 32,00 \times 2,67 = 543,41mt$$

$$M_2 = 15,03 \times 3,98 + 32,00 \times 2,67 + 41,50 \times 3,41 + 4,00 \times 10,00 = 326,77mt$$

$$K = \frac{543,41}{326,77} = 1.66 > 1.50$$

$$V = 126,65 - 41,50 = 85,15t$$

$$F = 15,03 + 4,00 = 19,03t$$

Τάσεις επί της βάσης έδρασης AB

$$\xi = \frac{543,91 - 326,77}{85,15} = 2,56 > \frac{1}{3} 5,50 = 1,83$$

$$e = \frac{1}{2} 5,50 - 2,56 = 0,19m$$

$$\sigma^A = \frac{85,15}{5,50} \left[1 + \frac{6 \times 0,19}{5,50} \right] = 18,69 t/m^2 = 1,87 < 5,00 kg/cm^2$$

$$\sigma^B = \frac{85,15}{5,5} \left[1 - \frac{6 \times 0,19}{5,5} \right] = 12,3 \frac{t}{m^2} = 1,23 < 5,0 kg/cm^2$$

Τάσεις επί της βάσης θεμελίωσης A1 – B1

$$V = 85,15t \quad x_v = 4,56 m$$

$$Gr = 1,00 \times (5,50 + 2 \times 2,00) \times 2,00 \times 1,00 = 19,00 t \quad x_G = 4,75 m$$

$$\Sigma = V + G_r \quad 104,15 t \quad x_\Sigma = 4,59 m$$

$$X_\Sigma = 4,59 > \frac{1}{3} 9,50 = 3,17m \quad , \quad e = \frac{1}{2} 9,50 - 4,59 = 0,16m$$

$$\sigma^{A1} = \frac{104,15}{9,5} \left[1 + \frac{6 \times 0,16}{9,5} \right] = 12,07 \frac{t}{m^2} = 1,21 < 3,0 kg/m^2$$

$$\sigma^{B1} = \frac{104,15}{9,5} \left[1 - \frac{6 \times 0,16}{9,5} \right] = 9,85 \frac{t}{m^2} = 0,99 < 3,0 kg/m^2$$

9.1.1. Έλεγχος με οριζόντιο σεισμό της βάσης έδρασης AB

Δύναμη ενεργούς ωθήσεως E_s

Από τις σχέσεις 7.30 ÷ 7.48 προκύπτουν:

$$S = 87,60 \quad W = 32,00 \text{ t}$$

$$m = \frac{32,0}{87,60} = 0,365$$

$$\varepsilon\varphi\rho = 0,12 \frac{1+0,365}{1-0,12 \times 0,365} = 0,1713 \quad \text{και} \quad \rho = 9,72^\circ \quad (\text{αύξηση του } \varepsilon = 0,12 \text{ κατά } 43\%)$$

$$\varepsilon\varphi\theta_s = \varepsilon\varphi(45 - 9,72) [1 + \sqrt{1 + \sigma\varphi 45^\circ \sigma\varphi(45 - 9,72)}] = 1,8066 \quad \text{και} \quad \theta_s = 61,03^\circ$$

$$K_{\alpha s} = (1 - 0,12 \times 0,365) [\varepsilon\varphi(61,03 - 45) + 9,72] \sigma\varphi 61,03 = 0,2439$$

(αύξηση του K_α χωρίς σεισμό κατά 42%)

$$E_s = 87,60 \times 0,2439 = 21,37 \text{ t}$$

$$Z_{E_s} = \omega_s 5.1.1. = 3,98 \text{ m}$$

$$\rho^r = 2,50 \times 0,2439 = 0,610 \text{ t/m}^2$$

$$\rho^H = [1,70 (10,00 - 8,00) + 2,50] 0,2439 = 1,439 \text{ t/m}^2$$

$$\rho^B = 1,439 + 1,00 \times 8,00 \times 0,2439 = 3,340 \text{ t/m}^2$$

Συντελεστές ασφαλείας K_s ΚΑΙ N_s και τάσεις επί της AB

Από τις σχέσεις 7.40 έως 7.48.:

$$M_{1s} = 543,91 - 0,12 \times 32,00 \times 2,67 = 533,65 \text{ mt}$$

$$M_{2s} = 21,37 \times 3,98 + 1,12 \times 32,00 \times 2,67 + 41,50 \times 3,41 + 0,12 \times 126,65 \times 4,88 + 4,00 \times 10,00 = 436,43 \text{ mt}$$

$$V_s = 126,65 - 41,50 = 85,15 \text{ t}$$

$$K_s = \frac{583,65}{436,43} = 1,34 > 1,2$$

$$F_s = 21,37 + 4,00 + 0,12 (126,65 + 2 \times 32,00) = 48,25 \text{ t}$$

$$N_s = 0,70 \frac{85,15}{48,25} = 1,24 > 1,2$$

$$\xi_s = \frac{533,65 - 436,43}{85,15} = 1,14 < \frac{1}{3} 5,50 = 1,83m$$

$$\sigma_s^A = \frac{2 \times 85,15}{3 \times 1,14} = \frac{49,8t}{m^2} = 4,89 < 5,0 \times 1,30 = 6,50kg/cm^2$$

Οι τάσεις επί της βάσης $A_1 - B_1$ βρίσκονται ομοίως, όπως και παραπάνω.

9.2 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΣΕΙΣΜΟ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟ ΧΩΡΙΣ ΤΡΙΒΗ

Να ελεγχθεί η ευστάθεια του κρηπιδοτόιχου της προηγούμενης εφαρμογής της παραγράφου 9.1 με πρόσθετη επιβάρυνση από κατακόρυφη δράση σεισμού με $\varepsilon_k = + 0,50\varepsilon = 0,06$. Είναι μερική περίπτωση της 7.1, σχέσεις 7.5 ÷ 7.26, με $\delta=0$.

Δύναμη ενεργού ωθήσεως E_s

Εφαρμόζονται οι σχέσεις 7.5. έως 7.17. της Γενικής περίπτωσης θέτοντας $\delta = 0$.

Όπως έχουμε υπολογίσει παραπάνω:

$$S = 87,60 \text{ t}, \quad W = 32,00 \text{ t}, \quad m = 0,365$$

Από τη σχέση 7.9.:

$$\varepsilon\varphi\rho = 0,12 \frac{1 + 0,365}{(1 - 0,365 \cdot 0,12)} = 0,1713 \Rightarrow \rho = 9,72^\circ$$

Από τη σχέση 7.10:

$$\varepsilon\varphi\theta_s = \varepsilon\varphi(45 - 9,72) \left[1 + \sqrt{1 + \sigma\varphi 45^\circ \cdot \sigma\varphi(45 - 9,72)} \right] = 1,8066 \Rightarrow \theta_s = 61,03^\circ$$

Από τη σχέση 7.12:

$$K_{\alpha s} = (1 - 0,06) \cdot (1 - 0,365 \cdot 0,12) \frac{\eta\mu(61,03 - 45 + 9,72)}{\sigma\mu\nu 9,72 \cdot \sigma\mu\nu(61,03 - 45)} \sigma\varphi 61,03 = 0,2282$$

Από τις σχέσεις 7.11 και 7.12:

$$E_s = 87,60 \times 0,2282 = 19,99t \text{ και } z_E = 3,98m$$

Συντελεστές ασφαλείας K_s , N_s και τάσεις έδρασης σ_s^A

Από τις σχέσεις 7.18 έως 7.26 για $\delta = 0$:

$$M_{1s} = (1 - 0,06) [126,65 \times 3,62 + (1 - 0,12) 32,00 \times 2,67] = 501,64 \text{ tm}$$

$$M_{2s} = 19,99 \times 3,98 + (1 - 0,06) [(1 + 0,12) 32,00 \times 2,67 + 41,50 \times 3,41 + 0,12 \times 126,65 \times 4,88] + 4,00 \times 10,00 = 412,26 \text{ tm}$$

$$K_s = \frac{501,64}{412,26} = 1,22$$

$$V_s = (1 - 0,06)(126,65 - 41,50) = 80,04t$$

$$F_s = 19,90 + 4,00 + 0,12[126,65 + 2 \cdot 32,00](1 - 0,06) = 45,50t$$

Έτσι βρίσκεται:

$$N_s = 0,70 \frac{80,04}{45,50} = 1,23$$

$$\xi_s = \frac{501,64 - 412,26}{80,04} = 1,12m < \frac{1}{3}5,50 = 1,83m$$

$$\sigma_s^A = \frac{2 \times 80,04}{3 \times 1,12} = 47,6t/m^2 = 4,76kg/cm^2$$

ΠΑΡΑΤΗΡΗΣΕΙΣ:

Η πρόσθετη παραπάνω κατακόρυφη προς τα πάνω σεισμική δύναμη, μειώνει τη βαρύτητα όλων των μαζών και φυσικά των ωθήσεων, αλλά τελικά, επιβαρύνει τους συντελεστές ασφαλείας και τις τάσεις. Αντίθετα, αν γίνει ο έλεγχος με προς τα κάτω φορά ($\varepsilon_k = -0,06$) θα δώσει μεγαλύτερους συντελεστές ασφαλείας (1,23 και 1,24) και τάσεις (5,14 kg/cm²). Δηλαδή η κατακόρυφος προς τα κάτω σεισμική δύναμη δρα ελαφρότερα, ελαφρώς.

9.3 ΕΦΑΡΜΟΓΗ ΜΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΟ ΚΑΙ ΚΑΤΑΚΟΡΥΦΟ ΣΕΙΣΜΟ ΚΑΙ ΤΟΙΧΟ ΤΡΙΒΗΣ

Να ελεγχθεί η ευστάθεια του παραπάνω κρηπιδοτόιχου με πρόσθετη επιβάρυνση από κατακόρυφη δράση σεισμού με $\varepsilon_k = 0,50$ · $\varepsilon = 0,06$ και για τοίχο πλευρικής τριβής, γωνίας $\delta = 0,50\varphi = 22,5^\circ$.

Είναι η γενική περίπτωση της 7.1 και έχουν εφαρμογή οι σχέσεις 7.5 έως 7.26.

Δύναμη ενεργούς ωθήσεως E_s :

Παίρνονται από προηγούμενα:

$$S = 87,6 \text{ t}, W = 32,00 \text{ t}, m = 0,365, z_E = 3,98 \text{ m}.$$

Από τις σχέσεις 7.9, 7.11, 7.12:

$$\varepsilon\varphi\rho = 0,12 \frac{1 + 0,365}{(1 - 0,365 \cdot 0,12)} = 0,1713 \Rightarrow \rho = 9,72^\circ$$

$$\varepsilon\varphi\theta_s = \varepsilon\varphi(45 - 9,72) \left[1 + \sqrt{1 + \sigma\varphi(45 + 22,5)\sigma\varphi(45 - 9,72)} \right] = 1,5963$$

$$\Rightarrow \theta_s = 57,97^\circ$$

$$K_{\alpha s} = (1 - 0,06)(1 - 0,365 \cdot 0,12) \frac{\eta\mu(57,97 - 45 + 9,72)}{\sigma\upsilon\nu 9,72 \cdot \sigma\upsilon\nu(57,97 - 45 - 22,50)} \sigma\varphi 87,97$$

$$= 0,2231$$

$$E_s = 87,60 \cdot 0,2231 = 19,55t$$

Συντελεστές ασφαλείας K_s , N_s και τάσεις έδρασης

Από τις σχέσεις 7.18 έως 7.21:

$$M_{1s} = (1 - 0,06) [126,65 \times 3,62 + (1 - 0,12) 32,00 \times 2,67] = 501,64 \text{ mt}$$

$$M_{2s} = 19,55[(3,98\sigma\upsilon\nu 22,50 - 7,00\eta\mu 22,5)] + (1 - 0,06) [(1 + 0,12)32,00 \times 2,67 + 41,50 \times 3,41 + 0,12 \times 126,65 \times 4,88] + 4,00 \times 10,00 = 352,22 \text{ tm}$$

$$K_s = \frac{501,64}{352,22} = 1,42$$

$$V_s = 19,55\eta\mu 22,5 + (1 - 0,06)(126,65 - 41,50) = 87,52t$$

$$F_s = 19,55\sigma\upsilon\nu 22,5 + 4,00 + 0,12[126,65 + 2 \times 32,00](1 - 0,06) = 43,57t$$

$$N_s = 0,70 \frac{87,73}{43,57} = 1,41$$

$$\xi_s = \frac{501,67 - 352,22}{87,52} = 1,71m < \frac{1}{3}5,50 = 1,83m$$

$$\sigma_s^A = \frac{2 \times 87,52}{3 \times 1,71} = \frac{34,1t}{m^2} = \frac{3,41kg}{cm^2}$$

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

PIANC (2001), "Seismic Design Guidelines for Port Structures", International Navigation Association, Balkema, 474p.

ΓΚΑΖΕΤΑΣ Γ. , ΝΤΑΚΟΥΛΑΣ Π. ,ΑΝΑΣΤΑΣΟΠΟΥΛΟΣ Ι. (2006) **Αστοχία Λιμενικών Κρηπιδοτοιχων στον Σεισμό της Λευκάδας 14-8-2003**. 5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής & Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ξάνθη, 31/5-2/6/2006. Failure of Harbor Quaywalls in the Lefkada 14-8-2003 Earthquake

Κακδέρη Κ., Ραπτάκης Δ., Αργυρούδης Σ., Αλεξούδη Μ., Πιπιάκης Κ. (2006). **«Σεισμική απόκριση και τρωτότητα κρηπιδοτοιχων. Το παράδειγμα της Λευκάδας.»**, 5ο Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, ΤΕΕ, Ελληνική Επιστημονική Εταιρεία Εδαφομηχανική και Θεμελιώσεων, Ξάνθη, 31 Μαΐου- 2 Ιουνίου.

Κουτίτας Χ. (1994). **«Εισαγωγή στην Παράκτια Τεχνική και τα Λιμενικά Έργα»**, Θεσσαλονίκη.

«Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός» (Ε.Α.Κ), Εκδόσεις Ο.Α.Σ.Π, Αθήνα 2001

Τροποποίηση διατάξεων του **«Ελληνικού Αντισεισμικού Κανονισμού ΕΑΚ-2000»** λόγω αναθεώρησης του Χάρτη Σεισμικής Επικινδυνότητας (Φ.Ε.Κ. Β' 1154/12-8-2003, Απόφαση Αριθ. Δ17α/115/9/ΦΝ275)

Π. Γ. ΚΛΟΥΚΙΝΑΣ (2012). **«ΣΥΜΒΟΛΗ ΣΤΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ ΜΕΣΩ ΘΕΩΡΗΤΙΚΩΝ ΚΑΙ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΩΝ ΜΕΘΟΔΩΝ»** ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ, ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ ΠΑΝΕΠΙΣΤΙΜΙΟΥ ΠΑΤΡΩΝ, ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ .

Κωνσταντόπουλος Ι. (2003). **«Αλληλεπίδραση Εδάφους - Ανωδομής και επίδραση στον Αρχιτεκτονικό Σχεδιασμό από πλευράς Αντισεισμικής Προστασίας»**, Πρακτικά Ημερίδας "Ο Σχεδιασμός Φέροντα Οργανισμού Κτιριοδομικών Έργων ως κύριο Συνθετικό στοιχείο του Αρχιτεκτονικού Σχεδιασμού", ΤΕΕ, Αθήνα.

Κωστόπουλος Σ. (2003). **«Γεωτεχνικές Κατασκευές Ι, Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & Κατασκευής»**, Εκδοτικός Όμιλος ΙΩΝ, Αθήνα.

ΙΤΣΑΚ (2003). **«Ο σεισμός της Λευκάδος (M=6.4), 14 Αυγούστου 2003. Προκαταρκτική έκθεση των συνεπειών του σεισμού στο δομημένο και μη περιβάλλον»**.

Κυριαζής Δ. Πιπιάκης «**ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ**». Εκδόσεις ΖΗΤΗ.

Ο.Λ.Π. Τεχνική περιγραφή έργου: «**ΟΛΟΚΛΗΡΩΣΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ: ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ ΝΕΟΥ ΚΡΗΠΙΔΟΤΟΙΧΟΥ ΕΞΥΠΗΡΕΤΗΣΗΣ ΚΡΟΥΑΖΓΕΡΟΠΛΟΙΩΝ ΠΕΡΙΟΧΗΣ ΑΓΙΟΥ ΝΙΚΟΛΑΟΥ ΚΕΝΤΡΙΚΟΥ ΛΙΜΕΝΑ ΠΕΙΡΑΙΑ**»

Κλωνάρης Γ. (1999). «**Δυναμική Ανάλυση Ωθήσεων και Παραμορφώσεων Κατασκευών Αντιστηρίξεως**», Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα

Τσότσος Σ. (1991). «**Εδαφομηχανική, Θεωρία Μέθοδοι Εφαρμογές**», Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

Χρηστάρας Β. «**Κεφάλαιο 5, Ωθήσεις Γαιών**», Τμήμα Γεωλογίας, Τομέας Γεωλογίας, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης. http://www.geo.auth.gr/883/chapt_5.htm, Μάιος 2006

Καρύδης Γ.Π (1990): Αντισεισμικός Υπολογισμός Λιμενικών Έργων. **Σεμινάριο Τ.Ε.Ε.** Αθήνα.

Δασκαλάκης Ε (1999): **ΛΙΜΑΝΙΑ-ΘΑΛΑΣΣΙΑ ΚΥΜΑΤΑ-ΛΙΜΕΝΙΚΑ ΕΡΓΑ**. Β΄ Έκδοση 2^{ος} τόμος σελ. 146-148, 286-290 και 318-321, Εκδόσεις «ΑΝΩΣΗ».Κ.Β. Σελλούντος, οδός Τζώρτζ 20-22 Αθίνα. Τηλ. 38.38.417

Ε. Κ. ΔΑΣΚΑΛΑΚΗΣ (2004): **Αντισεισμικός Υπολογισμός Κρηπιδότοιχων Βαρύτητας Μέθοδος Δέλτα**. Τεχν. Χρον. Επιστ. Έκδ. ΤΕΕ, Ι, τεύχ. 2-3 Tech. Chron. Sci. J. TCG, Ι, No 2.

Οργανισμός Λιμένος Πατρών: http://www.patrasport.gr/cms/?page_id=23

https://eclass.teiath.gr/.../KEFALAIΟ_5_MEMOY_ESOTERIKΑ_LIMENIKΑ_ERGA

