



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Σχολή Χημικών Μηχανικών και

Μηχανικών Περιβάλλοντος

Κατεύθυνση: Μηχανικών Περιβάλλοντος

ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΛΕΑΝΔΡΟΥ ΣΛΑΒΗ

ΧΑΝΙΑ, ΙΑΝΟΥΑΡΙΟΣ, 2025



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

Σχολή Χημικών Μηχανικών και
Μηχανικών Περιβάλλοντος

Κατεύθυνση: Μηχανικών Περιβάλλοντος

ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΛΙΜΕΝΙΚΩΝ ΠΑΣΣΑΛΟΤΟΙΧΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

ΛΕΑΝΔΡΟΥ ΣΛΑΒΗ

ΤΡΙΜΕΛΗΣ ΕΠΙΤΡΟΠΗ:

Καθηγητής Ιωάννης Τσομπανάκης (*Επιβλέπων*), Π.Κ.

Καθηγητής Κωνσταντίνος Προβιδάκης, Π.Κ.

Δρ. Πρόδρομος Ψαρρόπουλος, Ε.Μ.Π.

Ευχαριστίες

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλα τα άτομα που συνέβαλαν για την υλοποίηση της παρούσας διπλωματικής. Πρώτα απ' όλα, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη για την ακατάπαυστη υποστήριξή του, την καθοδήγηση και την ψυχραιμία του καθ' όλη την διάρκεια της διπλωματικής εργασίας· η παρουσία του στην διπλωματική ήταν παραπάνω από σημαντική και χάρη σε αυτή κατάφερα να ολοκληρώσω αυτό τον κύκλο της ζωής μου. Επίσης, θα ήθελα να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στον κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για την βοήθειά του και τις χρήσιμες γνώσεις που μου προσέφερε δουλεύοντας μαζί του. Δεν μπορώ να μην αναφέρω την σημαντική βοήθεια που μου παρείχε αλλά και την υπομονή με αντιμετώπισε ο κ. Μανώλης Κατσιράκης. Τέλος, θα ήθελα να επισημάνω την άπειρη στήριξη που έλαβα από τους γονείς μου, την αδερφή μου και τους φίλους μου, που καθημερινά μου υπενθύμιζαν πως όλος αυτός ο αγώνας δεν είναι μοναχικός και πως ο σκοπός μου, πέρα από το να γίνω ένας σωστός μηχανικός, είναι να τους κάνω περήφανους.

Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία επικεντρώνεται στη μελέτη της στατικής, ψευδοστατικής και δυναμικής συμπεριφοράς αγκυρωμένων λιμενικών πασσαλότοιχων, οι οποίοι αποτελούν κρίσιμα δομικά στοιχεία λιμενικών έργων, ιδιαίτερα σε σειсмоγενείς περιοχές. Η έρευνα αυτή επιχειρεί να αναλύσει τη μηχανική απόκριση των τοίχων αυτών υπό την επίδραση στατικών και σεισμικών δυνάμεων, εφαρμόζοντας προηγμένες αριθμητικές μεθόδους προσομοίωσης, με έμφαση στις περιβαλλοντικές και γεωτεχνικές παραμέτρους που επηρεάζουν την απόδοσή τους.

Η εργασία περιλαμβάνει έξι κεφάλαια που καλύπτουν τη θεωρία, τη μεθοδολογία, την εφαρμογή και τα συμπεράσματα της μελέτης. Αρχικά γίνεται μια εκτενή εισαγωγή στις βασικές αρχές της μηχανικής συμπεριφοράς λιμενικών κατασκευών, εστιάζοντας στις κατηγορίες τοίχων αντιστήριξης και τις πιθανές μορφές αστοχίας τους. Παρουσιάζονται τα θεμελιώδη χαρακτηριστικά των λιμενικών πασσαλότοιχων, καθώς και οι παράγοντες που καθορίζουν τη στατική και σεισμική σταθερότητά τους. Ειδικότερα, επικεντρώνεται στους αγκυρωμένους τοίχους, οι οποίοι χρησιμοποιούνται ευρέως σε λιμενικές υποδομές λόγω της ικανότητάς τους να αντέχουν υψηλές πλευρικές πιέσεις και σεισμικά φορτία.

Στο θεωρητικό μέρος, γίνεται ανάλυση της δυναμικής συμπεριφοράς των τοίχων αντιστήριξης, ενώ εξετάζονται οι παράγοντες που επηρεάζουν την ευστάθειά τους, όπως η γεωμετρία, οι συνθήκες θεμελίωσης, οι εδαφικές ιδιότητες και οι σεισμικές διεγέρσεις. Παρουσιάζονται οι βασικές μέθοδοι ανάλυσης, όπως οι ψευδοστατικές προσεγγίσεις και οι δυναμικές αναλύσεις μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιούνται συνήθως για την αριθμητική προσομοίωση.

Η παραμετρική διερεύνηση περιλαμβάνει τη δημιουργία αριθμητικών προσομοιωμάτων χρησιμοποιώντας το λογισμικό PLAXIS 2D, το οποίο χρησιμοποιείται ευρέως γεωτεχνικές εφαρμογές. Τα προσομοιώματα αφορούν τις ακόλουθες περιπτώσεις: (α) τη στατική ανάλυση αγκυρωμένων τοίχων σε χερσαίες συνθήκες, (β) τη ψευδοστατική ανάλυση λιμενικών πασσαλότοιχων, και (γ) τη δυναμική ανάλυση λιμενικών πασσαλότοιχων υπό σεισμική καταπόνηση. Στο πλαίσιο αυτό, εξετάζονται διάφορες γεωμετρικές διατάξεις, επίπεδα σεισμικής διεγερσης και εδαφικές συνθήκες προκειμένου να διαπιστωθεί η αποτελεσματικότητα των πασσαλότοιχων σε διαφορετικά σενάρια.

Η μελέτη περιλαμβάνει παραμετρικές αναλύσεις που αποσκοπούν στην αξιολόγηση της συμπεριφοράς των τοίχων υπό διαφορετικές συνθήκες φόρτισης και γεωτεχνικές παραμέτρους. Για τη διερεύνηση της σεισμικής απόκρισης, εφαρμόζονται δυναμικές διεγέρσεις

παλμών Ricker και επιταχυνσιογράφημα από πραγματική καταγραφή. Εξετάζεται η απόδοση διαφορετικών τύπων αγκύρωσης, καθώς και οι επιπτώσεις της αλληλεπίδρασης μεταξύ θεμελίωσης και τοίχων στις μετατοπίσεις και στις αναπτυσσόμενες τάσεις.

Στα αποτελέσματα, παρουσιάζονται η εδαφική απόκριση και η καταπόνηση των πασσαλότοιχων. Από τις αναλύσεις επιβεβαιώνεται ότι οι αγκυρωμένοι τοίχοι αποτελούν μία αποτελεσματική λύση αντιστήριξης, ιδιαίτερα υπό σεισμικές συνθήκες. Επιπλέον, προτείνονται στρατηγικές ενίσχυσης της κατασκευής, όπως η χρήση ενισχυμένων αγκυρίων και η τροποποίηση της γεωμετρίας των τοίχων, για τη βελτίωση της απόδοσης τους. Τα συμπεράσματα της μελέτης καταδεικνύουν ότι οι προτεινόμενες μέθοδοι σχεδιασμού και αριθμητικής προσομοίωσης μπορούν να χρησιμοποιηθούν για τη βελτίωση της ασφάλειας λιμενικών έργων σε σεισμογενείς περιοχές. Μελλοντική επέκταση της μελέτης θα μπορούσε να περιλαμβάνει τριδιάστατα προσομοιώματα. Επίσης, σχετικά πειράματα θα βοηθούσαν στην επαλήθευση των αριθμητικών αποτελεσμάτων και την καλύτερη κατανόηση αυτών των σύνθετων προβλημάτων.

Abstract

This diploma thesis focuses on the study of the static, pseudostatic, and dynamic behavior of anchored quay walls, which are critical structural components of port infrastructure, especially in seismically active regions. The research aims to analyze the distress of these walls under static and seismic forces, applying advanced numerical methods and simulation models, with emphasis on the environmental and geotechnical parameters affecting their performance.

The thesis is structured into six chapters, covering the theoretical background, methodology, application, and conclusions of the study. It begins with an introduction to the fundamental principles regarding the design of port structures, focusing on retaining walls and the potential failure modes. The fundamental characteristics of quay walls are discussed, along with the factors determining their stability under static and seismic conditions. Specifically, the study focuses on anchored walls, which are widely used in port infrastructure due to their ability to withstand high lateral pressures and seismic loads.

In the theoretical part, the dynamic behavior of retaining walls is analyzed, and the factors influencing their stability, such as geometry, foundation conditions, soil properties, and seismic excitations, are examined. Main analysis methods are presented, including pseudostatic approaches and dynamic analyses using the finite element method, which is usually employed the numerical simulations.

The research methodology involves developing numerical models using PLAXIS 2D software, which is widely used in geotechnical applications. The models represent three cases: (a) static analysis of on-shore anchored walls, (b) pseudostatic analysis of quay walls, and (c) dynamic analysis of quay walls under seismic loading. In this context, various geometrical configurations, seismic excitation levels, and soil conditions are examined to evaluate the effectiveness of quay walls under different scenarios.

The study includes parametric analyses aiming to assess the behavior of walls under different loading conditions and geotechnical parameters. To investigate seismic response, dynamic excitations representing seismic scenarios with Ricker pulses and a recorded accelerogram are applied. The performance of different types of anchors and anchorage configurations is examined, along with the effects of foundation-wall interaction on displacements and stress distributions.

The results present the distribution of soil stresses and deformations, as well as the dynamic response of the quay walls. The analyses reveal that anchored walls constitute an efficient retaining system, particularly under seismic conditions. Additionally, construction enhancement strategies are proposed, such as the use of reinforced anchors and modifications to wall geometry, to improve its performance. The findings of the study demonstrate that the proposed design methods and numerical models can be utilized to optimize the stability of port infrastructure in seismically active regions. The thesis concludes with recommendations for future research, including the extension of simulations to three-dimensional models and the investigation of the effects of various soil types and construction materials. The development of relevant experimental tests would enable the validation of the numerical results and the more realistic assessment of the dynamic performance of quay walls under complex seismic conditions.

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1 Εισαγωγή	1
1.1 Γενική περιγραφή.....	1
1.2 Δομή της εργασίας.....	3
Κεφάλαιο 2 Τοίχοι αντιστήριξης σε λιμενικά έργα	4
2.1 Κατηγορίες Τοίχων Αντιστήριξης	4
2.2 Μορφές Αστοχίας Τοίχων Αντιστήριξης	6
2.3 Παράγοντες επιρροής της ευστάθειας	9
2.3.1 Κίνηση του εδάφους.....	9
2.3.2 Τοπικές Εδαφικές Συνθήκες	10
2.3.3 Ρευστοποίηση	10
2.3.4 Γεωμετρία και Διάταξη των Κατασκευών	12
2.4 Μέθοδοι ανάλυσης ευστάθειας	13
2.5 Δυνητικές σεισμικές καταπονήσεις.....	14
2.6 Εκτίμηση Σεισμικής Επικινδυνότητας για Λιμάνια	15
2.6.1 Επιλογή Επιπέδων Αναφοράς για Σεισμικές Κινήσεις	16
2.6.2 Καθορισμός Αποδεκτών Επιπέδων Βλάβης	16
2.6.3 Προσδιορισμός Βαθμών Επίδοσης και Κριτηρίων Απόκρισης	17
2.7 Εκτίμηση Σεισμικής Επικινδυνότητας για Λιμενικές Κατασκευές	19
2.7.1 Κρηπιδότοιχοι Βαρύτητας.....	19
2.7.2 Λιμενικοί Πασσαλότοιχοι.....	22
2.7.3 Κυψελωτός Κρηπιδότοιχος	26
2.8 Ιστορικά γεγονότα	29
Κεφάλαιο 3 Αναλυτικές μέθοδοι.....	38
3.1 Εισαγωγή στους Τύπους Πασσαλότοιχων	38
3.1.1 Πασσαλότοιχοι σε Συνεκτικό Έδαφος	40
3.1.2 Πασσαλότοιχοι σε Μη Συνεκτικό Έδαφος	42
3.2 Μέθοδοι προσδιορισμού στατικών και δυναμικών ωθήσεων.....	44
3.2.1 Μέθοδος Rankine	45
3.2.2 Μέθοδος Coulomb.....	50
3.2.3 Μέθοδος Mononobe – Okabe	54
3.2.4 Μέθοδος Seed – Whitman.....	58
3.2.5 Μέθοδος Veletsos & Younan	59

3.3 Ευρωκώδικας 7.....	64
Κεφάλαιο 4 Ψευδοστατικές αριθμητικές αναλύσεις	74
4.1 Εισαγωγή.....	74
4.2 Περιγραφή λογισμικού Plaxis 2D	74
4.2.1 Στάδιο εισαγωγής δεδομένων (Input):	74
4.2.2 Στάδιο υπολογισμών (Calculations)	78
4.2.3 Εξαγωγή αποτελεσμάτων	79
4.2.4 Εξαγωγή καμπυλών και διαγραμμάτων	80
4.3 Παρουσίαση προσομοιωμάτων	80
4.3.1 1 ^η Περίπτωση: Αριθμητική προσομοίωση διπλού χερσαίου τοίχου	80
4.3.2 2 ^η Περίπτωση: Μονός χερσαίος αγκυρωμένος τοίχος.....	88
4.3.3 3 ^η Περίπτωση: Λιμενικός κρηπιδότοιχος	93
Κεφάλαιο 5 Δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις.....	99
5.1 Εισαγωγή στις δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις.....	99
5.2 Θεωρία δυναμικών αριθμητικών αναλύσεων.....	99
5.2.1 Χαρακτηριστικά δυναμικής απόκρισης	99
5.2.2 Δυναμική πίεση	100
5.3 Παρουσίαση λογισμικού SeismoSignal.....	102
5.3.1 Χαρακτηριστικά και Λειτουργίες	103
5.4 1η Περίπτωση: Διπλού χερσαίου τοίχου	105
5.4.1 Παλμός Ricker 2Hz	106
5.4.2 Παλμός Ricker 6Hz	111
5.4.3 Διέγερση Καταγραφή Upland.....	115
5.5 2η Περίπτωση: Μονού χερσαίου τοίχου.....	119
5.5.1 Παλμός Ricker 2 Hz	119
5.5.2 Παλμός Ricker 6 Hz	123
5.5.3 Διέγερση καταγραφή Upland	127
5.6 3η Περίπτωση: Λιμενικού κρηπιδότοιχου.....	131
5.6.1 Παλμός Ricker 2 Hz	132
5.6.2 Διέγερση Ricker 6 Hz	136
5.6.3 Διέγερση καταγραφή Upland	140
Κεφάλαιο 6 Συμπεράσματα	145
6.1 Συμπεράσματα	145
6.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα	146

Βιβλιογραφία.....	148
--------------------------	------------

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1 Γενική περιγραφή

Η παρούσα διπλωματική εργασία εξετάζει τη στατική και σεισμική καταπόνηση των λιμενικών κρηπιδότοιχων και πιο συγκεκριμένα των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων. Για αυτόν τον σκοπό, εξετάζεται με κατάλληλα αριθμητικά προσομοίωμα η επίδραση των δυνάμεων που ασκούνται επί τέτοιων τοίχων λόγω του κορεσμένου αντιστηριζόμενου εδάφους και του νερού. Για την καλύτερη κατανόηση της απόκρισης των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων, εξετάζεται η καταπόνηση τους όχι μόνο σε θαλάσσιο περιβάλλον, αλλά και σε χερσαίες συνθήκες. Επιπροσθέτως, η σεισμική καταπόνηση των τοίχων εξετάζεται τόσο με ψευδοστατικές όσο και με δυναμικές αναλύσεις.

Γενικά, οι σεισμοί πλήττουν τις κατασκευές με αρκετούς διαφορετικούς τρόπους ανάλογα και με το είδος του έργου. Οι λιμένες αποτελούν σημαντικά τεχνικά έργα που πλήττονται συχνά από σεισμούς παρουσιάζοντας διαφορετικά προβλήματα ανάλογα με τον τρόπο κατασκευή τους και τις επικρατούσες συνθήκες. Ένας διαδεδομένος τρόπος κατασκευής λιμενοβραχίωνων είναι οι πασσαλότοιχοι, επειδή παρέχουν μεγαλύτερη προστασία έναντι διαφόρων φυσικών φαινομένων. Ωστόσο, επειδή αυτή η ενισχυμένη κατασκευή έχει ένα βασικό ελάττωμα: από μόνη της δεν είναι αρκετά ευσταθής και, ως εκ τούτου, απαιτείται ενίσχυση της ευστάθειας της με την τοποθέτηση κατάλληλων πρόσθετων στηρίξεων. Από τις διάφορες κατηγορίες στήριξης πασσαλότοιχων, θα μελετηθούν στην παρούσα διπλωματική οι αγκυρώσεις, δηλαδή οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι.

Όπως προαναφέρθηκε, ένας ευρέως διαδεδομένος τρόπος κατασκευής λιμενικών εγκαταστάσεων είναι οι ενισχυμένοι πασσαλότοιχοι με χρήση αγκυρίων. Η παρούσα μελέτη εστιάζει στην περίπτωση των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων σε περιοχές όπως η Μεσόγειος Θάλασσα, οι οποίες χαρακτηρίζονται από σεισμικούς γεωκινδύνους, των οποίων η αποτροπή

είναι ανέφικτη, η δε αντιμετώπιση των συνεπειών τους είναι ενίοτε τεχνικά ή/και οικονομικά δυσχερής. Στη διεθνή βιβλιογραφία έχουν καταγραφεί πολλά σχετικά περιστατικά αστοχιών με σημαντικές επιπτώσεις. Ως «σεισμικοί γεωκίνδυνοι» θεωρούνται οι γεωλογικές διεργασίες (κυρίως η ισχυρή σεισμική δόνηση, η αστάθεια πρανών, η επιφανειακή διάρρηξη σεισμικών ρηγμάτων και η ρευστοποίηση του εδάφους/πυθμένα) που έχουν ως αποτέλεσμα την καταπόνηση και των λιμενικών κατασκευών.

Κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό τέτοιων τεχνικών έργων, τα σενάρια σεισμικού κινδύνου διακρίνονται σε δυο στάθμες: α) τη στάθμη λειτουργικότητας που αντιστοιχεί στο επίπεδο της σεισμικής καταπόνησης που πιθανόν να προκύψει κατά τη διάρκεια του συμβατικού χρόνου ζωής της κατασκευής, και β) τη στάθμη δομικής ακεραιότητας που αντιστοιχεί στο επίπεδο εντονότερης σεισμικής καταπόνησης εξαιτίας ισχυρού σεισμού με πολύ μεγαλύτερη περίοδο εμφάνισης. Όπως προαναφέρθηκε, βασικός στόχος της διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της αντοχής και της δυνατότητας βελτίωσης της επίδοσης των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων υπό στατικά και σεισμικά φορτία μέσω προηγμένων αριθμητικών αναλύσεων με χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Με βάση τα προαναφερθέντα, και λαμβάνοντας υπόψιν τα διεθνή πρότυπα και τους κανονισμούς για την διασφάλιση της δομικής ακεραιότητας και λειτουργικότητας τέτοιων κατασκευών, βασικό στοιχείο πρωτοτυπίας της παρούσας διπλωματικής εργασίας αποτελεί ο αντισεισμικός σχεδιασμός αγκυρωμένων πασσαλότοιχων έναντι σεισμικών δράσεων, με την εφαρμογή προηγμένων υπολογιστικών εργαλείων. Στόχος της εργασίας είναι να συμβάλει στη σχεδιαστική πρακτική, τόσο στην ποσοτικοποίηση των σεισμικών δράσεων, όσο και στην επίδραση αυτών σε αγκυρωμένους πασσαλότοιχους.

Η μεθοδολογία που πρόκειται να ακολουθηθεί κατά την εκπόνηση της διπλωματικής εργασίας θα είναι ψευδοστατική και θα επικεντρωθεί στη μελέτη λιμενικών τοίχων από αγκυρωμένους πασσαλότοιχους και τον προσδιορισμό των εδαφικών ωθήσεων και των μετακινήσεων αρχικά μέσω απλοποιητικής ανάλυσης και στη συνέχεια μέσω δυναμικής ανάλυσης με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων. Επιπροσθέτως, θα πραγματοποιηθεί διερεύνηση μέσα από 2-Δ ψευδοστατικές και δυναμικές αναλύσεις που βασίζονται στη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με χρήση του λογισμικού PLAXIS 2D. Το εν λόγω λογισμικό χρησιμοποιείται ευρέως για την προσομοίωση στατικών και δυναμικών προβλημάτων σε πολλές γεωτεχνικές εφαρμογές στην πράξη.

Η πολυπαραμετρική διερεύνηση θα βασιστεί σε μία συζευγμένη μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης. Πιο συγκεκριμένα, θα εφαρμοσθεί μία διαδικασία η οποία θα περιλαμβάνει το γεωτεχνικό και στατικό κομμάτι των αναλύσεων, με σκοπό τη μελέτη της επίδρασης της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων και κατ' επέκταση των επιβαλλόμενων εξωτερικών φορτίων στους πασσαλότοιχους. Το τελευταίο στάδιο της διπλωματικής θα έχει ως αντικείμενο την εξέταση τρόπων μετριασμού της σεισμικής καταπόνησης των

αγκυρωμένων πασσαλότοιχων με σκοπό τη βελτίωση της δυναμικής απόκρισης του συστήματος και τον περιορισμό των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων του τοίχου και των αγκυρίων.

1.2 Δομή της εργασίας

Μετά από το πρώτο σύντομο εισαγωγικό κεφάλαιο, στα επόμενα δύο κεφάλαια παρουσιάζεται το θεωρητικό υπόβαθρο της εργασίας. Πιο συγκεκριμένα, στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι διάφορες κατηγορίες των τοίχων αντιστήριξης και οι τρόποι με τους οποίους μπορεί να προκληθεί αστοχία των κατασκευών, καθώς και οι παράγοντες που επηρεάζουν και οι μέθοδοι ανάλυσης της ευστάθειας. Επίσης, γίνεται συνοπτική περιγραφή των δυναμικών σεισμικών καταπονήσεων και τα μέτρα που εφαρμόζονται για την αντιμετώπισή τους. Επιπρόσθετα, γίνεται μνεία σε περιστατικά σε σεισμούς που καταπόνησαν ιδιαίτερα λιμενικές κατασκευές. Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται παρουσίαση των θεωριών και των μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν για τη διεξαγωγή των στατικών, ψευδοστατικών και δυναμικών αναλύσεων.

Στο τέταρτο και πέμπτο κεφάλαιο γίνεται περιγραφή των προσομοιωμάτων και των αποτελεσμάτων. Αρχικά στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται το λογισμικό των πεπερασμένων στοιχείων Plaxis 2D 8.2, στο οποίο υλοποιήθηκαν τα προσομοιώματα των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων και γίνεται αναλυτική παρουσίαση των ιδιοτήτων του κάθε προσομοιώματος. Επιπρόσθετα, γίνεται η παρουσίαση των αποτελεσμάτων που καταπονούν τις κατασκευές υπό στατικές και ψευδοστατικές συνθήκες. Στο πέμπτο κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση του λογισμικού SeismoSignal που χρησιμοποιήθηκε για την επεξεργασία των χρονοϊστοριών των σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν στις δυναμικές αναλύσεις. Στη συνέχεια, γίνεται παρουσίαση της δυναμικής καταπόνησής των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων για όλες τις περιπτώσεις των προσομοιωμάτων και των διεγέρσεων που εξετάστηκαν στο Plaxis 2D 8.2.

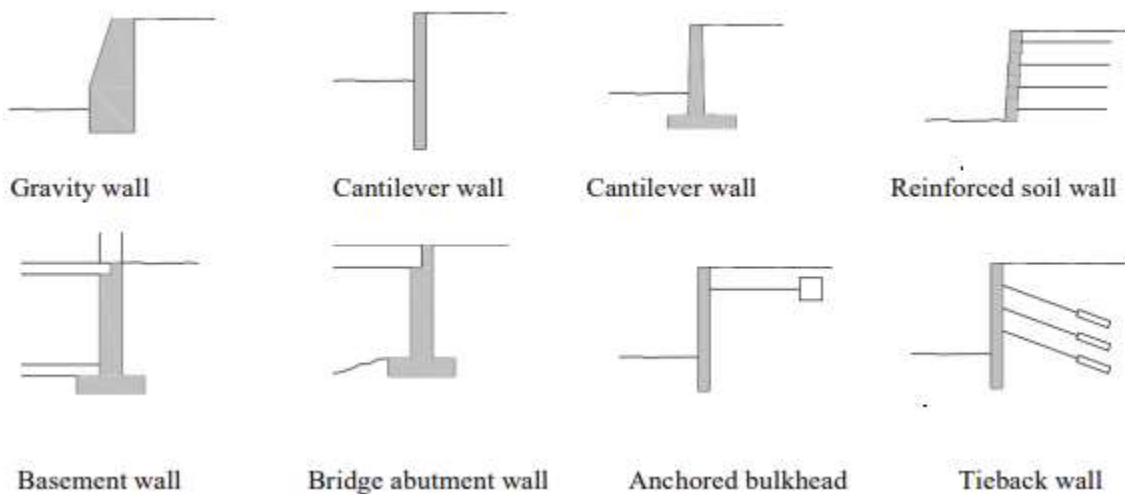
Τέλος, στο έκτο κεφάλαιο σχολιάζονται τα αποτελέσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις και παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προκύπτουν, καθώς και προτάσεις μελλοντικής επέκτασης της παρούσας διερεύνησης.

Κεφάλαιο 2

Τοίχοι αντιστήριξης σε λιμενικά έργα

2.1 Κατηγορίες Τοίχων Αντιστήριξης

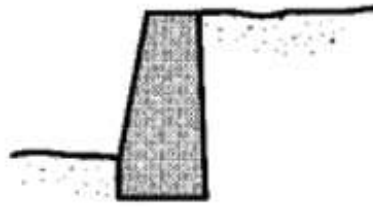
Οι τοίχοι αντιστήριξης είναι κατασκευές που τοποθετούνται για να αντισταθούν στις πλευρικές πιέσεις του εδάφους και χρησιμοποιούνται ευρέως σε λιμάνια και άλλες παράκτιες περιοχές. Ανάλογα με τη μορφή και τη λειτουργία τους, οι τοίχοι αντιστήριξης κατατάσσονται σε διάφορες κατηγορίες. Κάθε μία από τις ακόλουθες κατηγορία έχει τα δικά της διακριτά χαρακτηριστικά και αναπτύσσει διαφορετική συμπεριφορά όταν καλείται να αντιμετωπίσει σεισμικές καταπονήσεις.



Εικόνα 2.1: Συνηθισμένοι τύποι κατασκευών αντιστήριξης (Kramer 1996)

- 1. Τοίχοι Βαρύτητας:** Οι τοίχοι βαρύτητας βασίζονται στο ίδιο τους το βάρος για να αντισταθούν στις πλευρικές πιέσεις του εδάφους. Συνήθως κατασκευάζονται από σκυρόδεμα ή φυσικούς λίθους και έχουν σημαντικό πάχος και μάζα. Το πλεονέκτημά τους είναι ότι δεν απαιτούν περίπλοκες πρόσθετες ενισχύσεις, όπως π.χ. αγκυρώσεις, καθώς η σταθερότητά τους βασίζεται αποκλειστικά στη μάζα και το βάρος τους.

Ωστόσο, κατά τη διάρκεια σεισμών, οι τοίχοι βαρύτητας είναι ευάλωτοι σε ανατροπή ή ολίσθηση, ειδικά αν η ευστάθεια της θεμελίωσης δεν είναι επαρκής.



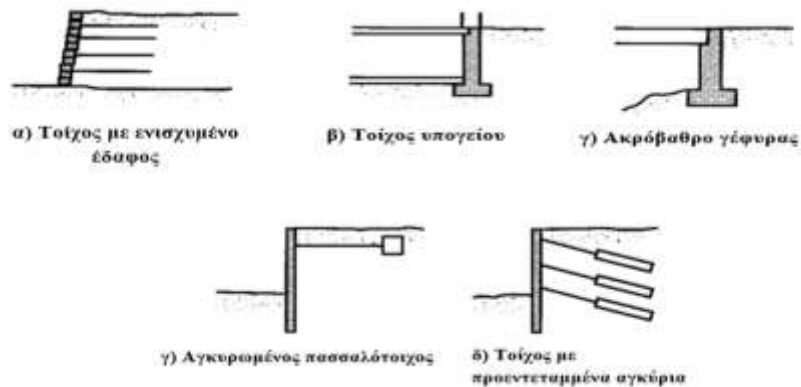
Εικόνα 2.2: Τοίχος βαρύτητας (Kramer, 1996).

- 2. Τοίχοι Προβόλου:** Οι τοίχοι προβόλου είναι λεπτότερες κατασκευές από τους τοίχους βαρύτητας και συνήθως κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα. Η αντίστασή τους στις πλευρικές πιέσεις του εδάφους βασίζεται στη διατομή τους και στην αντοχή τους σε κάμψη, καθώς και στην ικανότητά τους να διαχειρίζονται τις εδαφικές δυνάμεις που ασκούνται επάνω τους. Οι τοίχοι αυτοί είναι πιο ευέλικτοι και μπορούν να κατασκευαστούν με μικρότερα πάχη, αλλά απαιτούν ιδιαίτερη προσοχή σε περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, καθώς είναι πιο ευπαθείς σε κάμψη και παραμόρφωση κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.



Εικόνα 2.3: Τοίχοι τύπου προβόλου (Kramer, 1996).

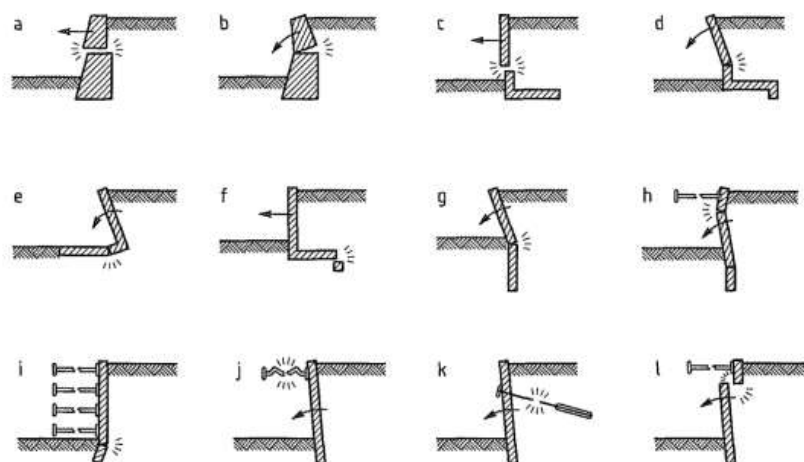
- 3. Αγκυρωμένοι Τοίχοι:** Για τους αγκυρωμένους τοίχους χρησιμοποιούνται εξωτερικά αγκύρια για να ενισχύσουν την αντίστασή τους στις πλευρικές πιέσεις. Αυτά τα αγκύρια εισχωρούν στο έδαφος πίσω από τον τοίχο και λειτουργούν ως ελκυστήρες, προσφέροντας πρόσθετη σταθερότητα και αποτρέποντας τη μετακίνηση του τοίχου προς τη θάλασσα. Οι αγκυρωμένοι τοίχοι είναι ιδανικοί για περιπτώσεις όπου απαιτείται σταθερότητα σε μαλακά εδάφη ή σε περιοχές με υψηλές πλευρικές πιέσεις, όπως τα λιμάνια.



Εικόνα 2.4: Τύποι τοίχων αντιστήριξης (Kramer, 1996).

2.2 Μορφές Αστοχίας Τοίχων Αντιστήριξης

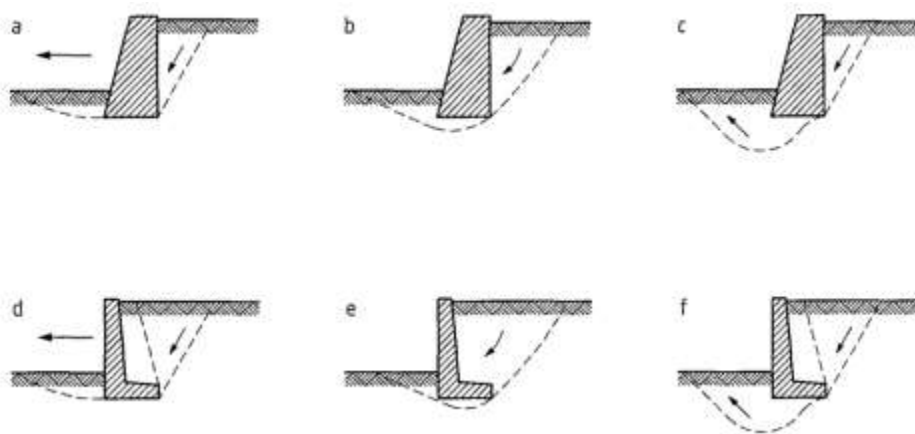
Για την ασφαλή κατασκευή και λειτουργία των τοίχων αντιστήριξης, είναι κρίσιμο να προσδιοριστούν οι μηχανισμοί αστοχίας και οι συνθήκες που ευνοούν την εκδήλωσή τους. Σε στατικές συνθήκες, οι τοίχοι αντιστήριξης δέχονται εδαφικές ωθήσεις, φορτία λόγω του βάρους τους, καθώς και εξωτερικές δυνάμεις από τα στοιχεία ενίσχυσής τους (όπως αγκύρια). Η δομική σταθερότητα διασφαλίζεται μέσω της ισορροπίας των δυνάμεων και της αποφυγής διατμητικών τάσεων που θα μπορούσαν να υπερβούν τη διατμητική αντοχή του εδάφους. Η σεισμική διέγερση είναι ένας σημαντικός παράγοντας που μπορεί να επηρεάσει αυτή την ισορροπία, καθώς δημιουργεί αδρανειακές δυνάμεις και αλλάζει τις διατμητικές ιδιότητες του εδάφους. Στη διάρκεια ενός σεισμού, ενδέχεται να προκύψουν μόνιμες παραμορφώσεις στον τοίχο αντιστήριξης, οι οποίες ενδέχεται να γίνουν εκτεταμένες σε σημείο αστοχίας (Kramer, 1996).



Εικόνα 2.5: Παράδειγμα οριακών τύπων δομικής αστοχίας έργων αντιστήριξης (EN 1997-1).

Μηχανισμοί Αστοχίας Τοίχων Βαρύτητας

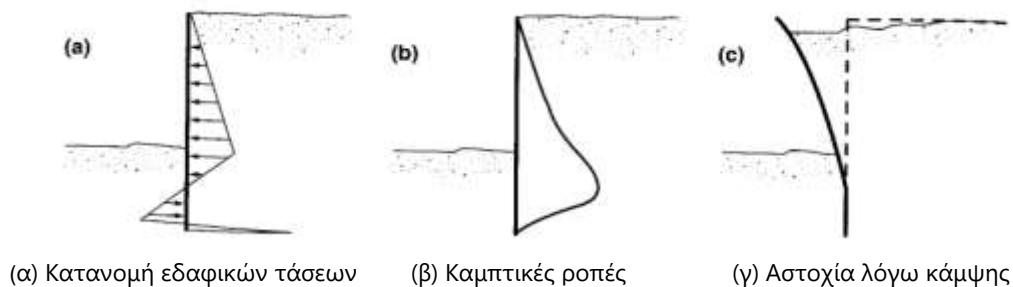
Οι τοίχοι βαρύτητας μπορούν να αστοχήσουν λόγω μηχανισμών άκαμπτου σώματος, όπως ολίσθηση και ανατροπή. Η ολίσθηση συμβαίνει όταν οι πλευρικές ωθήσεις του εδάφους πίσω από τον τοίχο υπερβαίνουν την αντίσταση ολίσθησης που προσφέρει η βάση του τοίχου. Αντίθετα, η ανατροπή οφείλεται στην αποτυχία της ροπής ευστάθειας να εξισορροπήσει τη ροπή αστοχίας, κυρίως λόγω υπερβολικών ωθήσεων ή λόγω ανεπαρκούς αντίστασης του εδάφους θεμελίωσης. Στην περίπτωση όπου το έδαφος θεμελίωσης του τοίχου είναι ασταθές, η αστοχία μπορεί να θεωρηθεί γενικευμένη αστάθεια πρανούς. Τέλος, στους πιο σύνθετους τοίχους, όπως αυτοί που είναι μηχανικά σταθεροποιημένοι, μπορεί να παρουσιαστούν διατμητικές και εφελκυστικές αστοχίες στα διάφορα τμήματα και στοιχεία τους (Kramer, 1996; Κατσιράκης, 2021).



Εικόνα 2.6: Μηχανισμοί αστοχίας τοίχου βαρύτητας (MCEER, 2000).

Μηχανισμοί Αστοχίας Διαφραγματικών Τοίχων

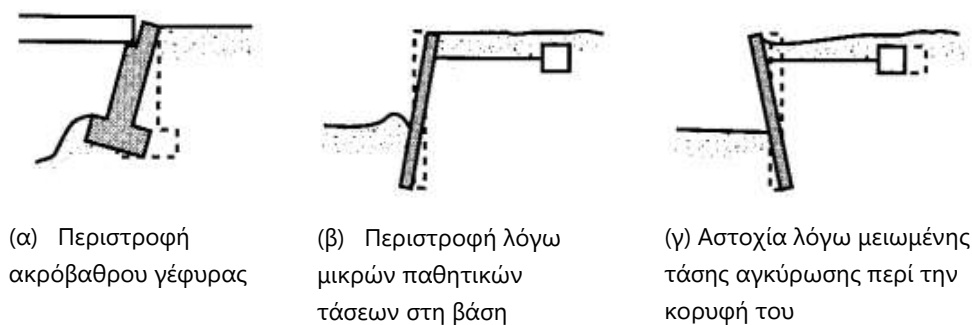
Οι μηχανισμοί αστοχίας των διαφραγματικών τοίχων (ή τοίχων προβόλων) είναι παρόμοιοι με αυτούς των τοίχων βαρύτητας, με τη διαφορά ότι περιλαμβάνουν και αστοχία λόγω κάμψης. Στους διαφραγματικούς τοίχους, οι ροπές κάμψης και οι τάσεις εξαρτώνται από τη γεωμετρία, την ακαμψία και την αντοχή του συστήματος τοίχου-εδάφους. Αν η καμπτική ροπή υπερβεί τη ροπή αντοχής, προκαλείται αστοχία λόγω κάμψης. Το επίπεδο της παραμόρφωσης εξαρτάται σε μεγάλο βαθμό από τις ιδιότητες του υλικού του τοίχου (Kramer, 1996).



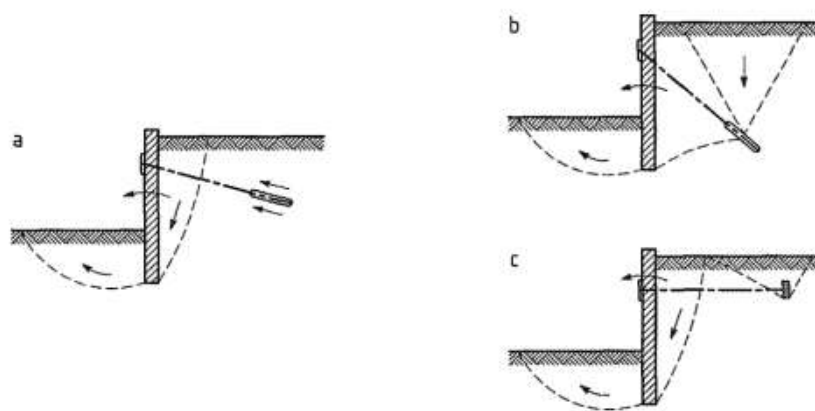
Εικόνα 2.7: Μηχανισμοί αστοχίας διαφραγματικών τοίχων (Kramer, 1996).

Μηχανισμοί Αστοχίας Αγκυρωμένων Τοίχων

Στους αγκυρωμένους τοίχους, οι μηχανισμοί αστοχίας περιλαμβάνουν τη γενικευμένη αστάθεια, την κλίση, την κάμψη και τις αστοχίες στα στοιχεία ενίσχυσης. Η αστοχία λόγω κλίσης συμβαίνει όταν ο τοίχος περιστρέφεται γύρω από το σημείο αγκύρωσης, ενδέχεται δε να εμφανιστεί στην κορυφή του τοίχου, όπως στα ακρόβαθρα. Η αστοχία λόγω κάμψης ακολουθεί τον ίδιο μηχανισμό με αυτόν των τοίχων προβόλων, με τη διαφορά ότι το σημείο αστοχίας μπορεί να ποικίλει. Στα στοιχεία ενίσχυσης του τοίχου, όπως τα αγκύρια, μπορεί να εμφανιστούν αστοχίες είτε λόγω καθιζήσεων του αντιστηριζόμενου εδάφους είτε λόγω επιπρόσθετης φόρτισης σε ράβδους και συνδέσεις (Kramer, 1996).



Εικόνα 2.8 : Μηχανισμοί αστοχίας αγκυρωμένων τοίχων (Kramer, 1996).



Εικόνα 2.9: Παράδειγμα οριακών τύπων αστοχίας λόγω εξόλκευσης αγκυρίων. (EN 1997-1).

2.3 Παράγοντες επιρροής της ευστάθειας

Η ευστάθεια των τοίχων αντιστήριξης αποτελεί κρίσιμο ζήτημα στις γεωτεχνικές και λιμενικές κατασκευές, ιδίως σε σεισμογενείς περιοχές. Αυτοί οι τοίχοι παίζουν βασικό ρόλο στη συγκράτηση των εδαφών και την αποφυγή κατολισθήσεων σε πρανή, λιμενικά έργα, και υποδομές οδοποιίας. Η ευστάθειά τους εξαρτάται από την ικανότητά τους να αντέχουν στις πλευρικές δυνάμεις του εδάφους που συγκρατούν, αλλά και στις δυνάμεις που προκύπτουν από τη σεισμική δραστηριότητα. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι τοίχοι αντιστήριξης υφίστανται πρόσθετες καταπονήσεις λόγω της έντονης δυναμικής κίνησης του εδάφους, των αυξομειώσεων στις υδροστατικές πιέσεις και της πιθανής υγροποίησης του κορεσμένου εδάφους (PIANC, 2001).

2.3.1 Κίνηση του εδάφους

Η κίνηση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος είναι ένα από τα πιο κρίσιμα φαινόμενα που επηρεάζουν την απόκριση των κατασκευών στην επιφάνεια του εδάφους. Τα σεισμικά κύματα, τα οποία παράγονται από τη μετατόπιση, τη διάρρηξη και τις ανοδικές ή καθοδικές μετακινήσεις των τεκτονικών πλακών, διαδίδονται μέσω γεωλογικών στρωμάτων και προκαλούν δονήσεις που επηρεάζουν τόσο την επιφάνεια του εδάφους όσο και τις κατασκευές που εδράζονται πάνω σε αυτό. Η κατανόηση των παραμέτρων που επηρεάζουν την κίνηση του εδάφους είναι απαραίτητη για την εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των λιμενικών έργων. Η κίνηση του εδάφους μπορεί να επηρεασθεί από τις εξής παραμέτρους:

- το πλάτος των δονήσεων,
- την ταχύτητα των σεισμικών κυμάτων,
- τη μέγιστη ταχύτητα του εδάφους (Peak Ground Velocity - PGV) και

- την μέγιστη επιτάχυνση του εδάφους (Peak Ground Acceleration - PGA).

Κάθε μία από αυτές τις παραμέτρους παίζει σημαντικό ρόλο στη σεισμική απόκριση των κατασκευών. Οι ιδιότητες των υλικών του εδαφικού υποστρώματος, όπως το μέτρο ελαστικότητας, η πυκνότητα και η σεισμική διατμητική αντοχή, έχουν σημαντική επιρροή στην ταχύτητα και την επιτάχυνση των σεισμικών κυμάτων (PIANC, 2001).

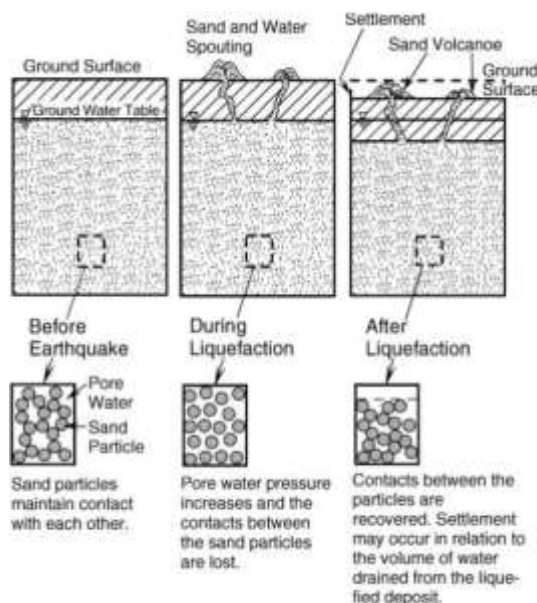
2.3.2 Τοπικές Εδαφικές Συνθήκες

Οι τοπικές συνθήκες είναι ένας από τους βασικότερους παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση του εδάφους κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Περιλαμβάνουν τα χαρακτηριστικά του εδαφικού υποστρώματος, την τοπογραφία της περιοχής, καθώς και τις γεωλογικές και γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους. Οι διαφορετικές στρωματογραφικές ιδιότητες του εδάφους, όπως το πάχος των στρώσεων και η σύσταση των υλικών (άμμος, άργιλος, βράχος κ.ά.), επηρεάζουν σημαντικά τον τρόπο διάδοσης των σεισμικών κυμάτων και το εάν αυτά ενισχύονται ή αποσβένονται. Η σύνθεση του εδάφους καθορίζει επίσης τη δυνατότητα εμφάνισης φαινομένων, όπως η ρευστοποίηση, κατά την οποία τα κορεσμένα εδάφη μπορεί προσωρινά να χάσουν τη φέρουσα ικανότητά τους και να συμπεριφερθούν σαν ρευστό, αυξάνοντας τον κίνδυνο καταστροφών στις κατασκευές. Η τοπογραφία της περιοχής μπορεί να οδηγήσει σε φαινόμενα τοπογραφικής ενίσχυσης, όπου η γεωμετρία των επιφανειακών σχηματισμών ενισχύει τις σεισμικές δονήσεις σε συγκεκριμένα σημεία, αυξάνοντας τις καταπονήσεις στις κατασκευές (PIANC, 2001).

2.3.3 Ρευστοποίηση

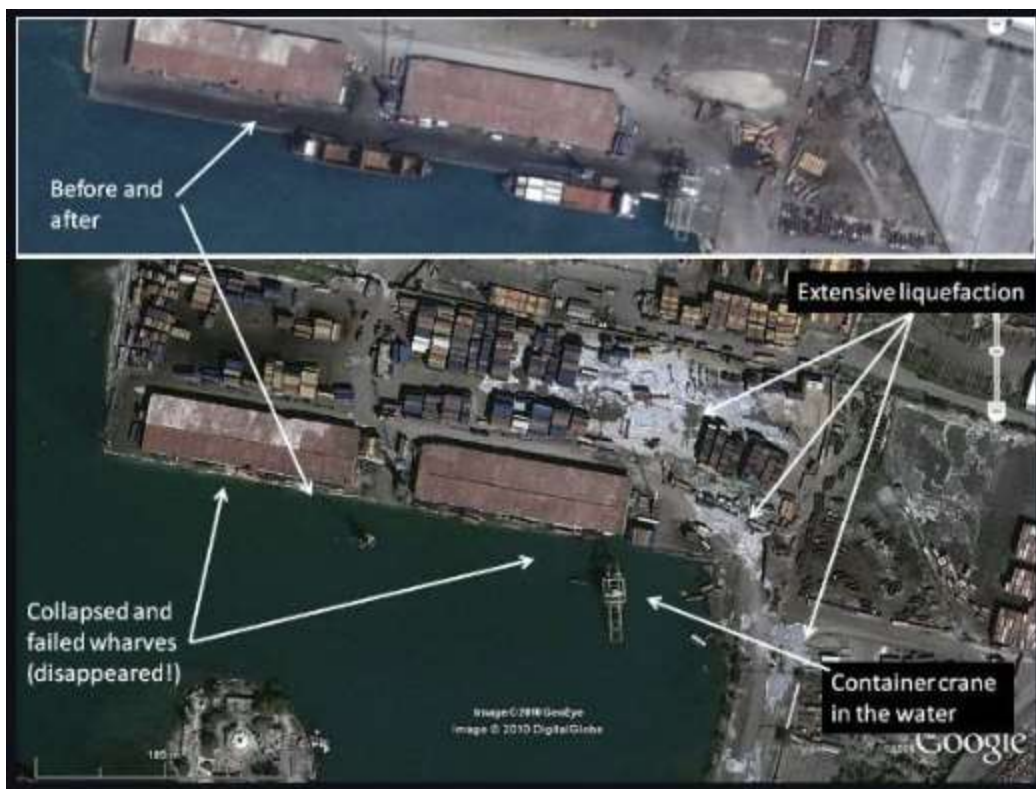
Η ρευστοποίηση είναι ένα φαινόμενο που παρατηρείται σε κορεσμένα, αμμώδη εδάφη κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών δονήσεων. Αυτό συμβαίνει όταν η πίεση των πόρων του νερού εντός του εδάφους αυξάνεται ραγδαία, οδηγώντας σε σημαντική μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους. Ως αποτέλεσμα, το έδαφος χάνει προσωρινά την ικανότητά του να υποστηρίξει φορτία και συμπεριφέρεται σαν ρευστό, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει σοβαρές δομικές ζημιές ή ακόμα και την πλήρη κατάρρευση κατασκευών. Εμφανίζεται κυρίως σε εδάφη με αμμώδη ή ιλυώδη σύσταση, τα οποία είναι κορεσμένα με νερό. Όταν ένας σεισμός πλήττει μια περιοχή με τέτοια εδάφη, τα σεισμικά κύματα προκαλούν την ταλάντωση των σωματιδίων του εδάφους. Η συνεχής και έντονη δόνηση αυξάνει την πίεση του νερού στους πόρους του εδάφους, ενώ ταυτόχρονα μειώνει την επαφή μεταξύ των σωματιδίων. Όταν η πίεση του πόρου υπερβεί την πίεση του υπερκείμενου φορτίου, το έδαφος χάνει την αντοχή του και δημιουργούνται οι συνθήκες για ρευστοποίηση. Οι συνέπειες της ρευστοποίησης είναι ιδιαίτερα καταστροφικές για τις κατασκευές που βρίσκονται σε περιοχές που επηρεάζονται από αυτό το φαινόμενο. Η απώλεια της φέρουσας ικανότητας του εδάφους οδηγεί συχνά σε καθιζήσεις, αστοχίες πλαγιών και παραμορφώσεις των θεμελιώσεων των κατασκευών, οι

οποίες μπορεί να προκαλέσουν δομικές αστοχίες ή ακόμα και πλήρη κατάρρευση. Οι λιμενικές εγκαταστάσεις είναι ιδιαίτερα ευάλωτες στη ρευστοποίηση λόγω της θέσης τους σε παράκτιες περιοχές, όπου τα αμμώδη και κορεσμένα εδάφη είναι συνηθισμένα (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.10: Μηχανισμός της ρευστοποίησης (PIANC, 2001)

Η αντοχή του εδάφους έναντι της ανάπτυξης μεγάλων ωθήσεων και διατμητικών τάσεων που δημιουργεί μία σεισμική διέγερση καθορίζει την πιθανότητα εμφάνισης ρευστοποίησης του. Για μη συνεκτικά εδάφη, η διατμητική αντοχή εξαρτάται από την πυκνότητα, τη διαπερατότητα και τις ενεργές τάσεις που καταπονούν το εδαφικό υλικό. Η επιρροή των παραγόντων αυτών μελετάται μέσα από επί τόπου δοκιμές διείσδυσης, όπως N-STP (Standard Penetration Test - Τυπική δοκιμή διείσδυσης), CPT (Cone Penetrate Test - Δοκιμή Διείσδυσης Κώνου) καθώς και μέσω του προσδιορισμού της ταχύτητας διατμητικών κυμάτων (V_s) (PIANC, 2001· Kramer, 1996).



Εικόνα 2.11: Ίχνη ρευστοποίησης, Λιμάνι Port-au-Prince Αϊτή 2010 πριν και μετά τον σεισμό..

2.3.4 Γεωμετρία και Διάταξη των Κατασκευών

Η γεωμετρία και η διάταξη των κατασκευών των τοίχων αντιστήριξης επηρεάζουν σημαντικά την ευστάθειά τους, ειδικά σε συνθήκες σεισμικής φόρτισης. Η διάταξη και η γεωμετρία ενός τοίχου καθορίζουν τον τύπο και τη μορφή των παραμορφώσεων που μπορεί να υποστεί κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι κυριότεροι τύποι τοίχων, όπως οι τοίχοι βαρύτητας, οι τοίχοι προβόλου και οι ενισχυμένοι τοίχοι, διαθέτουν διαφορετικές γεωμετρίες που ανταποκρίνονται ποικιλοτρόπως στις σεισμικές δυνάμεις (PIANC, 2001).

- **Τοίχοι Βαρύτητας:** Αυτοί οι τοίχοι, λόγω της μεγάλης μάζας τους, σχεδιάζονται ώστε να αντιστέκονται στις πλευρικές πιέσεις του εδάφους με τη μάζα και την τριβή στη βάση τους. Οι τοίχοι βαρύτητας έχουν στατική συμπεριφορά με χαμηλές μετακινήσεις, αλλά σε σεισμικές συνθήκες μπορεί να παρουσιάσουν «ολίσθηση» ή «ανατροπή», ανάλογα με την αναλογία πλάτους προς ύψος (W/H), ειδικά αν το υπόβαθρο είναι ασταθές (PIANC, 2001).
- **Τοίχοι Προβόλου:** Αυτοί οι τοίχοι είναι πιο ευέλικτοι και σχεδιάζονται με γνώμονα τη στιβαρότητα και την αντοχή σε κάμψη, επιτρέποντας ταυτόχρονα τη μεταφορά φορτίων. Η ευστάθειά τους εξαρτάται από την αντοχή τους σε κάμψη και τη γεωμετρία τους,

καθώς είναι δυνατόν να παρουσιάσουν κάμψη σε μεγάλα σεισμικά φορτία. Πρέπει να υπολογίζουν την κατανομή των φορτίων εδάφους, λαμβάνοντας υπόψη την απόκριση του τοίχου και την ακαμψία του εδάφους (PIANC, 2001).

- **Αγκυρωμένοι τοίχοι:** Αυτοί οι τοίχοι χρησιμοποιούνται ευρέως σε λιμενικές και παράκτιες περιοχές, παρέχοντας επιπλέον πλευρική στήριξη μέσω αγκυρίων. Η ευστάθειά τους επηρεάζεται από το βάθος εισχώρησης και την απόσταση των αγκυρίων από τον τοίχο· ανεπαρκές βάθος αυξάνει τον κίνδυνο αποβολής των αγκυρωμένων τοίχων, «kick-out». Η αντοχή και η ακαμψία των αγκυρίων είναι επίσης κρίσιμες, καθώς τα άκαμπτα αγκύρια μειώνουν τις μόνιμες μετακινήσεις, ενώ τα ευέλικτα αγκύρια κατανέμουν καλύτερα τις τάσεις όταν τοποθετούνται πιο κοντά μεταξύ τους. Η υδροστατική και η δυναμική πίεση του νερού, ιδιαίτερα κατά τη διάρκεια σεισμών, μπορεί να δημιουργήσει υπερπίεσεις πόρων πίσω από τον τοίχο, αυξάνοντας την καταπόνηση στα αγκύρια. (PIANC, 2001).

2.4 Μέθοδοι ανάλυσης ευστάθειας

Η ανάλυση της ευστάθειας των τοίχων αντιστήριξης είναι κρίσιμη για τον σχεδιασμό και την αξιολόγηση της αντοχής τους, ιδίως σε περιοχές υψηλής σεισμικότητας όπου οι τοίχοι εκτίθενται σε σημαντικές πλευρικές δυνάμεις. Οι μέθοδοι ανάλυσης διαφέρουν ως προς την πολυπλοκότητα και την ακρίβειά τους, παρέχοντας διάφορα επίπεδα εκτίμησης της συμπεριφοράς των τοίχων σε στατικές και σεισμικές καταπονήσεις. Σύμφωνα με τις κατευθυντήριες γραμμές της PIANC (PIANC, 2001), υπάρχουν τρεις βασικές κατηγορίες μεθόδων που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της ευστάθειας των τοίχων αντιστήριξης.

- **Απλοποιημένη Ανάλυση:** Αυτή η μέθοδος βασίζεται στην προσέγγιση της ψευδοστατικής ανάλυσης, η οποία εφαρμόζει έναν σεισμικό συντελεστή αδράνειας για να προσομοιώσει την πλευρική δύναμη που ασκείται στον τοίχο κατά τη διάρκεια σεισμού. Η απλοποιημένη ανάλυση θεωρεί τον τοίχο ως μια στατική μάζα και υπολογίζει την ευστάθεια με στατικούς όρους. Ενδείκνυται για την εκτίμηση της ευστάθειας σε πρώιμο στάδιο σχεδιασμού και μπορεί να εφαρμοστεί σε τοίχους βαρύτητας ή φύλλων.
- **Απλοποιημένη Δυναμική Ανάλυση:** Αυτή η μέθοδος χρησιμοποιεί το μοντέλο «κύβου ολίσθησης» (Sliding Block Theory) του Newmark (1965), για τον υπολογισμό των μόνιμων μετατοπίσεων του τοίχου αντιστήριξης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Στη μέθοδο Newmark, ο τοίχος θεωρείται σαν ένας μπλοκ που ολισθαίνει όταν η σεισμική επιτάχυνση υπερβαίνει μια κρίσιμη τιμή (οριακή επιτάχυνση). Μέσω της διπλής ολοκλήρωσης των επιταχύνσεων που υπερβαίνουν αυτό το όριο, εκτιμάται η συνολική μετατόπιση του

τοίχου. Αυτή η μέθοδος είναι χρήσιμη για τοίχους που αναμένεται να παρουσιάσουν κάποιες μετακινήσεις υπό σεισμικές καταπονήσεις, παρέχοντας πιο ρεαλιστικές προβλέψεις από τη συμβατική ψευδοστατική ανάλυση.

- **Δυναμική Ανάλυση:** Η δυναμική ανάλυση αποτελεί την πιο λεπτομερή μέθοδο, καθώς χρησιμοποιεί τεχνικές πεπερασμένων στοιχείων (FEM) για την προσομοίωση της απόκρισης εδάφους και δομής. Λαμβάνει υπόψη μη γραμμικές παραμέτρους, όπως η ρευστοποίηση και η δυναμική αλληλεπίδραση εδάφους-τοίχου, προσφέροντας υψηλή ακρίβεια στην πρόβλεψη παραμορφώσεων και καταπονήσεων. Απαιτεί λεπτομερείς γεωτεχνικές πληροφορίες και είναι απαραίτητη για κρίσιμες κατασκευές που χρειάζονται ακριβή εκτίμηση της σεισμικής συμπεριφοράς.

2.5 Δυναμικές σεισμικές καταπονήσεις

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού, οι τοίχοι αντιστήριξης εκτίθενται σε πολύπλοκες σεισμικές καταπονήσεις που θέτουν σε δοκιμασία την ευστάθειά τους και την ικανότητά τους να συγκρατούν το έδαφος, παρέχοντας πλευρική στήριξη σε παράκτιες, λιμενικές και άλλες ευάλωτες περιοχές. Οι καταπονήσεις αυτές περιλαμβάνουν δυνάμεις από τις επιταχύνσεις του σεισμού, οι οποίες μετατρέπονται σε πιέσεις τόσο από το έδαφος όσο και από το νερό, και μάλιστα με ενισχυμένο τρόπο σε περιοχές με υψηλά επίπεδα κορεσμού ή υδροστατικής πίεσης. Για την κατανόηση και ανάλυση αυτών των δυνάμεων χρησιμοποιούνται προσεγγίσεις που περιλαμβάνουν απλοποιημένες, δυναμικές και ψευδοστατικές μεθόδους, όπως η μέθοδος Mononobe-Okabe, οι οποίες υπολογίζουν τις συνολικές σεισμικές πιέσεις και ενσωματώνουν παραμέτρους που σχετίζονται με τοπικές συνθήκες και τον σχεδιασμό της κατασκευής (PIANC, 2001· Kramer, 1996).

Η πρώτη κατηγορία καταπονήσεων αφορά τις **ενεργές και παθητικές πιέσεις εδάφους**. Η μέθοδος Mononobe-Okabe επεκτείνει τη θεωρία του Coulomb, προσαρμόζοντας τις παραδοσιακές πλευρικές δυνάμεις εδάφους ώστε να συμπεριλάβουν την αδράνεια του σεισμού. Αυτή η προσέγγιση επιτρέπει την εκτίμηση των ενεργών πιέσεων, όταν το έδαφος τείνει να ωθεί τον τοίχο προς τα έξω, και των παθητικών πιέσεων, όταν ο τοίχος συγκρατεί το έδαφος από πιθανή καταστροφή. Η υπολογιστική βάση αυτών των πιέσεων εξαρτάται από παραμέτρους όπως η γωνία τριβής του εδάφους, η γωνία της κλίσης και οι επιταχύνσεις, επιτρέποντας μια πιο ακριβή αποτίμηση των πλευρικών δυνάμεων που ασκούνται στον τοίχο κατά τη διάρκεια ενός σεισμού (PIANC, 2001· Kramer, 1996).

Ειδικότερα, στις παράκτιες και κορεσμένες περιοχές, οι σεισμοί προκαλούν επιπλέον πιέσεις λόγω της παρουσίας νερού, που οδηγούν σε **υδροστατικές και υδροδυναμικές πιέσεις**. Οι υδροστατικές πιέσεις προκύπτουν από την ύπαρξη στάσιμου νερού πίσω από τον τοίχο και ενισχύονται όταν το νερό πιέζεται λόγω σεισμικών δονήσεων. Οι υδροδυναμικές πιέσεις, αντίθετα, προκύπτουν από την κίνηση του νερού, που τείνει να κινείται με διαφορετική φάση από το έδαφος, ασκώντας μια πρόσθετη δυναμική δύναμη στην κατασκευή. Η PIANC προτείνει ειδικές μεθόδους για τον υπολογισμό αυτών των πιέσεων, λαμβάνοντας υπόψη τόσο την ένταση της σεισμικής δόνησης όσο και τα χαρακτηριστικά του ύδατος, ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο σχεδιασμός των τοίχων λαμβάνει υπόψη αυτές τις επιπρόσθετες δυνάμεις (PIANC, 2001).

Μια ακόμη σημαντική πτυχή των σεισμικών καταπονήσεων είναι η **αλληλεπίδραση του τοίχου με το έδαφος**, όπου παρατηρούνται διαφορετικές αποκρίσεις μεταξύ του τοίχου και του υποβάθρου κατά τη διάρκεια των δονήσεων. Η ασύγχρονη αυτή κίνηση δημιουργεί διαφορετικές πιέσεις κατά μήκος του τοίχου, καθώς η ακαμψία και η ευελιξία του τοίχου μπορεί να οδηγήσουν σε συγκεντρωμένα σημεία τάσεων και ενδεχόμενες αστοχίες σε συγκεκριμένα σημεία. Οι κατασκευές που υποστηρίζουν υψηλά σεισμικά φορτία απαιτούν συνεπώς λεπτομερή ανάλυση της αλληλεπίδρασης με το έδαφος, ώστε να αποφεύγονται φαινόμενα όπως το kick-out ή η υπερβολική παραμόρφωση, που μπορεί να επηρεάσουν την ασφάλεια του τοίχου (PIANC, 2001).

2.6 Εκτίμηση Σεισμικής Επικινδυνότητας για Λιμάνια

Η εκτίμηση της σεισμικής επικινδυνότητας για λιμενικά έργα έχει αναπτυχθεί ως ένα κρίσιμο εργαλείο σχεδιασμού, επιτρέποντας την ακριβή πρόβλεψη των επιπτώσεων σεισμικών φαινομένων και των δυνατοτήτων αντιμετώπισης της σεισμικής βλάβης. Σύμφωνα με το βιβλίο της PIANC, η αξιολόγηση επικινδυνότητας στηρίζεται σε δύο επίπεδα αναφοράς σεισμικών κινήσεων, τα οποία χρησιμοποιούνται για να προβλεφθεί η απόκριση και η βλάβη των κατασκευών. Τα επίπεδα αυτά είναι τα L1 και L2, με το L1 να αναφέρεται σε σεισμικές κινήσεις που αναμένεται να συμβούν κατά τη διάρκεια της ζωής μιας κατασκευής με πιθανότητα υπέρβασης 50%, και το L2 να αντιπροσωπεύει σπάνια και ισχυρά σεισμικά φαινόμενα με πιθανότητα υπέρβασης 10% (PIANC, 2001).

Η σεισμική επικινδυνότητα καθορίζεται τόσο από τις τοπικές γεωτεχνικές συνθήκες όσο και από την πιθανότητα εμφάνισης σεισμών σε μια περιοχή. Η κίνηση του υπεδάφους και η ρευστοποίηση των εδαφών είναι κρίσιμες παράμετροι, οι οποίες μπορούν να τροποποιήσουν σημαντικά την ένταση των σεισμικών επιταχύνσεων και την κατανομή τους στις κατασκευές.

2.6.1 Επιλογή Επιπέδων Αναφοράς για Σεισμικές Κινήσεις

Η εκτίμηση επικινδυνότητας βασίζεται στη χρήση των επιπέδων L1 και L2, με τα οποία αξιολογούνται τα κριτήρια αστοχίας και οι αναμενόμενες βλάβες για τα λιμενικά έργα. Το L1 επίπεδο αναφέρεται στις πιο συχνές σεισμικές κινήσεις που αναμένεται να συμβούν εντός του χρονικού ορίζοντα σχεδιασμού, προσφέροντας πληροφορίες για τη διατήρηση της λειτουργικότητας. Το L2, ωστόσο, αφορά σπάνια και ισχυρά φαινόμενα και προορίζεται να προστατεύει την κατασκευή σε εξαιρετικά έντονες συνθήκες, διασφαλίζοντας ότι δεν θα υπάρξει πλήρης καταστροφή της. Σύμφωνα με το PIANC, η χρήση δύο επιπέδων αναφοράς προσφέρει μεγαλύτερη ευελιξία και καλύτερη κατανόηση της ανθεκτικότητας των κατασκευών. Σε περιοχές με χαμηλή σεισμικότητα, το L1 μπορεί να μην έχει σημαντική μηχανική αξία, και έτσι οι προδιαγραφές επικεντρώνονται στο L2. Σε περιοχές υψηλότερης σεισμικότητας, χρησιμοποιείται η προσέγγιση δύο επιπέδων, ώστε να διασφαλίζεται η ασφάλεια και η δυνατότητα αποκατάστασης της λειτουργικότητας μετά από ένα σημαντικό σεισμικό γεγονός (PIANC, 2001).

2.6.2 Καθορισμός Αποδεκτών Επιπέδων Βλάβης

Οι λιμενικές κατασκευές κατηγοριοποιούνται με βάση τα ανεκτά επίπεδα βλάβης και την απόδοση που πρέπει να επιτευχθεί στα επίπεδα L1 και L2. Τα επίπεδα βλάβης διακρίνονται σε τέσσερις βαθμούς (PIANC, 2001):

Επίπεδο βλάβης	Δομική	Λειτουργική
Βαθμός I: Λειτουργικό	Ελάχιστη ή μηδενική βλάβη	Μικρή ή μηδενική απώλεια λειτουργικότητας
Βαθμός II: Λειτουργικό	Ελεγχόμενη βλάβη ¹	Βραχυπρόθεσμη απώλεια λειτουργικότητας ²
Βαθμός III: Οιονεί κατάρρευση	Εκτεταμένες βλάβες	Μακροπρόθεσμη ή πλήρης απώλεια λειτουργικότητας
Βαθμός IV: Κατάρρευση ³	Πλήρης απώλεια δομής	Πλήρης απώλεια λειτουργικότητας

Πίνακας 2.1: Αποδεκτά επίπεδα βλάβης βάσει του σχεδιασμού απόκρισης των λιμενικών κατασκευών (PIANC, 2001).

¹ Με περιορισμένη ανελαστική απόκριση ή/και παραμένουσα παραμόρφωση.

² Κατασκευή εκτός λειτουργίας για σύντομο ή μέτριας διάρκειας χρονικό διάστημα.

³ Χωρίς σημαντικές επιπτώσεις στον περιβάλλοντα χώρο.

Μετά την επιλογή του αποδεκτού επιπέδου βλάβης, προσδιορίζεται η απαιτούμενη απόκριση της κατασκευής βάσει των βαθμών επίδοσης (performance levels) που αναφέρονται στον Πίνακα 2.2. Κάθε κατασκευή οφείλει να ανταποκρίνεται στο βαθμό επίδοσης που αντιστοιχεί στο σχεδιασμό της, διασφαλίζοντας ότι πληροί τα προκαθορισμένα πρότυπα επιτελεσματικότητας.

Βαθμός επίδοσης/επιτελεσματικότητας	Σεισμός σχεδιασμού	
	Επίπεδο 1 (L1)	Επίπεδο 2 (L2)
Βαθμός S	Βαθμός I: Λειτουργικό	Βαθμός I: Λειτουργικό
Βαθμός A	Βαθμός I: Λειτουργικό	Βαθμός II: Επισκευάσιμο
Βαθμός B	Βαθμός I: Λειτουργικό	Βαθμός III: Οιονεί κατάρρευση
Βαθμός C	Βαθμός II: Επισκευάσιμο	Βαθμός IV: Κατάρρευση

Πίνακας 2.2: Βαθμοί επίδοσης/επιτελεσματικότητας λιμενικών κατασκευών (PIANC, 2001).

2.6.3 Προσδιορισμός Βαθμών Επίδοσης και Κριτηρίων Απόκρισης

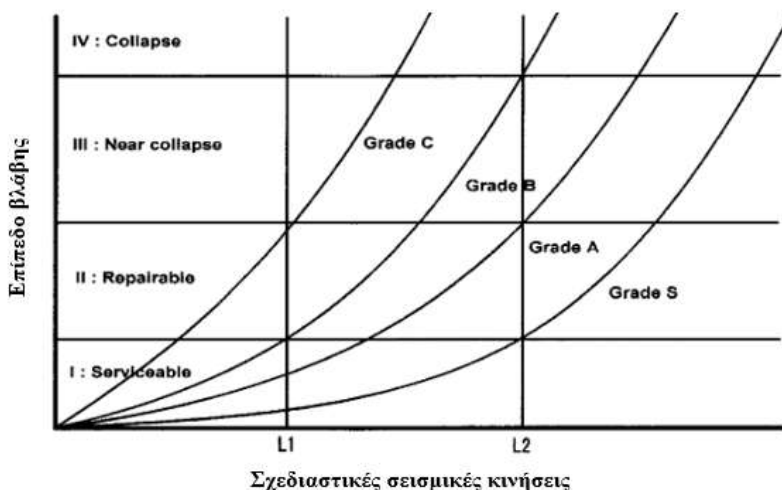
Η απόδοση των λιμενικών κατασκευών αξιολογείται με βάση τα κριτήρια απόκρισης που προκύπτουν από τις σεισμικές δονήσεις στα επίπεδα L1 και L2. Οι βαθμοί επίδοσης S, A, B, και C, που ορίζονται από την PIANC, συνδέονται με συγκεκριμένες απαιτήσεις δομικής και λειτουργικής συμπεριφοράς, ανάλογα με την κρίσιμη σημασία της κατασκευής και τον σχεδιασμό της. Για παράδειγμα, οι κατασκευές βαθμού S περιλαμβάνουν κρίσιμες υποδομές που πρέπει να παραμένουν λειτουργικές και ασφαλείς μετά από σεισμικά φαινόμενα, ενώ οι κατασκευές κατηγορίας C, οι οποίες είναι πιο εύκολα επισκευάσιμες, υπόκεινται σε λιγότερο αυστηρές απαιτήσεις (PIANC, 2001).

Βαθμός επίδοσης	Περιγραφή Επίδρασης Σεισμικής Δράσης στις Κατασκευές	Προτεινόμενη Κατηγορία Λιμενικού Έργου (Ιαπωνικός Κώδικας)
Βαθμός S	<ul style="list-style-type: none"> - Κατασκευές υψηλής κρισιμότητας, με πιθανότητα εκτεταμένων ανθρώπινων ή οικονομικών απωλειών. - Κρίσιμες εγκαταστάσεις που περιέχουν επικίνδυνα υλικά ή σχετίζονται με σοβαρές κοινωνικές επιπτώσεις σε περίπτωση αστοχίας. - Κατασκευές με σημαντική δυσκολία επισκευής ή ανάκαμψης. 	Ειδικής κατηγορίας

Βαθμός επίδοσης	Περιγραφή Επίδρασης Σεισμικής Δράσης στις Κατασκευές	Προτεινόμενη Κατηγορία Λιμενικού Έργου (Ιαπωνικός Κώδικας)
Βαθμός Α	<ul style="list-style-type: none"> - Κύριες κατασκευές που υφίστανται σημαντικές επιπτώσεις αλλά είναι πιο εύκολα επισκευάσιμες σε σχέση με τον Βαθμό S. - Κατασκευές που αν υποστούν βλάβη, είναι δύσκολο να επισκευαστούν, αλλά όχι τόσο κρίσιμες όσο οι κατασκευές του βαθμού S. 	Ειδικής κατηγορίας ή τάξης Α
Βαθμός Β	<ul style="list-style-type: none"> - Τυπικές κατασκευές που διαφέρουν από εκείνες του βαθμού S ή Α. - Οι επισκευές τους μπορούν να γίνουν πιο εύκολα και έχουν χαμηλότερο ρίσκο βλαβών. 	Τάξης Α ή Β
Βαθμός C	<ul style="list-style-type: none"> - Κατασκευές με χαμηλό βαθμό κινδύνου και μικρή δυσκολία επισκευής σε περίπτωση βλάβης. - Περιλαμβάνουν βοηθητικές δομές ή υποδομές μικρότερης σπουδαιότητας. 	Τάξης Β ή C

Πίνακας 2.3 : Βαθμοί επίδοσης σύμφωνα με τις κύριες κατηγορίες των λιμενικών έργων (PIANC, 2001).

Η σεισμική απόκριση των λιμενικών έργων μπορεί να αξιολογηθεί συσχετίζοντας τον βαθμό βλάβης με την ένταση της σεισμικής διέγερσης που έχει επιλεγεί για το σχεδιασμό. Για τον σκοπό αυτό, έχουν αναπτυχθεί καμπύλες, όπως αυτές στην Εικόνα 2.11, οι οποίες περιλαμβάνουν προδιαγραφές για διαφορετικά επίπεδα τρωτότητας, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.2. Οι καμπύλες αυτές ορίζουν τα επιτρεπτά όρια βλαβών σε συνάρτηση με μεταβαλλόμενα επίπεδα σεισμικών κινήσεων, βασισμένα στα σενάρια L1 και L2 που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Κάθε καμπύλη καθορίζεται από δύο σημεία ελέγχου, τα οποία ορίζουν τα μέγιστα όρια αστοχίας για τα επίπεδα έντασης L1 και L2 (βλ. Πίνακα 2.2). Για παράδειγμα, η καμπύλη που αντιπροσωπεύει το ανώτερο όριο της τάξης Β (βλ. Πίνακας 2.3) καθορίζεται από το ανώτερο όριο του βαθμού βλάβης Ι για το σενάριο L1 και το ανώτατο όριο του βαθμού βλάβης ΙΙΙ για το σενάριο L2 (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.12 Καμπύλες αξιολόγησης των βαθμών επίδοσης S, A, B, C (PIANC, 2001).

2.7 Εκτίμηση Σεισμικής Επικινδυνότητας για Λιμενικές Κατασκευές

Η ανθεκτικότητα των λιμενικών κατασκευών, όπως οι κρηπιδότοιχοι και οι προβλήτες, απέναντι σε σεισμικά φορτία αποτελεί κρίσιμο παράγοντα για τη βιωσιμότητα και λειτουργικότητα των λιμένων σε περιοχές με σεισμική δραστηριότητα. Οι κατασκευές αυτές υποβάλλονται σε έντονες καταπονήσεις και μετατοπίσεις κατά τη διάρκεια σεισμών, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικές βλάβες. Η προσαρμογή αυστηρών κριτηρίων βλάβης βασισμένων στη σεισμική απόκριση είναι ουσιαστική για την ασφάλεια και την αποτελεσματικότητα των λιμενικών υποδομών (PIANC, 2001).

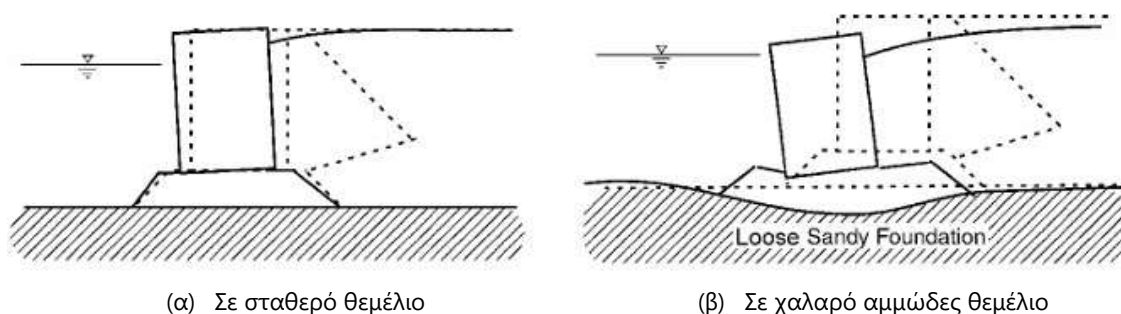
Στην παρούσα ανάλυση, εξετάζεται η σεισμική απόκριση και τα κριτήρια βλάβης για τρεις βασικούς τύπους κρηπιδότοιχων: τους κρηπιδότοιχους βαρύτητας, τους λιμενικούς πασσαλότοιχους και τους κυψελωτούς κρηπιδότοιχους. Τα κριτήρια βλάβης για κάθε τύπο κατασκευής καθορίζονται από παράγοντες όπως οι μετατοπίσεις, οι τάσεις και οι καταστάσεις παραμόρφωσης.

2.7.1 Κρηπιδότοιχοι Βαρύτητας

Σεισμική απόκριση των κρηπιδότοιχων βαρύτητας

Ένας κρηπιδότοιχος βαρύτητας αποτελείται από ένα κιβώτιο ή άλλη δομή αντιστήριξης βαρύτητας που τοποθετείται στον βυθό της θάλασσας. Η σταθερότητα ενάντια στις πιέσεις του εδάφους από το υλικό επίχωσης πίσω από τον τοίχο διατηρείται από τη μάζα του τοίχου και την τριβή στη βάση του τοίχου. Για κρηπιδότοιχους βαρύτητας που βρίσκονται σε στέρεα

Θεμέλια, τυπικές μορφές αστοχίας κατά τη διάρκεια σεισμών είναι οι μετατοπίσεις προς τη θάλασσα και οι κλίσεις, όπως φαίνεται στην Εικόνα 2.12 (α). Για χαλαρό υλικό επίχωσης ή φυσικό χαλαρό αμμώδες υπόβαθρο, οι μορφές αστοχίας περιλαμβάνουν συνολική παραμόρφωση του θεμελίου κάτω από τον τοίχο, οδηγώντας σε μεγάλες μετατοπίσεις προς τη θάλασσα, κλίση και καθιζήσεις όπως προβάλλεται στην Εικόνα 2.12 (β). Ένας τοίχος με σχετικά μικρό λόγο πλάτους προς ύψος, τυπικά λιγότερο από 0.75, θα εμφανίσει κυρίως κλίση αντί για οριζόντιες μετατοπίσεις (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.13: Μορφές παραμόρφωσης/αστοχίας για κρηπιδότοιχο βαρύτητας

Στο επίπεδο σχεδιασμού, υπάρχουν διάφορες μέθοδοι που μπορούν να ενισχύσουν τη σταθερότητα ενός κρηπιδότοιχου βαρύτητας. Ένας προφανής τρόπος μείωσης της πίεσης του εδάφους πάνω στον τοίχο είναι η χρήση υλικών επίχωσης με μεγάλη γωνία εσωτερικής τριβής. Προτιμώνται υλικά όπως πέτρα ή άλλα ανθεκτικά υλικά, αντί της χαλαρής άμμου, καθώς η χρήση τους μπορεί να περιορίσει τον κίνδυνο παραμορφώσεων ή φαινομένων ρευστοποίησης.

Άλλες προσεγγίσεις που συμβάλλουν στην ενίσχυση της σταθερότητας του κρηπιδότοιχου περιλαμβάνουν τη μετατόπιση του κέντρου βάρους του τοίχου προς την πλευρά της ξηράς, ώστε να αυξηθεί η ροπή σταθεροποίησης, καθώς και την αύξηση του συντελεστή τριβής μεταξύ της βάσης και του στρώματος θεμελίωσης.

Στην πράξη, η μετατόπιση του κέντρου βάρους μπορεί να επιτευχθεί μέσω κατάλληλων ρυθμίσεων των προκατασκευασμένων στοιχείων κατά μήκος της κατακόρυφης επιφάνειας του τοίχου ή με τη χρήση βαρέων υλικών, όπως σκυρία μετάλλου, στις πίσω κυψέλες των κιβωτίων. Επιπλέον, ένα ασφαλτικό ή ελαστικό στρώμα κάτω από τον τοίχο μπορεί να βελτιώσει τη σταθερότητα, ενώ εναλλακτικά, μπορεί να χρησιμοποιηθεί μία θεμελιωτική πλάκα σκυροδέματος με αντισιδητικές προεξοχές ή με κεκλιμένες επαφές στις επιφάνειες θεμελίωσης και στα ανώτερα επίπεδα του τοίχου.

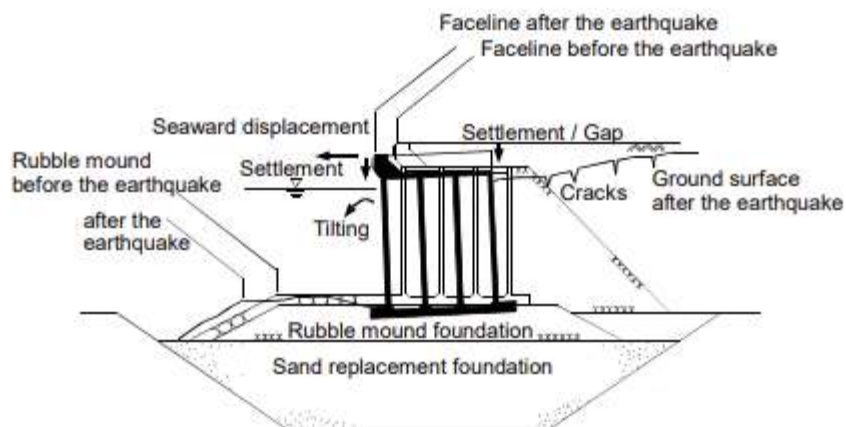
Η οριζόντια μετατόπιση και η ομοιόμορφη κατακόρυφη καθίζηση ενός κρηπιδότοιχου βαρύτητας γενικά δεν μειώνουν σημαντικά τη συνολική σταθερότητά του και είναι συνήθως αποδεκτές από δομική άποψη. Ωστόσο, η κλίση του τοίχου μπορεί να επηρεάσει τη σταθερότητα και να οδηγήσει σε επικίνδυνες καταστάσεις. Οι ιστορικές καταρρεύσεις τοίχων

από μπλοκ σκυροδέματος λόγω κλίσης επισημαίνουν την ανάγκη προσεκτικής αξιολόγησης των κριτηρίων βλάβης, με έμφαση στον κίνδυνο ανατροπής.

Παράμετροι για τον καθορισμό κριτηρίων βλάβης για κρηπιδότοιχους βαρύτητας

Η αξιολόγηση της σεισμικής συμπεριφοράς των κρηπιδότοιχων βαρύτητας βασίζεται σε μια σειρά παραμέτρων που σχετίζονται με την παραμόρφωση και τις μετατοπίσεις που παρουσιάζουν κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Στη βιβλιογραφία, οι Hashimoto et al. (2004) προσδιορίζουν τα κύρια κριτήρια βλάβης για αυτούς τους τοίχους, λαμβάνοντας υπόψη φαινόμενα όπως οι μετατοπίσεις, η καθίζηση, και η κλίση του τοίχου. Οι κύριες παράμετροι περιλαμβάνουν:

1. **Οριζόντια μετατόπιση:** Πρόκειται για τη μετακίνηση του τοίχου προς τη θάλασσα, η οποία συμβαίνει όταν οι σεισμικές δονήσεις προκαλούν απώλεια στήριξης στη βάση του κρηπιδότοιχου. Αυτή η μετατόπιση είναι ιδιαίτερα επικίνδυνη καθώς μπορεί να μειώσει τη σταθερότητα της κατασκευής και να επηρεάσει τη λειτουργικότητά της (Hashimoto et al., 2004).
2. **Καθίζηση:** Αναφέρεται στη βύθιση του κρηπιδότοιχου ή της επένδυσης (apron) και μπορεί να προκληθεί από την υγροποίηση του υπεδάφους. Η καθίζηση οδηγεί σε ανισόπεδες επιφάνειες και μπορεί να προκαλέσει περαιτέρω παραμορφώσεις (Hashimoto et al., 2004; PIANC, 2001).
3. **Κλίση (Tilting):** Η κλίση του κρηπιδότοιχου εμφανίζεται όταν η βάση του τοίχου ή το έδαφος πίσω από αυτόν χάνει τη σταθερότητά του, προκαλώντας τη μετακίνηση του τοίχου προς τη θάλασσα. Η κλίση αυτή συνήθως συνοδεύεται από ρωγμές στο έδαφος πίσω από τον τοίχο, οι οποίες μπορεί να εντείνουν τις παραμορφώσεις (Hashimoto et al., 2004).
4. **Διαφορική καθίζηση:** Αυτή η παράμετρος αναφέρεται στη διαφορετική ταχύτητα καθίζησης σε διάφορα σημεία της δομής, όπως μπροστά ή πίσω από τον κρηπιδότοιχο. Η διαφορική καθίζηση μπορεί να οδηγήσει σε σοβαρές ρωγμές και παραμορφώσεις στη δομή, ενώ επηρεάζει και την επένδυση (apron) της κατασκευής (Hashimoto et al., 2004; PIANC, 2001).



Εικόνα 2.14: Παράμετροι για τον καθορισμό των κριτηρίων βλάβης ενός κρηπιδότοιχου βαρύτητας (Hashimoto et al., 2004)

Κριτήρια βλάβης για κρηπιδότοιχους βαρύτητας

Υπό τις συνθήκες που περιγράφηκαν τα κριτήρια βλάβης μπορούν να προσδιοριστούν ανατρέχοντας στον Πίνακα 2.4. Τα κριτήρια που παρατίθενται εκεί αντιπροσωπεύουν τις ελάχιστες απαιτούμενες προδιαγραφές. Επομένως, κατά την εκτίμηση της σεισμικής απόδοσης βάσει αυτών των κριτηρίων, το υψηλότερο επίπεδο βλάβης που παρατηρείται πρέπει να θεωρείται ως το τελικό αποτέλεσμα της αξιολόγησης (PIANC, 2001).

Επίπεδο Βλάβης	Βαθμός I	Βαθμός II	Βαθμός III	Βαθμός IV
Κρηπιδότοιχος	<ul style="list-style-type: none"> - Μικρή υπολειπόμενη οριζόντια μετατόπιση, <1,5% ύψους τοίχου. - Ελάχιστη παραμόρφωση της επιφάνειας. 	<ul style="list-style-type: none"> - Οριζόντια μετατόπιση μεγαλύτερη από 1,5%. - Κλίση προς τη θάλασσα λιγότερο από 3°. 	<ul style="list-style-type: none"> - Εκτεταμένη παραμόρφωση. - Κλίση 3-5°. 	<ul style="list-style-type: none"> - Σημαντική αποτυχία του τοίχου με οριζόντια μετατόπιση από 5-10%. - Κλίση προς τη θάλασσα μεγαλύτερη από 8°.
Επένδυση	<ul style="list-style-type: none"> - Διαφορική καθίζηση κάτω από 0,03-0,1 μ 	<ul style="list-style-type: none"> - Διαφορική καθίζηση μεγαλύτερη από 0,1 μ. 	<ul style="list-style-type: none"> - Μη επαρκής υποστήριξη από τοίχο, καθίζηση μέχρι 0,7 μ. 	<ul style="list-style-type: none"> - Πλήρης αποτυχία επένδυσης, αδύνατη η επισκευή.

Πίνακας 2.4 : Προτεινόμενα κριτήρια βλάβης για τοίχο βαρύτητας (PIANC, 2001).

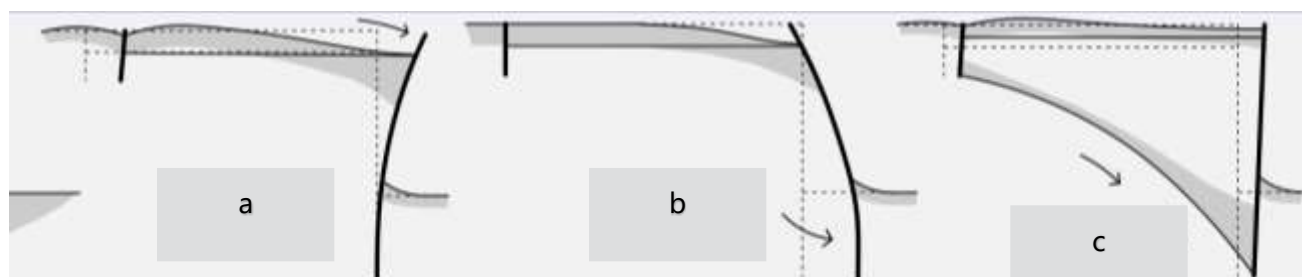
2.7.2 Λιμενικοί Πασσαλότοιχοι

Σεισμική απόκριση των λιμενικών πασσαλότοιχων

Ένας λιμενικός πασσαλότοιχος αποτελείται από διασυνδεδεμένους πασσάλους, συνδέσμους (tie-rods) και αγκύρια. Ο τοίχος υποστηρίζεται στο πάνω μέρος με αγκύρια και στο κάτω μέρος μέσω ενσωμάτωσης σε σταθερό έδαφος. Οι πιθανές μορφές αστοχίας κατά τη διάρκεια

σεισμικών φαινομένων εξαρτώνται από τις δομικές και γεωτεχνικές συνθήκες, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.14 (Fusco et al., 2019).

Η δομική βλάβη σε έναν τέτοιο τοίχο προκύπτει κυρίως από τις καταστάσεις τάσεων και παραμορφώσεων, παρά από τις μετατοπίσεις. Είναι καθοριστικό να προσδιοριστεί η προτιμώμενη ακολουθία και οι βαθμοί των τελικών καταστάσεων που μπορεί να προκύψουν στο σύνθετο σύστημα του πασσαλότοιχου.

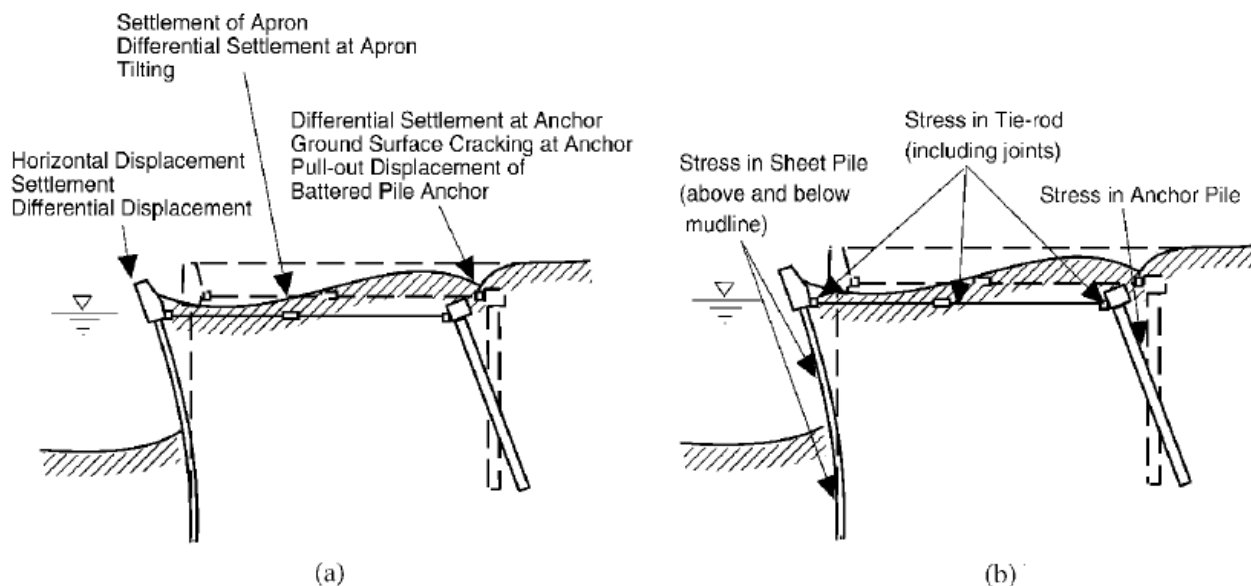


Εικόνα 2.15: Μορφές παραμόρφωσης/αστοχίας λιμενικού πασσαλότοιχου: (a) Παραμόρφωση/αστοχία στο αγκύριο, (b) Αστοχία στο σημείο ενσωμάτωσης (embedment), (c) Αστοχία στον πασσαλότοιχο από συνδέσμους (tie-rod) (Fusco et al., 2019).

Παράμετροι για τον καθορισμό κριτηρίων βλάβης λιμενικού πασσαλότοιχου

Η σεισμική απόδοση ενός λιμενικού πασσαλότοιχου αξιολογείται βάσει της ικανότητάς του να παραμένει λειτουργικός, όπως και ένας κρηπιδότοιχος βαρύτητας, λαμβάνοντας υπόψη τη δομική του βλάβη τόσο σε όρους τάσεων όσο και μετατοπίσεων. Οι παράμετροι που χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των κριτηρίων βλάβης περιλαμβάνουν (Εικόνα 2.15) (PIANC, 2001):

- **Μετατοπίσεις:**
 - *Πασσαλότοιχος και επένδυση:* Εφαρμόζονται τα ίδια κριτήρια όπως στους κρηπιδότοιχους βαρύτητας.
 - *Αγκύριο:* Περιλαμβάνει διαφορετική καθίζηση, ρηγματώσεις στην επιφάνεια του εδάφους στο σημείο του αγκυρίου και πιθανή αποκόλληση.
- **Τάσεις:**
 - *Πασσαλότοιχος* (άνω και κάτω από το επίπεδο αγκύρωσης).
 - *Σύνδεσμοι (tie-rods)* και οι συνδέσεις τους.
 - *Αγκύριο.*

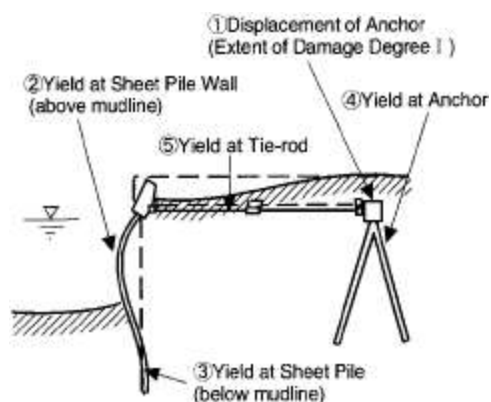


Εικόνα 2.16: Παράμετροι για τον καθορισμό κριτηρίων βλάβης για λιμενικό πασσαλότοιχο: (α) Σχετικά με τις μετατοπίσεις και (β) Σχετικά με τις τάσεις (PIANC, 2001).

Η σειρά με την οποία επιτυγχάνονται οι τελικές καταστάσεις, καθώς αυξάνεται η ένταση των σεισμικών φορτίων, πρέπει να καθοριστεί αναλόγως για έναν λιμενικό πασσαλότοιχο. Εάν η επισκευή ενός κατεστραμμένου αγκυρίου θεωρείται δυσκολότερη από την αποκατάσταση του πασσαλότοιχου, τότε η προτεινόμενη σειρά είναι (Εικόνα 2.16) (PIANC, 2001):

1. Μετατόπιση του αγκυρίου (εντός του βαθμού βλάβης I).
2. Ρήξη του πασσαλότοιχου (άνω από το επίπεδο αγκύρωσης).
3. Ρήξη του πασσαλότοιχου (κάτω από το επίπεδο αγκύρωσης).
4. Αστοχία στο αγκύριο.
5. Αστοχία στον σύνδεσμο (tie-rod).

Αν όμως η επισκευή του πασσαλότοιχου είναι δυσκολότερη συγκριτικά με το αγκύριο, τότε η αστοχία στο αγκύριο θα πρέπει να προηγείται από αυτήν του τοίχου.



Εικόνα 2.17: Προτιμώμενη σειρά για υποχώρηση του κρηπιδότοιχου από πάσσαλο (PIANC, 2001)

Επίπεδο Βλάβης	Βαθμός I (Μικρή)	Βαθμός II (Μέτρια)	Βαθμός III (Σοβαρή)	Βαθμός IV (Καταστροφική)
Παραμένουσα Μετατόπιση Πασσαλότοιχου	- Κανονικοποιημένη υπολειπόμενη οριζόντια μετατόπιση $<1,5\%$ ύψους H.	N/A	N/A	N/A
	- Παραμένουσα κλίση προς τη θάλασσα $<3^\circ$.			
Προβλήτα	- Διαφορική καθίζηση στην επένδυση $<0,1$ μ.	N/A	N/A	N/A
	- Καθίζηση 0,3-0,7 μ. στην προβλήτα.			
	- Κλίση προς τη θάλασσα $<2-3^\circ$.			

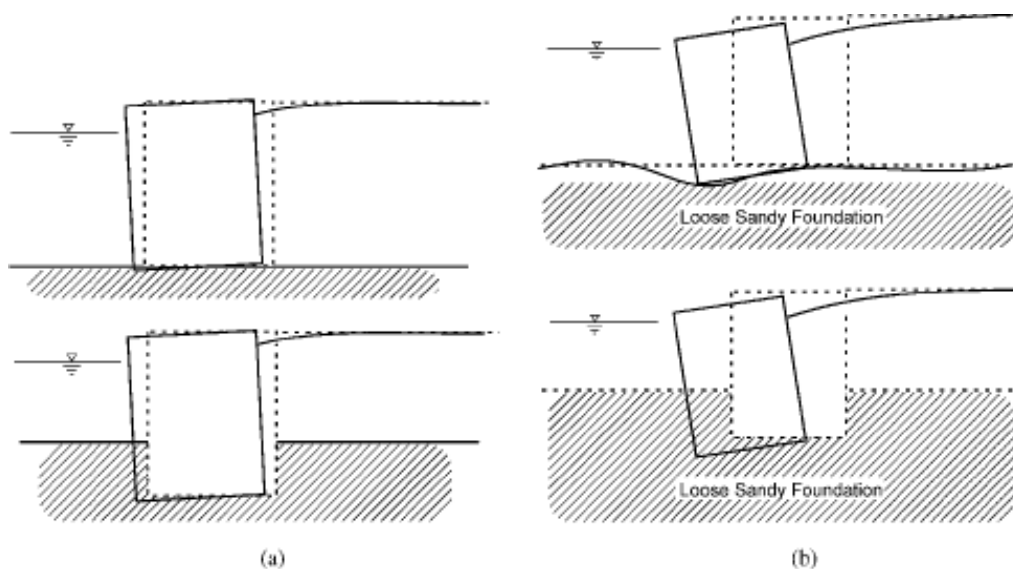
Επίπεδο Βλάβης	Βαθμός I (Μικρή)	Βαθμός II (Μέτρια)	Βαθμός III (Σοβαρή)	Βαθμός IV (Καταστροφική)
Μέγιστη Απόκλιση (Tie Rod)	- Ελαστική απόκλιση πάνω από τη θεμελίωση.	- Πλαστική απόκλιση κάτω από το όριο πλαστικότητας και παραμόρφωση πάνω από τη γραμμή λάσπης.	- Πλαστική παραμόρφωση πάνω από τη γραμμή λάσπης.	- Πλαστική παραμόρφωση σημαντικά πάνω από το όριο πλαστικότητας.
Αγκύριο	- Ελαστική απόκριση.	- Ελαστική απόκριση.	- Πλαστική παραμόρφωση πάνω από το όριο.	- Πλαστική παραμόρφωση πέρα από το όριο πλαστικότητας.

Πίνακας 2.5 : Προτεινόμενα κριτήρια βλάβης για λιμενικούς πασσαλότοιχους (PIANC, 2001).

2.7.3 Κυψελωτός Κρηπιδότοιχος

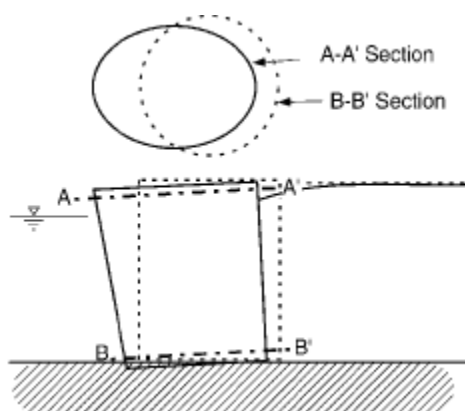
Σεισμική απόκριση κυψελωτών κρηπιδότοιχων

Ένας κυψελωτός κρηπιδότοιχος αποτελείται από κυψέλες φτιαγμένες από χαλύβδινα φύλλα ή πλάκες, οι οποίες γεμίζονται με άμμο ή άλλα υλικά πλήρωσης. Η αντοχή στις αδρανειακές δυνάμεις και τις πιέσεις του εδάφους εξασφαλίζεται είτε μέσω της τριβής που δημιουργείται από το υλικό πλήρωσης στην κάτω επιφάνεια της κυψέλης για μη ενσωματωμένες κυψέλες (όπως σε τύπους με χαλύβδινο περίβλημα), είτε μέσω της αντίστασης του υποβάθρου στο σημείο όπου ενσωματώνεται η κυψέλη. Οι συνήθεις μορφές αστοχίας κατά τη διάρκεια σεισμικών φαινομένων εξαρτώνται από τον τρόπο ενσωμάτωσης της κυψέλης και τις γεωτεχνικές συνθήκες, όπως απεικονίζεται στην Εικόνα 2.17 (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.18: Μορφές παραμόρφωσης/αστοχίας κυψελωτού κρηπιδότοιχου: (α) Σε σταθερό υπόβαθρο, (β) Σε χαλαρό, αμμώδες υπόβαθρο (PIANC, 2001).

Η δομική βλάβη σε έναν κυψελωτό κρηπιδότοιχο επηρεάζεται από τις μετατοπίσεις και τις καταστάσεις τάσεων που αναπτύσσονται. Είναι ουσιώδες να προσδιοριστεί η προτιμώμενη σειρά εμφάνισης και τα επίπεδα των τελικών καταστάσεων στο σύνθετο σύστημα του κυψελωτού κρηπιδότοιχου. Ο σεισμός του Kobe το 1995 προκάλεσε βλάβη που οδήγησε σε μορφή αστοχίας με παραμόρφωση κατά μήκος της οριζόντιας διατομής της κυψέλης, όπως παρουσιάζεται στην Εικόνα 2.18 (PIANC, 2001).



Εικόνα 2.19: Μορφές παραμόρφωσης/αστοχίας κυψελωτού κρηπιδότοιχου με παραμόρφωση διατομής (PIANC, 2001)

Κριτήρια βλάβης για κυψελωτούς κρηπιδότοιχους

Υπό τις συνθήκες που αναφέρθηκαν στην αρχή αυτού του κεφαλαίου, τα κριτήρια βλάβης για έναν κυψελωτό κρηπιδότοιχο μπορούν να καθοριστούν ανατρέχοντας στον

Πίνακα 2.6. Η πιο περιοριστική συνθήκη μεταξύ των μετατοπίσεων και των τάσεων θα πρέπει να καθορίζει τα κριτήρια βλάβης.

Επίπεδο Βλάβης	Βαθμός I (Μικρή)	Βαθμός II (Μέτρια)	Βαθμός III (Σοβαρή)	Βαθμός IV (Καταστροφική)
Παραμένουσα Μετατόπιση	- Κανονικοποιημένη μετατόπιση <1,5% του ύψους H.	- Μετατόπιση 1,5-5%.	- Μετατόπιση 5-10%.	- Μετατόπιση >10%.
	- Κλίση προς τη θάλασσα <3°.	- Κλίση προς τη θάλασσα 3-5°.	- Κλίση προς τη θάλασσα 5-8°.	- Κλίση προς τη θάλασσα >8°.
Προβλήτα	- Διαφορική καθίζηση 0,03-0,1 μ.	- N/A	- N/A	- N/A
	- Καθίζηση 0,3-0,7 μ.			
Μέγιστη Απόκλιση	- Ελαστική απόκλιση των κυψελών.	- Πλαστική απόκλιση κάτω από το όριο πλαστικότητας.	- Πλαστική παραμόρφωση πάνω από το όριο πλαστικότητας.	- Πλαστική παραμόρφωση σημαντικά πάνω από το όριο πλαστικότητας.
Αριθμός Κυψελών	- Ελαστική παραμόρφωση των κυψελών.	- Πλαστική παραμόρφωση κάτω από το όριο πλαστικότητας.	- Πλαστική παραμόρφωση πάνω από το όριο πλαστικότητας.	- Σοβαρή παραμόρφωση με πλήρη αποτυχία των κυψελών.

Πίνακας 2.6: Προτεινόμενα κριτήρια αστοχίας για κυψελωτούς κρηπιδότοιχους (PIANC, 2001).

2.8 Ιστορικά γεγονότα

2.8.1 Σεισμός Kobe

Ο σεισμός του Kobe, γνωστός και ως σεισμός Hanshin-Awaji, σημειώθηκε στις 17 Ιανουαρίου 1995 και αποτελεί ένα από τα πιο καταστροφικά σεισμικά γεγονότα στην Ιαπωνία. Ο σεισμός είχε μέγεθος 6.9 στην κλίμακα Ρίχτερ και προκάλεσε εκτεταμένες καταστροφές σε υποδομές, ιδιαίτερα σε αστικές περιοχές και λιμενικές εγκαταστάσεις. Οι καταστροφές που υπέστησαν τα λιμάνια του Kobe και της ευρύτερης περιοχής αναδεικνύουν την ευπάθεια των λιμενικών υποδομών σε σεισμικά φαινόμενα.



Εικόνα 2.20: Καταστροφές λιμενικών κατασκευών από τον σεισμό Kobe

Γεωτεχνικές και Σεισμικές Συνθήκες

Ο σεισμός προκλήθηκε από τη διάρρηξη του ρήγματος Nojima, το οποίο διατρέχει τη νότια Ιαπωνία. Οι λιμενικές εγκαταστάσεις του Kobe επηρεάστηκαν άμεσα από τις σεισμικές δονήσεις και τη ρευστοποίηση του εδάφους, ένα φαινόμενο που παρατηρείται συχνά σε παράκτιες ζώνες με αμμώδη εδάφη. Η ρευστοποίηση, κατά την οποία το έδαφος χάνει τη φέρουσα ικανότητά του και συμπεριφέρεται σαν υγρό, έπαιξε σημαντικό ρόλο στην καταστροφή των λιμενικών υποδομών, ειδικά σε περιοχές κοντά στη θάλασσα.



Εικόνα 2.21: Καταστροφές του λιμανιού του Kobe λόγω ρευστοποίησης (1995)

Καταστροφές στις Λιμενικές Υποδομές

Οι καταστροφές στα λιμενικά έργα του Kobe ήταν εκτεταμένες, με τις περισσότερες εγκαταστάσεις να υφίστανται σοβαρές ζημιές ή και πλήρη καταστροφή. Τα κρηπιδώματα και οι προβλήτες υποχώρησαν λόγω σημαντικών καθιζήσεων και παραμορφώσεων, με πολλές κατασκευές να μετατοπίζονται προς τη θάλασσα λόγω των πλευρικών μετακινήσεων του εδάφους. Οι περισσότερες από αυτές τις κατασκευές είχαν θεμελιωθεί σε αμμώδη και ρευστοποιήσιμα εδάφη, τα οποία αποδείχθηκαν ανεπαρκή για την αντιμετώπιση των σεισμικών καταπονήσεων.

Συγκεκριμένα, η ρευστοποίηση του εδάφους προκάλεσε την αστοχία πολλών λιμενικών υποδομών. Η ρευστοποίηση προκάλεσε καθιζήσεις της τάξης των 2-3 μέτρων σε ορισμένες περιοχές, με αποτέλεσμα την καταστροφή των θεμελιώσεων των προβλητών και των κρηπιδωμάτων. Τα κρηπιδώματα μετατοπίστηκαν προς τη θάλασσα, ενώ σε πολλές περιπτώσεις οι λιμενικές εγκαταστάσεις υπέστησαν ανατροπές και ρωγμές, με αποτέλεσμα τη διακοπή της λειτουργίας τους.

Επιπλέον, καταστροφές υπέστησαν και οι κυματοθραύστες, οι οποίοι ήταν κρίσιμοι για την προστασία των λιμενικών εγκαταστάσεων από τα κύματα και τις παλίρροies. Οι κυματοθραύστες που είχαν κατασκευαστεί σε ρευστοποιήσιμα εδάφη παρουσίασαν έντονες μετατοπίσεις και καθιζήσεις, με αποτέλεσμα να χάσουν την ικανότητά τους να προστατεύουν τα λιμάνια από θαλάσσια φαινόμενα. Αυτές οι ζημιές ενίσχυσαν την ανάγκη για επανασχεδιασμό των κυματοθραυστών σε σεισμογενείς περιοχές.

Αστοχία Αγκυρομένων Πασσαλότοιχων

Μία από τις πιο σημαντικές μορφές αστοχίας που παρατηρήθηκε στις λιμενικές εγκαταστάσεις του Kobe ήταν η αστοχία των αγκυρομένων πασσαλότοιχων. Αυτοί οι πασσαλότοιχοι, οι οποίοι χρησιμοποιούνται για τη συγκράτηση των πλευρικών δυνάμεων του εδάφους, παρουσίασαν σοβαρές παραμορφώσεις και ρωγμές λόγω των διατμητικών καταπονήσεων που προκλήθηκαν από τον σεισμό. Οι πλευρικές δυνάμεις που προκλήθηκαν από τη σεισμική δόνηση και τη ρευστοποίηση ξεπέρασαν τα όρια αντοχής των αγκυρομένων πασσαλότοιχων, με αποτέλεσμα οι λιμενικές εγκαταστάσεις να χάσουν τη σταθερότητά τους.

Οι προβλήτες και τα κρηπιδώματα υποστηρίζονταν από αγκυρομένους πασσαλότοιχους κατέρρευσαν ή υπέστησαν σοβαρές μετατοπίσεις, καθιστώντας αδύνατη την αποκατάσταση της λειτουργικότητάς τους. Η αστοχία των πασσαλότοιχων υπήρξε η αιτία για σοβαρές ζημιές στις λιμενικές εγκαταστάσεις και ενίσχυσε την ανάγκη για πιο ανθεκτικά σχέδια σε περιοχές με αυξημένη σεισμική δραστηριότητα και προοπτική μεγάλου σεισμού.



Εικόνα 2.22: Αστοχία πασσαλότοιχων στις προβλήτες του λιμανιού του Kobe (1995)

2.8.2 Σεισμός Nihokai-Chubu

Ο σεισμός Nihokai-Chubu (γνωστός επίσης ως σεισμός της Κεντρικής Θάλασσας της Ιαπωνίας) σημειώθηκε στην παράκτια περιοχή της Ιαπωνίας και αποτέλεσε ένα από τα πιο σημαντικά σεισμικά γεγονότα που προκάλεσαν εκτεταμένες ζημιές σε λιμενικές και θαλάσσιες

υποδομές. Λόγω της θέσης της κατά μήκος του Δακτυλίου της Φωτιάς του Ειρηνικού, η Ιαπωνία υφίσταται συχνά ισχυρές σεισμικές καταπονήσεις που δοκιμάζουν την ανθεκτικότητα των υποδομών της, και τα λιμενικά έργα δεν αποτελούν εξαίρεση.



Εικόνα 2.23: Λιμενικές καταστροφές από το σεισμό Nihokai-Chubu (PIANC, 2001)

Γεωλογικό Πλαίσιο και Μέγεθος του Σεισμού

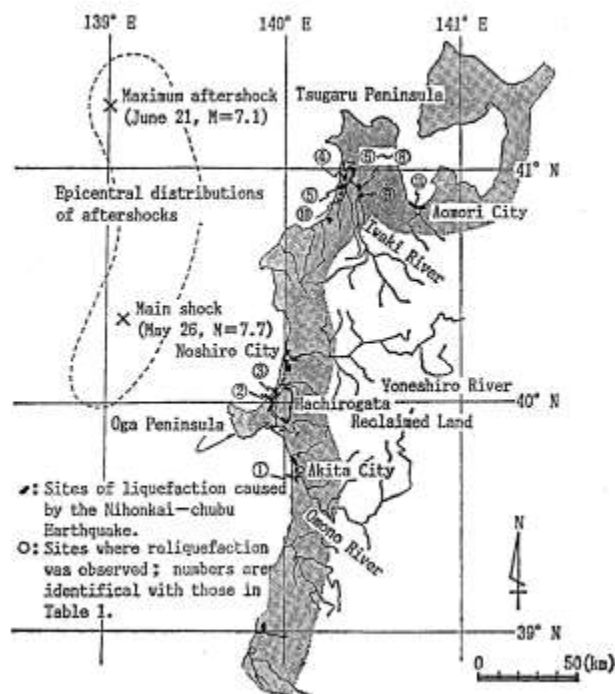
Ο σεισμός Nihokai-Chubu προέκυψε από τη σύγκρουση των τεκτονικών πλακών κάτω από την Κεντρική Θάλασσα της Ιαπωνίας. Η περιοχή είναι ιδιαίτερα ενεργή γεωλογικά, με τη σύγκρουση της πλάκας του Ειρηνικού και της πλάκας της Ευρασίας να παράγει ισχυρά σεισμικά γεγονότα. Ο σεισμός καταγράφηκε με μέγεθος άνω του 7.0 στην κλίμακα Ρίχτερ, με το επίκεντρο να βρίσκεται κοντά στις παράκτιες ζώνες της περιοχής Chubu. Το βάθος του σεισμού και η ένταση των δονήσεων προκάλεσαν εκτεταμένες καταστροφές, ιδιαίτερα σε λιμενικές εγκαταστάσεις κοντά στην ακτή.

Καταστροφές σε Λιμενικά Έργα

Οι λιμενικές υποδομές στην περιοχή Chubu υπέστησαν σοβαρές ζημιές από τον σεισμό Nihokai-Chubu. Οι καταστροφές αυτές περιλάμβαναν την αστοχία λιμενικών δομών, όπως οι κυματοθραύστες, τα κρηπιδώματα και οι προβλήτες, οι οποίες επηρεάστηκαν από τις σεισμικές δονήσεις και τις δευτερογενείς συνέπειες που προκλήθηκαν.

Ρευστοποίηση του Εδάφους

Μία από τις κύριες αιτίες των ζημιών στα λιμενικά έργα ήταν το φαινόμενο της ρευστοποίησης. Σε περιοχές κοντά στην ακτή, όπου τα εδάφη ήταν κορεσμένα με νερό, η ισχυρή σεισμική δόνηση προκάλεσε αύξηση της πίεσης πόρων, οδηγώντας σε απώλεια φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Ως αποτέλεσμα, πολλές λιμενικές εγκαταστάσεις υπέστησαν καθιζήσεις και πλευρικές μετατοπίσεις, που προκάλεσαν σοβαρές παραμορφώσεις στις θεμελιώσεις.



Εικόνα 2.24: Κατανομή των περιοχών ρευστοποίησης και επαναρευστοποίησης που προκλήθηκαν από τον σεισμό Nihonkai-Chubu

Αστοχίες Κρηπιδωμάτων

Τα κρηπιδώματα των λιμένων υπέστησαν σοβαρές βλάβες καθώς οι θεμελιώσεις τους δεν άντεξαν τις έντονες πλευρικές πιέσεις που προκλήθηκαν από τον σεισμό. Αυτές οι αστοχίες οδήγησαν σε ρωγμές και καθιζήσεις στις λιμενικές εγκαταστάσεις, προκαλώντας κλίση και αστάθεια των κατασκευών. Η αδυναμία των κρηπιδωμάτων να αντέξουν τις σεισμικές δονήσεις είχε ως αποτέλεσμα τη μερική ή πλήρη κατάρρευση ορισμένων κατασκευών, καθιστώντας τα λιμάνια ανενεργά για παρατεταμένες περιόδους.



Εικόνα 2.25: Αστοχία κρηπιδότοιχων στο λιμάνι του Akita

Ζημιές σε Κυματοθραύστες

Οι κυματοθραύστες, οι οποίοι προστατεύουν τις λιμενικές εγκαταστάσεις από τα κύματα, υπέστησαν επίσης σοβαρές ζημιές λόγω του σεισμού. Οι δονήσεις προκάλεσαν μετακίνηση δομικών βράχων ή τμημάτων σκυροδέματος των κυματοθραυστών, μειώνοντας σημαντικά την αποτελεσματικότητά τους στην προστασία των λιμένων από εισερχόμενο θαλασσινό νερό. Επιπλέον, οι δευτερογενείς συνέπειες της ρευστοποίησης του εδάφους και της καθίζησης επιδείνωσαν τις καταστροφές στους κυματοθραύστες, οδηγώντας σε περαιτέρω αστοχίες.

Διακοπή Λειτουργίας Λιμένων

Οι σοβαρές ζημιές που προκλήθηκαν από τον σεισμό οδήγησαν σε προσωρινή αναστολή λειτουργίας σε πολλές λιμενικές εγκαταστάσεις. Η αδυναμία χρήσης αυτών των υποδομών είχε άμεσο αντίκτυπο στην οικονομία της περιοχής, καθώς τα λιμάνια αποτελούν βασικούς κόμβους για τη μεταφορά αγαθών και προϊόντων, αλλά και πόλους απασχόλησης

του εργατικού δυναμικού. Οι προσπάθειες αποκατάστασης απαιτούσαν σημαντικούς πόρους και χρόνο, προκειμένου να επιστρέψουν οι λιμενικές εγκαταστάσεις σε λειτουργική κατάσταση.

2.8.3 Σεισμός του Kocaeli

Ο σεισμός του Kocaeli, που συνέβη στις 17 Αυγούστου 1999 στη βορειοδυτική Τουρκία, ήταν ένα από τα πιο καταστροφικά σεισμικά γεγονότα που επηρέασαν τη χώρα κατά τον 20ό αιώνα. Ο σεισμός είχε μέγεθος 7,4 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ και προκάλεσε εκτεταμένες ζημιές σε κτίρια, υποδομές και λιμενικές εγκαταστάσεις στην Κωνσταντινούπολη και το Izmit (Νικομήδεια), κυρίως λόγω της εγγύτητας αυτών των περιοχών στο επίκεντρο του σεισμού. Αυτή η καταστροφική σεισμική δραστηριότητα ανέδειξε τις ευπάθειες των λιμενικών έργων σε σεισμικά ενεργές περιοχές, ιδίως σε σχέση με φαινόμενα όπως η ρευστοποίηση του εδάφους και οι δυναμικές καταπονήσεις των κατασκευών.



Εικόνα 2.26: Υποχώρηση του εδάφους προς την θάλασσα του Gölçük (1999)

Ζημιές στα Λιμενικά Έργα του Gölçük και του Izmit

Η περιοχή του Gölçük, όπου βρίσκεται μία από τις μεγαλύτερες ναυτικές βάσεις της Τουρκίας, ήταν από τις περιοχές που επλήγησαν περισσότερο από τον σεισμό του Kocaeli. Οι λιμενικές εγκαταστάσεις της βάσης υπέστησαν σημαντικές ζημιές λόγω της έντονης σεισμικής δραστηριότητας και της καταστροφικής ρευστοποίησης του εδάφους. Καθιζήσεις, παραμορφώσεις και αστάθεια θεμελιώσεων ήταν μερικές από τις κύριες μορφές αστοχίας που παρατηρήθηκαν στα κρηπιδώματα και τους πασσαλότοιχους της περιοχής. Οι έντονες σεισμικές δονήσεις προκάλεσαν διατμητικές παραμορφώσεις στο έδαφος, οδηγώντας σε μετατοπίσεις των λιμενικών υποδομών.

Στην ευρύτερη περιοχή του Izmit, όπου βρίσκεται το μεγαλύτερο βιομηχανικό λιμάνι της περιοχής, οι ζημιές ήταν εξίσου εκτεταμένες. Το λιμάνι του Izmit, το οποίο αποτελεί ζωτικής σημασίας υποδομή για τη βιομηχανική και εμπορική δραστηριότητα της Τουρκίας, επηρεάστηκε σε μεγάλο βαθμό από τον σεισμό. Οι λιμενικές εγκαταστάσεις, συμπεριλαμβανομένων των κρηπιδωμάτων, των κυματοθραυστών και των προβλητών, υπέστησαν σοβαρές παραμορφώσεις λόγω της ρευστοποίησης των κορεσμένων αμμωδών εδαφών. Αυτό το φαινόμενο προκάλεσε καθιζήσεις και πλευρικές μετατοπίσεις, με αποτέλεσμα οι κατασκευές να χάσουν τη σταθερότητά τους.

Ρευστοποίηση Εδάφους και Επιπτώσεις

Ένα από τα πιο κρίσιμα φαινόμενα που παρατηρήθηκαν κατά τον σεισμό του Kocaeli ήταν η ρευστοποίηση του εδάφους, η οποία έπαιξε καθοριστικό ρόλο στην έκταση των καταστροφών στις λιμενικές υποδομές. Τα κορεσμένα αμμώδη εδάφη, τα οποία βρίσκονται κάτω από πολλές από τις λιμενικές κατασκευές της περιοχής, παρουσίασαν απότομη αύξηση της πίεσης των πόρων κατά τη διάρκεια των σεισμικών δονήσεων, οδηγώντας σε απώλεια της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Αυτή η απώλεια οδήγησε σε εκτεταμένες καθιζήσεις και αστοχίες θεμελίωσης.



Photograph by Mehmet Çelebi

Εικόνα 2.27: Ρευστοποίηση του εδάφους στο Ανταπαζάρι από τον σεισμό του Kocaeli (1999)

Η παραμόρφωση των πασσάλων και οι πλευρικές μετατοπίσεις των κρηπιδωμάτων ήταν άμεσες συνέπειες της ρευστοποίησης. Πολλά από τα θεμελιωμένα συστήματα αγκυρομένων πασσαλότοιχων απέτυχαν να αντέξουν τις καταπονήσεις, με αποτέλεσμα να προκληθούν παραμορφώσεις στα υπερκείμενα έργα. Τα φαινόμενα ρευστοποίησης

επηρεάζουν τη συνολική σταθερότητα των λιμενικών έργων, καθώς η ικανότητα του εδάφους να στηρίξει τα φορτία μειώνεται δραστικά κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος.

Διατμητικές Καταπονήσεις και Αστοχίες

Εκτός από τη ρευστοποίηση, οι διατμητικές καταπονήσεις που προκλήθηκαν από τις σεισμικές δονήσεις συνέβαλαν σε μεγάλο βαθμό στις αστοχίες των λιμενικών κατασκευών. Οι πλευρικές μετατοπίσεις του εδάφους προκάλεσαν αστοχίες στα θεμέλια των λιμενικών εγκαταστάσεων, όπως προβλήτες και γερανοί, καθιστώντας τις υποδομές ευάλωτες σε περαιτέρω ζημιές. Τα κρηπιδώματα υπέστησαν σοβαρές ζημιές, με αποτέλεσμα τη δημιουργία ρωγμών και παραμορφώσεων που επηρέασαν τη λειτουργία των λιμενικών εγκαταστάσεων.



Photograph by J. Mander

Εικόνα 2.28: Αστοχίες σε πασσαλότοιχους του λιμανιού του Gölcük

Επιπλέον, οι κυματοθραύστες υπέστησαν σημαντικές καταστροφές λόγω της διατάραξης των θεμελιώσεων και των μετατοπίσεων που προκλήθηκαν από τις σεισμικές δονήσεις. Η αποσταθεροποίηση των κυματοθραυστών μείωσε την ικανότητά τους να προστατεύουν τις λιμενικές εγκαταστάσεις από κυματικά φαινόμενα, καθιστώντας τα λιμάνια ακόμα πιο ευάλωτα σε δευτερογενείς φυσικές καταστροφές, όπως οι τυφώνες και τα παλιρροϊκά κύματα.

Κεφάλαιο 3

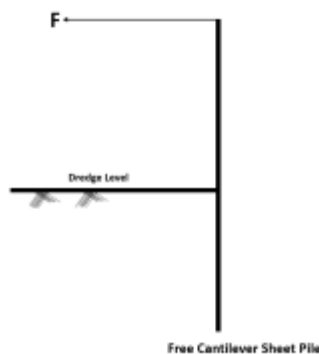
Αναλυτικές μέθοδοι

3.1 Εισαγωγή στους Τύπους Πασσαλότοιχων

Οι πασσαλότοιχοι είναι κρίσιμα στοιχεία σε πολλές γεωτεχνικές εφαρμογές, προσφέροντας αντιστήριξη και σταθερότητα σε εκσκαφές, παράκτιες δομές, και άλλες κατασκευές που υπόκεινται σε πλευρικές πιέσεις του εδάφους. Οι κύριοι τύποι πασσαλότοιχων περιλαμβάνουν τον **ελεύθερο πασσαλότοιχο τύπου προβόλου (Free Cantilever Sheet Pile)**, τον **πασσαλότοιχο τύπου προβόλου (Cantilever Sheet Pile)**, και τον **αγκυρωμένο πασσαλότοιχο (Anchored Sheet Pile)**. Κάθε τύπος έχει σχεδιαστεί για να αντιμετωπίζει συγκεκριμένες απαιτήσεις και συνθήκες, ανάλογα με το βάθος έμπηξης, την πλευρική πίεση και την ανάγκη για σταθερότητα σε περιβάλλοντα με έντονες δυναμικές επιδράσεις, όπως σεισμικά φορτία.

i. Ελεύθερος Πασσαλότοιχος Τύπου Προβόλου (Free Cantilever Sheet Pile)

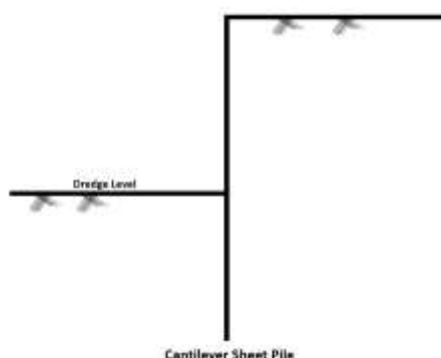
Οι ελεύθεροι πασσαλότοιχοι τύπου προβόλου είναι αυτοσυντηρούμενες κατασκευές που βασίζονται στην παθητική αντίσταση του εδάφους για να παραμένουν σταθεροί. Το βάθος έμπηξης του τοίχου είναι κρίσιμο για τη στήριξή του, καθώς δεν χρησιμοποιείται κανένα σύστημα αγκύρωσης. Αυτός ο τύπος πασσαλότοιχου είναι ιδανικός για μικρές κατασκευές, όπου οι πλευρικές πιέσεις είναι περιορισμένες. Η έλλειψη αγκύρωσης μειώνει το κόστος και την πολυπλοκότητα της κατασκευής, αλλά περιορίζει την αντοχή του τοίχου σε μεγαλύτερες πλευρικές πιέσεις.



Εικόνα 3.1: Ελεύθερος πασσαλότοιχος τύπος προβόλου

ii. Πασσαλότοιχος Τύπου Προβόλου (Cantilever Sheet Pile)

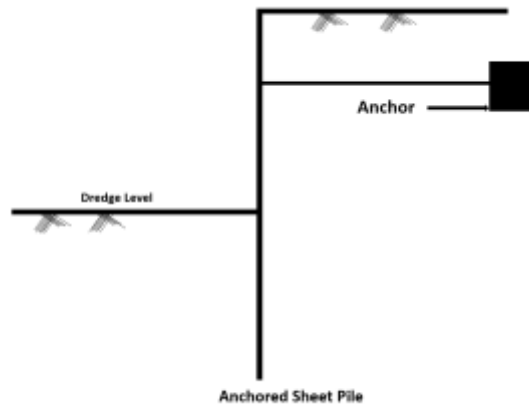
Ο πασσαλότοιχος τύπου προβόλου προσφέρει μεγαλύτερη σταθερότητα σε σχέση με τον ελεύθερο τοίχο, καθώς στηρίζεται από το ενεργό και παθητικό έδαφος γύρω από το κάτω μέρος του. Σε αυτόν τον τύπο, το βάθος έμπηξης είναι αρκετά σημαντικό, αλλά όχι τόσο μεγάλο όσο στον ελεύθερο τοίχο. Ο τοίχος μπορεί να δεχθεί μεγαλύτερες πλευρικές πιέσεις, γεγονός που τον καθιστά κατάλληλο για μεσαίες κατασκευές σε παράκτιες περιοχές ή σε περιβάλλοντα όπου οι πιέσεις του εδάφους απαιτούν αυξημένη σταθερότητα.



Εικόνα 3.2: Πασσαλότοιχος τύπος προβόλου

iii. Αγκυρωμένος Πασσαλότοιχος (Anchored Sheet Pile)

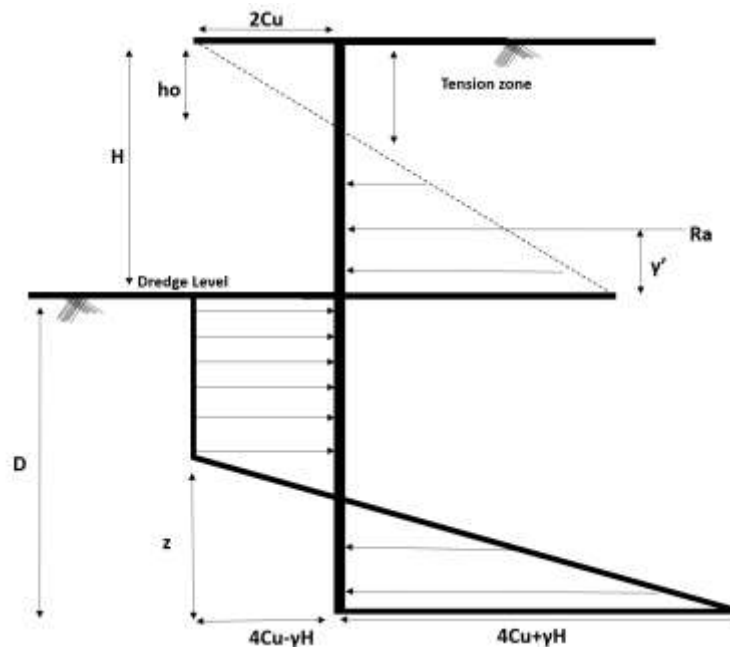
Ο αγκυρωμένος πασσαλότοιχος είναι σχεδιασμένος για να αντέχει σε υψηλές πλευρικές πιέσεις με τη χρήση ενός ή περισσότερων συστημάτων αγκύρωσης. Το σύστημα αγκύρωσης προσφέρει πρόσθετη στήριξη στον τοίχο, μειώνοντας τις απαιτήσεις για μεγάλο βάθος έμπηξης και διατηρώντας τον σταθερό υπό συνθήκες υψηλών υδροστατικών ή σεισμικών φορτίων. Οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι είναι ιδανικοί για μεγάλα έργα, όπως λιμενικές εγκαταστάσεις και άλλες παράκτιες υποδομές, όπου η σταθερότητα του τοίχου είναι κρίσιμη για την προστασία των υποδομών. Το σύστημα αγκύρωσης βοηθά στη διατήρηση της θέσης του τοίχου ακόμη και σε περιπτώσεις που η δυναμική επίδραση του σεισμού μπορεί να προκαλέσει σημαντική πίεση (Smith book) τρεις αυτοί τύποι πασσαλότοιχων παρέχουν διαφορετικές λύσεις για την αντιστήριξη των πλευρικών πιέσεων του εδάφους, επιτρέποντας στους μηχανικούς να επιλέξουν τον κατάλληλο τύπο βάσει των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών του έργου, των αναμενόμενων φορτίων και των περιβαλλοντικών συνθηκών.



Εικόνα 3.3 : Αγκυρομένος πασσαλότοιχος

3.1.1 Πασσαλότοιχοι σε Συνεκτικό Έδαφος

Η σχεδίαση και η σταθερότητα των πασσαλότοιχων σε συνεκτικό έδαφος παρουσιάζει ειδικές προκλήσεις λόγω των χαρακτηριστικών του συνεκτικού εδάφους, όπως είναι η συνοχή και η τάση του να αναπτύσσει πίεση υπό συνεχή φόρτιση. Οι συνεκτικοί εδαφικοί σχηματισμοί, που συνήθως περιλαμβάνουν αργίλους, αναπτύσσουν διαφορετικές συνθήκες πίεσης και αντίστασης σε σχέση με τα μη συνεκτικά υλικά, όπως οι άμμοι, κάτι που απαιτεί ιδιαίτερη προσοχή στην επιλογή και σχεδίαση των πασσαλότοιχων.



Εικόνα 3.4 : Πασσαλότοιχος σε συνεκτικό έδαφος

- **S:** Αναφέρεται στη συνοχή του εδάφους (Cu) στην επιφάνεια του πασσαλότοιχου. Το **2Cu** αντιπροσωπεύει τη μέγιστη πλευρική πίεση που ασκείται στο σημείο S, λόγω της συνοχής του εδάφους στην επιφάνεια.
- **z:** Το βάθος από το επίπεδο εκσκαφής (Dredge Level) μέχρι το σημείο όπου εμφανίζεται η παθητική πίεση.
- **H:** Το συνολικό ύψος του πασσαλότοιχου από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι το επίπεδο εκσκαφής (Dredge Level).
- **D:** Το βάθος έμπηξης του πασσαλότοιχου μέσα στο έδαφος. Είναι η απόσταση από το επίπεδο εκσκαφής μέχρι το κάτω μέρος του τοίχου.
- **h₀:** Το ύψος από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι το σημείο M. Το **h₀** μετρά το βάθος της περιοχής έντασης (Tension zone) από την επιφάνεια.
- **2Cu:** Η πλευρική πίεση λόγω της συνοχής στην κορυφή του τοίχου.
- **Ra:** Η δύναμη που ασκείται λόγω της ενεργητικής πίεσης του εδάφους. Είναι υπολογισμένη βάση της πυκνότητας του εδάφους (γ').
- **4Cu - γH :** Η παθητική πίεση που ασκείται στο σημείο P, λαμβάνοντας υπόψη τη συνοχή και το βάρος του εδάφους.
- **4Cu + γH :** Η παθητική πίεση στο κάτω άκρο O του τοίχου, που προκύπτει από τη συνοχή του εδάφους (**Cu**) και το βάρος του εδάφους.

i. Ελεύθεροι Πασσαλότοιχοι Τύπου Προβόλου σε Συνεκτικό Έδαφος

Οι ελεύθεροι πασσαλότοιχοι τύπου προβόλου σε συνεκτικό έδαφος εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από την παθητική αντίσταση του εδάφους μπροστά από τον τοίχο. Στο συνεκτικό έδαφος, η παθητική πίεση μπορεί να είναι σχετικά υψηλή λόγω της συνοχής του υλικού, που βελτιώνει την αντοχή σε πλευρικές πιέσεις. Ωστόσο, ο βαθμός μετακίνησης του τοίχου μπορεί να είναι περιορισμένος, και η ενδεχόμενη ρευστοποίηση του εδάφους κάτω από υγρές συνθήκες ή κατά τη διάρκεια σεισμών πρέπει να ληφθεί υπόψη. Επιπλέον, το συνεκτικό έδαφος μπορεί να αναπτύξει σημαντικές πιέσεις σε περιπτώσεις μεγάλων φορτίων, κάτι που απαιτεί προσεκτικό υπολογισμό της βάσης έμπηξης.

ii. Πασσαλότοιχοι Τύπου Προβόλου σε Συνεκτικό Έδαφος

Οι πασσαλότοιχοι τύπου προβόλου σε συνεκτικό έδαφος παρέχουν αυξημένη σταθερότητα λόγω της μεγαλύτερης βάσης έμπηξης και της υποστήριξης που προσφέρει η παθητική αντίσταση του εδάφους. Ωστόσο, η παθητική αντίσταση του συνεκτικού εδάφους μπορεί να μειωθεί σε περίπτωση κορεσμού, ειδικά αν η συνοχή του εδάφους επηρεάζεται από την παρουσία νερού. Η κατάσταση αυτή μπορεί να οδηγήσει σε απώλεια σταθερότητας ή

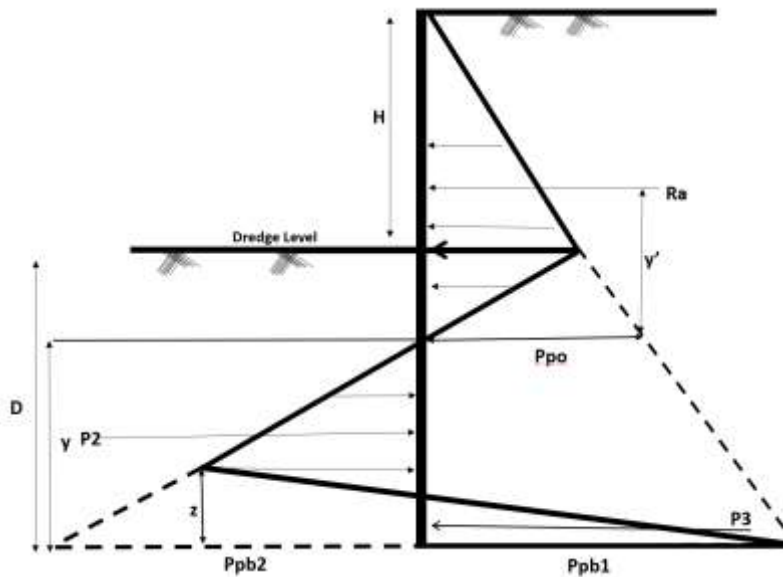
αστοχία του τοίχου. Επιπλέον, όταν το συνεκτικό έδαφος υποβάλλεται σε επαναλαμβανόμενες φορτίσεις ή σεισμικά φαινόμενα, μπορεί να παρατηρηθεί ανάπτυξη υπερβολικής πίεσης των πόρων, η οποία μειώνει την αποτελεσματική πίεση και αυξάνει την πιθανότητα αποσταθεροποίησης.

iii. Αγκυρωμένοι Πασσαλότοιχοι σε Συνεκτικό Έδαφος

Οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι είναι ιδιαίτερα κατάλληλοι για εφαρμογές σε συνεκτικό έδαφος, καθώς η αγκύρωση μπορεί να βελτιώσει τη σταθερότητα και να μειώσει τις απαιτήσεις για βάθος έμπηξης. Οι αγκυρώσεις, που συνήθως περιλαμβάνουν σύστημα δεσμών ή αγκυρωτικές δομές, διατηρούν την αντοχή του τοίχου σε περιπτώσεις υψηλής πλευρικής πίεσης, ενώ ταυτόχρονα προσφέρουν επιπλέον προστασία από την ανάπτυξη εσωτερικών πιέσεων λόγω συνοχής. Σε περιοχές με υψηλή σεισμική δραστηριότητα, η αγκύρωση μειώνει την πιθανότητα αστοχίας λόγω υπερβολικών παραμορφώσεων και προσφέρει ένα μέσο διατήρησης της σταθερότητας κατά τη διάρκεια σεισμικών κινήσεων.

3.1.2 Πασσαλότοιχοι σε Μη Συνεκτικό Έδαφος

Οι πασσαλότοιχοι σε μη συνεκτικά εδάφη, όπως άμμοι και χαλίκια, συμπεριφέρονται διαφορετικά από ό,τι σε συνεκτικά εδάφη λόγω της έλλειψης συνοχής. Τα μη συνεκτικά εδάφη παρουσιάζουν χαμηλότερη συνοχή και μεγαλύτερη εσωτερική τριβή, γεγονός που επηρεάζει την αντοχή και τη σταθερότητα των τοίχων αντιστήριξης. Η σχεδίαση των πασσαλότοιχων σε τέτοια εδάφη πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις ιδιότητες του μη συνεκτικού υλικού, το οποίο μπορεί να προσφέρει υψηλότερη παθητική αντίσταση αλλά απαιτεί συγκεκριμένες προσεγγίσεις για τη σταθεροποίηση του τοίχου.



Εικόνα 3.5: Πασσαλότοιχος σε μη συνεκτικό έδαφος

- **H**: Το ύψος του τοίχου από το επίπεδο εκσκαφής (Dredge Level) μέχρι την κορυφή του τοίχου στο σημείο B.
- **D**: Το συνολικό βάθος έμπηξης του πασσαλότοιχου, από την επιφάνεια του εδάφους μέχρι το κάτω τμήμα του τοίχου.
- **a**: Το ύψος από το επίπεδο εκσκαφής μέχρι το σημείο C, όπου εφαρμόζεται η δύναμη **R_a**.
- **R_a**: Η ενεργητική δύναμη που ασκείται στο τοίχο από το εδαφικό υλικό και λειτουργεί ως πλευρική πίεση. Υπολογίζεται με βάση την πυκνότητα του εδάφους (**γ'**).
- **γ'**: Η πυκνότητα του εδάφους που επηρεάζει την πλευρική πίεση που ασκείται στον τοίχο.
- **P_{po}**: Παθητική πίεση στο σημείο O. Προέρχεται από την αντίσταση του εδάφους στην πλευρική πίεση και δρα προς τον τοίχο.
- **P_{pb1}**: Παθητική πίεση στο σημείο A, που υπολογίζεται από την αντίσταση του εδάφους και σχετίζεται με το συνολικό βάθος έμπηξης και τις γεωτεχνικές ιδιότητες του εδάφους.
- **P_{pb2}**: Παθητική πίεση στο σημείο λίγο πάνω από το A, όπου η κατανομή των πιέσεων αρχίζει να αυξάνεται με την αύξηση του βάθους.
- **P₂**: Πλευρική πίεση του εδάφους που ασκείται στο τμήμα του τοίχου κοντά στο επίπεδο εκσκαφής. Αποτελεί συνδυασμό ενεργητικών και παθητικών δυνάμεων που υπολογίζονται βάσει της πυκνότητας του εδάφους (**γ**).
- **P₃**: Επιπλέον πίεση που ασκείται στο τμήμα του τοίχου κοντά στο κάτω μέρος, στο σημείο όπου το βάθος είναι μεγαλύτερο και η παθητική αντίσταση του εδάφους έχει αυξηθεί σημαντικά.

ι. Ελεύθεροι Πασσαλότοιχοι Τύπου Προβόλου σε Μη Συνεκτικό Έδαφος

Οι ελεύθεροι πασσαλότοιχοι τύπου προβόλου σε μη συνεκτικό έδαφος εξαρτώνται από την παθητική αντίσταση του εδάφους μπροστά από τον τοίχο. Το μη συνεκτικό έδαφος προσφέρει υψηλότερη αντίσταση λόγω της τριβής, αλλά οι συνθήκες σταθερότητας επηρεάζονται σημαντικά από τη δυνατότητα αποστράγγισης και τις ρευστοδυναμικές συνθήκες, ειδικά όταν το έδαφος περιέχει υπόγεια ύδατα. Το βάθος έμπηξης πρέπει να είναι αρκετό για να εξισορροπήσει τις ενεργητικές πιέσεις του εδάφους, αλλά παραμένει μικρότερο σε σχέση με το βάθος που απαιτείται σε συνεκτικό έδαφος λόγω της αυξημένης αντοχής στην πλευρική πίεση.

ii. Πασσαλότοιχοι Τύπου Προβόλου σε Μη Συνεκτικό Έδαφος

Οι πασσαλότοιχοι τύπου προβόλου είναι κατάλληλοι για μη συνεκτικά εδάφη καθώς η αυξημένη αντίσταση στην πλευρική πίεση μπορεί να διατηρήσει τη σταθερότητα του τοίχου με σχετικά μικρό βάθος έμπηξης. Σε τέτοιου είδους εδάφη, οι πλευρικές πιέσεις εξισορροπούνται μέσω του συνδυασμού ενεργητικών και παθητικών πιέσεων, με το έδαφος μπροστά από τον τοίχο να προσφέρει πρόσθετη σταθερότητα. Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει τον υπολογισμό της γωνίας τριβής του μη συνεκτικού εδάφους και λαμβάνει υπόψη την κατανομή των πιέσεων για τη βέλτιστη σταθερότητα.

iii. Αγκυρωμένοι Πασσαλότοιχοι σε Μη Συνεκτικό Έδαφος

Οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι είναι ιδιαίτερα αποτελεσματικοί σε μη συνεκτικά εδάφη, καθώς το σύστημα αγκύρωσης αυξάνει τη σταθερότητα του τοίχου και μειώνει την απαίτηση για μεγάλο βάθος έμπηξης. Το μη συνεκτικό έδαφος, λόγω της έλλειψης συνοχής, απαιτεί ισχυρότερη αγκύρωση ώστε να αποτραπούν οι ανεπιθύμητες μετακινήσεις ή αστοχίες, ειδικά σε δυναμικές συνθήκες ή σε περιοχές με υψηλή σεισμική δραστηριότητα. Οι αγκυρώσεις, όπως οι νευρώσεις ή τα νευροδετήρια, βοηθούν στη διατήρηση της σταθερότητας του τοίχου και περιορίζουν τις παραμορφώσεις σε περιπτώσεις υψηλής πλευρικής πίεσης.

3.2 Μέθοδοι προσδιορισμού στατικών και δυναμικών ωθήσεων

Οι μέθοδοι υπολογισμού στατικών και δυναμικών ωθήσεων διαδραματίζουν θεμελιώδη ρόλο στη μελέτη της συμπεριφοράς των γεωτεχνικών κατασκευών, όπως τα τοιχώματα αντιστήριξης και οι λιμενικές υποδομές. Η ανάλυση των ωθήσεων αυτών είναι ζωτικής σημασίας για την κατανόηση των δυνάμεων που ασκούνται στις κατασκευές από το έδαφος, καθώς και για τον σχεδιασμό σταθερών και ασφαλών έργων.

Οι στατικές ωθήσεις αφορούν τις δυνάμεις που ασκούνται από το έδαφος σε συνθήκες ισορροπίας και ακινησίας. Αυτές οι ωθήσεις υπολογίζονται με μεθόδους όπως η μέθοδος Coulomb και η μέθοδος Rankine, λαμβάνοντας υπόψη την αντοχή του εδάφους και την κλίση της κατασκευής.

Από την άλλη πλευρά, οι δυναμικές ωθήσεις εξετάζουν τις δυνάμεις που ασκούνται στις κατασκευές κατά τη διάρκεια σεισμικών δονήσεων ή άλλων εξωτερικών επιταχύνσεων. Οι μέθοδοι υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων, όπως η μέθοδος Mononobe-Okabe, ενσωματώνουν τη σεισμική επιτάχυνση, προκειμένου να εκτιμηθούν οι επιπλέον δυνάμεις που ασκούνται στις κατασκευές κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος.

3.2.1 Μέθοδος Rankine

Η Μέθοδος Rankine είναι μια κλασική θεωρία στη γεωτεχνική μηχανική, η οποία χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ενεργών και παθητικών ωθήσεων γαιών σε τοίχους αντιστήριξης και άλλες δομές που συγκρατούν εδάφη. Η θεωρία αυτή βασίζεται σε μια σειρά υποθέσεων και είναι ιδιαίτερα χρήσιμη σε περιπτώσεις ομοιογενούς εδάφους με οριζόντιες επιφάνειες και εισάγει έναν απλοποιημένο τρόπο προσδιορισμού της ελάχιστης τιμής της ενεργητικής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που αναπτύσσονται πάνω σε έναν τοίχο αντιστήριξης (Kramer 1996).

Βασικές Υποθέσεις της Μεθόδου Rankine

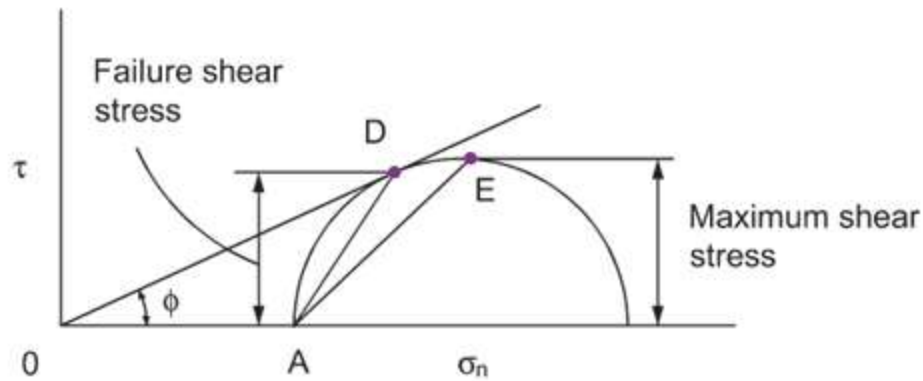
Η θεωρία Rankine στηρίζεται στις υποθέσεις ότι:

- Το έδαφος είναι ομοιογενές, ισотροπικό και συνεχές.
- Ο τοίχος αντιστήριξης είναι λεία επιφάνεια και δεν ασκούνται δυνάμεις τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.
- Οι δυνάμεις που ασκούνται στο έδαφος είναι μόνο οι κατακόρυφες τάσεις λόγω του βάρους του εδάφους και δεν υπάρχουν άλλες εξωτερικές φορτίσεις.
- Το έδαφος είναι συνεκτικό, χωρίς πλευρικές παραμορφώσεις πριν την αστοχία.

Η θεωρία αυτή εξετάζει δύο βασικές καταστάσεις: την ενεργή ώθηση γαιών και την παθητική ώθηση γαιών.

Ενεργητικές Ωθήσεις

Όταν το έδαφος βρίσκεται σε κατάσταση ενεργητικής πίεσης, η κατακόρυφη ενεργός τάση σ_v αντιπροσωπεύει τη μέγιστη κύρια τάση. Με την απομάκρυνση του τοίχου από το έδαφος, δημιουργείται διαστολή στην οριζόντια κατεύθυνση, ενεργοποιώντας το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του εδάφους, ενώ παράλληλα μειώνεται η οριζόντια τάση στον τοίχο. Αυτή η διαδικασία μπορεί να απεικονιστεί μέσω του κύκλου του Mohr (Kramer, 1996).



Εικόνα 3.6: Κύκλος Mohr

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.1)$$

- τ είναι η διατμητική τάση,
- c είναι η συνοχή του υλικού,
- σ είναι η κανονική τάση,
- ϕ είναι η γωνία εσωτερικής τριβής (συχνά ιδιότητα του υλικού).

Όταν πλέον ενεργοποιείται η αντοχή αστοχίας του εδάφους η ελάχιστη οριζόντια τάση υποδηλώνει την ελάχιστη κύρια τάση και μετονομάζεται σε ελάχιστη πίεση. Ο υπολογισμός της γίνεται σύμφωνα με την Εξίσωση όπως φαίνεται παρακάτω:

$$p_a = K_a \sigma'_v - 2c\sqrt{K_a} \quad (3.2)$$

όπου:

- K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης,
- c : συνοχή του εδάφους.

Σε μια ιδανική περίπτωση όπου το έδαφος πίσω από τον τοίχο είναι οριζόντιο και ο τοίχος είναι λείος και κατακόρυφος, οι κύριες τάσεις θεωρούνται κατακόρυφες και οριζόντιες. Ο συντελεστής ενεργητικής πίεσης μπορεί τότε να υπολογιστεί με την ακόλουθη σχέση (Kramer, 1996):

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.3)$$

όπου:

- K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης,
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής.

Ενώ, στην παρουσία μη συνεκτικού αντιστηριζόμενου εδάφους υπό γωνία β , βάσει των Terzaki και Taylor, για τον υπολογισμό του συντελεστή ενεργού τάσης για γωνία $\beta \leq \varphi$ η εξίσωση αναπτύσσεται (Kramer, 1996) ως εξής:

$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} = \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.4)$$

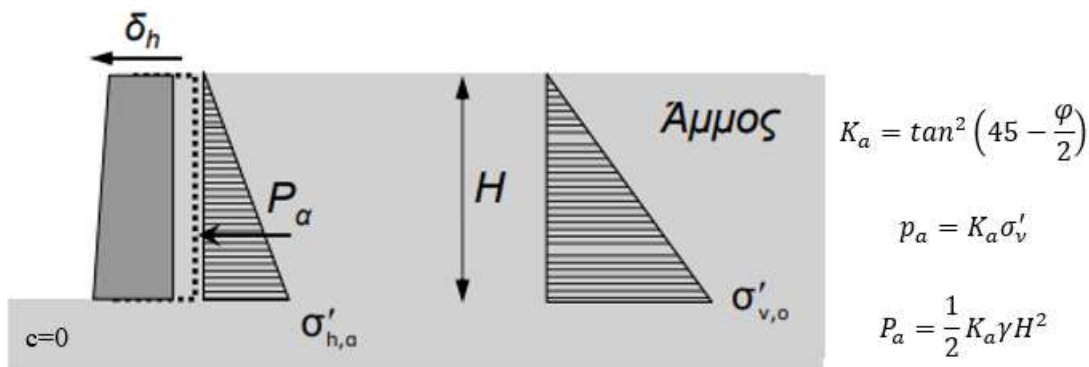
- K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης,
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- β : γωνία κλίσης πρανούς.

Μια άλλη περίπτωση αφορά το ξηρό, ομοιογενές και μη συνεκτικό έδαφος, όπου οι τάσεις κατανέμονται τριγωνικά και είναι παράλληλες με τη διεπιφάνεια του εδάφους αντιστήριξης. Στο σημείο $H/3$ από τη βάση του τοίχου με ύψος H , αναπτύσσεται η μέγιστη συνισταμένη δύναμη P_a η οποία υπολογίζεται ως εξής (Kramer, 1996):

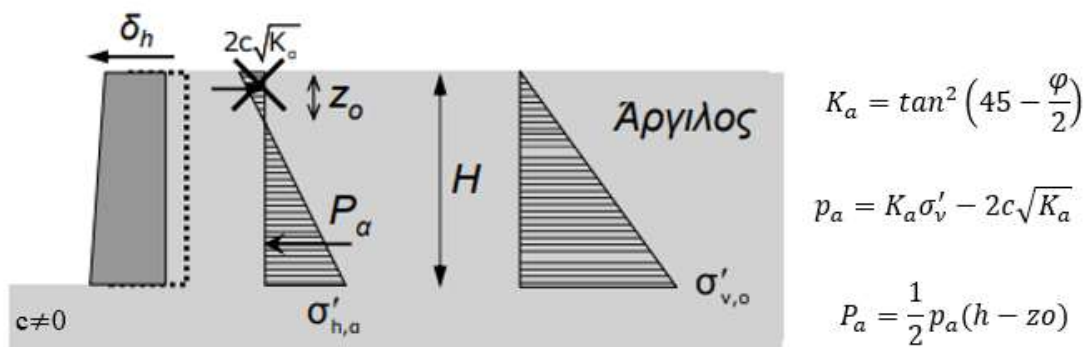
$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.5)$$

όπου:

- K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης,
- γ : ειδικό βάρος,
- H : ύψος του τοίχου.



Εικόνα 3.7: Ενεργητική πίεση κατά Rankine – συνεκτικό έδαφος (Κίρτας, 2010).



Εικόνα 3.8: Ενεργητική πίεση κατά Rankine – μη συνεκτικό έδαφος (Κίρτας 2010).

Παθητικές Ωθήσεις

Σε κατάσταση παθητικών πιέσεων, η κατακόρυφη ενεργός τάση σ'_v παραμένει αμετάβλητη, ενώ η οριζόντια τάση σ'_H αυξάνεται σταδιακά μέχρι να επιτευχθεί η πλαστική ισορροπία του εδάφους. Σύμφωνα με τη μέθοδο του Rankine, οι εδαφικές τάσεις που αντιστοιχούν στις μέγιστες παθητικές ωθήσεις υπολογίζονται μέσω της ακόλουθης εξίσωσης. Η σ'_H , δηλαδή η μέγιστη οριζόντια τάση που μπορεί να προκαλέσει αστοχία, μετονομάζεται σε παθητική πίεση και συμβολίζεται ως P_p . Αντίστοιχα με τις ενεργητικές ωθήσεις, ορίζεται ο συντελεστής παθητικής πίεσης K_p (Kramer, 1996).

$$\sigma'_H = P_p = \sigma'_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (3.6)$$

όπου:

- $\sigma'_H \equiv P_p$: παθητική πίεση,
- σ'_v : κατακόρυφη ενεργός τάση,

- K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης,
- c : συνοχή του εδάφους.

Για λείο κατακόρυφο τοίχο αντιστήριξης και οριζόντιο έδαφος αντιστήριξης ο συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης K_p είναι:

$$K_p = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.7)$$

όπου:

- K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης,
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής.

Ενώ στην παρουσία αντιστηριζόμενου εδάφους υπό γωνία β ο συντελεστής K_p υπολογίζεται:

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} = \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (3.8)$$

όπου:

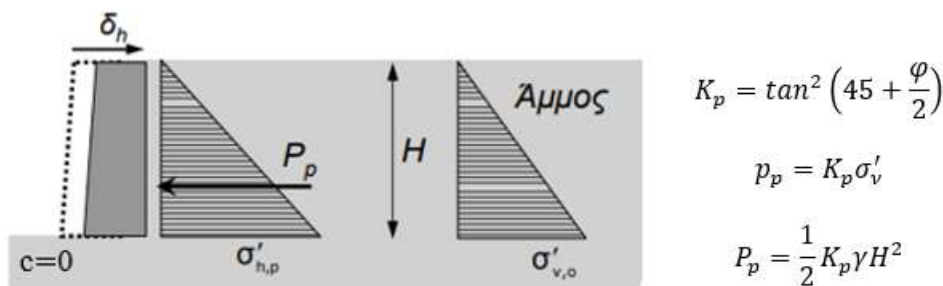
- β : γωνία κλίσης πρανούς.

Όπως και στην περίπτωση των ενεργητικών ωθήσεων, μια άλλη περίπτωση αφορά το ξηρό, ομοιογενές και μη συνεκτικό έδαφος, όπου οι τάσεις κατανέμονται τριγωνικά, παράλληλα με τη διεπιφάνεια του εδάφους αντιστήριξης. Στο σημείο που βρίσκεται σε ύψος $H/3$ από τη βάση του τοίχου, αναπτύσσεται η μέγιστη τιμή της συνισταμένης παθητικής δύναμης P_p , η οποία υπολογίζεται σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση (Kramer, 1996):

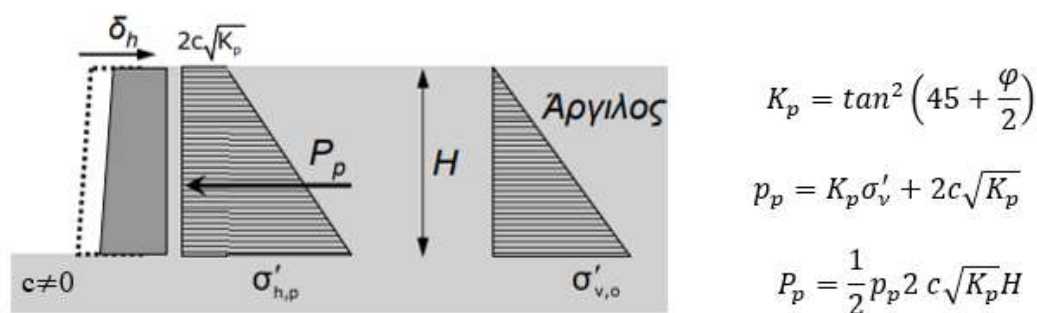
$$P_p = \frac{1}{2} K_b \gamma H^2 \quad (3.9)$$

όπου:

- K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης,
- γ : ειδικό βάρος,
- H : ύψος του τοίχου.



Εικόνα 3.9: Παθητική πίεση κατά Rankine – συνεκτικό έδαφος με αντίσταση τριβής (Κίρτας, 2010)



Εικόνα 3.10: Παθητική πίεση κατά Rankine – μη συνεκτικό έδαφος (Κίρτας, 2010).

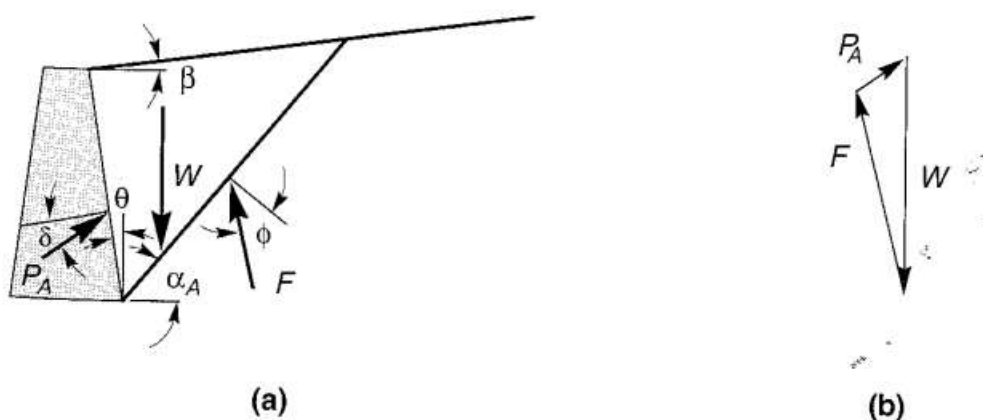
Ως συμπέρασμα των όσων έχουν ήδη αναφερθεί, για την πλήρη ενεργοποίηση της ενεργητικής πίεσης απαιτούνται πολύ μικρές μετακινήσεις του τοίχου, ενώ για την ενεργοποίηση της πλήρους παθητικής πίεσης απαιτείται μια πολύ μεγαλύτερη μετακίνηση του τοίχου αντιστήριξης. Επιπλέον, όσον αφορά το έδαφος αντιστήριξης, οι μεγαλύτερες ενεργητικές τάσεις και δυνάμεις ανατροπής παρατηρούνται σε άμμο με μικρή συνεκτικότητα, ενώ τα πυκνότερα αμμόδη εδάφη παράγουν μικρότερες παθητικές τάσεις και σταθεροποιητικές δυνάμεις. Τέλος, μια βασική προϋπόθεση της θεωρίας του Rankine είναι η εφαρμογή αυτής της κατάστασης τάσεων μόνο εντός μιας σφηνοειδούς επιφάνειας, που καθορίζεται από τη γωνία $90^\circ - \theta$ ως προς τον οριζόντιο άξονα (Kramer, 1996).

3.2.2 Μέθοδος Coulomb

Η μέθοδος του Coulomb (1776) ήταν η πρώτη που μελέτησε τον προσδιορισμό των πλευρικών τάσεων της Γης. Σε σύγκριση με τη μέθοδο Rankine, η θεωρία του Coulomb θεωρείται ως μία «κινηματική» μέθοδος οριακής ισορροπίας (Φραγκοπούλου, 2017). Επιπλέον,

η μέθοδος αυτή λαμβάνει υπόψη την κλίση και την επιφάνεια του εδάφους, καθώς και την τριβή που αναπτύσσεται στον τοίχο (Βασιλειάδης, 2018).

Ειδικότερα, η διατύπωση της μεθόδου Coulomb υποθέτει ότι οι ωθήσεις που αναπτύσσονται σε έναν τοίχο αντιστήριξης οφείλονται στο βάρος W μιας σφήνας εδάφους, η οποία ονομάζεται «επιφάνεια θραύσης». Αυτός ο ορισμός προέρχεται από την αρχική θεώρηση ενός ισότροπου και ομοιογενούς εδάφους που ακολουθεί το κριτήριο θραύσης του Coulomb (Αβρανά, 2006). Μια από τις επιπλέον παραδοχές της μεθόδου είναι ότι η κατανομή των δυνάμεων τριβής κατά μήκος της επιφάνειας θραύσης είναι ομοιόμορφη και θεωρείται επίπεδη. Όπως φαίνεται στην Εικόνα 3.6, η συνισταμένη δύναμη των ωθήσεων F_r δρα υπό γωνία δ ως προς την εσωτερική κατακόρυφη παρειά του τοίχου αντιστήριξης (Αβρανά, 2006).



Εικόνα 3.11: (a) Εδαφική σφήνα βάρους W – θεωρία Coulomb, (b) τρίγωνο δυνάμεων ενεργητικής κατάστασης (Kramer 1996).

Στις συνθήκες οριακής ισορροπίας που επικρατούν σε μια κατασκευή αντιστήριξης, η μέθοδος του Coulomb προτείνει ουσιαστικά έναν τρόπο υπολογισμού των μέγιστων παθητικών και των ελάχιστων ενεργητικών ωθήσεων που αναπτύσσονται στην κατασκευή.

Ενεργητική Κατάσταση

Με την ακόλουθη εξίσωση, υπολογίζεται η ενεργητική ώθηση που αναπτύσσεται σε συνθήκες ελάχιστης ενεργητικής πίεσης και δρα σε ύψος $H/3$ του τοίχου (Kramer, 1996):

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (3.10)$$

όπου:

- K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης,

- γ : ειδικό βάρος,
- H : ύψος του τοίχου.

Ο συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης K_a υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta + \theta) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad (3.11)$$

όπου:

- K_a : συντελεστής ελάχιστης ενεργού τάσης,
- δ : γωνία μεταξύ διεπιφάνειας τριβής τοίχου – εδάφους,
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- θ, β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.6*.

Η γωνία κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας ως προς την οριζόντια επιφάνεια υπολογίζεται ως:

$$\alpha_A = \varphi + \tan^{-1} \frac{(\tan(\varphi - \beta) + C_1)}{C_2} \quad (3.12)$$

όπου:

- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.6*,
- $C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) + \cot(\varphi - \theta)]}$
- $C_2 = 1 + \{\tan(\delta + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)]\}$

Παθητική Κατάσταση

Αντίστοιχα με την ενεργητική, η παθητική ώθηση υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (3.13)$$

όπου:

- K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης,

-

Ο συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης K_p υπολογίζεται από τη σχέση:

όπου:

- K_p : συντελεστής μέγιστης παθητικής πίεσης,
- δ : γωνία μεταξύ διεπιφάνειας τριβής τοίχου – εδάφους,
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- θ, β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.7*.

$$\alpha_b = -\varphi + \tan^{-1} \frac{(\tan(\varphi + \beta) + C_3)}{C_4} \quad (3.15)$$

όπου:

- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.7*,

- $C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta - \theta) + \cot(\varphi + \theta)]}$
- $C_4 = 1 + \{\tan(\delta - \theta) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)]\}$

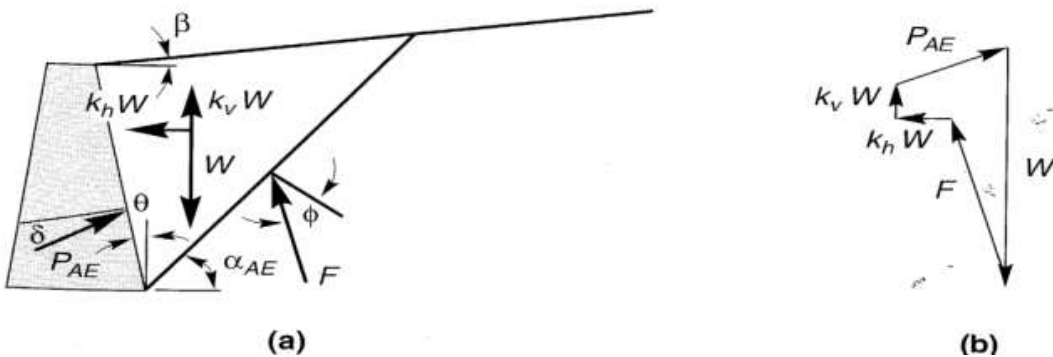
3.2.3 Μέθοδος Mononobe – Okabe

Η μέθοδος Mononobe – Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929) αποτελεί ένα πολύτιμο εργαλείο για τους μηχανικούς. Ανήκει στις μεθόδους οριακής ισορροπίας και χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των εδαφικών ωθήσεων, λαμβάνοντας υπόψη τις αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στο σύστημα τοίχου – εδάφους κατά τη διάρκεια σεισμικών δονήσεων. Βασίζεται στη μέθοδο Coulomb, με την πρόσθεση ψευδοστατικών δυνάμεων που δρουν κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Η μέθοδος Mononobe – Okabe χρησιμοποιείται σε ψευδοστατικές συνθήκες ανάλυσης και εφαρμόζεται κυρίως σε εύκαμπτους τοίχους αντιστήριξης.

Για τον υπολογισμό των εδαφικών ωθήσεων, χρησιμοποιείται η ψευδοστατική επιτάχυνση στην εδαφική σφήνα, τόσο στον οριζόντιο (α_h) όσο και στον κατακόρυφο (α_v) άξονα. Η συνισταμένη ψευδοστατική δύναμη προκύπτει από την ισορροπία των δυνάμεων που ασκούνται στην εδαφική σφήνα (Kramer, 1996).

Όπως και στη μελέτη των στατικών πλευρικών τάσεων, εξετάζονται δύο διαφορετικές συνθήκες: οι ενεργητικές και οι παθητικές εδαφικές ωθήσεις.

Ενεργητικές Ωθήσεις



Εικόνα 3.13: (a) Εδαφική ενεργητική σφήνα δυναμικών ωθήσεων - Mononobe-Okabe, (b) πολύγωνο δυνάμεων ενεργητικής κατάστασης - Mononobe-Okabe (Kramer 1996).

Όσον αφορά τις ενεργητικές τάσεις, για μη συνεκτικό και ξηρό έδαφος, η ενεργητική εδαφική σφήνα υπόκειται, εκτός από τις στατικές ωθήσεις, και σε επιπρόσθετες ψευδοστατικές ωθήσεις. Αυτές μπορούν να προσδιοριστούν πολλαπλασιάζοντας το βάρος W της εδαφικής

σφήνας με τις σεισμικές επιταχύνσεις στον οριζόντιο (α_h) και κατακόρυφο (α_v) άξονα, αντίστοιχα.

Η οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση υπολογίζεται με τη σχέση:

$$\alpha_h = k_h g$$

Ενώ η κατακόρυφη ψευδοστατική επιτάχυνση υπολογίζεται από:

$$\alpha_v = k_v g$$

Ο υπολογισμός της συνισταμένης ενεργητικής ώθησης γίνεται με την εξίσωση (Kramer, 1996):

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3.16)$$

όπου:

- P_{AE} : συνολική ενεργητική ώθηση,
- K_{AE} : συντελεστής δυναμικής ενεργητικής ώθησης,
- γ : ειδικό βάρος,
- H : ύψος του τοίχου,
- k_v : συντελεστής κατακόρυφης ψευδοστατικής επιτάχυνσης.

Για τον προσδιορισμό της τιμής του συντελεστή δυναμικής ενεργητικής ώθησης K_{AE} :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \cdot \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right)^2} \quad (3.17)$$

όπου:

- για $\varphi - \beta \geq \psi$ και $\gamma = \gamma_d$
- K_{AE} : συντελεστής δυναμικής ενεργητικής ώθησης,
- δ : γωνία μεταξύ διεπιφάνειας τριβής τοίχου – εδάφους,
- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- θ, β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την Εικόνα 3.8,
- γ : ειδικό βάρος εδαφικής σφήνας,

- γ_d : φαινόμενο ειδικό βάρος,
- $\psi = \tan^{-1} \frac{k_h}{1-k_v}$

Ο υπολογισμός της γωνίας κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας για τη δυναμική ενεργητική κατάσταση γίνεται με τη σχέση:

$$\alpha_{AE} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \frac{(-\tan(\varphi - \psi - \beta) + C_{1E})}{C_{2E}}$$

όπου:

- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.8*,
- $C_{1E} = \frac{1}{\sqrt{\tan(\varphi - \psi - \beta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)]}}$
- $C_{2E} = 1 + \{\tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)]\}$

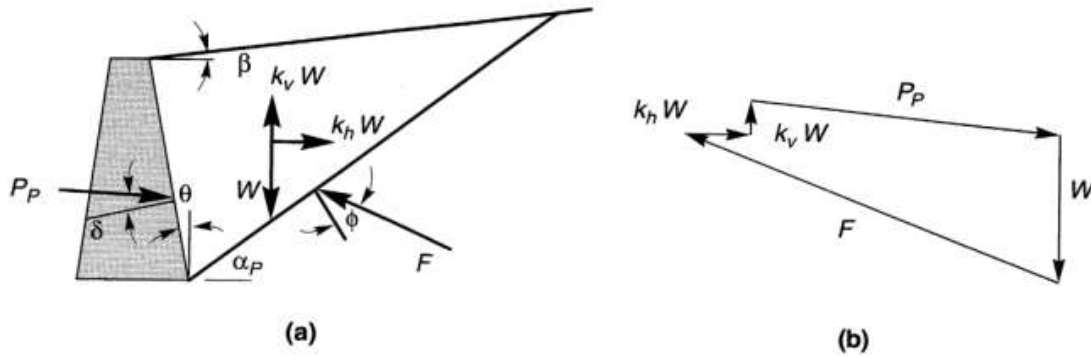
Συμπερασματικά, η συνολική ενεργητική ώθηση υπολογίζεται ως άθροισμα της στατικής και της δυναμικής ώθησης:

$$P_{AE} = P_A + \Delta P_{AE} \quad (3.18)$$

Το σημείο εφαρμογής της συνολικής ώθησης υπολογίζεται με τη σχέση:

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \cdot 0.6H}{P_{AE}} \quad (3.19)$$

Παθητικές Ωθήσεις



Εικόνα 3.14: (a) Εδαφική παθητική σφήνα δυναμικών ωθήσεων - Mononobe-Okabe, (b) πολύγωνο δυνάμεων παθητικής κατάστασης - Mononobe-Okabe (Kramer 1996).

Οι παθητικές ωθήσεις υπολογίζονται με τρόπο παρόμοιο με τις ενεργητικές. Η συνολική παθητική ώθηση προκύπτει με τη σχέση:

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3.20)$$

όπου:

- P_{PE} : συνολική παθητική ώθηση,
- K_{PE} : συντελεστής δυναμικής παθητικής ώθησης,
- γ : ειδικό βάρος,
- H : ύψος του τοίχου,
- k_v : κατακόρυφη ψευδοστατική επιτάχυνση.

Η τιμή του συντελεστή δυναμικής παθητικής ώθησης K_{PE} υπολογίζεται με τη σχέση:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \psi)}{\cos\psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \theta) \cdot \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}}\right)^2} \quad (3.21)$$

Ο υπολογισμός της γωνίας κρίσιμης επιφάνειας αστοχίας για τη δυναμική παθητική κατάσταση γίνεται με τη σχέση:

$$\alpha_{PE} = \psi - \varphi + \tan^{-1} \frac{(-\tan(\varphi + \psi + \beta) + C_{3E})}{C_{4E}} \quad (3.22)$$

όπου:

- φ : γωνία εσωτερικής τριβής,
- β : προσδιορίζονται γεωμετρικά σύμφωνα με την *Εικόνα 3.9*,
- $C_{3E} = \frac{1}{\sqrt{\tan(\varphi + \beta - \psi) \cdot [\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi - \theta) + \cot(\varphi + \theta - \psi)]}}$
- $C_{2E} = 1 + \{\tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)]\}$

Η συνολική παθητική ώθηση υπολογίζεται ως άθροισμα της στατικής και της δυναμικής ώθησης:

$$P_{PE} = P_P + \Delta P_{PE} \quad (3.23)$$

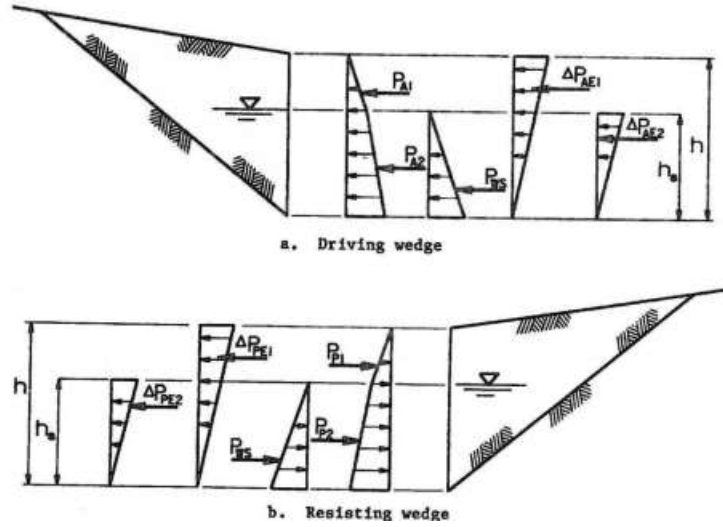
Το σημείο δράσης της συνολικής παθητικής ώθησης, όπως αναλύθηκε και στις στατικές ωθήσεις, υπολογίζεται με τη σχέση:

$$h = \frac{P_P \cdot \frac{H}{3} - \Delta P_{PE} \cdot 0.6H}{P_{PE}} \quad (3.24)$$

3.2.4 Μέθοδος Seed – Whitman

Οι Seed και Whitman (1970), βασισμένοι στη μέθοδο Mononobe – Okabe, όρισαν τον συντελεστή δυναμικής ώθησης σύμφωνα με την ακόλουθη εξίσωση, και κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι ο συντελεστής ΔK_{AE} συνδέεται γραμμικά με την οριζόντια επιτάχυνση. Σημειώνεται ότι η θεώρηση αυτή προϋποθέτει την ισχύ των τυπικών τιμών της γωνίας εσωτερικής τριβής φ , καθώς και την τιμή της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης να είναι μικρότερη από 0.4g:

$$\Delta K_{AE} = \frac{3}{4} a_h \quad (3.25)$$



Εικόνα 3.15: Συνολικές δυναμικές ωθήσεις (Seed&Whitman, 1970).

Στη συνέχεια, αντικαθιστώντας στη σχέση $P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v)$, τη προηγούμενη σχέση προκύπτει:

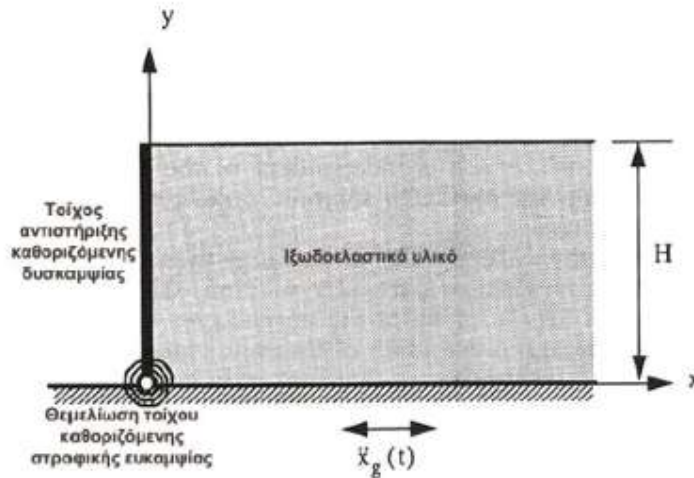
$$\Delta K_{AE} = \frac{1}{2} \Delta K_{AE} \gamma H^2 \cong \frac{3}{8} a_h \gamma H^2 \quad (3.26)$$

Τέλος, η συνισταμένη τιμή της ώθησης δρα σε ύψος το h το οποίο υπολογίζεται ως εξής:

$$h = \frac{P_A \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} (0.6H)}{P_{AE}} \cong 0.4H \quad (3.27)$$

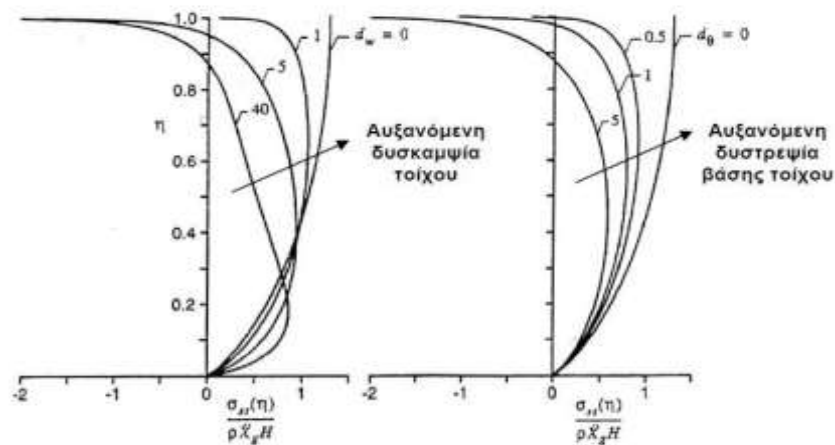
3.2.5 Μέθοδος Veletsos & Younan

Μία ακόμη ελαστική μέθοδος είναι η αναλυτική λύση που προτάθηκε από τους Veletsos & Younan (1994, 1997), η οποία εξετάζει το μέγεθος και την κατανομή των μετατοπίσεων και των δυναμικών ωθήσεων που αναπτύσσονται λόγω οριζόντιας εδαφικής διέγερσης σε έναν τοίχο αντιστήριξης (Κατσιράκης, 2021). Αυτή η λύση αφορά έναν εύκαμπτο και ελαστικά δύστροπτο τοίχο στη βάση του και περιλαμβάνει την ανάλυση της ευκαμψίας και της στροφικής απόκρισης του τοίχου. Η μέθοδος Veletsos & Younan (1994, 1997) περιγράφει έναν τοίχο με καθορισμένη ευκαμψία, τον οποίο θεωρεί ως κατακόρυφη δοκό, τοποθετημένο σε μια ομοιογενή ισοδοελαστική εδαφική στρώση με σταθερή πυκνότητα και άπειρο μήκος κατά την οριζόντια διεύθυνση. Το σύστημα τοίχου - εδαφικής στρώσης παρουσιάζεται στην Εικόνα 3.11. Αξίζει να σημειωθεί ότι τόσο η βάση του τοίχου όσο και το έδαφος διεγείρονται από μια οριζόντια κίνηση χωρίς χωρική μεταβολή (Κατσιράκης, 2021).



Εικόνα 3.16: Σύστημα τοίχου – εδαφικής στρώσης αναλυτικής λύσης Veletsos & Younan (1994,1997).

Η ανάλυση αυτή επικεντρώνεται σε χαρακτηριστικά του τοίχου, της εδαφικής στρώσης, καθώς και στις ιδιότητες της εδαφικής κίνησης. Η Εικόνα 3.12 παρουσιάζει διαγράμματα κατανομής των εδαφικών ωθήσεων που δρουν σε έναν τοίχο αντιστήριξης για διάφορες τιμές ευκαμψίας του τοίχου (Κατσιράκης, 2021).



Εικόνα 3.17: Σύστημα τοίχου – εδαφικής στρώσης αναλυτικής λύσης Veletsos&Younan (1994,1997) (Veletsos&Younan 1994,1997).

Ακολουθούν οι εξισώσεις για το μέτρο ευκαμψίας d_w και στροφικής ευκαμψίας d_θ του τοίχου αντίστοιχα:

$$d_w = \frac{GH^3}{D_w} \quad (3.28)$$

$$d_\theta = \frac{GH^2}{R_\theta} \quad (3.29)$$

όπου:

- d_w : η τιμή ευκαμψίας του τοίχου,
- d_θ : η τιμή στρωφικής ευκαμψίας του τοίχου,
- G : το μέτρο διάτμησης του τοίχου (kPa),
- H : το ύψος του τοίχου αντιστήριξης,
- D_w : το μέγεθος που εκφράζει τη δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους του,
- R_θ : η σταθερά ισοδύναμου στρωφικού ελατηρίου.

Η δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους D_w υπολογίζεται:

$$D_w = \frac{E_w t_w^3}{12(1 - \nu_w^2)} \quad (3.30)$$

όπου:

- t_w : το πάχος του τοίχου αντιστήριξης (m),
- ν_w : ο λόγος Poisson του υλικού του τοίχου αντιστήριξης.

Επίδραση Νερού

Οι μέθοδοι υπολογισμού της δυναμικής απόκρισης που αναλύθηκαν προηγουμένως εφαρμόζονται σε ξηρές εδαφικές συνθήκες. Ωστόσο, η παρουσία υδάτινου στοιχείου, όπως στα λιμενικά έργα, αποτελεί έναν καθοριστικό παράγοντα που επηρεάζει σημαντικά τις αστοχίες που προκαλούνται από σεισμικές διεγέρσεις. Στους λιμενικούς τοίχους, το νερό δρα τόσο στο μέτωπο όσο και πίσω από τον τοίχο, καθιστώντας την επίδρασή του καταλυτική για την ανάπτυξη στατικών και δυναμικών ωθήσεων. Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι λόγω της διαπερατότητας στους λιμενικούς τοίχους, η στάθμη του εδαφικού νερού πίσω από τον τοίχο είναι ισοδύναμη με τη στάθμη της υδάτινης μάζας που συγκρατείται μπροστά από αυτόν.

Οι δυνάμεις που αναπτύσσονται από το νερό στον τοίχο διακρίνονται σε δύο μεγάλες κατηγορίες: τις υδροστατικές και τις υδροδυναμικές τάσεις. Οι υδροστατικές τάσεις αυξάνονται γραμμικά και εμφανίζονται τόσο σε στατικές όσο και σε σεισμικές συνθήκες. Αντίθετα, οι υδροδυναμικές τάσεις προκύπτουν από τη δυναμική απόκριση του νερού κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων.

Νερό εξωτερικά του κρηπιδότοιχου

Οι υδροδυναμικές τάσεις που αναπτύσσονται στους κρηπιδότοιχους λόγω της παρουσίας νερού μπορούν να υπολογιστούν χρησιμοποιώντας τη λύση του Westergaard (1931). Αυτή η προσέγγιση ισχύει για συμπαγείς κρηπιδότοιχους που συγκρατούν μια μάζα υγρού στοιχείου ημι-άπειρων διαστάσεων και υπόκεινται σε αρμονική διέγερση στην οριζόντια διεύθυνση της βάσης τους. Ο Westergaard έδειξε ότι, όταν η ιδιοσυχνότητα του κορεσμένου εδάφους είναι μεγαλύτερη από αυτή της σεισμικής διέγερσης, οι υδροδυναμικές τάσεις αυξάνονται ανάλογα με την τετραγωνική ρίζα του βάθους του νερού. Η εξίσωση που πρότεινε για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών τάσεων είναι η εξής:

$$p_w = \frac{7}{8} \cdot \frac{a_h}{g} \gamma_w \sqrt{z_w H} \quad (3.31)$$

όπου:

- a_h : η οριζόντια επιτάχυνση των σεισμικών κυμάτων,
- γ_w : το ειδικό βάρος νερού $\left(\frac{kN}{m^3}\right)$,
- z_w : το ύψος του νερού στο μέτωπο του τοίχου,
- H : το ύψος του νερού εντός του κορεσμένου εδάφους.

Για τον υπολογισμό της υδροδυναμικής ώθησης που προσπίπτει στον τοίχο:

$$p_w = \frac{7}{12} \cdot \frac{a_h}{g} \gamma_w H^2 \quad (3.32)$$

όπου:

- a_h : η οριζόντια επιτάχυνση των σεισμικών κυμάτων,
- γ_w : το ειδικό βάρος νερού,,
- H : το ύψος του νερού εντός του κορεσμένου εδάφους
- g : η επιτάχυνση της βαρύτητας.

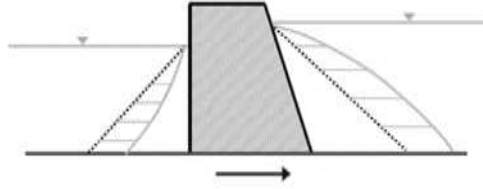
Η συνολική πίεση του νερού στον τοίχο προκύπτει ως άθροισμα των υδροστατικών και υδροδυναμικών ωθήσεων. Ο σχεδιασμός των λιμενικών τοίχων πρέπει να λαμβάνει υπόψη τις μεταβολές στη στάθμη του θαλασσινού νερού μετά από σεισμό. Σε πολλές περιπτώσεις, η σεισμική διέγερση μπορεί να προκαλέσει τη δημιουργία κυμάτων τσουνάμι, τα οποία επηρεάζουν τη στάθμη της θάλασσας. Η άνοδος της στάθμης του νερού τείνει να σταθεροποιήσει τον τοίχο, ενώ η πτώση της μπορεί να οδηγήσει σε ανατροπή του τοίχου. Σε κάποιες περιπτώσεις, ακόμη και μικρές μεταβολές στη στάθμη του νερού μπορεί να προκαλέσουν ρευστοποίηση εδαφών, προκαλώντας αστοχίες κυρίως στο έδαφος θεμελίωσης του τοίχου και σπανιότερα στο αντιστηριζόμενο έδαφος πίσω από αυτόν.

Νερό στο αντιστηριζόμενο έδαφος του κρηπιδότοιχου

Η παρουσία νερού στο αντιστηριζόμενο έδαφος παίζει καθοριστικό ρόλο στη σεισμική απόκριση των κρηπιδότοιχων. Υπάρχουν τρεις βασικοί λόγοι για την επίδραση του νερού στη σεισμική φόρτιση του κρηπιδότοιχου:

1. Η διαφοροποίηση των αδρανειακών δυνάμεων λόγω της παρουσίας νερού πίσω από τον κρηπιδότοιχο.
2. Η ανάπτυξη υδροδυναμικών δυνάμεων.
3. Η ανάπτυξη υψηλών πιέσεων του πορικού νερού ως αποτέλεσμα της σεισμικής φόρτισης του αντιστηριζόμενου εδάφους.

Οι μηχανικές ιδιότητες του εδάφους, ιδιαίτερα η διαπερατότητα, επηρεάζουν σημαντικά τις αδρανειακές δυνάμεις που αναπτύσσονται σε κορεσμένο έδαφος αντιστήριξης. Για παράδειγμα, μια τυπική τιμή περατότητας είναι $k=10^{-3}$ cm/sec, που θεωρείται κρίσιμη. Σε εδάφη με μικρότερη περατότητα ($k < 10^{-3}$ cm/sec), το νερό και το έδαφος κινούνται από κοινού, παρουσιάζοντας μια αναλογία μεταξύ του ειδικού βάρους του αντιστηριζόμενου εδάφους (γ_{sat}) και των αδρανειακών δυνάμεων. Σε εδάφη με μεγαλύτερη περατότητα, η κίνηση του νερού διαφέρει από την κίνηση του εδάφους, και στην περίπτωση αυτή οι αδρανειακές δυνάμεις συσχετίζονται με το κορεσμένο ειδικό βάρος (γ_b) της εδαφικής στρώσης. Οι υδροδυναμικές τάσεις που αναπτύσσονται αθροίζονται με τις υδροστατικές τάσεις, και αυτή η κατάσταση κατά την οποία το έδαφος κινείται μέσα στο νερό των πόρων αναφέρεται ως "κατάσταση ελεύθερου νερού" (free water condition).



Εικόνα 3.18: Υδροδυναμικές πιέσεις κατά Westergard (Ψαρρόπουλος 2008).

Ο Matsuzawa (1985) τροποποίησε τη μέθοδο Mononobe-Okabe, εισάγοντας την επίδραση του νερού των πόρων στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Η εξίσωση που τροποποιήθηκε είναι η εξής:

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (3.33)$$

που ο λόγος πίεσης των πόρων εισάγεται μέσω των παρακάτω σχέσεων:

$$\gamma = \gamma_b (1 - r_u) \quad (3.34)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{\gamma_{sat} k_h}{\gamma_b (1 - r_u) (1 - k_v)} \right) \quad (3.35)$$

Η ενεργητική ώθηση προσδιορίζεται με την προσθήκη της ισοδύναμης υδροστατικής πίεσης:

$$\gamma_{eq} = \gamma_w + r_u \gamma_b \quad (3.36)$$

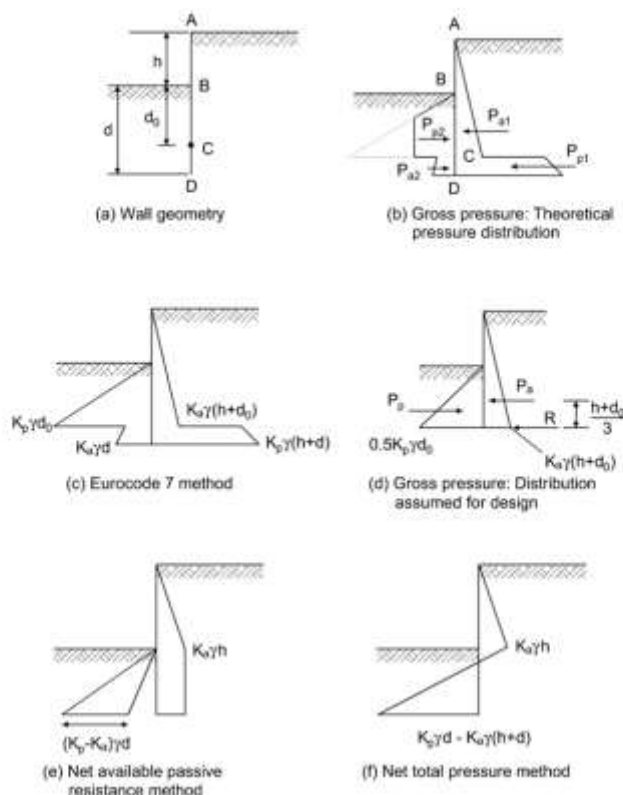
Όταν ο λόγος πίεσης των πόρων είναι περίπου ίσος με τη μονάδα, το ειδικό βάρος του υγρού γίνεται ίσο με το ειδικό βάρος του κορεσμένου εδάφους, δηλαδή $\gamma_{sat} = \gamma_{eq}$. Σε περιπτώσεις μερικής βύθισης των εδαφών, οι εδαφικές ωθήσεις υπολογίζονται χρησιμοποιώντας το μέσο ειδικό βάρος, που προκύπτει από τις τιμές πάνω και κάτω του υδροφόρου ορίζοντα, και αθροίζονται με τις υδροστατικές και υδροδυναμικές τάσεις. Το μέσο ειδικό βάρος υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$\bar{\gamma} = \lambda^2 \gamma_{sat} + (1 - \lambda^2) \gamma_d \quad (3.37)$$

3.3 Ευρωκώδικας 7

Ο Ευρωκώδικας 7 (EN 1997) καθορίζει τις κατευθυντήριες γραμμές και τις απαιτήσεις για την ασφάλεια και τη σταθερότητα γεωτεχνικών κατασκευών, όπως οι τοίχοι αντιστήριξης

και οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι. Η εφαρμογή του βασίζεται στη μέθοδο των οριακών καταστάσεων, όπου χρησιμοποιούνται μερικοί συντελεστές ασφαλείας για κάθε κρίσιμη παράμετρο, διασφαλίζοντας ότι η κατασκευή μπορεί να αντέξει τις επιδράσεις εσωτερικών και εξωτερικών φορτίων.



Εικόνα 3.19: Σχηματική απεικόνιση των πιέσεων και των σχεδιαστικών μεθόδων βάσει του Ευρωκώδικα 7 (Smith's Elements of Soil Mechanics, 2014)

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7, οι μέθοδοι σχεδιασμού των τοίχων αντιστήριξης βασίζονται σε διάφορες προσεγγίσεις που επιτρέπουν τη βέλτιστη ανάλυση και διαστασιολόγηση ανάλογα με τις γεωτεχνικές συνθήκες και τις απαιτήσεις του έργου. Η εικόνα απεικονίζει την κατανομή πιέσεων και τις σχεδιαστικές παραδοχές που χρησιμοποιούνται, όπως οι μέθοδοι ακαθάριστης πίεσης, καθαρής διαθέσιμης πίεσης και καθαρής ολικής πίεσης.

Η **Μέθοδος Ακαθάριστης Πίεσης** (Gross Pressure Method) λαμβάνει υπόψη την πλήρη θεωρητική αντίσταση του εδάφους, εφαρμόζοντας συντελεστές ασφαλείας που προσφέρουν περιθώρια ασφαλείας για την κάλυψη γεωτεχνικών αβεβαιοτήτων. Αντίθετα, η **Μέθοδος Καθαρής Διαθέσιμης Πίεσης** (Net Available Passive Resistance Method) επικεντρώνεται μόνο στην καθαρή αντίσταση του εδάφους, παρέχοντας πιο συντηρητικές εκτιμήσεις. Τέλος, η

Μέθοδος Καθαρής Ολικής Πίεσης (Net Total Pressure Method) συνδυάζει τις ενεργητικές και παθητικές πιέσεις για μια συνολική εκτίμηση των πλευρικών δυνάμεων (Smith's Elements of Soil Mechanics, 2014).

Αυτές οι μέθοδοι βρίσκουν εφαρμογή σε μια ποικιλία γεωτεχνικών έργων. Για παράδειγμα, σε συνεκτικά εδάφη, η καθαρή διαθέσιμη πίεση προσφέρει μεγαλύτερη ακρίβεια λαμβάνοντας υπόψη την πιθανότητα κορεσμού του εδάφους, ενώ σε μη συνεκτικά εδάφη η ακαθάριστη πίεση είναι ιδανική λόγω της υψηλής παθητικής αντίστασης που παρέχεται από την εσωτερική τριβή του υλικού.

Ο Ευρωκώδικας 7 ενσωματώνει αυτές τις προσεγγίσεις μέσω της μεθοδολογίας των οριακών καταστάσεων (Limit State Design), διασφαλίζοντας ότι κάθε κατασκευή σχεδιάζεται ώστε να αντέχει στις προβλεπόμενες επιδράσεις εσωτερικών και εξωτερικών φορτίων. Η χρήση συντελεστών ασφαλείας σε συνδυασμό με τη μελέτη των πιέσεων καθιστά τις προσεγγίσεις αυτές ιδανικές για την αντιμετώπιση των γεωτεχνικών προκλήσεων, ενώ ταυτόχρονα εξισορροπεί την οικονομική αποδοτικότητα και την ασφάλεια της κατασκευής.

Στατικές και Δυναμικές Μέθοδοι Σχεδιασμού Τοίχων Αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης πρέπει να αντέχουν σε φορτία από ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις του εδάφους, που υπολογίζονται μέσω διαφόρων μεθόδων, όπως οι θεωρίες Rankine και Coulomb για τις ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις. Στους αγκυρωμένους τοίχους, το σύστημα αγκύρωσης μειώνει την απαιτούμενη βάθος έμπτυξης, κάνοντας το τοίχο πιο αποδοτικό οικονομικά.

Η υποστήριξη από αγκυρώσεις συνήθως επιτυγχάνεται με την τοποθέτηση τιμμεντένιων μπλοκ αγκύρωσης ή κατακόρυφων πασσάλων σε μεγαλύτερο βάθος, έτσι ώστε να εξισορροπείται η πλευρική πίεση. Σε περίπτωση σεισμού, το σύστημα αυτό απορροφά τις επιδράσεις των δονήσεων, αλλά απαιτεί ειδικό σχεδιασμό ώστε να αποφεύγονται οι μεγάλες παραμορφώσεις που μπορεί να επηρεάσουν τη σταθερότητα της κατασκευής.

Σεισμικός Σχεδιασμός και Ανάλυση

Για τον σεισμικό σχεδιασμό, η ψευδοστατική μέθοδος Mononobe-Okabe εφαρμόζεται για τον υπολογισμό των δυναμικών πλευρικών ωθήσεων σε τοίχους αντιστήριξης, λαμβάνοντας υπόψη τα σεισμικά φορτία. Η μέθοδος αυτή ενσωματώνει σεισμικούς συντελεστές που εξαρτώνται από την ένταση της σεισμικής κίνησης και επιτρέπουν τον εκτίμηση των δυνάμεων που ασκούνται στη διάρκεια ενός σεισμού.

Η αστοχία τοίχων από μετακινήσεις λόγω σεισμού είναι συχνό φαινόμενο, ιδιαίτερα σε περιοχές με χαλαρά ή ρευστοποιήσιμα εδάφη. Σε τέτοιες περιπτώσεις, χρησιμοποιούνται συχνά μέθοδοι βελτίωσης εδάφους για την ενίσχυση της αντοχής των θεμελιώσεων, ενώ ειδικές

δομικές ενισχύσεις, όπως επιπλέον σειρές αγκυρώσεων ή ενισχυμένοι σύνδεσμοι, μπορούν να εφαρμοστούν για να περιορίσουν τις καταστροφικές παραμορφώσεις.

Για τον σχεδιασμό των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων, ο Ευρωκώδικας 7 ενσωματώνει τις ακόλουθες βασικές προσεγγίσεις:

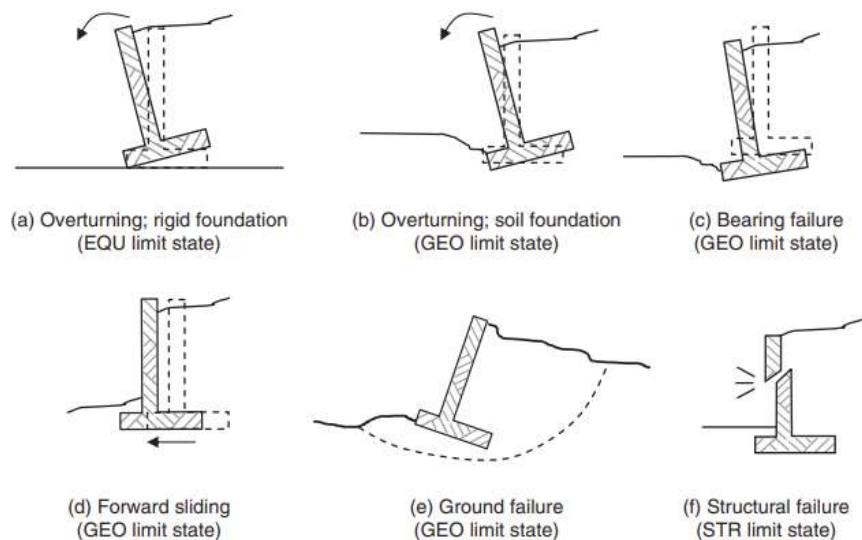
1. **GEO Limit State:** Η Γεωτεχνική οριακή κατάσταση (GEO) εφαρμόζεται για τον έλεγχο της συνολικής σταθερότητας του τοίχου αντιστήριξης. Αυτή η οριακή κατάσταση διασφαλίζει ότι ο τοίχος μπορεί να αντέξει στις πλευρικές πιέσεις του εδάφους χωρίς να υπερβεί τα όρια που θα μπορούσαν να προκαλέσουν καταστροφική αστοχία. Ο σχεδιασμός περιλαμβάνει τη χρήση συντελεστών μερικής ασφάλειας για τον υπολογισμό των ενεργητικών και παθητικών πιέσεων, καθώς και τον έλεγχο της αντοχής της αγκύρωσης.
2. **EQU limit state:** αφορά την αποφυγή της ανατροπής μιας κατασκευής εξαιτίας των εξωτερικών φορτίων και της διάταξης της βάσης της. Η EQU εφαρμόζεται κυρίως σε τοίχους αντιστήριξης με **άκαμπτη θεμελίωση** και αφορά τον κίνδυνο ανατροπής λόγω των πλευρικών πιέσεων του εδάφους ή άλλων εξωτερικών δυνάμεων. Εάν η κατασκευή δεν μπορεί να διατηρήσει ισορροπία, μπορεί να προκύψει ανατροπή.
3. **STR limit state:** αναφέρεται στην αποφυγή αστοχίας της κατασκευής λόγω υπέρβασης της αντοχής των υλικών που την αποτελούν.
4. **Συνδυασμοί μερικών συντελεστών:** Για τον σχεδιασμό των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων, ο Ευρωκώδικας 7 προτείνει δύο συνδυασμούς συντελεστών για τον έλεγχο της σταθερότητας:
 - **Συνδυασμός 1 (A1 + M1 + R1):** Χρησιμοποιείται για την αξιολόγηση της αντοχής του τοίχου και του συστήματος αγκύρωσης υπό σταθερές συνθήκες φορτίου.
 - **Συνδυασμός 2 (A2 + M2 + R1):** Χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των ασταθών φορτίων και την επαλήθευση της ασφάλειας του τοίχου σε περιπτώσεις εντατικών φορτίων.

			GEO/STR-Partial factor sets							
Parameter		Symbol	EQU	A1	A2	M1	M2	R1	R2	R3
Parameter action (G)	Unfavorable	$\gamma_{Gdst}/\gamma_{Gunfav}$	1.1	1.35	1.0					
	Favorable	$\gamma_{Gstd}/\gamma_{Gfav}$	0.9	1.0	1.0					
Variable action (Q)	Unfavorable	γ_Q	1.5	1.5	1.3					
	Favorable	-	-	-	-					
Accidental Action (A)	Unfavorable	γ_A	1.0	1.0	1.0					
	Favorable	-	-	-	-					
Coefficient of shearing resistance ($\tan\phi$)		γ_s	1.25			1.0	1.25			
Effective cohesion (c')		$\gamma_{c'}$	1.25			1.0	1.25			
Undrained shear strength (C_u)		γ_{Cu}	1.4			1.0	1.4			
Unconfined compressive strength (q_u)		γ_{qu}	1.4			1.0	1.4			
Weight density (γ)		γ_γ	1.0			1.0	1.0			
Bearing resistance (R_v)		γ_{Rv}						1.0	1.4	1.0
Sliding resistance (R_h)		γ_{Rh}						1.0	1.1	1.0
Earth resistance (R_e)		γ_{Re}						1.0	1.4	1.0

Πίνακας 3.1: Σύνολα μερικών συντελεστών για τις οριακές καταστάσεις EQU, GEO και STR (Smith's Elements of Soil Mechanics, 2014)

- Μέθοδοι υπολογισμού βάθους έμπηξης:** Ο Ευρωκώδικας 7 προτείνει τη χρήση της μεθόδου **Free Earth Support** και της μεθόδου **Fixed Earth Support** για τον προσδιορισμό του βάθους έμπηξης των πασσαλότοιχων. Στη μέθοδο **Fixed Earth Support**, η σταθερότητα εξασφαλίζεται από την αντίσταση του εδάφους στο κάτω μέρος του τοίχου, με τη χρήση αγκύρωσης στο άνω μέρος του τοίχου για περιορισμό των μετακινήσεων.
- Επιδράσεις σεισμού:** Ο Ευρωκώδικας 7 περιλαμβάνει κατευθυντήριες γραμμές για τον σχεδιασμό σε σεισμικά φορτία, όπου οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αντέχουν σε δυναμικές πιέσεις από σεισμική δραστηριότητα. Οι

κατευθυντήριες γραμμές προβλέπουν περιορισμούς στις παραμορφώσεις του τοίχου ώστε να ελαχιστοποιείται ο κίνδυνος αστοχίας.



Εικόνα 3.20: Οριακή κατάσταση για κάθε τοίχο αντιστήριξης (Smith's Elements of Soil Mechanics, 2014)

Αγκυρωμένοι Πασσαλότοιχοι

Οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι αποτελούν μια από τις πιο ανθεκτικές και σταθερές επιλογές αντιστήριξης τοίχων, ιδιαίτερα κατάλληλη για περιπτώσεις υψηλών πλευρικών πιέσεων, όπως σε παράκτιες και λιμενικές εγκαταστάσεις. Η σταθερότητά τους προέρχεται από τη χρήση αγκυρώσεων, οι οποίες μειώνουν τις απαιτήσεις για βάθος έμπηξης και διατηρούν τον τοίχο σταθερό υπό συνθήκες υψηλών φορτίων. Αυτοί οι τοίχοι υποστηρίζονται από συστήματα αγκύρωσης, όπως δεσμοί ή αγκυρωτικά μπλοκ, που προσφέρουν επιπρόσθετη αντοχή στις πλευρικές πιέσεις του εδάφους.

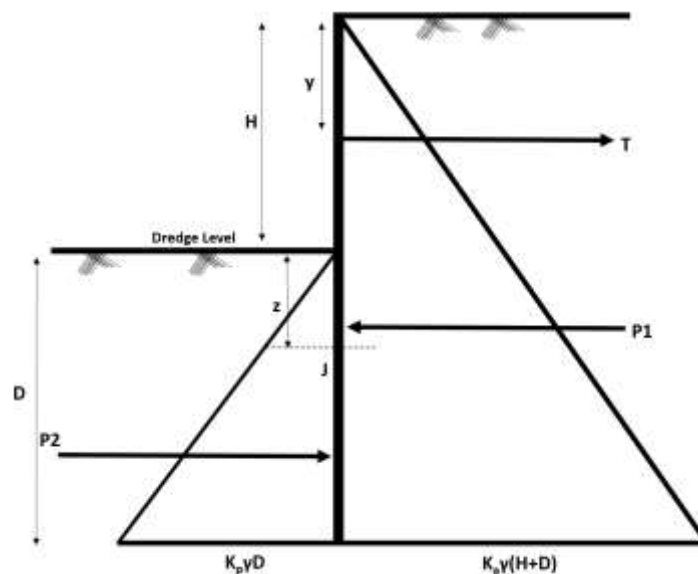
Χαρακτηριστικά των Αγκυρωμένων Πασσαλότοιχων

1. **Μείωση του Βάθους Έμπηξης:** Λόγω της αγκύρωσης στην κορυφή του τοίχου, το βάθος έμπηξης που απαιτείται για σταθερότητα είναι σημαντικά μικρότερο σε σύγκριση με τους τοίχους χωρίς αγκύρωση.
2. **Διανομή Πιεστικών Φορτίων:** Ο τοίχος αντιδρά στις πλευρικές πιέσεις του εδάφους με έναν συνδυασμό ενεργών και παθητικών πιέσεων. Τα αγκυρωτικά συστήματα εξασφαλίζουν την κατανομή αυτών των φορτίων και περιορίζουν την περιστροφή του τοίχου.

3. **Μείωση Παραμορφώσεων:** Το σύστημα αγκύρωσης βοηθά στον περιορισμό των παραμορφώσεων του τοίχου, ακόμη και σε περιπτώσεις σεισμικής δραστηριότητας. Οι αγκυρωμένοι τοίχοι μπορούν να αντέξουν σε μεγάλα σεισμικά φορτία χωρίς να υποστούν σημαντικές παραμορφώσεις.

Η Μέθοδος Fixed Earth Support

Η μέθοδος **Fixed Earth Support** αφορά τη διατήρηση της σταθερότητας του τοίχου μέσω της χρήσης ενός συστήματος αγκύρωσης που μειώνει τις μετακινήσεις στο κάτω μέρος του τοίχου και ενισχύει την παθητική αντίσταση του εδάφους. Σε αυτή τη μέθοδο, το κάτω μέρος του τοίχου είναι σταθερά στερεωμένο στο έδαφος, ενώ η κορυφή υποστηρίζεται από αγκυρώσεις.



Εικόνα 3.21: Αγκυρομένος πασσαλότοιχος με Fixed earth support

- **H:** Το ύψος του τοίχου από το επίπεδο εκσκαφής μέχρι την κορυφή του τοίχου (σημείο A).
- **D:** Το συνολικό βάθος έμπηξης του πασσαλότοιχου από την κορυφή του επιπέδου εκσκαφής μέχρι το κατώτερο σημείο του τοίχου (σημείο C).
- **P:** Η κατακόρυφη δύναμη ή πίεση λόγω του βάρους του τοίχου και του εδαφικού υλικού πάνω από το επίπεδο εκσκαφής. Εξαρτάται από την πυκνότητα του εδάφους (γ).
- **γ :** Η πυκνότητα του εδάφους που επηρεάζει την ένταση των πλευρικών πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο.

- **P₁:** Η ενεργητική πλευρική πίεση που ασκείται στον τοίχο από το εδαφικό υλικό πάνω από το επίπεδο εκσκαφής, η οποία υπολογίζεται με τον τύπο $K_a \gamma (H+D)$. Εδώ, **K_a** είναι ο συντελεστής ενεργητικής πίεσης του εδάφους, και το γ είναι η πυκνότητα του εδάφους.
- **P₂:** Η παθητική πίεση που ασκείται από το έδαφος στο κάτω μέρος του τοίχου για να αντισταθμίσει την ενεργητική πίεση (**P₁**). Βοηθά στη σταθερότητα του τοίχου, διατηρώντας τον στη θέση του.
- **T:** Η οριζόντια δύναμη αγκύρωσης στην κορυφή του τοίχου που αποτρέπει την ανατροπή ή την υπερβολική κάμψη του τοίχου λόγω των ενεργητικών πιέσεων. Η δύναμη αυτή προσφέρει σταθερότητα στην κατασκευή.
- **J:** Το σημείο εφαρμογής της παθητικής πίεσης που δρα προς τον τοίχο, η οποία εξισορροπεί τις ενεργητικές δυνάμεις που προσπαθούν να μετακινήσουν τον τοίχο.
- **z:** Το βάθος από το επίπεδο εκσκαφής μέχρι το σημείο όπου εμφανίζεται η παθητική πίεση **P₂**.
- **K_pγ(H+D):** Η παθητική πίεση που υπολογίζεται με τον συντελεστή παθητικής πίεσης **K_p** και τη συνολική πυκνότητα του εδάφους (γ) για το βάθος D.

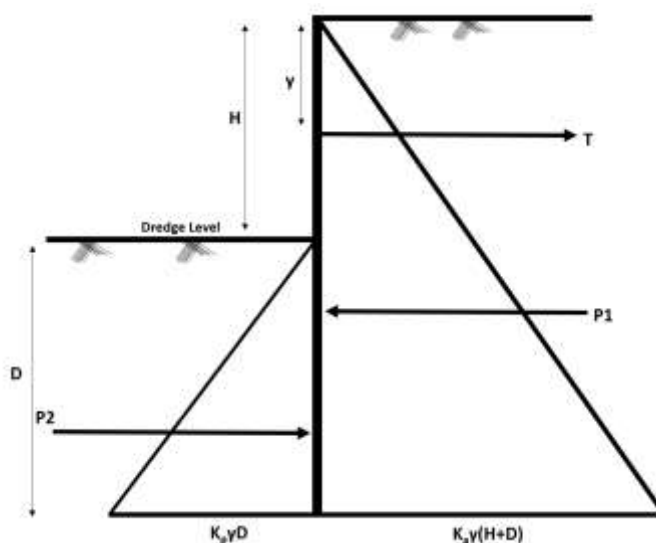
Χαρακτηριστικά της Μεθόδου Fixed Earth Support

1. **Ανάλυση Σταθερότητας:** Η μέθοδος Fixed Earth Support βασίζεται στην ανάλυση των ροπών και των πλευρικών πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο. Ειδικότερα, η μέθοδος αυτή αξιοποιεί την αντίσταση του εδάφους στο κατώτερο τμήμα του τοίχου, εξισορροπώντας τις ενεργητικές πιέσεις στο άνω τμήμα του.
2. **Σχεδιαστικές Παράμετροι:** Για τη διασφάλιση της σταθερότητας του τοίχου, υπολογίζεται το βάθος έμπηξης και η τάση του αγκυρωτικού συστήματος βάσει των πλευρικών πιέσεων του εδάφους και της απαιτούμενης αντίστασης σε ανατροπή. Η διαδικασία αυτή περιλαμβάνει υπολογισμούς ροπών και δυνάμεων που επηρεάζουν τον τοίχο.
3. **Αντοχή σε Σεισμικά Φαινόμενα:** Η μέθοδος Fixed Earth Support είναι ιδιαίτερα κατάλληλη για περιοχές με υψηλή σεισμικότητα, καθώς το σύστημα αγκύρωσης μειώνει την πιθανότητα αστοχίας λόγω σεισμικών φορτίων. Ο τοίχος μπορεί να παραμείνει σταθερός υπό υψηλές δονήσεις, ενώ η αγκύρωση προσφέρει ένα επίπεδο ασφάλειας ενάντια σε μετακινήσεις του εδάφους που προκαλούνται από σεισμό.

Η Μέθοδος Free Earth Support

Η μέθοδος **Free Earth Support** χρησιμοποιείται στον σχεδιασμό των αγκυρωμένων πασσαλότοιχων για να διασφαλίσει τη σταθερότητα του τοίχου, διατηρώντας παράλληλα μικρό βάθος έμπηξης και περιορίζοντας τις μετακινήσεις. Σε αντίθεση με τη μέθοδο **Fixed Earth**

Support, η μέθοδος Free Earth Support επιτρέπει στον τοίχο να περιστρέφεται ελαφρώς στο σημείο αγκύρωσης, με τη σταθερότητα να επιτυγχάνεται μέσω της ενεργητικής και παθητικής πίεσης που ασκείται στο έδαφος κάτω από τον τοίχο.



Εικόνα 3.22: Αγκυρομένος πασσαλότοιχος με Free earth support

- **γ** : Η πυκνότητα του εδάφους, που επηρεάζει την ένταση των πλευρικών πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο.
- **P_1** : Η ενεργητική πίεση που ασκείται στον τοίχο από την πλευρά του επιφανειακού εδάφους. Υπολογίζεται ως **$K_a\gamma(H+D)$** , όπου **K_a** είναι ο συντελεστής ενεργητικής πίεσης. Αυτή η πίεση έχει ως αποτέλεσμα την προσπάθεια μετακίνησης ή ανατροπής του τοίχου προς την κατεύθυνση της πίεσης.
- **P_2** : Η παθητική πίεση που αναπτύσσεται από την αντίθετη πλευρά του τοίχου για να αντισταθμίσει την ενεργητική πίεση **P_1** . Η δύναμη αυτή υπολογίζεται με βάση τον συντελεστή παθητικής πίεσης **K_p** και το βάθος του τοίχου.
- **T** : Η δύναμη αγκύρωσης στην κορυφή του τοίχου, η οποία αποτρέπει την ανατροπή του τοίχου λόγω της ενεργητικής πίεσης. Η δύναμη αγκύρωσης εξασφαλίζει τη σταθερότητα του τοίχου, μειώνοντας τη μετατόπισή του.
- **$K_p\gamma D$** : Η παθητική πίεση στο κάτω τμήμα του τοίχου, που υπολογίζεται με τον συντελεστή παθητικής πίεσης **K_p** και τη συνολική πυκνότητα του εδάφους (**γ**) στο βάθος **D** . Αυτή η πίεση συμβάλλει στην αντίσταση του τοίχου σε κινήσεις λόγω των ενεργητικών πιέσεων.
- **$K_a\gamma(H+D)$** : Η συνολική ενεργητική πίεση που ασκείται από το εδαφικό υλικό στο τοίχο, όπου **K_a** είναι ο συντελεστής ενεργητικής πίεσης. Αυτή η πίεση αυξάνεται με το βάθος και δρα για να μετακινήσει τον τοίχο προς τα έξω.

Χαρακτηριστικά της Μεθόδου Free Earth Support

1. **Περιστροφή στον Σημείο Αγκύρωσης:** Στη μέθοδο Free Earth Support, ο τοίχος έχει ελευθερία περιστροφής στο επίπεδο της αγκύρωσης. Το άνω τμήμα του τοίχου συγκρατείται από την αγκύρωση, ενώ το κάτω μέρος του τοίχου αντιδρά στις πλευρικές πιέσεις μέσω της παθητικής αντίστασης του εδάφους. Αυτή η διάταξη επιτρέπει μεγαλύτερη οικονομία, καθώς μειώνει την ανάγκη για πολύ μεγάλο βάθος έμπηξης.
2. **Κατανομή Πλευρικών Πιέσεων:** Η σταθερότητα επιτυγχάνεται με την εξισορρόπηση των ενεργητικών και παθητικών πιέσεων του εδάφους. Το κάτω τμήμα του τοίχου στηρίζεται από το έδαφος σε συνθήκες παθητικής πίεσης, ενώ το άνω τμήμα αντιστέκεται σε ενεργητικές πιέσεις με τη βοήθεια του συστήματος αγκύρωσης. Αυτή η ισορροπία εξασφαλίζει ότι ο τοίχος μπορεί να παραμένει σταθερός υπό πλευρικές πιέσεις χωρίς να απαιτείται πρόσθετη ενίσχυση.
3. **Οικονομική Λύση για Μέτρια Φορτία:** Η μέθοδος Free Earth Support είναι συνήθως πιο οικονομική σε σχέση με τη μέθοδο Fixed Earth Support, καθώς το μικρότερο βάθος έμπηξης απαιτεί λιγότερα υλικά και εργασία. Είναι κατάλληλη για τοίχους που πρέπει να αντέχουν σε μέτριες πιέσεις, όπως σε εκσκαφές και κατασκευές κοντά σε λιμενικές εγκαταστάσεις, όπου οι πλευρικές πιέσεις του εδάφους είναι ελεγχόμενες και η ανάγκη για υψηλή αντοχή σε κατακόρυφα φορτία δεν είναι μεγάλη.
4. **Κατάλληλη για Συνεκτικά και Μη Συνεκτικά Εδάφη:** Η μέθοδος Free Earth Support μπορεί να εφαρμοστεί σε συνεκτικά και μη συνεκτικά εδάφη, με την προϋπόθεση ότι οι εδαφικές ιδιότητες επιτρέπουν την ανάπτυξη επαρκούς παθητικής αντίστασης. Σε συνεκτικά εδάφη, το βάθος έμπηξης μπορεί να είναι μικρότερο λόγω της υψηλής συνοχής, ενώ σε μη συνεκτικά εδάφη η τριβή παρέχει την απαιτούμενη αντίσταση.

Κεφάλαιο 4

Ψευδοστατικές αριθμητικές αναλύσεις

4.1 Εισαγωγή

Για την μελέτη των λιμενικών αγκυρομένων πασσαλλότοιχων στο παρόν κεφάλαιο πάρθηκαν τρεις περιπτώσεις, των οποίων μελετήθηκαν αναλυτικά οι στατικές και ψευδοστατικές συνθήκες. Στο επόμενο κεφάλαιο θα πραγματοποιηθεί η παρουσίαση των δυναμικών αναλύσεων κάθε περίπτωσης. Για την εξέταση των δυναμικών αναλύσεων σε κάθε περίπτωση χρησιμοποιήθηκαν δύο παλμοί Ricker 2Hz και 6Hz και μια προσομοίωση σεισμού αναρτημένη από την Bentley, τη μητρική εταιρία του λογισμικού Plaxis 2D, με την ονομασία 225a. Για την υλοποίηση αυτών των αναλύσεων χρησιμοποιήθηκε ακόμα ένα λογισμικό το SeismoSignal.

4.2 Περιγραφή λογισμικού Plaxis 2D

Εισαγωγικά στοιχεία

Στην αγορά κυκλοφορούν πολλά λογισμικά τα οποία ειδικεύονται στα προβλήματα προσομοίωσης, μερικά δε, ακόμα πιο συγκεκριμένα, παρέχουν τη δυνατότητα να προβαίνουν σε αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Το πρόγραμμα που χρησιμοποιήθηκε για την παρούσα διπλωματική εργασία είναι το PLAXIS 8.2, η έκδοση του οποίου επιτρέπει τη δημιουργία δισδιάστατων προσομοιώσεων. Μερικές από τις δυνατότητες που παρέχει το λογισμικό είναι η επίλυση στατικών και δυναμικών προβλημάτων με την χρήση της αριθμητικής μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων.

Η δομή της ανάλυσης ενός προσομοιώματος στο Plaxis 2D χωρίζεται σε τέσσερα βασικά στάδια:

1. Input: Εισαγωγή δεδομένων
2. Calculation: Υπολογισμός δεδομένων
3. Output: Εξαγωγή αποτελεσμάτων
4. Curves: Εκπόνηση διαγραμμάτων

4.2.1 Στάδιο εισαγωγής δεδομένων (Input):

Στο στάδιο αυτό γίνεται η εισαγωγή όλων των δεδομένων σχετικά με την γεωμετρία του προσομοιώματος, τις ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιούνται και τα χαρακτηριστικά του προσομοιώματος. Στην εκκίνηση του λογισμικού εμφανίζεται ένα παράθυρο με τον τίτλο "General Settings" (γενικές ρυθμίσεις), υπάρχουν δε σε αυτό το παράθυρο δύο καρτέλες: μια

“Project” και μία “Dimensions”. Στην πρώτη καρτέλα γίνεται εισαγωγή των γενικών ρυθμίσεων του προσομοιώματος, όπως η ονομασία του και το είδος προσομοίωσης, ενώ στην δεύτερη καρτέλα γίνεται η εισαγωγή των δεδομένων, όπως οι μονάδες μέτρησης, οι διαστάσεις του πλαισίου σχεδιασμού του προσομοιώματος.

Το Plaxis 2D 8.2 διαθέτει δύο είδη ανάλυσης προσομοιωμάτων, την αξονοσυμμετρική (axisymmetric model) και την επίπεδη παραμόρφωση (plain strain model). Η διαφορά μεταξύ τους είναι ότι τα αξονοσυμμετρικά μοντέλα αφορούν επί το πλείστον σφαιρικές κατασκευές φορτισμένες με έναν κύριο κεντρικό άξονα, ενώ η επίπεδη παραμόρφωση εφαρμόζεται κυρίως σε κατασκευές με ομοιόμορφη διατομή και για την ανάλυσή τους θεωρείται από την αρχή πως οι παραμορφώσεις και οι μετακινήσεις είναι μηδέν στην κάθετη διεύθυνση ως προς το επίπεδο σχεδίασης (z-άξονας).

Σχεδίαση

Για την κατασκευή του προσομοιώματος και τον ακριβή γεωμετρικό τους σχεδιασμό το Plaxis χρησιμοποιεί σημεία, γραμμές και πολύγωνα. Τα σημεία είναι υπεύθυνα για τον ορισμό του τέλους και της αρχής γραμμών και έχουν επίσης την ιδιότητα να εφαρμόζονται για την προσθήκη σημειακών φορτίων ή και σημείων εφαρμογής αγκυρώσεων. Οι ιδιότητες της γραμμής είναι πολλαπλές: μπορεί να χωρίζει δύο στρώματα εδαφικών υλικών και να έχει την ικανότητα να επηρεάζει τον τρόπο με τον οποίο δημιουργείται το πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων. Τέλος υπάρχουν οι περιοχές που είναι εγκλεισμένες από γραμμές, μέσα στις οποίες εισάγονται οι ιδιότητες ενός υλικού και οι οποίες ονομάζονται πολύγωνα (Clusters).

Οι ονομασίες των εντολών για τη δημιουργία ενός προσομοιώματος είναι οι ακόλουθες:

1. Geometry line: για την σχεδίαση γραμμών
2. Plate: για την σχεδίαση κατασκευών με μεγάλη καμπτική αντοχή, όπως τοίχοι αντιστήριξης
3. Geogrid: για την σχεδίαση γεωπλέγματος σε υπό κατασκευή προσομοίωμα
4. Distributed loads: για την σχεδίαση κατανεμημένου φορτίου
5. Point loads: για την σχεδίαση σημειακού φορτίου
6. Interfaces: για τον ορισμό της διεπιφάνειας

Μετά από τη σχεδίαση του προσομοιώματος με τις παραπάνω εντολές ακολουθεί ο ορισμός των υλικών καθώς και των μηχανικών ιδιοτήτων τους.

Είδη υλικών

Τα είδη υλικών του Plaxis χωρίζονται σε έδαφος και διεπιφάνεια, δοκός, γεφυφάσματα και αγκύρια. Για τον ορισμό των υλικών ανοίγει ένα παράθυρο που παρέχει δύο επιλογές: η μία επιλογή είναι η άντληση ενός αυτούσιου υλικού από την βιβλιοθήκη υλικών (Global) του Plaxis

που δίνεται καθώς και η επιλογή επεξεργασίας του και η δεύτερη επιλογή είναι δημιουργία ενός υλικού από την αρχή από τον χρήστη. Κατά την επεξεργασία ενός υλικού ανοίγει ένα δεύτερο παράθυρο το οποίο χωρίζεται σε τρεις καρτέλες: "General", "Parameters" και "Interfaces".

- Η καρτέλα "General" χωρίζεται σε 3 κατηγορίες, τις "Material Set", "General Properties" και "Permeability". Αρχικά στην πρώτη κατηγορία ζητάται να οριστεί η ονομασία του υλικού και το κριτήριο αστοχίας του. Στη δεύτερη κατηγορία ορίζονται τα φαινόμενα βάρη. Τέλος στην τρίτη ορίζεται η διαπερατότητα (Permeability).
- Η καρτέλα "Parameters" προορίζεται για τον ορισμό των ιδιοτήτων του υλικού που απαιτούνται με βάση το κριτήριο αστοχίας τους.
- Η καρτέλα "Interfaces" χρησιμοποιείται για τον ορισμό των παραμέτρων στις διεπιφάνειες.

Τα κριτήρια αστοχίας υλικών στο Plaxis 8.2 που αναφέρθηκαν πριν στις ιδιότητες των υλικών, χωρίζονται σε έξι κατηγορίες:

1. Mohr-Coulomb: Είναι το πιο διαδεδομένο κριτήριο αστοχίας στο Plaxis και η εφαρμογή του χρησιμεύει στη περιγραφή της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς ενός υλικού. Οι παράμετροι που χρειάζεται να οριστούν για αυτό το κριτήριο είναι:
 - Μέτρο ελαστικότητας (E)
 - Λόγος Poisson (ν)
 - Συνοχή (c)
 - Γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ)
 - Γωνία διασταλτικότητας (γ)
2. Jointed rock model: Χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της μηχανικής συμπεριφοράς διακλαδισμένων βραχωδών σχηματισμών. Το πεδίο εφαρμογής του είναι κυρίως για ανάλυση σηράγγων, κρημνών και άλλων υπόγειων κατασκευών.
3. Hardening soil model: Είναι ένα μη γραμμικό προσομοίωμα που υπολογίζει στην φόρτιση τί επίδραση έχει πάνω του το μέτρο ελαστικότητας. Το μέτρο της ελαστικότητας όταν αυξάνεται, αυξάνεται και η τάση.
4. Soft soil creep model: Είναι τα προσομοιώματα ερπυσμού που βασίζονται στο ιξώδες του εδάφους.
5. Soft soil model: Χρησιμοποιείται σε εδάφη που έχουν ιδιότητες παρόμοιες με μια στερεοποιημένη σε κανονικό επίπεδο άργιλο.
6. Linear elastic model: Είναι για την προσομοίωση της γραμμικής συμπεριφοράς ενός εδαφικού υλικού.

Φορτία-Συνοριακές συνθήκες

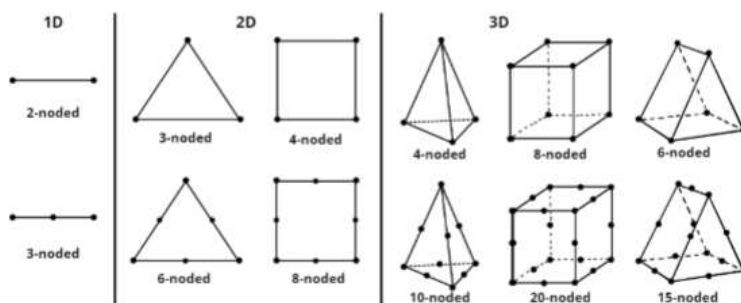
Το επόμενο βήμα για την ολοκλήρωση της σχεδίασης ενός προσομοιώματος είναι ο ορισμός των συνοριακών συνθηκών και των φορτίων. Εισάγονται τα φορτία βαρύτητας των

υλικών βάσει του ειδικού βάρους που επιλέχθηκε για το εκάστοτε υλικό, θεωρώντας πως η διεύθυνση που εφαρμόζεται το φορτίο είναι -90° . Οι επιφανειακές φορτίσεις (Distributed load) που υπάρχουν πάνω στα προσομοιώματα σχεδιάζονται πάνω σε γραμμές (Geometry lines), ενώ υπάρχει και η δυνατότητα να εισάγεται το φορτίο πάνω σε ένα σημείο μόνο και ονομάζεται σημειακή (Point load).

Προκειμένου να είναι ελεγχόμενες οι επιβαλλόμενες μετατοπίσεις του προσομοιώματος σε συγκεκριμένα τμήματα της γεωμετρίας του προσομοιώματος, εφαρμόζονται οι συνοριακές συνθήκες. Οι δυνατότητες εισαγωγής στηρίξεων στο πρόγραμμα είναι η άρθρωση και η κύλιση. Στην περίπτωση που γίνεται δυναμική ανάλυση και είναι επιθυμητή η μελέτη μιας σεισμικής δόνησης με τη χρήση της χρονοϊστορίας της, η εντολή που χρησιμοποιείται για να οριστεί αυτή η εξαναγκασμένη μετακίνηση είναι η "Prescribed displacement". Που στην προκειμένη περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης για να μην υπάρχουν ανακλάσεις και προκαλούν πρόσθετες μετατοπίσεις πέραν της προκαθορισμένης τοποθετούνται στο περίγραμμα της γεωμετρίας του προσομοιώματος απορροφητικά όρια "Absorbent boundaries".

Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων

Το επόμενο βήμα είναι η διακριτοποίηση της γεωμετρίας του προσομοιώματος. Προκειμένου να επιτευχθεί αυτό το βήμα δίνονται πέντε επιλογές πύκνωσης του πλέγματος πεπερασμένων στοιχείων με την εντολή "Generate Mesh". Με την επιλογή του κατάλληλου πλέγματος τα πολύγωνα χωρίζονται σε τριγωνικά, εξακομβικά (6-node) ή δεκαπεντακομβικά (15-node) στοιχεία. Με αυτόν τον τρόπο ορίζονται τα κομβικά σημεία των τριγώνων που δημιουργούνται και όσο πιο πυκνό είναι το πλέγμα των κόμβων τόσο πιο ακριβείας είναι οι υπολογισμοί και υπολογίζονται καλύτερα οι μετακινήσεις του εδάφους στο x-άξονα και τον y-άξονα. Παράλληλα ορίζονται και τα σημεία εφαρμογής των τάσεων.



Εικόνα 4.1: Βασικά είδη πεπερασμένων στοιχείων

Η τριγωνοποίηση του προσομοιώματος γίνεται βάσει εξωτερικών διαστάσεων της γεωμετρίας του σύμφωνα με την σχέση:

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{max} - x_{min})(y_{max} - y_{min})}{n_c}} \quad (4.1)$$

όπου:

le: η μέση τιμή του πλάτους κάθε τριγωνικού στοιχείου.

nc: ο αριθμός που δηλώνει την πυκνότητα του δικτύου για την διακριτοποίηση του εκάστοτε προσομοιώματος.

xmin, xmax, ymax, ymin: εξωτερικές διαστάσεις της γεωμετρίας του προσομοιώματος.

Αρχική κατάσταση συστήματος (Initial conditions)

Στη γραμμή των εργαλείων εντοπίζεται η εντολή του ορισμού της αρχικής κατάστασης του συστήματος (initial conditions), με τον οποίο ολοκληρώνονται οι ρυθμίσεις του σταδίου του «input». Ο εν λόγω ορισμός περιλαμβάνει τις αρχικές υδροστατικές τάσεις (water condition mode) και το πεδίο των αρχικών ενεργών γεωστατικών τάσεων (geometry configuration mode). Επίσης, ο χρήστης, ανοίγοντας αυτή την καρτέλα, οφείλει να ανταποκριθεί στο αίτημα του λογισμικού για ρύθμιση των αρχικών τάσεων «initial stress generation» (K0 procedure), δηλαδή των αρχικών κατακόρυφων (σν0) και οριζόντιων (σh0) τάσεων που, λόγω του συντελεστή ουδέτερων ωθήσεων K0, ταυτίζονται. Ας σημειωθεί πως οι αρχικές τάσεις εξαρτώνται από το βάρος και το ιστορικό του υλικού.

4.2.2 Στάδιο υπολογισμών (Calculations)

Το πρόγραμμα Plaxis 8.2 έχει την δυνατότητα να υλοποιήσει τεσσάρων ειδών διαφορετικές αναλύσεις:

1. Πλαστική ανάλυση (Plastic calculation): Η ανάλυση αυτή, στους υπολογισμούς της οποίας δεν λαμβάνεται υπόψη ο χρόνος, χρησιμοποιείται σε περιπτώσεις ελαστοπλαστικής παραμόρφωσης κατά τις οποίες αγνοούνται οι μεγάλες τιμές παραμορφώσεων.
2. Ανάλυση στερεοποίησης (Consolidation analysis): Είναι χρήσιμη σε περίπτωση αργιλικού υλικού, όταν οι επιπρόσθετες πιέσεις των υδάτων πρέπει να εκτονωθούν σε συνάρτηση με τον χρόνο.
3. Ανάλυση διακριτοποιημένου κανάβου (Updated mesh analysis): Στη συγκεκριμένη πλαστική ανάλυση προσφεύγουμε, πιο σπάνια από την απλή πλαστική ανάλυση, όταν αντιμετωπίζουμε μεγάλες παραμορφώσεις που ενδέχεται να έχουν σοβαρές επιπτώσεις στη γεωμετρία του προσομοιώματος.

4. Δυναμική ανάλυση (Dynamic analysis): Είναι συνηθισμένη σε γεωτεχνικές μελέτες για τη διερεύνηση της σεισμικής καταπόνησης των κατασκευών, αλλά και τον υπολογισμό των αδρανειακών δυνάμεων και επιταχύνσεων που αναπτύσσονται στις κατασκευές που εδράζονται σε εδαφικό στοιχείο, το οποίο είναι υπό εξέταση.

Στο παράθυρο που ανοίγει στο βήμα των υπολογισμών εμφανίζεται πρώτα η καρτέλα "General" όπου γίνεται ο προσδιορισμός του τύπου της ανάλυσης και διακρίνονται οι φάσεις υπολογισμού (phases). Η επόμενη καρτέλα είναι η "Parameters", σε αυτήν επιλέγονται οι παράμετροι με τις οποίες θα γίνει η εκάστοτε ανάλυση. Οι παράμετροι είναι ο αριθμός των βημάτων της κάθε φάσης και ο χρόνος όποτε χρησιμοποιείται. Τα βήματα που χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό των φάσεων κυμαίνονται από 250 έως 1000. Παράλληλα, υπάρχουν στην ίδια καρτέλα οι ρυθμίσεις των παραμέτρων που ελέγχουν την επαναληπτική υπολογιστική διαδικασία με τη χρήση είτε της επιλογής των γενικών ρυθμίσεων (general settings), είτε της επιλογής των τροποποιημένων ρυθμίσεων (manual settings). Η τελευταία καρτέλα είναι η "Multipliers" στην οποία γίνεται ο ορισμός των φορτίσεων των στατικών, ψευδοστατικών και δυναμικών αναλύσεων. Στην περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης γίνεται εισαγωγή του αρχείου της χρονοϊστορίας της σεισμικής δόνησης. Επίσης υπάρχει δυνατότητα επιλογής των πολλαπλασιαστών των τιμών των εξωτερικών δυνάμεων που ορίζονται ανάλογα με τις επιθυμητές συνθήκες.

4.2.3 Εξαγωγή αποτελεσμάτων

Αφού οριστούν όλες οι φάσεις υπολογισμού με τις παραμέτρους τους, γίνεται η εξαγωγή αποτελεσμάτων (output). Σε αυτό το παράθυρο εμφανίζονται τόσο οι διάφορες παραμορφώσεις σε κόμβους των στοιχείων όσο και οι μέγιστες τιμές των οριζόντιων επιταχύνσεων με έναν από τους διάφορους τρόπους που προσφέρει το λογισμικό για την εμφάνιση των αποτελεσμάτων στα οποία καταλήγουμε ξεχωριστά για κάθε φάση. Με την ολοκλήρωση των υπολογισμών παρέχεται η δυνατότητα με το πάτημα της ένδειξης «output» να εμφανίζονται τα αποτελέσματα του τελευταίου βήματος της φάσης που επιλέγεται. Σημαντική παράμετρος της διαδικασίας είναι η δυνατότητα απεικόνισης των παραμορφώσεων στο δικτύωμα στοιχείων της προσομοίωσης (deformed mesh) που προσφέρεται για σύγκριση με την αρχική γεωμετρία του προσομοιώματος. Τέλος, επισημαίνεται και η δυνατότητα παραγωγής μιας εικονοσειράς μικρού μήκους με τα αποτελέσματα καθενός από τα πολλά βήματα μιας δυναμικής ανάλυσης κατά τη διάρκεια της σεισμικής διέγερσης.

Το λογισμικό, πλην των παραμορφώσεων, απεικονίζει είτε με σχήματα είτε αριθμητικά με πίνακες τα εξαγόμενα σε σχέση με τις τάσεις, τις κατασκευές και τις διεπιφάνειες. Στην περίπτωση όμως των σχημάτων η διαδικασία είναι η ίδια με αυτή της προηγούμενης παραγράφου, ενώ η παράθεση των εξαγομένων σε πίνακες παρέχει την ευχέρεια περαιτέρω επεξεργασίας των σε άλλα λογισμικά, όπως για παράδειγμα σε Excel.

4.2.4 Εξαγωγή καμπυλών και διαγραμμάτων

Η μελέτη με το λογισμικό PLAXIS 2D ολοκληρώνεται με τη φάση διαμόρφωσης ενός μεγάλου φάσματος διαγραμμάτων-καμπυλών (curves) από τα αποτελέσματα των αναλύσεων, όπως π.χ. διαγραμμάτων χρόνου συναρτήσεως της επιτάχυνσης ή χρόνου συναρτήσεως της μετατόπισης, που δίνουν μία ικανοποιητική εικόνα για τη μελέτη του αρχικού προσομοιώματος. Ο δε χρήστης ορίζει στη φάση των υπολογισμών το είδος της ανάλυσης και τα σημεία (όπως αυτά που δηλώνουν μετατοπίσεις) για τη διαμόρφωση των διαγραμμάτων.

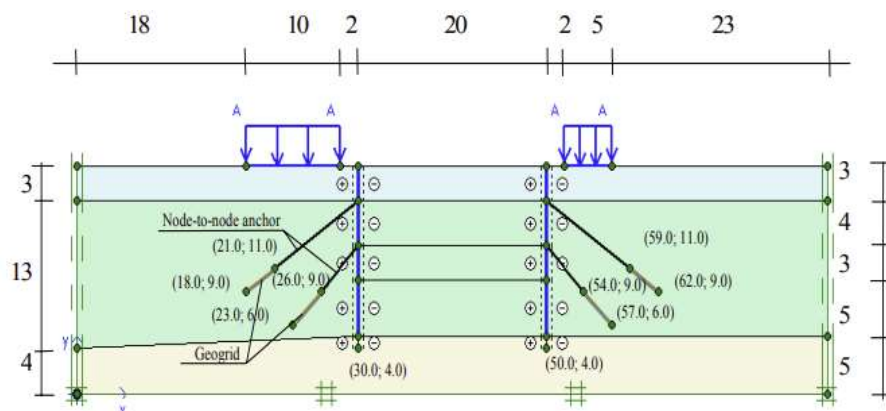
Σε αυτό το στάδιο ο χρήστης έχει τη δυνατότητα επιλογής ενός νέου αρχείου ή ενός υφιστάμενου και, με την εμφάνιση της καρτέλας «Curves Generation» (βλ. Εικόνα 4.7), ο χρήστης οφείλει να ορίσει τις παραμέτρους των αξόνων x και y του διαγράμματος, το σημείο για το οποίο θα δημιουργηθεί η καμπύλη και τον τύπο της καμπύλης (π.χ. μετατόπιση του σημείου ως προς τον x άξονα «ux»).

Αριθμητικές προσομοιώσεις

Προκειμένου να υπάρχει ποικιλία αποτελεσμάτων για καλύτερη σύγκριση και ποιοτικότερο έλεγχο διαμορφώθηκαν 3 προσομοιώματα με παρόμοια γεωμετρία.

4.3 Παρουσίαση προσομοιωμάτων

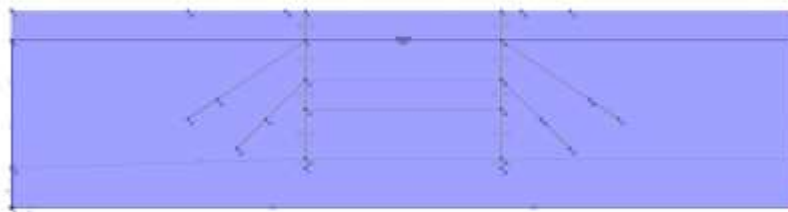
4.3.1 1^η Περίπτωση: Αριθμητική προσομοίωση διπλού χερσαίου τοίχου



Εικόνα 4.2: Παρουσίαση γεωμετρίας 1ης περίπτωσης

Σε αυτή την προσομοίωση απεικονίζεται ένας διπλός χερσαίος τοίχος που αποσκοπεί στη στήριξη εκσκαφής και παροχή δυνατότητας άντλησης του υπόγειου νερού που υπάρχει. Είναι ένα έτοιμο προσομοίωμα που το παρέχουν ως παράδειγμα οι οδηγίες λειτουργίας του λογισμικού Plaxis 2D V8.2. Για την επίτευξη αυτής της στήριξης τοποθετούνται 2 τοίχοι που στηρίζεται ο καθένας από δύο αγκύρια. Η γεωμετρία του εκτείνεται συνολικά στον x-άξονα 80 μέτρα και στον y-άξονα 20 μέτρα με την αρχή των αξόνων να βρίσκεται στο αριστερό

κατώτατο σημείο του προσομοιώματος. Η διάσπαση της γεωμετρίας αποτελείται από 3 εδαφικά στρώματα: άργιλο στην βάση, άμμος το ενδιάμεσο και επίχωμα στην κορυφή. Η άργιλος στο κατώτερο στρώμα εκτείνεται κατά μήκος όλου του άξονα και το ύψος της στην αριστερή του μεριά είναι +4 μέτρα ενώ στην δεξιά του μεριά +5 μέτρα. Η άμμος καταλαμβάνει και τον περισσότερο όγκο των εδαφικών υλικών καθώς και αυτή εκτείνεται κατά μήκος όλου του x- άξονα και υψώνεται μέχρι τα +17 μέτρα και από τις δύο μεριές. Τέλος, το επίχωμα που είναι και η ανώτερη στρώση εκτείνεται και αυτό κατά μήκος όλου του x-άξονα και υψώνεται ομοιόμορφα μέχρι τα +20 μέτρα. Ο αριστερά τοίχος βρίσκεται στα +30 μέτρα από την αρχή των αξόνων και υψώνεται από τα +5 έως τα +20 μέτρα, ενώ ο δεξιός βρίσκεται στα +50 μέτρα και υψώνεται από τα +5 έως τα +20 μέτρα. Στην ανώτερη στρώση στα +20 μέτρα ύψος βρίσκονται 2 φορτία, ένα που εκτείνεται από τα +18 έως +28 μέτρα και το άλλο από τα +52 έως τα +57 μέτρα. Το πρώτο έχει κατανομημένο φορτίο 10kN/m και το δεύτερο 5kN/m. Οι τοίχοι είναι συνδεδεμένοι με 2 αγκύρια ο καθένας σε σημεία που θεωρούνται βέλτιστα για την καλύτερη εκσκαφή και άντληση του νερού που θα γίνει. Τα ανώτερα αγκύρια είναι συνδεδεμένα στους τοίχους στα +17 μέτρα και τα κατώτερα στα +13 μέτρα. Ο υδροφόρος ορίζοντας είναι στα +17 μέτρα και το βάθος της εκσκαφής θα είναι από τα +20 μέτρα στα +10 μέτρα.



Εικόνα 4.3: Ορισμός υδροφόρου ορίζοντα

Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στα +17 μέτρα ύψος.

Για την κατασκευή αυτού του προσομοιώματος στο Plaxis 8.2 πραγματοποιήθηκαν οι ακόλουθες ενέργειες:

Με την έναρξη του λογισμικού εμφανίστηκε η καρτέλα "Project" όπου εισήχθησαν οι γενικές πληροφορίες του προσομοιώματος, όπως η ανάλυση να πραγματοποιηθεί με την χρήση δεκαπεντακομβικών στοιχείων (15-Node) και ορίστηκαν επίσης η οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση ίση με -1g και η επιτάχυνση της βαρύτητας να είναι ίση με 9.80 m/s².



Εικόνα 4.4: Εισαγωγή γενικών ρυθμίσεων

Μετά την διεκπεραίωση της κατασκευής του προσομοιώματος εισήχθησαν οι ιδιότητες των υλικών βάσει του οδηγού λειτουργίας του λογισμικού

	Υλικό επίχωσης	Άμμος	Άργιλος	Μονάδες
Κριτήριο Αστοχίας υλικού	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Συμπεριφορά υλικού	Στραγγισμένο	Στραγγισμένο	Στραγγισμένο	-
Ακόρεστο ειδικό βάρος (γ_{unsat})	16	17	17	kN/m ³
Κορεσμένο ειδικό βάρος (γ_{sat})	20	20	19	kN/m ³
Οριζόντια διαπερατότητα (k_x)	1	0.5	0.1	m/day
Κάθετη διαπερατότητα (k_y)	1	0.5	0.1	m/day
Μέτρο ελαστικότητας (E)	8000	30000	20000	kN/m ²
Λόγος Poisson (ν)	0.3	0.3	0.33	-
Συνοχή (c)	1	1	8	kN/m ²
Γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ)	30	34	29	°
Γωνία διασταλτικότητας (γ)	0	4	0	°
Συντελεστής μείωσης διεπιφάνειας (R_{inter})	0.65	0.7	Rigid	-

Πίνακας 4.1: Ιδιότητες των εδαφικών υλικών.

Συμπεριφορά υλικού	Ελαστική
Αξονική δυσκαμψία (EA)	12*10 ⁶ kN/m
Καμπτική δυσκαμψία (EI)	0.12*10 ⁶ kNm ² /m
Πάχος (d)	0.346 m
Βάρος (w)	8.3 kN/m/m
Λόγος Poisson (ν)	0.15

Πίνακας 4.2: Ιδιότητες του υλικού του τοίχου

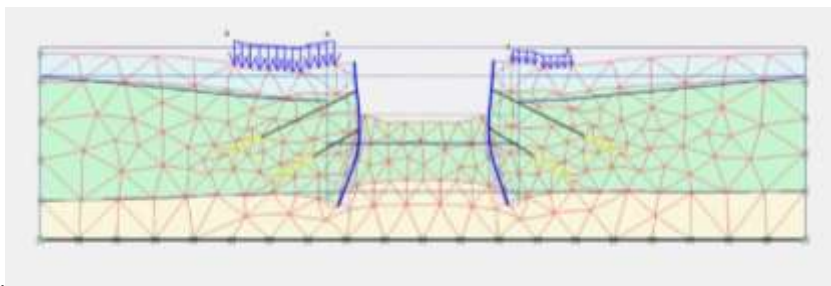
Οι ιδιότητες των αγκυρίων είναι ότι έχουν ελαστική συμπεριφορά και μέτρο αξονικής δυσκαμψίας ίση με $1 \cdot 10^5$ kN/m.

Τελική μορφή στο "Input"

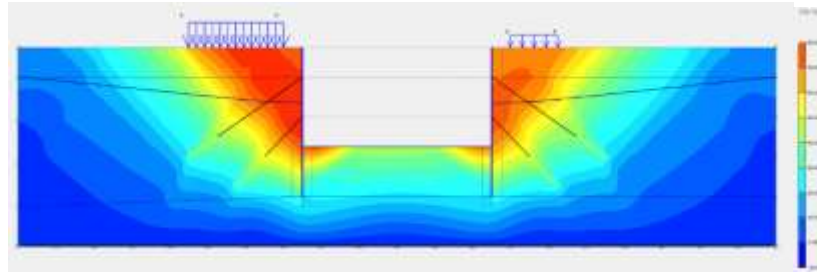
Η επόμενη ενέργεια είναι η μετάβαση στο παράθυρο "Calculations" όπου θα γίνει ο διαχωρισμός φάσεων που είναι αναγκαίος για να φτάσει το προσομοίωμα στην τελική του μορφή. Οι φάσεις κατασκευής πάρθηκαν από τον οδηγό λειτουργίας του λογισμικού. Συνολικά είναι 6 φάσεις κατασκευής:

1. Ενεργοποίηση των τοίχων και των κατανεμημένων φορτίων (stage construction)
2. Εκσκαφή του εδαφικού υλικού ανάμεσα στους δύο τοίχους από τα +20 μέτρα έως τα +17 (stage construction)
3. Ενεργοποίηση των άνω αγκυρίων με επιβαλλόμενη τάση ίση με 120kN (stage construction)
4. Εκσκαφή του εδαφικού υλικού ανάμεσα στους δύο τοίχους από +17 στα +13 μέτρα και άντληση νερού, με αποτέλεσμα ο υδροφόρος ορίζοντας ανάμεσα στους τοίχους από τα +17 μέτρα να πέσει στα +13 μέτρα. (stage construction)
5. Ενεργοποίηση των κάτω αγκυρίων με επιβαλλόμενη τάση ίση με 200kN (stage construction)
6. Εκσκαφή του εδαφικού υλικού ανάμεσα στους τοίχους από τα +13 μέτρα στα +10 μέτρα και άντληση του νερού ώστε ο υδροφόρος ορίζοντας ανάμεσα στους τοίχους να πέσει στα +10 μέτρα. (stage construction)

Μετά από τις 6 φάσεις κατασκευής και την διεκπεραίωση των υπολογισμών στο παράθυρο των "Calculations" γίνεται η εξαγωγή των δεδομένων στο παράθυρο "Outputs". Σε αυτό το στάδιο το προσομοίωμα μετά απ' όλες τις φάσεις κατασκευής θα έχει την ακόλουθη μορφή

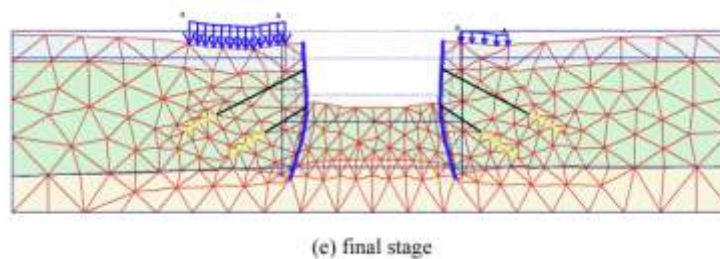


Εικόνα 4.5: Παραμόρφωσης προσομοίωσης (Deformed Mesh)



Εικόνα 4.6: Συνολικές μετατοπίσεις (Total displacements)

Καθώς το συγκεκριμένο προσομοίωμα έχει αντληθεί από τα παραδείγματα του οδηγού λειτουργίας του Plaxis 2D V8.2 γίνεται μια σύντομη σύγκριση των στατικών αποτελεσμάτων για την πιστοποίηση ότι έχει διεξαχθεί σωστά η διαδικασία κατασκευής. Επειδή ο οδηγός λειτουργίας δεν παρέχει τις ακριβείς τιμές των αποτελεσμάτων μετά την 6^η φάση κατασκευής που είναι και η τελευταία φάση για την άντληση των στατικών δυνάμεων, γίνεται η σύγκριση με την εικόνα που παρέχει ως προς την παραμόρφωση της προσομοίωσης στο τελευταίο στάδιο.



Εικόνα 4.7: Παραμόρφωση προσομοίωσης από οδηγό λειτουργίας Plaxis 2D V8.2

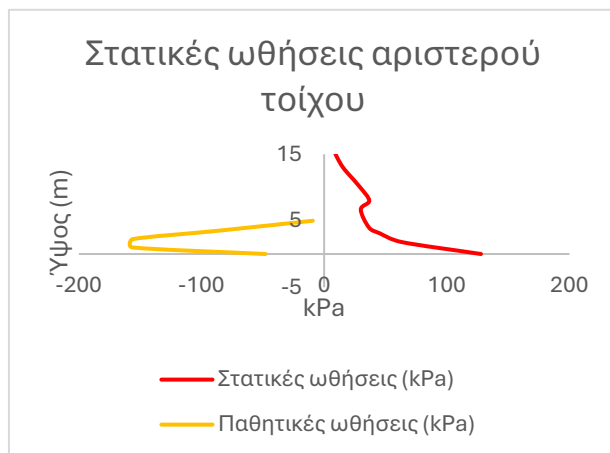
Συγκρίνοντας τις Εικόνες 4.5 και 4.7 παρατηρούνται ίδιες παραμορφώσεις στο προσομοίωμα. Πιο συγκεκριμένα παρατηρείται η ίδια παραμόρφωση στον δεξί και αριστερό τοίχο αντιστήριξης, ίδια παραμόρφωση των εδαφικών στρώσεων από τα κατανεμημένα φορτία στην κορυφή του προσομοιώματος και τέλος ίδια παραμόρφωση του εδαφικού υλικού που βρίσκεται ανάμεσα από τους τοίχους αντιστήριξης. Με τις παραπάνω συγκρίσεις δίνεται η δυνατότητα επιβεβαίωσης ότι η κατασκευή του προσομοιώματος από τον οδηγό λειτουργίας του Plaxis 2D V8.2 έχει πραγματοποιηθεί σωστά και πως οι επόμενες προσθήκες παραλλαγές που θα υποστεί για την μελέτη της παρούσας διπλωματικής εργασίας έχουν σωστό υπόβαθρο.

Από το παράθυρο "Curves" αντλούνται τα διαγράμματα βάσει των σημείων που επιλέχθηκαν να μελετηθούν και βάσει αυτών βγαίνουν τα αποτελέσματα όπως οι στατικές ωθήσεις πάνω στους τοίχους, οι μετατοπίσεις των σημείων κ.λπ.

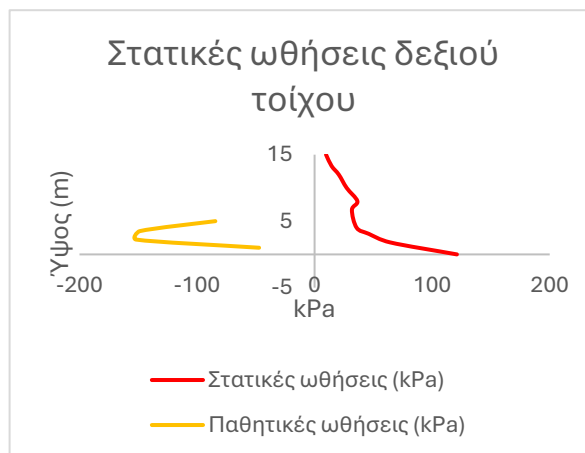


Εικόνα 4.8: Παράθυρο Curve Generation

Στην στατική του κατάσταση οι στατικές ωθήσεις που καταπονούν τους τοίχους κατά μήκος του ύψους των τοίχων προβάλλονται στα διαγράμματα που ακολουθούν. Παρουσιάζονται μαζί και οι παθητικές ωθήσεις του τοίχου κατά μήκος του ύψους. Οι ωθήσεις μετρούνται σε kN/m^2 καθώς το μοντέλο θεωρείται δισδιάστατο και το πλάτος ισούται με 1m που μεταφράζονται σε kPa.



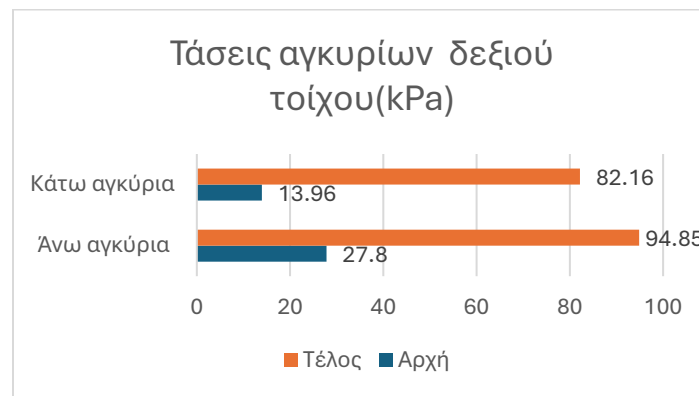
Γράφημα 4.1: Στατικές ωθήσεις αριστ. τοίχου



Γράφημα 4.2: Στατικές ωθήσεις δεξιού τοίχου

Στα γραφήματα 4.1 και 4.2 παρουσιάζονται οι στατικές και οι παθητικές ωθήσεις των τοίχων αντιστήριξης κατά μήκος του ύψους του καθενός. Η πρώτη παρατήρηση που γίνεται είναι πως οι στατικές ωθήσεις όσο πλησιάζουν την βάση των τοίχων αυξάνονται, που είναι αναμενόμενο καθώς η πίεση που τους ασκείται επηρεάζεται από το βάρος των υπερκείμενων εδαφικών στρώσεων και των φορτίων που ασκούνται στην κορυφή του κάθε τοίχου και ξεπερνούν τα 100 kPa. Συγκεκριμένα η μέγιστη στατική τάση του αριστερού τοίχου είναι 127.9 kPa και του δεξί τοίχου είναι 121.1 kPa. Παρατηρείται επίσης πως ο αριστερός τοίχος στη βάση

του έχει μεγαλύτερη στατική πίεση το οποίο δικαιολογείται διότι το κατανεμημένο φορτίο που έχει στη κορυφή του είναι μεγαλύτερο από το κατανεμημένο φορτίο του δεξιού τοίχου. επίσης, λίγο πιο πάνω από τα 5 μέτρα από την βάση του τοίχου παρατηρείται μια μικρή πτώση της στατικής πίεσης η οποία δικαιολογείται από την ύπαρξη της εδαφικής στρώσης που βρίσκεται ανάμεσα από τους τοίχους και δημιουργεί τις παθητικές πιέσεις αλλά και από την αγκύρωση του τοίχου. Οι παθητικές πιέσεις που ασκούνται από την εδαφική στρώση που είναι ανάμεσα από τους τοίχους έχει αυτή την μορφή καθώς η καμπυλωτή παραμόρφωση που έχουν υποστεί οι τοίχοι από τις στατικές πιέσεις ωθούν τους τοίχους μέσα στην εδαφική στρώση. Η μέγιστη παθητική πίεση ασκείται στο σημείο που η παραμόρφωση του τοίχου έχει μεταφερθεί περισσότερο προς το εσωτερικό της εδαφικής στρώσης που βρίσκεται ανάμεσα περίπου στα 3 μέτρα από την βάση του τοίχου και η μέγιστη παθητική πίεση του αριστερού τοίχου είναι στα -156.6 kPa και του δεξιού στα -151.8 kPa.



Γράφημα 4.3 : Τάσεις αγκυρίων δεξιού τοίχου

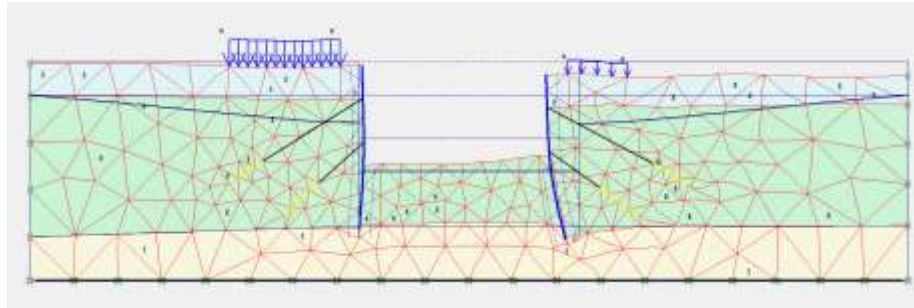


Εικόνα 4.9: Παρουσίαση σημείων πάνω στο αγκύριο

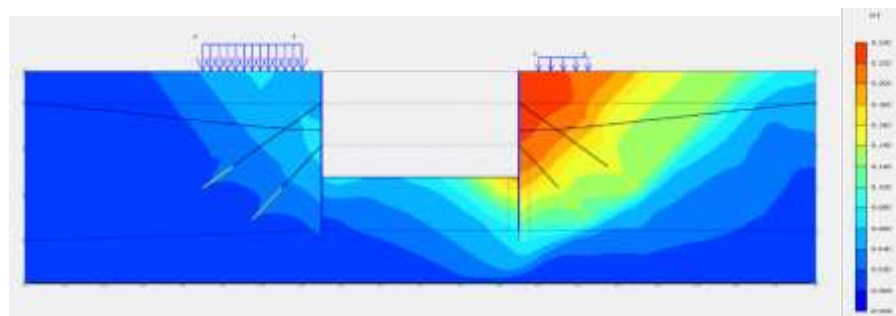
Οι τάσεις των αγκυρίων μετρήθηκαν στην αρχή (σημείο D) και στο τέλος τους (σημείο E). Το Γράφημα 4.3 παρουσιάζει την τις τάσεις των αγκυρίων στην αρχή και το τέλος τους. Παρατηρείται πως η τάση στην αρχή του αγκυρίου σε σύγκριση με το τέλος του είναι πολύ μικρότερη καθώς η μέθοδος έμπηξης των αγκυρίων υπό γωνία είναι πιο αποτελεσματική στο

να δημιουργείται μεγαλύτερη πίεση από τις εδαφικές στρώσεις και να αποκτούν μεγαλύτερη ευστάθεια, συνεπώς να φέρουν μεγαλύτερη ικανότητα στην αντιστήριξη του τοίχου.

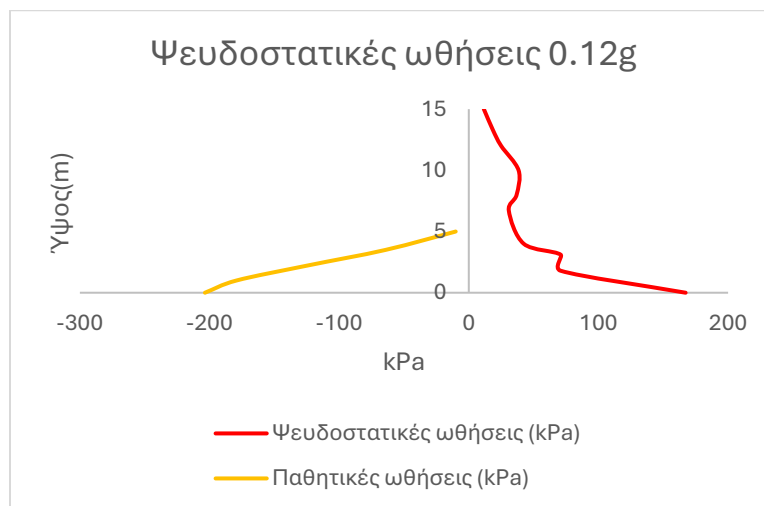
Η μέγιστη ψευδοστατική διέγερση που μπορεί να δεχτεί αυτό το προσομοίωμα είναι ίση με $+0.12g$ με φορά από τα δεξιά προς τα αριστερά και καταπονεί κυρίως τον δεξιό τοίχο όπου και αυτός θα μελετηθεί για να βρεθούν οι ψευδοστατικές ωθήσεις μαζί με τις παθητικές ωθήσεις. Το "Output" της συγκεκριμένης διέγερσης απεικονίζεται ως εξής:



Εικόνα 4.10: Παραμόρφωση προσομοίωσης υπό ψευδοστατικές συνθήκες (Deformed Mesh)

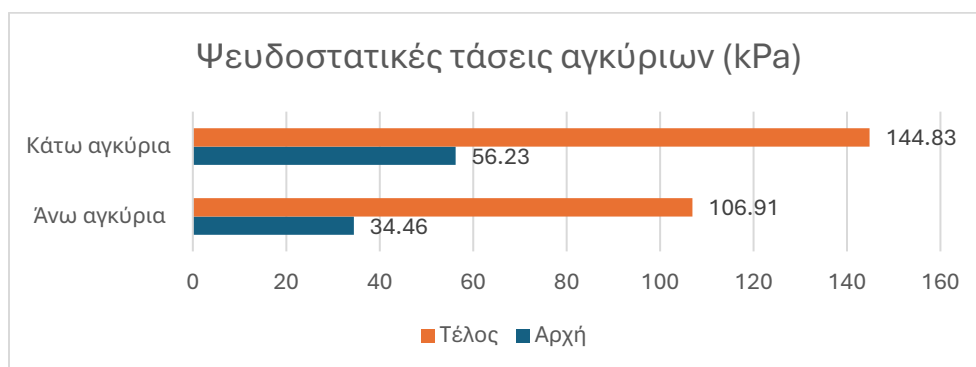


Εικόνα 4.11: Συνολικές μετατοπίσεις υπό ψευδοστατικές συνθήκες (Total Displacements)



Γράφημα 4.4: Ψευδοστατικές ωθήσεις δεξιού τοίχου στα $0.12g$

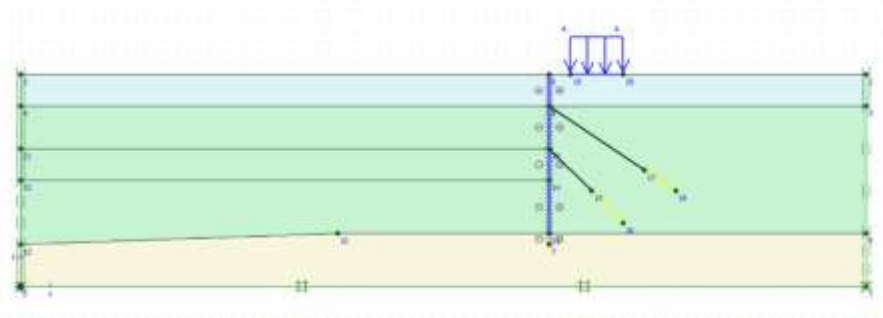
Οι ψευδοστατικές ωθήσεις που δημιουργούνται στα $+0.12g$ καταπονούν σημαντικά τον δεξιό τοίχο και για αυτό τον λόγο μελετάται συγκεκριμένα μόνο αυτός. Η ώθηση μετακινεί προς τα αριστερά όλο το προσομοίωμα δημιουργώντας πολύ μεγαλύτερες πιέσεις συγκριτικά με τις στατικές και αυτό παρατηρείται πως στην βάση του προσομοιώματος αγγίζει τα 167.2 kPa που είναι σχεδόν 50 kPa περισσότερα από τις στατικές ωθήσεις. Σχετικά με τις παθητικές ωθήσεις παρατηρείται μια διαφορά στο πως κατανέμονται καθώς σε αυτή περίπτωση μεταφέρεται συνολικά ο τοίχος προς τα αριστερά δημιουργώντας πολύ μεγαλύτερες παθητικές πιέσεις που φτάνουν τα -203.5 kPa στην βάση του τοίχου.



Γράφημα 4.5: Παρουσίαση ψευδοστατικών τάσεων των αγκυρίων στην αρχή και το τέλος τους

Όπως παρατηρήθηκε σημαντική αύξηση των πιέσεων που καταπονούν τον τοίχο παρατηρείται και στις τάσεις των αγκυρίων, καθώς οι μετατοπίσεις του τοίχου είναι μεγαλύτερες.

4.3.2 2^η Περίπτωση: Μονός χερσαίος αγκυρωμένος τοίχος



Εικόνα 4.12: Παρουσίαση γεωμετρίας 2ης περίπτωσης

Σε αυτή τη προσομοίωση παρουσιάζεται η τομή από τα δεξιά του διπλού χερσαίου αγκυρωμένου τοίχου. Όλα τα χαρακτηριστικά του διπλού χερσαίου αγκυρωμένου τοίχου παραμένουν τα ίδια, η δε τροποποίηση αυτή έγινε με στόχο τη δημιουργία ενός προσομοιώματος που είναι πιο πολύ παραπλήσιο στην μορφή ενός λιμενικού κρηπιδότοιχου.

Η γεωμετρία του παραμένει η ίδια: εκτείνεται 80 μέτρα στον x-άξονα και υψώνεται +20 μέτρα στον y-άξονα. Οι εδαφικές στρώσεις διατηρούν και αυτές την ίδια γεωμετρία και αντί να υπάρχουν δύο τοίχοι υπάρχει μόνο ο δεξιά.



Εικόνα 4.13: Ορισμός υδροφόρου ορίζοντα

Ο υδροφόρος ορίζοντας βρίσκεται στα +17 μέτρα.

Για την κατασκευή αυτού του προσομοιώματος στο Plaxis 8.2 πραγματοποιήθηκαν οι ακόλουθες ενέργειες:

Με την έναρξη του λογισμικού εμφανίστηκε η καρτέλα "Project" όπου εισήχθησαν οι γενικές πληροφορίες του προσομοιώματος, όπως η ανάλυση να πραγματοποιηθεί με την χρήση δεκαπεντακομβικών στοιχείων (15-Node) και ορίστηκαν επίσης η οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση ίση με $-1g$ και η επιτάχυνση της βαρύτητας να είναι ίση με 9.80 m/s^2 .



Εικόνα 4.14: Εισαγωγή γενικών ρυθμίσεων

Όλες οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι ίδιες με την πρώτη περίπτωση.

	Υλικό επίχωσης	Άμμος	Άργιλος	Μονάδες
Κριτήριο Αστοχίας υλικού	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Συμπεριφορά υλικού	Στραγγισμένο	Στραγγισμένο	Στραγγισμένο	-
Ακόρεστο ειδικό βάρος (γ_{unsat})	16	17	17	KN/m^3
Κορεσμένο ειδικό βάρος (γ_{sat})	20	20	19	KN/m^3
Οριζόντια διαπερατότητα (k_x)	1	0.5	0.1	m/day

	Υλικό επίχωσης	Άμμος	Άργιλος	Μονάδες
Κάθετη διαπερατότητα (k_y)	1	0.5	0.1	m/day
Μέτρο ελαστικότητας (E)	8000	30000	20000	kN/m ²
Λόγος Poisson (ν)	0.3	0.3	0.33	-
Συνοχή (c)	1	1	8	kN/m ²
Γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ)	30	34	29	°
Γωνία διασταλτικότητας (γ)	0	4	0	°
Συντελεστής μείωσης διεπιφάνειας (R_{inter})	0.65	0.7	Rigid	-

Πίνακας 4.3: Ιδιότητες εδαφικών υλικών.

Συμπεριφορά υλικού	Ελαστική
Αξονική δυσκαμψία (EA)	$12 \cdot 10^6$ kN/m
Καμπτική δυσκαμψία (EI)	$0.12 \cdot 10^6$ kNm ² /m
Πάχος (d)	0.346 m
Βάρος (w)	8.3 kN/m/m
Λόγος Poisson (ν)	0.15

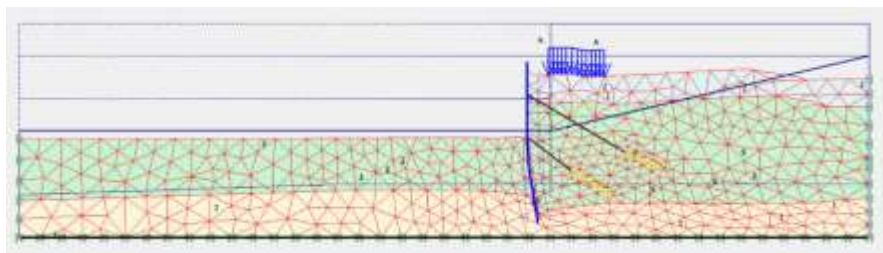
Πίνακας 4.4: Ιδιότητες του υλικού του τοίχου

Οι ιδιότητες των αγκυρίων είναι ότι έχουν ελαστική συμπεριφορά και αξονική δυσκαμψία ίση με $1 \cdot 10^5$ kN/m.

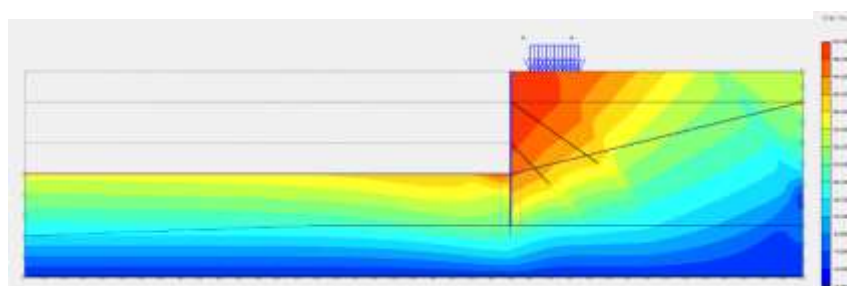
Στο επόμενο βήμα το Calculations δημιουργούνται 6 φάσεις κατασκευής όπως και στην περίπτωση την 1^η με μερικές παραλλαγές καθώς σε αυτήν περίπτωση ο τοίχος είναι ένας. Οι φάσεις αναλυτικά:

1. Ενεργοποίηση τοίχου και κατανεμημένου φορτίου (stage construction)
2. Εκσκαφή του επιχώματος από τα +20 μέτρα στα +17 μέτρα ύψους και κατά μήκος του x-άξονα από τα 0 μέτρα έως τα +50 μέτρα που βρίσκεται και ο τοίχος (stage construction)
3. Ενεργοποίηση του άνω αγκυρίου με επιβαλλόμενη τάση ίση με 120kN (stage construction)
4. Εκσκαφή του εδάφους από τα +17 μέτρα στα +13 μέτρα και άντληση του νερού από την αριστερή μεριά του τοίχου από τα +17 μέτρα στα +13 μέτρα (stage construction)
5. Ενεργοποίηση κάτω αγκυρίου με επιβαλλόμενη τάση ίση με 200kN (stage construction)
6. Εκσκαφή του εδάφους από τα +13 μέτρα στα +10 μέτρα και άντληση του νερού από την αριστερή μεριά του τοίχου από τα +13 μέτρα στα +10 μέτρα. (stage construction)

Μετά από τις 6 φάσεις κατασκευής και την διεκπεραίωση των υπολογισμών στο παράθυρο των "Calculations" γίνεται η εξαγωγή των δεδομένων στο παράθυρο "Outputs". Σε αυτό το στάδιο το προσωμίοιωμα μετά απ' όλες τις φάσεις κατασκευής θα έχει την ακόλουθη μορφή:

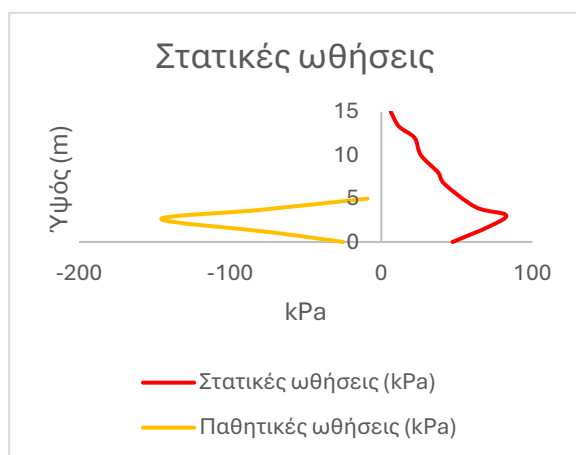


Εικόνα 4.14: Παραμόρφωση προσομοίωσης (Deformed Mesh)

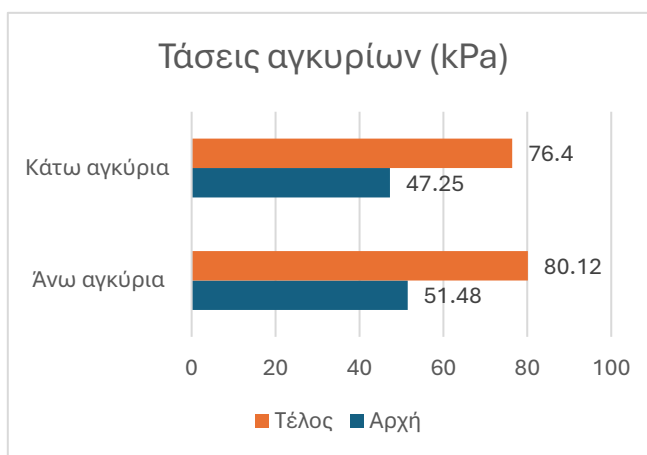


Εικόνα 4.15: Συνολικές μετατοπίσεις (Total Displacements)

Από το παράθυρο "Curves" αντλούνται τα διαγράμματα βάσει των σημείων που επιλέχθηκαν να μελετηθούν και βάσει αυτών εξάγονται τα αποτελέσματα όπως οι στατικές ωθήσεις πάνω στους τοίχους, οι μετατοπίσεις των σημείων κ.λπ.



Γράφημα 4.6: Στατικές ωθήσεις τοίχου



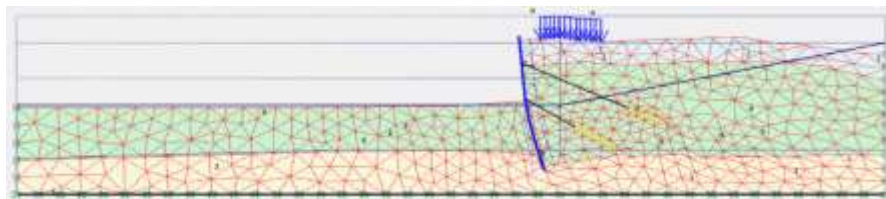
Γράφημα 4.7: Τάσεις αγκυρίων

Οι στατικές ωθήσεις στην προκειμένη περίπτωση έχουν μια παρόμοια ανάπτυξη με τις στατικές ωθήσεις της προηγούμενης περίπτωσης με την διαφορά όμως ότι δεν αυξάνονται

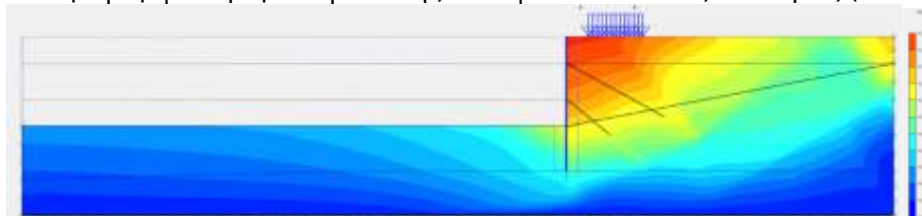
μέχρι την βάση του τοίχου και η μέγιστη ώθηση είναι περίπου στα 3.5 μέτρα από τη βάση του και ίση με 82.47kPa. Οι παθητικές ωθήσεις είναι ανάλογες με της πρώτης περίπτωσης άλλα για τον λόγο που εξηγήθηκε από πάνω είναι μικρότερες και η μέγιστη παθητική ώθηση είναι λίγο πιο πάνω από τα 2.5 μέτρα από την βάση του τοίχου στα -145.6 kPa.

Σχετικά με το γράφημα 4.7 που παρουσιάζει τις τάσεις των αγκυρίων στην αρχή και το τέλος τους, παρατηρείται μεγαλύτερη τάση από την αρχή τους, σε σχέση με τις στατικές τάσεις των αγκυρίων από την προηγούμενη περίπτωση και αυτό συμβαίνει καθώς έχει μειωθεί η ευστάθεια του προσομοιώματος. Οι τάσεις για την σταθεροποίηση του τοίχου είναι ανέκαθεν μεγαλύτερες.

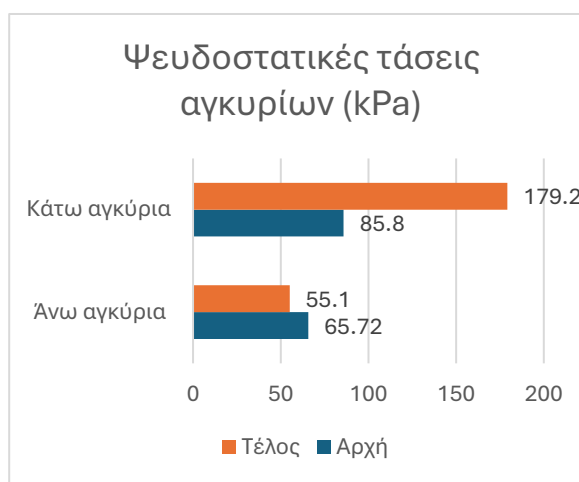
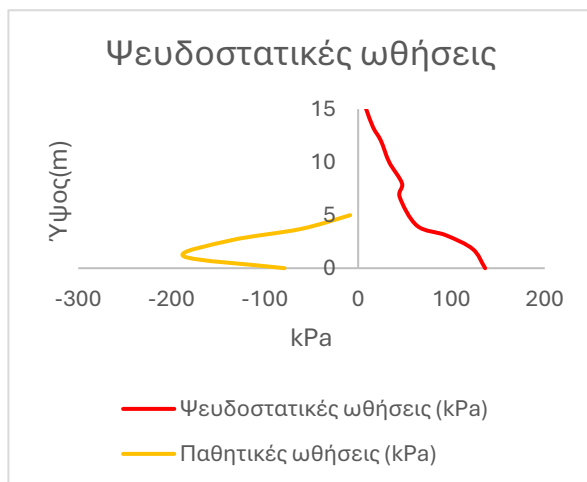
Η μέγιστη ψευδοστατική διέγερση που δέχεται το προσομοίωμα είναι ίση με +0.12g. Με το "Output" της συγκεκριμένης διέγερσης να απεικονίζεται ως εξής:



Εικόνα 4.16: Παραμόρφωση προσομοίωσης υπό ψευδοστατικές συνθήκες (Deformed Mesh)



Εικόνα 4.17: Συνολικές μετατοπίσεις υπό ψευδοστατικές συνθήκες (Total Displacements)

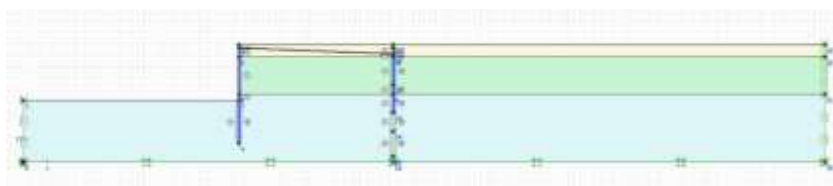


Γράφημα 4.8: Ψευδοστατικές ωθήσεις τοίχου Γράφημα 4.9: Ψευδοστατικές τάσεις αγκυρίων

Η παραμόρφωση του προσομοιώματος στα $+0.12g$ είναι ανάλογη με αυτή της προηγούμενης περίπτωσης, καθώς σε όλο το προσομοίωμα καταβάλλεται αυτή η μετατόπιση. Η μέγιστη ψευδοστατική ώθηση είναι στη βάση του τοίχου και υπολογίζεται στα 136.1 kPa και αυτό οφείλεται στην μετατόπιση του τοίχου προς την εξωτερική πλευρά του προσομοιώματος καταπονώντας στην προκειμένη περίπτωση τον τοίχο στη βάση του περισσότερο. Οι παθητικές ωθήσεις παρουσιάζουν και αυτές μια αύξηση καθώς με την μετατόπιση του τοίχου προς την εξωτερική πλευρά να ασκούνται μεγαλύτερες ωθήσεις από το εδαφικό υλικό που βρίσκεται από την εξωτερική πλευρά του τοίχου, με την μέγιστη ώθηση να είναι περίπου στο 1 μέτρο από την βάση και να είναι ίση με -186.9 kPa .

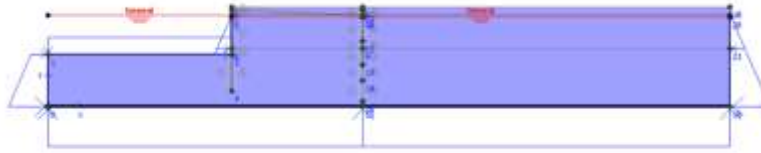
Σχετικά με τις τάσεις των αγκυρίων, όπως παρατηρείται, η τάση στο άνω αγκύριο στην αρχή είναι μεγαλύτερη από τη τάση του στο τέλος αυτού· αυτό δικαιολογείται διότι η μετατόπιση του προσομοιώματος όσο πιο κοντά είναι στην κορυφή τόσο πιο μεγάλη είναι, με αποτέλεσμα να δημιουργούνται μεγαλύτερες πιέσεις στο αγκύριο.

4.3.3 3^η Περίπτωση: Λιμενικός κρηπιδότοιχος



Εικόνα 4.18: Παρουσίαση γεωμετρίας 3ης περίπτωσης

Σε αυτό το προσομοίωμα παρουσιάζεται μια ρεαλιστική κατασκευή ενός κρηπιδότοιχου σε ένα λιμένα. Το παρόν μοντέλο είναι εμπνευσμένο από το paper ICONHIC 2016 “Steel sheet-pile quay-walls: seismic analysis”. Η γεωμετρία του εκτείνεται στον x -άξονα $+260 \text{ μέτρα}$ και στον y -άξονα $+38 \text{ μέτρα}$ θεωρώντας την αρχή των αξόνων το κάτω στο αριστερά σημείο του προσομοιώματος. Αποτελείται από 3 εδαφικά στρώματα: άργιλος, άμμος και επίχωμα. Το εδαφικό στρώμα άργιλος εκτείνεται από την αρχή των αξόνων έως τα $+260 \text{ μέτρα}$ στον x -άξονα και υψώνεται από την αριστερή μεριά του τοίχου στα $+20 \text{ μέτρα}$, ενώ από την δεξιά του μεριά στα $+22 \text{ μέτρα}$. Το μεσαίο εδαφικό υλικό, η άμμος, εκτείνεται ομοιόμορφα στη δεξιά μεριά του τοίχου στον x -άξονα από τα $+70 \text{ μέτρα}$ έως τα $+260 \text{ μέτρα}$ και υψώνεται στον y -άξονα από τα $+22 \text{ μέτρα}$ στα $+34 \text{ μέτρα}$. Τέλος το άνω εδαφικό υλικό στο επίχωμα εκτείνεται στον x -άξονα από τα $+70$ έως τα $+260 \text{ μέτρα}$ και υψώνεται από τα $+34 \text{ μέτρα}$ στα $+38 \text{ μέτρα}$. Ο υδροφόρος ορίζοντας υψώνεται στα $+35 \text{ μέτρα}$. Ο τοίχος αντιστήριξης βρίσκεται στα $+70 \text{ μέτρα}$ στον x -άξονα και υψώνεται στον y -άξονα από τα $+6 \text{ μέτρα}$ στα $+38 \text{ μέτρα}$ και ο δεύτερος τοίχος που λειτουργεί ως αγκύριο βρίσκεται στον x -άξονα στα $+120 \text{ μέτρα}$ και υψώνεται στον y -άξονα από τα $+16 \text{ μέτρα}$ στα $+37 \text{ μέτρα}$.



Εικόνα 4.19: Ορισμός υδροφόρου ορίζοντα

Ο υδροφόρος ορίζοντας της 3^{ης} περίπτωσης βρίσκεται στα +35 μέτρα ύψος και σε αντίθεση με τις άλλες περιπτώσεις δεν αντλείται.

Η 3^η περίπτωση αφορά την ανάλυση ενός λιμενικού κρηπιδότοιχου, ο οποίος βρίσκεται σε θαλάσσιο περιβάλλον και σχεδιάζεται για να αντισταθεί στις ωθήσεις του εδάφους τόσο υπό στατικές όσο και υπό ψευδοστατικές συνθήκες. Ο λιμενικός κρηπιδότοιχος διαφέρει σημαντικά από τις προηγούμενες δύο περιπτώσεις (διπλός και μονός χερσαίος τοίχος), καθώς καλείται να διαχειριστεί πρόσθετα φορτία λόγω της παρουσίας υδάτινου στοιχείου.

Για την κατασκευή αυτού του προσομοιώματος στο πρόγραμμα Plaxis 8.2 πραγματοποιήθηκαν οι ακόλουθες ενέργειες:

Με την έναρξη του λογισμικού εμφανίστηκε η καρτέλα "Project" όπου εισήχθησαν οι γενικές πληροφορίες του προσομοιώματος, όπως η ανάλυση να πραγματοποιηθεί με τη χρήση δεκαπεντακομβικών στοιχείων (15-Node), και ορίστηκαν επίσης η οριζόντια ψευδοστατική επιτάχυνση ίση με 0.1g και η επιτάχυνση της βαρύτητας να είναι ίση με 9.80 m/s².



Εικόνα 4.20: Εισαγωγή γενικών ρυθμίσεων

Μετά την διεκπεραίωση της διαμόρφωσης του προσομοιώματος εισήχθησαν οι ιδιότητες των υλικών βάσει του οδηγού λειτουργίας του λογισμικού.

	Υλικό επίχωσης	Άμμος	Άργιλος	Μονάδα
Κριτήριο Αστοχίας υλικού	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Συμπεριφορά υλικού	Στραγγισμένο	Στραγγισμένο	Στραγγισμένο	-
Ακόρεστο ειδικό βάρος (γ_{unsat})	17	17	17	KN/m ³

	Υλικό επίχωσης	Άμμος	Άργιλος	Μονάδε
Κορεσμένο ειδικό βάρος (γ_{sat})	20	20	20	kN/m ³
Οριζόντια διαπερατότητα (k_x)	0	0	0	m/day
Κάθετη διαπερατότητα (k_y)	0	0	0	m/day
Μέτρο ελαστικότητας (E)	6000	8000	10000	kN/m ²
Λόγος Poisson (ν)	0.3	0.3	0.3	-
Συνοχή (c)	1	8	10	kN/m ²
Γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ)	32.5	35	37.5	°
Γωνία διασταλτικότητας (γ)	1	1	1	°
Συντελεστής μείωσης διεπιφάνειας (R_{inter})	Rigid	Rigid	Rigid	-

Πίνακας 4.5: Ιδιότητες εδαφικών υλικών

Συμπεριφορά υλικού	Ελαστική
Αξονική δυσκαμψία (EA)	1*10 ⁸ kN/m
Καμπτική δυσκαμψία (EI)	2.3*10 ⁷ kNm ² /m
Πάχος (d)	1.661 m
Βάρος (w)	8.3 kN/m/m
Λόγος Poisson (ν)	0.3

Πίνακας 4.6: Ιδιότητες του υλικού του εμπρόσθιου τοίχου

Συμπεριφορά υλικού	Ελαστική
Αξονική δυσκαμψία (EA)	1*10 ⁸ kN/m
Καμπτική δυσκαμψία (EI)	2.3*10 ⁸ kNm ² /m
Πάχος (d)	5.25 m
Βάρος (w)	8.3 kN/m/m
Λόγος Poisson (ν)	0.3

Πίνακας 4.7: Ιδιότητες του υλικού του οπίσθιου τοίχου

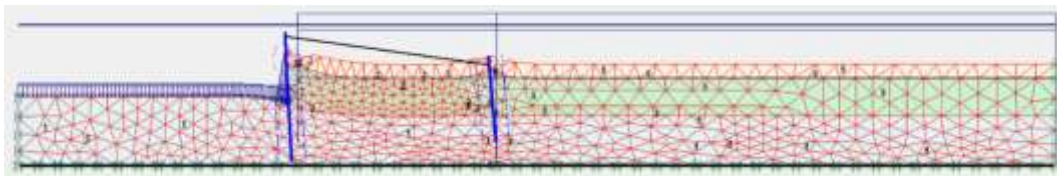
Η αξονική δυσκαμψία (EA) του Anchor tie rod είναι ίση με 5*10⁵ kN.

Τελική μορφή στο "Input"

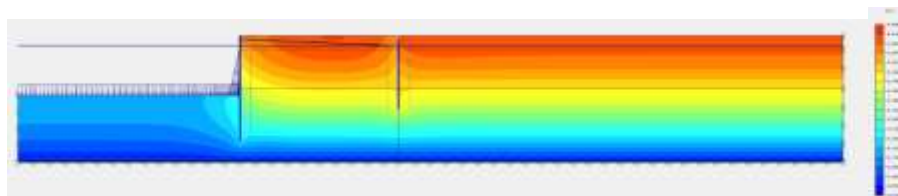
Η επόμενη ενέργεια είναι η μετάβαση στο παράθυρο "Calculations" όπου θα γίνει ο διαχωρισμός φάσεων που είναι αναγκαίος για να φτάσει το προσομοίωμα στην τελική του μορφή. Οι φάσεις κατασκευής χωρίστηκαν σε 2:

1. Ενεργοποίηση των τοίχων (stage construction)
2. Εισαγωγή πλήρους βάρους κατασκευής Σ-Mweight = 1 (total multipliers)

Μετά από 2 φάσεις κατασκευής και την διεκπεραίωση των υπολογισμών στο παράθυρο των "Calculations" γίνεται η εξαγωγή των δεδομένων στο παράθυρο "Outputs". Σε αυτό το στάδιο το προσομοίωμα μετά απ' όλες τις φάσεις κατασκευής θα έχει την ακόλουθη μορφή:

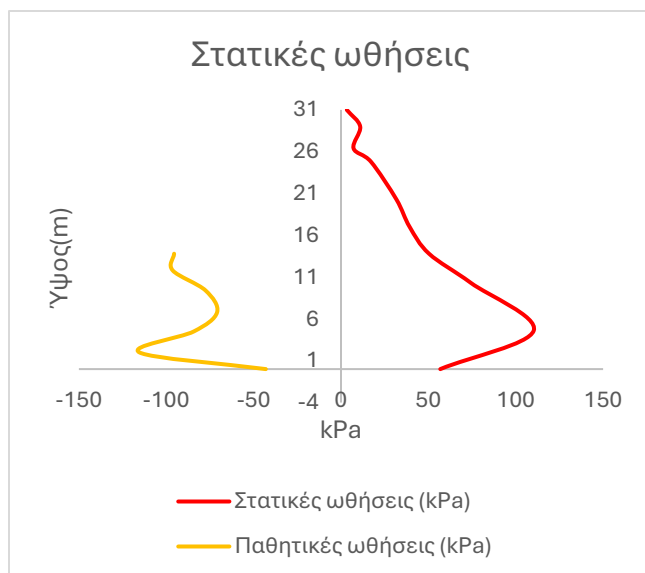


Εικόνα 4.21: Παραμόρφωση προσομοίωσης (Deformed Mesh)

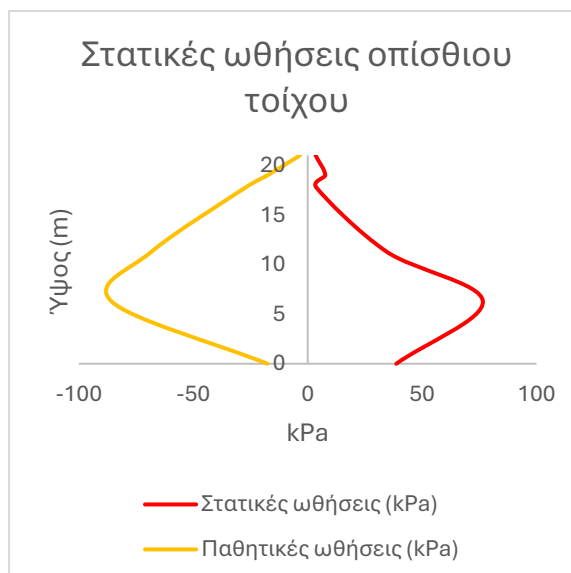


Εικόνα 4.22: Συνολικές μετατοπίσεις (Total Displacements)

Από το παράθυρο "Curves" αντλούνται τα διαγράμματα βάσει των σημείων που επιλέχθηκαν να μελετηθούν και βάσει αυτών εξάγονται τα αποτελέσματα, όπως οι στατικές ωθήσεις πάνω στους τοίχους, οι μετατοπίσεις των σημείων κ.λπ.



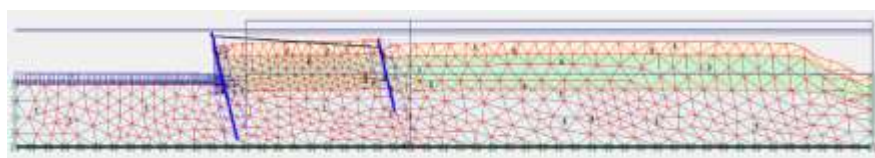
Γράφημα 4.10: Στατικές ωθήσεις εμπρόσθιου τοίχου



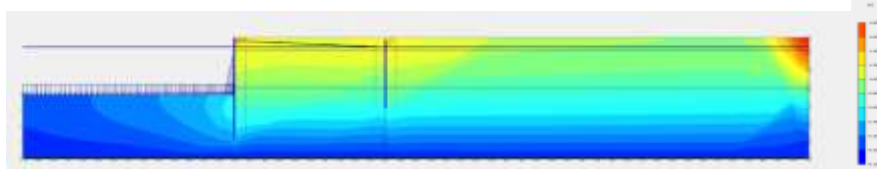
Γράφημα 4.11: Στατικές ωθήσεις οπίσθιου τοίχου

Βάσει των γραφημάτων 4.10 και 4.11 που απεικονίζουν τις στατικές και παθητικές ωθήσεις της 3ης περίπτωσης παρατηρείται μια ανάλογη κατανομή των στατικών ωθήσεων του εμπρόσθιου τοίχου με αυτή της 2ης περίπτωσης, με αποτέλεσμα η μέγιστη τιμή της στατικής ώθησης να βρίσκεται στα 4.5 μέτρα από την βάση του τοίχου και να είναι ίση με 110.3 kPa. Αντίστοιχα ο οπίσθιος τοίχος που έχει την λειτουργία του αγκύριου παρουσιάζει μέγιστη στατική ώθηση στα 6.3 μέτρα από την βάση του ίση με 76.57 kPa. Και οι δύο τοίχοι παρουσιάζουν μία μικρή σύντομη μείωση στην κατανομή των στατικών ωθήσεων κατά μήκος του τοίχου στο σημείο σύνδεσής τους. Η μέγιστη παθητική ώθηση βρίσκεται στα 2 μέτρα από τη βάση του και είναι ίση με -115.4 kPa και αντίστοιχα και στον οπίσθιο τοίχο με την μέγιστη παθητική του ώθηση να είναι στα 6.3 μέτρα από τη βάση του και ίση με -85.81 kPa.

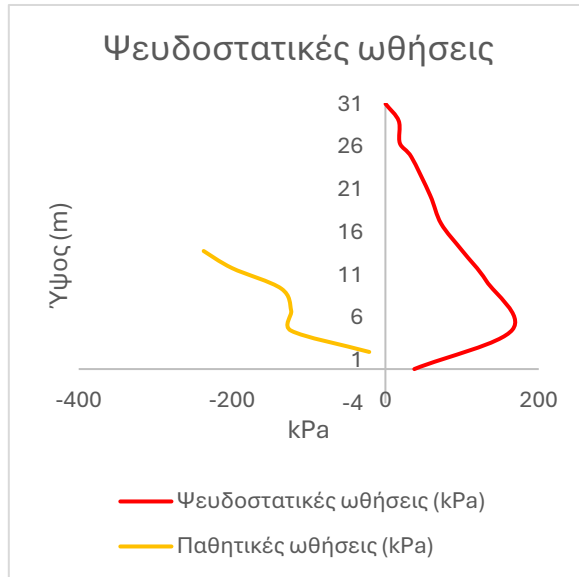
Η μέγιστη ψευδοστατική διέγερση του συγκεκριμένου προσομοιώματος είναι ίση με +0.18g, με το "Output" της διέγερσης να απεικονίζεται:



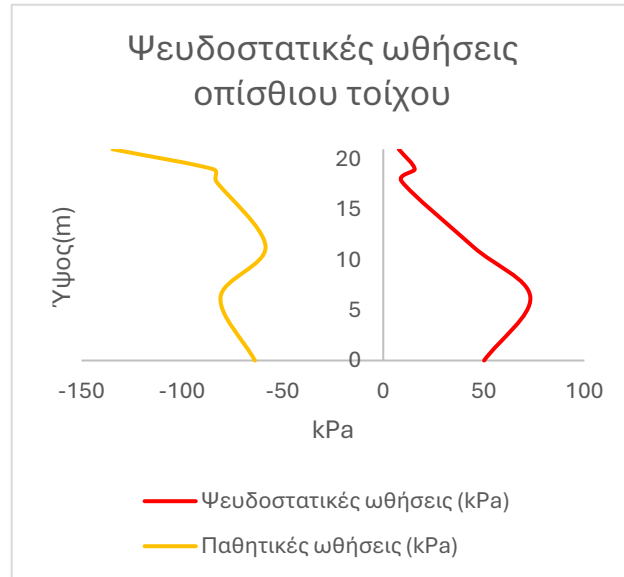
Εικόνα 4.23: Παραμόρφωση προσομοίωσης υπό ψευδοστατικές συνθήκες



Εικόνα 4.24: Συνολικές μετατοπίσεις υπό ψευδοστατικές συνθήκες (Total Displacements)



Γράφημα 4.12: Ψευδοστατικές ωθήσεις εμπρόσθιου τοίχου



Γράφημα 4.13: Ψευδοστατικές ωθήσεις οπίσθιου τοίχου

Από τις πληροφορίες που αντλούνται από τα γραφήματα 4.12 και 4.13 που παρουσιάζουν την κατανομή των ψευδοστατικών και παθητικών ωθήσεων κατά μήκος των τοίχων για τη διέγερση των $+0.18g$, η μέγιστη ψευδοστατική ώθηση του εμπρόσθιου τοίχου είναι στα 4.5 μέτρα από την βάση του τοίχου και ίση με 165.61 kPa, 55 kPa μεγαλύτερη από την μέγιστη στατική ώθηση. Όσον αφορά τον οπίσθιο τοίχο η μέγιστη ψευδοστατική ώθηση είναι στα 6.3 μέτρα από την βάση του και ισούται με 73.11 kPa. Οι παθητικές ωθήσεις και των δύο τοίχων παρουσιάζουν μεγάλη αύξηση και η μέγιστη παθητική ώθηση του εμπρόσθιου τοίχου είναι στα 11.8 μέτρα από την βάση του και είναι ίση με -237 kPa, διπλάσια από την μέγιστη παθητική ώθηση του εμπρόσθιου τοίχου στη στατική του κατάσταση. Τέλος η μέγιστη παθητική ώθηση του οπίσθιου τοίχου είναι στην κορυφή του στα 20 μέτρα και ισούται με -134.6 kPa.

Κεφάλαιο 5

Δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις

5.1 Εισαγωγή στις δυναμικές αριθμητικές αναλύσεις

Το 5ο κεφάλαιο ασχολείται με τη δυναμική απόκριση λιμενικών κατασκευών υπό σεισμικές διεγέρσεις, μέσω προηγμένων αριθμητικών αναλύσεων. Στόχος του κεφαλαίου είναι η παρουσίαση και η αξιολόγηση αποτελεσμάτων από προσομοιώσεις που βασίζονται σε εξειδικευμένα λογισμικά και μοντέλα. Η ανάλυση επικεντρώνεται σε σημαντικά μεγέθη, όπως οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, οι ταχύτητες, οι μετατοπίσεις και οι ωθήσεις που ασκούνται σε κρίσιμες ζώνες των λιμενικών κατασκευών. Επιπλέον, εξετάζονται φαινόμενα όπως η φασματική απόκριση και οι φασματικές ενισχύσεις, οι οποίες παρέχουν πολύτιμες πληροφορίες για τη συμπεριφορά των κατασκευών σε διαφορετικές συχνότητες διεγέρσεων.

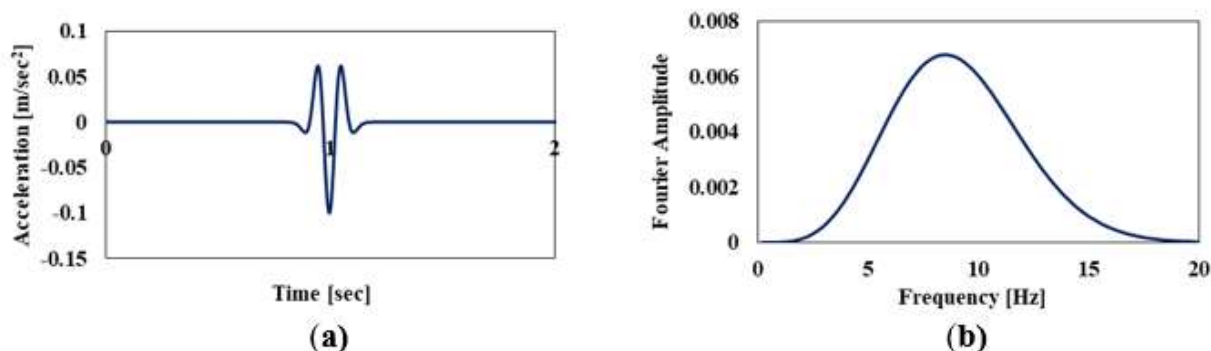
Το κεφάλαιο ξεκινά με την παρουσίαση του θεωρητικού υπόβαθρου για τα διαγράμματα της ενίσχυσης των επιταχύνσεων (AF) και της ενίσχυσης των δυναμικών πιέσεων (PAF), συνεχίζει με την παρουσίαση του λογισμικού SeismoSignal, το οποίο χρησιμοποιήθηκε για την επεξεργασία και την ανάλυση των σεισμικών δεδομένων. Το λογισμικό αυτό επιτρέπει την εισαγωγή δεδομένων από σειсмоγράφους, την εξαγωγή φασμάτων Fourier και την οπτικοποίηση χρονοϊστοριών επιταχύνσεων και άλλων σημαντικών παραμέτρων. Στη συνέχεια, παρουσιάζονται οι προσομοιώσεις που πραγματοποιήθηκαν για την εκτίμηση των δυναμικών επιδράσεων σε διαφορετικές περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης, συνοδευόμενες από διαγράμματα που αποτυπώνουν τις παραμορφώσεις, τις ωθήσεις και τις φασματικές ενισχύσεις (AF, PAF). Η ανάλυση εστιάζει σε κρίσιμες ζώνες των λιμενικών κατασκευών, προτείνοντας μέτρα ενίσχυσης και σχεδιασμού για τη βελτίωση της αντοχής και της ασφάλειας υπό σεισμικές συνθήκες.

5.2 Θεωρία δυναμικών αριθμητικών αναλύσεων

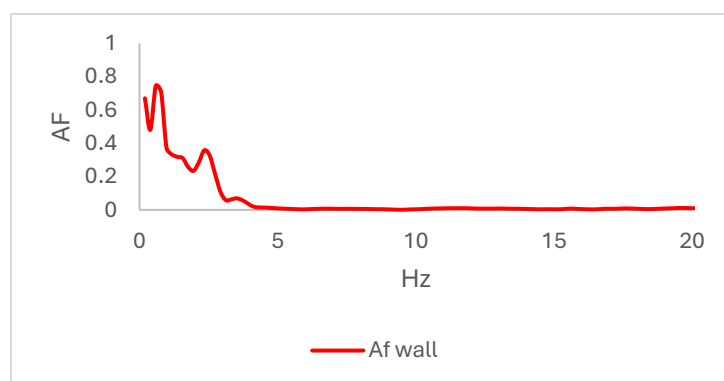
5.2.1 Χαρακτηριστικά δυναμικής απόκρισης

Ο συντελεστής AF (Acceleration Factor) εκφράζει την ενίσχυση των επιταχύνσεων κατά μήκος του ύψους μιας κατασκευής, όπως τοίχοι αντιστήριξης ή κρηπιδότοιχοι, υπό την επίδραση σεισμικών διεγέρσεων. Υπολογίζεται ως η αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier των επιταχύνσεων στην κορυφή της κατασκευής προς το φάσμα Fourier στη βάση της.

Το AF παρέχει μια σαφή εικόνα της σεισμικής απόκρισης, με τις υψηλότερες τιμές να παρατηρούνται συνήθως κοντά στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος. Αυτές οι ζώνες χαρακτηρίζονται από αυξημένη κινηματική απόκριση και ευαισθησία στις σεισμικές διεγέρσεις. Η χρήση του AF είναι ιδιαίτερα χρήσιμη για την πρόβλεψη περιοχών με αυξημένο κίνδυνο συντονισμού, καθιστώντας τις κρίσιμες για ενίσχυση.



Εικόνα 5.1: (a) Επιτάχυνση της χρονοϊστορίας του παλμού Ricker 6 Hz και (b) Φάσμα Fourier του παλμού



Διάγραμμα 5.1 : Συντελεστής ενίσχυσης επιταχύνσεων για το Λιμενικό κρηπιδότοιχο για τον παλμό Ricker 6Hz

5.2.2 Δυναμική πίεση

Ο συντελεστής PAF (Pressure Amplification Factor) αφορά την ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων που ασκούνται σε κατασκευές και πιο συγκεκριμένα και σε τοίχους αντιστήριξης από τα εδαφικά υλικά κατά μήκος του ύψους τους. Υπολογίζεται ως η αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της δυναμικής πίεσης και του φάσματος Fourier της επιτάχυνσης που επιβάλλεται στη βάση της κατασκευής.

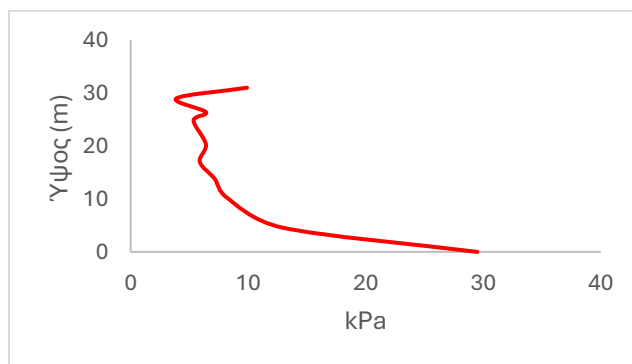
Το PAF αποκαλύπτει την κατανομή των πιέσεων, οι οποίες τείνουν να αυξάνονται στις ανώτερες ζώνες λόγω της μειωμένης στήριξης από το έδαφος και της αυξημένης απόκρισης

στις σεισμικές διεγέρσεις. Οι υψηλότερες τιμές παρατηρούνται συνήθως κοντά στη θεμελιώδη συχνότητα, υποδεικνύοντας περιοχές που είναι ιδιαίτερα ευάλωτες στη σεισμική φόρτιση.

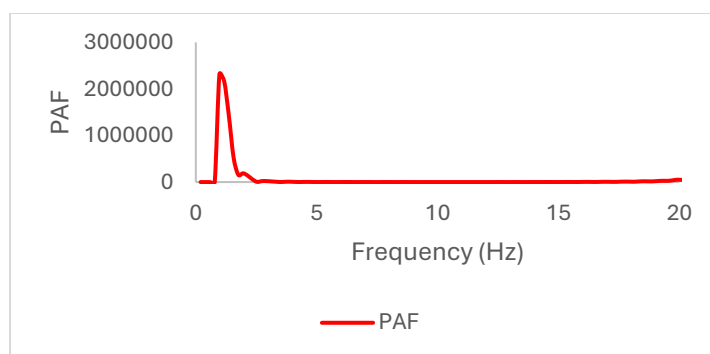
Ο Συντελεστής Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) εισάγεται ως εργαλείο για την ανάλυση της παραλλαγής και της δυναμικής ενίσχυσης των πιέσεων στο πεδίο συχνοτήτων (Ψαρρόπουλος, 2009). Ο ορισμός του είναι ο εξής:

$$PAF = \frac{FFT[\Delta P_{AE}(t)]}{FFT[A(t)]} \quad (5.1)$$

Σε αυτή τη σχέση, $FFT[\Delta P_{AE}(t)]$ αντιπροσωπεύει το φάσμα Fourier της κανονικοποιημένης χρονοϊστορίας της δυναμικής πίεσης που ασκείται στον τοίχο, ενώ $FFT[A(t)]$ είναι το φάσμα Fourier της επιταχυνσιακής χρονοϊστορίας που εφαρμόζεται στη βάση του συστήματος. Ο PAF, όπως και ο AF, λειτουργεί ως παράγοντας μετασχηματισμού στο φάσμα συχνοτήτων, παρέχοντας μια ποσοτική εκτίμηση των κρίσιμων επιπέδων πίεσης στον τοίχο μέσω της ανάλυσης Fourier οποιασδήποτε σεισμικής διεγέρσεως.

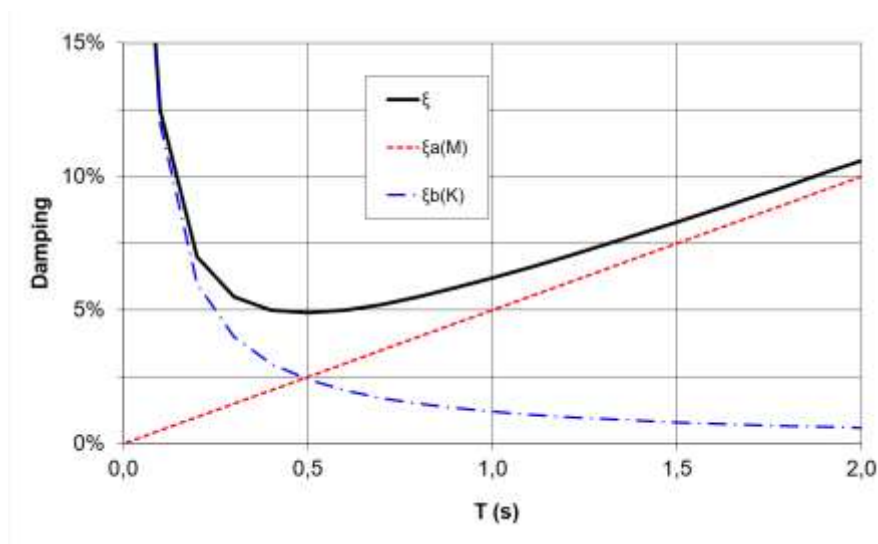


Διάγραμμα 5.2: Κατανομή ενεργητικών πιέσεων στον λιμενικό κρηπιδότοιχο από τον παλμό Ricker 6Hz



Διάγραμμα 5.3: Συντελεστής ενίσχυσης πίεσης (PAF) για τον λιμενικό κρηπιδότοιχο από τον παλμό Ricker 6Hz

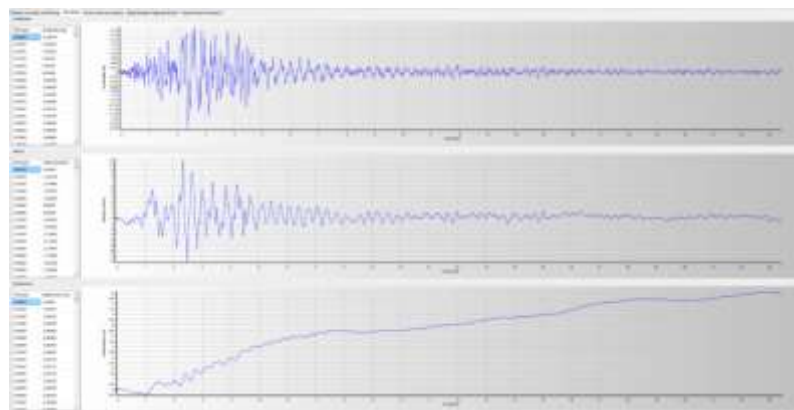
Για τις δυναμικές αναλύσεις επιλέχθηκε επίσης συντελεστής απόσβεσης ίσος με 5%, ο οποίος αναπαρίσταται στο παρακάτω διάγραμμα. Με αυτόν τον τρόπο επηρεάζονται οι τιμές Rayleigh α και β των εδαφικών υλικών και των τοίχων αντιστήριξης.



Διάγραμμα 5.4: Διάγραμμα λόγου απόσβεσης

5.3 Παρουσίαση λογισμικού SeismoSignal

Το SeismoSignal είναι ένα προηγμένο λογισμικό ανάλυσης σεισμικών δεδομένων, το οποίο παρέχει μια ολοκληρωμένη προσέγγιση για την κατανόηση της δυναμικής συμπεριφοράς κατασκευών, όπως και λιμενικών κατασκευών υπό σεισμικές διεγέρσεις. Το λογισμικό επιτρέπει την εισαγωγή σεισμικών καταγραφών από διάφορες πηγές, όπως σειсмоγράφους, και την εις βάθος επεξεργασία τους μέσω εξελιγμένων μεθόδων ψηφιακής ολοκλήρωσης. Παράλληλα, διαθέτει εργαλεία για την εξαγωγή κρίσιμων δυναμικών μεγεθών, όπως επιταχύνσεις, ταχύτητες και μετατοπίσεις, τα οποία αποτελούν τη βάση για τη μελέτη της σεισμικής απόκρισης.



Εικόνα 5.2: Χρονοϊστορίες στο λογισμικό SeismoSignal

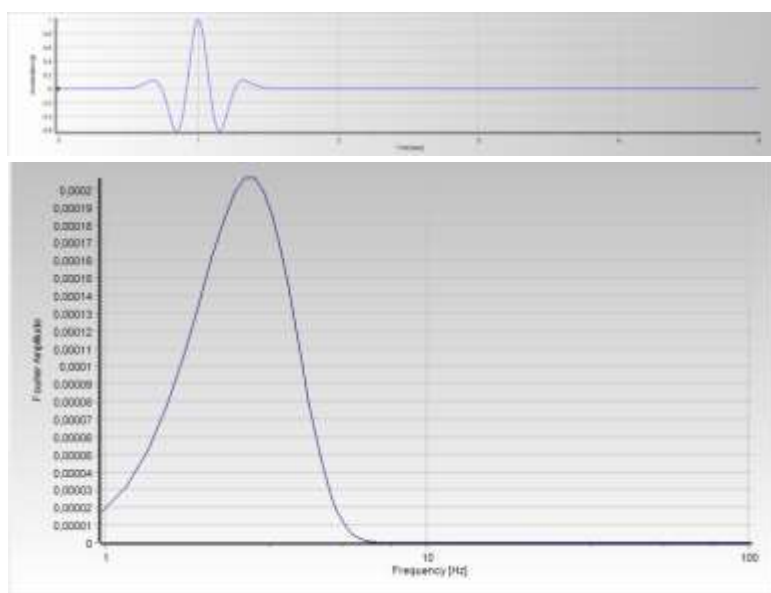
5.3.1 Χαρακτηριστικά και Λειτουργίες

Το SeismoSignal ενσωματώνει τη δυνατότητα υπολογισμού φασμάτων Fourier, προσφέροντας πολύτιμες πληροφορίες για τη διανομή της σεισμικής ενέργειας σε διαφορετικές συχνότητες. Η ανάλυση αυτή διευκολύνει την κατανόηση των φαινομένων συντονισμού που μπορεί να επηρεάσουν τη σταθερότητα των κατασκευών. Η ευρεία γκάμα εργαλείων οπτικοποίησης που διαθέτει, όπως γραφήματα φασμάτων Fourier, χρονοϊστορίες και φασματικές ενισχύσεις, ενισχύει τη δυνατότητα των χρηστών να ερμηνεύουν τα αποτελέσματα με ακρίβεια.

Το λογισμικό είναι εξαιρετικά χρήσιμο για την αξιολόγηση της δομικής απόκρισης, καθώς επιτρέπει τον εντοπισμό κρίσιμων συχνοτήτων που μπορούν να προκαλέσουν φαινόμενα συντονισμού ή ακόμα και αστοχία των κατασκευών. Παράλληλα, προσφέρει τη δυνατότητα ανάλυσης της αλληλεπίδρασης μεταξύ εδαφικών στρωμάτων και κατασκευών, διευκρινίζοντας πώς τα σεισμικά κύματα επηρεάζουν τη δυναμική συμπεριφορά τους. Τέλος, παρέχει τα απαραίτητα δεδομένα για τη λήψη τεκμηριωμένων αποφάσεων σχετικά με την ενίσχυση ή τροποποίηση κατασκευών, διασφαλίζοντας την ανθεκτικότητα και την ασφάλειά τους.

Οι δύο παλμοί και η διέγερση που χρησιμοποιήθηκαν για την παραμετρική διερεύνηση στις δυναμικές αναλύσεις έχουν την παρακάτω μορφή βάσει του λογισμικού SeismoSignal:

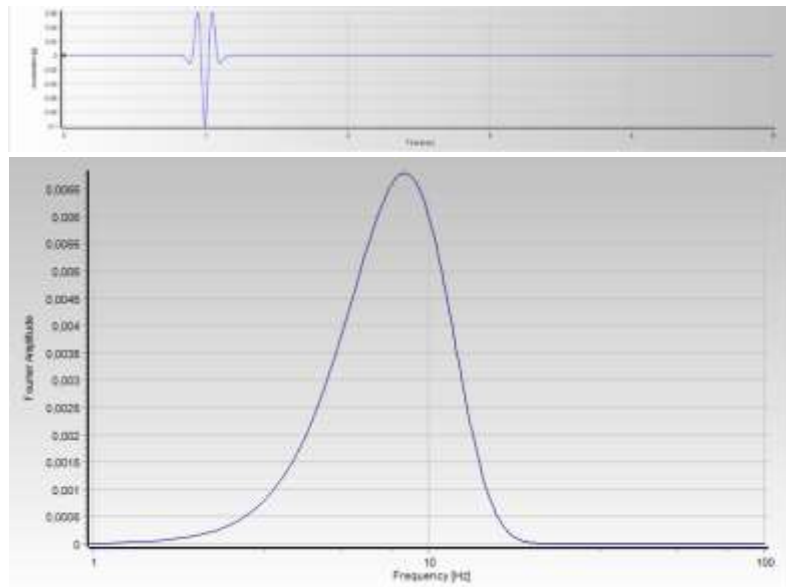
1. Ricker 2 Hz



Εικόνα 5.3: Χρονοϊστορία και φάσμα Fourier των επιταχύνσεων του Παλμού Ricker 2Hz

Ο συγκεκριμένος παλμός υποδηλώνει μια ταχεία ταλάντωση στην αρχή με γρήγορη απόσβεση. Η κατανομή της συχνότητας του παλμού κορυφώνεται στα 3 με 5 Hz που αντιπροσωπεύει τη βασική συχνότητα του παλμού. Υποδηλώνει πως ο παλμός είναι περιορισμένος σε χαμηλές συχνότητες. Είναι ιδιαίτερα κατάλληλη για την ανάλυση δυναμικών συστημάτων που παρουσιάζουν απόκριση σε χαμηλές συχνότητες.

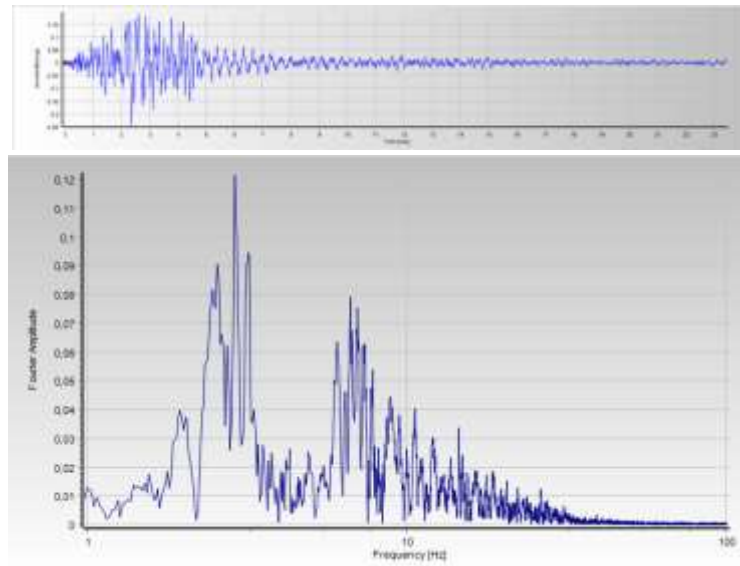
2. Ricker 6 Hz



Εικόνα 5.4: Χρονοϊστορία και φάσμα Fourier των επιταχύνσεων του Παλμού Ricker 6 Hz

Στο συγκεκριμένο παλμό παρατηρείται ισχυρή απόσβεση και πως η αρχική ταλάντωση αποσβέννυται γρήγορα. Η κορύφωση του παλμού βρίσκεται στα 6 – 7 Hz, με την σχετικά μυτερή κορυφή να υποδηλώνει ότι ο παλμός ανταποκρίνεται έντονα σε αυτή τη συχνότητα. Η διέγερση Ricker 6 Hz παρέχει πολύτιμα δεδομένα για τη μελέτη της δυναμικής απόκρισης συστημάτων σε υψηλότερες χαμηλές συχνότητες, συγκριτικά με την Ricker 2 Hz.

3. Καταγραφή Upland

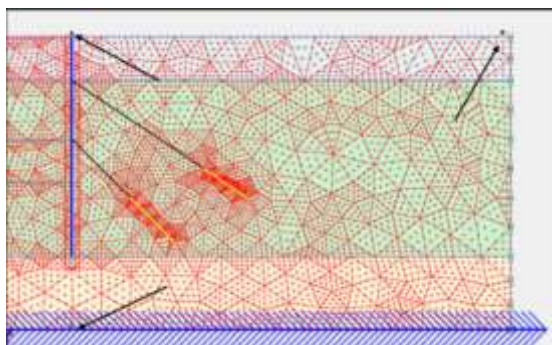


Εικόνα 5.5: Χρονοϊστορία και φάσμα Fourier των επιταχύνσεων της διέγερσης

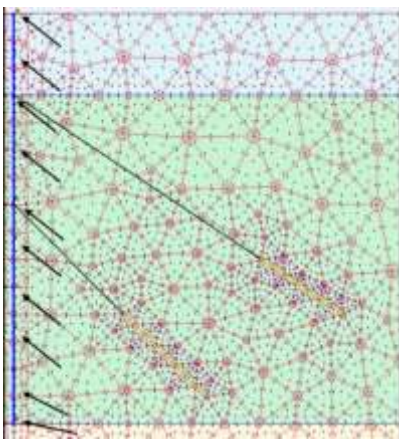
Η συγκεκριμένη διέγερση είναι μια καταγραφή του 1990 από την Καλιφόρνια που παρουσιάζει έντονες κορυφές σε χαμηλές συχνότητες στο φάσμα των 5–10 Hz που υποδηλώνει την κορύφωση της σε χαμηλές συχνότητες. Είναι χαρακτηριστική για την ανάλυση της δυναμικής απόκρισης συστημάτων που είναι ευαίσθητα σε χαμηλές συχνότητες.

5.4 1^η Περίπτωση: Διπλού χερσαίου τοίχου

Η γεωμετρία και τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την δημιουργία του προσομοιώματος παραμένουν τα ίδια με του προηγούμενου κεφαλαίου. Τα σημεία που επιλέχθηκαν για την διερεύνηση των δυναμικών αναλύσεων παρουσιάζονται στις εικόνες που ακολουθούν. Στην πρώτη εικόνα παρουσιάζονται τα σημεία που επιλέχθηκαν για την ανάλυση του διαγράμματος AF, για την μελέτη του πως δρουν τα εδαφικά στρώματα σε σχέση με την κατασκευή στην εκάστοτε διέγερση. Στην δεύτερη εικόνα παρουσιάζονται τα σημεία που επιλέχθηκαν κατά μήκος του τοίχου για την μελέτη των δυναμικών πιέσεων που ασκούνται κατά την διέγερση των εδαφικών υλικών πάνω στον τοίχο αντιστήριξης για την κατασκευή του PAF διαγράμματος. Όσο περισσότερα σημεία υπάρχουν πάνω στο τοίχο για το διάγραμμα PAF τόσο πιο ακριβή και αντιπροσωπευτικά θα είναι τα αποτελέσματα.



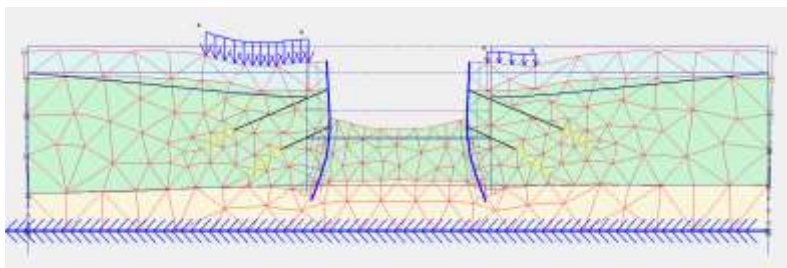
Εικόνα 5.6 : Παρουσίαση σημείων μελέτης για το διάγραμμα AF



Εικόνα 5.7 : Παρουσίαση σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF

Επομένως τα "Output" της κάθε διέγερσης παρουσιάζονται στην συνέχεια μαζί με τις ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις που ασκούνται πάνω στους τοίχους, τις συνολικές μετατοπίσεις τους και τα διαγράμματα AF και PAF.

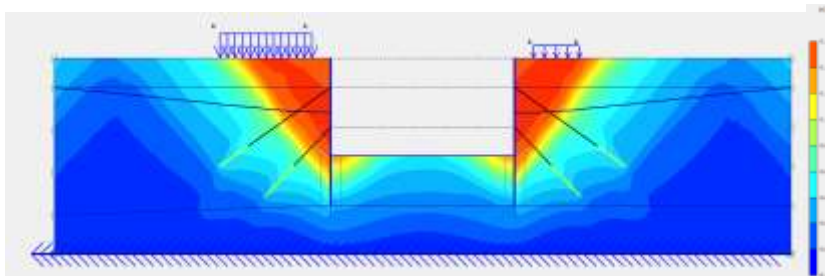
5.4.1 Παλμός Ricker 2Hz



Εικόνα 5.8: Παραμόρφωση προσομοιώματος στην χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Στην Εικόνα 5.8, παρουσιάζεται η παραμόρφωση του προσομοιώματος υπό την επίδραση της δυναμικής φόρτισης. Οι παραμορφώσεις εντοπίζονται κυρίως στις κορυφές των τοίχων αντιστήριξης και στις περιοχές επαφής μεταξύ των τοίχων και του εδαφικού υλικού.

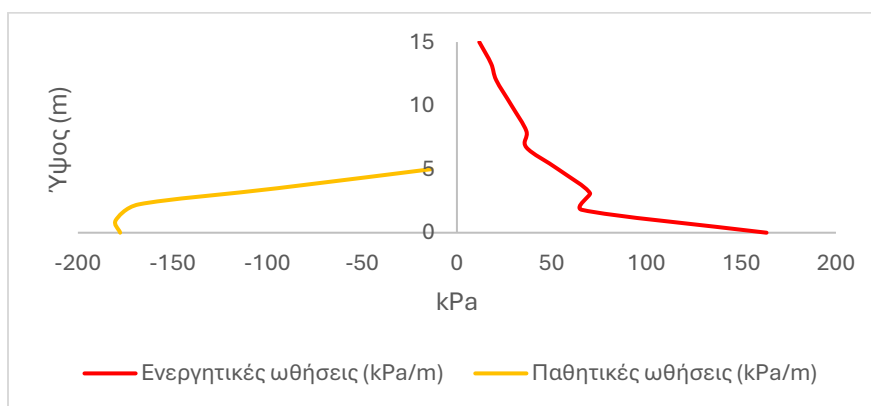
Αυτές οι περιοχές συγκέντρωσης παραμορφώσεων αποτελούν πιθανές ζώνες έντονης συγκέντρωσης τάσεων, υποδεικνύοντας την ανάγκη για ειδικό σχεδιασμό και ενίσχυση.



Εικόνα 5.9: Συνολικές μετατοπίσεις την χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η Εικόνα 5.9 απεικονίζει τις συνολικές μετατοπίσεις (Total Displacements) της κατασκευής. Οι μέγιστες μετατοπίσεις εντοπίζονται κοντά στις κορυφές των τοίχων αντιστήριξης, γεγονός που τονίζει τη σημασία ενίσχυσης των ανώτερων τμημάτων της κατασκευής για την αποφυγή αστοχίας. Παράλληλα, η κατανομή των μετατοπίσεων εμφανίζεται ομαλή, γεγονός που υποδεικνύει ότι η διέγερση Ricker 2 Hz προκαλεί σταδιακές και ελεγχόμενες παραμορφώσεις χωρίς σημαντικές ασυνέχειες στη δυναμική απόκριση.

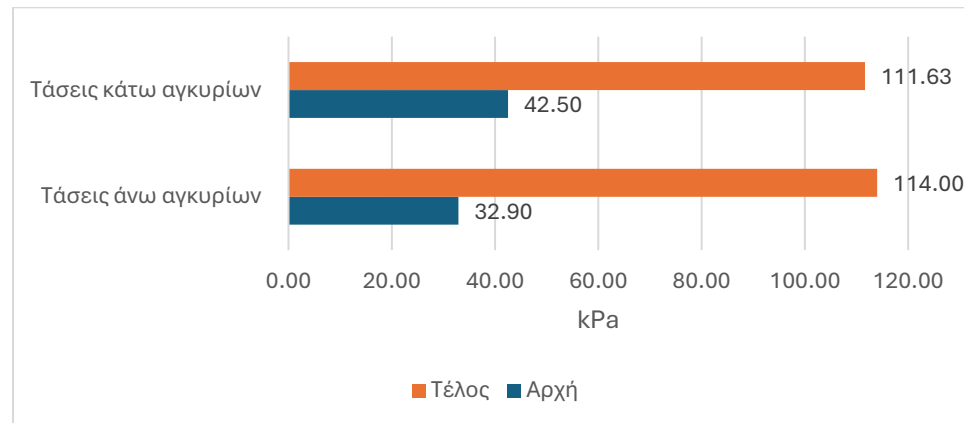
Συνολικά, ο συνδυασμός αυτών των δύο εικόνων υπογραμμίζει τη σημασία της ανάλυσης παραμορφώσεων και μετατοπίσεων για την κατανόηση της σεισμικής απόκρισης της κατασκευής. Τα σημεία μέγιστων μετατοπίσεων και παραμορφώσεων που καταγράφονται αποτελούν κρίσιμες ζώνες που απαιτούν περαιτέρω ανάλυση και ενδεχομένως πρόσθετες ενισχύσεις για τη βελτίωση της συνολικής ανθεκτικότητας της κατασκευής.



Διάγραμμα 5.5: Μέγιστες δυναμικές ωθήσεις δεξιού τοίχου την χρονική στιγμή $t=2 \text{ sec}$

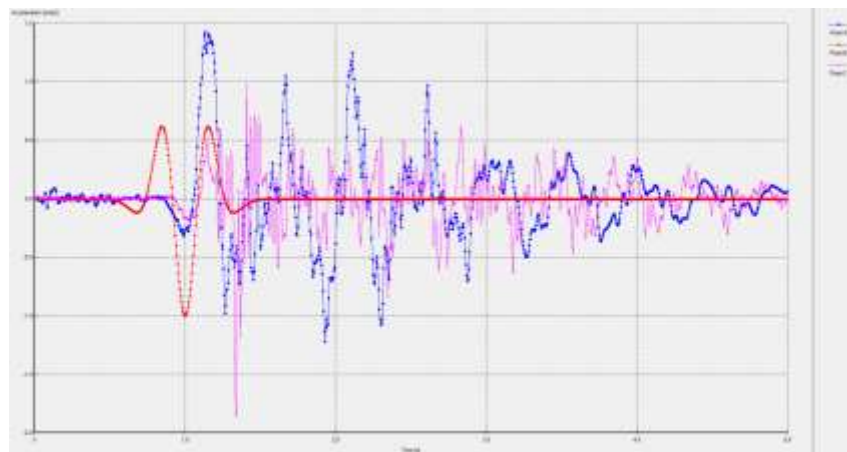
Το διάγραμμα 5.5 παρουσιάζει τις δυναμικές πιέσεις που ασκούνται στο αριστερό τοίχωμα αντιστήριξης, οι οποίες προκύπτουν από την αλληλεπίδραση του τοίχου με τα γειτονικά εδαφικά υλικά. Η κατανομή των πιέσεων εμφανίζει αυξομειώσεις κατά μήκος του ύψους του τοίχου, με τις υψηλότερες τιμές να παρατηρούνται κοντά στη βάση του, όπου οι

εδαφικές αντιδράσεις είναι εντονότερες, φτάνοντας τα 163kPa στη βάση. Οι πιέσεις παρουσιάζουν σταδιακή μείωση όσο πλησιάζουμε προς την κορυφή του τοίχου, ακολουθώντας τη φυσική κατανομή των δυναμικών φορτίων στα εδαφικά στρώματα. Η μέγιστη παθητική ώθηση καταγράφεται σε απόσταση ενός μέτρου από τη βάση του τοίχου και ανέρχεται στα -180 kPa.

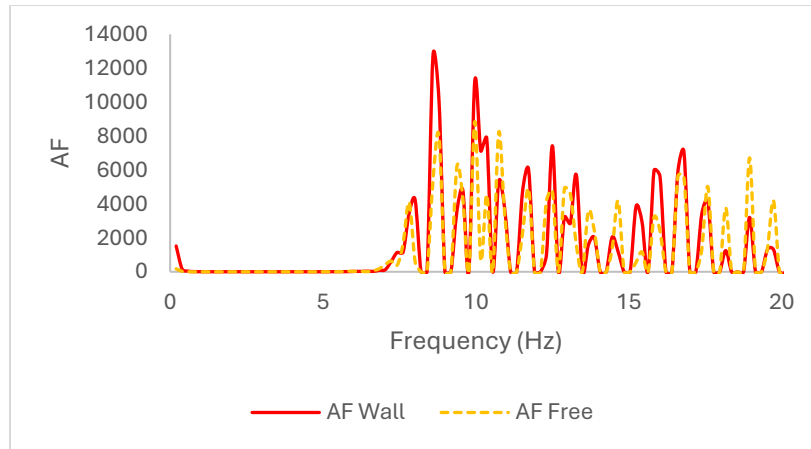


Διάγραμμα 5.6: Τάσεις των δεξιών αγκυρίων την χρονική στιγμή $t=2$ sec

Το διάγραμμα 5.6 παρουσιάζει τις τάσεις που καταπονούν τα δεξιά αγκύρια την χρονική στιγμή $t=2$ sec που καταγράφονται οι μέγιστες πιέσεις από τον παλμό Ricker 2 Hz. Παρατηρείται πως στο άνω αγκύριο η τάση στο τέλος του είναι μεγαλύτερη που υποδηλώνει πως καταπονούνται περισσότερο εφόσον οι μετατοπίσεις του τοίχου είναι μεγαλύτερες προς την κορυφή του.



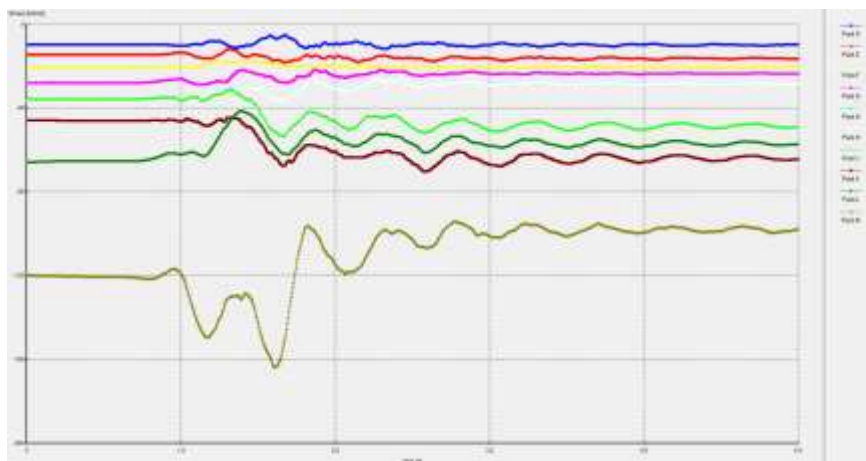
Εικόνα 5.10: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (Β) Βάση του προσομοιώματος και (C) κορυφή ελεύθερου πεδίου για τον παλμό Ricker 2 Hz



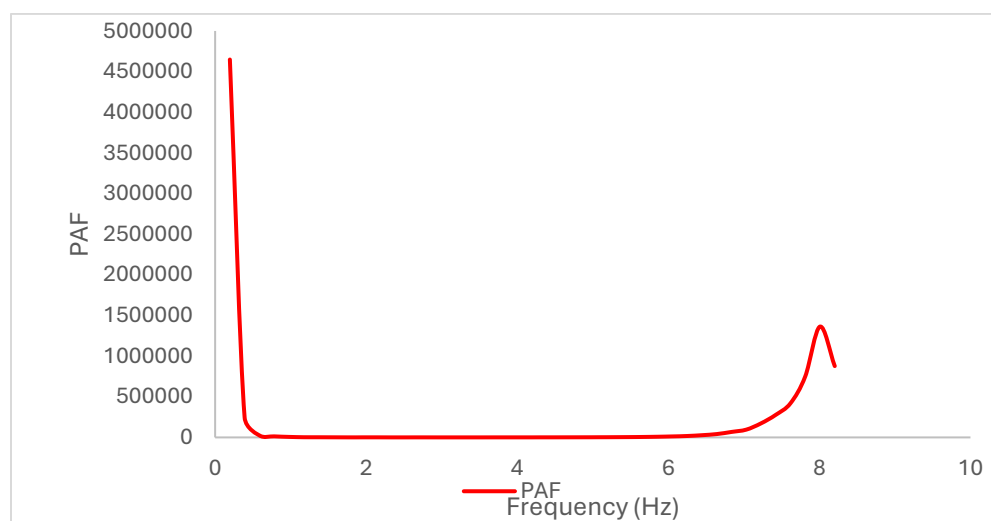
Διάγραμμα 5.7 : Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

Το Διάγραμμα 5.7 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) ως συνάρτηση της συχνότητας, υπολογισμένο για το παλμό Ricker 2 Hz. Ο Συντελεστή Ενίσχυση εκφράζει την αναλογία μεταξύ των φασμάτων Fourier της χρονοϊστορίας επιτάχυνσης στην κορυφή και τη βάση του τοίχου. Όπως φαίνεται, ο Συντελεστή Ενίσχυση παρουσιάζει σημαντική αύξηση σε συγκεκριμένες συχνότητες, με τη μέγιστη ενίσχυση να εμφανίζεται κοντά στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος, η οποία καθορίζεται κυρίως από την αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου και του επιχώματος. Η θεμελιώδης συχνότητα του συστήματος βρίσκεται περίπου στα 7.8 Hz, όπου παρατηρείται η μεγαλύτερη τιμή του AF, υποδεικνύοντας αυξημένη ευαισθησία του τοίχου στις σεισμικές διεγέρσεις αυτών των συχνοτήτων.

Για τις χαμηλές συχνότητες κοντά στα 2 Hz, που αντιστοιχούν στην επιβαλλόμενη διέγερση, το AF είναι συγκριτικά χαμηλότερος, γεγονός που υποδηλώνει περιορισμένη ενίσχυση των επιταχύνσεων σε αυτές τις περιοχές. Αυτό επιβεβαιώνει ότι η δυναμική απόκριση του τοίχου είναι λιγότερο έντονη σε χαμηλές συχνότητες, όπως αυτές του συγκεκριμένου παλμού. Η ανάλυση αυτή δείχνει ότι ο τοίχος είναι ιδιαίτερα ευάλωτος σε συχνότητες υψηλότερες από τη διέγερση των 2 Hz, με κυρίαρχες τις τιμές κοντά στα 8 Hz. Συνεπώς, απαιτείται προσεκτική μελέτη για την προστασία του από σεισμικές διεγέρσεις υψηλών συχνοτήτων που θα μπορούσαν να προκαλέσουν σημαντικές δομικές βλάβες.



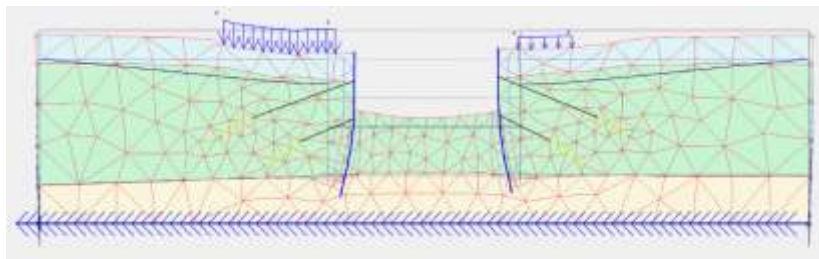
Εικόνα 5.11: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF για τον παλμό Ricker 2 Hz



Διάγραμμα 5.8: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

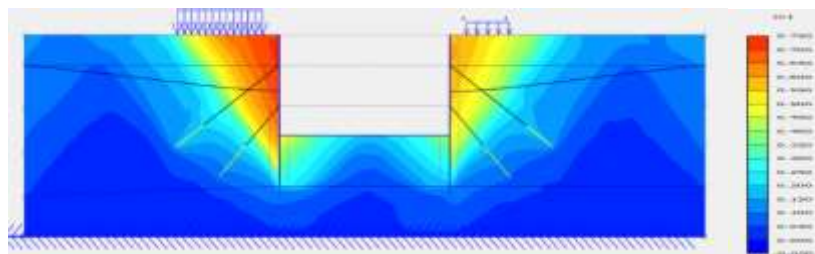
Το Διάγραμμα 5.8 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας. Το PAF εκφράζει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας της δυναμικής δύναμης που ασκείται στον τοίχο και του φάσματος Fourier της επιταχυνσιακής χρονοϊστορίας στη βάση του συστήματος. Το διάγραμμα αυτό παρέχει πληροφορίες για την ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων στον τοίχο σε διαφορετικές συχνότητες. Από το διάγραμμα, παρατηρείται ότι η μέγιστη τιμή του PAF εμφανίζεται στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου, η οποία εντοπίζεται κοντά στα 8 Hz. Αυτό υποδεικνύει ότι οι δυναμικές πιέσεις είναι ιδιαίτερα ενισχυμένες σε αυτές τις υψηλές συχνότητες, γεγονός που μπορεί να προκαλέσει σημαντικές δομικές βλάβες στον τοίχο κατά τη διάρκεια σεισμικών διεγέρσεων υψηλής έντασης.

5.4.2 Παλμός Ricker 6Hz



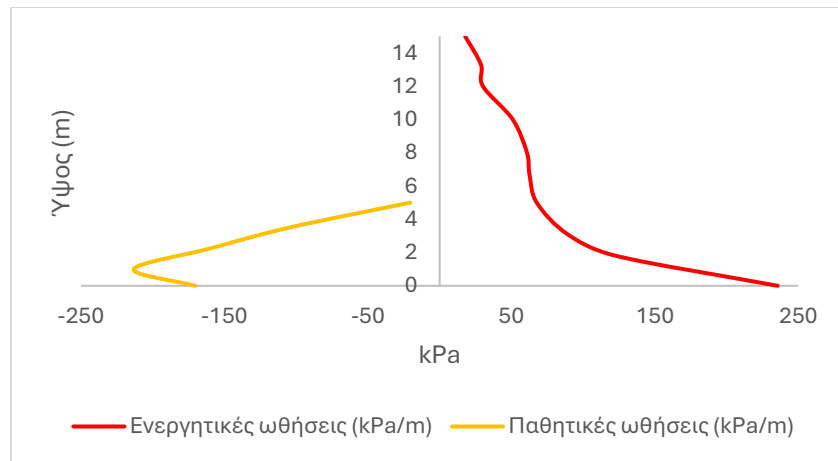
Εικόνα 5.12: Παραμόρφωση προσομοιώματος στην χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η εικόνα 5.12 δείχνει την παραμόρφωση του προσομοιώματος υπό τη σεισμική διέγερση Ricker 6 Hz. Η παραμόρφωση αφορά κυρίως τα ανώτερα τμήματα του τοίχου αντιστήριξης και τα γειτονικά εδαφικά στρώματα. Η ανάλυση της παραμόρφωσης βοηθά στον εντοπισμό περιοχών όπου συγκεντρώνονται τάσεις λόγω της σεισμικής διέγερσης. Αυτές οι περιοχές ενδέχεται να είναι κρίσιμες για την αξιολόγηση της ανθεκτικότητας της κατασκευής.



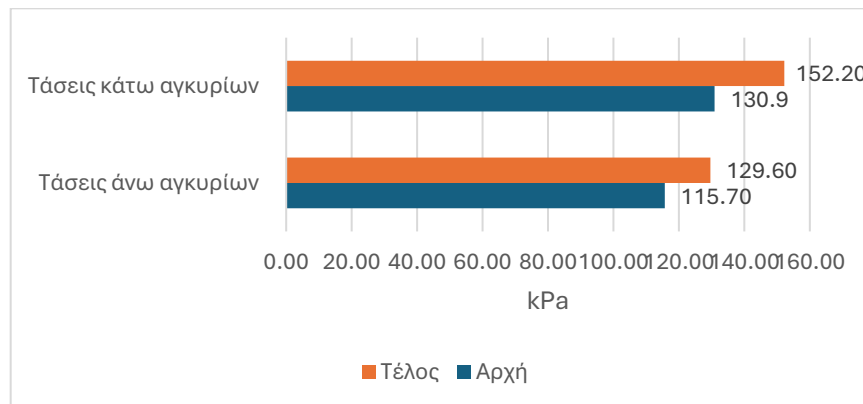
Εικόνα 5.13: Συνολικές μετατοπίσεις στην χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η εικόνα 5.13 παρουσιάζει την κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων στο προσομοίωμα. Οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρατηρούνται κοντά στην κορυφή του τοίχου, ενώ οι τιμές μειώνονται όσο πλησιάζουμε τη βάση. Αυτή η κατανομή υποδεικνύει τη σημαντική επίδραση της διέγερσης Ricker 6 Hz στις ανώτερες περιοχές του τοίχου, επισημαίνοντας την ανάγκη για ενίσχυση αυτών των περιοχών.



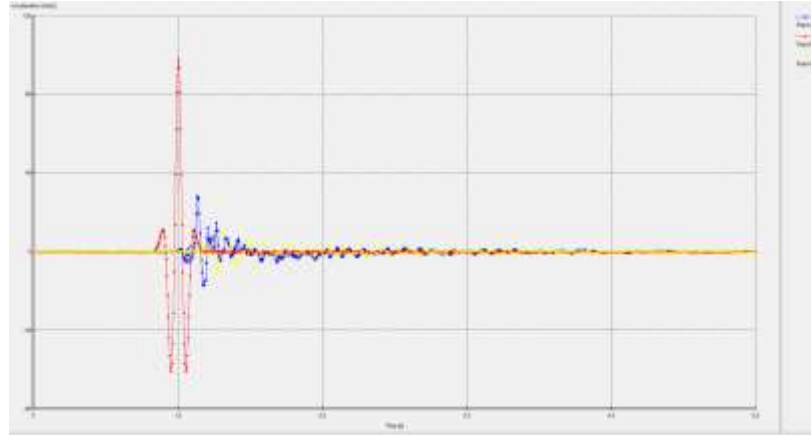
Διάγραμμα 5.9: Μείγιστες δυναμικές ωθήσεις δεξιού τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,3 \text{ sec}$

Το διάγραμμα 5.9 απεικονίζει τις δυναμικές πιέσεις που ασκούνται στον τοίχο αντιστήριξης. Οι πιέσεις είναι μεγαλύτερες στη βάση του τοίχου φτάνοντας τα 235 kPa, συγκριτικά δε με τις δυναμικές ωθήσεις του παλμού Ricker 2 Hz είναι κατά 70 kPa μεγαλύτερη. Επίσης και οι παθητικές ωθήσεις αυξάνονται σημαντικά καθώς η μέγιστη παθητική ώθηση είναι στο ένα μέτρο από τη βάση του τοίχου και ισούται με -213kPa.

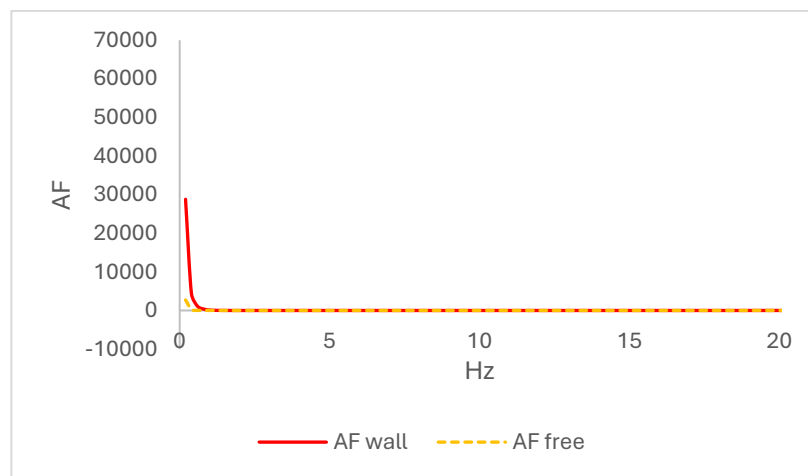


Διάγραμμα 5.10: Τάσεις των δεξιών αγκυρίων την χρονική στιγμή $t=1,1 \text{ sec}$

Το διάγραμμα 5.10 παρουσιάζει τις τάσεις που καταπονούν τα δεξιά αγκύρια την χρονική στιγμή $t=1,5 \text{ sec}$ που καταγράφονται οι μέγιστες πιέσεις από τον παλμό Ricker 6 Hz. Παρατηρείται πως στο κάτω αγκύριο η τάση στο τέλος του είναι μεγαλύτερη που υποδηλώνει πως καταπονούνται περισσότερο.



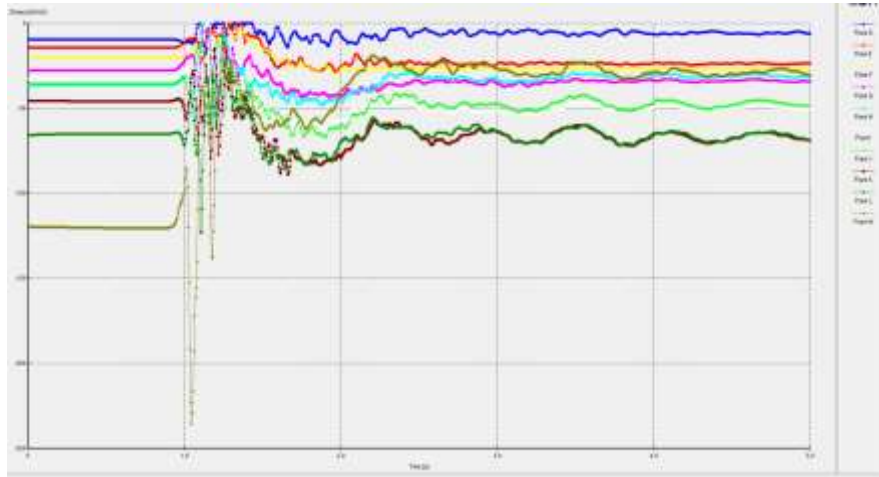
Εικόνα 5.14: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (Β) Βάση του προσομοιώματος και (C) κορυφή ελεύθερου πεδίου για τον παλμό Ricker 6 Hz



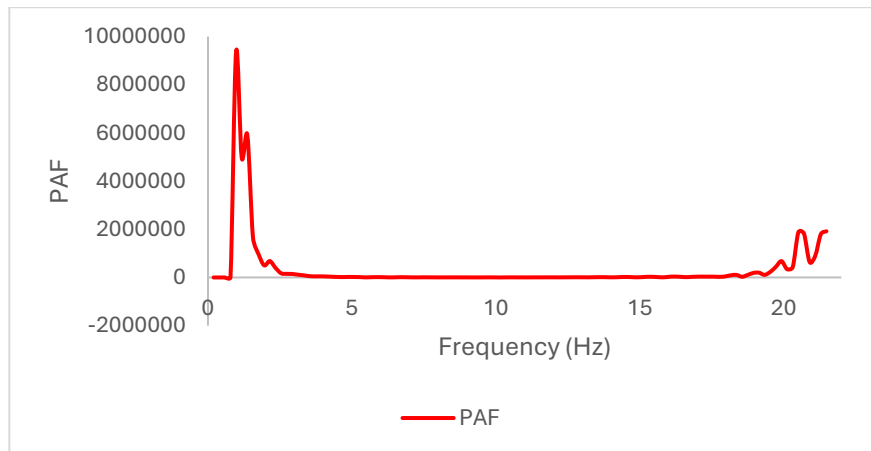
Διάγραμμα 5.11: : Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

Το Διάγραμμα 5.10 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) ως συνάρτηση της συχνότητας, υπολογισμένο για το παλμό Ricker 6 Hz. Το AF εκφράζει τη δυναμική απόκριση του συστήματος, συγκρίνοντας τις επιταχύνσεις στην κορυφή και στη βάση του τοίχου. Από το διάγραμμα, παρατηρούνται έντονες κορυφές στις συχνότητες περίπου κοντά στα 2 Hz, όπου οι τιμές του AF είναι σημαντικά υψηλότερες. Αυτές οι κορυφές αντιστοιχούν σε συντονισμό του συστήματος, γεγονός που υποδεικνύει αυξημένη σεισμική απόκριση. Η εμφάνιση αυτών των κορυφών οφείλεται στις δυναμικές ιδιότητες του τοίχου, της γεωμετρίας του επιχώματος, καθώς και στις χαρακτηριστικές συχνότητες του εδάφους. Για μεγαλύτερες συχνότητες, οι τιμές του AF είναι σχετικά χαμηλές και παραμένουν παρόμοιες με τον συντελεστή ενίσχυσης της ελεύθερης επιφάνειας (AF Free). Αυτό δείχνει ότι σε αυτές τις συχνότητες η δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου, του επιχώματος και του εδάφους δεν προκαλεί σημαντική ενίσχυση των επιταχύνσεων.

Η σύγκριση μεταξύ του AF Wall και του AF Free αναδεικνύει την κρίσιμη επίδραση της ύπαρξης του τοίχου στην ενίσχυση των επιταχύνσεων, ιδιαίτερα στις υψηλότερες συχνότητες. Οι υψηλότερες τιμές του AF Wall υποδεικνύουν την ανάγκη για ειδική ενίσχυση και μέτρα προστασίας στις ζώνες αυτές, ώστε να περιοριστεί η πιθανότητα δομικών βλαβών λόγω συντονισμού.



Εικόνα 5.15: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF



Διάγραμμα 5.12 : Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

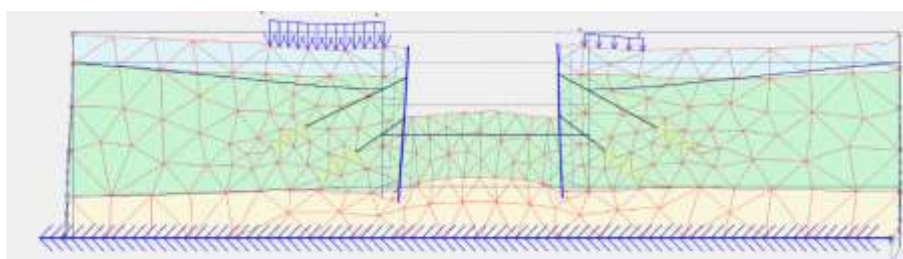
Το Διάγραμμα 5.12 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας. Το PAF εκφράζει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας της δυναμικής πίεσης και του φάσματος Fourier της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στη βάση του μοντέλου. Το διάγραμμα αυτό παρέχει πληροφορίες για την ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων στον τοίχο λόγω σεισμικών διεγέρσεων.

Από το διάγραμμα, παρατηρείται ότι το PAF εμφανίζει μέγιστες τιμές κοντά στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου, η οποία βρίσκεται στις

χαμηλές συχνότητες (κοντά στα 2 Hz). Αυτή η κορύφωση υποδεικνύει αυξημένη ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων στις συγκεκριμένες συχνότητες, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε σημαντικές φορτίσεις στον τοίχο, αυξάνοντας τον κίνδυνο δομικών βλαβών.

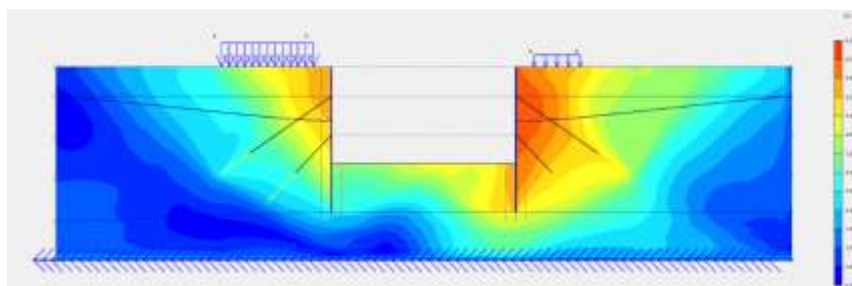
Στις υψηλότερες συχνότητες, οι τιμές του PAF μειώνονται σημαντικά και παραμένουν σχεδόν μηδενικές για μεγάλο εύρος συχνοτήτων. Ωστόσο, παρατηρείται μια μικρή αύξηση στις πιέσεις κοντά στις συχνότητες των 20 Hz, γεγονός που μπορεί να αποδοθεί σε τοπικά φαινόμενα συντονισμού λόγω γεωμετρικών ή δυναμικών χαρακτηριστικών του συστήματος.

5.4.3 Διέγερση Καταγραφή Upland



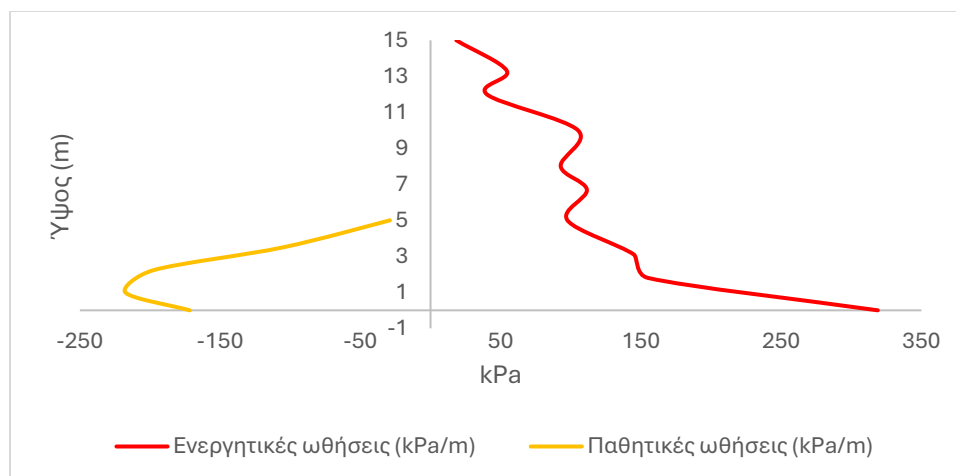
Εικόνα 5.16: Παραμόρφωση προσομοιώματος στην χρονική στιγμή $t=5$ sec

Η εικόνα 5.16 παρουσιάζει την παραμόρφωση του πλέγματος της κατασκευής υπό την επίδραση της διέγερσης καταγραφής Upland. Οι παραμορφώσεις εντοπίζονται κυρίως στις περιοχές επαφής μεταξύ του τοίχου και του εδαφικού υλικού, καθώς και στην κορυφή του τοίχου. Αυτές οι περιοχές υποδεικνύουν την έντονη αλληλεπίδραση των σεισμικών φορτίων με την κατασκευή, απαιτώντας ενδελεχή ανάλυση για την αποφυγή αστοχιών.



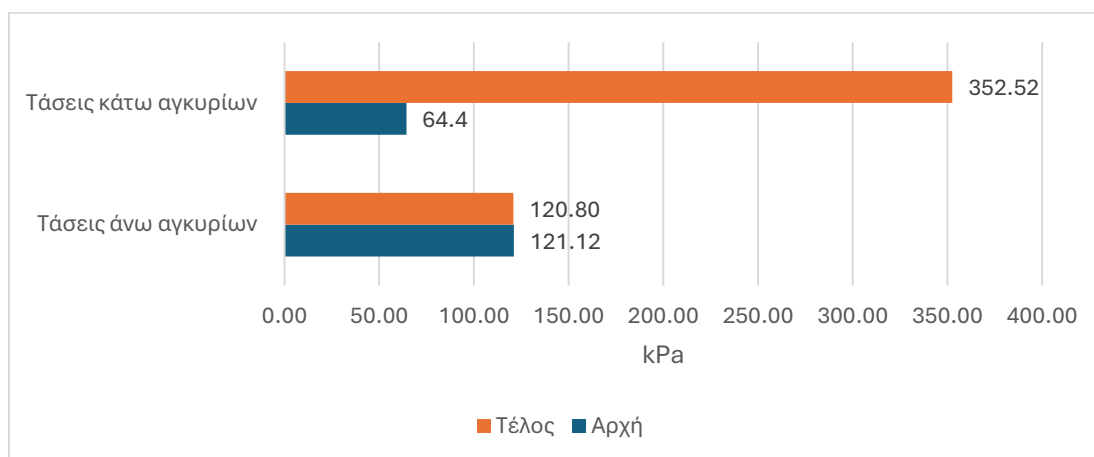
Εικόνα 5.17: Συνολικές μετατοπίσεις στην χρονική στιγμή $t=5$ sec

Η εικόνα 5.17 δείχνει την κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων στο προσομοίωμα. Οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρατηρούνται στις ανώτερες ζώνες του τοίχου αντιστήριξης, ενώ οι τιμές μειώνονται όσο πλησιάζουμε τη βάση. Αυτό επιβεβαιώνει τη σημασία ενίσχυσης των ανώτερων περιοχών της κατασκευής, καθώς αυτές είναι οι πιο ευάλωτες στη σεισμική φόρτιση.



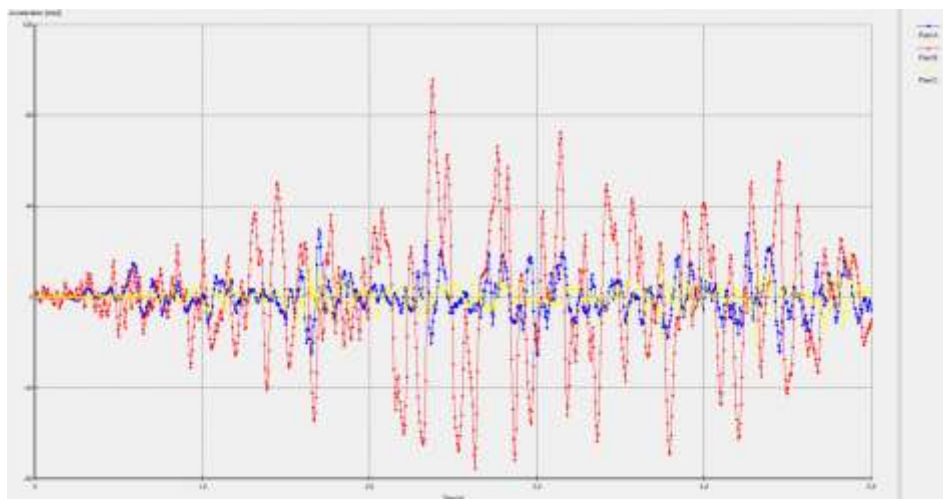
Διάγραμμα 5.13: Μείγιστες δυναμικές ωθήσεις δεξιού τοίχου την χρονική στιγμή $t=2,8$ sec

Το διάγραμμα 5.13 δείχνει τις δυναμικές πιέσεις που ασκούνται στον τοίχο αντιστήριξης κατά μήκος του ύψους του. Οι πιέσεις είναι υψηλότερες κοντά στη βάση του τοίχου με την μέγιστη τιμή να βρίσκεται στη βάση του τοίχου στα 319 kPa, κάνοντας την συγκεκριμένη διέγερση την πιο ισχυρή καθώς από τον παλμό Ricker 6 Hz είναι μεγαλύτερη κατά 84 kPa και από τον παλμό Ricker 2 Hz 154 kPa. Τέλος στις παθητικές ωθήσεις δεν παρατηρείται καμία σημαντική αύξηση ή αλλαγή καθώς η μέγιστη παθητική ώθηση είναι στα -217.65 kPa στο 1 μέτρο από την βάση του τοίχου.

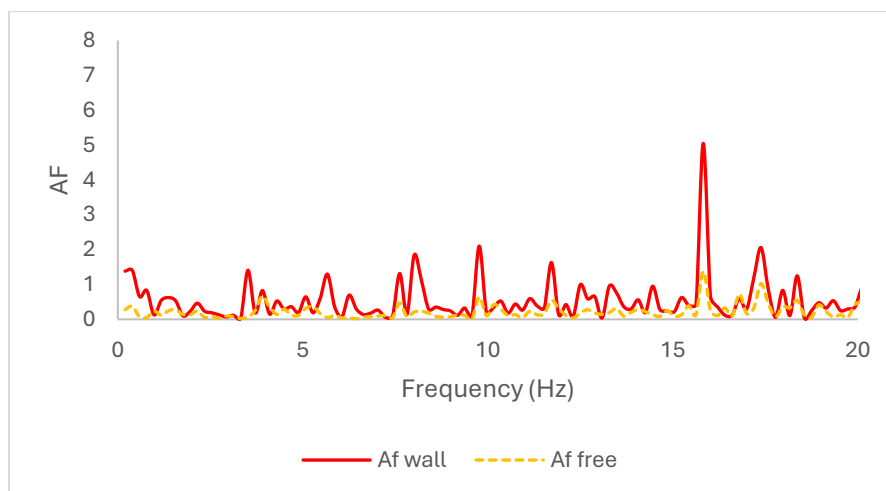


Διάγραμμα 5.14: Τάσεις των δεξιών αγκυρίων την χρονική στιγμή $t=1,1$ sec

Το διάγραμμα 5.10 παρουσιάζει τις τάσεις που καταπονούν τα δεξιά αγκύρια την χρονική στιγμή $t=1,1$ sec που καταγράφονται οι μέγιστες πιέσεις από την καταγραφή Upland. Παρατηρείται πως στο κάτω αγκύριο η τάση στο τέλος του είναι μεγαλύτερη που υποδηλώνει πως καταπονείται περισσότερο.

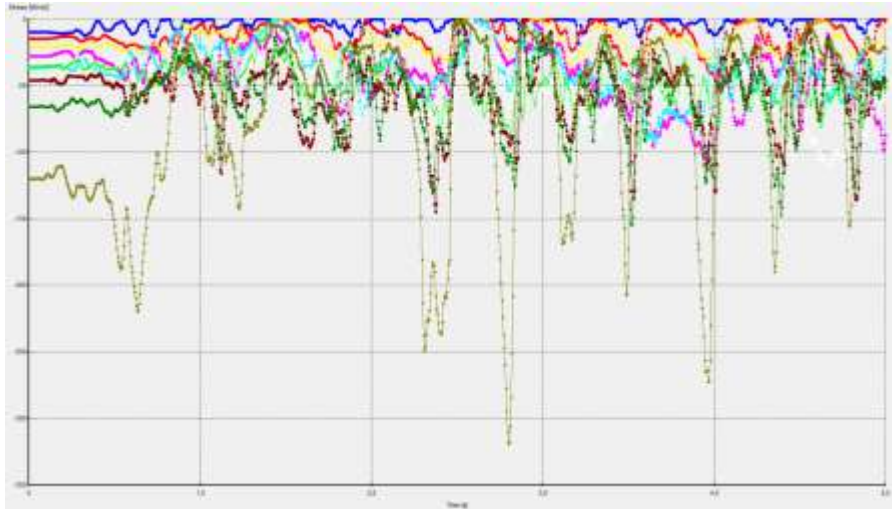


Εικόνα 5.18: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (Β) Βάση του προσομοιώματος και (C) κορυφή ελεύθερου πεδίου για τον καταγραφή Upland

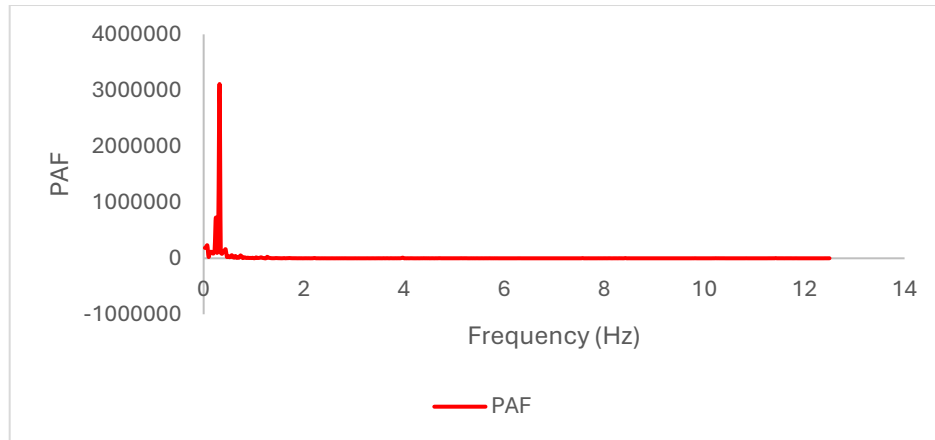


Διάγραμμα 5.14: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

Το Διάγραμμα 5.14 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) ως συνάρτηση της συχνότητας, συγκρίνοντας την απόκριση του τοίχου (AF Wall) με την απόκριση στην ελεύθερη επιφάνεια χωρίς την παρουσία τοίχου (AF Free). Στις χαμηλές συχνότητες, που κυμαίνονται μεταξύ 0 και 10 Hz, οι τιμές του AF παραμένουν χαμηλές και για τις δύο περιπτώσεις, γεγονός που υποδηλώνει ότι η ενίσχυση των επιταχύνσεων στις περιοχές αυτές είναι περιορισμένη και δεν επηρεάζεται σημαντικά από την παρουσία του τοίχου.



Εικόνα 5.19: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF



Διάγραμμα 5.15: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

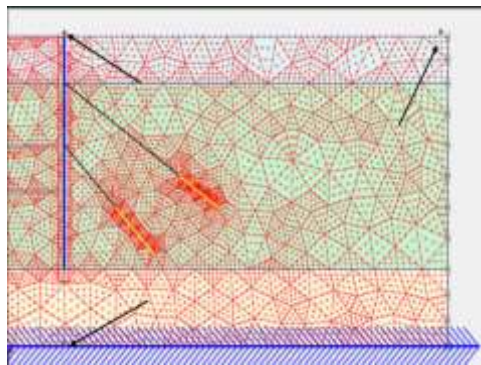
Το Διάγραμμα 5.15 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας, ο οποίος εκφράζει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας της δυναμικής πίεσης και του φάσματος Fourier της επιταχυνσιακής χρονοϊστορίας στη βάση του συστήματος. Από το διάγραμμα προκύπτει ότι ο PAF παρουσιάζει τη μέγιστη τιμή του στις χαμηλές συχνότητες, ιδιαίτερα κοντά στο 1 Hz. Αυτή η έντονη κορύφωση οφείλεται στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου, η οποία κυριαρχεί στη δυναμική του συμπεριφορά.

Στις υψηλότερες συχνότητες, οι τιμές του PAF μειώνονται δραστικά και παραμένουν σε σχετικά χαμηλά επίπεδα για το υπόλοιπο φάσμα συχνοτήτων. Η συμπεριφορά αυτή υποδεικνύει ότι οι δυναμικές πιέσεις επηρεάζονται κυρίως από τις χαμηλές συχνότητες, όπου καταγράφεται η υψηλότερη ενίσχυση. Αυτή η μείωση στις υψηλότερες συχνότητες μπορεί να

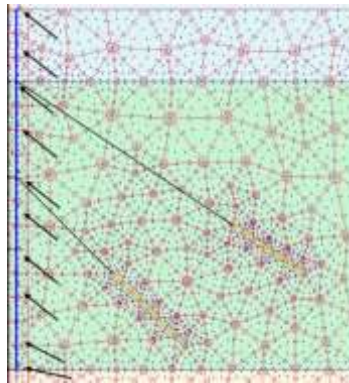
εξηγηθεί από το γεγονός ότι οι ανώτερες συχνότητες δεν αλληλεπιδρούν τόσο ισχυρά με τη δυναμική γεωμετρία του συστήματος.

5.5 2η Περίπτωση: Μονού χερσαίου τοίχου

Η γεωμετρία και τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την δημιουργία του προσομοιώματος παραμένουν τα ίδια με του προηγούμενου κεφαλαίου. Τα σημεία που επιλέχθηκαν για την διερεύνηση των δυναμικών αναλύσεων παρουσιάζονται στις εικόνες που ακολουθούν και είναι τα ίδια με της πρώτης περίπτωσης καθώς η δεύτερη περίπτωση είναι μια παραλλαγή της πρώτης

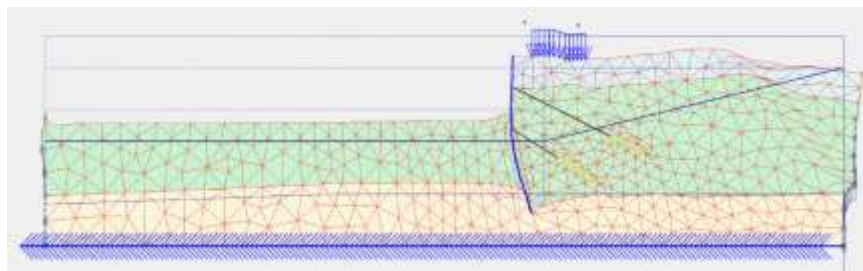


Εικόνα 5.20 : Παρουσίαση σημείων μελέτης για το διάγραμμα AF



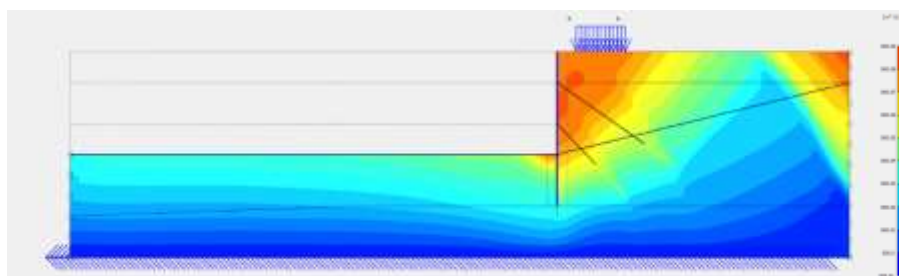
Εικόνα 5.21 : Παρουσίαση σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF

5.5.1 Παλμός Ricker 2 Hz



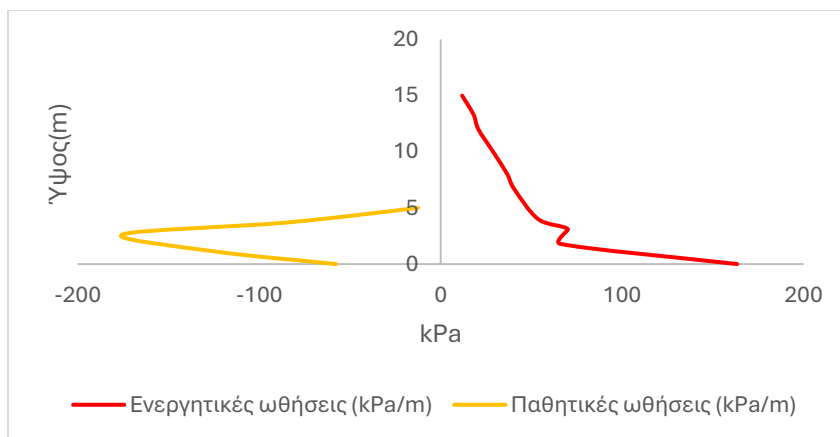
Εικόνα 5.22: Παραμόρφωση προσομοιώματος στην χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η εικόνα 5.22 παρουσιάζει την παραμόρφωση του πλέγματος της κατασκευής λόγω του παλμού Ricker 2 Hz. Οι παραμορφώσεις συγκεντρώνονται κυρίως στις περιοχές επαφής μεταξύ του τοίχου και του εδάφους, καθώς και στα ανώτερα τμήματα του τοίχου. Αυτές οι περιοχές αποτελούν κρίσιμα σημεία για την αξιολόγηση της ανθεκτικότητας της κατασκευής στις δυναμικές φορτίσεις.



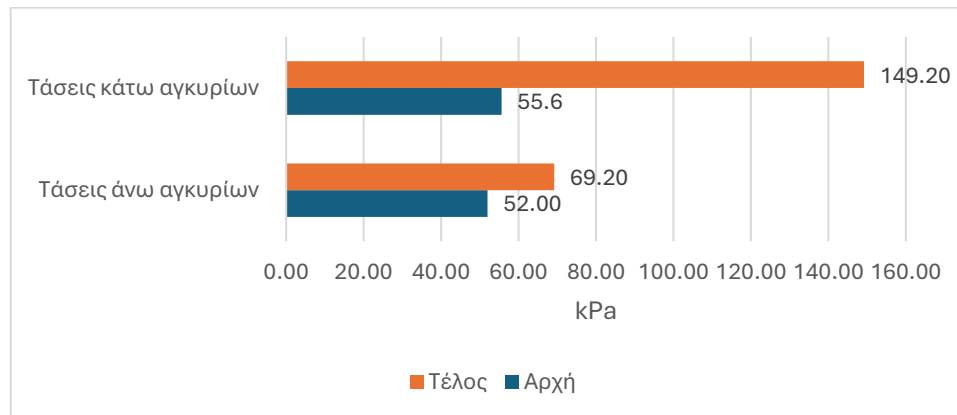
Εικόνα 5.23: Συνολικές μετατοπίσεις στην χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η εικόνα 5.23 δείχνει την κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων στον τοίχο και το έδαφος. Οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρατηρούνται στην κορυφή του τοίχου αντιστήριξης, ενώ μειώνονται σταδιακά προς τη βάση. Αυτή η κατανομή είναι χαρακτηριστική της απόκρισης της κατασκευής στον παλμό και υποδεικνύει την ανάγκη ενίσχυσης των ανώτερων περιοχών.



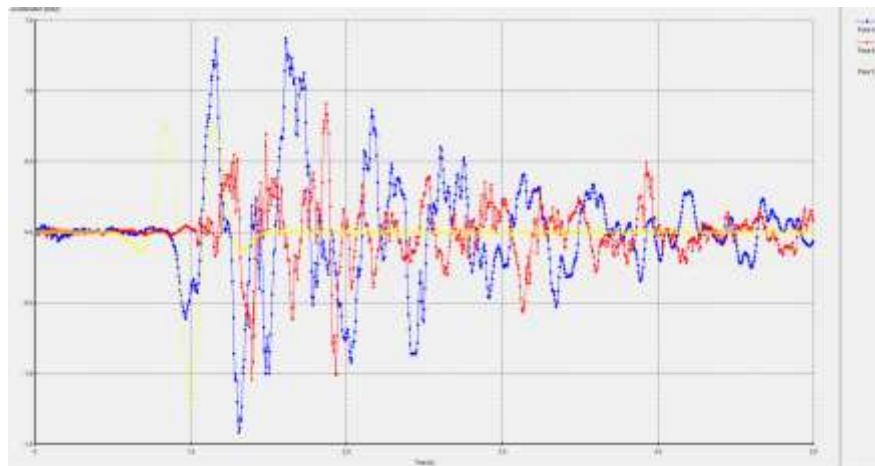
Διάγραμμα 5.16: Μέγιστες δυναμικές ωθήσεις τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,8 \text{ sec}$

Το διάγραμμα 5.16 απεικονίζει τις δυναμικές πιέσεις που ασκούνται στο τοίχωμα από τα γειτονικά εδαφικά στρώματα. Οι πιέσεις είναι μεγαλύτερες στη βάση του τοίχου, φτάνοντας τα 163.37 kPa. Οι παθητικές ωθήσεις φτάνουν τα -175.5 kPa στα 2.5 μέτρα από την βάση του τοίχου.

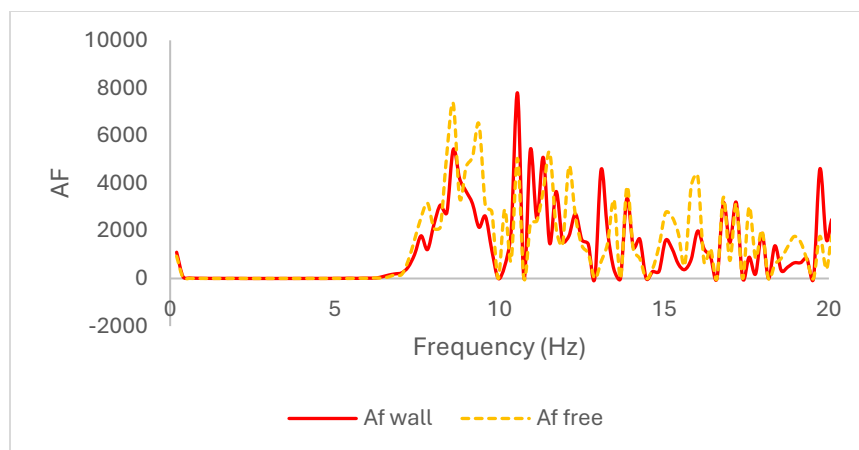


Διάγραμμα 5.17: Τάσεις των αγκυρίων την χρονική στιγμή $t=1,6$ sec

Το διάγραμμα 5.10 παρουσιάζει τις τάσεις που καταπονούν τα δεξιά αγκύρια την χρονική στιγμή $t=1,6$ sec που καταγράφονται οι μέγιστες πιέσεις από το παλμό Ricker 2Hz. Παρατηρείται πως στο κάτω αγκύριο η τάση στο τέλος του είναι μεγαλύτερη που υποδηλώνει πως καταπονείται περισσότερο.



Εικόνα 5.24: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (Β) Βάση του προσομοιώματος και (C) κορυφή ελεύθερου πεδίου για το παλμό Ricker 2Hz

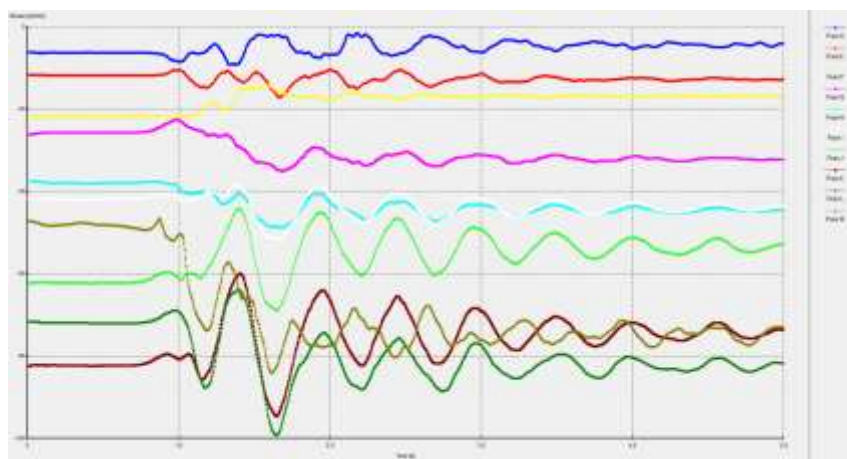


Διάγραμμα 5.18: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

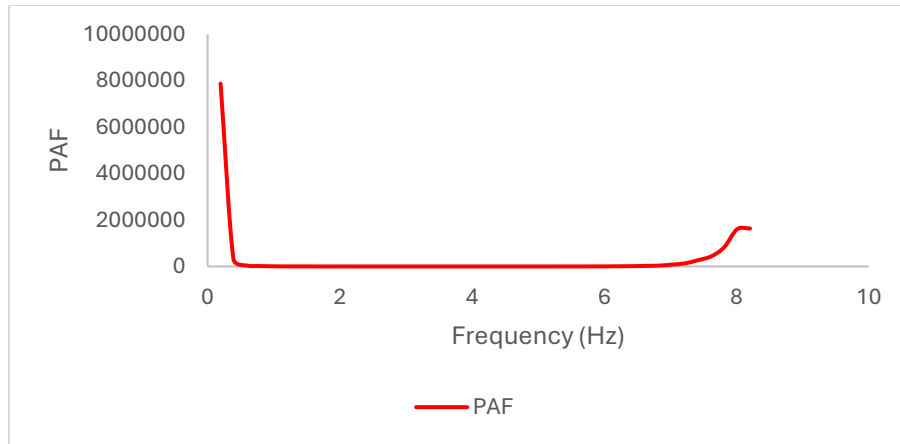
Το Διάγραμμα 5.18 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) ως συνάρτηση της συχνότητας, συγκρίνοντας την απόκριση του τοίχου (AF Wall) με την απόκριση στην ελεύθερη επιφάνεια χωρίς την παρουσία τοίχου (AF Free). Το AF εκφράζει τη δυναμική απόκριση του συστήματος μέσω της αναλογίας των επιταχύνσεων σε διαφορετικά σημεία του συστήματος.

Όπως φαίνεται, το AF παρουσιάζει έντονες κορυφές κοντά στις συχνότητες των 10 Hz και 20 Hz, με τον AF Wall να έχει υψηλότερες τιμές σε αυτές τις περιοχές, συγκριτικά με τον AF Free. Αυτή η διαφορά αποδεικνύει τη σημαντική επίδραση του τοίχου στην ενίσχυση των επιταχύνσεων, ιδιαίτερα στις ζώνες αυτές, λόγω της αλληλεπίδρασης του τοίχου με το έδαφος και το υλικό επιχώματος.

Στις χαμηλές συχνότητες, κάτω από 10 Hz, οι τιμές του AF είναι σχετικά χαμηλές και παρόμοιες και για τις δύο περιπτώσεις, κάτι που δείχνει ότι η επίδραση της παρουσίας ή της απουσίας του τοίχου είναι περιορισμένη σε αυτές τις ζώνες συχνοτήτων.



Εικόνα 5.25: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF



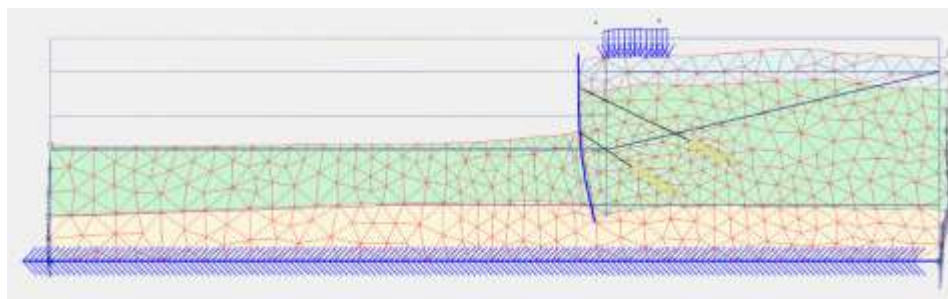
Διάγραμμα 5.19 : Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

Το Διάγραμμα 5.19 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας. Το PAF εκφράζει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας της δυναμικής πίεσης και του φάσματος Fourier της επιταχυνσιακής χρονοϊστορίας που επιβάλλεται στη βάση του τοίχου, παρέχοντας πληροφορίες για την ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων σε διαφορετικές ζώνες συχνοτήτων.

Από το διάγραμμα, παρατηρείται μια έντονη κορύφωση του PAF στις πολύ χαμηλές συχνότητες, ιδιαίτερα κοντά στο 1 Hz. Αυτή η μέγιστη ενίσχυση υποδεικνύει τη σημαντική ευαισθησία του συστήματος στις χαμηλές συχνότητες, οι οποίες αντιστοιχούν στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου. Η κορύφωση αυτή υποδεικνύει ότι οι πιέσεις αυξάνονται σημαντικά στις συγκεκριμένες συχνότητες, γεγονός που μπορεί να οδηγήσει σε έντονες δυναμικές φορτίσεις του τοίχου και να επηρεάσει τη σταθερότητά του.

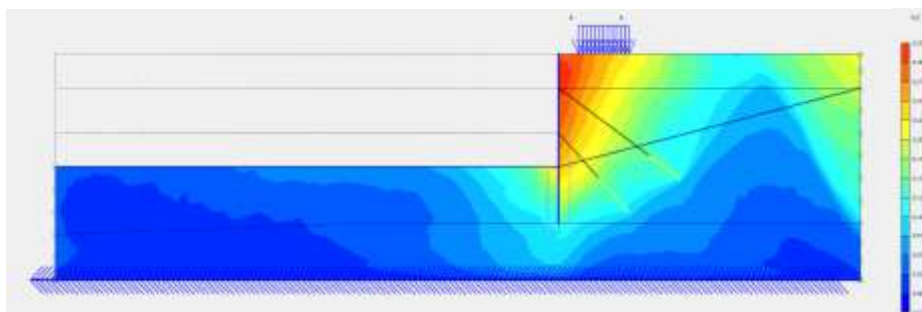
Στις υψηλότερες συχνότητες, οι τιμές του PAF μειώνονται σημαντικά και παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα μέχρι περίπου τα 6 Hz. Ωστόσο, παρατηρείται μια μικρή αύξηση στις πιέσεις κοντά στα 8 Hz, κάτι που υποδηλώνει την πιθανότητα εμφάνισης τοπικών δυναμικών ενισχύσεων σε αυτή τη ζώνη συχνοτήτων.

5.5.2 Παλμός Ricker 6 Hz



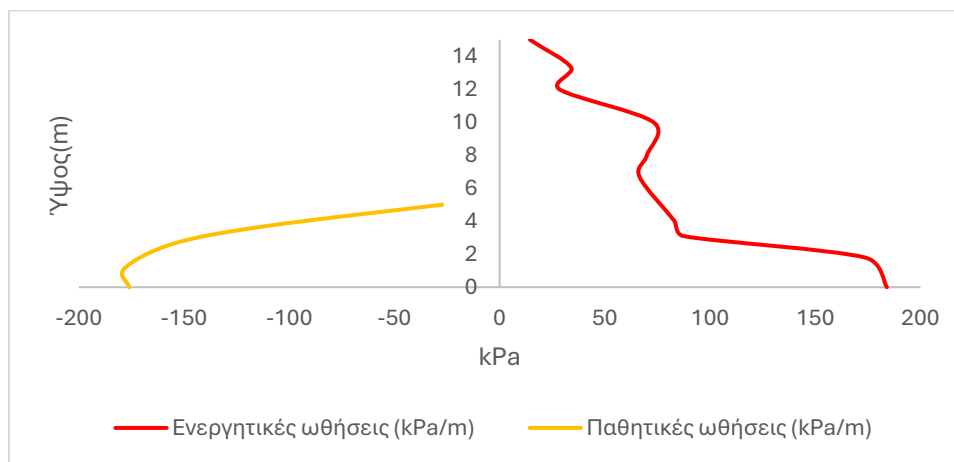
Εικόνα 5.26: Παραμόρφωση προσομοιώματος στην χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η εικόνα 5.26 δείχνει την παραμόρφωση του πλέγματος της κατασκευής λόγω του παλμού Ricker 6 Hz. Η παραμόρφωση επικεντρώνεται κυρίως στις περιοχές επαφής μεταξύ του τοίχου και του εδάφους και στις ανώτερες ζώνες του τοίχου. Αυτές οι περιοχές παρουσιάζουν αυξημένη τάση, γεγονός που τις καθιστά κρίσιμες για την αξιολόγηση της ανθεκτικότητας της κατασκευής.



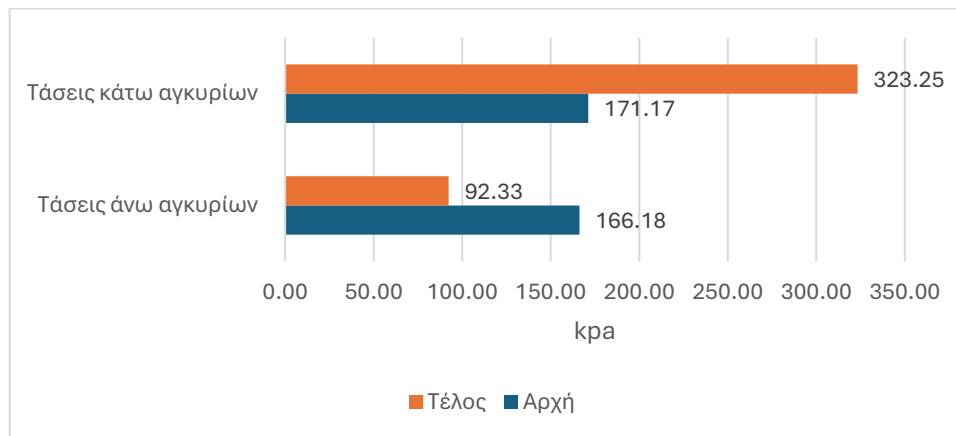
Εικόνα 5.27: Συνολικές μετατοπίσεις την χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η εικόνα 5.27 καταγράφει την κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων στον τοίχο αντιστήριξης και το γειτονικό έδαφος. Οι μέγιστες μετατοπίσεις εντοπίζονται στην κορυφή του τοίχου, όπου παρατηρείται αυξημένη δυναμική απόκριση, ενώ οι τιμές μειώνονται σταδιακά προς τη βάση. Η κατανομή αυτή υποδεικνύει ότι τα ανώτερα τμήματα του τοίχου είναι πιο ευάλωτα σε σεισμικά φορτία.



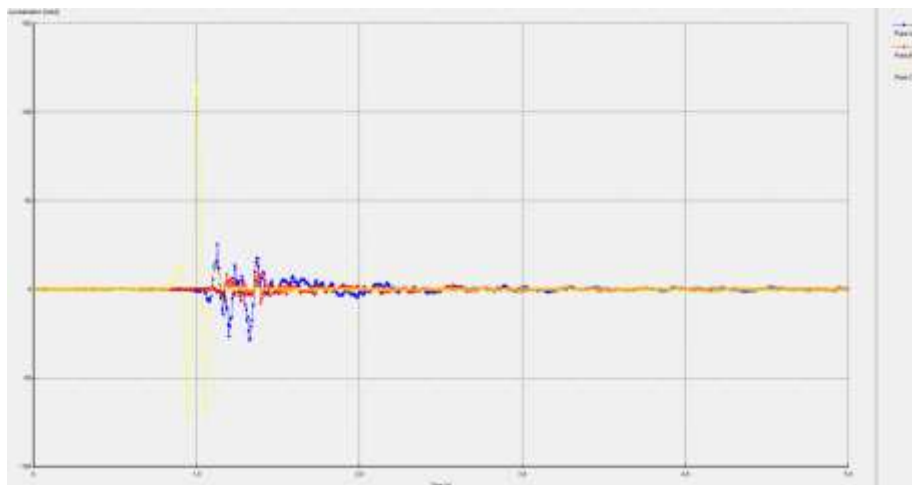
Διάγραμμα 5.20: Μέγιστες δυναμικές ωθήσεις τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,2 \text{ sec}$

Το διάγραμμα 5.20 παρουσιάζει τις δυναμικές πιέσεις που ασκούνται στο τοίχωμα από το γειτονικό έδαφος κατά τη διέγερση Ricker 6 Hz. Οι πιέσεις είναι εντονότερες κοντά στη βάση του τοίχου, φτάνοντας στην βάση του τα 184 kPa, 20 kPa μεγαλύτερη από τον προηγούμενο παλμό. Η μέγιστη παθητική ώθηση είναι στα -178.5 kPa στα 1.1 μέτρα από την βάση του τοίχου.

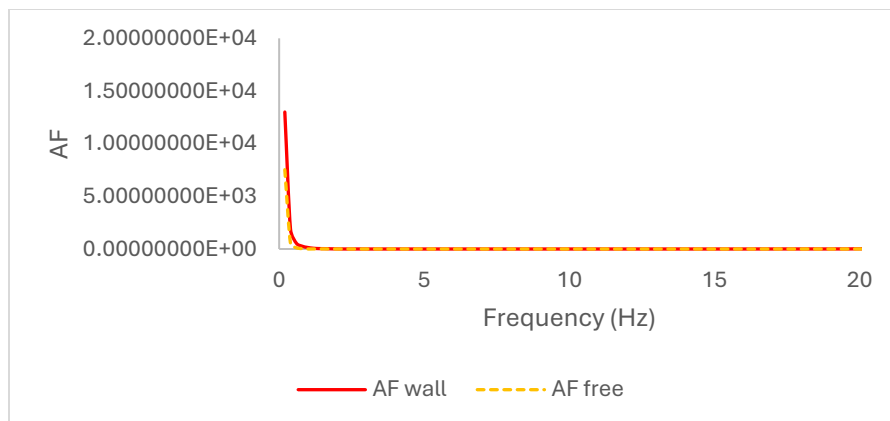


Διάγραμμα 5.21: Τάσεις των αγκυρίων την χρονική στιγμή $t=1,2$ sec

Το διάγραμμα 5.21 παρουσιάζει τις τάσεις που καταπονούν τα δεξιά αγκύρια την χρονική στιγμή $t=1,2$ sec που καταγράφονται οι μέγιστες πιέσεις από το παλμό Ricker 6 Hz. Παρατηρείται πως στο κάτω αγκύριο η τάση στο τέλος του είναι μεγαλύτερη που υποδηλώνει πως καταπονείται περισσότερο.



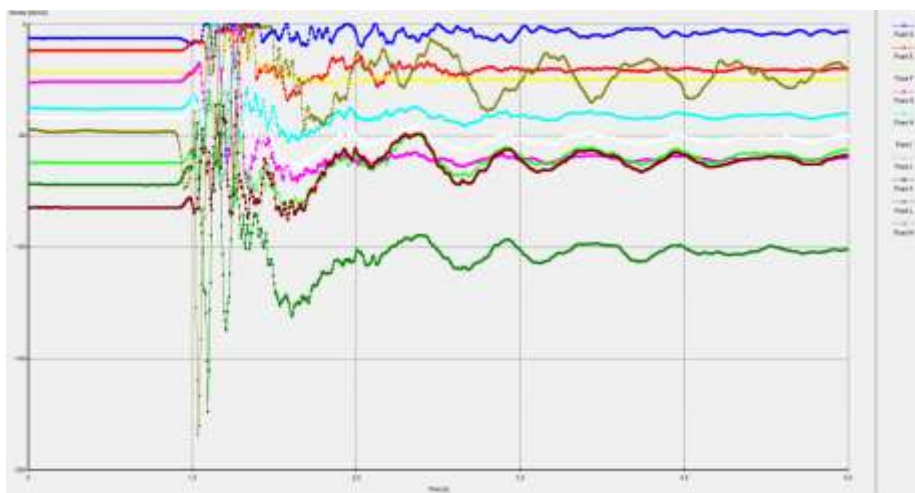
Εικόνα 5.28: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (C) Βάση του προσομοιώματος και (B) κορυφή ελεύθερου πεδίου για το παλμό Ricker 6Hz



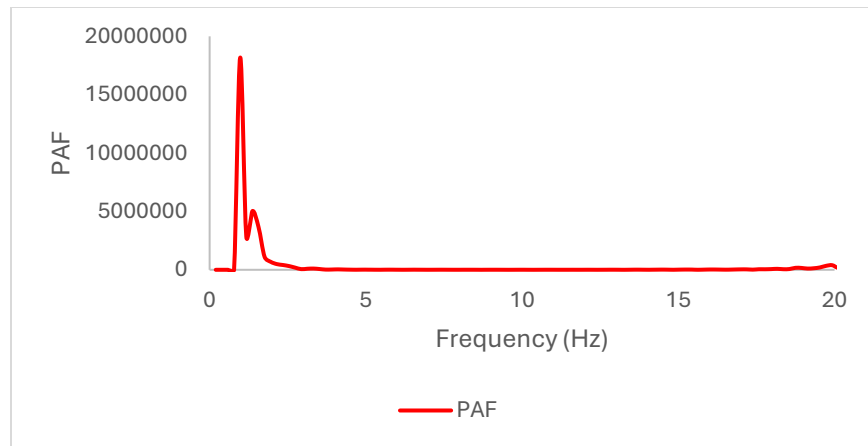
Διάγραμμα 5.22: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

Το Διάγραμμα 5.22 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) σε συνάρτηση της συχνότητας, συγκρίνοντας την απόκριση του τοίχου (AF Wall) με την απόκριση στην ελεύθερη επιφάνεια χωρίς την παρουσία τοίχου (AF Free). Το AF χρησιμοποιείται για την εκτίμηση της δυναμικής απόκρισης του συστήματος μέσω της ενίσχυσης των επιταχύνσεων σε διαφορετικές ζώνες συχνοτήτων.

Από το διάγραμμα προκύπτει ότι οι τιμές του AF Wall και του AF Free παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά στις χαμηλές συχνότητες (0-10 Hz), όπου παρατηρείται σχετικά χαμηλή ενίσχυση των επιταχύνσεων. Σε αυτές τις συχνότητες, η παρουσία του τοίχου δεν έχει σημαντική επίδραση στη δυναμική απόκριση.



Εικόνα 5.29: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF

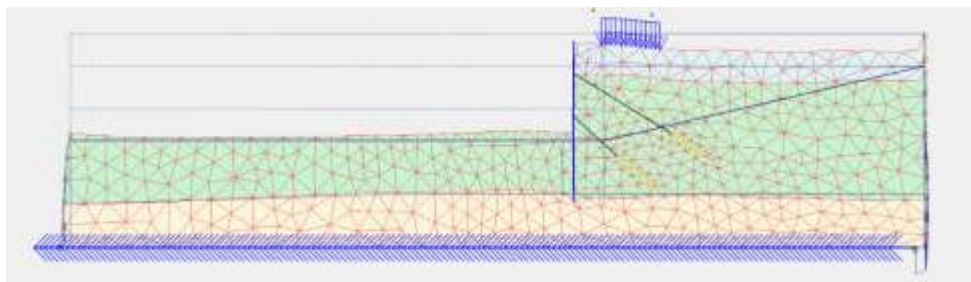


Διάγραμμα 5.23: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

Το Διάγραμμα 5.23 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας. Ο PAF εκφράζει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της δυναμικής πίεσης και της επιταχυνσιακής ιστορίας στη βάση του συστήματος, παρέχοντας πολύτιμες πληροφορίες για την ενίσχυση των πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο σε διάφορες ζώνες συχνοτήτων. Όπως φαίνεται, η υψηλότερη τιμή του PAF παρατηρείται στις χαμηλές συχνότητες, ιδιαίτερα κοντά στα 2 Hz, όπου καταγράφεται έντονη ενίσχυση της δυναμικής πίεσης. Αυτή η κορύφωση αντιστοιχεί στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος, υποδεικνύοντας ότι οι χαμηλές συχνότητες έχουν τον μεγαλύτερο αντίκτυπο στις πιέσεις που ασκούνται στον τοίχο. Η δυναμική αυτή συμπεριφορά αποδίδεται στη συντονιστική επίδραση της γεωμετρίας και της διάταξης του τοίχου και του επιχώματος.

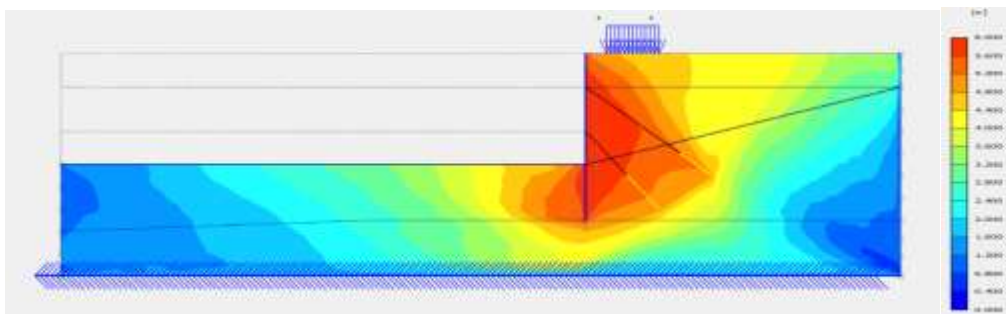
Στις υψηλότερες συχνότητες (π.χ., άνω των 5 Hz), οι τιμές του PAF μειώνονται σημαντικά, παραμένοντας σε χαμηλά επίπεδα μέχρι περίπου τα 20 Hz. Ωστόσο, κοντά στα 20 Hz, παρατηρείται μια ελαφρά αύξηση, η οποία μπορεί να συνδέεται με τοπικά φαινόμενα δυναμικής ενίσχυσης ή με την αλληλεπίδραση συγκεκριμένων χαρακτηριστικών του συστήματος.

5.5.3 Διέγερση καταγραφή Upland



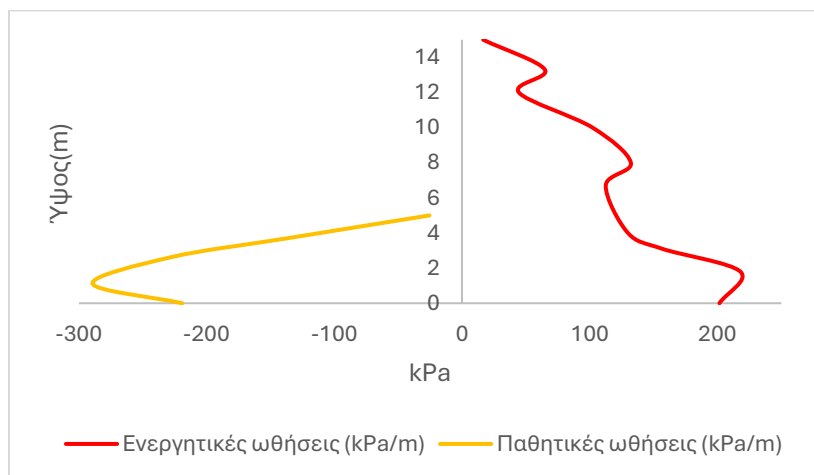
Εικόνα 5.30: Παραμόρφωση προσομοιώματος στην χρονική στιγμή $t=5$ sec

Η εικόνα 5.30 δείχνει την παραμόρφωση του πλέγματος της κατασκευής λόγω της σεισμικής διέγερσης Ricker 6 Hz. Η παραμόρφωση επικεντρώνεται κυρίως στις περιοχές επαφής μεταξύ του τοίχου και του εδάφους και στις ανώτερες ζώνες του τοίχου. Αυτές οι περιοχές παρουσιάζουν αυξημένη τάση, γεγονός που τις καθιστά κρίσιμες για την αξιολόγηση της ανθεκτικότητας της κατασκευής.



Εικόνα 5.31: Συνολικές μετατοπίσεις την χρονική στιγμή $t=5$ sec

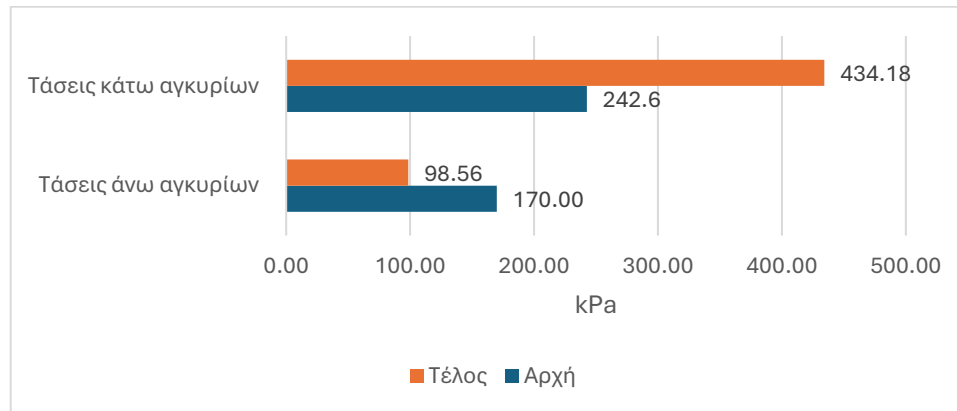
Η εικόνα 5.31 καταγράφει την κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων στον τοίχο αντιστήριξης και το γειτονικό έδαφος. Οι μέγιστες μετατοπίσεις εντοπίζονται στην κορυφή του τοίχου, όπου παρατηρείται αυξημένη δυναμική απόκριση, ενώ οι τιμές μειώνονται σταδιακά προς τη βάση. Η κατανομή αυτή υποδεικνύει ότι τα ανώτερα τμήματα του τοίχου είναι πιο ευάλωτα σε σεισμικά φορτία.



Διάγραμμα 5.24: Μέγιστες δυναμικές ωθήσεις τοίχου την χρονική στιγμή $t=2,8$ sec

Το διάγραμμα 5.24 παρουσιάζει τις δυναμικές πιέσεις που ασκούνται στο τοίχωμα από το γειτονικό έδαφος κατά τη διέγερση καταγραφής Upland. Οι πιέσεις είναι εντονότερες κοντά στη βάση του τοίχου, φτάνοντας την μέγιστη δυναμική πίεση στα 2 μέτρα περίπου από την βάση του τοίχου και ισούται με 218 kPa, 34 kPa μεγαλύτερη από την πίεση του παλμού Ricker 6

Hz και 54 kPa μεγαλύτερη από την πίεση του παλμού Ricker 2 Hz. Η μέγιστη παθητική ώθηση βρίσκεται στα 1.1 μέτρα από την βάση του τοίχου και ισούται με -289.3 kPa.

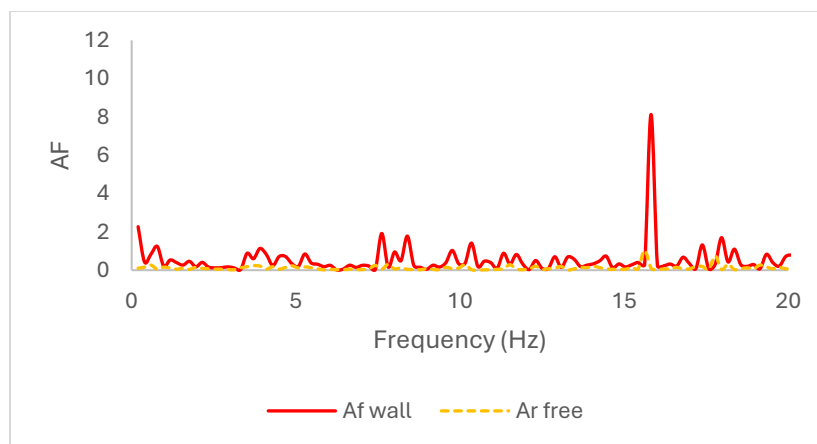


Διάγραμμα 5.25: Τάσεις των αγκυρίων την χρονική στιγμή $t=2,8$ sec

Το διάγραμμα 5.25 παρουσιάζει τις τάσεις που καταπονούν τα δεξιά αγκύρια την χρονική στιγμή $t=1,2$ sec που καταγράφονται οι μέγιστες πιέσεις από τη καταγραφή Upland. Παρατηρείται πως στο κάτω αγκύριο η τάση στο τέλος του είναι μεγαλύτερη που υποδηλώνει πως καταπονείται περισσότερο.



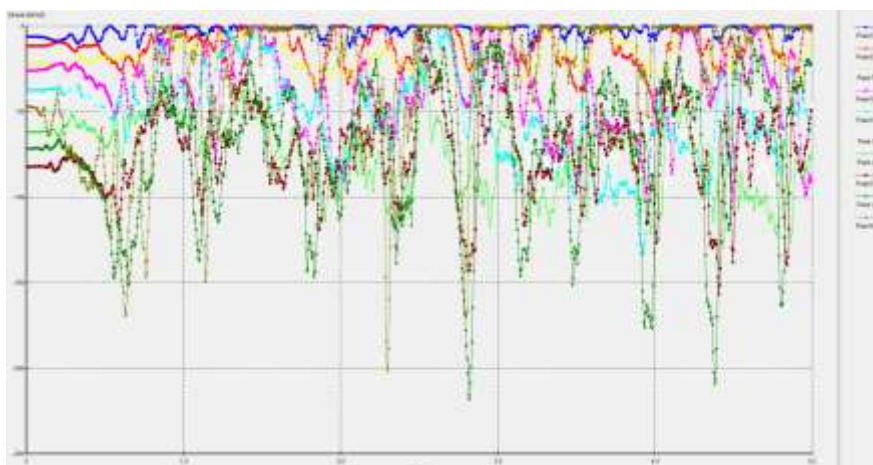
Εικόνα 5.32: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (C) Βάση του προσομοιώματος και (B) κορυφή ελεύθερου πεδίου για τη καταγραφή Upland



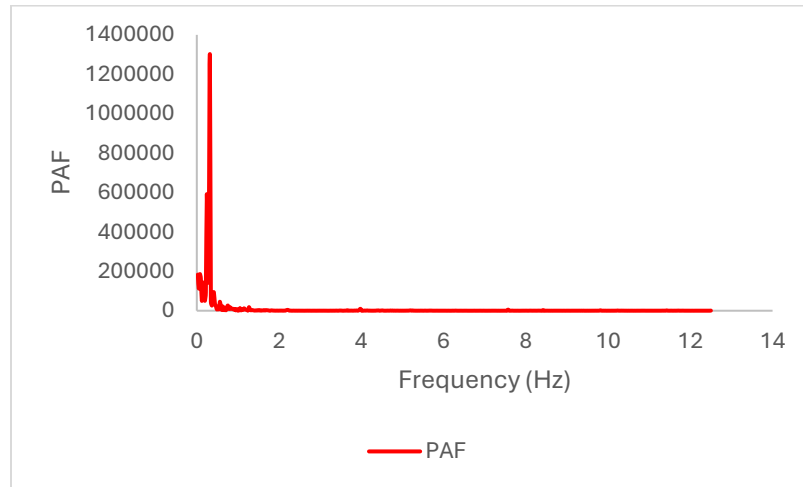
Διάγραμμα 5.26: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

Το Διάγραμμα 5.26 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) ως συνάρτηση της συχνότητας, συγκρίνοντας την απόκριση του τοίχου (AF Wall) με την απόκριση στην ελεύθερη επιφάνεια χωρίς την παρουσία τοίχου (AF Free). Το AF αντιπροσωπεύει την αναλογία της δυναμικής απόκρισης στις επιταχύνσεις σε διαφορετικές ζώνες συχνότητων.

Στις χαμηλές συχνότητες (0-10 Hz), παρατηρείται ότι το AF παραμένει χαμηλός και για τις δύο περιπτώσεις, κάτι που δείχνει ότι η παρουσία ή η απουσία του τοίχου δεν επηρεάζει σημαντικά την απόκριση στις χαμηλές αυτές συχνότητες. Αυτό είναι σύμφωνο με τη γενική συμπεριφορά του συστήματος, όπου η ενίσχυση των επιταχύνσεων δεν είναι έντονη σε αυτές τις ζώνες συχνότητων. Αυτό υποδεικνύει ότι η παρουσία του τοίχου αυξάνει τη δυναμική απόκριση στις ζώνες αυτές λόγω της αλληλεπίδρασής του με το σύστημα επιχώματος-βράχου. Η γεωμετρία και η ακαμψία του τοίχου παίζουν σημαντικό ρόλο στην ενίσχυση των επιταχύνσεων.



Εικόνα 5.33: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF



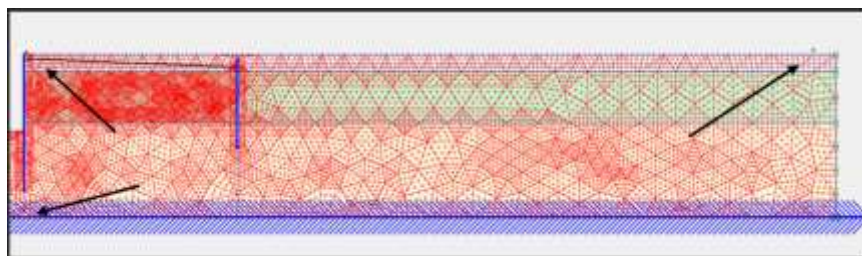
Διάγραμμα 5.27 : Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

Το Διάγραμμα 5.27 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας. Το PAF αποτελεί δείκτη για την ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο και υπολογίζεται ως η αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας της πίεσης και της χρονοϊστορίας της επιταχυνσιακής διέγερσης στη βάση του συστήματος.

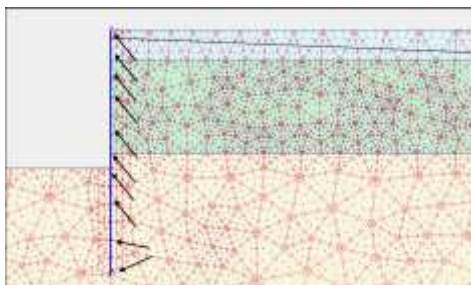
Στο διάγραμμα παρατηρείται ότι η μέγιστη τιμή του PAF εμφανίζεται στις πολύ χαμηλές συχνότητες, ιδιαίτερα κοντά στο 1 Hz. Αυτή η κορύφωση αντιστοιχεί στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου και υποδεικνύει έντονη ενίσχυση των πιέσεων λόγω συντονισμού. Το φαινόμενο αυτό είναι χαρακτηριστικό των χαμηλών συχνοτήτων, όπου η δυναμική απόκριση του συστήματος εστιάζει στη θεμελιώδη συχνότητα. Καθώς αυξάνεται η συχνότητα, οι τιμές του PAF μειώνονται δραματικά και παραμένουν σε πολύ χαμηλά επίπεδα για το υπόλοιπο φάσμα συχνοτήτων έως περίπου τα 12 Hz. Αυτή η συμπεριφορά υποδηλώνει ότι οι υψηλότερες συχνότητες δεν συμβάλλουν σημαντικά στην ενίσχυση των πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο, γεγονός που μπορεί να αποδοθεί στη μείωση της δυναμικής αλληλεπίδρασης του συστήματος σε αυτές τις ζώνες συχνοτήτων.

5.6 3η Περίπτωση: Λιμενικού κρηπιδότοιχου

Η γεωμετρία και τα υλικά τα οποία χρησιμοποιήθηκαν για την δημιουργία του προσομοιώματος παραμένουν τα ίδια με του προηγούμενου κεφαλαίου. Τα σημεία που επιλέχθηκαν για την διερεύνηση των δυναμικών αναλύσεων παρουσιάζονται στις εικόνες που ακολουθούν και αποσκοπούν στον ίδιο στόχο της σωστής δημιουργίας των διαγραμμάτων AF, PAF και την εύρεση των δυναμικών και παθητικών ωθήσεων που δέχεται ο τοίχος.

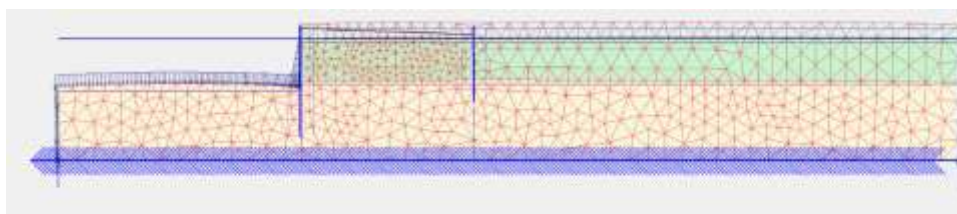


Εικόνα 5.34 : Παρουσίαση σημείων μελέτης για το διάγραμμα AF



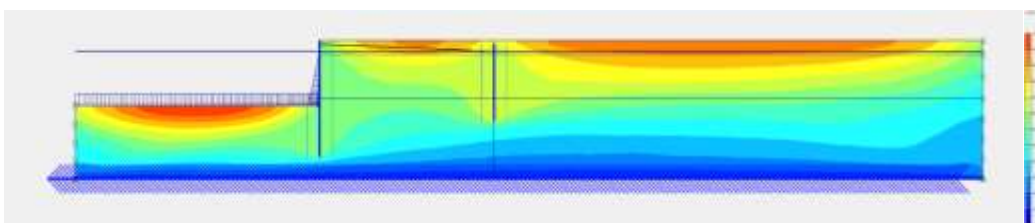
Εικόνα 5.35 : Παρουσίαση σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF

5.6.1 Παλμός Ricker 2 Hz



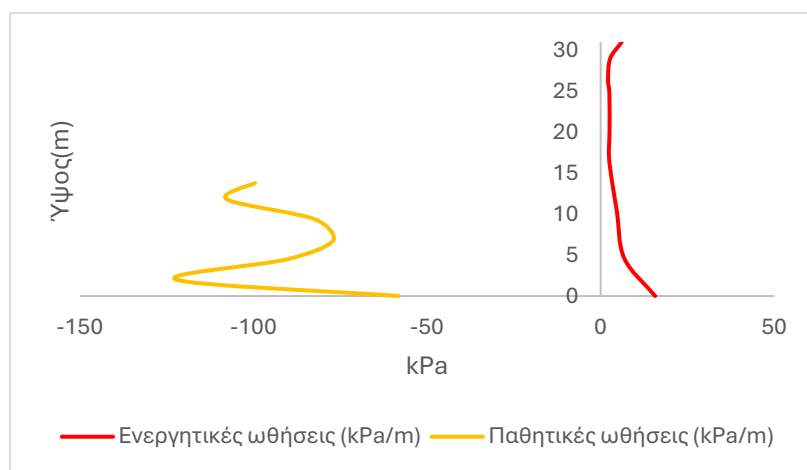
Εικόνα 5.36: Παραμόρφωση προσομοίωσης τη χρονική στιγμή $t=5 \text{ sec}$

Η εικόνα 5.36 απεικονίζει την παραμόρφωση του πλέγματος του λιμενικού κρηπιδότοιχου κατά την εφαρμογή του παλμού Ricker 2 Hz. Οι παραμορφώσεις εντοπίζονται κυρίως στην περιοχή του εδάφους πίσω από τον τοίχο και κοντά στη βάση του τοίχου, υποδεικνύοντας τις ζώνες όπου η δυναμική φόρτιση προκαλεί τη μεγαλύτερη συγκέντρωση τάσεων. Η ανάλυση αυτών των παραμορφώσεων είναι κρίσιμη για την αξιολόγηση της σταθερότητας της κατασκευής.



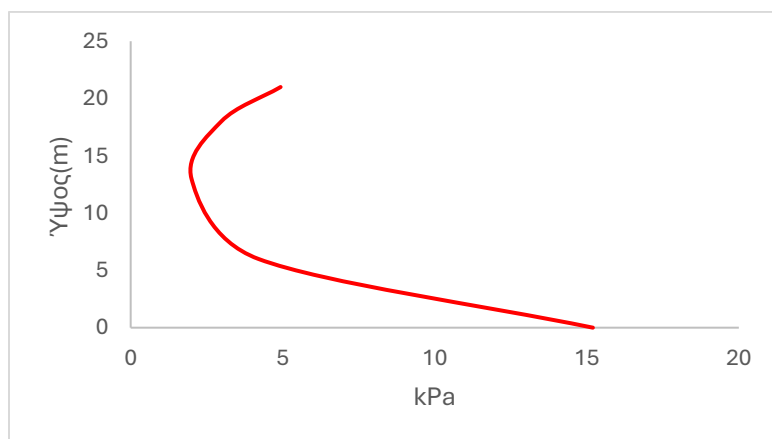
Εικόνα 5.37: Συνολικές μετατοπίσεις (Total displacements)

Η εικόνα 5.37 παρουσιάζει την κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων του κρηπιδότοιχου και του γειτονικού εδάφους. Οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρατηρούνται στην κορυφή του τοίχου και στα ανώτερα στρώματα του εδάφους πίσω από τον τοίχο. Η κατανομή αυτή δείχνει ότι τα ανώτερα τμήματα είναι πιο ευάλωτα στη σεισμική διέγερση, γεγονός που υποδεικνύει την ανάγκη ενίσχυσης των περιοχών αυτών.



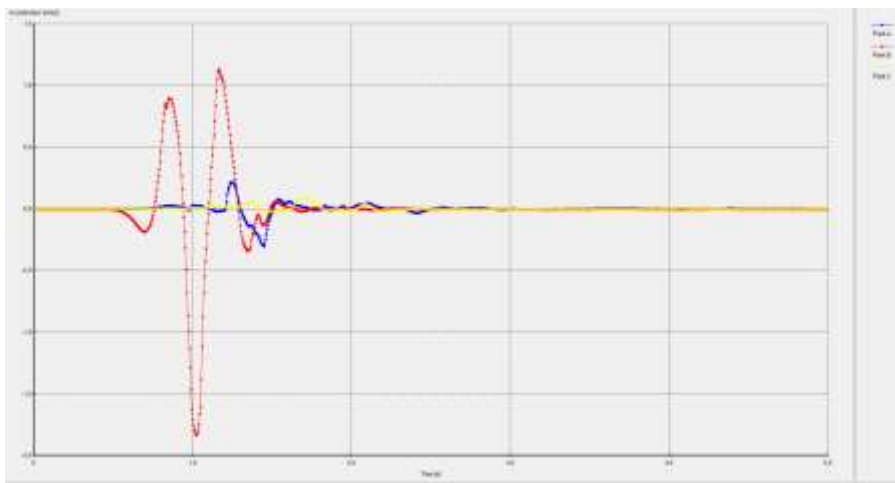
Διάγραμμα 5.28: Μέγιστες δυναμικές ωθήσεις εμπρόσθιου τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,2$ sec

Το διάγραμμα 5.28 δείχνει τις δυναμικές πιέσεις που ασκούνται στον κρηπιδότοιχο από το εδαφικό υλικό κατά το παλμό Ricker 2 Hz. Οι πιέσεις είναι μεγαλύτερες στη βάση του τοίχου, όπου η επαφή με το έδαφος είναι ισχυρότερη, και μειώνονται προς την κορυφή. Η μέγιστη δυναμική ώθηση βρίσκεται στην βάση του τοίχου και ισούται με 15.7 kPa ενώ η μέγιστη παθητική πίεση βρίσκεται στα 2 μέτρα από την βάση του τοίχου και ισούται με -122.2 kPa.

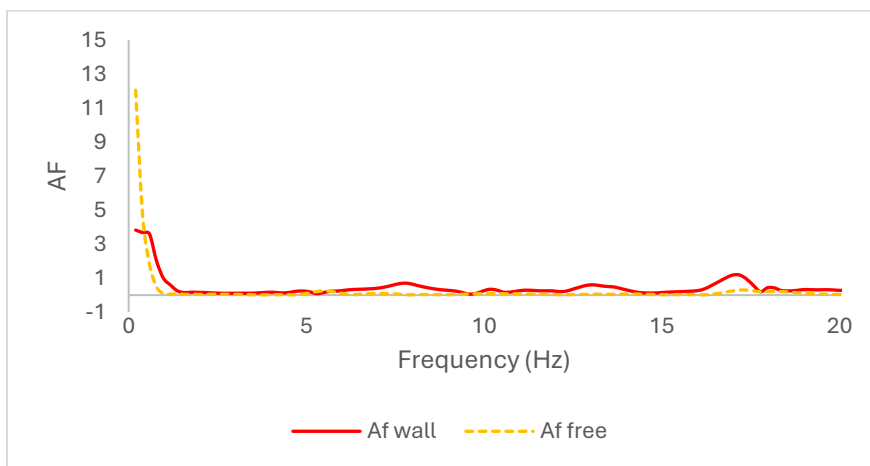


Διάγραμμα 5.29: Τάσεις οπίσθιου τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,2$ sec

Το διάγραμμα 5.29 προβάλλει την κατανομή των τάσεων κατά μήκος του οπίσθιου τοίχου που λειτουργεί ως αγκύριο. Παρατηρείται πως στις άκρες του τοίχου αυξάνεται η τάση σημαντικά και πιο συγκεκριμένα στην βάση του.



Εικόνα 5.37: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (Β) Βάση του προσομοιώματος και (C) κορυφή ελεύθερου πεδίου για το παλμό Ricker 2Hz

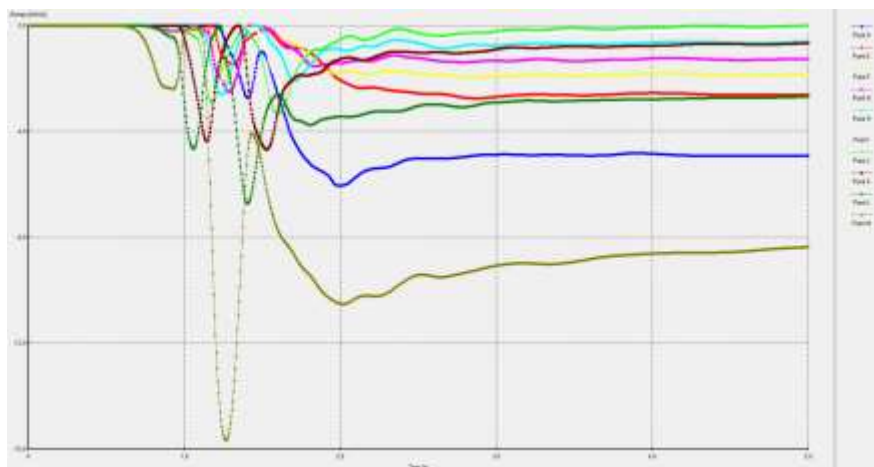


Διάγραμμα 5.30: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

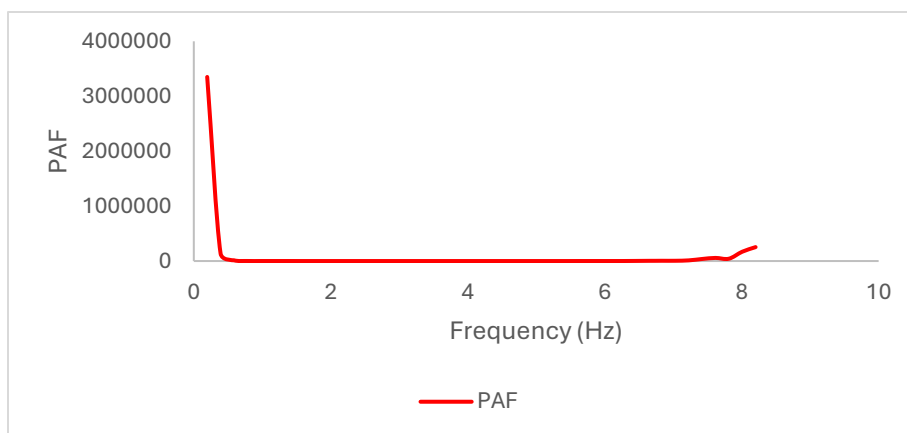
Το Διάγραμμα 5.30 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) σε συνάρτηση της συχνότητας, συγκρίνοντας την απόκριση του τοίχου (AF Wall) με την απόκριση της ελεύθερης επιφάνειας χωρίς τοίχο (AF Free). Το AF υπολογίζεται ως η αναλογία των δυναμικών επιταχύνσεων σε διαφορετικές ζώνες και παρέχει πληροφορίες για τη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος υπό σεισμική διέγερση.

Στις χαμηλές συχνότητες (0-10 Hz), οι τιμές του AF είναι χαμηλές και για τις δύο περιπτώσεις, γεγονός που υποδεικνύει ότι η παρουσία ή η απουσία του τοίχου δεν έχει σημαντική επίδραση στη δυναμική απόκριση στις συγκεκριμένες ζώνες συχνοτήτων. Αυτή η

σταθερότητα αντανακλά τη μικρή ενίσχυση των επιταχύνσεων σε αυτές τις περιοχές. Στις μεσαίες και υψηλές συχνότητες, παρατηρούνται έντονες κορυφές, ιδιαίτερα κοντά στα 20 Hz. Οι κορυφές αυτές είναι εντονότερες στον AF Wall, κάτι που δείχνει ότι η παρουσία του τοίχου αυξάνει τη δυναμική απόκριση στις συγκεκριμένες συχνότητες. Η ενίσχυση αυτή πιθανότατα οφείλεται στη γεωμετρία και την ακαμψία του τοίχου, που επηρεάζουν τη μεταφορά και τη διάχυση της σεισμικής ενέργειας.



Εικόνα 5.38: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF

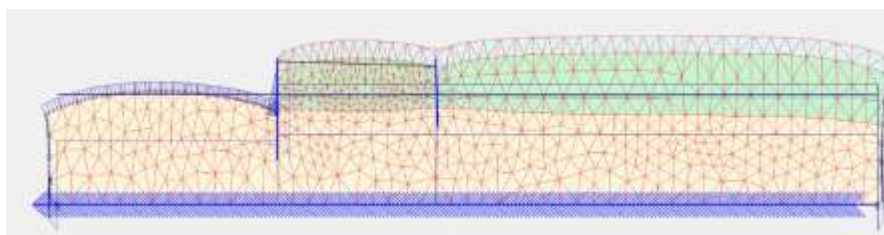


Διάγραμμα 5.31: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

Το Διάγραμμα 5.31 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας, ο οποίος περιγράφει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας της δυναμικής πίεσης και της επιβαλλόμενης επιταχυνσιακής χρονοϊστορίας στη βάση του συστήματος. Το PAF χρησιμοποιείται για να αξιολογηθεί η δυναμική ενίσχυση των πιέσεων σε διαφορετικές ζώνες συχνοτήτων.

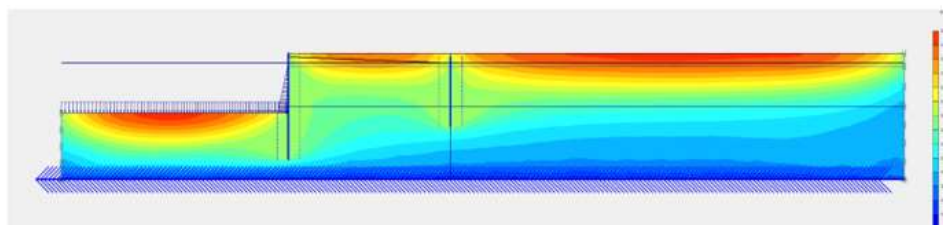
Στις χαμηλές συχνότητες, ιδιαίτερα κοντά στα 1 Hz, παρατηρείται μία κορυφή με εξαιρετικά υψηλές τιμές PAF, γεγονός που αποδίδεται στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου. Αυτή η έντονη ενίσχυση υποδεικνύει τη σημαντική επιρροή του συντονισμού σε αυτές τις συχνότητες, αυξάνοντας τις πιέσεις που ασκούνται στον τοίχο. Καθώς η συχνότητα αυξάνεται, οι τιμές του PAF μειώνονται απότομα και διατηρούνται σε χαμηλά επίπεδα στις μεσαίες και υψηλές συχνότητες (3-7 Hz). Ωστόσο, μια μικρή αύξηση αρχίζει να διαφαίνεται κοντά στα 8 Hz, κάτι που ενδέχεται να οφείλεται σε τοπικά φαινόμενα δυναμικής αλληλεπίδρασης ή σε δευτερεύοντα συντονιστικά φαινόμενα.

5.6.2 Διέγερση Ricker 6 Hz



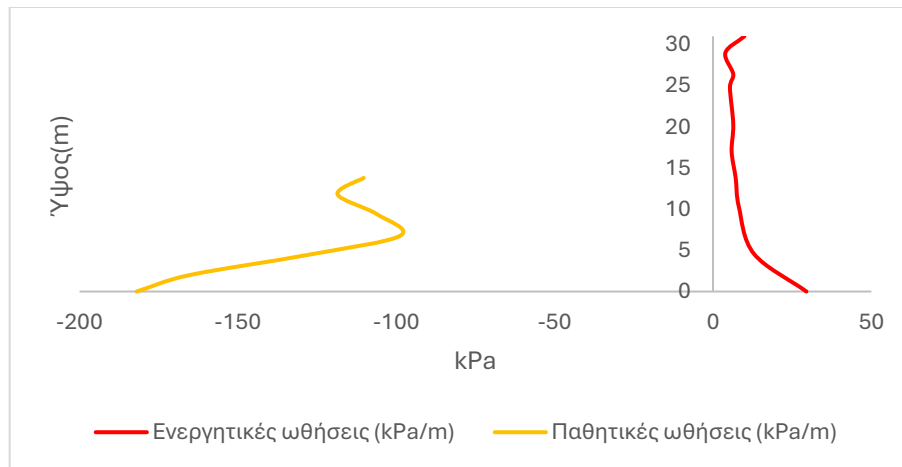
Εικόνα 5.39: παραμόρφωση προσομοίωσης (Deformed Mesh)

Η εικόνα 5.39 παρουσιάζει την παραμόρφωση του πλέγματος της κατασκευής υπό το παλμό Ricker 6 Hz. Οι μεγαλύτερες παραμορφώσεις εντοπίζονται στην κορυφή του τοίχου και στις ζώνες επαφής του με το γειτονικό έδαφος. Αυτό υποδηλώνει ότι οι ανώτερες ζώνες του τοίχου είναι πιο ευάλωτες στις σεισμικές διεγέρσεις λόγω της αυξημένης κινηματικής ελευθερίας τους. Η εικόνα υπογραμμίζει την ανάγκη ενίσχυσης αυτών των περιοχών για την προστασία από δυναμικές αστοχίες.



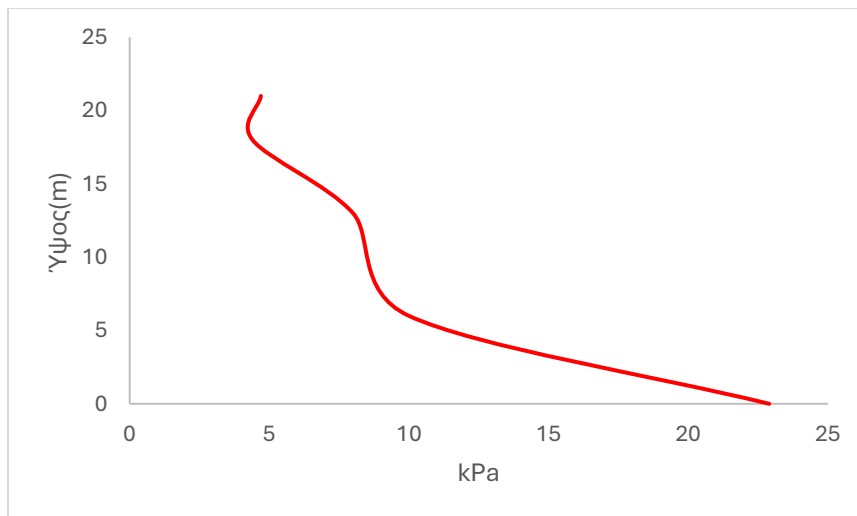
Εικόνα 5.40: Συνολικές μετατοπίσεις (Total displacements)

Η εικόνα 5.40 δείχνει την κατανομή των συνολικών μετατοπίσεων στον τοίχο και το έδαφος. Οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρατηρούνται στην κορυφή του τοίχου, μειούμενες σταδιακά προς τη βάση. Αυτή η κατανομή φανερώνει την αυξημένη ευαισθησία των ανώτερων ζωνών στις δυναμικές φορτίσεις που προκύπτουν από το παλμό Ricker 6 Hz. Η εικόνα δείχνει τη σημασία της ενίσχυσης της κορυφής του τοίχου, όπου οι μετατοπίσεις είναι υψηλότερες.



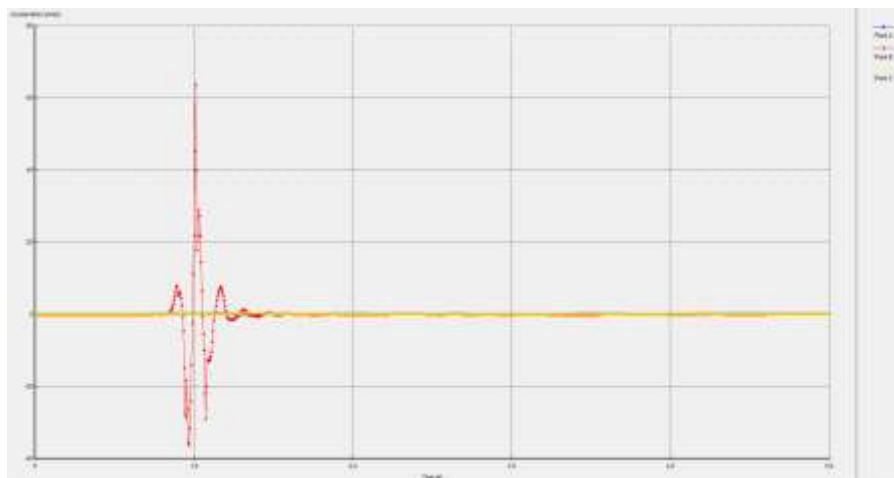
Διάγραμμα 5.32: Μέγιστες δυναμικές ωθήσεις εμπρόσθιου τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,4$ sec

Το διάγραμμα 5.32 των δυναμικών ωθήσεων παρουσιάζει την πίεση που ασκείται από το έδαφος στον τοίχο. Οι μεγαλύτερες τιμές παρατηρούνται στη βάση του τοίχου, φτάνοντας στην βάση του τοίχου τα 29.5 kPa και η μέγιστη παθητική ώθηση είναι και αυτή στην βάση του τοίχου και ισούται με -182 kPa.

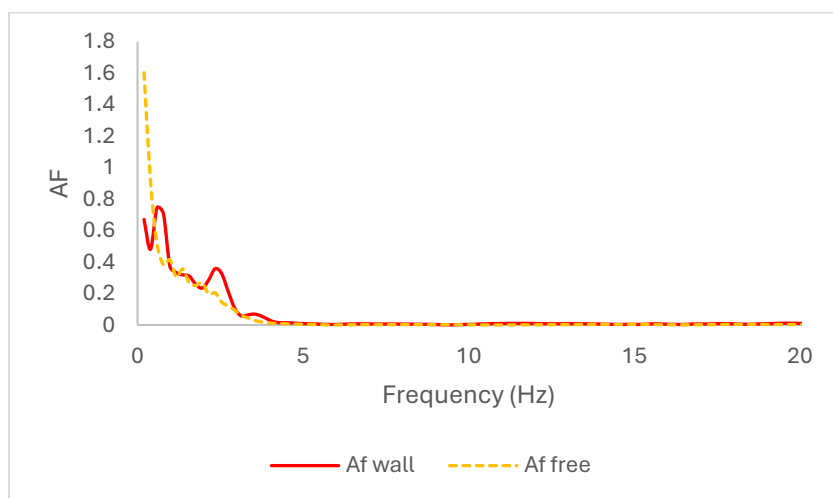


Διάγραμμα 5.33: Τάσεις οπίσθιου τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,2$ sec

Το διάγραμμα 5.33 προβάλλει την κατανομή των τάσεων κατά μήκος του οπίσθιου τοίχου που λειτουργεί ως αγκύριο. Παρατηρείται πως αντιθέτως από τον παλμό Ricker 2Hz οι τάσεις του τοίχου αυξάνονται όσο πλησιάζουν την βάση του.



Εικόνα 5.41: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (Β) Βάση του προσομοιώματος και (C) κορυφή ελεύθερου πεδίου για το παλμό Ricker 6Hz

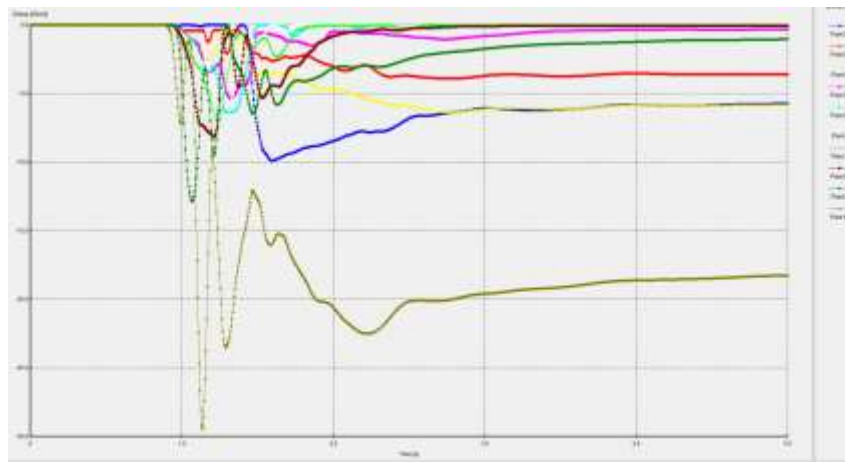


Διάγραμμα 5.34: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

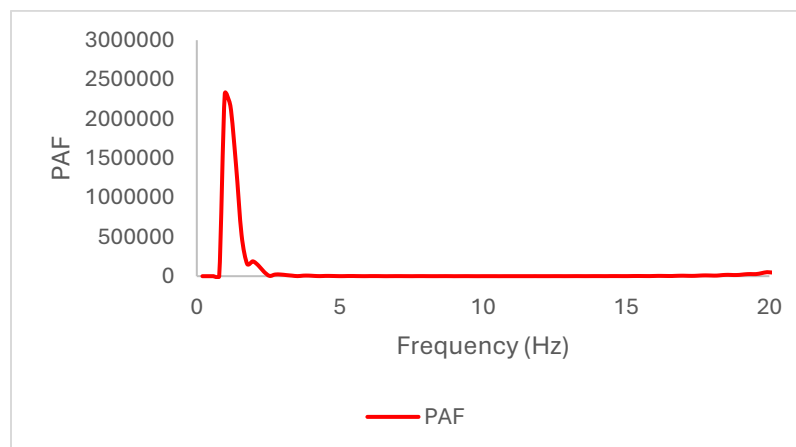
Το Διάγραμμα 5.34 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) ως συνάρτηση της συχνότητας, συγκρίνοντας την απόκριση του τοίχου (AF Wall) με την απόκριση της ελεύθερης επιφάνειας χωρίς την παρουσία τοίχου (AF Free). Το AF υπολογίζεται για να αξιολογηθεί η ενίσχυση της σεισμικής απόκρισης σε διαφορετικές ζώνες συχνοτήτων.

Όπως φαίνεται στο διάγραμμα, οι τιμές του AF είναι σχετικά χαμηλές σε όλο το φάσμα συχνοτήτων. Στις χαμηλές συχνότητες (0-10 Hz), παρατηρείται ελαφρώς υψηλότερη ενίσχυση για του AF Wall σε σύγκριση με τον AF Free, κάτι που υποδηλώνει ότι η παρουσία του τοίχου επηρεάζει την απόκριση στις συγκεκριμένες ζώνες. Ωστόσο, η διαφορά είναι

μικρή, γεγονός που δείχνει περιορισμένη δυναμική ενίσχυση λόγω της παρουσίας του τοίχου. Στις υψηλότερες συχνότητες (10-20 Hz), οι τιμές του AF Wall και του AF Free τείνουν να συγκλίνουν, παρουσιάζοντας μηδενικές ή ελάχιστες διαφορές. Αυτό φανερώνει ότι στις υψηλότερες ζώνες συχνοτήτων, η επίδραση του τοίχου στη σεισμική ενίσχυση των επιταχύνσεων είναι αμελητέα.



Εικόνα 5.42: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF

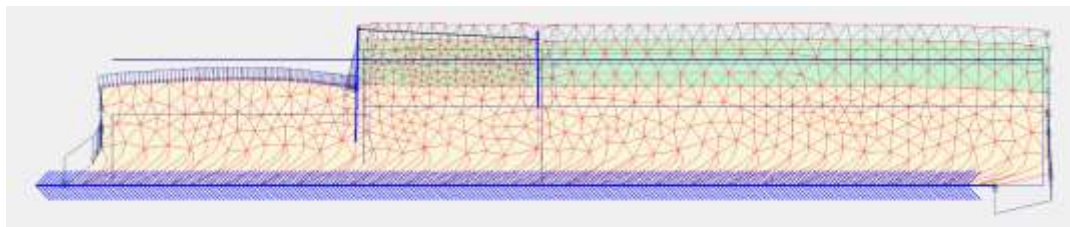


Διάγραμμα 5.35: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

Το Διάγραμμα 5.35 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας. Το PAF εκφράζει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας της δυναμικής πίεσης και της επιταχυνσιακής χρονοϊστορίας στη βάση του συστήματος, επιτρέποντας την αξιολόγηση της ενίσχυσης των πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο σε διαφορετικές ζώνες συχνοτήτων.

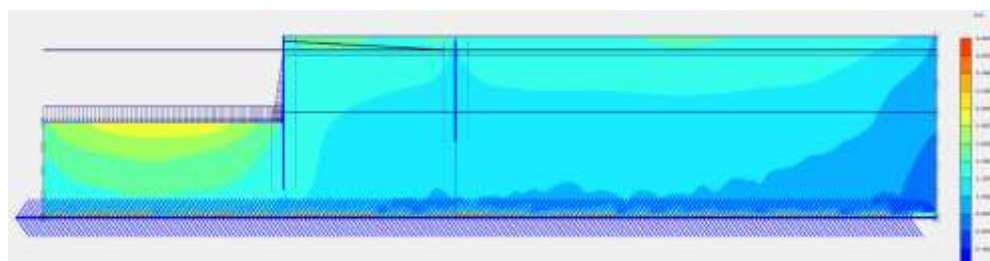
Στις χαμηλές συχνότητες, ιδιαίτερα κοντά στο 1 Hz, παρατηρείται μια έντονη κορύφωση του PAF, υποδεικνύοντας τη σημαντική ενίσχυση των πιέσεων σε αυτές τις συχνότητες. Αυτή η συμπεριφορά συνδέεται με τη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου, όπου ο συντονισμός παίζει κρίσιμο ρόλο στη δυναμική απόκριση. Η κορύφωση αυτή υποδεικνύει ότι οι πιέσεις που ασκούνται στη βάση του τοίχου είναι ιδιαίτερα έντονες στις χαμηλές συχνότητες, γεγονός που μπορεί να αυξήσει τις πιθανότητες δομικών βλαβών. Στις μεσαίες και υψηλότερες συχνότητες, οι τιμές του PAF μειώνονται απότομα και παραμένουν χαμηλές. Στο φάσμα 5-20 Hz, παρατηρείται σταθερότητα στις τιμές του PAF, με μια μικρή αύξηση κοντά στα 20 Hz, πιθανώς λόγω τοπικών δυναμικών φαινομένων. Ωστόσο, η ενίσχυση των πιέσεων σε αυτές τις συχνότητες είναι σαφώς περιορισμένη σε σύγκριση με τις χαμηλές συχνότητες.

5.6.3 Διέγερση καταγραφή Upland



Εικόνα 5.43: Παραμόρφωση προσομοίωσης τη χρονική στιγμή $t=5$ sec

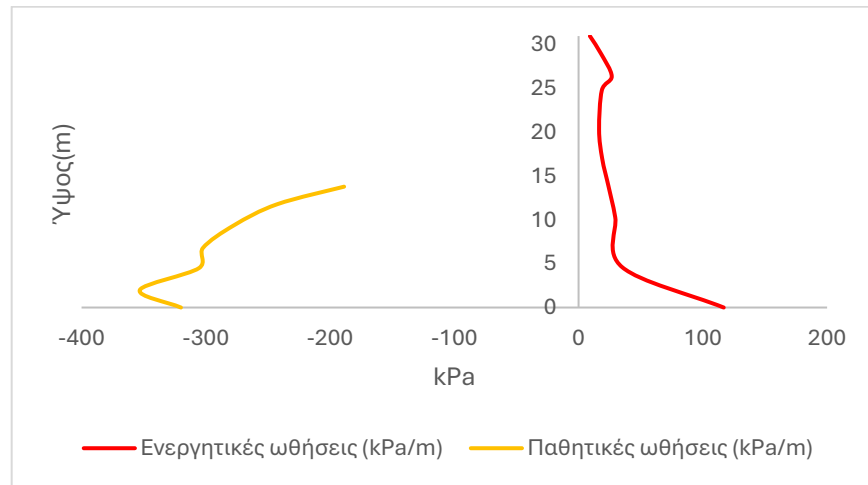
Η εικόνα 5.43 απεικονίζει την παραμόρφωση του πλέγματος της κατασκευής υπό τη σεισμική καταγραφή Upland. Οι παραμορφώσεις είναι εντονότερες στις ανώτερες περιοχές του τοίχου και στις ζώνες επαφής με το έδαφος, υποδεικνύοντας τις περιοχές με τη μεγαλύτερη ευαισθησία στις δυναμικές φορτίσεις. Αυτή η συμπεριφορά υπογραμμίζει την ανάγκη ενίσχυσης αυτών των κρίσιμων ζωνών, καθώς είναι περισσότερο επιρρεπείς σε αστοχίες.



Εικόνα 5.44: Συνολικές μετατοπίσεις τη χρονική στιγμή $t=5$ sec

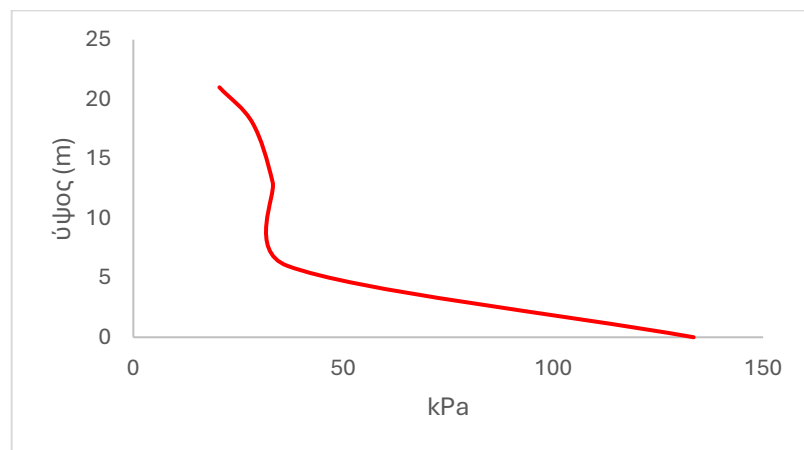
Η εικόνα 5.44 καταγράφει τις συνολικές μετατοπίσεις που υφίσταται ο τοίχος και το έδαφος. Οι μέγιστες μετατοπίσεις παρατηρούνται στην κορυφή του τοίχου, ενώ μειώνονται προς τη βάση. Η κατανομή αυτή επιβεβαιώνει ότι οι ανώτερες περιοχές της κατασκευής είναι

πιο ευάλωτες στη σεισμική φόρτιση, καθιστώντας απαραίτητη την ενίσχυση των ανώτερων τμημάτων για τη διατήρηση της σταθερότητας.



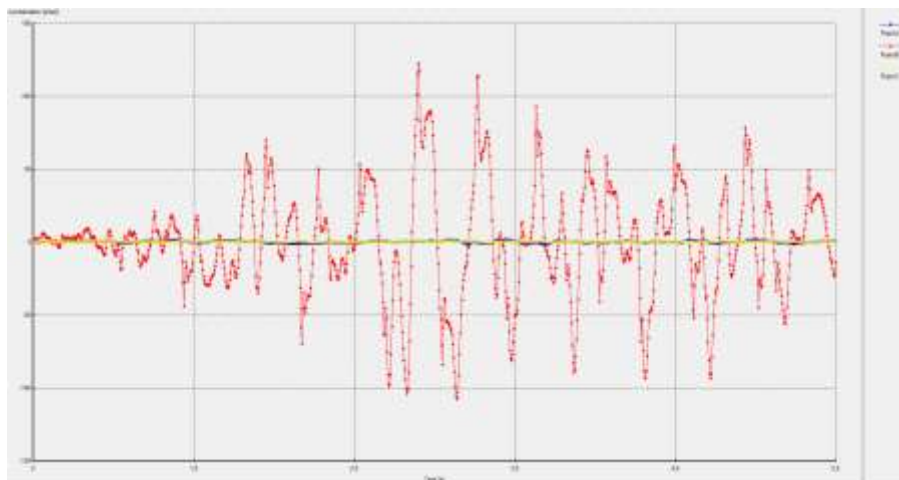
Διάγραμμα 5.36: Μέγιστες δυναμικές ωθήσεις εμπρόσθιου τοίχου την χρονική στιγμή $t=1,2$ sec

Το διάγραμμα 5.36 των δυναμικών ωθήσεων αποτυπώνει την πίεση που ασκείται από το έδαφος στον τοίχο. Οι πιέσεις είναι υψηλότερες στη βάση του τοίχου, φτάνοντας την μέγιστη δυναμική ώθηση να είναι ίση με 116.8 kPa και η μέγιστη παθητική ώθηση να είναι στα 2 μέτρα από την βάση του τοίχου και να ισούται με -353.1 kPa.

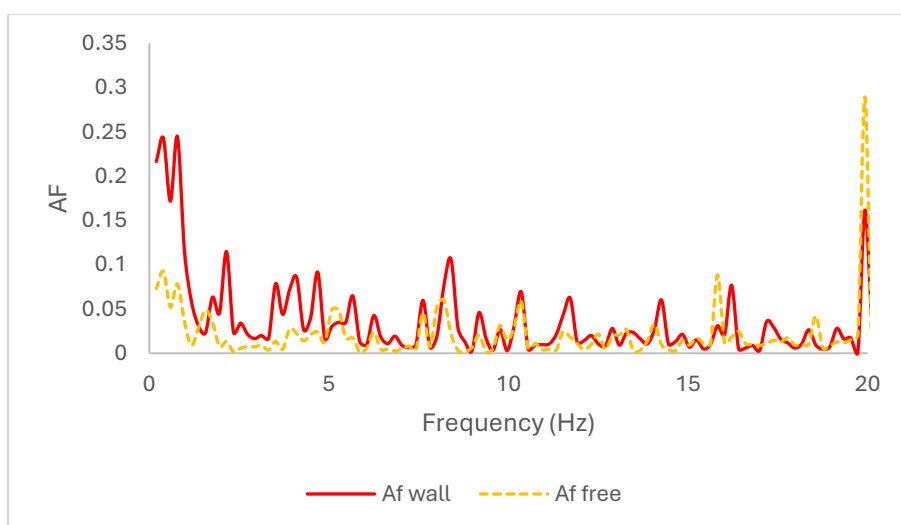


Διάγραμμα 5.37: Τάσεις οπίσθιου τοίχου την χρονική στιγμή $t=2,9$ sec

Το διάγραμμα 5.37 προβάλλει την κατανομή των τάσεων κατά μήκος του οπίσθιου τοίχου που λειτουργεί ως αγκύριο. Παρατηρείται πως αντιθέτως από τον παλμό Ricker 2Hz και ομοίως με τον παλμό Ricker 6 Hz οι τάσεις του τοίχου αυξάνονται όσο πλησιάζουν την βάση του.



Εικόνα 5.45: Χρονοϊστορία των σημείων (Α) κορυφή του τοίχου, (Β) Βάση του προσομοιώματος και (C) κορυφή ελεύθερου πεδίου για τη καταγραφή Upland

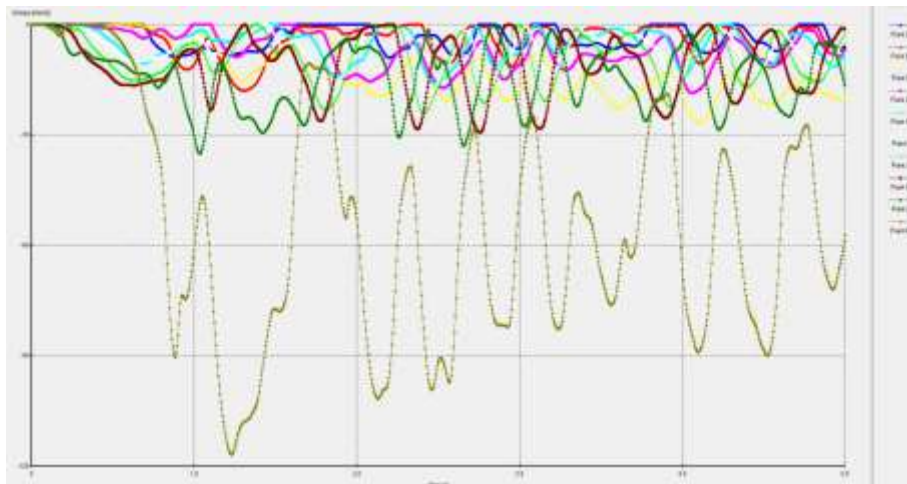


Διάγραμμα 5.38: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης (AF)

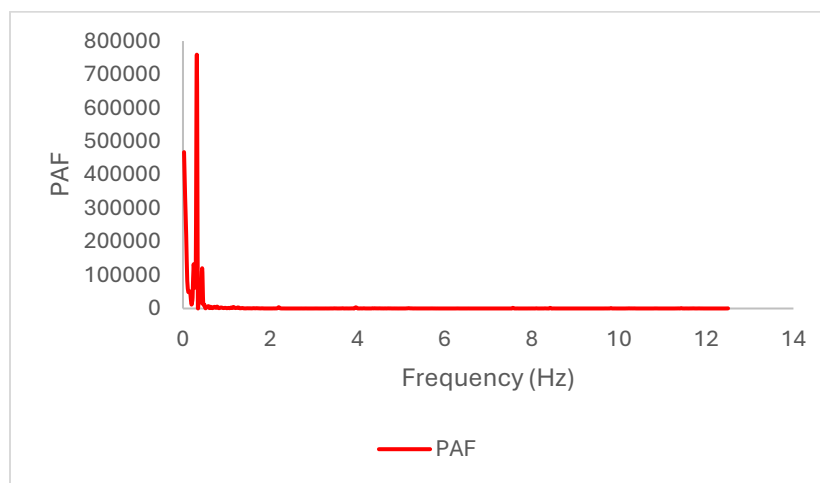
Το Διάγραμμα 5.38 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Επιταχύνσεων (AF) ως συνάρτηση της συχνότητας, συγκρίνοντας την απόκριση του τοίχου (AF Wall) με την απόκριση της ελεύθερης επιφάνειας χωρίς την παρουσία τοίχου (AF Free). Το AF εκφράζει τη δυναμική ενίσχυση των επιταχύνσεων σε διαφορετικές ζώνες συχνότητων.

Στις χαμηλές συχνότητες, οι τιμές του AF παραμένουν χαμηλές και για τις δύο περιπτώσεις, γεγονός που δείχνει ότι η παρουσία του τοίχου δεν επηρεάζει σημαντικά τη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος σε αυτές τις περιοχές συχνότητων. Η μικρή ενίσχυση που παρατηρείται οφείλεται στη βασική αλληλεπίδραση της δομής με τις σεισμικές διεγέρσεις στις χαμηλές συχνότητες. Στις μεσαίες και υψηλές συχνότητες, παρατηρούνται

διακυμάνσεις, με τις τιμές του AF Free να εμφανίζουν μία έντονη κορύφωση κοντά στα 20 Hz, ενώ ο AF Wall παραμένει χαμηλότερος στις ίδιες συχνότητες. Αυτή η κορύφωση στον AF Free μπορεί να αποδοθεί στην απουσία περιορισμών από τον τοίχο, που επιτρέπει μεγαλύτερη ενίσχυση των επιταχύνσεων



Εικόνα 5.46: Χρονοϊστορίες των σημείων μελέτης για το διάγραμμα PAF



Διάγραμμα 5.39: Διάγραμμα Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF)

Το Διάγραμμα 5.39 παρουσιάζει τον Συντελεστή Ενίσχυσης Πίεσης (PAF) ως συνάρτηση της συχνότητας, ο οποίος περιγράφει την ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων που ασκούνται στον τοίχο κατά τη διάρκεια σεισμικής διέγερσης. Το PAF εκφράζει την αναλογία μεταξύ του φάσματος Fourier της χρονοϊστορίας των πιέσεων και του φάσματος Fourier της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης στη βάση του συστήματος.

Όπως παρατηρείται, το PAF εμφανίζει έντονη κορύφωση στις χαμηλές συχνότητες, ιδιαίτερα κοντά στο 1 Hz. Αυτή η κορύφωση αντιστοιχεί στη θεμελιώδη συχνότητα του συστήματος τοίχου-επιχώματος-βράχου, όπου ο συντονισμός οδηγεί σε σημαντική ενίσχυση των δυναμικών πιέσεων. Οι υψηλές τιμές σε αυτή τη ζώνη συχνοτήτων υποδεικνύουν την αυξημένη δυναμική φόρτιση που ασκείται στον τοίχο, καθιστώντας την περιοχή αυτή ιδιαίτερα κρίσιμη για τη σταθερότητα της κατασκευής. Στις μεσαίες και υψηλότερες συχνότητες (άνω των 3 Hz), οι τιμές του PAF μειώνονται απότομα και παραμένουν σε χαμηλά επίπεδα. Αυτή η σταθεροποίηση υποδηλώνει ότι οι πιέσεις στις συγκεκριμένες ζώνες συχνοτήτων δεν ενισχύονται σημαντικά και δεν επηρεάζουν σημαντικά τη συνολική απόκριση του συστήματος.

Κεφάλαιο 6

Συμπεράσματα

6.1 Συμπεράσματα

Η παρούσα μελέτη διερεύνησε την απόκριση λιμενικών πασσαλότοιχων υπό σεισμικές και ψευδοστατικές συνθήκες, παρέχοντας κρίσιμα ευρήματα που μπορούν να ενισχύσουν τον σχεδιασμό και την αντοχή αυτών των κατασκευών. Παρακάτω παρουσιάζονται αναλυτικά τα βασικά συμπεράσματα που προέκυψαν από την έρευνα:

- Αποτελεσματικότητα της μεθόδου πεπερασμένων στοιχείων: Το λογισμικό PLAXIS 2D αποδείχθηκε ένα αποτελεσματικό εργαλείο για την ανάλυση της στατικής, ψευδοστατικής και δυναμικής συμπεριφοράς των τοίχων αντιστήριξης. Οι προσομοιώσεις που πραγματοποιήθηκαν παρείχαν αξιόπιστα αποτελέσματα, επιβεβαιώνοντας την ακρίβεια των υπολογισμών για διαφορετικά σεισμικά σενάρια.
- Δυναμική απόκριση τοίχων αντιστήριξης: Η δυναμική ανάλυση κατέδειξε ότι οι ανώτερες ζώνες των τοίχων αντιστήριξης είναι περισσότερο ευάλωτες σε σεισμικά φορτία λόγω αυξημένων επιταχύνσεων και πιέσεων στις περιοχές αυτές. Αυτό υπογραμμίζει τη σημασία ενίσχυσης αυτών των τμημάτων για τη βελτίωση της συνολικής σταθερότητας της κατασκευής.
- Επιπτώσεις των γεωμετρικών παραμέτρων: Οι γεωμετρικές παράμετροι των προσομοιωμάτων, όπως η απόσταση των τοίχων, το ύψος και η γωνία αγκύρωσης, επηρεάζουν σημαντικά την κατανομή των φορτίων και τις μετατοπίσεις. Η προσαρμογή αυτών των παραμέτρων μπορεί να βελτιώσει την αντοχή του συστήματος.
- Επιρροή των εδαφικών χαρακτηριστικών: Τα χαρακτηριστικά του εδάφους, όπως η διαπερατότητα, η συνοχή και η γωνία εσωτερικής τριβής, διαδραματίζουν κρίσιμο ρόλο στην απόκριση του συστήματος. Οι αλλαγές στις ιδιότητες του εδάφους μπορούν να οδηγήσουν σε σημαντικές διαφοροποιήσεις στη δυναμική συμπεριφορά του τοίχου.

- Αποδοτικότητα της χρήσης ελκυστήρων: Η χρήση ελκυστήρων αποδείχθηκε ιδιαίτερα αποτελεσματική για την ενίσχυση της σταθερότητας των τοίχων αντιστήριξης, μειώνοντας τις μετατοπίσεις και αυξάνοντας την αντοχή σε σεισμικά φορτία.
- Συμπεριφορά υπό διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις: Οι προσομοιώσεις με διαφορετικές σεισμικές διεγέρσεις, όπως οι παλμοί Ricker 2Hz και 6Hz, καθώς και η διέγερση 225a, αποκάλυψαν ότι οι υψηλότερες συχνότητες προκαλούν εντονότερες πιέσεις στις ανώτερες ζώνες των τοίχων. Ειδικά η διέγερση 225a οδήγησε στις μεγαλύτερες τιμές ψευδοστατικών πιέσεων, υποδεικνύοντας την ανάγκη προσαρμογής των σχεδιαστικών παραμέτρων για τέτοιες συνθήκες.
- Αλληλεπίδραση τοίχων και εδαφικών στρώσεων: Η αλληλεπίδραση μεταξύ των τοίχων αντιστήριξης και των γειτονικών εδαφικών στρώσεων επηρεάζει την κατανομή των πιέσεων και τη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος. Οι παθητικές πιέσεις στα κατώτερα στρώματα είναι αυξημένες, γεγονός που απαιτεί προσεκτική θεμελίωση και ανάλυση αυτών των περιοχών.
- Αναγκαιότητα προσαρμογής στις ζώνες υψηλής σεισμικής δραστηριότητας: Η ανάλυση έδειξε ότι οι κατασκευές σε ζώνες με υψηλή σεισμική δραστηριότητα απαιτούν εξειδικευμένα μέτρα ενίσχυσης, όπως χρήση υλικών υψηλής αντοχής και βελτιστοποίηση της γεωμετρίας του τοίχου.

6.2 Προτάσεις για μελλοντική έρευνα

Η μελέτη κατέδειξε την ανάγκη περαιτέρω διερεύνησης και ανάπτυξης των παρακάτω τομέων:

- Εμβάθυνση στις επιπτώσεις της ρευστοποίησης: Προτείνεται η χρήση λογισμικών προηγμένης δυναμικής ανάλυσης για τη μελέτη της ρευστοποίησης του εδάφους υπό σεισμική φόρτιση.
- Βελτίωση της γεωμετρικής ακρίβειας των προσομοιώσεων: Περαιτέρω διερεύνηση διαφορετικών γεωμετρικών παραλλαγών των τοίχων για καλύτερη κατανόηση της συμπεριφοράς τους υπό δυναμικές φορτίσεις.
- Μελέτη καινοτόμων υλικών: Εφαρμογή νέων υλικών υψηλής αντοχής και ελαστικότητας για την ενίσχυση των τοίχων αντιστήριξης και τη βελτίωση της συνολικής ανθεκτικότητας.

- Ανάλυση πραγματικών σεισμικών δεδομένων: Εφαρμογή καταγεγραμμένων σεισμικών χρονοϊστοριών για τη βελτίωση της ακρίβειας των δυναμικών αναλύσεων.
- Οικονομοτεχνική αξιολόγηση ενισχύσεων: Περαιτέρω έρευνα για το κόστος και την αποτελεσματικότητα διαφόρων τεχνικών ενίσχυσης των τοίχων αντιστήριξης.
- Ανάπτυξη εναλλακτικών μεθοδολογιών ανάλυσης: Εξερεύνηση προηγμένων αλγορίθμων για την πιο αποδοτική προσομοίωση της ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς των εδαφικών υλικών.

Ελληνική βιβλιογραφία

Παμπουροπούλου, Α. (2017). «Σεισμική απόκριση κρηπιδότοιχου στην κεντρική προβλήτα του λιμένα Βόλου». Διπλωματική Εργασία. Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας.

Φραγκουλοπούλου, Χ.-Μ. (2017). «Σεισμική ανάλυση αστοχίας λιμενικών κρηπιδότοιχων Κεφαλονιάς». Διπλωματική Εργασία. Τομέας Γεωτεχνικής, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Zafeirakos, A., Garini, E., & Gazetas, G. (2016). Steel sheet-pile quay-walls: Seismic analysis. Στα πρακτικά του *1st International Conference on Natural Hazards & Infrastructure (ICONHIC 2016)*, 28–30 Ιουνίου, Χανιά, Ελλάδα. National Technical University of Athens.

Ψαρρόπουλος, Π. Ν., & Τσομπανάκης, Ι. (2005). «Εδαφικές συνθήκες και αντισεισμικός σχεδιασμός χώρων υγειονομικής ταφής απορριμμάτων». Παρουσίαση στα *Πρακτικά του HELECO '05*, Αθήνα, 3 Φεβρουαρίου 2005.

Καραδήμος, Δ. (2018). «Αριθμητική προσομοίωση πασσαλότοιχων για την αντιστήριξη κατακόρυφων εκσκαφών με έμφαση στις προκαλούμενες μόνιμες παραμορφώσεις». Διπλωματική Εργασία, Τομέας Έργων Υποδομής και Αγροτικής Ανάπτυξης, Σχολή Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Psarropoulos, P. N., Tsompanakis, Y., & Katsirakis, M. (2021). Dynamic soil-structure interaction between retaining walls, retaining soil and retained structures. *Bulletin of Earthquake Engineering*.

Garini, E., Gazetas, G., Tasiopoulou, P., Fagot, A., & Prum, C. (2018). Improvement schemes for anchored sheet-pile bulkheads under strong shaking. Παρουσίαση στα *16th European Conference on Earthquake Engineering (ECEE)*, 18–21 Ιουνίου 2018, Θεσσαλονίκη, Ελλάδα.

Τασιόπουλου, Π., Γερόλυμος, Ν., & Γκαζέτας, Γ. (Χ.Χ.). «Δυναμική ανάλυση ενεργών τάσεων κρηπιδότοιχου βαρύτητας πολλαπλών τεμαχών: Εφαρμογή στον Λιμένα Πειραιώς». *Seismic Effective Stress Analysis of Gravity Block Type Quay Walls: Application to Piraeus Port*. Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

Ντομοπούλου, Θ. (2023). «Αριθμητική προσομοίωση της σεισμικής καταπόνησης λιμενικών κρηπιδότοιχων». Διπλωματική Εργασία, Σχολή Χημικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος, Πολυτεχνείο Κρήτης, Χανιά.

Κρούπη, Γ. (2019). «Σεισμική τρωτότητα λιμενικών κατασκευών λαμβάνοντας υπόψη και τη ρευστοποίηση του εδάφους: Μελέτη κρηπιδότοιχου βαρύτητας». Μεταπτυχιακή Διπλωματική Εργασία, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πολυτεχνική Σχολή, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.

Ξένη βιβλιογραφία

International Navigation Association (PIANC). (2001). *Seismic design guidelines for port structures*. Working Group No. 34 of the Maritime Navigation Commission. A.A. Balkema Publishers.

Nguyen, A.-D., Nguyen, V.-T., & Kim, Y.-S. (2023). Finite element analysis on dynamic behavior of sheet pile quay wall dredged and improved seaside subsoil using cement deep mixing. *International Journal of Geo-Engineering*, 14(9).

Oung, O., & Brassinga, H. (2015). Uncertainties in redesigning an existing quay wall. Στο T. Schweckendiek (Επιμ.), *Geotechnical Safety and Risk V* (σελ. 407). IOS Press.

Nikzad, F., Fathi, E., & Choobbasti, A. J. (2019). *Seismic behavior evaluation of the hump-back block type quay wall*. Electronic Journal of Geotechnical Engineering (EJGE).

Gazetas, G., Garini, E., Zafeirakos, A., Fagot, A., & Prüm, C. (2017). *Crucial aspects for the design and performance of anchored steel sheet pile walls in seismic regions*. Στα πρακτικά του *Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (PBD-III)*, Vancouver, Καναδάς.

Gazetas, G., Garini, E., & Zafeirakos, A. (2016). Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91, 209–221.

Clayton, C. R. I., Woods, R. I., Bond, A. J., & Milititsky, J. (2023). *Earth pressure and earth-retaining structures* (3η έκδοση). CRC Press.

Gazetas, G., Garini, E., & Zafeirakos, A. (2015). Seismic analysis of anchored sheet-pile walls: Are we over-designing? Παρουσίαση στα *6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering (6ICEGE)*, 1–4 Νοεμβρίου 2015, Christchurch, Νέα Ζηλανδία.

Gazetas, G., & Dakoulas, P. (1991). Seismic design chart for anchored bulkheads. Παρουσίαση στα *Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, 12 Μαρτίου 1991, Missouri University of Science and Technology, Buffalo, NY.

Smith, J. (2014). *Smith's Elements of Soil Mechanics* (9η έκδοση). John Wiley & Sons, Ltd.

EC8. (2004b). «Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects (EN 1998-5: 2004)». CEN, Brussels, Belgium.

Γερόλυμος, Γ., & Γκαζέτας, Γ. (2006). «A model for grain-crushing-induced landslides – Application to Nikawa, Kobe 1995».

Kramer, S. L. (1996). «Geotechnical earthquake engineering». Prentice Hall, New Jersey, USA.

Mononobe, N., & Matsuo, H. (1929). «On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes». *Proceedings of the World Engineering Congress*, Tokyo, Vol. 9, σελ. 179–185.