



ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΣΧΟΛΗ ΑΓΡΟΝΟΜΩΝ ΚΑΙ ΤΟΠΟΓΡΑΦΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗ
ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ - ΕΔΑΦΟΥΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ**

ΣΟΥΓΙΑΣ ΙΩΑΝΝΗΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΕΣ:

ΚΑΤΤΗΣ ΜΑΡΙΝΟΣ, ΑΝΑΠΛΗΡΩΤΗΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

ΨΑΡΡΟΠΟΥΛΟΣ ΠΡΟΔΡΟΜΟΣ, ΕΔΙΠ ΕΜΠ

ΑΘΗΝΑ 2018

Αθήνα, Ιούλιος 2018

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Με την ολοκλήρωση της παρούσας διπλωματικής εργασίας, ολοκληρώνεται ένας κύκλος σπουδών και μια επίπονη προσπάθεια από μέρος μου, που θα ήταν εξαιρετικά δύσκολο να επιτευχθεί εάν δεν είχαν συμβάλει σημαντικά και ποικιλοτρόπως αγαπητά πρόσωπα της ζωής μου.

Θέλω να ευχαριστήσω όλους τους καθηγητές της σχολής Αγρονόμων και Τοπογράφων Μηχανικών του Ε.Μ.Π. για την γνώση που μου μετέδωσαν, και ιδιαίτερα τον κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο για την συνεργασία και την βοήθειά του, με σκοπό να ολοκληρωθεί η παρούσα διπλωματική εργασία. Θα ήταν παράλειψη να μην ευχαριστήσω τον συνάδελφο, συμφοιτητή και φίλο κ. Απόστολο Καλλιμάνη για την ανιδιοτελή προσφορά του, όλα τα χρόνια σπουδών μου.

Ευχαριστώ και αφιερώνω την διπλωματική εργασία, με αγάπη στην γυναίκα μου και τα παιδιά μου για την υπομονή τους, την ηθική υποστήριξη, και την κατανόηση τους, κατά την διάρκεια των σπουδών μου και της εκπόνησης της παρούσας εργασίας.

Τέλος, την αφιερώνω επίσης, με σεβασμό και αγάπη, στους γονείς μου.

Ευχαριστώ...

Με εκτίμηση
Ιωάννης Σούγιας

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η συνήθης πρακτική έως σήμερα, κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό, ήταν η απόκριση της κατασκευής σε μια στατική ή δυναμική φόρτιση. Όσον αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ της κατασκευής και του εδάφους όπου εδράζεται, χρησιμοποιούνται προσεγγιστικές μέθοδοι. Η πρακτική αυτή ενισχύεται στα μεγάλα έργα, στα οποία πραγματοποιείται γεωτεχνική και εδαφοδυναμική μελέτη. Κατά την αντισεισμική μελέτη εφαρμόζεται η απλοποιητική παραδοχή ότι η εδαφική στρώση όπου εδράζεται η κατασκευή επεκτείνεται στο άπειρο σε οριζόντια διεύθυνση εκατέρωθεν. Στην περίπτωση που έχουμε δύσκαμπτη εδαφική στρώση (βραχώδης) και η περιοχή είναι αραιοκατοικημένη, ισχύουν οι παραπάνω απλοποιητικές παραδοχές.

Τι συμβαίνει όμως στις περιπτώσεις όπου υπάρχουν διαφόρων τύπων εδαφικές στρώσεις, που διακόπτονται από έναν τοίχο αντιστήριξης άκαμπτο ή εύκαμπτο;

Σκοπός λοιπόν της παρούσας διπλωματικής εργασίας ήταν να εξετάσει και να προσεγγίσει, κατά τον βέλτιστο τρόπο, τη δυναμική αλληλεπίδραση ενός τοίχου αντιστήριξης με την εδαφική στρώση, στην οποία εδράζεται μια κατασκευή, ιδιαίτερα όταν η αντιστήριξη έχει μόνιμο χαρακτήρα.

Για την προσομοίωση του φαινομένου, χρησιμοποιήθηκε η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, με το λογισμικό Plaxis, ένα λογισμικό κατάλληλο για γεωτεχνικές αναλύσεις. Διερευνήθηκε η επιρροή στην επιτάχυνση και στη δυναμική ενίσχυση των εξής παραμέτρων:

- α) της ευκαμψίας του τοίχου (dw , $d\theta$),
- β) του τύπου της εδαφικής στρώσης με ταχύτητα διάδοσης διαμητρικού κύματος (V_s), πυκνότητας (ρ), και συντελεστή απόσβεσης (ξ)
- γ) της απόστασης (L) του κτιρίου από τον τοίχο αντιστήριξης,
- δ) της ιδιοπεριόδου (T) του κτιρίου, και
- ε) την εφαρμογή δυο διαφορετικών σεισμικών χρονοϊστοριών (παλμός Ricker με συχνότητα 2Hz και πραγματική σεισμική διέγερση eq255).

Να σημειωθεί ότι στην παρούσα διπλωματική εργασία, εξετάζονται αρκετές σημαντικές παραμετρικές ιδιότητες, αλλά όχι στο σύνολό τους. Σε όλη την έκταση της παρούσας εργασίας είναι εμφανής η πολυπλοκότητα του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου- εδάφους -κατασκευής. Συμπερασματικά, τα αποτελέσματα αποδεικνύουν την ύπαρξη του εν λόγω φαινομένου. Θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν στον αντισεισμικό σχεδιασμό οι αντίστοιχες παραμετρικές ιδιότητες, τόσο των κτιρίων, όσο και των τοίχων αντιστήριξης, διότι πιθανές αστοχίες τους θα έχουν ανυπολόγιστες συνέπειες.

ABSTRACT

The usual practice until now regarding the earthquake resistance design was the response of the structure in a static or dynamic loading. As far as the dynamic interaction between the structure and the soil that is founded several approximate methods have been used. This practice is amplified in major construction works where a geological study is applied. During the earthquake resistance design a simplified method is considered where the soil in which the structure is founded is expanded to infinity in a horizontal direction and in both ways. In case there is a stiff layer of soil (i.e. rock) and the area is under populated the aforementioned simplified assumptions are applied.

What is going on in cases where several layers of soil exist and they are interrupted by a rigid or flexible retaining wall?

Therefore, the scope of this thesis was to examine and approach in an optimal way the dynamic interaction of a retaining wall with a soil that is also the foundation of a structure, especially when the wall is permanent.

For the simulation of this phenomenon, the finite element method was taken into consideration with the use of Plaxis software, which is a program suitable for geotechnical analysis. The investigation of the impact of acceleration and dynamic enhancement took place with the following parameters:

- a) The flexibility of the wall (dw , $d\theta$),
- b) The type of soil with the shear wave velocity (V_s), the density (ρ) and the viscous damping ratio (ξ),
- c) The distance (L) of the building from the retaining wall,
- d) The eigenperiod (T) of the building and
- e) The implementation of two different seismic time history (Ricker pulse with a frequency of 2 Hz and real seismic excitation eq255).

It should be pointed out that this thesis examines several significant parameters but not all of them. The complexity of the phenomenon of dynamic interaction between wall, soil and structure is clear during the whole range of the thesis.

In conclusion the results prove the existence of this phenomenon. The respective parameters of the buildings and retaining walls should be taken into account in the earthquake resistance design, because possible failures would lead to immeasurable consequences.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ	3
ABSTRACT	4
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	7
2. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	13
2.1. ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ	14
2.1.1. ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ	14
2.1.2. ΤΟΙΧΟΣ ΠΡΟΒΟΛΟΣ.....	17
2.1.3. ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ ΓΕΦΥΡΩΝ	18
2.1.4. ΑΝΟΙΚΤΕΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΕΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ	19
2.1.5 ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΕΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ.....	20
2.2 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	21
2.2.1 ΟΛΙΣΘΗΣΗ	23
2.2.2 ΑΝΑΤΡΟΠΗ.....	23
2.2.3 ΓΕΝΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ.....	24
2.2.4 ΣΤΡΟΦΗ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ.....	25
2.2.5 ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ.....	26
3. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	27
3.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ	
(ΜΙΚΡΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ - ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)	27
3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ.....	
(ΜΕΓΑΛΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ - ΑΠΟΛΥΤΑ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ)	28
3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	29
3.3.1 COULOMB (1776)	30
3.3.2 RANKINE (1857).....	32
3.3.3 MONONOBE - OKABE (1926)	34
3.3.4 SEED & WHITMAN (1970).....	36
3.3.5 RICHARDS & ELMS (1979)	37
3.3.6 NADIM & WHITMAN (1983)	39
3.3.7 WHITMAN & LIAO (1985)	40

3.3.8 STEEDMAN & ZENG (1990).....	41
3.3.9 CHOUDHURY & NIMBALKAR (2006)	42
3.4 ΛΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	44
3.4.1 MATUO & OHARA (1960)	44
3.4.2 WOOD (1973)	45
3.4.3 ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ ΤΟΥ SCOTT (1973)	49
3.4.4 VELETOS & YOUNAN (1994).....	49
3.4.5 ΛΥΣΗ ΤΟΥ LI (1999).....	53
3.5 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ΜΕΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ)	54
3.5.1 ΤΟΙΧΟΙ ΠΟΥ ΔΙΑΘΕΤΟΥΝ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ.....	
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ Ή / ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ	54
3.5.2 ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΕΝΗ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ.....	
ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ / ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ	56
3.5.3 ΤΟΙΧΟΙ ΠΡΑΚΤΙΚΩΣ ΑΜΕΤΑΚΙΝΗΤΟΙ.....	56
4. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΩΝ	
ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ.....	58
4.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Α	59
4.2 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Β	60
4.3 ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ.....	62
4.4 ΑΠΟΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗΝ	
ΠΑΡΕΜΒΟΛΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	64
4.5 ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗΝ	
ΠΑΡΕΜΒΟΛΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ.....	65
4.6 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ	67
5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΕΠΕΚΤΑΣΕΙΣ.....	94
5.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ	94
5.2 ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΕΣ ΕΠΕΚΤΑΣΕΙΣ	96
6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΠΗΓΕΣ.....	97
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ :	98
ΚΩΔΙΚΑΣ ΠΛΑΧΙΣ	98

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Σχεδόν καθημερινά ο μηχανικός αντιμετωπίζει προβλήματα που αφορούν το έδαφος. Το χρησιμοποιεί σαν μέσο θεμελίωσης - έδρασης των τεχνικών έργων, σαν υλικό κατασκευής επιχωμάτων, φραγμάτων και άλλων χωμάτινων έργων και τέλος πρέπει να επιλύσει ειδικά προβλήματα που έχουν σχέση με το έδαφος, όπως: αποστραγγίσεις, αντλήσεις, διάδοση κραδασμών και σεισμικών δονήσεων (Καββαδάς, 2006). Σημαντικότερο, όμως, αντικείμενο αποτελεί ο σχεδιασμός αντιστηρίξεων στις περιπτώσεις εκσκαφών.

Η πραγματοποίηση διαφόρων τεχνικών έργων απαιτεί πολύ συχνά την αφαίρεση μεγάλων εδαφικών μαζών μέσω της διαδικασίας της εκσκαφής. Σε αυτές τις περιπτώσεις είναι αναγκαία η κατασκευή ενός έργου, το οποίο θα συγκρατεί και θα αντιστηρίζει τις εναπομένουσες εδαφικές μάζες. Στην κατηγορία αυτών των έργων, τα οποία ονομάζονται έργα αντιστήριξης, ανήκουν τα διαφράγματα πασσαλοσανίδων, τα ακρόβαθρα γεφυρών και άλλα, με πλέον όμως συνηθέστερους, τους τοίχους αντιστήριξης (Αβρανά, 2006).

Γενικά, ως κατασκευές αντιστηρίξεως εδαφών ορίζονται τα έργα τα οποία επιτρέπουν την πραγματοποίηση μιας απότομης αλλαγής στην στάθμη της γήινης επιφάνειας, με τέτοιο τρόπο ώστε το σύστημα έδαφος – κατασκευή να έχει περιορισμένες μετακινήσεις ή να συγκρατείται οριακά (Κωστόπουλος 2003). Οι κατασκευές αντιστήριξης βρίσκουν εφαρμογή κυρίως σε περιπτώσεις κατάλυσης της εδαφικής συνέχειας από μια εκσκαφή, κάτω από τη φυσική επιφάνεια του εδάφους, όπως κατά τη διάνοιξη δρόμων σε δύσκολο γεωγραφικό ανάγλυφο με απότομα πρανή. Επίσης, είναι σύνηθες φαινόμενο να χρησιμοποιούνται κατά την κατασκευή υπόγειων χώρων σε αστικές περιοχές, όταν μάλιστα υπάρχουν περιμετρικά άλλα κτίρια ή δρόμοι. Σε ειδικές περιπτώσεις λειτουργικές αιτίες επιβάλλουν την τοπική υπερύψωση της εδαφικής επιφάνειας με επίχωση στην περιοχή γύρω από την κατασκευή, όπως σε ακρόβαθρα γεφυρών ή σε λιμενικά έργα, οπότε γίνεται απαραίτητη η αντιστήριξη της εδαφικής μάζας. Τέλος οι κατασκευές αντιστήριξης γίνονται αναγκαίες στη σταθεροποίηση και προστασία φυσικών πρανών που παρουσιάζουν κινηματική αστάθεια (Κωστόπουλος, 1998).

Κατασκευές αντιστήριξης εδαφών, όπως είναι οι τοίχοι αντιστήριξης, τα ακρόβαθρα γεφυρών, κρηπιδότοιχοι και οι αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι, χρησιμοποιούνται ευρέως σε περιοχές σεισμικά ενεργές (Εικόνα 1.1).



Εικόνα 1.1: Πτερυγότοιχος Ιόνιας Οδού - (Φωτογραφία από προσωπικό αρχείο)

Όπως έχει διαπιστωθεί σε πολλά ιστορικά περιστατικά, οι ισχυροί σεισμοί προκαλούν καταπονήσεις και μόνιμες παραμορφώσεις και στις κατασκευές αντιστηρίξεων. Σε μερικές περιπτώσεις οι παραμορφώσεις αυτές ήταν αμελητέες, σε άλλες προκάλεσαν σημαντικές βλάβες ή παρατηρήθηκε και κατάρρευση της ίδιας της κατασκευής αντιστήριξης με καταστροφικές υλικές και οικονομικές συνέπειες (Kramer 1996, Piac 2001).

Εκτός από τη διασφάλιση της μη αστοχίας των τοίχων αντιστήριξης, πρέπει να υπάρξει μέριμνα και για τον οικονομικό τους σχεδιασμό. Πολλές φορές η μείωση του πάχους ενός τοίχου σημαίνει μεγάλη μείωση του κόστους κατασκευής (π.χ. μεγάλου μήκους αυτοκινητόδρομοι στους οποίους τα πρηνή αντιστηρίζονται με τοίχους – Εικόνα 1.2). Από τα παραπάνω φαίνεται ότι είναι επιτακτικός ο σχεδιασμός των κατασκευών αντιστήριξης ώστε να έχουμε ταυτόχρονα ασφάλεια και οικονομία. Αυτό ακριβώς είναι το αντικείμενο του γεωτεχνικού μηχανικού: να συμβιβάσει κατάλληλα τους δύο «ανταγωνιστικούς» στόχους (Kramer 1996, Piac 2001).



Εικόνα 1.2: Τοίχος αντιστήριξης με αγκύρια Ολυμπίας Οδού - (Φωτογραφία από προσωπικό αρχείο)

Σε κάθε περίπτωση αποτελεί νομική υποχρέωση η προσφορά προστασίας στις γειτονικές κατασκευές και στο ευρύτερο περιβάλλον του έργου, η οποία νοείται κυρίως έναντι στους κινδύνους που επιφέρει η μείωση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους και η αύξηση των καθιζήσεων αυτού. Όταν λοιπόν δεν είναι εφικτό, έννομο ή οικονομικό να υλοποιηθεί ανοικτή εκσκαφή (με ελεύθερα πρηνή), επιβάλλεται η κατασκευή αντιστήριξης. Κατά αυτήν την έννοια, τα ελεύθερα πρηνή θεωρούνται ως μηδενική αντιστήριξη (Κωστόπουλος, 1998). Υπάρχουν δύο τρόποι υλοποίησης ενός έργου αντιστήριξης είτε από κάτω προς τα πάνω είτε από πάνω προς τα κάτω.

Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν οι τοίχοι βαρύτητας και τα εξελιγμένα μοντέλα αυτών, οι αντηριδωτοί τοίχοι, οι τοίχοι πρόβολοι κ.τ.λ. Στους τοίχους αυτούς μορφώνεται μια ανοικτή εκσκαφή, κατασκευάζεται στη συνέχεια ο τοίχος, στις περισσότερες περιπτώσεις από οπλισμένο σκυρόδεμα και ακολουθεί η επίχωση του πρίσματος μεταξύ του τοίχου και του πρηνούς. Οι τοίχοι βαρύτητας και οι παραλλαγές αυτών, είναι άκαμπτα δομικά στοιχεία, τα οποία ισορροπούν τις πιέσεις που ασκεί η αντιστηριζόμενη γεωμάζα, με την ανάπτυξη ορθών και διατμητικών τάσεων στη βάση τους (Κωστόπουλος, 1998).

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν όλων των ειδών οι διαφραγματικοί τοίχοι, σημαντικό τμήμα των οποίων έχει ενταχθεί στη γεωμάζα, κάτω από την

στάθμη εκσκαφής. Τα διαφράγματα κατασκευάζονται πριν από κάθε εκσκαφή κατά τρόπο συνεχή (επί τόπου εγχυνόμενα) ή ασυνεχή (πασσαλοδιαφράγματα) κατά το μήκος του μελλοντικού μετώπου (Εικόνες 1.3 & 1.4). Σπανιότερα κατασκευάζονται κατά τρόπο ασυνεχή κατά το βάθος (επί τόπου εγχυνόμενο - προκατασκευασμένο). Τα διαφράγματα βρίσκονται σε επαφή με την επί τόπου γεωμάζα και για να διατηρηθεί η ισορροπία κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους κάτω από τη στάθμη εκσκαφής. Η ευκαμψία των διαφραγμάτων κυμαίνεται σε ευρύτατα όρια, γεγονός το οποίο έχει σημαντικότερο αποτέλεσμα στην κατανομή των εδαφικών πιέσεων (Κωστόπουλος, 1998).



Εικόνα 1.3: Τοίχος αντιστήριξης για την κατασκευή κτηρίων γραφείων IRA SHIPPING CO στην Λ. Συγγρού με αγκύρια – μελέτη (Φωτογραφία: Α. Αθανασιάδης 2001)

Όσο πιο εύκαμπτη είναι η κατασκευή αντιστήριξης, τόσο μικρότερες είναι οι καμπτικές ροπές που δημιουργούνται, αλλά και τόσο μεγαλύτερες αναμένεται να είναι οι προκύπτουσες μετακινήσεις, ιδίως στα αυτοφερόμενα διαφράγματα, δηλαδή χωρίς αντηρίδες ή αγκυρία. Από την άλλη, η πολυπλοκότητα της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής αυξάνεται με τον αριθμό κατά ύψος σειρών των αντηρίδων ή των αγκυριών, δηλαδή με την στατική αοριστία (*redundancy*). Οπότε γίνεται κατανοητό ότι οι μηχανισμοί αλληλεπίδρασης, που ελέγχουν τη συμπεριφορά των πολλαπλώς αγκυρωμένων διαφραγμάτων, είναι πολυσύνθετοι (Κωστόπουλος, 1998).



Εικόνα 1.4: Τοίχος αντιστήριξης για την κατασκευή υπογείου Garage Polis Park στην πλατεία Αιγύπτου με πασσαλότοιχο – μελέτη (Φωτογραφία: Α. Αθανασιάδης 2004)

Γεγονός είναι ότι από την πρώτη επαφή του ανθρώπου με το έδαφος ως υλικό «κατασκευαστικού ενδιαφέροντος» προέκυψε η ανάγκη της αντιμετώπισης προβλημάτων εδαφομηχανικής που είχαν άμεση συσχέτιση με θέματα αντιστήριξης. Ως εκ τούτου, η μελέτη και η κατασκευή έργων αντιστήριξης ξεκινά από τις πρώτες περιόδους της ιστορίας των τεχνικών έργων πολιτικού μηχανικού. Την αρχική, ιδιαίτερα δημοφιλή, μεθοδολογία αντιστήριξης με τη χρήση κατακόρυφων πασσάλων διαδέχθηκαν άλλες πιο εξελιγμένες μέθοδοι με αποτέλεσμα σήμερα ο μηχανικός να έχει στη διάθεσή του ένα πλήθος μεθόδων και τεχνικών αντιστηρίξεων, από τις οποίες καλείται κάθε φορά να επιλέξει την βέλτιστη λαμβάνοντας υπόψιν τους ιδιαίτερους παράγοντες του εκάστοτε γεωτεχνικού προβλήματος (Εικόνα 1.5).

Σύμφωνα με τον Κωστόπουλο (2003) τα βασικά κριτήρια επιλογής του τύπου της κατασκευής αντιστήριξης είναι τα εξής:

- α) η φύση του εδάφους,
- β) τα υπόγεια νερά,
- γ) η κατασκευαστική διαδικασία και παράδοση,
- δ) το κόστος,
- ε) η αντοχή στον χρόνο,

- στ) οι περιβαλλοντικές επιδράσεις,
- ζ) η αισθητική.

Συνοψίζοντας, η μελέτη και η κατασκευή ενός έργου αντιστήριξης είναι μια σύνθετη διαδικασία που απαιτεί από τον γεωτεχνικό μηχανικό την ορθή κατανόηση των δεδομένων του προβλήματος και την επίτευξη της κατά το δυνατόν ρεαλιστικότερης και οικονομικότερης λύσης. Στα επόμενα κεφάλαια μελετάται ο επικρατέστερος τύπος κατασκευής αντιστήριξης, ο οποίος είναι όπως έχει ήδη προαναφερθεί, ο τοίχος αντιστήριξης. Εξετάζονται συνοπτικά τα είδη των τοίχων αντιστήριξης και οι αντίστοιχες μορφές αστοχίας τους καθώς επίσης και οι μέθοδοι υπολογισμού των ωθήσεων που αυτοί δέχονται.

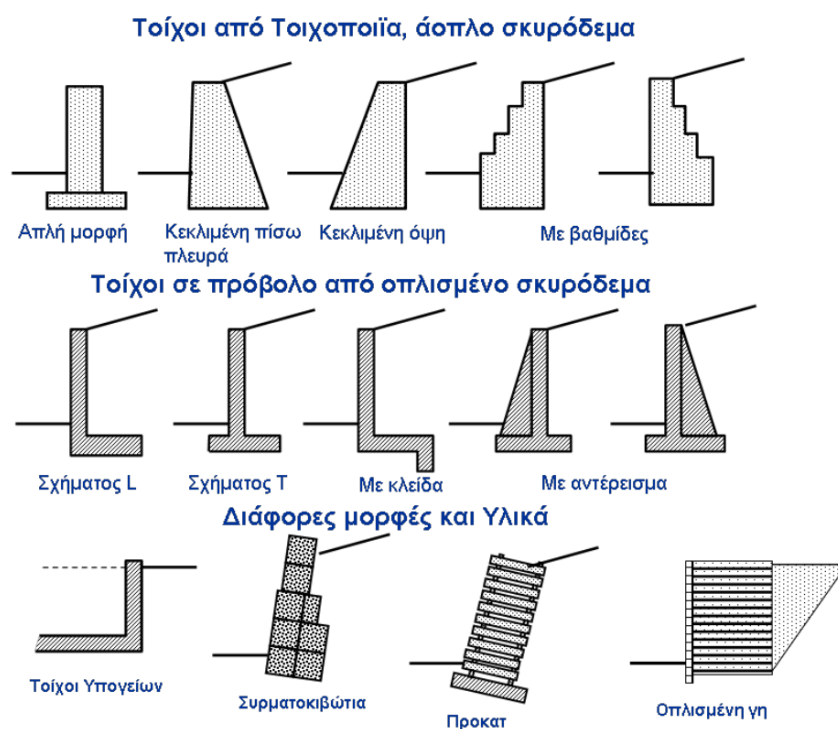


Εικόνα 1.5: Τοίχος αντιστήριξης (πασσαλότοιχος) νέο γήπεδο της ΑΕΚ - (Φωτογραφία από προσωπικό αρχείο).

2. ΓΕΝΙΚΑ ΠΕΡΙ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Όταν το έδαφος δεν είναι οριζόντιο, η συνιστώσα του βάρους κατά τη διεύθυνση της κλίσης τείνει να το μετακινήσει προς τα κάτω. Η κατάσταση αυτή απαντάται σε φυσικά πρηνή και εκσκαφές για την κατασκευή αγωγών, υπόγειων κατασκευών, ορυγμάτων συγκοινωνιακών έργων κλπ. Σε πολλές από τις περιπτώσεις αυτές στις οποίες η ασφάλεια των εδαφικών μαζών έναντι μετακινήσεων είναι ανεπαρκής (δηλαδή υπάρχει κίνδυνος αστοχίας), τα πρηνή και οι εκσκαφές πρέπει να αντιστηριχτούν με την κατασκευή κάποιου τεχνικού έργου. Τοίχοι αντιστήριξης που λειτουργούν με το βάρος τους (τοίχοι βαρύτητας) και εύκαμπτοι τοίχοι από οπλισμένο σκυρόδεμα, συχνά σε συνδυασμό με συστήματα αγκύρωσης, είναι οι κατασκευές που χρησιμοποιούνται για την αντιστήριξη φυσικών πρηνών και εκσκαφών (Καββαδάς, 2006).

Υπάρχει μια ευρεία κλίμακα κατασκευών που χρησιμοποιούνται για να αντιστηρίξουν το έδαφος ή ακόμα και το νερό, τόσο για προσωρινές όσο και για μόνιμες εργασίες. Στην Εικόνα 2.1 παρουσιάζονται μερικοί από τους πιο κοινούς τύπους και μάλιστα με τη χρήση διαφορετικών υλικών κατασκευής.

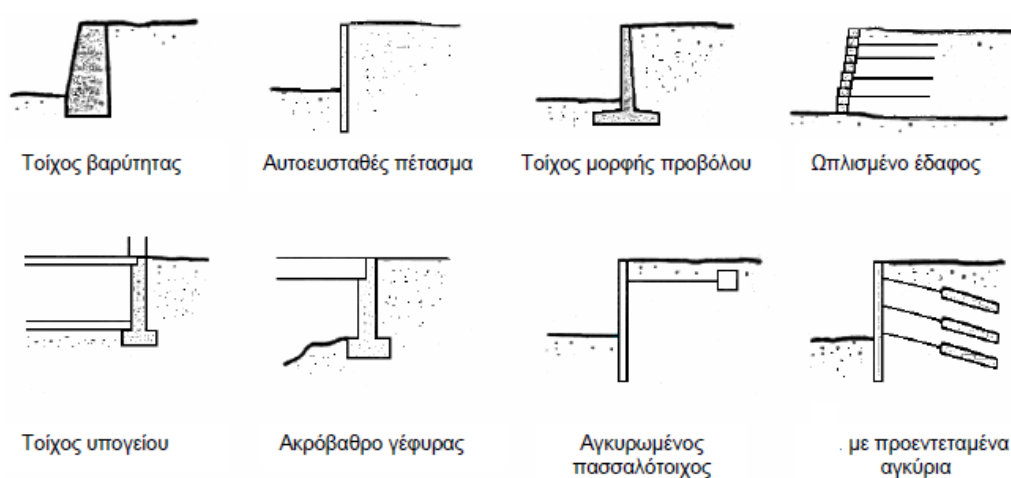


Εικόνα 2.1: Τύποι αντιστήριξης

2.1. ΤΑΞΙΝΟΜΗΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Οι τοίχοι αντιστήριξης ταξινομούνται ανάλογα με την μάζα τους, την ευκαμψία τους και τις συνθήκες αγκύρωσης. Όπως φαίνεται και στην Εικόνα 2.2 (Kramer 1996) οι κυριότερες κατηγορίες των τοίχων αντιστήριξης είναι οι εξής:

- τοίχοι βαρύτητας
- τοίχοι - πρόβολοι
- αγκυρωμένοι τοίχοι

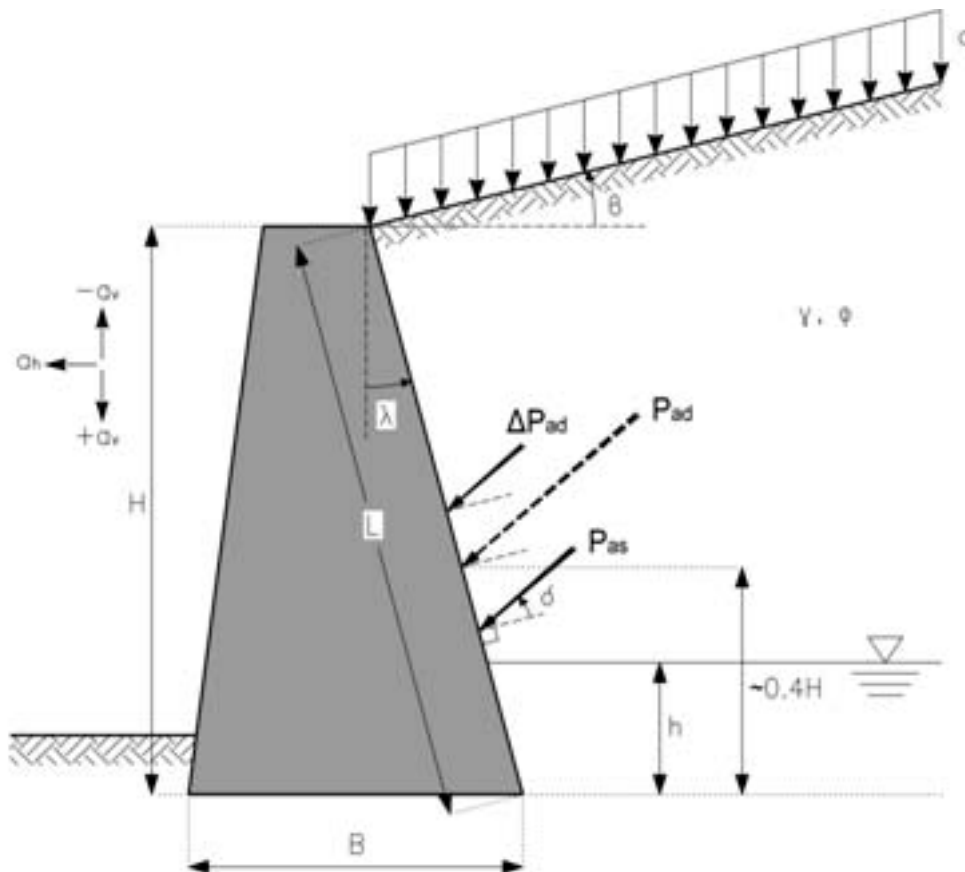


Εικόνα 2.2: Κατηγορίες Τοίχων Αντιστήριξης

2.1.1. ΤΟΙΧΟΣ ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ

Ως τοίχοι βαρύτητας ορίζονται οι τοίχοι από τοιχοποιία ή από σκυρόδεμα που στηρίζονται στο βάρος τους για ευστάθεια έναντι ανατροπής και ολίσθησης. Οι τοίχοι βαρύτητας είναι οι απλούστεροι, οι πιο συνηθισμένοι και οι πρώτοι που χρησιμοποιήθηκαν. Αποτελούν μαζικές κατασκευές, τραπεζοειδούς διατομής και κατασκευάζονται από άοπλο σκυρόδεμα, τσιμεντόλιθους και σπανιότερα από φυσικούς λίθους.

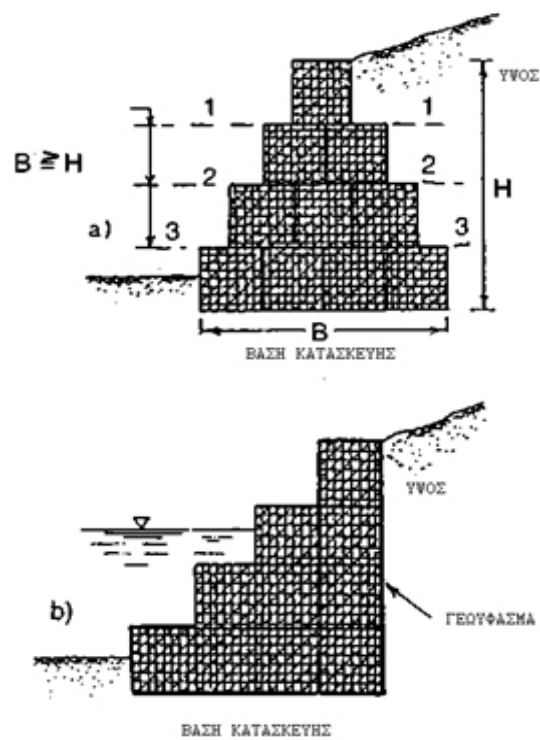
Είναι άοπλοι, οπότε το ύψος τους πρέπει να περιορίζεται, ώστε να εξασφαλίζεται η εσωτερική ευστάθεια του τοίχου σε κάμψη και διάτμηση, όταν υπόκειται σε εγκάρσιες τάσεις. Τυπικά τέτοιοι τοίχοι δεν υπερβαίνουν τα 3m σε ύψος. Φροντίζοντας να έχουν μια κλίση 1:50 (οριζόντια : κατακόρυφη) στην εμπρός όψη τους, αποφεύγεται η οπτική εντύπωση ενός κατακόρυφου τοίχου με κλίση προς τα έξω (Barnes, 2000).



Εικόνα 2.3: Τοίχος βαρύτητας και ασκούμενες δυνάμεις

Στην κατηγορία των τοίχων βαρύτητας ανήκουν επίσης τα συρματοκιβώτια ή σαραζανέτια τα οποία συντίθενται με βάση από πρισματικά κουτιά από γαλβανισμένο σύρμα που πληρούνται με πέτρες ή κροκάλες (Εικόνα 2.4). Τα συρματοκιβώτια μπορούν να ενσωματωθούν αρμονικά στο περιβάλλον ενώ λόγω της υψηλής διαπερατότητας που έχουν δεν απαιτούν πρόσθετη αποστράγγιση. Επιπλέον, χρειάζονται μόνο υποτυπώδη θεμελίωση και είναι κατάλληλα για συμπιεστά εδάφη, επειδή μπορούν να αντέξουν μεγάλες καθιζήσεις χωρίς φανερή καταπόνηση (Barnes, 2000). Η αντίστασή τους προέρχεται μόνο από το βάρος τους, με αποτέλεσμα να υφίστανται αυξημένη καταπόνηση σε σεισμό. Ως τοίχοι αντιστήριξης είναι αρκετά ογκώδεις, παχείς και δύσκαμπτοι έτσι ώστε να θεωρούνται πρακτικά απαραμόρφωτοι. Εξασφαλίζουν την αντοχή τους από την αλληλεπίδραση των εφελκυστικών ιδιοτήτων του συρμάτινου πλέγματος ή του χαλύβδινου κλωβού που συνδυάζονται με τη θλιπτική και διατμητική αντοχή των λίθων που περικλείουν. Το κυριότερο μειονέκτημα είναι ότι το συρμάτινο πλέγμα του

κλωβού είναι ευπαθές σε διάβρωση και φθορά, αν και η ζωή του μπορεί να επιμηκυνθεί με γαλβανισμό και επικάλυψη με PVC (Barnes, 2000).



Εικόνα 2.4: Συρματοκιβώτια

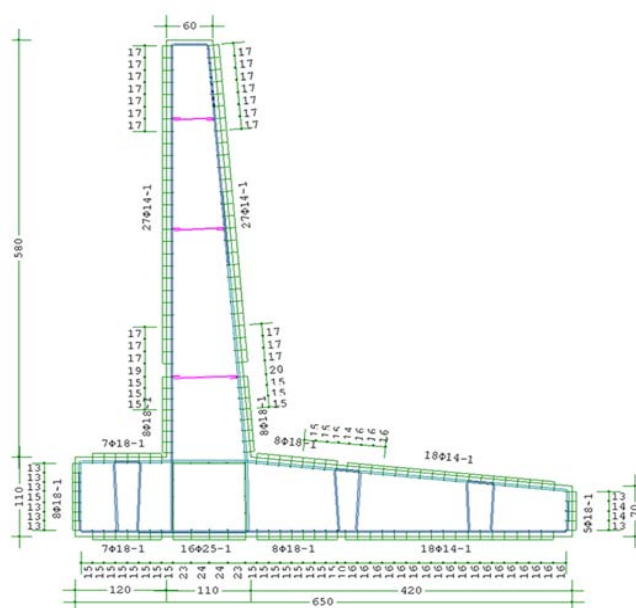


Εικόνα 2.5: Συρματοκιβώτια στις όχθες ποταμού τα οποία λειτουργούν ως αντιστήριξη.

Εν κατακλείδι, το έδαφος που αντιστηρίζουν πρέπει να έχει σε κάποιο βαθμό την ικανότητα να στηρίζεται μόνο του κατά τη διάρκεια της κατασκευής και έτσι συχνά χρησιμοποιούνται για πρόσθετη στήριξη σε αναβαθμίδες και φυσικά πρανή. Τα συρματοκιβώτια συχνά χρησιμοποιούνται για την προστασία οχθών ποταμών, όπου προσφέρουν σημαντική προστασία από τη διάβρωση (Εικόνα 2.5).

2.1.2. ΤΟΙΧΟΣ ΠΡΟΒΟΛΟΣ

Οι τοίχοι πρόβολοι έχουν σαφώς λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και συνήθως κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα (Εικόνα 6). Είναι πιο οικονομικοί από τους τοίχους βαρύτητας, με τον οπλισμό τοποθετημένο έτσι ώστε να επιτρέπει στον κορμό και τη βάση του τοίχου να σχεδιάζονται ως πρόβολοι. Η ολική ευστάθεια εξασφαλίζεται από το επαρκές πλάτος της βάσης του, και από το βάρος του επιχώματος που πατάει σε μια πλάκα πίσω από τον κορμό (Barnes, 2000).



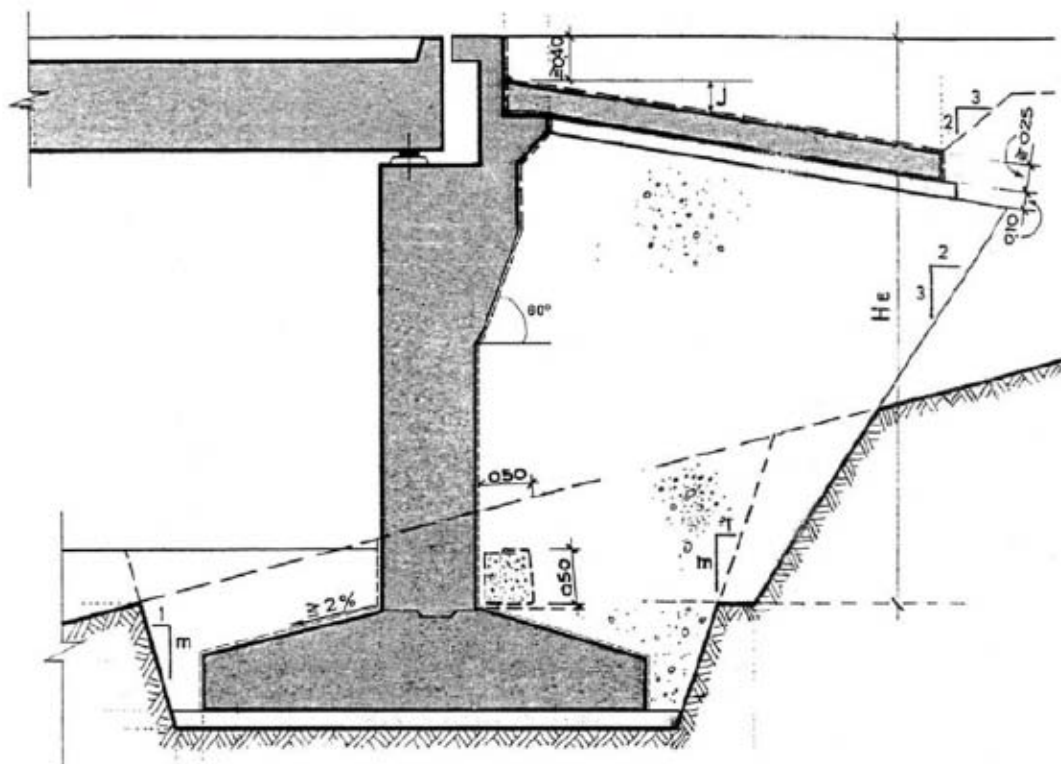
Εικόνα 2.6: Τοίχος πρόβολος από οπλισμένο σκυρόδεμα

Για να αντισταθούν στις εδαφικές ωθήσεις βασίζονται στη δυσκαμψία τους αξιοποιώντας ταυτόχρονα το ίδιο βάρος του αντιστηριζόμενου εδάφους άνω του πεδίου θεμελίωσης και της εξισσοροπιστικής συμβολής που παρέχεται από το κατάντη έδαφος κατά μήκος της έμπηξης. Η κατανομή των ωθήσεων

καθ' ύψος εξαρτάται από τη σχετική δυσκαμψία και παραμορφωσιμότητα τοίχου και εδάφους. Γενικά έχουν σχετικώς περιορισμένη εφαρμογή (εκτός κι αν ενισχυθούν με αγκύρια, αντηρίδες κ.α.) κυρίως λόγω των υπερβολικά μεγάλων πλευρικών μετατοπίσεων που επιτρέπουν (Βαΐα Σ. Αβρανά, 2006).

2.1.3. ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

Εκ προοιμίου τα ακρόβαθρα των γεφυρών έχουν διπλό ρόλο. Από τη μία πλευρά εξασφαλίζουν τη στήριξη της γέφυρας στο έδαφος και λειτουργούν ως θεμέλια του καταστρώματος, από την άλλη πλευρά αντιστηρίζουν το έδαφος και λειτουργούν ως ανεξάρτητοι τοίχοι αντιστήριξης. Για τον λόγο αυτό, εκτός από το να εξασφαλίζουν τις κανονικές συνθήκες ευστάθειας, πρέπει επίσης να σχεδιάζονται ώστε να εξασφαλίζουν ανεκτές καθιζήσεις για το κατάστρωμα της γέφυρας. Η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή πρέπει να είναι οι ελάχιστες, ώστε να επιτυγχάνεται η σωστή λειτουργία των στηριγμάτων του καταστρώματος.



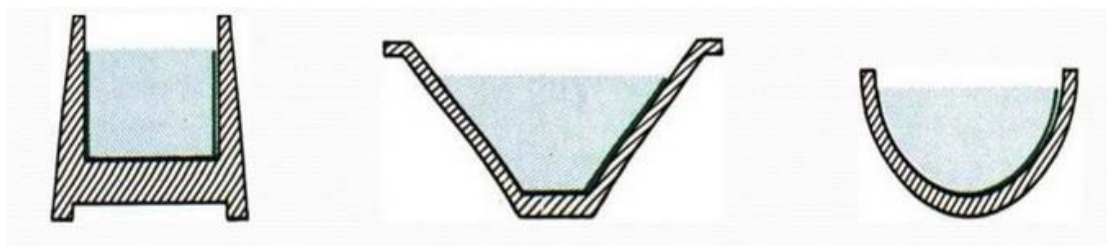
Εικόνα 2.7: Τομή ακροβάθρου γέφυρας

Συνοψίζοντας σύμφωνα με τον Κωνσταντινίδη (2012) τα ακρόβαθρα βοηθούν στην:

- Ανάληψη των κατακόρυφων και οριζοντίων αντιδράσεων της ανωδομής της γέφυρας.
- Εξασφάλιση του απαιτούμενου χώρου για τις οριζόντιες μετατοπίσεις της ανωδομής.
- Δημιουργία συνδέσμου για τη μετάβαση από τη γέφυρα στο επίχωμα και αντίστροφα.
- Εγκιβωτισμό και εξασφάλιση του επιχώματος μέσω των πτερυγοτοίχων.
- Ανάληψη των, εκ του επιχώματος, προερχομένων ωθήσεων και μεταφορά τους μαζί με τις από την ανωδομή αντιδράσεις στο έδαφος.

2.1.4 ΑΝΟΙΚΤΕΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΕΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

Οι ανοικτές υδραυλικές εγκαταστάσεις είναι κατά κύριο λόγο κατασκευές που χρησιμοποιούνται για τη διέλευση του νερού, ωστόσο ταυτόχρονα αποτελούν αντιστήριξη των πρανών για την προστασία της ροής από την πτώση εδαφών. Συνήθως είναι τραπεζοειδούς διατομής, αλλά ενίοτε μπορεί να κατασκευαστούν με ορθογωνική ή ημικυκλική διατομή (Εικόνα 2.8). Το υλικό κατασκευής τους είναι οπλισμένο σκυρόδεμα και η ύπαρξη πλάκας στον πυθμένα λειτουργεί ευεργετικά για την ευστάθεια του φορέα και για την ασφαλή παραλαβή των πλευρικών – εδαφικών ωθήσεων. Επιπλέον, οι ανοικτές υδραυλικές εγκαταστάσεις μπορούν να αποτελούν την είσοδο και έξοδο (τεχνικό εισόδου ή στόμιο εισόδου και αντίστοιχα τεχνικό εξόδου ή στόμιο εξόδου) μιας κλειστής υδραυλικής εγκατάστασης (π.χ. οχετός).



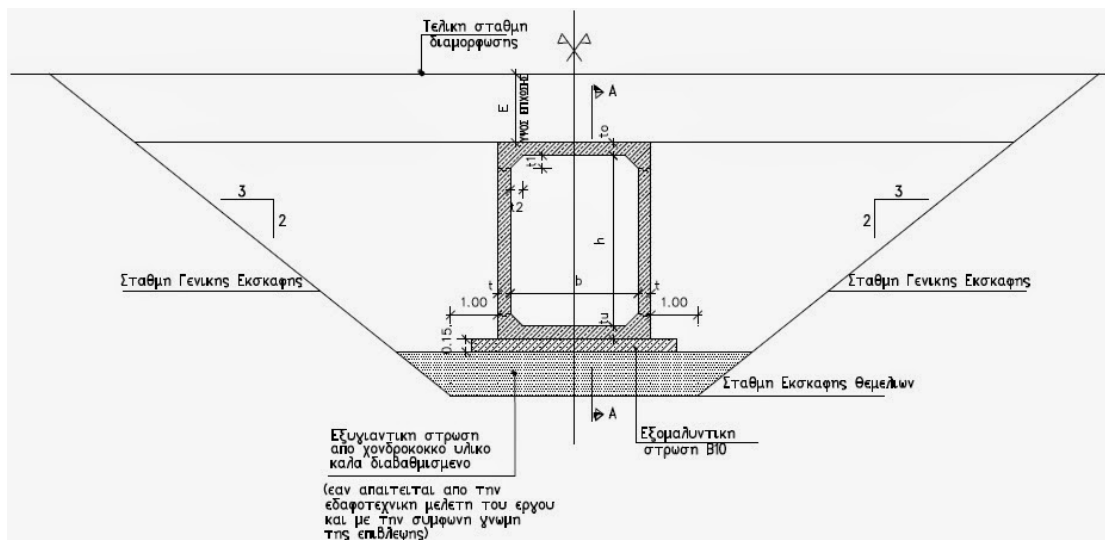
Εικόνα 2.8: Ανοικτές υδραυλικές εγκαταστάσεις

2.1.5 ΚΛΕΙΣΤΕΣ ΥΔΡΑΥΛΙΚΕΣ ΕΓΚΑΤΑΣΤΑΣΕΙΣ

Με τον όρο κλειστές υδραυλικές εγκαταστάσεις ορίζονται οι υδραυλικοί οχετοί (Εικόνα 2.9) που ουσιαστικά είναι τεχνικά έργα υδραυλικού χαρακτήρα που χρησιμεύουν για την αποκατάσταση φυσικών ροών κάτω από οδικά επιχώματα. Κατασκευάζονται, δηλαδή, με κύριο λόγο την αποκατάσταση φυσικών ροών που διακόπτονται από την παρεμβολή ενός οδικού έργου. Υπάρχουν διάφορα είδη οχετών που χρησιμοποιούνται στην οδοποιία, ανάλογα με την κατηγορία της οδού, το ύψος του επιχώματος, την κλίση της μισγάγγειας, τους οικονομικούς περιορισμούς και τους αισθητικούς λόγους.

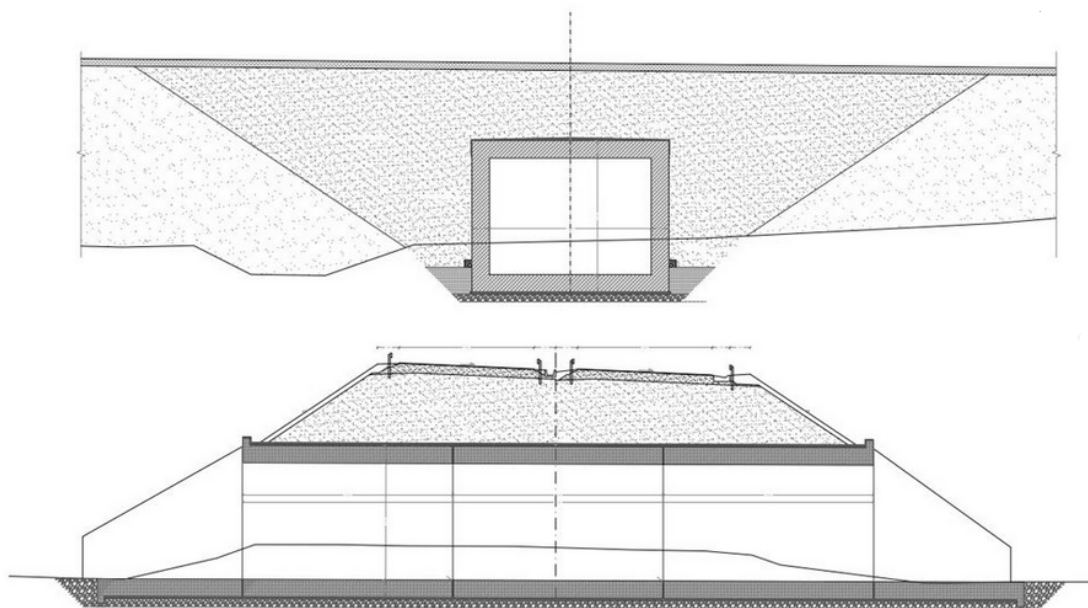
Γενικώς διακρίνονται σε:

- Σωληνωτούς οχετούς, απλής κατασκευής, συνήθως από προκατασκευασμένα στοιχεία (τσιμέντο), κατάλληλους για μικρές παροχές.
- Πλακοσκεπείς οχετούς (ευρεία εφαρμογή στην Ελλάδα).
- Κιβωτοειδείς οχετούς (εφαρμογή σε έργα αποκατάστασης ροών και οδικής κυκλοφορίας).
- Θολωτούς οχετούς (εφαρμογή σε ειδικές περιπτώσεις, όταν το ύψος του επιχώματος είναι μεγάλο).
- Μεταλλικούς οχετούς, από φύλλα κυματοειδούς λαμαρίνας, που παρουσιάζουν το πλεονέκτημα της εύκολης μεταφοράς και τοποθέτησης



Εικόνα 2.9: Τομή οχετού

Σημαντικές δράσεις που υφίστανται οι συγκεκριμένοι φορείς είναι οι πλευρικές – εδαφικές ωθήσεις στα τοιχώματα και μάλιστα το ύψος της επίχωσης συμβάλει καθοριστικά στο μέγεθος των εν λόγω πιέσεων (Εικόνα 2.10). Ωστόσο, η φύση της κλειστής διατομής, δηλαδή η ύπαρξη πλακών τόσο στη στέψη όσο και στον πυθμένα του φορέα δρουν ευεργετικά στην ασφαλή παραλαβή των ωθήσεων.



Εικόνα 2.10: Τομή και μηκοτομή κιβωτοειδούς οχετού

2.2 ΑΣΤΟΧΙΕΣ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Ο σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης πρέπει να γίνεται σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 7 (Γεωτεχνικός Σχεδιασμός) και τον Ευρωκώδικα 8 (Αντισεισμικός σχεδιασμός) και να εξασφαλίζει την κατασκευή τόσο στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας (Ο.Κ.Λ.), όσο και στην οριακή κατάσταση αστοχίας (Ο.Κ.Α.).

Η οριακή κατάσταση λειτουργικότητας αναφέρεται στη φάση λειτουργίας του τοίχου αντιστήριξης και εξασφαλίζει ότι δεν θα δημιουργηθεί σημαντική παραμόρφωση στην κατασκευή ή σημαντική μετακίνηση του εδάφους.

Αντίθετα, στην οριακή κατάσταση αστοχίας σύμφωνα με τον Barnes (2000) οι κατασκευές αντιστήριξης πρέπει να σχεδιάζονται ώστε να αποφεύγονται τα εξής:

α) Κατάρρευση ή σοβαρή βλάβη από αστάθεια της εδαφικής μάζας. Ένας τοίχος βαρύτητας πρέπει να ελέγχεται για:

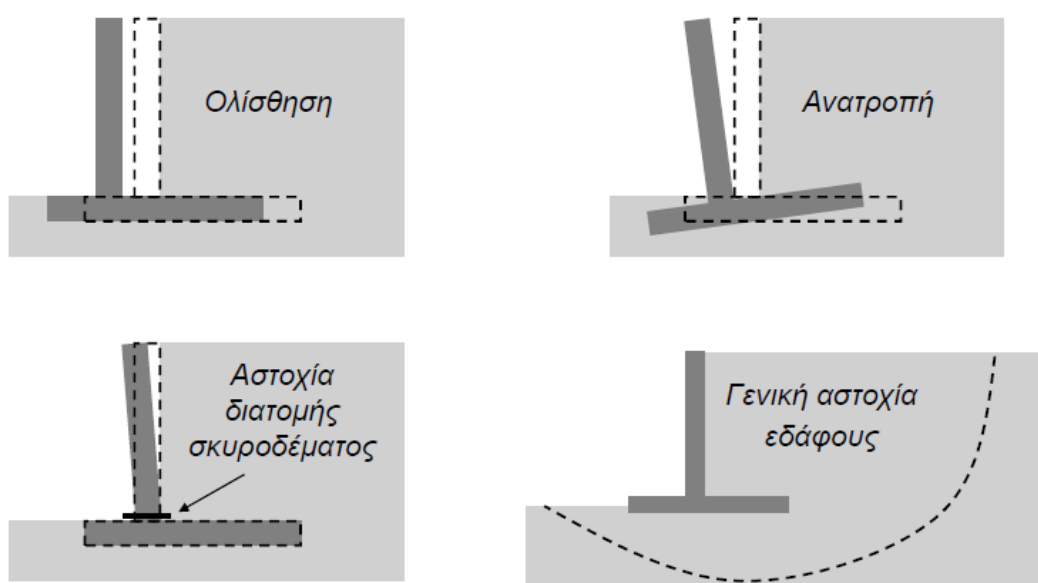
- αστοχία ολίσθησης (Εικόνα 2.11α),
- ανατροπή ή αστοχία από περιστροφή (Εικόνα 2.11β),
- φέρουσα πίεση κάτω από τον πόδα,
- αστοχία φέρουσας ικανότητας,
- αστοχία λόγω μετατόπισης ή ολίσθησης (Εικόνα 2.11δ).

β) Αστοχία των δομικών μελών σε κάμψη και διάτμηση, που ονομάζεται εσωτερική ευστάθεια (Εικόνα 2.11γ).

γ) Υπερβολική παραμόρφωση του τοίχου ή του εδάφους, η οποία θα μπορούσε να γίνει αιτία οι γειτονικές κατασκευές ή εγκαταστάσεις να φτάσουν στην οριακή κατάσταση αντοχής τους.

Όσον αφορά τους διαφραγματικούς τοίχους θα πρέπει επιπροσθέτως να σχεδιάζονται ώστε να αποτρέπουν την αστοχία των αγκυρίων.

Στην παρούσα εργασία οι αστοχίες που αποτελούν το αντικείμενο της έρευνας και θα περιγραφούν αναλυτικά στα επόμενα εδάφια είναι όσες σχετίζονται με την αλληλεπίδραση τοίχου – εδάφους.



Εικόνα 2.11: Αστοχίες τοίχων αντιστήριξης α) Αστοχία λόγω ολίσθησης, β) Αστοχία λόγω ανατροπής, γ) Αστοχία διατομής σκυροδέματος, δ) Γενική αστοχία εδάφους

2.2.1 ΟΛΙΣΘΗΣΗ

Η αστοχία με ολίσθηση συμβαίνει όταν η ασκούμενη οριζόντια δύναμη H (ή μια συνιστώσα) υπερβεί τη μέγιστη δύναμη αντίστασης H_{max} . Ο ολικός συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης δίνεται από τη σχέση:

$$S.F. = \frac{H_{max}}{H} \quad (2.1)$$

Ένας τοίχος βαρύτητας ολισθαίνει πάνω στην επιφάνεια επαφής του με το έδαφος θεμελίωσης όταν δεν πληρούνται οι συνθήκες ισορροπίας των οριζοντίων δυνάμεων. Η δρώσα οριζόντια δύναμη H προκύπτει από το άθροισμα των πλευρικών – εδαφικών δυνάμεων που ασκούνται στον τοίχο, ενώ αντίθετα η δύναμη αντίστασης H_{max} επηρεάζεται από την τριβή και τη συνάφεια του τοίχου. Η τριβή και η συνάφεια εξαρτώνται από τα φυσικά στρώματα της θεμελίωσης και πιο συγκεκριμένα η γωνία εσωτερικής τριβής ϕ και η συνάφεια c αποτελούν μηχανικά χαρακτηριστικά του εδάφους της θεμελίωσης. Συνοψίζοντας, η μέγιστη δύναμη αντίστασης δίνεται από τον τύπο:

$$H_{max} = \sum V \times \tan \phi + c \times B \quad (2.2)$$

όπου:

$\sum V$ = το άθροισμα των κατακόρυφων δυνάμεων

B = το πλάτος του πεδίου του τοίχου αντιστήριξης.

Ο οριακός συντελεστής ασφαλείας (*safety factor* = $S.F.$) στην περίπτωση που τα εδαφικά χαρακτηριστικά βασίζονται σε εργαστηριακές ή επιτόπου δοκιμές θα πρέπει να είναι ίσος με 1.5. Σημειώνεται ότι στην περίπτωση αντισεισμικού σχεδιασμού πρέπει να λειφθούν υπόψιν και οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις.

2.2.2 ΑΝΑΤΡΟΠΗ

Ένας τοίχος βαρύτητας αστοχεί λόγω ανατροπής, δηλαδή περιστρέφεται γύρω από ένα ακραίο σημείο της διατομής του, όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία ροπών. Για να μην ανατραπεί ο τοίχος πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$S.F. = \frac{\sum M_{\text{ευστάθειας}}}{\sum M_{\text{ανατροπής}}} \geq 2.0 \quad (2.3)$$

Οι ροπές ευστάθειας προκύπτουν από το ίδιο βάρος του τοίχου αντιστήριξης, από το βάρος του εδάφους, που βρίσκεται πάνω στο πέδιλο του τοίχου, καθώς και από την παθητική ώθηση του εδάφους. Αντίθετα, οι ροπές ανατροπής προέρχονται από τις πλευρικές – εδαφικές ωθήσεις. Η παθητική ώθηση στο εμπρός μέρος του τοίχου συνήθως αγνοείται, επειδή απαιτείται σημαντική περιστροφή πριν ενεργοποιηθεί. Επιπλέον, αν ένας τοίχος στηρίζεται σε υψηλότερη στάθμη από μια αντηρίδα, μία ήλωση ή ένα αγκύριο, η δύναμη αντίδρασης σε αυτή τη στάθμη μπορεί να προστεθεί στις ροπές που αντιδρούν.

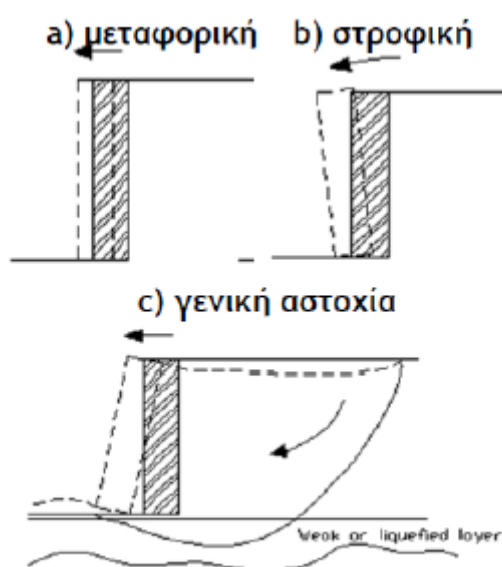
Ο οριακός συντελεστής ασφαλείας (*safety factor = S.F.*) έναντι ανατροπής συνιστάται να λαμβάνεται ίσος με 2.0 (Barnes, 2000).

Σημειώνεται ότι στην περίπτωση αντισεισμικού σχεδιασμού πρέπει να λειφθούν υπόψιν και οι σεισμικές εδαφικές ωθήσεις.

2.2.3 ΓΕΝΙΚΗ ΑΣΤΟΧΙΑ

Ως γενική αστοχία εννοείται η αστοχία λόγω περιστροφής ή ολίσθησης κατά μήκος μιας βαθιάς επιφάνειας που περιλαμβάνει τον τοίχο αντιστήριξης καθώς και ένα σημαντικό τμήμα του αντιστηριζόμενου εδάφους (Εικόνα 2.12). Επαρκή μέτρα αποστράγγισης (διαπερατές στρώσεις, σωλήνες κλπ) πίσω από τον τοίχο και μέσα στο επίχωμα, μπορούν να εξασφαλίσουν μια χαμηλότερη επιφάνεια ισορροπίας του φρεάτιου ορίζοντα με αποτέλεσμα τη βελτίωση της ευστάθειας του συστήματος πρανούς – τοίχου αντιστήριξης. Η εκτόνωση των υδροστατικών πιέσεων μέσω των μέτρων αποστράγγισης ανακουφίζει τον τοίχο αντιστήριξης καθώς αναιρείται η πλευρική ώθηση του νερού. Ταυτόχρονα αυξάνεται η αντίσταση τριβής στην ενδεχόμενη επιφάνεια ολίσθησης του πρανούς, επειδή η παρουσία του νερού λειτουργεί ως «λιπαντικό» και συμβάλλει σημαντικά στη μείωση του μεγέθους της τριβής.

Γενικότερα, η συγκεκριμένη περίπτωση αστοχίας άπτεται περισσότερο στο κεφάλαιο της εδαφομηχανικής που ασχολείται με την ευστάθεια των πρανών οπότε οι μέθοδοι ανάλυσης, οι συντελεστές ασφαλείας και οι εξισώσεις ισορροπίας σχετίζονται περισσότερο με τα φυσικά και μηχανικά χαρακτηριστικά των πρανών και πολύ λιγότερο έως καθόλου με τις ιδιότητες των τοίχων αντιστήριξης. Τέλος, το ενδεχόμενο ρευστοποίησης του εδάφους σε περίπτωση σεισμού θα πρέπει να εξεταστεί.



Εικόνα 2.12: Γενική αστοχία τοίχου αντιστήριξης

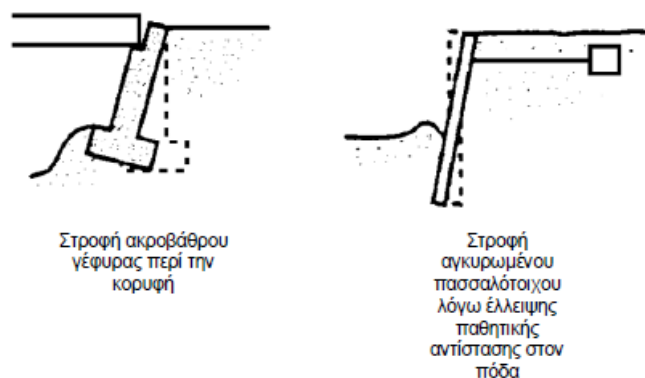
2.2.4 ΣΤΡΟΦΗ ΑΚΡΟΒΑΘΡΟΥ

Η αστοχία που προκύπτει σε ένα ακρόβαθρο γέφυρας λόγω στροφής αποτελεί χαρακτηριστική περίπτωση μορφής αστοχίας. Το ακρόβαθρο θεωρείται αγκυρωμένος – αντηριδωτός τοίχος, καθώς στη στέψη του η μεγάλη ακαμψία του καταστρώματος στη διαμήκη διεύθυνση περιορίζει τη μετακίνηση του ακροβάθρου λειτουργώντας ως ένα εν δυνάμει αγκύριο ή αντηρίδα.

Οι αγκυρωμένοι / αντηριδωτοί τοίχοι αστοχούν συνήθως λόγω ολικής αστάθειας, ανατροπής, καμπτικής αστοχίας, ή / και αστοχίας των αγκυρίων / αντηρίδων. Η ανατροπή αυτών των τοίχων πρακτικά σημαίνει περιστροφή γύρω από το σημείο εφαρμογής του όποιου περιορισμού μετακίνησης,

δηλαδή γύρω από την κορυφή του τοίχου σε περιπτώσεις ακροβάθρων γεφυρών και τοίχων υπογείων (Παπαζαφειρόπουλος, 2010).

Στην Εικόνα 2.13 παρουσιάζεται η αστοχία λόγω στροφής της κατηγορίας των αγκυρομένων – αντηριδωτών τοίχων.



Εικόνα 2.13: Στροφή ακροβάθρου

2.2.5 ΑΣΤΟΧΙΑ ΑΓΚΥΡΙΩΝ

Ένα απλό αγκύριο ή μια αντηρίδα κοντά στην κορυφή του τοίχου εμποδίζει το προς τα έξω βέλος κάμψης στο σημείο αυτό και μεταβάλλει τις πιέσεις που ενεργοποιούνται πίσω από τον τοίχο.

Η αστοχία των μελών της αγκύρωσης περιλαμβάνει εξόλκευση του σώματος αγκύρωσης, θραύση του αγκυρίου ή λυγισμό σε περίπτωση αντηριδωτού τοίχου. Ακόμα, μπορεί να αναπτυχθεί πρόσθετη αξονική και εγκάρσια ένταση στα αγκύρια λόγω των καθιζήσεων του αντιστηριζόμενου εδάφους (Παπαζαφειρόπουλος, 2010).

3. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

3.1 ΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ

(ΜΙΚΡΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ – ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ)

Όλα τα υλικά, τόσο τα φυσικά (έδαφος) όσο και τα τεχνητά (οπλισμένο σκυρόδεμα), με την άσκηση μίας δύναμης ή τάσης παραμορφώνονται. Αρχικά παρατηρείται μία γραμμική σχέση μεταξύ τάσης και παραμόρφωσης. Η σχέση που συνδέει τις τάσεις και τις παραμορφώσεις είναι ο νόμος του Hooke, ο οποίος εξαρτάται από το μέτρο ελαστικότητας του υλικού E , και ισούται με:

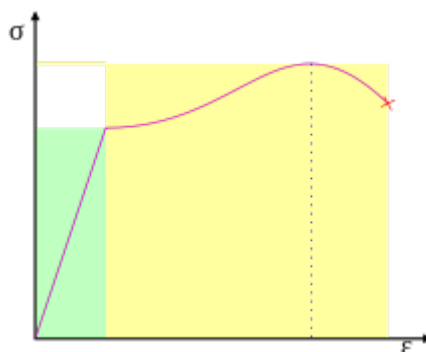
$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (3.1)$$

όπου:

σ = ορθή τάση

ε = ανηγμένη παραμόρφωση

Η περιοχή στην οποία ισχύει ο νόμος του Hooke ονομάζεται ελαστική περιοχή και το χαρακτηριστικό της είναι ότι ισχύει στην περίπτωση των μικρών παραμορφώσεων (Εικόνα 3.1).



Εικόνα 3.1: Σχέση τάσεων - παραμορφώσεων (Ελαστική περιοχή με πράσινο χρώμα)

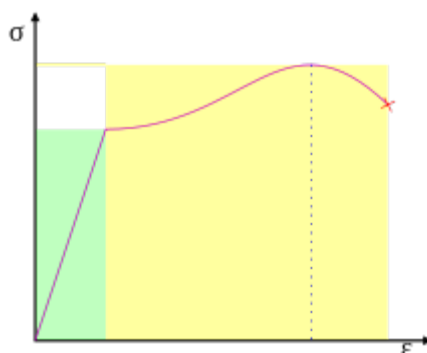
Προκειμένου να εφαρμοστεί ορθά μία ελαστική μέθοδος στον σχεδιασμό, θα πρέπει να ισχύει η παραδοχή των μικρών παραμορφώσεων. Κατά συνέπεια, για να εφαρμοστούν οι ελαστικές μέθοδοι στο σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης βασίστηκαν απλοποιητικώς στην υπόθεση ότι οι υπό εξέταση τοίχοι είναι πλήρως άκαμπτοι (απαραμόρφωτοι) και αμετακίνητοι στη βάση

τους (πακτωμένοι). Οι μέθοδοι, που ανήκουν σε αυτή την κατηγορία, θα περιγραφούν αναλυτικά στα επόμενα κεφάλαια.

3.2 ΜΕΘΟΔΟΣ ΟΡΙΑΚΗΣ ΙΣΟΡΡΟΠΙΑΣ

(ΜΕΓΑΛΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ – ΑΠΟΛΥΤΑ ΠΛΑΣΤΙΚΕΣ)

Όπως αναφέρθηκε στο προηγούμενο εδάφιο, τα υλικά αρχικά παραμορφώνονται ελαστικά, ωστόσο αν η φόρτιση συνεχιστεί, η σχέση τάσης – παραμόρφωσης παύει να είναι γραμμική – ανάλογη και οι παραμορφώσεις δεν είναι πλέον αναστρέψιμες (ελαστικές), αλλά απόλυτα πλαστικές. Πιο συγκεκριμένα, το υλικό παραμορφώνεται σημαντικά για μικρή αύξηση της εφαρμοζόμενης τάσης (Εικόνα 3.2). Η πλαστική λοιπόν περιοχή χαρακτηρίζεται από τις μεγάλες και μη αναστρέψιμες παραμορφώσεις. Επίσης, στο σημείο αυτό αξίζει να σημειωθεί ότι οι παραμένουσες παραμορφώσεις, μόλις σταματήσει να ασκείται η φόρτιση, εξαρτώνται άμεσα από το μέτρο ελαστικότητας του υλικού.



Εικόνα 3.2: Σχέση τάσεων - παραμορφώσεων (Πλαστική περιοχή με κίτρινο χρώμα)

Επομένως, ο σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης με την εφαρμογή της μεθόδου της οριακής ισορροπίας προϋποθέτει την ανάπτυξη πλαστικών παραμορφώσεων. Ωστόσο, η παραδοχή αυτή προσομοιάζει επαρκώς την πραγματικότητα, καθώς η ανάπτυξη της πλήρους παθητικής ώθησης απαιτεί μεγάλες μετακινήσεις. Ο υπό εξέταση, λοιπόν, τοίχος αντιστήριξης μελετάται την οριακή στιγμή λίγο πριν την αστοχία. Εν κατακλείδι, οι συγκεκριμένες μέθοδοι, που επικράτησαν λόγω της ιδιαίτερης απλότητας και ευχρηστίας, θα περιγραφούν αναλυτικά στα επόμενα κεφάλαια.

3.3 ΜΕΘΟΔΟΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Ο ορθός σχεδιασμός των τοίχων αντιστήριξης περιλαμβάνει δύο στάδια:

α) Έλεγχος σε στατικές συνθήκες και

β) Έλεγχος σε σεισμικές συνθήκες.

Ο τυπικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης, υπό στατικές συνθήκες, περιλαμβάνει τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο και κατόπιν τον σχεδιασμό του τοίχου έτσι ώστε ο τοίχος να αντιστέκεται σε αυτές τις δυνάμεις με ένα συντελεστή ασφαλείας αρκετά υψηλό για να προκύπτουν αποδεκτές παραμορφώσεις. Οι κλασικές θεωρητικές μέθοδοι υπολογισμού των στατικών δυνάμεων που ασκούνται στους τοίχους αντιστήριξης είναι η θεωρία Coulomb και η θεωρία Rankine. Η υπόθεση στην οποία βασίζονται και οι δυο αυτές μέθοδοι είναι ότι κατά την επιβολή των ωθήσεων το έδαφος αστοχεί (Τσότσος, 1991).

Όσον αφορά τον έλεγχο σε δυναμικές συνθήκες, ισχύει ότι η συμπεριφορά του συστήματος τοίχου – εδάφους σε ένα σεισμό, δηλαδή οι μετακινήσεις του τοίχου καθώς επίσης και οι πλευρικές πιέσεις που ασκούνται σε αυτόν από το έδαφος, εξαρτώνται από τους εξής κρίσιμους παράγοντες (Kramer, 1996):

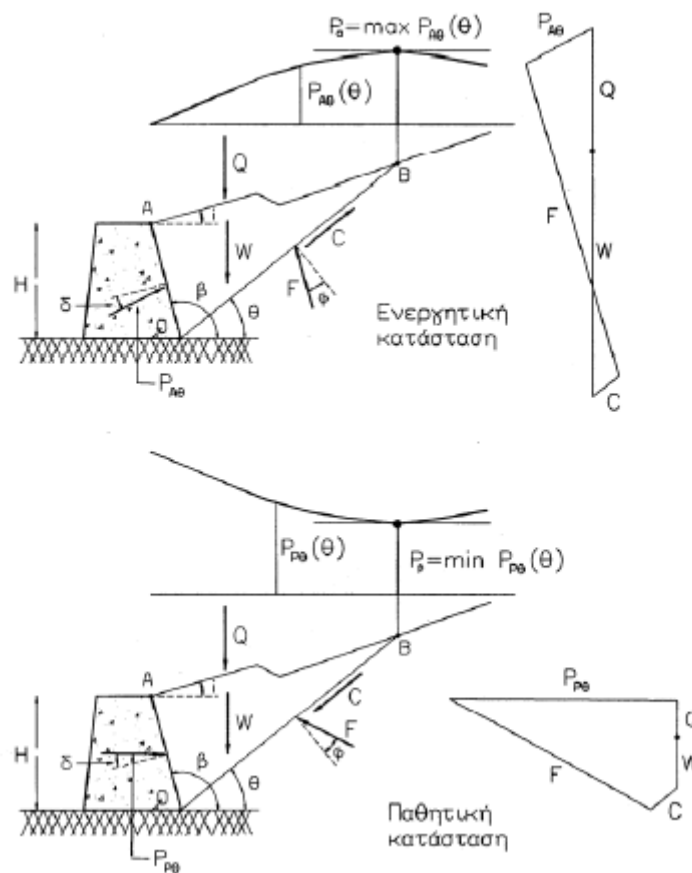
- την απόκριση του εδάφους κάτω από τον τοίχο, η οποία σχετίζεται με την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης,
- την απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους,
- την ευκαμψία του τοίχου,
- τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης δηλαδή την ένταση, τη διάρκεια και το συχνοτικό περιεχόμενό της.

Παράλληλα, ο αντισεισμικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης περιλαμβάνει τον υπολογισμό των δυνάμεων που ασκούνται πάνω στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού και τη διασφάλιση ότι ο τοίχος μπορεί να παραλάβει αυτές τις δυνάμεις με ασφάλεια. Η διαστασιολόγηση ενός τοίχου αντιστήριξης μπορεί να γίνει είτε με αναλυτικές, είτε με αριθμητικές (με χρήση συνήθως της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων) μεθόδους (Αβρανά, 2006).

3.3.1 COULOMB (1776)

Η παλαιότερη θεωρία για τον υπολογισμό των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων των γαιών πάνω σε τοίχους αντιστήριξης διατυπώθηκε το 1776 από τον Coulomb και εφαρμόζεται ακόμα και σήμερα (Αβρανά, 2006).

Ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων με τη μέθοδο Coulomb δεν είναι μεν απόλυτα ακριβής, αλλά υπό ορισμένες προϋποθέσεις δίνει παραδεκτές (ελαφρά συντηρητικές) τιμές των ωθήσεων (Καββαδάς, 2005).



Εικόνα 3.3: Προσδιορισμός ώθησης γαιών κατά Coulomb

Κατά τη μέθοδο Coulomb εξετάζονται μόνον επίπεδες επιφάνειες ολίσθησης και προσδιορίζεται η δυσμενέστερη, που αποτελεί την οριακή επιφάνεια ολίσθησης. Οι ωθήσεις που προσδιορίζονται με τη μέθοδο Coulomb δεν είναι ακριβείς, επειδή η πραγματική οριακή επιφάνεια ολίσθησης δεν είναι επίπεδη (ιδίως στην περίπτωση της παθητικής ώθησης). Εκτός από την παραδοχή της επίπεδης επιφάνειας ολίσθησης, η μέθοδος θεωρεί ότι και η επιφάνεια του τοίχου είναι επίπεδη. Οι ανωτέρω παραδοχές δεν περιορίζουν σημαντικά το

πεδίο εφαρμογής της μεθόδου, δεδομένου ότι η μέθοδος περιλαμβάνει τριβή μεταξύ γαιών και τοίχου (γωνία δ), έδαφος με τριβή (γωνία ϕ) και συνοχή c , τυχαία γεωμετρία της επιφάνειας του εδάφους και τυχαία επιφόρτιση Q στην επιφάνεια του εδάφους. Ο υπολογισμός των οριακών ωθήσεων γίνεται με τη μέθοδο του δυναμοπολυγώνου των δυνάμεων που ενεργούν στο εδαφικό πρίσμα OAB (Εικόνα 3.3).

Οι οριακές ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις που προκύπτουν με τη μέθοδο Coulomb υπολογίζονται αντίστοιχα από τις σχέσεις:

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (3.2)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (3.3)$$

όπου:

γ = το ειδικό βάρος του εδάφους

H = το ύψος του τοίχου

K_a = ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων που υπολογίζεται από την εξίσωση 3.4 και

K_p = ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων που υπολογίζεται από την εξίσωση 3.5.

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta - \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \left\{ \sqrt{\sin(\beta + \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \iota)}{\sin(\beta - \iota)}}} \right\}^2} \quad (3.4)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \cdot \left\{ \sqrt{\sin(\beta - \delta) + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \iota)}{\sin(\beta - \iota)}}} \right\}^2} \quad (3.5)$$

όπου:

β = η γωνία που σχηματίζει ο τοίχος με το οριζόντιο έδαφος,

φ = η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους,

δ = η γωνία μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους,

i = η γωνία του αντιστηριζόμενου πρσανούς.

Σύμφωνα με τον Καββαδά (2005), ο υπολογισμός της ενεργητικής ώθησης με τη μέθοδο Coulomb συνήθως οδηγεί σε μικρά μόνον σφάλματα, επειδή η επιφάνεια ολίσθησης κατά την ενεργητική κατάσταση είναι πρακτικά επίπεδη. Επιπλέον, η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά την ενεργητική ώθηση, γεγονός που είναι προς την πλευρά της ασφάλειας. Αντίθετα, η επιφάνεια ολίσθησης κατά την παθητική κατάσταση δεν είναι επίπεδη, όταν η γωνία τριβής γαιών – τοίχου είναι μεγάλη και συνεπώς η μέθοδος Coulomb υπερεκτιμά σημαντικά την παθητική ώθηση, γεγονός που δεν είναι προς την πλευρά της ασφάλειας. Συνεπώς, η μέθοδος Coulomb πρέπει να χρησιμοποιείται με προσοχή σε εκτιμήσεις της παθητικής ώθησης γαιών.

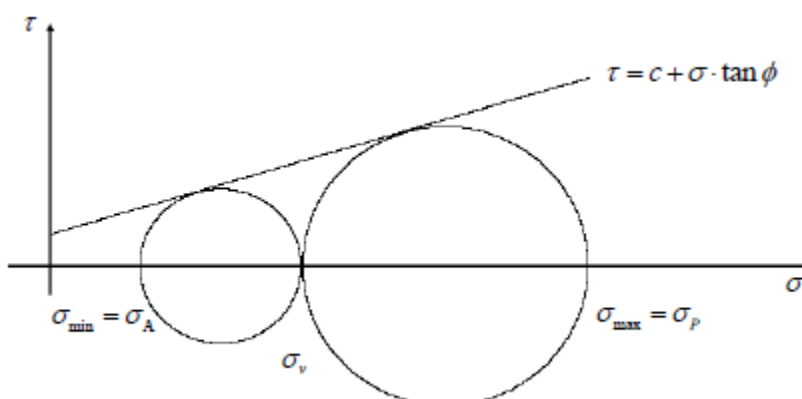
3.3.2 RANKINE (1857)

Όπως διαπιστώθηκε στο προηγούμενο εδάφιο, η μέθοδος Coulomb είναι μια χρονοβόρα και απαιτητική διαδικασία, καθότι επαναληπτική, για την εύρεση των οριακών ωθήσεων που καθορίζουν την οριακή ισορροπία. Για τον λόγο αυτό το 1857 ο Rankine ανέπτυξε μια πιο απλή διαδικασία για τον υπολογισμό της ελάχιστης τιμής της ενεργητικής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που ασκούνται σε έναν τοίχο αντιστήριξης.

Η θεωρία Rankine εξετάζει το λόγο των δύο κύριων τάσεων (σ_1 , $\sigma_2 = \sigma_{\max}$, σ_{\min} αντίστοιχα) όταν το έδαφος έρχεται σε κατάσταση διατμητικής αστοχίας μέσα στη μάζα του. Η κατακόρυφη ενεργός τάση σ_v' στο έδαφος παραμένει σταθερή και, αφού έχει τη μεγαλύτερη τιμή, είναι η μέγιστη κύρια τάση (σ_1). Καθώς το έδαφος διαστέλλεται οριζόντια όταν ο τοίχος απομακρύνεται από αυτό και ενεργοποιείται το μεγαλύτερο μέρος της αντοχής του, η οριζόντια τάση στον τοίχο μειώνεται. Όταν ενεργοποιηθεί η αντοχή αστοχίας του εδάφους, η ελάχιστη οριζόντια τάση ονομάζεται ενεργητική πίεση και είναι η ελάχιστη κύρια τάση (Barnes, 2000).

Η κατάσταση αντιπροσωπεύεται από έναν κύκλο Mohr που εφάπτεται στην περιβάλλουσα αστοχίας (Εικόνα 3.4). Η διατμητική αστοχία συμβαίνει σε γωνίες θ ως προς το κύριο επίπεδο, όπου:

$$\pm \theta = 45^\circ + \frac{\phi}{2} \quad (3.6)$$



Εικόνα 3.4: Ο κύκλος του Mohr και η μέθοδος Rankine

Η ενεργητική ώθηση σ_A μπορεί να ληφθεί σε όρους κατακόρυφης τάσης σ_v από τη γεωμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας Mohr – Coulomb και δίνεται από τη σχέση:

$$\sigma_A = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \quad (3.7)$$

όπου:

c = η συνοχή του εδάφους εφόσον πρόκειται για συνεκτικό – αργιλικό έδαφος (διαφορετικά $c = 0$) και

K_a = ο συντελεστής ενεργητικών ωθήσεων που υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.8)$$

Αντίστοιχα γίνεται ο υπολογισμός των παθητικών ωθήσεων, όπου σύμφωνα με τη μέθοδο Rankine η παθητική ώθηση έχει την τιμή:

$$\sigma_p = \sigma_v \cdot K_p + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \quad (3.9)$$

όπου:

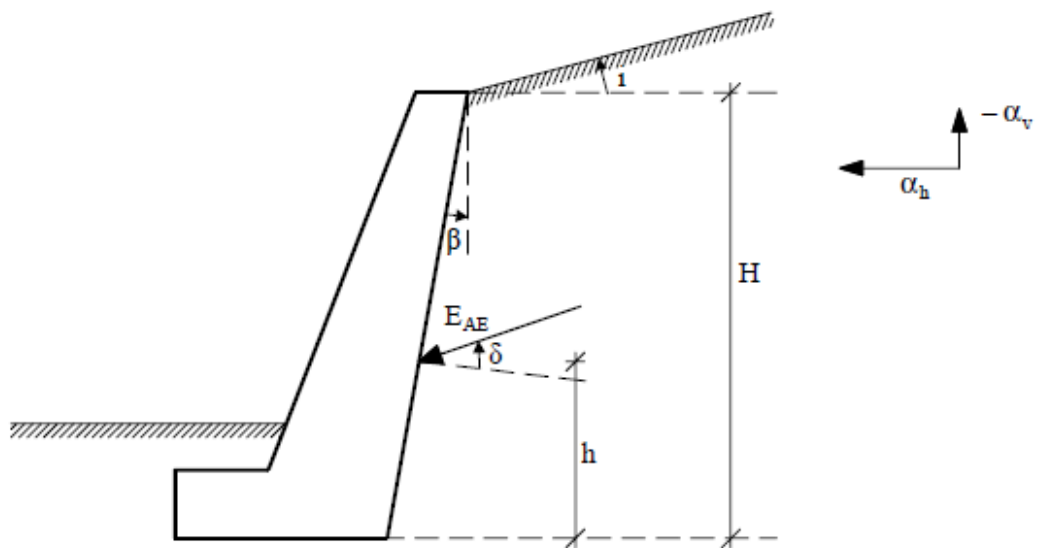
K_p = ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων που υπολογίζεται από την εξίσωση:

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.10)$$

3.3.3 MONONOBE – OKABE (1926)

Η μέθοδος Coulomb καθώς και η μέθοδος Rankine υπολογίζουν τις εδαφικές ωθήσεις για στατικές φορτίσεις. Ωστόσο, η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά σύνθετη. Μία πρώτη επιτυχημένη προσέγγιση του θέματος έγινε το έτος 1926 με τη μέθοδο Mononobe – Okabe. Η μέθοδος αυτή, η οποία θεωρείται κύρια εκπρόσωπος των μεθόδων οριακής ισορροπίας, αποτελεί άμεση προέκταση της στατικής μεθόδου Coulomb σε ψευδοστατικές συνθήκες προϋποθέτοντας ότι ο τοίχος μετακινείται (ή παραμορφώνεται) επαρκώς ώστε να αναπτυχθεί στο αντιστηριζόμενο έδαφος ενεργητική κατάσταση με ταυτόχρονη δημιουργία ενός πρίσματος εδάφους οριζόμενου από τον τοίχο και μια επίπεδη επιφάνεια αστοχίας. Το αντιστηριζόμενο εδαφικό υλικό κινείται ως απόλυτο στερεό με ομοιόμορφη καθ' ύψος οριζόντια (ή και κατακόρυφη) επιτάχυνση, η οποία ταυτίζεται με την οριζόντια (ή και κατακόρυφη) επιτάχυνση στη βάση του τοίχου (Σταθοπούλου, 2005).

Πέρα, λοιπόν, από τις προϋπάρχουσες στατικές δυνάμεις, το πρίσμα υφίσταται μία οριζόντια και μία κατακόρυφη ψευδοστατική δύναμη, το μέγεθος της οποίας εξαρτάται από τη μάζα του αντιστηριζόμενου εδαφικού πρίσματος και τις μέσες ενεργές επιταχύνσεις a_h και a_v που ασκούνται σε αυτό (Εικόνα 3.5).



Εικόνα 3.5: Μέθοδος Mononobe – Okabe

Η συνολική ενεργητική ώθηση E_{AE} , από την δράση της βαρύτητας και την σεισμική δράση είναι:

$$E_{AE} = 0.50 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE} \quad (3.11)$$

όπου:

K_{AE} = ο συντελεστής ενεργητικών σεισμικών εδαφικών ωθήσεων που δίνεται από τη σχέση:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.12)$$

και:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v}\right) \quad (3.13)$$

γ : το ειδικό βάρος του εδάφους,

α_h και α_v : ο οριζόντιος και ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής αντίστοιχα,

- H : το ύψος του τοίχου,
- β : η γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφη,
- i : η γωνία της επιφάνειας του εδάφους ως προς την οριζόντια,
- ϕ : η γωνία διατμητικής αντοχής (εσωτερικής τριβής) του εδάφους και
- δ : η γωνία τριβής μεταξύ τοίχου και εδάφους.

Η αντίστοιχη έκφραση για τον συντελεστή της παθητικής σεισμικής ώθησης K_{PE} , που αναπτύσσεται όταν ο τοίχος κινείται προς την επίχωση, είναι η ακόλουθη:

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta + \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (3.14)$$

Αν και η μέθοδος Mononobe – Okabe θεωρεί ότι η συνισταμένη ενεργητική ώθηση θα πρέπει να ενεργεί στο ένα τρίτο του ύψους πάνω από τη βάση ενός τοίχου αντιστήριξης ύψους H (δηλαδή στο σημείο στο οποίο θεωρείται ότι ασκείται η στατική συνιστώσα), πειραματικά αποτελέσματα αποδεικνύουν ότι η συνισταμένη, στην πραγματικότητα, δρα σε μεγαλύτερο ύψος υπό συνθήκες δυναμικής φόρτισης.

Για τον λόγο αυτό, ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ. 2003), σε περίπτωση που δεν γίνει ακριβέστερη εκτίμηση, επιβάλλει το ύψος εφαρμογής h της συνισταμένης των ωθήσεων να λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\frac{h}{H} = 0.40 \quad (3.15)$$

3.3.4 SEED & WHITMAN (1970)

Το πρόβλημα που προκύπτει από τη μέθοδο Mononobe – Okabe, δηλαδή ο μη ακριβής προσδιορισμός του σημείου εφαρμογής των συνολικών (στατικών και δυναμικών) εδαφικών ωθήσεων αντιμετωπίστηκε το έτος 1970 από τους Seed – Whitman. Οι συγκεκριμένοι ερευνητές πρότειναν ότι η δυναμική

προσαύξηση ΔP_{AE} μπορεί να λαμβάνεται ότι δρα περίπου σε ύψος $0.60H$ (αν και διαπιστώνεται ότι σε εύκαμπτους και εύστρεπτους τοίχους η εν λόγω τιμή είναι μάλλον συντηρητική) οπότε η συνισταμένη ενεργητική ώθηση θα δρα επάνω από τη βάση του τοίχου σε ύψος:

$$h = \frac{P_A \cdot \left(\frac{H}{3}\right) + \Delta P_{AE} \cdot (0.60 \cdot H)}{P_{AE}} \quad (3.16)$$

Συνεπώς, η τιμή του h εξαρτάται από τις σχετικές τιμές των P_A και P_{AE} . Συχνά καταλήγει να είναι το μέσο του ύψους του τοίχου αντιστήριξης (Σταθοπούλου, 2005).

Επίσης, οι Seed – Whitman (1970) επεκτείνοντας τη μέθοδο Mononobe – Okabe, πρότειναν τον προσεγγιστικό υπολογισμό της δυναμικής προσαύξησης ΔP_{AE} μέσω της σχέσης:

$$\Delta P_{AE} \approx \frac{3}{8} \cdot \alpha_h \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \cos \delta \quad (3.17)$$

Οπότε, η συνολική (στατική και δυναμική) οριζόντια συνισταμένη δύναμη μπορεί προσεγγιστικά να προσδιοριστεί από τη σχέση:

$$P_{AE} \approx \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left(K_A + \frac{3}{4} \cdot \alpha_h \right) \cdot \cos \delta \quad (3.18)$$

Στην ειδική περίπτωση που η επιφάνεια του αντιστηριζόμενου εδάφους είναι επίπεδη και η διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους είναι κατακόρυφη και λεία, τότε η σχέση (30) απλοποιείται ως εξής:

$$P_{AE} \approx \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left[\tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) + \frac{3}{4} \cdot \alpha_h \right] \quad (3.19)$$

3.3.5 RICHARDS & ELMS (1979)

Η επιρροή της αδράνειας του τοίχου καθώς επίσης και το μέγεθος της μετακίνησής του ελήφθησαν υπόψιν πρώτη φορά από τους Richards and Elms (1979) που χρησιμοποιώντας το μοντέλο του ολισθαίνοντος πρίσματος του Newmark (1965) συνέδεσαν τη μετακίνηση του τοίχου με το επίπεδο της

σεισμικής κίνησης. Πιο συγκεκριμένα, στον έλεγχο των τοίχων βαρύτητας για στατικές φορτίσεις η μάζα του τοίχου συμβάλλει στην ευστάθεια του συστήματος, ενώ αντίθετα στην περίπτωση των δυναμικών φορτίσεων η μάζα αναπτύσσει αδρανειακές δυνάμεις επιδεινώνοντας την κατάσταση. Η δυσμενέστερη περίπτωση προκύπτει όταν οι οριζόντιες δυνάμεις ενισχύσουν τις σεισμικές ενεργητικές ωθήσεις, ενώ οι κατακόρυφες μειώσουν τις δυνάμεις τριβής στη βάση. Μάλιστα, οι Richards and Elms (1979) καταλήγουν στο συμπέρασμα ότι οι οριζόντιες αδρανειακές δυνάμεις που ασκούνται στον τοίχο μπορεί να είναι της ίδιας τάξης μεγέθους με τις δυναμικές ωθήσεις που προβλέπει η μέθοδος Mononobe – Okabe.

Σύμφωνα με τη μέθοδο Richards and Elms (1979) θεωρείται ότι ο τοίχος αντιστήριξης υπόκειται σε σεισμική διέγερση που επιβάλλεται στη βάση του με τη μορφή χρονικά εξαρτώμενης επιτάχυνσης:

$$\alpha_h = k_h(t)g \quad (3.20)$$

Σε μια δεδομένη χρονική στιγμή, η σεισμική διέγερση θα προκαλέσει οριζόντια αδρανειακή δύναμη. Προκειμένου, λοιπόν, να διασφαλισθεί η ευστάθεια του συστήματος τοίχου – αντιστηριζόμενου εδάφους, επιλέγεται η τιμή ενός συντελεστή ασφαλείας έναντι ολίσθησης του τοίχου ίσου με 1.1. Με αυτόν τον τρόπο δίνεται η δυνατότητα υπολογισμού του απαιτούμενου βάρους του τοίχου M_w και κατά συνέπεια των αντίστοιχων διαστάσεων του από την παρακάτω σχέση:

$$M_w = \frac{0.5 \times \rho \times H^2 \times [\cos(\delta + \theta) - \sin(\delta + \theta) \times \tan \phi_b]}{\tan \phi_b - \tan \psi} \quad (3.21)$$

όπου:

$$\psi = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] \quad (3.22)$$

ϕ_b = γωνία τριβής μεταξύ της βάσης του τοίχου αντιστήριξης και του εδάφους θεμελίωσης,

H = ύψος του τοίχου,

- ρ = πυκνότητα του εδαφικού επιχώματος,
- θ = γωνία της παρειάς του τοίχου ως προς την κατακόρυφο,
- δ = γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους (επιχώματος),
- k_h = σεισμικός συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης,
- k_v = σεισμικός συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης.

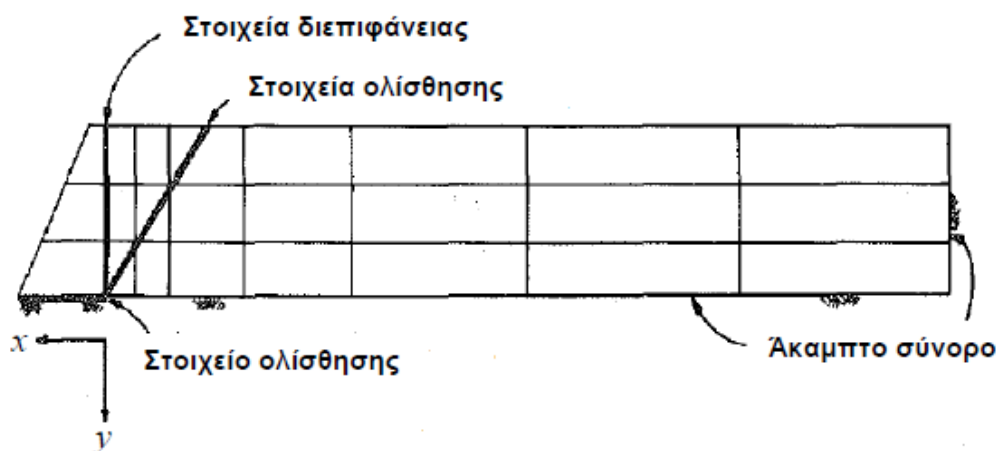
Κρίνεται σκόπιμο να αναφερθεί ότι οι Richards and Elms (1979) διερευνώντας τους παράγοντες που επηρεάζουν τη συνολική συνισταμένη ενεργητική δύναμη, διαπίστωσαν ότι η κατακόρυφη επιτάχυνση a_v όπως και η γωνία τριβής στη διεπιφάνεια τοίχου – εδάφους δ αποτελούν σχετικώς ασήμαντους παράγοντες. Αντιθέτως, διαπιστώθηκε ότι η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους ϕ αλλά και η κλίση της επιφάνειας του αντιστηριζόμενου εδάφους β παίζουν σημαντικότατο ρόλο.

3.3.6 NADIM & WHITMAN (1983)

Η μεθοδολογία των Nadim and Whitman (1983) είναι παραλλαγή της μεθόδου Mononobe – Okabe (1926) και αποτελεί εκπρόσωπο των ανελαστικών μεθόδων, οι οποίες λαμβάνουν υπόψη την πραγματική, μη γραμμική, υστερητική συμπεριφορά του εδάφους. Οι Nadim and Whitman (1983) τροποποίησαν τη μέθοδο Richards and Elms (1979) για να ληφθεί υπόψη η επίδραση της εδαφικής ενίσχυσης στη διαμόρφωση των μόνιμων μετατοπίσεων του τοίχου.

Αναλυτικότερα, χρησιμοποίησαν ένα δισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων επίπεδης παραμόρφωσης, για να προσομοιώσουν μια περίπτωση τοίχου βαρύτητας (Εικόνα 3.6). Το προσομοίωμα αυτό μπορεί να υπολογίζει τις μόνιμες παραμορφώσεις, ενώ λαμβάνει υπόψη και την ενίσχυση της εδαφικής κίνησης. Εξ' υποθέσεως, όλες οι μη αντιστρεπτές παραμορφώσεις συμβαίνουν σε επιφάνειες αστοχίας, η θέση των οποίων προσδιορίζεται εξ αρχής. Οι επιφάνειες αυτές προσομοιώνονται με πολύ

λεπτά πεπερασμένα στοιχεία ολίσθησης (στοιχεία επαφής) που έχουν περιορισμένη αντοχή σε διάτμηση (Παπαζαφειρόπουλος, 2010).



Εικόνα 3.6: Δισδιάστατο προσομοίωμα μεθόδου Nadim & Whitman (1983)

3.3.7 WHITMAN & LIAO (1985)

Οι Whitman and Liao (1985) επεσήμαναν πολλά σφάλματα και αδυναμίες στην προσομοίωση των Richards and Elms (1979). Το σημαντικότερο από αυτά είναι ότι δεν λαμβάνεται υπόψη η δυναμική απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους, των κινηματικών παραγόντων, των μηχανισμών περιστροφής του τοίχου και των κατακόρυφων επιταχύνσεων. Η επίδραση της δυναμικής απόκρισης του αντιστηριζόμενου εδάφους στις μετακινήσεις του τοίχου γίνονται σημαντικές, όταν η δεσπόζουσα συχνότητα της σεισμικής διέγερσης πλησιάζει την ιδιοσυχνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους (μέθοδος Nadim and Whitman, 1983). Κατά συνέπεια, θα μπορούσε, απλοποιητικά, να χαρακτηριστεί ως φαινόμενο συντονισμού. Ως αποτέλεσμα αυτού του φαινομένου οι μετατοπίσεις αυξάνονται σημαντικά σε σχέση με αυτές που προβλέπει η μέθοδος των Richards and Elms.

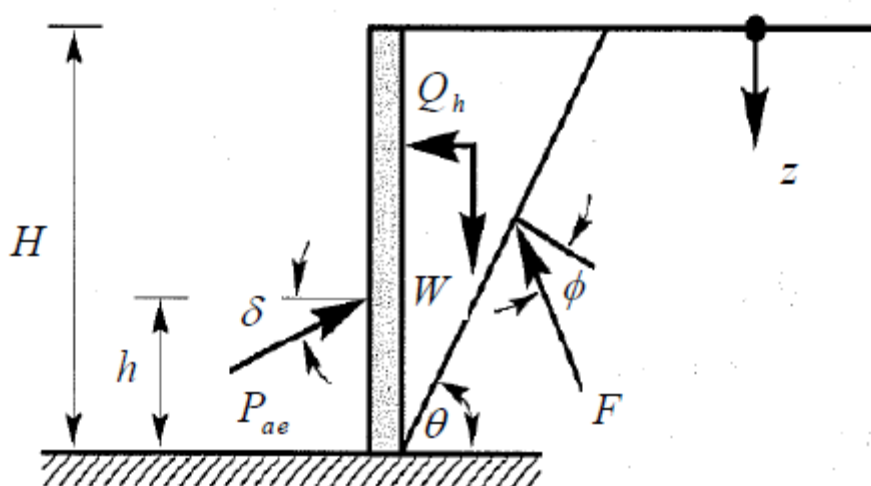
Πιο συγκεκριμένα, οι Whitman and Liao (1985) συμπεριέλαβαν και ποσοτικοποίησαν όλα τα ενδεχόμενα σφάλματα της προσομοίωσης, για να περιγράψουν το συνολικό σφάλμα μοντελοποίησης με μια τυχαία μεταβλητή που κατανέμεται λογαριθμικά και έχει μέση τιμή \bar{M} και τυπική απόκλιση $\sigma_{\ln M}$. Επιπλέον, έλαβαν υπόψη τις αβεβαιότητες που σχετίζονται με τη

μεταβλητότητα της εδαφικής κίνησης καθώς και τις εδαφικές ιδιότητες και πιο συγκεκριμένα όσον αφορά τη γωνία τριβής του εδάφους φ και τη γωνία τριβής τοίχου – εδάφους δ . Συνδυάζοντας, λοιπόν, όλες αυτές τις πιθανές πηγές αβεβαιότητας κατέληξαν να χαρακτηρίσουν τη μόνιμη μετατόπιση του τοίχου d ως μια τυχαία μεταβλητή, λογαριθμικά κατανομημένη.

3.3.8 STEEDMAN & ZENG (1990)

Η μέθοδος Steedman and Zeng (1990) βασίζεται σε μία «ψευδοδυναμική» ανάλυση των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων λαμβάνοντας ταυτόχρονα υπόψη τη διαφορά φάσης και τα φαινόμενα ενίσχυσης στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Όπως η μέθοδος Mononobe – Okabe είναι «ψευδοστατική» μέθοδος καθώς λαμβάνει υπόψη τη δυναμική φύση της σεισμικής φόρτισης με απλοποιητικό τρόπο, έτσι και οι Steedman and Zeng εξετάζουν τα χαρακτηριστικά της δυναμικής απόκρισης με έναν εξίσου απλοποιημένο τρόπο.

Πιο συγκεκριμένα, η εν λόγω μεθοδολογία εξετάζει έναν τοίχο αντιστήριξης μορφής προβόλου, πακτωμένο στη βάση του (Εικόνα 3.7).



Εικόνα 3.7: Τοίχος αντιστήριξης – Μεθοδολογία Steedman & Zeng (1990)

Η συνολική (στατική και δυναμική) εδαφική δύναμη μπορεί να υπολογιστεί με ισοροπία δυνάμεων στη σφήνα, δηλαδή:

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \times \cos(\alpha - \phi) + W \times \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (3.23)$$

Η προκύπτουσα στατική δύναμη ενεργεί σε σημείο σε ύψος:

$$h_s = H/3 \quad (3.24)$$

από τη βάση του τοίχου σε συμφωνία με τις θεωρίες στατικών ωθήσεων. Από την άλλη πλευρά, οι δυναμικές ωθήσεις αυξάνονται μη γραμμικά, ανάλογα με το βάθος, με αποτέλεσμα η θέση της δυναμικής δύναμης να μεταβάλλεται με τον χρόνο σύμφωνα με τη σχέση:

$$h_d = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos \omega\zeta + 2\pi\lambda H \sin \omega\zeta - \lambda^2 (\cos \omega\zeta - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega\zeta + \pi\lambda (\sin \omega\zeta - \sin \omega t)} \quad (3.25)$$

όπου:

λ = το μήκος κύματος του διατμητικού κύματος που διαδίδεται κάθετα,

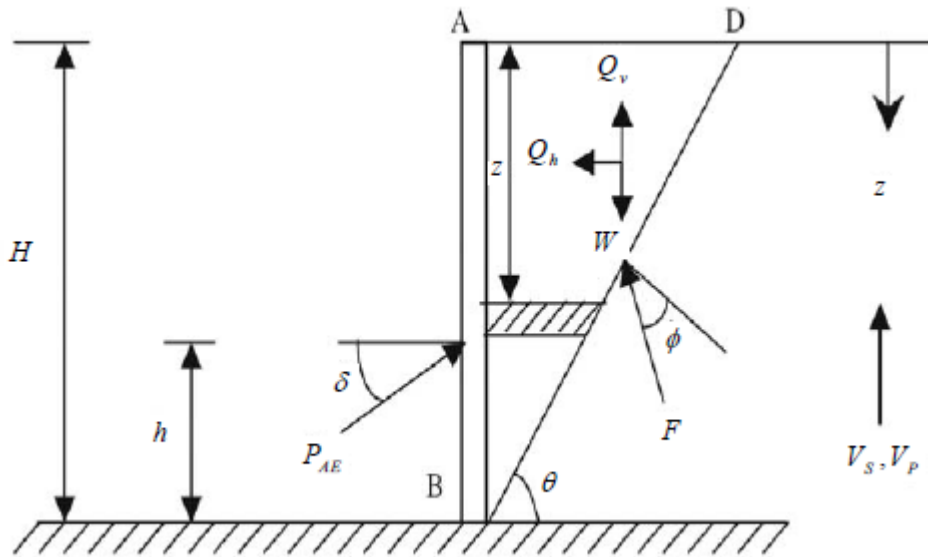
$$\zeta = t - \frac{H}{V_s} \quad (3.26)$$

V_s = ταχύτητα διατμητικών κυμάτων.

3.3.9 CHOUDHURY & NIMBALKAR (2006)

Οι Choudhury and Nimbalkar (2006) μελέτησαν με την «ψευδοδυναμική» μέθοδο την επιρροή διαφόρων παραμέτρων, όπως η γωνία τριβής του τοίχου δ , η γωνία τριβής του εδάφους ϕ , η ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων V_s , η ταχύτητα των διαμήκων κυμάτων V_p και της οριζόντιας και κατακόρυφης σεισμικής επιτάχυνσης στις σεισμικές ενεργητικές εδαφικές ωθήσεις. Επιπλέον, στην ίδια εργασία γίνεται η διατύπωση μιας γενικότερης μεθόδου από αυτήν των Steedman and Zeng (1990) που λαμβάνει υπόψη της την ύπαρξη κατακόρυφης επιτάχυνσης a_v .

Αναλυτικότερα, θεωρείται άκαμπτος και πακτωμένος στη βάση τοίχος, ο οποίος αντιστηρίζει μη συνεκτικό έδαφος με οριζόντια επιφάνεια (Εικόνα 3.8).



Εικόνα 3.8: Προσομοίωμα τοίχου αντιστήριξης – Μέθοδος Choudhury & Nimbalkar (2006)

Με ισορροπία δυνάμεων στη σφήνα προκύπτει η συνολική ενεργητική δύναμη (στατική και δυναμική):

$$P_{AE}(t) = \frac{W \cdot \sin(\alpha - \phi) + Q_h(t) \cdot \cos(\alpha - \phi) - Q_v(t) \cdot \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (3.27)$$

Αντίστοιχα, ο συντελεστής σεισμικών εδαφικών ωθήσεως ορίζεται ως:

$$K_{AE} = \frac{2 \cdot P_{AE}}{\gamma \cdot H^2} \quad (3.28)$$

Οι ενεργητικές δυναμικές ωθήσεις p_{AE} λαμβάνονται με παραγωγή της συνολικής ενεργητικής δύναμης.

Εν κατακλείδι, η μέθοδος Choudhury and Nimbalkar (2006) επιβεβαιώνει το γενικά αποδεκτό συμπέρασμα, ότι οι ενεργητικές ωθήσεις μειώνονται σημαντικά, όταν η γωνία τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους ϕ αυξάνεται, ενώ ταυτόχρονα αποδεικνύει, ότι οι κατανομές των ωθήσεων δεν επηρεάζονται σημαντικά από τη γωνία τριβής μεταξύ του τοίχου και του εδάφους δ .

3.4 ΛΥΣΕΙΣ ΓΙΑ ΤΟΥΣ ΤΟΙΧΟΥΣ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

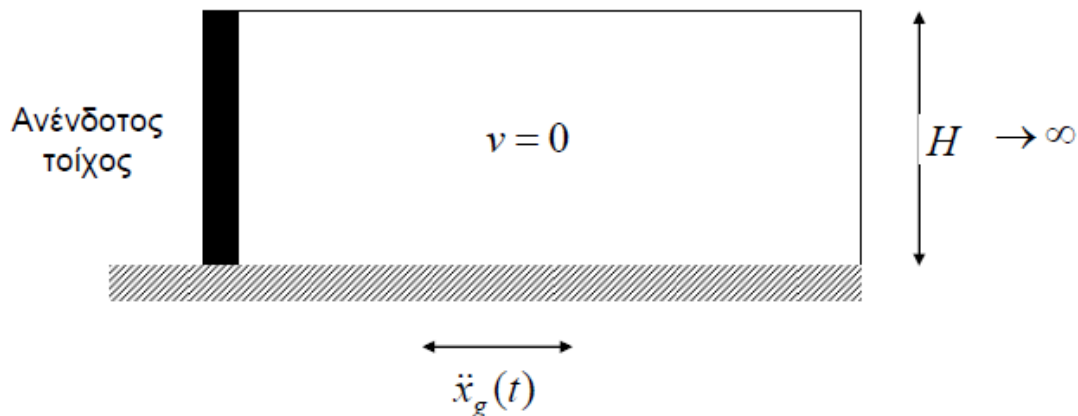
Σύμφωνα με την Σταθοπούλου (2005), οι μέθοδοι ανάλυσης και σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης όπως η μέθοδος Mononobe – Okabe και οι παραλλαγές της (Seed and Whitman 1970, Richards and Elms 1979, Nadim and Whitman 1983) θεωρούνται αντιπροσωπευτικές της μεθόδου οριακής ισορροπίας, η οποία παρέχει ικανοποιητική ακρίβεια μόνο στην περίπτωση που οι παραμορφώσεις του τοίχου (μετατόπιση, στροφή, καμπτική παραμόρφωση) είναι αρκετά μεγάλες, ώστε να οδηγούν σε μη αναστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος. Το κύριο, λοιπόν, μειονέκτημά τους είναι ότι θεωρώντας σταθερή την επιτάχυνση δεν λαμβάνουν υπόψη τη δυναμική συμπεριφορά του συστήματος τοίχου – εδάφους. Επιπλέον, σε αρκετές περιπτώσεις (π.χ. τοίχοι υπογείων, ακρόβαθρα γεφυρών) οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στα συστήματα αντιστήριξης αποτρέπουν την ανάπτυξη συνθηκών οριακής ισορροπίας. Για αυτόν τον λόγο, υπάρχει πιθανότητα οι δυναμικές εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται να είναι μεγαλύτερες από τις προβλεπόμενες με αποτέλεσμα να μην μπορούν να εκτιμηθούν με ακρίβεια με τις συγκεκριμένες μεθόδους.

Κατά συνέπεια εμφανίστηκαν οι πρώτες ελαστικές λύσεις, που περιγράφονται παρακάτω, και οι οποίες αναπτύχθηκαν για να προσδιορίσουν με μεγαλύτερη ακρίβεια τη δυναμική απόκριση των συστημάτων τοίχου – εδάφους στις περιπτώσεις που δεν ικανοποιούνται οι παραδοχές της οριακής ισορροπίας.

3.4.1 MATUO & OHARA (1960)

Οι Matuo and Ohara (1960) ανέπτυξαν μια προσεγγιστική λύση χρησιμοποιώντας ένα διδιάστατο αναλυτικό προσομοίωμα ανένδοτου τοίχου που αντιστηρίζει ημιάπειρη εδαφική στρώση (Εικόνα 3.9).

Απλοποίησαν το πρόβλημα υποθέτοντας μηδενική κατακόρυφη μετατόπιση στην εδαφική μάζα. Αυτή η απλοποίηση οδήγησε σε άπειρες ωθήσεις όταν ο λόγος Poisson ν ισούται με 0.50, τις οποίες προσδιόρισαν επιλύοντας εξισώσεις κυματικής ελαστικού μέσου.



Εικόνα 3.9: Προσομοίωμα Matsuo & Ohara (1960)

Οι εδαφικές ωθήσεις – πιέσεις σ_x στον τοίχο δίνονται σε αυτή την περίπτωση από τη σχέση:

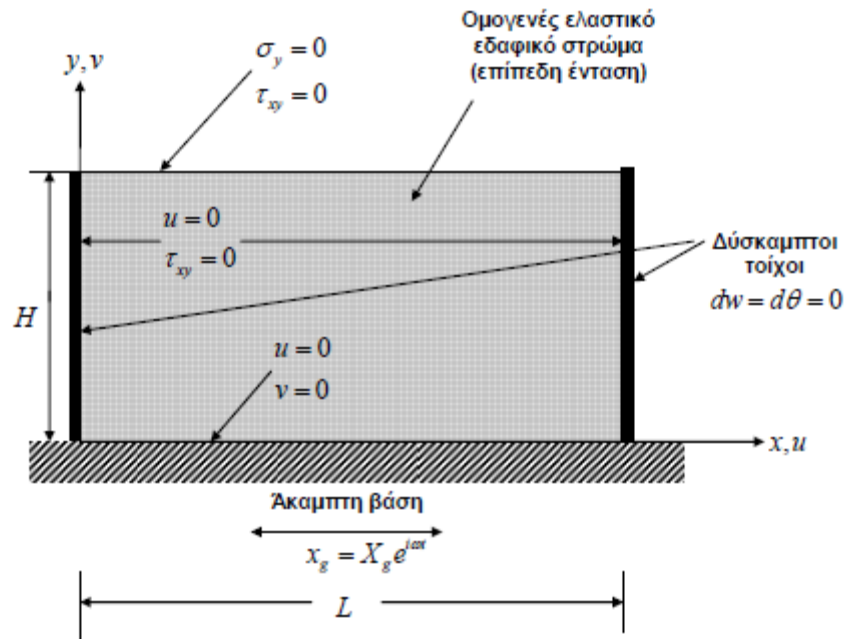
$$\sigma_x = -\gamma \cdot H \cdot A \cdot \frac{8}{\pi^2} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot (1-\nu)}{1-2\nu}} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \cdot \sin \frac{(2n-1) \cdot \pi \cdot y}{2H} \quad (3.29)$$

3.4.2 WOOD (1973)

Ο Wood (1973) παρουσίασε αναλυτικές λύσεις συνοδευόμενες από αριθμητικά αποτελέσματα, για την απόκριση άκαμπτων τοίχων που αντιστηρίζουν ομοιογενές ελαστικό έδαφος πεπερασμένου μήκους και υπόκειται σε αρμονική διέγερση στη βάση του.

Πιο συγκεκριμένα, το προσομοίωμα του Wood αποτελείται από δύο άκαμπτους, άστρεπτους και αμετακίνητους τοίχους που συνδέονται μονολιθικά με μια άκαμπτη βάση (Εικόνα 3.10). Τα δύο κατακόρυφα σύνορα αντιπροσωπεύουν ανένδοτους τοίχους, οι οποίοι θεωρούνται λείοι, όταν έρχονται σε επαφή με το αντιστηριζόμενο έδαφος. Αυτό σημαίνει ότι δεν του προσδίδουν διατμητικές τάσεις λόγω τριβής. Το κατώτερο οριζόντιο σύνορο αντιπροσωπεύει ένα άκαμπτο, διαφραγματικό (δεν επιτρέπει καμία σχετική παραμόρφωση μεταξύ δύο οποιονδήποτε σημείων του) στρώμα βράχου, και συνεπώς η επιβαλλόμενη διέγερση είναι χωρικά σταθερή. Μεταξύ των τοίχων υπάρχει ιστροπικό, ακόρεστο έδαφος με σταθερό μέτρο ελαστικότητας,

μέτρο διάτμησης και πυκνότητα το οποίο συμπεριφέρεται γραμμικά ελαστικά κατά τη διάρκεια του σεισμού.



Εικόνα 3.10: Προσομοίωμα Wood (1973)

Ο Wood πρότεινε μια προσεγγιστική «ψευδοστατική» λύση που οδήγησε σε πολύ καλές εκτιμήσεις της μέγιστης σεισμικής δύναμης στην περίπτωση αρμονικής διέγερσης με αμελητέα δυναμική ενίσχυση. Πιο συγκεκριμένα, διαπιστώθηκε ότι η δυναμική ενίσχυση είναι αμελητέα όταν ο λόγος ω/ω_1 είναι μικρότερος του 0.50 όπου ω είναι η κυκλική συχνότητα της αρμονικής διέγερσης και ω_1 η θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του αντιστηριζόμενου εδάφους. Το εδαφικό στρώμα υποβάλλεται σε οριζόντια μοναδιαία επιτάχυνση και η συνισταμένη δύναμη και αντίστοιχα η ροπή ως προς τη βάση του τοίχου δίνονται από τις σχέσεις:

$$F_{sr} = \frac{4\gamma L^2}{\pi^3 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} \left\{ \begin{array}{l} 2B_n \sinh rh + \\ + C_n (2rH + k' + 1)e^{rH} + \\ + D_n (-2rH + k' + 1)e^{-rH} - \\ - (C_n + D_n)(k' + 1) - \\ - k^2 rH \end{array} \right\} \right] \quad (3.30)$$

$$M_{sr} = \frac{4\gamma L^3}{\pi^4 k^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{n^4} \left[\begin{array}{l} 2B_n (rH \sinh rH - \cosh rH + 1) + \\ + C_n \{2r^2 H^2 - 4rH + 4 + (rH - 1)(k' + 3)\} e^{rH} + \\ + D_n \{-2r^2 H^2 - 4rH - 4 + (rH - 1)(k' + 3)\} e^{-rH} + \\ + (C_n + D_n)(k' - 1) - \frac{(rHk)^2}{2} \end{array} \right] \quad (3.31)$$

όπου:

B_n, C_n, D_n = σταθερές που προσδιορίζονται από τις αρχικές συνθήκες κατά μήκος των συνόρων του αντιστηριζόμενου μέσου,

$$k' = 3 - 4\nu \quad (3.32)$$

$$k = \sqrt{\frac{2 \cdot (1 - \nu)}{(1 - 2\nu)}} \quad (3.33)$$

G = μέτρο διάτμησης του εδάφους,

$$r = \frac{n\pi}{L}, n = 1, 3, 5, \dots \quad (3.34)$$

Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό, η λύση του Wood είναι μαθηματικά πολύπλοκη για να εφαρμοστεί στην πράξη και περιορίζεται στην περίπτωση αρμονικών διεγέρσεων. Η αδιαστατοποιημένη εδαφική δύναμη και ροπή ανατροπής παρουσιάζονται στις Εικόνες 3.11 και 3.12 αντίστοιχα.

Παρατηρώντας την Εικόνα 3.13 αποδεικνύεται ότι στις περιπτώσεις που το μήκος του αντιστηριζόμενου εδάφους είναι απεριόριστο, η συνισταμένη δύναμη για έδαφος με λόγο Poisson $\nu = 0.40$ και $\omega/\omega_1 < 0.50$ δίνεται από τη σχέση:

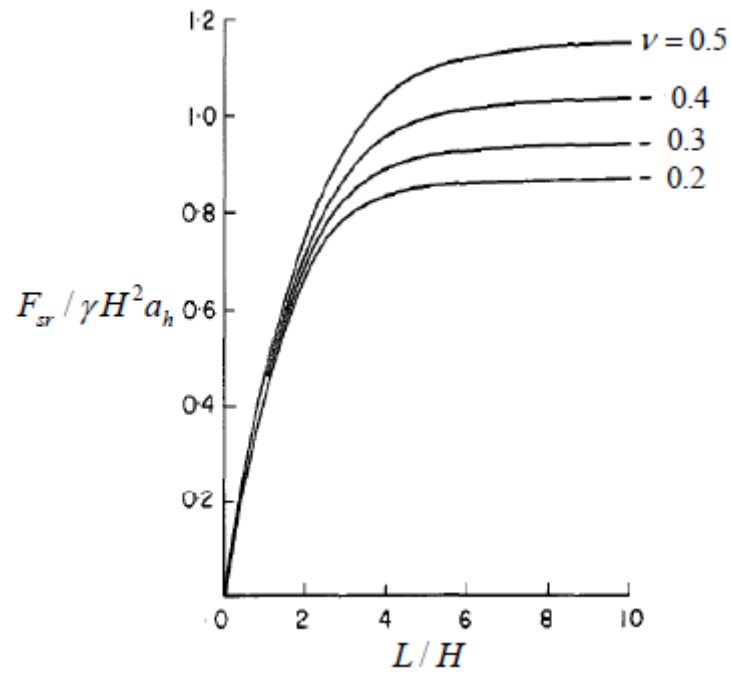
$$F_{sr} \approx \alpha_h \cdot \gamma \cdot H^2 = A_h \cdot \rho \cdot H^2 \quad (3.35)$$

όπου:

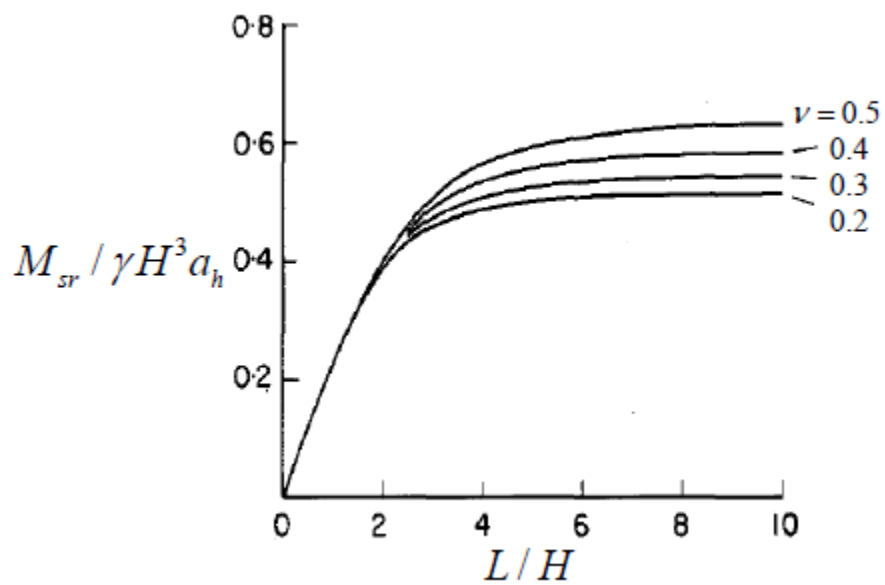
$A_h = \alpha_h \cdot g$ είναι η μέγιστη επιτάχυνση στη βάση του τοίχου

ρ είναι η πυκνότητα του εδάφους.

Το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης βρίσκεται σε ύψος $0.63H$ από τη βάση του τοίχου. Η συγκεκριμένη λύση του Wood χρησιμοποιείται στην πράξη λόγω της απλότητάς της (Σταθοπούλου, 2005).



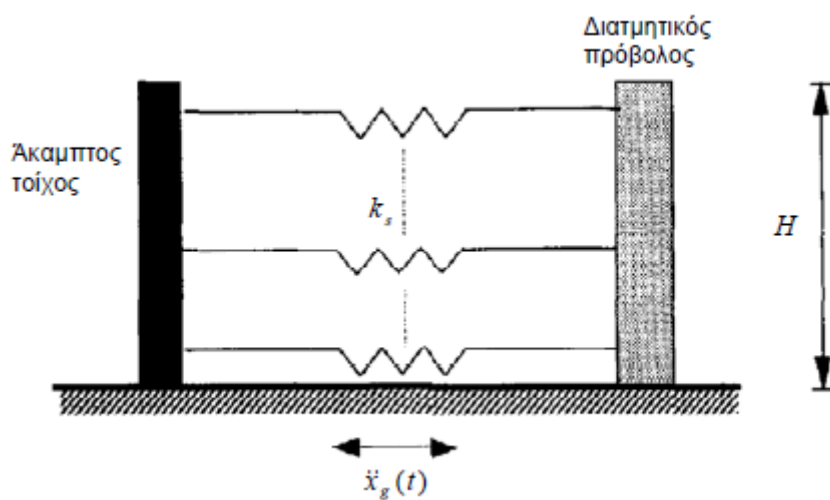
Εικόνα 3.11: Αδιαστατοποιημένη τέμνουσα δύναμη (Wood, 1973)



Εικόνα 3.12: Αδιαστατοποιημένη ροπή ανατροπής (Wood, 1973)

3.4.3 ΠΡΟΣΟΜΙΩΜΑ ΤΟΥ SCOTT (1973)

Ο Scott (1973) για να προσομοιώσει τη σεισμική δράση του αντιστηριζόμενου εδάφους πρότεινε ένα απλό προσομοίωμα στο οποίο ο τοίχος αντιστήριξης συνδέεται διαμέσου σειράς ελατηρίων τύπου Winkler με κατακόρυφη μονοδιάστατη διατμητική δοκό που αντιπροσωπεύει τη δράση του εδάφους στο ελεύθερο πεδίο (Εικόνα 3.13).



Εικόνα 3.13: Προσομοίωμα Scott (1973)

Το προσομοίωμα του αυτό, όμως, αγνοεί την απόσβεση ακτινοβολίας αλλά και τη μεταφορά των διατμητικών δυνάμεων. Για τον λόγο αυτό κατέληξε στο τροποποιημένο προσομοίωμα του Scott. Αντί, λοιπόν, για μια συστοιχία αβαρών οριζόντιων γραμμικών ελατηρίων, το αντιστηριζόμενο μέσο προσεγγιζόταν από μία σειρά γραμμικών οριζόντιων δοκών απείρου μήκους με ομοιόμορφα κατανεμημένη μάζα.

Παρ' όλα αυτά ενώ για υψηλές τιμές της συχνότητας το τροποποιημένο προσομοίωμα του Scott δίνει σαφώς καλύτερα αποτελέσματα από το αρχικό του Scott (1973), αντιθέτως οδηγεί σε μη αποδεκτά αποτελέσματα στην περιοχή των χαμηλών συχνοτήτων (Παπαζαφειρόπουλος, 2010).

3.4.4 VELETSOS & YOUNAN (1994)

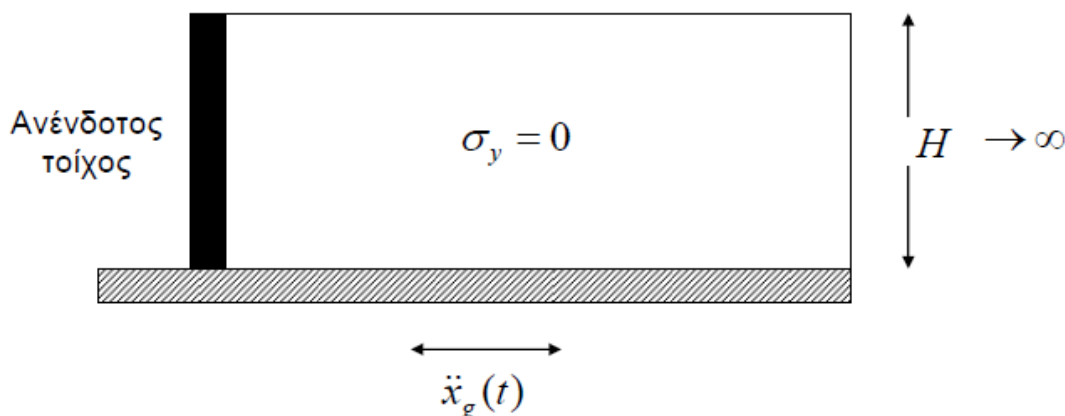
Οι Veletsos and Younan (1994) θεώρησαν ένα προσομοίωμα που περιλαμβάνει ημιάπειρο, ομοιόμορφο στρώμα ενός ιξωδοελαστικού υλικού

ελεύθερο στην ανώτατη επιφάνειά του και εδραζόμενο σε μια άκαμπτη βάση κατά μήκος της κάτω επιφάνειάς του. Επιπλέον, το ένα κατακόρυφο σύνορό του αντιστηρίζεται από τοίχο. Τόσο ο τοίχος, όσο και η βάση του εδαφικού στρώματος διεγείρονται από μια χωρικά αμετάβλητη κίνηση, ενώ η απόσβεση υλικού του εδάφους θεωρείται ότι είναι σταθερού υστερητικού τύπου.

Οι παράμετροι που διερευνήθηκαν από τους συγκεκριμένους μελετητές περιλαμβάνουν τα χαρακτηριστικά της εδαφικής κίνησης, τα χαρακτηριστικά της στρώσης και τις δυσκαμψίες του τοίχου και της στροφικής στήριξης στη βάση του. Κατά συνέπεια εξέτασαν τέσσερις περιπτώσεις όσον αφορά τον τοίχο και τη στήριξη στη βάση του:

1) Ανένδοτος τοίχος αντιστήριξης

Η περίπτωση αυτή εξετάζεται όταν θεωρηθεί ότι το ένα κατακόρυφο σύνορο του εδαφικού στρώματος αντιστηρίζεται από ανένδοτο τοίχο (Εικόνα 3.14). Τις περισσότερες φορές η παρουσία ενός ανένδοτου τοίχου επιβάλλει στο αντιστηριζόμενο έδαφος να αποκριθεί ελαστικά, χωρίς όμως αυτό να ισχύει πάντα (Ψαρρόπουλος κ.α., 2010)



Εικόνα 3.14: Προσομοίωμα των Veletsos & Younan (1994)

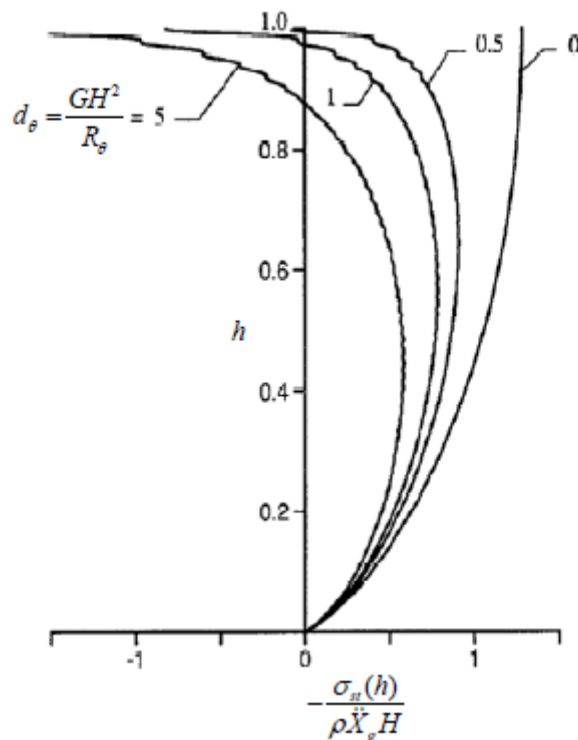
2) Ελαστικά ενδόσιμος τοίχος αντιστήριξης

Οι Veletsos and Younan επέκτειναν την ελαστική θεωρία για να συμπεριλάβουν και τους εύκαμπτους τοίχους αντιστήριξης. Οι ωθήσεις που

προκύπτουν από εφαρμογή της θεωρίας ελαστικότητας σε ενδόσιμους τοίχους προκύπτουν πράγματι απομειωμένες και σε πολλές περιπτώσεις πλησιάζουν αυτές των ψευδοστατικών μεθόδων. Κατά συνέπεια, μπορεί να ειπωθεί ότι, οι ελαστικά ενδόσιμοι τοίχοι γεφυρώνουν το χάσμα που υπάρχει μεταξύ των κοινώς διαδεδομένων ψευδοστατικών μεθόδων και των ελαστικών μεθόδων (Παπαζαφειρόπουλος, 2010). Εν κατακλείδι, μελετήθηκε η επίδραση της ευκαμψίας του τοίχου στη διαμόρφωση των ωθήσεων, η οποία μπορεί να είναι δομική d_w ή στρωφική d_θ (ευστρεψία).

3) Άκαμπτος και στρωφικά ενδόσιμος τοίχος αντιστήριξης

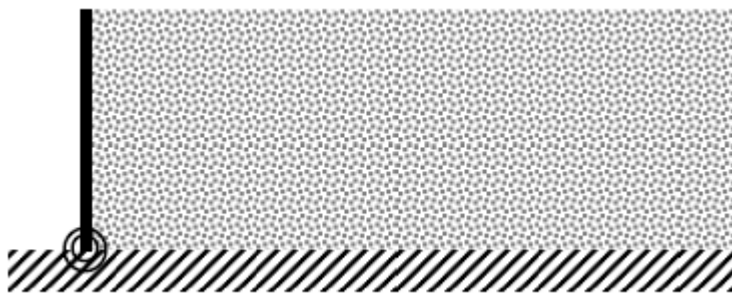
Στην περίπτωση αυτή οι Veletsos and Younan παρουσίασαν τις κατανομές των εδαφικών ωθήσεων που προκαλούνται από στατική διέγερση σε συστήματα με διαφορετικές τιμές της σχετικής ευστρεψίας d_θ των οποίων οι τοίχοι είναι άκαμπτοι ($d_w = 0$), αβαρείς και για ομοιόμορφο εδαφικό στρώμα με λόγο Poisson $\nu = 1/3$ (Εικόνα 3.15).



Εικόνα 3.15: Επίρροή της ευστρεψίας του τοίχου στις κατανομές των εδαφικών ωθήσεων (Veletsos & Younan, 1994β).

4) Καμπτικά και στρωφικά ενδόσιμος τοίχος αντιστήριξης.

Οι Veletsos and Younan (1997) εξέτασαν τη γενική περίπτωση προβόλου τοίχου αντιστήριξης, ο οποίος εμφανίζει τόσο καμπτική ενδοσιμότητα όσο και στρωφική στη βάση του (Εικόνα 3.16). Έγινε η θεμελιώδης παραδοχή ότι κατά τη θεωρούμενη διέγερση δεν αναπτύσσονται κατακόρυφες ορθές τάσεις πουθενά στο εδαφικό μέσο. Επίσης, υποτίθεται ότι υπάρχει πλήρης εγκολλητότητα μεταξύ του τοίχου και του εδάφους, καθώς και ότι η οριζόντια μεταβολή των κατακόρυφων μετατοπίσεων είναι αμελητέα.



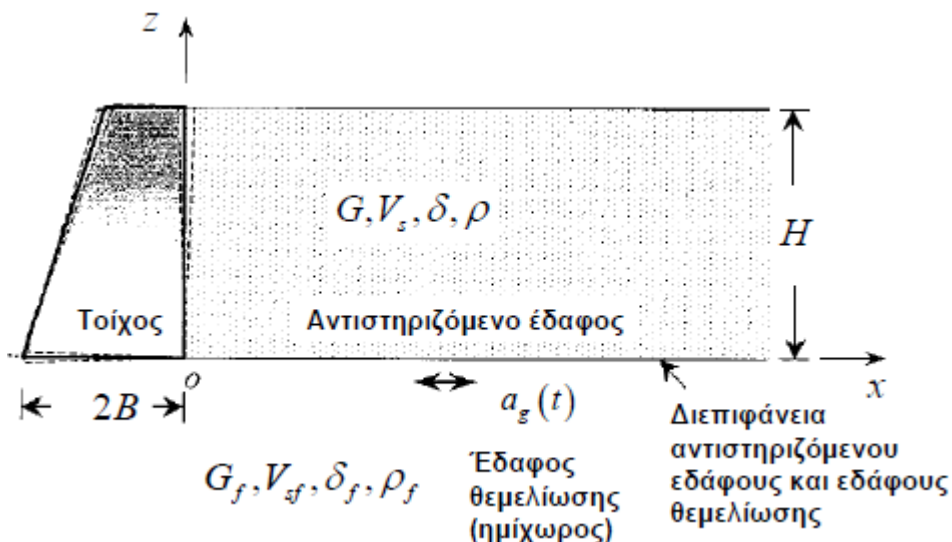
Εικόνα 3.16: Καμπτικά και στρωφικά ενδόσιμος τοίχος αντιστήριξης (Veletsos & Younan, 1997).

Επαλήθευση της ελαστικής λύσης των Veletsos and Younan (1994, 1997) πραγματοποιήθηκε από τον Ψαρρόπουλο (2000) και από τους Ψαρρόπουλος κ.α. (2001) με τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, αφού προηγουμένως θεωρήθηκαν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Σε αντίθεση με τους Veletsos and Younan (1994, 1997) που θεώρησαν ότι ο τοίχος αντιστήριξης ήταν αβαρής, ο Ψαρρόπουλος (2000) θεώρησε ότι ο τοίχος διαθέτει μάζα ανά μονάδα επιφάνειας. Παρ' όλα αυτά, τα αποτελέσματα και τα αντίστοιχα συμπεράσματα στα οποία κατέληξε ο Ψαρρόπουλος (2000) ήταν σε πολύ καλή συμφωνία με τα αντίστοιχα των Veletsos and Younan (1994, 1997).

3.4.5 ΛΥΣΗ ΤΟΥ LI (1999)

Ο Li (1999) επέκτεινε τις αναλύσεις των Veletsos and Younhan για ενδόσιμους τοίχους, για να συμπεριλάβει την επίδραση της απόσβεσης ακτινοβολίας σε υποκείμενο ελαστικό ημιχώρο και της ευκαμψίας του θεμελίου του τοίχου, αντικαθιστώντας την δυνατότητα δυστρεψιάς του τοίχου με κατάλληλες μηχανικές ιδιότητες του εδάφους θεμελίωσης (Εικόνα 3.17).

Επιβάλλοντας μια απλή συνοριακή συνθήκη μεταξύ του αντιστηριζόμενου εδαφικού στρώματος και του υποκείμενου ημιχώρου ανέπτυξε μια κλειστή αναλυτική λύση για τον υπολογισμό της τέμνουσας δύναμης στη βάση του τοίχου (Παπαζαφειρόπουλος, 2010). Από τα αποτελέσματα που προέκυψαν αποδείχτηκε ότι τόσο η στατική όσο και η δυναμική τέμνουσα δύναμη μπορεί να μειωθούν εξαιτίας της ενδοσιμότητας του υποκείμενου εδάφους, έτσι ώστε να προσεγγίζουν τις τιμές των ψευδοστατικών μεθόδων (Mononobe – Okabe). Επιπλέον, σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων του, η δυστρεψία ενός άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης σχετίζεται με την ευκαμψία της θεμελίωσης καθώς επίσης όταν λαμβάνεται υπόψη η ικανότητα απόσβεσης της θεμελίωσης ο συντελεστής δυναμικής ενίσχυσης για τις τέμνουσες δυνάμεις του τοίχου μειώνεται με αυξανόμενη την ευκαμψία του εδάφους θεμελίωσης.



Εικόνα 3.17: Προσομοίωμα Li (1999).

3.5 ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΜΕΘΟΔΟΣ (ΜΕΡΙΚΕΣ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΕΙΣ)

Σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (Ε.Α.Κ. 2003) και τις Οδηγίες για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών (2007) εξετάζεται μία τρίτη μέθοδος σχεδιασμού των τοίχων αντιστήριξης πέραν της ελαστικής μεθόδου και της μεθόδου της οριακής ισορροπίας.

Απαραίτητη προϋπόθεση της συγκεκριμένης μεθόδου είναι τα έργα αντιστήριξης να σχεδιάζονται έτσι ώστε να εκπληρούν το σκοπό τους κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό σχεδιασμού, χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες, ούτε τα ίδια, ούτε τα αντιστηριζόμενα δομήματα. Οι παραμένουσες, επομένως, μετακινήσεις πρέπει να συμβιβάζονται με τις λειτουργικές και αισθητικές απαιτήσεις του έργου (μερικές παραμορφώσεις).

Η συγκεκριμένη μέθοδος, που χαρακτηρίζεται ως ανελαστική καθώς βρίσκεται στο μεταίχμιο της ελαστικής και πλαστικής μεθόδου, εξετάζει δύο κατηγορίες τοίχων που αναλύονται σε επόμενο κεφάλαιο.

3.5.1 ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ Ή ΚΑΙ ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολισθήσεως / στροφής στην έδραση είτε είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.10% του ύψους. Σε τοίχους αυτής της κατηγορίας οι αυξημένες ωθήσεις κατά τη διάρκεια του σεισμού μπορούν να υπολογίζονται με τη μέθοδο της οριακής ισορροπίας Monopobe – Okabe, δηλαδή για επίπεδη επιφάνεια ολισθήσεως που αντιστοιχεί σε πρόσθετη οριζόντια δράση $\alpha_h W$ και πρόσθετη κατακόρυφη δράση $-\alpha_v W$ στο κρίσιμο πρίσμα με βάρος W .

Ο οριζόντιος «σεισμικός συντελεστής» α_h λαμβάνεται από τη σχέση:

$$\alpha_h = a/q_w \quad (3.36)$$

όπου:

a = η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους

q_w = συντελεστής συμπεριφοράς ο οποίος έχει τις ακόλουθες τιμές (Πίνακας 3.1)

Πίνακας 3.1: Τιμές συντελεστή q_w ανάλογα με τον τύπο του τοίχου αντιστήριξης

Τύπος τοίχου	Συντελεστής q_w
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 300α (σε mm)	2.00
Τοίχος με δυνατότητα ολισθήσεως 200α (σε mm)	1.50
Τοίχος με αγκυρώσεις ή εύκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.20
Άκαμπτος τοίχος εδραζόμενος σε βράχο ή πασσάλους	1.00
Τοίχοι αντιστηριζόμενοι με αντηρίδες (θλιπτήρες)	0.70

Στο σημείο αυτό ο Ε.Α.Κ. (2003) σημειώνει ότι η χρήση της μονάδας για τον συντελεστή συμπεριφοράς στοχεύει σε μηδενική παραμένουσα μετακίνηση (ολίσθηση) τοίχου που συνεπάγεται όμως, συνήθως υπερβολικά μεγάλες διαστάσεις τοίχων, που ακόμα όταν είναι εφικτές, είναι ασφαλώς ανηθικονομικές. Έτσι, προτείνει ότι είναι σκόπιμο ο τοίχος να σχεδιάζεται για μια ανεκτή ολίσθηση αντί για μηδενική ολίσθηση, όπου είναι δυνατό.

Ο κατακόρυφος σεισμικός συντελεστής α_v λαμβάνεται ίσος με:

$$\alpha_v = 0.30 \times \alpha \quad (3.37)$$

Σύμφωνα με τον Ε.Α.Κ. (2003) οι σεισμικοί συντελεστές α_h και α_v θα εφαρμόζονται επίσης τόσο στο βάρος του τοίχου όσο και στο βάρος της επίχωσης που φέρεται άμεσα από το θεμέλιό του (Τοίχοι μορφής L), ενώ η γωνία τριβής τοίχου – εδάφους δ στην ωθούμενη παρειά δεν πρέπει να λαμβάνεται μεγαλύτερη από:

$$\delta \leq \frac{2}{3} \times \phi_d \quad (3.38)$$

όπου:

ϕ_d = η γωνία διατμητικής αντοχής του εδάφους.

Το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης των ωθήσεων θεωρείται ότι δρα σε ύψος h πάνω από τη βάση του τοίχου ίσο με:

$$h = 0.40 \times H \quad (3.39)$$

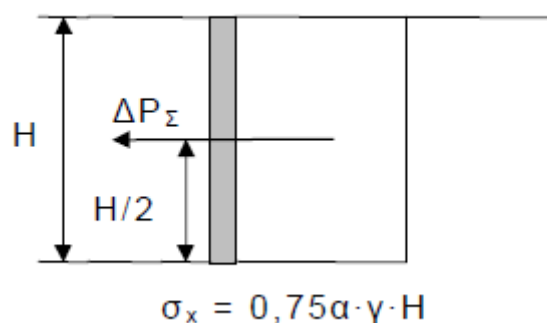
3.5.2 ΤΟΙΧΟΙ ΜΕ ΠΕΡΙΟΡΙΣΜΕΝΗ ΔΥΝΑΤΟΤΗΤΑ ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΗΣ / ΠΑΡΑΜΟΡΦΩΣΗΣ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είναι παραμορφώσιμοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή τουλάχιστον 0.05% του ύψους αλλά μικρότερη του 0.10%.

Σύμφωνα με την Οδηγία για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών (2007), η λόγω σεισμού αύξηση της στατικής ώθησης γαιών στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι:

$$\Delta P = 0.75 \times a \times \gamma \times H^2 \quad (3.40)$$

και η αντίστοιχη κατανομή καθ' ύψος του τοίχου δίνεται στην Εικόνα 3.18.



Εικόνα 3.18: Σεισμική ώθηση σε τοίχους με μερικές παραμορφώσεις (περίπτωση 2)

Το σημείο εφαρμογής της ώθησης ΔP θεωρείται ότι δρα σε ύψος h πάνω από τη βάση του τοίχου ίσο με:

$$h = \frac{H}{2} \quad (3.41)$$

3.5.3 ΤΟΙΧΟΙ ΠΡΑΚΤΙΚΩΣ ΑΜΕΤΑΚΙΝΗΤΟΙ

Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικώς αμετακίνητοι με αναμενόμενη μετακίνηση στην κορυφή μικρότερη του 0.05% του ύψους.

Σύμφωνα με την Οδηγία για την αντισεισμική μελέτη γεφυρών (2007), η λόγω σεισμού αύξηση της στατικής ώθησης γαιών (ώθηση ηρεμίας) στη συγκεκριμένη περίπτωση είναι:

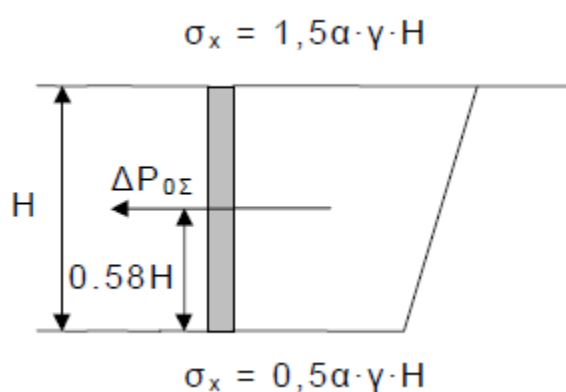
$$\Delta P = a \times \gamma \times H^2 \quad (3.42)$$

Οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας που δρουν σε τέτοιους τοίχους επαυξάνονται κατά τη διάρκεια του σεισμού. Στο διάγραμμα αυτό (Εικόνα 3.19) η μέγιστη τιμή στη επιφάνεια του εδάφους είναι ίση προς:

$$\sigma_{\max} = 1.50 \times \alpha \times \gamma \times H \quad (3.43)$$

ενώ η ελάχιστη τιμή στο κατώτατο σημείο του τοίχου σε βάθος H είναι ίση με:

$$\sigma_{\min} = 0.50 \times \alpha \times \gamma \times H \quad (3.44)$$



Εικόνα 3.19: Σεισμική ώθηση σε τοίχους με μερικές παραμορφώσεις (περίπτωση 3)

Με τις αυξημένες αυτές ωθήσεις αρκεί εν γένει να ελέγχεται η επάρκεια μόνο των άμεσα επηρεαζόμενων στοιχείων δηλαδή τοιχωμάτων και των νευρώσεων, αν υπάρχουν (Σταθοπούλου, 2005).

4. ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ ΤΗΣ ΜΕΘΟΔΟΥ ΤΩΝ ΠΕΠΕΡΑΣΜΕΝΩΝ ΣΤΟΙΧΕΙΩΝ

Οι επιλύσεις της παρούσας εργασίας πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό *Plaxis*. Το πρόγραμμα *Plaxis* είναι ένα υπολογιστικό πακέτο που χρησιμοποιεί τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων για τη δισδιάστατη ανάλυση της παραμόρφωσης και της ευστάθειας σε εφαρμογές γεωτεχνικών έργων. Για τον έλεγχο της αξιοπιστίας των αποτελεσμάτων του λογισμικού, δημιουργήθηκαν δύο προκαταρκτικά προσομοιώματα, και πραγματοποιήθηκε σύγκριση αποτελεσμάτων της αναλυτικής λύσης με την αριθμητική ανάλυση.

Σε ένα προσομοίωμα εδαφικής στρώσης και μονοβάθμιου ταλαντωτή χωρίς τοίχο αντιστήριξης και με τις κατάλληλες παραμέτρους, συντονιστήκαν η εδαφική στρώση με τον ταλαντωτή. Σε εξέλιξη του προηγούμενου προσομοιώματος τοποθετήθηκε ένας άκαμπτος τοίχος σε απόσταση $L=2m$ από τον ταλαντωτή. Παρατηρείται το φαινόμενο του αποσυντονισμού της εδαφικής στρώσης. Στην συνέχεια δημιουργήθηκε ένα άλλο προσομοίωμα ώστε να μην υπάρχει συντονισμός της εδαφικής στρώσης και του μονοβάθμιου ταλαντωτή και κατόπιν μερικών δοκιμών τοποθετήθηκε σε κατάλληλη απόσταση ένας άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης, με αποτέλεσμα να συντονίσει το φαινόμενο αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους - ταλαντωτή.

Για να ελεγχθεί η απόκριση του ταλαντωτή, σε συνδυασμό διαφόρων ταχυτήτων διατμητικού κύματος (V_s), διαφορετικών αποστάσεων (L) του ταλαντωτή από τον τοίχο, διαφορετικών τιμών (d_w) δυσκαμψίας του τοίχου, και σε δυο σεισμικές διεγέρσεις, πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δίνουν την επιτάχυνση (a_x) σε σχέση με τον χρόνο (t) και τον συντελεστή ενίσχυσης (AF) σε σχέση με την συχνότητα (Hz).

4.1 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ A

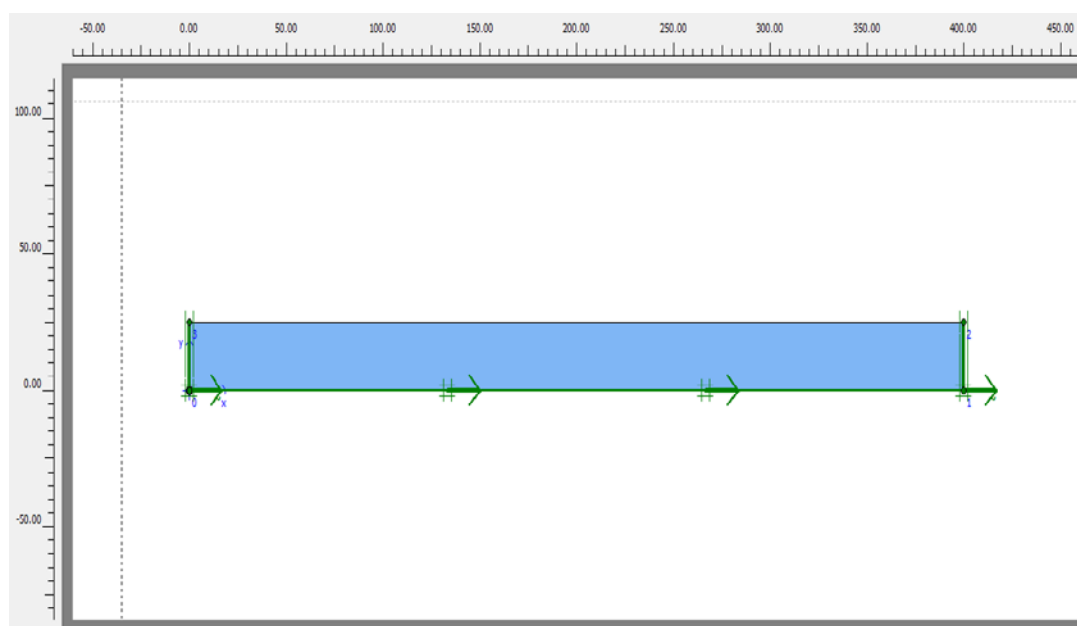
Στο προσομοίωμα A υπάρχει μια εδαφική στρώση με ύψος $H=25$ m και μήκος 400m και εκατέρωθεν χρησιμοποιούνται συνοριακά στοιχεία ώστε να προσομοιώνεται η επέκταση της στρώσης στο άπειρο. Η ταχύτητα διάδοσης του διατμητικού κύματος είναι $V_s=200$ m/s και η απόσβεση του υλικού $\xi=5\%$.

Η βάση της εδαφικής στρώσης διεγείρεται από μια αρμονική ταλάντωση ημιτονικής μορφής (προσομοίωση σεισμικού κύματος), με συχνότητα $f=2$ Hz. Ο συντελεστής ενίσχυσης σύμφωνα με την αναλυτική λύση είναι:

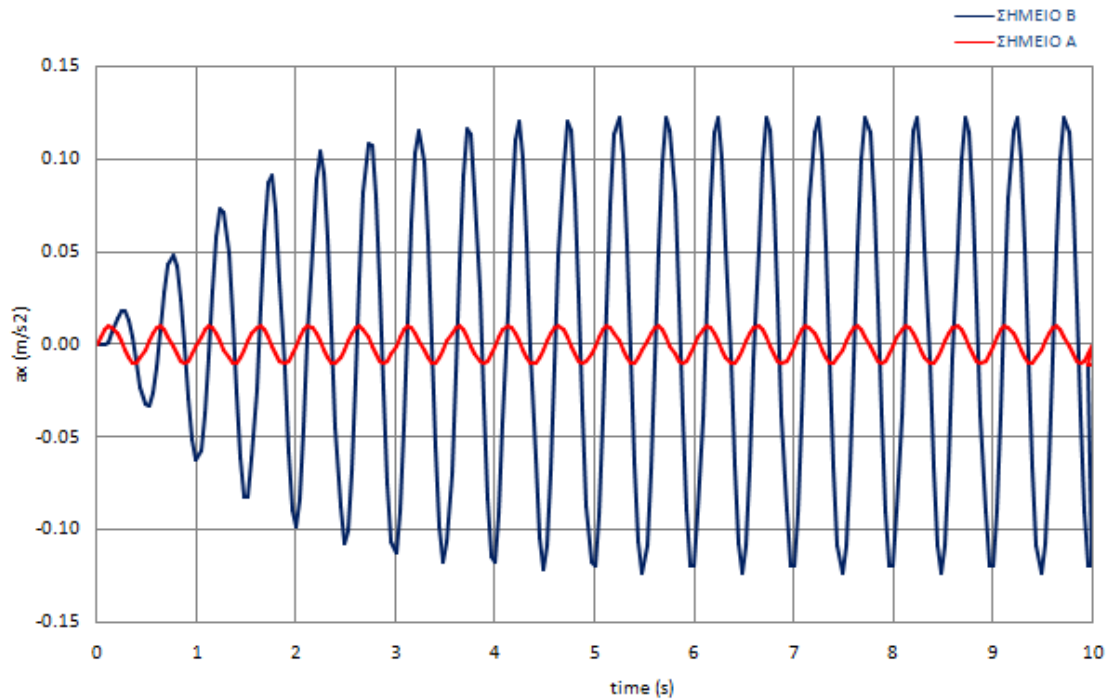
$$AF = 2/\pi \times \xi = 12.73 \quad (4.1)$$

όπου επαληθεύεται με την αριθμητική ανάλυση (εικόνα 4.2).

Οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης δίνονται στην βάση της εδαφικής στρώσης (σημείο A) και στην κορυφή της (σημείο B).



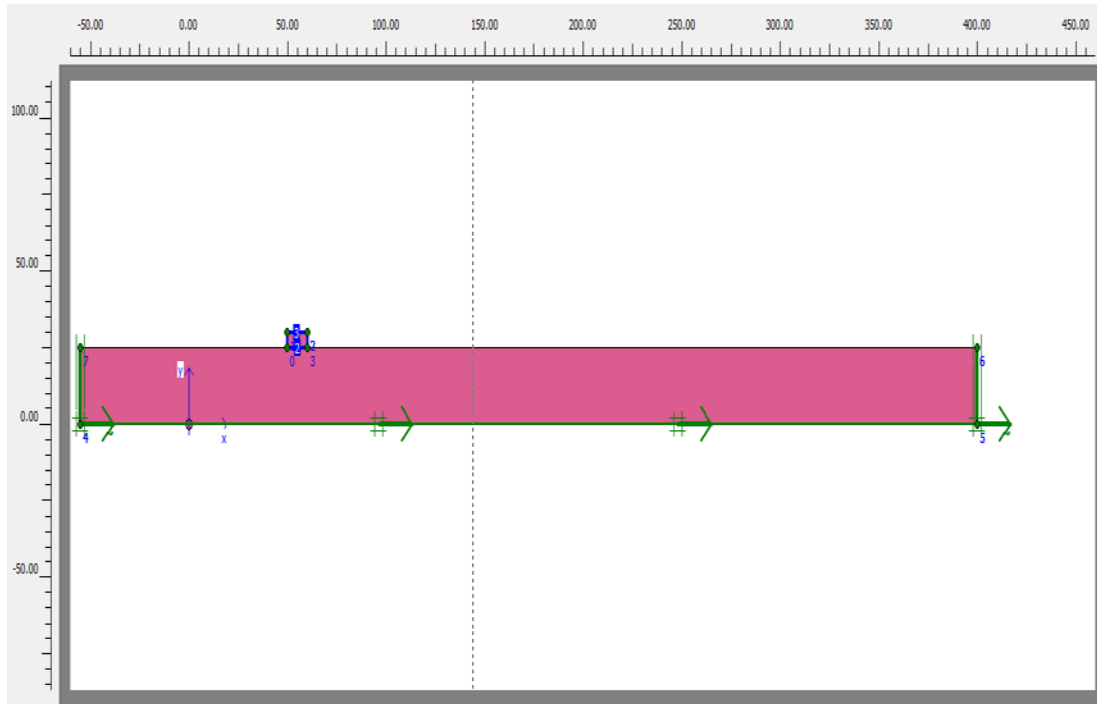
Εικόνα 4.1 Γεωμετρία και συνοριακές συνθήκες του προκαταρκτικού προσομοιώματος A



Εικόνα 4.2: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία A και B

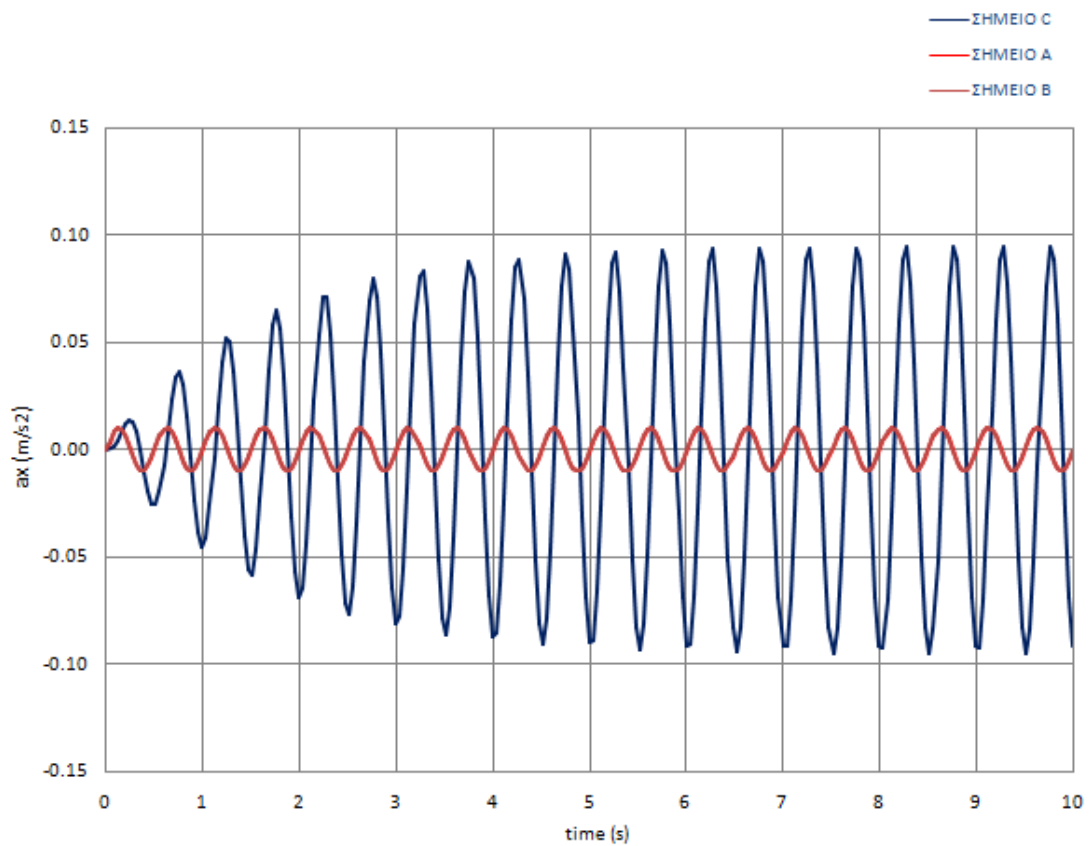
4.2 ΠΡΟΚΑΤΑΡΚΤΙΚΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ Β

Στο προσομοίωμα Β δημιουργήθηκε μια άκαμπτη εδαφική στρώση (βράχος) με ταχύτητα διάδοσης διατμητικού κύματος $V_s=2000$ m/s και $\xi=5\%$, όπου επάνω εδράζεται μονοβάθμιος ταλαντωτής. Ο συντελεστής ακαμψίας του ταλαντωτή είναι $K=4\pi^2m/T^2$ όπου $m=10tn$ και $T=0,50$ sec. Η στρώση διεγείρεται και σε αυτή την περίπτωση με αρμονική ταλάντωση ημιτονικής μορφής συχνότητας $f=2$ Hz. Επειδή η στρώση είναι άκαμπτη, η ταλάντωση μεταφέρεται αυτούσια στην βάση του ταλαντωτή, όπου ο συντελεστής ενίσχυσης στον ταλαντωτή είναι $AF=1/(2\xi)=10$, δηλαδή στην κορυφή του θα έχουμε δεκαπλάσια ενίσχυση. Το σημείο A είναι στην βάση της εδαφικής στρώσης, το σημείο B είναι στην βάση του μονοβάθμιου ταλαντωτή και το σημείο C στην κορυφή του (εικόνα 4.3). Και σε αυτή την περίπτωση επαληθεύεται η αναλυτική λύση, ωστόσο υπάρχει μια μικρή απόκλιση που οφείλεται στην απομείωση που έχει υποστεί η ταλάντωση κατά τη διέλευσή της από την εδαφική στρώση.



Εικόνα 4.3: Γεωμετρία και συντοιακές συνθήκες του προκαταρκτικού προσομοιώματος B

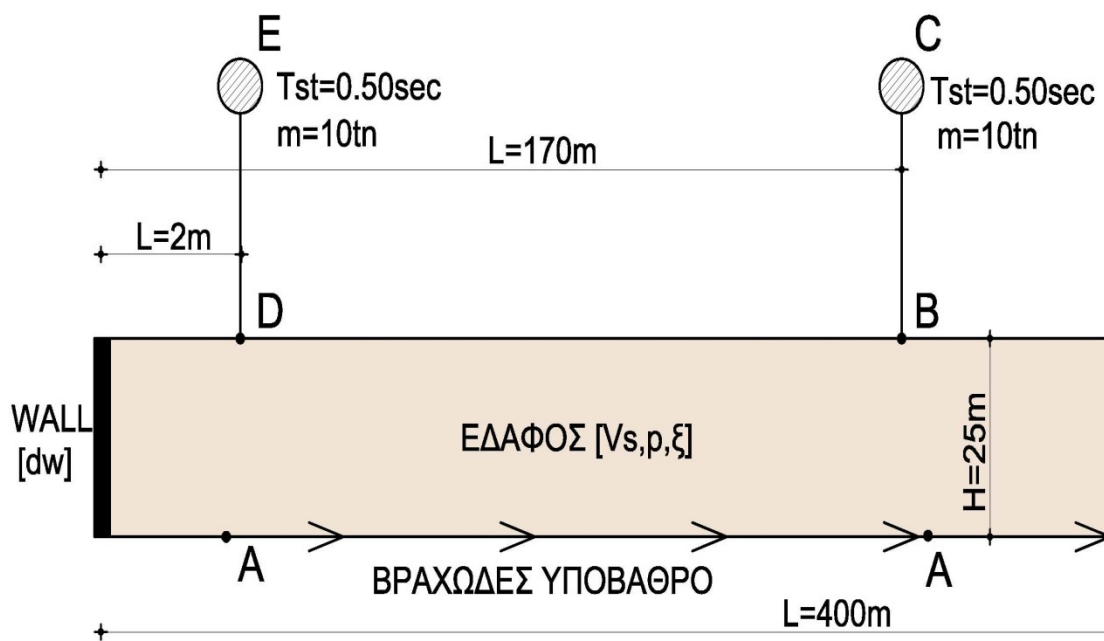
Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης στην βάση της εδαφικής στρώσης [A]
στην βάση του ταλαντωτή [B] και στην κορυφή του ταλαντωτή [C]



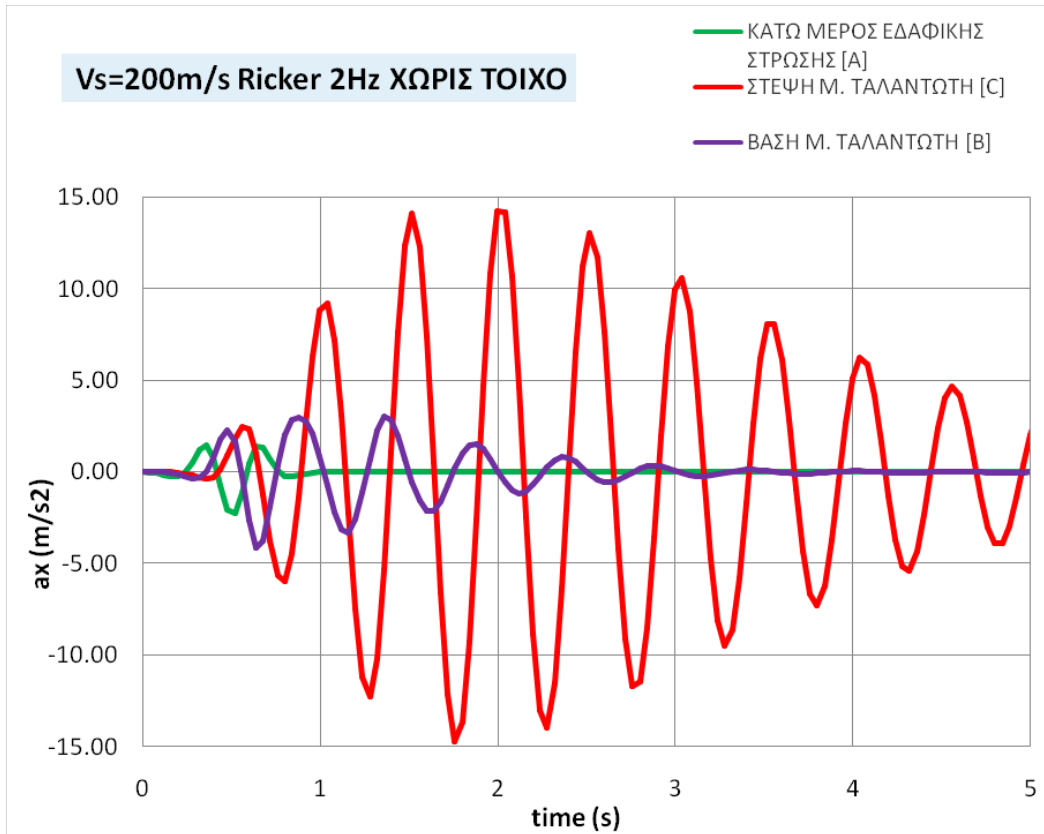
Εικόνα 4.4: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία A, B, και C

4.3 ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

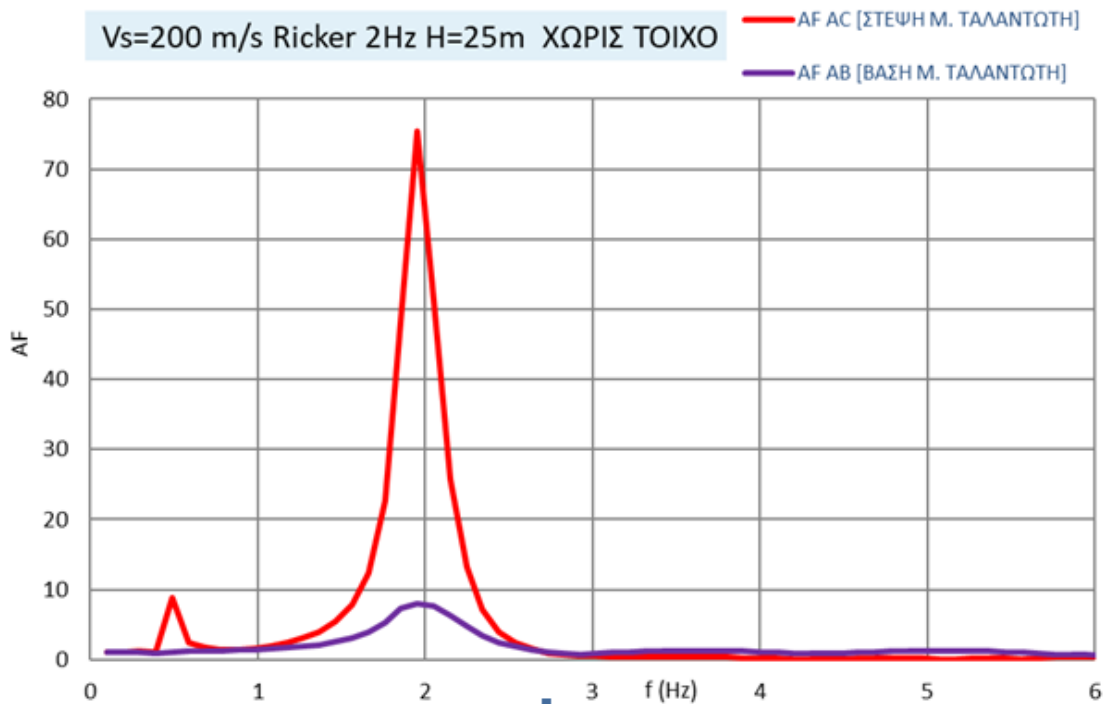
Το προηγούμενο προσομοίωμα Β δημιουργήθηκε προκειμένου να ελεγχθεί η αξιοπιστία των αποτελεσμάτων του λογισμικού, ωστόσο επί πραγματικών συνθήκων είναι σπάνιες οι περιπτώσεις κτιρίων σε άκαμπτη εδαφική στρώση (βράχος). Για τον λόγο αυτό έγινε επίλυση με μαλακή εδαφική στρώση με ταχύτητα διάδοσης διατμητικού κύματος $V_s=200\text{m/s}$, $\xi=5\%$, $T=4*H/V_s=0,50\text{sec}$, και ύψος εδαφικής στρώσης $H=25\text{m}$, όπου επάνω εδράζεται μονοβάθμιος ταλαντωτής. Η εδαφική στρώση επεκτείνεται εκατέρωθεν, θεωρητικά στο άπειρο. Ο συντελεστής ακαμψίας του ταλαντωτή είναι $K=4*\pi^2*m/T^2$ όπου $m=10\text{tn}$ και $T=0,50\text{sec}$. Η στρώση διεγείρεται με ταλάντωση Ricker συχνότητας $f=2\text{Hz}$ και $T=0.50\text{sec}$. Στην περίπτωση αυτή έχουμε ενίσχυση (εικόνες 4.6 και 4.7), τόσο από την εδαφική στρώση, όσο και από την κατασκευή (συντονισμός). Το σημείο Α είναι στην βάση της εδαφικής στρώσης, το σημείο Β είναι στην βάση του μονοβάθμιου ταλαντωτή και το σημείο C στην κορυφή του (εικόνα 4.5).



Εικόνα 4.5: Προσομοίωμα εδαφικής στρώσης, τοίχου και ταλαντωτής σε δύο θέσεις.



Εικόνα 4.6: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία A, B και C



Εικόνα 4.7: Συντελεστής ενίσχυσης εδάφους και κατασκευής Vs=200m/s, Ricker 2Hz

4.4 ΑΠΟΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΠΑΡΕΜΒΟΛΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

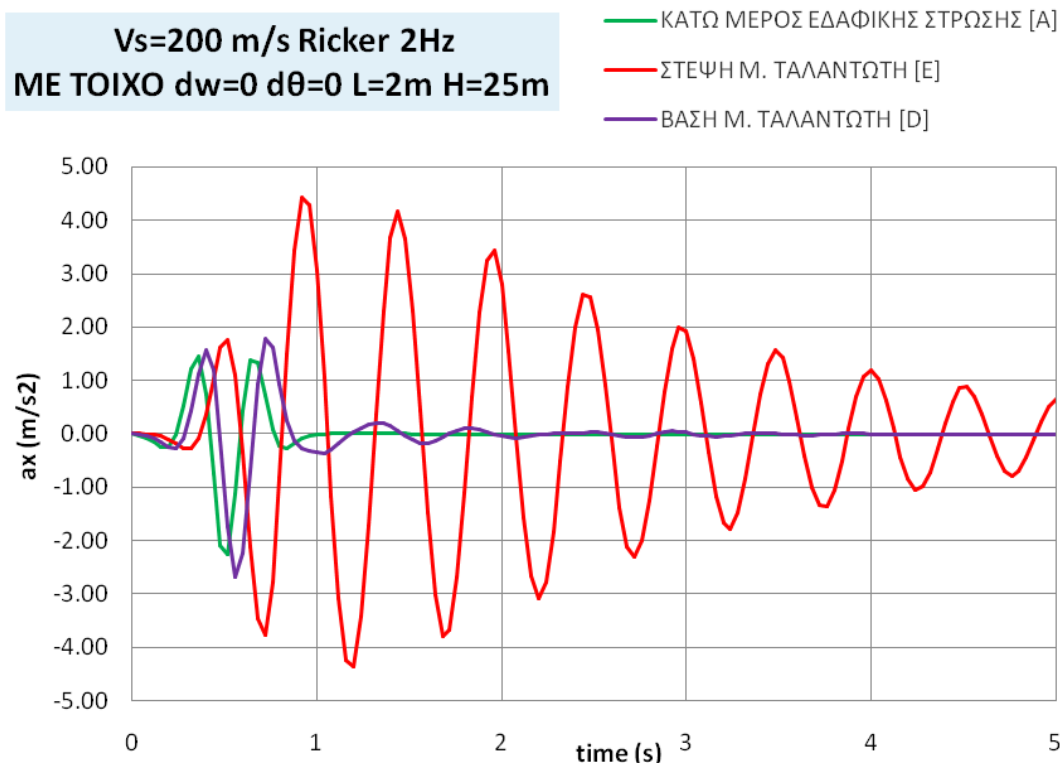
Σε εξέλιξη του προηγούμενου προσομοιώματος τοποθετήθηκε ένας άκαμπτος και πακτωμένος τοίχος με $d\omega=0$ και $d\theta=0$, σε απόσταση $L=2$ m από τον ταλαντωτή. Τα χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης του εν λόγω προσομοιώματος είναι:

α) ταχύτητα διάδοσης διατμητικού κύματος $V_s=200$ m/s,

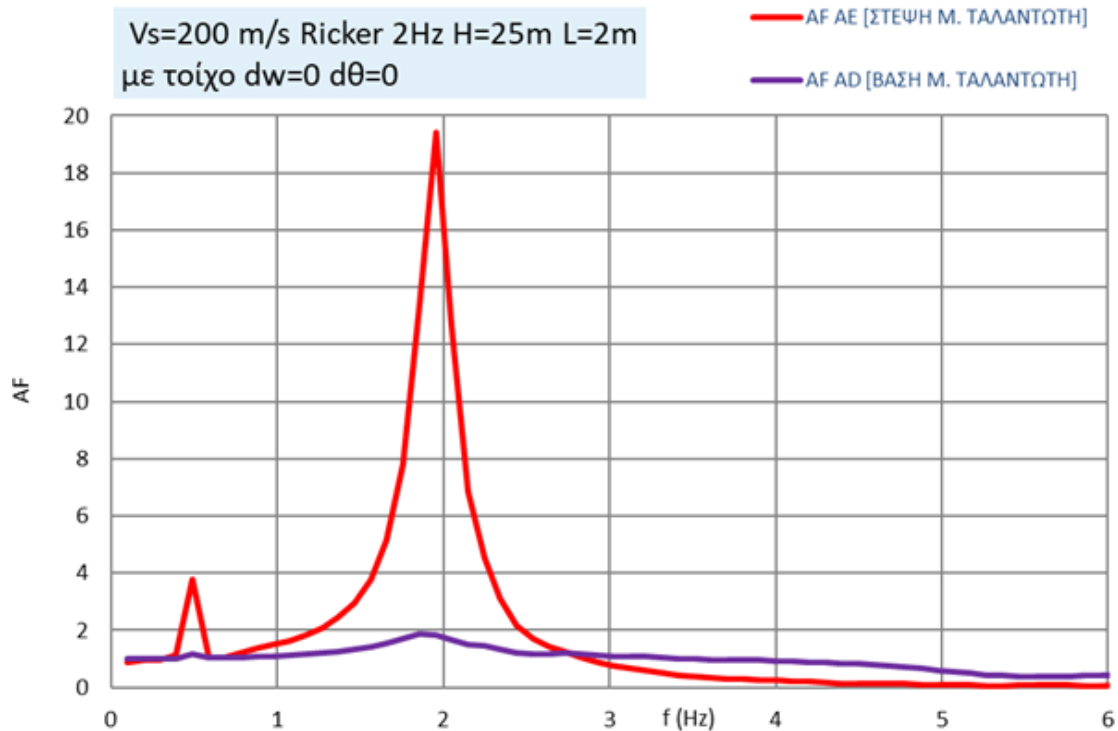
β) $\xi=5\%$, και

γ) ύψος εδαφικής στρώσης $H=25$ m.

Επί της εδαφικής στρώσης εδράζεται μονοβάθμιος ταλαντωτής. Η στρώση διεγείρεται με ταλάντωση Ricker συχνότητας $f=2$ Hz. Παρατηρείται στην εν λόγω κατάσταση ότι ο συντελεστής ενίσχυσης μειώνεται, δηλαδή ο τοίχος δρα ευεργετικά στην κατασκευή, και επομένως, παρατηρείται το φαινόμενο του αποσυντονισμού (εικόνες 4.8 και 4.9). Το σημείο A είναι στην βάση της εδαφικής στρώσης, το σημείο D είναι στην βάση του μονοβάθμιου ταλαντωτή και το σημείο E στην κορυφή του (εικόνα 4.5).



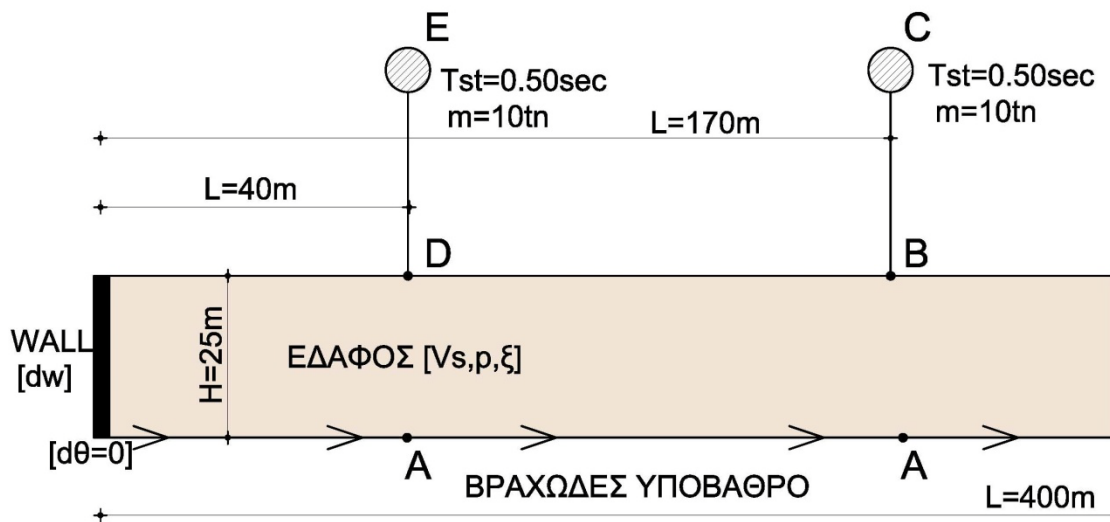
Εικόνα 4.8: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία A, E, και F



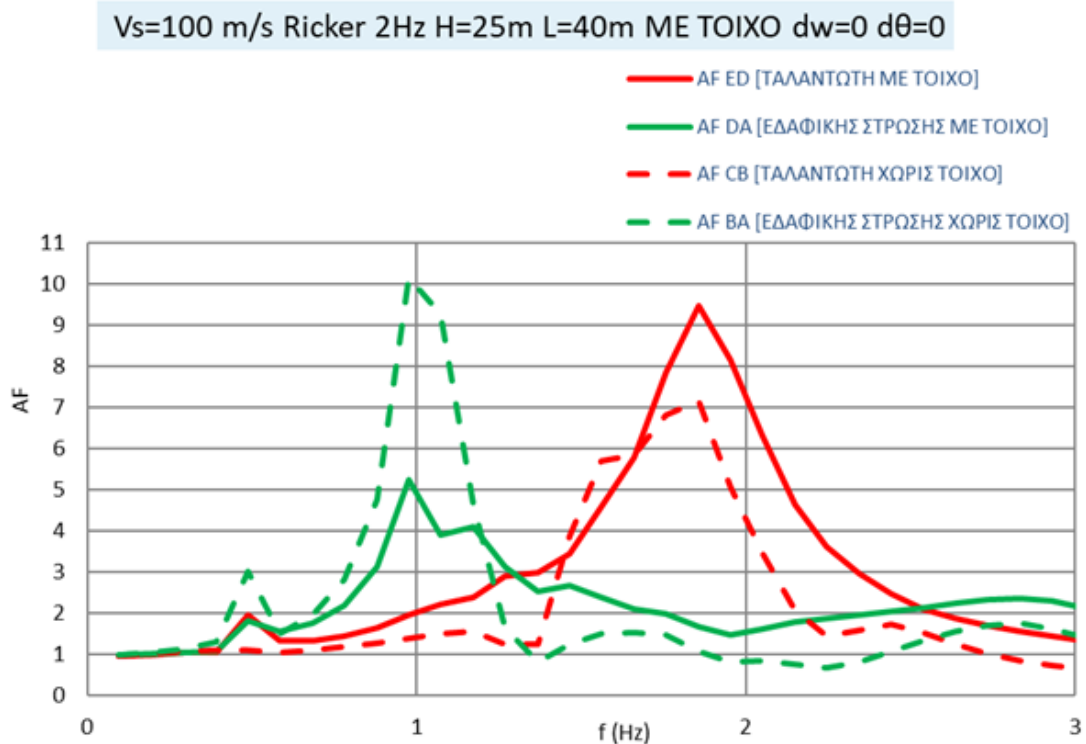
Εικόνα 4.9: Συντελεστής ενίσχυσης εδάφους και κατασκευής $V_s=200$ m/s, Ricker 2Hz $L=2$ m $H=25$ m και τοίχος άκαμπτος και πακτωμένος $d\omega=0$ και $d\theta=0$.

4.5 ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΕΔΑΦΙΚΗΣ ΣΤΡΩΣΗΣ - ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ ΜΕ ΤΗΝ ΠΑΡΕΜΒΟΛΗ ΤΟΙΧΟΥ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ

Δημιουργήθηκε ένα προσομοίωμα ώστε να μην υπάρχει συντονισμός της εδαφικής στρώσης και του ταλαντωτή, συγκεκριμένα η ιδιοπερίοδος της εδαφικής στρώσης είναι $T_s=1$ sec και $f=1$ Hz, η ιδιοπερίοδος της κατασκευής και της σεισμικής διέγερσης $T_{st}=0.50$ sec, $T_e=0.50$ sec αντίστοιχα, και $f=2$ Hz. Στο προσομοίωμα τοποθετήθηκε ένας άκαμπτος και πακτωμένος τοίχος με $d\omega=0$ και $d\theta=0$, σε απόσταση $L=40$ m από τον ταλαντωτή. Η επιλογή της απόστασης αυτής, πραγματοποιήθηκε κατόπιν μερικών δοκιμών. Όπως αποδείχθηκε παραπάνω, όπως ένας τοίχος μπορεί να αποσυντονίσει το φαινόμενο της αλληλεπίδραση τοίχου -εδάφους - κατασκευής, έτσι μπορεί και να το συντονίσει. Παρατηρείται στην εν λόγω κατάσταση ότι ο συντελεστής ενίσχυσης αυξάνεται (εικόνα 4.11), δηλαδή ο τοίχος δρα δυσμενέστερα στην κατασκευή, και επομένως, παρατηρείται το φαινόμενο του συντονισμού. Το σημείο A είναι στην βάση της εδαφικής στρώσης, το σημείο D είναι στην βάση του μονοβάθμιου ταλαντωτή και το σημείο E στην κορυφή του (εικόνα 4.10).



Εικόνα 4.10: Προσομοίωμα εδαφικής στρώσης, τοίχου και ταλαντωτής σε δύο θέσεις.



Εικόνα 4.11: Συντελεστής ενίσχυσης εδάφους και κατασκευής $V_s=100$ m/s, Ricker 2Hz $L=40$ m $H=25$ m και τοίχος άκαμπτος και πακτωμένος $dw=0$ και $d\theta=0$.

4.6 ΠΑΡΑΜΕΤΡΙΚΕΣ ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ

Για να ελεγχθεί η απόκριση του ταλαντωτή, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις σε συνδυασμό των εξής παραμέτρων:

α) Ομοιογενής εδαφική στρώση με ταχύτητα διατμητικού κύματος

$V_s=100\text{m/s}$, $V_s=200\text{m/s}$ και $V_s=300\text{m/s}$.

β) Απόσταση του ταλαντωτή από τον τοίχο

$L=2\text{m}$, $L=20\text{m}$ και $L=60\text{m}$.

γ) Δυσκαμψία του τοίχου

$d_w=0$, $d_w=1$, $d_w=5$ και $d_w=40$.

δ) Με διέγερση παλμού Ricker 2Hz και πραγματική σεισμική διέγερση eq255.

Όλες οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με σταθερές τις εξής παραμέτρους:

ε) Συντελεστής απόσβεσης $\xi=5\%$

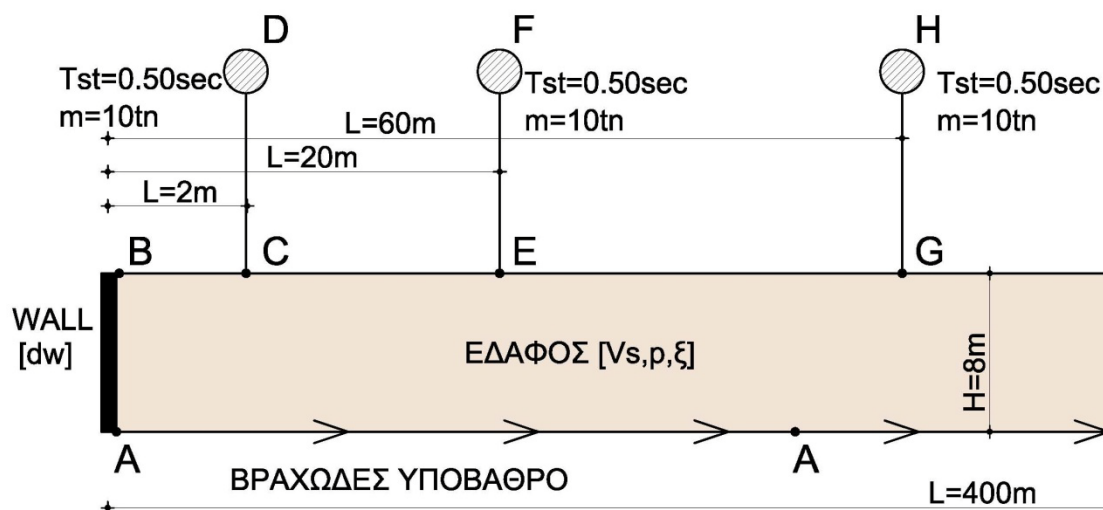
ζ) Λόγος Poisson $\nu=0.33$

η) Διστρεψία του τοίχου $d\theta=0$

θ) Πυκνότητα εδάφους $\rho=1.8 \text{ t/m}^3$

θ) Ιδιοπερίοδος του ταλαντωτή $T_{st}=0.50\text{sec}$.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων δίνουν την επιτάχυνση (a_x) σε σχέση με τον χρόνο (t) και τον συντελεστή ενίσχυσης (AF) σε σχέση με την συχνότητα (Hz). Στο παρακάτω προσομοίωμα (εικόνα 4.12) απεικονίζεται ο συνδυασμός όλων των παραπάνω παραμέτρων.

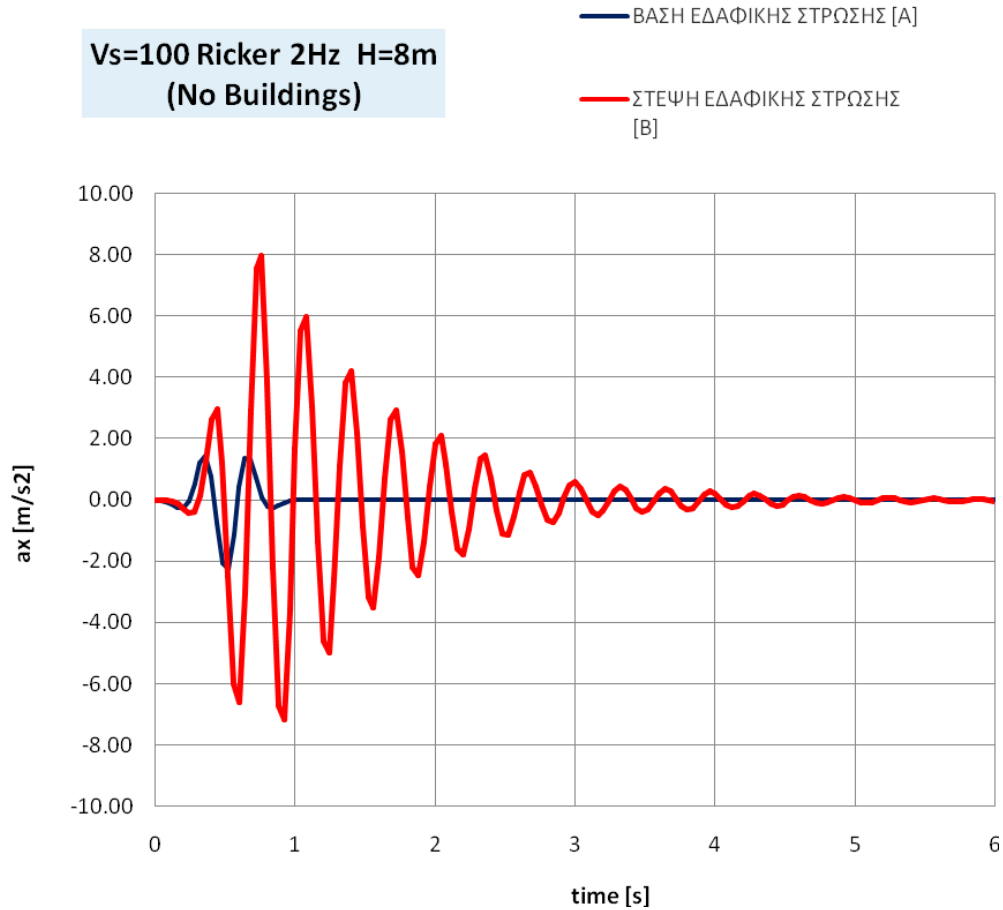


Εικόνα 4.12: Προσομοίωμα εδαφικής στρώσης, τοίχου και ταλαντωτής σε τρεις θέσεις.

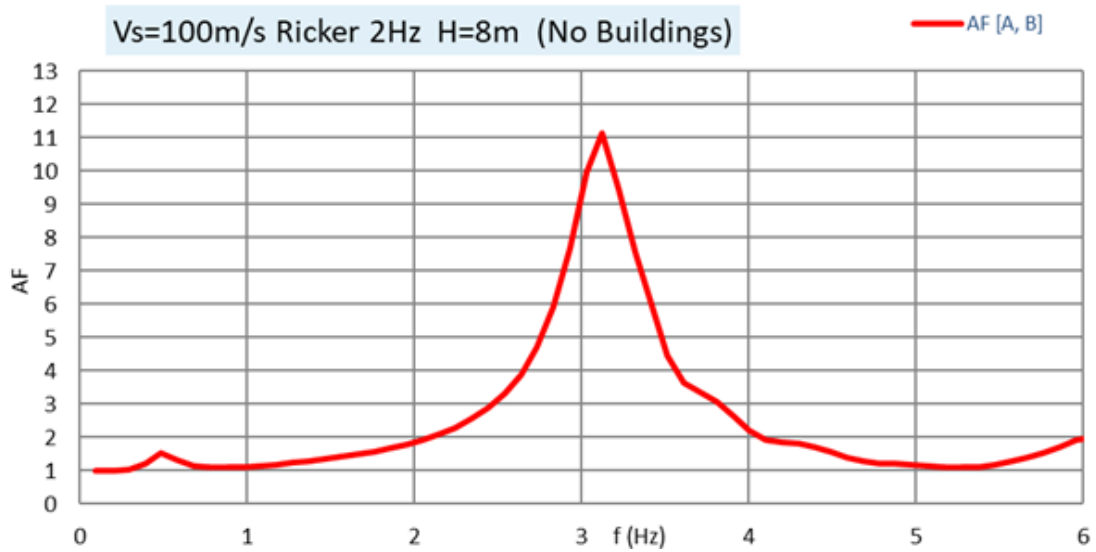
Δημιουργήθηκε προσομοίωμα με εδαφική στρώση ύψους $H=8\text{m}$ με $V_s=100\text{m/s}$, χωρίς μονοβάθμιο ταλαντωτή και τοίχο και διεγέρθηκε στην βάση του με παλμό Ricker 2Hz. Στην εικόνα 4.13 φαίνεται η χρονοϊστορία της οριζόντιας επιτάχυνσης (μπλε διάγραμμα στην βάση της εδαφικής στρώσης και κόκκινο διάγραμμα στην κορυφή της).

Ο συντελεστής απόσβεσης είναι $\xi=5\%$ και σύμφωνα με την αναλυτική λύση ο συντελεστής ενίσχυσης $AF=2/\pi*\xi=12,7$ παρατηρείται στην (εικόνα 4.14) ότι επαληθεύεται. Η συχνότητα είναι $f=V_s/4H=100/4*8=3.1\text{Hz}$, και η ιδιοπερίοδος $T=1/f=0.32\text{sec}$, στο διάγραμμα (εικόνα 4.14) παρατηρείται και εδώ ότι επαληθεύεται. Ο συντελεστής ενίσχυσης (AF) προκύπτει από την διαίρεση της συχνότητας του σημείου B στην κορυφή της εδαφικής στρώσης με την συχνότητα του σημείου A στην βάση της.

Το παραπάνω προσομοίωμα διεγέρθηκε και με πραγματική σεισμική διέγερση eq255 και τα αποτελέσματα είναι παρόμοιο με τα προηγούμενα (Εικόνες 4.17 και 4.18).



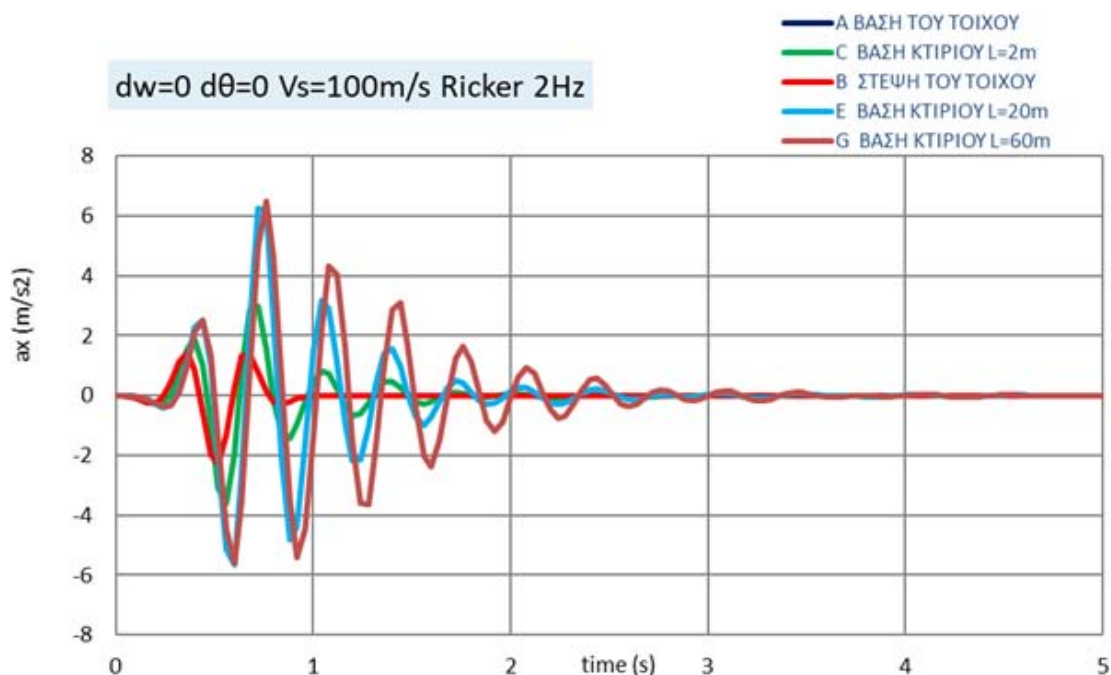
Εικόνα 4.13: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100\text{m/s}$ και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: A (στην βάση της εδαφικής στρώσης) και B (στην στέψη της εδαφικής στρώσης). Χωρίς τοίχο και ταλαντωτή.



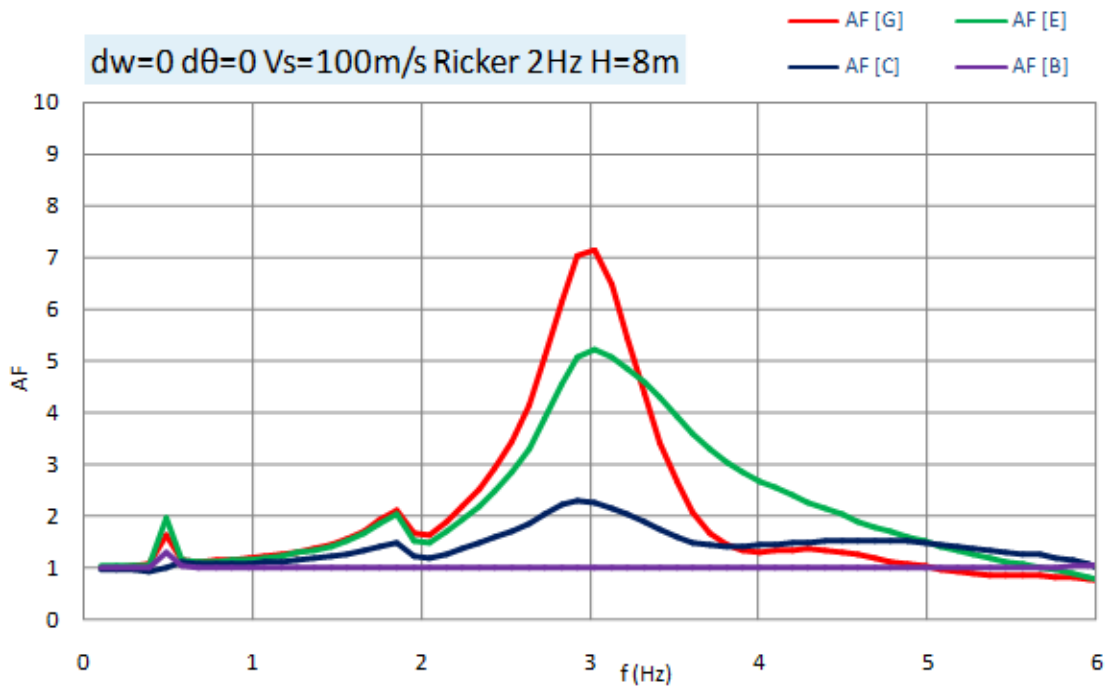
Εικόνα 4.14: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100\text{m/s}$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: A (στην βάση της εδαφικής στρώσης) και B (στην στέψη της εδαφικής στρώσης). Χωρίς τοίχο και ταλαντωτή.

Στο προσομοίωμα τοποθετήθηκε ένας τοίχος με $d_w=0$ (άκαμπτος) και μονοβάθμιος ταλαντωτής σε τρεις θέσεις ($L=2m$, $L=20m$, και $L=60m$). Για αναλύσεις σε συνδυασμό με $V_s=100m/s$, $200m/s$ και $300m/s$ και για τις δυο σεισμικές διεγέρσεις, παρατηρείται ότι στο σημείο B στην στέψη του τοίχου, η ταλάντωση μεταφέρεται αυτούσια στην κορυφή $AF=1$ (εικόνες 4.15, 4.16, 4.19 4.20, 4.35, 4.36, 4.43, 4.44). Όσο απομακρύνεται από τον τοίχο η ενίσχυση αυξάνεται.

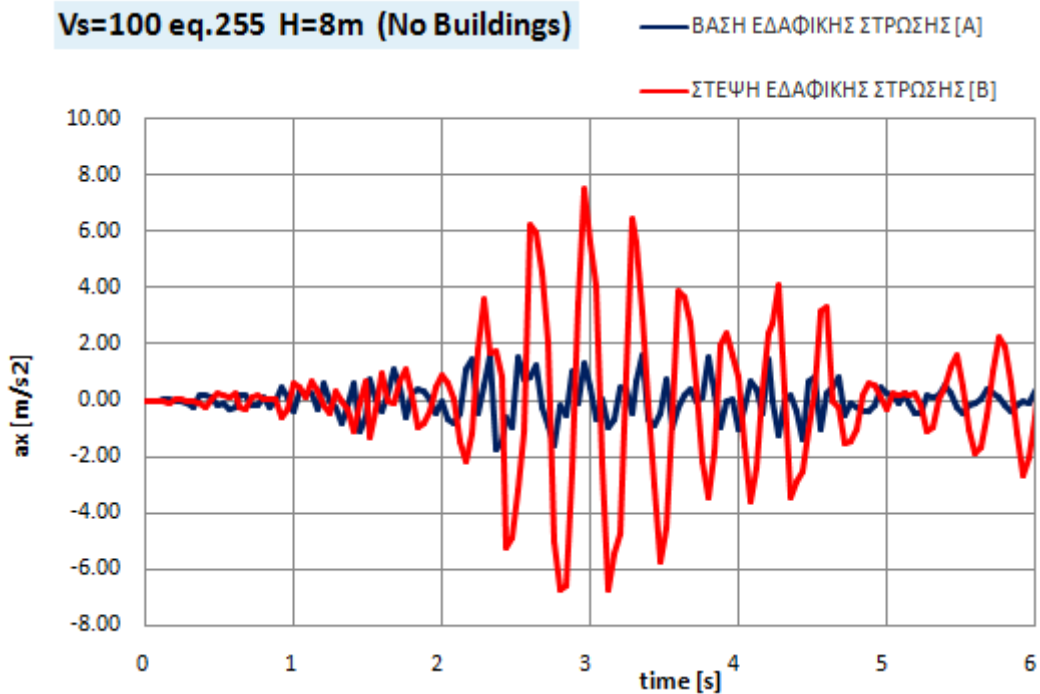
Ακολουθούν αναλύσεις με $d_w=1$, $d_w=5$, και $d_w=40$, για $V_s=100m/s$, $V_s=200m/s$ και $V_s=300m/s$ και για τις δυο σεισμικές διεγέρσεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι σε απόσταση $L=60m$ η επίδραση του τοίχου είναι αμελητέα. Όταν ο τοίχος είναι πολύ εύκαμπτος με $d_w=40$ η επίδραση στον συντελεστή ενίσχυσης είναι μικρή, πρακτικά είναι σαν να μην υπάρχει (εικόνες 4.29, 4.30, 4.31, 4.32, 4.41, 4.42, 4.49, και 4.50).



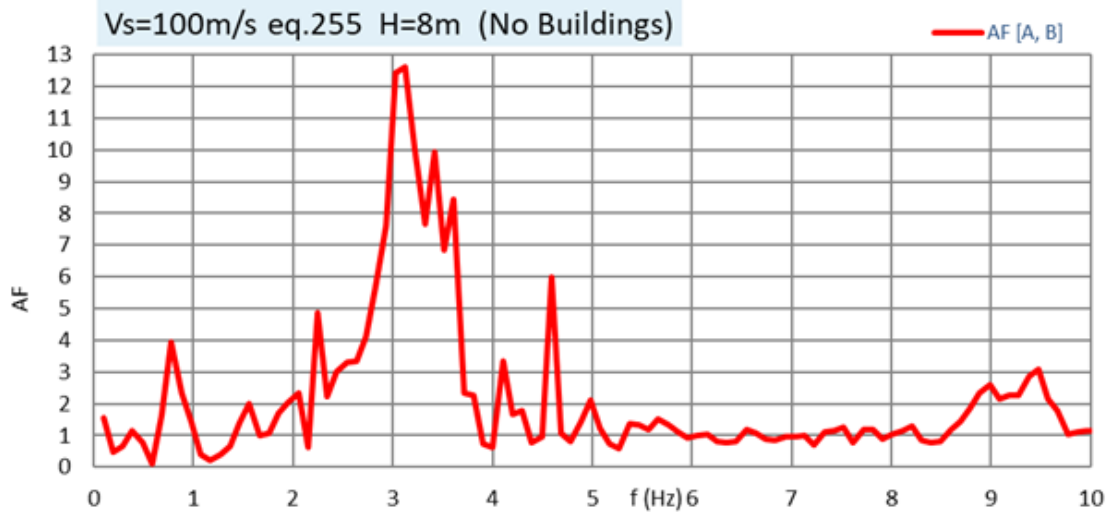
Εικόνα 4.15: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100m/s$, $d_w=0$, $d\theta=0$, και διεγερση Ricker 2Hz στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2m$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20m$), και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60m$).



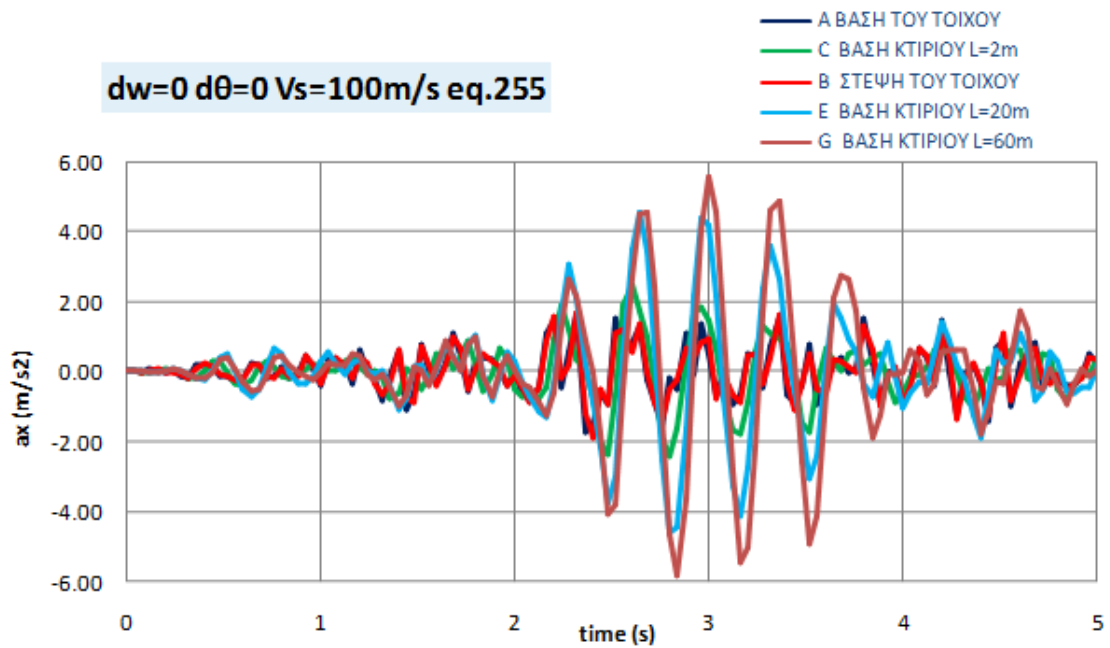
Εικόνα 4.16: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100\text{m/s}$, $d_w=0$ $d\theta=0$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20\text{m}$), και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60\text{m}$).



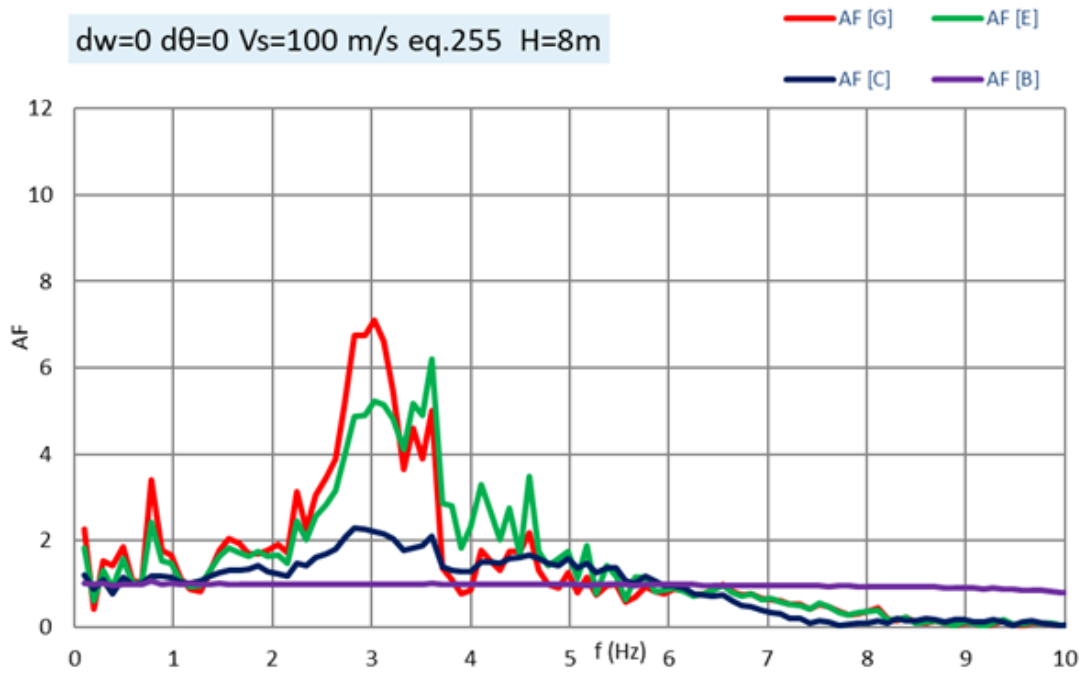
Εικόνα 4.17: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100\text{m/s}$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση της εδαφικής στρώσης) και B (στην στέψη της εδαφικής στρώσης). Χωρίς τοίχο και ταλαντωτή.



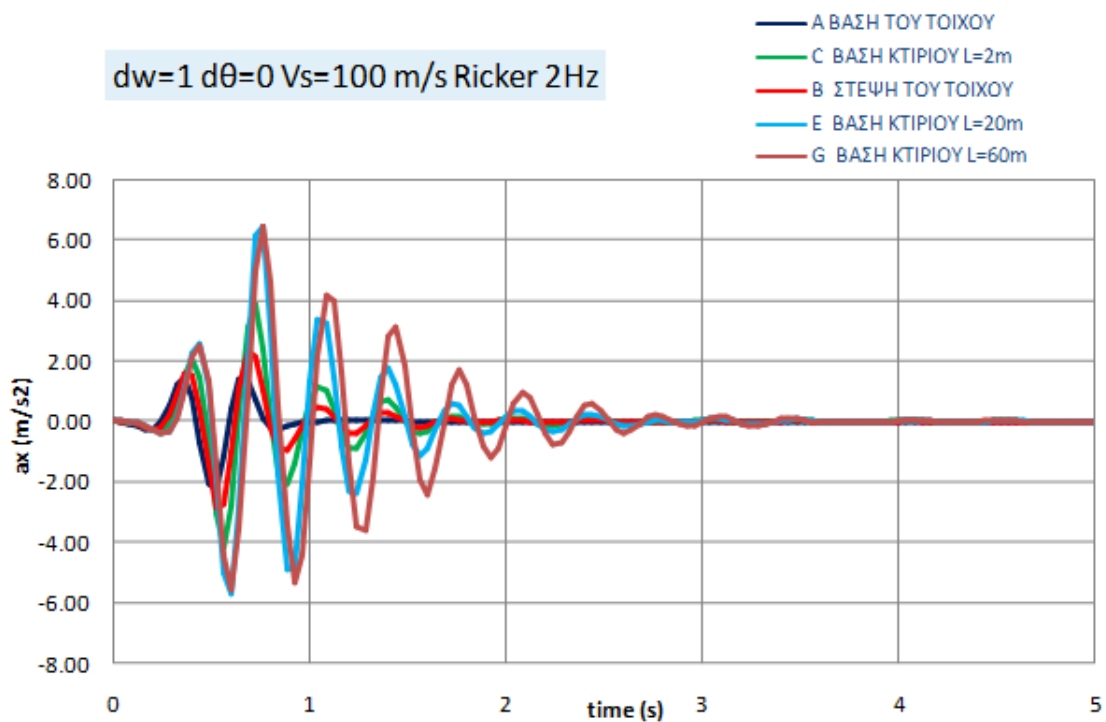
Εικόνα 4.18: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100\text{m/s}$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση της εδαφικής στρώσης) και B (στην στέψη της εδαφικής στρώσης). Χωρίς τοίχο και ταλαντωτή.



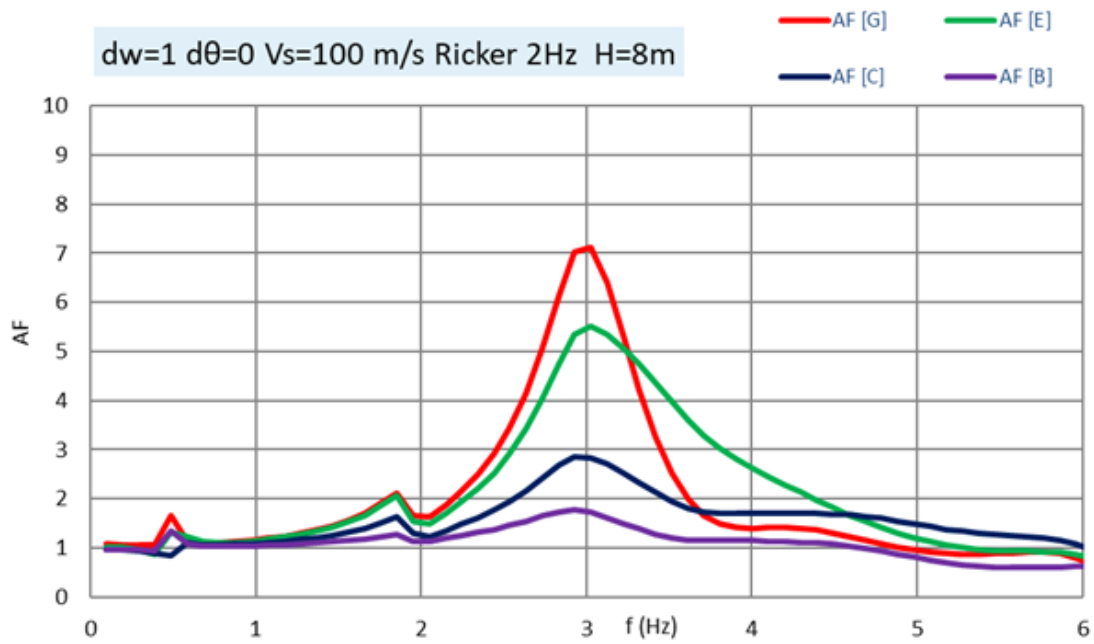
Εικόνα 4.19: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100\text{m/s}$, $d_w=0$ $d_\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20\text{m}$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60\text{m}$).



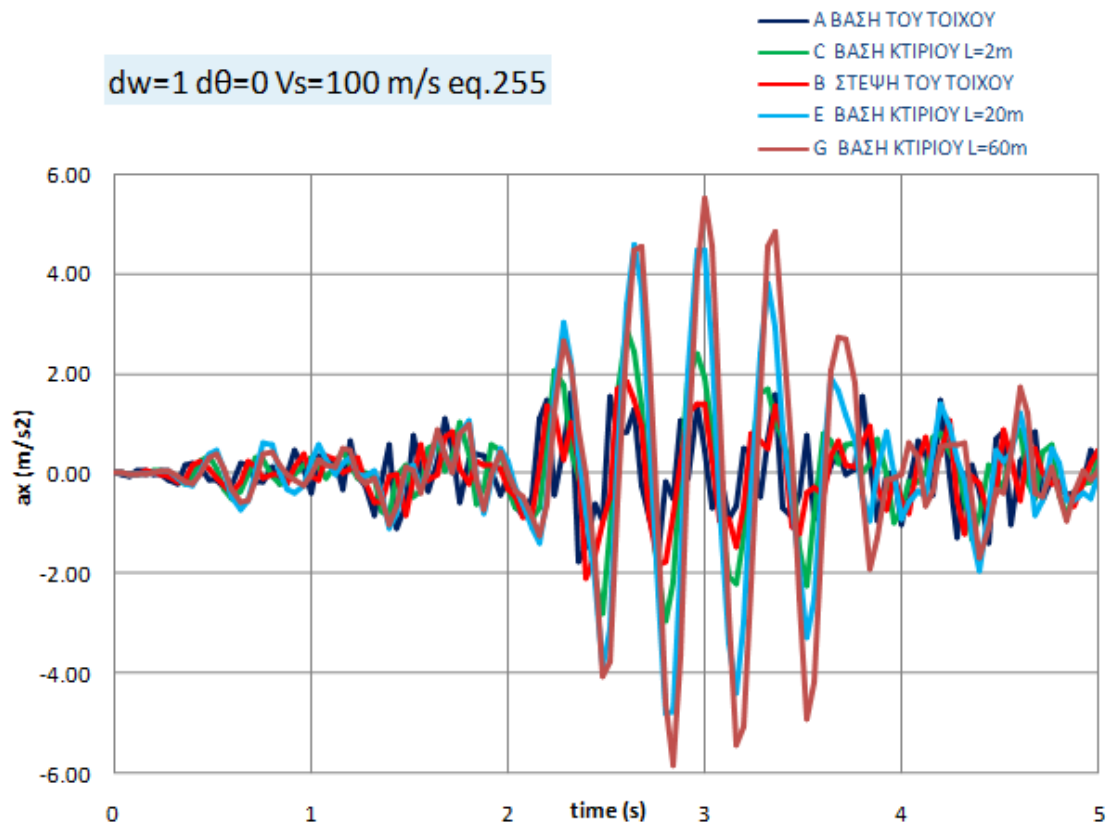
Εικόνα 4.20: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100$ m/s, $dw=0$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m), και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



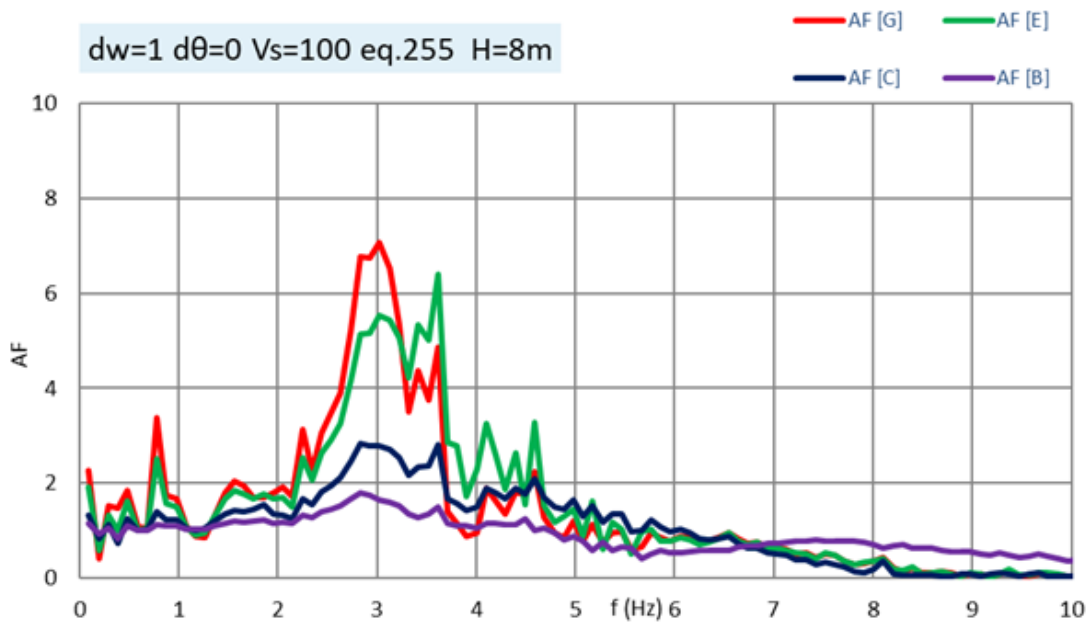
Εικόνα 4.21: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100$ m/s, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



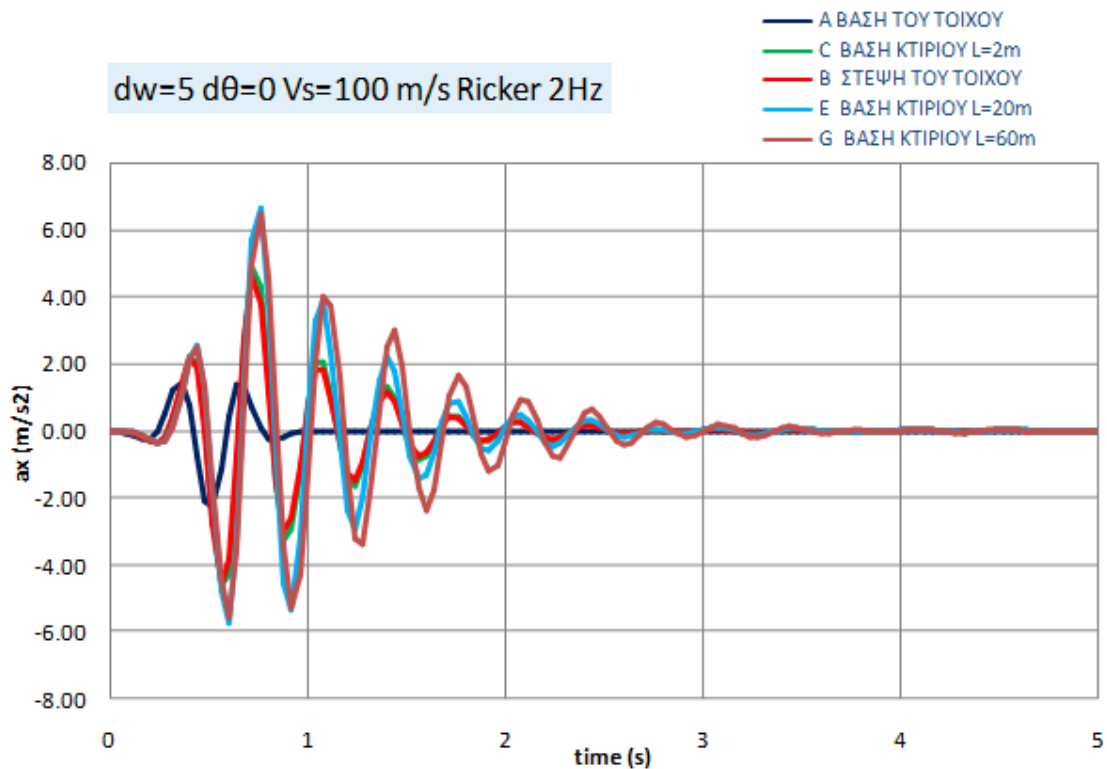
Εικόνα 4.22: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100$ m/s, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m), και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



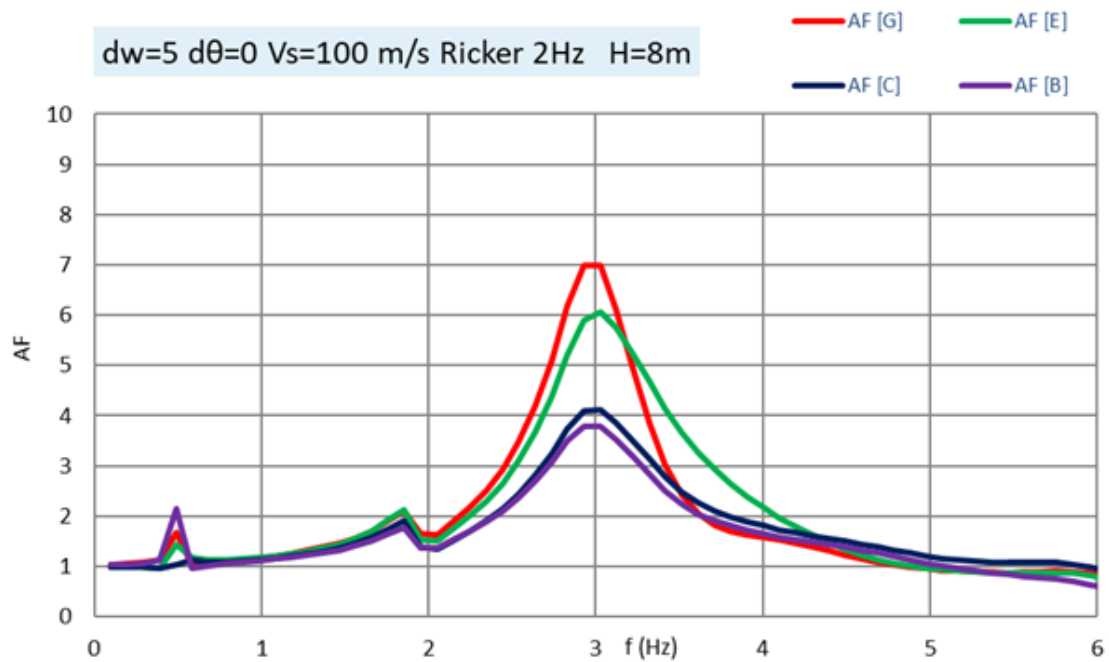
Εικόνα 4.23: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100$ m/s, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



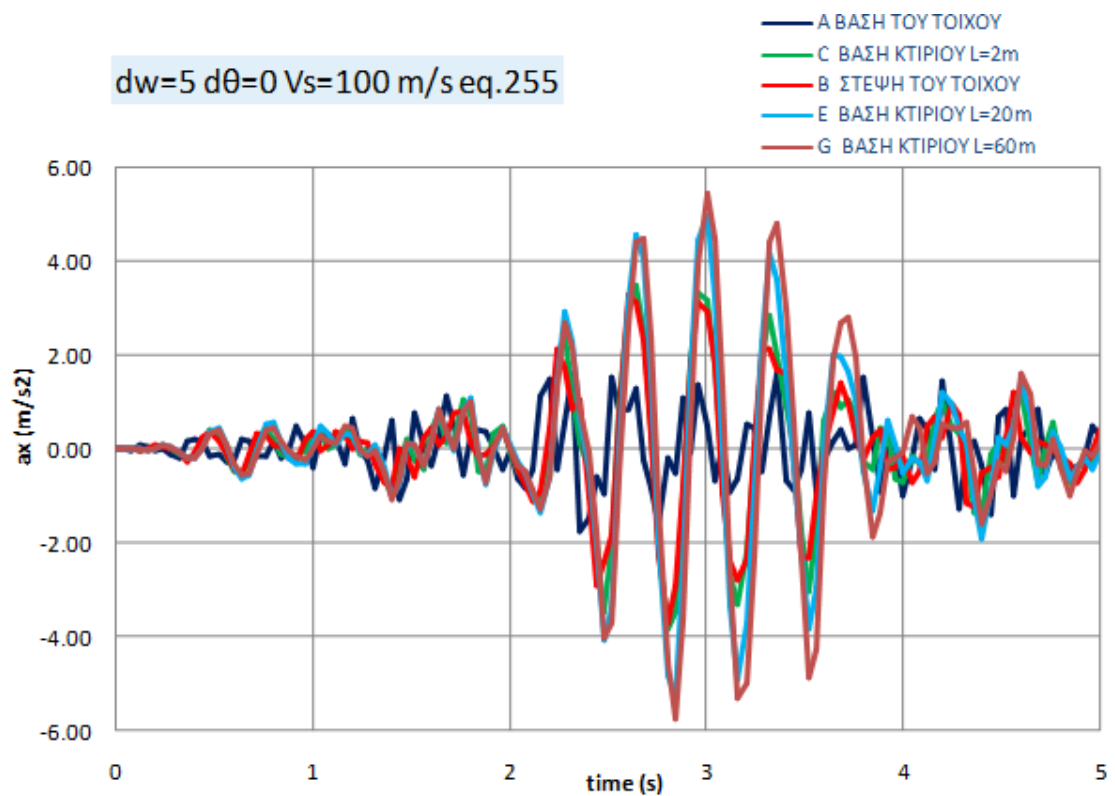
Εικόνα 4.24: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100m/s$, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2m$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20m$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60m$).



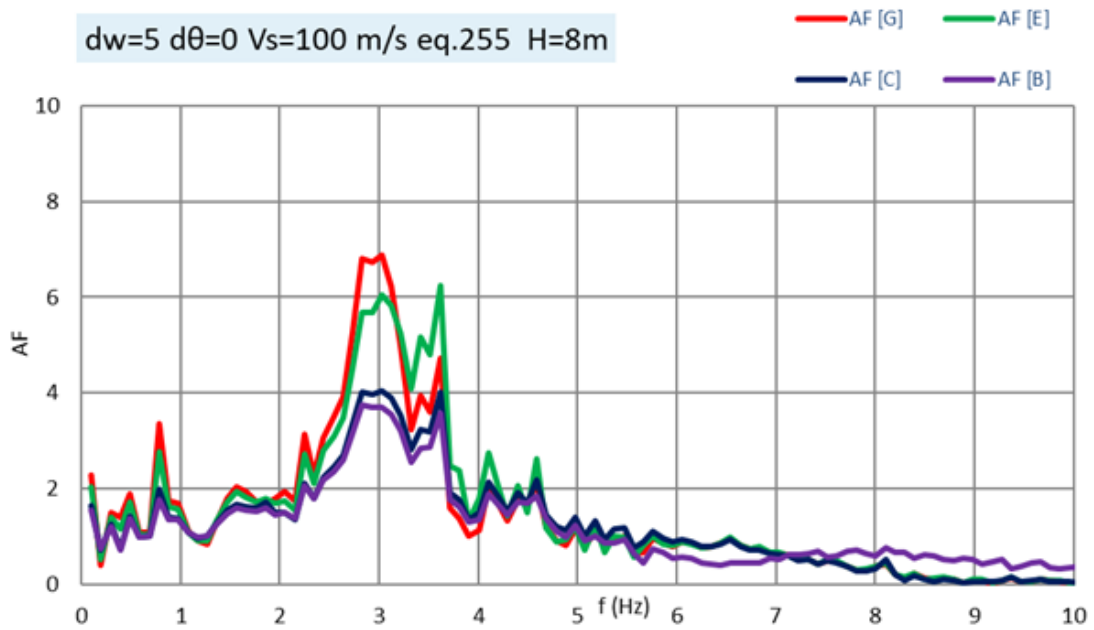
Εικόνα 4.25: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100m/s$, $dw=5$, $d\theta=0$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2m$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20m$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60m$).



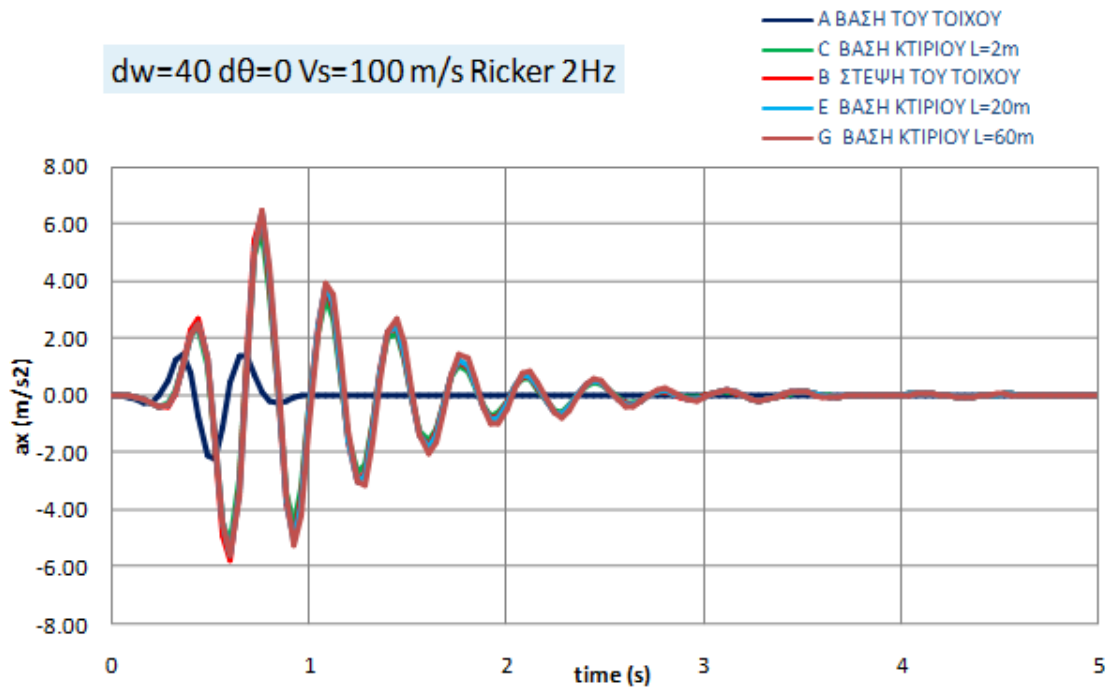
Εικόνα 4.26: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100$ m/s, $dw=5$, $d\theta=0$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



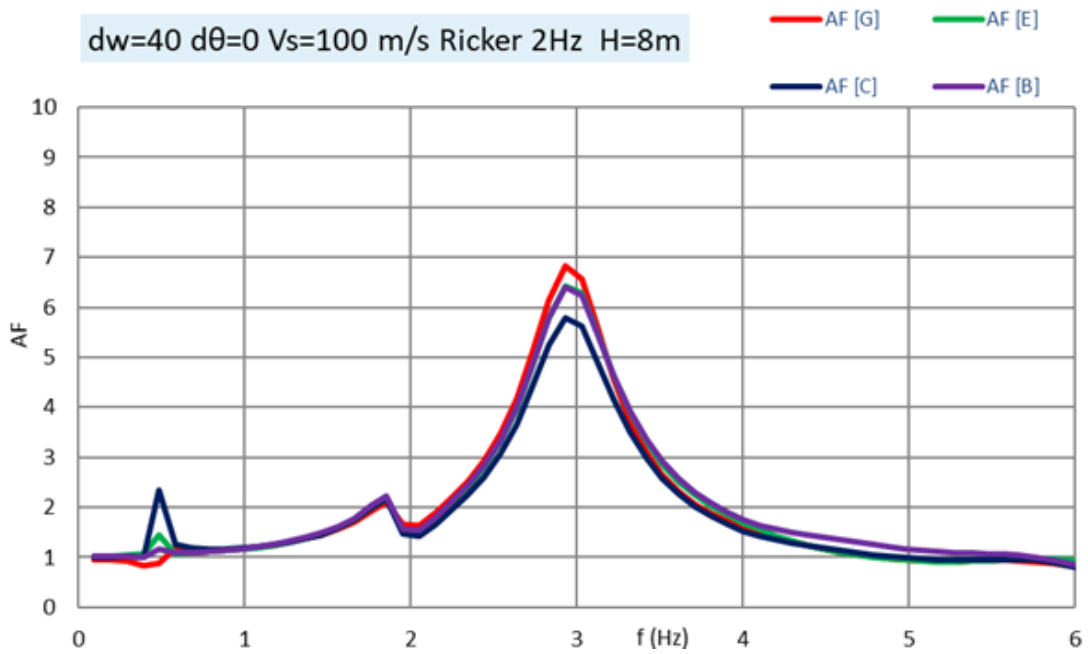
Εικόνα 4.27: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100$ m/s, $dw=5$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



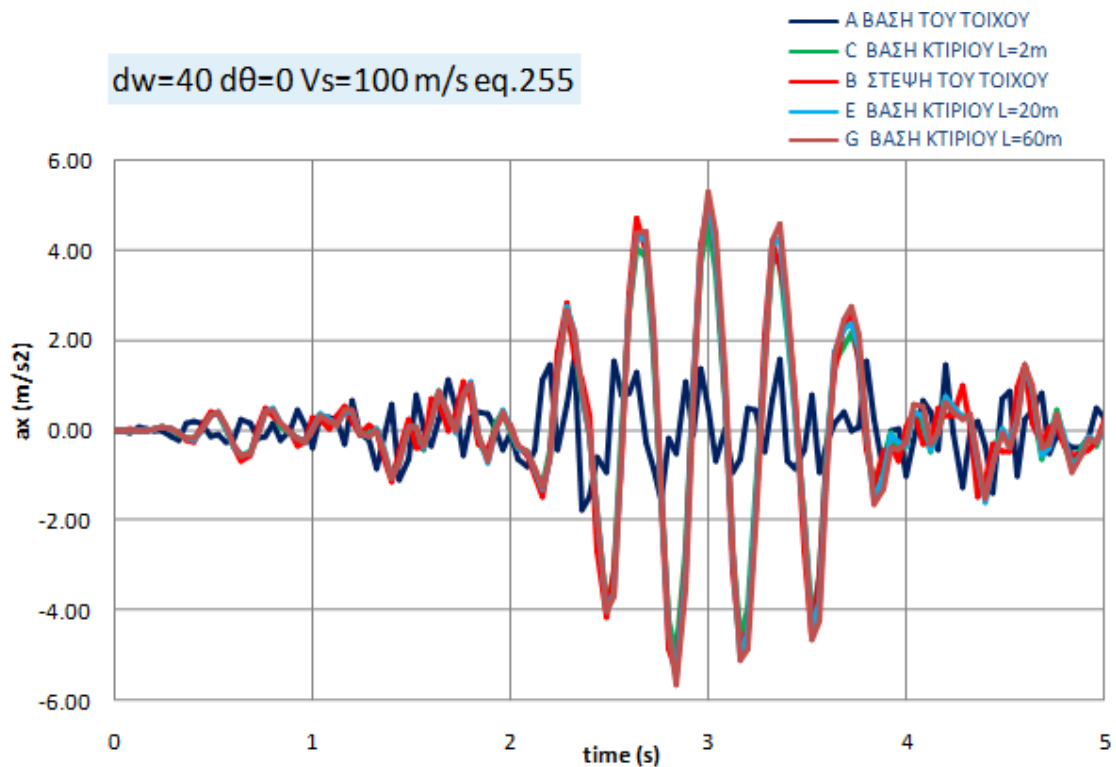
Εικόνα 4.28: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100$ m/s, $dw=5$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



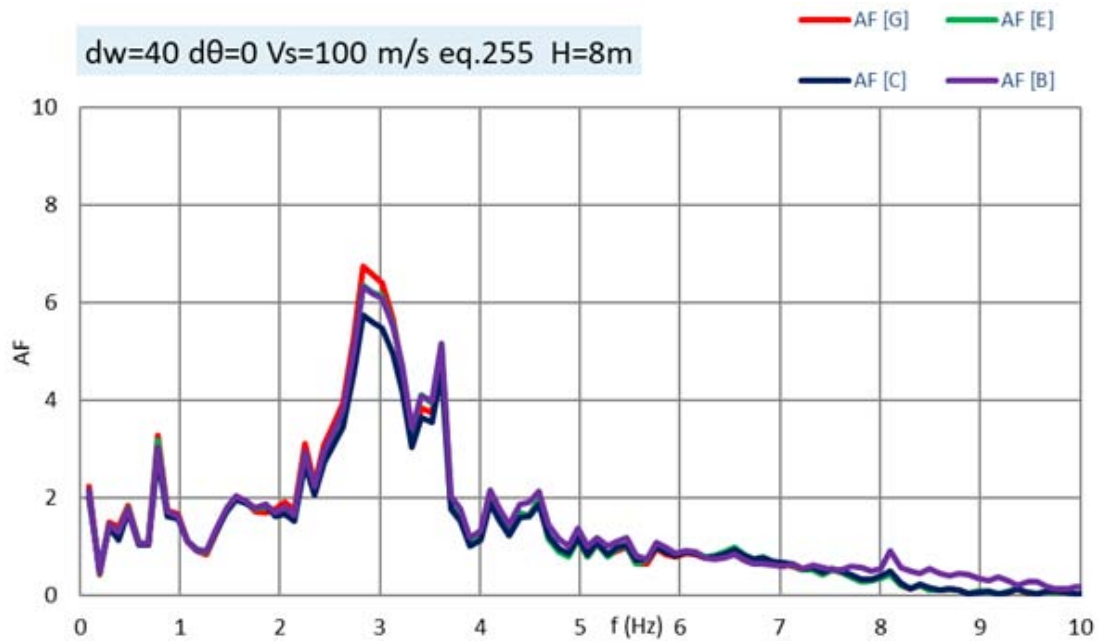
Εικόνα 4.29: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100$ m/s, $dw=40$, $d\theta=0$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



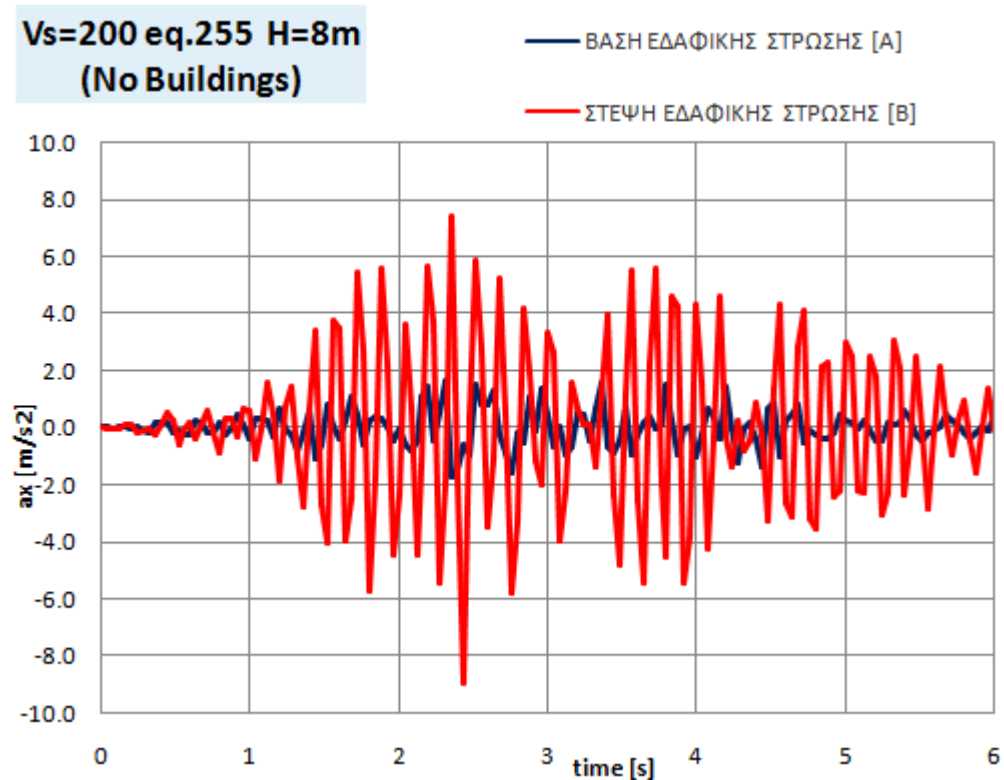
Εικόνα 4.30: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100$ m/s, $dw=40$, $d\theta=0$, και διέγερση Ricker 2Hz στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



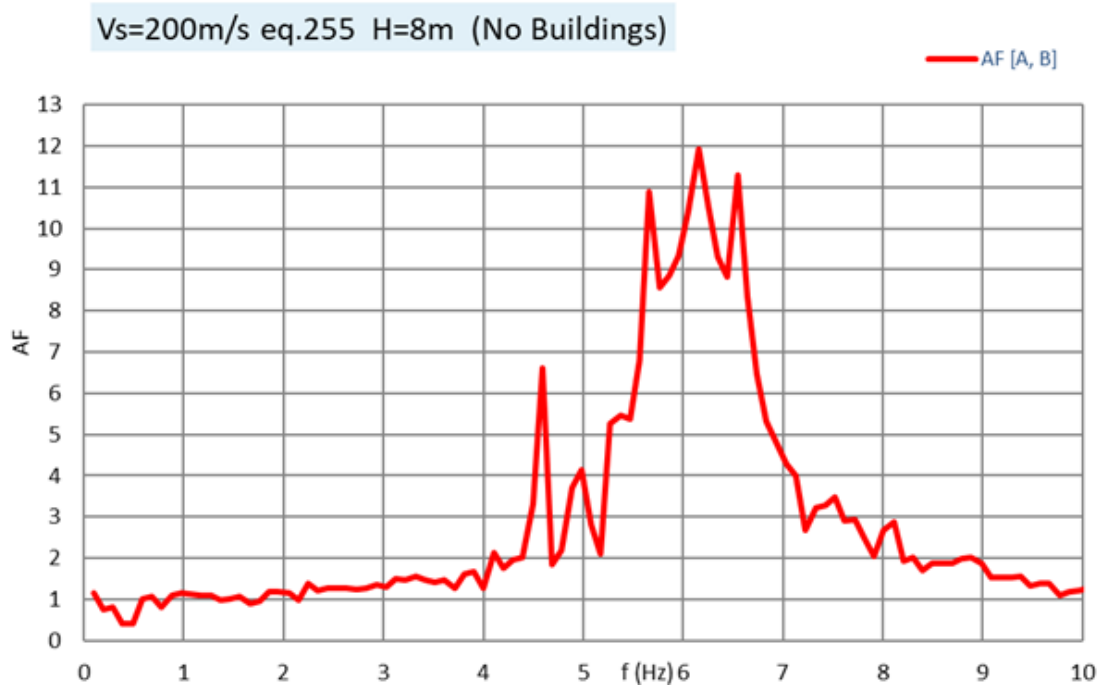
Εικόνα 4.31: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=100$ m/s, $dw=40$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



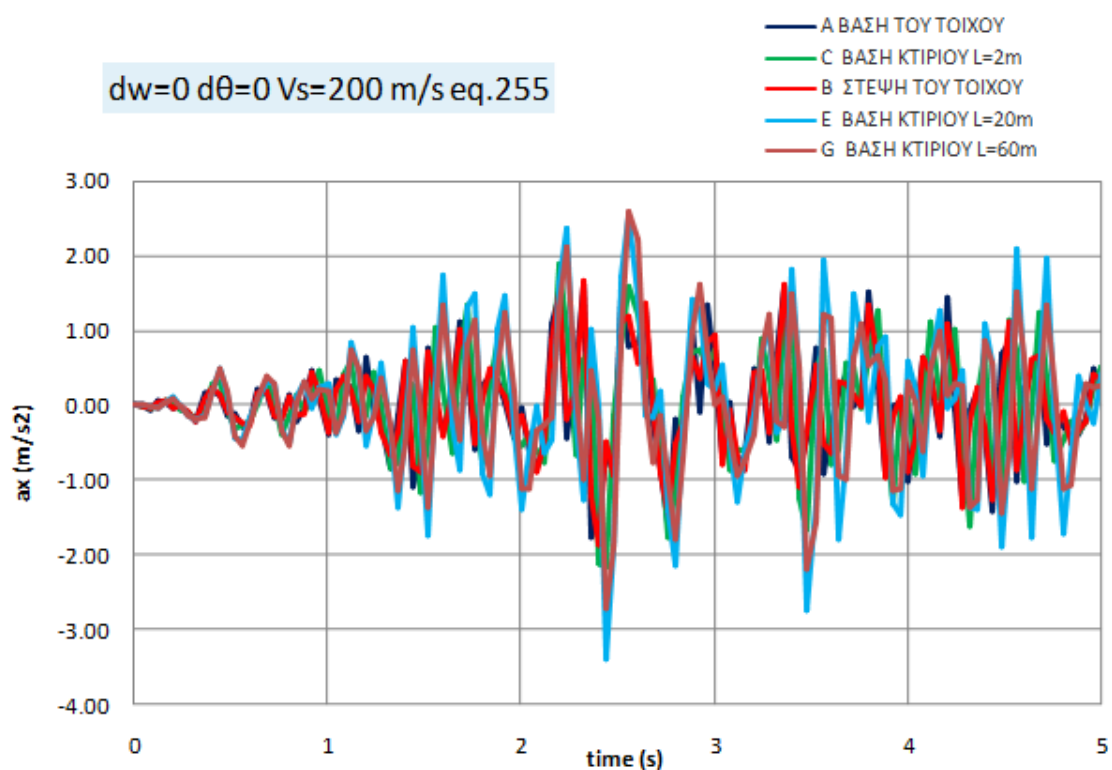
Εικόνα 4.32: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=100\text{m/s}$, $d_w=40$, $d_\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20\text{m}$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60\text{m}$).



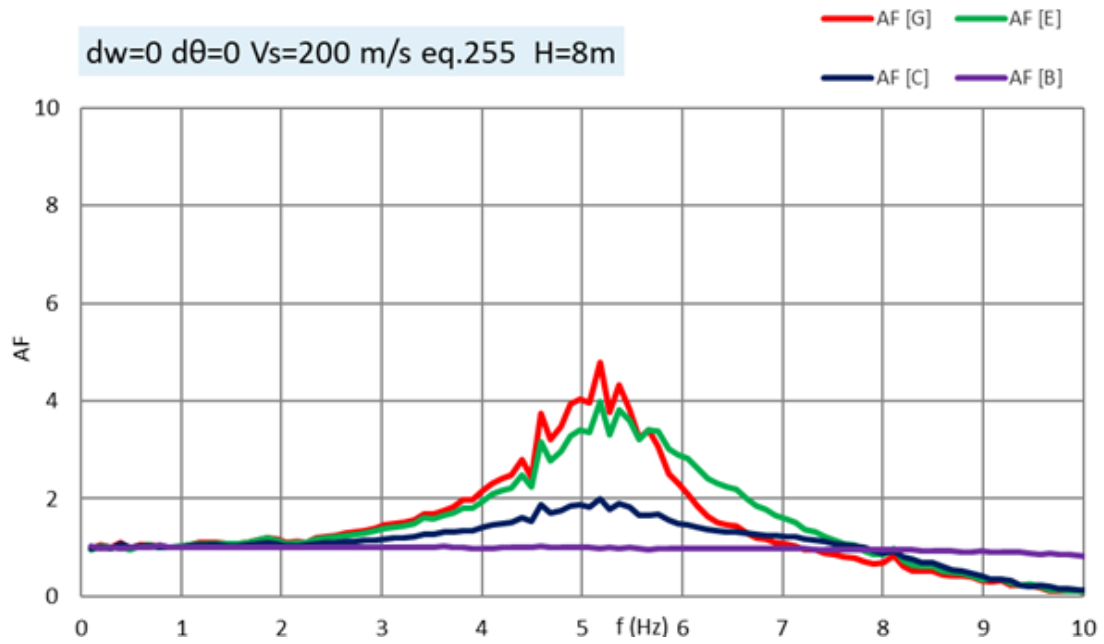
Εικόνα 4.33: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=200\text{m/s}$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση της εδαφικής στρώσης) και B (στην στέψη της εδαφικής στρώσης). Χωρίς τοίχο και ταλαντωτή.



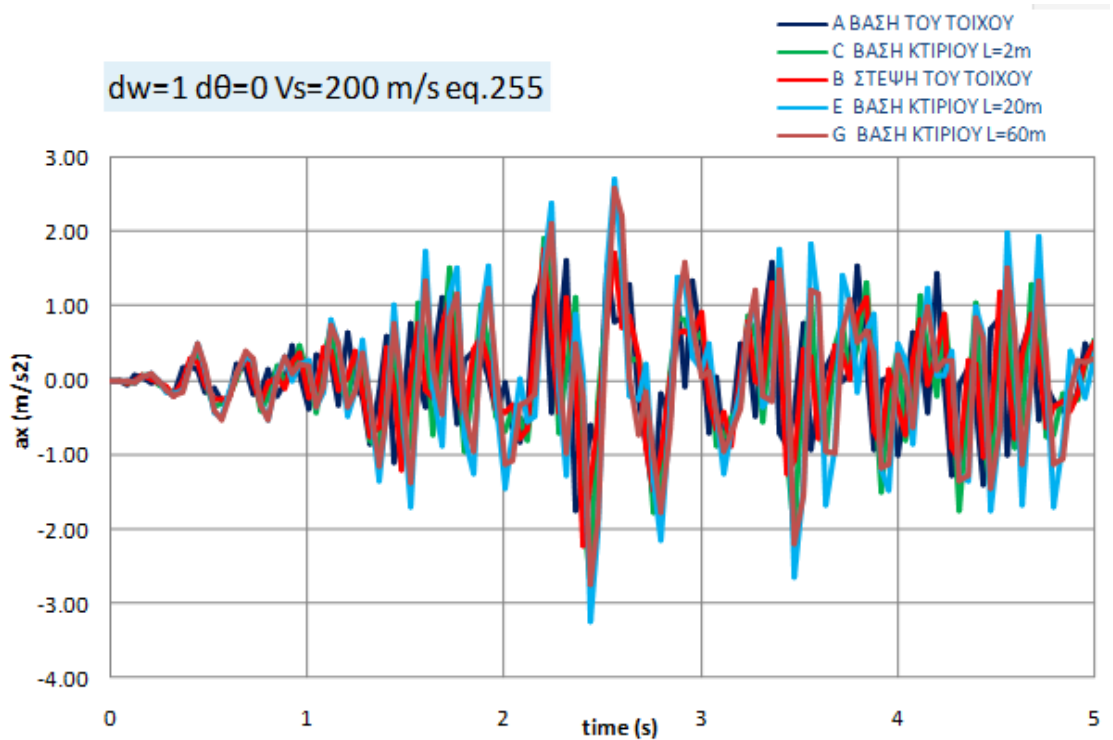
Εικόνα 4.34: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=200\text{m/s}$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση της εδαφικής στρώσης) και B (στην στέψη της εδαφικής στρώσης). Χωρίς τοίχο και ταλαντωτή.



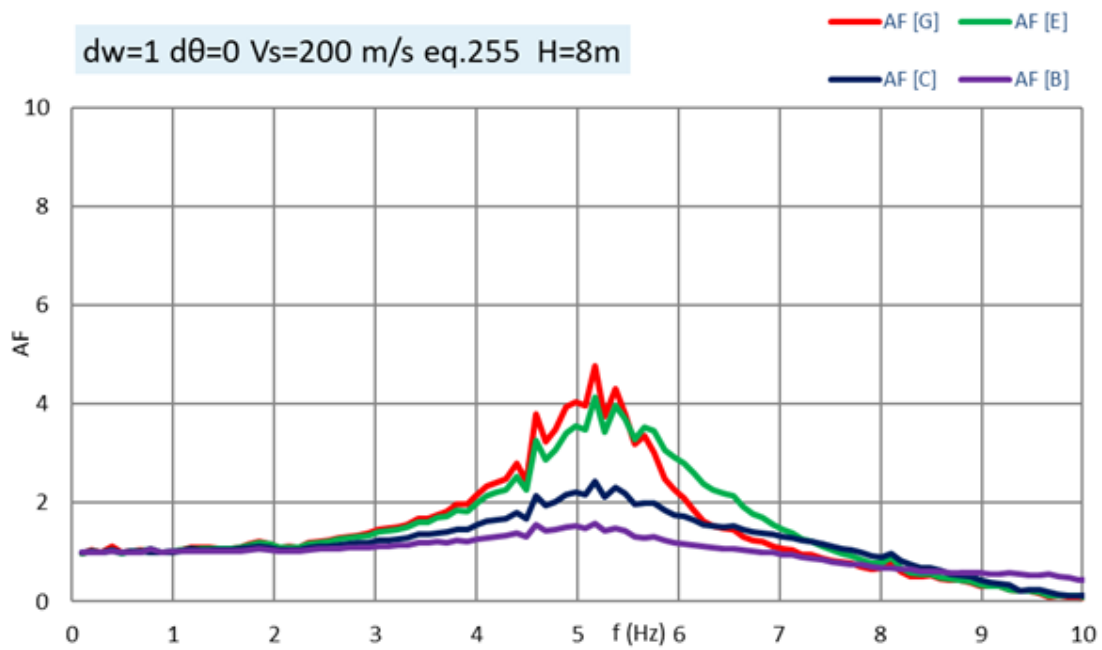
Εικόνα 4.35: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=200\text{m/s}$, $dw=0$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20\text{m}$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60\text{m}$).



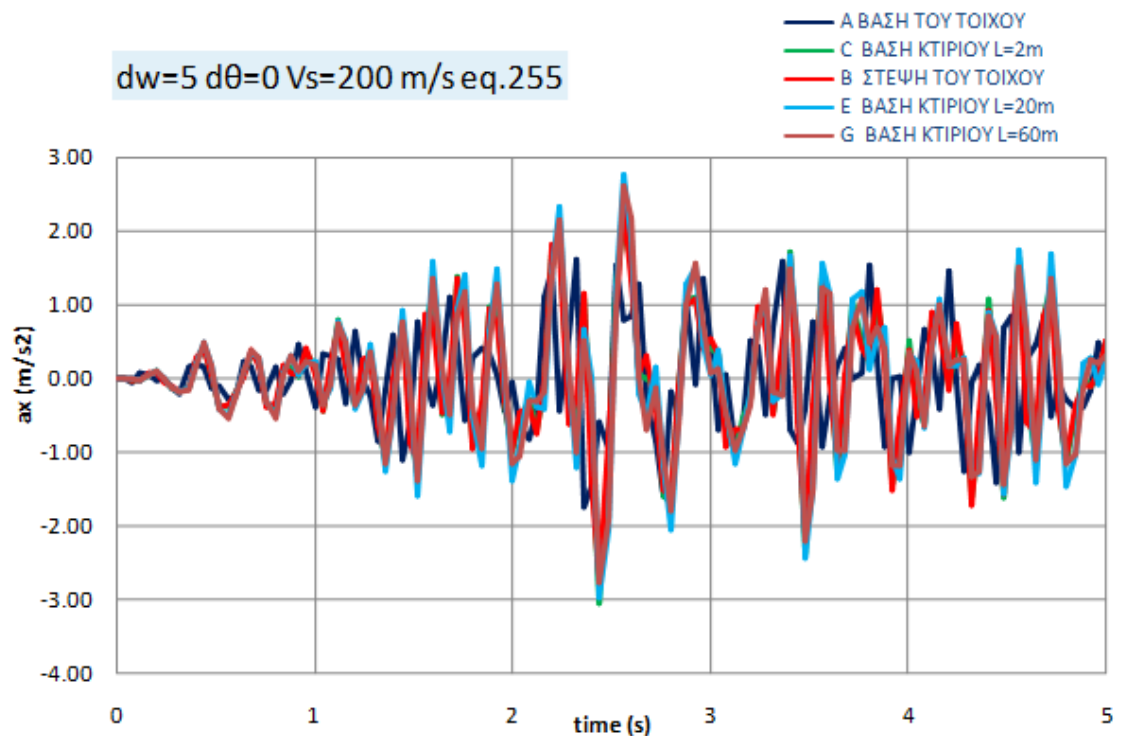
Εικόνα 4.36: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=200$ m/s, $dw=0$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



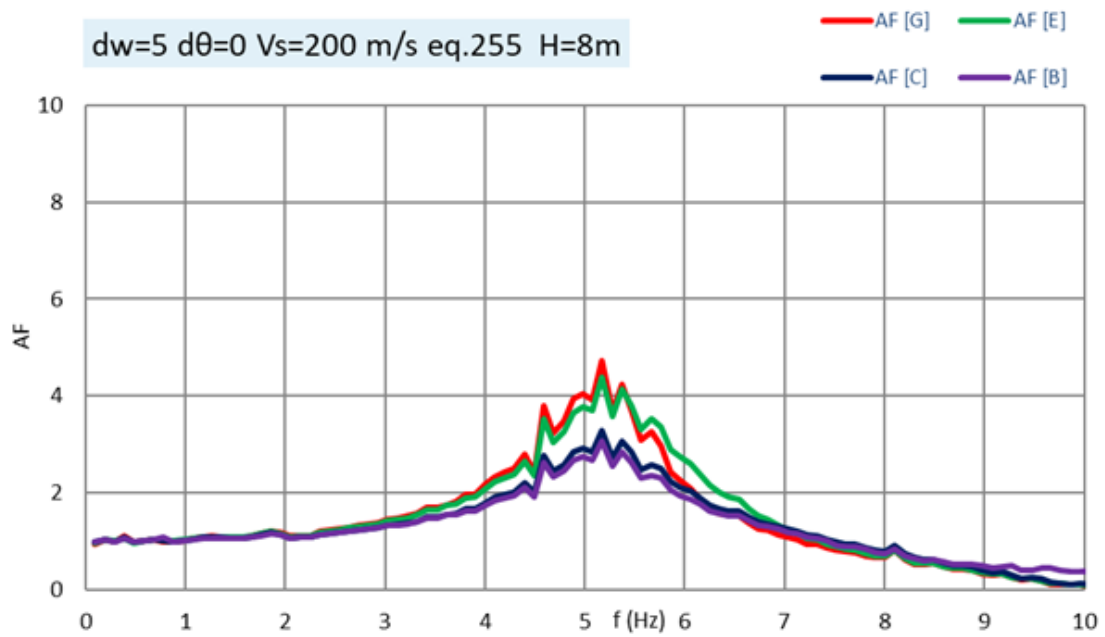
Εικόνα 4.37: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=200$ m/s, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



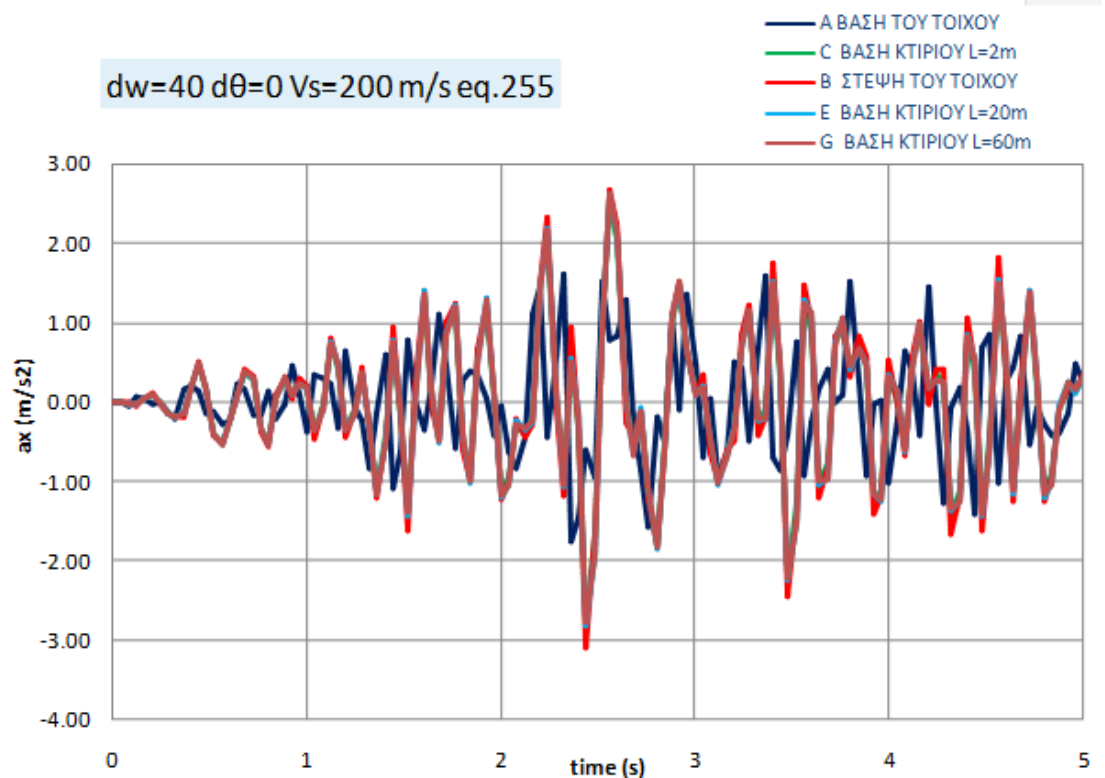
Εικόνα 4.38: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=200$ m/s, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



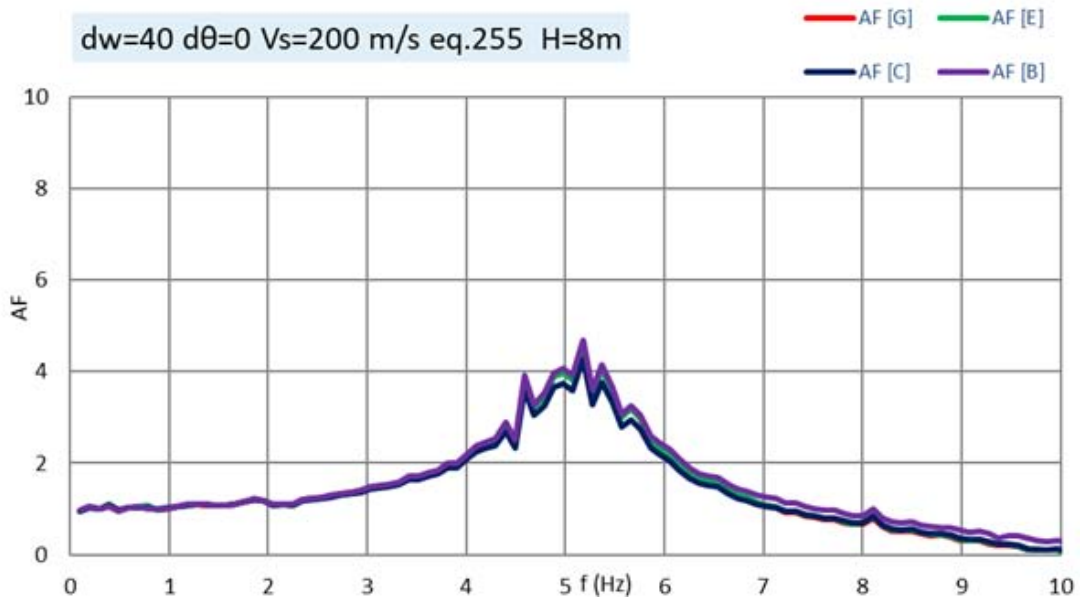
Εικόνα 4.39: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=200$ m/s, $dw=5$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



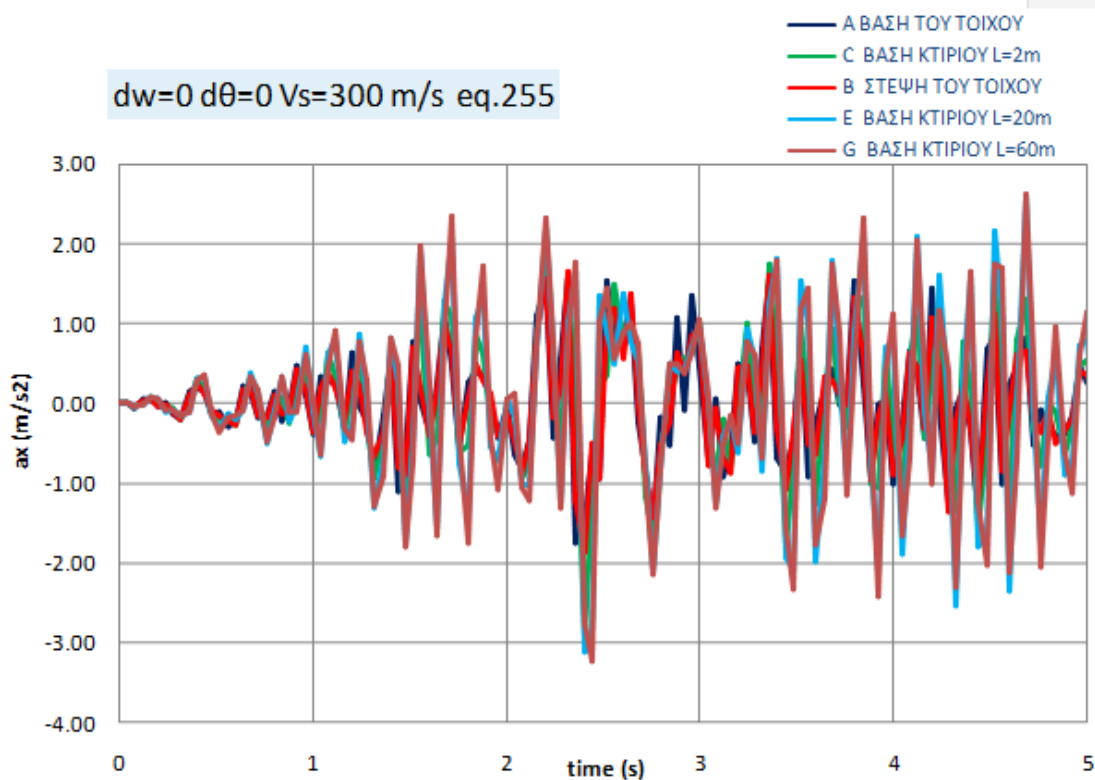
Εικόνα 4.40: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=200\text{m/s}$, $d_w=5$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20\text{m}$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60\text{m}$).



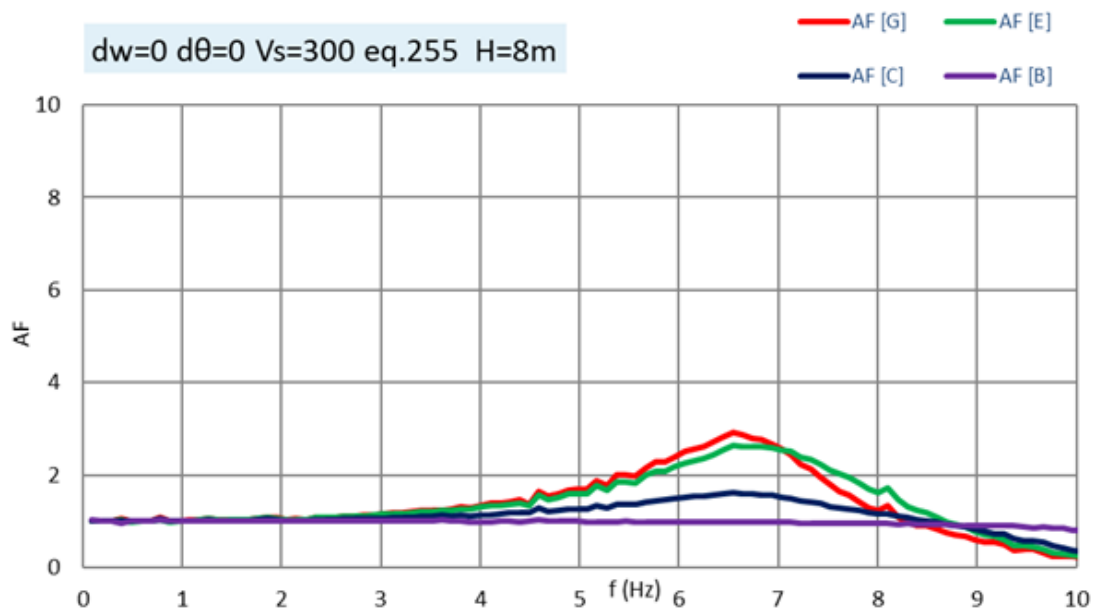
Εικόνα 4.41: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=200\text{m/s}$, $d_w=40$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20\text{m}$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60\text{m}$).



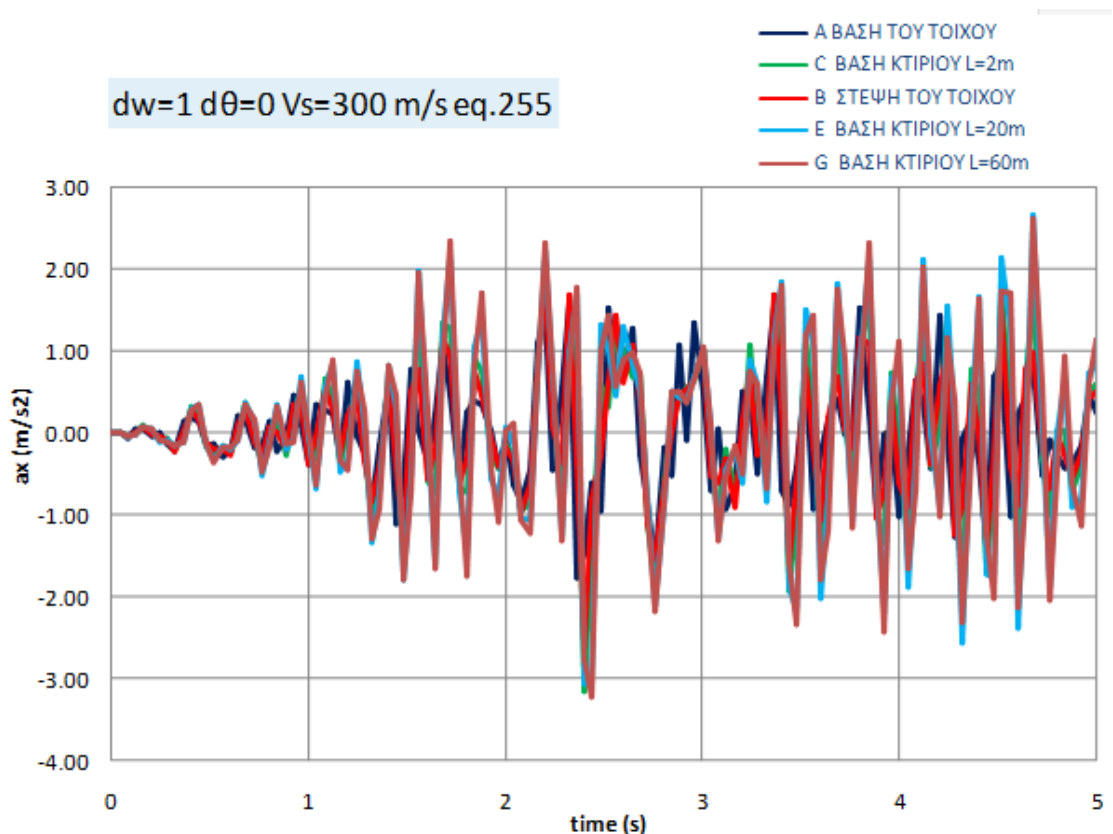
Εικόνα 4.42: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=200$ m/s, $dw=40$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



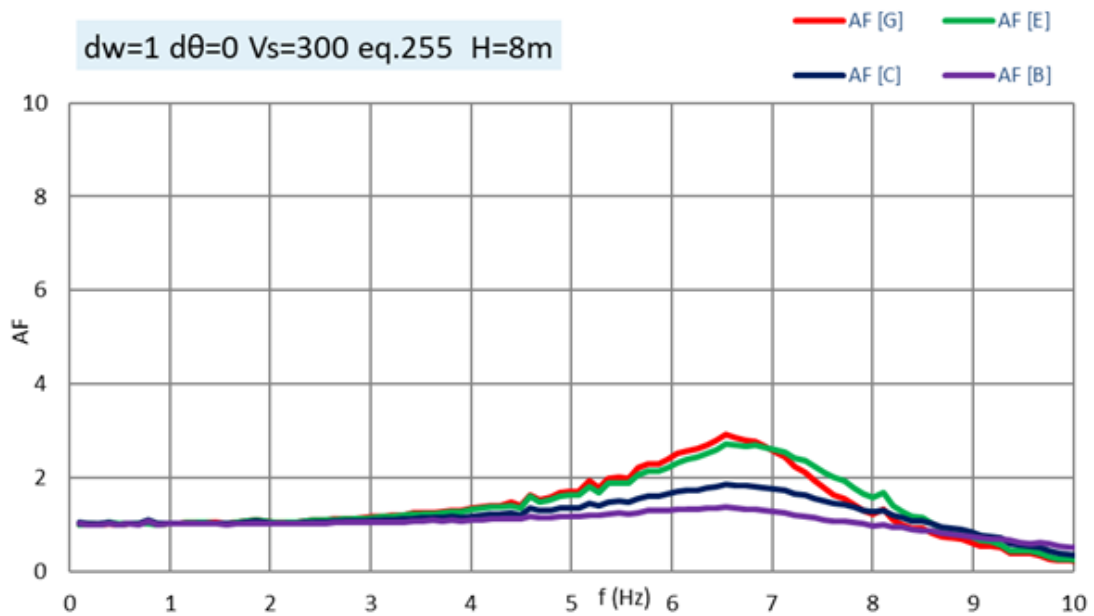
Εικόνα 4.43: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=300$ m/s, $dw=0$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



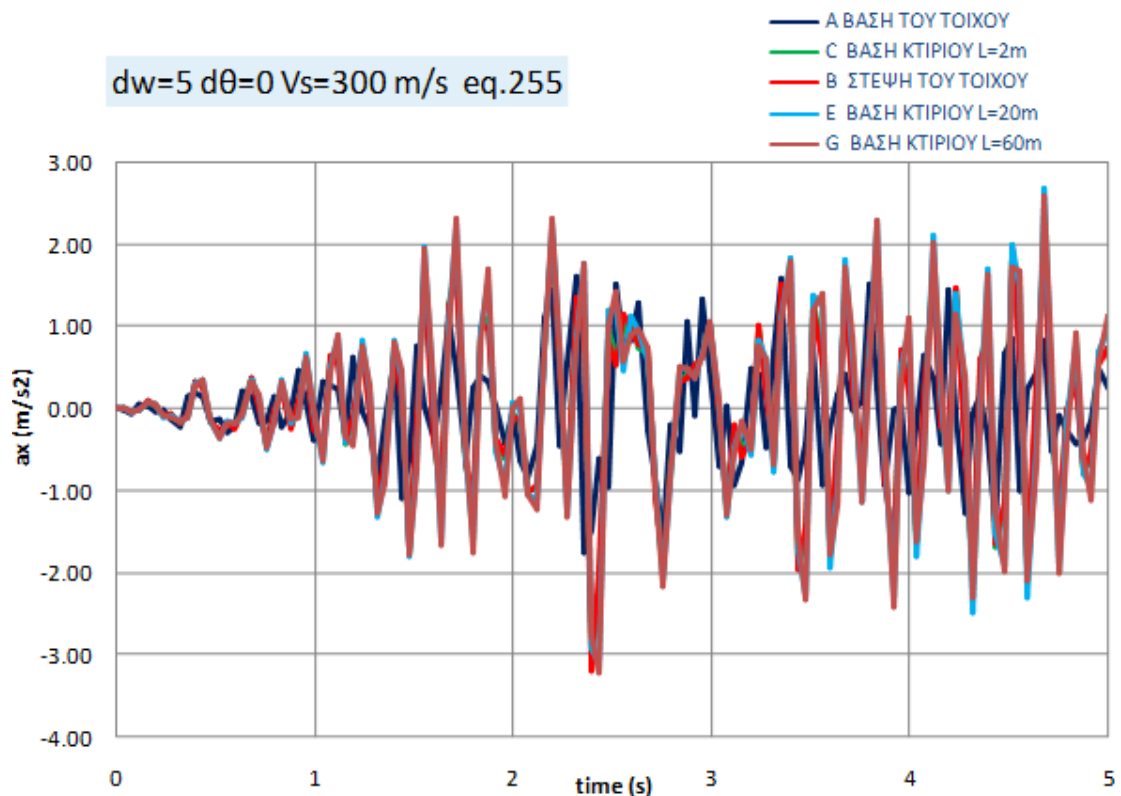
Εικόνα 4.44: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=300m/s$, $dw=0$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2m$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20m$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60m$).



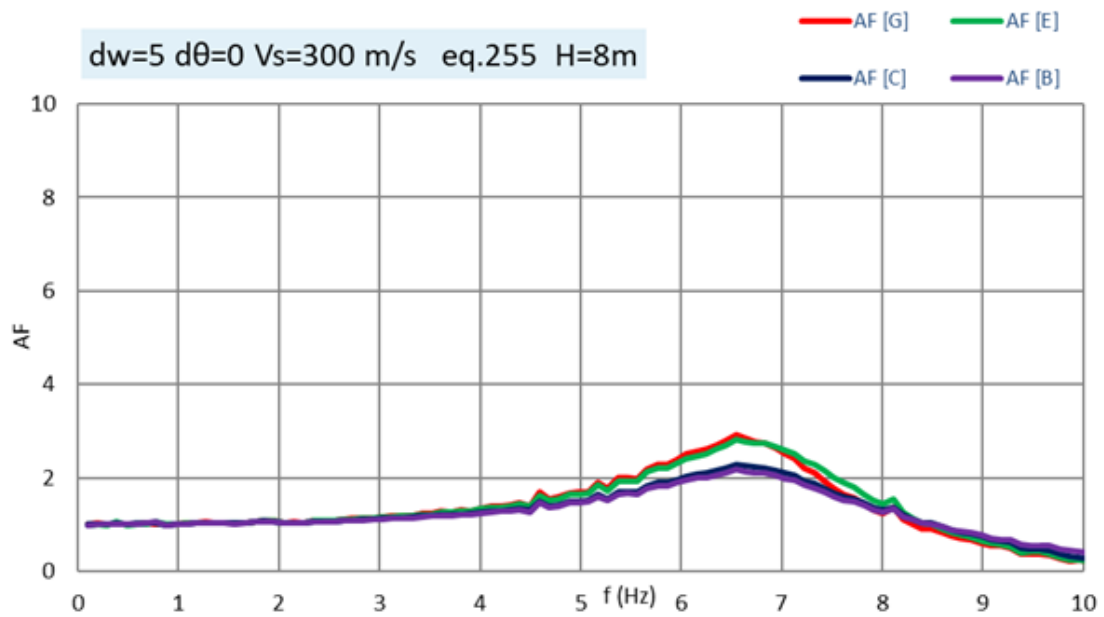
Εικόνα 4.45: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=300m/s$, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2m$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20m$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60m$).



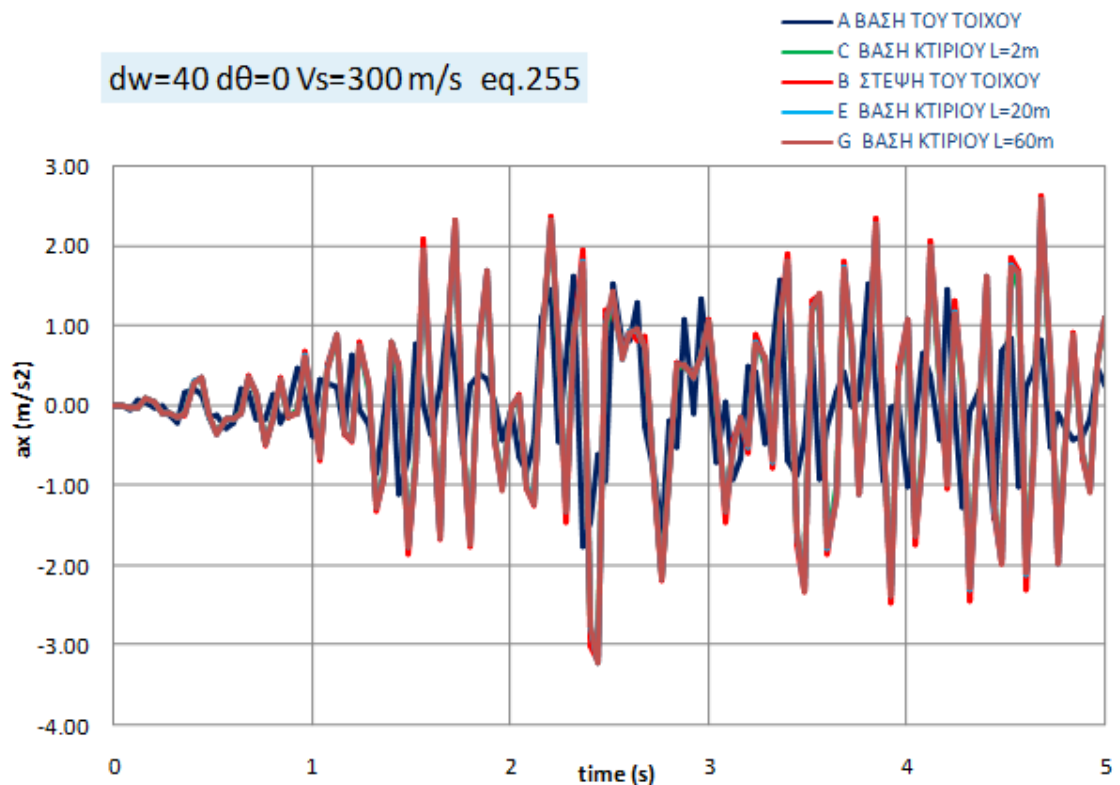
Εικόνα 4.46: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=300m/s$, $dw=1$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2m$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20m$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60m$).



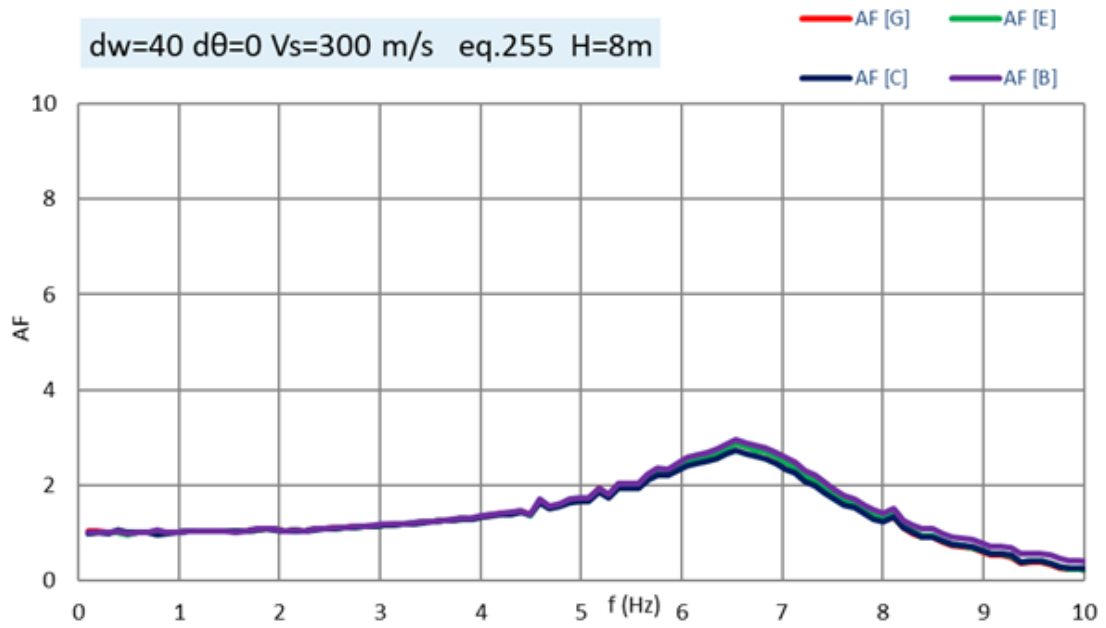
Εικόνα 4.47: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=300m/s$, $dw=5$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2m$), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20m$) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60m$).



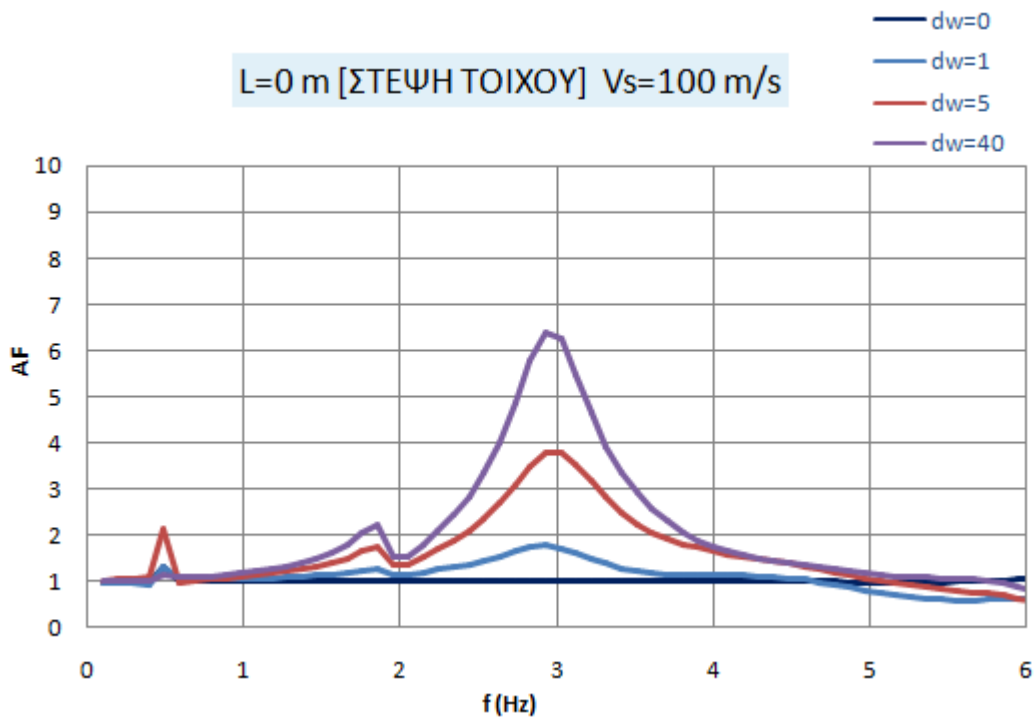
Εικόνα 4.48: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=300$ m/s, $dw=5$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



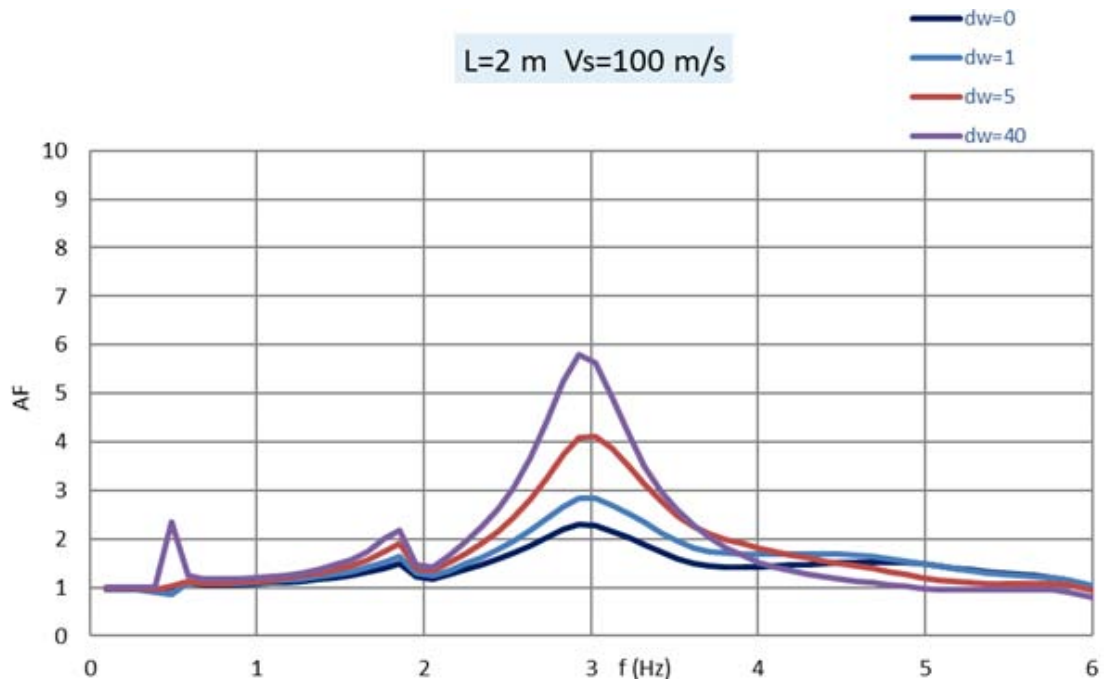
Εικόνα 4.49: Χρονοϊστορίες οριζόντιας επιτάχυνσης για $V_s=300$ m/s, $dw=40$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: A (στην βάση του τοίχου), B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



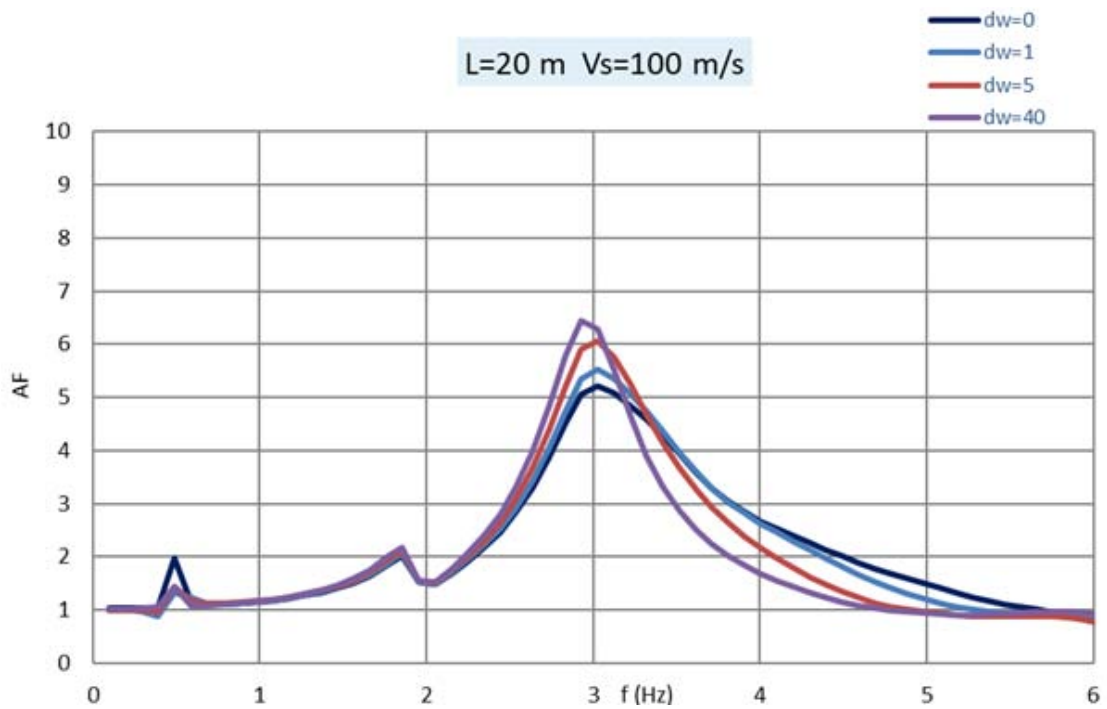
Εικόνα 4.50: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $V_s=300$ m/s, $dw=40$, $d\theta=0$, και διέγερση eq.255 στα σημεία: B (στην στέψη του τοίχου), C (στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2$ m), E (στην βάση του ταλαντωτή για $L=20$ m) και G (στην βάση του ταλαντωτή για $L=60$ m).



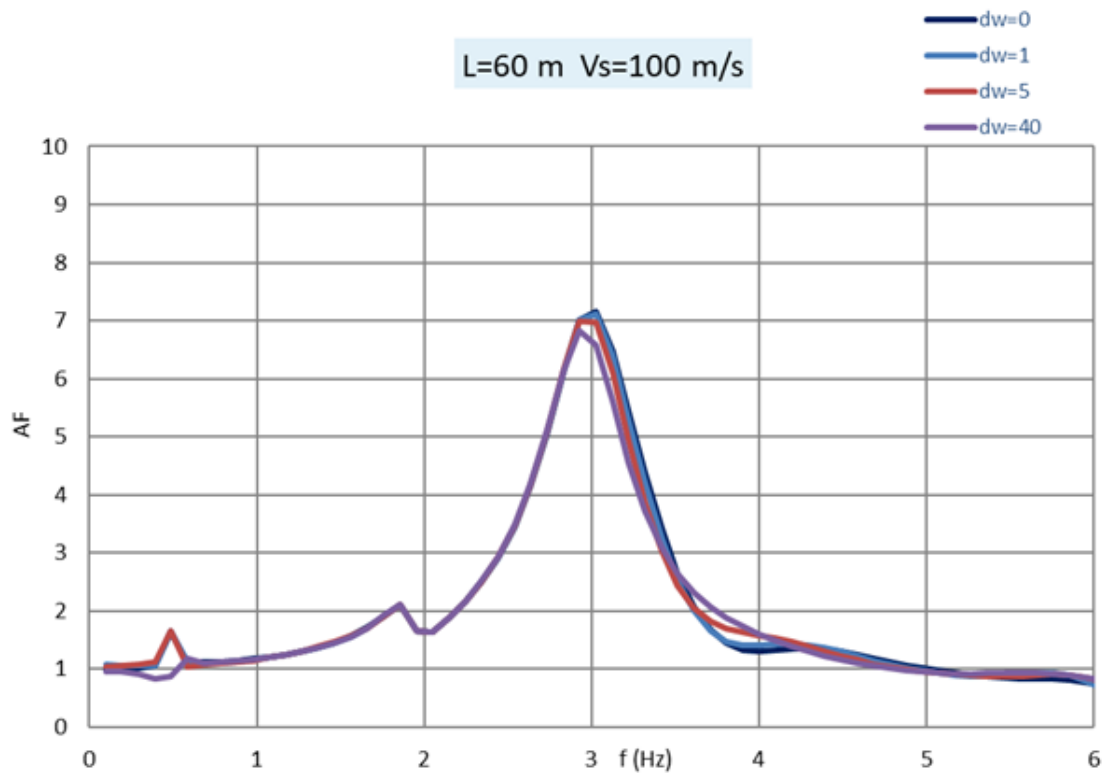
Εικόνα 4.51: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=100$ m/s, $d\theta=0$, στο σημείο [B] στην στέψη του τοίχου $L=0$ m.



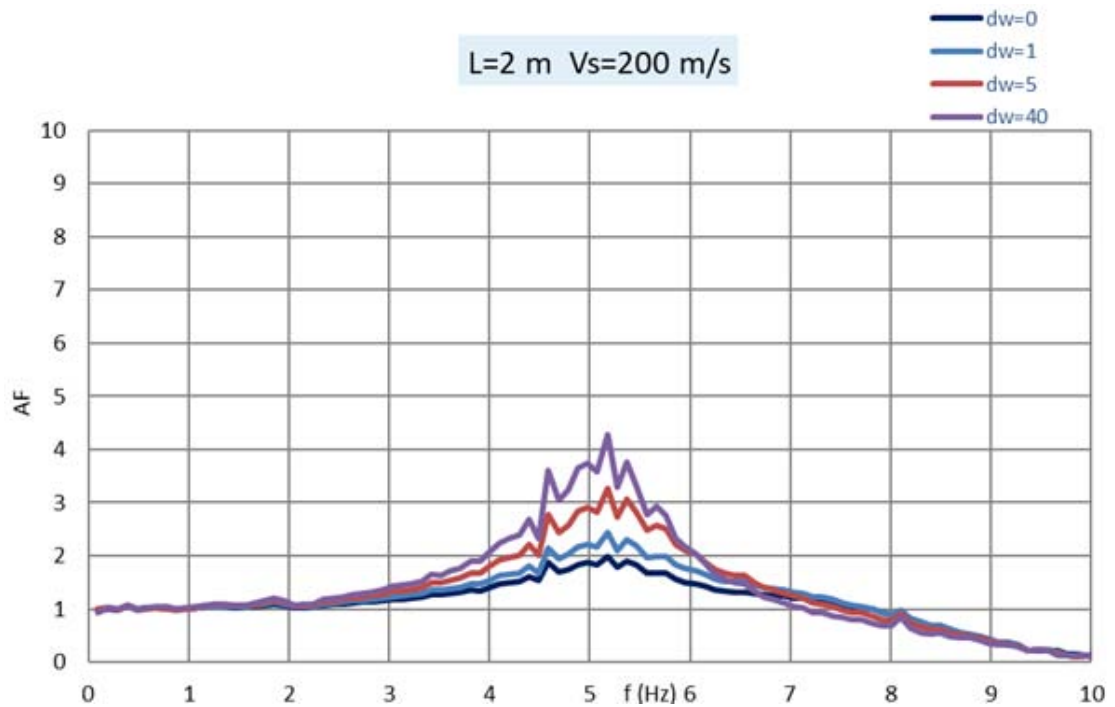
Εικόνα 4.52: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=100\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [C] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$.



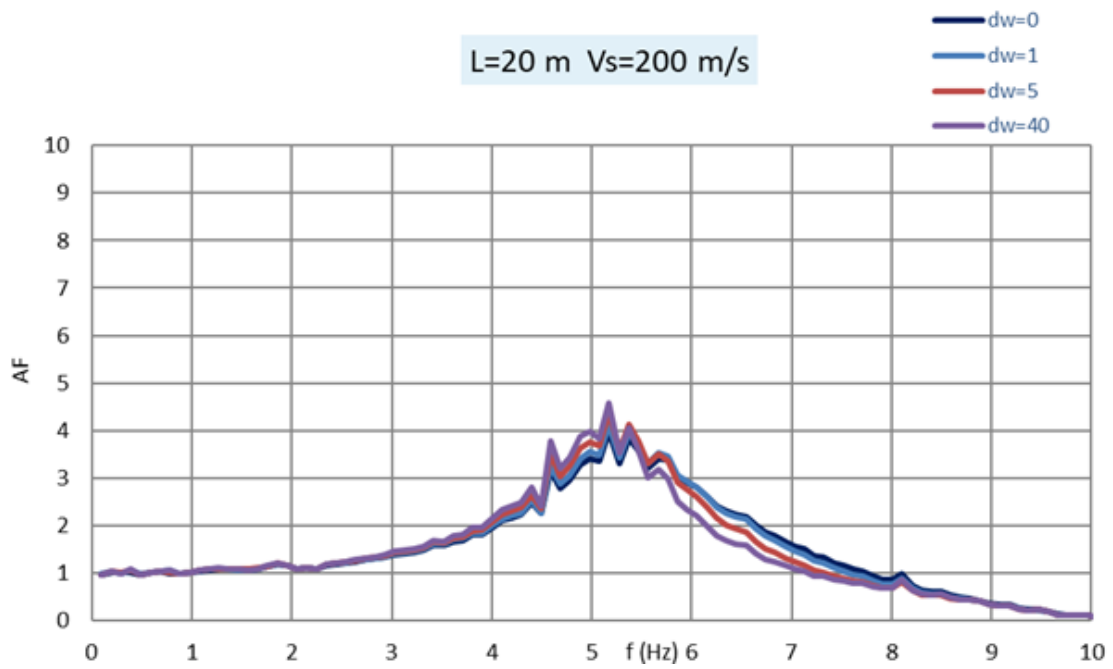
Εικόνα 4.53: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=100\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [E] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=20\text{m}$.



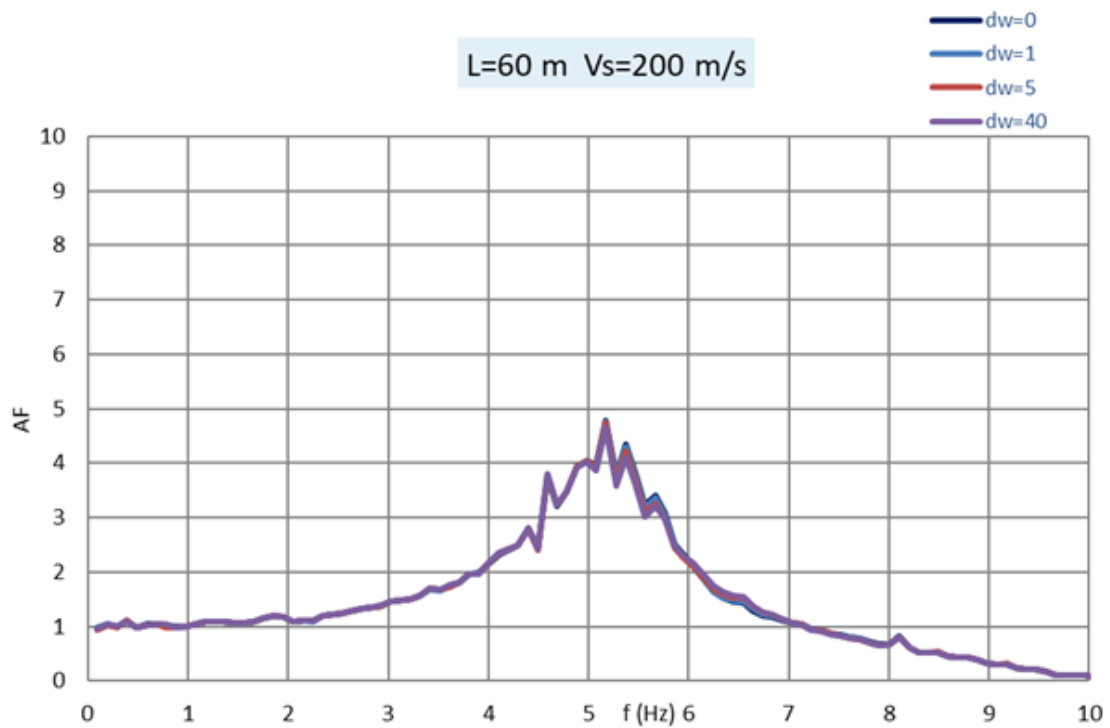
Εικόνα 4.54: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=100\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [G] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=60\text{m}$.



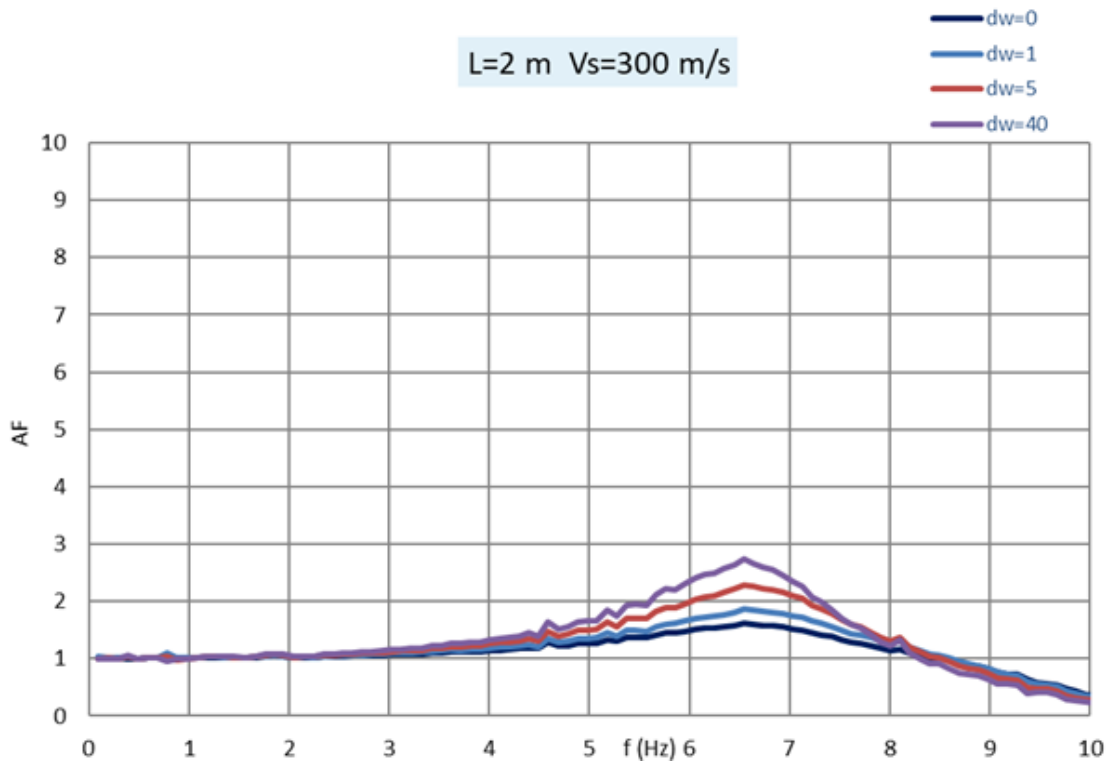
Εικόνα 4.55: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=200\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [C] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$.



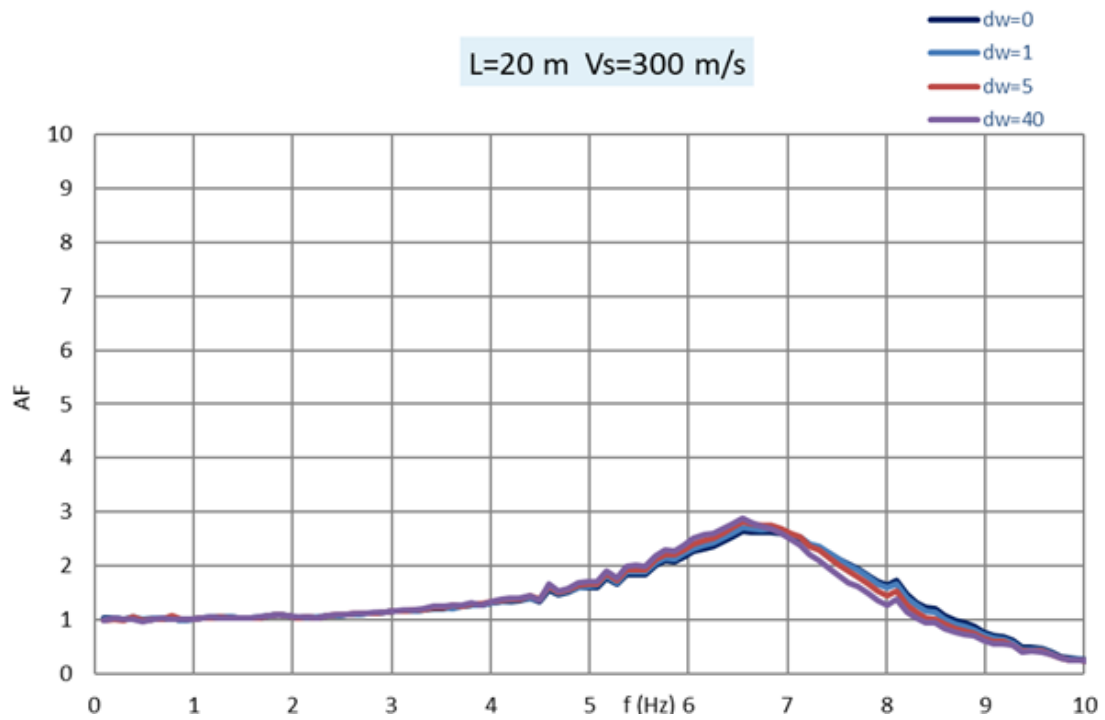
Εικόνα 4.56: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=200\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [E] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=20\text{m}$.



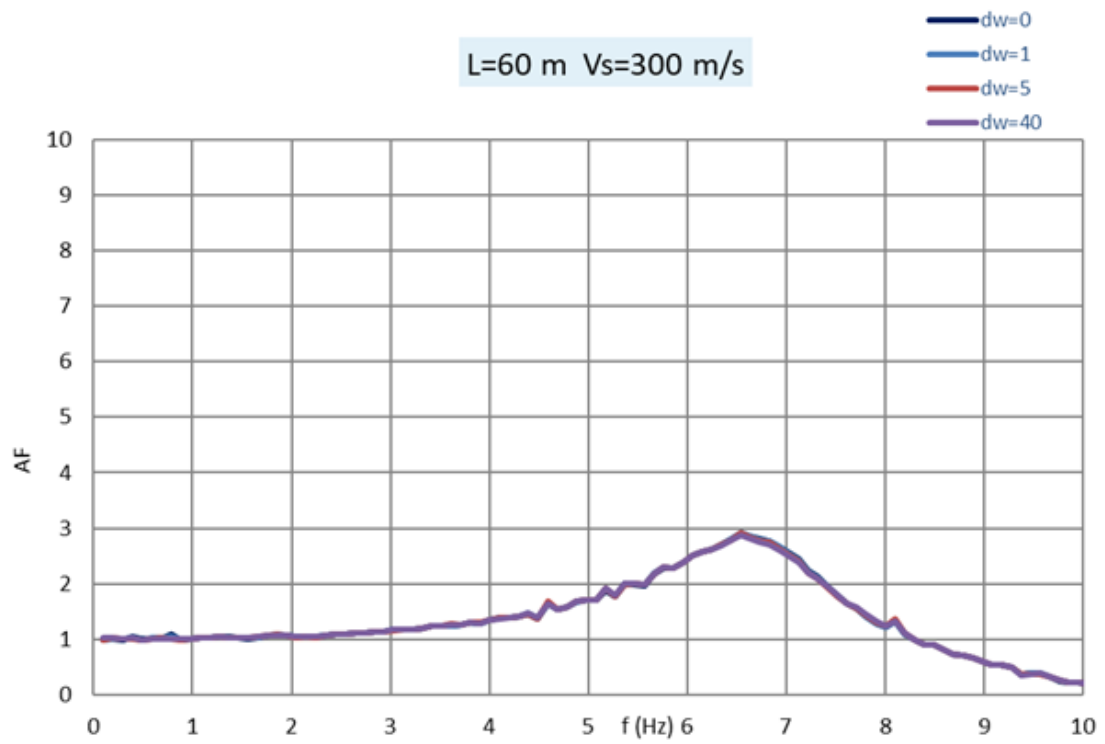
Εικόνα 4.57: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=200\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [G] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=60\text{m}$.



Εικόνα 4.58: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=300\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [C] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=2\text{m}$.



Εικόνα 4.59: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=300\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [E] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=20\text{m}$.



Εικόνα 4.60: Συντελεστής ενίσχυσης AF για $dw=0,1,5$ και 40 , για $V_s=300\text{m/s}$, $d\theta=0$, στο σημείο [G] στην βάση του ταλαντωτή σε απόσταση από τον τοίχο $L=60\text{m}$.

5. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ ΚΑΙ ΕΠΕΚΤΑΣΕΙΣ

5.1 ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Όταν προκαλείται μια απότομη μεταβολή της γήινης επιφάνειας (τεχνητή ή φυσική) χρησιμοποιούνται οι τοίχοι αντιστήριξης για την αντιμετώπιση των προβλημάτων που θα προκύψουν. Εφαρμόζονται ευρέως σε μεγάλες εκσκαφές, επιχώσεις για οδικά δίκτυα, γέφυρες, λιμενικά και λοιπά τεχνικά έργα. Οι αντισεισμικοί κανονισμοί έως σήμερα, έδωσαν βαρύτητα στον ασφαλή σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης, ώστε να μην υποστούν μεγάλες παραμορφώσεις ή θραύση από τα φορτία που φέρουν ή από ένα δυναμικό φαινόμενο (σεισμός). Δεν δόθηκε όμως η αντίστοιχη βαρύτητα στο φαινόμενο της αλληλεπίδρασης τοίχου αντιστήριξης -εδάφους -κατασκευής, το θεωρούν εκ προοιμίου ευεργετικό.

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι να εξετάσει το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης τοίχου αντιστήριξης -εδάφους -κατασκευής και να αποδείξει υπό ποιες παραμέτρους είναι ευεργετική (ή όχι) η κατασκευή του τοίχου αντιστήριξης ως προς τις υπερκείμενες κατασκευές ιδιαίτερα όταν η αντιστήριξη έχει μόνιμο χαρακτήρα. Με δεδομένη την πολυπλοκότητα του φαινομένου, ήταν αδύνατο να καλύψει όλες τις παραμέτρους που μπορούν να το επηρεάσουν.

Με την χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων διερευνήθηκαν μερικές από τις πιο σημαντικές παραμέτρους. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν από τις παραμετρικές αναλύσεις αριθμητικών προσομοιωμάτων είναι τα εξής:

- Η απόσταση (L) του κτιρίου από τον τοίχο αντιστήριξης, επηρεάζει την δυναμική απόκριση του κτιρίου, ο συντελεστής ενίσχυσης μειώνεται καθώς η απόσταση (L) μειώνεται. Σε μεγάλη απόσταση του κτιρίου από τον τοίχο, δεν υπάρχει επιρροή.
- Όσο πιο δύσκαμπτος είναι ο τοίχος αντιστήριξης, τόσο μικρότερος είναι ο συντελεστής ενίσχυσης (AF). Στις ακραίες περιπτώσεις του άκαμπτου τοίχου το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους -

κατασκευής είναι εντονότερο, ενώ στον πολύ εύκαμπτο τοίχο είναι ελάχιστο.

- Η ενίσχυση της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης από την βάση έως την ελεύθερη επιφάνεια της εδαφικής στρώσης εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους. Η ταχύτητα διάδοσης του διατμητικού κύματος (V_s) μπορεί να συντονίσει την εδαφική στρώση, και να έχουμε την μέγιστη ενίσχυση, αλλά μπορεί και να την απομειώσει. Για πολύ μεγάλη ταχύτητα (V_s) η εδαφική στρώση είναι άκαμπτη (βράχος), εδώ δεν έχουμε ενίσχυση, η σεισμική διέγερση μεταφέρεται αυτούσια από την βάση της εδαφικής στρώσης στην ελεύθερη επιφάνειά της.
- Όταν η ιδιοπερίοδος (T_e) της σεισμικής διέγερσης γίνει περίπου ίδια με την ιδιοπερίοδο (T_s) της εδαφικής στρώσης, και ίδια με την ιδιοπερίοδο (T_{st}) της κατασκευής, τότε έχουμε διπλό συντονισμό, κατά συνέπεια την μέγιστη σεισμική ενίσχυση. Στην περίπτωση αυτή εάν τοποθετηθεί ένας τοίχος αντιστήριξης η σεισμική ενίσχυση θα μειώνεται όσο η κατασκευή βρίσκεται εγγύτερα στον τοίχο. Όσο πιο άκαμπτος θα είναι ο τοίχος αντιστήριξης, τόσο θα μειώνεται η σεισμική ενίσχυση.
- Σύμφωνα με τα παραπάνω, όπως ένας άκαμπτος τοίχος μπορεί να εξαλείψει το φαινόμενο του διπλού συντονισμού, μπορεί και να το προκαλέσει συντονίζοντας την ιδιοπερίοδο (T_s) της σεισμικής διέγερσης με την ιδιοπερίοδο (T_{st}) της κατασκευής.

Συνοπτικά, κατά τον αντισεισμικό σχεδιασμό ιδιαίτερα σε μεγάλα έργα θα πρέπει να εξετάζονται και οι παραπάνω παράμετροι, τόσο για την κατασκευή ενός κτιρίου όσο και για την κατασκευή ενός τοίχου αντιστήριξης.

5.2 ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΕΣ ΕΠΕΚΤΑΣΕΙΣ

Με δεδομένη την πολυπλοκότητα του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου αντιστήριξης - εδάφους - κατασκευής, προτείνεται μελλοντική διερεύνηση με τις εξής παραμέτρους:

- Ευκαμψία στροφικής ενδοσιμότητας (d_{θ}) της βάσης του τοίχου.
- Ανομοιογένεια των υλικών της εδαφικής στρώσης.
- Κτίρια που εδράζονται στην αντιστηριζόμενη εδαφική στρώση, με διαφορετικές ιδιοσυχνότητες.
- Διαφορετικές μορφές τοίχου, καθώς και με λεία ή εγκόλλητη διεπιφάνεια.
- Διάφορες σεισμικές διεγέρσεις.
- Επίδραση της κατασκευής στις εδαφικές ωθήσεις επί του τοίχου.

6. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ - ΠΗΓΕΣ

Barnes G. E. (2005). «Εδαφομηχανική – αρχές και εφαρμογές», 2^η αγγλική έκδοση. Εκδόσεις Κλειδάριθμος. Αθήνα.

Brinkgreve R.B.J (2002). «Plaxis 2D manual - general information». Delft University of Technology & PLAXIS. The Netherlands.

Kramer L. Steven. (1996). «Geotechnical Earthquake Engineering». Εκδόσεις Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 07458.

Θαλασσινάκης Γ. (2010). «Διερεύνηση αστοχίας σε αποθέσεις στείρων υλικών λιγνιτωρυχείου του ΛΚΔΜ». Διπλωματική εργασία. Εκδόσεις Πολυτεχνείου Κρήτης, Χανιά.

Καββαδάς Μ. (2009). «Στοιχεία εδαφομηχανικής – σχέσεις τάσεων – παραμορφώσεων των εδαφικών υλικών». Ηλεκτρονικές σημειώσεις, Ε.Μ.Π.

Κλουκινάς Π. (2012). «Συμβολή στη στατική και δυναμική ανάλυση τοίχων αντιστήριξης μέσω θεωρητικών και πειραματικών μεθόδων». Διδακτορική διατριβή. Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα.

Μηλιτσοπούλου Μ., Σαββίδη Ε. (2008). «Μελέτη στοιχείων αντιστήριξης με χρήση αναλυτικών και αριθμητικών προσομοιωμάτων». Πτυχιακή εργασία. Τεχνολογικό Εκπαιδευτικό Ίδρυμα ΤΕΙ Πειραιά, Πειραιάς.

Παπαζαφειρόπουλος Γ. (2010). «Μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης κατασκευής – τοίχου αντιστήριξης και αντιστηριζόμενου εδάφους». Διπλωματική διατριβή μεταπτυχιακού διπλώματος ειδίκευσης. Εκδόσεις Πανεπιστημίου Χανίων, Χανιά.

Πουλάκη Α. (2008). «Επίδραση της δυσκαμψίας στη συμπεριφορά λιθόρριπτων φραγμάτων με ανάντη πλάκα σκυροδέματος (CFRDs)». Διπλωματική εργασία. Πανεπιστήμιο Θεσσαλίας, Βόλος.

Σταθοπούλου Β. (2005). «Σεισμική μόνωση τοίχων εδαφικής αντιστήριξης με γεωαφρό διογκωμένης πολυστερίνης – παραμετρική αριθμητική ανάλυση». Διατριβή για μεταπτυχιακό δίπλωμα ειδίκευσης. Εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα.

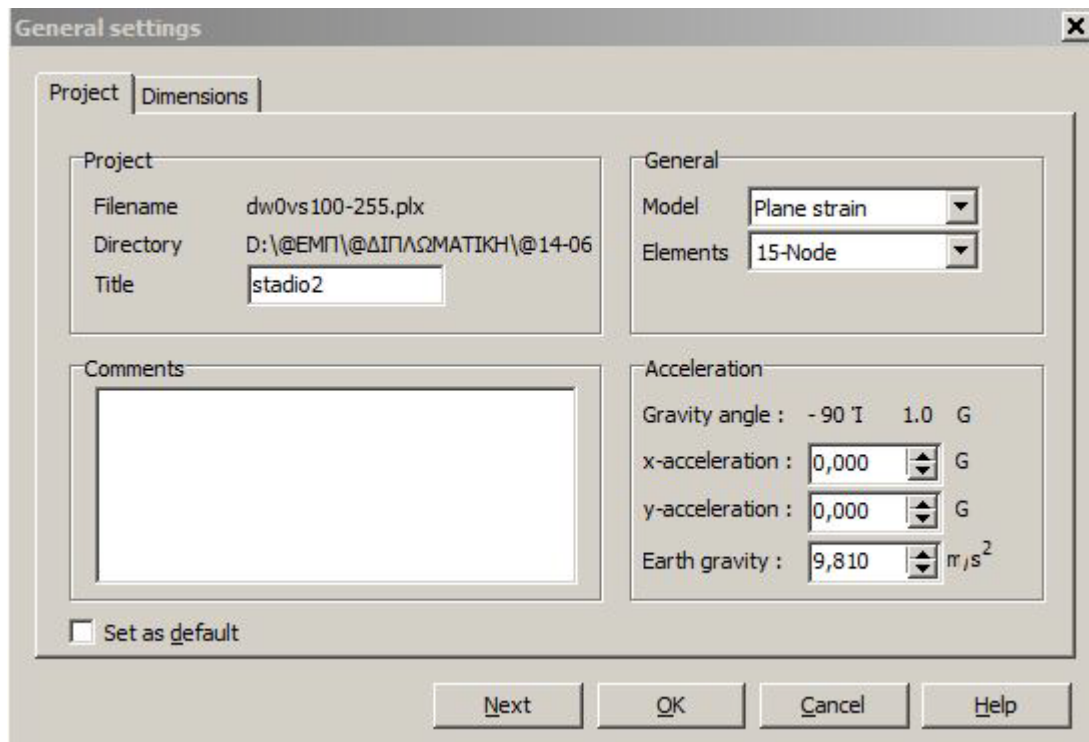
ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ :

ΚΩΔΙΚΑΣ PLAXIS

Το πρόγραμμα *Plaxis* είναι ένα υπολογιστικό πακέτο πεπερασμένων στοιχείων που προορίζεται για τη δισδιάστατη ανάλυση της παραμόρφωσης και της ευστάθειας σε εφαρμογές γεωτεχνικών έργων. Ενσωματώνει επίσης ειδικές διαδικασίες που περιλαμβάνουν υδροστατικές πιέσεις πόρων στο έδαφος. Προσφέρει την δυνατότητα να μοντελοποιήσει τις αλληλεπιδράσεις μεταξύ των κατασκευών και του εδάφους. Τέλος επιτρέπει την ανάλυση των εδαφών και των κατασκευών όταν αυτά υπόκεινται σε δυναμικά φορτία όπως είναι οι σεισμοί (Brinkgreve, 2002).

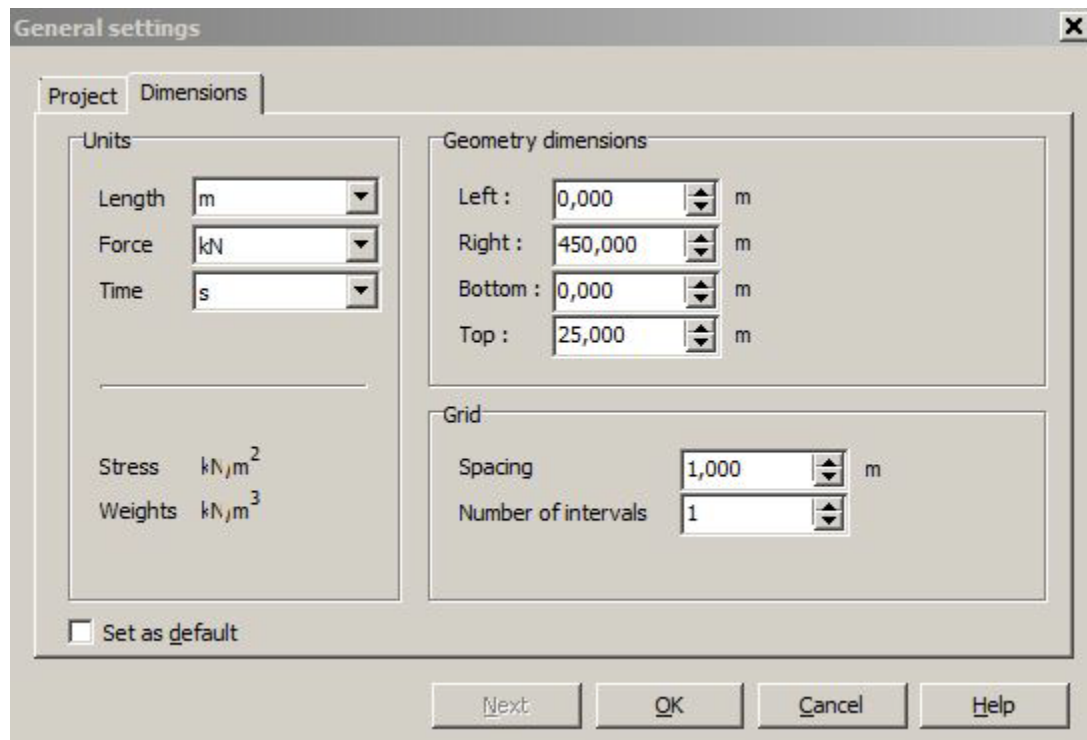
Τα βήματα που ακολουθήθηκαν για την προσομοίωση του εξεταζόμενου μοντέλου στο πρόγραμμα είναι τα εξής:

1) Δημιουργία αρχείου προσομοίωσης



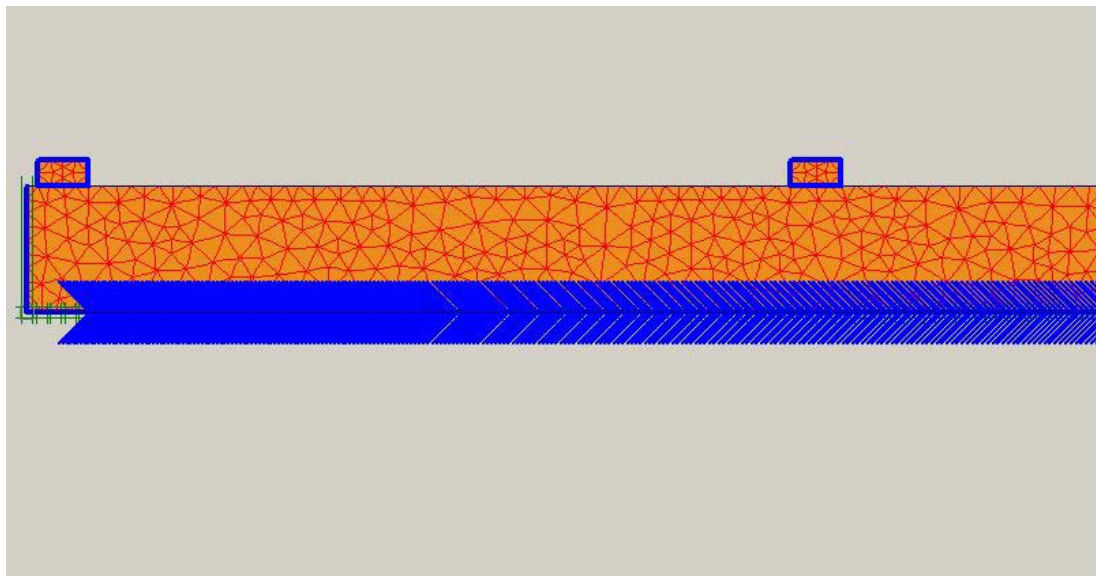
Εικόνα Π.1: Γενικές ρυθμίσεις – Δημιουργία έργου (project)

2) Καθορισμός διαστάσεων



Εικόνα Π.2: Γενικές ρυθμίσεις - Καθορισμός διαστάσεων

3) Δημιουργία καννάβου – δικτύου πεπερασμένων στοιχείων



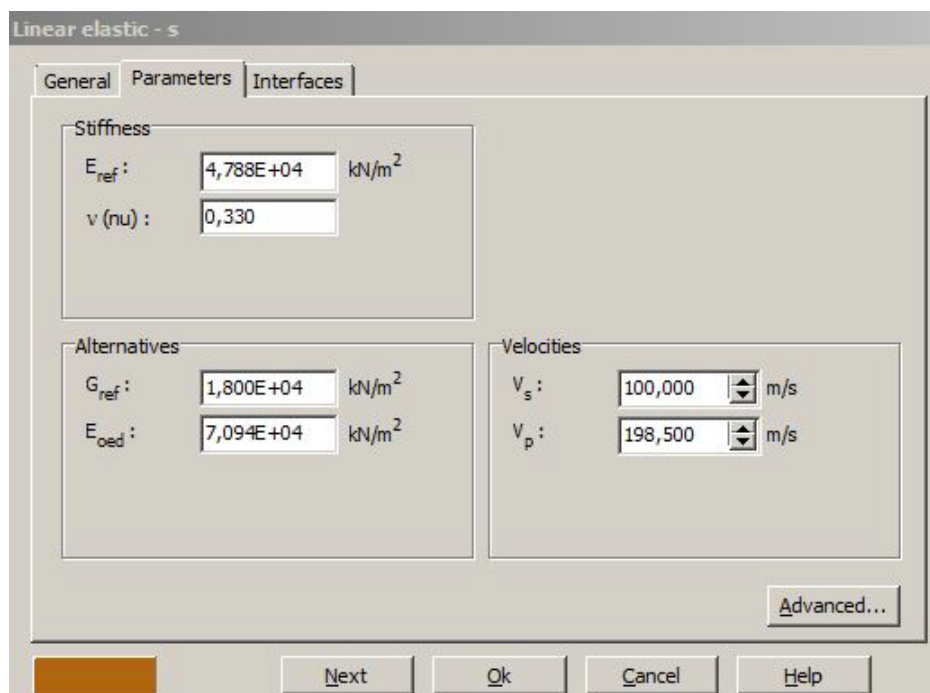
Εικόνα Π.3: Κάνναβος - δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων

4) Δημιουργία εδαφικών στρώσεων



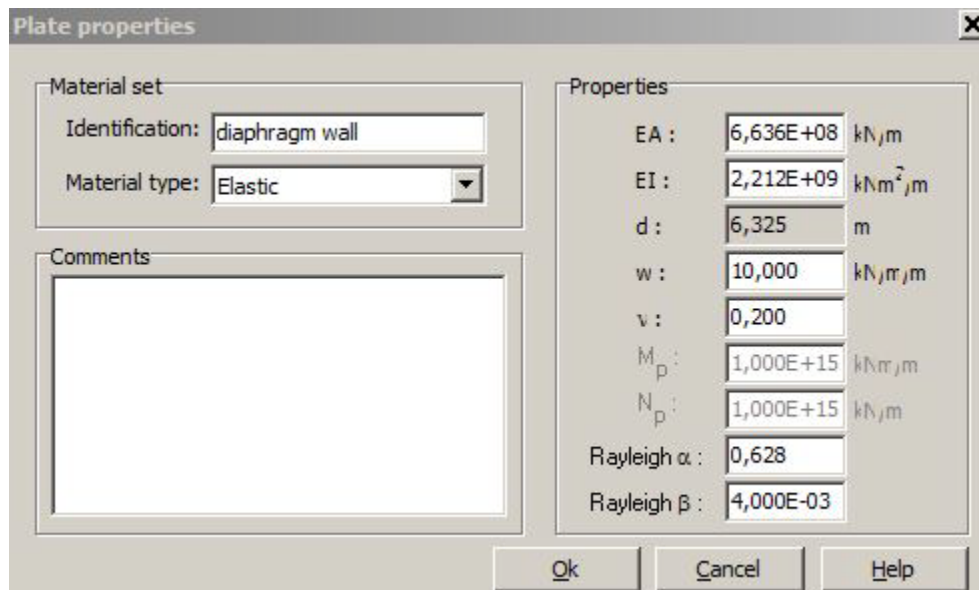
Εικόνα Π.4: Ιδιότητες εδαφικού υλικού

5) Εισαγωγή χαρακτηριστικών εδάφους



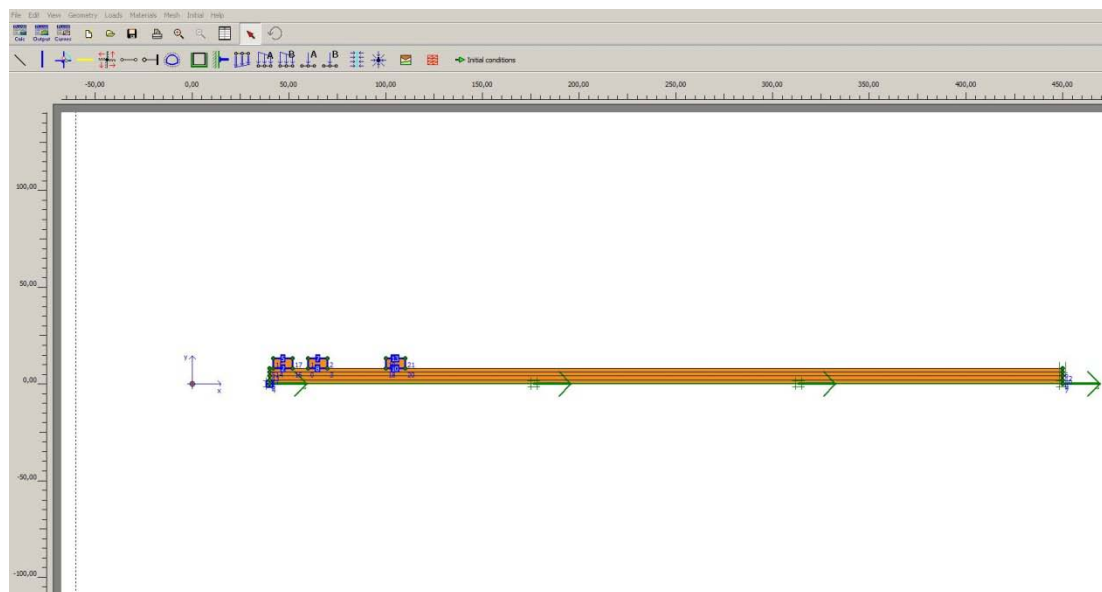
Εικόνα Π.5: Χαρακτηριστικά εδάφους

6) Εισαγωγή χαρακτηριστικών τοίχου αντιστήριξης



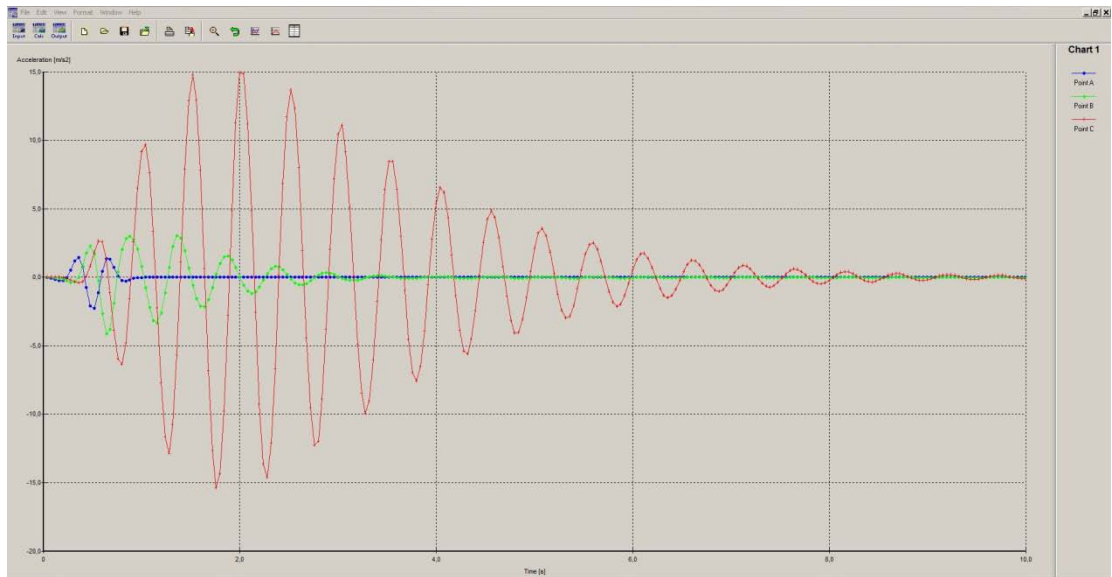
Εικόνα Π.6: Χαρακτηριστικά τοίχου αντιστήριξης

7) Εισαγωγή φορτίων και επιλογή συνοριακών συνθηκών



Εικόνα Π.7: Φορτία & Συνοριακές συνθήκες

8) Εισαγωγή σεισμού στο μοντέλο



Εικόνα Π.8: Εισαγωγή σεισμού (Διάγραμμα επιτάχυνσης χρόνου)

9) Ανάλυση

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 s	0	0
→ <Phase 2>	4	0	Plastic	Staged construction	0,00 s	0	
→ <Phase 5>	5	4	Dynamic analysis	Total multipliers	10,00 s	0	

Εικόνα Π.9: Παράθυρο ανάλυσης

Συνεπώς, για κάθε είδος προσομοίωσης εφαρμόστηκαν τα προαναφερθέντα βήματα με τη δέουσα προσοχή. Επίσης, είναι σημαντικό για την ορθή προσομοίωση σε κάθε βήμα ο μηχανικός μελετητής να ελέγχει τα δεδομένα που εισάγει και τον τρόπο που αυτά γίνονται αντιληπτά από το πρόγραμμα.