

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΤΜΗΜΑ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ



**Μελέτη Δυναμικής Αλληλεπίδρασης  
Τοίχων Αντιστήριξης – Εδάφους – Κατασκευής**

Μεταπτυχιακή Εργασία

**Βαΐα Σ. Αβρανά**

A.M.: 2004.04.0104

Εξεταστική Επιτροπή

Ιωάννης Τσομπανάκης, Επίκουρος Καθηγητής (Επιβλέπων)

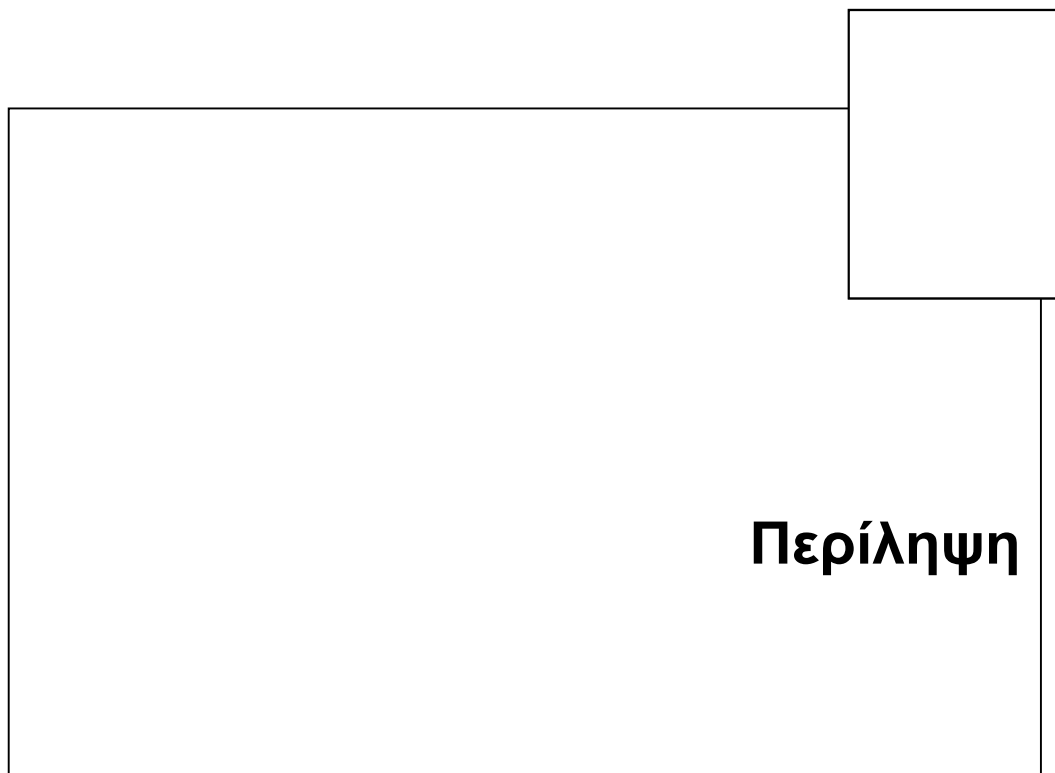
Κωνσταντίνος Προβιδάκης, Αναπληρωτής Καθηγητής

Μαρία Σταυρουλάκη, Λέκτορας

Χανιά

Ιούλιος 2006





Κύριος στόχος της παρούσας μεταπτυχιακής εργασίας ήταν η μελέτη του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης ενός τοίχου αντιστήριξης με το έδαφος που αυτός αντιστηρίζει και ένα κτίριο που έχει κατασκευαστεί πάνω σε αυτό. Για τον σκοπό αυτό εξετάσθηκε, μέσω κατάλληλων αριθμητικών προσομοιώσεων, η σεισμική απόκριση τοίχων αντιστήριξης καθώς και μερικές από τις πιο σημαντικές παραμέτρους του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης, το οποίο περιλαμβάνει τις εξής συνιστώσες:

- α) Τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους.
- β) Τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του κτιρίου και του εδάφους στο οποίο αυτό είναι θεμελιωμένο.

Μέχρι σήμερα, η διεθνής πρακτική αλλά και οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί δεν αντιμετωπίζουν τα παραπάνω θέματα αρκετά ρεαλιστικά, διότι, όσον αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους εφαρμόζονται απλοποιητικές προσεγγίσεις. Όσον αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του κτιρίου και του εδάφους στο

οποίο αυτό είναι θεμελιωμένο, η αλληλεπίδραση θεωρείται είτε ουδέτερη είτε ευεργετική για το κτίριο, γεγονός που δεν ισχύει πάντα καθώς, ανάλογα και με διάφορες ειδικές συνθήκες, η αλληλεπίδραση μπορεί να είναι ακόμα και επιβλαβής για το κτίριο. Συνεπώς, είναι προφανές από τα παραπάνω ότι το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κτιρίου χρήζει περαιτέρω διερεύνησης. Από την άλλη πλευρά, διερευνώντας τη σχετική παγκόσμια βιβλιογραφία προκύπτει ότι δεν υπάρχουν όχι μόνο αναλυτικές λύσεις αλλά ούτε καν αριθμητικές μελέτες για τη διερεύνηση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους - κτιρίου.

Στόχος της παρούσας διατριβής είναι η αριθμητική μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κτιρίου. Για την προσομοίωση του φαινομένου στην εργασία αυτή χρησιμοποιείται η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων, διερευνάται δε παραμετρικά η επιρροή: α) της δυναμικής εδαφικής ενίσχυσης της επιτάχυνσης της βάσης, β) της ευκαμψίας του τοίχου, γ) του μεγέθους του κτιρίου, και δ) της απόστασης του κτιρίου από τον τοίχο. Δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στο φαινόμενο της δυναμικής ενίσχυσης, ένας παράγοντας ο οποίος γενικά αγνοείται από τους ισχύοντες Αντισεισμικούς Κανονισμούς. Επίσης, διερευνάται και η επίδραση των χαρακτηριστικών του σεισμού μέσω της εφαρμογής τριών διαφορετικών χρονοϊστοριών.

Στην έρευνα που διεξήχθη αναπτύχθηκαν εξειδικευμένα υπολογιστικά προσομοιώματα για τη μελέτη της δυναμικής απόκρισης τοίχων αντιστήριξης και κατ' επέκταση όλου του συστήματος τοίχου-εδάφους-κτιρίου. Η αριθμητική προσομοίωση των μοντέλων της παρούσας έρευνας έγινε με χρήση λογισμικού πεπερασμένων στοιχείων, κατάλληλου για την επίλυση διδιάστατων προβλημάτων της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Επιδιώχθηκε η όσο το δυνατόν μεγαλύτερη ορθότητα της προσομοίωσης και των τριών στοιχείων του σύνθετου αυτού φαινομένου δηλαδή του τοίχου, του εδάφους και του κτιρίου.

Τα αποτελέσματα αποδεικνύουν την ύπαρξη του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης ανάμεσα στον τοίχο και στο έδαφος που αυτός αντιστηρίζει καθώς επίσης και στα δομήματα που είναι θεμελιωμένα στα ανάντι του και σε σχετικά κοντινή απόσταση από αυτόν. Ωστόσο, η επίδραση των διαφόρων παραμέτρων του υπό εξέταση φαινομένου εξαρτάται όχι μόνο από τα



χαρακτηριστικά του εδάφους και της σεισμικής κίνησης, αλλά επίσης από τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και τις ιδιότητες του τοίχου αντιστήριξης, καθώς και του κτιρίου που είναι θεμελιωμένο κοντά σε αυτόν. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι υπάρχοντες αντισεισμικοί κανονισμοί αδυνατούν να προσεγγίσουν τα παραπάνω αλληλοσυσχετισμένα θέματα είναι προφανές ότι ο ορθός αντισεισμικός σχεδιασμός ενός τοίχου αντιστήριξης αλλά και των δομημάτων κοντά σε αυτόν απαιτεί τη λεπτομερή εξέταση της κάθε περίπτωσης ξεχωριστά.

Η έλλειψη της συστηματικής ανάλυσης του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κτιρίου σε παγκόσμιο επίπεδο σε συνδυασμό με τις σοβαρές οικονομικές (και όχι μόνο) επιπτώσεις που ενδέχεται να έχει μία πιθανή αστοχία τέτοιων έργων, είτε λόγω στατικών, είτε κυρίως λόγω δυναμικών (σεισμικών) καταπονήσεων, καθιστά το θέμα ιδιαίτερας σοβαρότητας αλλά και επίκαιρο και επιβάλλει τη σοβαρότερη και πληρέστερη διερεύνησή του.



## Πρόλογος

Η παρούσα μεταπτυχιακή εργασία εκπονήθηκε στο πλαίσιο του διεπιστημονικού προγράμματος μεταπτυχιακών σπουδών του τομέα Μηχανικής & Τεχνολογίας Υλικών και Κατασκευών, του Γενικού τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης. Στόχος της επιλογής του συγκεκριμένου θέματος ήταν η διερεύνηση επίκαιρων θεμάτων της γεωτεχνικής σεισμικής μηχανικής. Ένα τέτοιο θέμα είναι και το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου. Με την παρούσα διατριβή υλοποιείται μια παραμετρική μελέτη των πιο σημαντικών παραμέτρων του σύνθετου αυτού φαινομένου.

Από τη διερεύνηση και τη μελέτη της υπάρχουσας παγκόσμιας βιβλιογραφίας γίνεται αντιληπτό ότι το παραπάνω θέμα δεν αντιμετωπίζεται αρκετά ρεαλιστικά από τους ισχύοντες αντισεισμικούς κανονισμούς. Όσον αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους εφαρμόζονται απλοποιητικές προσεγγίσεις. Όσον αφορά στη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του κτιρίου και του εδάφους στο οποίο αυτό είναι θεμελιωμένο, η αλληλεπίδραση θεωρείται ουδέτερη ή και ευεργετική για το κτίριο, γεγονός που δεν ισχύει πάντα καθώς, ανάλογα με τις συνθήκες, η αλληλεπίδραση μπορεί να είναι ακόμα και επιβλαβής για το κτίριο.

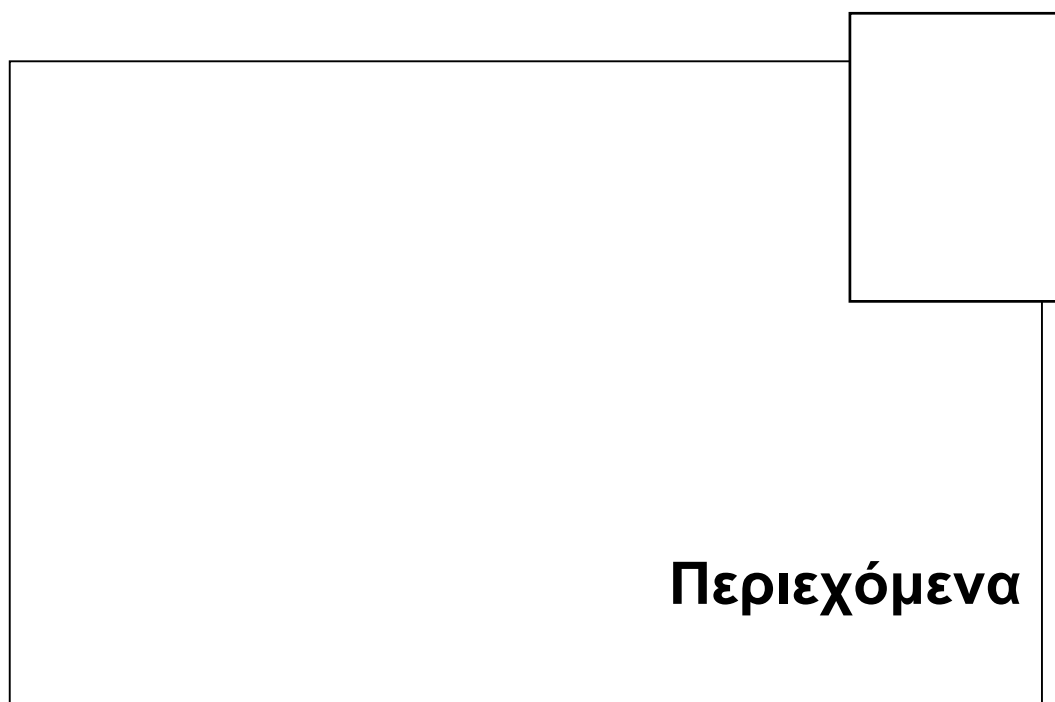
Επιπροσθέτως, δεν υπάρχουν στη παγκόσμια βιβλιογραφία ούτε καν αριθμητικές μελέτες για τη διερεύνηση του σύνθετου φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου. Υπάρχουν μόνο κάποιες ελάχιστες μελέτες που εξετάζουν το φαινόμενο αυτό υπό στατικές συνθήκες. Η παρούσα εργασία αποτελεί μία πρώτη προσπάθεια να καλυφθεί αυτό το κενό.

Θα ήθελα στο σημείο αυτό να ευχαριστήσω τον κ. Ι. Τσομπανάκη, Επίκουρο Καθηγητή του Τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης, τόσο για την επιλογή του θέματος, όσο και για την υποστήριξη και την καθοδήγηση που μου παρείχε κατά τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας εργασίας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τα μέλη της εξεταστικής επιτροπής κ. Κ. Προβιδάκη, Αναπληρωτή Καθηγητή του τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης και κ. Μ. Σταυρουλάκη, Λέκτορα του τμήματος Επιστημών του Πολυτεχνείου Κρήτης, για τις σημαντικές παρατηρήσεις τους. Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Π. Ψαρρόπουλο για τις χρήσιμες συμβουλές του.

Β.Σ. Αβρανά

Χανιά, 2006





<b>Περίληψη</b>	<b>iii</b>
<b>Πρόλογος</b>	<b>vi</b>
<b>Κεφάλαιο Πρώτο</b>	
<b>Τοίχοι Αντιστήριξης</b>	<b>1</b>
1.1 Εισαγωγή	1
1.2 Τοίχοι Αντιστήριξης	3
1.2.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης	4
1.2.2 Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης	7
1.2.2.1 Μορφές αστοχίας (άκαμπτων) τοίχων βαρύτητας	8
1.2.2.2 Μορφές αστοχίας εύκαμπτων τοίχων	9
1.2.2.3 Μορφές αστοχίας «δεσμευμένων» τοίχων	10
1.2.3 Ωθήσεις γαιών	11
1.2.3.1 Μέθοδοι Υπολογισμού Στατικών Ωθήσεων	12
1.2.3.1.1 Η Θεωρία του Coulomb	12
1.2.3.1.2 Η Θεωρία του Rankine	14

1.2.3.2 Μέθοδοι Υπολογισμού Δυναμικών Ωθήσεων	15
1.3 Αριθμητική Μεθοδολογία Δυναμικής Ανάλυσης Τοίχων Αντιστήριξης	18
1.4 Ισχύοντες Κανονισμοί Μελέτης Τοίχων Αντιστήριξης	27
<b>Κεφάλαιο Δεύτερο</b>	
<b>Θεωρητικό Υπόβαθρο και Περιγραφή Αριθμητικών Προσομοιωμάτων</b>	<b>33</b>
2.1 Εισαγωγή	33
2.2 Αριθμητική Προσομοίωση	35
2.2.1 Περιγραφή των εξεταζόμενων προσομοιωμάτων	36
2.2.2 Προσομοίωμα εδάφους	40
2.2.2.1 Περιγραφή αναλυτικής λύσης	40
2.2.2.2 Συναρτήσεις μεταφοράς	44
2.2.2.3 Περιγραφή αριθμητικού προσομοιώματος εδάφους	46
2.2.3 Προσομοίωμα εδάφους με τοίχο	50
2.2.4 Προσομοίωμα εδάφους με κτίριο	54
2.2.5 Προσομοίωμα εδάφους με τοίχο και κτίριο	60
<b>Κεφάλαιο Τρίτο</b>	
<b>Αποτελέσματα Αριθμητικών Προσομοιώσεων</b>	<b>64</b>
3.1 Εισαγωγή	64
3.2 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους	65
3.3 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο	71
3.4 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Κτίριο	83
3.4 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο και Κτίριο	88
<b>Κεφάλαιο Τέταρτο</b>	
<b>Συμπεράσματα</b>	<b>107</b>
4.1 Συμπεράσματα	107
4.2 Μελλοντικές Επεκτάσεις	110
<b>Βιβλιογραφία</b>	<b>111</b>
<b>Παράρτημα Α</b>	
<b>Ο Κώδικας PLAXIS</b>	<b>115</b>
A.1 Εισαγωγή στο PLAXIS	115

A.2 Υποπρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων (input)	116
A.2.1 Γενικές ρυθμίσεις	117
A.2.2 Γεωμετρία προσομοιώματος	119
A.2.3 Φορτία και συνοριακές συνθήκες	120
A.2.4 Ιδιότητες υλικών	121
A.2.5 Δημιουργία πλέγματος στοιχείων	124
A.2.6 Αρχικές συνθήκες	127
A.3 Υποπρόγραμμα υπολογισμών (calculations)	128
A.3.1 Ορισμός μιας νέας φάσης υπολογισμών	129
A.3.2 Γενικές ρυθμίσεις	129
A.3.3 Τύποι επίλυσης	131
A.3.4 Παράμετροι υπολογισμών	132
A.3.4.1 Παράμετροι ελέγχου (Control parameters)	133
A.3.4.2 Παράμετροι ελέγχου επαναληπτικής διαδικασίας (Iterative procedure)	135
A.3.4.3 Εισαγωγή δεδομένων φόρτισης (Loading input)	136
A.3.5 Σύστημα πολλαπλασιαστών	137
A.4 Υποπρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων (output)	139
A.5 Υποπρόγραμμα σχεδιασμού γραφημάτων (curves)	141
<b>Παράρτημα Β</b>	
<b>Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα Αριθμητικών Αναλύσεων</b>	<b>143</b>
B.1 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους	144
B.1.1 Επίδραση του πλάτους του δικτύου	144
B.1.2 Επίδραση της συχνότητας της φόρτισης	145
B.2 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο	147
B.2.1 Επίδραση της ευκαμψίας του τοίχου αντιστήριξης	147
B.2.2 Επίδραση της συχνότητας της φόρτισης	153
B.2.3 Επίδραση της γωνίας πρόσπτωσης της σεισμικής κίνησης	155
B.3 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Κτίριο	163
B.3.1 Επίδραση του μεγέθους του κτιρίου	163
B.3.2 Επίδραση της απόστασης από το κτίριο	172
B.4 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο και Κτίριο	175
B.4.1 Επίδραση της ευκαμψίας του τοίχου αντιστήριξης	175

B.4.2 Επίδραση της απόστασης του κτιρίου από τον τοίχο	204
B.5 Συγκριτικά Αποτελέσματα Αριθμητικών Αναλύσεων	211
B.5.1 Σύγκριση μοντέλου εδάφους με τοίχο και μοντέλου εδάφους με τοίχο και κτίριο	211
B.5.2 Σύγκριση όλων των μοντέλων	220





# 1

## Τοίχοι Αντιστήριξης

### 1.1 Εισαγωγή

Η πραγματοποίηση διάφορων 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.

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 αντιστηρίξεως εδαφών χρησιμοποιούνται κυρίως στις περιπτώσεις όπου απαιτείται η πραγματοποίηση εκσκαφής κάτω από την υφιστάμενη εδαφική επιφάνεια, όπως λχ. στη διάνοιξη μιας υπόγειας σήραγγας. Επιπλέον

όμως έργα αντιστηρίξεως εφαρμόζονται στις περιπτώσεις όπου επιβάλλεται υπερύψωση της υφιστάμενης εδαφικής επιφάνειας με επίχωση, όπως λχ. σε λιμενικά έργα. Τέλος, κατασκευάζονται έργα αντιστήριξης για την αντιμετώπιση του φαινομένου της κατολίσθησης φυσικών ή τεχνητών πρανών με στόχο την επίτευξη της επαρκούς και διαρκούς ευστάθειάς τους.

Σε κάθε περίπτωση, είτε πρόκειται για εκσκαφή, επίχωση ή σταθεροποίηση πρανών, ένα έργο αντιστήριξης οφείλει να παρέχει προστασία τόσο στις γειτονικές κατασκευές όσο και στο ευρύτερο περιβάλλον του έργου, κυρίως έναντι των κινδύνων της μείωσης της φέρουσας ικανότητας και της αύξησης των καθιζήσεων του εδάφους της περιοχής (Κωστόπουλος 2003). Υπάρχουν δύο τρόποι υλοποίησης ενός έργου αντιστήριξης:

#### Από κάτω προς τα πάνω

Στην περίπτωση αυτή αρχικά πραγματοποιείται μια ανοικτή εκσκαφή, ακολουθεί η κατασκευή της αντιστήριξης και στο τέλος πραγματοποιείται η επίχωση του πρίσματος μεταξύ της αντιστήριξης και του πρανούς. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν οι τοίχοι αντιστήριξης, πχ. οι τοίχοι βαρύτητας, οι τοίχοι μορφής προβόλου, κ.α.

#### Από πάνω προς τα κάτω

Στην περίπτωση αυτή η κατασκευή της αντιστήριξης έχει προηγηθεί της εκσκαφής. Επίσης ένα σημαντικό μέρος της κατασκευής εντάσσεται στην γεωμάζα κάτω από την στάθμη της εκσκαφής. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν τα κάθε είδους διαφράγματα, πχ. τα επί τόπου εγχυνόμενα διαφράγματα, οι πασσαλοσανίδες από χάλυβα, κλπ.

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 την χρήση κατακόρυφων πασσάλων διαδέχθηκαν άλλες πιο εξελιγμένες μέθοδοι με

αποτέλεσμα σήμερα ο μηχανικός να έχει στην διάθεσή του ένα πλήθος μεθόδων και τεχνικών αντιστηρίξεων, από τις οποίες καλείται κάθε φορά να επιλέξει την βέλτιστη λαμβάνοντας υπόψη τους ιδιαίτερους παράγοντες του εκάστοτε γεωτεχνικού προβλήματος.

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

- α) η φύση του εδάφους,
- β) το υπόγειο νερό,
- 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. Στο παρόν κεφάλαιο 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.

## 1.2 Τοίχοι αντιστήριξης

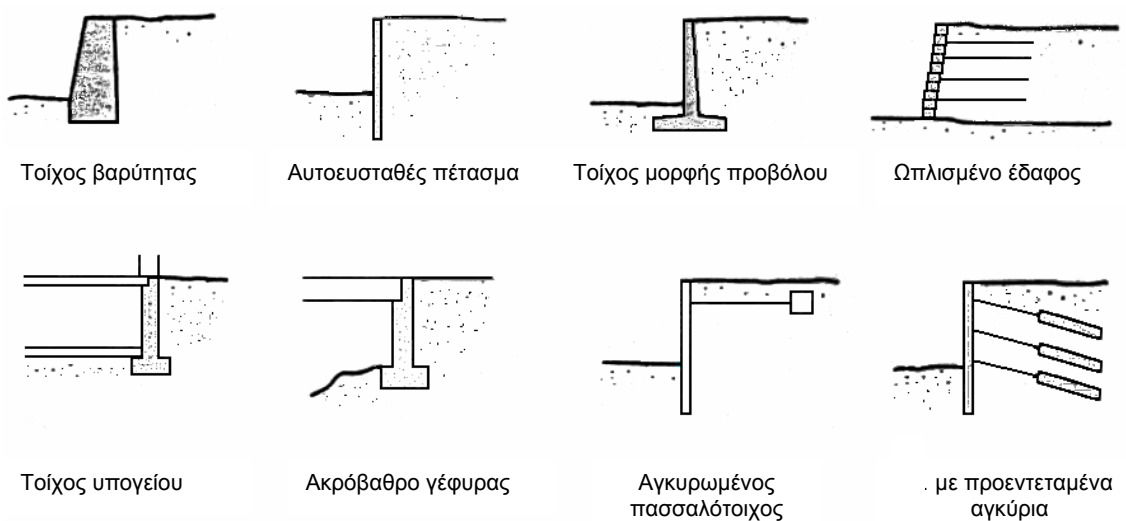
Οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση του προβλήματος της αντιστηρίξεως των εδαφών και συχνά αποτελούν στοιχεία ζωτικής σημασίας για την ορθή λειτουργία σημαντικών τομέων μιας πόλης, όπως πχ. οι λιμενικοί κρηπιδότοιχοι, τα ακρόβαθρα γεφυρών, κ.α. Επίσης, εφαρμόζονται ευρέως σε σειсмоγενείς περιοχές. Ως εκ τούτου υπόκεινται σε σεισμικές καταπονήσεις, με αποτέλεσμα μετά το πέρας του σεισμού να εμφανίζουν άλλοτε μικρές και άλλοτε μεγάλες παραμορφώσεις. Οι ακραίες περιπτώσεις σημαντικών βλαβών ή ακόμα και κατάρρευσης της κατασκευής όχι μόνο έχουν μεγάλες οικονομικές

συνέπειες αλλά μπορούν επίσης να έχουν σημαντικές επιπτώσεις στο περιβάλλον και την ποιότητα της ζωής μετά από έναν σεισμό. Στη συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά οι επικρατέστεροι τύποι των τοίχων αντιστήριξης και περιγράφονται οι μέθοδοι εκτίμησης των σεισμικών εδαφικών ωθήσεων που αυτοί δέχονται.

### 1.2.1 Είδη τοίχων αντιστήριξης

Οι τοίχοι αντιστήριξης ταξινομούνται ανάλογα με την μάζα τους, την ευκαμψία τους και τις συνθήκες αγκυρώσεως τους. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 1.1 (Kramer 1996) οι κυριότερες κατηγορίες των τοίχων αντιστήριξης είναι οι εξής:

- τοίχοι βαρύτητας
- τοίχοι - πρόβολοι
- αγκυρωμένοι τοίχοι



Σχήμα 1.1: Η κατηγοριοποίηση των τοίχων αντιστήριξης.

Οι άοπλοι τοίχοι ή *τοίχοι βαρύτητας* είναι οι απλούστεροι, οι συνηθέστεροι και οι από παλαιότερα χρησιμοποιούμενοι. Αποτελούν μαζικές κατασκευές τραπεζοειδούς διατομής. Κατασκευάζονται από άοπλο σκυρόδεμα, τσιμεντόλιθους και σπανιότερα από φυσικούς λίθους. Στην κατηγορία αυτών των τοίχων ανήκουν επίσης τα *συρματοκιβώτια* ή *σαραζανέτ*, τα οποία συντίθενται από πρισματικά κουτιά από γαλβανισμένο σύρμα που πληρούνται

με πέτρες ή κροκάλες και οι κρηπιδοτόιχοι (Σχήμα 1.2), οι οποίοι συντίθενται από γραμμικά στοιχεία από σκυρόδεμα, μέταλλο ή ξύλο και πληρούνται με κοκκώδη γεωυλικά. Συνήθως συγκρατούν χώματα σε μικρό ύψος δηλαδή σε ύψος 3 ή 4 μέτρων και γενικά εμφανίζουν πλεονεκτήματα αισθητικής. Η αντίστασή τους προέρχεται μόνο από το βάρος τους με αποτέλεσμα να υφίστανται αυξημένη καταπόνηση σε σεισμό. Είναι αρκετά ογκώδεις, παχείς και δύσκαμπτοι έτσι ώστε να θεωρούνται πρακτικά अपαραμόρφωτοι. Συνεπώς οι έλεγχοι αστοχίας τους γίνονται έναντι ολίσθησης και ανατροπής. Στο Σχήμα 1.3 παρουσιάζεται η τυπική διατομή ενός τοίχου βαρύτητας.

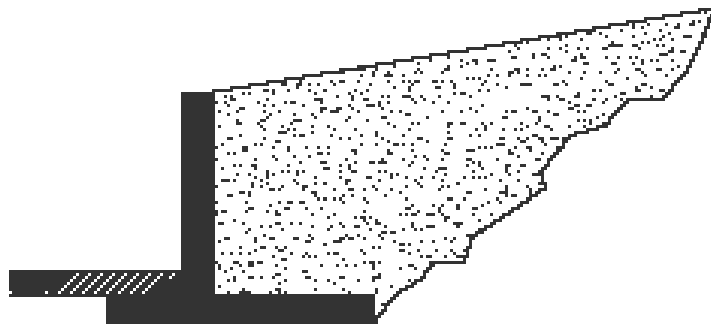


Σχήμα 1.2: Κρηπιδοτόιχος στην περιοχή του Queensland.



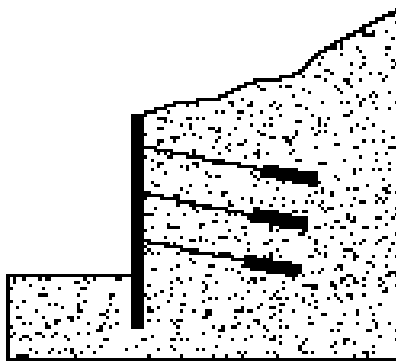
Σχήμα 1.3: Τυπική διατομή τοίχου βαρύτητας.

Οι τοίχοι μορφής *προβόλου* ή *αυτοφερόμενα πετάσματα* έχουν λεπτότερη διατομή από τους προαναφερθέντους τοίχους βαρύτητας και συνήθως κατασκευάζονται 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 εξισοροπιστικής 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. Στο Σχήμα 1.4 παρουσιάζεται η τυπική διατομή ενός τοίχου-προβόλου.



Σχήμα 1.4: Τυπική διατομή τοίχου-προβόλου.

Οι *αγκυρωμένοι τοίχοι* έχουν, όπως και οι τοίχοι – πρόβολοι, λεπτότερη διατομή από τους τοίχους βαρύτητας και κατασκευάζονται επίσης από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον όμως, για την αντιμετώπιση του προβλήματος της ανατροπής του τοίχου αντιστήριξης, εφαρμόζεται η τακτική της κατασκευής συστήματος αγκυρίων, προεντεταμένων ή μη, τα οποία λειτουργούν ως ελκυστήρες. Τα συστήματα αγκύρωσης προσφέρουν αντίσταση στην ώθηση των γαιών που δέχεται ο τοίχος και επιπλέον περιορίζουν σημαντικά τη δυνατότητα μετακίνησης του τοίχου. Οι αγκυρωμένοι τοίχοι κατασκευάζονται κυρίως σε εκσκαφές εντός κατοικημένων περιοχών για να στηρίζουν και τις παρακείμενες κατασκευές. Στο Σχήμα 1.5 παρουσιάζεται η τυπική διατομή ενός αγκυρωμένου τοίχου και στο Σχήμα 1.6 απεικονίζεται τοίχος ο οποίος αντιστηρίζεται με σύστημα πολλαπλών καθ' ύψος αγκυρώσεων.



Σχήμα 1.5: Τυπική διατομή αγκυρωμένου τοίχου.



Σχήμα 1.6: Εύκαμπτο πέτασμα με πολλαπλές καθ' ύψος αγκυρώσεις (Μπουκοβάλας 2006).

### 1.2.2 Μορφές αστοχίας τοίχων αντιστήριξης

Κατά τη μελέτη ενός τοίχου αντιστήριξης είναι απαραίτητος ο προσδιορισμός της αστοχίας του, καθώς επίσης και των πιθανών τρόπων με τους οποίους μπορεί να συμβεί. Γενικά, σε ένα τοίχο αντιστήριξης υπό στατικές συνθήκες φόρτισης δρουν δυνάμεις οι οποίες σχετίζονται με το ίδιο βάρος του τοίχου, παθητικές και ενεργητικές ωθήσεις γαιών, υδροστατικές δυνάμεις και εξωτερικές δυνάμεις δηλαδή επιφορτίσεις όπως λχ. ομοιόμορφα κατανεμημένα φορτία, σημειακά φορτία, κλπ. Ο σωστός σχεδιασμός του τοίχου εξασφαλίζει ισορροπία

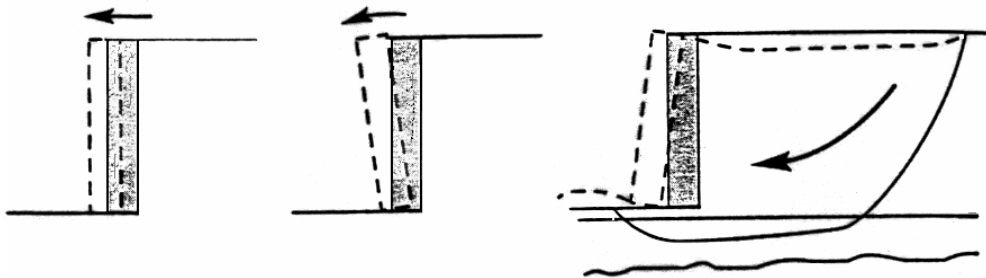


αυτών των δυνάμεων χωρίς ο τοίχος να επιβάλλει στο έδαφος διατμητικές τάσεις που να υπερβαίνουν τη διατμητική αντοχή του αντιστηριζόμενου υλικού. Ωστόσο, κατά τη διάρκεια ενός σεισμού αυτές οι συνθήκες ισορροπίας είναι δυνατόν να «παραβιαστούν» από τις αδρανειακές δυνάμεις και τις μεταβολές στην αντοχή του εδάφους με αποτέλεσμα την πρόκληση μόνιμων παραμορφώσεων στον τοίχο (Kramer 1996).

#### 1.2.2.1 Μορφές αστοχίας (άκαμπτων) τοίχων βαρύτητας

Η ευστάθεια ενός τοίχου βαρύτητας είναι εξασφαλισμένη όταν (βλ. Σχήμα 1.7):

- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ολίσθησης του τοίχου.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ανατροπής του τοίχου.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ολικής αστάθειας (του αντιστηριζόμενου εδάφους και του εδάφους θεμελίωσης).



Σχήμα 1.7: Τυπικές μορφές αστοχίας ενός τοίχου βαρύτητας: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή, (γ) ολική αστάθεια (Kramer 1996).

Ένα τοίχος βαρύτητας ολισθαίνει πάνω στην επιφάνεια επαφής του με το έδαφος θεμελίωσης όταν δεν πληρούνται οι συνθήκες ισορροπίας των οριζοντίων δυνάμεων. Για να μην ολισθήσει ο τοίχος πρέπει να ικανοποιείται η συνθήκη:

$$v_o = \frac{V_f}{E} \geq 1.5 \quad (1.1)$$

όπου:  $\nu_o$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ολίσθησης,  $E$  είναι η συνισταμένη δύναμη των πλευρικών ωθήσεων,  $V_f$  είναι η διαθέσιμη αντίσταση μέσω τριβής στη βάση του τοίχου.

Ένας τοίχος βαρύτητας ανατρέπεται δηλαδή περιστρέφεται γύρω από έναν άξονα κάθετο στο επίπεδο της κατακόρυφης τομής του τοίχου όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία ροπών. Για να μην ανατραπεί ο τοίχος πρέπει να ισχύει η σχέση:

$$\nu_a = \frac{M_e}{M_a} \geq 1.5 \quad (1.2)$$

όπου:  $\nu_a$  είναι ο συντελεστής ασφαλείας έναντι ανατροπής,  $M_e$  είναι η ροπή ευστάθειας,  $M_a$  είναι η ροπή ανατροπής. Η περίπτωση αυτή περιλαμβάνει και την υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους θεμελιώσεως. Όσον αφορά την αντοχή του εδάφους θεμελίωσης, η ευστάθεια του τοίχου είναι εξασφαλισμένη όταν:

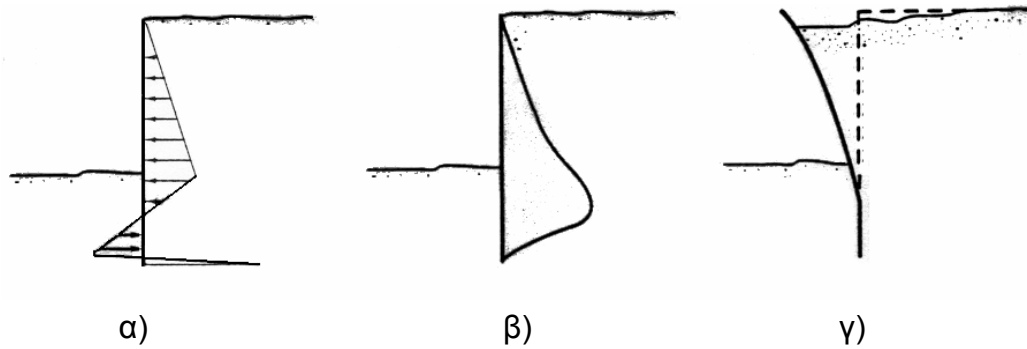
$$\sigma_{1,2} \leq \sigma_{\varepsilon\pi} \quad (1.3)$$

όπου:  $\sigma_{1,2}$  είναι οι τάσεις που αναπτύσσονται στα άκρα της βάσης του τοίχου και  $\sigma_{\varepsilon\pi}$  είναι η επιτρεπόμενη τάση του εδάφους.

#### 1.2.2.2 Μορφές αστοχίας εύκαμπτων τοίχων

Η ευστάθεια ενός εύκαμπτου τοίχου είναι εξασφαλισμένη όταν (βλ. Σχήμα 1.8):

- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω των μηχανισμών αστοχίας που ισχύουν και για τους τοίχους βαρύτητας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω των μηχανισμών καμπτικής αστοχίας.



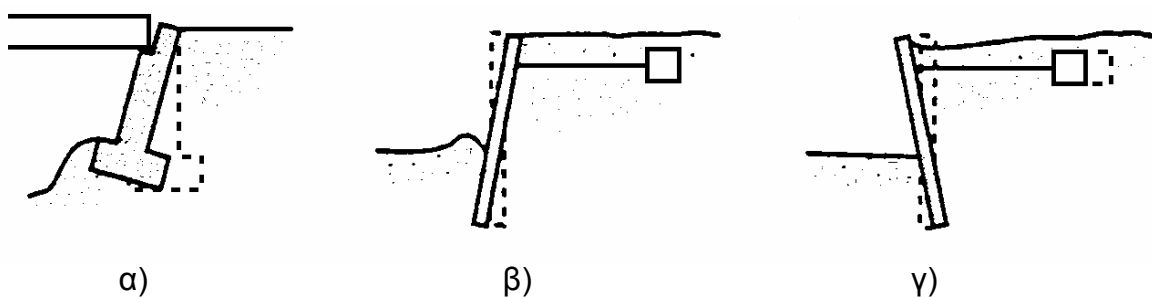
Σχήμα 1.8: α) Εδαφικές ωθήσεις, (β) καμπτικές ροπές, (γ) μηχανισμός καμπτικής αστοχίας τοίχου (Kramer 1996).

Ένας τοίχος πρόβολος αστοχεί σε κάμψη όταν οι απαιτούμενες για την ισορροπία καμπτικές ροπές υπερβούν την καμπτική αντοχή του. Οι εδαφικές ωθήσεις που δέχονται οι τοίχοι-πρόβολοι και οι καμπτικές ροπές που αναπτύσσονται εξαιτίας τους εξαρτώνται από τη γεωμετρία, τη δυσκαμψία και την αντοχή του συστήματος τοίχου-εδάφους.

#### 1.2.2.3 Μορφές αστοχίας «δεσμευμένων» τοίχων

Η ευστάθεια ενός «δεσμευμένου», δηλαδή είτε αγκυρωμένου τοίχου είτε ακρόβαθρου ή τοίχου υπογείου, είναι εξασφαλισμένη όταν (βλ. Σχήμα 1.9):

- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ανατροπής του τοίχου.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος αστοχίας λόγω ολικής αστάθειας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω μηχανισμών καμπτικής αστοχίας.
- Δεν υπάρχει κίνδυνος λόγω αστοχίας των αγκυρίων.



Σχήμα 1.9: α) Μορφές αστοχίας «δεσμευμένων» τοίχων: (α) στροφή ακρόβαθρου γέφυρας περί την κορυφή, (β) ανεπάρκεια παθητικής αντίστασης στον πόδα αγκυρωμένου τοίχου, (γ) αστοχία αγκυρίου (Kramer 1996).

Ένας αγκυρωμένος τοίχος ανατρέπεται δηλαδή περιστρέφεται γύρω από το σημείο εφαρμογής του όποιου περιορισμού μετακίνησης. Έτσι λχ. οι τοίχοι των υπογείων ή τα ακρόβαθρα των γεφυρών περιστρέφονται γύρω από την κορυφή τους (Σχήμα 1.9 περίπτωση α), ενώ αντίθετα περιστροφή γύρω από τον πόδα του αγκυρωμένου τοίχου μπορεί να παρατηρηθεί όταν υπάρχει έλλειψη παθητικής αντίστασης λόγω περιορισμένου και ανεπαρκούς βάθους έμπηξης (Σχήμα 1.9 περίπτωση β).

Ένας αγκυρωμένος τοίχος υπόκειται κυρίως σε καμπτική καταπόνηση, όπως και ένας τοίχος - πρόβολος, όμως η εμφάνιση των μέγιστων καμπτικών ροπών γίνεται σε διαφορετικό σημείο. Γενικά ισχύει η αρχή: οι ωθήσεις μεταφέρονται από θέσεις όπου το μέτωπο εμφανίζεται εύκαμπτο σε θέσεις όπου είναι δύσκαμπτο και ανυποχώρητο, όπως στις περιοχές των στηριγμάτων (Τσότσος 1991). Αστοχία των μελών της αγκύρωσης έχει ως αποτέλεσμα είτε την εξόλκευση του αγκυρίου, είτε την θραύση του αγκυρίου.

### 1.2.3 Ωθήσεις γαιών

Όπως είναι γνωστό, το έδαφος είναι ένα υλικό που αποτελείται από τρεις φάσεις, την στερεή, την υγρή και την αέρια, με αποτέλεσμα να παρουσιάζει χαρακτηριστικά και από αυτές τις τρεις καταστάσεις της ύλης. Ένα από τα χαρακτηριστικά αυτά, που παρατηρείται στην υγρή φάση, είναι η τάση να ασκεί πλευρικές πιέσεις σε κάθε αντικείμενο με το οποίο έρχεται σε επαφή, στην προκειμένη περίπτωση στον τοίχο αντιστήριξης. Υπάρχουν δυο είδη ωθήσεων: η ενεργός ώθηση η οποία είναι η πλευρική πίεση που ασκεί το έδαφος στον τοίχο που το αντιστηρίζει, και η παθητική ώθηση η οποία είναι η αντίσταση του εδάφους όταν ο τοίχος ωθείται προς αυτό.

Η δυναμική απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης εξαρτάται από τις συνολικές πλευρικές εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Οι συνολικές αυτές ωθήσεις περιλαμβάνουν αφενός μεν τις στατικές ωθήσεις, οι οποίες υπάρχουν πριν από τον σεισμό, αφετέρου δε τις παροδικές δυναμικές ωθήσεις, οι οποίες προκαλούνται από τον σεισμό. Εφόσον λοιπόν η απόκριση του τοίχου επηρεάζεται και από τα δυο αυτά είδη ωθήσεων, στις

επόμενες ενότητες γίνεται μια σύντομη αναφορά στις κύριες μεθόδους υπολογισμού τους.

### 1.2.3.1 Μέθοδοι Υπολογισμού Στατικών Ωθήσεων

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 του Coulomb και η θεωρία του Rankine. Η υπόθεση στην οποία βασίζονται και οι δυο αυτές μέθοδοι είναι ότι κατά την επιβολή των ωθήσεων το έδαφος αστοχεί (Τσότσος 1991).

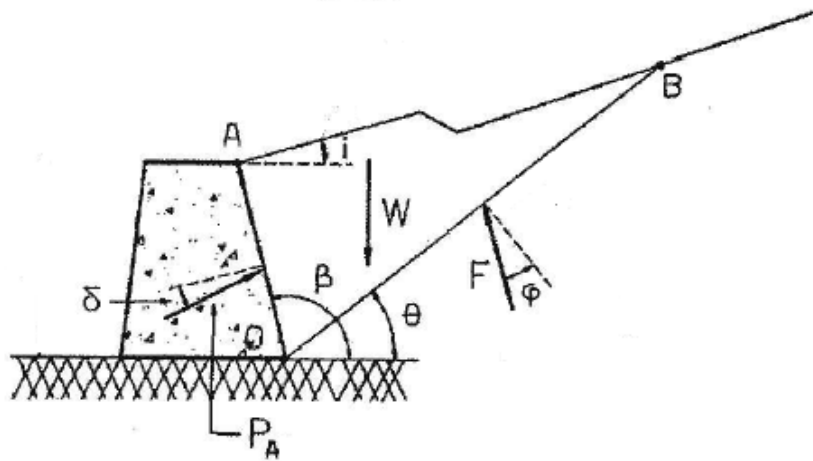
#### 1.2.3.1.1 Η Θεωρία του Coulomb

Η αρχαιότερη θεωρία για τον υπολογισμό των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων των γαιών πάνω σε τοίχους αντιστήριξης διατυπώθηκε το 1776 από τον Coulomb και εφαρμόζεται ακόμα και σήμερα. Η βασική παραδοχή της μεθόδου είναι ότι την μετακίνηση του τοίχου από το έδαφος ακολουθεί –ως απολύτως στερεό– μια εδαφική μάζα, η οποία αποχωρίζεται από το υπόλοιπο έδαφος και ολισθαίνει κατά μήκος μιας επιφάνειας (Σχήμα 1.10). Το έδαφος θραύεται κατά μήκος αυτής της επιφάνειας. Η επιφάνεια θραύσης σχηματίζει μαζί με τη διεπιφάνεια μετώπου-εδάφους και την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους μια σφήνα. Ο Coulomb υπολόγισε την συνισταμένη των ωθήσεων  $P_A$  από την θεώρηση της ισορροπίας του σφηνοειδούς αυτού χωρίου.

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

- Η επιφάνεια θραύσης είναι επίπεδη και οι δυνάμεις τριβής κατανέμονται ομοιόμορφα κατά μήκος της επιφάνειας αυτής.

- Το εδαφικό πρίσμα κινείται σε σχέση με το γενικά τραχύ μέτωπο του τοίχου, με αποτέλεσμα οι ωθήσεις να μην αναπτύσσονται κάθετα σε αυτό αλλά η συνισταμένη των ωθήσεων να παρουσιάζει κλίση  $\delta$  με την κάθετο στην εσωτερική παρειά του τοίχου.



Σχήμα 1.10: Διάταξη της σφήνας ολίσθησης – δυνάμεις στην ενεργό κατάσταση κατά Coulombb (Χρηστάρας 2006).

Σύμφωνα με τη μέθοδο Coulomb η ολική ενεργός ώθηση έχει την τιμή:

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma \hbar^2 k_A \quad (1.4)$$

όπου:  $\gamma$  είναι το φαινόμενο βάρος του εδάφους και  $k_A$  είναι ο συντελεστής ενεργών ωθήσεων. Αντίστοιχα γίνεται ο υπολογισμός των παθητικών ωθήσεων, όπου σύμφωνα με τη μέθοδο Coulomb η ολική παθητική ώθηση έχει την τιμή:

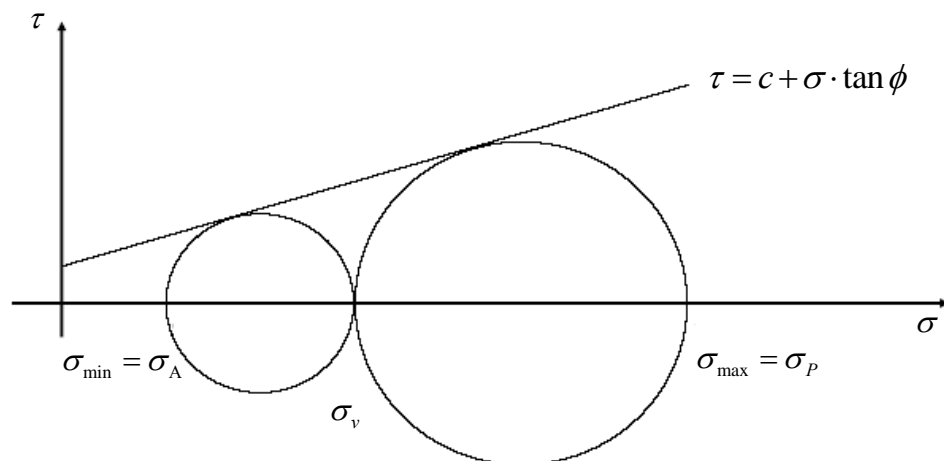
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p \quad (1.5)$$

όπου:  $k_p$  είναι ο συντελεστής παθητικών ωθήσεων.

### 1.2.3.1.2 Η Θεωρία του Rankine

Το 1857 ο Rankine ανέπτυξε μια πιο απλή διαδικασία για τον υπολογισμό της ελάχιστης τιμής της ενεργής ώθησης και της μέγιστης τιμής της παθητικής ώθησης που ασκούνται σε έναν τοίχο αντιστήριξης. Η πορεία της μεθόδου περιλαμβάνει τα εξής βήματα :

- Υπολογισμός της ολικής κατακόρυφης τάσης  $\sigma_v$  στο παράλληλο προς την ελεύθερη επιφάνεια επίπεδο.
- Χάραξη του κύκλου του Mohr, ο οποίος εφάπτεται στην περιβάλλουσα του Coulomb και το κέντρο του κείται στον άξονα των ορθών τάσεων.
- Γραφικός ή αναλυτικός προσδιορισμός της ζητούμενης πλευρικής ώθησης στον αντίστοιχο κύκλο. Πιο συγκεκριμένα η ενεργός ώθηση, καθώς είναι η ελάχιστη ώθηση, αναφέρεται στον μικρότερο των δύο κύκλων ενώ αντίστροφα η παθητική στο μεγαλύτερο από τους δύο κύκλους.



Σχήμα 1.11: Μέθοδος του Rankine (Χρηστάρας 2006).

Σύμφωνα με τη μέθοδο Rankine η ενεργός ώθηση έχει την τιμή:

$$\sigma_A = k_A \cdot \sigma_v \quad (1.6)$$

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

$$\sigma_p = k_p \cdot \sigma_v \quad (1.7)$$

Οι βασικές παραδοχές της μεθόδου του Rankine είναι οι ακόλουθες:

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

### 1.2.3.2 Μέθοδοι Υπολογισμού Δυναμικών Ωθήσεων

Η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστήριξης είναι αρκετά σύνθετη. Ωστόσο 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 συχνотικό περιεχόμενό της.

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. Οι πρώτες χρησιμοποιούνται ακόμα και σήμερα γιατί είναι απλές και πολλές φορές προσεγγίζουν ικανοποιητικά την πραγματικότητα ειδικά σε στατικές συνθήκες φόρτισης. Για σύνθετες



καταστάσεις δυναμικής φόρτισης με έντονα φαινόμενα αλληλεπίδρασης, όπως αυτές που πραγματεύεται η παρούσα εργασία, είναι προτιμότερη η εφαρμογή προηγμένων αριθμητικών μεθοδολογιών.

Σύμφωνα με τον Κλωνάρη (1999) οι αναλυτικές μέθοδοι με τις οποίες γίνεται η εκτίμηση των δυναμικών ωθήσεων κατατάσσονται σε τρεις κατηγορίες;

#### 1) Στις μεθόδους οριακής ισορροπίας (ή οριακής αστοχίας)

Οι μέθοδοι αυτοί δέχονται την ανάπτυξη συνθηκών οριακής ισορροπίας. Θεωρούν ότι οι μετακινήσεις του τοίχου (ολίσθηση, στροφή, καμπτική παραμόρφωση, ή οποιοσδήποτε δυνατός συνδυασμός τους) είναι αρκετά μεγάλες ώστε να επιβάλλουν στο αντιστηριζόμενο έδαφος μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις. Κυριότερος εκπρόσωπος της κατηγορίας αυτής είναι η μέθοδος Mononobe–Okabe (Okabe 1926, Mononobe & Matsuo 1929), καθώς και διάφορες παραλλαγές της (Seed & Whitman 1970, Richard & Elms 1979).

#### 2) Στις ανελαστικές μεθόδους

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

#### 3) Στις ελαστικές μεθόδους

Οι μέθοδοι αυτοί δέχονται μικρές μετακινήσεις του τοίχου έτσι ώστε να γίνεται αποδεκτό ότι το έδαφος έχει ελαστικές παραμορφώσεις. Εκπρόσωποι της κατηγορίας αυτής είναι οι τεχνικές που πρότειναν ο Wood (1973) και οι Veletsos & Younan (1994, 1997).

Οι μέθοδοι της οριακής ισορροπίας επικράτησαν στον χώρο του αντισεισμικού υπολογισμού των τοίχων αντιστήριξης κυρίως λόγω της απλότητάς τους. Ωστόσο, έχει αποδειχθεί από πειραματικές μελέτες ότι η μέθοδος Mononobe–Okabe «ισχύει» μόνο στην περίπτωση όπου οι μετακινήσεις του τοίχου παίρνουν αρκετά μεγάλες τιμές έτσι ώστε να επιβάλλουν μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις στο αντιστηριζόμενο έδαφος (Psarropoulos et al.

2005). Σε ορισμένες όμως μορφές τοίχων αντιστήριξης, όπως οι τοίχοι των υπογείων ή τα ακρόβαθρα των γεφυρών, δεν είναι δυνατόν να εφαρμοσθεί η μέθοδος Mononobe–Okabe. Σε αυτήν την περίπτωση δεν είναι δυνατόν να αναπτυχθούν συνθήκες οριακής ισορροπίας εφόσον οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στην κορυφή του τοίχου δεν επιτρέπουν σε αυτόν να μετακινηθεί πάρα πολύ και άρα να προκαλέσει στο αντιστηριζόμενο έδαφος μη αντιστρέψιμες πλαστικές παραμορφώσεις.

Στις προαναφερθείσες περιπτώσεις οι δυναμικές εδαφικές ωθήσεις είναι πάρα πολύ μεγάλες και δεν μπορούν να υπολογισθούν με την εφαρμογή των μεθόδων της οριακής ισορροπίας. Για τον λόγο αυτό άρχισαν να εφαρμόζονται οι διάφορες ελαστικές μέθοδοι. Οι δυναμικές ωθήσεις που υπολογίζονται με τη χρήση αυτών των μεθόδων όμως είναι 2.5 έως 3 φορές μεγαλύτερες από αυτές που υπολογίζονται με τη χρήση των μεθόδων της οριακής ισορροπίας με αποτέλεσμα οι ελαστικές μέθοδοι να θεωρούνται συντηρητικές και μάλλον ακατάλληλες για εφαρμογή στην γεωτεχνική πρακτική.

Συνοψίζοντας, προκύπτει ότι για ένα μεγάλο χρονικό διάστημα επικράτησαν οι μέθοδοι οριακής ισορροπίας έναντι των ελαστικών μεθόδων. Ωστόσο το 1994 οι Veletsos & Younan απέδειξαν ότι οι μεγάλες δυναμικές εδαφικές ωθήσεις που προέκυπταν με την χρήση των ελαστικών λύσεων οφείλονταν στην παραδοχή του άκαμπτου και πακτωμένου στη βάση τοίχου στην οποία στηρίζονται οι ελαστικές λύσεις. Απέδειξαν ότι το μέγεθος και η κατανομή των εδαφικών ωθήσεων εξαρτώνται από την ευκαμψία του τοίχου και την ενδοσιμότητα της θεμελίωσής του. Επίσης, απέδειξαν ότι αν δοθούν ρεαλιστικές τιμές στις δυο αυτές παραμέτρους οι δυναμικές ωθήσεις που προκύπτουν είναι κατά πολύ μικρότερες από αυτές που προκύπτουν όταν αντίστοιχα ο τοίχος θεωρείται άκαμπτος και πακτωμένος στη βάση του (Psarropoulos et al. 2005).

Γενικά, οι αναλυτικές μέθοδοι είναι συνήθως εύχρηστες, δεν απαιτούν μεγάλο χρόνο και θεωρούνται αξιόπιστες ειδικά σε στατικές συνθήκες φόρτισης. Ωστόσο, δεν μπορούν να χρησιμοποιηθούν παρά μόνο σε απλά μονοδιάστατα προβλήματα όπου η συμπεριφορά των υλικών θεωρείται γραμμική. Σε περιπτώσεις σύνθετων καταστάσεων δυναμικής φόρτισης η επίλυση του προβλήματος με τη χρήση μιας αναλυτικής μεθόδου είναι μία επίπονη και

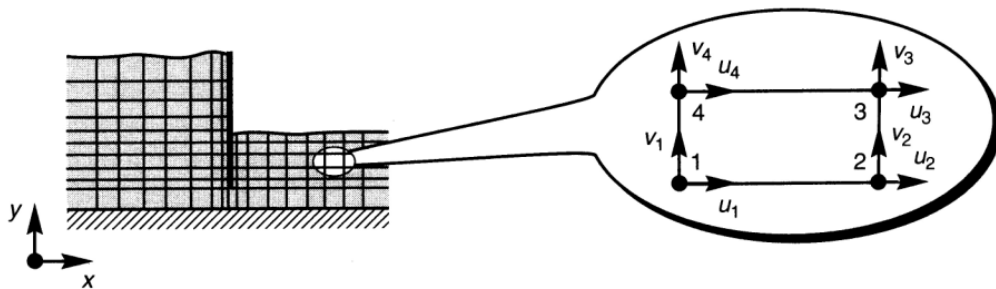
αρκετά δύσκολη διαδικασία. Αντίθετα, οι αριθμητικές μέθοδοι με τη βοήθεια προηγμένων υπολογιστικών συστημάτων επιτρέπουν την ρεαλιστική προσομοίωση του εξεταζόμενου προβλήματος στις δύο αλλά και στις τρεις διαστάσεις. Στην κατηγορία των προσεγγιστικών αριθμητικών μεθόδων επίλυσης των προβλημάτων της μηχανικής ανήκει μεταξύ άλλων και η μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων (Finite Element Method), εφαρμογή της οποίας έγινε και στην παρούσα εργασία με τη χρήση του λογισμικού PLAXIS. (Η παρουσίαση του λογισμικού PLAXIS παρατίθεται στο Παράρτημα Α της παρούσας εργασίας).

### **1.3 Αριθμητική Μεθοδολογία Δυναμικής Ανάλυσης Τοίχων Αντιστήριξης**

Η μέθοδος των Πεπερασμένων Στοιχείων αναπτύχθηκε κατά την διάρκεια της δεκαετίας του 1950 και από τότε και μέχρι σήμερα αναπτύσσεται και επεκτείνεται συνεχώς λόγω της ραγδαίας τεχνολογικής ανάπτυξης και της διάδοσης των ηλεκτρονικών υπολογιστών. Εφαρμόσθηκε αρχικά για την επίλυση ιδιαίτερα πολύπλοκων προβλημάτων αεροναυπηγικής και αντοχής των υλικών και στη συνέχεια επεκτάθηκε στην ανάλυση προβλημάτων της γεωτεχνικής μηχανικής.

Η θεμελιώδης αρχή της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων βασίζεται στην διακριτοποίηση του προβλήματος δηλαδή τον διαχωρισμό του σε υποχώρους μικρών διαστάσεων. Με άλλα λόγια, ο χώρος αρχικά διαιρείται σε ένα σύνολο μικρότερων γεωμετρικών μονάδων, οι οποίες ονομάζονται πεπερασμένα στοιχεία, έχουν γνωστά γεωμετρικά χαρακτηριστικά και συνδέονται μεταξύ τους στους κόμβους τους. Με αυτόν τον τρόπο είναι δυνατή η μετατροπή ενός ανομοιογενούς συνεχούς μέσου σε ένα διακριτό μέσο που αποτελείται από μικρότερα στοιχεία με διαφορετικές μηχανικές ιδιότητες το καθένα και τα οποία αλληλεπιδρούν μέσω των κοινών κόμβων. Παρακάτω περιγράφεται συνοπτικά η διαδικασία της δυναμικής ανάλυσης ενός διδιάστατου προβλήματος με τη χρήση της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων όπως έχει αναπτυχθεί από τον Kramer (1996).

Στο Σχήμα 1.12 παρουσιάζεται η διακριτοποίηση ενός μοντέλου εδάφους με τοίχο αντιστήριξης με τετραπλευρικά στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης τεσσάρων κόμβων καθώς και οι βαθμοί ελευθερίας ενός ορθογωνικού πεπερασμένου στοιχείου. Προβλήματα, όπως αυτό που εξετάζεται (τοίχοι αντιστήριξης) είναι μεν τριδιάστατα, αλλά μπορούν με καλή ακρίβεια να προσομοιωθούν ως διδιάστατα προβλήματα επίπεδης παραμόρφωσης (plain strain).



Σχήμα 1.12: Διακριτοποίηση φορέα με τη Μέθοδο Πεπερασμένων Στοιχείων και βαθμοί ελευθερίας στοιχείου (Kramer 1996).

Οι μετατοπίσεις του φορέα σε κάθε σημείο στο εσωτερικό ενός πεπερασμένου στοιχείου,  $\{v\}^T = \{u \ v\}$ , εκφράζονται, σε σχέση με τις μετατοπίσεις στους κόμβους,  $\{q\}^T = \{u_1 \ u_2 \ u_3 \ u_4 \ v_1 \ v_2 \ v_3 \ v_4\}$ , με μητρώϊκή μορφή όπως φαίνεται στην ακόλουθη εξίσωση:

$$\{v\} = [N]\{q\} \quad (1.8)$$

όπου:  $[N]$  είναι το μητρώο των γενικευμένων συντεταγμένων. Το μητρώο παραμορφώσεων - μετατοπίσεων,  $[B]$ , επιτρέπει την έκφραση του διανύσματος των παραμορφώσεων,  $\{\varepsilon\}$ , μέσω του διανύσματος των επικόμβιων μετατοπίσεων  $\{q\}$ , όπως φαίνεται από τη σχέση:

$$\{\varepsilon\} = [B]\{q\} \quad (1.9)$$

Επίσης, το μητρώο των ελαστικών σταθερών,  $[D]$ , συσχετίζει τις τάσεις  $\{\sigma\}$  με τις παραμορφώσεις με την ακόλουθη σχέση:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (1.10)$$

Τέλος, γνωρίζοντας τα μητρώα παραμόρφωσης και ελαστικότητας, το μητρώο δυσκαμψίας του πεπερασμένου στοιχείου επίπεδης έντασης – παραμόρφωσης  $[k_e]$ , δίνεται από:

$$[k_e] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] |J| ds dt \quad (1.11)$$

όπου:  $|J|$  είναι το μητρώο που δίνεται από την κάτωθι σχέση:

$$|J| = \sum_{i=1}^4 \sum_{j=1}^4 x_i \left( \frac{\partial N_i}{\partial s} \frac{\partial N_j}{\partial t} - \frac{\partial N_i}{\partial t} \frac{\partial N_j}{\partial s} \right) y_j \quad (1.12)$$

Τα μητρώα μάζας και απόσβεσης σε επίπεδο στοιχείου υπολογίζονται, αντίστοιχα, από τις σχέσεις:

$$[m_e] = \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [N]^T [N] |J| ds dt \quad (1.13)$$

$$[c_e] = \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [\eta] [B] |J| ds dt \quad (1.14)$$

όπου:  $\rho$  είναι η πυκνότητα του υλικού και  $[\eta]$  είναι ο πίνακας με τις παραμέτρους απόσβεσης του υλικού οι οποίες έχουν χαρακτηριστικά ιξώδους απόσβεσης. Με βάση τα παραπάνω, η δυναμική εξίσωση ισορροπίας για κάθε πεπερασμένο στοιχείο μπορεί να διατυπωθεί ως εξής:

$$[m_e]\{\ddot{q}\} + [c_e]\{\dot{q}\} + [k_e]\{q\} = \{Q(t)\} \quad (1.15)$$

όπου:

$[m_e]$  : είναι το μητρώο μάζας του πεπερασμένου στοιχείου,

$[c_e]$  : είναι το μητρώο απόσβεσης του πεπερασμένου στοιχείου,

$[k_e]$  : είναι το μητρώο δυσκαμψίας του στοιχείου,

$\{Q(t)\}$  : είναι το διάνυσμα των επικόμβιων χρονικά μεταβαλλόμενων δυνάμεων,

$\{\ddot{q}\}$  : είναι το διάνυσμα των επικόμβιων επιταχύνσεων,

$\{\dot{q}\}$  : είναι το διάνυσμα των επικόμβιων ταχυτήτων,

$\{q\}$  : είναι το διάνυσμα των επικόμβιων μετατοπίσεων.

Εφόσον έχει ολοκληρωθεί η διατύπωση των εξισώσεων κίνησης για κάθε πεπερασμένο στοιχείο τότε με την κατάλληλη υπέρθεση αυτών, κατασκευάζεται και επιλύεται η καθολική εξίσωση της κίνησης ολόκληρου του φορέα, η οποία για την περίπτωση της επιβολής σεισμικής κίνησης έχει τη μορφή:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\} \quad (1.16)$$

όπου:

$[M]$ : είναι το καθολικό (ολόκληρου του φορέα) μητρώο μάζας,

$[C]$ : είναι το καθολικό μητρώο απόσβεσης,

$[K]$ : είναι το καθολικό μητρώο δυσκαμψίας,

$\{\ddot{u}\}$ : είναι το καθολικό διάνυσμα επικόμβιων επιταχύνσεων,

$\{\dot{u}\}$ : είναι το καθολικό διάνυσμα επικόμβιων ταχυτήτων,

$\{u\}$  : είναι το καθολικό διάνυσμα επικόμβιων μετατοπίσεων,

$\{R(t)\}$ : είναι το καθολικό διάνυσμα της δυναμικής φόρτισης.

Για τον υπολογισμό του μητρώου απόσβεσης του πεπερασμένου στοιχείου, και επειδή στην πράξη η απόσβεση των υλικών οφείλεται εκτός από την τριβή, την πλαστιμότητα και τις ιξώδεις ιδιότητες των υλικών και σε άλλες παραμέτρους, η εκτίμηση των οποίων με δοκιμές είναι δύσκολη, υπάρχει μια εναλλακτική μέθοδος από αυτή που περιγράφεται στην εξίσωση (1.14), η λεγόμενη απόσβεση κατά Rayleigh ή αναλογική απόσβεση. Το μητρώο απόσβεσης είναι δυνατόν να υπολογιστεί σα γραμμικός συνδυασμός των μητρώων μάζας και δυσκαμψίας ως εξής:

$$[c_e] = \alpha_R [k_e] + \beta_R [m_e] \quad (1.17)$$

όπου:  $\alpha_R$  είναι ο συντελεστής Rayleigh αναλογικής απόσβεσης του μητρώου δυσκαμψίας και  $\beta_R$  είναι ο συντελεστής Rayleigh αναλογικής απόσβεσης του μητρώου μάζας. Πολλαπλασιάζοντας από δεξιά την παραπάνω εξίσωση με το ιδιοδιάνυσμα της  $j$  ιδιομορφής και από αριστερά με το ανάστροφο αυτού, προκύπτει η σχέση:

$$\overline{C_j} = \alpha_R \overline{K_j} + \beta_R \overline{M_j} \quad (1.18)$$

η οποία με τις κάτωθι αντικαταστάσεις:

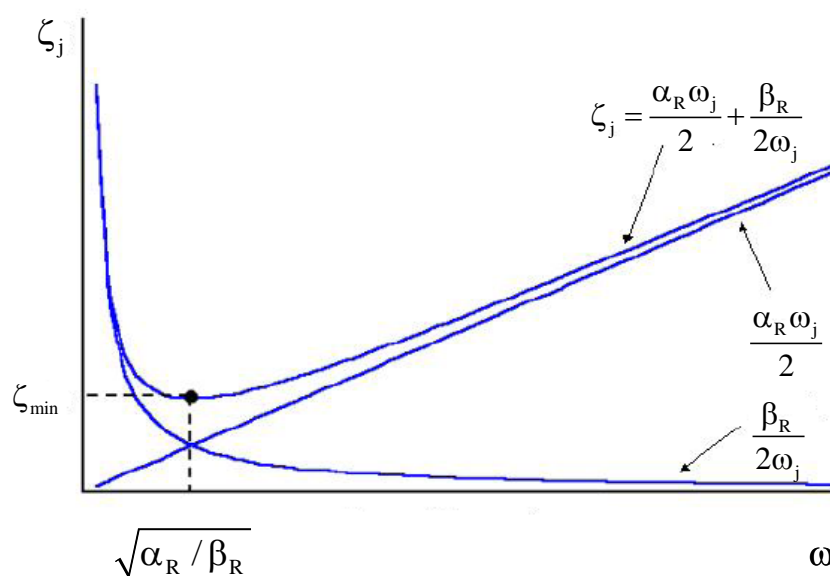
$$\overline{C_j} / \overline{M_j} = 2\zeta_j \omega_j \quad (1.19)$$

$$\overline{K_j} / \overline{M_j} = \omega_j^2 \quad (1.20)$$

γράφεται ως εξής:

$$\zeta_j = \frac{\alpha_R \omega_j}{2} + \frac{\beta_R}{2\omega_j} \quad (1.21)$$

Η γραφική παράσταση της παραπάνω σχέσης απεικονίζεται στο Σχήμα 1.13.



Σχήμα 1.13: Νομόγραμμα κατανομής του λόγου απόσβεσης συναρτήσει της γωνιακής ιδιοσυχνότητας.

Εφόσον ο λόγος απόσβεσης του υλικού μιας κατασκευής είναι γνωστός, οι συντελεστές Rayleigh  $\alpha_R$  και  $\beta_R$  μπορούν να υπολογισθούν με τη χρήση δύο κυκλικών ιδιοσυχνοτήτων  $\omega_k$  και  $\omega_l$  ως εξής:

$$\begin{Bmatrix} \zeta_k \\ \zeta_l \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \omega_k & 1/\omega_k \\ \omega_l & 1/\omega_l \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1/\alpha_R \\ \beta_R \end{Bmatrix} \quad (1.22)$$

όπου:  $1 \leq k, l \leq N$  και  $k \neq l$ .

Εάν πρόκειται για μία σεισμική διέγερση με γνωστή χρονοϊστορία, οι ιδιοσυχνότητες που επιλέγονται συνήθως για τον υπολογισμό του συντελεστή απόσβεσης μιας κατασκευής  $\zeta_j$  είναι η θεμελιώδης γωνιακή ιδιοσυχνότητα της κατασκευής και εκείνη στην οποία εμφανίζεται η μέγιστη φασματική επιτάχυνση. Εάν δεν είναι γνωστή η χρονοϊστορία της σεισμικής διέγερσης, χρησιμοποιείται η επιτάχυνση που αντιστοιχεί στη μέγιστη επιτάχυνση του φάσματος σχεδιασμού.

Με τη μέθοδο της αναλογικής απόσβεσης, ο προσδιορισμός του μητρώου απόσβεσης ενός σώματος ανάγεται πλέον στον υπολογισμό των συντελεστών Rayleigh  $\alpha_R$  και  $\beta_R$ . Γενικά, ισχύει ότι όταν η συμβολή της μάζας στην απόσβεση του συστήματος είναι μεγαλύτερη (και άρα ο συντελεστής  $\alpha_R$  είναι μεγαλύτερος από τον συντελεστή  $\beta_R$ ) αποσβένονται ευκολότερα οι χαμηλές συχνότητες της ταλάντωσης, ενώ αντίθετα όταν η συμβολή της δυσκαμψίας στην απόσβεση του συστήματος είναι μεγαλύτερη (και άρα ο συντελεστής  $\beta_R$  είναι μεγαλύτερος από τον συντελεστή  $\alpha_R$ ) αποσβένονται ευκολότερα οι υψηλές συχνότητες της ταλάντωσης.

Όσον αφορά στην επίλυση των εξισώσεων της μεθόδου των Πεπερασμένων Στοιχείων, οι μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης θεωρούνται οι πλέον ρεαλιστικές διότι επιτρέπουν τον υπολογισμό της απόκρισης του σώματος ή της κατασκευής σε κάποιο δυναμικό φορτίο κάθε χρονική στιγμή. Στις μεθόδους χρονικής ολοκλήρωσης ή μεθόδους βήμα προς βήμα, οι παράγωγοι του διανύσματος των μετατοπίσεων ως προς τον χρόνο προσδιορίζονται με τη



χρήση των πεπερασμένων διαφορών, δηλαδή διαφορών των μετατοπίσεων σε διαδοχικές χρονικές στιγμές. Η επιλογή της κατάλληλης μεθόδου εξαρτάται από τη φύση του προβλήματος που μελετάται. Οι μέθοδοι χρονικής ολοκλήρωσης είναι δυνατό να ταξινομηθούν σε δύο μεγάλες κατηγορίες, ανάλογα με τις εξισώσεις διαφορών που χρησιμοποιούνται: στις άμεσες και τις έμμεσες. Το πλεονέκτημα των άμεσων μεθόδων είναι η εύκολη διατύπωση των εξισώσεων αλλά το μειονέκτημά τους είναι ότι η υπολογιστική διαδικασία δεν θεωρείται τόσο αξιόπιστη και υπάρχουν αρκετοί περιορισμοί που αφορούν στο χρονικό βήμα της ολοκλήρωσης. Οι έμμεσες μέθοδοι είναι μεν πιο πολύπλοκες από τις άμεσες, ωστόσο θεωρούνται πιο αξιόπιστες από αυτές και δίνουν λύσεις μεγαλύτερης ακρίβειας.

Μια από τις ευρύτερα χρησιμοποιούμενες έμμεσες μεθόδους χρονικής ολοκλήρωσης είναι η μέθοδος Newmark. Σύμφωνα με την μέθοδο αυτή, τα διανύσματα των επικόμβιων μετατοπίσεων και ταχυτήτων κάθε πεπερασμένου στοιχείου τη χρονική στιγμή  $t_{n+1} = (n+1)\Delta t$ , δίδονται από τις ακόλουθες σχέσεις:

$$u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left( \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t^2 \quad (1.23)$$

$$\dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + \left( (1 - \beta) \ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t} \right) \Delta t \quad (1.24)$$

όπου:  $\Delta t$  είναι το χρονικό βήμα ολοκλήρωσης και  $\alpha, \beta$  είναι οι συντελεστές οι οποίοι επιλέγονται κατάλληλα ανάλογα με την απαιτούμενη ευστάθεια και ακρίβεια της μεθόδου.

Η εξίσωση κίνησης του στοιχείου τη χρονική στιγμή  $t_n = n\Delta t$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$[m_e] \{\ddot{q}\}_n + [c_e] \{\dot{q}\}_n + [k_e] \{q\}_n = \{Q_e\}_n \quad (1.25)$$

Με αντικατάσταση των εξισώσεων (1.23) και (1.24) στην εξίσωση (1.25) προκύπτει η γενικευμένη αριθμητική εξίσωση της κίνησης σε επίπεδο στοιχείου:

$$\left( [m_e] + \Delta t \beta [b_e] + \frac{\Delta t^2}{2} 2\alpha [k_e] \right) \{\ddot{q}_e\}_{n+1} + \left( \Delta t (1-\beta) [b_e] + \frac{\Delta t^2}{2} (1-2\alpha) [k_e] \right) \{\ddot{q}_e\}_n + (1.26)$$

$$+ ([b_e] + \Delta t [k_e]) \{\dot{q}_e\}_n + [k_e] \{q_e\}_n = \{Q_e\}_{n+1}$$

	Μέθοδος	$\alpha$	$\beta$
Άμεσες μέθοδοι	Τεχνητής Απόσβεσης	$> \beta/2$	$> 1/2$
	Μέσης Επιτάχυνσης	$1/4$	$1/2$
	Γραμμικής Επιτάχυνσης	$1/6$	$1/2$
	Fox - Goodwin	$1/12$	$1/2$
Έμμεσες μέθοδοι	Κεντρικών διαφορών [c <sub>e</sub> ], [m <sub>e</sub> ] διαγώνιοι	0	$1/2$
	Τεχνητής Απόσβεσης [c <sub>e</sub> ], [m <sub>e</sub> ] διαγώνιοι	0	$> 1/2$

Πίνακας 1.1: Η οικογένεια μεθόδων Newmark.

Ανάλογα με τις τιμές του συντελεστή  $\alpha$  οι μέθοδοι Newmark διακρίνονται και αυτές με τη σειρά τους σε άμεσες ( $\alpha > 0$ ) και έμμεσες ( $\alpha = 0$ ) (βλ. Πίνακα 1.1). Όσον αφορά την ευστάθεια των μεθόδων Newmark ισχύουν τα εξής:

- για  $\beta < 1/2$  η μέθοδος είναι ασταθής σε κάθε περίπτωση,
- για  $2\alpha \geq \beta \geq 1/2$  η μέθοδος είναι ευσταθής σε κάθε περίπτωση,
- για  $\beta \geq 1/2$  και  $\alpha < 1/2$  η μέθοδος είναι ευσταθής υπό συνθήκες όταν

$$\Delta t \leq \frac{\omega_{crit}}{\omega_{max}} \text{ όπου:}$$

$$\omega_{crit} = \frac{\zeta(\beta - 1/2) + \sqrt{\beta/2 - \alpha + \zeta^2(\beta - 1/2)^2}}{(\beta/2 - \alpha)} \quad (1.27)$$

και  $\omega_{max}$  είναι η μέγιστη γωνιακή ιδιοσυχνότητα της κατασκευής. Συνήθως χρησιμοποιούνται οι τιμές  $a=0.25$  και  $\beta=0.50$  (μέθοδος της μέσης επιτάχυνσης). Ωστόσο, είναι δυνατή η χρήση και άλλων συνδυασμών τιμών των παραμέτρων  $a$  και  $\beta$  (βλ. Πίνακα 1.1).

Συνοψίζοντας, η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων βασίζεται στη διακριτοποίηση ενός φορέα μέσω της διαίρεσης του φορέα σε στοιχεία πεπερασμένων διαστάσεων και η λογική της μεθόδου είναι η διατύπωση και η επίλυση των εξισώσεων ισορροπίας για κάθε στοιχείο και τελικά, από την κατάλληλη υπέρθεση αυτών, ο σχηματισμός και η επίλυση της εξίσωσης ισορροπίας όλου του προβλήματος.

Όσον αφορά τη σύγκριση των αποτελεσμάτων που προκύπτουν από την εφαρμογή των δύο διαφορετικών κατηγοριών μεθόδων υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων των τοίχων αντιστήριξης, δηλαδή των αναλυτικών και των αριθμητικών μεθόδων, ενδιαφέροντα συμπεράσματα προκύπτουν από τη μελέτη των αριθμητικών αναλύσεων που πραγματοποιήθηκαν από τους Ψαρρόπουλος κ.α. (2001) με στόχο την επαλήθευση της ελαστικής λύσης των Veletsos & Younan (1994, 1997). Για την αριθμητική αναπαραγωγή των αποτελεσμάτων της αναλυτικής μεθόδου των Veletsos & Younan (1994, 1997) έγιναν αναλύσεις προσομοίωσης με τη χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, αφού προηγουμένως θεωρήθηκαν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Οι Ψαρρόπουλος κ.α. (2001) έκαναν τις ίδιες παραδοχές με την αναλυτική λύση των Veletsos & Younan (1994, 1997), με μοναδική διαφορά αυτή της θεώρησης ότι ο τοίχος είχε μάζα ανά μονάδα επιφάνειας  $\mu_w = 2.5t/m^2$  ενώ η αναλυτική λύση είχε την παραδοχή του αβαρούς τοίχου αντιστήριξης.

Σκοπός των αναλύσεων ήταν η μελέτη της επίδρασης παραμέτρων όπως η ευκαμψία του τοίχου, η ενδοσιμότητα της θεμελίωσης και η ανομοιογένεια του αντιστηριζόμενου εδάφους. Τα συμπεράσματα που προέκυψαν για τη δυναμική απόκριση των τοίχων αντιστήριξης και την επιρροή των προαναφερθέντων παραμέτρων ήταν σημαντικά. Σύμφωνα με τα αποτελέσματα των αναλύσεων η αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου είχε ως αποτέλεσμα την μείωση των

δυναμικών ωθήσεων. Επιπλέον, η αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου και της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης είχε ως επακόλουθο η κατανομή των ωθήσεων να λάβει σχεδόν τριγωνική μορφή με αποτέλεσμα τη μείωση του ενεργού ύψους και συνεπώς μείωση της ροπής ανατροπής. Επίσης, για μεγάλες τιμές της ευκαμψίας του τοίχου και της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης δεν θεωρήθηκε ρεαλιστική η παραδοχή της συνάφειας μεταξύ τοίχου και εδάφους, λόγω του ότι στην προκειμένη περίπτωση προέκυψαν εφελκυστικές τάσεις στην κορυφή του τοίχου το άθροισμα των οποίων με τις γεωστατικές τάσεις παρέμενε αρνητικό και άρα είχε ως επακόλουθο την αποκόλληση τοίχου – εδάφους, αφού ο εφελκυσμός δεν είναι δυνατός.

Γενικά, παρατηρήθηκε καλή συμφωνία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων των Veletsos & Younan (1994, 1997), με τα αποτελέσματα και τα αντίστοιχα συμπεράσματα στα οποία κατέληξαν οι Ψαρρόπουλος κ.α. (2001). Μικρή απόκλιση μόνο παρατηρήθηκε στις τιμές των δυναμικών ωθήσεων στην κορυφή του τοίχου, κυρίως στην περίπτωση των άκαμπτων τοίχων αντιστήριξης. Αντίστοιχες μελέτες σύγκρισης αναλυτικών και αριθμητικών μεθοδολογιών ανάλυσης τοίχων αντιστήριξης έχουν γίνει κι από άλλους μελετητές, όπως για παράδειγμα από τους Λαγγούση & Μυλωνάκη (2006).

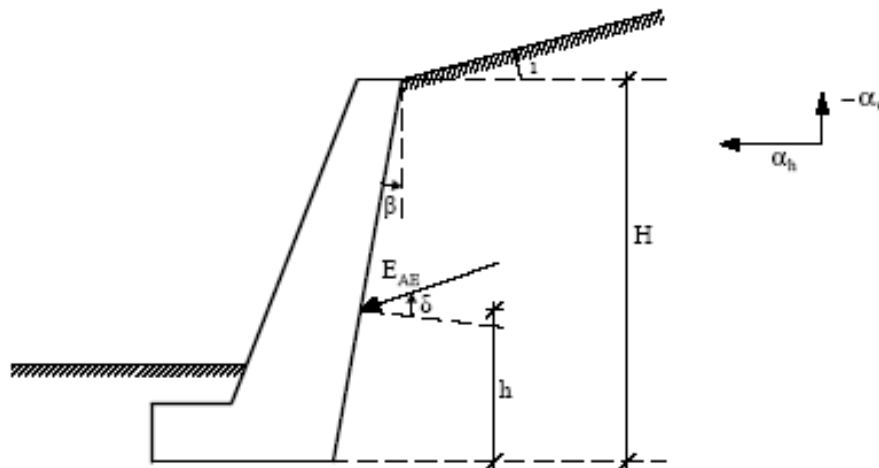
## **1.4 Ισχύοντες Κανονισμοί Μελέτης Τοίχων Αντιστήριξης**

Η ισχύουσα κανονιστική φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού των τοίχων αντιστήριξης δέχεται ότι οι κατασκευές αντιστήριξης θα πρέπει να σχεδιάζονται έτσι ώστε να πληρούν τον σκοπό τους κατά τη διάρκεια αλλά και μετά το τέλος του σεισμού σχεδιασμού χωρίς να υποστούν σημαντικές βλάβες ούτε οι ίδιες αλλά ούτε και τα δομήματα που αυτές αντιστηρίζουν. Λαμβάνοντας υπόψη την περιπλοκότητα της δυναμικής απόκρισης του συστήματος τοίχου-εδάφους και το ενδεχόμενο της εμφάνισης φαινομένων μη-γραμμικότητας, είναι φανερό ότι ο καθορισμός του μεγέθους της μετακίνησης και της παραμόρφωσης που οριοθετεί τις τρεις προαναφερθείσες κατηγορίες μεθόδων υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων είναι μάλλον δύσκολος (Ψαρρόπουλος κ.α. 2001).

Ωστόσο, ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ 2000), για τις συνήθεις περιπτώσεις τοίχων αντιστήριξης, ορίζει το μέγεθος της επιτρεπτής μετακίνησης το οποίο λειτουργεί ως όριο της καθεμίας από τις παραπάνω τρεις μεθόδους υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων. Με αυτόν τον τρόπο καθορίζει την μέθοδο που πρέπει να χρησιμοποιείται για τον υπολογισμό των δυναμικών ωθήσεων και άρα συσχετίζει το μέγεθος των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου με το μέγεθος της δυνατής (ή επιτρεπτής) μετακίνησης του. Πιο συγκεκριμένα, ο ΕΑΚ 2000 διαχωρίζει τους τοίχους αντιστήριξης σε δυο μεγάλες κατηγορίες:

- Τους τοίχους που διαθέτουν δυνατότητα μετακίνησης ή/ και παραμόρφωσης.
- Τους ακλόνητους τοίχους.

Στην πρώτη κατηγορία ανήκουν τοίχοι που είτε διαθέτουν δυνατότητα ολίσθησης/ στροφής στην έδραση, είτε η αναμενόμενη μετακίνηση της κορυφής τους είναι τουλάχιστον 0.10% του ύψους τους. Η προτεινόμενη από τον κανονισμό μέθοδος υπολογισμού των δυναμικών ωθήσεων είναι η μέθοδος οριακής ισορροπίας Mononobe–Okabe. Στο Σχήμα 1.14 απεικονίζεται ένας τυπικός τοίχος αντιστήριξης και η συνολική ενεργητική ώθηση  $E_{AE}$  σύμφωνα με τη μέθοδο Mononobe–Okabe (MO).



Σχήμα 1.14: Τοίχος αντιστήριξης - Μέθοδος Mononobe-Okabe (ΕΑΚ 2000).

Σύμφωνα με τη μέθοδο MO, η οποία αποτελεί άμεση προέκταση της στατικής μεθόδου Coulomb, στο ολισθαίνον εδαφικό πρίσμα, επιπρόσθετα των δυνάμεων που ασκούνται υπό στατικές συνθήκες, ασκούνται λόγω του σεισμού η οριζόντια δύναμη  $\alpha_h \cdot W$  και η κατακόρυφη δύναμη  $-\alpha_v \cdot W$ . Ο οριζόντιος «σεισμικός συντελεστής»  $\alpha_h$  λαμβάνεται από τη σχέση;

$$\alpha_h = \frac{a}{q_w} \quad (1.28)$$

όπου:  $a$  είναι η ανηγμένη σεισμική επιτάχυνση του εδάφους στη ζώνη (I, II, III) που βρίσκεται το έργο και  $q_w$  είναι ο μειωτικός συντελεστής συμπεριφοράς, ο οποίος μπορεί να πάρει κάποια από τις τιμές που φαίνονται στον Πίνακα 1.2. Ο κατακόρυφος «σεισμικός συντελεστής»  $\alpha_v$  λαμβάνεται ίσος με  $0,30 \cdot a$ .

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

Πίνακας 1.2: Τιμές του συντελεστή συμπεριφοράς για τοίχους αντιστήριξης (ΕΑΚ 2000).

Η συνολική (στατική και δυναμική) ενεργητική ώθηση  $E_{AE}$  δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

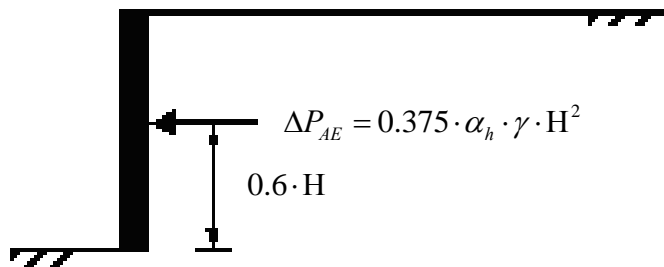
$$E_{AE} = 0.5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - \alpha_v) \cdot K_{AE} \quad (1.29)$$

όπου  $K_{AE}$  είναι ο δυναμικός συντελεστής των ενεργών ωθήσεων:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} \quad (1.30)$$

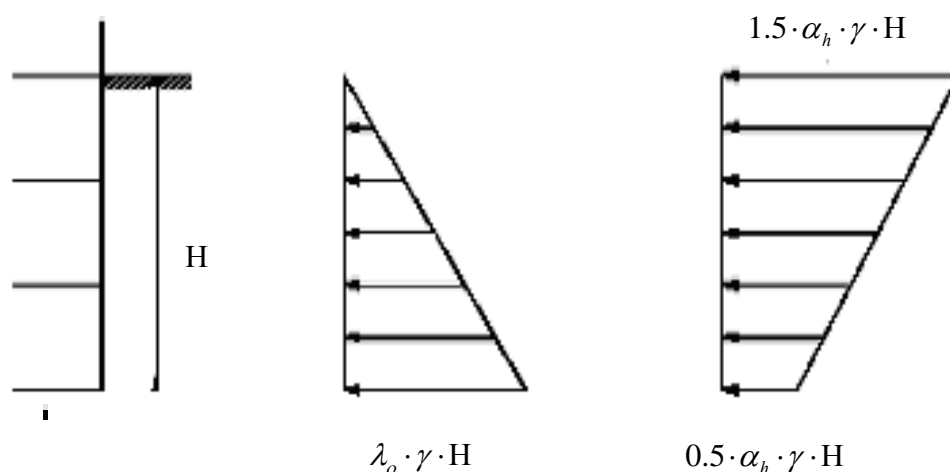
Η συνολική ενεργητική δύναμη  $E_{AE}$  αποτελείται από δύο συνιστώσες: τη στατική ενεργητική δύναμη  $P_A$  και τη δυναμική ενεργητική δύναμη  $\Delta P_{AE}$ . Για τυπικές τιμές εσωτερικής τριβής του εδάφους και για  $\alpha_h < 0.4$  ισχύει ότι:

$$\Delta P_{AE} = 0.375 \cdot a_h \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (1.31)$$



Σχήμα 1.15: Εύκαμπτος τοίχος αντιστήριξης - Δυναμικές ωθήσεις (Psarropoulos et al. 2005).

Στη δεύτερη κατηγορία ανήκουν τοίχοι που είναι πρακτικά απαραμόρφωτοι και έχουν ακλόνητη έδραση, όπως πχ. οι περιμετρικοί τοίχοι υπογείων κτιρίων, υπογείων δεξαμενών, κλπ. Στην περίπτωση αυτοί οι στατικές ωθήσεις ηρεμίας επαυξάνονται κατά τη διάρκεια ενός σεισμού από γραμμικό διάγραμμα πρόσθετων οριζοντίων πιέσεων, το οποίο έχει μέγιστη τιμή στην επιφάνεια του εδάφους ίση προς  $1.50 \cdot a_h \cdot \gamma \cdot H$  και ελάχιστη τιμή ίση προς  $0.50 \cdot a_h \cdot \gamma \cdot H$  στο κατώτατο σημείο του τοίχου σε βάθος  $H$  (βλ. Σχήμα 1.16 και Σχήμα 1.17).

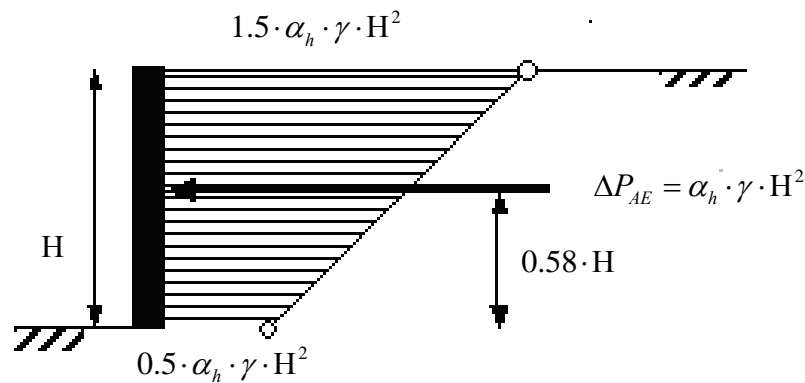


Ακλόνητος τοίχος αντιστήριξης

Ωθήσεις σε ηρεμία

Σεισμική Επαύξηση

Σχήμα 1.16: Τοίχος ακλόνητος : Στατικές και Δυναμικές ωθήσεις (ΕΑΚ 2000).



Σχήμα 1.17: Ακλόνητος τοίχος αντιστήριξης : Δυναμικές ωθήσεις (Psarropoulos et al. 2005).

Από τα παραπάνω είναι προφανές ότι οι ισχύουσες διατάξεις του ΕΑΚ 2000 μελετούν το σύστημα τοίχους-εδάφους, έστω και απλοποιητικά για περιπτώσεις όπου ένας τοίχος αντιστηρίζει απλώς και μόνο εδαφικές στρώσεις. Ωστόσο, η πραγματικότητα σε πολλές περιπτώσεις είναι πιο σύνθετη, καθώς είναι πιθανό ένας τοίχος αντιστήριξης να συγκρατεί εδάφη στα οποία είναι θεμελιωμένα κτίρια. Στις περιπτώσεις αυτές το πρόβλημα της δυναμικής απόκρισης του τοίχου γίνεται πιο περίπλοκο γιατί ανάγεται σε πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους - κτιρίου, καθώς είναι προφανές ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού η δυναμική απόκριση του ενός θα επηρεάσει την δυναμική απόκριση των άλλων. Δηλαδή, η δυναμική απόκριση του τοίχου θα επηρεάσει όχι μόνο την δυναμική απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους αλλά και του κτιρίου. Επιπλέον, η δυναμική απόκριση του κτιρίου, το οποίο βρίσκεται κοντά στον τοίχο, αναμένεται να επηρεάσει τις εδαφικές ωθήσεις που θα ασκηθούν στον τοίχο κατά τη διάρκεια του σεισμού.

Συνεπώς, το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους - κτιρίου είναι ένα σύνθετο φαινόμενο το οποίο περιλαμβάνει τις εξής συνιστώσες:

- α) Τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους.
- β) Τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του κτιρίου και του εδάφους στο οποίο αυτό είναι θεμελιωμένο.



Ωστόσο, τα παραπάνω θέματα δεν αντιμετωπίζονται αρκετά ρεαλιστικά από την ισχύουσα αντισεισμική φιλοσοφία και είναι ένα θέμα που εστιάζεται η έρευνα που διεξήχθη στο πλαίσιο της παρούσης εργασίας. Όσον αφορά τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους υπάρχει μια απλοποιητική προσέγγιση ενώ όσον αφορά τη δυναμική αλληλεπίδραση μεταξύ του κτιρίου και του εδάφους στο οποίο αυτό είναι θεμελιωμένο, η αλληλεπίδραση θεωρείται ευεργετική για το κτίριο, γεγονός που δεν ισχύει πάντα καθώς, ανάλογα με τις συνθήκες, η αλληλεπίδραση μπορεί να είναι ακόμα και επιβλαβής για το κτίριο (Mylonakis & Gazetas 2000).

# 2

## Θεωρητικό Υπόβαθρο και Περιγραφή Αριθμητικών Προσομοιωμάτων

### 2.1 Εισαγωγή

Όπως ήδη αναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο, το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου είναι αρκετά σύνθετο καθώς κατά τη διάρκεια ενός σεισμού η δυναμική απόκριση του ενός ενδέχεται να επηρεάσει την δυναμική απόκριση των υπολοίπων. Ωστόσο, και με δεδομένη την πολυπλοκότητα του φαινομένου, είναι γεγονός ότι οι ισχύοντες αντισεισμικοί κανονισμοί αδυνατούν να καλύψουν με ρεαλισμό το ζήτημα της αλληλεπίδρασης ενός τοίχου αντιστήριξης με το έδαφος που αυτός αντιστηρίζει και κάποιο κτίριο που έχει ενδεχομένως κατασκευαστεί πάνω σε αυτό. Αντιθέτως, περιορίζονται σε μια απλοποιητική προσέγγιση της αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους και σε μια εκ των προτέρων αποδοχή ευεργετικής για το κτίριο αλληλεπίδρασής του με το έδαφος. Είναι προφανές, λοιπόν, ότι το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου δεν έχει ερευνηθεί ακόμα επαρκώς. Επιπροσθέτως, η απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης (χωρίς κτίριο στα ανάντη του) κατά τη διάρκεια ενός σεισμού είναι

ένα θέμα που ακόμα μελετάται από διάφορους ερευνητές, είτε πειραματικά είτε με τη χρήση αναλυτικών μεθόδων, είτε με τη χρήση αριθμητικών μεθόδων (Zeng 1995, Veletsos & Younan 1997, Al-Homoud & Whitman 1999, PIANC 2001, Green et al. 2003, Theodorakopoulos 2003, Psarropoulos et al. 2005).

Στόχος της παρούσας εργασίας είναι να μελετηθεί εκτενέστερα το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου και να εξεταστούν οι εξής συνιστώσες του:

- α) Η πιθανή επιρροή του τοίχου αντιστήριξης στη δυναμική απόκριση του αντιστηριζόμενου εδαφικού υλικού και συνεπώς στην δυναμική απόκριση του κτιρίου που έχει θεμελιωθεί σε αυτό.
- β) Η επιρροή του αντιστηριζόμενου εδάφους και του κτιρίου που είναι κατασκευασμένο κοντά στον τοίχο στην δυναμική απόκριση του ίδιου του τοίχου αντιστήριξης.

Για την επίτευξη αυτού του στόχου πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές διδιάστατες, γραμμικές δυναμικές αναλύσεις κατάλληλων αριθμητικών προσομοιωμάτων με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, με τις οποίες ερευνήθηκαν μερικές από τις πιο σημαντικές παραμέτρους του σύνθετου αυτού φαινομένου. Οι βασικές παράμετροι που εξετάστηκαν είναι:

- α) Η δυναμική εδαφική ενίσχυση της επιτάχυνσης της βάσης (ένας παράγοντας ο οποίος γενικά αγνοείται από τους Αντισεισμικούς Κανονισμούς).
- β) Η επιρροή της ευκαμψίας του τοίχου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους (free field) που βρίσκεται πίσω από αυτόν.
- γ) Η επίδραση του μεγέθους του κτιρίου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους και στην αδρανειακή δύναμη που αναπτύσσεται σε αυτό.
- δ) Η επιρροή της απόστασης του κτιρίου από τον τοίχο στην κατανομή των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου και ταυτόχρονα η επιρροή της απόστασης του τοίχου από το κτίριο στις αδρανειακές δυνάμεις που επιβάλλονται στο κτίριο.

Στο κεφάλαιο αυτό περιγράφονται τα αριθμητικά προσομοιώματα τα οποία μελετήθηκαν με εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης,

παρουσιάζονται οι παράμετροι της προσομοίωσης, όπως είναι τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και οι δυναμικές ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν, τα χαρακτηριστικά της διακριτοποίησης, καθώς και οι σεισμικές διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν. Επίσης γίνεται σύντομη αναφορά στο θεωρητικό υπόβαθρο της σεισμικής απόκρισης του εκάστοτε μοντέλου.

## 2.2 Αριθμητική Προσομοίωση

Οι αριθμητικές αναλύσεις οι οποίες έγιναν στην παρούσα εργασία για την διερεύνηση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους βασίστηκαν στη μελέτη των Veletsos και Younan (1997). Όπως έχει ήδη αναφερθεί στο πρώτο κεφάλαιο, οι Veletsos και Younan αναίρεσαν τα μειονεκτήματα των ελαστικών λύσεων, τα οποία οφείλονταν στην παραδοχή του άκαμπτου και πακτωμένου στη βάση τοίχου, αναπτύσσοντας μια αναλυτική λύση η οποία λαμβάνει υπόψη τόσο την ευκαμψία του τοίχου όσο και την ενδοσιμότητα της θεμελίωσής του. Η αναλυτική λύση των Veletsos και Younan επιτρέπει την εκτίμηση του μεγέθους και της κατανομής των δυναμικών μετατοπίσεων, ωθήσεων και δυνάμεων, που επιβάλλονται από οριζόντια εδαφική διέγερση σε τοίχους εύκαμπτους και ελαστικά δύστροπους στη βάση και την αξιολόγηση της επίδρασης και της σχετικής σημασίας των εμπλεκόμενων παραμέτρων.

Στην ανάλυση των Veletsos και Younan το έδαφος προσομοιώθηκε ως μια ομοιογενής ιξωδοελαστική στρώση ύψους  $H$ , σταθερής πυκνότητας και άπειρης έκτασης στη οριζόντια διεύθυνση, ενώ ο τοίχος προσομοιώθηκε ως στοιχείο δοκού καθοριζόμενης ευκαμψίας. Η εδαφική στρώση ήταν ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, δεσμευμένη σε μία άκαμπτη βάση και αντιστηριζόμενη καθ' ύψος ενός κατακόρυφου συνόρου από έναν ομοιογενή, εύκαμπτο τοίχο, ελαστικώς περιοριζόμενο έναντι στροφής στη βάση του. Τα χαρακτηριστικά της εδαφικής στρώσης θεωρήθηκαν σταθερά και ορίστηκαν μέσω της πυκνότητας  $\rho$ , του μέτρου διατμήσεως  $G$  και του λόγου του Poisson  $\nu$  του εδαφικού υλικού. Η απόσβεση του υλικού θεωρήθηκε σταθερού υστερητικού τύπου και ο συντελεστής απόσβεσης  $\xi$  θεωρήθηκε ανεξάρτητος της συχνότητας και ίδιος

για τις αξονικές και τις διατμητικές παραμορφώσεις. Τα χαρακτηριστικά του τοίχου ορίστηκαν μέσω του πάχους του  $d_w$ , του μέτρου ελαστικότητας  $E_w$ , του λόγου Poisson  $\nu_w$  και του συντελεστή απόσβεσης  $\xi_w$ . Η βάση του τοίχου και της εδαφικής στρώσης θεωρήθηκε ότι διεγείρεται από μια χωρικώς σταθερή οριζόντια κίνηση.

Στην παρούσα εργασία, με στόχο την όσο το δυνατόν πιο ρεαλιστική μελέτη της δυναμικής αλληλεπίδρασης του συστήματος τοίχου-εδάφους-κτιρίου, τα τριδιάστατα εδαφικά μοντέλα προσομοιώθηκαν ικανοποιητικά με τη χρήση διδιάστατων αριθμητικών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Έγιναν διδιάστατες, γραμμικές δυναμικές αναλύσεις με τη χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS τεσσάρων εδαφικών προσομοιωμάτων, τα οποία περιγράφονται στις επόμενες ενότητες, με σκοπό την εκτίμηση της αλληλεπίδρασης του τοίχου αντιστήριξης με το εδαφικό υλικό που αυτός αντιστηρίζει και το κτίριο που είναι κατασκευασμένο κοντά σε αυτόν και την αξιολόγηση της επίδρασης των σχετικών παραμέτρων.

### 2.2.1 Περιγραφή των εξεταζόμενων προσομοιωμάτων

Προκειμένου να εξεταστεί η δυναμική απόκριση του υπό μελέτη συστήματος τοίχου – εδάφους – κτιρίου έγινε η αριθμητική ανάλυση των εδαφικών μοντέλων που απεικονίζονται στο Σχήμα 2.1 και αναφέρονται:

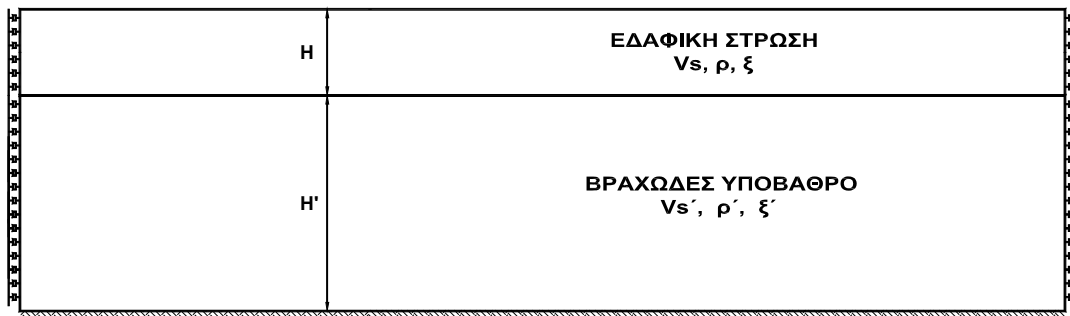
- 1) Σε ομοιογενή, ιξωδοελαστική στρώση, ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, δεσμευμένη σε μία άκαμπτη βάση και άπειρης έκτασης στη οριζόντια διεύθυνση.
- 2) Σε ημιάπειρη ομοιογενή, ιξωδοελαστική στρώση, ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, δεσμευμένη σε μία άκαμπτη βάση, αντιστηριζόμενη καθ' ύψος ενός κατακόρυφου συνόρου από ομοιογενή, εύκαμπτο τοίχο άστρεπτο στη βάση του.

- 3) Σε ένα διδιάστατο μονόροφο πλαίσιο θεμελιωμένο σε ομοιογενή, ιξωδοελαστική στρώση, ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, δεσμευμένη σε μία άκαμπτη βάση και άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση.
- 4) Σε ένα διδιάστατο μονόροφο πλαίσιο θεμελιωμένο σε ημιάπειρη ομοιογενή, ιξωδοελαστική στρώση, ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, δεσμευμένη σε μία άκαμπτη βάση αντιστηριζόμενη καθ' ύψος ενός κατακόρυφου συνόρου από ομοιογενή, εύκαμπτο τοίχο άστρεπτο στη βάση του.

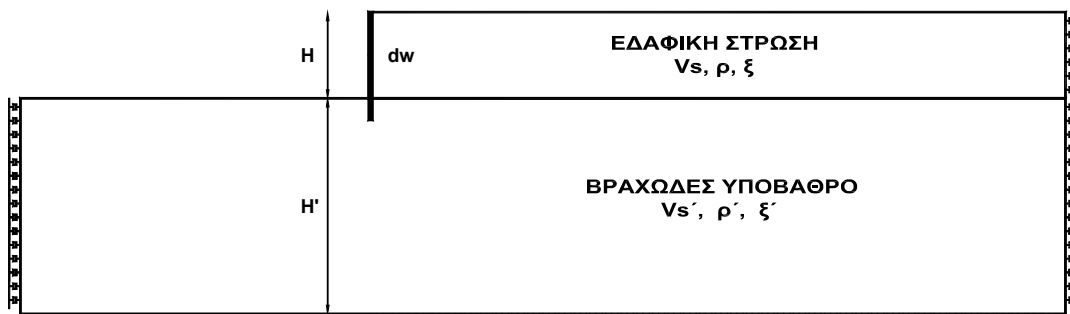
Όπως είναι γνωστό η δυναμική απόκριση ενός οποιουδήποτε συστήματος εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης σεισμικής διέγερσης. Συνεπώς, με σκοπό να εξεταστεί ο ρόλος και η επιρροή της σεισμικής διέγερσης στο σύστημα τοίχου – εδάφους – κτιρίου, σε όλα τα παραπάνω εξεταζόμενα συστήματα αντιστήριξης η βάση του τοίχου και της εδαφικής στρώσης υποβλήθηκε σε τρεις διαφορετικές διεγέρσεις: α) μια απλή αρμονική διέγερση, β) έναν παλμό Ricker, γ) μία καταγεγραμμένη χρονοϊστορία του σεισμού του Αιγίου που έγινε το 1995.

Η χρήση της ημιτονοειδούς διέγερσης έγινε για να είναι εφικτή η σύγκριση με τις υπάρχουσες αναλυτικές λύσεις. Ο παλμός Ricker, ο οποίος είχε χαρακτηριστική συχνότητα  $f=2\text{Hz}$  και καλύπτει ένα ευρύ φάσμα συχνοτήτων περί τα 2Hz, παρέχει τη δυνατότητα κατανόησης της κυματικής διάδοσης λόγω της απλής κυματομορφής του. Σημειώνεται δε, ότι τέτοιου είδους παλμικές διεγέρσεις θεωρούνται αντιπροσωπευτικές σεισμικών καταγραφών εγγύς – ρήγματος (near fault). Τέλος, η καταγραφή από το σεισμό του Αιγίου επιλέχθηκε ως μια τυπική σεισμική διέγερση του ελληνικού χώρου. Τα επιταχυνσιογραφήματα των σεισμικών διεγέρσεων του παλμού Ricker 2Hz και του σεισμού του Αιγίου ανηγμένα στα 0.36g απεικονίζονται στο Σχήμα 2.2.α. Αξίζει μάλιστα να αναφερθεί ότι η συγκεκριμένη διέγερση του Αιγίου είναι παρεμφερής με έναν παλμό Ricker με συχνότητα μικρότερη των 2Hz, όπως άλλωστε φαίνεται και από το φάσμα της (βλ. Σχήμα 2.2 β).

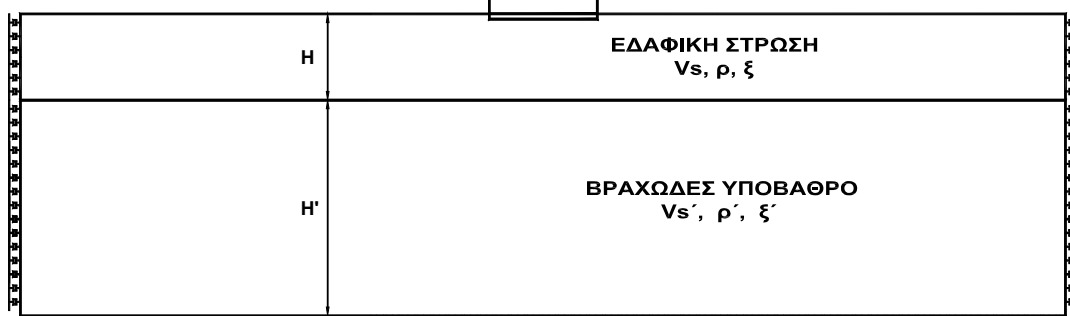
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ (1)



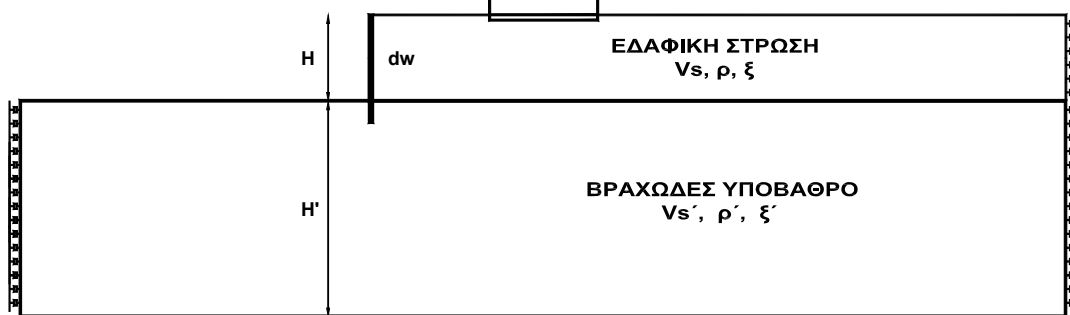
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ (2)



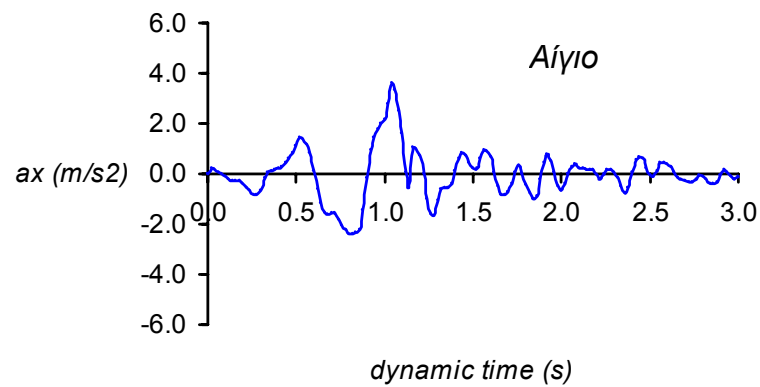
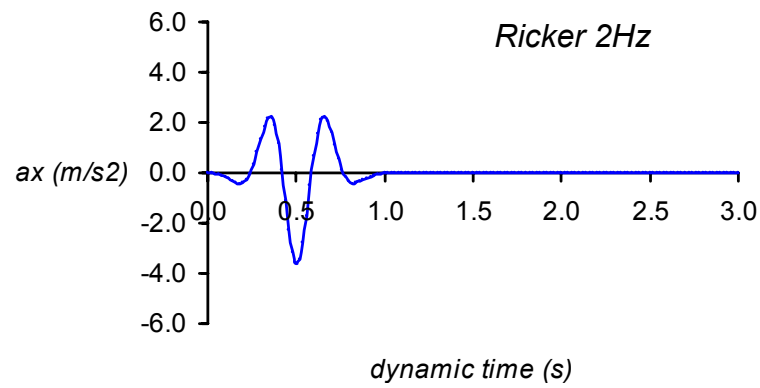
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ (3)



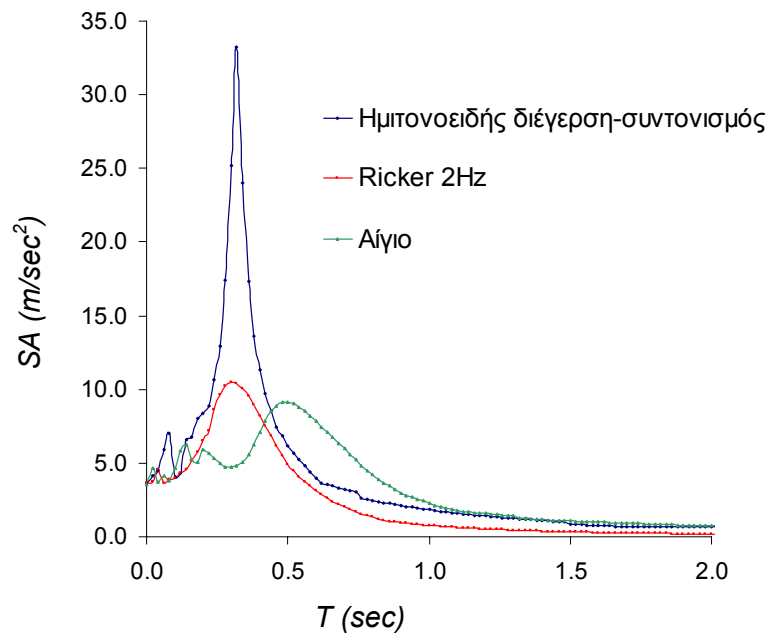
ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ (4)



Σχήμα 2.1: Τα εδαφικά μοντέλα που μελετήθηκαν στην παρούσα εργασία.



Σχήμα 2.2.α: Επιταχυνσιογραφήματα, ανηγμένα στα 0.36g, των περιπτώσεων του παλμού Ricker 2Hz και του σεισμού του Αιγίου αντίστοιχα.



Σχήμα 2.2.β: Φάσματα ελαστικής απόκρισης, ανηγμένα στα 0.36g, των σεισμικών διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν για την ανάλυση των προσομοιωμάτων της παρούσας εργασίας.

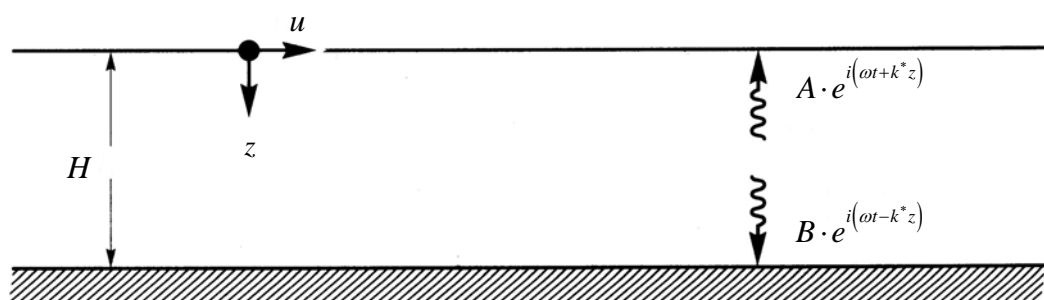


## 2.2.2 Προσομοίωμα εδάφους

### 2.2.2.1 Περιγραφή αναλυτικής λύσης

Αρχικά, για τη μελέτη της απόκρισης του εδάφους στις διάφορες επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις, εξετάστηκε ένα απλό εδαφικό μοντέλο αποτελούμενο από μια ομοιογενή, ιξωδοελαστική στρώση η οποία είναι ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, δεσμευμένη σε μία άκαμπτη βάση και εκτείνεται σε άπειρη έκταση στην οριζόντια διεύθυνση. Δηλαδή, το πρόβλημα ουσιαστικά ανάγεται σε μία διάσταση (1–D).

Η δυναμική απόκριση μιας εδαφικής στρώσης σε συνθήκες μονοδιάστατης ανάλυσης έχει μελετηθεί από πολλούς ερευνητές. Ως εκ τούτου έχουν δημοσιευθεί αναλυτικές λύσεις που αφορούν την περίπτωση της απλής αρμονικής διέγερσης μιας εδαφικής στρώσης (Kramer 1996, Roesset 1997). Για την καλύτερη κατανόηση του προβλήματος της δυναμικής απόκρισης εδαφικών σχηματισμών, παρατίθεται αναφορά στην απλούστερη περίπτωση της γραμμικής μονοδιάστατης ανάλυσης της κυματικής διάδοσης σε ομοιόμορφη οριζόντια εδαφική στρώση με απόσβεση, η οποία θεμελιώνεται σε άκαμπτο βράχο. Η μεθοδολογία που παρατίθεται έχει αναπτυχθεί από τον Kramer (1996).



Σχήμα 2.3: Ομοιόμορφη οριζόντια ελαστική εδαφική στρώση με απόσβεση, πάνω σε άκαμπτο βράχο (Kramer 1996).

Θεωρούμε μια οριζόντια ομοιόμορφη εδαφική στρώση ύψους  $H$ , η οποία αποτελείται από ισότροπο, γραμμικά ελαστικό χώμα και βρίσκεται πάνω σε άκαμπτο βράχο (βλ. Σχήμα 2.3). Η διέγερση του άκαμπτου βράχου από

αρμονική κίνηση οριζόντιας κατεύθυνσης θα προκαλέσει τη διάδοση κατακόρυφα κινούμενων εγκάρσιων κυμάτων στην υπερκείμενη εδαφική στρώση. Υποθέτοντας ότι η εδαφική στρώση έχει τα χαρακτηριστικά στερεού τύπου Kelvin-Voigt η μονοδιάστατη κυματική εξίσωση είναι:

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (2.1)$$

όπου:

$u$  η οριζόντια μετατόπιση του εδαφικού (υλικού) σημείου

$\rho$  η πυκνότητα της εδαφικής στρώσης

$\eta$  ο συντελεστής ιξώδους της εδαφικής στρώσης

Η γενική λύση της (2.1) με τη χρήση μιγαδικών αριθμών είναι της μορφής:

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (2.2)$$

όπου:

$\omega$  η κυκλική συχνότητα της εδαφικής κίνησης

$k^*$  ο φανταστικός κυματαριθμός ( $= \frac{\omega}{v_s^*}$ )

$v_s^*$  η μιγαδική ταχύτητα διάδοσης του κύματος ( $= v_s \cdot (1 + i \cdot \xi)$ ) για  $\xi \leq 0,30$

$A$  το πλάτος του κύματος που διαδίδεται στην διεύθυνση  $-z$  (προς τα πάνω)

$B$  το πλάτος του κύματος που διαδίδεται στην διεύθυνση  $+z$  (προς τα κάτω)

Στην ελεύθερη επιφάνεια ( $z=0$ ) οι διατμητικές τάσεις  $\tau$ , και συνεπώς και οι διατμητικές παραμορφώσεις  $\gamma$ , μηδενίζονται και ισχύει:

$$\tau(0, t) = 0 \Rightarrow G^* \gamma(0, t) = 0 \Rightarrow G^* \frac{\partial u(0, t)}{\partial z} = 0 \quad (2.3)$$

όπου:

$G^*$  το μιγαδικό μέτρο διάτμησης, το οποίο είναι ανεξάρτητο της συχνότητας της επιβαλλόμενης διέγερσης:  $G^* = G \cdot (1 + 2 \cdot i \cdot \xi)$

Από τις σχέσεις (2.2) και (2.3), παραγωγίζοντας προκύπτει η εξίσωση:

$$u(z,t) = 2A \frac{e^{ik^*z} + e^{-ik^*z}}{2} e^{i\omega t} = 2A \cos k^*z e^{i\omega t} \quad (2.4)$$

Η εξίσωση (2.4) αφορά ένα στάσιμο κύμα πλάτους  $2A \cos k^*z$ . Το στατικό αυτό κύμα είναι αποτέλεσμα της αλληλεπίδρασης των κυμάτων που διαδίδονται στην διεύθυνση  $-z$  (προς τα πάνω) και στην διεύθυνση  $+z$  (προς τα κάτω) στο εσωτερικό της εδαφικής στρώσης. Από αυτή την εξίσωση προκύπτει η συνάρτηση μεταφοράς (transfer function)  $F_2(\omega)$ , η οποία δίνει την αναλογία του πλάτους της μετατόπισης σε οποιαδήποτε δύο σημεία μέσα στην εδαφική στρώση:

$$F_2(\omega) = \frac{u_{\max}(0,t)}{u_{\max}(H,t)} = \frac{2Ae^{i\omega t}}{2A \cos k^*H e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos k^*H} = \frac{1}{\cos(\omega H / v_s^*)} \quad (2.5)$$

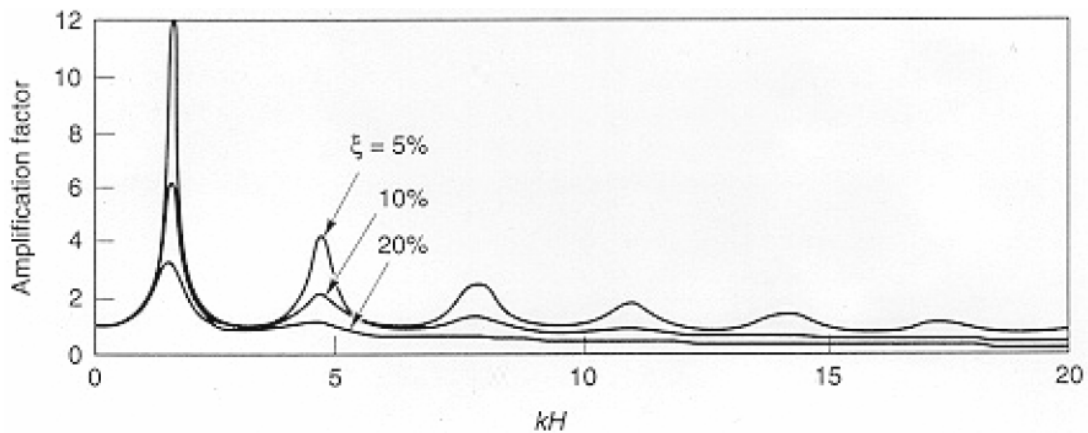
Η συνάρτηση μεταφοράς εκφράζει την αναλογία του πλάτους της εδαφικής κίνησης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους σε σχέση με το πλάτος της εδαφικής κίνησης στον βράχο. Λαμβάνοντας υπόψη ότι ο παρονομαστής δεν μπορεί να είναι ποτέ μεγαλύτερος της μονάδας είναι φανερό ότι η μετατόπιση στην ελεύθερη επιφάνεια είναι πάντα τουλάχιστον όσο η μετατόπιση στο βράχο και, σε ορισμένες συχνότητες, πολύ μεγαλύτερη. Η συνάρτηση μεταφοράς είναι λοιπόν ο συντελεστής ενίσχυσης ή μεγέθυνσης (amplification factor ή AF) του μέγιστου πλάτους της εδαφικής κίνησης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους σε σχέση με την αντίστοιχη στον βράχο.

Μέσω της ταυτότητας  $|\cos(x+iy)| = \sqrt{\cos^2 x + \sinh^2 y}$ , η συνάρτηση μεταφοράς γράφεται ως εξής:

$$|F_2(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\xi kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H / v_s) + [\xi(\omega H / v_s)]^2}} \quad (2.6)$$

Για μικρές τιμές του συντελεστή απόσβεσης, η εξίσωση (2.6) υποδεικνύει ότι η ενίσχυση ποικίλει ανάλογα με την συχνότητα της διέγερσης. Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 2.4, ο συντελεστής ενίσχυσης έχει μέγιστες τιμές όταν το γινόμενο  $kH$  τείνει στο  $\pi/2 + n\pi$ , ωστόσο σε αυτήν την περίπτωση δεν απειρίζεται καθώς ο παρονομαστής είναι πάντα μεγαλύτερος του μηδενός. Οι

συχνότητες που αντιστοιχούν στις τοπικές μέγιστες τιμές του συντελεστή ενίσχυσης είναι οι φυσικές συχνότητες του εδάφους.



Σχήμα 2.4: Επίδραση της συχνότητας της επιβαλλόμενης κίνησης στην απόκριση γραμμικά ελαστικής εδαφικής στρώσης με απόσβεση (Kramer 1996).

Η νιοστή φυσική συχνότητα της εδαφικής στρώσης δίνεται από τη κάτωθι σχέση:

$$\omega_n = \frac{v_s}{H} \cdot \left( \frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad (2.7)$$

Η μέγιστη τιμή του συντελεστή παρατηρείται στην χαμηλότερη φυσική συχνότητα, η οποία καλείται και θεμελιώδης ιδιοσυχνότητα του εδάφους. Δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$\omega_0 = \frac{\pi v_s}{2H} \quad (2.8)$$

Η περίοδος της κίνησης η οποία αντιστοιχεί στην θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα του εδάφους ονομάζεται δεσπόζουσα περίοδος  $T_s$ :

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{v_s} \quad (2.9)$$

Όπως φαίνεται από τη σχέση (2.9), η δεσπόζουσα περίοδος εξαρτάται μόνο από το ύψος της εδαφικής στρώσης και την ταχύτητα της διάδοσης των εγκάρσιων κυμάτων μέσα σε αυτήν. Συνεπώς, γνωρίζοντας τα παραπάνω

δεδομένα είναι δυνατή η εκτίμηση της περιόδου της επιβαλλόμενης κίνησης από την οποία θα προκληθεί η μεγαλύτερη ενίσχυση.

#### 2.2.2.2 Συναρτήσεις μεταφοράς

Η λογική με την οποία χρησιμοποιούνται οι «συναρτήσεις μεταφοράς» για την αξιολόγηση της σεισμικής απόκρισης των εδαφών είναι σχετικά απλή και γενικά στηρίζεται στην χρήση της τεχνικής ανάλυσης Fourier. Στην παρούσα εργασία το πρόγραμμα μέσω του οποίου εφαρμόσθηκε η διαδικασία των «συναρτήσεων μεταφοράς» λειτούργησε με την εξής διαδικασία (βλ. Σχήμα 2.5): αρχικά λάμβανε ως δεδομένα την χρονοϊστορία μιας σεισμικής διέγερσης στη βάση του υπό εξέταση μοντέλου και την αντίστοιχη χρονοϊστορία της απόκρισης στην επιφάνεια του εδάφους του μοντέλου.

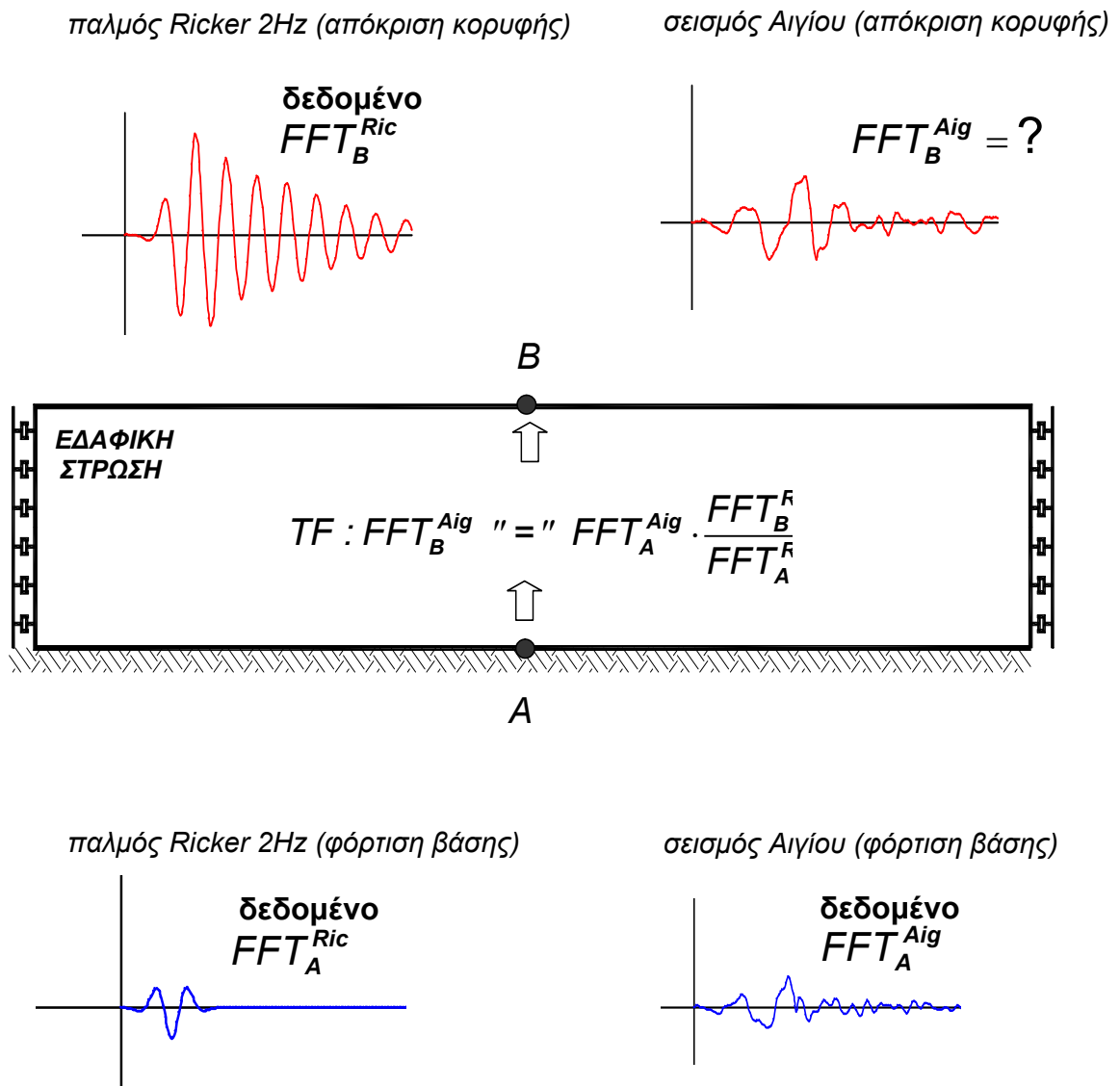
Η χρονοϊστορία της φόρτισης της βάσης αναλύεται από το πρόγραμμα μέσω του μετασχηματισμού Fourier (fast Fourier transform FFT) σε ένα άθροισμα αρμονικών συναρτήσεων (σειρές Fourier) διαφορετικού πλάτους, συχνοτικού περιεχομένου και φάσης. Κατόπιν το πρόγραμμα υπολογίζει την «συνάρτηση μεταφοράς» (transfer function ή TF) η οποία, όπως είναι γνωστό, εκφράζει την ενίσχυση του μέγιστου πλάτους της εδαφικής κίνησης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους σε σχέση με την αντίστοιχη στο βράχο, με τέτοιο τρόπο ώστε να καταλήξει στην δεδομένη γνωστή χρονοϊστορία της απόκρισης στην επιφάνεια του εδάφους του μοντέλου.

Στη συνέχεια το πρόγραμμα λαμβάνει το τελευταίο δεδομένο: την χρονοϊστορία μιας δεύτερης σεισμικής διέγερσης στη βάση του υπό εξέταση μοντέλου. Στόχος είναι ο προσδιορισμός της απόκρισης της επιφάνειας του εδάφους σε αυτήν την σεισμική διέγερση. Αυτήν τη δεύτερη χρονοϊστορία της φόρτισης της βάσης του μοντέλου το πρόγραμμα την αναλύει μέσω του μετασχηματισμού Fourier (fast Fourier transform FFT) σε ένα άθροισμα αρμονικών συναρτήσεων. Έπειτα μέσω της χρήσης της γνωστής πλέον από πριν «συνάρτησης μεταφοράς» υπολογίζει την απόκριση της καθεμίας αρμονικής συνάρτησης. Το «άθροισμα» των αποκρίσεων αυτών συνθέτει την χρονοϊστορία της τελικής απόκρισης της επιφάνειας του εδάφους στη δεύτερη αυτή σεισμική διέγερση.

Στην παρούσα εργασία επιδίωξη ήταν ο υπολογισμός της απόκρισης του μοντέλου στη διέγερση μέσω του σεισμού του Αιγίου να γίνει με τη χρήση της διαδικασίας των «συναρτήσεων μεταφοράς». Για το σκοπό αυτό έγιναν αρκετές δοκιμές με διάφορες σεισμικές διεγέρσεις για τη μελέτη της επίδρασης διαφόρων παραμέτρων στη χρήση του προγράμματος. Κατόπιν έγινε σύγκριση των αποτελεσμάτων που προέκυψαν από την εφαρμογή του προγράμματος μέσω του οποίου έγινε χρήση της διαδικασίας των «συναρτήσεων μεταφοράς» με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση του μοντέλου με τη χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, έτσι ώστε να είναι δυνατή η επιβεβαίωση της ορθής λειτουργίας της διαδικασίας των «συναρτήσεων μεταφοράς» μέσω της σύγκλισης των αποτελεσμάτων.

Αξιολογώντας τα αποτελέσματα, επιλέχθηκε η σεισμική διέγερση μέσω της οποίας γίνεται ο υπολογισμός της «συνάρτησης μεταφοράς» να είναι ο παλμός του Ricker 2Hz. Η επιλογή του παλμού Ricker 2Hz έγινε γιατί οι χρονοϊστορίες της απόκρισης του εδάφους στην διέγερση του σεισμού του Αιγίου που προέκυψαν από το πρόγραμμα των «συναρτήσεων μεταφοράς» (με χρησιμοποιηθείσα διέγερση τον παλμό Ricker 2Hz) και από το λογισμικό PLAXIS παρουσίασαν πολύ καλή ταύτιση. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο και οι δύο αυτές σεισμικές διεγέρσεις έχουν χαρακτηριστική συχνότητα περίπου 2Hz και είναι σχεδόν παρεμφερείς (βλ. Σχήμα 2.2.β).

Η χρονοϊστορία του παλμού Ricker 2Hz ήταν γνωστή και δεδομένη (βλ. Σχήμα 2.2.α) και η απόκριση του μοντέλου του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης στην διέγερση του παλμού του Ricker επίσης γνωστή εφόσον, όπως προαναφέρθηκε, υπολογίστηκε με τη χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Επίσης η χρονοϊστορία του σεισμού του Αιγίου ήταν γνωστή (βλ. Σχήμα 2.2.α). Επομένως, έγινε η χρήση του προγράμματος για την εξαγωγή της απόκρισης του μοντέλου στη διέγερση μέσω του σεισμού του Αιγίου.



Σχήμα 2.5: Η λειτουργία των «συναρτήσεων μεταφοράς».

### 2.2.2.3 Περιγραφή αριθμητικού προσομοιώματος εδάφους

Στην παρούσα εργασία, για τη μελέτη της απόκρισης του εδάφους στις διάφορες επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις, έγινε διδιάστατη, γραμμική αριθμητική ανάλυση ενός μοντέλου εδάφους με τη χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS (Brinkgreve, 2002). Το προσομοίωμα εδάφους που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις απεικονίζεται στο Σχήμα 2.6. Η εδαφική στρώση θεωρήθηκε ιξωδοελαστική και προσομοιώθηκε ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Η εδαφική στρώση υπέρκειται μιας βραχώδους στρώσης, η οποία

προσομοιώθηκε και αυτή ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την εδαφική στρώση και το βραχώδες υπόβαθρο καθώς επίσης και οι διαστάσεις της εδαφικής στρώσης και του βραχώδους υποβάθρου δίνονται στον Πίνακα 2.1.

Στοιχείο	Ιδιότητες υλικού και διαστάσεις
Εδαφική στρώση	$L=200\text{m}$ , $H=8\text{m}$ , $\rho=1.8\text{t/m}^3$ , $V_s=100\text{m/s}$ , $\nu=0.333$ , $\xi=5\%$
Βραχώδες υπόβαθρο	$L=200\text{m}$ , $H=20\text{m}$ , $\rho=2.45\text{t/m}^3$ , $V_s=4000\text{m/s}$ , $\nu=0.205$ , $\xi=5\%$

Πίνακας 2.1: Οι ιδιότητες και οι διαστάσεις της εδαφικής στρώσης και του βραχώδους υποβάθρου.

Η διακριτοποίηση του μοντέλου έγινε μέσω δεκαπεντακομβικών (για μεγαλύτερη ακρίβεια) τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων. Το μέγεθος των στοιχείων του κανάβου ήταν τέτοιο ώστε να καλύπτει το συχνοτικό περιεχόμενο των διεγέρσεων που χρησιμοποιήθηκαν και των ιδιοτήτων του υλικού, σύμφωνα με τον εμπειρικό κανόνα ότι στο μήκος ενός κύματος (wavelength) πρέπει να υπάρχουν τουλάχιστον 3–5 πεπερασμένα στοιχεία.

Ένα από τα πιο σημαντικά προβλήματα στην εφαρμογή της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων είναι η επιλογή των κατάλληλων ορίων του δικτύου και των συνθηκών που θα επικρατούν σε αυτά. Όσον αφορά τις συνθήκες που επικρατούν στα όρια του δικτύου σε δυναμικές αναλύσεις είναι απαραίτητο να επιλέγονται καταλλήλως, έτσι ώστε να αποφεύγονται τα φαινόμενα ανεπιθύμητης ανάκλασης των κυμάτων. Έτσι το αριστερό και το δεξιό όριο του δικτύου δηλώθηκαν ως απορροφητικά όρια και τοποθετήθηκαν σε αυτά αποσβεστήρες ταλάντωσης, οι οποίοι συμβάλλουν στην απορρόφηση των κυμάτων που προσπίπτουν στα όρια του δικτύου.

Πρέπει ακόμα να σημειωθεί ότι η ύπαρξη του απορροφητικού ορίου στα πλάγια όρια διασφαλίζει την παραδοχή της άπειρης έκτασης της εδαφικής στρώσης και



του βραχώδους υπόβαθρου. Ωστόσο, η ύπαρξη των απορροφητήρων δεν εξασφαλίζει την πλήρη εξάλειψη των ανακλάσεων των κυμάτων. Γι' αυτό, τα όρια του δικτύου αυτά θα πρέπει να βρίσκονται σε αρκετά μεγάλη απόσταση από την περιοχή ενδιαφέροντος των αναλύσεων προκειμένου να είναι ορθή η προσομοίωση. Για την αποφυγή τέτοιων σφαλμάτων επιλέχθηκε πλάτος εδαφικής στρώσης ίσο με  $25 \cdot H$ , όπου  $H$  το ύψος της εδαφικής στρώσης. Η επιλογή του συγκεκριμένου πλάτους του δικτύου βασίστηκε σε αναλύσεις που έγιναν για διάφορα πλάτη του προσομοιώματος, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στο επόμενο κεφάλαιο.

Για όλες τις αναλύσεις το ειδικό βάρος του εδαφικού υλικού λήφθηκε  $\rho = 1.8 \text{ t/m}^3$ , η ταχύτητα των εγκάρσιων κυμάτων εντός του εδαφικού υλικού  $V_s = 100 \text{ m/sec}$  και ο λόγος Poisson  $\nu = 0.333$ . Επίσης, όσον αφορά στις ιδιότητες της βραχώδους στρώσης, για όλες τις αναλύσεις των μοντέλων, το ειδικό βάρος του βραχώδους υλικού λήφθηκε  $\rho = 2.45 \text{ t/m}^3$ , η ταχύτητα των εγκάρσιων κυμάτων εντός του υλικού  $V_s = 4000 \text{ m/sec}$  και ο λόγος Poisson  $\nu = 0.205$ . Οι ελαστικές παράμετροι των υλικών, δηλαδή το μέτρο ελαστικότητας  $E$  και το μέτρο διάτμησης  $G$ , υπολογίζονται αυτόματα από το PLAXIS με τη χρήση των σχέσεων:

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad (2.10)$$

$$E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad (2.11)$$

όπου:

$G$  το μέτρο διατμήσεως ( $\text{kN/m}^2$ )

$E$  το μέτρο ελαστικότητας ( $\text{kN/m}^2$ )

$V_s$  η ταχύτητα των εγκάρσιων κυμάτων ( $\text{m/sec}$ )

$\nu$  ο λόγος Poisson

$\rho$  η πυκνότητα ( $\text{t/m}^3$ )

Το εξεταζόμενο μοντέλο υποβλήθηκε σε οριζόντια σεισμική διέγερση, η οποία επιβλήθηκε στη βάση της βραχώδους στρώσης με τη μορφή εξαναγκασμένης μετακίνησης. Στην παρούσα εργασία, όπως έχει ήδη αναφερθεί,

χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές διεγέρσεις; α) μια απλή αρμονική διέγερση, β) ένας εξανιδικευμένος παλμός Ricker, γ) η υπάρχουσα καταγεγραμμένη χρονοϊστορία του σεισμού του Αιγίου, ο οποίος έγινε το 1995.

Όσον αφορά στην περίπτωση της αρμονικής διέγερσης, αυτή είναι της μορφής:

$$A(t) = A_o \sin \omega t \quad (2.12)$$

όπου:

$A(t)$  η χρονικά μεταβαλλόμενη επιτάχυνση της σεισμικής διέγερσης ( $m/sec^2$ )

$A_o$  η μέγιστη τιμή της σεισμικής διέγερσης ( $m/sec^2$ )

$\omega$  η κυκλική συχνότητα της σεισμικής διέγερσης ( $rad/sec$ )

Η κυκλική συχνότητα της σεισμικής διέγερσης  $\omega$ , έλαβε τις εξής τρεις χαρακτηριστικές τιμές:

- $\omega = \frac{\omega_1}{6}$  οιονεί στατική φόρτιση,
- $\omega = \omega_1$  συντονισμός της εδαφικής στρώσης,
- $\omega = 3\omega_1$  υψίσυχνη φόρτιση.

όπου  $\omega_1$  η θεμελιώδης κυκλική συχνότητα της εδαφικής στρώσης, η οποία υπολογίζεται από τη σχέση (2.8). Στην συγκεκριμένη περίπτωση είναι:

$$\omega_1 = \frac{\pi \cdot v_s}{2 \cdot H} \rightarrow \omega_1 = \frac{\pi \cdot 100}{2 \cdot 8} \rightarrow \omega_1 = 19.63 \text{ rad/sec} \quad (2.13)$$

Άρα λοιπόν προκύπτει:

- $\omega = 3.27 \text{ rad/sec}$  οιονεί στατική φόρτιση,
- $\omega = 19.63 \text{ rad/sec}$  συντονισμός της εδαφικής στρώσης,
- $\omega = 58.89 \text{ rad/sec}$  υψίσυχνη φόρτιση.

Όσον αφορά το δεύτερο επιταχυνσιογράφημα αυτό είναι ένας απλός παλμός Ricker, με χαρακτηριστική συχνότητα  $f_o = 2\text{Hz}$ , που όπως προαναφέρθηκε και παρ' όλη την απλότητα της κυματομορφής του ο παλμός Ricker καλύπτει μια ευρεία γκάμα συχνοτήτων, η οποία φθάνει έως και  $3 \cdot f_o$ . Γενικά, στη σεισμική

μηχανική χρησιμοποιούνται πολύ απλοί παλμοί, όπως αυτός του Ricker, επειδή η χρήση τους επιτρέπει την ευκολότερη κατανόηση και επεξήγηση της απόκρισης ενός σύνθετου φαινομένου απ' ό,τι η χρήση πραγματικών καταγραφών (Ricker 1960). Τέλος, η χρησιμοποιηθείσα χρονοϊστορία του σεισμού του Αιγίου είναι ένα υψηλής περιόδου επιταχυνσιογράφημα από τον σεισμό που έλαβε χώρα στο Αίγιο το 1995.



Σχήμα 2.6: Το προσομοίωμα εδάφους που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις.

### 2.2.3 Προσομοίωμα εδάφους με τοίχο

Οι μέθοδοι μονοδιάστατης ανάλυσης σεισμικής απόκρισης εδαφών, όπως έχει προαναφερθεί, βασίζονται στην υπόθεση πως οι εδαφικές στρώσεις είναι πρακτικά οριζόντιες και εκτείνονται απεριόριστα στην οριζόντια διεύθυνση. Είναι κατάλληλες για τις περιπτώσεις οριζόντιων ή με μικρή κλίση εδαφικών στρώσεων, περιπτώσεις όχι ιδιαίτερα ασυνήθιστες στην πράξη. Ωστόσο, σε πολλές εφαρμογές δεν είναι δυνατή η υπόθεση της μονοδιάστατης κυματικής διάδοσης. Εδαφικές επιφάνειες με κλίση ή τοπογραφικές ανωμαλίες, βραχώδες υπόβαθρο με ανωμαλίες, η παρουσία δύσκαμπτων κατασκευών επί της εδαφικής επιφάνειας, ή η κατασκευή υπόγειων τεχνικών έργων όπως π.χ. οι σήραγγες απαιτούν την πραγματοποίηση διδιάστατων ή τριδιάστατων αναλύσεων (Kramer 1996). Έτσι, στην προκειμένη περίπτωση, η προσθήκη του τοίχου αντιστήριξης στο προηγούμενο απλό μονοδιάστατο μοντέλο εδάφους,

θέτει ουσιαστικά ένα κάθετο όριο και επιβάλλει πλέον τη διδιάστατη ανάλυση του προβλήματος.

Στο παρόν μοντέλο εξετάζεται η σεισμική απόκριση του τοίχου αντιστήριξης μέσω των πλευρικών δυναμικών ωθήσεων που αυτός δέχεται λόγω του σεισμού. Επίσης μελετάται η επιρροή της ευκαμψίας του τοίχου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους που βρίσκεται πίσω από αυτόν. Για τη μελέτη της απόκρισης του μοντέλου του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης στις επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις της απλής αρμονικής ταλάντωσης (η οποία περιλαμβάνει και τις τρεις περιπτώσεις δηλαδή τον συντονισμό, τη στατική και την υψίσυχνη διέγερση), και του παλμού του Ricker, έγινε διδιάστατη, γραμμική δυναμική ανάλυση με τη χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Για τη μελέτη της απόκρισης του μοντέλου στη διέγερση μέσω του σεισμού του Αιγίου για περιορισμό του χρόνου των υπολογισμών έγινε χρήση της διαδικασίας των «συναρτήσεων μεταφοράς» μέσω του προγράμματος που παράχθηκε για το σκοπό αυτό (βλ. ενότητα 2.2.2.2.).

Το προσομοίωμα του εδάφους με τον τοίχο που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.7. Η εδαφική στρώση θεωρήθηκε - όπως και στο προηγούμενο μοντέλο - ιξωδοελαστική και προσομοιώθηκε ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση ημιάπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Η εδαφική στρώση υπέρκειται μιας βραχώδους στρώσης, η οποία προσομοιώθηκε και αυτή ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Επίσης, στο αριστερό όριο της εδαφικής στρώσης υπάρχει τοίχος που την αντιστηρίζει, ο οποίος προσομοιώθηκε ως κατακόρυφο στοιχείο δοκού πακτωμένης εντός του βραχώδους υπόβαθρου. Οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την εδαφική στρώση, το βραχώδες υπόβαθρο καθώς επίσης και τον τοίχο αντιστήριξης αλλά και οι διαστάσεις των παραπάνω στοιχείων δίνονται στον Πίνακα 2.2.

Στοιχείο	Ιδιότητες υλικού και διαστάσεις
Εδαφική στρώση	$L=200\text{m}$ , $H=8\text{m}$ , $\rho=1.8\text{t/m}^3$ , $V_s=100\text{m/s}$ , $\nu=0.333$ , $\xi=5\%$
Βραχώδης υπόβαθρο	$L=300\text{m}$ , $H=20\text{m}$ , $\rho=2.45\text{t/m}^3$ , $V_s=4000\text{m/s}$ , $\nu=0.205$ , $\xi=5\%$
Τοίχος αντιστήριξης	$H=8\text{m}$ , $t_w=0.2\text{m}$ , $\mu_w=2.5\text{t/m}^2$ , $\nu_w=0.2$ , $\xi=5\%$

Πίνακας 2.2: Οι ιδιότητες και οι διαστάσεις της εδαφικής στρώσης και του βραχώδους υπόβαθρου και του τοίχου αντιστήριξης.

Όσον αφορά στη διακριτοποίηση του παρόντος μοντέλου στο λογισμικό PLAXIS, αυτή έγινε μέσω δεκαπεντακομβικών τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων με βάση όσα προαναφέρθηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Επίσης, τμήμα του αριστερού ορίου και ολόκληρο το δεξιό όριο του δικτύου δηλώθηκαν ως απορροφητικά όρια και τοποθετήθηκαν σε αυτά αποσβεστήρες ταλάντωσης, με σκοπό να συμβάλλουν στην απορρόφηση των κυμάτων που προσπίπτουν στα όρια του δικτύου. Επειδή η γεωμετρική θέση του αριστερού ορίου της εδαφικής στρώσης ταυτίζεται με τη γεωμετρική θέση του τοίχου αντιστήριξης, σε όλες της αναλύσεις της παρούσας εργασίας δεν ενεργοποιήθηκαν απορροφητικές συνθήκες στο τμήμα αυτό του αριστερού ορίου του εκάστοτε δικτύου.

Για την προσομοίωση του τοίχου αντιστήριξης, και με τη θεώρηση ότι το μήκος του είναι άπειρο σε σχέση με το ύψος και το πλάτος του και άρα την αναγωγή του προβλήματος σε διδιάστατο επίπεδης παραμόρφωσης, χρησιμοποιήθηκε κατακόρυφο στοιχείο δοκού ύψους  $H$ , πάχους  $t_w$ , μάζας ανά μονάδα επιφάνειας  $\mu_w$ , λόγου Poisson  $\nu_w$  και καθοριζόμενης δυσκαμψίας  $d_w$ . Επιλέγοντας την τιμή του  $d_w$  προκύπτει αυτόματα και η τιμή του μέτρου ελαστικότητας  $E_w$  του τοίχου από τις σχέσεις:

$$d_w = \frac{G \cdot H^3}{D_w} \quad (2.14)$$

$$D_w = \frac{E_w \cdot t_w^3}{12 \cdot (1 - \nu_w^2)} \quad (2.15)$$

όπου:

$d_w$  ο συντελεστής σχετικής δυσκαμψίας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους

$G$  το μέτρο διατμήσεως του αντιστηριζόμενου εδάφους (kN/m<sup>2</sup>)

$D_w$  μέγεθος που εκφράζει τη δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους του

$H$  το ύψος του τοίχου αντιστήριξης (m)

$E_w$  το μέτρο ελαστικότητας του τοίχου αντιστήριξης (kN/m<sup>2</sup>)

$t_w$  το πάχος του τοίχου αντιστήριξης (m)

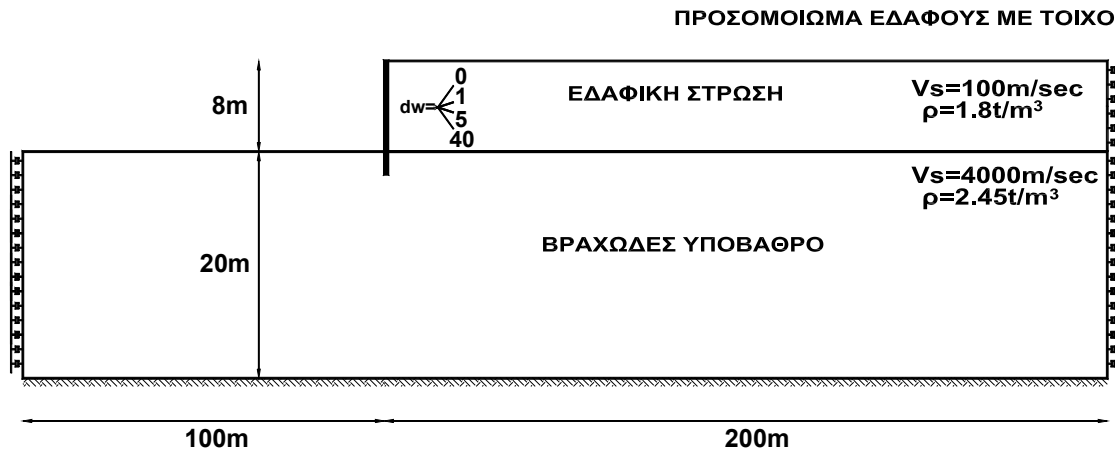
$\nu_w$  ο λόγος του Poisson του τοίχου αντιστήριξης

Συντελεστής σχετικής δυσκαμψίας	Τιμές καμπτικής και αξονικής δυσκαμψίας
$d_w = 0$	$EA = 1 \cdot 10^{12} \text{ kN} / \text{m}, \quad EI = 33.35 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
$d_w = 1$	$EA = 0.2656 \cdot 10^{10} \text{ kN} / \text{m}, \quad EI = 8.86 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
$d_w = 5$	$EA = 0.0532 \cdot 10^{10} \text{ kN} / \text{m}, \quad EI = 1.77 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2 / \text{m}$
$d_w = 40$	$EA = 6.64 \cdot 10^7 \text{ kN} / \text{m}, \quad EI = 2.21 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2 / \text{m}$

Πίνακας 2.3: Οι συντελεστές της σχετικής δυσκαμψίας του τοίχου αντιστήριξης και οι αντίστοιχες τιμές καμπτικής και αξονικής δυσκαμψίας.

Στην παρούσα εργασία ο τοίχος θεωρήθηκε άστρεπτος στη βάση του, αγνοήθηκε δηλαδή ο παράγοντας της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης του τοίχου, και πακτώθηκε εντός του βραχώδους υπόβαθρου. Άρα η βασική παράμετρος του προβλήματος ήταν η ευκαμψία του τοίχου, η οποία ορίζεται μέσω του συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους, οι τιμές του οποίου δίνονται στον Πίνακα 2.3. Οι ακραίες περιπτώσεις:  $d_w = 0$  που αντιστοιχεί στην περίπτωση του «άκαμπτου» τοίχου και  $d_w = 40$  που αντιστοιχεί σε πολύ «εύκαμπτο» τοίχο είναι οι πιο χαρακτηριστικές και σε αυτές

δόθηκε η μεγαλύτερη βαρύτητα. Στην παρούσα εργασία σε ό,τι αφορά στη διεπιφάνεια τοίχου - εδάφους υιοθετήθηκαν οι παραδοχές των Veletsos και Younan, δηλαδή θεωρήθηκε ότι δεν υπάρχει δυνατότητα αποκόλλησης και ολίσθησης μεταξύ τοίχου και αντιστηριζόμενου εδάφους.



Σχήμα 2.7: Το προσομοίωμα του εδάφους με τοίχο που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις.

## 2.2.4 Προσομοίωμα εδάφους με κτίριο

Έχοντας προηγηθεί η μελέτη του μοντέλου εδάφους και του μοντέλου εδάφους με τοίχο και πριν από την μελέτη της απόκρισης του τελικού και πιο σύνθετου μοντέλου (το οποίο περιλαμβάνει και τα τρία στοιχεία που εμπλέκονται στο σύνθετο φαινόμενο που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, δηλαδή το έδαφος, τον τοίχο και το κτίριο), κρίθηκε σκόπιμη η μελέτη του παρόντος μοντέλου, δηλαδή του μοντέλου εδάφους με κτίριο. Στόχος ήταν η εξέταση της επιρροής του μεγέθους του κτιρίου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους και επίσης η μελέτη της αδρανειακής δύναμης που αναπτύσσεται στο κτίριο.

Πρέπει να αναφερθεί στο σημείο αυτό ότι παρόλο που το θέμα της αλληλεπίδρασης εδάφους – ανωδομής έχει εξεταστεί από αρκετούς ερευνητές (Veletsos & Meek 1974, Roesset 1980, Gazetas & Mylonakis 1998, Stewart et al. 1999), δεν έχουν δοθεί κλειστές αναλυτικές λύσεις όπως για τα δύο

προηγούμενα μοντέλα. Ίσως αυτό να είναι και ένας από τους λόγους που στους ισχύοντες κανονισμούς θεωρείται ότι η αλληλεπίδραση είναι είτε ουδέτερη, είτε ευεργετική αφού (λόγω της ενδοσιμότητας της θεμελίωσης) μετατοπίζει προς τα δεξιά την ιδιοπερίοδο της κατασκευής και ως εκ τούτου η «κανονιστική» φασματική επιτάχυνση είναι είτε ίση, είτε μικρότερη από ότι της πλήρους πακτωμένης κατασκευής. Βέβαια, νεώτερες μελέτες έχουν αμφισβητήσει την ορθότητα αυτής της θεώρησης, καθώς υπό προϋποθέσεις μπορεί στην πραγματικότητα η αλληλεπίδραση εδάφους – ανωδομής να είναι και επιβαρυντική για την κατασκευή (Mylonakis & Gazetas 2000).

Στο παρόν μοντέλο (βλ. Σχήμα 2.8) εξετάζεται η σεισμική απόκριση ενός κτιρίου. Υπενθυμίζεται, ότι με τον όρο σεισμική απόκριση μιας κατασκευής, νοείται η ταλάντωση και κατ' επέκταση η παραμόρφωση και η ένταση που εμφανίζει μια κατασκευή για δεδομένη σεισμική διέγερση της βάσης της (Αναστασιάδης 1999). Προκειμένου να γίνει ο δυναμικός υπολογισμός μιας κατασκευής απαιτείται καταρχήν η μόρφωση ενός κατάλληλου προσομοιώματος που να αναπαριστά όσο το δυνατόν πιο πιστά τη γεωμετρία, τις μηχανικές ιδιότητες και τα αδρανειακά χαρακτηριστικά, δηλαδή τις μάζες της κατασκευής. Σύμφωνα με τον Αναστασιάδη: «το κύριο χαρακτηριστικό γνώρισμα ενός οποιουδήποτε μοντέλου είναι οι βαθμοί ελευθερίας κινήσεως, δηλαδή ο αριθμός των ανεξάρτητων γεωμετρικών παραμέτρων που απαιτούνται για τον πλήρη καθορισμό του συστήματος στο χώρο». Για τη μόρφωση των δυναμικών μοντέλων απαραίτητη είναι η “αδρανειακή διακριτοποίηση”, δηλαδή η υποθετική συγκέντρωση των κατανεμημένων μαζών σε ορισμένα σημεία.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, το κτίριο εισήχθηκε στο εξεταζόμενο αριθμητικό μοντέλο ως ένα διδιάστατο μονόροφο πλαίσιο, το οποίο έχει τα χαρακτηριστικά ενός απλού «μονοβάθμιου ταλαντωτή» (single – degree – of – freedom ή SDOF) . Ο απλός μονοβάθμιος ταλαντωτής είναι μια εξιδανικευμένη κατασκευή, όπου τα υποστυλώματα έχουν μηδενική μάζα και παρέχουν την ακαμψία στην κατασκευή ενώ παράλληλα όλη η μάζα είναι συγκεντρωμένη στην «κεφαλή» η οποία έχει άπειρη ακαμψία. Αυτή η απλή κατασκευή εξετάζεται ως ένα σύστημα που έχει έναν βαθμό ελευθερίας. Όπως είναι φανερό, στην πράξη



σχεδόν όλες οι κατασκευές είναι πολύ πιο πολύπλοκες από τον μονοβάθμιο ταλαντωτή. Ωστόσο αρκετές κατασκευές όπως πχ. υδατόπυργοι, βάθρα κλπ. μπορούν να εξιδανικευτούν ως μονοβάθμια συστήματα. Επιπλέον, επειδή η σεισμική απόκριση πολλών κτιρίων κυριαρχείται από μεταφορικούς βαθμούς ελευθερίας η μονοβάθμια προσομοίωσή τους δίνει αρκετά ρεαλιστικά αποτελέσματα.

Για τη μεγαλύτερη δυνατή ορθότητα της προσομοίωσης (και μετά από σχετική διερεύνηση) τα δύο υποστυλώματα του πλαισίου συνδέθηκαν με μια άκαμπτη βάση (οριζόντιο στοιχείο δοκού) με σκοπό να αποφευχθεί τυχόν ασύγχρονη διέγερση μεταξύ τους. Πρέπει να σημειωθεί, ότι όσον αφορά κατασκευές μεγάλου μήκους, δεν είναι δυνατή η απλουστευμένη προσομοίωσή τους με «μονοβάθμιο ταλαντωτή», καθώς λόγω της μεταξύ τους απόστασης συμβαίνει ασύγχρονη διέγερση τμημάτων της κατασκευής, δηλαδή ανομοιοειδής σεισμική καταπόνηση στα υποστυλώματα της κατασκευής, που προφανώς δεν μπορεί να προσομοιωθεί με απλά μοντέλα. Βέβαια, όπως αποδείχτηκε και από τα αριθμητικά αποτελέσματα, ακόμα και το πλάτος του κτιρίου, άρα και της άκαμπτης θεμελίωσής, του επηρεάζει τη δυναμική αλληλεπίδραση του συστήματος.

Όπως έχει προαναφερθεί, με την μελέτη του παρόντος μοντέλου, στόχος ήταν η εξέταση της επιρροής του μεγέθους του κτιρίου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους και επίσης η μελέτη της αδρανειακής δύναμης που αναπτύσσεται στο κτίριο. Με άλλα λόγια, μελετήθηκαν θέματα που αφορούν την αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής. Σύμφωνα με τον Κωνσταντόπουλο (2003): «η αλληλεπίδραση εδάφους-ανωδομής είναι η τροποποίηση των σεισμικών κινήσεων του εδάφους εξαιτίας της παρουσίας του κτιρίου». Συνεπώς, η καταγραφή ενός επιταχυνσιογραφήματος σε ένα σημείο του εδάφους σχεδόν σε επαφή με το κτίριο διαφέρει από την αντίστοιχη ενός επιταχυνσιογραφήματος σε ένα σημείο του εδάφους σε μεγάλη απόσταση από το κτίριο. Το γεγονός αυτό αποτελεί έκφραση της αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής και είναι αποτέλεσμα δύο μηχανισμών:

- της αδρανειακής αλληλεπίδρασης, που οφείλεται στο ότι το κτίριο έχει μάζα και επομένως αναπτύσσονται αδρανειακές δυνάμεις σε αυτό, με

αποτέλεσμα, όταν αρχίζει η σεισμική απόκρισή του, να ασκεί δυνάμεις και ροπές επί του εδάφους ανατροφοδοτώντας το με κινήσεις.

- της κινηματικής αλληλεπίδρασης, που οφείλεται στο ότι το κτίριο έχει δυσκαμψία, επομένως λαμβάνοντας υπόψη την απαίτηση για συμβατότητα παραμορφώσεων, οι κόκκοι του εδάφους σε επαφή ή εγγύτατα στο κτίριο οφείλουν να συμμορφωθούν με την παραμόρφωση των δομικών στοιχείων του κτιρίου.

Το παρόν μοντέλο εξετάζει την σεισμική απόκριση ενός μονόροφου πλαισίου το οποίο είναι θεμελιωμένο σε μια ομοιογενή, ιξωδοελαστική στρώση που είναι ελεύθερη στην άνω επιφάνεια και υπέρκειται μιας βραχώδους στρώσης. Για την μελέτη της απόκρισης του μοντέλου του εδάφους με το κτίριο στις επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις της απλής αρμονικής ταλάντωσης –όπου  $\omega = \omega_1$ , δηλαδή την περίπτωση συντονισμού- και του παλμού Ricker, έγινε διδιάστατη, γραμμική δυναμική αριθμητική ανάλυση με τη χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, ενώ για τη μελέτη της απόκρισης του μοντέλου στη διέγερση του σεισμού του Αιγίου έγινε χρήση της διαδικασίας των συναρτήσεων μεταφοράς. Το προσομοίωμα του εδάφους με το κτίριο που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.8.

Η εδαφική στρώση θεωρήθηκε ιξωδοελαστική και προσομοιώθηκε ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Επίσης, υπέρκειται μιας βραχώδους στρώσης, η οποία επίσης προσομοιώθηκε ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Το κτίριο εισήχθη στο εξεταζόμενο αριθμητικό μοντέλο ως ένα μονώροφο πλαίσιο, θεμελιωμένο εντός της εδαφικής στρώσης. Για την προσομοίωσή του χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία δοκού, τα οποία ομαδοποιήθηκαν σε τρεις διαφορετικές κατηγορίες: πλάκας, υποστυλωμάτων και θεμελίωσης. Θεωρήθηκε ότι τα υποστυλώματα του πλαισίου είχαν μηδενική μάζα, παρείχαν την ακαμψία στο πλαίσιο και ήταν πλήρως εύκαμπτα. Παράλληλα θεωρήθηκε ότι όλη η μάζα του πλαισίου ήταν συγκεντρωμένη στην οροφή του, η οποία ήταν πλήρως άκαμπτη. Τέλος, τα δύο υποστυλώματα του πλαισίου συνδέθηκαν με μια άκαμπτη βάση. Μελετήθηκαν δύο περιπτώσεις: ενός κτιρίου με πλάτος 1m και ενός κτιρίου με πλάτος 10m.

Οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την εδαφική στρώση, το βραχώδες υπόβαθρο, καθώς επίσης και το κτίριο αλλά και οι διαστάσεις των παραπάνω στοιχείων δίνονται στους Πίνακες 2.4, 2.5 και 2.6.

Όσον αφορά τη διακριτοποίηση του παρόντος μοντέλου στο λογισμικό PLAXIS, αυτή έγινε μέσω δεκαπεντακομβικών τριγωνικών πεπερασμένων στοιχείων. Επίσης, το αριστερό όριο και το δεξιό όριο του δικτύου δηλώθηκαν ως απορροφητικά όρια και τοποθετήθηκαν σε αυτά αποσβεστήρες ταλάντωσης, με σκοπό να συμβάλλουν στην απορρόφηση των κυμάτων που προσπίπτουν στα όρια του δικτύου.

Στοιχείο	Ιδιότητες υλικού και διαστάσεις
Εδαφική στρώση	$L=300\text{m}$ , $H=8\text{m}$ , $\rho=1.8\text{t/m}^3$ , $V_s=100\text{m/s}$ , $\nu=0.333$ , $\xi=5\%$
Βραχώδες υπόβαθρο	$L=300\text{m}$ , $H=20\text{m}$ , $\rho=2.45\text{t/m}^3$ , $V_s=4000\text{m/s}$ , $\nu=0.205$ , $\xi=5\%$

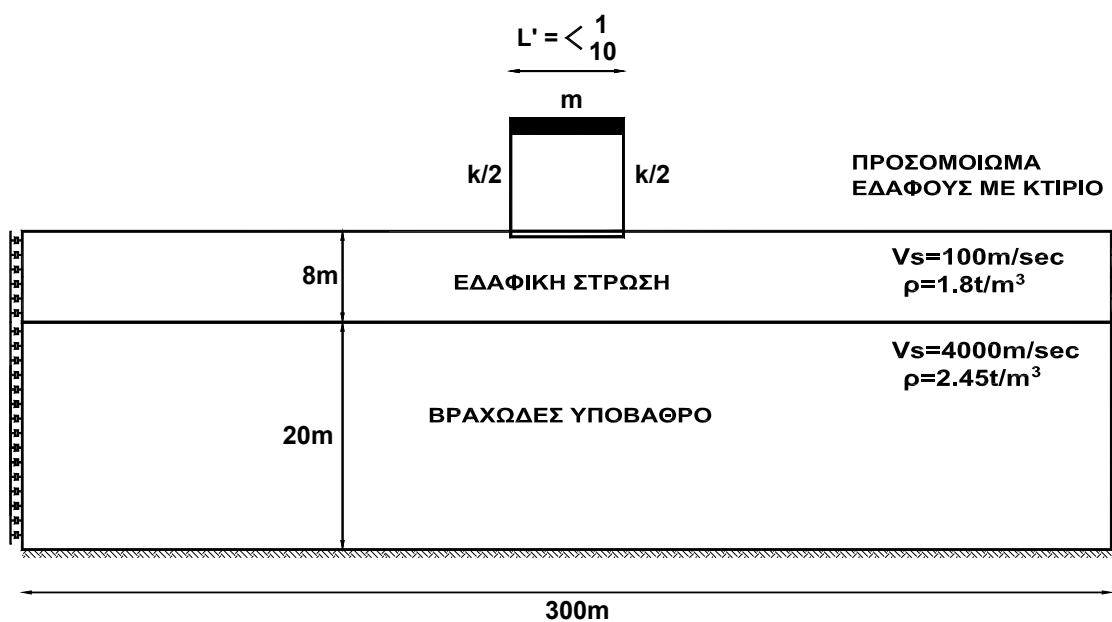
Πίνακας 2.4: Οι ιδιότητες και οι διαστάσεις της εδαφικής στρώσης και του βραχώδους υποβάθρου.

Κτίριο πλάτους 1m	Ιδιότητες υλικού και διαστάσεις
Πλάκα	$EA = 1.25 \cdot 10^{12} \text{ kN/m}$ , $EI = 6.51 \cdot 10^9 \text{ kNm}^2/\text{m}$ $L=10\text{m}$ , $t=0.25\text{m}$ , $w=66.9\text{N/m/m}$ , $\nu=0.2$ , $\xi=5\%$
Υποστυλώματα	$EA = 5.214 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$ , $EI = 0.107 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m}$ $H=10\text{m}$ , $t=0.25\text{m}$ , $w=0.05\text{kN/m/m}$ , $\nu=0.2$ , $\xi=5\%$
Θεμελίωση	$EA = 1.25 \cdot 10^{12} \text{ kN/m}$ , $EI = 6.51 \cdot 10^9 \text{ kNm}^2/\text{m}$ $L=10\text{m}$ , $t=0.25\text{m}$ , $w=0.05\text{kN/m/m}$ , $\nu=0.2$ , $\xi=5\%$

Πίνακας 2.5: Οι ιδιότητες και οι διαστάσεις των στοιχείων του κτιρίου πλάτους 1m.

Κτίριο πλάτους 10m	Ιδιότητες υλικού και διαστάσεις
Πλάκα	$EA = 1.25 \cdot 10^{12} \text{ kN} / \text{m}$ , $EI = 6.51 \cdot 10^9 \text{ kNm}^2 / \text{m}$ $L=10\text{m}$ , $t= 0.25\text{m}$ , $w=6.69\text{kN/m/m}$ , $\nu= 0.2$ $\xi=5\%$
Υποστυλώματα	$EA = 5.214 \cdot 10^7 \text{ kN} / \text{m}$ , $EI = 0.107 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2 / \text{m}$ $H=10\text{m}$ , $t= 0.25\text{m}$ , $w=0.05\text{kN/m/m}$ , $\nu= 0.2$ $\xi=5\%$
Θεμελίωση	$EA = 1.25 \cdot 10^{12} \text{ kN} / \text{m}$ , $EI = 6.51 \cdot 10^9 \text{ kNm}^2 / \text{m}$ $L=10\text{m}$ , $t= 0.25\text{m}$ , $w=0.05\text{kN/m/m}$ , $\nu= 0.2$ $\xi=5\%$

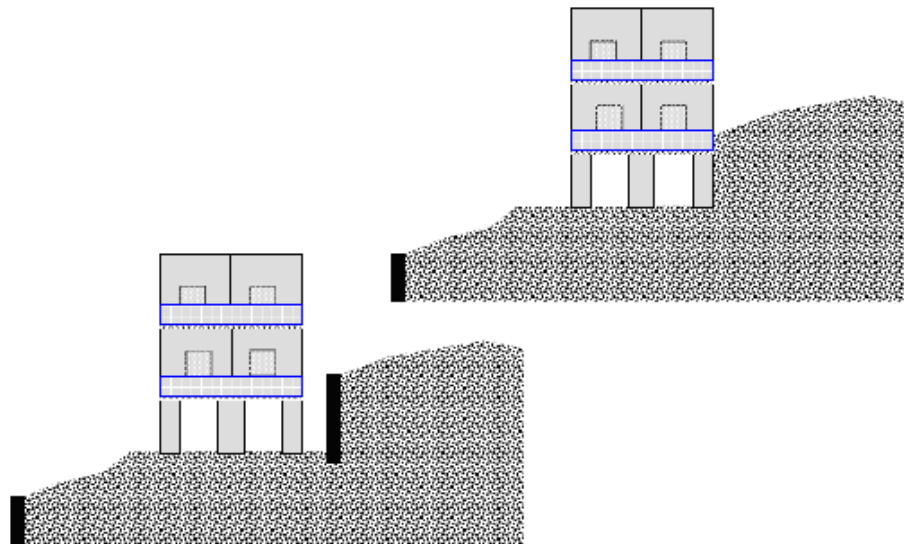
Πίνακας 2.6: Οι ιδιότητες και οι διαστάσεις των στοιχείων του κτιρίου πλάτους 10m.



Σχήμα 2.8: Το προσομοίωμα του εδάφους με κτίριο που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις.

### 2.2.5 Προσομοίωμα εδάφους με τοίχο και κτίριο

Το τελευταίο μοντέλο που εξετάσθηκε στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας είναι το μοντέλο εδάφους στο οποίο κοντά στον τοίχο αντιστήριξης, που συγκρατεί την εδαφική στρώση, είναι θεμελιωμένο ένα κτίριο. Τέτοιου είδους καταστάσεις είναι πολύ συχνές σε ένα πυκνοδομημένο αστικό περιβάλλον, όπου είναι πολύ συνηθισμένες οι αντιστηρίξεις για μεγάλα τεχνικά έργα, όπως επίσης και σε κατασκευές που θεμελιώνονται πάνω σε επικλινή εδάφη (βλ. Σχήμα 2.9) που χρειάζεται να αντιστηριχθούν στη βάση τους. Αξίζει να τονισθεί ότι όπως και στην απλή περίπτωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-ανωδομής έτσι και σε αυτήν, την ακόμα πιο σύνθετη, δεν υπάρχουν αναλυτικές λύσεις. Επιπροσθέτως, δεν υπάρχουν στη παγκόσμια βιβλιογραφία ούτε καν αριθμητικές μελέτες για τη διερεύνηση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης. Υπάρχουν μόνο κάποιες μελέτες που εξετάζουν το φαινόμενο υπό στατικές συνθήκες (Κωστόπουλος κ.α. 2006). Η παρούσα εργασία αποτελεί μία πρώτη προσπάθεια να καλυφθεί αυτό το κενό.

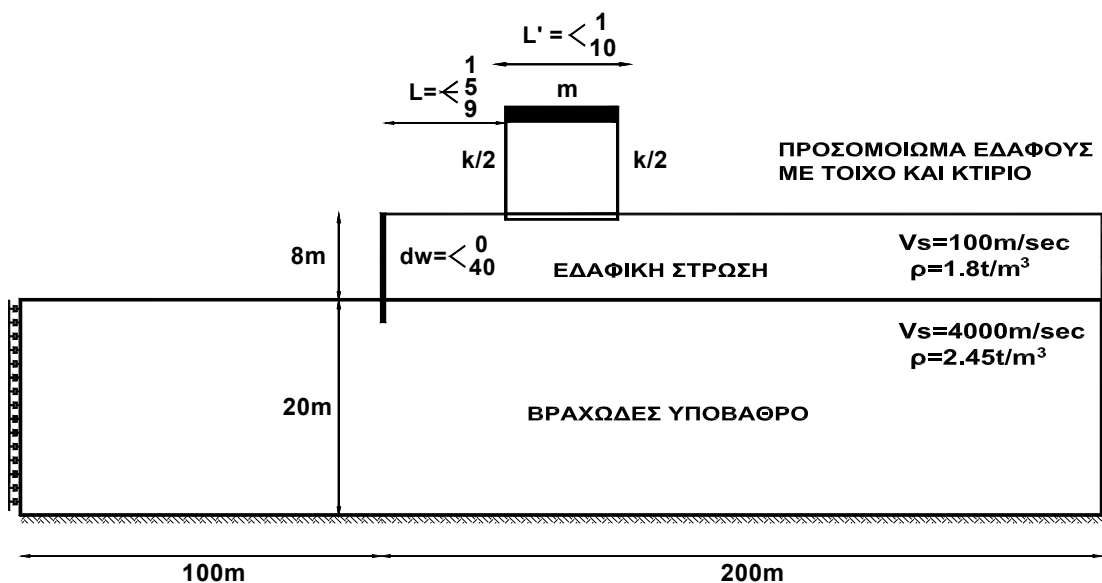


Σχήμα 2.9: Αντιστήριξη επικλινούς εδάφους με τοίχο για την αποφυγή της ασύμμετρης επίδρασης της ανάντη μάζας του εδάφους στο κτίριο.

Στόχος της ανάλυσης του μοντέλου ήταν η μελέτη της επιρροής της απόστασης του κτιρίου από τον τοίχο στην κατανομή των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου

και ταυτόχρονα η μελέτη της επιρροής της απόστασης του τοίχου από το κτίριο στις αδρανειακές δυνάμεις που επιβάλλονται στο κτίριο. Στην περίπτωση αυτή το πρόβλημα της δυναμικής απόκρισης του τοίχου γίνεται πιο περίπλοκο γιατί ανάγεται σε πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου. Έχοντας προηγηθεί η αριθμητική ανάλυση των τριών προηγούμενων μοντέλων, δηλαδή του απλού μοντέλου εδάφους, του μοντέλου εδάφους με τοίχο και του μοντέλου εδάφους με κτίριο, είναι δυνατή η σύγκριση των αποτελεσμάτων των τεσσάρων προσομοιωμάτων και άρα η διεξαγωγή χρήσιμων συμπερασμάτων για το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου.

Όπως έχει ήδη αναφερθεί, το παρόν μοντέλο εξετάζει την δυναμική αλληλεπίδραση τοίχου – εδάφους – κτιρίου. Για την μελέτη της απόκρισης του μοντέλου στις επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις της απλής αρμονικής ταλάντωσης – όπου  $\omega = \omega_1$ , δηλαδή την περίπτωση συντονισμού – και του παλμού Ricker, έγινε όπως και στα προηγούμενα μοντέλα διδιάστατη, γραμμική δυναμική ανάλυση με τη χρήση του κώδικα των πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS, ενώ για την μελέτη της απόκρισης του μοντέλου στη διέγερση του σεισμού του Αιγίου έγινε χρήση της διαδικασίας των συναρτήσεων μεταφοράς. Το προσομοίωμα του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης και το κτίριο που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις δείχνεται στο Σχήμα 2.10.



Σχήμα 2.10: Το προσομοίωμα του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης και το κτίριο που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις.

Η εδαφική στρώση θεωρήθηκε -όπως και στα προηγούμενα μοντέλα- ιξωδοελαστική και προσομοιώθηκε ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση ημιάπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Η εδαφική στρώση υπέρκειται μιας βραχώδους στρώσης, η οποία επίσης προσομοιώθηκε ως μια ομοιόμορφη, γραμμική ελαστική στρώση άπειρης έκτασης στην οριζόντια διεύθυνση. Επίσης, στο αριστερό όριο της εδαφικής στρώσης υπάρχει τοίχος που την αντιστηρίζει, ο οποίος προσομοιώθηκε ως κατακόρυφο στοιχείο δοκού πακτωμένης εντός του βραχώδους υπόβαθρου. Το κτίριο εισήχθη στο εξεταζόμενο αριθμητικό μοντέλο ως ένα μονόροφο πλαίσιο, θεμελιωμένο εντός της εδαφικής στρώσης. Μελετήθηκαν, όπως και στο προηγούμενο μοντέλο, δυο ακραίες περιπτώσεις: ενός κτιρίου με πλάτος 1m και ενός κτιρίου με πλάτος 10m.

<b>Απλή αρμονική διέγερση-περίπτωση συντονισμού</b>	
<b>Στοιχείο</b>	<b>Ιδιότητες υλικού και διαστάσεις</b>
Τοίχος αντιστήριξης	$d_w = 0$ , $d_w = 40$
Κτίριο	Πλάτους 1m, Πλάτους 10m
Απόσταση τοίχου-κτιρίου	1m, 5m, 9m

Πίνακας 2.7: Εξεταζόμενες περιπτώσεις για την απλή αρμονική διέγερση-περίπτωση συντονισμού.

<b>Παλμός Ricker και Σεισμός Αιγίου</b>	
<b>Στοιχείο</b>	<b>Ιδιότητες υλικού και διαστάσεις</b>
Τοίχος αντιστήριξης	$d_w = 0$ , $d_w = 40$
Κτίριο	Πλάτους 1m, Πλάτους 10m
Απόσταση τοίχου-κτιρίου	1m, 9m

Πίνακας 2.8: Εξεταζόμενες περιπτώσεις για τις διεγέρσεις του Ricker και Αιγίου.

Καθ' ένα από τα δύο αυτά κτίρια τοποθετήθηκε και εξετάστηκε για τρεις διαφορετικές αποστάσεις από τον τοίχο αντιστήριξης: απόσταση 1m, απόσταση 5m και απόσταση 9m. Οι αποστάσεις αυτές επιλέχθηκαν λαμβάνοντας υπόψη τις συνήθεις τοποθετήσεις κτιρίων στα ανάντη τοίχων αντιστήριξης. Οι ιδιότητες των υλικών που χρησιμοποιήθηκαν για την εδαφική στρώση και το βραχώδες υπόβαθρο έχουν ήδη δοθεί στον Πίνακα 2.2. Όσον αφορά τις ιδιότητες του τοίχου αντιστήριξης και του κτιρίου αυτές έχουν ήδη παρατεθεί στα δύο προηγούμενα μοντέλα, δηλαδή το μοντέλο εδάφους με τοίχο και το μοντέλο εδάφους με κτίριο. Συνεπώς, στους Πίνακες 2.7 και 2.8 παρατίθενται συνολικά οι εξεταζόμενες περιπτώσεις του παρόντος μοντέλου για κάθε μία από τις τρεις επιβεβλημένες, στη βάση του βραχώδους υποβάθρου, σεισμικές διεγέρσεις.



# 3

## Αποτελέσματα Αριθμητικών Προσομοιώσεων

### 3.1 Εισαγωγή

Στόχος της παρούσας εργασίας ήταν να μελετηθεί εκτενέστερα το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου–εδάφους–κτιρίου και να διερευνηθούν μερικές από τις πιο σημαντικές παραμέτρους του. Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάστηκαν εκτενώς τα αριθμητικά προσομοιώματα στα οποία έγιναν οι παραμετρικές διδιάστατες, γραμμικές δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν στο πλαίσιο αυτής της εργασίας. Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται η παρουσίαση και ο σχολιασμός των βασικών αποτελεσμάτων που προέκυψαν από αυτές τις αριθμητικές προσομοιώσεις. Λόγω του μεγάλου όγκου των αποτελεσμάτων στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται ορισμένα από τα πλέον ενδεικτικά συμπεράσματα της παρούσας έρευνας. Μία πληρέστερη εικόνα δίνεται στο Παράρτημα Β, όπου παρατίθενται σε μεγαλύτερη έκταση τα ευρήματα της εκτεταμένης αριθμητικής διερεύνησης που διεξήχθη.

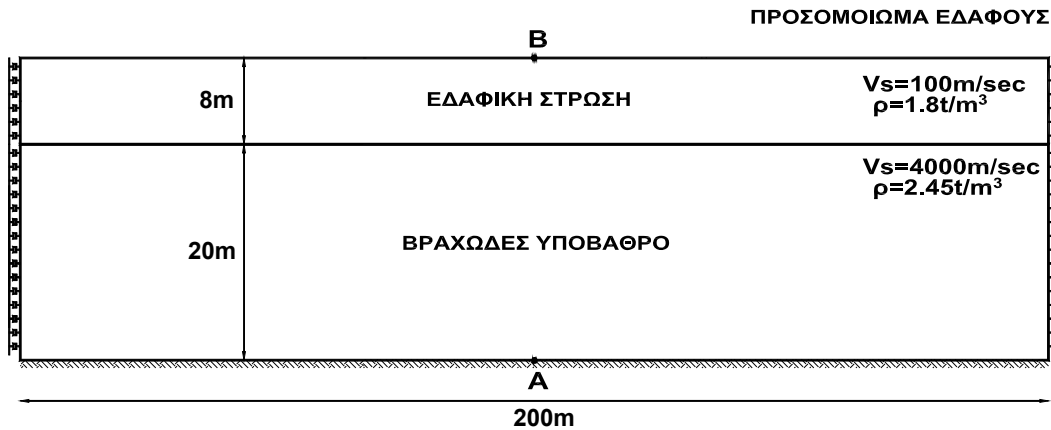
Στο παρόν κεφάλαιο αρχικά παρατίθενται τα πιο σημαντικά αποτελέσματα ξεχωριστά για κάθε ένα από τα εξετασθέντα αριθμητικά προσομοιώματα της παρούσας εργασίας. Στο τέλος δε του κεφαλαίου συγκρίνονται και μεταξύ τους, τα αποτελέσματα των διαφορετικών προσομοιωμάτων. Τα συμπεράσματα που προκύπτουν αποδεικνύουν και τεκμηριώνουν την ύπαρξη της αλληλεπίδρασης μεταξύ του τοίχου και του αντιστηριζόμενου εδάφους και των αντιστηριζόμενων κατασκευών. Το γεγονός αυτό υποδηλώνει την ανάγκη πιο λεπτομερούς και εμπειριστατωμένης μελέτης του σύνθετου αυτού φαινομένου κατά τη διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού όχι μόνο των τοίχων αντιστήριξης αλλά και των αντιστηριζόμενων κατασκευών που βρίσκονται πλησίον του τοίχου.

### **3.2 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους**

Το μοντέλο του εδαφικού επιχώματος με τον τοίχο αντιστήριξης διαθέτει συγκεκριμένα χαρακτηριστικά έτσι ώστε να εφικτή η κατά το δυνατόν ορθότερη προσομοίωσή του με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων PLAXIS. Για τον σκοπό αυτό, δηλαδή την επιλογή των κατάλληλων χαρακτηριστικών, και με στόχο να μελετηθεί η επίδραση των διαφόρων παραμέτρων επιλέχθηκε αρχικά να επιλυθεί ένα απλό εδαφικό μοντέλο χωρίς τοίχο, το οποίο αποτελείται από μια ομοιογενή, ιξωδοελαστική στρώση, η οποία είναι ελεύθερη στην άνω επιφάνεια, υπέρκειται μιας βραχώδους βάσης και εκτείνεται σε άπειρη έκταση στην οριζόντια διεύθυνση (μονοδιάστατες συνθήκες). Για τη μελέτη της απόκρισης του εδάφους στις διάφορες επιβαλλόμενες σεισμικές διεγέρσεις επιλέχθηκαν δύο σημεία: το σημείο Α, το οποίο βρίσκεται στην βάση της εδαφικής στρώσης και το σημείο Β, το οποίο βρίσκεται στην ελεύθερη επιφάνεια της εδαφικής στρώσης (βλ. Σχήμα 3.1).

Όπως αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο, χρησιμοποιήθηκαν τρεις διαφορετικές διεγέρσεις: α) μια απλή αρμονική διέγερση, β) ένας παλμός Ricker, γ) μία υπάρχουσα καταγεγραμμένη χρονοϊστορία του σεισμού του Αιγίου (1995). Όσον αφορά στην πρώτη περίπτωση της απλής αρμονικής διέγερσης, η διάρκειά της επιλέχθηκε έτσι ώστε να υπάρχουν συνθήκες μόνιμης

ταλάντωσης (steady state conditions). Η απόκριση της εδαφικής στρώσης αναμένεται να μεγιστοποιηθεί όταν η τιμή της κυκλικής συχνότητας της σεισμικής διέγερσης  $\omega$  προσεγγίζει τη θεμελιώδη κυκλική συχνότητα της εδαφικής στρώσης  $\omega_1$  και συνεπώς έχουμε συνθήκες συντονισμού.



Σχήμα 3.1: Το προσομοίωμα εδάφους και τα σημεία που επιλέχθηκαν για την ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς του εδάφους.

Στην περίπτωση του συντονισμού ο συντελεστής ενίσχυσης για ημιτονοειδή διέγερση λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του, η οποία δίνεται από την ακόλουθη σχέση (Kramer 1996):

$$AF = \frac{2}{\pi\xi} \cdot \frac{1}{2n+1} \quad (3.1)$$

όπου:

$\xi$  ο συντελεστής απόσβεσης, επιλέχθηκε  $\xi = 5\%$

$n$  ο αριθμός της ιδιοσυχνότητας

Για τη θεμελιώδη ιδιοσυχνότητα  $n = 0 \rightarrow AF = \frac{2}{\pi\xi} \rightarrow AF \approx 12.5$

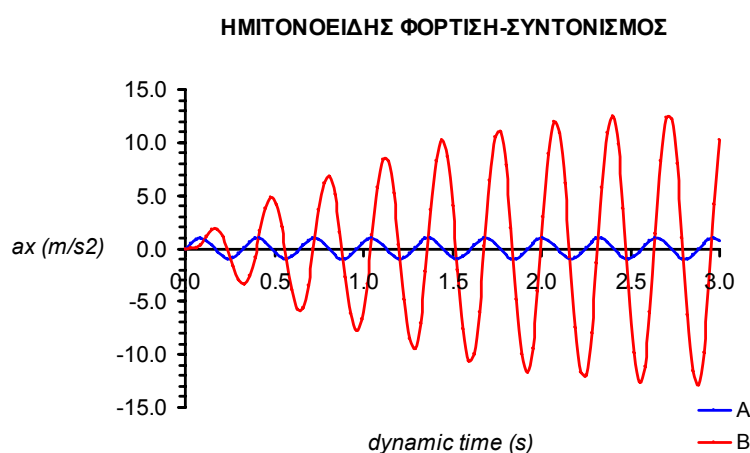
Για τη διερεύνηση της επίδρασης του μεγέθους του δικτύου, και έχοντας ήδη επιλέξει ύψος εδαφικής στρώσης ίσο με 8m, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για διάφορα πλάτη δικτύου, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1. Παρατηρείται ότι για πλάτος της εδαφικής στρώσης μεγαλύτερο των

200m (εικοσιπενταπλάσιο του ύψους της εδαφικής στρώσης) ο συντελεστής ενίσχυσης δε μεταβάλλεται σημαντικά. Κατόπιν τούτου επιλέχθηκε όλες οι αναλύσεις της παρούσας έρευνας να διεξαχθούν για πλάτος εδαφικής στρώσης 200m, αφού στο μέσον της (100m) επιτυγχάνονται οι επιθυμητές 1-D συνθήκες. (Στα μοντέλα με τοίχο προστέθηκαν άλλα 100m στα κατάντι του τοίχου).

Πλάτος δικτύου	$L = 120m$	$L = 160m$	$L = 200m$	$L = 240m$
Συντελεστής Ενίσχυσης	$AF = 6.8$	$AF = 11.8$	$AF = 12.3$	$AF = 12.1$

Πίνακας 3.1: Αποτελέσματα γραμμικών αναλύσεων του μοντέλου εδάφους.

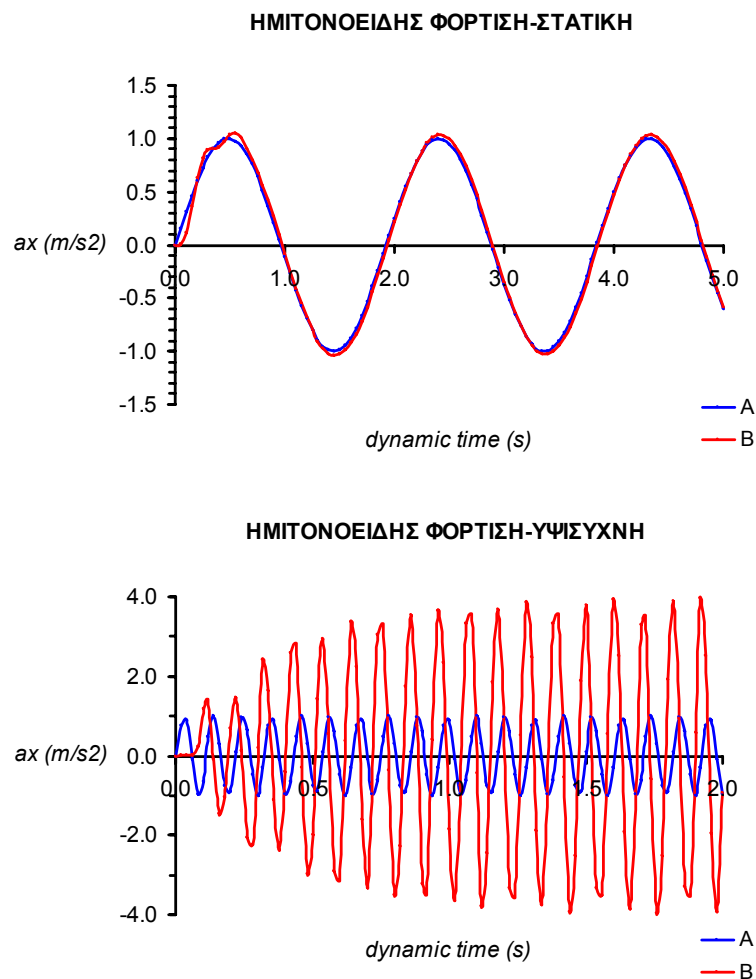
Στο Σχήμα 3.2 απεικονίζονται τα επιταχυνσιογραφήματα της βάσης (σημείο A) και της κορυφής (σημείο B) του προσομοιώματος του εδάφους που προέκυψαν από τη διέγερσή του με συχνότητα  $\omega \approx \omega_1$ . Όπως είναι φανερό στην κατάσταση του συντονισμού η οριζόντια επιτάχυνση του σεισμού,  $a_x = 1.0m/sec^2$ , ενισχύεται καθώς το κύμα διαδίδεται από τη βάση της εδαφικής στρώσης στην επιφάνειά της και μάλιστα—λόγω συντονισμού—λαμβάνει τη μέγιστη τιμή της δηλαδή  $a_x = 12.3m/sec^2$ .



Σχήμα 3.2: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της βάσης (σημείο A) και της κορυφής (σημείο B) του προσομοιώματος του εδάφους για την περίπτωση του συντονισμού.

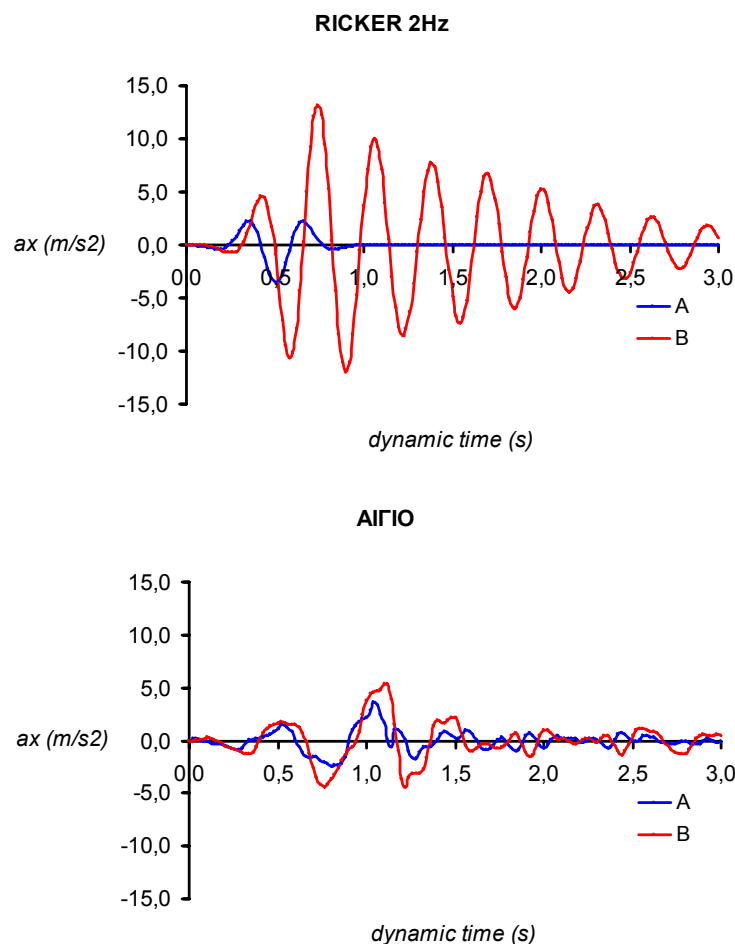
Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η διερεύνηση της επίδρασης της συχνότητας της φόρτισης στην ενίσχυση της οριζόντιας επιτάχυνσης του σεισμού. Συνεπώς, εκτός από την περίπτωση του συντονισμού εξετάστηκαν και οι εξής περιπτώσεις:

- η περίπτωση της «στατικής» διέγερσης,  $\omega = \omega_1 / 6$ , όπου το επιβαλλόμενο φορτίο μεταβάλλεται στο χρόνο πολύ αργά σε σύγκριση με την ταχύτητα απόκρισης του συστήματος,
- η περίπτωση της υψίσυχνης φόρτισης,  $\omega = 3\omega_1$ , όπου το επιβαλλόμενο φορτίο μεταβάλλεται στο χρόνο πολύ γρήγορα σε σύγκριση με την (επιθυμητή) απόκριση του συστήματος, δηλαδή η αδράνεια του συστήματος είναι πολύ μεγάλη.



Σχήμα 3.3: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της βάσης (σημείο A) και της κορυφής (σημείο B) του προσομοιώματος του εδάφους για τις περιπτώσεις της στατικής και της υψίσυχνης ημιτονοειδούς διέγερσης.

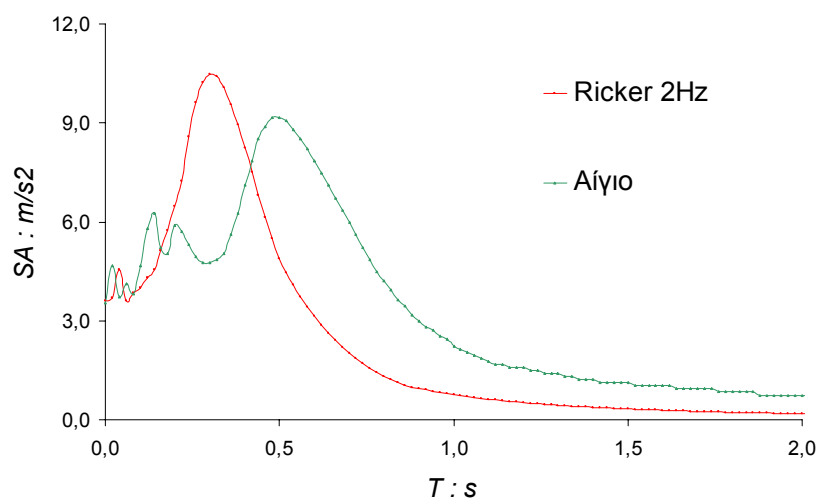
Ο συντελεστής ενίσχυσης, ο οποίος δίνεται από τη σχέση (2.6) λαμβάνει αντίστοιχα τις τιμές  $AF = 1.04$  και  $AF = 4.25$ . Στο Σχήμα 3.3 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες που προέκυψαν για τις δύο αυτές περιπτώσεις φόρτισης, όπου για την μεν «στατική» φόρτιση ουσιαστικά δεν ενισχύεται η επιτάχυνση της βάσης ενώ για την υψίσυχνη φόρτιση, η επιτάχυνση της βάσης ενισχύεται αλλά χωρίς να λάβει τη μέγιστη τιμή της, η οποία προκύπτει στην περίπτωση του συντονισμού. Παρατηρείται λοιπόν ότι η δυναμική απόκριση του εξεταζόμενου συστήματος, στην προκειμένη περίπτωση η ενίσχυση της οριζόντιας επιτάχυνσης, εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της επιβαλλόμενης αρμονικής διέγερσης δηλαδή από την τιμή της κυκλικής συχνότητάς της.



Σχήμα 3.4: Χρονοϊστορίες, ανηγμένες στα 0.36g, της βάσης (σημείο A) και της κορυφής (σημείο B) του προσομοιώματος του εδάφους για τις περιπτώσεις του παλμού Ricker 2Hz και την καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου αντίστοιχα.

Όσον αφορά στις άλλες δύο διεγέρσεις, δηλαδή αυτές του παλμού Ricker 2Hz και της καταγραφής από τον σεισμό του Αιγίου, τα αντίστοιχα επιταχυνσιογραφήματα, ανηγμένα στα 0.36g, παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.4. Παρατηρείται ότι για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz προκύπτει μεγαλύτερη ενίσχυση της φόρτισης της βάσης από ότι για τη διέγερση από το σεισμό του Αιγίου. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι οι μέγιστες φασματικές επιταχύνσεις του παλμού Ricker εμφανίζονται κοντά στη δεσπόζουσα περίοδο  $T_s$  της εδαφικής στρώσης, η οποία είναι περίπου 0.32s (βλ. Σχήμα 3.5). Αντίθετα, το επιταχυνσιογράφημα του Αιγίου εμφανίζει τελείως διαφορετικό περιεχόμενο περιόδων: είναι πλούσιο σε μικρές περιόδους της τάξεως των 0.2s και σε μεγαλύτερες περιόδους της τάξεως των 0.5s. Συνεπώς οι μέγιστες φασματικές επιταχύνσεις του σεισμού του Αιγίου εμφανίζονται σε περιόδους που δεν βρίσκονται πλησίον της  $T_s$ .

Παρατηρώντας τα ελαστικά φάσματα απόκρισης του στο Σχήματος 3.5. είναι προφανές ότι ο παλμός Ricker είναι μία διέγερση χαμηλής περιόδου, η οποία εξασθενεί πλήρως μετά τα 0.5s, ενώ η σεισμική καταγραφή του Αιγίου καλύπτει ένα φάσμα υψηλότερων περιόδων. Επίσης είναι προφανές πως η πραγματική διέγερση του Αιγίου έχει περισσότερους κύκλους φόρτισης από τον παλμό Ricker.



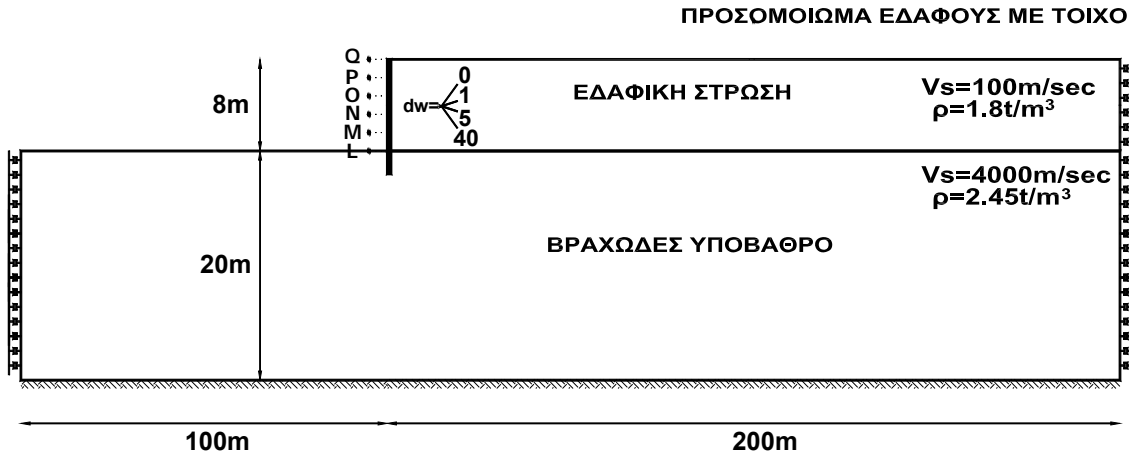
Σχήμα 3.5: Φάσματα ελαστικής απόκρισης, ανηγμένα στα 0.36g = 3.6m/sec<sup>2</sup>, των περιπτώσεων του παλμού Ricker 2Hz και σεισμού του Αιγίου αντίστοιχα.

### 3.3 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο

Μετά την ολοκλήρωση της μελέτης του απλού εδαφικού μοντέλου χωρίς τον τοίχο αντιστήριξης, πραγματοποιήθηκε η εξέταση του μοντέλου εδάφους στο οποίο έχει εισαχθεί ο τοίχος αντιστήριξης. Το παρόν μοντέλο εξετάζει δύο θέματα:

- 1) Τη σεισμική απόκριση του τοίχου αντιστήριξης μέσω της κατανομής των πλευρικών δυναμικών ωθήσεων που αυτός δέχεται λόγω του σεισμού.
- 2) Την επιρροή της ευκαμψίας του τοίχου στην κίνηση του εδάφους που βρίσκεται πίσω από αυτόν.

Για τη μελέτη της κατανομής των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου στις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις στις οποίες αυτός υποβάλλεται, επιλέχθηκαν έξι σημεία πάνω στον τοίχο, με τα οποία χωρίζεται σε πέντε ίσα τμήματα 1.6m (βλ. Σχήμα 3.6).



Σχήμα 3.6: Το προσομοίωμα εδάφους με τοίχο αντιστήριξης και τα σημεία που επιλέχθηκαν πάνω στον τοίχο αντιστήριξης για τη μελέτη της κατανομής των δυναμικών του ωθήσεων.

Στο προσομοίωμα εδάφους με τοίχο χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες διεγέρσεις που εφαρμόστηκαν και στο προσομοίωμα του εδάφους. Συνεπώς είναι δυνατή η σύγκριση της απόκρισης του εδάφους υπό συνθήκες μονοδιάστατης ανάλυσης



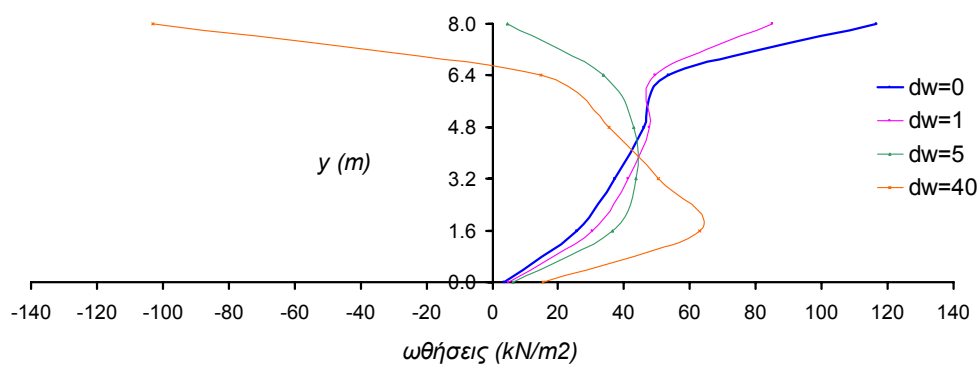
χωρίς την παρουσία του τοίχου και—πλέον με την ύπαρξη του τοίχου—με αυτά της διδιάστατης ανάλυσης.

Στο Σχήμα 3.7 απεικονίζονται τα διαγράμματα των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου που αφορούν την περίπτωση της ημιτονοειδούς φόρτισης. Στον κατακόρυφο άξονα προβάλλονται οι τεταγμένες των έξι επιλεχθέντων σημείων της παρειάς του τοίχου, συνολικού ύψους 8m. Στον οριζόντιο άξονα των διαγραμμάτων προβάλλονται οι τιμές των δυναμικών ωθήσεων. Από την παρατήρηση των διαγραμμάτων προκύπτει ότι καθώς οι τιμές του συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας τοίχου, δηλαδή οι τιμές του συντελεστή  $d_w$ , αυξάνονται τόσο οι δυναμικές ωθήσεις που δέχεται ο τοίχος μειώνονται. Υπενθυμίζεται ότι αύξηση του  $d_w$  αντιστοιχεί σε αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου. Άρα είναι φανερό ότι, όπως ήταν αναμενόμενο, όσο πιο άκαμπτος είναι ο τοίχος αντιστήριξης τόσο μεγαλύτερες ωθήσεις δέχεται. Το συμπέρασμα αυτό ισχύει και για τις τρεις περιπτώσεις φόρτισης της ημιτονοειδούς διέγερσης: του συντονισμού, της στατικής φόρτισης και της υψίσυχνης φόρτισης.

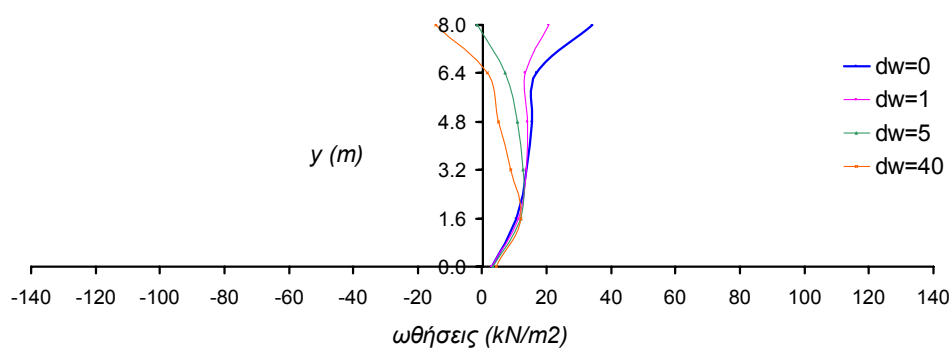
Ένα άλλο συμπέρασμα που προκύπτει από την παρατήρηση αυτών των διαγραμμάτων είναι ότι αύξηση της τιμής του συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας  $d_w$  συνεπάγεται την εμφάνιση αρνητικών δυναμικών ωθήσεων στην κορυφή του τοίχου. Η αρνητική τιμή δεν πρέπει να ερμηνευθεί ως «έλξη» του τοίχου από το έδαφος. Όταν το άθροισμα των γεωστατικών και των δυναμικών τάσεων έχει αρνητική τιμή, τότε θα υπάρξει αποκόλληση τοίχου—εδάφους σε αυτήν την περιοχή, αφού όπως είναι γνωστό δεν είναι δυνατή η ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων.

Στα Σχήματα 3.8 και 3.9 απεικονίζονται τα διαγράμματα των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου που αφορούν και τις τρεις περιπτώσεις της απλούς ημιτονοειδούς διέγερσης, για όλους τους συνδυασμούς των συντελεστών σχετικής δυσκαμψίας τοίχου  $d_w$ . Συγκρίνοντας τις κατανομές των δυναμικών ωθήσεων προκύπτει ότι οι δυναμικές ωθήσεις που δέχεται ο τοίχος αντιστήριξης είναι σημαντικά αυξημένες στην περίπτωση του συντονισμού συγκρινόμενες με τις ωθήσεις που προκύπτουν στην «οιονεί» στατική φόρτιση.

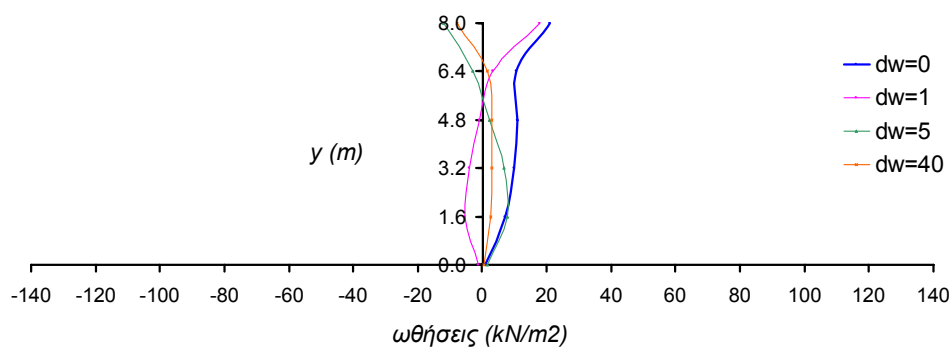
### ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ



### ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ



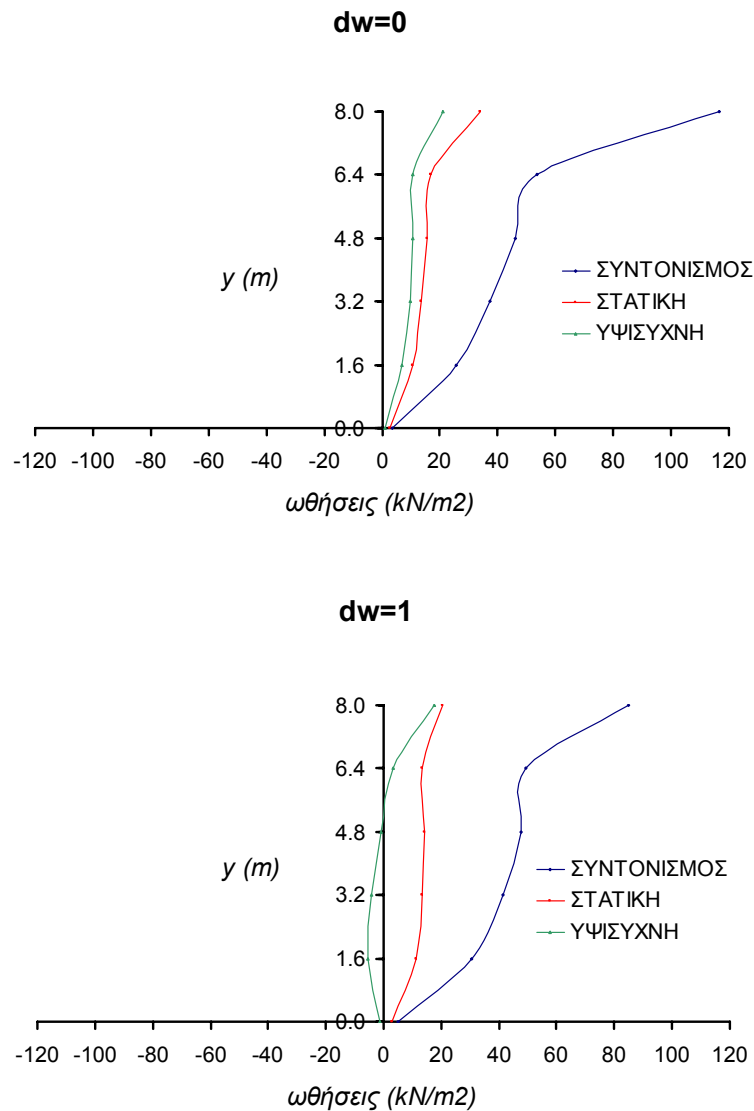
### ΥΨΙΣΥΧΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ



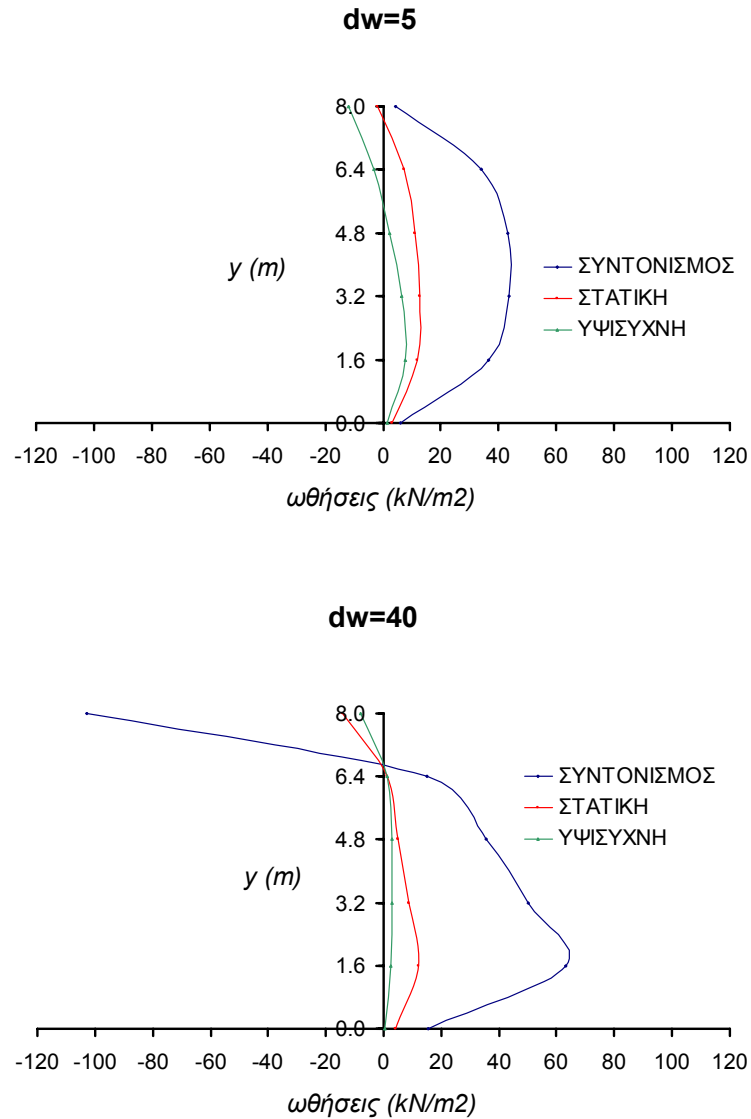
Σχήμα 3.7: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου αντιστήριξης για τις τρεις περιπτώσεις της ημιτονοειδούς φόρτισης και για όλες τις τιμές του συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας του τοίχου.

Αντίθετα, είναι μειωμένες στην περίπτωση της υψίσυχνης φόρτισης σε σχέση πάλι με τις ωθήσεις που προκύπτουν στην «οιονεί» στατική φόρτιση. Το συμπέρασμα αυτό ισχύει για όλες τις τιμές του συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας του τοίχου  $d_w$ .

Επίσης, παρατηρείται ότι οι δυναμικές ωθήσεις, σε κάθε περίπτωση, μεταβάλλονται σχετικά ομοιόμορφα καθ' ύψος του τοίχου. Ως εκ τούτου το σχήμα των δυναμικών ωθήσεων δεν αλλάζει σημαντικά.



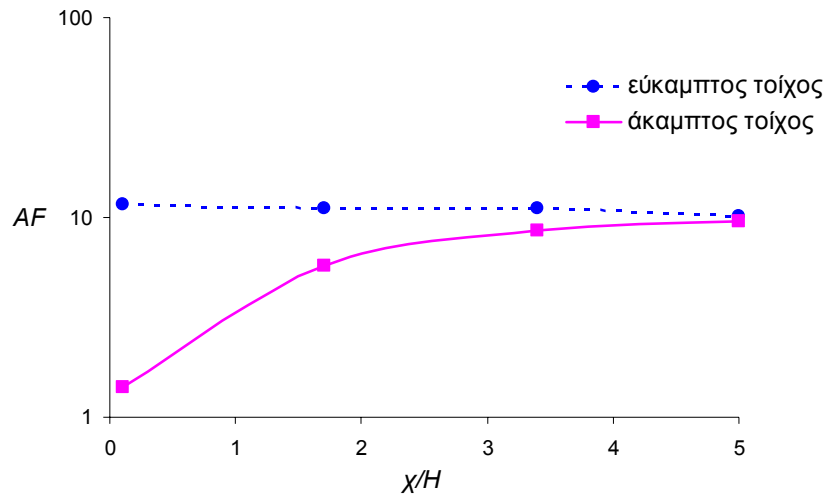
Σχήμα 3.8: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων για τις τρεις περιπτώσεις της ημιτονοειδούς φόρτισης και για τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας του τοίχου  $d_w=0$  και  $d_w=1$ .



Σχήμα 3.9: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων για τις τρεις περιπτώσεις της ημιτονοειδούς φόρτισης και για τιμές του συντελεστή δυσκαμψίας του τοίχου  $dw=5$  και  $dw=40$ .

Όσον αφορά στην επιρροή της ευκαμψίας του τοίχου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους που βρίσκεται πίσω από αυτόν, ενδιαφέροντα συμπεράσματα προκύπτουν παρατηρώντας το Σχήμα 3.10. Σε αυτό απεικονίζεται η κατανομή του συντελεστή ενίσχυσης (amplification factor)  $AF$  στην ελεύθερη επιφάνεια της εδαφικής στρώσης όταν το σύστημα τοίχου–εδάφους υποβάλλεται στην απλή αρμονική διέγερση και ειδικότερα στην περίπτωση του συντονισμού. Στον κατακόρυφο άξονα του διαγράμματος προβάλλονται σε λογαριθμική κλίμακα οι τιμές του συντελεστή ενίσχυσης  $AF$ .

Στον οριζόντιο άξονα του διαγράμματος παρίσταται η οριζόντια απόσταση από τον τοίχο αντιστήριξης  $\chi$  κανονικοποιημένη ως προς το ύψος του τοίχου  $H$ .

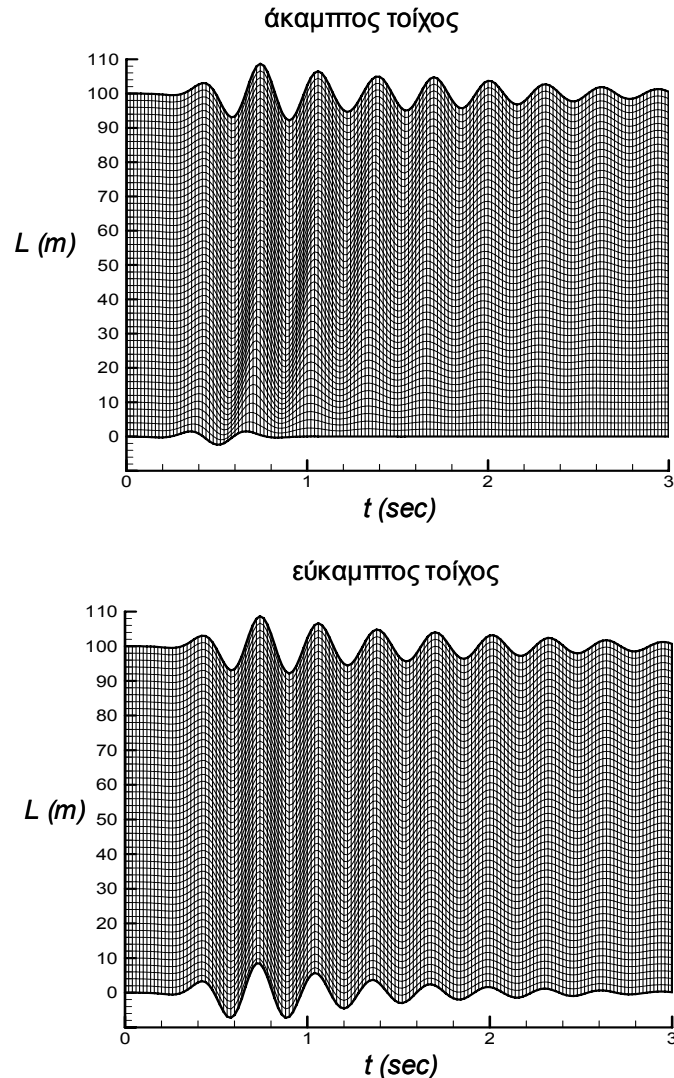


Σχήμα 3.10: Κατανομή του συντελεστή ενίσχυσης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους στην περίπτωση του συντονισμού για εύκαμπτο και άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.

Είναι εμφανές ότι στην περίπτωση του άκαμπτου τοίχου η κίνηση του εδάφους που βρίσκεται πίσω από αυτόν επηρεάζεται πάρα πολύ από την ύπαρξη του τοίχου. Επειδή ο τοίχος είναι άκαμπτος δεν ενισχύει καθόλου την επιτάχυνση του σεισμού, συνεπώς στην περιοχή που βρίσκεται ακριβώς πίσω από αυτόν δεν υπάρχει καθόλου ενίσχυση της επιτάχυνσης της βάσης της εδαφικής στρώσης, δηλαδή  $AF \approx 1$ . Ο συντελεστής ενίσχυσης  $AF$  μεγαλώνει όσο αυξάνεται η απόσταση από τον τοίχο και λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του  $AF \approx 12.5$  σε απόσταση μεγαλύτερη από το τετραπλάσιο του ύψους του τοίχου, δηλαδή σε απόσταση  $4H$ . Στην απόσταση αυτή επικρατούν συνθήκες ελεύθερου πεδίου (free field) αφού η διάδοση της οριζόντιας επιτάχυνσης του σεισμού, λόγω της μεγαλύτερης απόστασης από τον τοίχο, δεν επηρεάζεται καθόλου από την παρουσία του.

Αντίθετα, η παρουσία του εύκαμπτου τοίχου επιτρέπει την ανάπτυξη διατμητικών παραμορφώσεων και κατ' επέκταση στην ανάπτυξη υψηλών τιμών της οριζόντιας επιτάχυνσης του σεισμού ακόμα στην περιοχή που βρίσκεται ακριβώς πίσω από αυτόν. Άρα η διάδοση της διέγερσης της βάσης της εδαφικής στρώσης επηρεάζεται ελάχιστα από την παρουσία του τοίχου εφόσον είναι τόσο εύκαμπτος ώστε είναι σχεδόν σαν μην υπάρχει τοίχος στο όριο της

εδαφικής στρώσης. Συνεπώς η απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους είναι όμοια με την απόκριση του εδάφους σε συνθήκες μονοδιάστατης ανάλυσης (1-D).

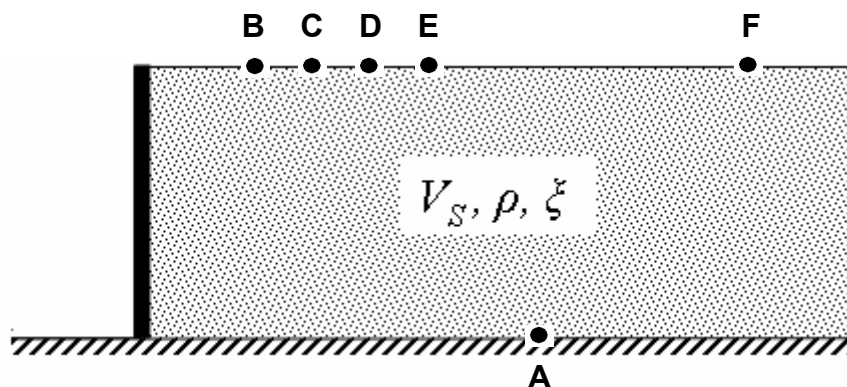


Σχήμα 3.11: Κατανομή των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους στην περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz, για άκαμπτο και εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.

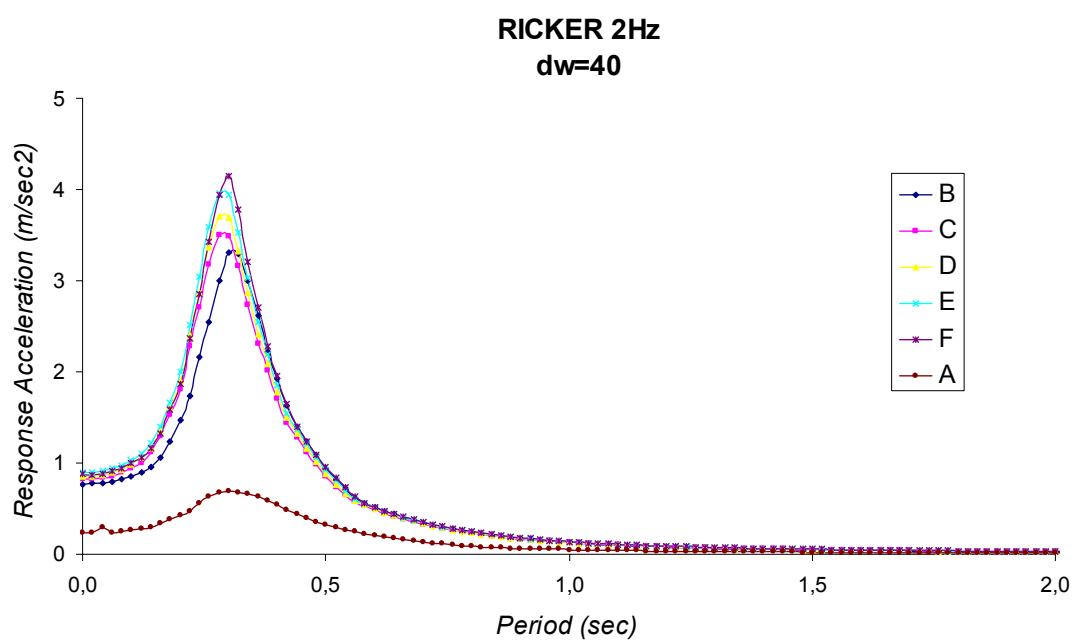
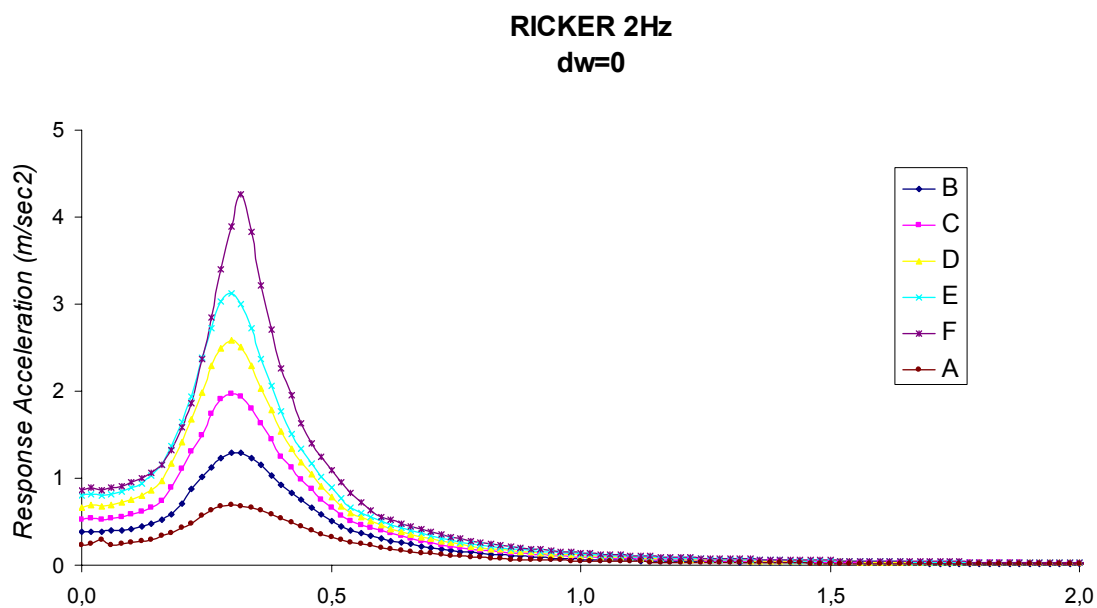
Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει με πιο μεγάλη ευκρίνεια παρατηρώντας το Σχήμα 3.11, όπου απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων κατά μήκος της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης σε απόσταση μέχρι 100m από αυτόν. Η χρησιμοποιηθείσα διέγερση βάσης είναι αυτή του παλμού Ricker 2Hz. Εξετάζονται οι δύο ακραίες τιμές της ευκαμψίας του τοίχου  $d_w = 0$  και  $d_w = 40$ . Είναι προφανές ότι, όπως και στην προηγούμενη

περίπτωση του ημιτόνου συντονισμού, η παρουσία του εύκαμπτου τοίχου δεν μεταβάλλει την απόκριση του εδάφους και ουσιαστικά αυτό συμπεριφέρεται όπως και όταν δεν υπάρχει ο τοίχος. Συνεπώς, η επιτάχυνση του σεισμού ενισχύεται σημαντικά στην περιοχή που βρίσκεται ακριβώς πίσω από τον τοίχο και είναι παρόμοια με την επιτάχυνση που αναπτύσσεται μακριά από αυτόν σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου (free field). Αντίθετα, ο άκαμπτος τοίχος επιτρέπει μικρή ενίσχυση της επιτάχυνσης του σεισμού στην περιοχή που γειτνιάζει άμεσα με αυτόν. Η ενίσχυση αυτή μεγαλώνει όσο αυξάνεται η απόσταση από τον τοίχο και σε μακρινή απόσταση δεν επηρεάζεται πλέον από αυτόν.

Προκύπτει λοιπόν από τα παραπάνω ότι η δυναμική αλληλεπίδραση τοίχου–αντιστηριζόμενου εδάφους είναι σημαντικά εντονότερη στις περιπτώσεις των άκαμπτων τοίχων από ότι στις περιπτώσεις των εύκαμπτων τοίχων. Το συμπέρασμα αυτό ενισχύεται από την παρατήρηση των φασμάτων ελαστικής απόκρισης των Σχημάτων 3.13 και 3.14. Υπενθυμίζεται ότι τα φάσματα αυτά είναι απαραίτητα (σύμφωνα με τις εφαρμοζόμενες μεθοδολογίες) για τη μελέτη των κτιρίων που θα θεμελιωθούν σε αυτές τις περιοχές. Τα φάσματα προέκυψαν από την ανάλυση με κατάλληλο λογισμικό των χρονοϊστοριών σε χαρακτηριστικά σημεία του εξεταζόμενου προσομοιώματος εδάφους με τοίχο. Στο Σχήμα 3.12 απεικονίζονται τα σημεία τα οποία επιλέγησαν για την παραγωγή των φασμάτων, πέντε σημεία στην ελεύθερη επιφάνεια, σε αποστάσεις 5m, 10m, 15m, 20m και 100m αντίστοιχα από τον τοίχο αντιστήριξης και ένα σημείο στη βάση του προσομοιώματος, από το οποίο προέκυπτε το φάσμα της επιβαλλόμενης διέγερσης.

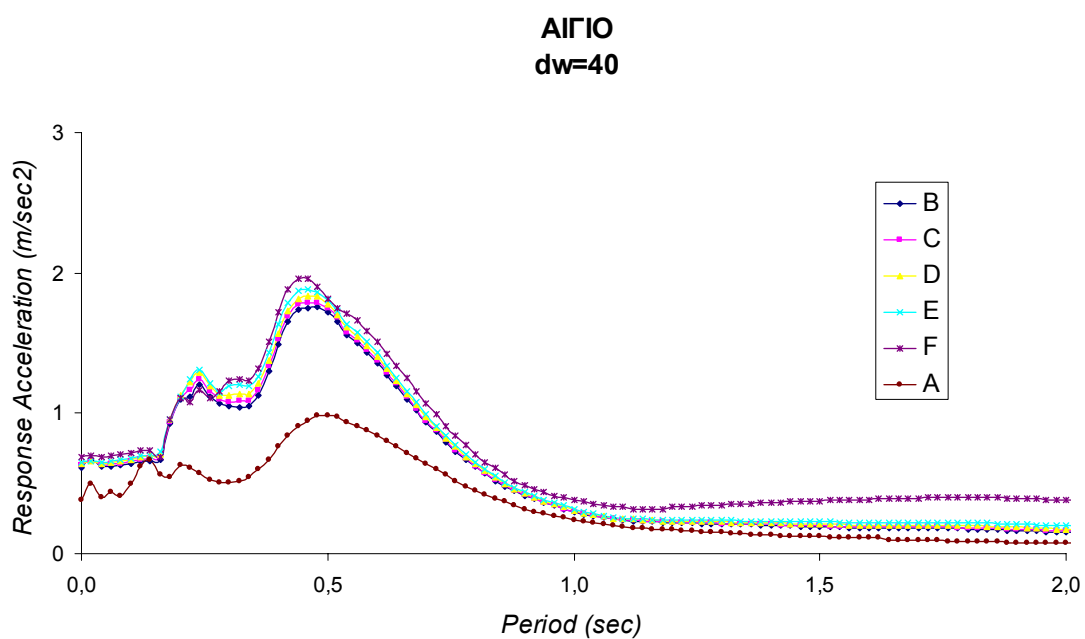
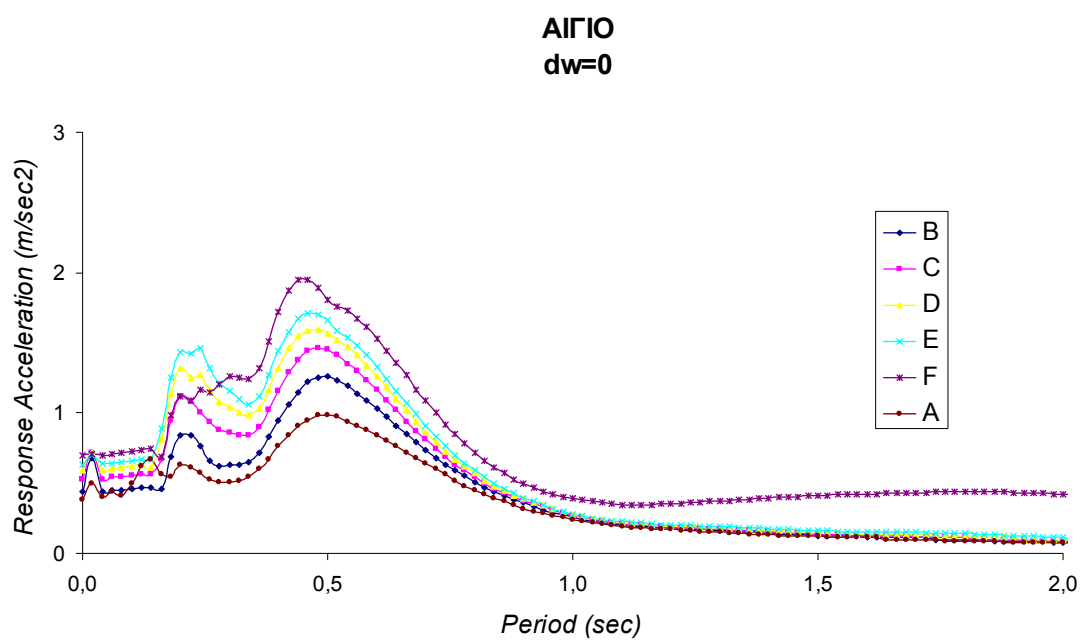


Σχήμα 3.12: Απεικόνιση των σημείων του προσομοιώματος εδάφους με τοίχο για την παραγωγή των φασμάτων ελαστικής απόκρισης.



Σχήμα 3.13: Φάσματα ελαστικής απόκρισης πέντε σημείων της ελεύθερης επιφάνειας (B,C,D,E F) και ενός σημείου της βάσης (A) στην περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz για άκαμπτο και εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.





Σχήμα 3.14: Φάσματα ελαστικής απόκρισης πέντε σημείων της ελεύθερης επιφάνειας (B,C,D,E F) και ενός σημείου της βάσης (A) στην περίπτωση της σεισμικής διέγερσης του Αιγίου για άκαμπτο και εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.

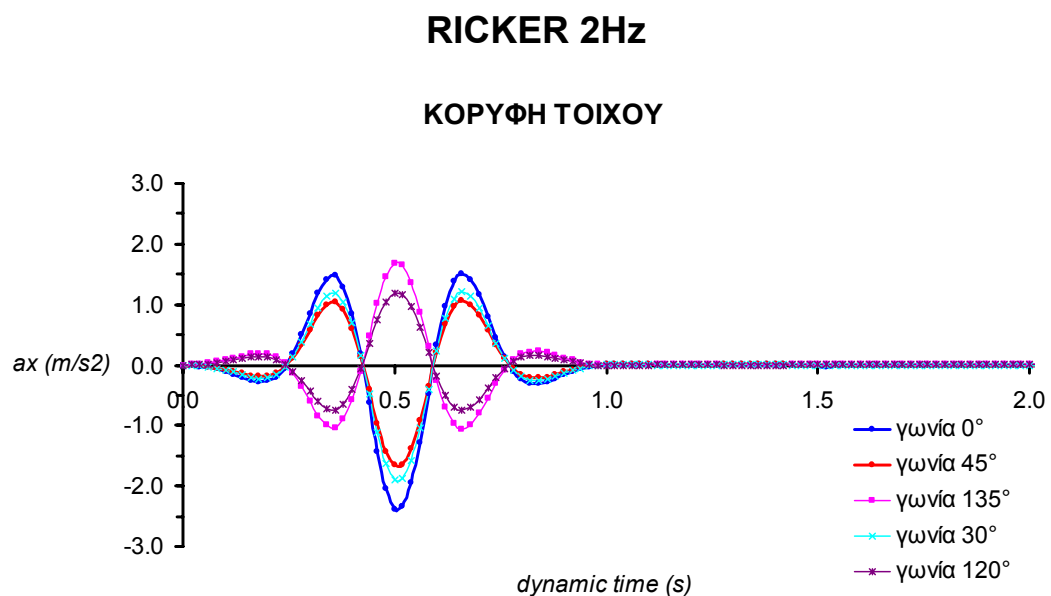
Εφαρμόσθηκαν δύο διεγέρσεις: αρχικά ο παλμός Ricker 2Hz και κατόπιν η καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου. Από την παρατήρηση των παραπάνω φασμάτων προκύπτει ότι και για τις δύο σεισμικές διεγέρσεις στην περιοχή που βρίσκεται πίσω από τον εύκαμπτο τοίχο η επιτάχυνση είναι περίπου ίση με την επιτάχυνση στο σημείο που απέχει 100m από τον τοίχο. Άρα ακόμα και ακριβώς πίσω από τον εύκαμπτο τοίχο επικρατούν συνθήκες ελεύθερου πεδίου. Αντίθετα, ο άκαμπτος τοίχος επιβάλλει ένα όριο με αποτέλεσμα η επιτάχυνση του σεισμού να ενισχύεται περισσότερο όσο μεγαλώνει η απόσταση από τον άκαμπτο τοίχο. Επιπλέον, επειδή πρόκειται για γραμμική ανάλυση, υπάρχει μια σχετική αναλογία της αύξησης της επιτάχυνσης με την αύξηση της απόστασης του εδαφικού σημείου από τον άκαμπτο τοίχο. Ένα άλλο συμπέρασμα που επίσης προκύπτει, είναι ότι η ενίσχυση είναι πολύ μεγαλύτερη στην περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz από ότι στην περίπτωση του Αιγίου. Το γεγονός αυτό είναι λογικό και αναμενόμενο εφόσον ο παλμός Ricker 2Hz έχει δεσπόζουσα περίοδο περίπου ίση με 0.3sec, τιμή που προσεγγίζει ικανοποιητικά την ιδιοπερίοδο της εξεταζόμενης εδαφικής στρώσης, η οποία είναι  $T_s = 4H / v_s = 4 \cdot 8 / 100 = 0.32\text{sec}$  και άρα προκαλείται το φαινόμενο του συντονισμού. Επειδή ο σεισμός του Αιγίου έχει διαφορετικό συχνοτικό περιεχόμενο δεν συντονίζει την εδαφική στρώση (βλ Σχήμα 3.5).

Σε όλες τις παραπάνω περιπτώσεις το προσομοίωμα εδάφους με τοίχο υποβαλλόταν σε οριζόντια σεισμική διέγερση, η οποία εφαρμοζόταν στη βάση της βραχώδους στρώσης με τη μορφή εξαναγκασμένης μετακίνησης. Συνεπώς, η γωνία πρόσπτωσης λάμβανε την τιμή  $\theta = 0^\circ$ . Ωστόσο, σε κάθε περίπτωση υπήρχαν «παρασιτικές» κατακόρυφες επιταχύνσεις, οι οποίες οφείλονταν σε ανακλάσεις κατά τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων εντός του εδαφικού υλικού, και αναπτύσσονταν σε συγκεκριμένη περιοχή πίσω από τον τοίχο (σε απόσταση περίπου ίση από  $2H$  έως  $6H$  από αυτόν).

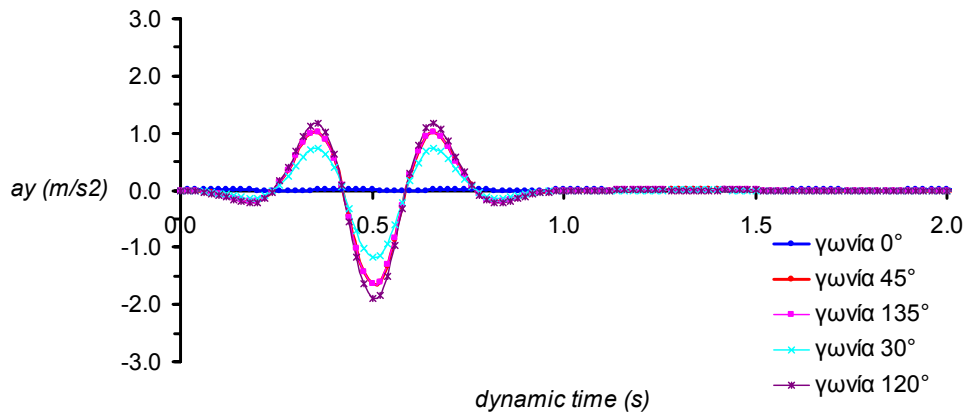
Προκειμένου να διερευνηθεί η επιρροή της γωνίας πρόσπτωσης της επιβαλλόμενης σεισμικής φόρτισης εξετάστηκαν οι εξής τέσσερις περιπτώσεις γωνιών πρόσπτωσης:  $\theta = 30^\circ$  και η συμπληρωματική της  $\theta = 120^\circ$  και  $\theta = 45^\circ$  και η συμπληρωματική της  $\theta = 135^\circ$ . Εξετάστηκε μόνο η περίπτωση του

άκαμπτου τοίχου, εφόσον όπως αποδείχθηκε προηγουμένως ο εύκαμπτος τοίχος προσεγγίζει συνθήκες μονοδιάστατης ανάλυσης.

Η σεισμική διέγερση που χρησιμοποιήθηκε ήταν αυτή του παλμού Ricker 2Hz. Στα Σχήματα 3.15 και 3.16 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας και κατακόρυφης επιτάχυνσης που αντιστοιχούν στην κορυφή του άκαμπτου τοίχου για όλες τις προαναφερθέντες τιμές της γωνίας πρόσπτωσης της επιβαλλόμενης σεισμικής κίνησης. Όσον αφορά στις οριζόντιες επιταχύνσεις είναι φανερό ότι όσο αυξάνεται η γωνία πρόσπτωσης τόσο αυτές μειώνονται ενώ το αντίθετο ισχύει για τις κατακόρυφες επιταχύνσεις. Ένα άλλο συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι όταν  $\theta < 90^\circ$  οι οριζόντιες επιταχύνσεις διαδίδονται με την ίδια φάση ενώ όταν  $\theta > 90^\circ$  διαδίδονται με αντίθετη φάση. Αυτό όμως δεν ισχύει και για τις κατακόρυφες επιταχύνσεις, όπου ανεξάρτητα της τιμής της γωνίας πρόσπτωσης όλες οι επιταχύνσεις διαδίδονται με την ίδια φάση.



Σχήμα 3.15: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στην κορυφή του τοίχου όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $120^\circ$  και  $135^\circ$  για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

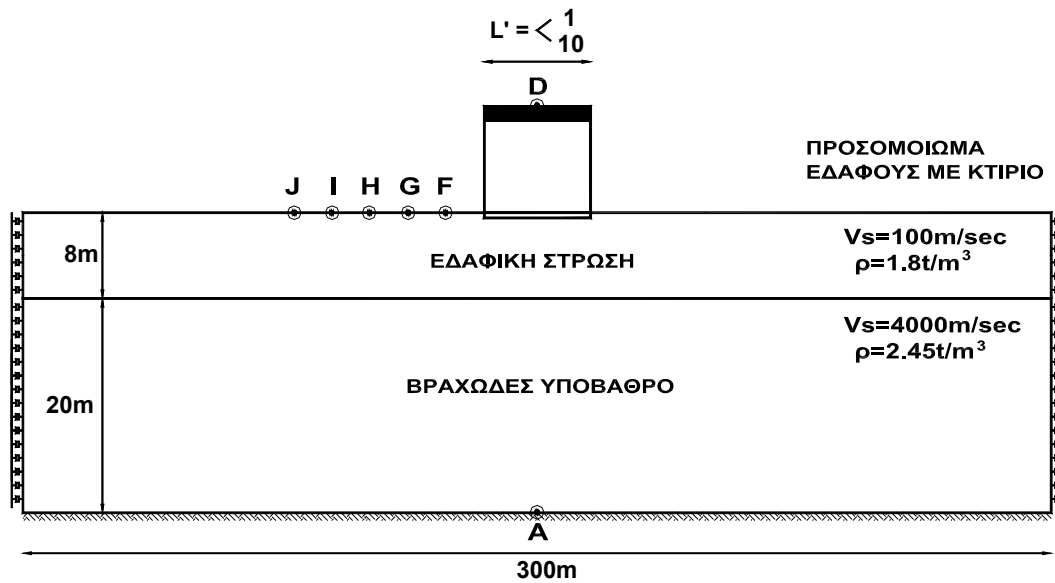
**RICKER 2Hz****ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΙΧΟΥ**

Σχήμα 3.16: Χρονοϊστορίες της κατακόρυφης επιτάχυνσης στην κορυφή του τοίχου όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές 0°, 30°, 45°, 120° και 135° για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

### 3.4 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Κτίριο

Μετά την ολοκλήρωση της μελέτης του απλού εδαφικού μοντέλου και του μοντέλου του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης πραγματοποιήθηκε η ανάλυση του μοντέλου του εδάφους με το κτίριο. Εξετάστηκε η επιρροή του κτιρίου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους που βρίσκεται πίσω από αυτό.

Για τη μελέτη του προσομοιώματος επιλέχθηκαν όσον αφορά την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους πέντε σημεία σε αυτήν που να απέχουν διαφορετικές αποστάσεις από το υπό εξέταση κτίριο, με σκοπό την κάλυψη μιας ζώνης στην ευρύτερη περιοχή του κτιρίου σύμφωνα με τον Πίνακα 3.2, και όσον αφορά το κτίριο επιλέχθηκε το μέσον της κορυφής του (βλ. Σχήμα 3.17).



Σχήμα 3.17: Το προσομοίωμα εδάφους με κτίριο και τα σημεία που επιλέχθηκαν πάνω στο έδαφος και το κτίριο για τη μελέτη του προσομοιώματος.

Η εξέταση του παρόντος μοντέλου προηγήθηκε της εξέτασης του τελικού και πιο σύνθετου μοντέλου, το οποίο περιλαμβάνει και τα τρία στοιχεία που εμπλέκονται στο φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης που εξετάζεται στην παρούσα εργασία, δηλαδή το έδαφος, τον τοίχο και το κτίριο. Ως εκ τούτου και με σκοπό τη σύγκριση των προσομοιωμάτων ώστε να είναι εφικτή η διεξαγωγή συμπερασμάτων, λήφθηκαν υπ' όψιν παράμετροι που σχετίζονται και με το τελικό μοντέλο.

Σημείο	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>	<i>J</i>
Απόσταση από το κτίριο	$L = 10m$	$L = 20m$	$L = 30m$	$L = 40m$	$L = 50m$

Πίνακας 3.2: Τα εξεταζόμενα σημεία της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους του προσομοιώματος εδάφους με κτίριο.

Μία από αυτές τις παραμέτρους αφορούσε στην απόσταση του κτιρίου από τον τοίχο αντιστήριξης. Οι πλέον συνηθισμένες στην πράξη κοντινότερες αποστάσεις ανέγερσης κατασκευών στα ανάντι του τοίχου κυμαίνονται περίπου

όσο μισό ή και ολόκληρο το ύψος του χωρίς να αποκλειστούν και περιπτώσεις που η κατασκευή θεμελιώνεται ακόμα πιο κοντά. Γι' αυτό και επιλέγησαν τρεις χαρακτηριστικές αποστάσεις του κτιρίου: 1m (πολύ κοντά), 5m (όσο περίπου το μισό ύψος του τοίχου) και 9m (όσο περίπου το ύψος του τοίχου). Όλες οι αποστάσεις αναφέρονται στο κοντινότερο υποστύλωμα.

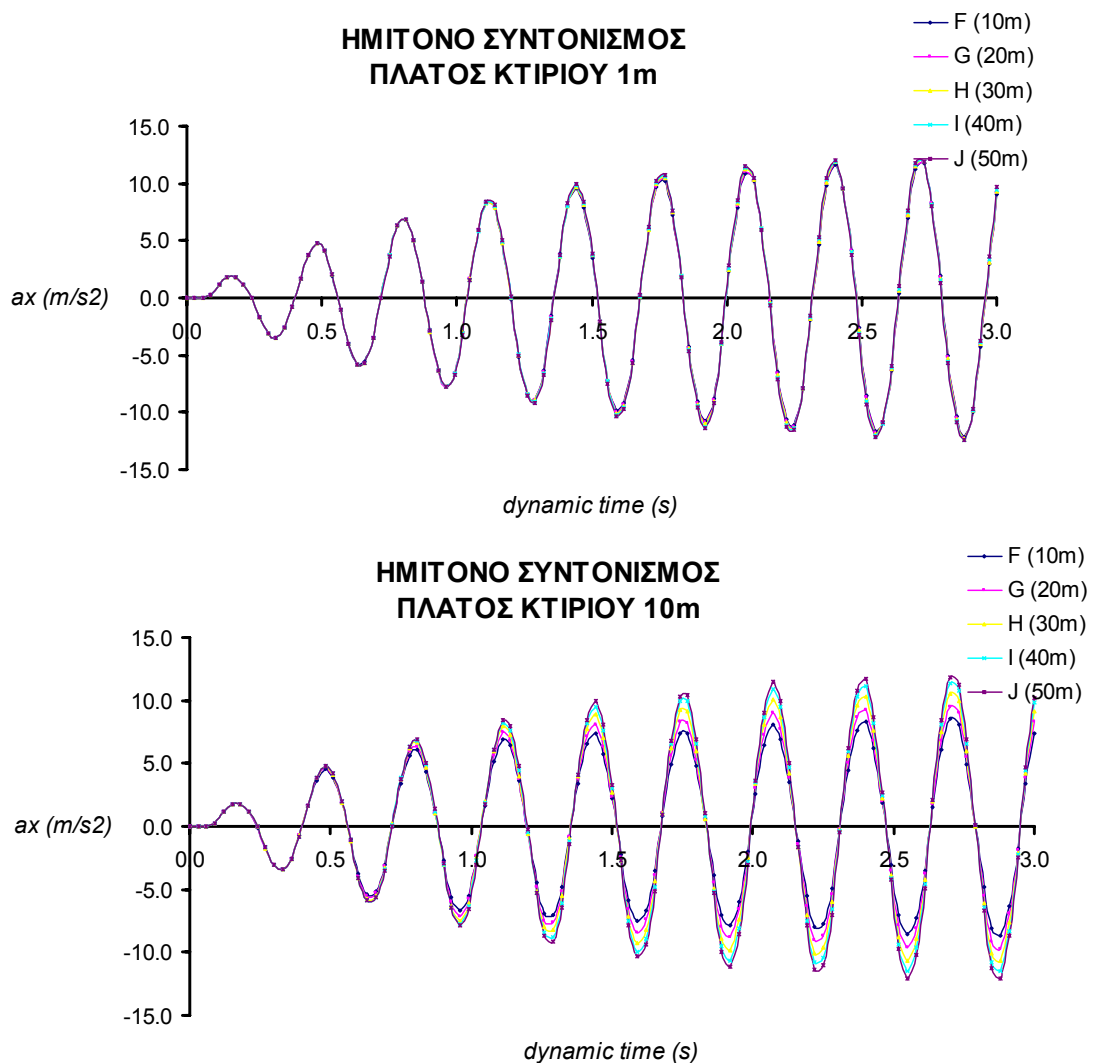
Επίσης, λόγω των διαστάσεων της κάτοψης του κτιρίου (που μπορεί να είναι αρκετά μεγάλες) οι αποστάσεις από τον τοίχο αντιστήριξης των ακραίων υποστυλωμάτων του κτιρίου μπορεί να διαφέρουν κατά πολύ μεταξύ τους. Συνεπώς, μπορεί να παρατηρηθεί το φαινόμενο της ασύγχρονης σεισμικής διέγερσης, ιδιαίτερα στα ακραία υποστυλώματα του κτιρίου, με αποτέλεσμα τη διαφορετική καταπόνηση τμημάτων της κατασκευής. Ωστόσο, το λογισμικό PLAXIS δεν επέτρεπε μία τόσο «αναλυτική» προσομοίωση του κτιρίου με αυτόν τον τρόπο. Επομένως, το κτίριο εισήχθη στο εξεταζόμενο αριθμητικό μοντέλο ως ένα διδιάστατο μονόροφο πλαίσιο, του οποίου τα δύο υποστυλώματα συνδέονται με μια άκαμπτη βάση με σκοπό την αποφυγή τυχόν μη-ελεγχόμενης ασύγχρονης διέγερσης μεταξύ τους, κατάσταση που ισχύει για τις περιπτώσεις κτιρίων με ισχυρή θεμελίωση (πχ. τύπου γενικής κοιτόστρωσης).

Λαμβάνοντας υπ' όψιν τα παραπάνω, επιδιώχθηκε και για τα δύο μοντέλα που περιλαμβάνουν το κτίριο, δηλαδή το μοντέλο του εδάφους με κτίριο και το μοντέλο εδάφους με κτίριο και τοίχο, να μελετηθεί η επιρροή του παράγοντα του μεγέθους του κτιρίου στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους. Για τον σκοπό αυτό έγινε η μελέτη δύο κτιρίων ίδιας ακαμψίας και μάζας (άρα και ιδιοπεριόδου) αλλά διαφορετικών διαστάσεων, δηλαδή πλάτους 1m και 10m, αντίστοιχα.

Ακόμα πρέπει να αναφερθεί ότι οι ιδιότητες του κτιρίου (μάζα, ακαμψία), και για τις δύο προαναφερθέντες περιπτώσεις κτιρίων, ελήφθησαν έτσι ώστε η ιδιοπερίοδος του να ισούται πάντα με  $T_s = 0.32 \text{ sec}$ . Υπενθυμίζεται ότι η θεμελιώδης κυκλική συχνότητα της εδαφικής στρώσης ισούται με  $\omega_1 = 19.63 \text{ rad/sec}$ . Συνεπώς η δεσπόζουσα περίοδος  $T_s$  της εδαφικής στρώσης όπως αυτή υπολογίζεται από τη σχέση (2.9) είναι:  $T_s = 2\pi / \omega_1 = 2\pi / 19.63 = 0.32 \text{ sec}$ . Σκοπός της επιλογής της συγκεκριμένης τιμής

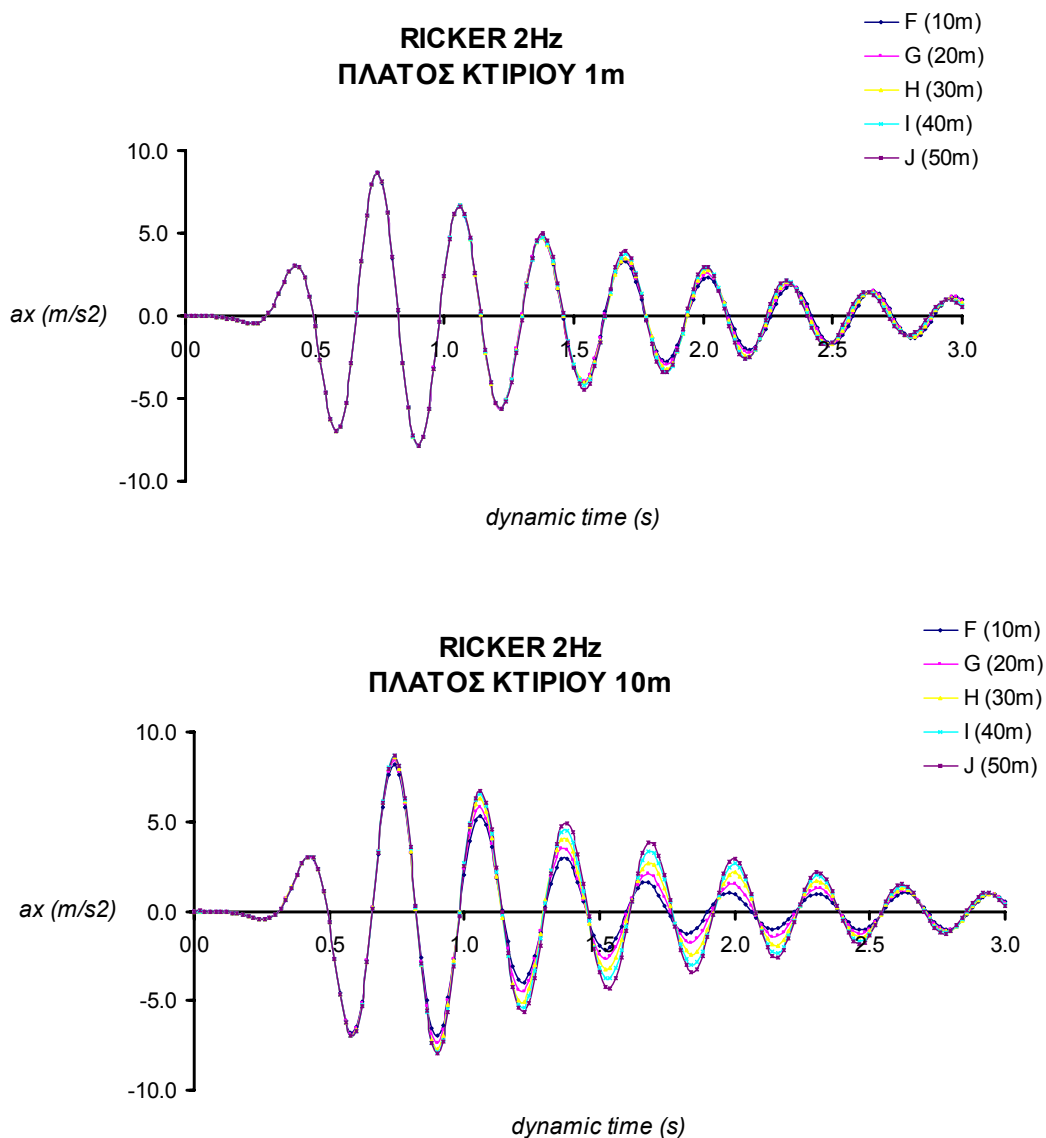
της ιδιοπεριόδου του κτιρίου ήταν η μελέτη της δυσμενέστερης δυνατής περίπτωσης, δηλαδή αυτής του διπλού συντονισμού εδάφους και κτιρίου.

Στο Σχήμα 3.18 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης των πέντε επιλεγμένων σημείων της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, οι οποίες προέκυψαν από τη διέγερση του προσομοιώματος με την ημιτονοειδή φόρτιση για την περίπτωση του συντονισμού. Είναι φανερό ότι το μέγεθος του κτιρίου επηρεάζει την κατανομή της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης. Πιο συγκεκριμένα, παρατηρείται ότι το κτίριο που έχει πλάτος 1m δεν επηρεάζει την απόκριση του εδάφους και ουσιαστικά το αφήνει να συμπεριφερθεί όπως σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου (free – field) μονοδιάστατης ανάλυσης (1 – D).



Σχήμα 3.18 Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία που απέχουν 10m, 20m, 30m, 40m και 50m από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του ημιτόνου συντονισμού.

Αντίθετα, το κτίριο που έχει πλάτος 10m επηρεάζει αρκετά την απόκριση του εδάφους. Στην περίπτωση αυτή παρατηρείται ενίσχυση της οριζόντιας επιτάχυνσης όσο αυξάνεται η απόσταση του εδαφικού σημείου από το κτίριο. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι η αύξηση της απόστασης ενός επιφανειακού σημείου από το κτίριο αυτόματα σημαίνει και μείωση της επιρροής του κτιρίου στη δυναμική του απόκριση. Για το λόγο αυτό δεν επικρατούν συνθήκες ελεύθερου πεδίου (free – field) στο περιβάλλον του κτιρίου παρά μόνο όταν η απόσταση από αυτό είναι σχετικά μεγάλη. Επιπλέον, επειδή οι αναλύσεις είναι γραμμικές, υπάρχει μια σχετική αναλογία της αύξησης της ενίσχυσης της οριζόντιας επιτάχυνσης με την αύξηση της απόστασης από το κτίριο.



Σχήμα 3.19 Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία που απέχουν 10m, 20m, 30m, 40m και 50m από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



Το συμπέρασμα αυτό ενισχύεται και από τη μελέτη των χρονοϊστοριών που προέκυψαν από τη διέγερση του προσομοιώματος με τον παλμό Ricker 2Hz (βλ. Σχήμα 3.19) όπου επιβεβαιώνεται η επιρροή του πλάτους του κτιρίου στην κατανομή της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης

### **3.5 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο και Κτίριο**

Το τελευταίο μοντέλο που μελετήθηκε στην παρούσα εργασία είναι και το πιο σύνθετο από όλα τα εξεταζόμενα μοντέλα καθώς είναι το μοντέλο στο οποίο κοντά στον τοίχο αντιστήριξης που συγκρατεί την εδαφική στρώση είναι θεμελιωμένο ένα κτίριο. Έγινε παραμετρική διερεύνηση για την επίδραση των εξής παραγόντων:

- 1) Της επιρροής της απόστασης του κτιρίου από τον τοίχο στη σεισμική απόκριση του τοίχου αντιστήριξης η οποία μελετάται μέσω των πλευρικών δυναμικών ωθήσεων που αυτός δέχεται λόγω ενός σεισμού.
- 2) Της επιρροής της απόστασης του τοίχου από το κτίριο στην εδαφική κίνηση της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους και στις αδρανειακές δυνάμεις που επιβάλλονται στο κτίριο όταν το σύστημα υποβάλλεται σε δυναμική φόρτιση.

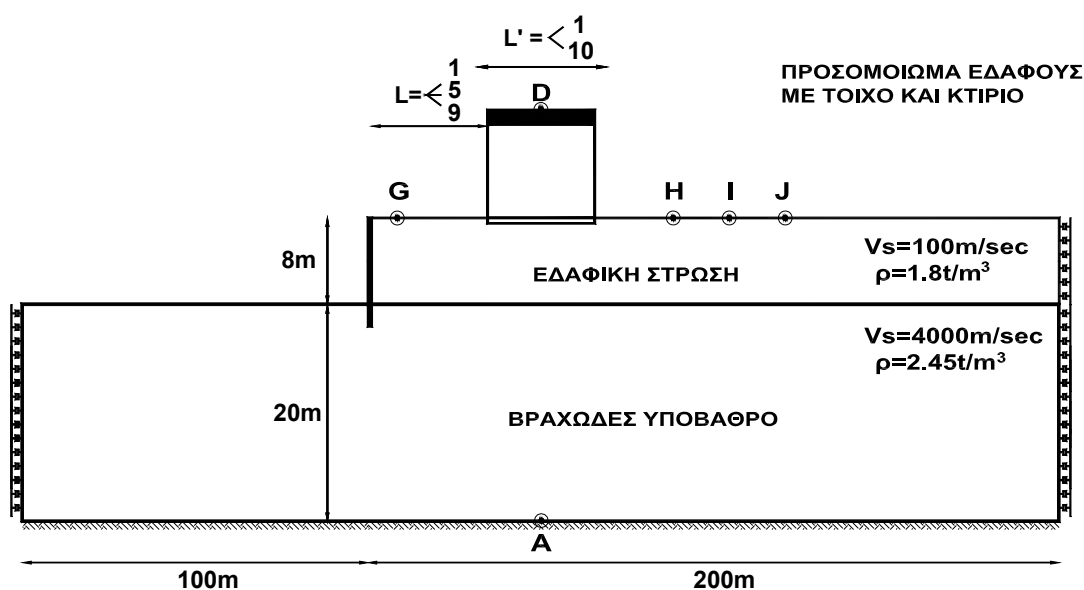
Για τη μελέτη των ανωτέρω παραμέτρων επιλέχθηκαν τέσσερα χαρακτηριστικά σημεία στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους με σκοπό την κάλυψη μιας ζώνης τόσο στην περιοχή ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο, όσο και στην ευρύτερη περιοχή της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους η οποία βρίσκεται δεξιότερα του κτιρίου. Στον Πίνακα 3.3 αναγράφονται οι αποστάσεις των εδαφικών σημείων από τον τοίχο αντιστήριξης. Όσον αφορά στο κτίριο για τη μελέτη της σεισμικής του απόκρισης επιλέχθηκε το σημείο της κορυφής του, όπως ακριβώς και στο προηγούμενο μοντέλο εδάφους με κτίριο, για να είναι εφικτή η σύγκριση των εξαγόμενων αποτελεσμάτων. Τέλος, για τη μελέτη της κατανομής των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου στις διάφορες σεισμικές διεγέρσεις στις οποίες αυτός υποβάλλεται επιλέχθηκαν έξι σημεία. Τα σημεία αυτά είναι τα ίδια με τα

σημεία που είχαν επιλεγεί στο μοντέλο εδάφους με τοίχο, του οποίου η μελέτη είχε προηγηθεί, έτσι ώστε να είναι εφικτή η σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των δύο μοντέλων (βλ. Σχήμα 3.20).

Σημείο	<i>G</i>	<i>H</i>	<i>I</i>	<i>J</i>
Απόσταση από τον τοίχο	$L = 0.5m$	$L = 21m$	$L = 40m$	$L = 50m$

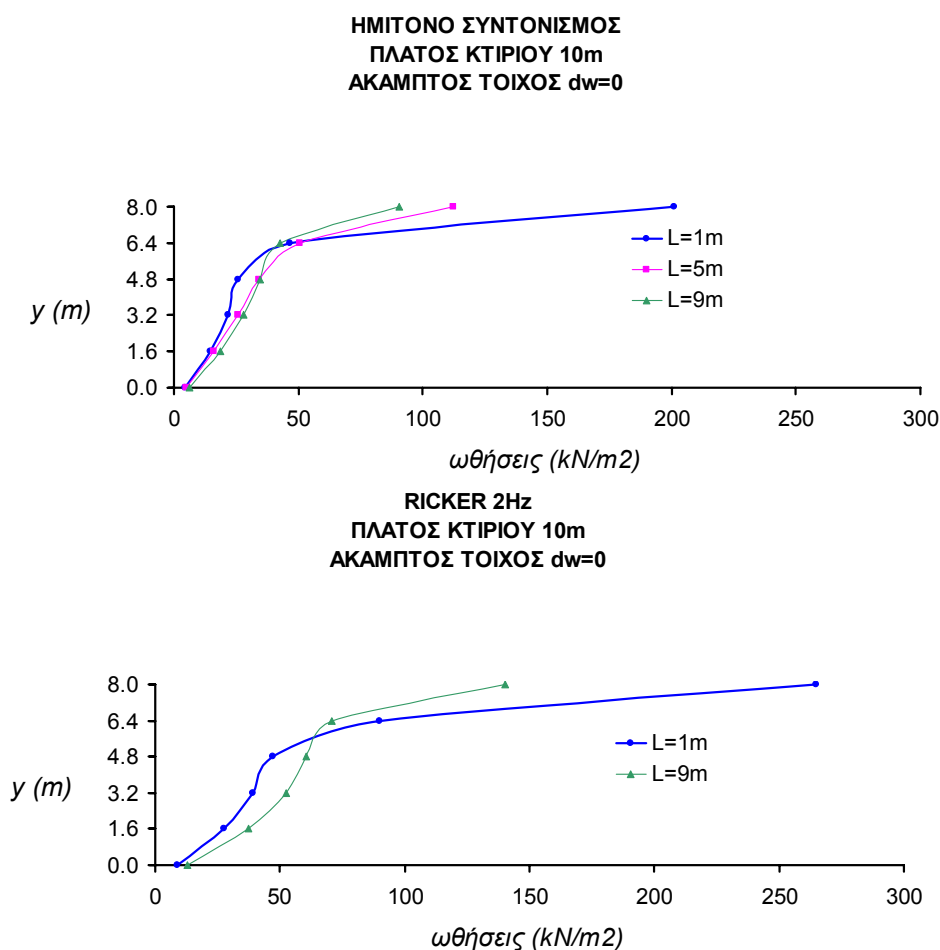
Πίνακας 3.3: Τα εξεταζόμενα σημεία της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους του προσομοιώματος εδάφους με τοίχο και κτίριο.

Στο παρόν μοντέλο εφαρμόστηκαν η περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς διέγερσης, ο παλμός Ricker 2Hz και η σεισμική χρονοϊστορία του Αιγίου. Εξετάσθηκαν όλοι οι συνδυασμοί που προέκυψαν έχοντας ως δεδομένα τις δύο ακραίες τιμές της ευκαμψίας του τοίχου:  $d_w = 0$  και  $d_w = 40$  και τις περιπτώσεις των δύο κτιρίων της ίδιας μάζας και ακαμψίας αλλά διαφορετικών διαστάσεων, 1m και 10m αντίστοιχα. Υπενθυμίζεται ότι λόγω του μεγάλου όγκου των αποτελεσμάτων παρουσιάζονται μόνο ορισμένα από τα πλέον ενδεικτικά συμπεράσματα που προέκυψαν, ενώ περισσότερα παρατίθενται στο Παράρτημα Β.



Σχήμα 3.20: Το προσομοίωμα εδάφους με τοίχο και κτίριο και τα σημεία που επιλέχθηκαν για τη μελέτη του προσομοιώματος.

Στο Σχήμα 3.21 απεικονίζονται τα διαγράμματα των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου κοντά στον οποίο είναι θεμελιωμένο το κτίριο πλάτους 10m, τα οποία αφορούν την περίπτωση της ημιτονοειδούς φόρτισης συντονισμού και της διέγερσης με τον παλμό Ricker 2Hz. Στον κατακόρυφο άξονα των διαγραμμάτων προβάλλονται οι τεταγμένες των έξι επιλεγθέντων σημείων της παρειάς του τοίχου. Στον οριζόντιο άξονα των διαγραμμάτων προβάλλονται οι τιμές των δυναμικών ωθήσεων. Από τη μελέτη των διαγραμμάτων προκύπτει ότι για την περίπτωση του ημίτονου συντονισμού ο τοίχος δέχεται τις μεγαλύτερες δυναμικές ωθήσεις στην κορυφή του όταν το κτίριο απέχει τη μικρότερη από όλες τις εξεταζόμενες αποστάσεις από αυτόν, δηλαδή απέχει 1m από αυτόν. Όταν η απόσταση ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο μεγαλώνει και γίνεται 5m οι δυναμικές ωθήσεις μειώνονται, για να μειωθούν ακόμα περισσότερο όταν η απόσταση ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο γίνει η μέγιστη, δηλαδή 9m.



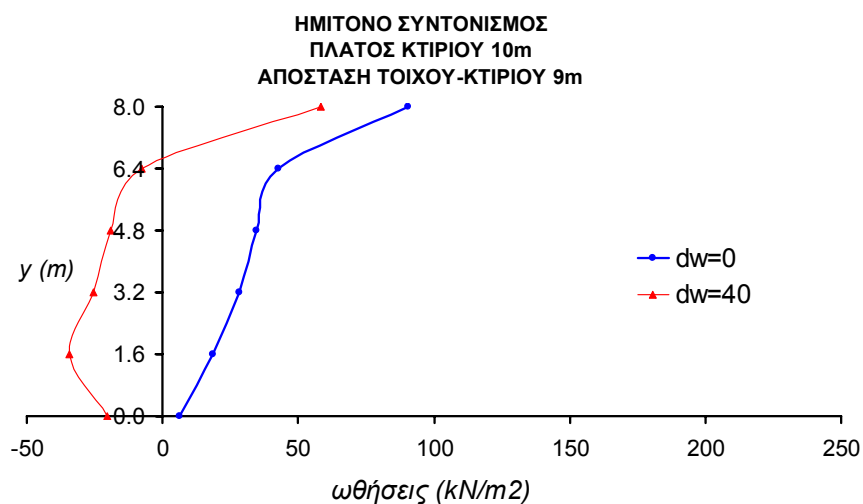
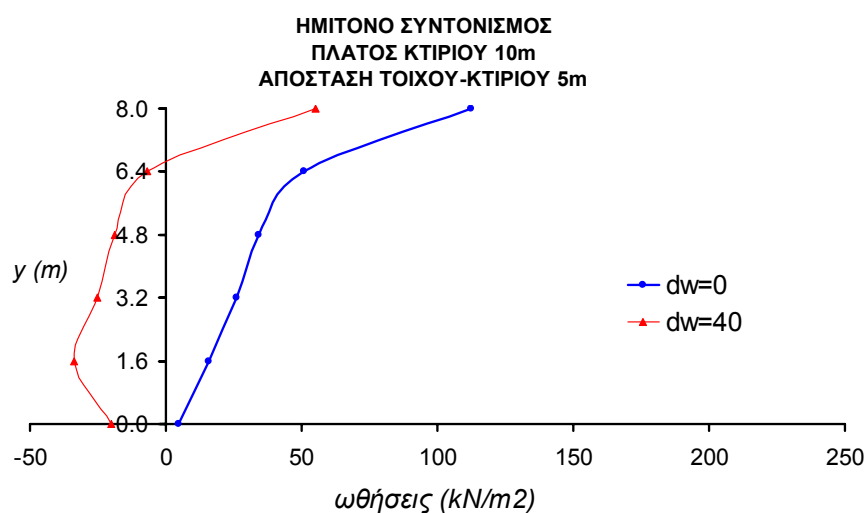
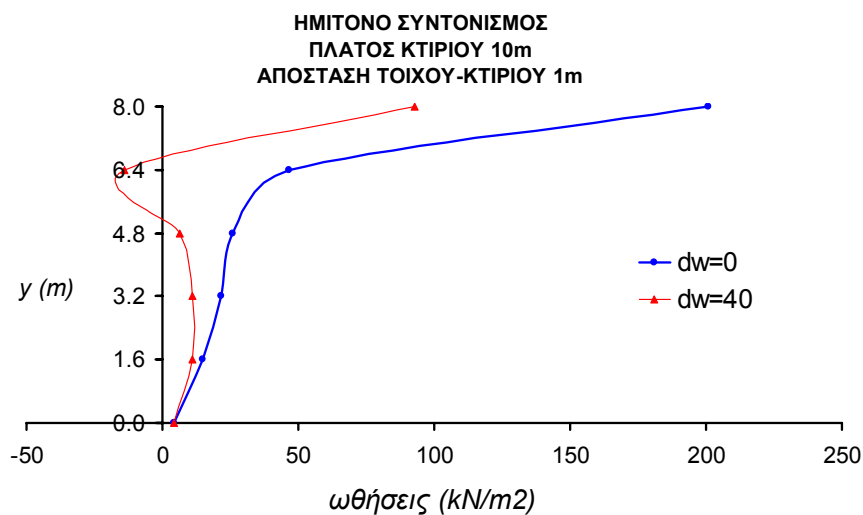
Σχήμα 3.21: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και μεταβλητή την απόσταση τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση της ημιτονοειδούς φόρτισης συντονισμού και του παλμού Ricker 2Hz.

Στην περίπτωση της διέγερσης του προσομοιώματος με τον παλμό Ricker 2Hz οι ληφθείσες αποστάσεις ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο είναι αυτές του 1m και των 9m. Πάλι η κατανομή των δυναμικών ωθήσεων επιβεβαιώνει το προηγούμενο συμπέρασμα, ότι δηλαδή όσο πιο μικρή είναι η απόσταση ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο τόσο πιο μεγάλες είναι οι δυναμικές ωθήσεις που δέχεται ο τοίχος στην κορυφή του. Το γεγονός αυτό δίνει μια σαφή ένδειξη της ύπαρξης αλληλεπίδρασης ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο.

Ένα από τα συμπεράσματα που είχαν προκύψει από τη μελέτη του προσομοιώματος εδάφους με τοίχο ήταν ότι όσο πιο άκαμπτος είναι ο τοίχος αντιστήριξης τόσο μεγαλύτερες δυναμικές ωθήσεις δέχεται. Το συμπέρασμα αυτό επιβεβαιώνεται από τη μελέτη των διαγραμμάτων του Σχήματος 3.22, όπου απεικονίζονται οι δυναμικές ωθήσεις του τοίχου για την περίπτωση της ημιτονοειδούς φόρτισης συντονισμού όταν το πλάτος του κτιρίου που είναι θεμελιωμένο κοντά του είναι 10m και η απόσταση του κτιρίου από τον τοίχο λαμβάνει διαδοχικά τις τιμές 1m, 5m και 9m.

Εξετάζονται και πάλι οι δύο ακραίες τιμές της ευκαμψίας του τοίχου  $d_w = 0$  και  $d_w = 40$ . Υπενθυμίζεται ότι μεγαλύτερη τιμή του  $d_w$  αντιστοιχεί σε αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου. Δηλαδή όταν η τιμή του συντελεστή συντελεστής σχετικής δυσκαμψίας τοίχου  $d_w$  είναι 0 τότε ο τοίχος είναι άκαμπτος και, αντίστοιχα, όταν το  $d_w$  ισούται με 40 τότε ο τοίχος είναι πολύ εύκαμπτος. Παρατηρώντας τα διαγράμματα είναι φανερό ότι σε κάθε περίπτωση, όση και αν είναι η απόσταση ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο, ο άκαμπτος τοίχος δέχεται πάντα μεγαλύτερες ωθήσεις από τον εύκαμπτο τοίχο. Άρα η παρουσία του κτιρίου δεν μεταβάλλει το γενικότερο συμπέρασμα της μείωσης των δυναμικών ωθήσεων με την αύξηση της ευκαμψίας του τοίχου.

Στα διαγράμματα των Σχημάτων 3.23 και 3.24 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα τέσσερα επιλεγμένα σημεία της ελεύθερης επιφάνειας του εδάφους, τα οποία απέχουν αντίστοιχα 0.5m, 21m, 40m και 50m από τον τοίχο αντιστήριξης. Τα επιταχυνσιογραφήματα αυτά προέκυψαν από τη διέγερση του προσομοιώματος με την περίπτωση της ημιτονοειδούς φόρτισης συντονισμού.

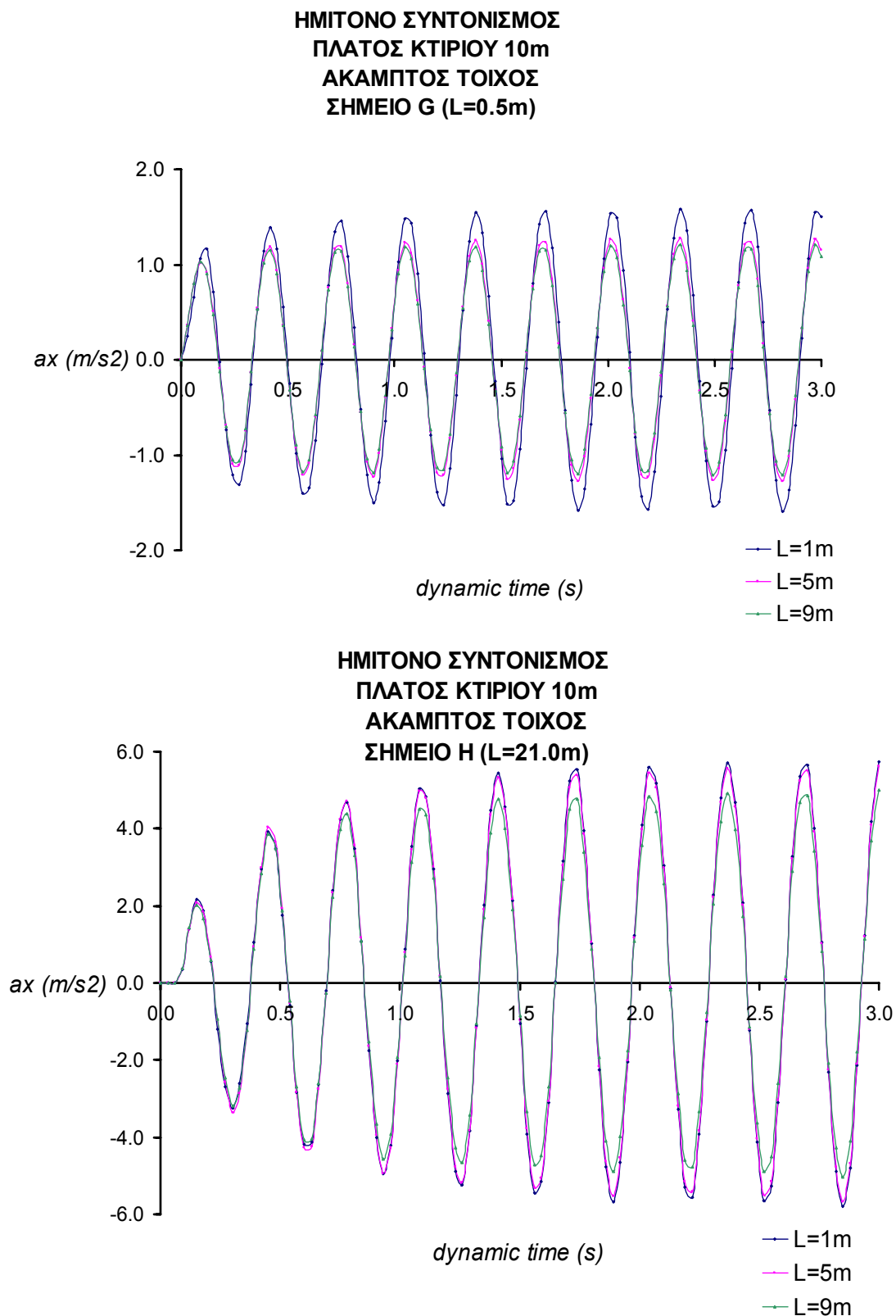


Σχήμα 3.22: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου με μεταβλητή την ευκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση της ημιτονοειδούς φόρτισης συντονισμού.

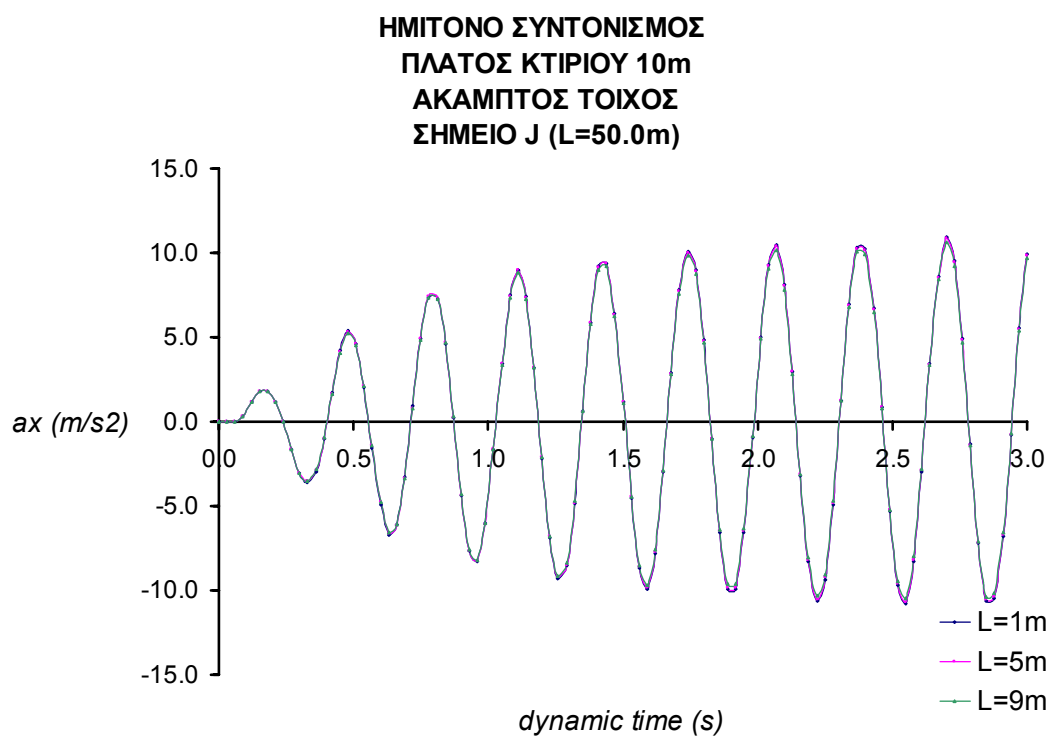
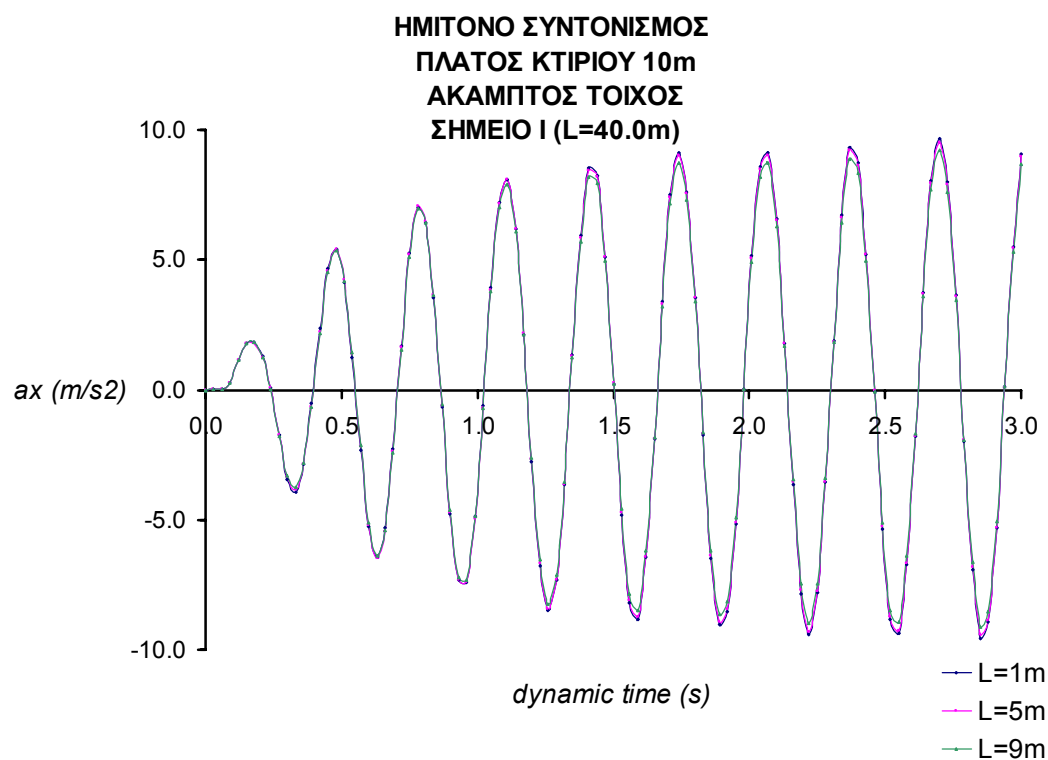
Εξετάζεται η περίπτωση του άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης, καθώς όπως φαίνεται από την έως τώρα διερεύνηση, το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου-εδάφους-κτιρίου είναι πιο έντονο από ότι στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου. Παρουσιάζεται η περίπτωση του κτιρίου πλάτους 10m, το οποίο απέχει διαδοχικά από τον άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης αποστάσεις ίσες με 1m, 5m και 9m.

Όσον αφορά στο σημείο  $G$ , το οποίο απέχει 0.5m από τον τοίχο και σε κάθε περίπτωση βρίσκεται ανάμεσα σε αυτόν και το κτίριο (βλ. Σχήμα 3.20), παρατηρείται ότι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση λαμβάνει τις μεγαλύτερες τιμές όταν το κτίριο απέχει την ελάχιστη απόσταση από τον τοίχο, δηλαδή 1m. Ακολουθεί η χρονοϊστορία που αντιστοιχεί στην απόσταση τοίχου-κτιρίου 5m και κατόπιν, με πολύ μικρή διαφορά, αυτή που αντιστοιχεί στην απόσταση τοίχου-κτιρίου 9m. Παρατηρείται λοιπόν αύξηση της οριζόντιας εδαφικής επιτάχυνσης στην περιοχή μεταξύ τοίχου και κτιρίου όταν η απόσταση τοίχου-κτιρίου είναι η ελάχιστη. Το γεγονός αυτό οφείλεται στις ανακλάσεις των σεισμικών κυμάτων μεταξύ του άκαμπτου τοίχου και της άκαμπτης βάσης του κτιρίου.

Για το σημείο  $H$ , το οποίο απέχει 21.0m από τον τοίχο αντιστήριξης, παρατηρείται ότι όσο η απόσταση τοίχου-κτιρίου μεγαλώνει και άρα το κτίριο πλησιάζει το σημείο  $H$ , (βλ. Σχήμα 3.20), η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση λαμβάνει μικρότερες τιμές. Αυτό οφείλεται στο ότι όσο το κτίριο πλησιάζει το σημείο  $H$ , τόσο πιο έντονη είναι η επιρροή της αλληλεπίδρασης εδάφους-κτιρίου σε αυτήν την θέση. Ως εκ τούτου, όσο το κτίριο πλησιάζει το υπό εξέταση σημείο παρατηρείται μεγαλύτερη τροποποίηση των σεισμικών κινήσεων του εδάφους η οποία οφείλεται στην παρουσία του κτιρίου. Πιο συγκεκριμένα όταν η απόσταση τοίχου-κτιρίου γίνει 9m, τότε το σημείο  $H$  απέχει μόλις 2m από το κτίριο, βρίσκεται δηλαδή σε άμεση γειτνίαση με αυτό. Όταν η απόσταση τοίχου-κτιρίου είναι 1m τότε το σημείο  $H$  απέχει αρκετά (10m) από το κτίριο, οπότε η επιρροή της δυναμικής αλληλεπίδρασης εξασθενεί. Το συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι η ύπαρξη του κτιρίου δρα ευνοϊκά στην περιοχή που βρίσκεται ακριβώς πίσω από αυτό.



Σχήμα 3.23: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης των εδαφικών σημείων G και H για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, για την κατάσταση του συντονισμού.



Σχήμα 3.24: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης των εδαφικών σημείων I και J για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, για το ημίτονο συντονισμού.

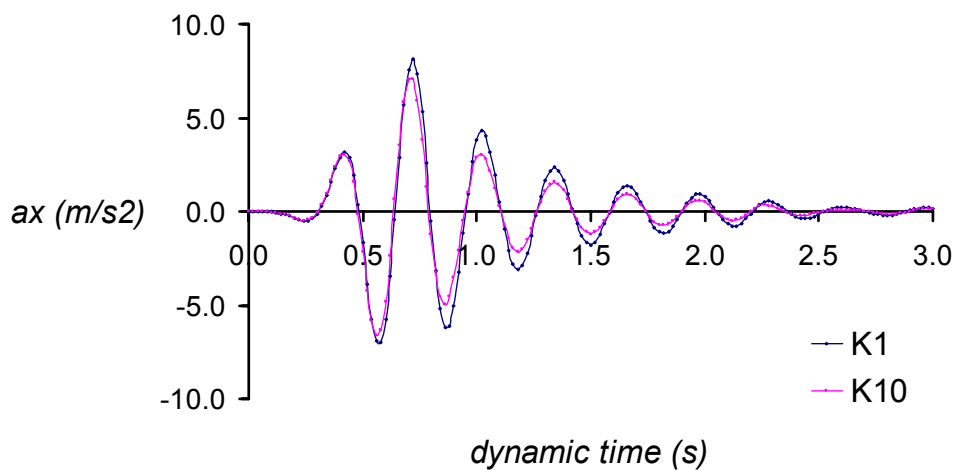


Στα σημεία  $I$  και  $J$ , τα οποία απέχουν αντίστοιχα 40m και 50m από τον τοίχο αντιστήριξης, παρατηρείται πάλι μείωση της οριζόντιας επιτάχυνσης όσο το κτίριο «πλησιάζει» σε αυτές τις θέσεις. Ωστόσο, ο ρυθμός μείωσης της επιφανειακής οριζόντιας επιτάχυνσης, όσο μεγαλώνει η απόσταση τοίχου–κτιρίου και άρα το κτίριο «πλησιάζει» το κάθε σημείο, είναι μικρότερος. Το γεγονός αυτό οφείλεται στο ότι όσο μεγαλώνει η απόσταση του εδαφικού σημείου από το κτίριο το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης εδάφους–κτιρίου εξασθενεί. Άρα μπορεί και για τα δύο σημεία  $I$  και  $J$  οι εξεταζόμενες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου να είναι ακριβώς οι ίδιες όπως και πριν (1m, 5m και 9m) ωστόσο οι δικές τους αποστάσεις από το κτίριο διαφέρουν αρκετά από την απόσταση του κοντινότερου σημείου  $H$  από το κτίριο. Το γεγονός αυτό έχει σαν αποτέλεσμα να μην επηρεάζονται με τον ίδιο ακριβώς τρόπο από το κτίριο όπως το προαναφερθέν σημείο.

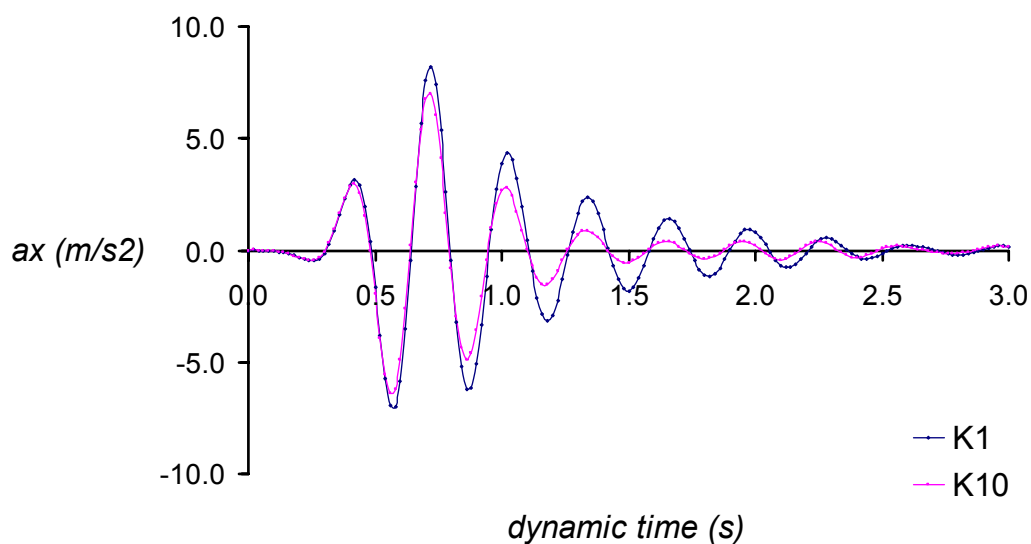
Στο Σχήμα 3.25 απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου  $H$ , το οποίο απέχει 21m από τον άκαμπτο τοίχο αντιστήριξης. Πλησίον (σε 1m και 9m) του τοίχου είναι δομημένο ένα κτίριο το πλάτος του οποίου λαμβάνει τις τιμές 1m και 10m. Τα διαγράμματα αυτά προέκυψαν από τη διέγερση του προσομοιώματος με τη χρονοϊστορία του παλμού Ricker 2Hz. Όπως είναι φανερό το πλάτος του κτιρίου επηρεάζει αρκετά τη διάδοση της οριζόντιας επιτάχυνσης. Πιο συγκεκριμένα, όταν το κτίριο έχει το μεγαλύτερο από τα δύο πλάτη, δηλαδή έχει το πλάτος των 10m, καταγράφεται μικρότερη εδαφική επιτάχυνση στο σημείο  $H$  από ότι όταν το κτίριο έχει το πλάτος του 1m. Επιπλέον, παρατηρείται ότι ο ρυθμός μείωσης της οριζόντιας επιτάχυνσης είναι μεγαλύτερος όσο το κτίριο «πλησιάζει» το σημείο. Άρα η επιρροή του πλάτους του κτιρίου στην απόκριση του εξεταζόμενου σημείου μεγαλώνει όσο πιο κοντά βρίσκεται το σημείο στο κτίριο.

Στο Σχήμα 3.26 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου. Μελετάται η απόκριση του προσομοιώματος στη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz για τις δύο ακραίες τιμές της ευκαμψίας του τοίχου:  $d_w = 0$  και  $d_w = 40$ , δηλαδή για τον άκαμπτο και τον εύκαμπτο τοίχο, αντίστοιχα.

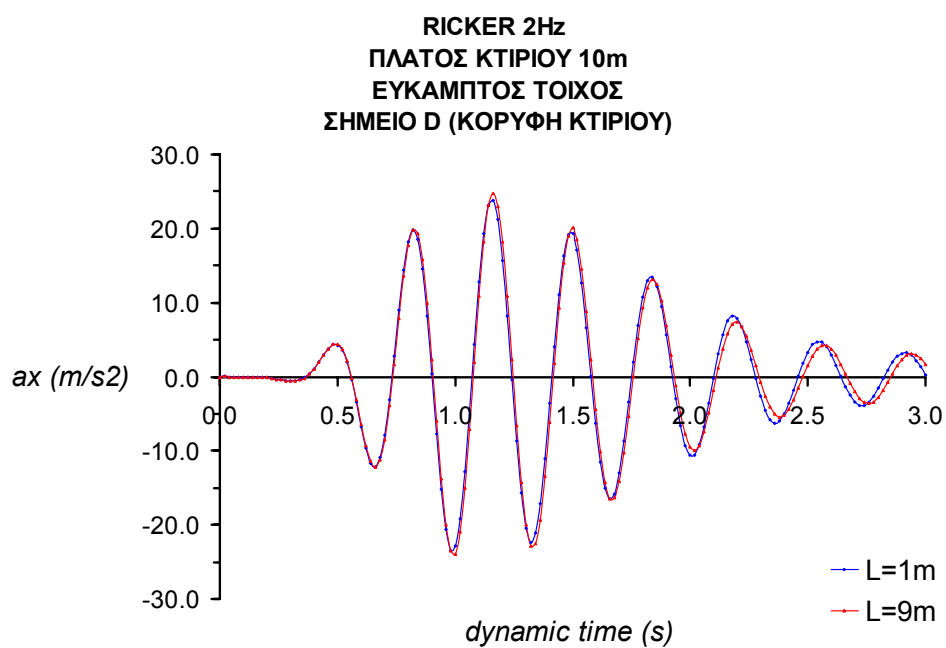
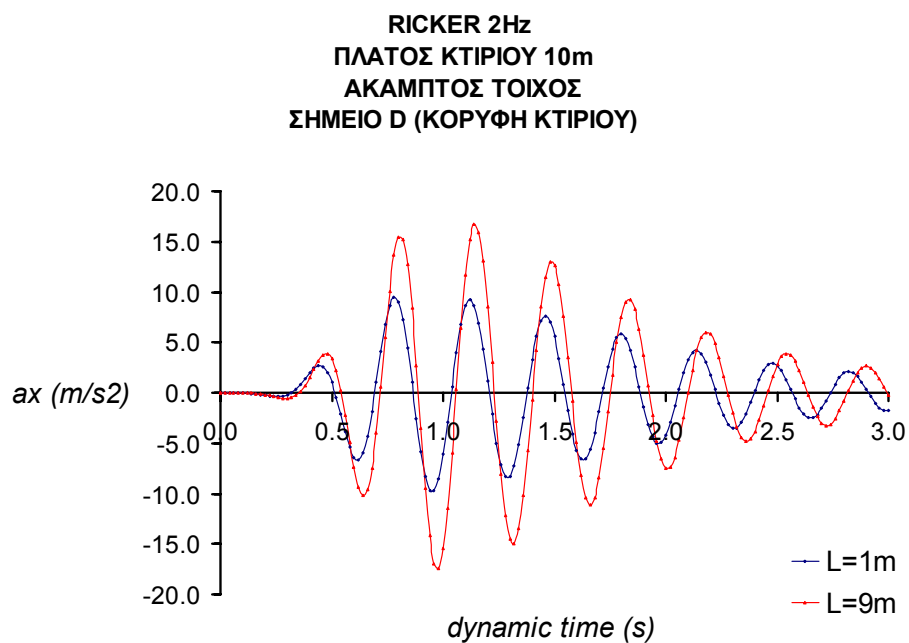
**RICKER 2Hz**  
**ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ**  
**ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ- ΚΤΙΡΙΟΥ 1m**  
**ΣΗΜΕΙΟ Η (L=21.0m)**



**RICKER 2Hz**  
**ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ**  
**ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ- ΚΤΙΡΙΟΥ 9m**  
**ΣΗΜΕΙΟ Η (L=21.0m)**



Σχήμα 3.25: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο σε σχέση με το πλάτος του κτιρίου και για διάφορες αποστάσεις, για τη φόρτιση του παλμού Ricker 2Hz.

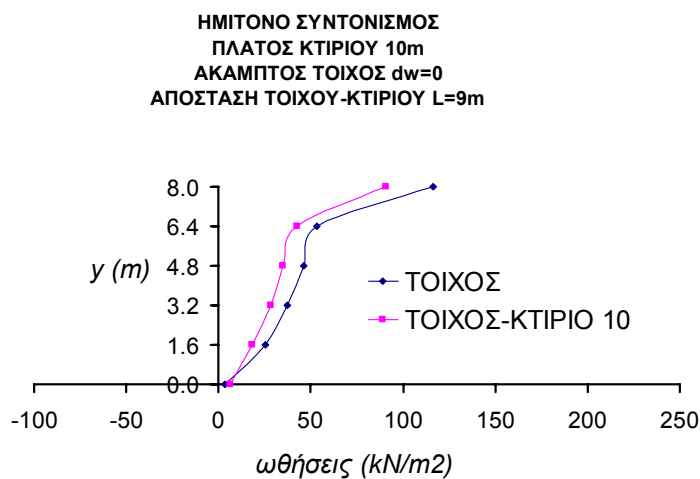
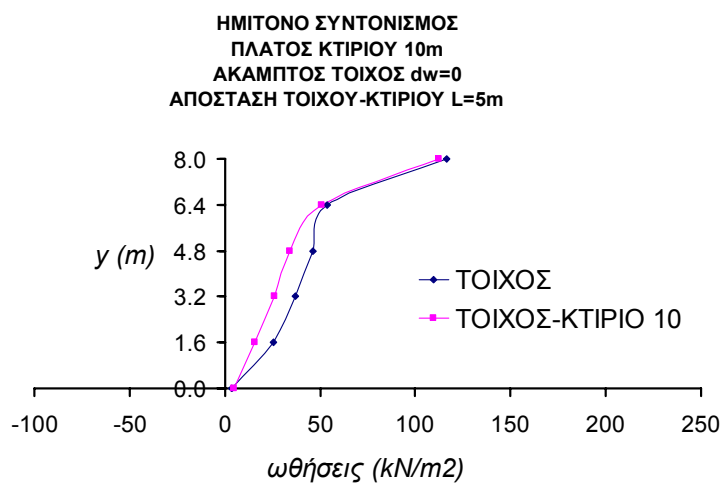
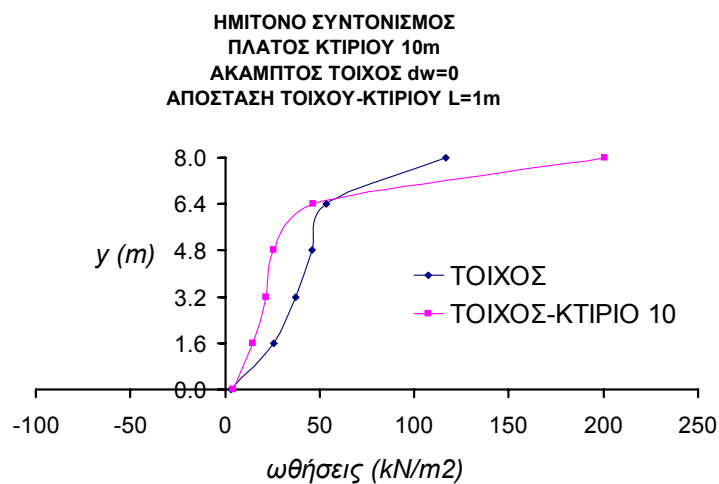


Σχήμα 3.26: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου για την περίπτωση του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

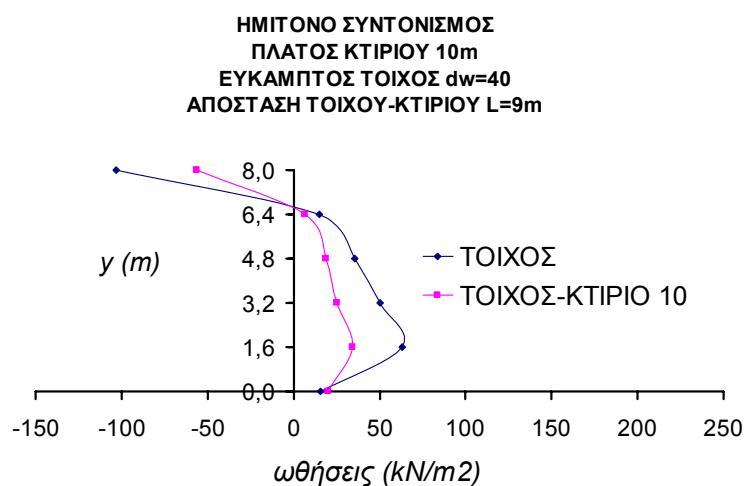
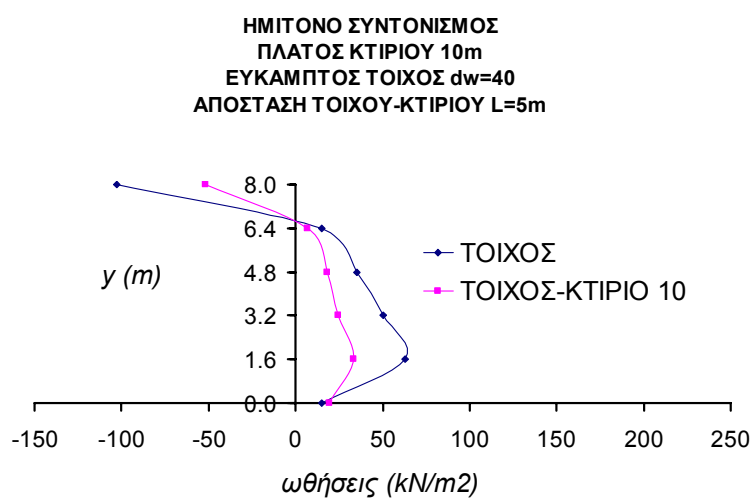
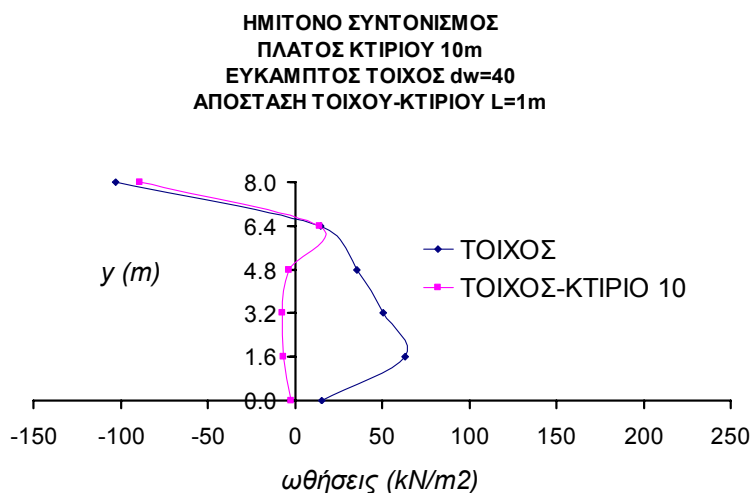
Είναι φανερό ότι για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου η απόκριση του κτιρίου εξαρτάται σημαντικά από την απόστασή του από τον τοίχο. Αντίθετα, στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου, η απόκριση του κτιρίου δεν επηρεάζεται καθόλου από την απόστασή του από τον τοίχο. Επιπλέον, παρατηρείται όπως αναμενόταν μεγαλύτερη οριζόντια επιτάχυνση στην κορυφή του κτιρίου όταν ο τοίχος αντιστήριξης είναι εύκαμπτος από ότι όταν είναι άκαμπτος. Αυτό συμβαίνει επειδή όπως έχει αποδειχθεί και από το απλό μοντέλο τοίχου με έδαφος ο εύκαμπτος τοίχος δεν αλλάζει τις 1-D συνθήκες, ενώ αντιθέτως ο άκαμπτος αλλάζει δραστικά την εικόνα των επιταχύνσεων, ιδιαίτερα όταν προστεθεί και η κατασκευή. Με άλλα λόγια υπάρχει έντονη αλληλεπίδραση τοίχου-εδάφους-κτιρίου η οποία ελαττώνεται όσο μεγαλώνει η απόσταση μεταξύ κτιρίου και τοίχου.

Στο Σχήμα 3.27 απεικονίζονται μαζί για λόγους σύγκρισης τα διαγράμματα των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου χωρίς γειτονικό κτίριο και τα διαγράμματα των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m. Τα διαγράμματα αυτά προέκυψαν από τη διέγερση του προσομοιώματος με τη χρονοϊστορία της ημιτονοειδούς φόρτισης συντονισμού. Τα αντίστοιχα διαγράμματα για τον εύκαμπτο τοίχο παρουσιάζονται στο Σχήμα 3.28. Και στις δύο περιπτώσεις είναι φανερό ότι η παρουσία του κτιρίου μειώνει τις ωθήσεις του τοίχου, με εξαίρεση το άνω τμήμα του τοίχου το οποίο δέχεται μεγαλύτερες ωθήσεις όταν υπάρχει κτίριο. Το φαινόμενο αυτό είναι πιο έντονο στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου.

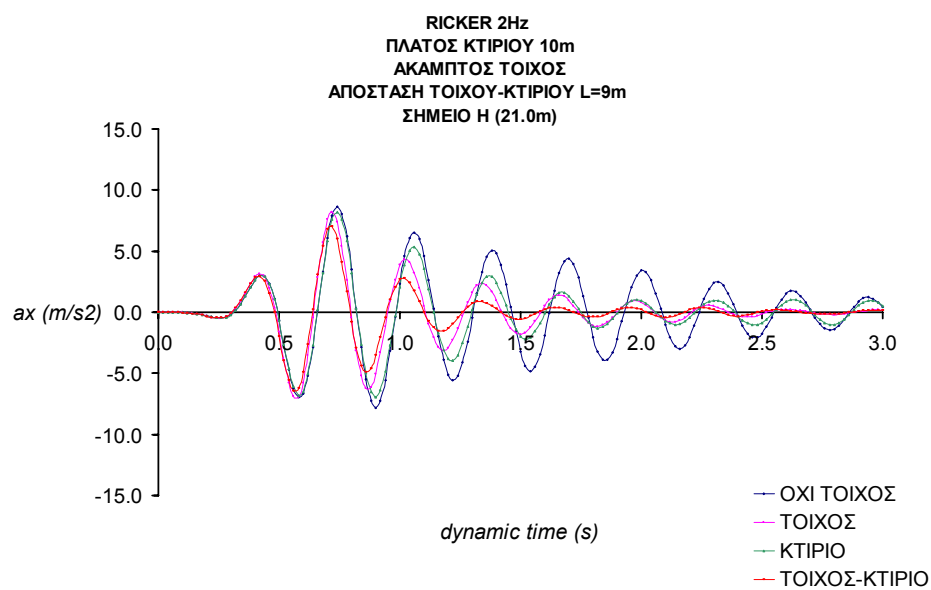
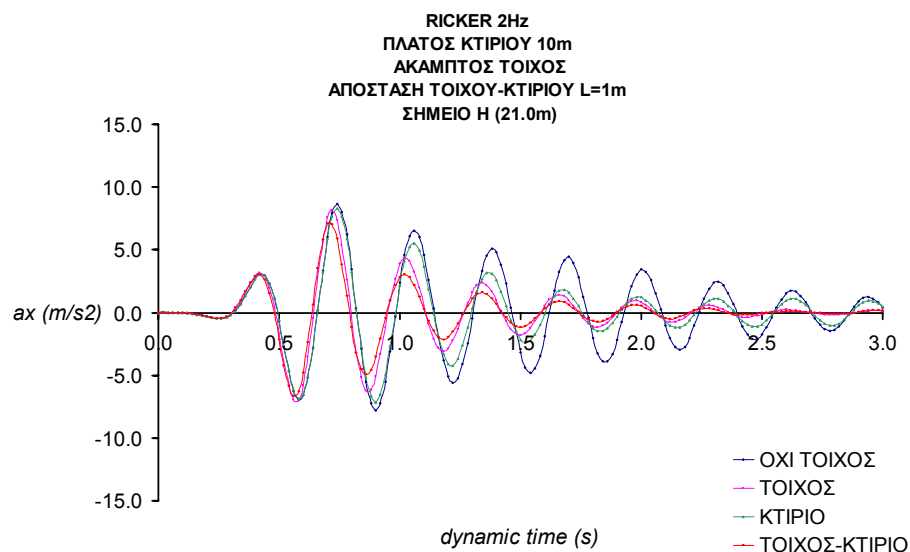
Επίσης, τόσο για τον άκαμπτο όσο και για τον εύκαμπτο τοίχο, είναι φανερό ότι όσο μεγαλώνει η απόσταση ανάμεσα στον τοίχο και το κτίριο, ο ρυθμός μείωσης των δυναμικών ωθήσεων είναι μικρότερος καθώς εξασθενεί το φαινόμενο της αλληλεπίδρασης τοίχου–κτιρίου. Ειδικότερα, παρατηρείται ότι οι δυναμικές ωθήσεις του τοίχου μεταβάλλονται πολύ λίγο όταν η απόσταση του κτιρίου από τον τοίχο από 5m γίνει 9m, γεγονός που ίσως σημαίνει ότι από μία μικρή σχετική απόσταση και μετά παύει να επηρεάζει σημαντικά η αλληλεπίδραση τοίχου–κτιρίου τη δυναμική καταπόνηση του τοίχου.



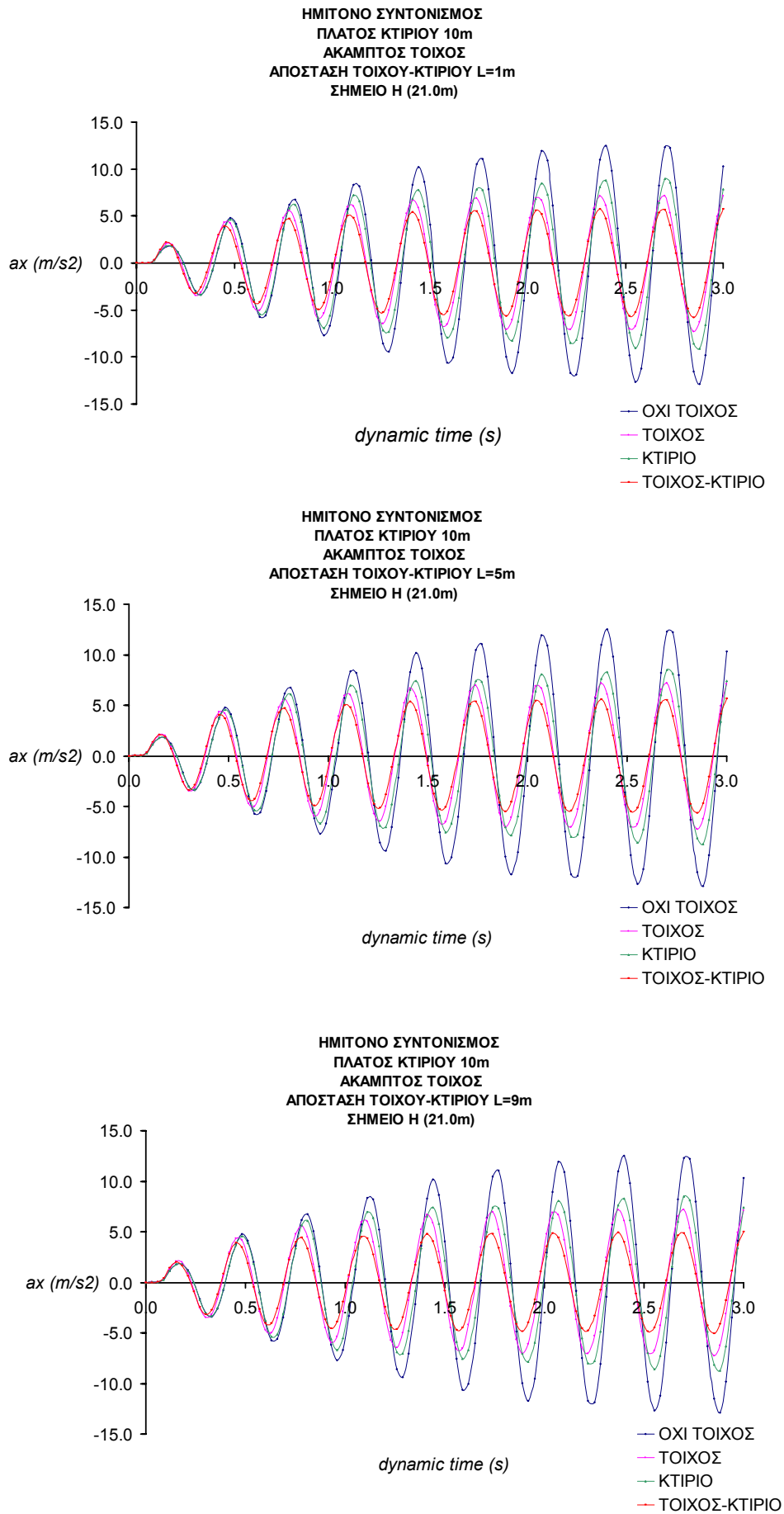
Σχήμα 3.27: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, για την περίπτωση του ημιτόνου συντονισμού.



Σχήμα 3.28: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του εύκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, για την περίπτωση του ημιτόνου συντονισμού.



Σχήμα 3.29: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του σημείου Η για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz.



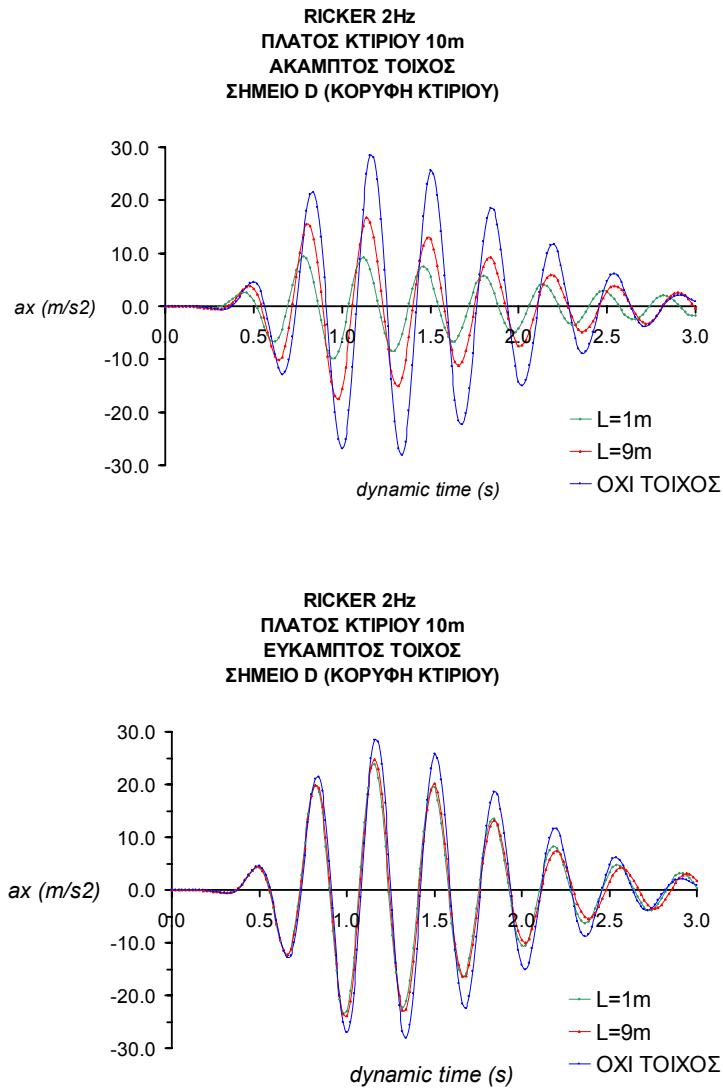
Σχήμα 3.30: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του σημείου Η για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του ημιτόνου συντονισμού.



Προκειμένου να μελετηθεί περαιτέρω το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου–εδάφους–κτιρίου έγινε σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης για όλα τα επιλεγμένα εδαφικά σημεία, που έχουν καταγραφεί για κάθε ένα από τα τέσσερα υπό εξέταση προσομοιώματα της παρούσας εργασίας. Ενδεικτικά παρατίθενται τα επιταχυνσιογραφήματα του εδαφικού σημείου  $H$  για όλες τις περιπτώσεις, δηλαδή την περίπτωση του απλού αρχικού μοντέλου εδάφους, την περίπτωση του μοντέλου του εδάφους με τον τοίχο, την περίπτωση του μοντέλου του εδάφους με το κτίριο και την τελική και πιο σύνθετη περίπτωση του μοντέλου του εδάφους με τον τοίχο και το κτίριο. Στο Σχήμα 3.29 παρατίθενται οι χρονοϊστορίες που προέκυψαν από τη διέγερση των προσομοιωμάτων με τη φόρτιση του παλμού Ricker 2Hz και στο Σχήμα 3.30 οι αντίστοιχες για τη φόρτιση με το ημίτονο συντονισμού.

Και στις δύο περιπτώσεις υπάρχει συμφωνία των αποτελεσμάτων: η μεγαλύτερη επιτάχυνση καταγράφεται όταν το υπό μελέτη σημείο  $H$  ανήκει στο απλό μοντέλο εδάφους, γεγονός αναμενόμενο εφόσον τότε λειτουργεί ως σημείο ελεύθερου πεδίου (free field). Η αμέσως επόμενη μεγαλύτερη επιτάχυνση είναι αυτή που αντιστοιχεί στο σημείο  $H$  του μοντέλου του εδάφους με κτίριο και ακολουθεί η επιτάχυνση του σημείου  $H$  όταν αυτό ανήκει στο μοντέλο του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης. Τέλος, όπως έχει προαναφερθεί, η μικρότερη οριζόντια επιτάχυνση καταγράφεται όταν το εδαφικό σημείο  $H$  ανήκει στο μοντέλο του εδάφους με τον τοίχο αντιστήριξης και το κτίριο.

Τα παραπάνω αποτελέσματα αποδεικνύουν την ύπαρξη του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης ανάμεσα στον τοίχο και στο έδαφος που αυτός αντιστηρίζει καθώς επίσης και στα δομήματα που είναι θεμελιωμένα κοντά σε αυτόν.



Σχήμα 3.31: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου για διάφορες εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του παλμού Ricker 2Hz.

Η ίδια διαδικασία επαναλήφθηκε και για το σημείο της κορυφής του κτιρίου, προκειμένου να διερευνηθεί εάν και σε ποιο βαθμό η απόκριση του κτιρίου διαφοροποιείται από την παρουσία του τοίχου. Είναι φανερό ότι για την περίπτωση του άκαμπτου τοίχου η απόκριση του κτιρίου διαφέρει κατά πολύ από την απόκρισή του όταν δεν υπάρχει καθόλου τοίχος και μάλιστα επηρεάζεται από την απόστασή του από τον τοίχο. Αντίθετα, στην περίπτωση του εύκαμπτου τοίχου, η απόκριση του κτιρίου επηρεάζεται πολύ λίγο από την παρουσία του τοίχου. Είναι φανερό δηλαδή ότι στην περίπτωση του άκαμπτου τοίχου υπάρχει έντονη αλληλεπίδραση ανάμεσα σε αυτόν, το αντιστηριζόμενο

έδαφος και το κτίριο, γεγονός που δεν ισχύει για τον εύκαμπτο τοίχο. Τέλος αξίζει να επισημανθεί πόσο διαφορετικά καταπονείται το κτίριο καθώς η χρονοϊστορία της επιτάχυνσης στην κορυφή του είναι αρκετά διαφοροποιημένη σε σχέση με αυτή της διέγερσης στη βάση του μοντέλου, χωρίς μάλιστα να έχουν ληφθεί υπ' όψιν οι μη-γραμμικότητες των υλικών.

## 4

## Συμπεράσματα

### 4.1 Συμπεράσματα

Οι τοίχοι αντιστήριξης χρησιμοποιούνται για την αντιμετώπιση προβλημάτων σταθεροποίησης εδαφών και συχνά αποτελούν στοιχεία «κλειδιά» λιμένων, συγκοινωνιακών συστημάτων, γεφυρών και άλλων τεχνικών έργων. Εφαρμόζονται ευρέως στα δίκτυα υποδομών των σύγχρονων πόλεων, αρκετές από τις οποίες (όπως συμβαίνει στην χώρα μας) βρίσκονται σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα. Ως εκ τούτου υπόκεινται και αυτοί σε σεισμικές καταπονήσεις, με αποτέλεσμα μετά το πέρας του σεισμού να εμφανίζουν άλλοτε μικρές και άλλοτε μεγάλες παραμορφώσεις. Ωστόσο, οι ακραίες περιπτώσεις όπου οι τοίχοι αντιστήριξης υφίστανται σημαντικές βλάβες ή ακόμα και καταρρέουν, όχι μόνο έχουν σαν αποτέλεσμα μεγάλες οικονομικές συνέπειες, αλλά επιπλέον έχουν σημαντικές επιπτώσεις στο περιβάλλον και κυρίως μπορεί να θέσουν σε κίνδυνο ανθρώπινες ζωές.

Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω είναι φανερό η ανάγκη της πρόγνωσης της σεισμικής τους συμπεριφοράς αφενός μεν για τη διασφάλιση της απρόσκοπτης

λειτουργίας τους αφετέρου δε για την αποφυγή μεγάλων οικονομικών και άλλων απωλειών. Αυτό όμως δεν είναι τόσο απλό διότι η δυναμική απόκριση ενός τοίχου αντιστήριξης που συγκρατεί ακόμα και μόνο μία εδαφική στρώση είναι ένα μάλλον περίπλοκο πρόβλημα (το οποίο έχει μελετηθεί αρκετά) εξαιτίας της δυναμικής αλληλεπίδρασης μεταξύ του τοίχου και του εδάφους. Επιπρόσθετα, η πραγματικότητα σε πολλές περιπτώσεις είναι ακόμα πιο σύνθετη, καθώς για παράδειγμα είναι πιθανό ένας τοίχος να συγκρατεί εδάφη στα οποία είναι θεμελιωμένα κτίρια (τέτοια περιστατικά δεν έχουν μελετηθεί καθόλου). Στις περιπτώσεις αυτές το πρόβλημα της δυναμικής απόκρισης του τοίχου γίνεται ακόμα πιο περίπλοκο γιατί ανάγεται πλέον σε πρόβλημα δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους - κτιρίου, καθώς είναι προφανές ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού η δυναμική απόκριση του ενός θα επηρεάσει την δυναμική απόκριση των άλλων.

Με βάση τα ανωτέρω και με δεδομένη την πολυπλοκότητα του φαινομένου, είναι γεγονός ότι η ισχύουσα κανονιστική φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού τοίχων αντιστήριξης αδυνατεί να καλύψει με ρεαλισμό το ζήτημα της αλληλεπίδρασης ενός τοίχου αντιστήριξης με το έδαφος που αυτός αντιστηρίζει και κάποιο κτίριο που έχει ενδεχομένως κατασκευαστεί πάνω σε αυτό. Πράγματι, στη παγκόσμια βιβλιογραφία δεν υπάρχουν όχι μόνο αναλυτικές λύσεις αλλά ούτε καν αριθμητικές μελέτες για τη διερεύνηση του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους – κτιρίου. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω είναι εμφανής η ανάγκη περαιτέρω μελέτης του σύνθετου αυτού φαινομένου, ως συνέχεια της παρούσας εργασίας.

Στην παρούσα διερεύνηση πραγματοποιήθηκαν παραμετρικές αναλύσεις αριθμητικών προσομοιωμάτων με τη χρήση της μεθόδου των πεπερασμένων στοιχείων, με τις οποίες ερευνήθηκαν μερικές από τις πιο σημαντικές παραμέτρους του σύνθετου αυτού φαινομένου. Τα βασικά συμπεράσματα που προκύπτουν είναι τα εξής:

- Η ενίσχυση της οριζόντιας σεισμικής επιτάχυνσης από τη βάση στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά της διέγερσης και είναι η μέγιστη όταν οι μέγιστες φασματικές επιταχύνσεις

της σεισμικής διέγερσης εμφανίζονται κοντά στη δεσπόζουσα περίοδο της εδαφικής στρώσης.

- Ο άκαμπτος τοίχος αντιστήριξης θέτει ουσιαστικά ένα κάθετο όριο καταργώντας την υπόθεση της μονοδιάστατης κυματικής διάδοσης και επιβάλλοντας πλέον τη διδιάστατη ανάλυση του προβλήματος. Αντιθέτως, ο πολύ εύκαμπτος τοίχος δεν διαφοροποιεί ιδιαίτερα την απόκριση του αντιστηριζόμενου εδάφους με αποτέλεσμα αυτή να είναι όμοια με την απόκριση του εδάφους σε συνθήκες μονοδιάστατης ανάλυσης (1-D).
- Η γωνία πρόσπτωσης της σεισμικής διέγερσης επηρεάζει σημαντικά τη διάδοση της σεισμικής επιτάχυνσης, ενώ η κατακόρυφη συνιστώσα της επιτάχυνσης αναπτύσσεται πάντα σε μία συγκεκριμένη απόσταση πίσω από τον τοίχο αντιστήριξης, ακόμα και όταν η επιτάχυνση της βάσης είναι οριζόντια.
- Η δυναμική απόκριση ενός κτιρίου που είναι θεμελιωμένο κοντά σε ένα τοίχο αντιστήριξης επηρεάζεται από την ύπαρξη καθώς και από την απόσταση του κτιρίου από τον τοίχο.
- Οι δυναμικές ωθήσεις που δέχεται ένας τοίχος αντιστήριξης μεταβάλλονται λόγω της ύπαρξης γειτονικών κατασκευών. Η επιρροή μειώνεται όσο μεγαλώνει η απόσταση τοίχου - κατασκευής.
- Γενικά, το φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου - εδάφους - κτιρίου είναι εντονότερο στην περίπτωση του άκαμπτου τοίχου αντιστήριξης από ότι για τον εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.
- Τα χαρακτηριστικά της σεισμικής διέγερσης επηρεάζουν την απόκριση και την αλληλεπίδραση τοίχου - εδάφους – κτιρίου.

Τα παραπάνω αποτελέσματα αποδεικνύουν την ύπαρξη του φαινομένου της δυναμικής αλληλεπίδρασης ανάμεσα στον τοίχο και στο έδαφος που αυτός αντιστηρίζει καθώς επίσης και στα δομήματα που είναι θεμελιωμένα κοντά σε αυτόν. Το γεγονός αυτό καθιστά αναγκαία την πιο λεπτομερή θεώρηση του φαινομένου κατά τη διαδικασία του αντισεισμικού σχεδιασμού όχι μόνο των τοίχων αντιστήριξης αλλά και των κατασκευών που θεμελιώνονται κοντά σε αυτούς. Συνεπώς, ιδιαίτερα σε μεγάλα έργα, θα πρέπει να εξετάζεται η κάθε περίπτωση ξεχωριστά προκειμένου να λαμβάνονται υπόψη τόσο οι

σεισμολογικές και γεωλογικές συνθήκες όσο και τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά του κάθε τοίχου αντιστήριξης.

## 4.2 ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΕΣ ΕΠΕΚΤΑΣΕΙΣ

Ασφαλώς στο πλαίσιο της παραμετρικής αριθμητικής προσομοίωσης που πραγματοποιήθηκε στην παρούσα εργασία δεν ήταν δυνατό να καλυφθούν με επάρκεια όλα τα ζητήματα που σχετίζονται με το πολύπλοκο φαινόμενο της δυναμικής αλληλεπίδρασης τοίχου – εδάφους – κτιρίου. Το ζήτημα είναι εξαιρετικά σύνθετο και προκειμένου να διερευνηθεί περαιτέρω προτείνεται η μελλοντική επέκταση των παραμετρικών αναλύσεων με περισσότερα προσομοιώματα έτσι ώστε να ληφθούν υπ' όψιν τα εξής:

- Η μορφή του τοίχου αντιστήριξης, η οποία παρέμεινε αμετάβλητη στην παρούσα εργασία.
- Η ανομοιογένεια του αντιστηριζομένου εδάφους με τη θεώρηση περισσότερων από μία αντιστηριζόμενες εδαφικές στρώσεις με διαφορετικές ιδιότητες υλικών.
- Η απόκριση του εδάφους κάτω από τον τοίχο αντιστήριξης, αλλά και του κτιρίου, η οποία σχετίζεται με την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης.
- Η πιο ρεαλιστική προσομοίωση της κατασκευής ως «MDOF» (πολυβάθμιο σύστημα) λαμβάνοντας υπόψη και ενδεχόμενη ασύγχρονη σεισμική καταπόνηση των υποστυλωμάτων της κατασκευής.
- Η επίδραση (που αναμένεται ιδιαίτερα σημαντική) της μη-γραμμικότητας στην απόκριση των επιμέρους στοιχείων του συστήματος (τοίχος, έδαφος, κτίριο), αλλά και στη μεταξύ τους αλληλεπίδραση.
- Η εξέταση του φαινομένου υπό το πρίσμα της νέας φιλοσοφίας «PBD» (Performance-Based Design) αντισεισμικού σχεδιασμού τεχνικών έργων με βάση την «επίδοση».

## Βιβλιογραφία

1. Αναστασιάδης Κ. (1999). *“Αντισεισμικές Κατασκευές Ι”*, Θεσσαλονίκη.
2. Γλαμπεδάκης Ε. (2005). *“Ο ρόλος των εδαφικών συνθηκών στον αντισεισμικό σχεδιασμό χώρων υγειονομικής ταφής απορριμάτων”*, Πολυτεχνείο Κρήτης, Τμήμα Μηχανικών Περιβάλλοντος, Χανιά.
3. ΕΑΚ (2000) , Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας, Αθήνα.
4. Κλωνάρης Γ. (1999). *“Δυναμική Ανάλυση Ωθήσεων και Παραμορφώσεων Κατασκευών Αντιστηρίξεως”*, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Τμήμα Πόλιτικών Μηχανικών, Τομέας Γεωτεχνικής, Αθήνα.
5. Κωνσταντόπουλος Ι. (2003). *“Αλληλεπίδραση Εδάφους-Ανωδομής και επίδραση στον Αρχιτεκτονικό Σχεδιασμό από πλευράς Αντισεισμικής Προστασίας”*, Πρακτικά Ημερίδας “Ο Σχεδιασμός Φέροντα Οργανισμού Κτιριοδομικών Έργων ως κύριο Συνθετικό στοιχείο του Αρχιτεκτονικού Σχεδιασμού”, ΤΕΕ, Αθήνα.
6. Κωστόπουλος Σ. (2003). *“Γεωτεχνικές Κατασκευές Ι, Ανάλυση των Αρχών Σχεδιασμού & Κατασκευής”*, Εκδοτικός Όμιλος ΙΩΝ, Αθήνα.



7. Κωστόπουλος Σ., Κάπτης Ν., Παρασκευόπουλος Σ., “Αλληλεπίδραση αντιστηριζόμενης εκσκαφής – γειτονικού δομήματος”, 5<sup>ο</sup> Πανελλήνιο Συνέδριο Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Ξάνθη 31 Μαΐου -2 Ιουνίου, 2006.
8. Λαγγούσης Μ., Μυλωνάκης Ε. (2006). “Ελαστοδυναμική Λύση για Σεισμικές Ωθήσεις σε Τοίχους Βαρύτητας”.
9. Μπουκοβάλας Γ., “Ειδικά Θέματα Θεμελιώσεων”, <http://users.civil.ntua.gr/gbouck/gr/mathimata.htm>, Μάιος 2006.
10. Τσότσος Σ. (1991). “Εδαφομηχανική, Θεωρία Μέθοδοι Εφαρμογές”, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης.
11. Χρηστάρας Β. “Κεφάλαιο 5, Ωθήσεις Γαιών”, Τμήμα Γεωλογίας, Τομέας Γεωλογίας, Αριστοτέλειο Πανεπιστήμιο Θεσσαλονίκης, [http://www.geo.auth.gr/883/chapt\\_5.htm](http://www.geo.auth.gr/883/chapt_5.htm), Μάιος 2006.
12. Ψαρρόπουλος Π., Κλωνάρης Γ., Γκαζέτας Γ. (2001). “Σεισμική Απόκριση Τοίχων Αντιστηρίξεως”, Πρακτικά 4<sup>ου</sup> Πανελληνίου Συνεδρίου Γεωτεχνικής και Γεωπεριβαλλοντικής Μηχανικής, Αθήνα.
13. Al-Homoud A.S., Whitman R.V. (1999). “Seismic Analysis and Design of Rigid Bridge Abutments Considering Rotation and Sliding Incorporating Non-linear Soil Behavior”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 18, 247-277.
14. Brinkgreve R.B.J., Vermeer P.A. (2002). Plaxis manual, Balkema Publishers, Netherlands.
15. Gazetas G., Mylonakis G. (1998). “Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues”, ASCE, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III., Dakoulas P., Yegian M.K., and Holtz R.D, eds ,Vol. II, pp. 1119-1174.
16. Green R.A., Olgun C.G., Ebeling R.M., and Cameron W.I. (2003). “Seismically Induced Lateral Earth Pressure on a Cantilever Retaining Wall”, Proceedings of the Sixth U.S. Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering, Advancing Mitigation Technologies and Disaster Response for Lifeline Systems, Long Beach, California, August 10-13, 2003, pp. 946-955.

17. Kramer L.S. (1996). *“Geotechnical Earthquake Engineering”*, Prentice-Hall, New Jersey.
18. Mylonakis G, and Gazetas G. (2000). “Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?”, *Journal of Earthquake Engineering*, 4, n° 3, 277-301.
19. PIANC (2001). International Navigation Association (PIANC), *“Seismic Design Guidelines for Port Structures”*, Balkema Publishers, Netherlands.
20. Psarropoulos P.N., Klonaris G. and Gazetas G. (2005). “Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, n° 7-10, 795-809.
21. Ricker N. (1960)., *“The form and laws of propagation of seismic wavelets”*, *Geophysics*, 18, 10-40.
22. Roesset J.M. (1980). *“A review of soil-structure interaction”*, Soil-structure interaction: The status of current analysis methods and research, Johnson J.J. (ed), Report Nos. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, US Nuclear Regulatory Commission and Lawrence Livermore Laboratory.
23. Roesset J.M. (1997). *“Soil Amplification of Earthquakes”*, in Desai. S.C. and Christian J.T. (Eds), *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, McGraw-Hill, pp. 639-682.
24. Sivakugan N. (2006). *“Lateral Earth Pressures”*, <http://www.geoengineer.org/files/LateralEarthPressures-Sivakugan.ppt>, Μάιος 2006.
25. Stewart J.P., Seed R.B., Fenves G.L. (1999). “Seismic soil-structure interaction in buildings. II: empirical findings”, *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 125(1), 38-48.
26. Theodorakopoulos D.D (2003). “Dynamic pressures on a pair of rigid walls retaining poroelastic soil”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23, 41-51.
27. Veletsos A.S., Meek J.W. (1974). “Dynamic Behavior of Building Foundation Systems”, *Earthquake Engineering Structure Dynamics*, 3(2), 121-138.

28. Veletsos A.S. and Younan A.H. (1997). "Dynamic Response of Cantilever Retaining Walls", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 n° 2 , 161-172.
29. Zeng X. (1995). " Earthquake Induced Displacement of Gravity Retaining Walls", Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, April 2-7 1995, St. Louis, Missouri, Vol. 1, pp. 339-342.



## Ο Κώδικας PLAXIS

Η εφαρμογή της μεθόδου της αριθμητικής ανάλυσης των Πεπερασμένων Στοιχείων για τη μελέτη της σεισμικής απόκρισης των προσομοιωμάτων της παρούσας εργασίας, έγινε με τη χρήση του κώδικα PLAXIS (Version 7.2). Το λογισμικό PLAXIS έχει σχεδιαστεί και χρησιμοποιείται για την ανάλυση και τη μελέτη ενός ευρέος φάσματος θεμάτων της γεωτεχνικής μηχανικής. Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικά στοιχεία του προγράμματος PLAXIS σύμφωνα και με το εγχειρίδιο χρήσης των Brinkgreve et al. (2002).

### A.1 Εισαγωγή στο PLAXIS

Το PLAXIS είναι ένα εμπορικά διαθέσιμο πακέτο πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιείται για ειδικές εφαρμογές, κατάλληλο για την επίλυση (στατικών και δυναμικών) προβλημάτων της γεωτεχνικής μηχανικής (Γλαμπεδάκης 2005). Ειδικότερα, το δυναμικό μέρος του παρέχει στο χρήστη τη δυνατότητα της ανάλυσης της συμπεριφοράς του εδάφους όταν αυτό υπόκειται σε σεισμικές φορτίσεις. Επιπλέον, με τη χρήση του PLAXIS είναι δυνατή η μελέτη της επίδρασης των εδαφικών πλευρικών ωθήσεων σε κατασκευές που βρίσκονται

εντός του εδάφους, όταν το σύστημα τοίχου-εδάφους διεγείρεται από σεισμικές φορτίσεις.

Το πρόγραμμα δουλεύει σε γραφικό περιβάλλον Windows και έτσι το περιβάλλον εργασίας του PLAXIS είναι αρκετά φιλικό προς το χρήστη. Το πρόγραμμα αποτελείται από τα εξής τέσσερα υποπρογράμματα:

- το υποπρόγραμμα εισαγωγής των δεδομένων (input),
- το υποπρόγραμμα υπολογισμών (calculations),
- το υποπρόγραμμα των αποτελεσμάτων (output),
- το υποπρόγραμμα σχεδιασμού γραφημάτων (curves).

Στις ενότητες που ακολουθούν περιγράφεται καθένα από τα παραπάνω υποπρογράμματα σε συνδυασμό με το σχετικό θεωρητικό υπόβαθρο που χρησιμοποιεί το πρόγραμμα.

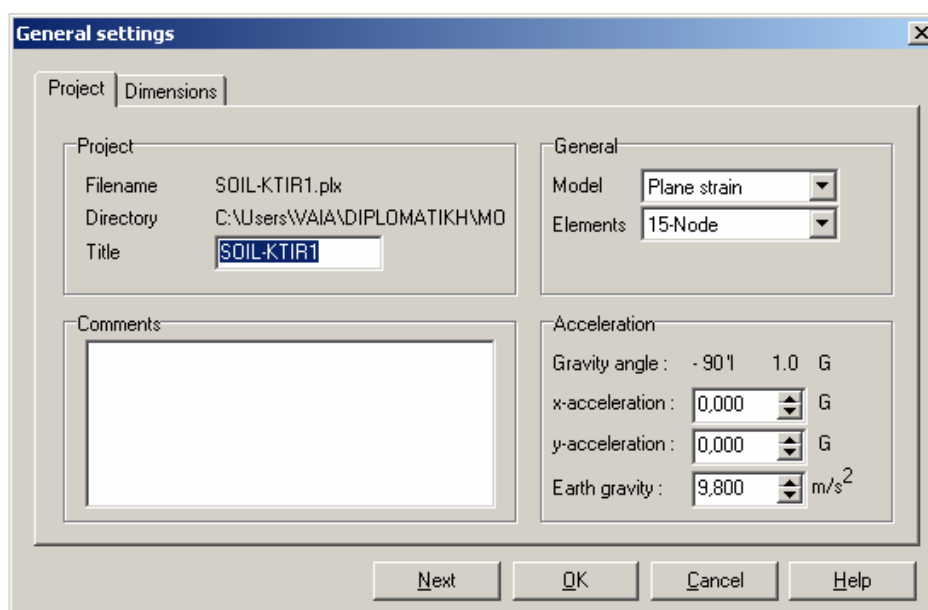
## **A.2 Υποπρόγραμμα εισαγωγής δεδομένων (input)**



Αρχικά, για την επίλυση ενός οποιουδήποτε προβλήματος με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, είναι απαραίτητος ο σχεδιασμός ενός κάναβου πεπερασμένων στοιχείων, ο καθορισμός των ιδιοτήτων των υλικών καθώς και επίσης των συνοριακών συνθηκών και των φορτίων του προβλήματος. Στο λογισμικό PLAXIS οι παραπάνω εργασίες πραγματοποιούνται στο υποπρόγραμμα εισαγωγής των δεδομένων (input). Στο τμήμα αυτό του προγράμματος περιέχονται όλα εκείνα τα εργαλεία που χρειάζονται για τον σχεδιασμό ή την τροποποίηση του γεωμετρικού προσομοιώματος της εξεταζόμενης γεωκατασκευής, για τη δημιουργία του κατάλληλου δικτυώματος πεπερασμένων στοιχείων καθώς επίσης και για τη δημιουργία των αρχικών συνθηκών στήριξης και φόρτισης.

### A.2.1 Γενικές ρυθμίσεις

Με την έναρξη του προγράμματος PLAXIS και στην αρχή της δημιουργίας του προσομοιώματος εμφανίζεται ένα παράθυρο διαλόγου, το οποίο περιέχει δύο φύλλα πληροφοριών, και στο οποίο ο χρήστης επιλέγει εάν θα γίνει η επεξεργασία ενός υπάρχοντος μοντέλου ή η δημιουργία ενός νέου μοντέλου (βλ. σχήμα A.1). Σε περίπτωση που ο χρήστης θα δημιουργήσει ένα νέο μοντέλο, είναι απαραίτητο να γίνουν κάποιες γενικές ρυθμίσεις που αφορούν την ονομασία του, τον τύπο του μοντέλου καθώς και το είδος των πεπερασμένων στοιχείων που πρόκειται να χρησιμοποιηθούν. Οι ρυθμίσεις αυτές γίνονται στο πρώτο φύλλο του παραθύρου (Project) ενώ στο δεύτερο φύλλο του παραθύρου (Dimensions) καθορίζονται οι μονάδες του μήκους, της δύναμης και του χρόνου, καθώς και οι διαστάσεις της περιοχής σχεδίασης.

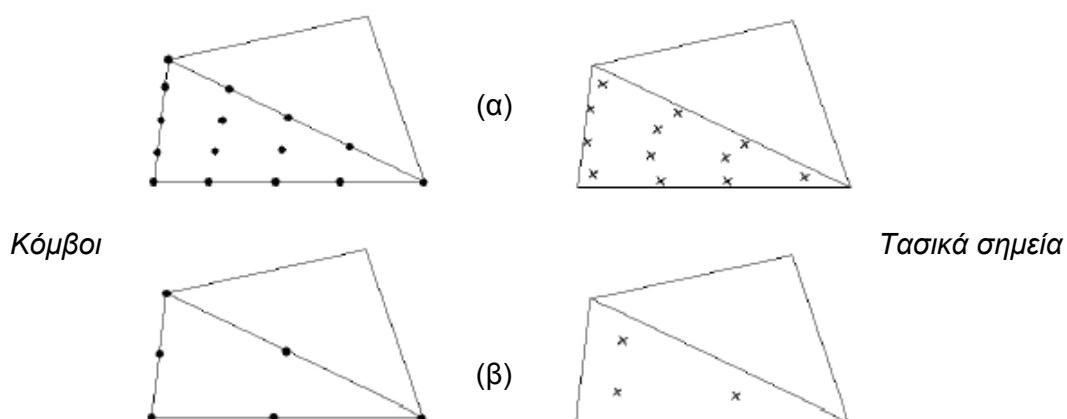


Σχήμα A.1: Το φύλλο Project του παραθύρου διαλόγου General settings.

Όσον αφορά στον τύπο της ανάλυσης του μοντέλου, το λογισμικό PLAXIS παρέχει τη δυνατότητα της μόρφωσης είτε διδιάστατων αξονοσυμμετρικών προσομοιωμάτων (axisymmetric model) είτε διδιάστατων προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων με επίπεδη παραμόρφωση (plane strain model). Τα διδιάστατα αξονοσυμμετρικά προσομοιώματα εφαρμόζονται για τη μελέτη κυκλικών κατασκευών με ομοιόμορφη ακτινική διατομή, οι οποίες φορτίζονται

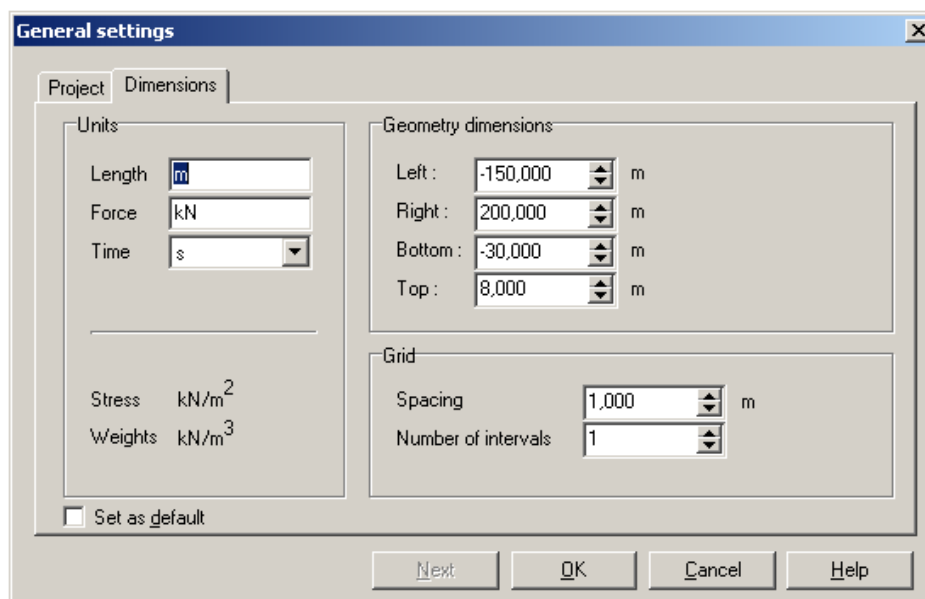
γύρω από ένα κεντρικό άξονα. Τα διδιάστατα προσομοιώματα επίπεδης παραμόρφωσης εφαρμόζονται για τη μελέτη κατασκευών με μια ομοιόμορφη διατομή (αυτή του επιπέδου σχεδίασης), όπου γίνεται η παραδοχή των μηδενικών παραμορφώσεων και μετακινήσεων στη διεύθυνση η οποία είναι κάθετη στο επίπεδο σχεδίασης, δηλαδή στη διεύθυνση  $z$ .

Όσον αφορά στο είδος των πεπερασμένων στοιχείων που θα χρησιμοποιηθούν, ο χρήστης έχει δύο επιλογές (βλ. Σχήμα Α.2): τα επίπεδα εξακομβικά τριγωνικά στοιχεία ή τα επίπεδα δεκαπεντακομβικά τριγωνικά στοιχεία. Η επιλογή του είδους των πεπερασμένων στοιχείων γίνεται με βάση τον τύπο της ανάλυσης του εξεταζόμενου μοντέλου. Το εξακομβικό τριγωνικό στοιχείο έχει έξι κόμβους στους οποίους υπολογίζονται οι μετατοπίσεις ενώ το δεκαπεντακομβικό έχει αντίστοιχα δεκαπέντε. Ωστόσο, οι κόμβοι αυτοί είναι διαφορετικοί από τα σημεία στα οποία υπολογίζονται οι τάσεις, τα οποία ονομάζονται “τασικά σημεία” (stress points). Το εξακομβικό τριγωνικό στοιχείο έχει τρία τασικά σημεία ενώ το δεκαπεντακομβικό έχει αντίστοιχα δώδεκα. Ο πίνακας δυσκαμψίας του εξακομβικού στοιχείου εκτιμάται με αριθμητική ολοκλήρωση χρησιμοποιώντας τρία σημεία ολοκλήρωσης Gauss, τα οποία είναι και τα τρία τασικά σημεία του στοιχείου. Τα δεκαπεντακομβικά τριγωνικά στοιχεία παρέχουν μεγαλύτερη ακρίβεια και ποιότητα στα αποτελέσματα αφού πλέον γίνεται παρεμβολή τέταρτης τάξης για μετακινήσεις και η αριθμητική ολοκλήρωση αφορά δώδεκα τασικά σημεία. Αυτό έχει όμως σαν επακόλουθο την αύξηση του υπολογιστικού κόστους, την υψηλή κατανάλωση μνήμης και τη βραδεία υπολογιστική και λειτουργική απόδοση.



Σχήμα Α.2: Δεκαπεντακομβικό (α) και εξακομβικό (β) τριγωνικό στοιχείο (κόμβοι και τασικά σημεία).

Όσον αφορά στον καθορισμό των μονάδων του μήκους, της δύναμης και του χρόνου αυτός γίνεται κατά την εισαγωγή των δεδομένων του προβλήματος. Οι συνηθέστερα χρησιμοποιούμενες μονάδες είναι μέτρα (m), kiloNewton (kN) και δευτερόλεπτα (sec) (βλ. σχήμα Α.3). Όλες οι υπόλοιπες τιμές των διαφόρων παραμέτρων που εισάγονται στο πρόγραμμα από το χρήστη στα επόμενα στάδια πρέπει να δίνονται στο ίδιο σύστημα μονάδων.



Σχήμα Α.3: Το φύλλο Dimensions του παραθύρου διαλόγου General settings.

Κατόπιν, ο χρήστης ορίζει τις διαστάσεις της περιοχής σχεδίασης με βάση τις διαστάσεις του εξεταζόμενου μοντέλου, έχοντας πάντα τη δυνατότητα να τις αλλάξει κατά τη διάρκεια της επεξεργασίας του προσομοιώματος. Η γεωμετρία του μοντέλου δεν επηρεάζεται από τις διαστάσεις της περιοχής σχεδίασης

### Α.2.2 Γεωμετρία προσομοιώματος

Η διαδικασία της διάρθρωσης ενός μοντέλου πεπερασμένων στοιχείων περιλαμβάνει τη δημιουργία ενός διδιάστατου γεωμετρικού μοντέλου, το οποίο αποτελείται από σημεία, γραμμές και επιφάνειες. Ο χρήστης εισάγει τα σημεία και τις γραμμές ενώ οι επιφάνειες δημιουργούνται ως κλειστά σχήματα από το ίδιο το πρόγραμμα.



Γενικά, αρχικά σχεδιάζεται το γεωμετρικό περίγραμμα και έπειτα οι εδαφικές στρώσεις, τα δομικά στοιχεία, τα κατασκευαστικά στοιχεία, οι συνοριακές συνθήκες και τέλος οι φορτίσεις. Εκτός από την αρχική κατάσταση, το γεωμετρικό μοντέλο επιβάλλεται να περιλαμβάνει και τα ενδεχόμενα κατασκευαστικά στάδια, τα οποία λαμβάνονται υπόψη σε μετέπειτα φάση της επίλυσης. Μετά τον καθορισμό της γεωμετρίας, είναι δυνατόν να δημιουργηθούν ομάδες δεδομένων χαρακτηριστικών μεγεθών των υλικών και να τοποθετηθεί το κάθε υλικό στον αντίστοιχο γεωμετρικό χώρο. Εφόσον έχει ολοκληρωθεί ο σχεδιασμός της γεωμετρίας, είναι πλέον εφικτή η διακριτοποίηση του μοντέλου με το πλέγμα των πεπερασμένων στοιχείων.

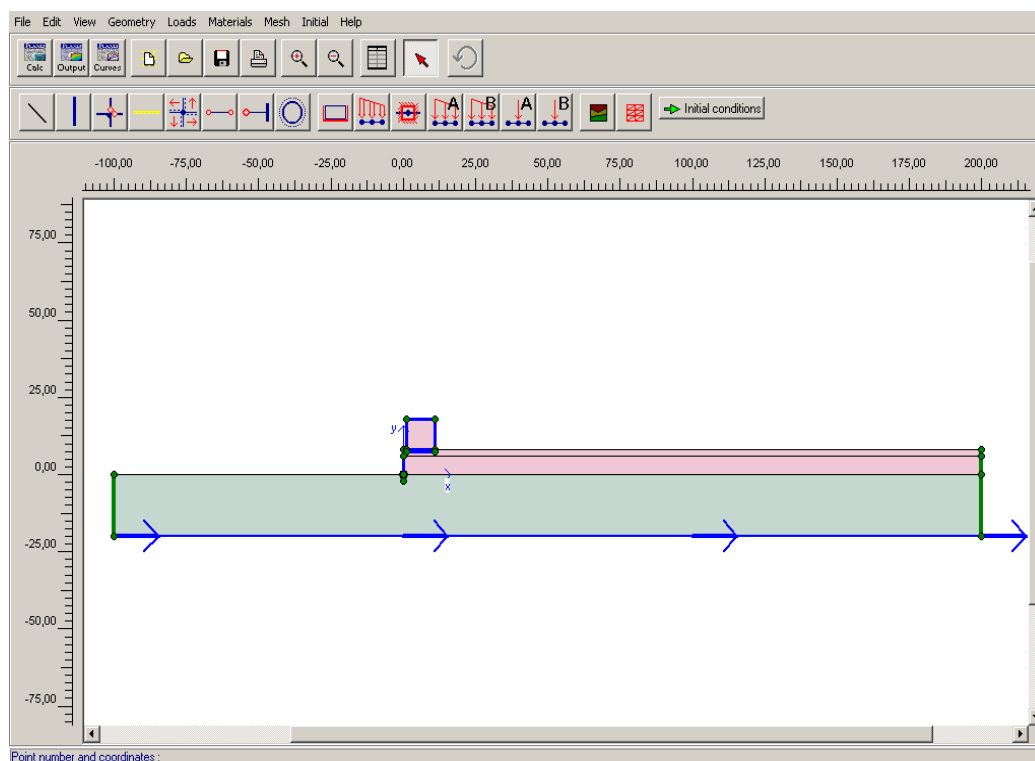
### **A.2.3 Φορτία και συνοριακές συνθήκες**

Εφόσον ο χρήστης έχει ολοκληρώσει το σχεδιασμό του μοντέλου είναι απαραίτητο να καθορίσει τις συνοριακές συνθήκες. Το υπομενού των φορτίσεων που μπορούν να εφαρμοστούν στο γεωμετρικό πρότυπο, περιλαμβάνει εκτός από τις επιλογές που αφορούν στα φορτία και τις επιλογές που αφορούν στις προδιαγεγραμμένες μετατοπίσεις.

Όσο αφορά στις φορτίσεις του εξεταζόμενου μοντέλου, ο χρήστης έχει δύο επιλογές: την επιβολή επιφανειακής φόρτισης (κατανεμημένο φορτίο) ή την επιβολή σημειακής φόρτισης (σημειακή δύναμη). Στην πρώτη περίπτωση οι τιμές των τάσεων εισάγονται σε μονάδες τάσης (π.χ.  $\text{kN/m}^2$ ) και η εφαρμογή τους γίνεται σε γεωμετρικά όρια του προτύπου (γραμμές). Στη δεύτερη περίπτωση οι τιμές των φορτίσεων εισάγονται σε μονάδες δύναμης/μήκος (π.χ.  $\text{kN/m}$ ) και η εφαρμογή τους γίνεται σε σημεία της γεωμετρίας του προτύπου.

Όσο αφορά στις επιβαλλόμενες μετατοπίσεις στο εξεταζόμενο μοντέλο, αυτές αποτελούν ειδικές συνθήκες που μπορεί να επιβληθούν από το χρήστη σε τμήματα των συνόρων του γεωμετρικού προτύπου στα οποία αυτός επιθυμεί οι μετατοπίσεις να είναι ελεγχόμενες. Κατά τη διάρκεια των υπολογισμών που κάνει το λογισμικό PLAXIS προσδιορίζονται οι αντιδράσεις των στηρίξεων που αντιστοιχούν στις επιβαλλόμενες παραμορφώσεις κατά τις διευθύνσεις  $x$  και  $y$  και δίνονται στα αποτελέσματα της επίλυσης του προσομοιώματος. Στο Σχήμα A.4 απεικονίζεται ένα από τα εξεταζόμενα προσομοιώματα της παρούσας

εργασίας, εφόσον έχει ολοκληρωθεί η σχεδίασή του και έχουν καθοριστεί οι συνοριακές συνθήκες.



Σχήμα Α.4: Ορισμός γεωμετρίας και συνοριακών συνθηκών.

#### Α.2.4 Ιδιότητες υλικών

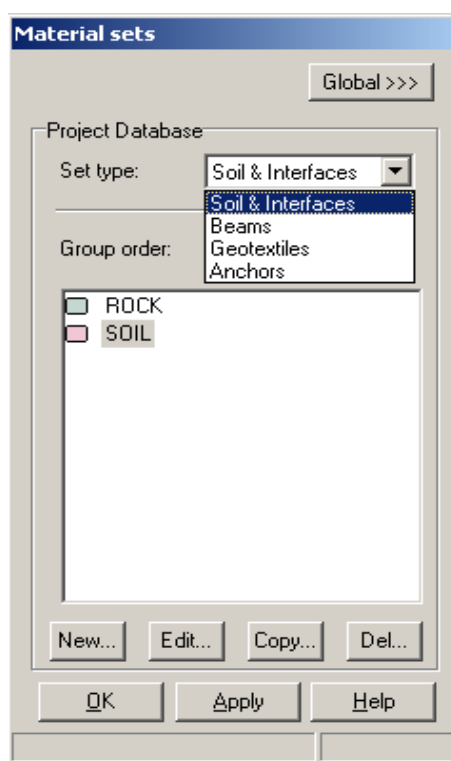
Αφού ολοκληρωθεί το μοντέλο από πλευράς γεωμετρίας, η διαδικασία της επίλυσης συνεχίζεται με τον καθορισμό των ιδιοτήτων των υλικών. Αυτό επιτυγχάνεται με την επιλογή Material Sets από τη γραμμή εργαλείων με αποτέλεσμα την εμφάνιση ενός παράθυρου το οποίο περιέχει τη βάση δεδομένων των υλικών. Στο λογισμικό PLAXIS, οι ιδιότητες των εδαφών και των υλικών αποθηκεύονται σε μία υπάρχουσα βάση δεδομένων την οποία ο ίδιος ο χρήστης μπορεί να εμπλουτίσει με τη δημιουργία υλικών με νέα χαρακτηριστικά. Δηλαδή υπάρχει η δυνατότητα να δημιουργηθούν υλικά με νέα χαρακτηριστικά ή να χρησιμοποιηθούν τα ήδη υπάρχοντα υλικά, που έχουν εφαρμοστεί στα παραδείγματα του προγράμματος, από τον υποφάκελο 'Global' που τα περιέχει. Τα νέα δημιουργηθέντα υλικά μπορούν να αποθηκευτούν στον

υποφάκελο 'Global' και να χρησιμοποιηθούν σε οποιαδήποτε μελλοντική επίλυση.

Όπως, φαίνεται στο Σχήμα Α.5 οι ιδιότητες των υλικών είναι αποθηκευμένες σε ομάδες δεδομένων υλικών. Υπάρχουν 4 ομάδες δεδομένων, οι οποίες εμφανίζονται επιλέγοντας τη παράμετρο Set type :

- 1) δεδομένα για εδάφη και διεπιφάνειες,
- 2) δεδομένα για δοκούς,
- 3) δεδομένα για γεωυφάσματα,
- 4) δεδομένα για αγκύρια.

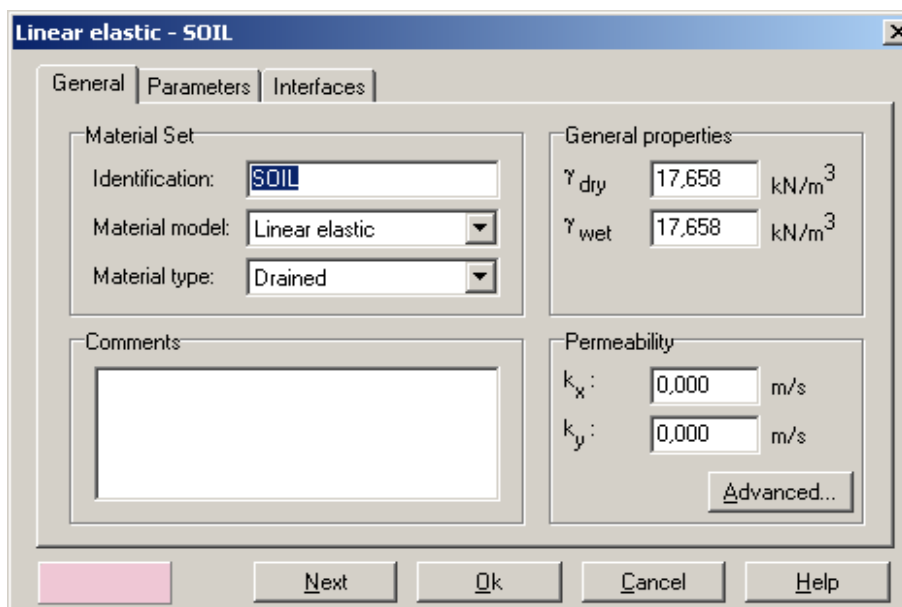
Από τη βάση δεδομένων αυτή, οι ιδιότητες αντιστοιχίζονται στα εδαφικά στρώματα που ορίζονται σαν κλειστά γεωμετρικά σχήματα ή σε διάφορα άλλα στοιχεία (π.χ. τοίχοι) του γεωμετρικού προτύπου.



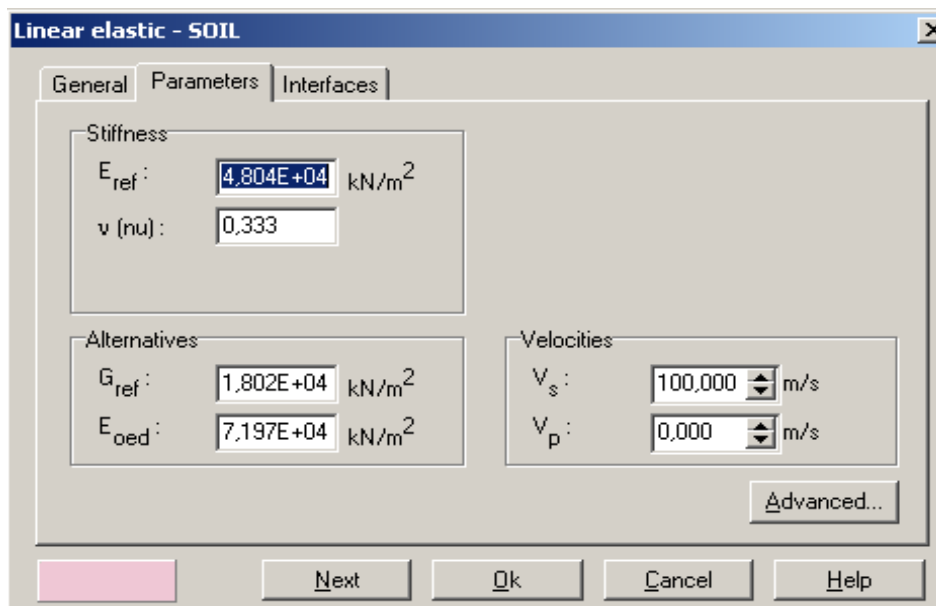
Σχήμα Α.5: Ομάδες δεδομένων υλικών.

Η εισαγωγή των ιδιοτήτων και των παραμέτρων των υλικών που εισήχθησαν στο μοντέλο γίνεται σε ξεχωριστό παράθυρο διαλόγου. Για καθένα από τα χρησιμοποιηθέντα υλικά εισάγεται μία ομάδα ιδιοτήτων. Τα χαρακτηριστικά στη βάση δεδομένων για κάθε εδαφικό υλικό χωρίζονται σε τρεις κατηγορίες: στα γενικά χαρακτηριστικά, στις παραμέτρους του υλικού και στις παραμέτρους των διεπιφανειών. Τα γενικά χαρακτηριστικά αφορούν τον τύπο του εδαφικού προτύπου, τον τύπο της εδαφικής συμπεριφοράς και τις γενικές εδαφικές ιδιότητες όπως είναι τα φαινόμενα βάρη και η διαπερατότητα. Όσον αφορά στο μοντέλο του εδαφικού υλικού, το PLAXIS υποστηρίζει διάφορα μοντέλα που προσομοιάζουν τη συμπεριφορά των εδαφών. Τα χαρακτηριστικά στη βάση δεδομένων για τα δομικά υλικά (πχ. τοίχοι) αφορούν τον τύπο του δομικού υλικού, τον τύπο της συμπεριφοράς του υλικού και τις γενικές ιδιότητες του υλικού όπως είναι η δυσκαμψία και η ελαστικότητα. Όσον αφορά στο μοντέλο του δομικού υλικού, το PLAXIS –όπως και για τα εδαφικά υλικά– υποστηρίζει διάφορα μοντέλα που προσομοιάζουν τη συμπεριφορά των δομικών υλικών.

Στο Σχήμα Α.6 φαίνεται το παράθυρο διαλόγου όπου εισάγονται τα γενικά χαρακτηριστικά ενός εδαφικού υλικού ενώ στο Σχήμα Α.7 φαίνεται το παράθυρο διαλόγου όπου εισάγονται οι παράμετροι του ίδιου εδαφικού υλικού.



Σχήμα Α.6: Παράθυρο εισαγωγής γενικών χαρακτηριστικών υλικού.



Σχήμα Α.7: Παράθυρο εισαγωγής των παραμέτρων υλικού.

Στην παρούσα εργασία για τη δυναμική ανάλυση των προσομοιωμάτων χρησιμοποιήθηκε το γραμμικά ελαστικό μοντέλο. Το μοντέλο αυτό αντιπροσωπεύει το νόμο του Hooke για ισότροπη γραμμική ελαστικότητα. Περιλαμβάνει δύο ελαστικές παραμέτρους, όπως φαίνεται και από το Σχήμα Α.7, το μέτρο ελαστικότητας Young ( $E$ ) και τον λόγο Poisson ( $\nu$ ). Το γραμμικά ελαστικό μοντέλο έχει πολύ περιορισμένη εφαρμογή σε εδάφη για ανάλυση υπό στατικές συνθήκες και χρησιμοποιείται κυρίως για άκαμπτες συμπαγείς κατασκευές στο έδαφος. Όμως, είναι το πλέον κατάλληλο από τα μοντέλα που διαθέτει το πρόγραμμα PLAXIS για τις αναλύσεις προσομοιωμάτων υπό δυναμικές συνθήκες φορτίσεις.

### A.2.5 Δημιουργία πλέγματος στοιχείων

Εφόσον έχει ολοκληρωθεί ο καθορισμός της γεωμετρίας του μοντέλου και για να πραγματοποιηθούν οι απαραίτητοι υπολογισμοί με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων, επιβάλλεται η διακριτοποίηση του γεωμετρικού προτύπου με τη δημιουργία κατάλληλου κανάβου (mesh), η αναπαραγωγή του οποίου πραγματοποιείται αυτόματα από το PLAXIS με βάση τα δεδομένα του γεωμετρικού μοντέλου. Η δημιουργία του κανάβου ξεκινά με την επιλογή του Generate Mesh από την γραμμή εργαλείων ή από το υπομενού Mesh

επιλέγοντας την εντολή Generate. Η διαδικασία αυτή βασίζεται στην τριγωνοποίηση της επιφάνειας του προτύπου. Τέτοιου είδους δίκτυα στοιχείων πιθανόν να φαίνονται «ακατάστατα». Ωστόσο, είναι γεγονός ότι η αριθμητική τους συμπεριφορά είναι γενικά καλύτερη από αυτή των δικτυωμάτων που κατασκευάζονται από το χρήστη.

Η δημιουργία του δικτυώματος των Πεπερασμένων Στοιχείων γίνεται με βάση έναν παράγοντα που αντιπροσωπεύει το μέσο πλάτος κάθε τριγωνικού στοιχείου  $l_e$ . Στο λογισμικό PLAXIS η παράμετρος αυτή υπολογίζεται με βάση τις εξωτερικές διαστάσεις του γεωμετρικού προτύπου ( $x_{\min}$ ,  $x_{\max}$ ,  $y_{\min}$ ,  $y_{\max}$ ) και δίνεται από την σχέση Α.1:

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})}{n_c}} \quad (\text{Α.1})$$

όπου:

$l_e$  το μέσο πλάτος κάθε τριγωνικού στοιχείου,

$n_c$  αριθμός που αντιπροσωπεύει την πυκνότητα του δικτύου που χρησιμοποιείται για τη διακριτοποίηση του εξεταζόμενου μοντέλου,

$x_{\max}$ ,  $x_{\min}$ ,  $y_{\max}$ ,  $y_{\min}$  οι εξωτερικές διαστάσεις του γεωμετρικού προτύπου.

Υπάρχει δυνατότητα επιλογής στο input program ανάμεσα σε πέντε επίπεδα πύκνωσης του κανάβου πεπερασμένων στοιχείων. Τα επίπεδα αυτά είναι τα εξής: πολύ αραιό, αραιό, μέσης πυκνότητας, πυκνό και πολύ πυκνό. Το μέσο μέγεθος των στοιχείων και ο αριθμός των στοιχείων του δικτυώματος εξαρτάται από τη ρύθμιση της ολικής πυκνότητας του δικτυώματος που επιλέγει ο χρήστης.

Μια πρόχειρη εκτίμηση για τη διακριτοποίηση μιας περιοχής 20m x 20m με τη δημιουργία δικτύου πεπερασμένων στοιχείων χωρίς τοπική πύκνωση δίνεται στον Πίνακα Α.1.

Πυκνότητα πλέγματος στοιχείων	Αριθμός στοιχείων (κατά προσέγγιση)	$n_c$
Πολύ αραιό	50	25
Αραιό	100	50
Μέσης Πυκνότητας	250	100
Πυκνό	500	200
Πολύ πυκνό	1000	400

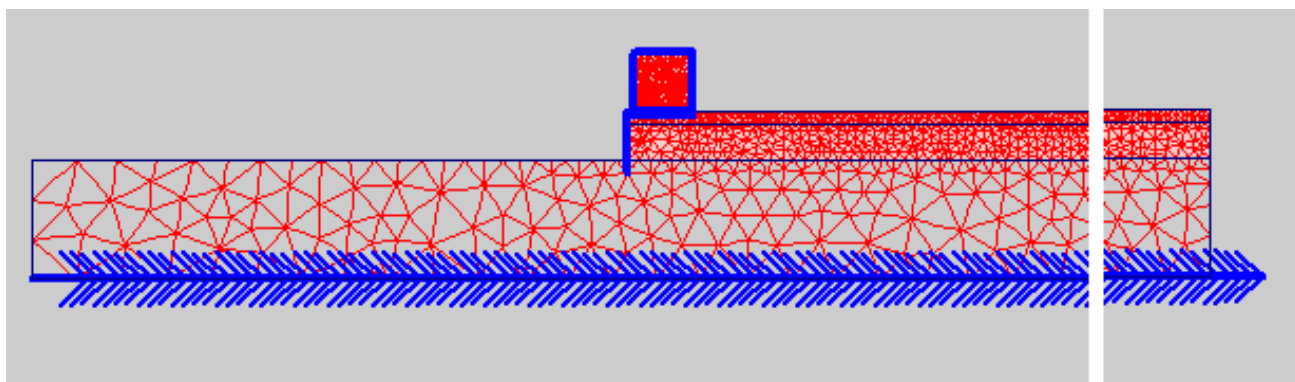
Πίνακας Α.1: Σχέση μεταξύ πυκνότητας πλέγματος στοιχείων και αριθμού στοιχείων.

Ωστόσο, το λογισμικό PLAXIS παρέχει στο χρήστη τη δυνατότητα περαιτέρω πύκνωσης του δικτύου όπου αυτό κρίνεται σκόπιμο από αυτόν, πχ. σε περιοχές όπου υπάρχει μεγάλη συγκέντρωση τάσεων ή αναμένονται μεγάλες παραμορφώσεις. Για τις περιπτώσεις αυτές το PLAXIS χρησιμοποιεί, σε συνδυασμό με τις παραμέτρους ολικής πύκνωσης, παραμέτρους τοπικής πύκνωσης. Ο παράγοντας τοπικής πύκνωσης δίνει μία ένδειξη του σχετικού μεγέθους των στοιχείων (τοπικά) σε σχέση με το μέσο μέγεθος των στοιχείων όπως αυτό έχει οριστεί από την παράμετρο ολικής πυκνότητας. Εξ' ορισμού, ο συντελεστής τοπικού μεγέθους των στοιχείων έχει την τιμή 1.0. Για τη μείωση του μεγέθους ενός στοιχείου στο μισό, η τιμή του τοπικού συντελεστή μεγέθους των στοιχείων ορίζεται στο 0.5. Το εύρος τιμών του συντελεστή αυτού είναι από 0.2 έως 5.0. Αντίστοιχα, εάν η τιμή του συντελεστή έχει τιμή μεγαλύτερη από 1.0 τότε προκαλείται τοπική αραιώση του δικτύου.

Στην παρούσα εργασία, χρησιμοποιήθηκαν γενικά πυκνά πλέγματα, κυρίως για την ανώτερη εδαφική στρώση που υπέρκειται του βραχώδους υπόβαθρου (βλέπε σχήμα Α.8), έτσι ώστε τα αποτελέσματα να έχουν τη μεγαλύτερη δυνατή ακρίβεια. Γενικά εφαρμόστηκε ο ευρέως αποδεκτός εμπειρικός κανόνας των 3 έως 5 πεπερασμένων στοιχείων ανά μήκος κύματος. Ως γνωστόν το μήκος κύματος για μία εδαφική στρώση υπολογίζεται προσεγγιστικά από την ακόλουθη σχέση:

$$\lambda = \frac{4V_s}{H} \quad (\text{A.2})$$

όπου:  $V_s$  είναι η ταχύτητα διάδοσης των διατμητικών κυμάτων μέσα στην κάθε στρώση και  $H$  είναι το μέσο ύψος της. Οπότε, επειδή η εδαφική στρώση που υπέρκειται του βραχώδους υπόβαθρου είχε πολύ μικρότερο  $V_s$  από το βραχώδες υπόβαθρο, θεωρήθηκε σωστό να γίνει αύξηση της πυκνότητας του δικτύου των πεπερασμένων στοιχείων στην ανώτερη εδαφική στρώση.



Σχήμα Α.8: Δίκτυο πεπερασμένων στοιχείων του τελικού προσομοιώματος.

### Α.2.6 Αρχικές συνθήκες

Αφού ολοκληρωθεί η δημιουργία του γεωμετρικού μοντέλου και πραγματοποιηθεί η διακριτοποίηση των πεπερασμένων στοιχείων, πρέπει να καθοριστεί η αρχική κατάσταση και το αρχικό εντατικό καθεστώς (Initial Conditions). Αυτό γίνεται στο τμήμα ορισμού των αρχικών συνθηκών του προγράμματος εισαγωγής δεδομένων. Οι αρχικές συνθήκες εμπεριέχουν δύο εφαρμογές:

- α) μια για τη δημιουργία των αρχικών πιέσεων του νερού των πόρων (water conditions mode),
- β) μια για τον προσδιορισμό της διαμόρφωσης της αρχικής γεωμετρίας του προτύπου και της δημιουργίας του πεδίου των αρχικών ενεργών γεωστατικών τάσεων (geometry configuration mode).



Η μετάβαση από τη μία εφαρμογή στην άλλη λαμβάνει χώρα με τη βοήθεια της επιλογής Switch της γραμμής εργαλείων. Οι αρχικές συνθήκες επιτρέπουν και επιστροφή στα δεδομένα του γεωμετρικού μοντέλου, αλλά γενικά αυτό δεν προτιμάται διότι μπορεί να χαθούν κάποιες πληροφορίες που αφορούν στις αρχικές συνθήκες.

Η δημιουργία αρχικών τάσεων 'Initial stress generation' ( $K_0$ -procedure) περιλαμβάνει τον υπολογισμό των αρχικών τάσεων του εδαφικού προφίλ, οι οποίες επηρεάζονται από το βάρος του υλικού και το ιστορικό του σχηματισμού του. Αυτό το καθεστώς των τάσεων συνήθως χαρακτηρίζεται από τις αρχικές κατακόρυφες τάσεις  $\sigma_{vo}$ . Οι αρχικές οριζόντιες τάσεις σχετίζονται με τις κατακόρυφες μέσω του συντελεστή πλευρικών ωθήσεων  $K_0$  ως εξής:

$$\sigma_{ho} = K_0 * \sigma_{vo} \quad (A.3)$$

Στο πρόγραμμα PLAXIS οι αρχικές τάσεις δύνανται να αναπαραχθούν καθορίζοντας το συντελεστή  $K_0$  ή χρησιμοποιώντας την επιλογή 'Gravity loading'. Η αναπαραγωγή τους μέσω του συντελεστή  $K_0$  πραγματοποιείται με την επιλογή Generate Initial stresses (κόκκινοι σταυροί) της γραμμής εργαλείων ή επιλέγοντας 'Initial stresses' από το υπομενού 'Generate' αφού πρώτα απενεργοποιηθούν όλα τα δομικά στοιχεία πχ. τοίχοι αντιστήριξης διότι αυτά τα στοιχεία δεν υπάρχουν στην αρχική κατάσταση.

### A.3 Υποπρόγραμμα υπολογισμών (calculations)



Μετά τη δημιουργία του μοντέλου των πεπερασμένων στοιχείων ακολουθεί η εκτέλεση της υπολογιστικής διαδικασίας δηλαδή της ανάλυσης του μοντέλου. Για αυτόν τον λόγο πρέπει να οριστεί ο τύπος της ανάλυσης καθώς επίσης και οι τύποι των φορτίσεων που θα ενεργοποιηθούν κατά τη διάρκειά της. Το πρόγραμμα 'Calculations' λαμβάνει υπόψη μόνο αναλύσεις παραμορφώσεων. Στο πρόγραμμα PLAXIS η υπολογιστική διαδικασία χωρίζεται σε διάφορες φάσεις υπολογισμού, όπως η ενεργοποίηση ενός συγκεκριμένου συστήματος φόρτισης, η προσομοίωση ενός κατασκευαστικού σταδίου, η εισαγωγή μιας περιόδου στερεοποίησης, ο υπολογισμός ενός συντελεστή ασφάλειας κτλ. Κάθε υπολογιστική φάση κατά

κανόνα χωρίζεται σε ένα πλήθος βημάτων επίλυσης γεγονός που είναι απαραίτητο αφού η μη-γραμμική συμπεριφορά του εδάφους προϋποθέτει την εφαρμογή των φορτίσεων σε μικρές αναλογίες. Στις περισσότερες περιπτώσεις παρόλα αυτά αρκεί ο καθορισμός της τελικής κατάστασης.

### **A.3.1 Ορισμός μια νέας φάσης υπολογισμών**

Αρχικά πριν από τον καθορισμό των φάσεων υπολογισμού από το χρήστη, υφίσταται μόνο μια αρχική φάση (Initial Phase), η οποία αντιπροσωπεύει την αρχική κατάσταση του προβλήματος όπως αυτή έχει καθοριστεί κατά την αρχική φάση εισαγωγής δεδομένων στο πρόγραμμα 'Input'. Η αρχική φάση 'Initial Phase' αποτελεί το σημείο έναρξης των περαιτέρω υπολογισμών.

Η εισαγωγή μιας πρώτης υπολογιστικής φάσης πραγματοποιείται με την επιλογή του πλήκτρου 'Next' οπότε και εμφανίζεται μία νέα γραμμή πληροφοριών που αφορά τη νέα αυτή φάση, 'Phase 1'. Μετά την εισαγωγή της η φάση αυτή πρέπει να οριστεί. Τα χαρακτηριστικά της φάσεως καθορίζονται με την χρήση τριών διαφορετικών φύλλων που περιέχει το παράθυρο διαλόγου του υποπρογράμματος υπολογισμών και τα οποία αναφέρονται στα γενικά χαρακτηριστικά της φάσης (φύλλο General), τις παραμέτρους της (φύλλο Parameters) και τους "πολλαπλασιαστές" (φύλλο Multipliers).

### **A.3.2 Γενικές ρυθμίσεις**

Το φύλλο 'General' (βλ. Σχήμα A.9) χρησιμοποιείται για τον καθορισμό των γενικών ρυθμίσεων μίας δεδομένης φάσης υπολογισμού, οι οποίες διαχωρίζονται σε τρεις κατηγορίες:

#### **α) Τύπος επίλυσης**

Στο σημείο αυτό επιλέγεται ο τύπος της επίλυσης με βάση τον οποίο θα γίνουν οι υπολογισμοί.

#### **β) Φάση**

Εδώ προσδιορίζεται η θέση της συγκεκριμένης υπολογιστικής φάσης στη διαδικασία της ανάλυσης του μοντέλου δηλαδή καθορίζεται η αλληλουχία

σύμφωνα με την οποία οι φάσεις θα πραγματοποιηθούν. Αυτό γίνεται επιλέγοντας για κάθε φάση την προηγούμενή της, το τέλος της οποίας αποτελεί την έναρξη της ίδιας.

#### γ) Σχόλια και πληροφορίες

Υπάρχει ένα πλαίσιο κειμένου όπου μπορούν να αποθηκευτούν από το χρήστη, αν το επιθυμεί, διάφορες πληροφορίες σχετικές με οποιαδήποτε από τις υπολογιστικές φάσεις καθώς και ένα άλλο πλαίσιο όπου αναγράφονται από το λογισμικό PLAXIS οι πληροφορίες που προκύπτουν κατά τη διάρκεια της επίλυσης, όπως για παράδειγμα σφάλματα που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια της επίλυσης της φάσης.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	First	Last	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	1	1	0
✓ <Phase 2>	2	1	Dynamic analysis	Total multipliers	2	101	0

Σχήμα Α.9: Το φύλλο General του παραθύρου διαλόγου των υπολογισμών.

### A.3.3 Τύποι επίλυσης

Η πρώτη παράμετρος που ορίζεται αμέσως μετά τη δημιουργία μίας νέας φάσης υπολογισμών είναι ο τύπος της επίλυσης. Το PLAXIS έχει τη δυνατότητα των εξής τύπων επιλύσεων:

- α) στατικής ανάλυσης της πλαστικής συμπεριφοράς (plastic calculation),
- β) ανάλυσης στερεοποίησης (consolidation analysis),
- γ) ανάλυσης «διακριτοποιημένου κανάβου» (updated mesh analysis),
- δ) δυναμικής ανάλυσης (dynamic analysis).

#### Πλαστική ανάλυση (Plastic calculation)

Η διαδικασία της πλαστικής ανάλυσης επιλέγεται σε περίπτωση ανάλυσης ελαστοπλαστικών παραμορφώσεων όπου δεν είναι απαραίτητο να ληφθούν υπόψη αποτελέσματα μεγάλων παραμορφώσεων. Το μητρώο δυσκαμψίας σε αυτή την περίπτωση βασίζεται στο αρχικό, μη παραμορφωμένο γεωμετρικό μοντέλο. Η ανάλυση αυτή δεν λαμβάνει υπόψη της την επίδραση του χρόνου (στατικές συνθήκες φόρτισης), εκτός από την περίπτωση που χρησιμοποιείται το μοντέλο ερπυσμού μαλακού εδάφους (soft soil creep model). Αυτός ο τύπος της ανάλυσης χρησιμοποιείται σε πολλές γεωμετρικές εφαρμογές.

#### Ανάλυση Στερεοποίησης (Consolidation analysis)

Η ανάλυση στερεοποίησης επιλέγεται στην περίπτωση που είναι απαραίτητη η ανάλυση της ανάπτυξης και της εκτόνωσης των πρόσθετων πιέσεων του νερού των πόρων σε κορεσμένα αργιλώδη εδάφη σε συνάρτηση με το χρόνο. Το πρόγραμμα PLAXIS επιτρέπει την εφαρμογή πραγματικής ανάλυσης ελαστοπλαστικής στερεοποίησης. Γενικά μία ανάλυση στερεοποίησης δίχως επιπρόσθετη φόρτιση εκτελείται μετά το πέρας των υπολογισμών μιας αστράγγιστης πλαστικής ανάλυσης. Είναι επίσης δυνατή η εφαρμογή φορτίων κατά τη διάρκεια μιας ανάλυσης στερεοποίησης αλλά υπάρχουν περιορισμοί σε ότι αφορά στους τύπους των φορτίσεων που μπορούν να εφαρμοστούν (περίπτωση σταδιακής κατασκευής 'Staged Construction').

Ανάλυση διακριτοποιημένου κανάβου (Updated mesh analysis)

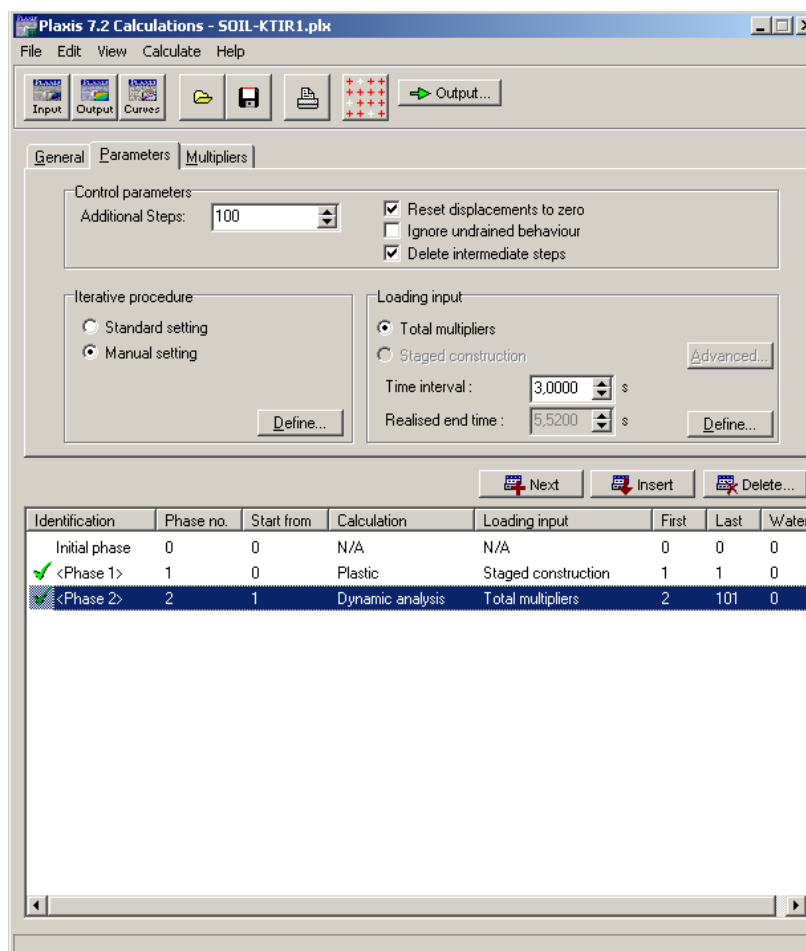
Η ανάλυση διακριτοποιημένου κανάβου αποτελεί μια πλαστική διαδικασία υπολογισμού η οποία λαμβάνει υπόψη τις συνέπειες μεγάλων παραμορφώσεων. Αυτός ο τύπος υπολογισμού θα πρέπει να μελετάται όταν οι παραμορφώσεις αναμένεται να επηρεάσουν σημαντικά τη μορφή του γεωμετρικού μοντέλου. Το μητρώο δυσκαμψίας σε αυτή την περίπτωση βασίζεται στο παραμορφωμένο γεωμετρικό μοντέλο. Στις περισσότερες εφαρμογές οι συνέπειες μεγάλων παραμορφώσεων είναι αμελητέες και μία κανονική πλαστική ανάλυση θεωρείται επαρκής. Παρόλα αυτά σε ορισμένες περιπτώσεις θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη. Τυπικές εφαρμογές αποτελούν η ανάλυση ενισχυμένων εδαφικών κατασκευών (tension stiffening effect), η ανάλυση φορτίου κατάρρευσης μεγάλων παραθαλάσσιων θεμελιοδομών και η μελέτη προβλημάτων που αφορούν μαλακά εδάφη στα οποία είναι πιθανή η εμφάνιση μεγάλων παραμορφώσεων.

Δυναμική ανάλυση (Dynamic analysis)

Η διαδικασία αυτή επιλέγεται με σκοπό την πραγματοποίηση μιας δυναμικής ανάλυσης του εξεταζόμενου προσομοιώματος. Η ανάλυση αυτή χρησιμοποιείται κυρίως για γεωτεχνικές κατασκευές όταν αυτές υπόκεινται σε σεισμική καταπόνηση. Ακόμα, τέτοιες αναλύσεις χρησιμοποιούνται για τον προσδιορισμό των αναπτυσσομένων επιταχύνσεων και αδρανειακών δυνάμεων σε όλο τον όγκο των κατασκευών που βρίσκονται στην εδαφική τομή που μελετάται.

**A.3.4 Παράμετροι υπολογισμών**

Το φύλλο 'Parameters' (βλ. Σχήμα Α.10) χρησιμοποιείται για τον καθορισμό των παραμέτρων ελέγχου μιας συγκεκριμένης υπολογιστικής φάσης και περιέχει τις ακόλουθες επιλογές:



Σχήμα Α.10: Το φύλλο Parameters του παραθύρου διαλόγου των υπολογισμών.

#### A.3.4.1 Παράμετροι ελέγχου (Control parameters)

##### Επιπρόσθετα βήματα υπολογισμού (Additional steps)

Η παράμετρος αυτή καθορίζει το πλήθος των υπολογιστικών βημάτων που πραγματοποιούνται σε μία συγκεκριμένη υπολογιστική φάση. Στην περίπτωση της επιλογής 'Manual Control' ο αριθμός των επιπρόσθετων βημάτων είναι πάντα ίσος με τη μονάδα, γεγονός που σημαίνει ότι η υπολογιστική φάση θα πραγματοποιηθεί σε ένα μόνο βήμα. Στην περίπτωση της επιλογής 'Load Advancement Number of Steps' ο αριθμός των επιπρόσθετων βημάτων ορίζεται ως ένας ακέραιος αριθμός που αντιστοιχεί στα απαιτούμενα βήματα φόρτισης για τη δεδομένη φάση υπολογισμών. Ως αρχικό πλήθος επιπρόσθετων βημάτων καθορίζεται η τιμή 30, η οποία μπορεί να μεταβληθεί από το 1 έως το

100. Στην περίπτωση της επιλογής 'Load Advancement Ultimate Level' ο αριθμός των επιπρόσθετων βημάτων αποτελεί το άνω όριο του πλήθους των βημάτων που θα πραγματοποιηθούν για την επίλυση. Η προεπιλεγμένη ανώτατη τιμή αυτής της παραμέτρου είναι ίση με 100 και είναι δυνατό να μειωθεί.

#### Μηδενισμός μετακινήσεων (Reset displacements to zero)

Ο μηδενισμός των μετακινήσεων πραγματοποιείται όταν επιδιώκεται να μη ληφθούν υπόψη μη σχετικές επιλύσεις προηγούμενων υπολογιστικών βημάτων στην έναρξη της συγκεκριμένης υπολογιστικής φάσης, έτσι ώστε η καινούρια επίλυση να ξεκινά από καθεστώς μηδενικών μετακινήσεων. Η ρύθμιση αυτή επιλέγεται από το χρήστη όταν οι παραμορφώσεις που προέκυψαν σε προηγούμενα στάδια υπολογισμών δεν ενδιαφέρουν και άρα πρέπει να αγνοηθούν κατά την έναρξη της δεδομένης υπολογιστικής φάσης, έτσι ώστε αυτή να ξεκινά από μία κατάσταση μηδενικών παραμορφώσεων. Σε περίπτωση που δεν επιλεγεί η ρύθμιση αυτή από το χρήστη, οι παραμορφώσεις που προκύπτουν στη δεδομένη φάση υπολογισμών προστίθενται σε αυτές της προηγούμενης φάσης. Σημειώνεται ότι ο μηδενισμός των παραμορφώσεων δεν επηρεάζει το εντατικό πεδίο του προτύπου.

#### Παράβλεψη αστράγγιστης συμπεριφοράς (Ignore undrained behaviour)

Η παράβλεψη αστράγγιστης συμπεριφοράς επιλέγεται στην περίπτωση που είναι επιθυμητός ο προσωρινός αποκλεισμός των συνεπειών αστράγγιστων γεωμετρικών χώρων του εδαφικού μοντέλου. Ως αποτέλεσμα όλοι οι αστράγγιστοι γεωμετρικοί χώροι γίνονται προσωρινά στραγγιζόμενοι. Η υπάρχουσα περίσσεια πίεση των πόρων, η οποία δημιουργήθηκε σε προηγούμενο στάδιο παραμένει, ενώ στη συγκεκριμένη υπολογιστική φάση δε θα αναπαραχθούν επιπλέον πρόσθετες πιέσεις του νερού των πόρων.

#### Διαγραφή ενδιάμεσων βημάτων (Delete intermediate steps)

Η διαγραφή των ενδιάμεσων βημάτων επιλέγεται για λόγους οικονομίας της χωρητικότητας του σκληρού δίσκου του υπολογιστή. Με την επιλογή αυτή

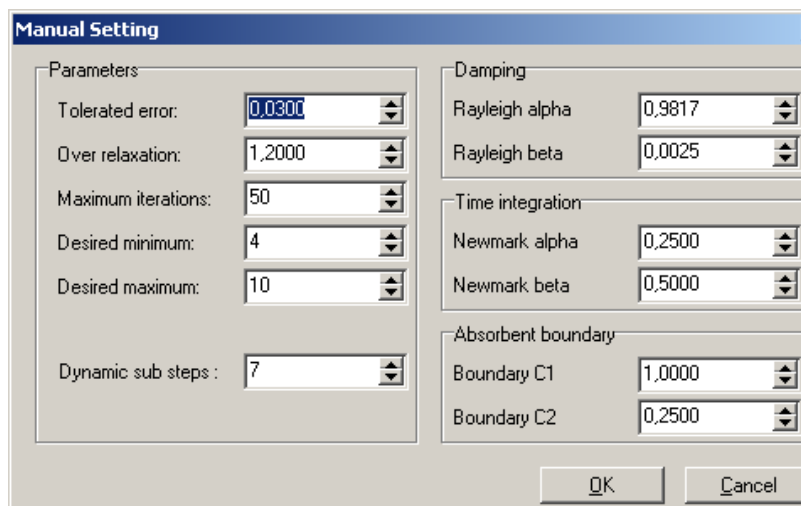
διαγράφονται όλα τα επιπλέον βήματα της υπολογιστικής φάσης, εκτός φυσικά από το τελευταίο, εφόσον η φάση ολοκληρωθεί επιτυχώς. Γενικά, το τελευταίο βήμα υπολογισμών περιέχει τα πιο σημαντικά αποτελέσματα για τη δεδομένη φάση, ενώ τα ενδιάμεσα βήματα είναι λιγότερο σημαντικά γι' αυτό και η διαγραφή τους δεν επηρεάζει ουσιαστικά την επίλυση.

#### **A.3.4.2 Παράμετροι ελέγχου επαναληπτικής διαδικασίας (Iterative procedure)**

Το PLAXIS παρέχει στο χρήστη τη δυνατότητα δύο επιλογών, την επιλογή ρυθμίσεων της επαναληπτικής διαδικασίας από το ίδιο το πρόγραμμα ή την επιλογή ρυθμίσεων της επαναληπτικής διαδικασίας από τον ίδιο το χρήστη.

##### Ρυθμίσεις καθορισμένες από το πρόγραμμα (Standard settings)

Οι ρυθμίσεις αυτές καθορίζονται από το λογισμικό PLAXIS και φαίνεται να λειτουργούν αρκετά καλά στις περισσότερες επαναληπτικές διαδικασίες.



Σχήμα Α.11: Το παράθυρο καθορισμού των ρυθμίσεων ανάλυσης από τον χρήστη (Manual settings.).

##### Ρυθμίσεις καθορισμένες από το χρήστη (Manual settings)

Πρόκειται για τις ρυθμίσεις που κάνει ο ίδιος ο χρήστης, εφόσον σε ορισμένες περιπτώσεις είναι απαραίτητο να αλλάξουν οι καθορισμένες από το πρόγραμμα ρυθμίσεις. Στην περίπτωση αυτή ο χρήστης καλείται να επιλέξει ποιες από τις



παραμέτρους τις επαναληπτικής διαδικασίας, όπως αυτές παρουσιάζονται στο παραπάνω σχήμα αλλά και στις επόμενες ενότητες, επιθυμεί να αλλάξει. Συνήθως γίνεται αλλαγή των συντελεστών Rayleigh  $a$  και  $b$ , ανάλογα με την τυπική απόσβεση που έχει το συγκεκριμένο μοντέλο, και των δυναμικών υποβημάτων (Dynamic substeps).

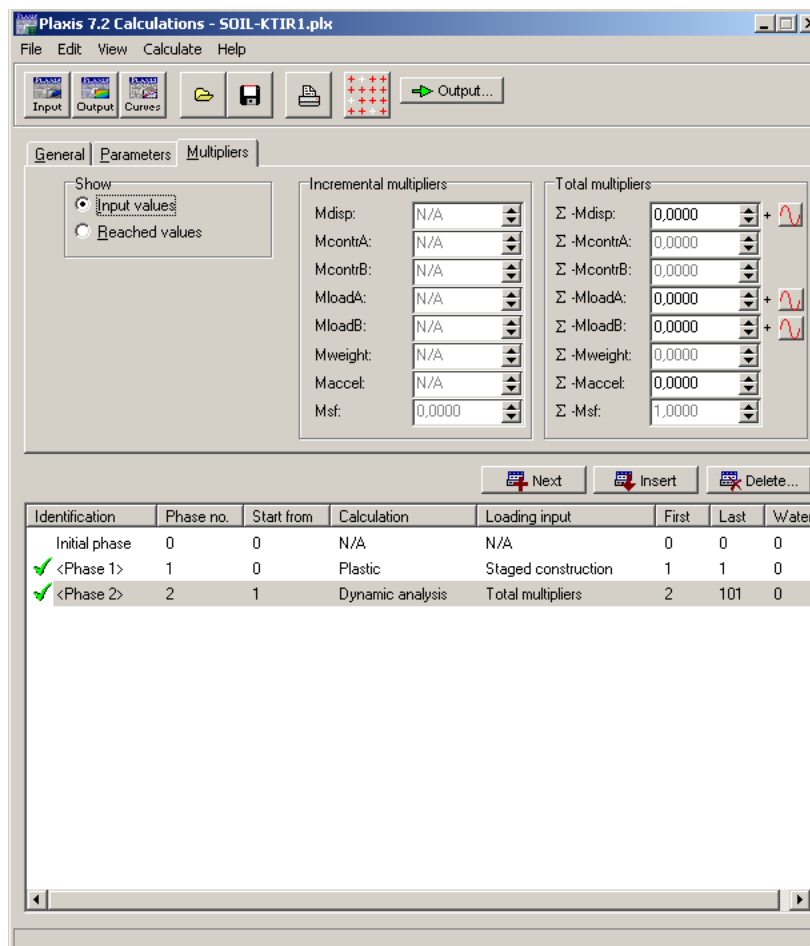
#### **A.3.4.3 Εισαγωγή δεδομένων φόρτισης (Loading input)**

Στο σημείο αυτό καθορίζεται ο τύπος φόρτισης που εφαρμόζεται στη δεδομένη φάση υπολογισμών. Στην περίπτωση που γίνεται στατική ανάλυση της πλαστικής συμπεριφοράς του προσομοιώματος, το λογισμικό PLAXIS διακρίνει τρεις διαφορετικούς τύπους εισαγωγής δεδομένων φόρτισης από τους οποίους ο χρήστης καλείται να επιλέξει μόνο ένα κάθε φορά και οι οποίοι διακρίνονται σε:

- Φόρτιση με την έννοια της αύξησης ή μείωσης των εξωτερικών δυνάμεων, η οποία ενεργοποιείται μεταβάλλοντας τους αντίστοιχους πολλαπλασιαστές σε κάθε στάδιο ή συνολικά (Total multipliers).
- Φόρτιση με την έννοια της μεταβολής του βάρους, της αντοχής ή της δυσκαμψίας των στοιχείων, η οποία ενεργοποιείται μεταβάλλοντας τη γεωμετρία του προτύπου ή την επίδραση της πίεσης των πόρων, μέσω της εντολής της σταδιακής κατασκευής (Staged construction). Με αυτή την επιλογή το λογισμικό PLAXIS δίνει τη δυνατότητα στο χρήστη να διαμορφώσει τη γεωμετρία του μοντέλου μέσω της διαδικασίας της ενεργοποίησης ή απενεργοποίησης γεωμετρικών χώρων και δομικών στοιχείων. Με τον τρόπο αυτό επιτυγχάνεται μία ακριβής και ρεαλιστική προσομοίωση των διάφορων διαδικασιών μιας κατασκευής ή εκσκαφής.
- Φόρτιση με την έννοια της μείωσης της αντοχής (Phi-c reduction) για την ανάλυση ευστάθειας, η οποία ενεργοποιείται με τον ορισμό του πολλαπλασιαστή  $\Sigma M_{sf}$ .

Σε περίπτωση που γίνεται δυναμική ανάλυση, το PLAXIS δέχεται φόρτιση με την έννοια της αύξησης ή μείωσης των εξωτερικών δυνάμεων, η οποία

ενεργοποιείται μεταβάλλοντας τους αντίστοιχους πολλαπλασιαστές. Η σεισμική δόνηση εισάγεται με την κατάλληλη μορφή αρχείου που απαιτείται από το πρόγραμμα (συνήθως χρονικά μεταβαλλόμενη εδαφική επιτάχυνση).



Σχήμα Α.12: Το παράθυρο διαλόγου των υπολογισμών – το φύλλο Multipliers.

### Α.3.5 Σύστημα πολλαπλασιαστών

Το φύλλο 'Multipliers' (βλ. Σχήμα Α.12) χρησιμοποιείται σε μία ανάλυση παραμορφώσεων για τον έλεγχο του μεγέθους όλων των τύπων των φορτίσεων. Ο έλεγχος αυτός πραγματοποιείται με ένα σύστημα πολλαπλασιαστών. Οι φορτίσεις που εφαρμόζονται λαμβάνονται ως προϊόν του προγράμματος 'Input', όπου πραγματοποιήθηκε η εισαγωγή τους και καθορίστηκε η αρχική τιμή τους, και των αντίστοιχων πολλαπλασιαστών, η εισαγωγή των οποίων γίνεται στο παρόν στάδιο.

Το PLAXIS δέχεται δύο είδη πολλαπλασιαστών, τους αυξητικούς πολλαπλασιαστές, 'Incremental Multipliers', οι οποίοι επισημαίνονται με το γράμμα M, και τους ολικούς πολλαπλασιαστές, 'Total Multipliers', οι οποίοι επισημαίνονται με Σ-M.

Ο διαχωρισμός μεταξύ των δύο αυτών ειδών πολλαπλασιαστών είναι ο ακόλουθος. Οι αυξητικοί πολλαπλασιαστές εκφράζουν την αύξηση της φόρτισης σε κάποιο συγκεκριμένο υπολογιστικό βήμα ενώ οι ολικοί το συνολικό επίπεδο της σε εκείνο το βήμα. Ο τρόπος με τον οποίο χρησιμοποιούνται οι διάφοροι πολλαπλασιαστές, εξαρτάται από το είδος της επίλυσης που εφαρμόζεται κάθε φορά. Είναι προφανές ότι οι πολλαπλασιαστές είναι αδιάστατα μεγέθη.

Παρακάτω δίνεται ενδεικτικά ο χαρακτηρισμός των συνηθέστερα χρησιμοποιούμενων πολλαπλασιαστών :

- Σ-Mdisp: Καθορίζουν το μέγεθος των μη-μηδενικών προκαθορισμένων παραμορφώσεων, οι οποίες εισήχθησαν στο πρόγραμμα 'Input'.
- Σ-McontrA, Σ-M-contrB: Καθορίζουν το μέγεθος της σύγκλισης.
- Σ-MloadA, Σ-MloadB: Καθορίζουν το μέγεθος των κατανεμημένων και σημειακών δυνάμεων όπως αυτές έχουν οριστεί στο πρόγραμμα 'Input'.
- Σ-Mweight: Καθορίζουν το ποσοστό του βάρους των υλικών (έδαφος, νερό, δομικά στοιχεία) που έχει οριστεί στο πρόγραμμα 'Input'.

Έπειτα από τον καθορισμό όλων των υπολογιστικών φάσεων και πριν από την έναρξη της υπολογιστικής διαδικασίας ο χρήστης δύναται να επιλέξει σημεία για την παραγωγή των καμπυλών φόρτισης–παραμορφώσεων (load-displacement curves) ή πορείας τάσεων (stress-strain curves). Η εισαγωγή των σημείων πραγματοποιείται με την επιλογή 'Select points for curves' από το μενού 'View' ή από το αντίστοιχο εικονίδιο. Ως αποτέλεσμα 'ανοίγει' το υποπρόγραμμα 'Output' και εμφανίζεται ένα σχέδιο του κανάβου όπου απεικονίζονται όλοι οι κόμβοι. Η επιλογή των σημείων γίνεται με τη βοήθεια του κέρσora και τα επιλεγμένα σημεία υποδεικνύονται με χαρακτήρες γραμμάτων οι οποίοι επανεμφανίζονται στο υποπρόγραμμα 'Curves'. Υπάρχει επιπλέον η

δυνατότητα επιλογής σημείων τάσεων, 'Stress points', για την παραγωγή διαγραμμάτων τάσεων- παραμορφώσεων, πορείας τάσεων κτλ. Μόλις επιλεγούν οι κόμβοι, τα σημεία τάσεων ή οποιαδήποτε άλλα σημεία οι πληροφορίες αποθηκεύονται με την επιλογή του πλήκτρου 'Update'.

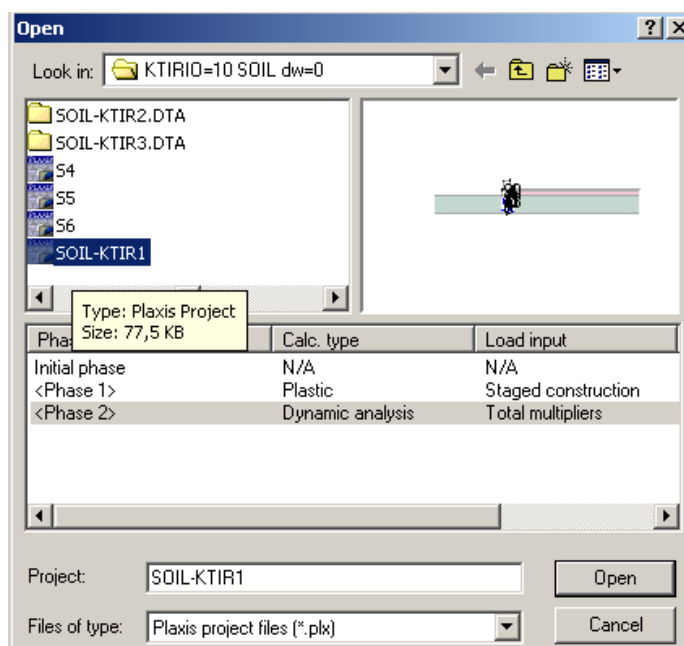
Τελευταίο βήμα είναι η επιλογή της εντολής 'Calculate' για την έναρξη της υπολογιστικής διαδικασίας. Μία φάση υπολογισμού η οποία έχει επιλεγεί να πραγματοποιηθεί χαρακτηρίζεται από την ένδειξη ενός μπλε βέλους (➡). Μετά την επιτυχή ολοκλήρωση μιας υπολογιστικής φάσης εμφανίζεται η ένδειξη (✓) πράσινου χρώματος, ενώ αν η διαδικασία δεν ολοκληρωθεί επιτυχώς εμφανίζεται η ένδειξη (✗) κόκκινου χρώματος.

Μετά από όλες αυτές τις ρυθμίσεις, το λογισμικό PLAXIS μπορεί να επιλύσει το προσομοίωμα και να δώσει τα αποτελέσματα της ανάλυσης του, τα οποία μπορούν να παρουσιασθούν σε γραφική μορφή ή να αποθηκευτούν σε μορφή πινάκων.

#### **A.4 Υποπρόγραμμα εξαγωγής αποτελεσμάτων (output)**



Τα κύρια χαρακτηριστικά ο υπολογισμός των οποίων ζητείται συνήθως από τη δυναμική ανάλυση ενός προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων είναι οι παραμορφώσεις στους κόμβους των στοιχείων και ο καθορισμός των μέγιστων οριζόντιων επιταχύνσεων. Το PLAXIS διαθέτει διάφορους τρόπους απεικόνισης των αποτελεσμάτων μίας ανάλυσης. Στο σχετικό παράθυρο διαλόγου, το οποίο απεικονίζεται στο Σχήμα A.13 ο χρήστης επιλέγει το αρχείο του οποίου τα αποτελέσματα θέλει να παρουσιαστούν. Κατά την επιλογή ενός συγκεκριμένου αρχείου εμφανίζονται στο ίδιο παράθυρο διαλόγου και οι υπολογιστικές φάσεις τις οποίες αυτό περιέχει. Μετά την επιλογή της φάσης υπολογισμών που ενδιαφέρει το χρήστη εμφανίζεται μια νέα φόρμα αποτελεσμάτων στην οποία παρουσιάζονται τα αποτελέσματα του τελευταίου υπολογιστικού βήματος της δεδομένης φάσης.



Σχήμα Α.13: Το παράθυρο διαλόγου για την επιλογή αρχείου και υπολογιστικής φάσης του ίδιου αρχείου για την εμφάνιση αποτελεσμάτων.

Στο συγκεκριμένο υποπρόγραμμα του PLAXIS μπορεί ο χρήστης να απεικονίσει τις παραμορφώσεις, τις τάσεις, τις κατασκευές και τις διεπιφάνειες, τους σχετικούς πίνακες αποτελεσμάτων και τα διαγράμματα σε τομές του μοντέλου (cross sections). Επίσης, το λογισμικό PLAXIS δίνει στο χρήστη τη δυνατότητα να απεικονίσει το παραμορφωμένο δικτύωμα των στοιχείων όπως αυτό εμφανίζεται μετά την επίλυση του προτύπου (deformed mesh), σε αντιπαράθεση με την αρχική γεωμετρία του μοντέλου, πριν από την επιβολή οποιασδήποτε φόρτισης. Οι παραμορφώσεις των κατασκευών (τοιχών, κτιρίων κλπ) και των διεπιφανειών απεικονίζονται πάνω στην αρχική γεωμετρία του προσομοιώματος. Τα αριθμητικά δεδομένα των διαφόρων αποτελεσμάτων εξάγονται και σε πίνακες, οι οποίοι μπορούν να αποθηκευτούν και να επεξεργαστούν από άλλα προγράμματα (π.χ. Excel). Για την εμφάνιση του πίνακα που αντιστοιχεί στις μετατοπίσεις ή στις επιταχύνσεις πρέπει στο πρόγραμμα των αποτελεσμάτων να εμφανίζεται το μοντέλο με τη σχετική απεικόνιση των μετατοπίσεων. Στον πίνακα αυτόν δίνονται οι συνιστώσες της μετατόπισης ή της επιτάχυνσης για όλους τους κόμβους του εξεταζόμενου προσομοιώματος. Οι μετατοπίσεις  $u_x$ ,  $a_x$  και  $u_y$ ,  $a_y$  αναφέρονται στο σύνολο των μετατοπίσεων και επιταχύνσεων, αντίστοιχα, όπως αυτές υπολογίστηκαν από

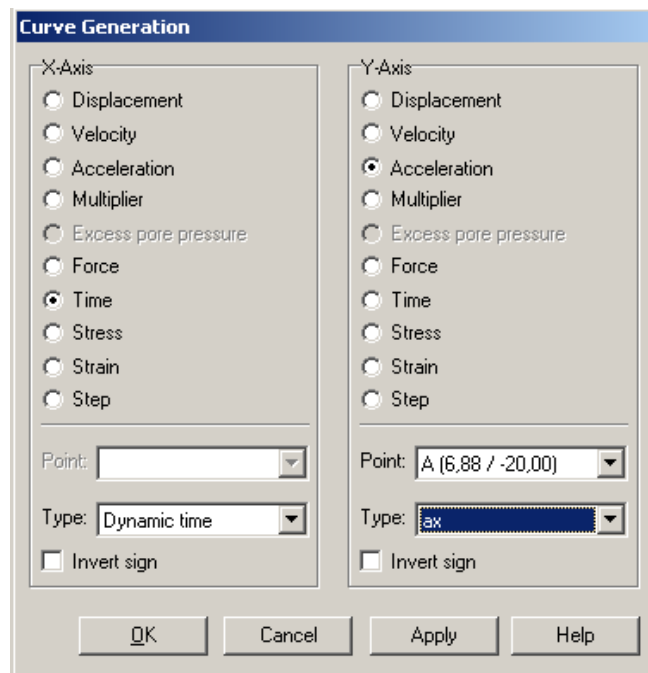
όλες τις προηγούμενες φάσεις υπολογισμών, ενώ οι μετατοπίσεις  $\Delta U_x$  και  $\Delta U_y$  αναφέρονται στο συγκεκριμένο υπολογιστικό βήμα.

### A.5 Υποπρόγραμμα σχεδιασμού γραφημάτων (curves)

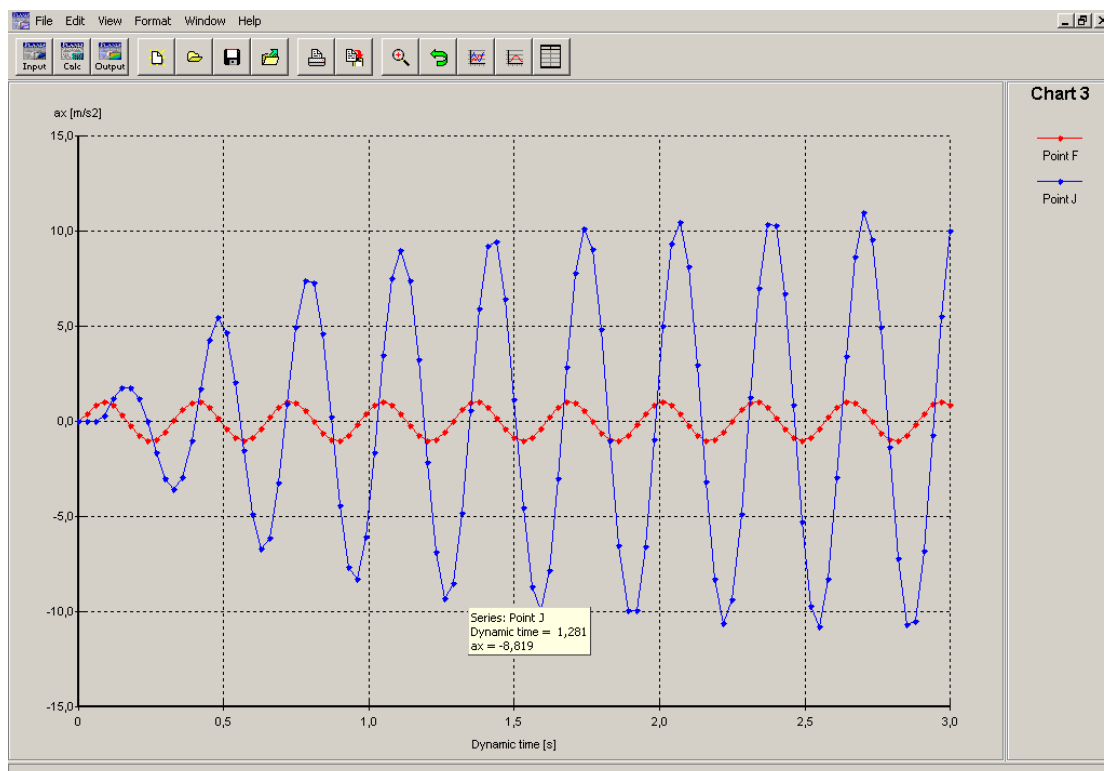


Το υποπρόγραμμα σχεδιασμού των καμπυλών (ή γραφημάτων) χρησιμοποιείται από το χρήστη για το σχεδιασμό των διαφόρων διαγραμμάτων των αποτελεσμάτων της ανάλυσης του εξεταζόμενου προσομοιώματος όπως π.χ. χρόνου–επιταχύνσεων, χρόνου–μετατοπίσεων κ.α. (ανάλογα και με το είδος της ανάλυσης που έχει προηγηθεί). Οι καμπύλες αυτές απεικονίζουν την ποσοτική διακύμανση συγκεκριμένων παραμέτρων κατά τη διάρκεια των διαφόρων υπολογιστικών φάσεων και δίνουν μία εικόνα για την συνολική και τοπική συμπεριφορά του μοντέλου.

Κατά την έναρξη του προγράμματος σχεδιασμού των γραφημάτων ζητείται από τον χρήστη να επιλέξει από πιο υπάρχον αρχείο επιθυμεί να χρησιμοποιήσει στοιχεία για να σχεδιάσει κάποιο διάγραμμα. Μετά την επιλογή του αρχείου εμφανίζεται το παράθυρο διαλόγου του σχήματος A.14 στο οποίο γίνονται οι επιλογές για τη δημιουργία του γραφήματος που πρόκειται να παραχθεί. Σε αυτό το παράθυρο διαλόγου υπάρχουν δύο πλαίσια με διάφορες επιλογές για τον οριζόντιο άξονα (άξονας x) και για τον κατακόρυφο άξονα (άξονας y). Για τον κάθε άξονα του διαγράμματος γίνεται ένας συνδυασμός επιλογών με σκοπό τον καθορισμό των παραμέτρων που θα απεικονιστούν στο διάγραμμα. Ο αριθμός των σημείων της κάθε καμπύλης αντιστοιχεί στον αριθμό των βημάτων που απαιτήθηκαν για την επίλυση της συγκεκριμένης φάσης υπολογισμών. Στο Σχήμα A.15 απεικονίζονται οι καμπύλες οριζόντιας επιτάχυνσης–χρόνου για δύο επιλεγμένα σημεία ενός προσομοιώματος της παρούσας εργασίας, όπως αυτές παράγονται από το υποπρόγραμμα σχεδιασμού των γραφημάτων του λογισμικού PLAXIS.



Σχήμα Α.14: Το παράθυρο διαλόγου για τη δημιουργία καμπύλης.



Σχήμα Α.15: Καμπύλες οριζόντιας επιτάχυνσης-χρόνου.

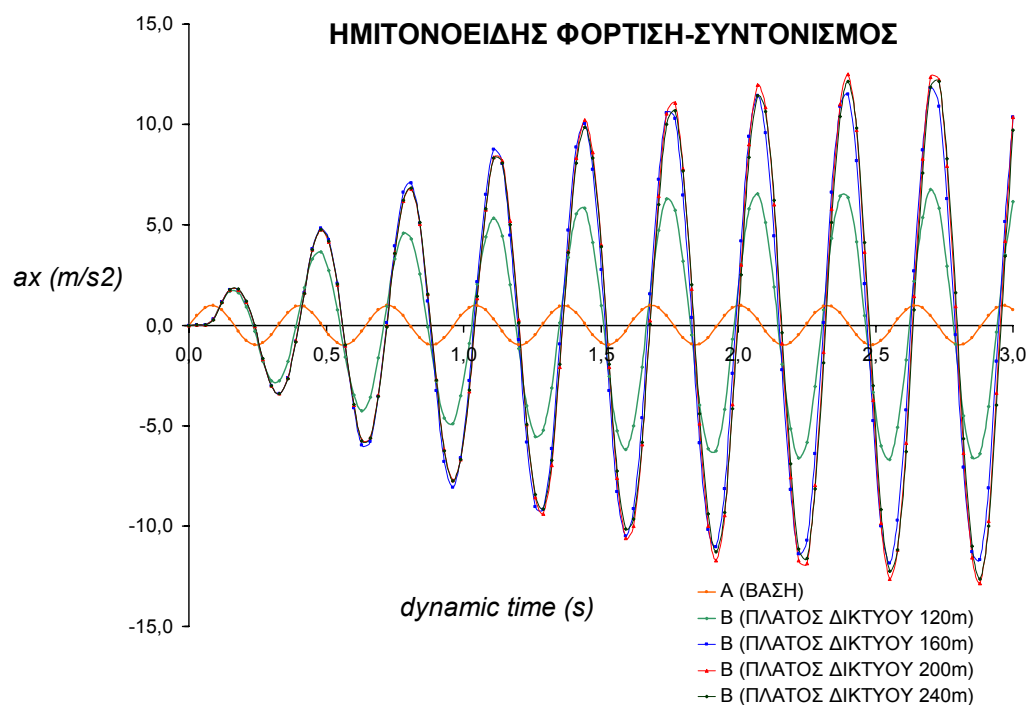
**B**

**Συγκεντρωτικά Αποτελέσματα  
Αριθμητικών Αναλύσεων**



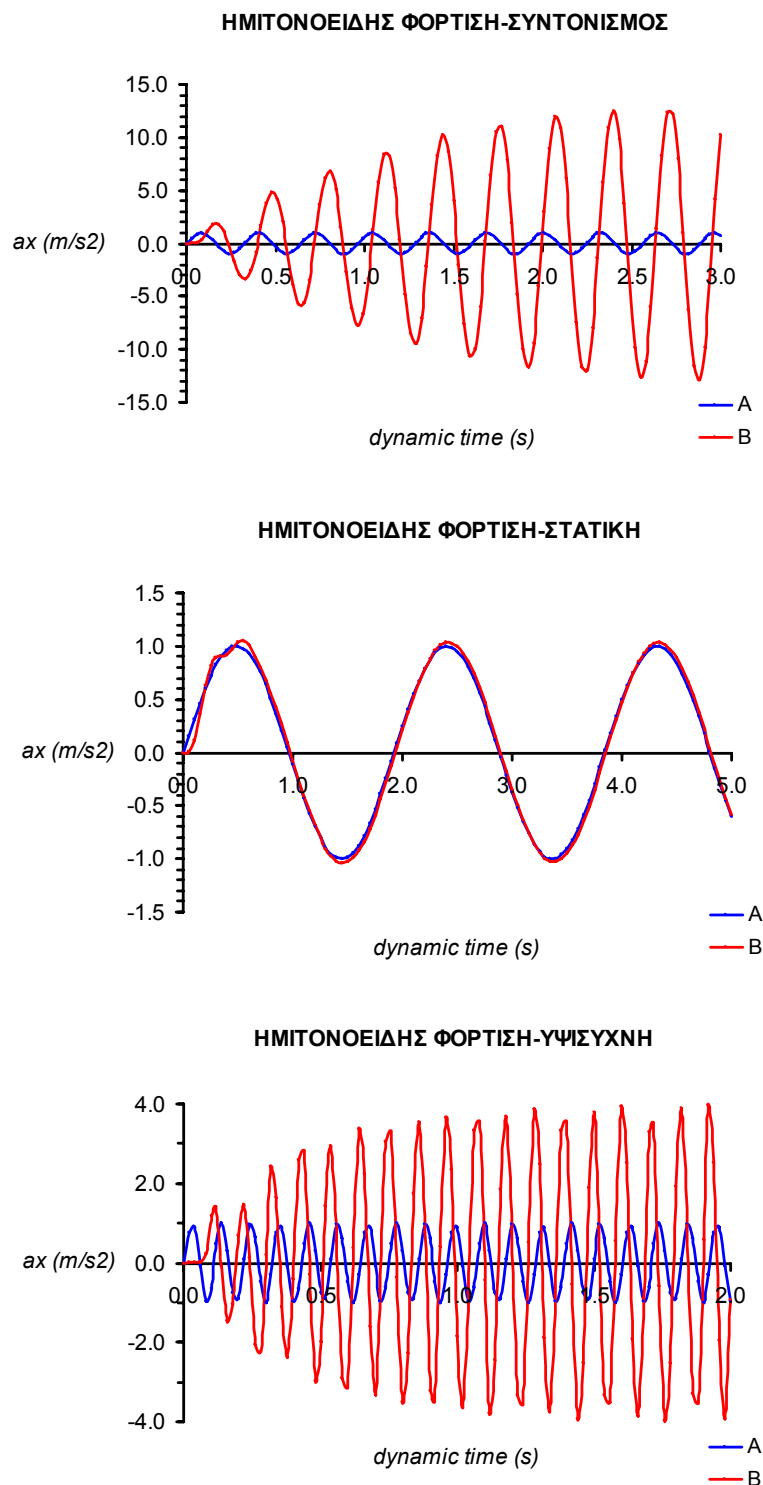
## B.1 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους

### B.1.1. Επίδραση του πλάτους του δικτύου

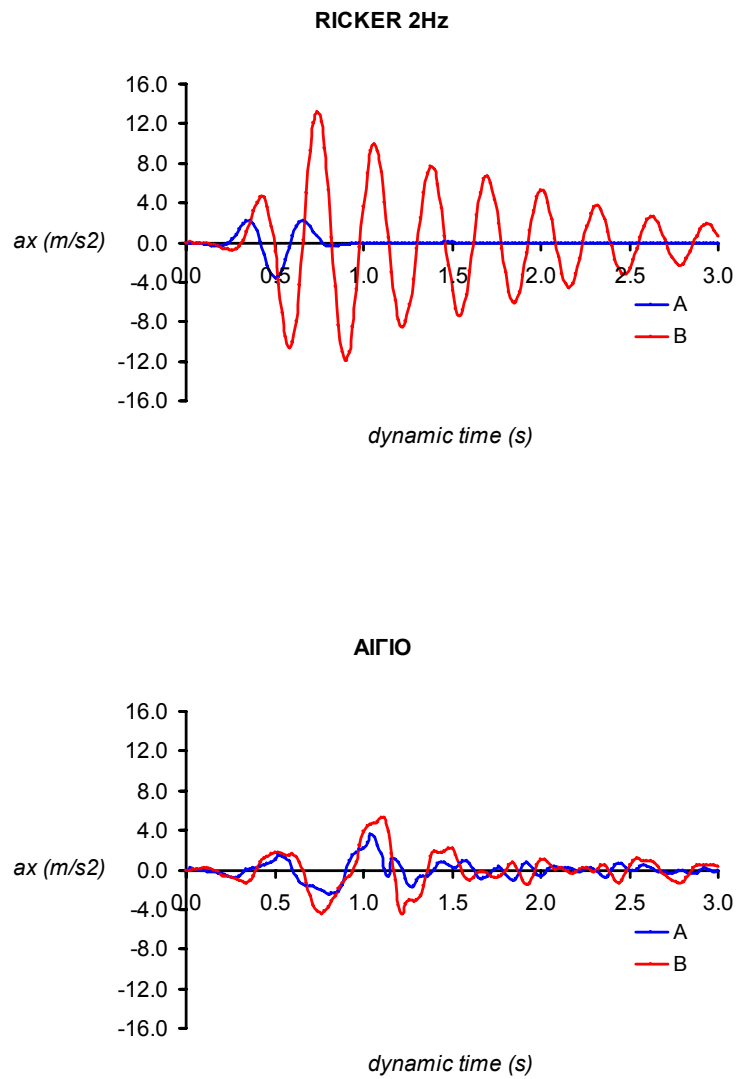


Σχήμα Β.1: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της βάσης (σημείο Α) και της κορυφής (σημείο Β) του προσομοιώματος του εδάφους για την περίπτωση της ημιτονοειδούς φόρτισης-συντονισμού με μεταβλητή το πλάτος του δικτύου.

### Β.1.2. Επίδραση της συχνότητας της φόρτισης



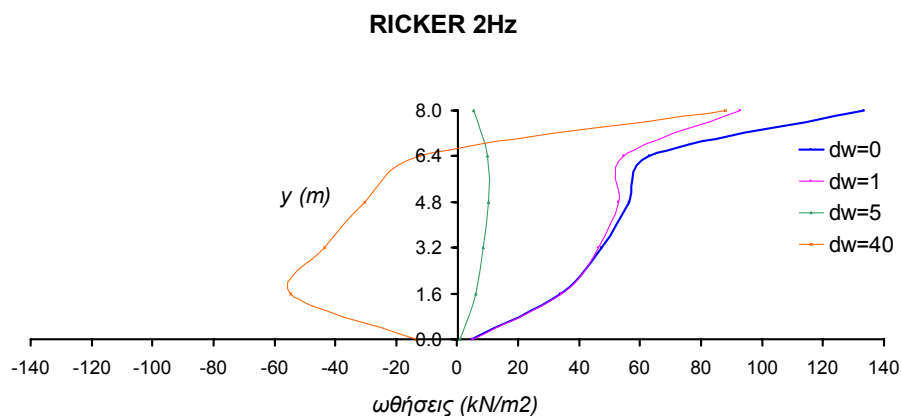
Σχήμα Β.2: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της βάσης (σημείο Α) και της κορυφής (σημείο Β) του προσομοιώματος του εδάφους για τις τρεις περιπτώσεις της ημιτονοειδούς φόρτισης.



Σχήμα Β.3: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της βάσης (σημείο Α) και της κορυφής (σημείο Β), ανηγμένες στα 0.36g, του προσομοιώματος του εδάφους για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz και την καταγραφή από τον σεισμό του Αιγίου.

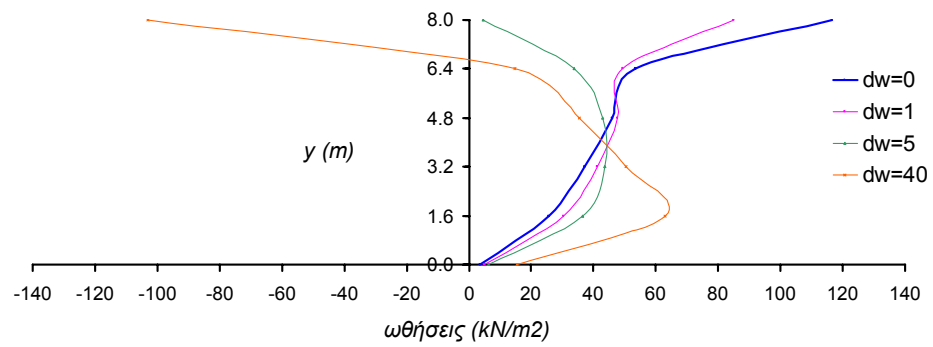
## B.2 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο

### B.2.1. Επίδραση της ευκαμψίας του τοίχου αντιστήριξης

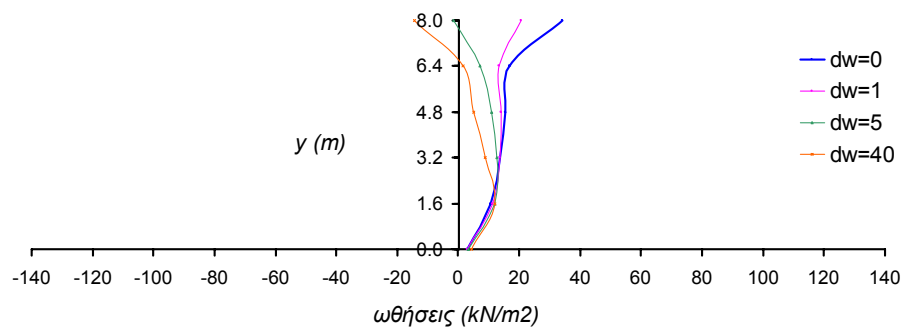


Σχήμα Β.4: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz με μεταβλητή τον συντελεστή σχετικής δukaμψίας του τοίχου αντιστήριξης και του αντιστηριζόμενου εδάφους.

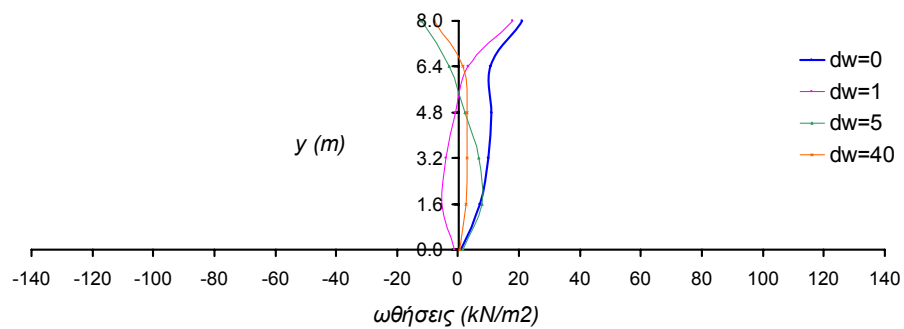
### ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ



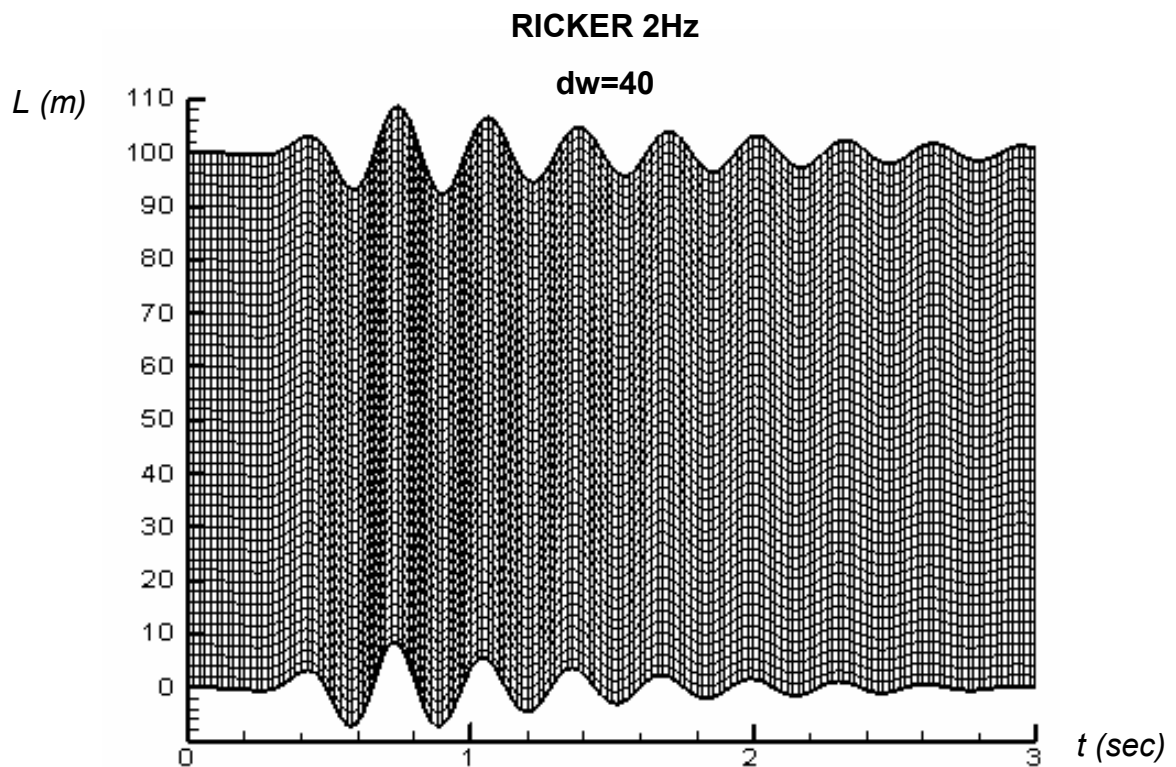
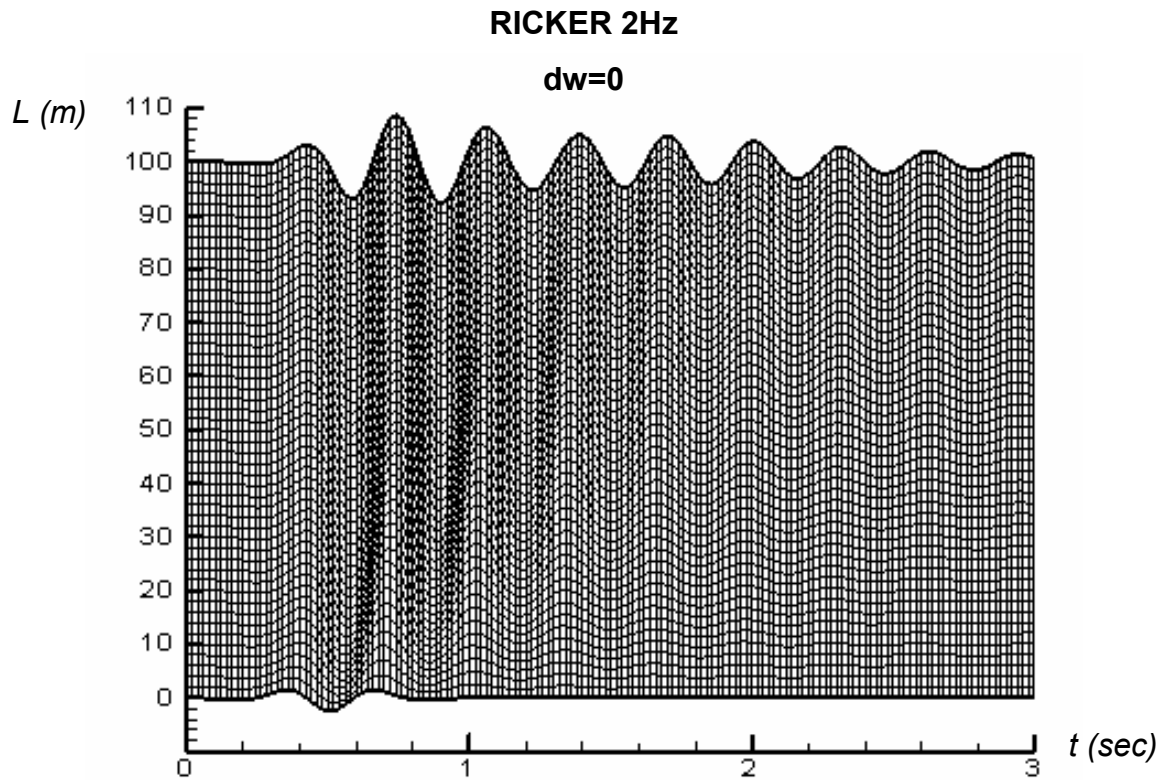
### ΣΤΑΤΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ



### ΥΨΙΣΥΧΝΗ ΦΟΡΤΙΣΗ



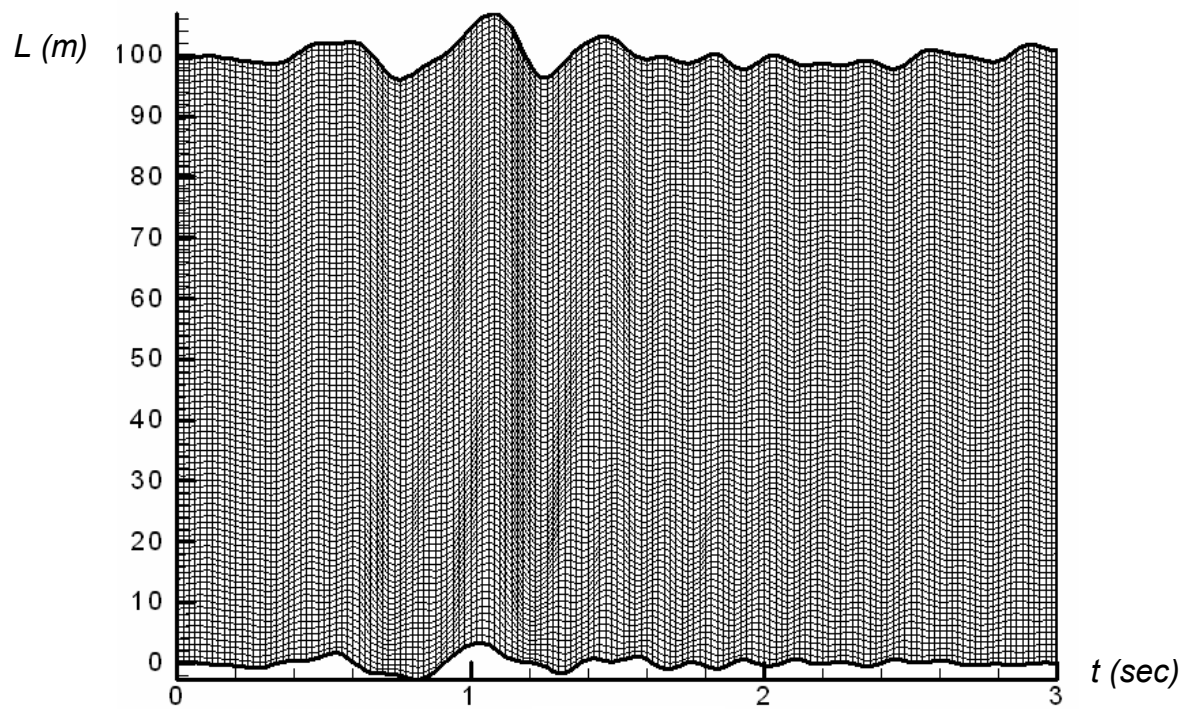
Σχήμα Β.5: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων για τις τρεις περιπτώσεις της ημιτονοειδούς φόρτισης με μεταβλητή τον συντελεστή σχετικής δυσκαμψίας του τοίχου αντιστήριξης και του αντιστηριζόμενου εδάφους.



Σχήμα Β.6: Κατανομή των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους στην περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz για άκαμπτο και εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.

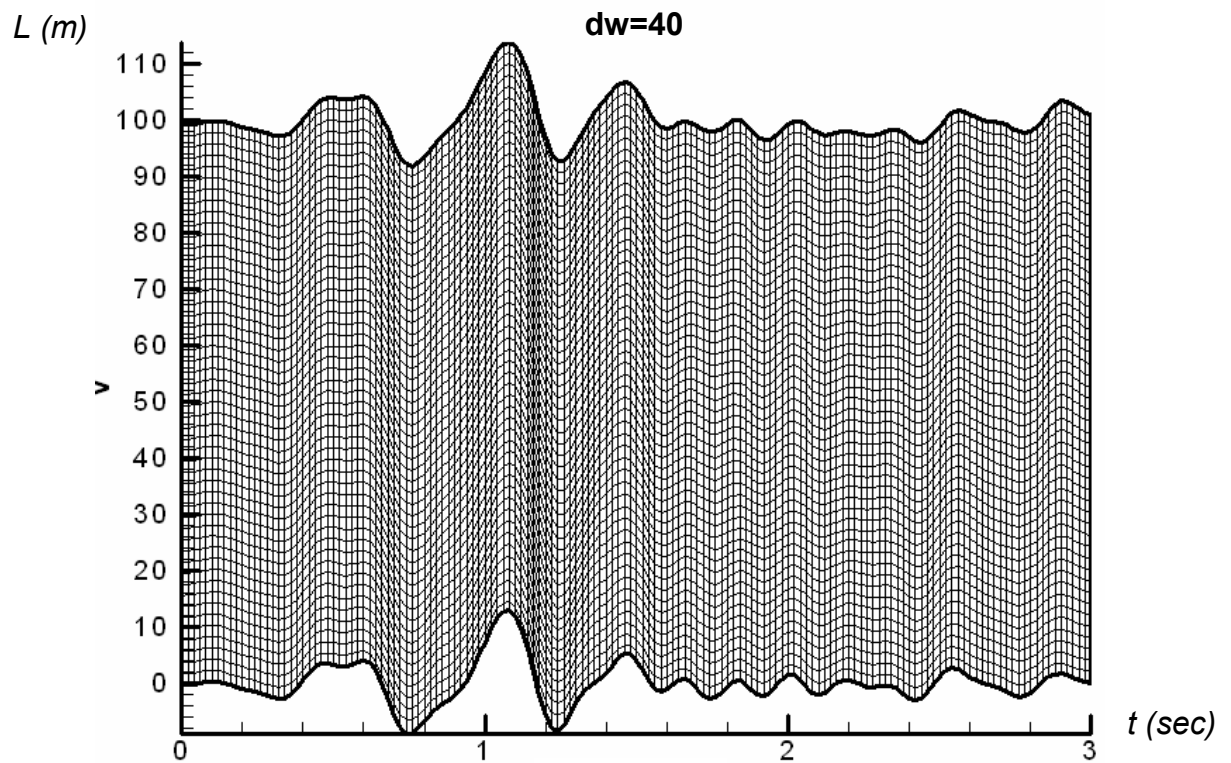
ΑΙΓΙΟ

dw=0

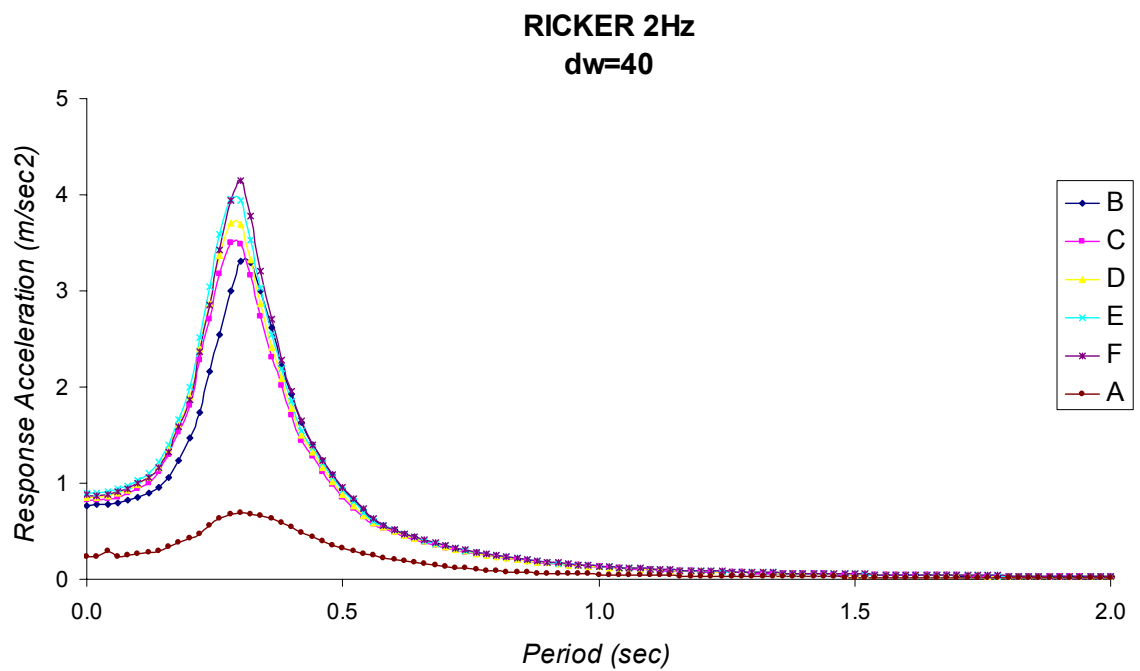
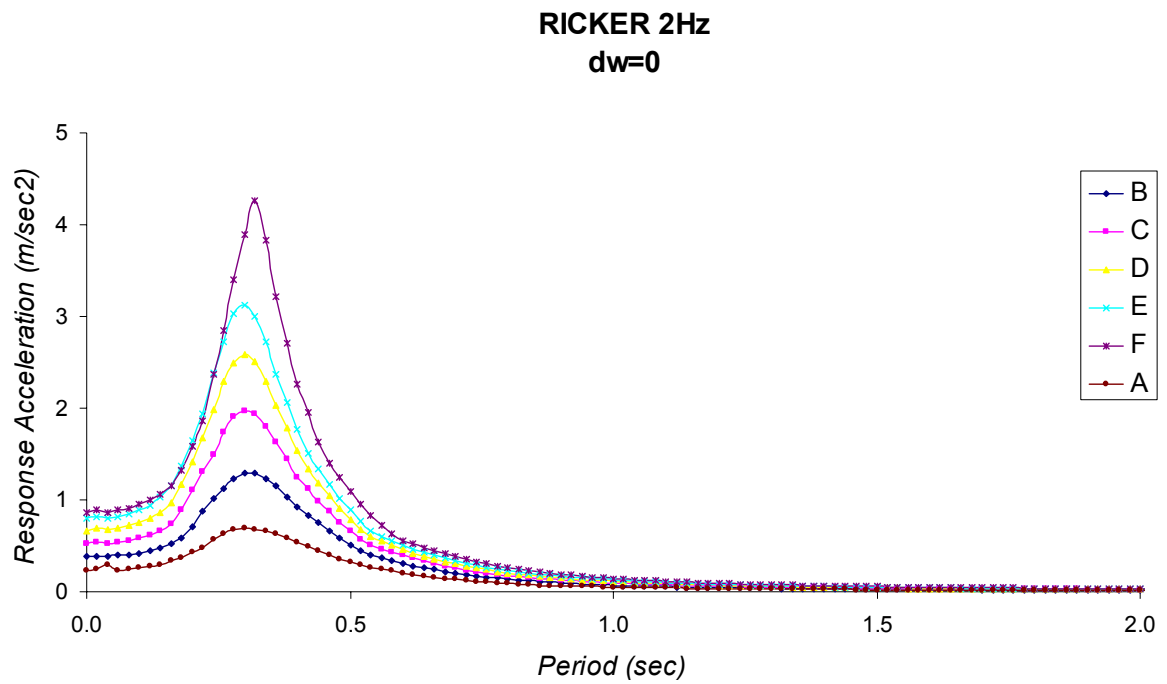


ΑΙΓΙΟ

dw=40

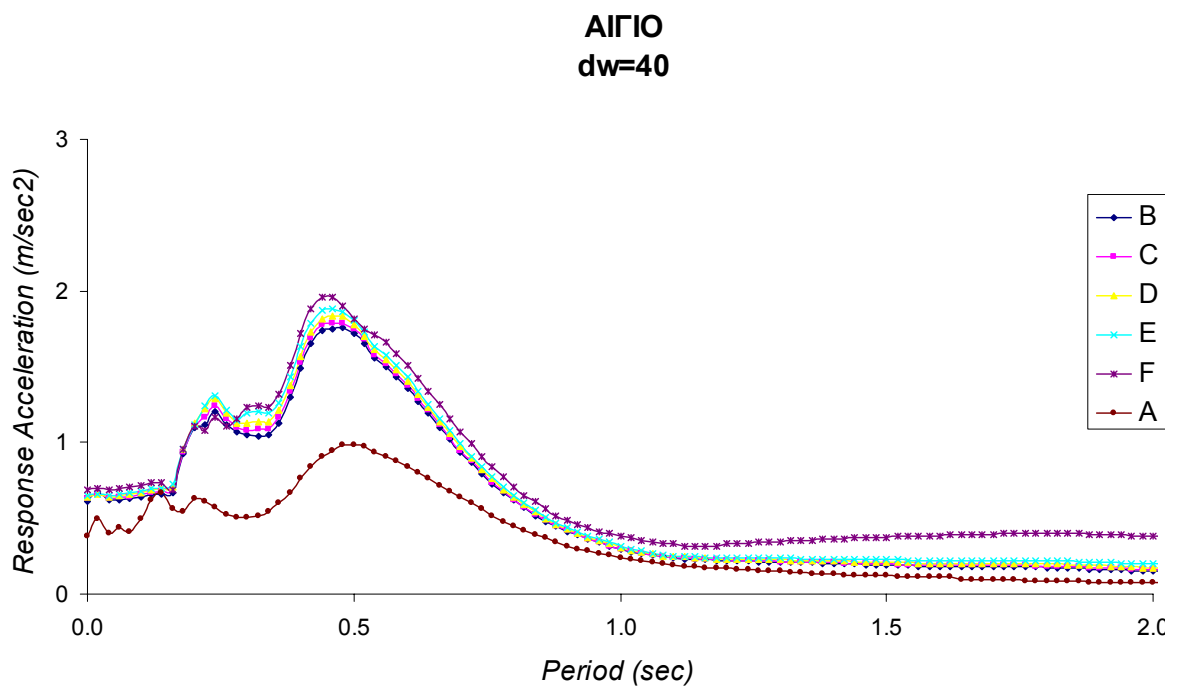
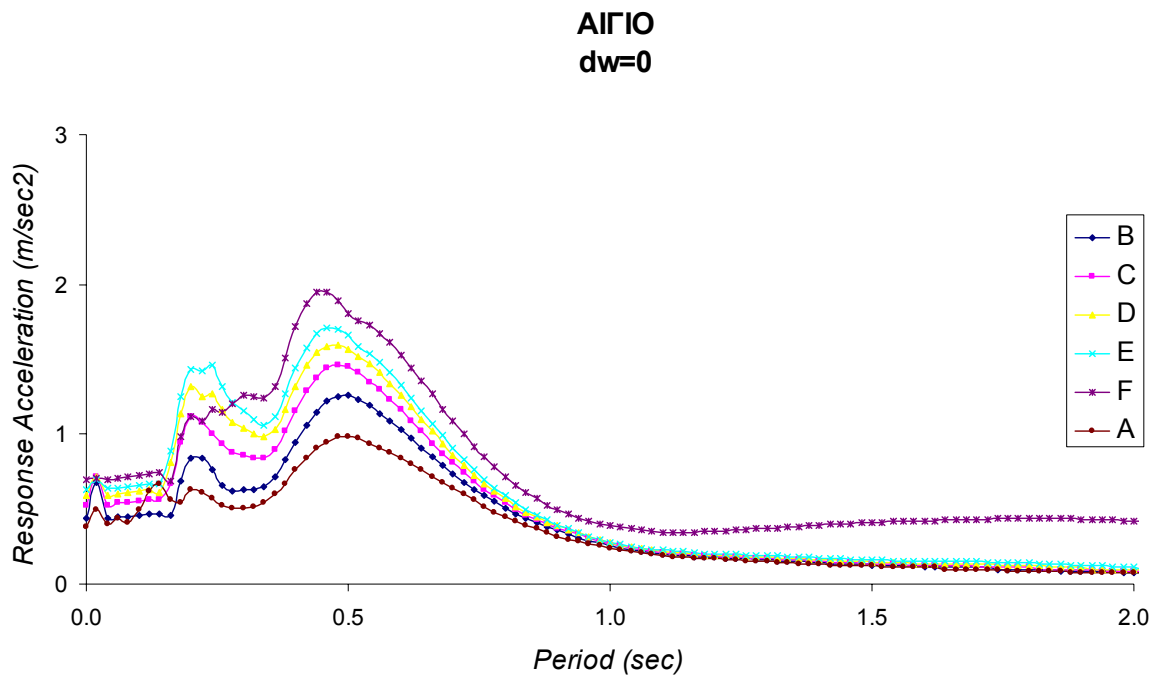


Σχήμα Β.7: Κατανομή των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους στην περίπτωση του σεισμού του Αιγίου για άκαμπτο και τοίχο εύκαμπτο αντιστήριξης.



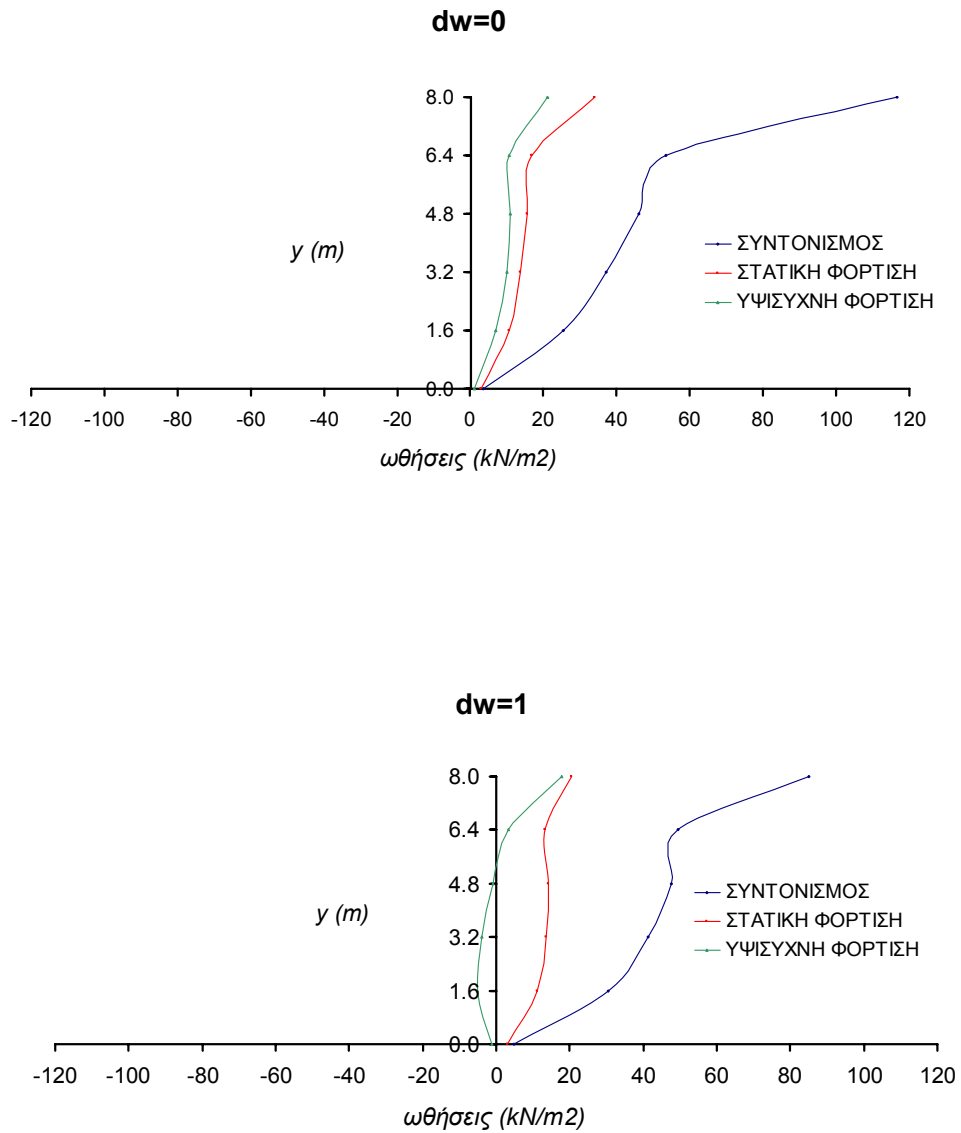
Σχήμα Β.8: Φάσματα ελαστικής απόκρισης για πέντε σημεία της ελεύθερης επιφάνειας (B,C,D,E F) και ενός σημείου της βάσης (A) στην περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz για άκαμπτο και εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.



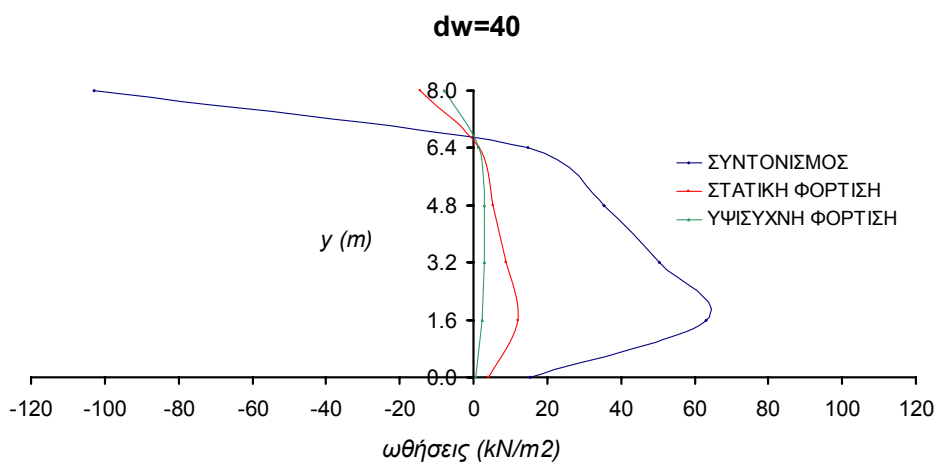
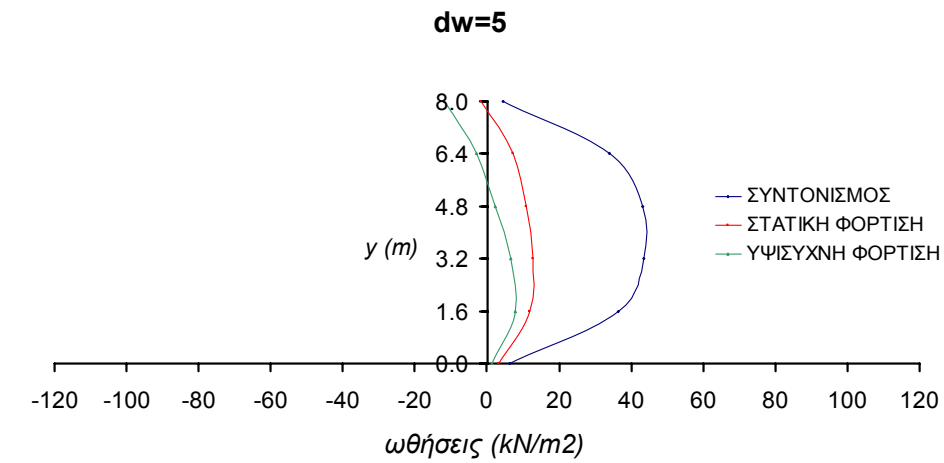


Σχήμα Β.9: Φάσματα ελαστικής απόκρισης για πέντε σημεία της ελεύθερης επιφάνειας (B,C,D,E F) και ενός σημείου της βάσης (A) στην περίπτωση του σεισμού του Αιγίου για άκαμπτο και εύκαμπτο τοίχο αντιστήριξης.

### Β.2.2. Επίδραση της συχνότητας της φόρτισης



Σχήμα Β.10: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων για τις τρεις περιπτώσεις της ημιτονοειδούς φόρτισης και για τιμές του συντελεστή σχετικής δukaμψίας τοίχου  $dw=0$  και  $dw=1$ .

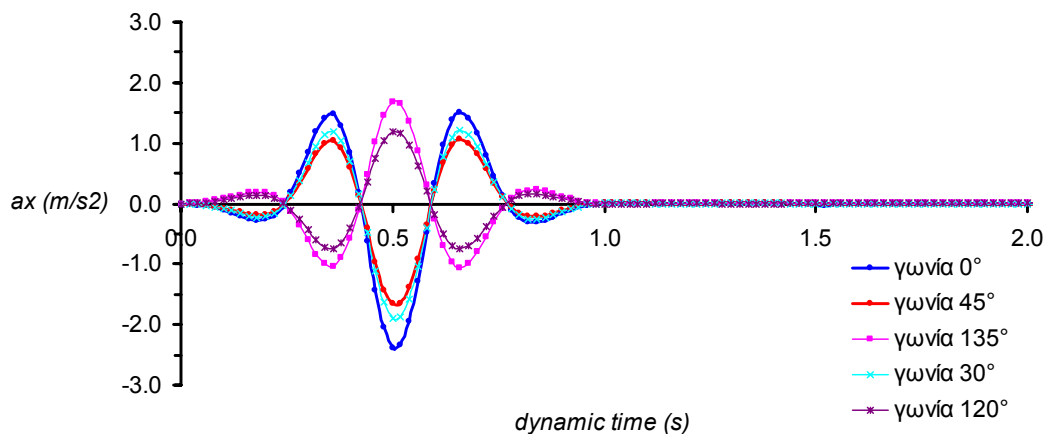


Σχήμα Β.11: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων για τις τρεις περιπτώσεις της ημιτονοειδούς φόρτισης και για τιμές του συντελεστή σχετικής δukaμψίας τοίχου  $dw=5$  και  $dw=40$ .

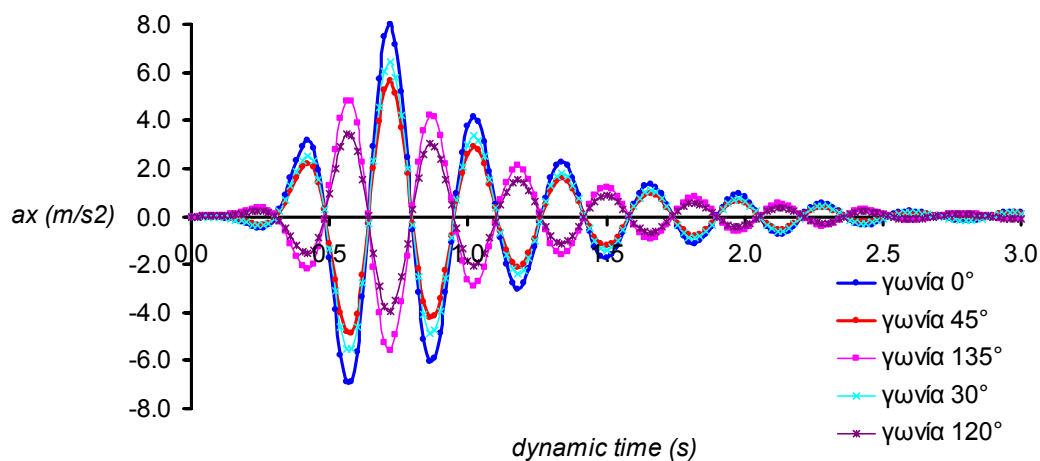
### Β.2.3. Επίδραση της γωνίας πρόσπτωσης της σεισμικής κίνησης

#### RICKER 2Hz

##### ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΙΧΟΥ



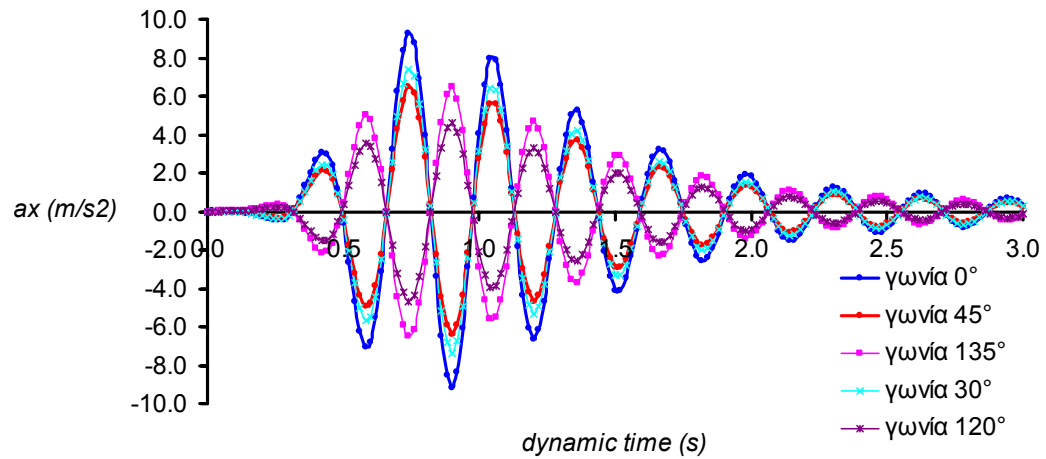
##### ΣΗΜΕΙΟ G (L=20m)



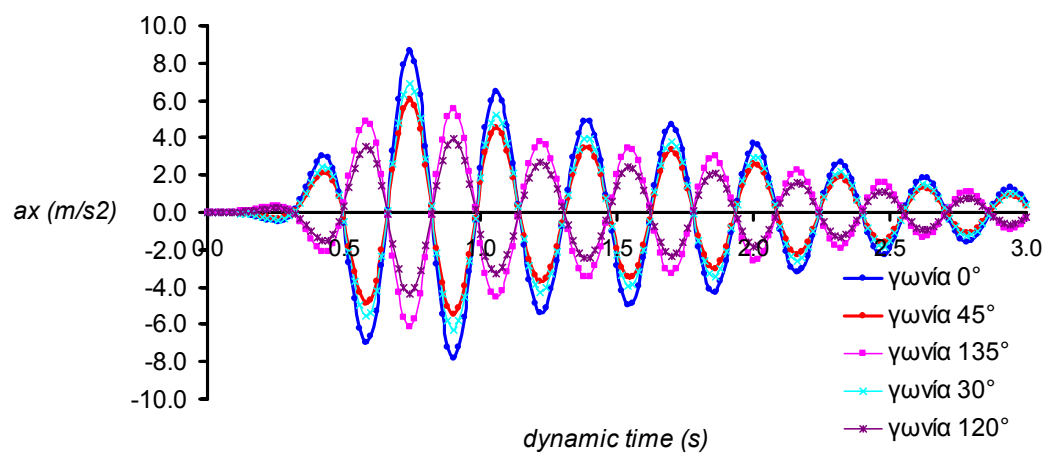
Σχήμα Β.12: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στην κορυφή του άκαμπτου τοίχου και στο σημείο G, που απέχει 20m από τον άκαμπτο τοίχο, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $120^\circ$  και  $135^\circ$ , για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

## RICKER 2Hz

### ΣΗΜΕΙΟ Η (L=50m)



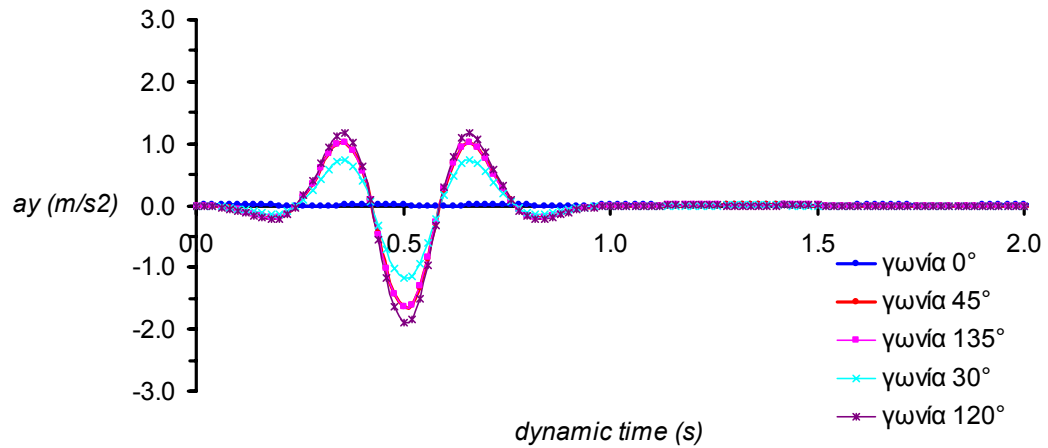
### ΣΗΜΕΙΟ C (L=100m)



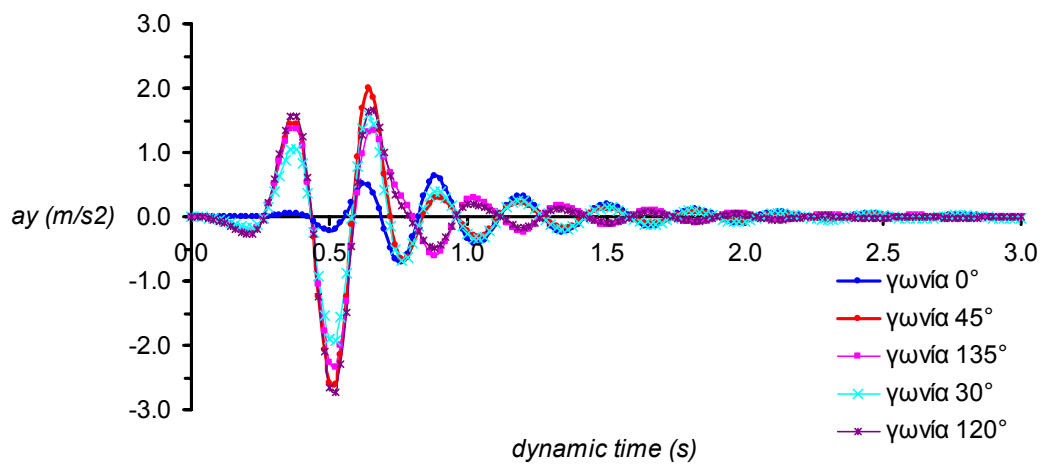
Σχήμα Β.13: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία Η και C, που απέχουν 50m και 100m από τον άκαμπτο τοίχο αντίστοιχα, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $120^\circ$  και  $135^\circ$ , για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

## RICKER 2Hz

### ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΙΧΟΥ



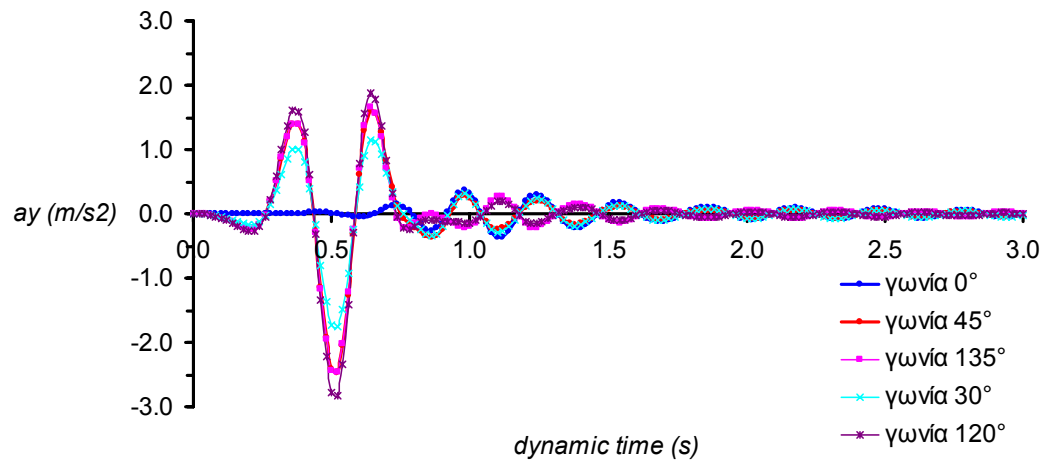
### ΣΗΜΕΙΟ G (L=20m)



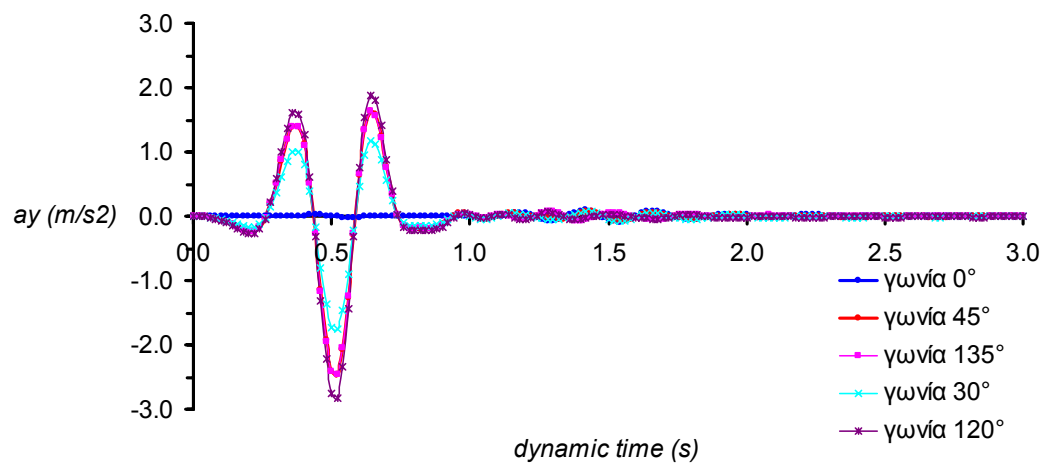
Σχήμα Β.14: Χρονοϊστορίες της κατακόρυφης επιτάχυνσης στην κορυφή του άκαμπτου τοίχου και στο σημείο G, που απέχει 20m από τον άκαμπτο τοίχο, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές 0°, 30°, 45°, 120° και 135° για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

## RICKER 2Hz

### ΣΗΜΕΙΟ Η (L=50m)



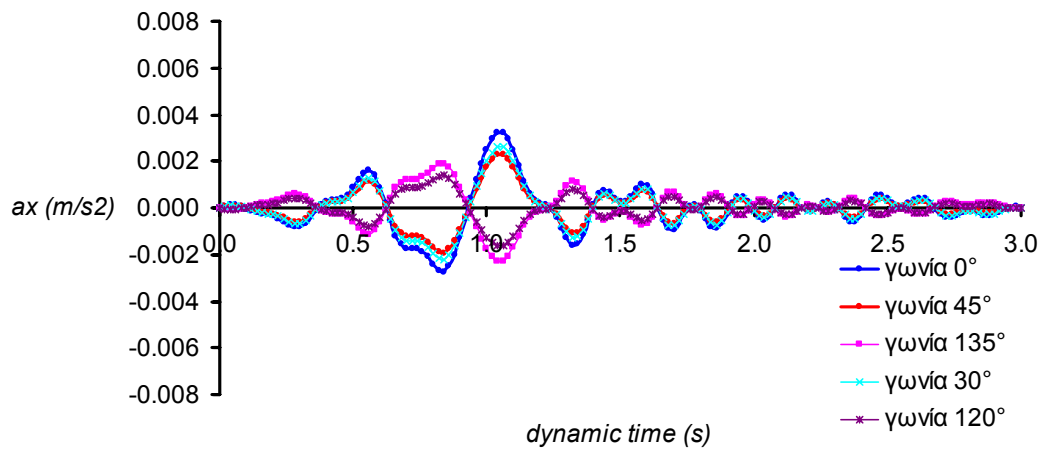
### ΣΗΜΕΙΟ C (L=100m)



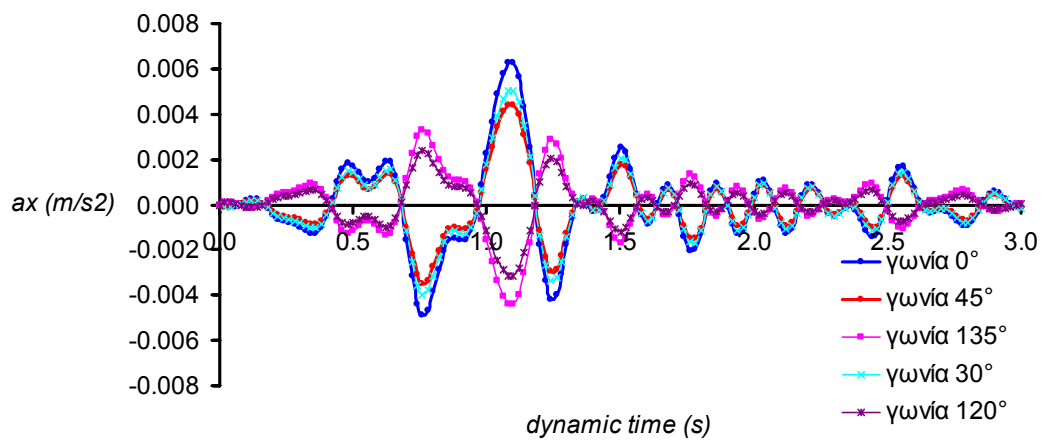
Σχήμα Β.15: Χρονοϊστορίες της κατακόρυφης επιτάχυνσης στα σημεία Η και C, που απέχουν 50m και 100m από τον άκαμπτο τοίχο αντίστοιχα, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές 0°, 30°, 45°, 120° και 135° για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

## ΑΙΓΙΟ

## ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΙΧΟΥ



## ΣΗΜΕΙΟ G (L=20m)

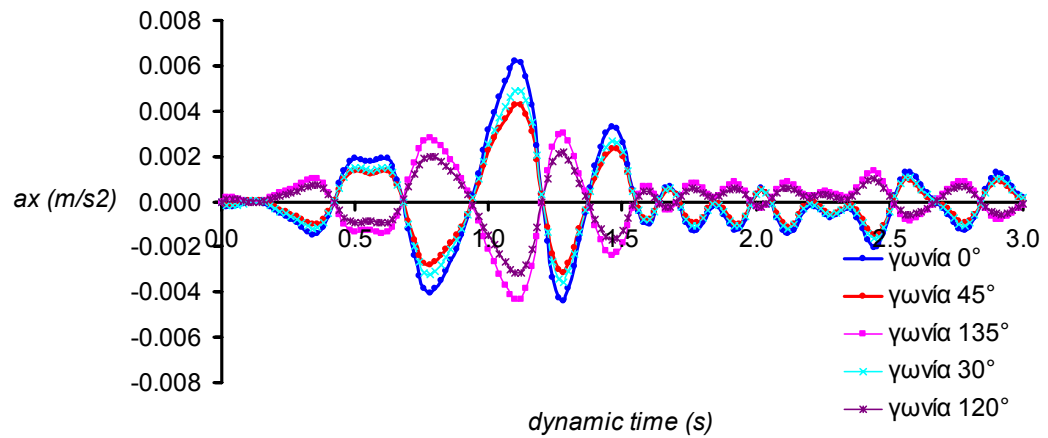


Σχήμα Β.16: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στην κορυφή του άκαμπτου τοίχου και στο σημείο G, που απέχει 20m από τον άκαμπτο τοίχο, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $120^\circ$  και  $135^\circ$  για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

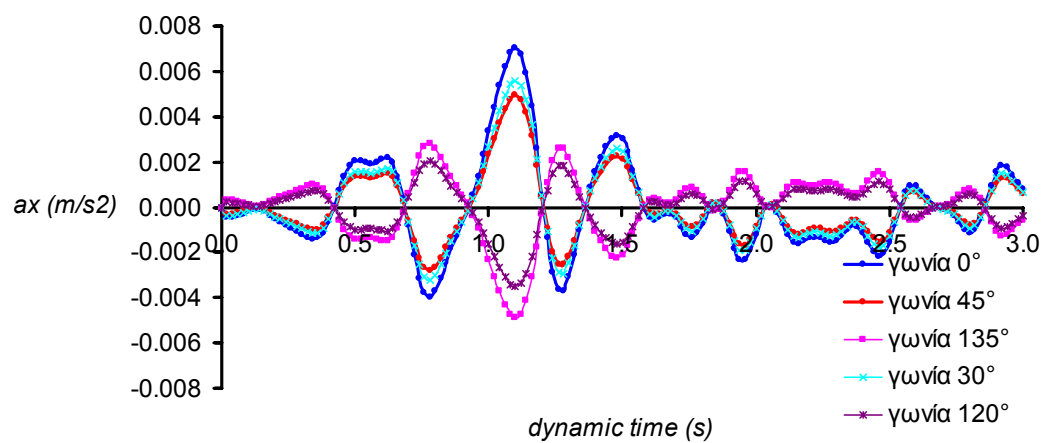


## ΑΙΓΙΟ

## ΣΗΜΕΙΟ Η (L=50m)



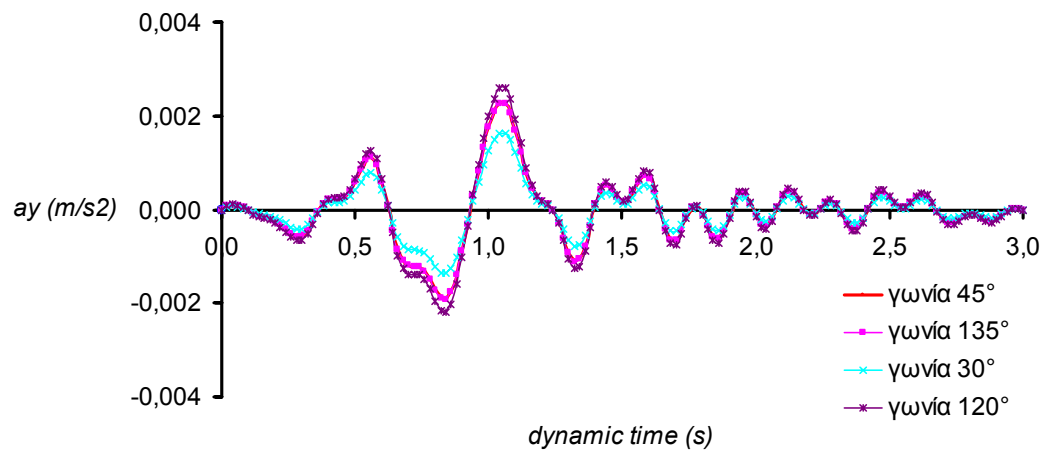
## ΣΗΜΕΙΟ C (L=100m)



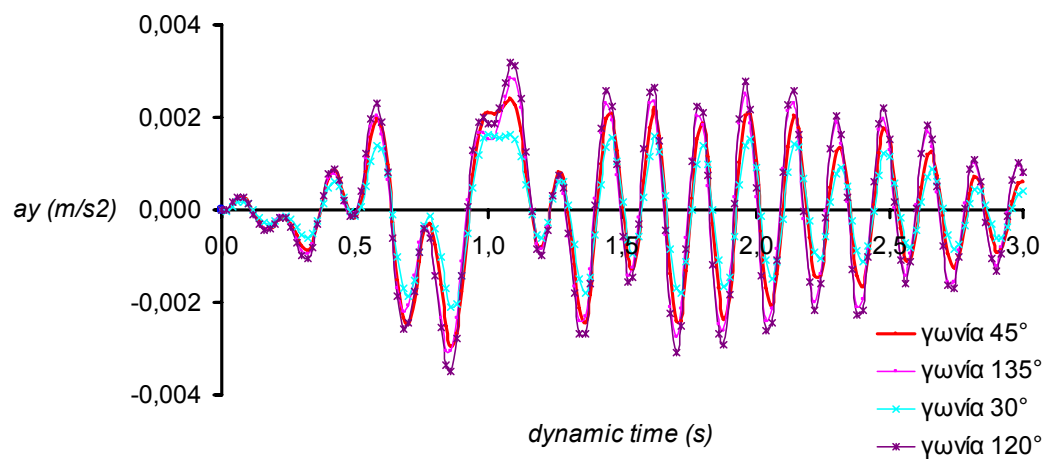
Σχήμα Β.17: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία Η και C, που απέχουν 50m και 100m από τον άκαμπτο τοίχο αντίστοιχα, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές 0°, 30°, 45°, 120° και 135° για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

## ΑΙΓΙΟ

## ΚΟΡΥΦΗ ΤΟΙΧΟΥ

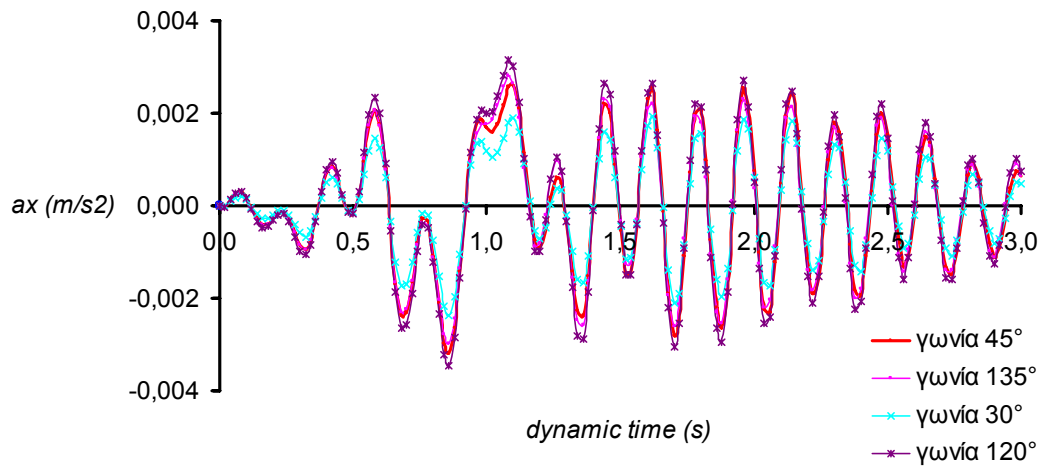


## ΣΗΜΕΙΟ G (L=20m)

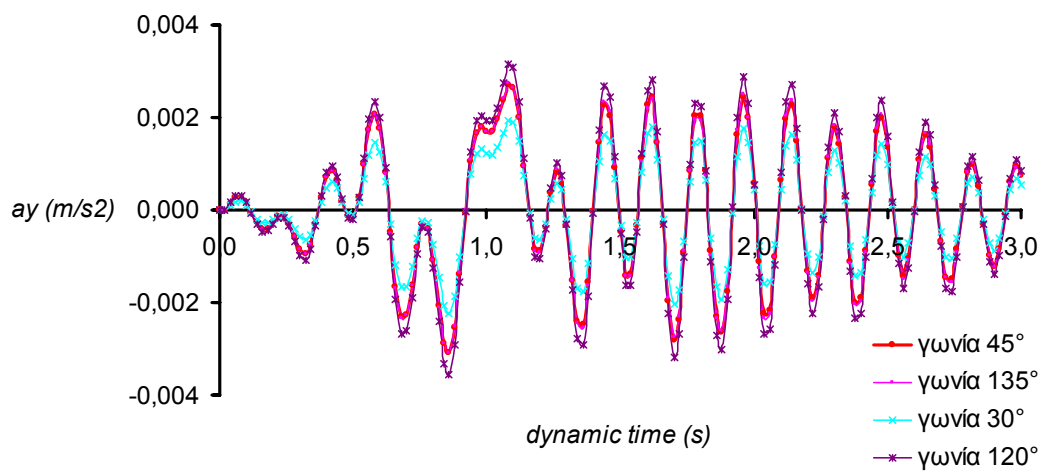


Σχήμα Β.18: Χρονοϊστορίες της κατακόρυφης επιτάχυνσης στην κορυφή του άκαμπτου τοίχου και στο σημείο G, που απέχει 20m από τον άκαμπτο τοίχο, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές  $0^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $120^\circ$  και  $135^\circ$  για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

## ΣΗΜΕΙΟ Η (L=50m)



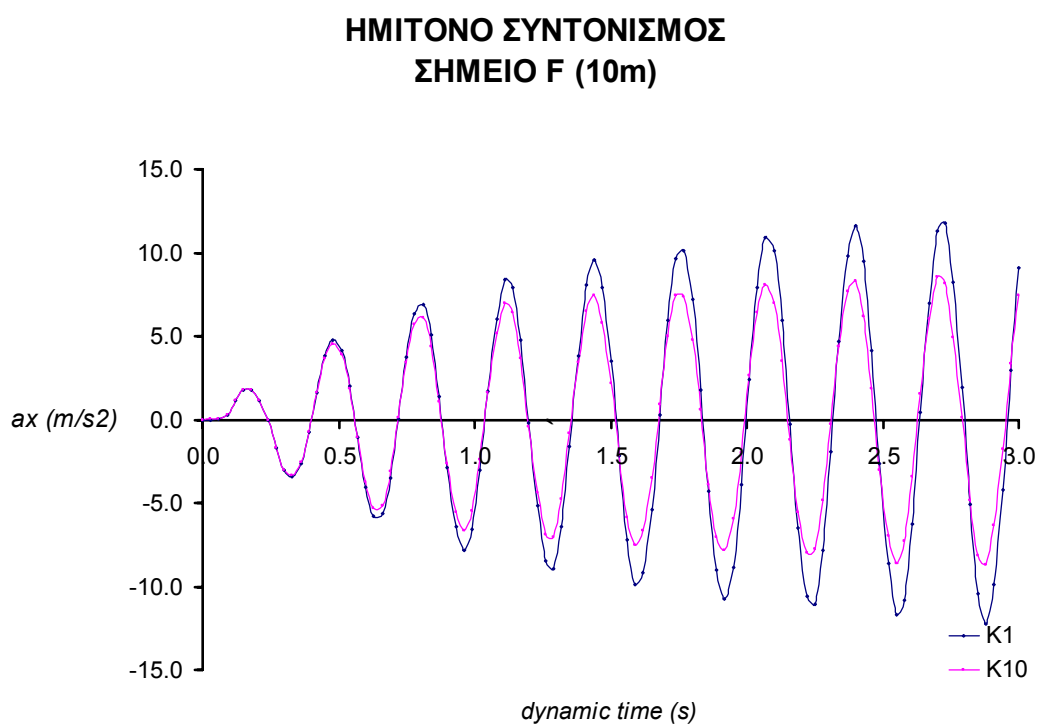
## ΣΗΜΕΙΟ C (L=100m)



Σχήμα Β.19: Χρονοϊστορίες της κατακόρυφης επιτάχυνσης στα σημεία Η και C, που απέχουν 50m και 100m από τον άκαμπτο τοίχο αντίστοιχα, όταν η γωνία πρόσπτωσης λαμβάνει τις τιμές 0°, 30°, 45°, 120° και 135° για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

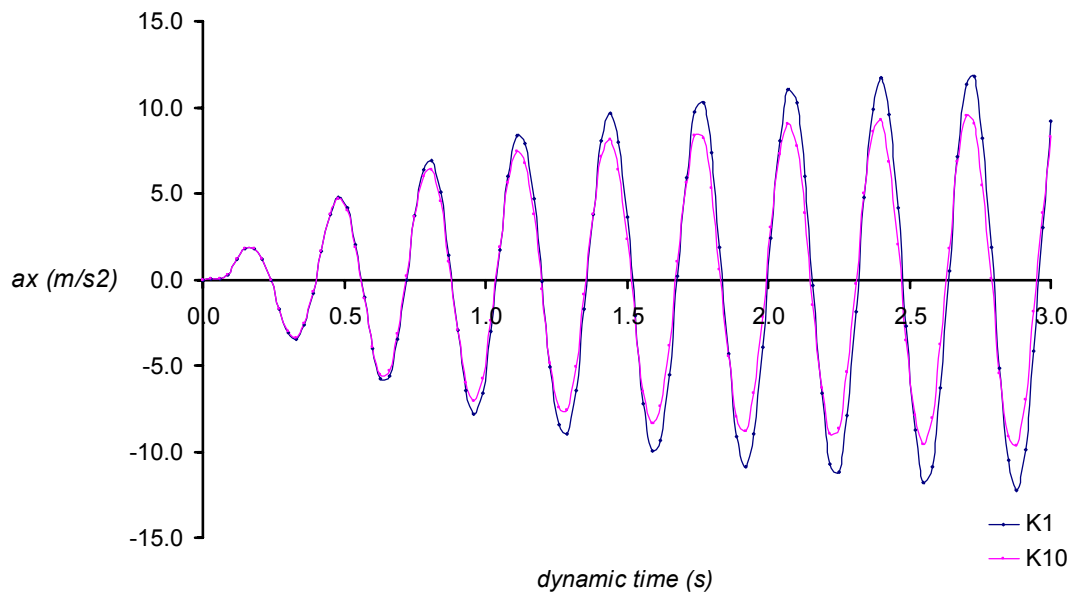
## Β.3 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Κτίριο

### Β.3.1. Επίδραση του μεγέθους του κτιρίου

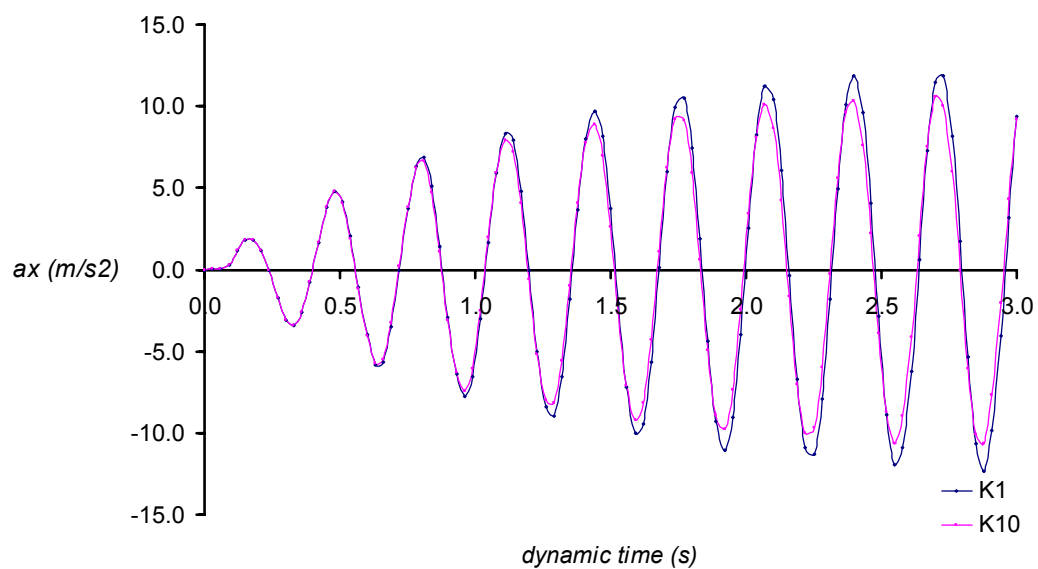


Σχήμα Β.20: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στο σημείο F που απέχει 10m από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

### ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟ G (20m)

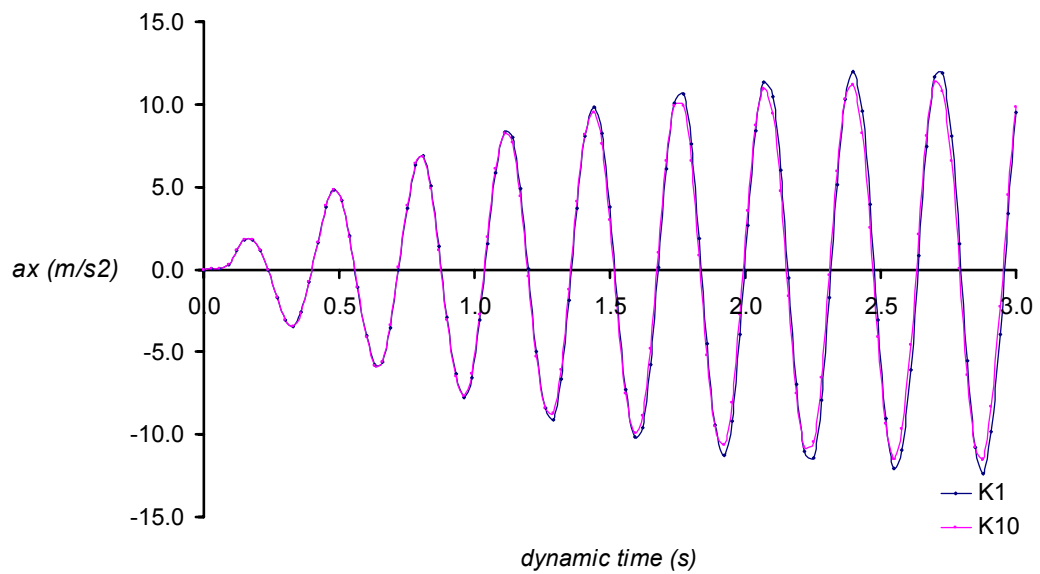


### ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟ Η (30m)

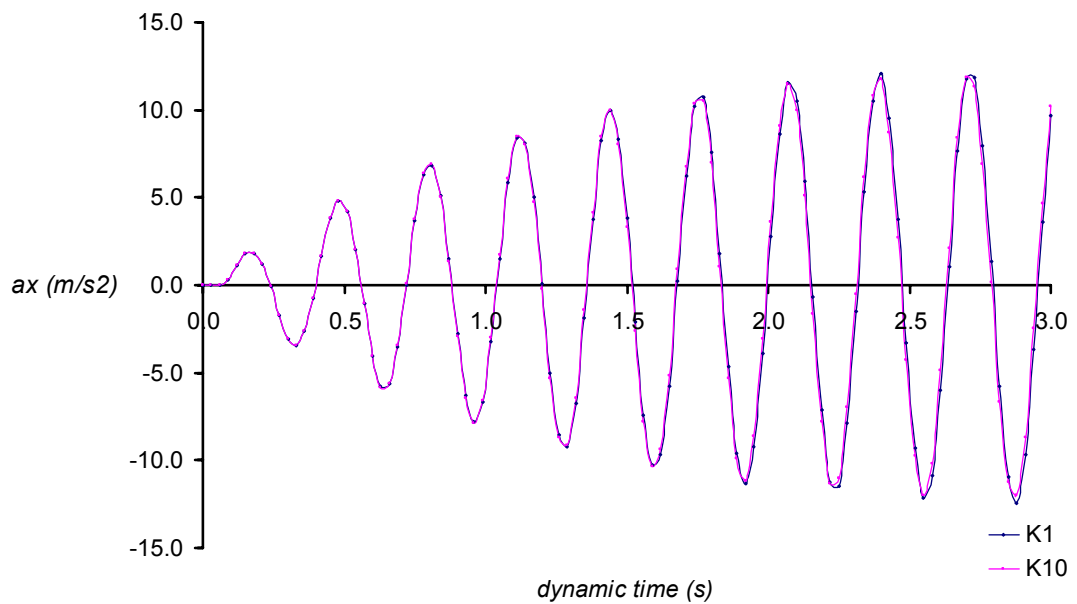


Σχήμα Β.21: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία G και H που απέχουν 20m και 30m αντίστοιχα από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

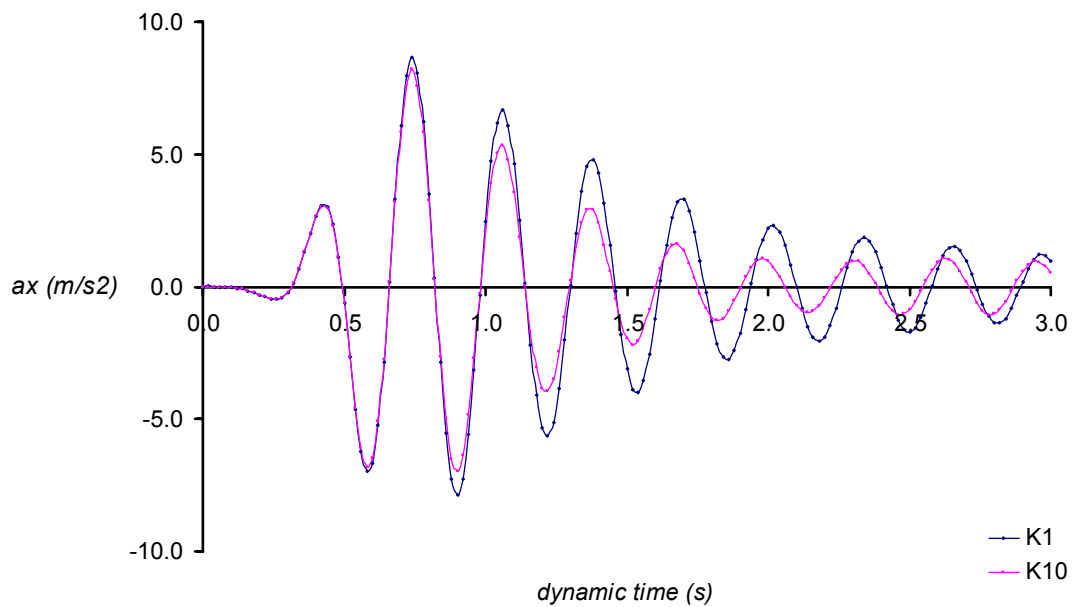
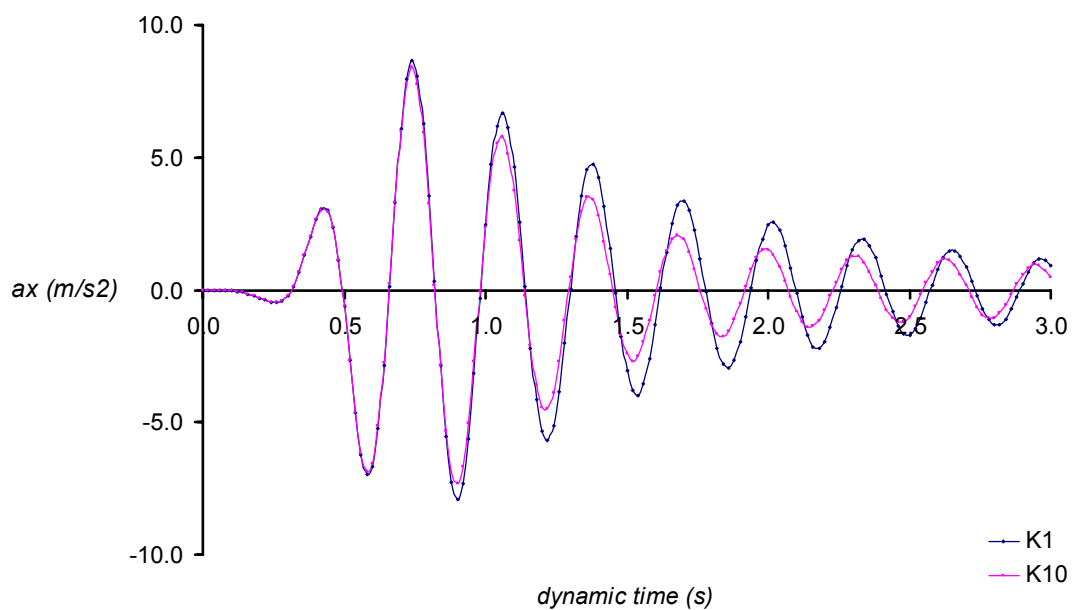
### ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟ Ι (40m)



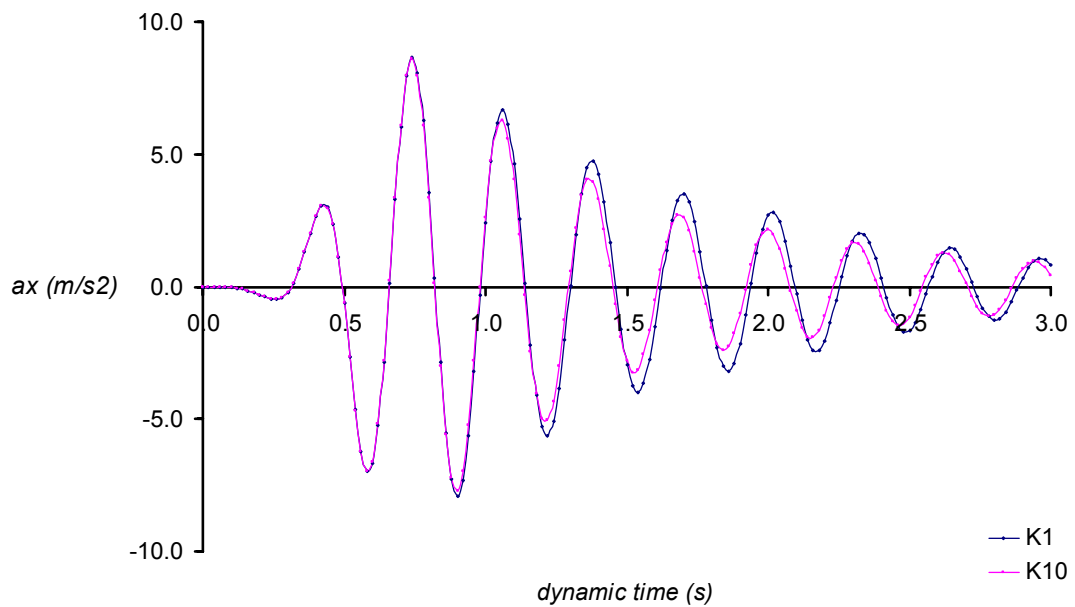
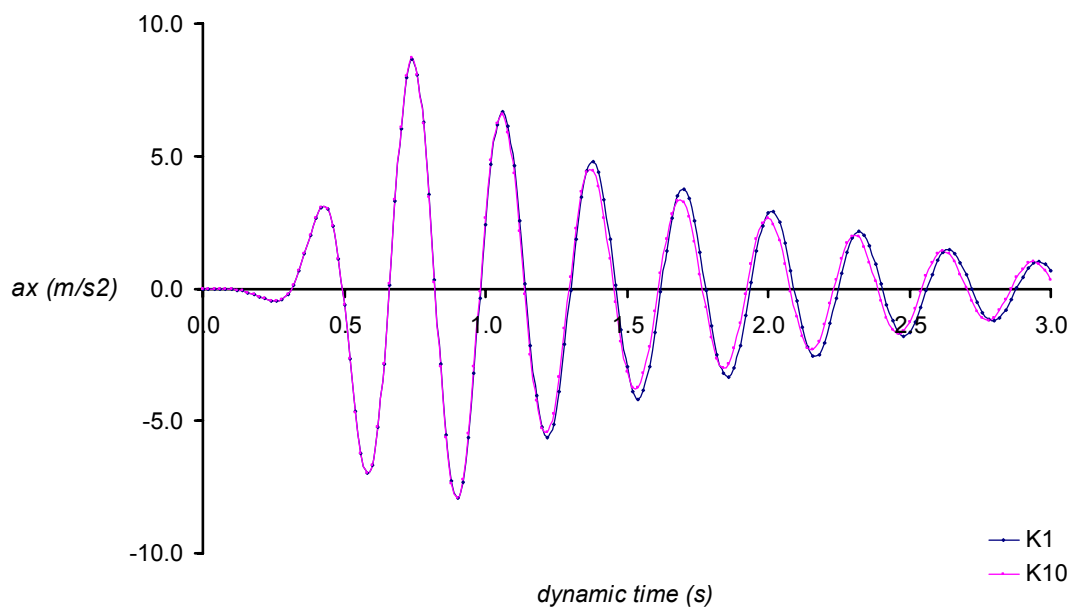
### ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ ΣΗΜΕΙΟ J (50m)



Σχήμα Β.22: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία Ι και J που απέχουν 40m και 50m αντίστοιχα από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

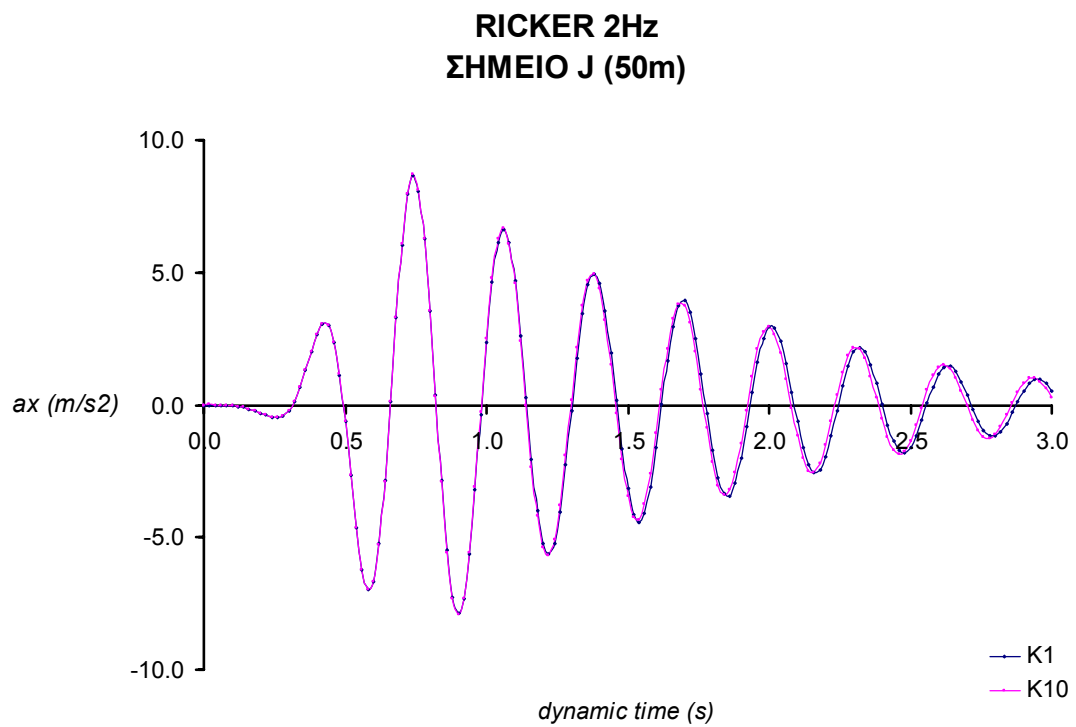
**RICKER 2Hz  
ΣΗΜΕΙΟ F (10m)****RICKER 2Hz  
ΣΗΜΕΙΟ G (20m)**

Σχήμα Β.23: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία F και G που απέχουν 10m και 20m αντίστοιχα από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

**RICKER 2Hz  
ΣΗΜΕΙΟ Η (30m)****RICKER 2Hz  
ΣΗΜΕΙΟ Ι (40m)**

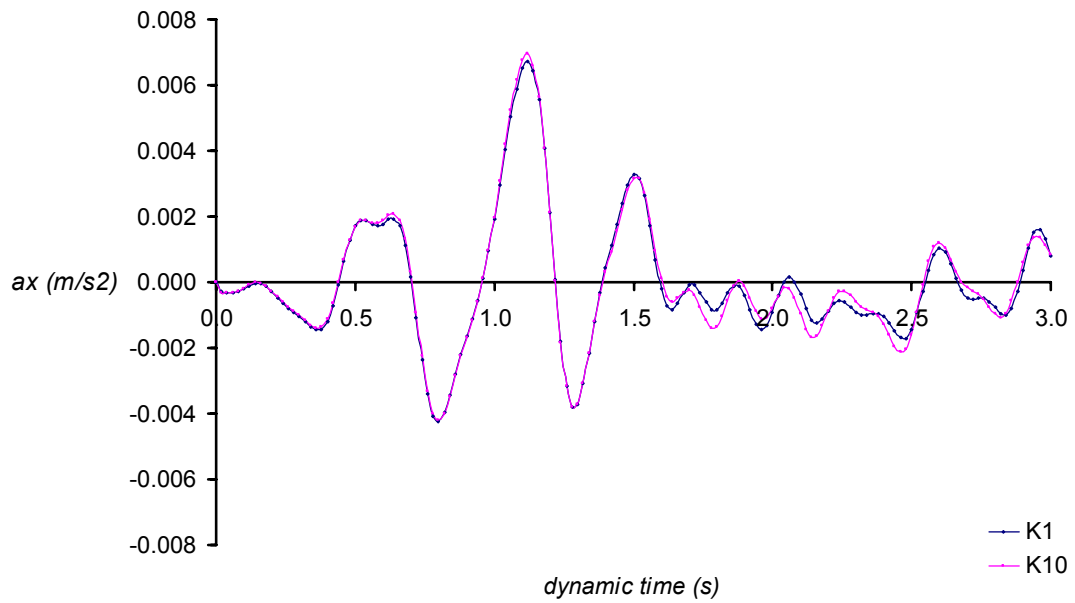
Σχήμα Β.24: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία Η και Ι που απέχουν 30m και 40m αντίστοιχα από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.



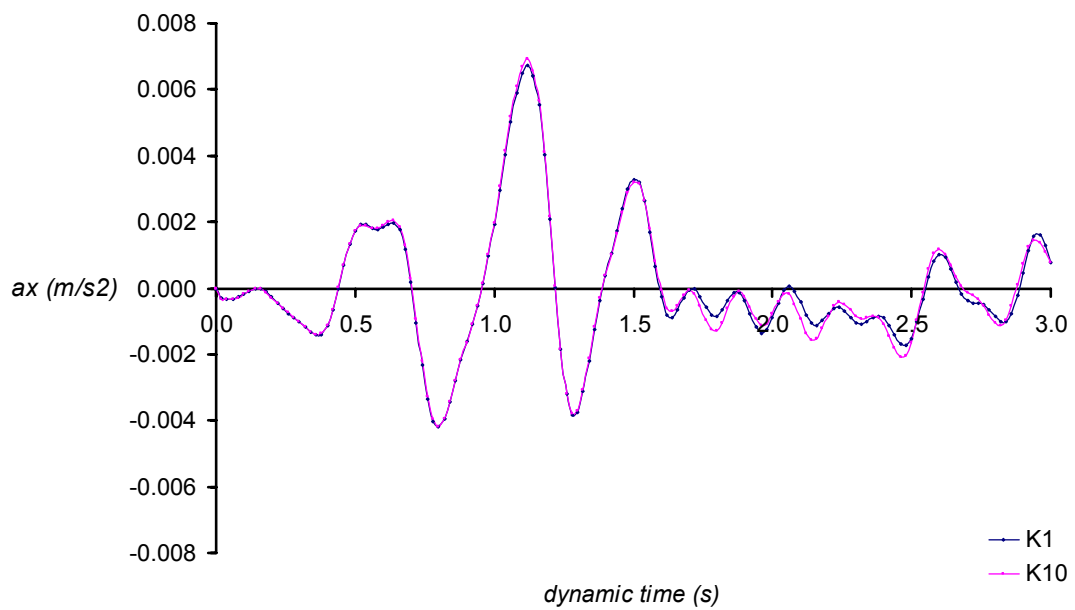


Σχήμα Β.25: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στο σημείο J που απέχει 50m από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

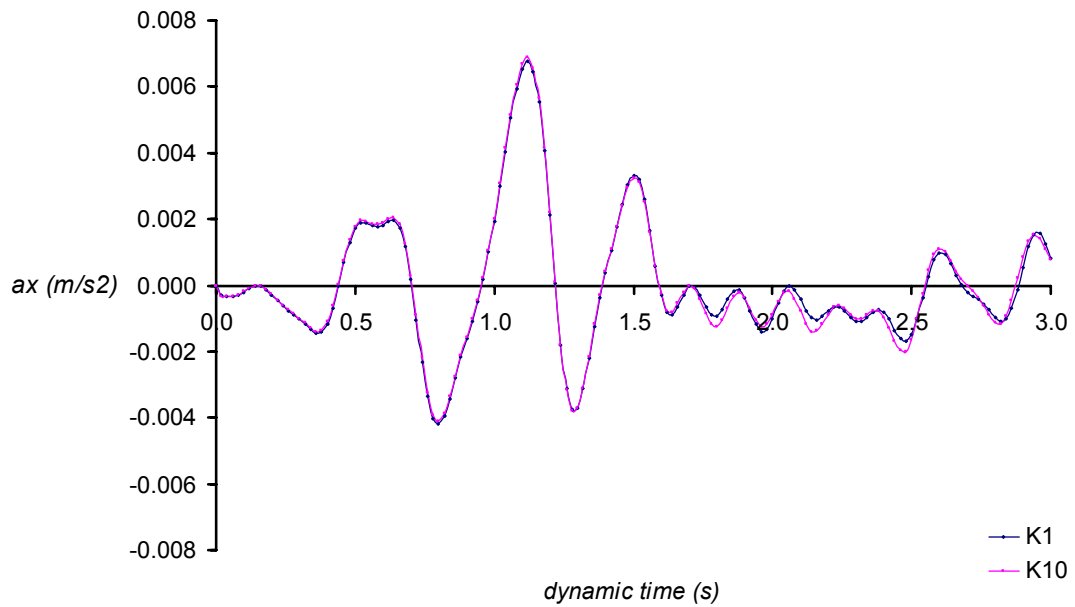
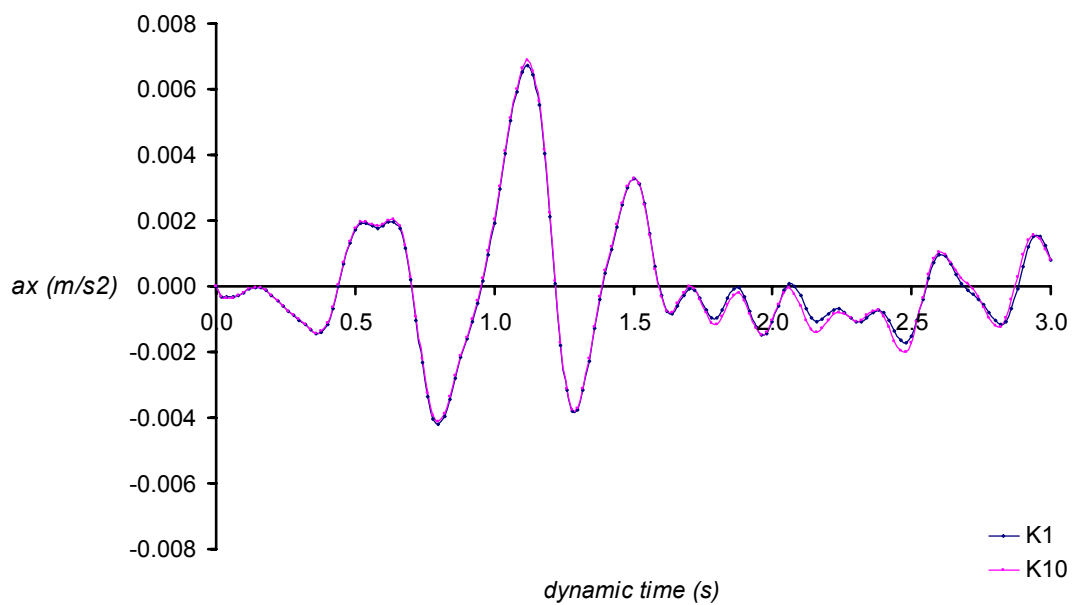
**ΑΙΓΙΟ**  
**ΣΗΜΕΙΟ F (10m)**



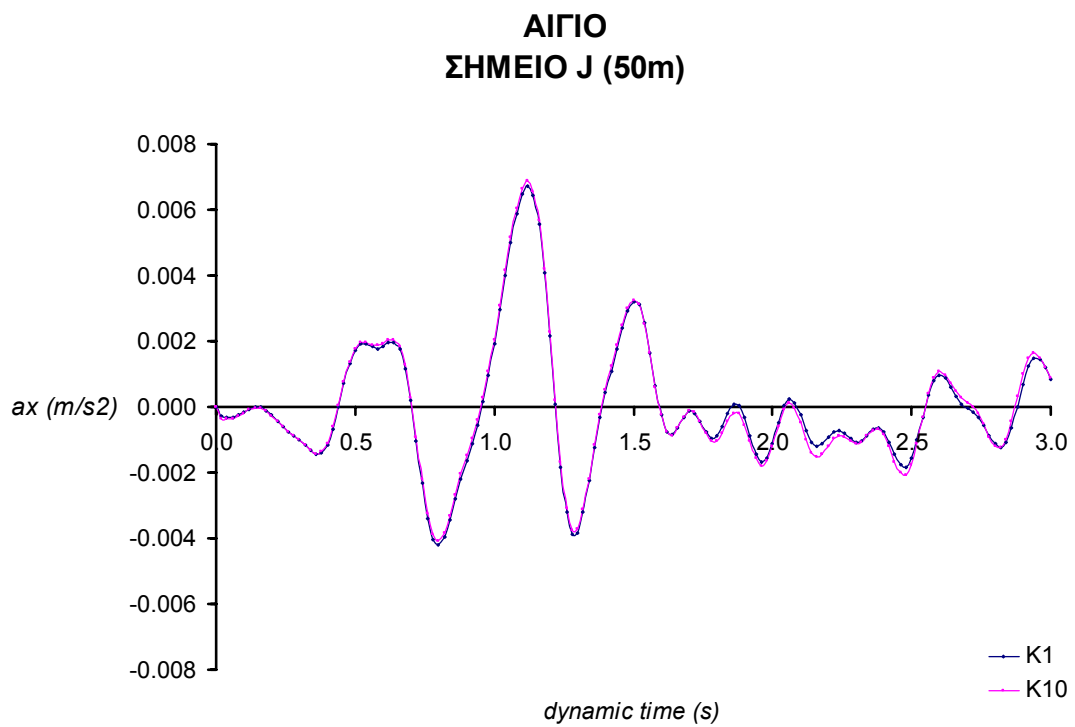
**ΑΙΓΙΟ**  
**ΣΗΜΕΙΟ G (20m)**



Σχήμα Β.26: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία F και G που απέχουν 10m και 20m αντίστοιχα από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

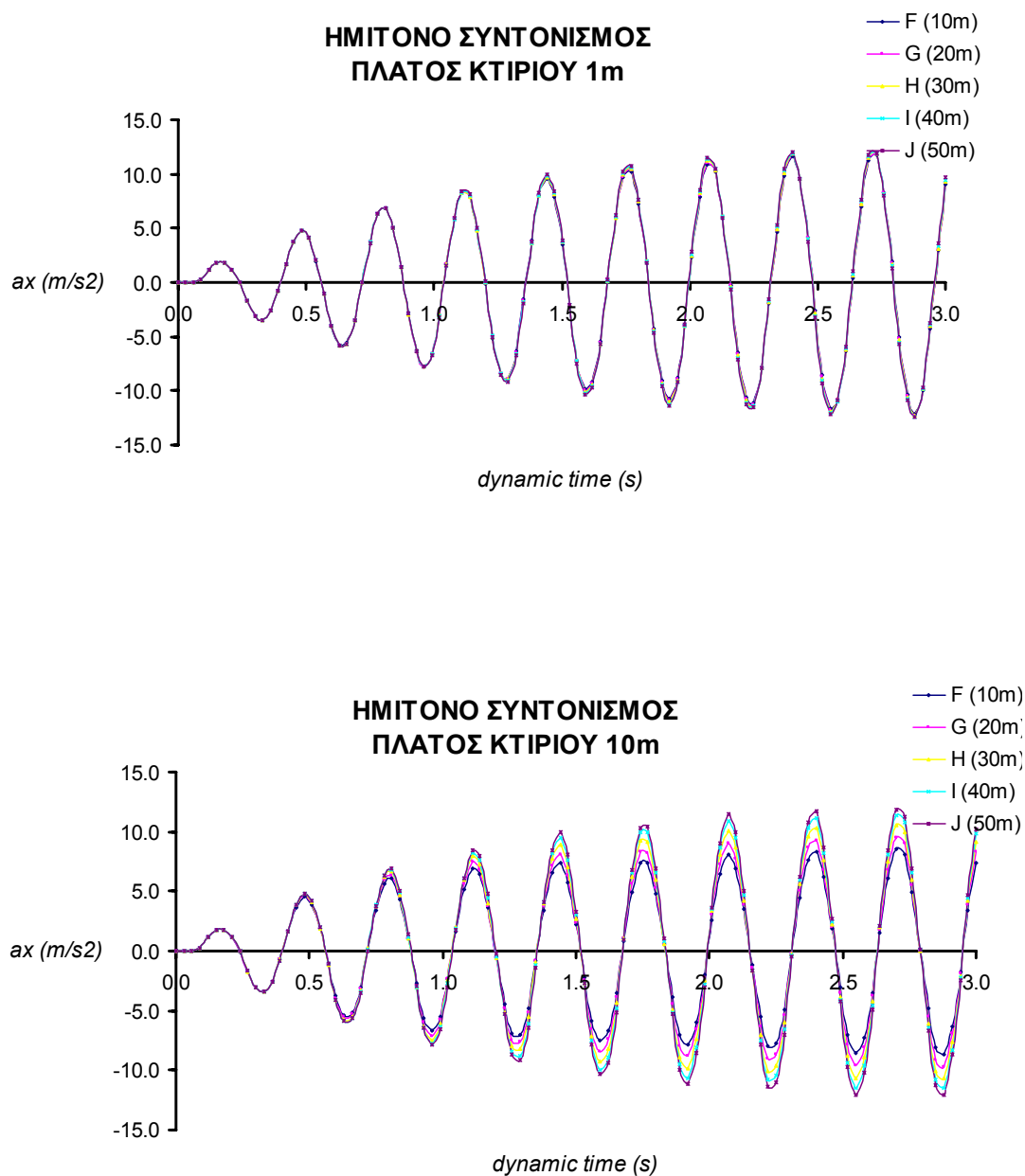
**ΑΙΓΙΟ  
ΣΗΜΕΙΟ Η (30m)****ΑΙΓΙΟ  
ΣΗΜΕΙΟ Ι (40m)**

Σχήμα Β.27: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία Η και Ι που απέχουν 30m και 40m αντίστοιχα από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

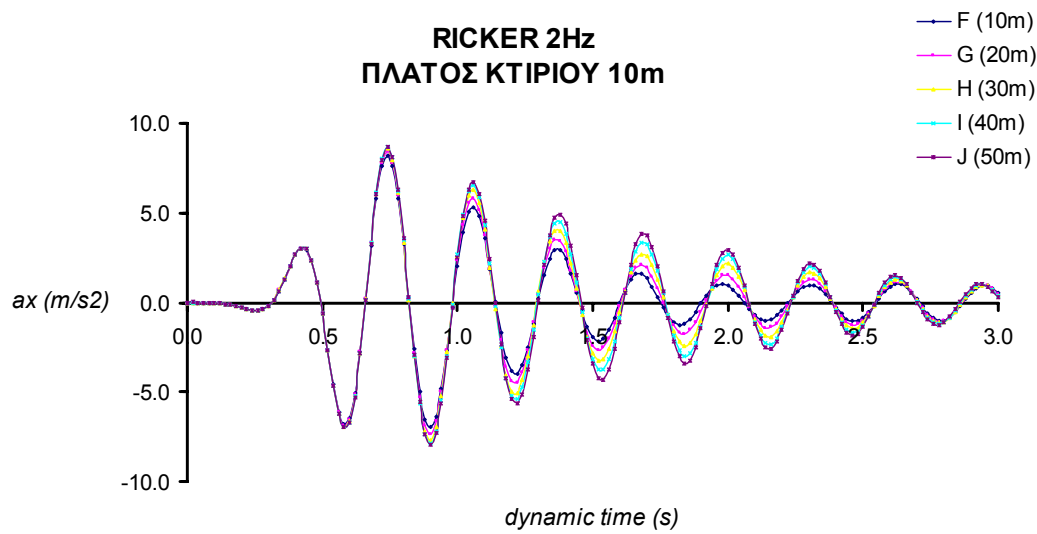
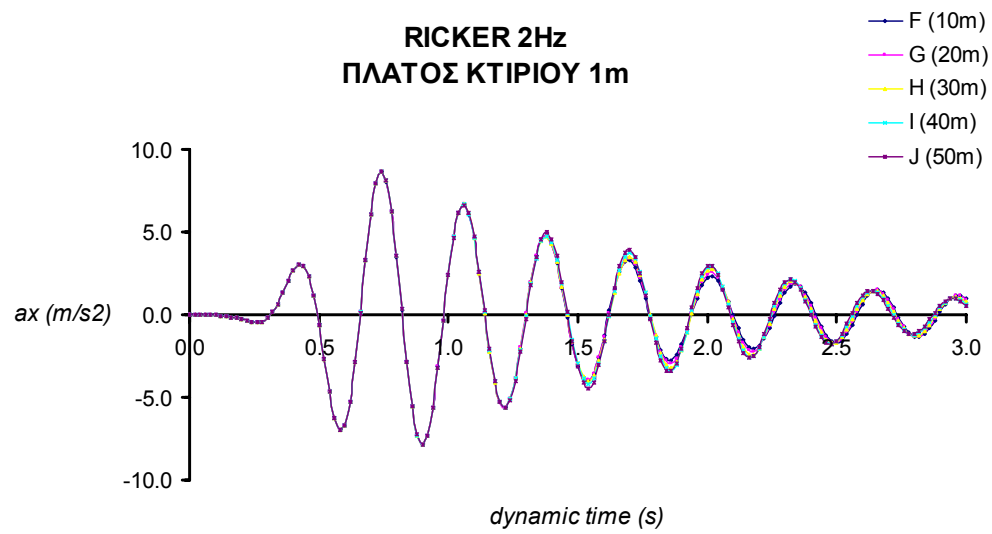


Σχήμα Β.28: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στο σημείο J που απέχει 50m από το υπό εξέταση κτίριο για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου με μεταβλητή το πλάτος του κτιρίου.

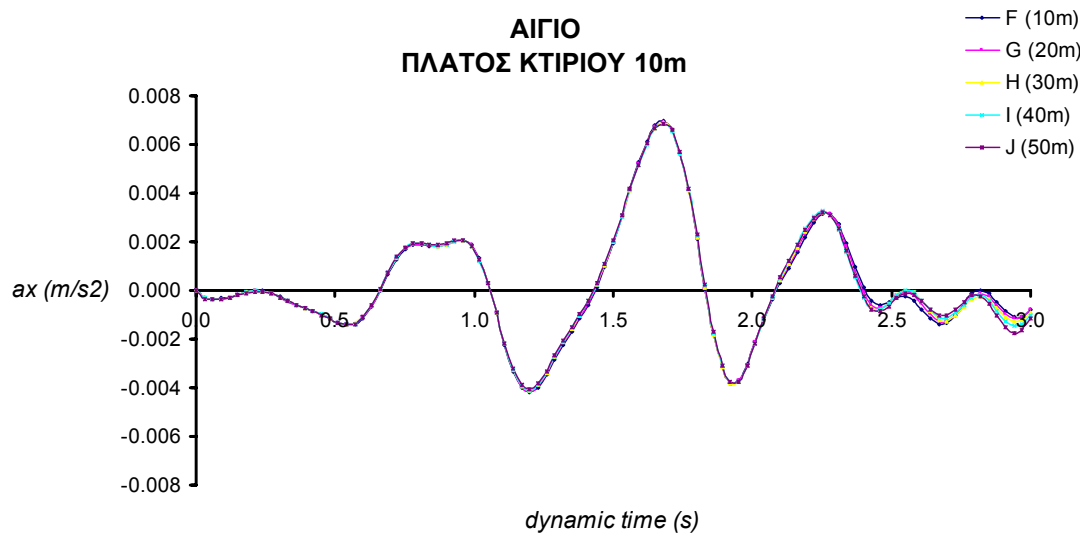
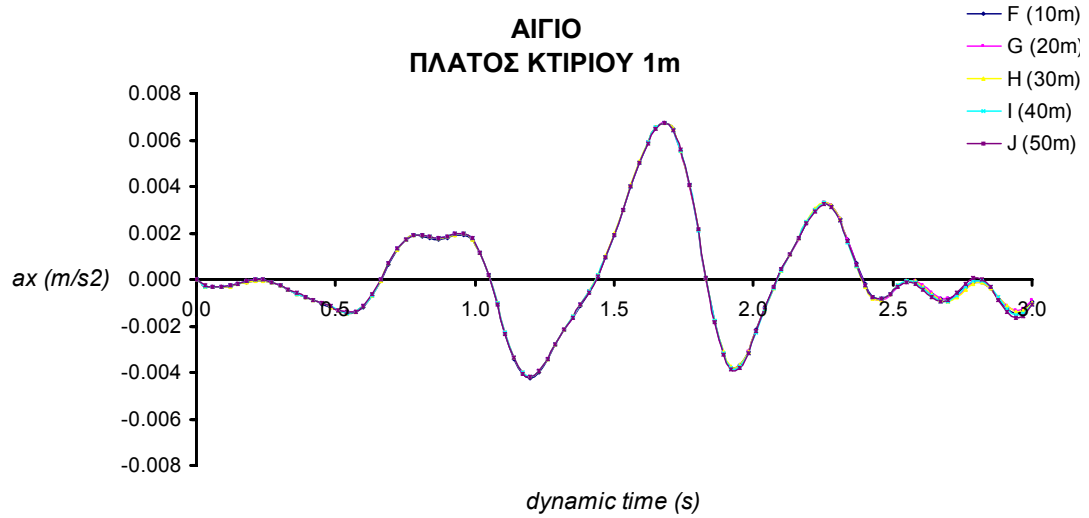
### Β.3.2. Επίδραση της απόστασης από το κτίριο



Σχήμα Β.29: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία που απέχουν 10m, 20m, 30m, 40m και 50m από τα υπό εξέταση κτίρια για την περίπτωση του συντονισμού.



Σχήμα Β.30: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία που απέχουν 10m, 20m, 30m, 40m και 50m από τα υπό εξέταση κτίρια για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

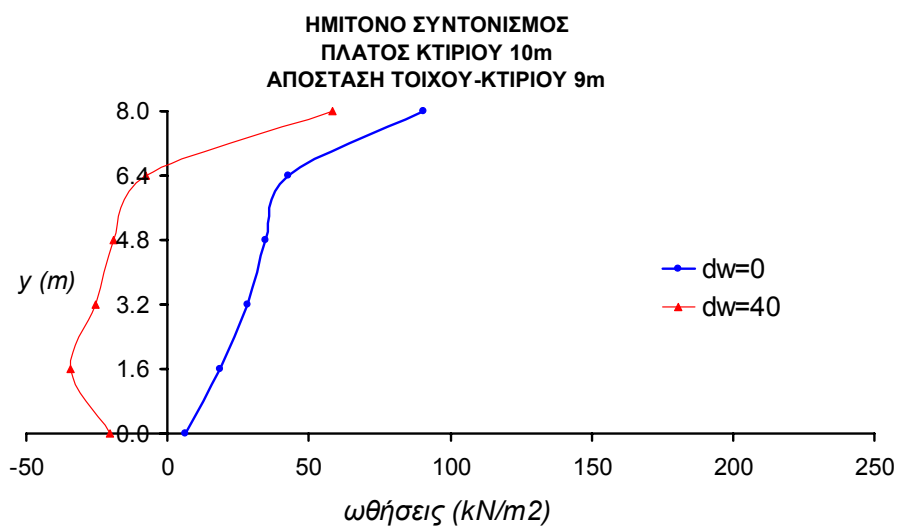
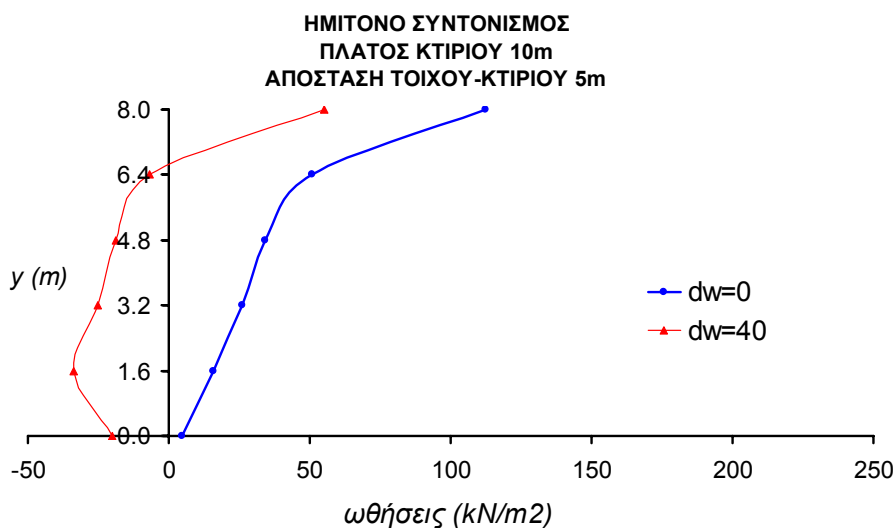
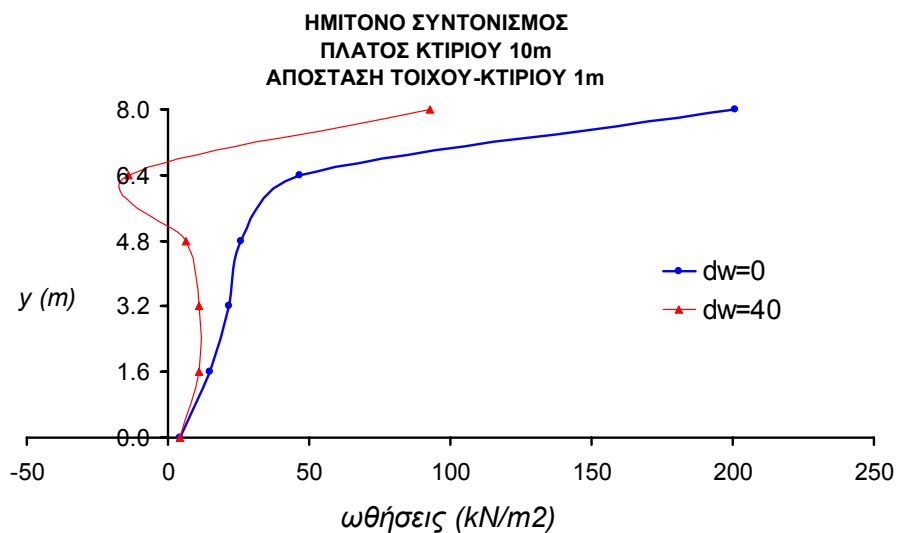


Σχήμα Β.31: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης στα σημεία που απέχουν 10m, 20m, 30m, 40m και 50m από τα υπό εξέταση κτίρια για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

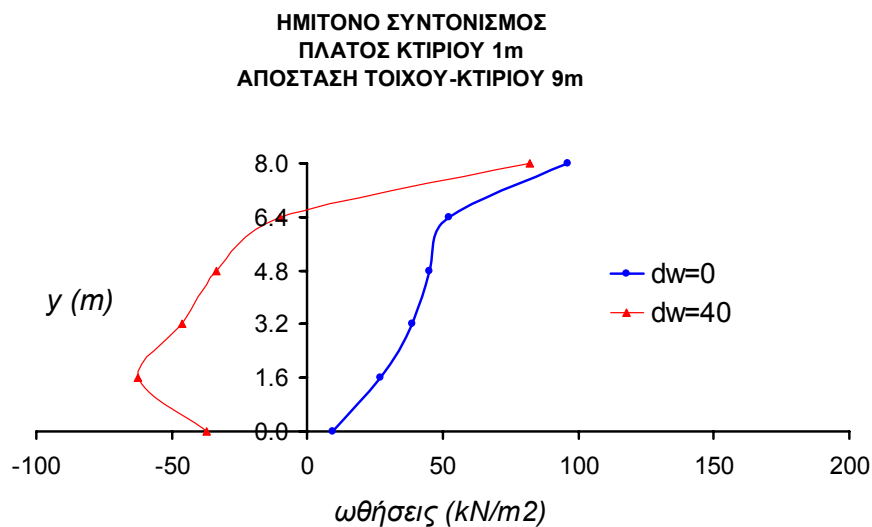
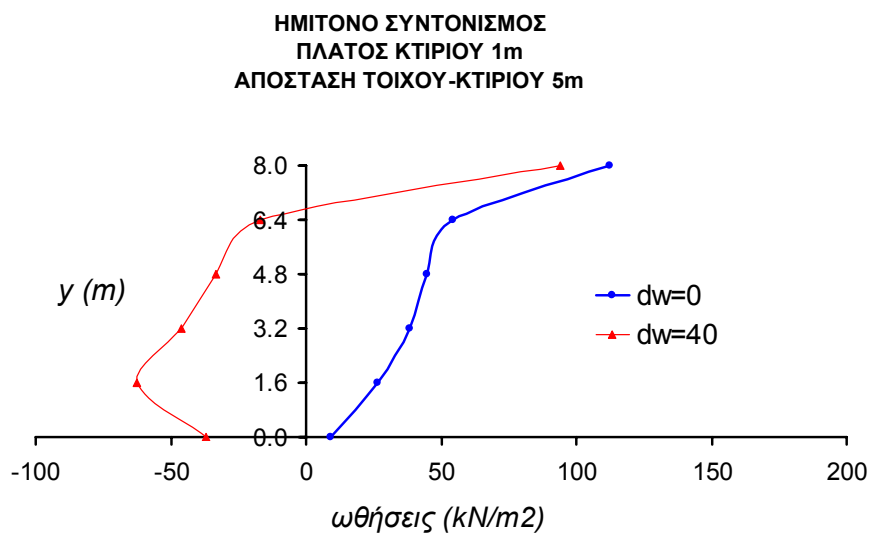
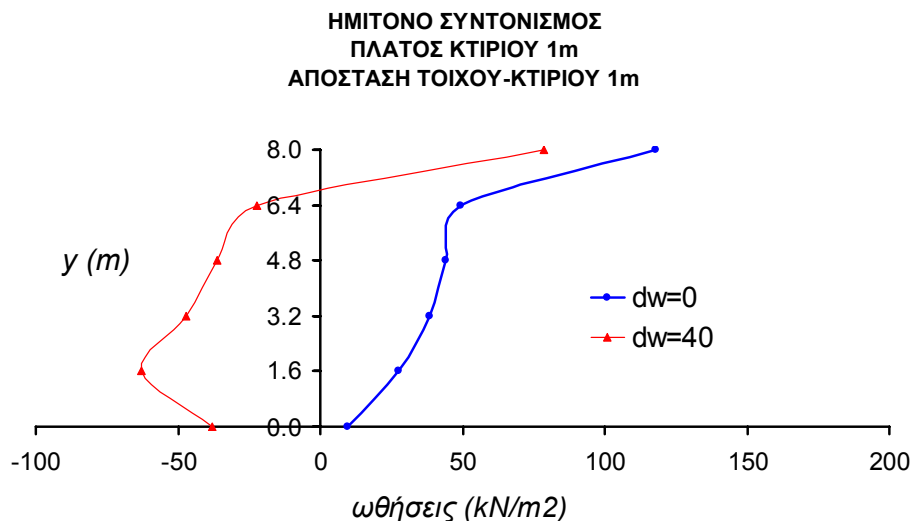
## **B.4 Αποτελέσματα Αριθμητικής Προσομοίωσης Μοντέλου Εδάφους με Τοίχο και Κτίριο**

### **B.4.1. Επίδραση της ευκαμψίας του τοίχου αντιστήριξης**



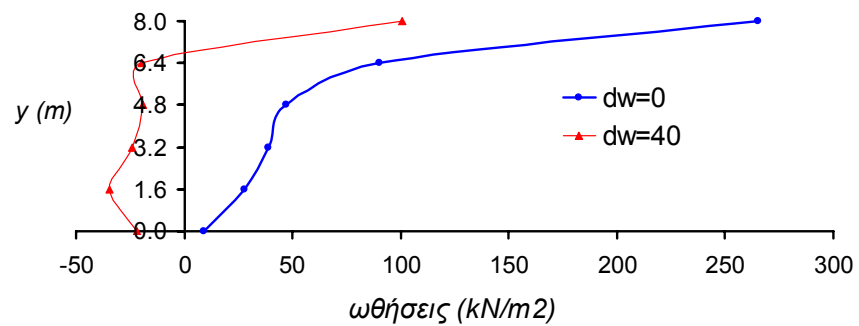


Σχήμα Β.32: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου με μεταβλητή την ευκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.

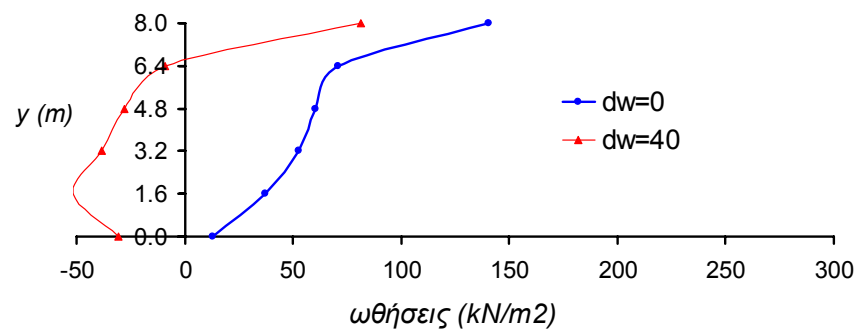


Σχήμα Β.33: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου με μεταβλητή την ευκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.

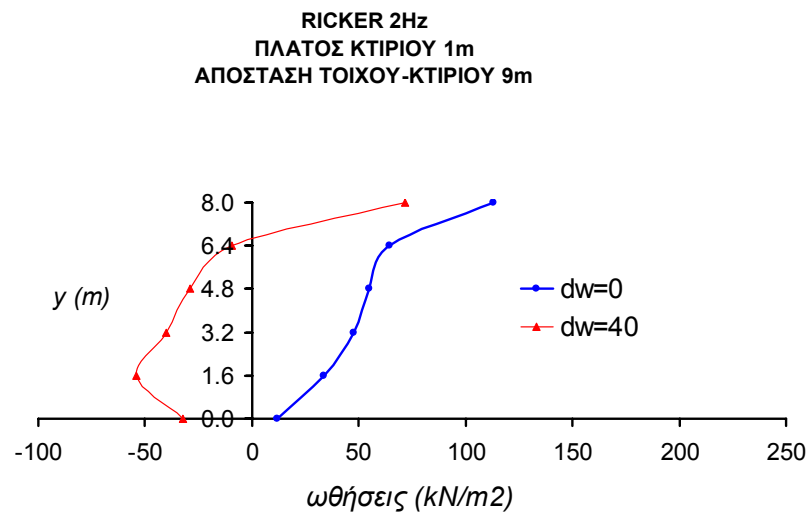
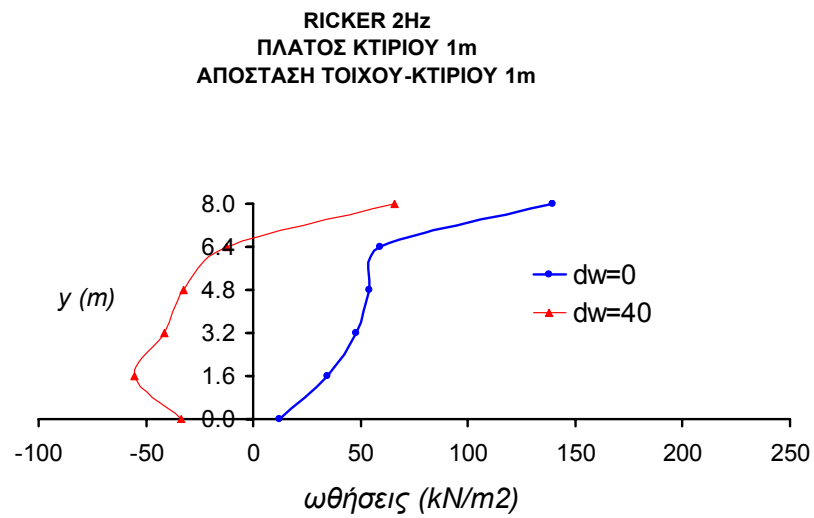
RICKER 2Hz  
ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m  
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ 1m



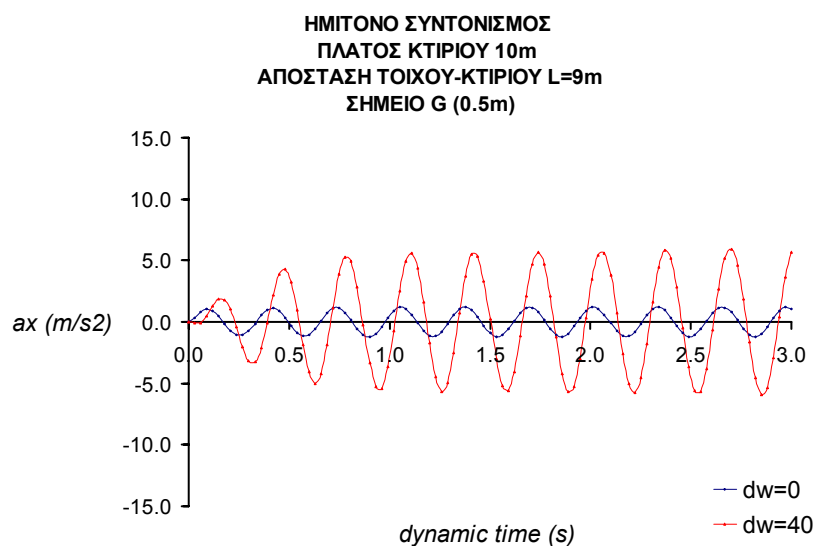
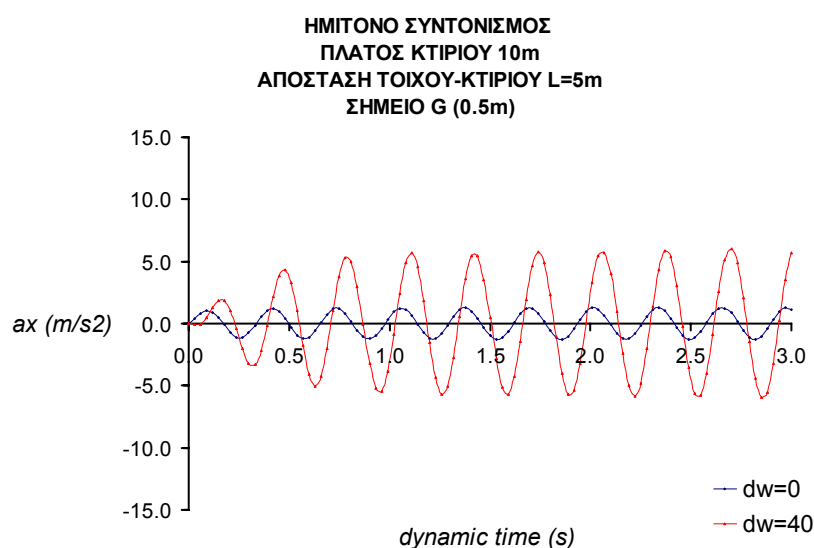
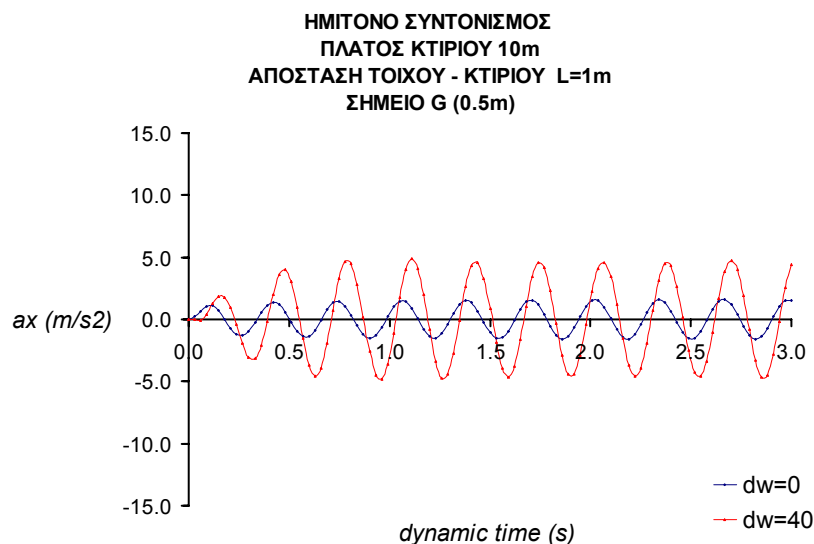
RICKER 2Hz  
ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m  
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ 9m



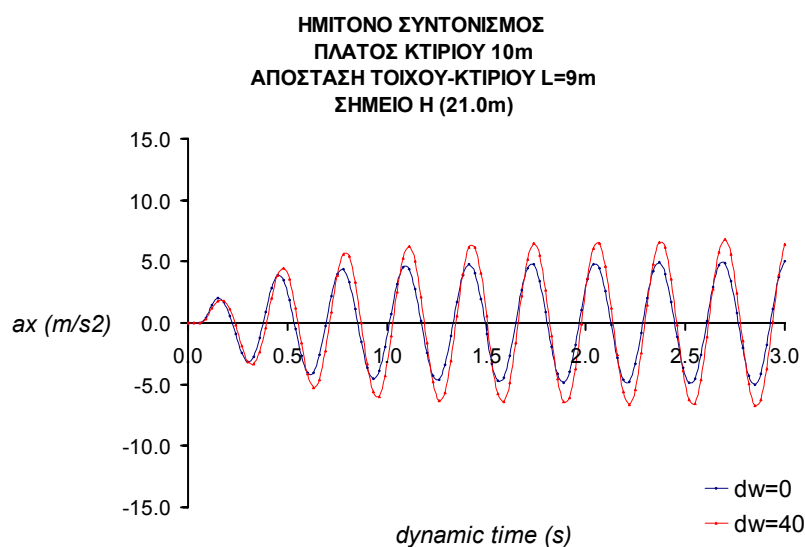
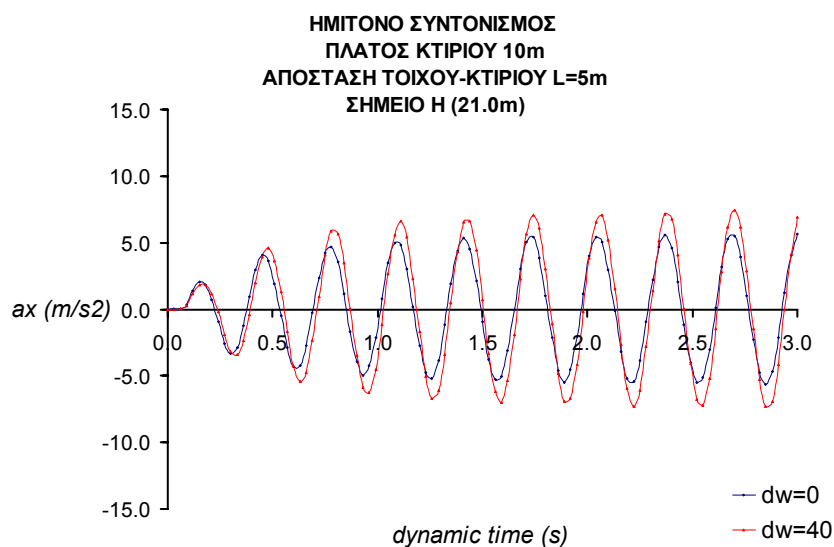
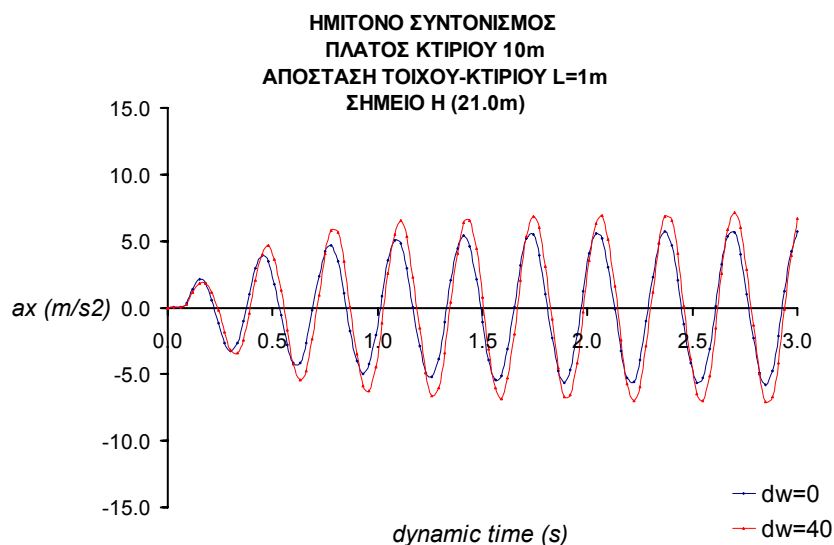
Σχήμα Β.34: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου με μεταβλητή την ευκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



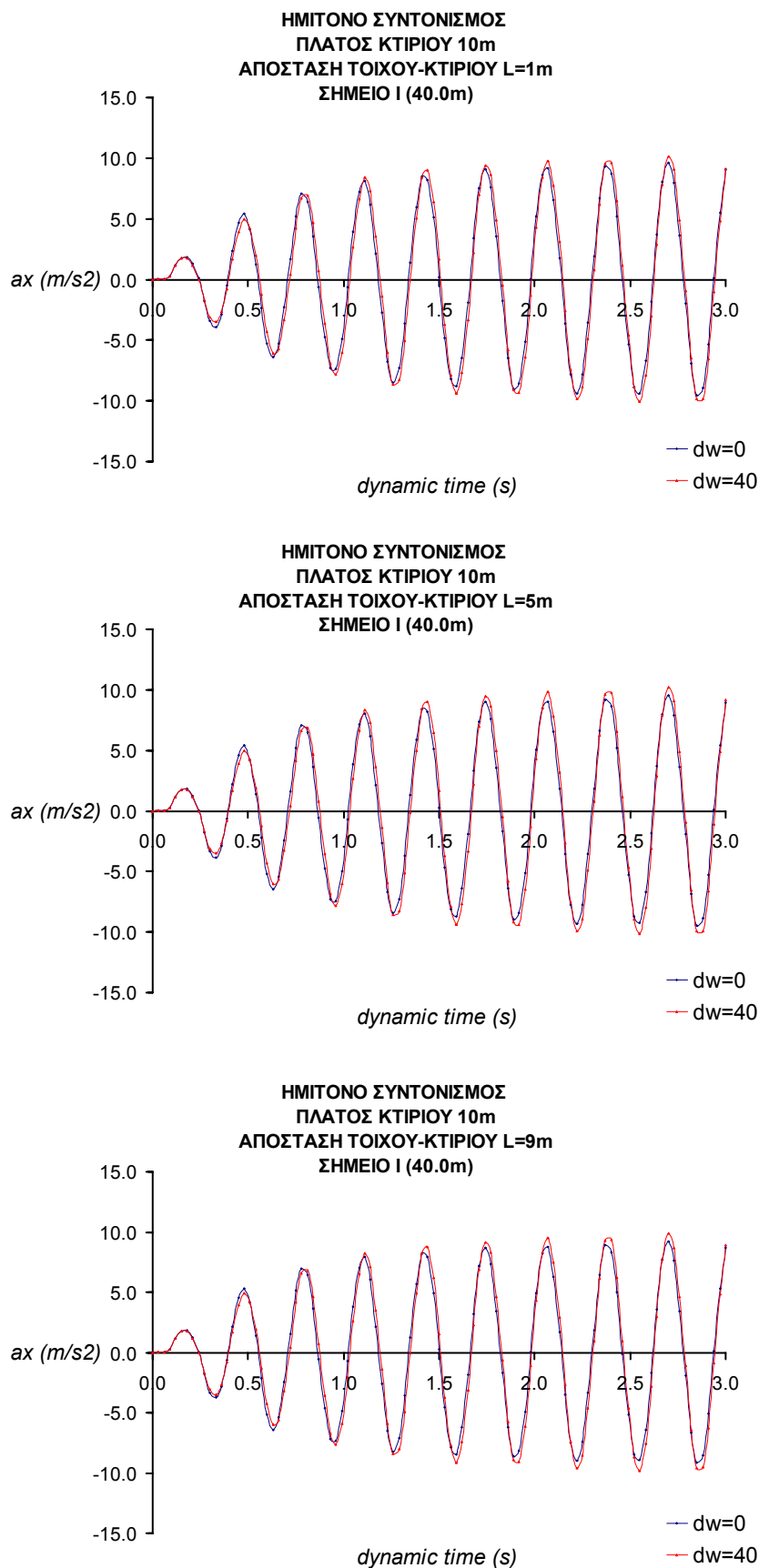
Σχήμα Β.35: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου με μεταβλητή την ευκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



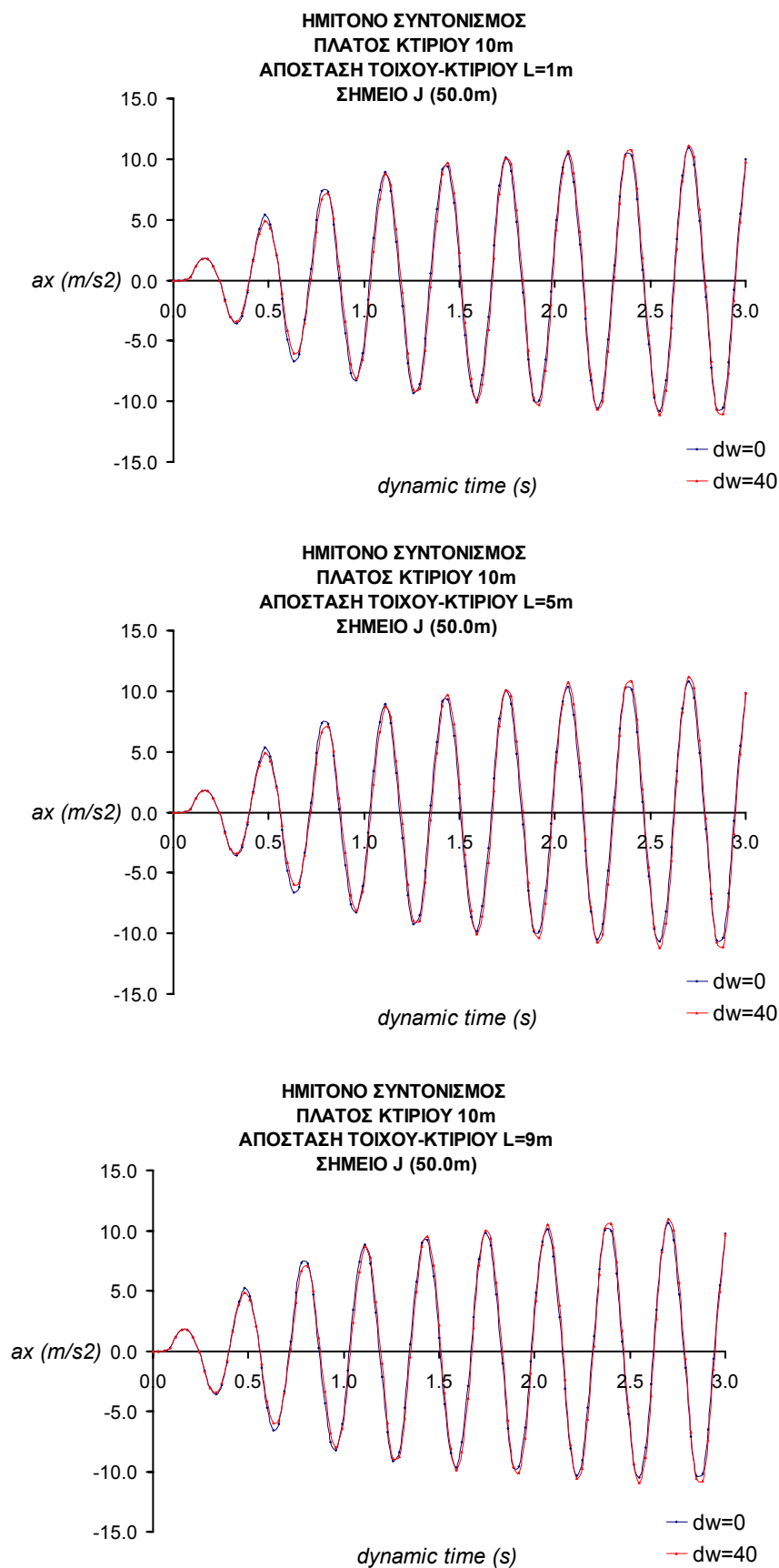
Σχήμα Β.36: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου G, που απέχει 0.5m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.



Σχήμα Β.37: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.

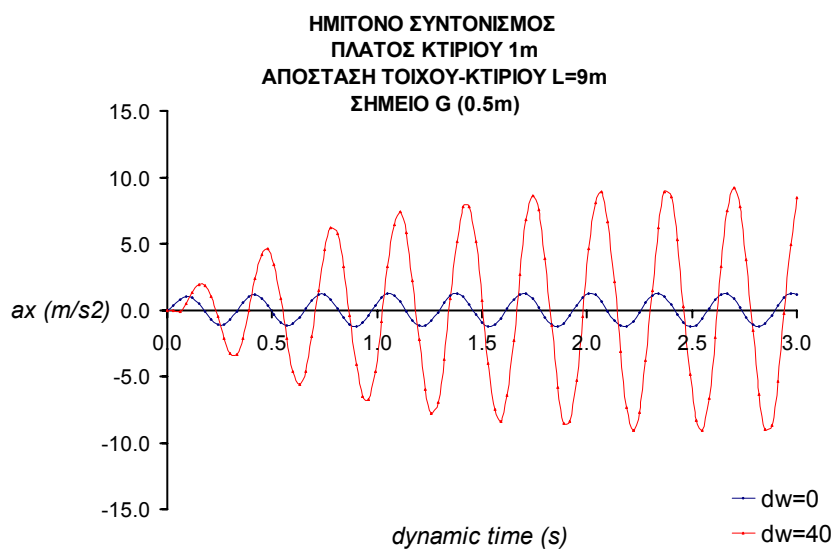
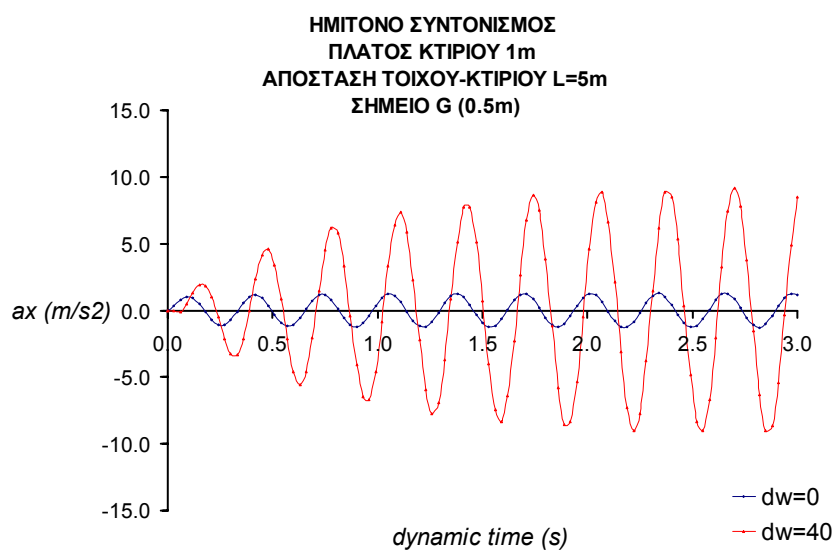
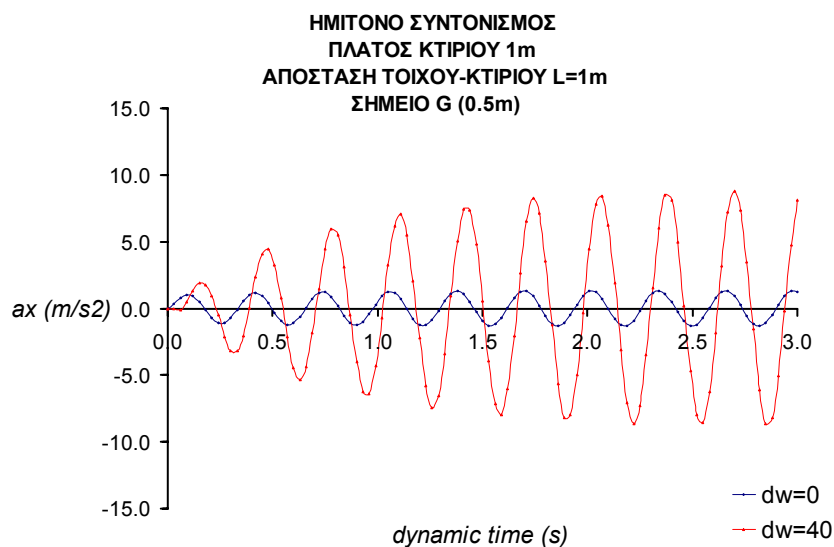


Σχήμα Β.38: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.

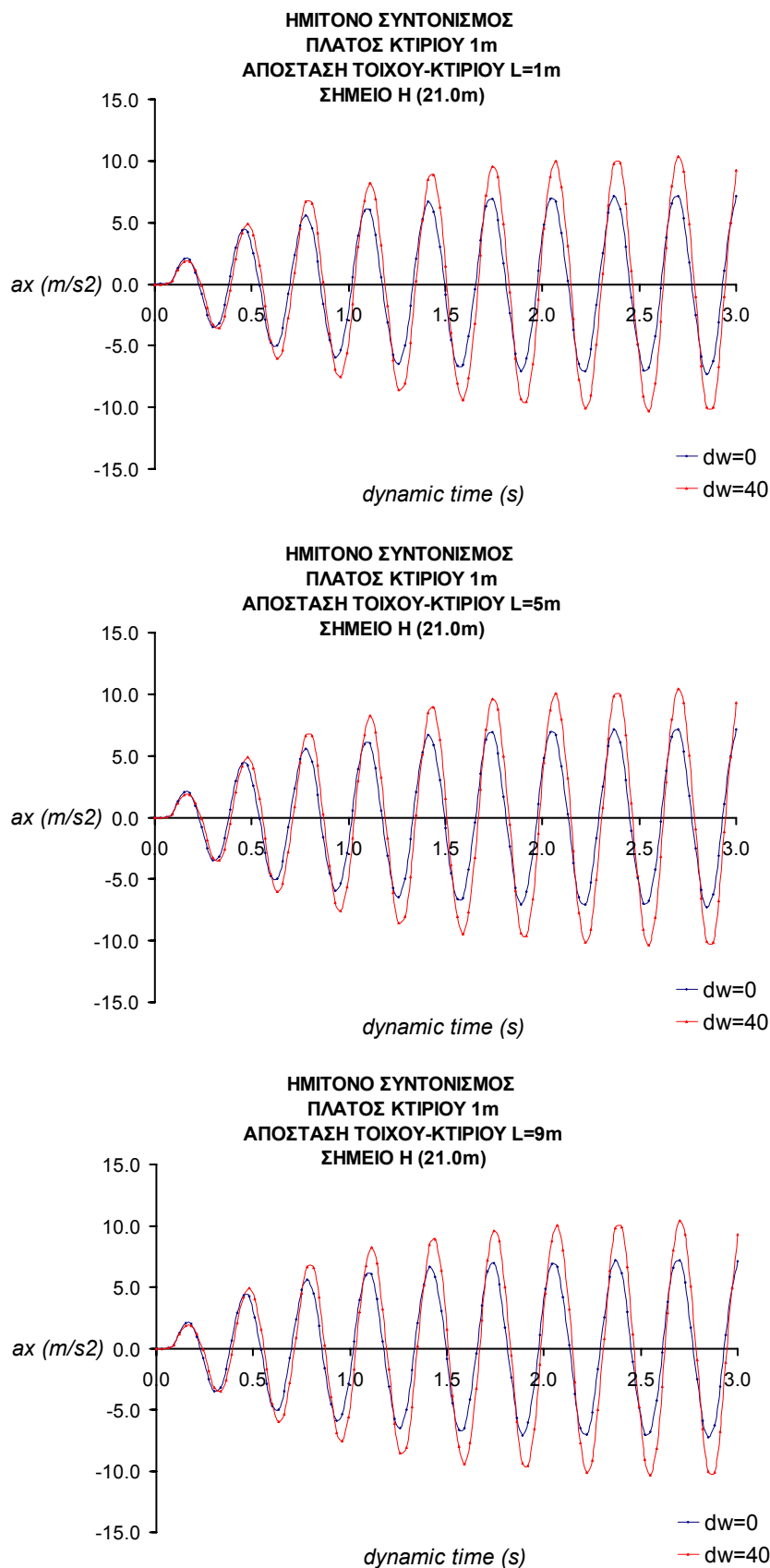


Σχήμα Β.39: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.

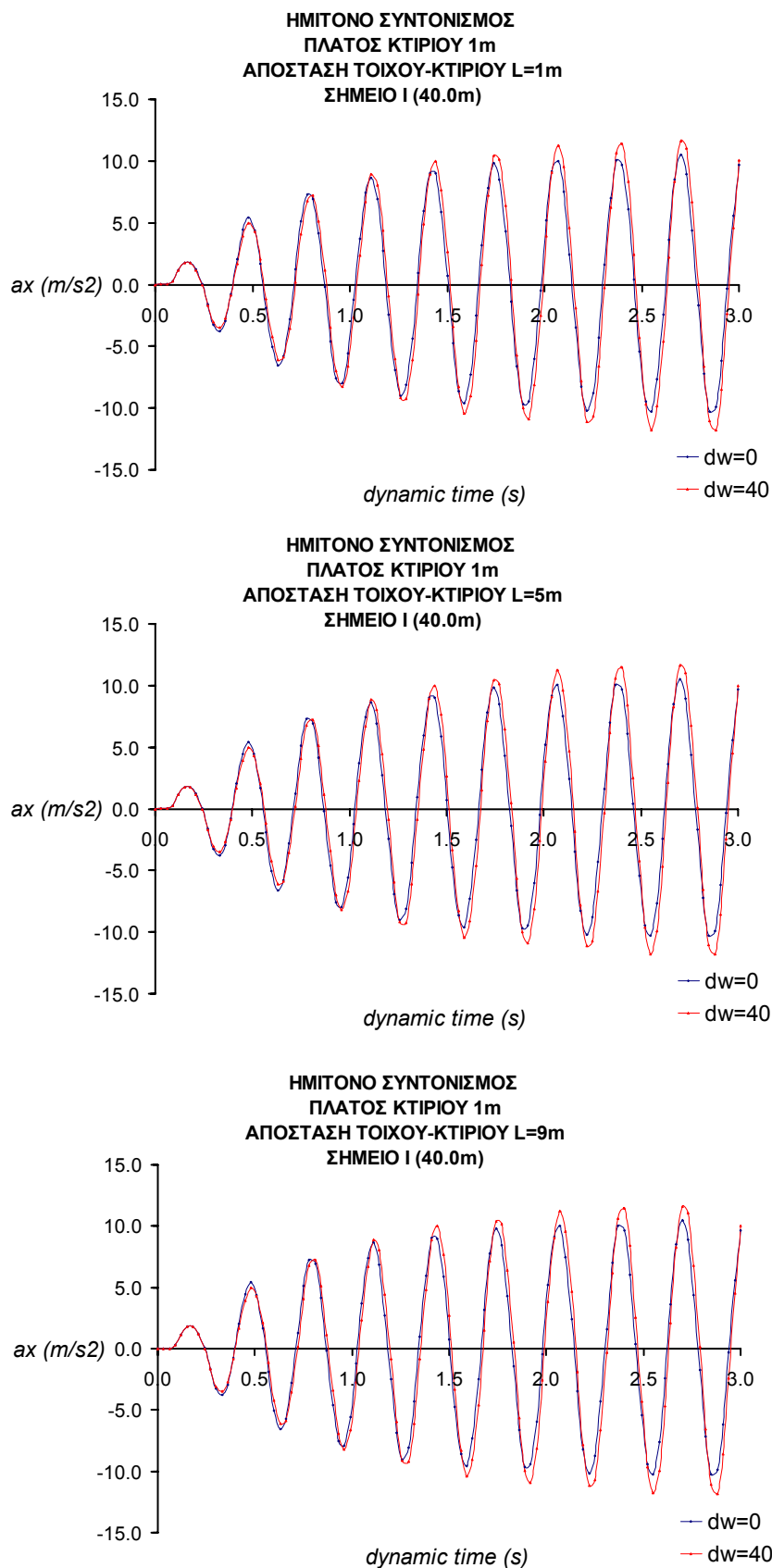




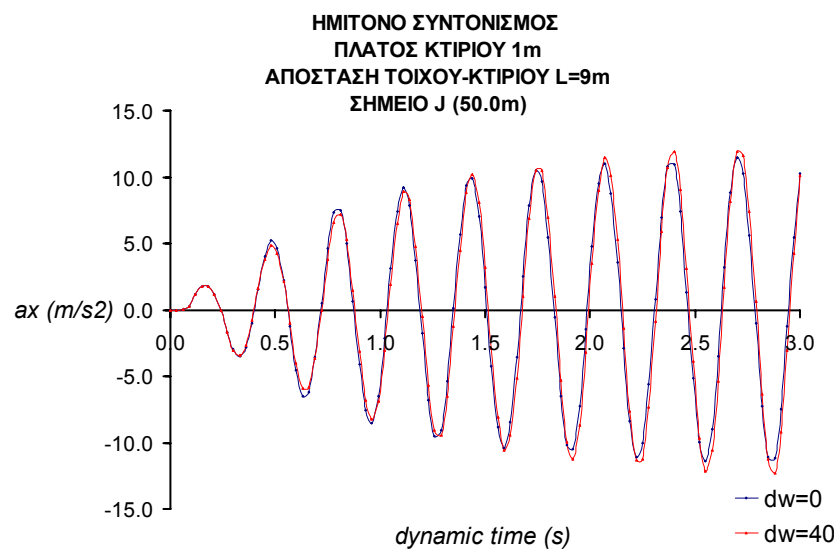
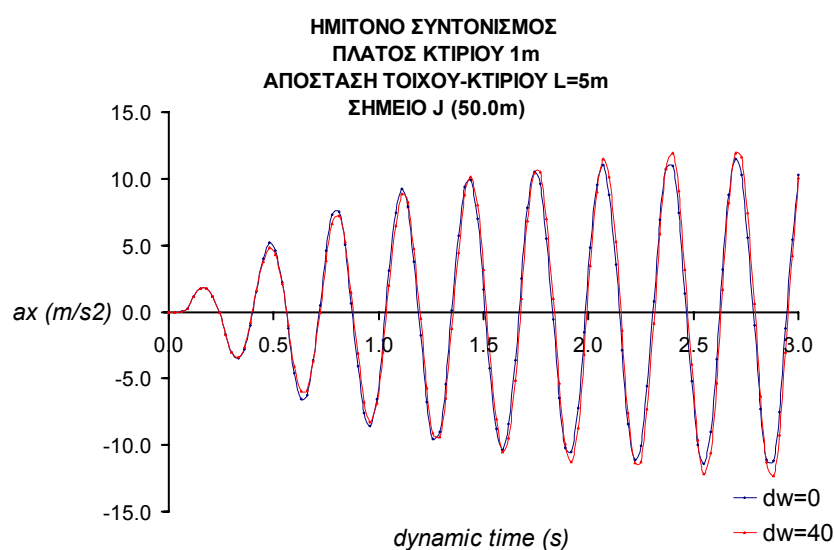
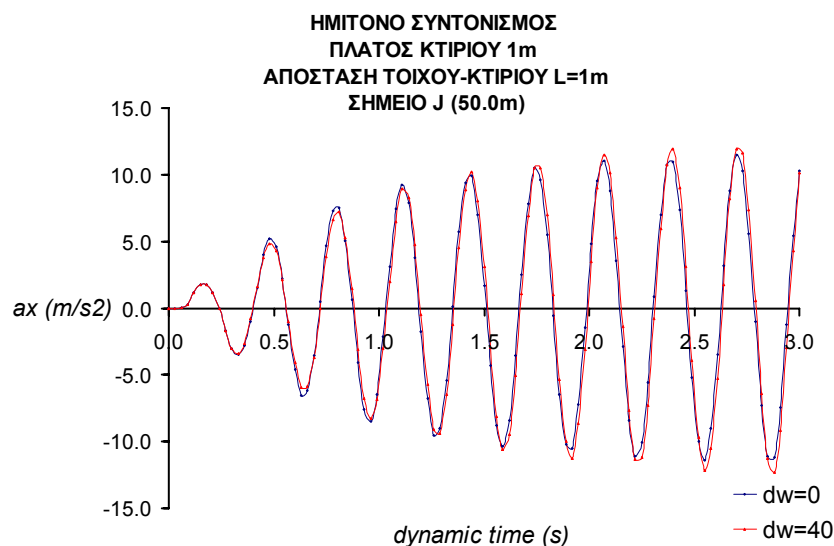
Σχήμα Β.40: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου G, που απέχει 0.5m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.



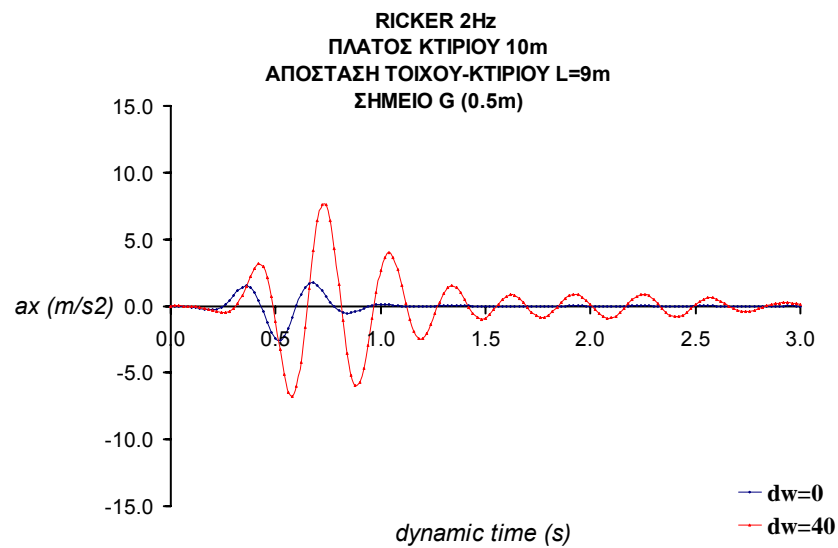
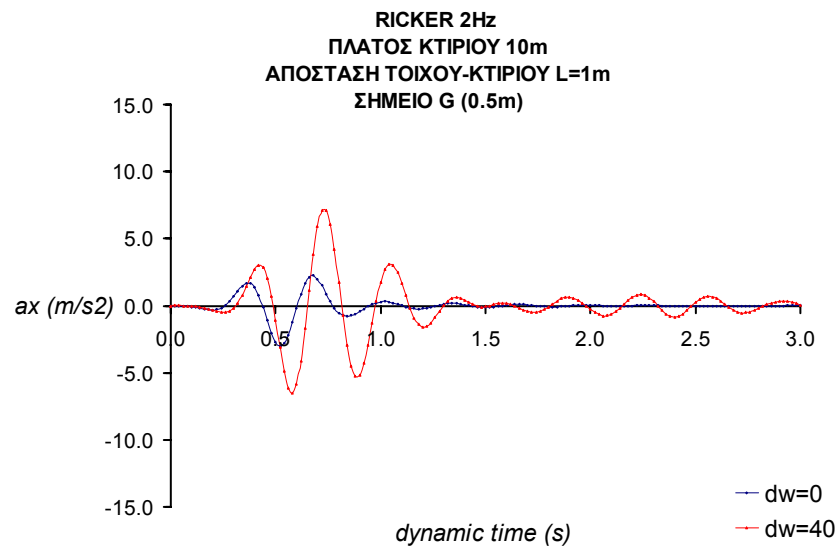
Σχήμα Β.41: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.



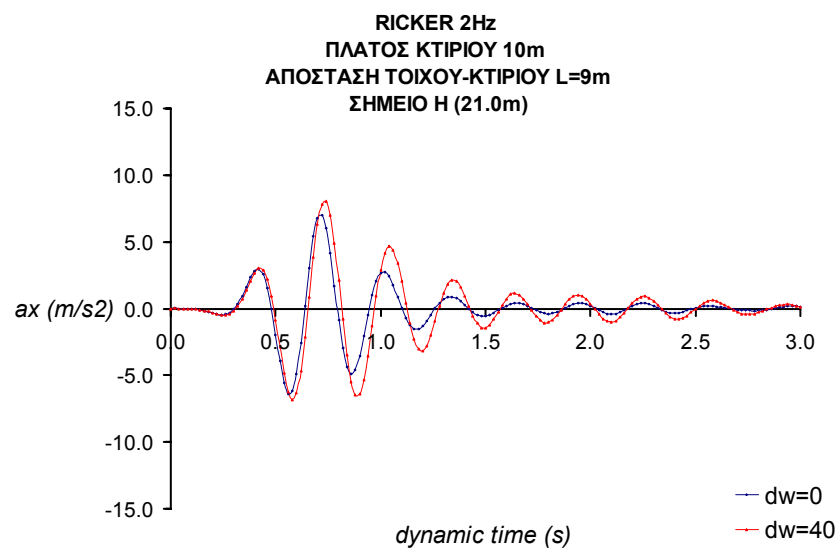
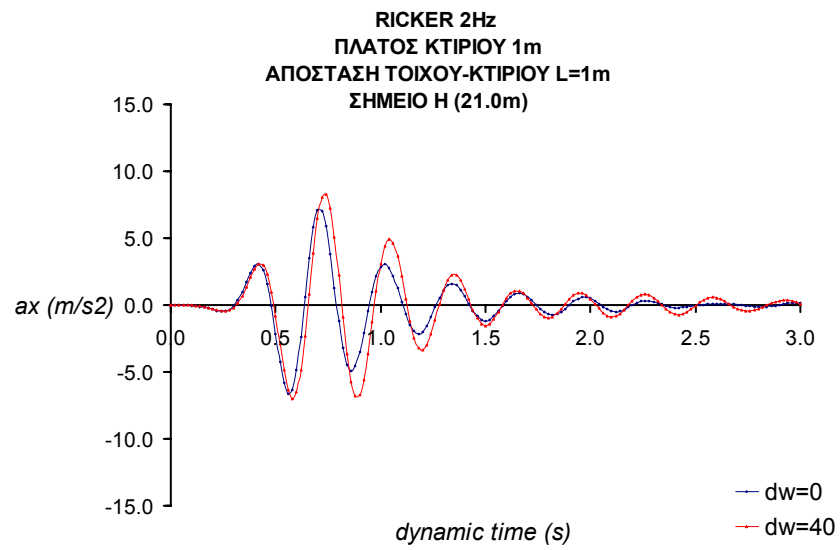
Σχήμα Β.42: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.



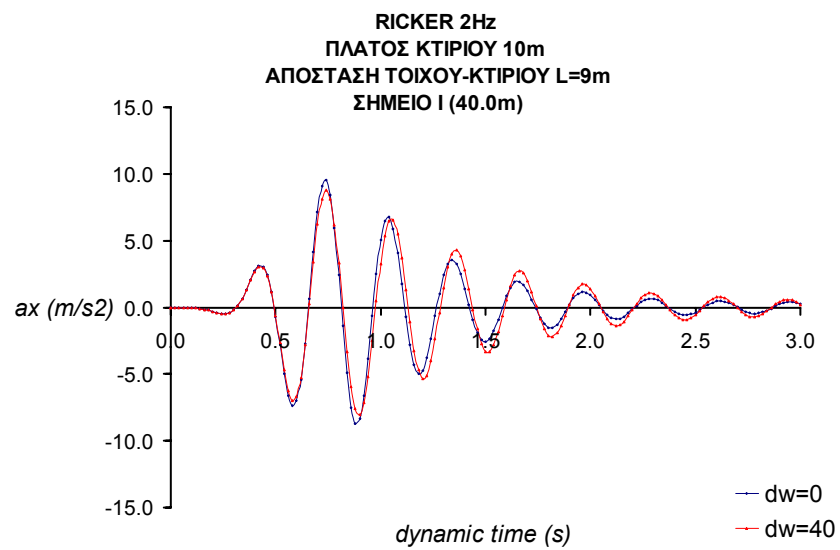
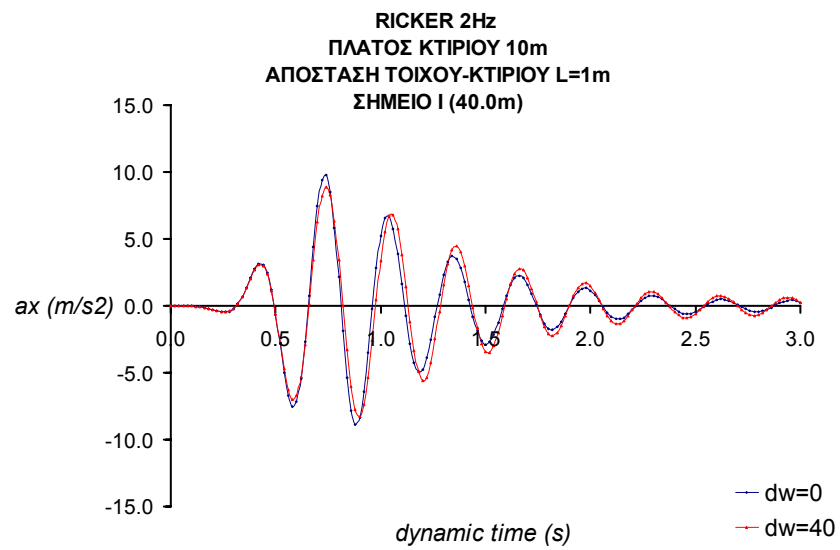
Σχήμα Β.43: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την κατάσταση του συντονισμού.



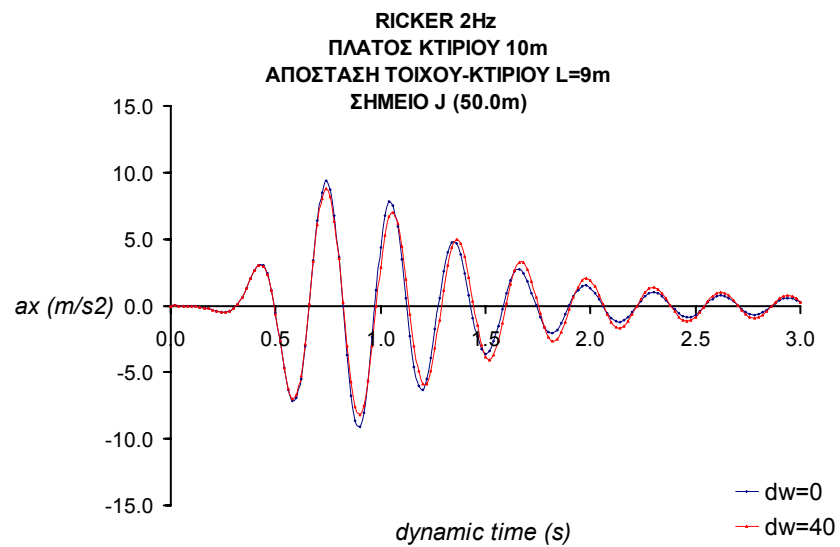
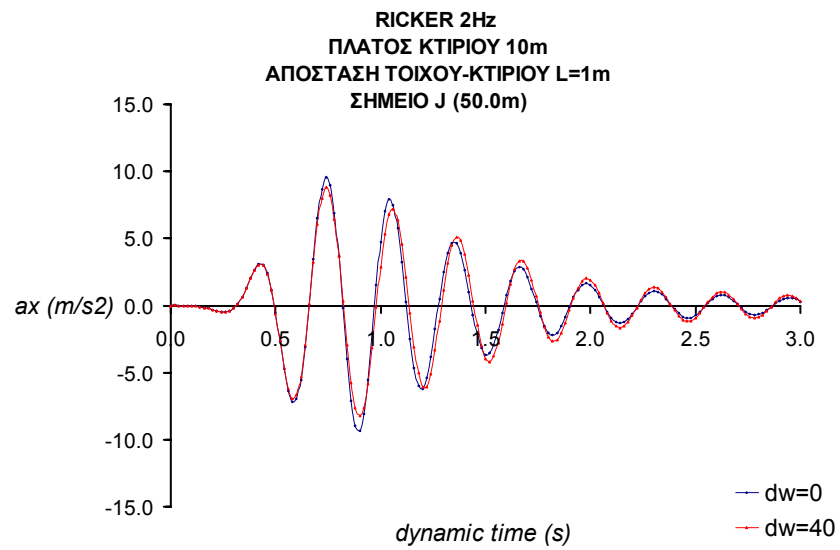
Σχήμα Β.44: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου G, που απέχει 0.5m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



Σχήμα Β.45: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

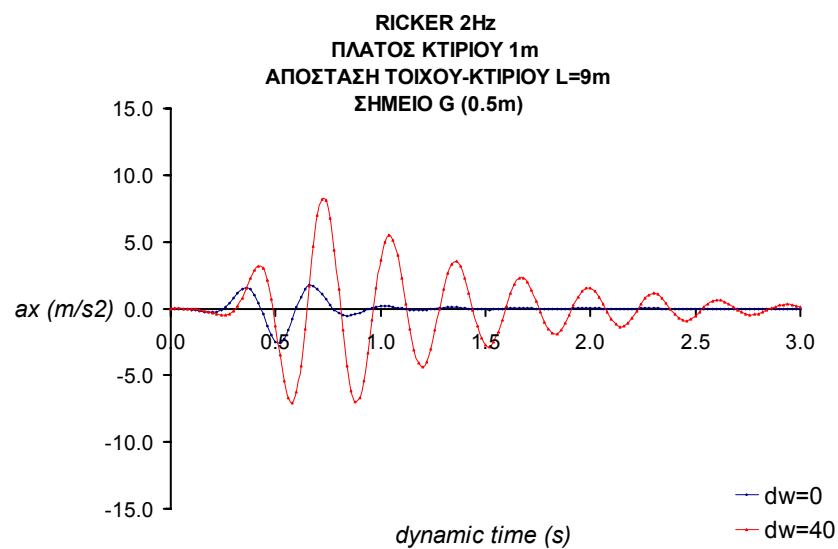
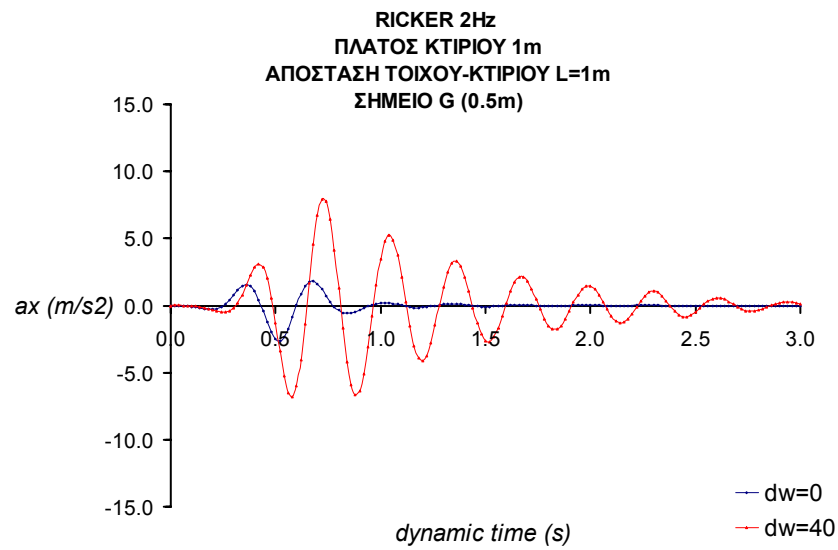


Σχήμα Β.46: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

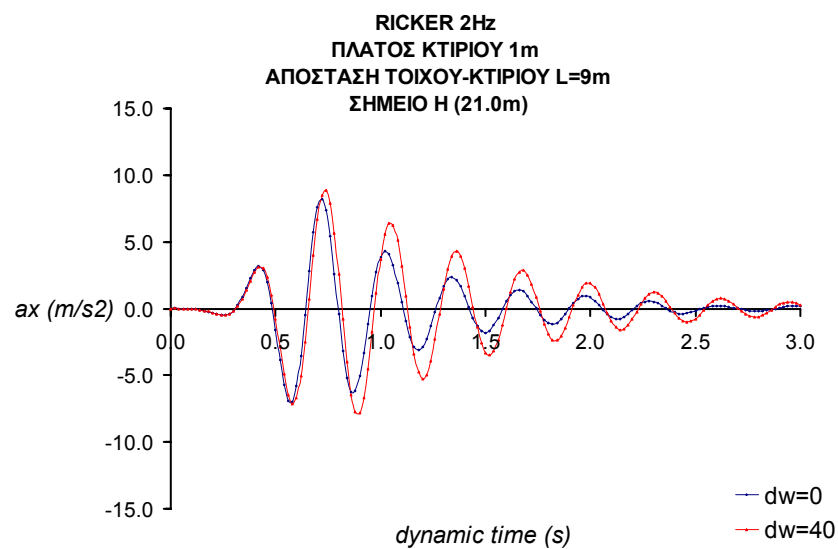
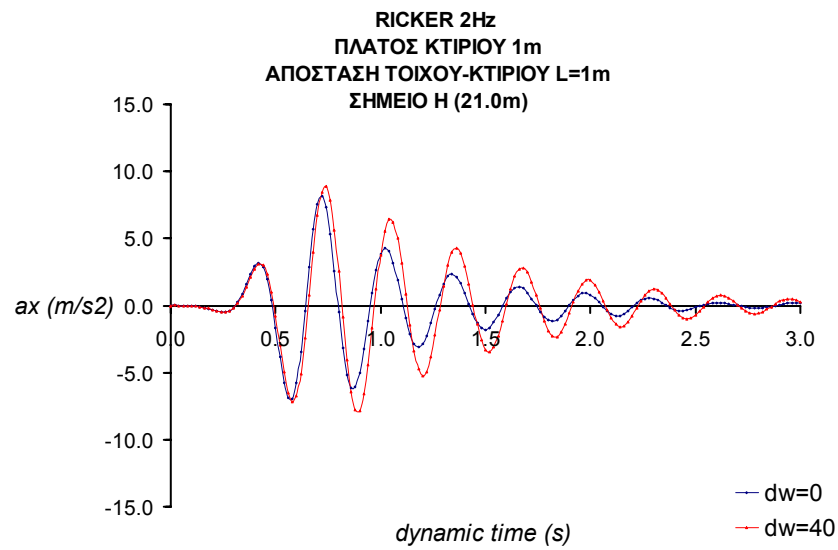


Σχήμα Β.47: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

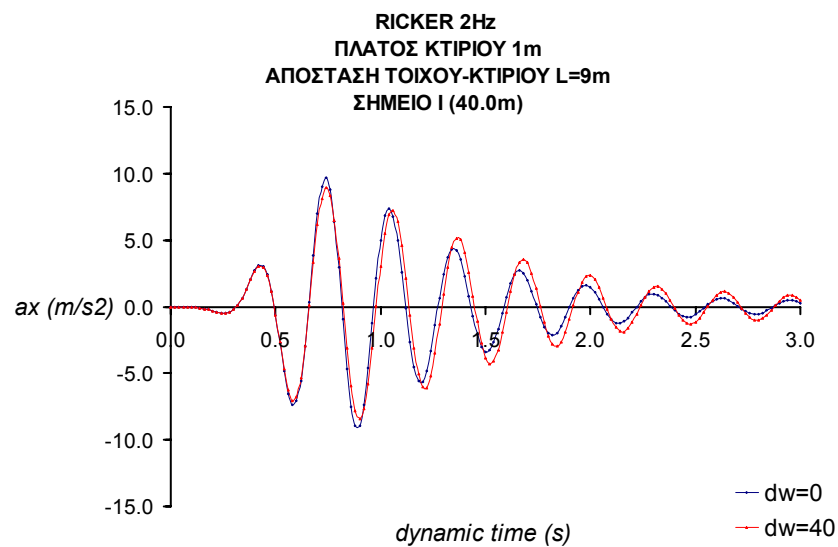
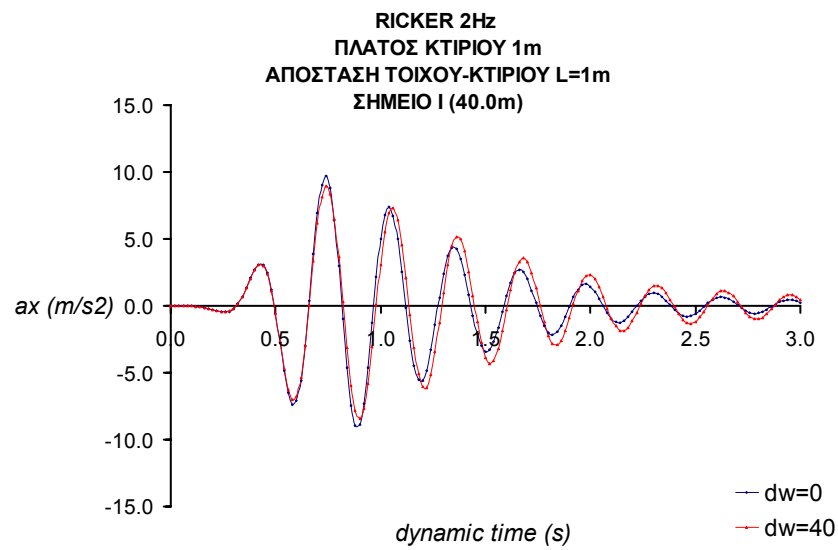




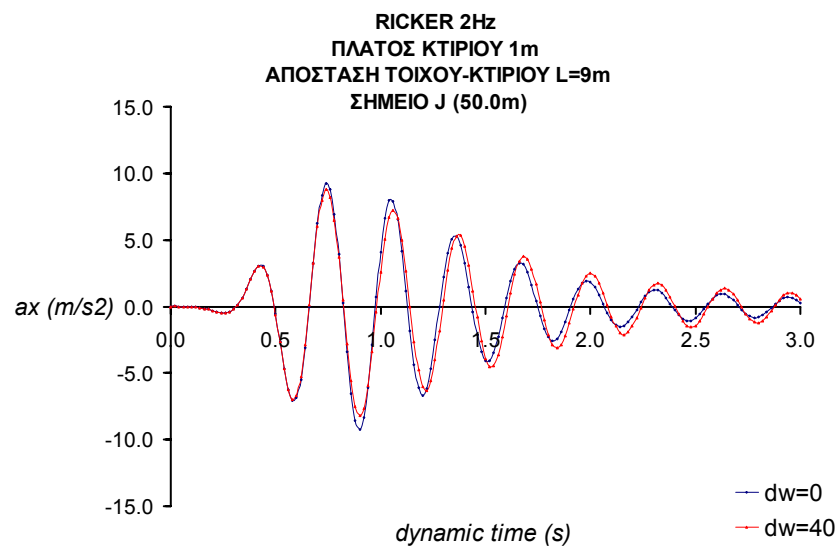
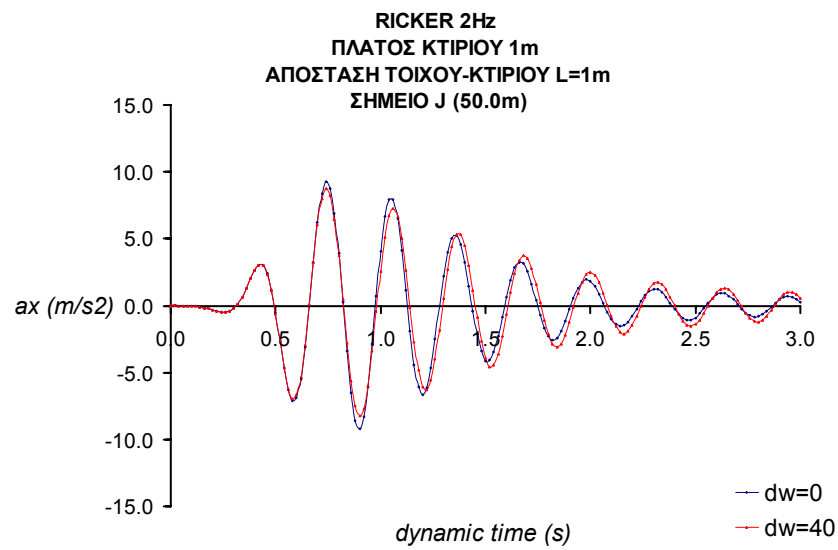
Σχήμα Β.48: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου G, που απέχει 0.5m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



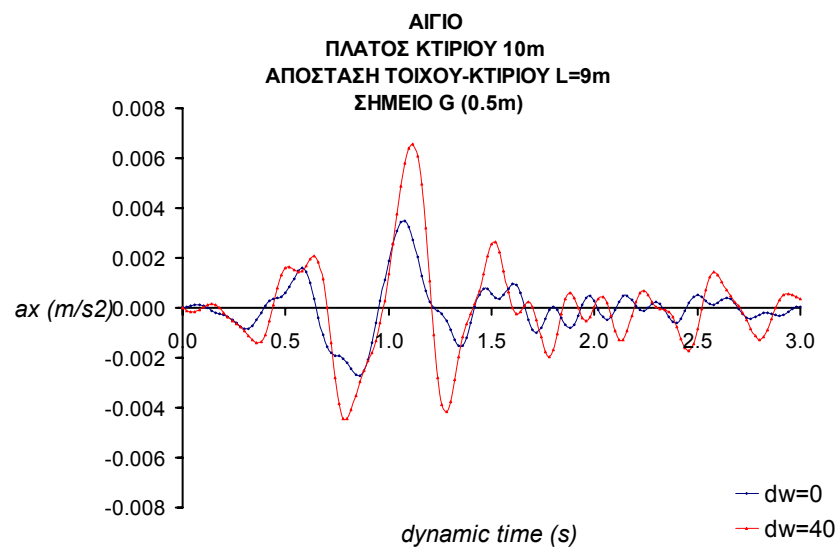
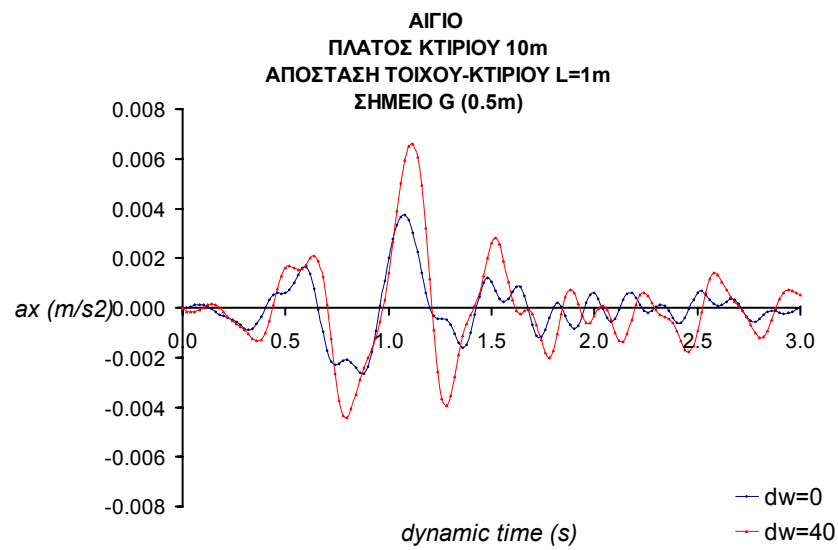
Σχήμα Β.49: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



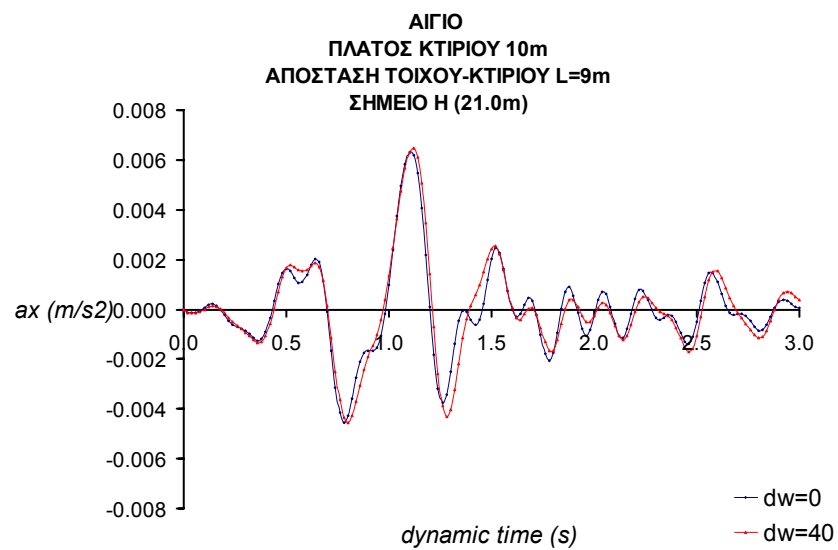
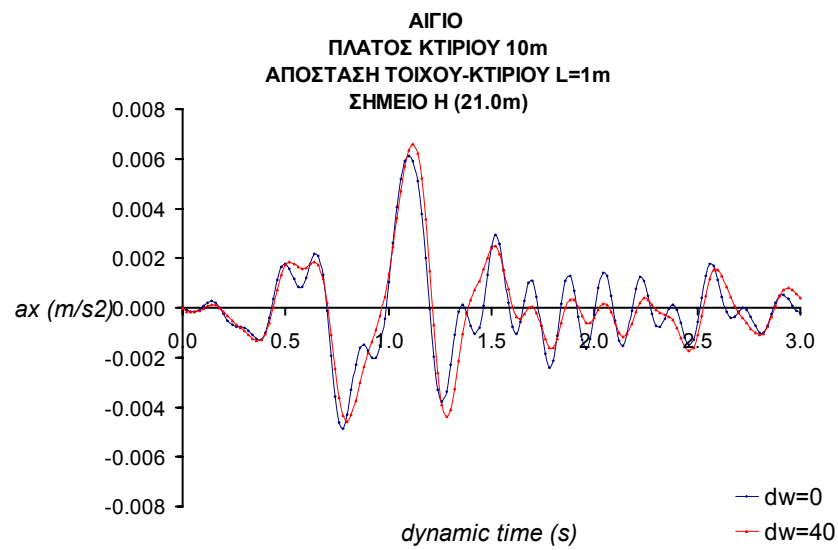
Σχήμα Β.50: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



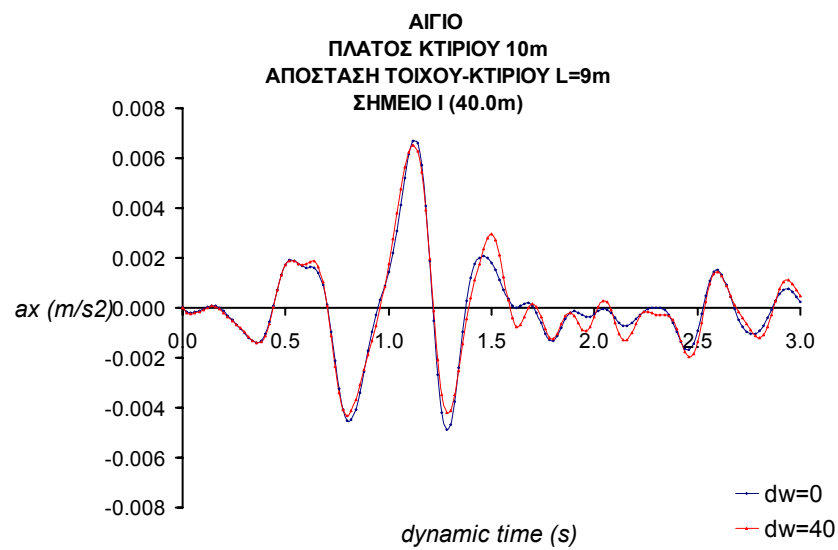
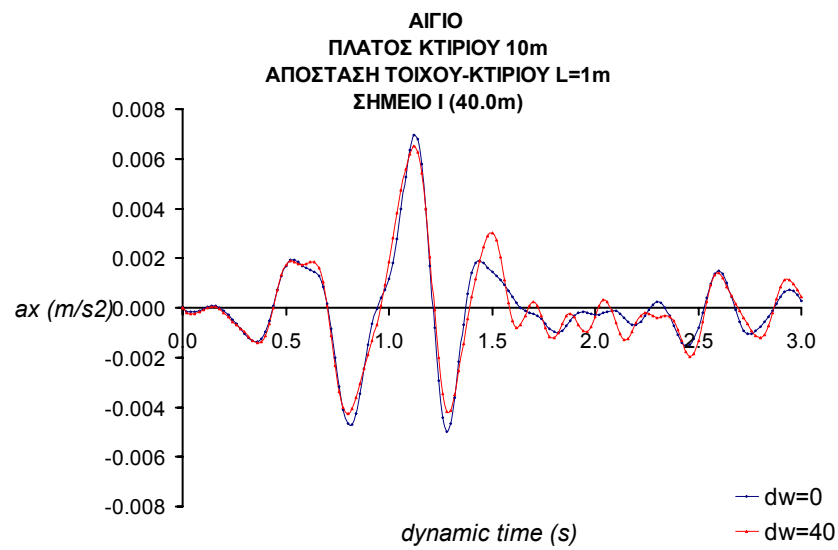
Σχήμα Β.51: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



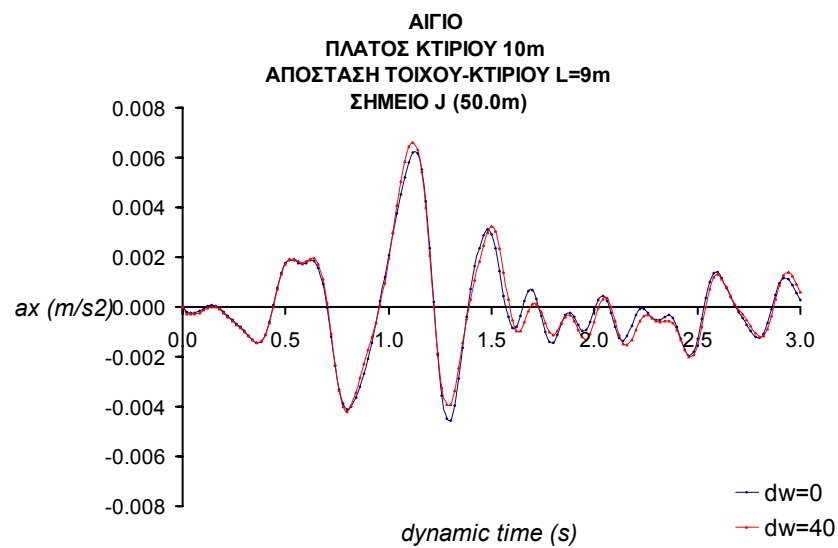
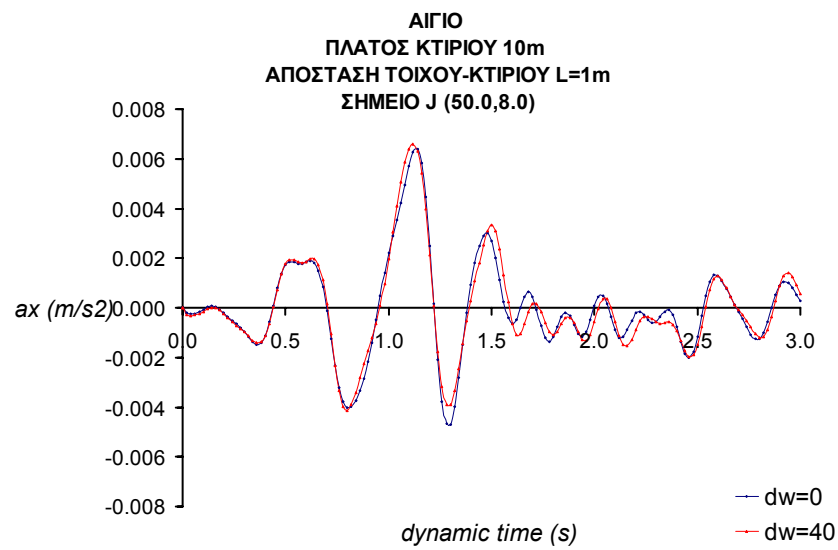
Σχήμα Β.52: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου G, που απέχει 0.5m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.



Σχήμα Β.53: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

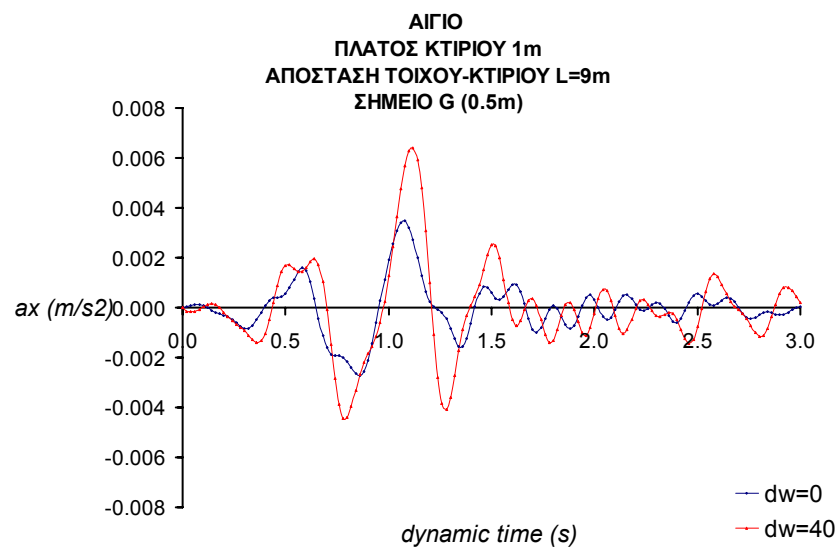
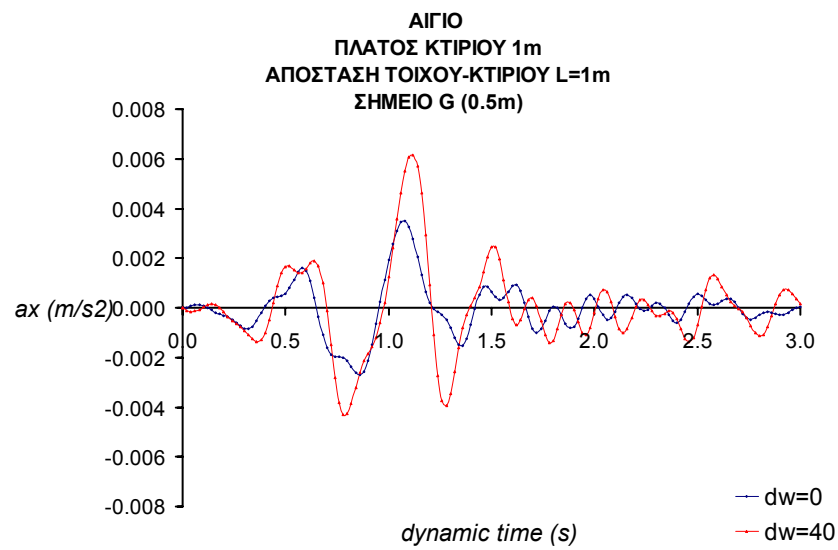


Σχήμα Β.54: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

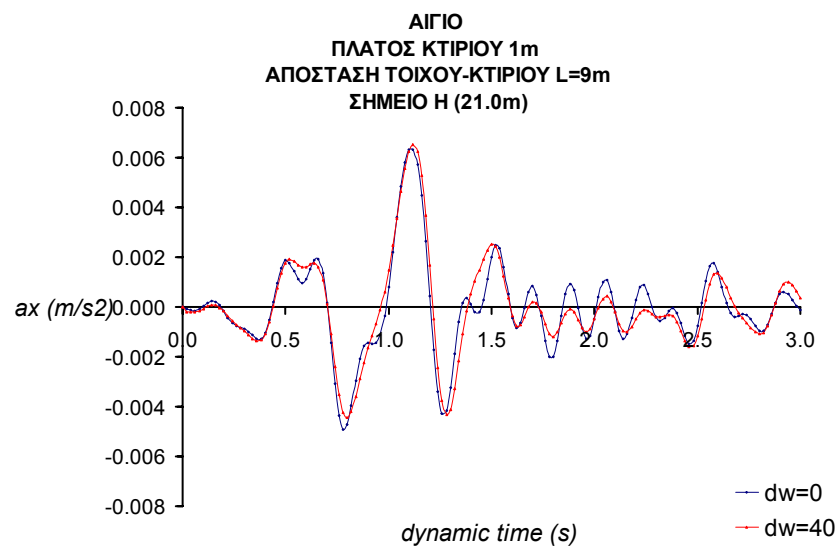
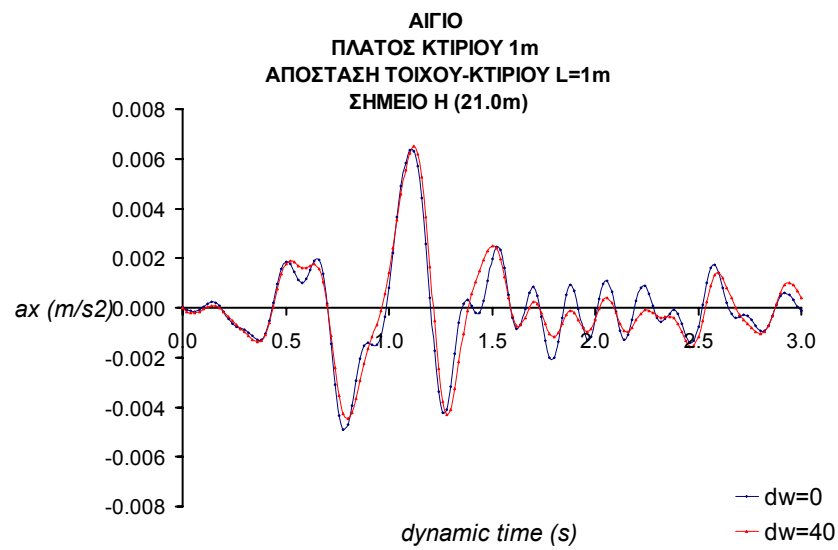


Σχήμα Β.55: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

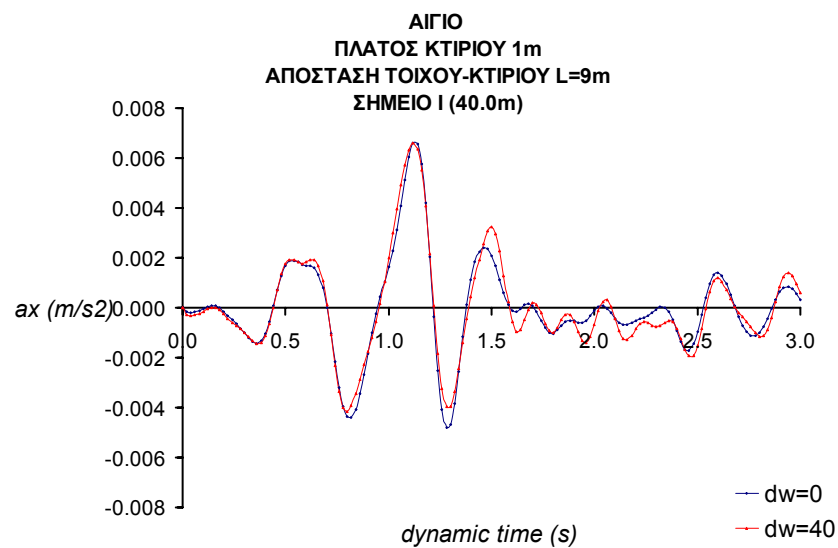
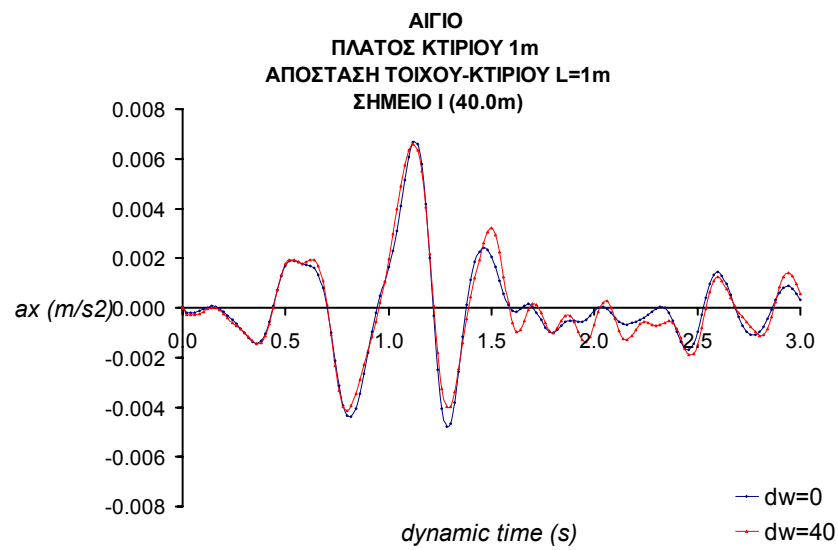




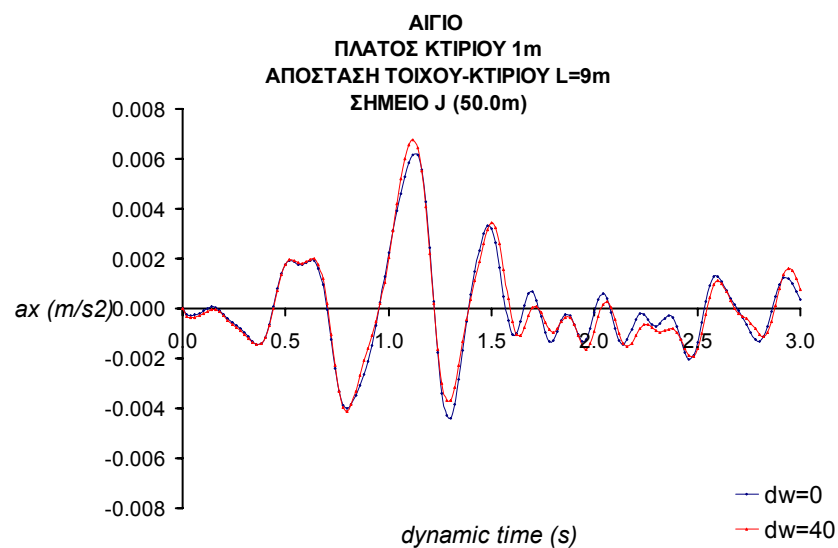
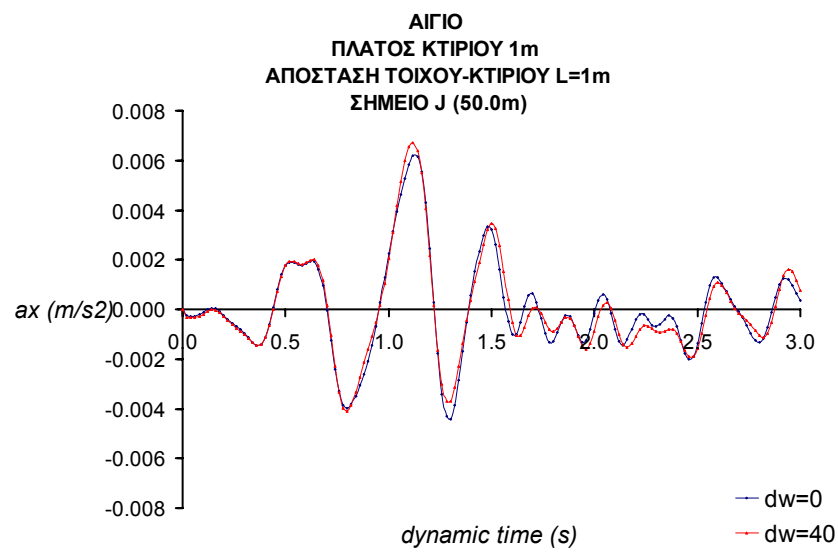
Σχήμα Β.56: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου G, που απέχει 0.5m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.



Σχήμα Β.57: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

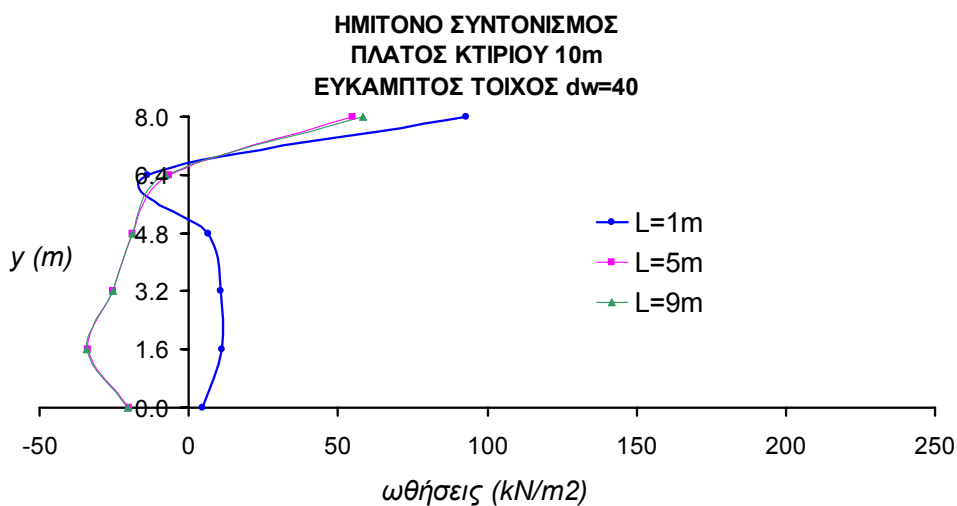
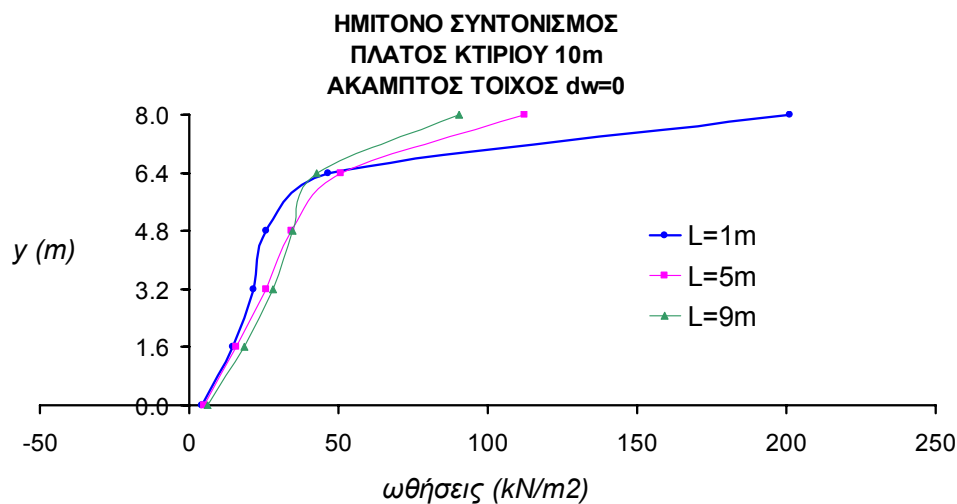


Σχήμα Β.58: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

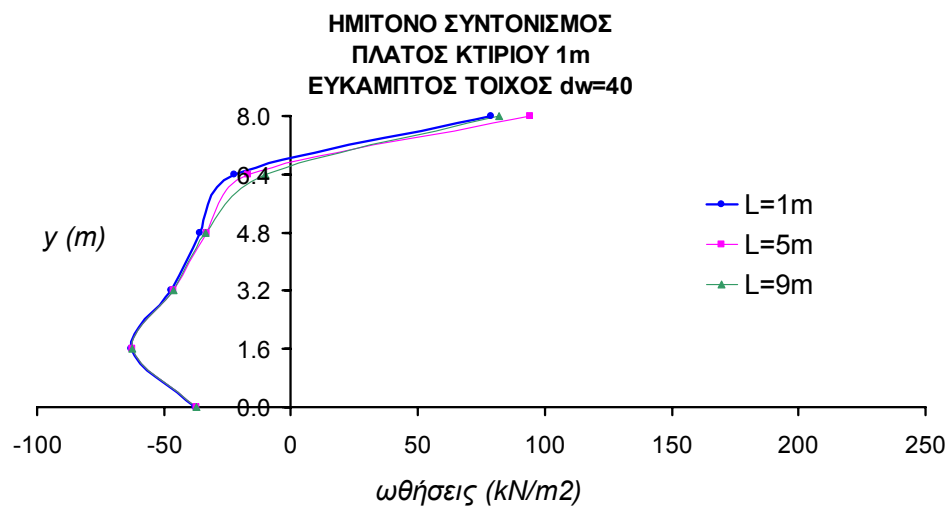
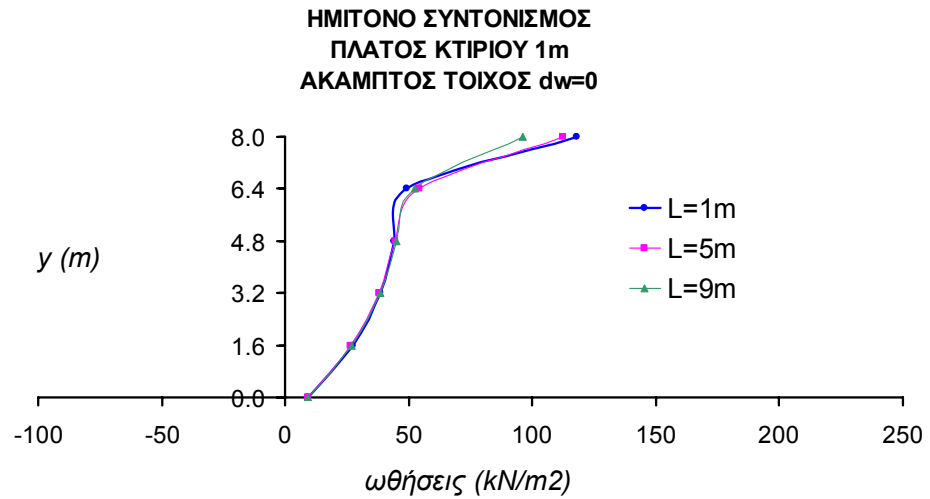


Σχήμα Β.59: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και για διάφορες αποστάσεις τοίχου–κτιρίου, με μεταβλητή τη δυσκαμψία του τοίχου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

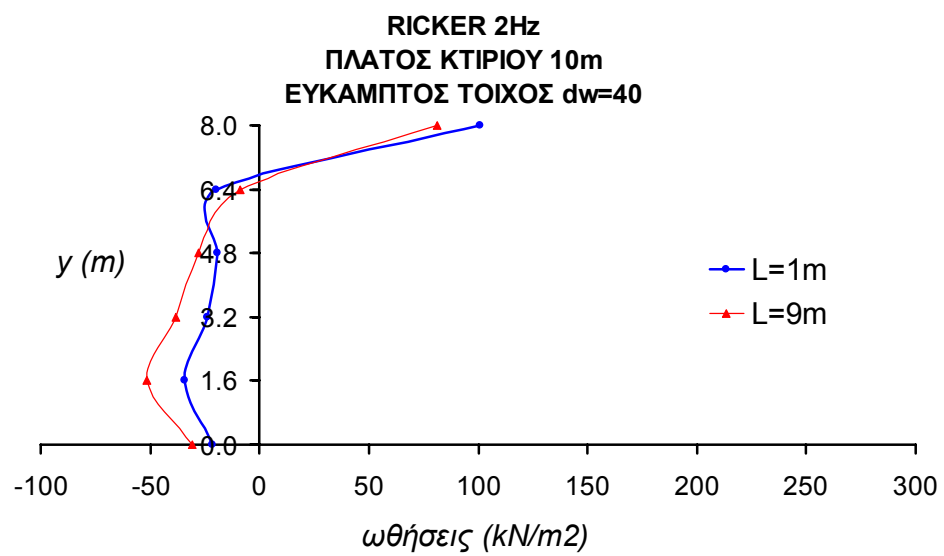
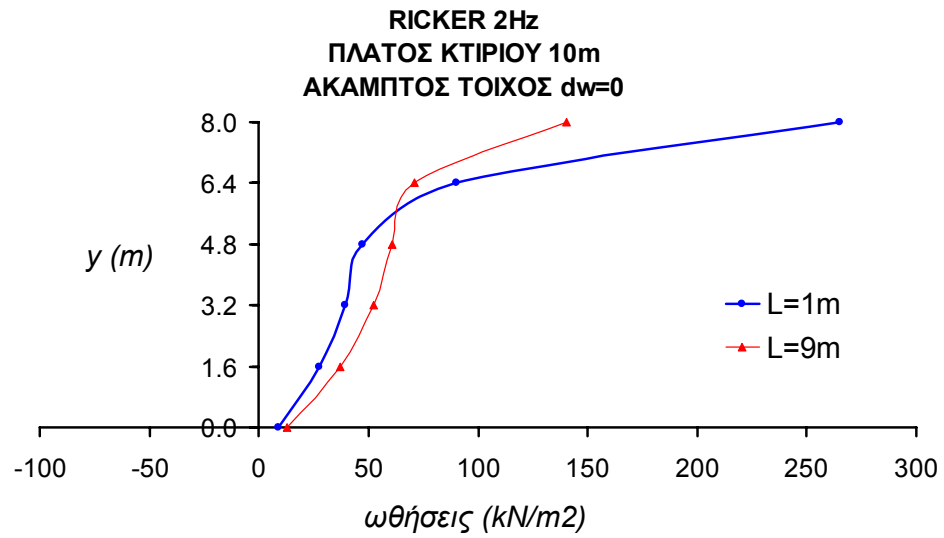
### Β.4.2. Επίδραση της απόστασης του κτιρίου από τον τοίχο



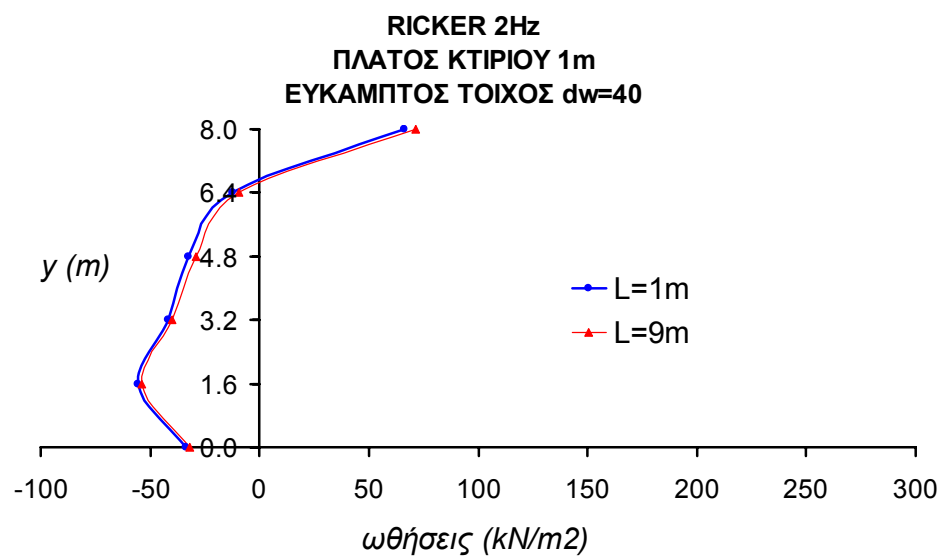
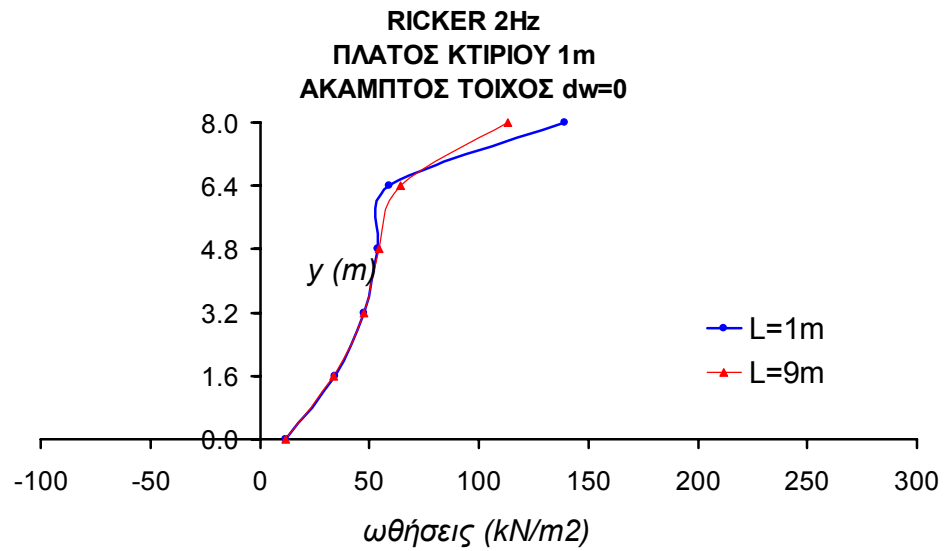
Σχήμα Β.60: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και μεταβλητή την απόσταση τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.



Σχήμα Β.61: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και μεταβλητή την απόσταση τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.

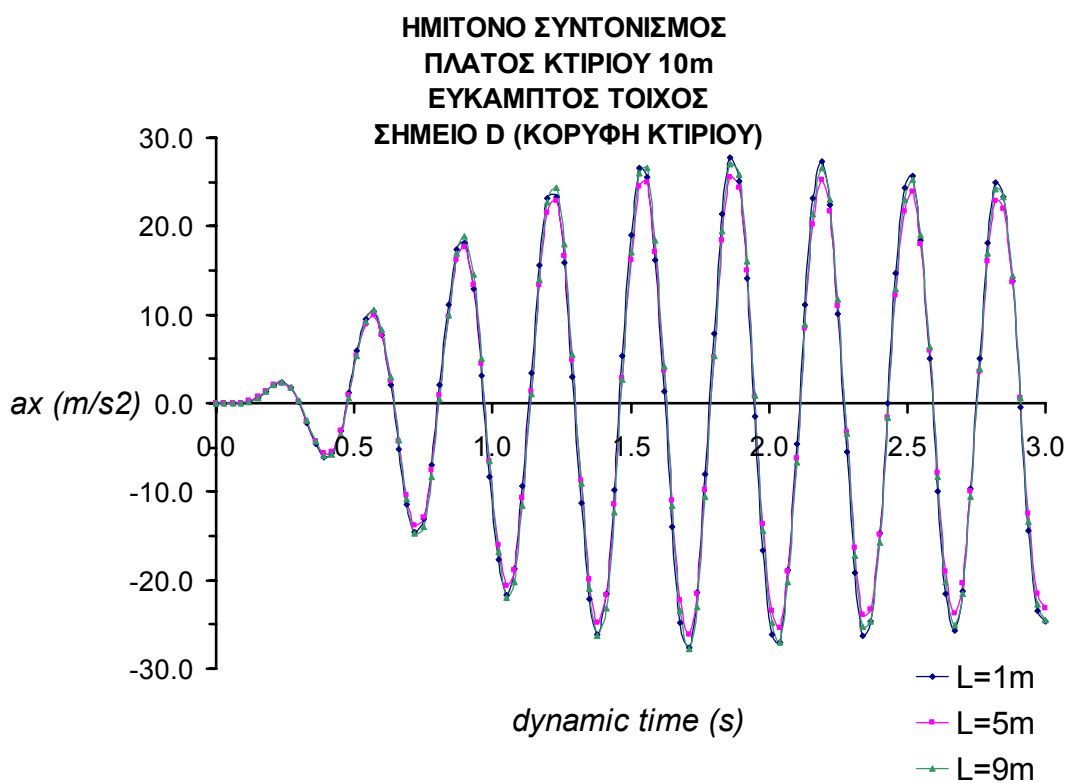
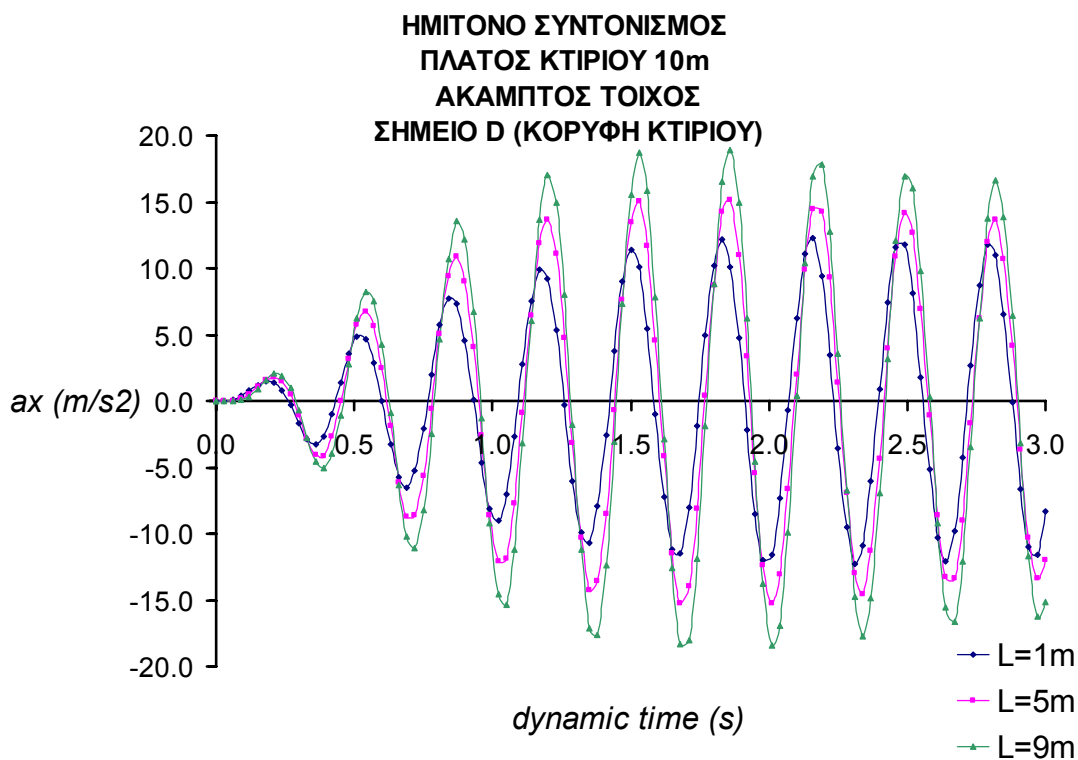


Σχήμα Β.62: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 10m και μεταβλητή την απόσταση τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση παλμού Ricker 2Hz.

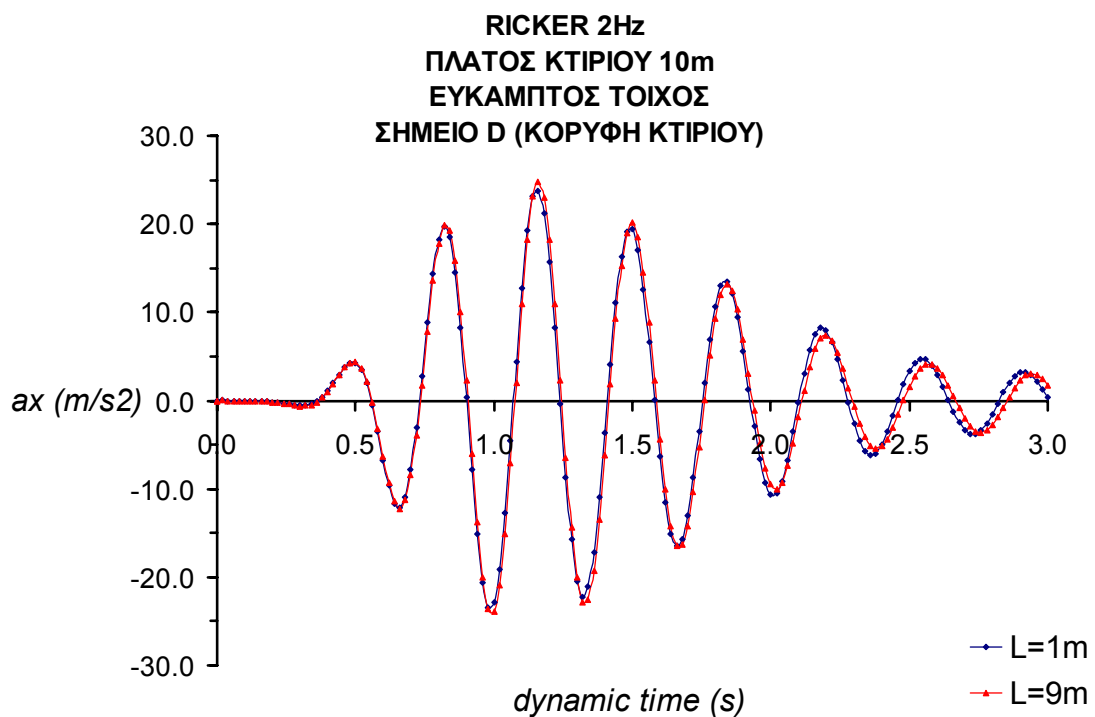
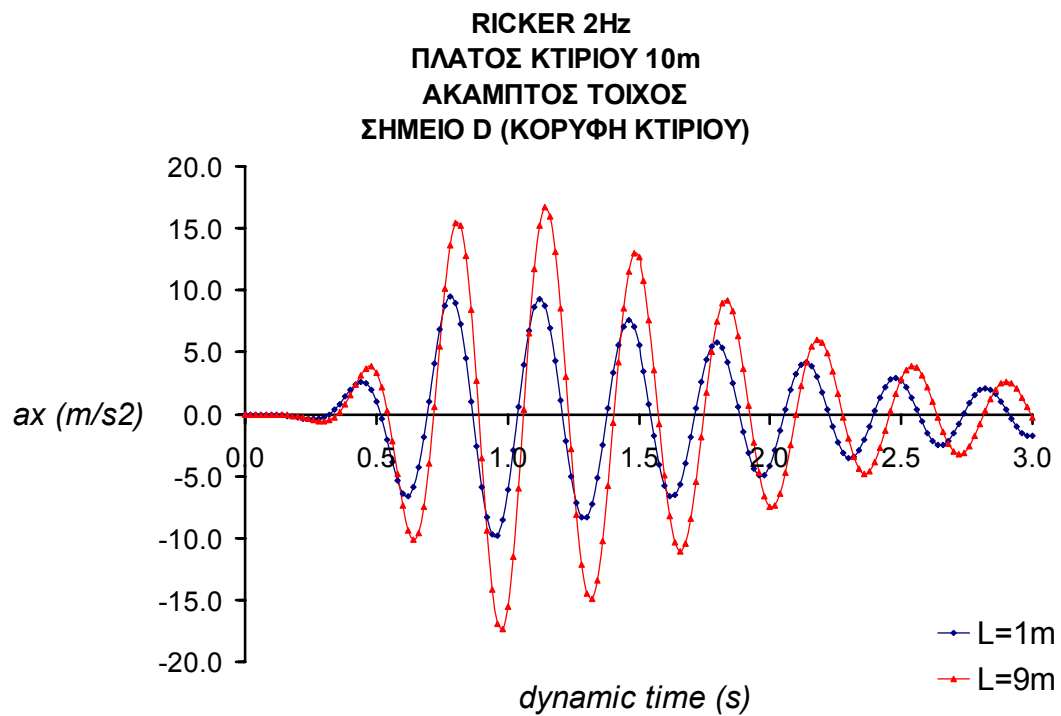


Σχήμα Β.63: Κατανομές των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με γειτονικό κτίριο πλάτους 1m και μεταβλητή την απόσταση τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση παλμού Ricker 2Hz.

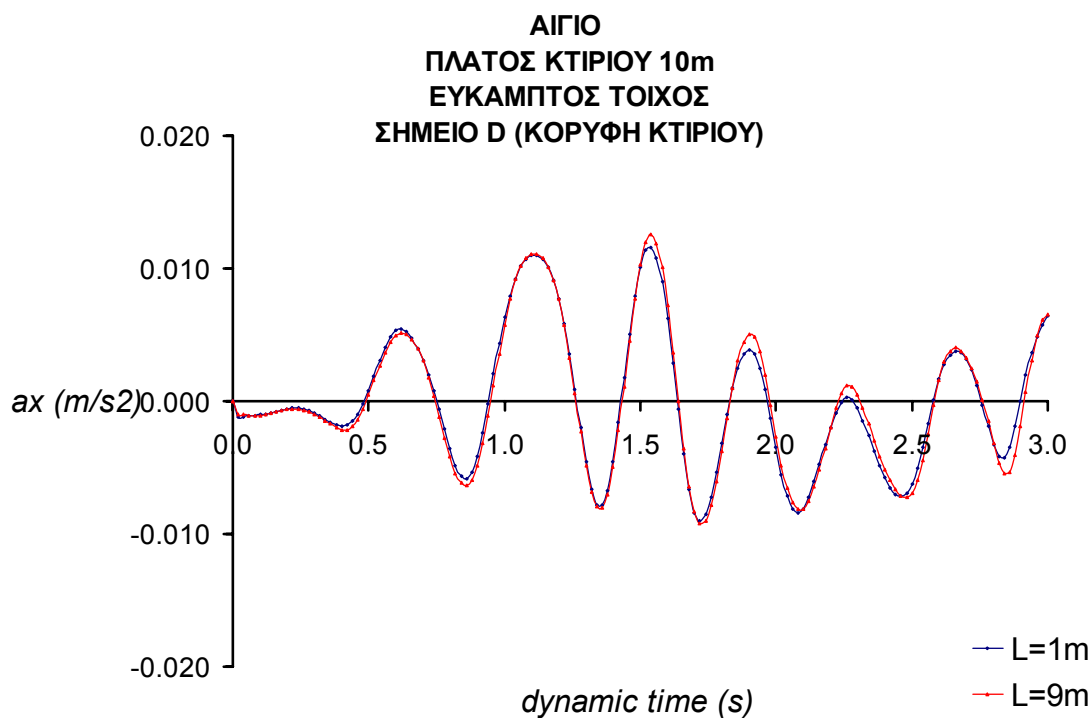
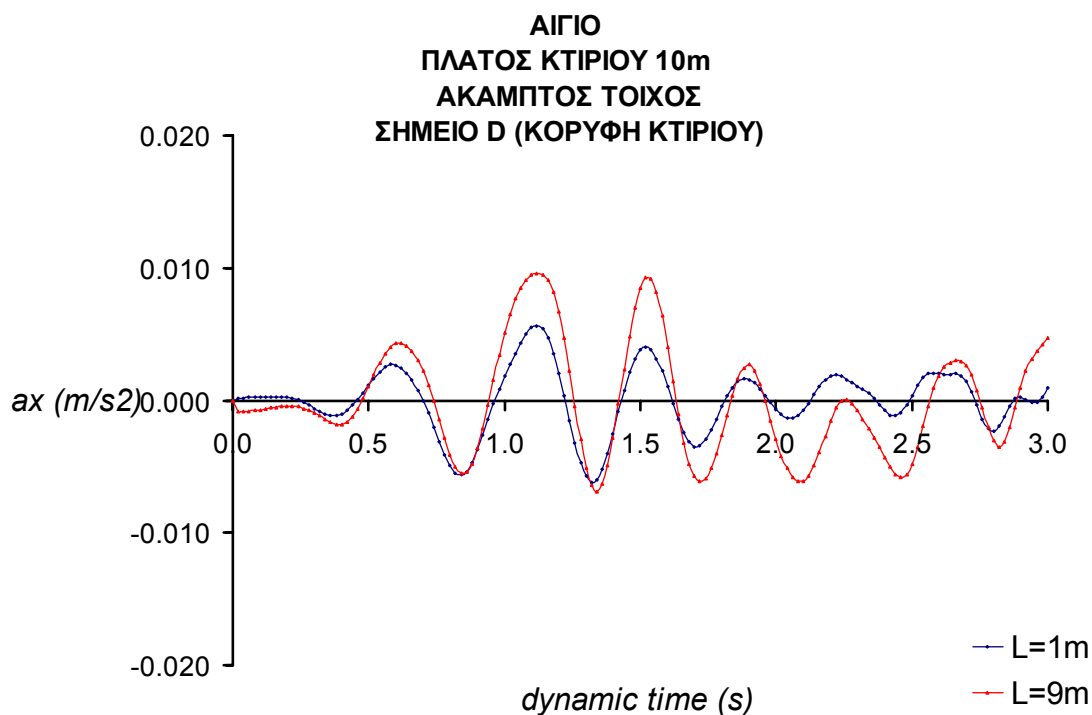




Σχήμα Β.64: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου πλάτους 10m για την περίπτωση του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με μεταβλητή την απόσταση τοίχου – κτιρίου, για την κατάσταση του συντονισμού.



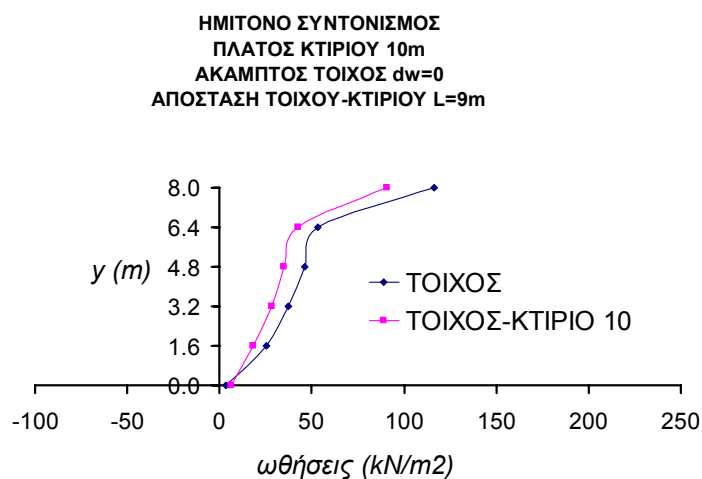
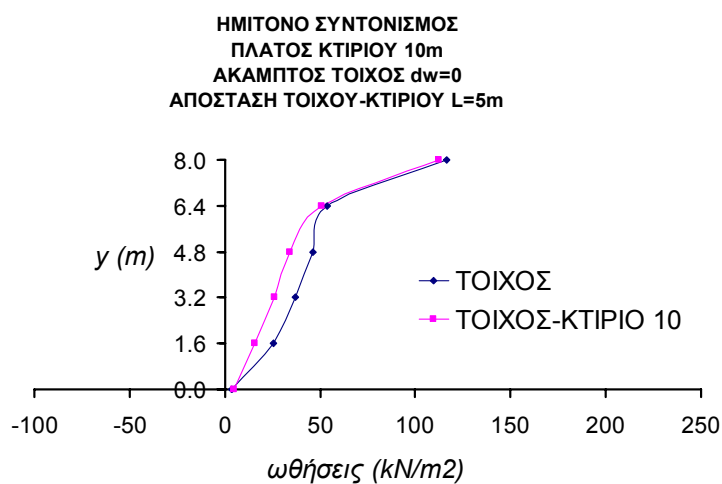
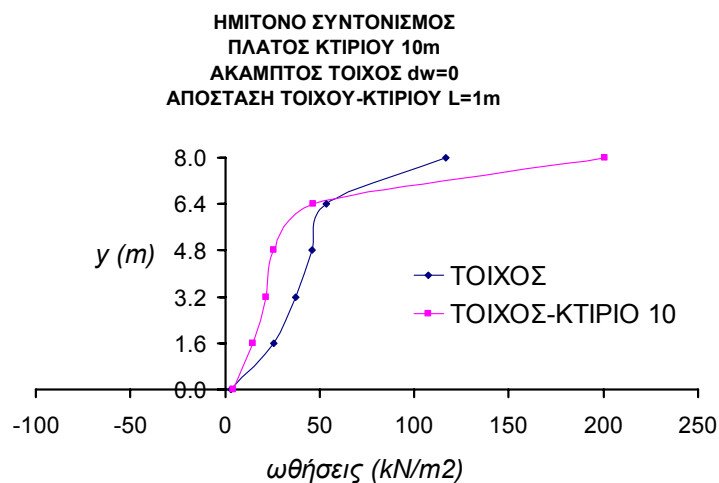
Σχήμα Β.65: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου πλάτους 10m για την περίπτωση του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με μεταβλητή την απόσταση τοίχου – κτιρίου, για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.



Σχήμα Β.66: Χρονοϊστορίες της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου πλάτους 10m για την περίπτωση του άκαμπτου και εύκαμπτου τοίχου με μεταβλητή την απόσταση τοίχου – κτιρίου, για την περίπτωση του σεισμού του Αιγίου.

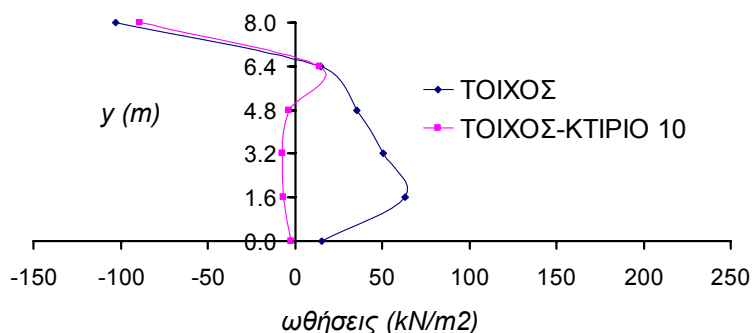
## **B.5      Συγκριτικά      Αποτελέσματα      Αριθμητικών Αναλύσεων**

### **B.5.1. Σύγκριση μοντέλου εδάφους με τοίχο και μοντέλου εδάφους με τοίχο και κτίριο**

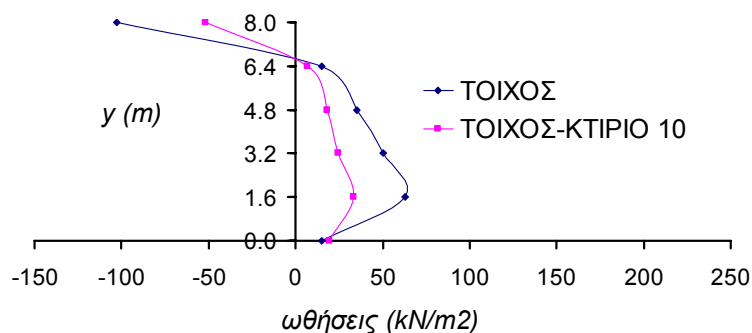


Σχήμα Β.67: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 10m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.

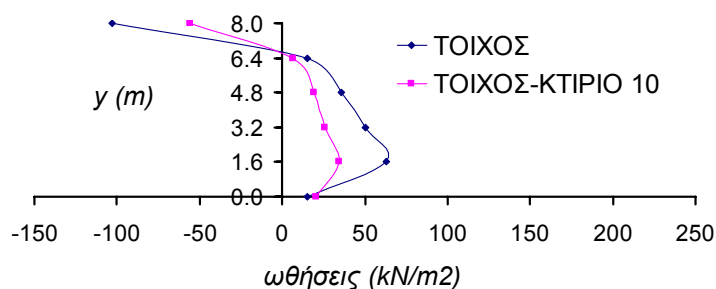
ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m  
 ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=1m$



ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m  
 ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=5m$

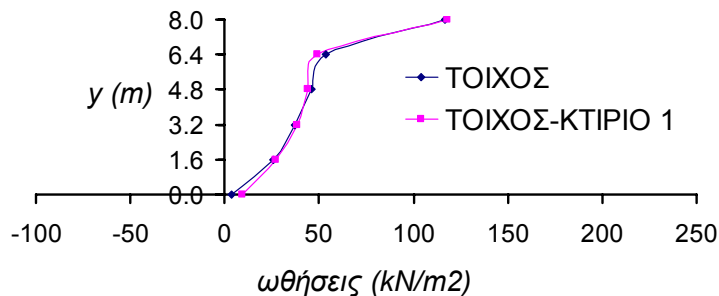


ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m  
 ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=9m$

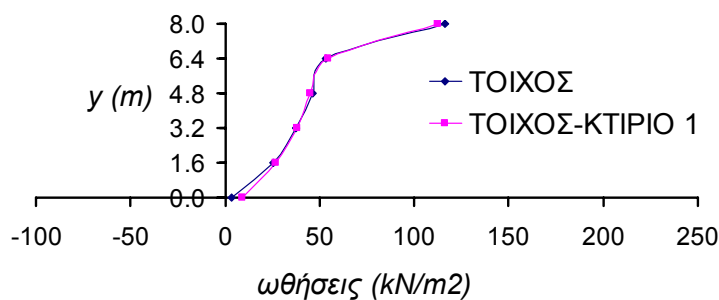


Σχήμα Β.68: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του εύκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 10m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.

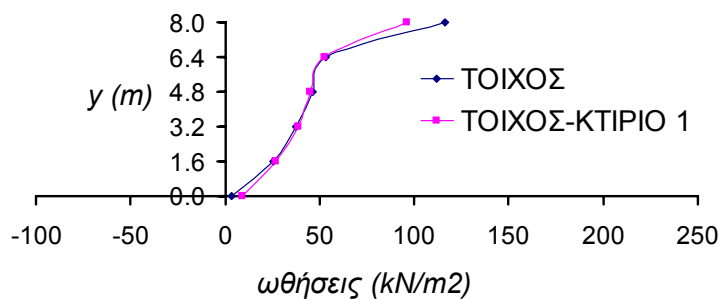
ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
 ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=0$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=1m$



ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
 ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=0$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=5m$

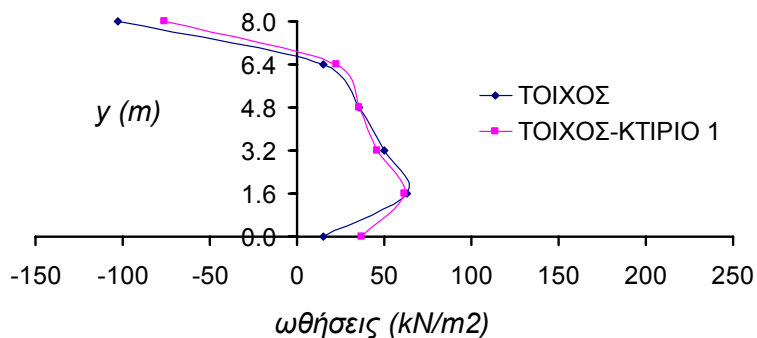


ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
 ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=0$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=9m$

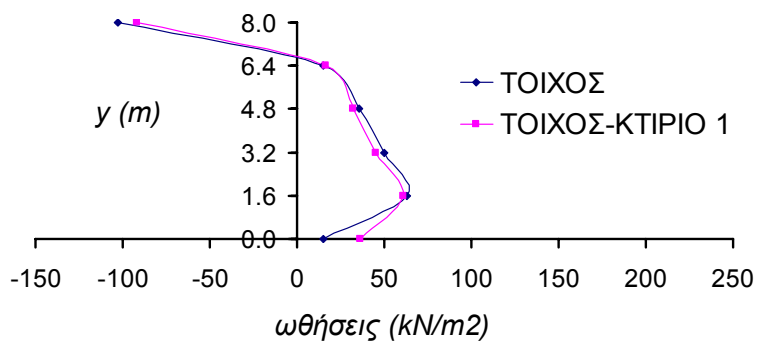


Σχήμα Β.69: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 1m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.

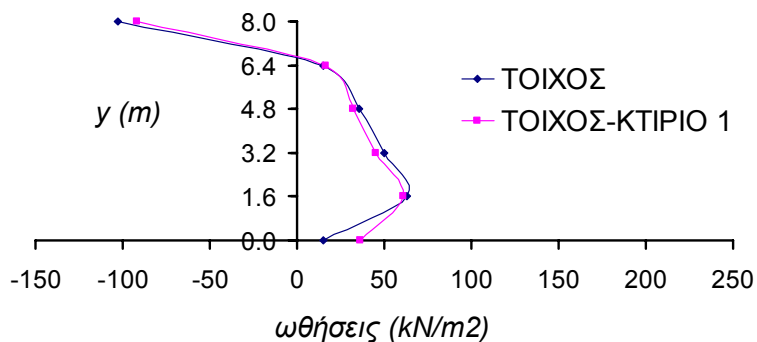
ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
 ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=1m$



ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
 ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=5m$

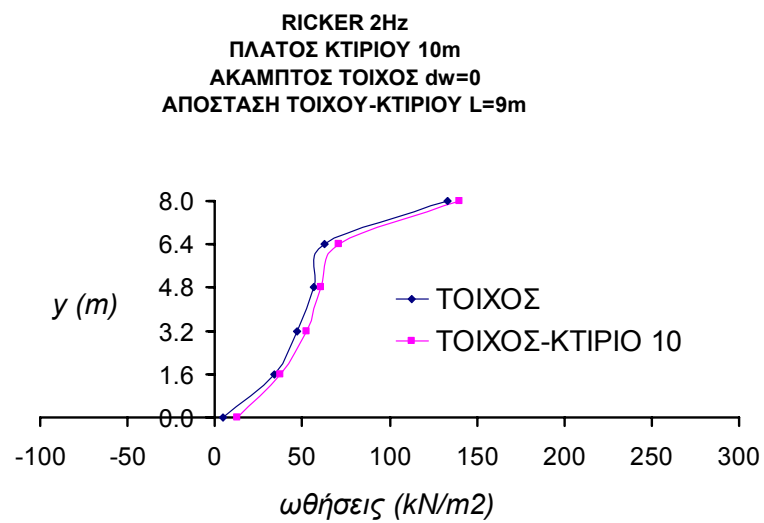
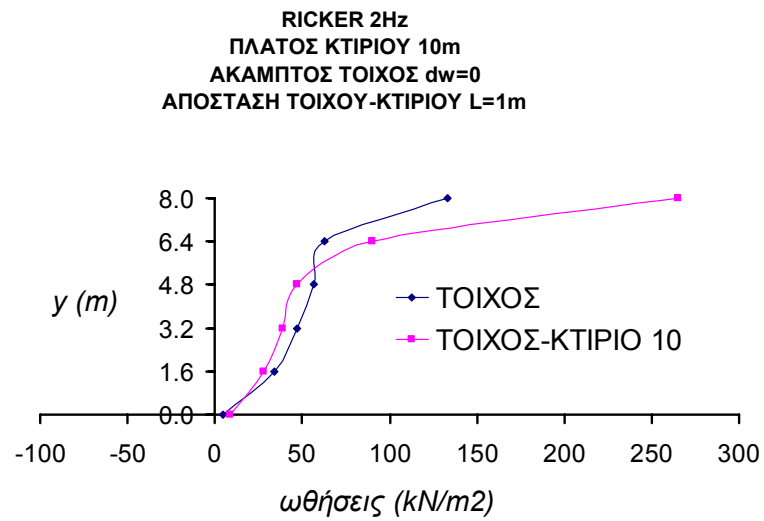


ΗΜΙΤΟΝΟ ΣΥΝΤΟΝΙΣΜΟΣ  
 ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
 ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
 ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=9m$



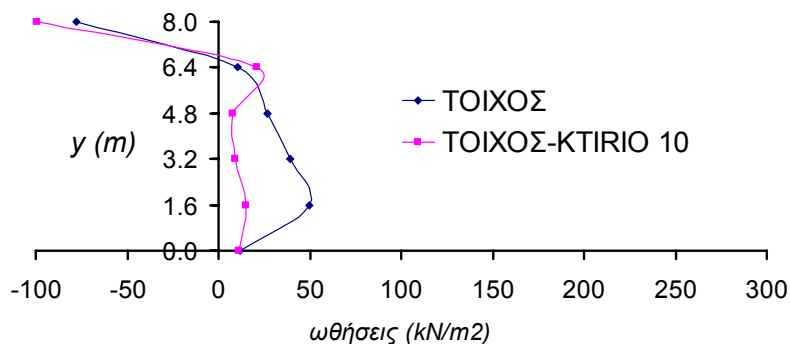
Σχήμα Β.70: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του εύκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 1m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του συντονισμού της ημιτονοειδούς φόρτισης.



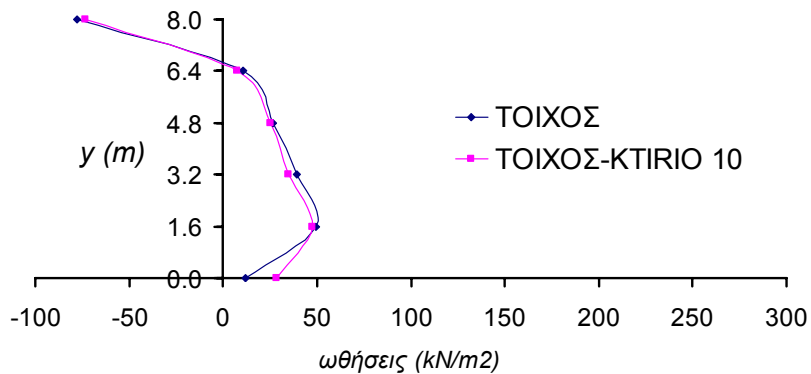


Σχήμα Β.71: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 10m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

RICKER 2Hz  
ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m  
ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=1m$

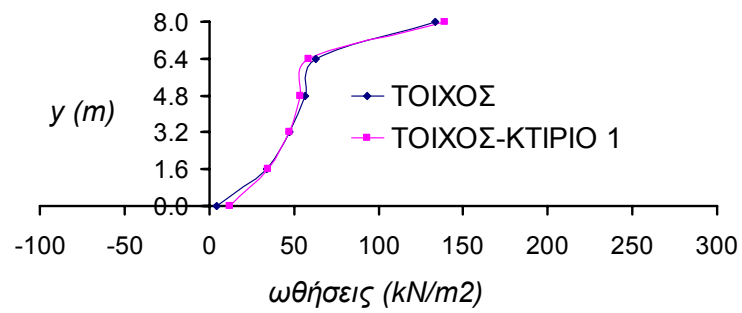


RICKER 2Hz  
ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m  
ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ  $dw=40$   
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ  $L=9m$

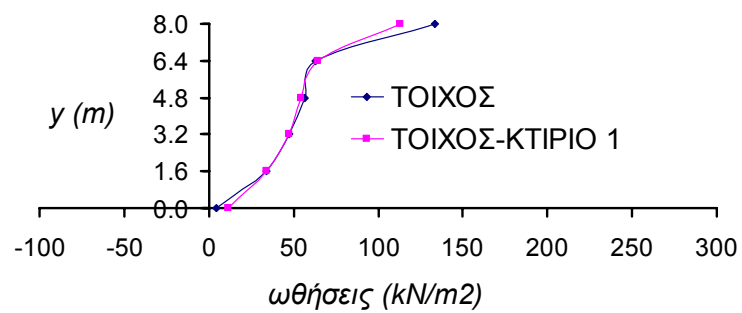


Σχήμα Β.72: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του εύκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 10m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

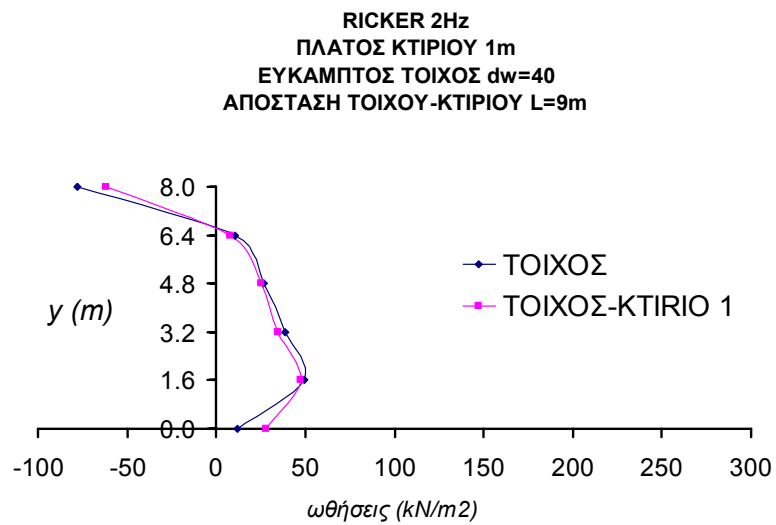
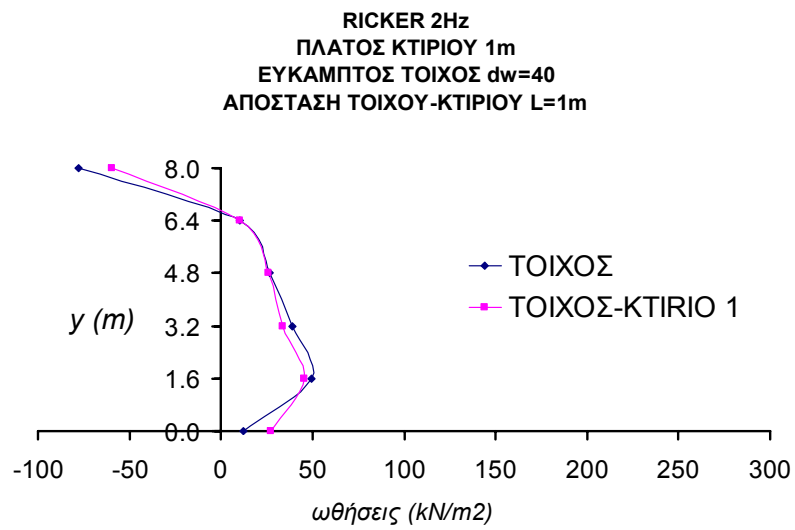
RICKER 2Hz  
ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ dw=0  
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ L=1m



RICKER 2Hz  
ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 1m  
ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ dw=0  
ΑΠΟΣΤΑΣΗ ΤΟΙΧΟΥ-ΚΤΙΡΙΟΥ L=9m

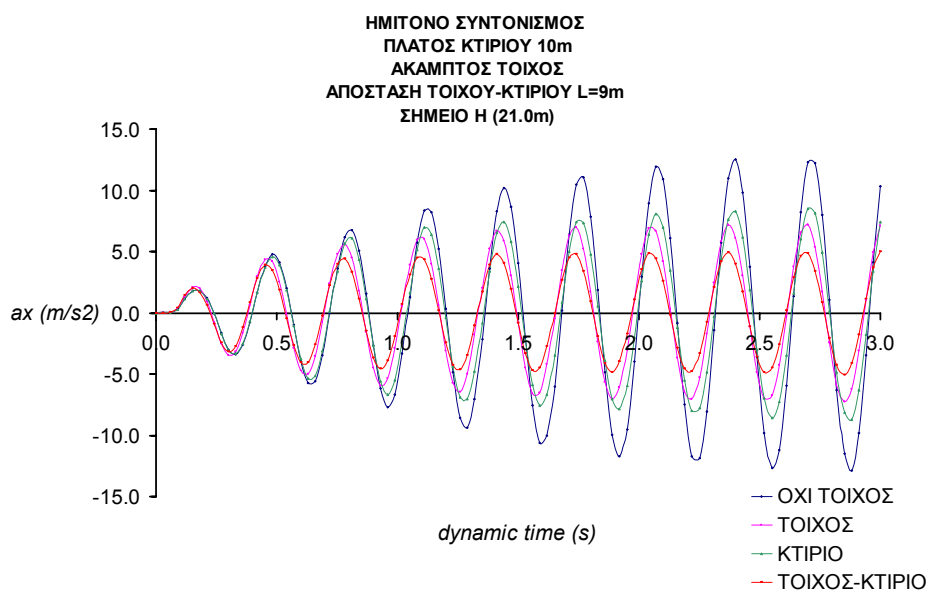
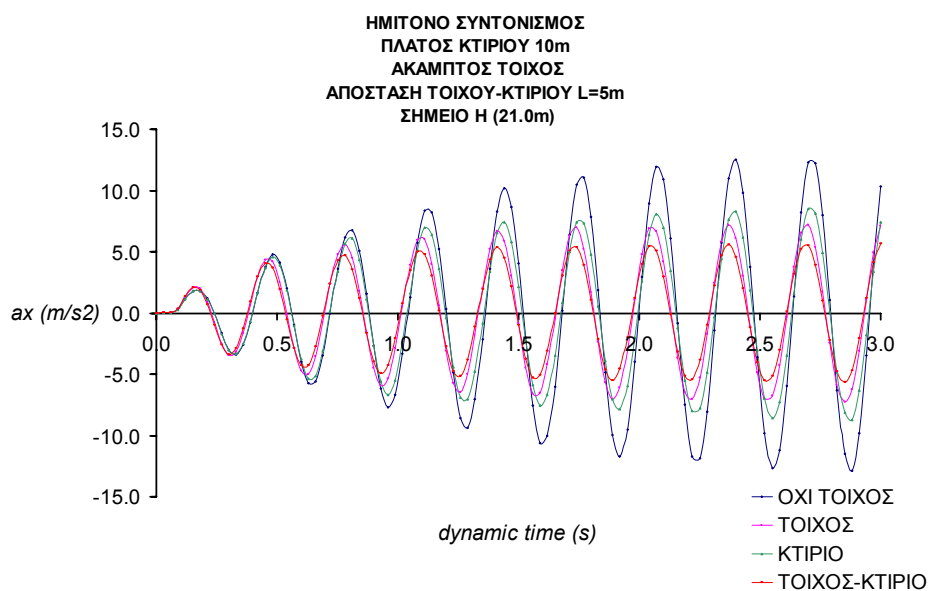
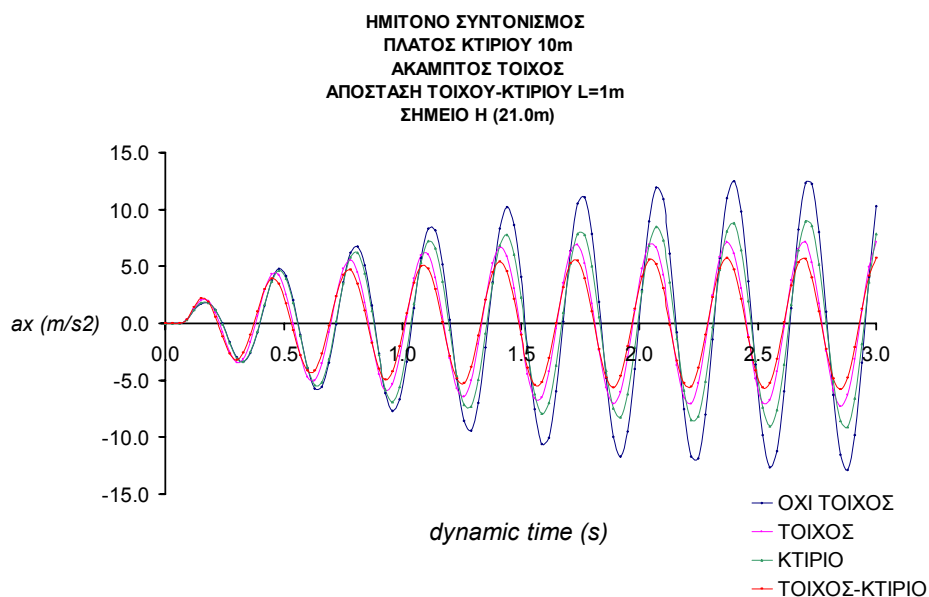


Σχήμα Β.73: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του άκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 1m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

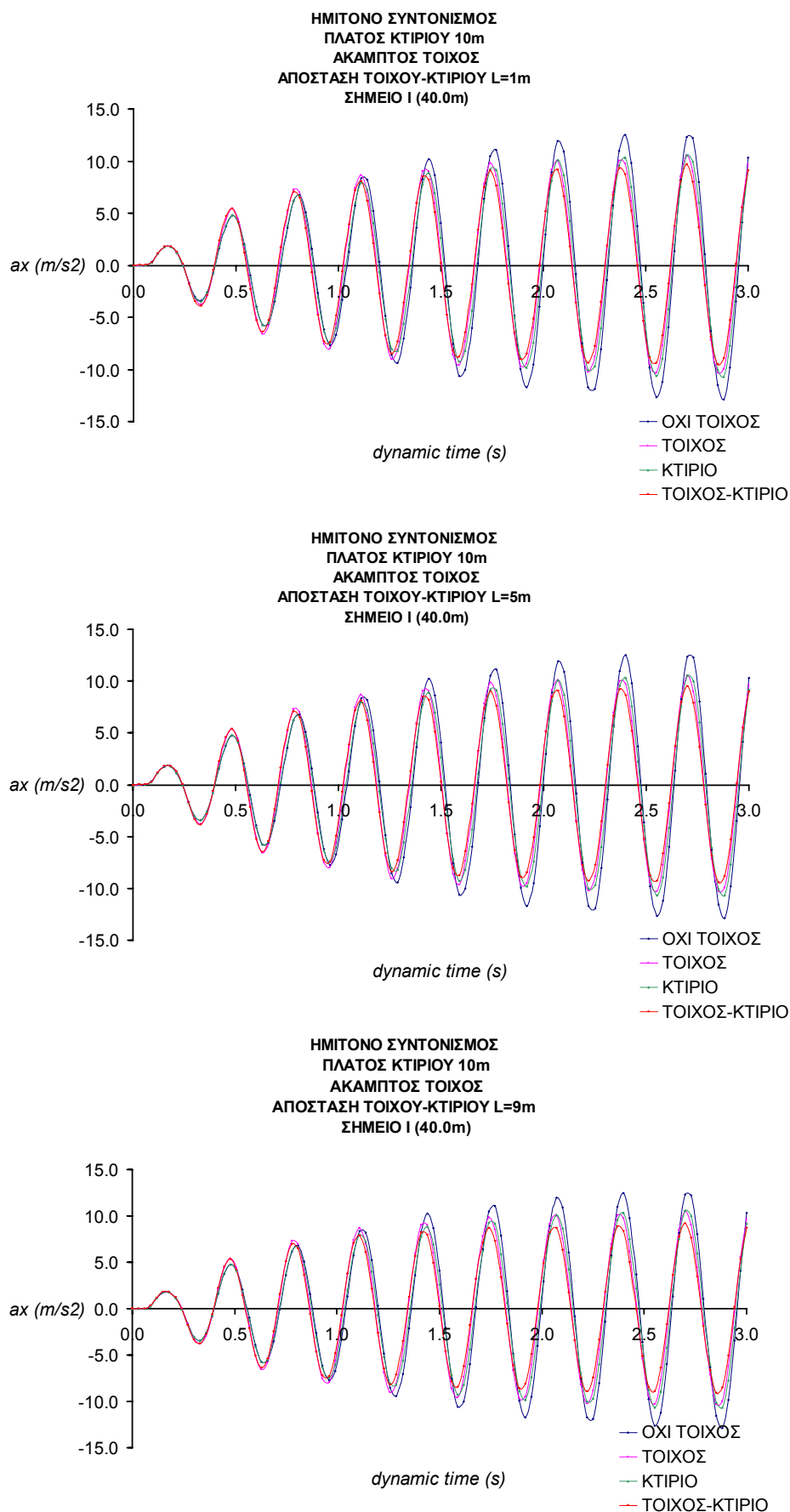


Σχήμα Β.74: Σύγκριση των κατανομών των δυναμικών ωθήσεων του εύκαμπτου τοίχου με και χωρίς γειτονικό κτίριο πλάτους 1m για διάφορες αποστάσεις τοίχου-κτιρίου για την περίπτωση του παλμού Ricker 2Hz.

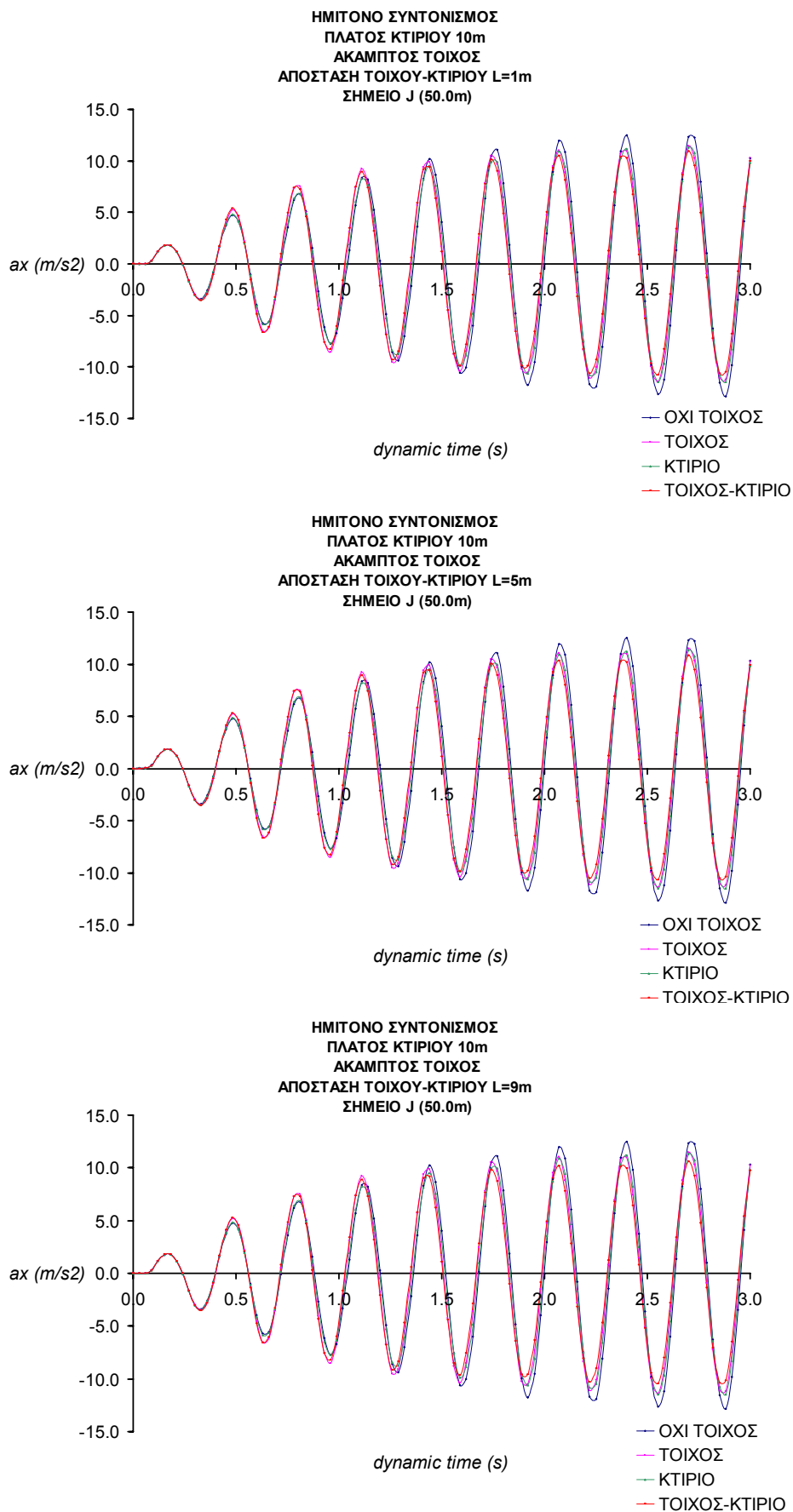
#### **B.5.2. Σύγκριση όλων των μοντέλων**



Σχήμα Β.75: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του συντονισμού.

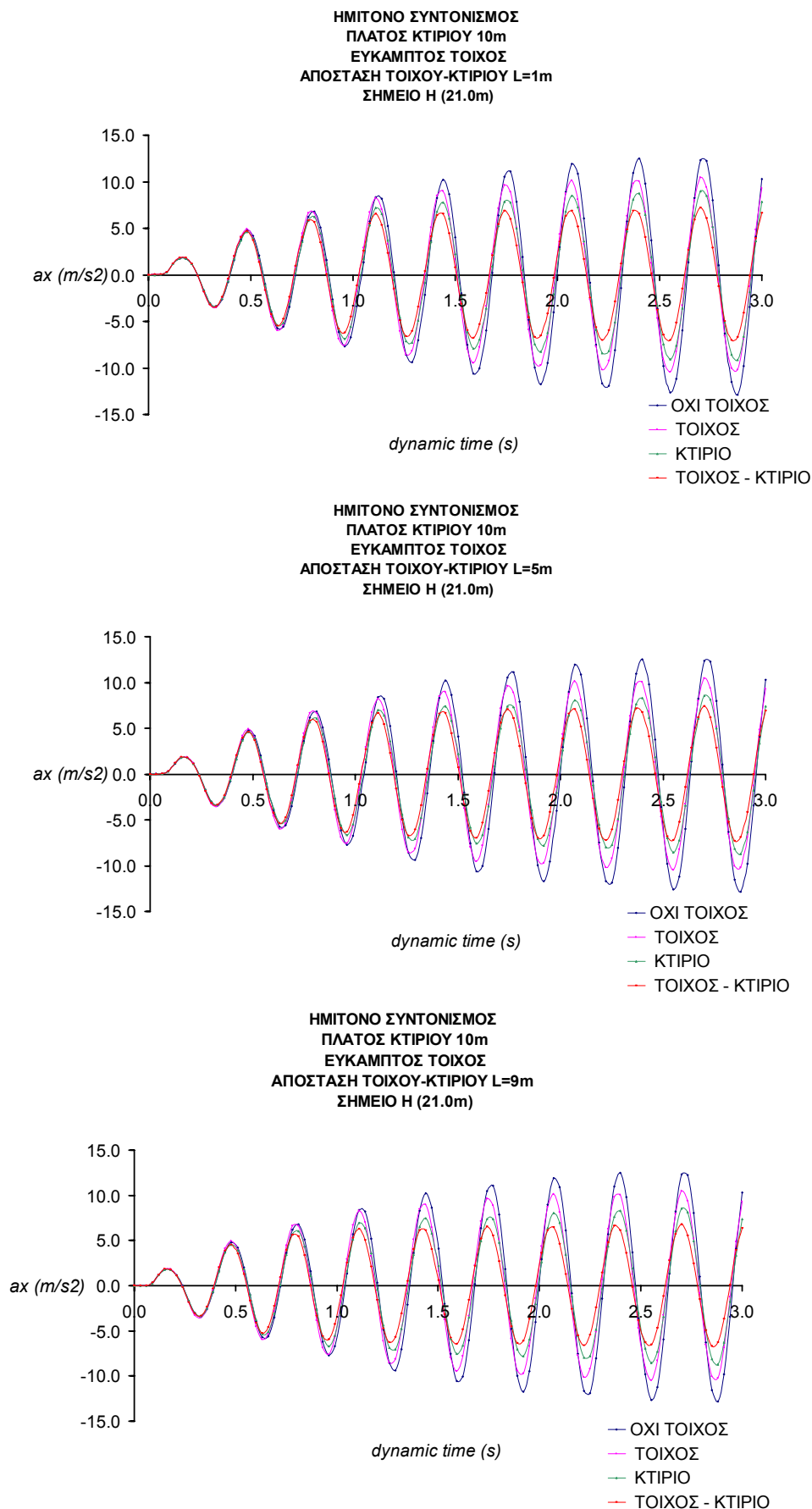


Σχήμα Β.76: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του συντονισμού.

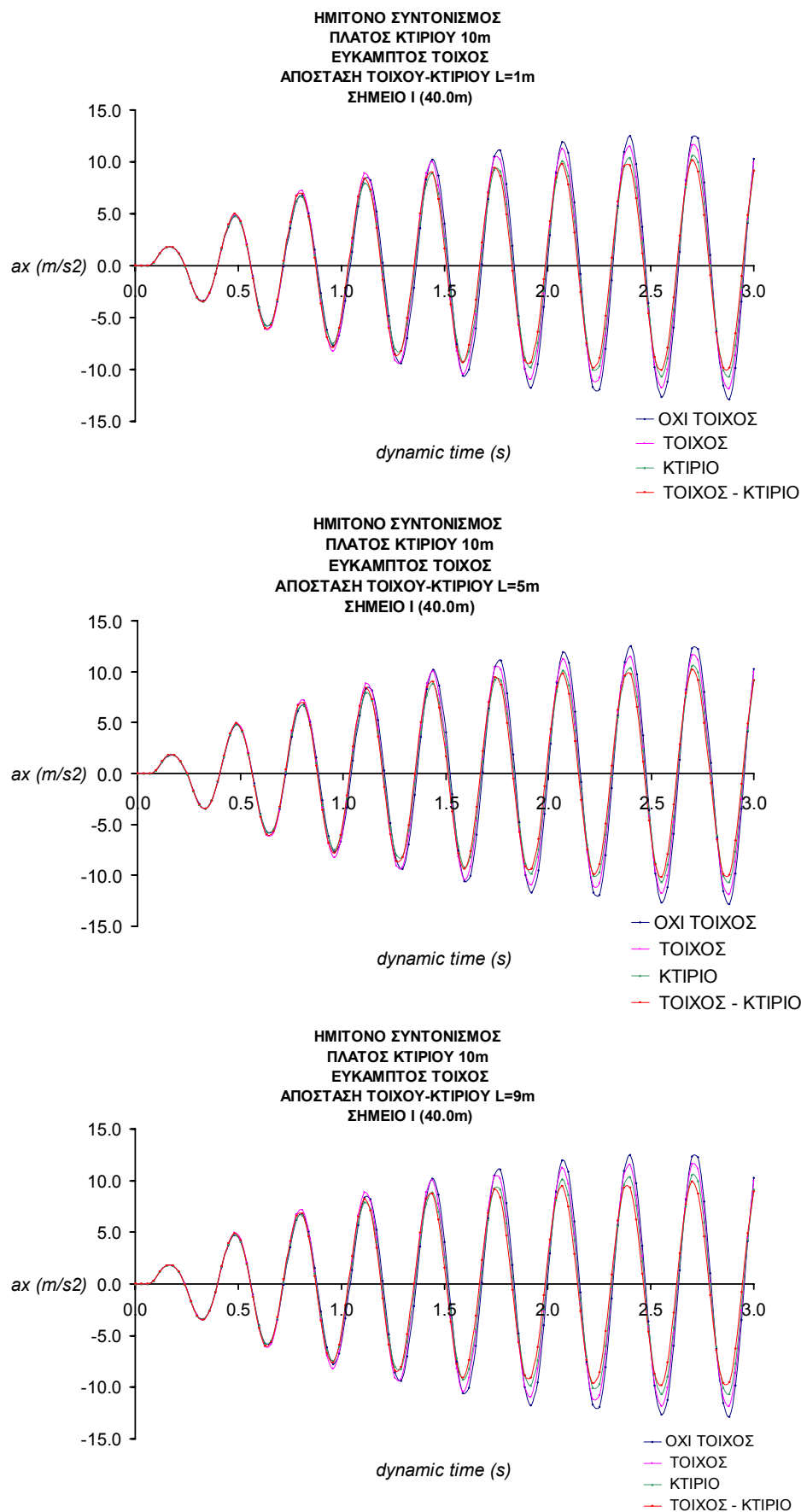


Σχήμα Β.77: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του συντονισμού.

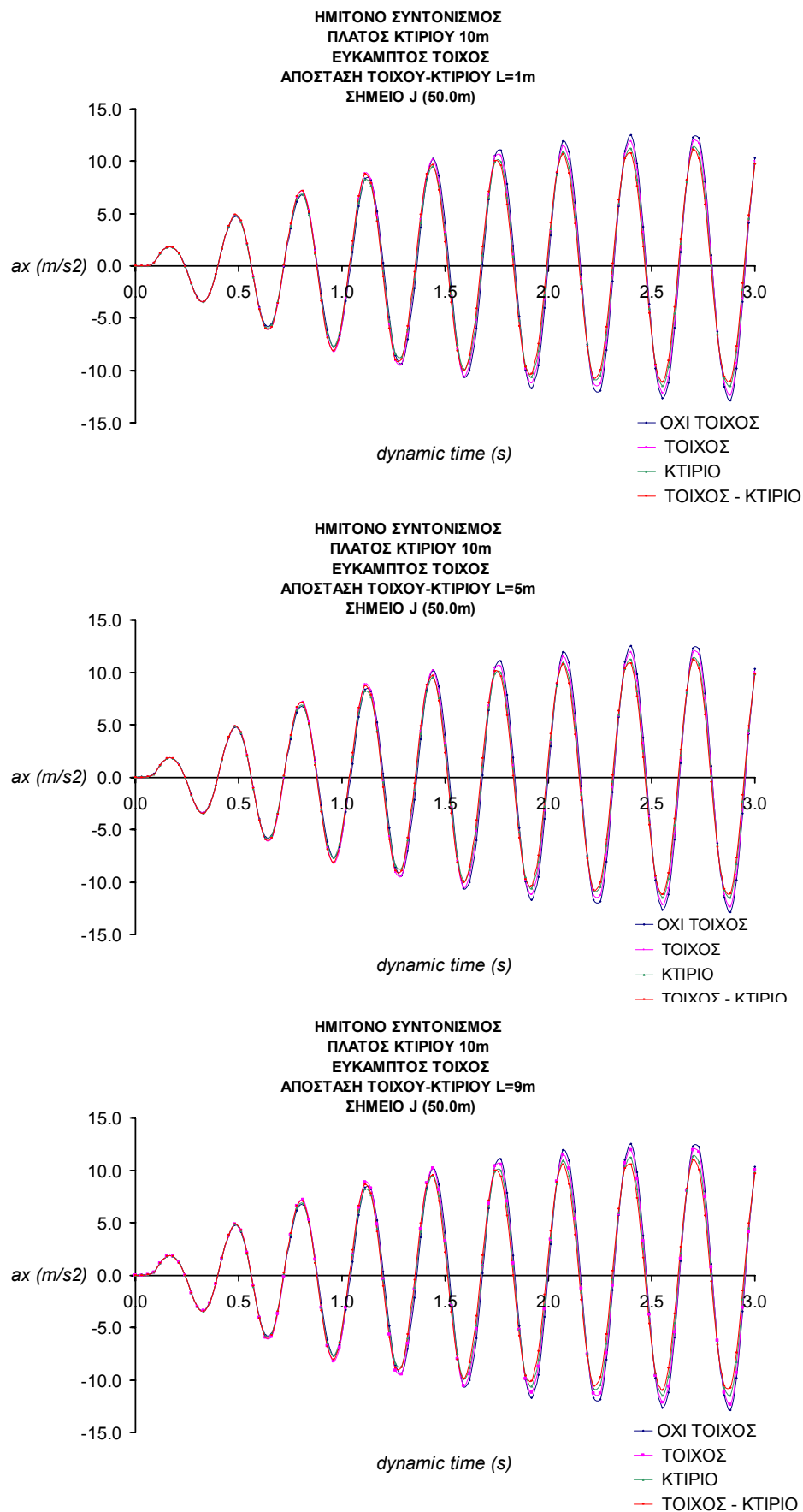




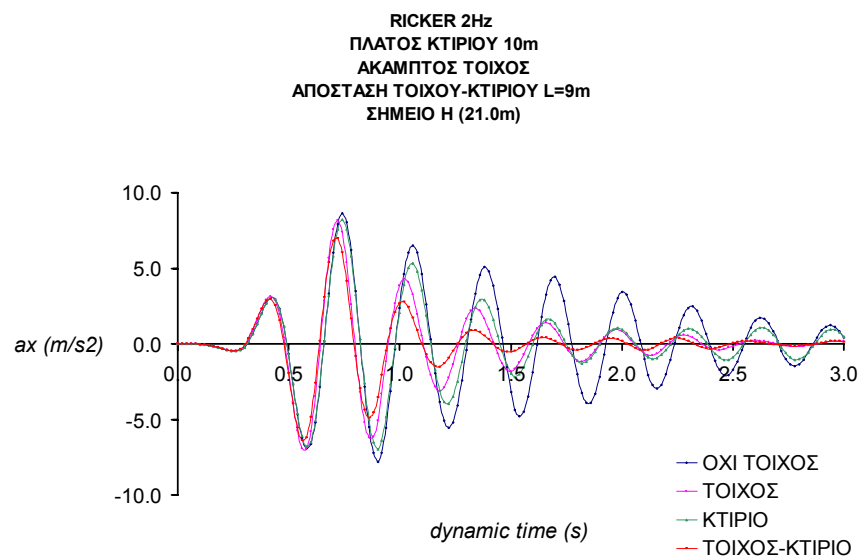
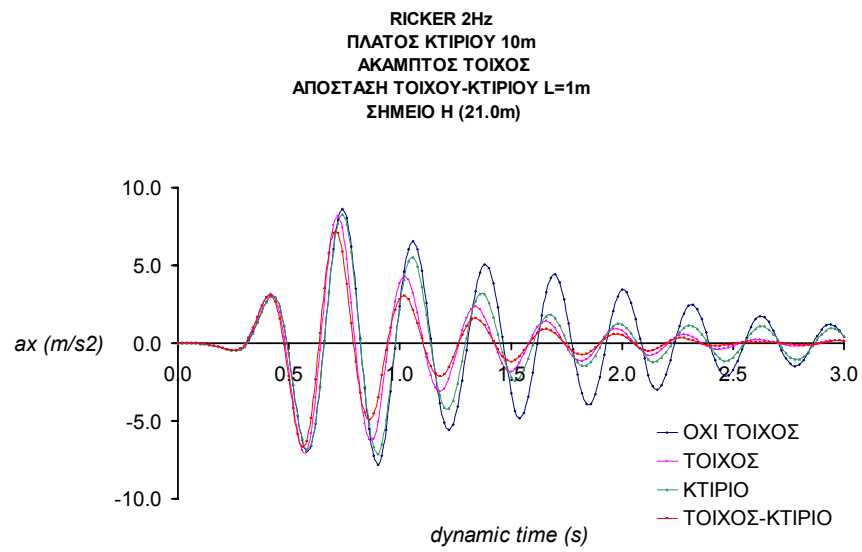
Σχήμα Β.78: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του συντονισμού.



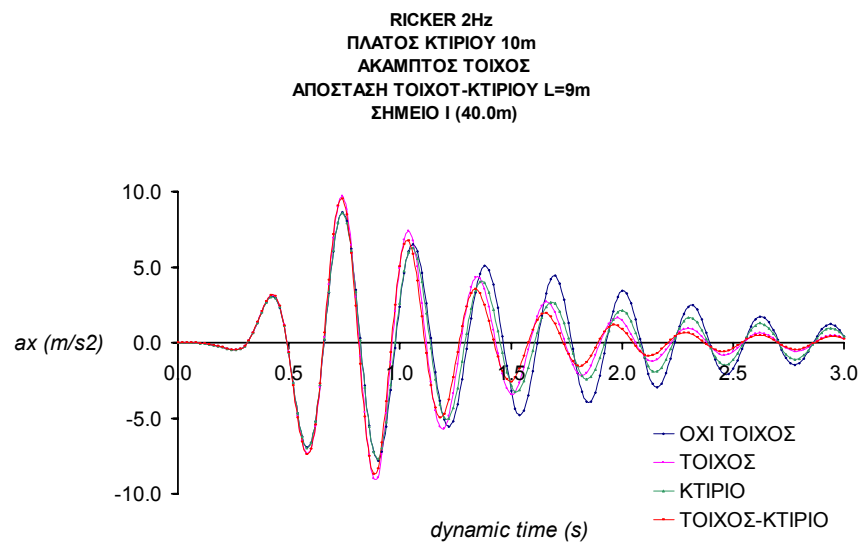
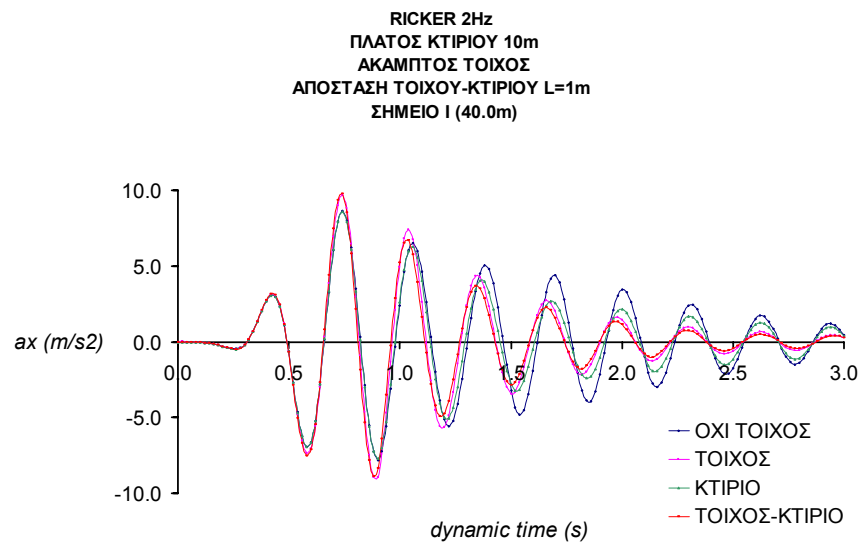
Σχήμα Β.79: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του συντονισμού.



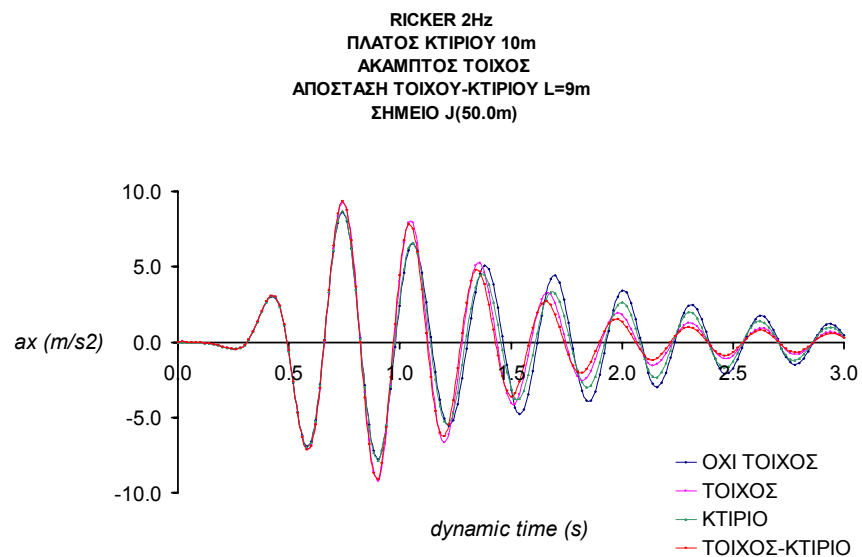
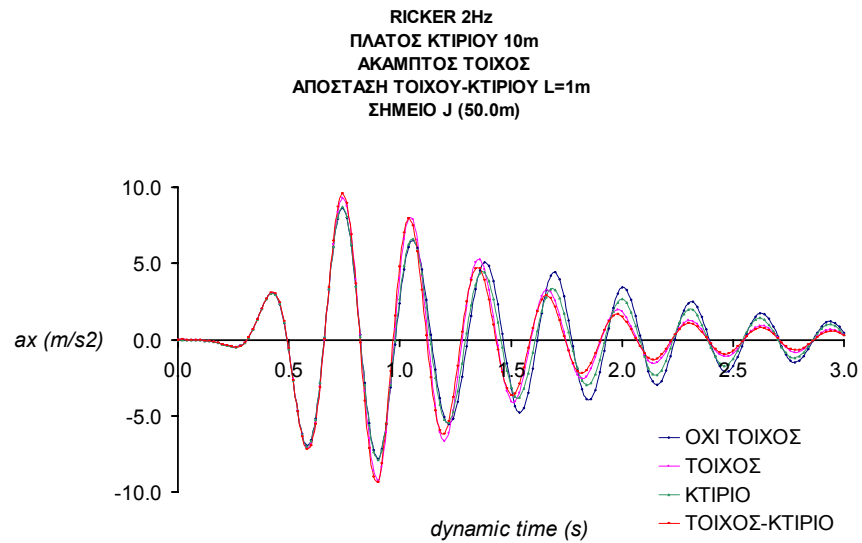
Σχήμα Β.80: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση του συντονισμού.



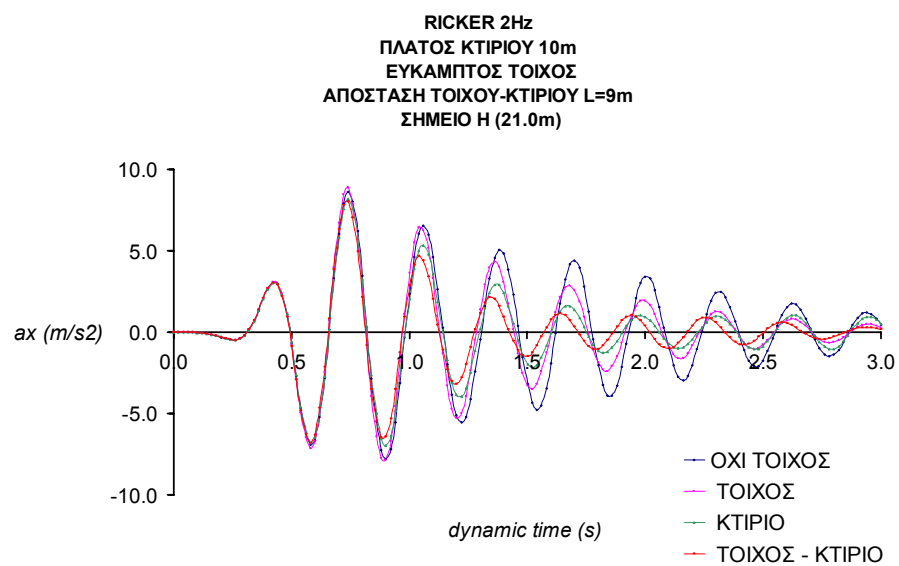
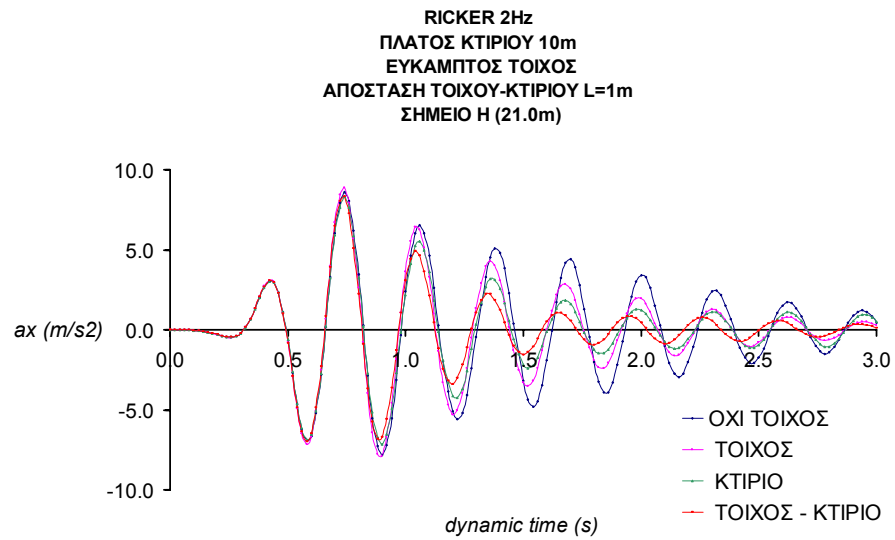
Σχήμα Β.81: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz.



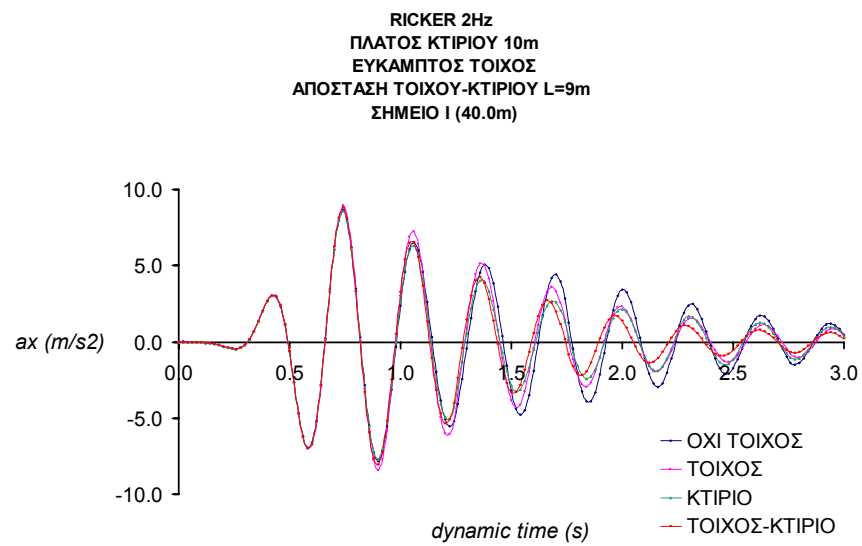
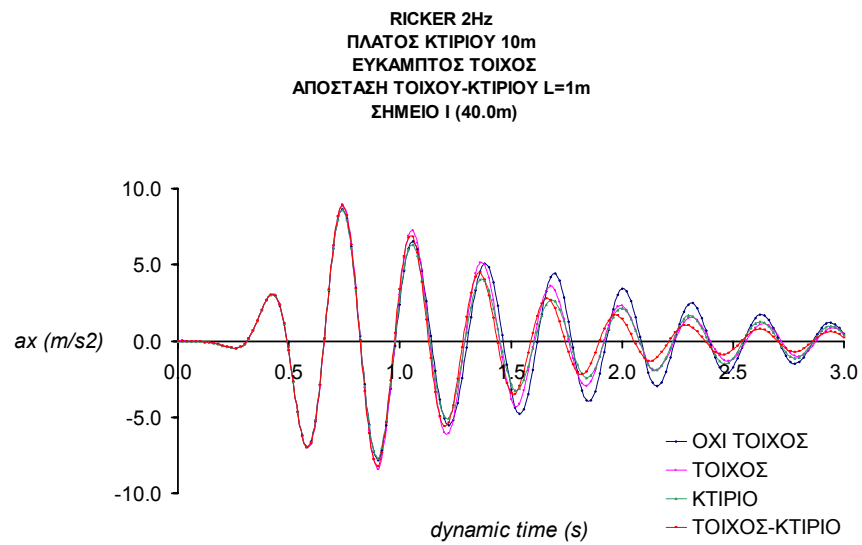
Σχήμα Β.82: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz.



Σχήμα Β.83: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz.

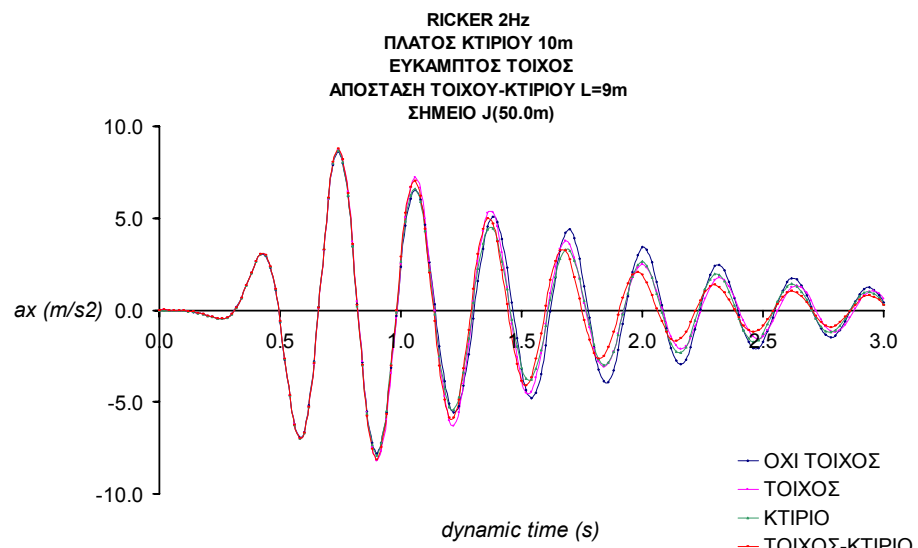
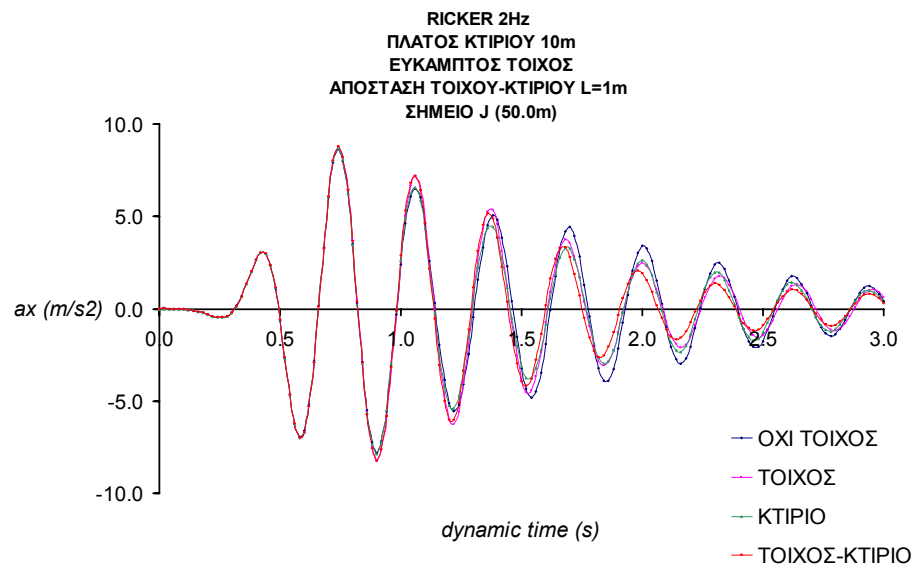


Σχήμα Β.84: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Η, που απέχει 21m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz.

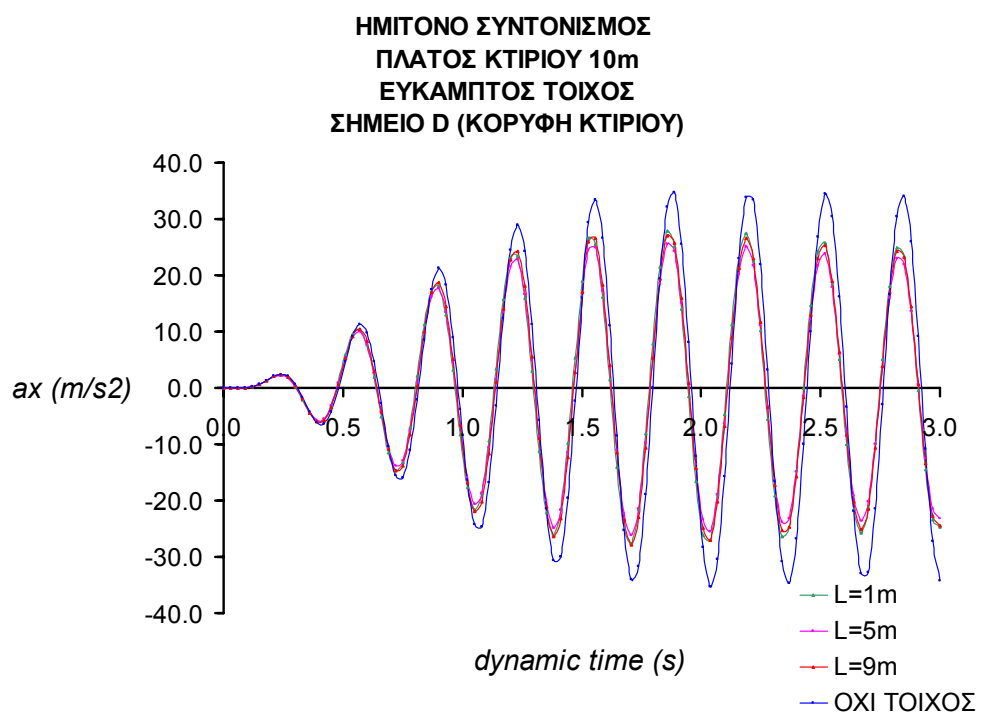
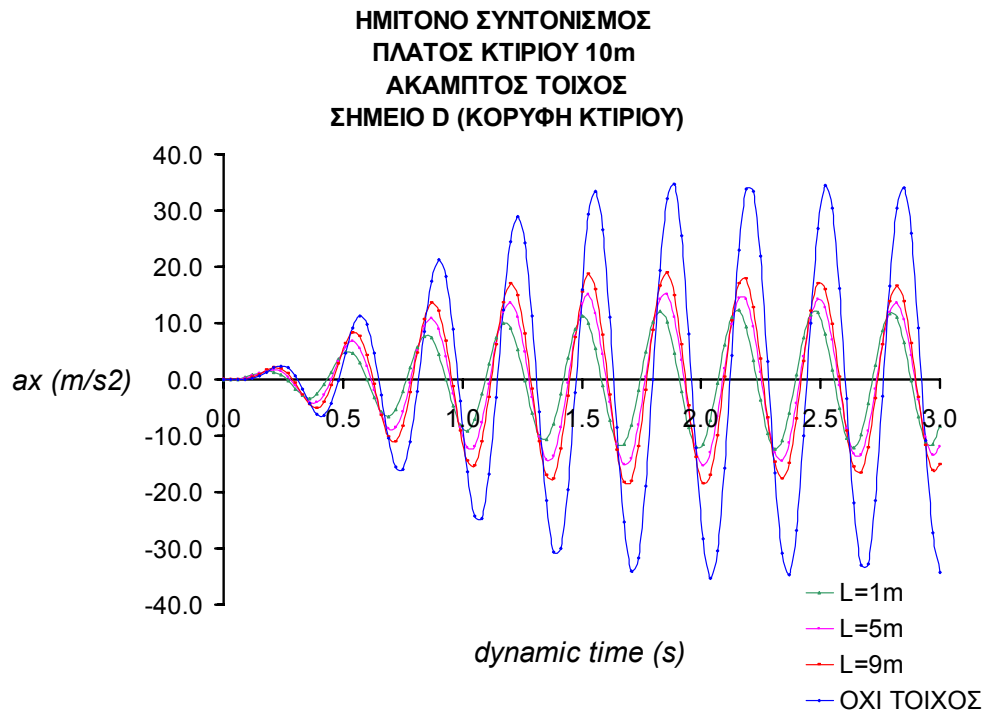


Σχήμα Β.85: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου Ι, που απέχει 40m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz.



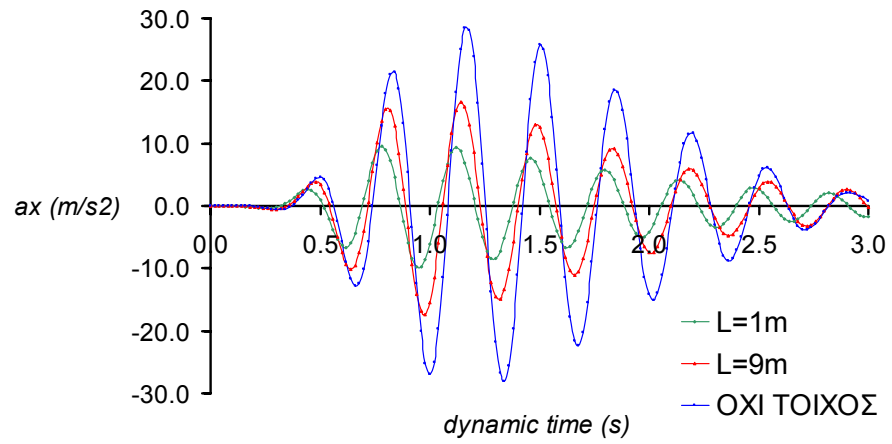


Σχήμα Β.86: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης του εδαφικού σημείου J, που απέχει 50m από τον τοίχο, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, για τη διέγερση με τον παλμό Ricker 2Hz.

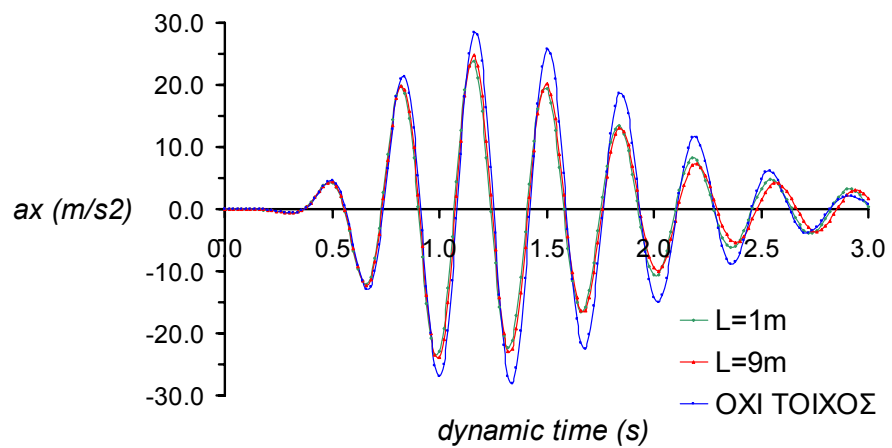


Σχήμα Β.87: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις με τη φόρτιση του συντονισμού.

**RICKER 2Hz**  
**ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m**  
**ΑΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ**  
**ΣΗΜΕΙΟ D (ΚΟΡΥΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ)**



**RICKER 2Hz**  
**ΠΛΑΤΟΣ ΚΤΙΡΙΟΥ 10m**  
**ΕΥΚΑΜΠΤΟΣ ΤΟΙΧΟΣ**  
**ΣΗΜΕΙΟ D (ΚΟΡΥΦΗ ΚΤΙΡΙΟΥ)**



Σχήμα Β.88: Σύγκριση των χρονοϊστοριών της οριζόντιας επιτάχυνσης της κορυφής του κτιρίου, για όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις με τη φόρτιση του παλμού Ricker 2Hz.