

Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο
Σχολή Πολιτικών Μηχανικών
Τομέας Γεωτεχνικής



National Technical University of Athens
School of Civil Engineering
Geotechnical Division

Διπλωματική Εργασία
ANNA ANYΦANTAKH – ΧΛΟΗ ΛΕΑΝΔΡΟΥ

Επιβλέπων:
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

**ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΤΟΙΧΩΝ ΑΝΤΙΣΤΗΡΙΞΗΣ: ΒΑΡΥΤΗΤΑΣ
ΚΑΙ ΜΟΡΦΗΣ ΑΝΕΣΤΡΑΜΕΝΟΥ T**



**SEISMIC RESPONSE OF GRAVITY AND INVERSE T
RETAINING WALLS**

Diploma Thesis
ANNA ANYFANTAKI – CHLOE LEANDROU

Supervised by:
Professor G. Gazetas

Νοέμβριος 2014

November 2014

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική μας εργασία θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε όλους όσους συνέβαλαν σε αυτή την προσπάθεια.

Ιδιαίτερα θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τον καθηγητή μας κ.Γκαζέτα για τη συνεργασία μας όλο αυτό το διάστημα, την εμπιστοσύνη που μας έδειξε, τη σωστή καθοδήγηση και τα κίνητρα που μας έδωσε.

Ένα θερμό ευχαριστώ οφείλουμε σε όλα τα μέλη του εργαστηρίου και κυρίως στους διδάκτορες Ρ. Κουρκουλή, Φ. Γελαγώτη, Ε. Γαρίνη και τον υποψήφιο διδάκτορα Α. Τσάτση για την πολύτιμη βοήθειά τους, την υπομονή που μας έδειξαν και το ευχάριστο κλίμα συνεργασίας.

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1: Βιβλιογραφική Επισκόπηση

1.1 Εισαγωγή	3
1.2 Μορφές Αστοχίας Τοίχων Αντιστήριξης	3
1.3 Δυναμική Απόκριση Τοίχων Αντιστήριξης	5
1.4 Μέθοδοι Ανάλυσης	6
1.4.1 Ευμετακίνητοι Τοίχοι	6
1.4.2 Πρακτικώς Αμετακίνητοι Τοίχοι	12

Κεφάλαιο 2: Παραμετρική Διερεύνηση Τοίχων Βαρύτητας

2.1 Εισαγωγή	17
2.2 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων	17
2.3 Σεισμικές Διεγέρσεις	19
2.4 Εξαγωγή Αποτελεσμάτων	20
2.5 Σχολιασμός των Αποτελεσμάτων	21
2.6 Νέο Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα	27
2.7 Σχολιασμός των Αποτελεσμάτων	30
Σχήματα Κεφαλαίου 2	35

Κεφάλαιο 3: Επιβεβαίωση Αριθμητικής Μεθοδολογίας

3.1 Εισαγωγή	107
3.2 Αρχή Λειτουργίας	107
3.3 Ο Μεγάλος Φυγοκεντριστής στο UC DAVIS	108
3.4 Προσομοίωση με τη Χρήση Πεπερασμένων Στοιχείων	109

3.4.1 Ελεύθερο Πεδίο	109
3.4.2 Προσομοίωση Τοίχου	110
3.5 Σύγκριση των Αποτελεσμάτων	111
Σχήματα Κεφαλαίου 3	115

Κεφάλαιο 4: Διαστατική Ανάλυση σε Τοίχους Βαρύτητας

4.1 Εισαγωγή	135
4.2 Τοίχος Βαρύτητας	136
4.2.1 Ελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος	136
4.2.2 Ανελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος	145
4.2.3 Αμμώδης Σχηματισμός ως Αντιστηριζόμενο Έδαφος	148
4.2.4 Διαγράμματα Στροφής-Μέγιστης Επιτάχυνσης	149
4.3 Τοίχος Μορφής Προβόλου	150
4.3.1 Ελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος	150
4.3.2 Ανελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος	154
4.3.3 Αμμώδης Σχηματισμός ως Αντιστηριζόμενο Έδαφος	155
4.3.4 Διαγράμματα Στροφής – Μέγιστης Επιτάχυνσης	156
Σχήματα Κεφαλαίου 4	157

Κεφάλαιο 5: Συμπεράσματα

5.1 Συμπεράσματα.....	193
-----------------------	-----

Βιβλιογραφία	195
---------------------------	------------

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Βιβλιογραφική Επισκόπηση

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Βιβλιογραφική Επισκόπηση

1.1 Εισαγωγή

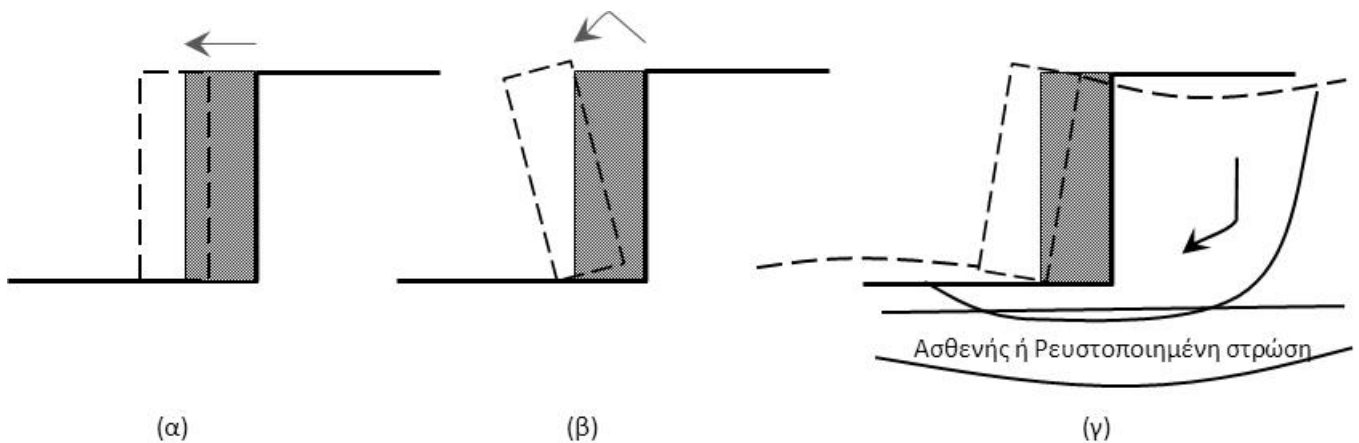
Οι κατασκευές αντιστήριξης εδαφών όπως κρηπιδότοιχοι, αγκυρωμένοι πασσαλότοιχοι και τοίχοι αντιστηρίξεως χρησιμοποιούνται ευρύτατα σε σεισμογενείς περιοχές. Όπως διαπιστώνεται από πληθώρα ιστορικών περιστατικών, οι κύριες αστοχίες εμφανίζονται λόγω του φαινομένου της ρευστοποίησης στο αντιστηριζόμενο κορεσμένο έδαφος. Αστοχίες χωρίς την παρουσία νερού είναι γενικώς σπάνιες και συμβαίνουν λόγω επίδρασης πολλών δυσμενών συγκύριων. Η δυναμική απόκριση ακόμα και του πιο απλού τοίχου αντιστηρίξεως είναι αρκετά περίπλοκη και η συμπεριφορά κάθε συστήματος μοναδική.

Ιστορικά, η επίδραση των πλευρικών ωθήσεων στις κατασκευές αποτέλεσε ένα από τα πρώτα προβλήματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Στην προσπάθεια προσέγγισης του προβλήματος αναπτύχθηκαν μερικές από τις πρώτες και πιο βασικές αρχές της Εδαφομηχανικής. Με την πάροδο του χρόνου και την ανάπτυξη της τεχνολογίας παρουσιάστηκαν διάφοροι τρόποι αντιμετώπισης του προβλήματος, πολλές φορές πραγματικά καινοτόμοι.

1.2 Μορφές Αστοχίας Τοίχων Αντιστήριξης

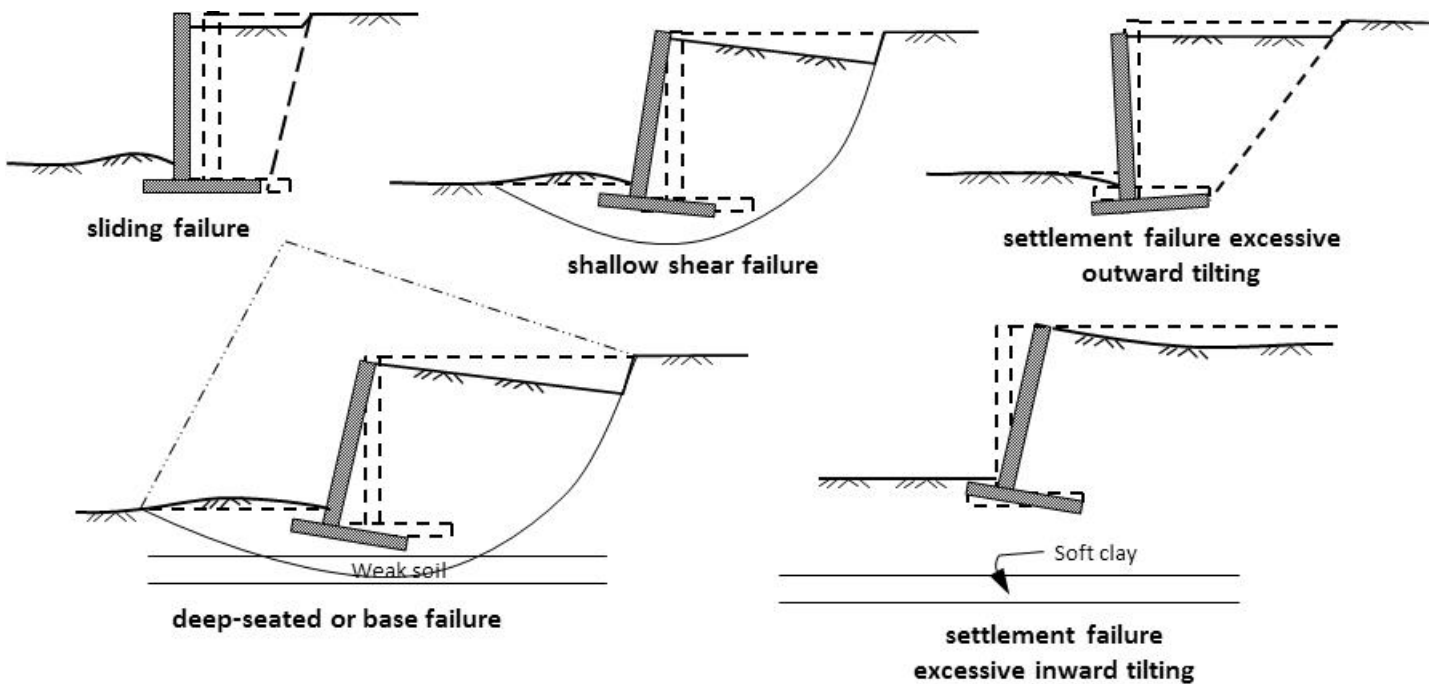
Για την καλύτερη κατανόηση του προβλήματος είναι απαραίτητο να ορισθεί ο μηχανισμός αστοχίας. Υπό στατικές συνθήκες πρέπει να επιτυγχάνεται ισορροπία των δρώντων δυνάμεων, όπως η μάζα το τοίχου, οι εξωτερικές δυνάμεις π.χ. από τα αγκύρια και εδαφικές ωθήσεις, χωρίς ωστόσο να επιβάλλονται διατμητικές τάσεις που να απειλούν την διατμητική αντοχή του. Κατά τη διάρκεια όμως ενός σεισμού οι συνθήκες γίνονται πιο περίπλοκες λόγω της ανάπτυξης αδρανειακών δυνάμεων και των μεταβολών στη συμπεριφορά του εδάφους.

Οι τοίχοι βαρύτητας συμπεριφέρονται ως στερεό σώμα και αστοχούν κυρίως με ολίσθηση, στροφή/ανατροπή ή και ολική αστάθεια του αντιστηριζόμενου εδάφους. Ολίσθηση εμφανίζεται όταν δεν ικανοποιείται η ισορροπία οριζόντιων δυνάμεων. Ανατροπή παρατηρείται όταν δεν ικανοποιείται ισορροπία ροπών είτε όταν υπερβαίνεται η φέρουσα ικανότητα του εδάφους θεμελίωσης. Ολική αστάθεια του εδάφους, τόσο του αντιστηριζόμενου όσο και του εδάφους θεμελίωσης, ενδέχεται να προκαλέσει βλάβες στον τοίχο και αντιμετωπίζεται ως πρόβλημα ευσταθείας πρανών.



Σχήμα 1.1 Τυπικοί μηχανισμοί αστοχίας τοίχου βαρύτητας: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή, (γ) ολική αστάθεια.

Οι τοίχοι μορφής προβόλου υπόκεινται και σε μηχανισμούς καμπτικής αστοχίας. Οι εδαφικές ωθήσεις και οι καμπτικές ροπές εξαρτώνται από τη γεωμετρία, τη δυσκαμψία και την αντοχή του συστήματος. Η αστοχία θα επέλθει όταν οι καμπτικές ροπές υπερβούν την καμπτική αντοχή του τοίχου.



Σχήμα 1.2 Τυπικοί μηχανισμοί αστοχίας τοίχου βαρύτητας: (α) ολίσθηση, (β) ανατροπή, (γ) ολική αστάθεια.

1.3 Δυναμική Απόκριση Τοίχων Αντιστήριξης

Η δυναμική απόκριση των τοίχων αντιστήριξης είναι ένα αρκετά περίπλοκο φαινόμενο. Η ασκούμενες ωθήσεις καθώς και οι μετακινήσεις του τοίχου εξαρτώνται όχι μόνο από τη σεισμική διέγερση αλλά και από το αντιστηριζόμενο έδαφος, το έδαφος θεμελίωσης, την αδράνεια του τοίχου καθώς και τη φύση της επιβαλλόμενης μετακίνησης. Η διεξαγωγή πειραμάτων και οι αριθμητικές επιλύσεις κρίνονται αναγκαίες, αφού η επιτόπου μέτρηση της απόκρισης των τοίχων σε σεισμικά επεισόδια είναι σχεδόν αδύνατη. Για τη μελέτη ενός τοίχου αντιστήριξης πρέπει να εκτιμηθούν πρώτα τα φορτία που ασκούνται σε αυτόν και στη συνέχεια να εξασφαλιστεί ότι μπορεί να παραλάβει τα φορτία αυτά με ασφάλεια. Έτσι, χρησιμοποιούνται απλοποιητικές μέθοδοι για την εκτίμηση των φορτίων, αφού η εύρεση των πραγματικών είναι ιδιαίτερα δύσκολη.

Οι χρησιμοποιούμενες μέθοδοι για την ανάλυση του προβλήματος μπορούν να ταξινομηθούν πρακτικώς σε τρεις κατηγορίες:

- i. Αυτές στις οποίες οι σχετικές μετατοπίσεις του τοίχου και του εδάφους είναι τόσο μεγάλες, ώστε να επιβάλλουν κατάσταση οριακής αντοχής στο έδαφος.
- ii. Αυτές στις οποίες οι μετατοπίσεις του τοίχου είναι αρκετά μικρές ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι το έδαφος έχει ελαστική συμπεριφορά και δίνουν φυσικά σημαντικά μεγαλύτερες ωθήσεις σε σύγκριση με τις υπόλοιπες, για αυτό και κρίνονται συντηρητικές.
- iii. Η ενδιαμέση περίπτωση, στην οποία λαμβάνετε υπόψη η γραμμική υστερητική συμπεριφορά του εδάφους που είναι και πιο ρεαλιστική.

Εκπρόσωπος της πρώτης κατηγορίας είναι η μέθοδος Mononobe-Okabe και οι διάφορες παραλλαγές της (Seed and Whitman, Richards and Elms, Nadim and Whitman).

Στη δεύτερη κατηγορία έχουμε τις μεθόδους Matsuo and Ohara, Veletsos and Younan.

Στην τρίτη κατηγορία έχουμε τις μεθόδους Nadim and Whitman, Al Hamoud and Whitman, Siller και Christiano and Bielak.

Για τη διευκόλυνση της μελέτης των τοίχων αντιστηρίξεως έχει γίνει ένας διαχωρισμός ανάλογα με τη δυνατότητα μετακίνησης τους (Γκαζέτας, 1998): (α) αμετακίνητοι τοίχοι, όπως αντηριδωτοί τοίχοι και τοίχοι υπογείου. (β) τοίχοι με περιορισμένη δυνατότητα μετακίνησης όπως πασσαλότοιχοι, διαφράγματα, με προεντεταμένα αγκύρια κλπ και (γ) ευμετακίνητοι τοίχοι, όπως τοίχοι βαρύτητας, τοίχοι μορφής προβόλου και λιμενικοί κρηπιδότοιχοι.

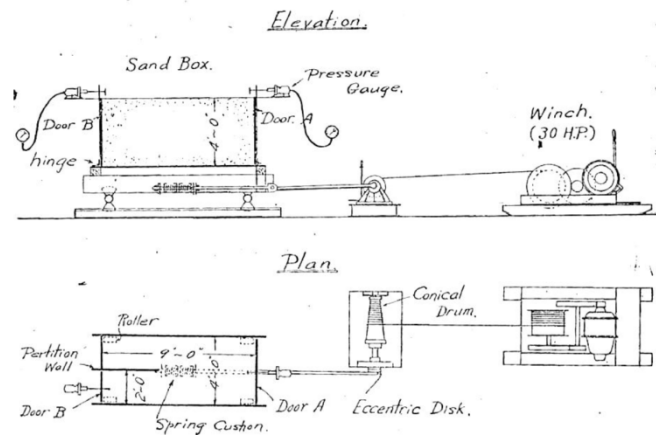
1.4 Μέθοδοι Ανάλυσης

1.4.1 Ευμετακίνητοι Τοίχοι

Mononobe - Okabe

Μετά το μεγάλο σεισμό του Kanto το 1923, οι Mononobe και Matsuo (1929) εκτέλεσαν μία σειρά πειραμάτων χρησιμοποιώντας σεισμική τράπεζα. Η σεισμική τους τράπεζα σχεδιάστηκε έτσι ώστε να αποτελείται από ένα άκαμπτο κουτί βάσης πάνω σε ράγες, οδηγούμενο από ένα κωνικό έμβολο συνδεδεμένο με στρόφαλο στη βάση του κουτιού. Τα

αποτελέσματα αυτών των πειραμάτων, του Okabe όπως και οι αναλυτικές μελέτες οδήγησαν στην ανάπτυξη της σημερινά ονομαζόμενης μεθόδου Mononobe - Okabe. Η συγκεκριμένη μεθοδολογία, αρχικώς αναπτύχθηκε για τοίχους βαρύτητας που αντιστηρίζουν μη συνεκτικό εδαφικό υλικό και στη συνέχεια επεκτάθηκε σε ένα εύρος εδαφικών υλικών με διαφορετικές ιδιότητες.



Σχήμα 1.3 Η σεισμική τράπεζα των Mononobe και Matsuo (1929).

Αυτή η μέθοδος αποτελεί, μία επέκταση της θεωρίας του Coulomb περί ολισθαίνουσας σφήνας και για την ενεργητική κατάσταση περιλαμβάνει τις ακόλουθες υποθέσεις:

- i. Το αντιστηριζόμενο έδαφος είναι ξηρό, ισότροπο, ομογενές και ελαστικά απαραμόρφωτο με σταθερή γωνία τριβής.
- ii. Ο τοίχος είναι αρκετού μήκους ώστε να θεωρηθεί απειρομήκης.
- iii. Ο τοίχος διαρρέει και ενεργοποιεί πλήρως τη διατμητική αντοχή του αντιστηριζόμενου εδάφους κατά μήκος της εν δυνάμει επιφάνειας ολίσθησης, αναπτύσσοντας ενεργητικές ωθήσεις.
- iv. Η επιφάνεια ολίσθησης είναι ένα επίπεδο που διέρχεται από τον πόδα του τοίχου.

Αυτές οι υποθέσεις σε συνδυασμό με την εξίσωση ισορροπίας μας οδηγούν στην ακόλουθη έκφραση για την παραμένουσα δυναμική ενεργητική ώθηση P_{ae} :

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - kv) K_{ae}$$

όπου,

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \psi - \beta)}{\cos\psi \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cos(i - \beta)}} \right]}$$

H = ύψος του τοίχου

k_v = συντελεστής κατακόρυφης επιτάχυνσης της εδαφικής σφήνας

k_h = συντελεστής οριζόντιας επιτάχυνσης της εδαφικής σφήνας

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

γ = ειδικό βάρος αντιστηριζόμενου εδάφους

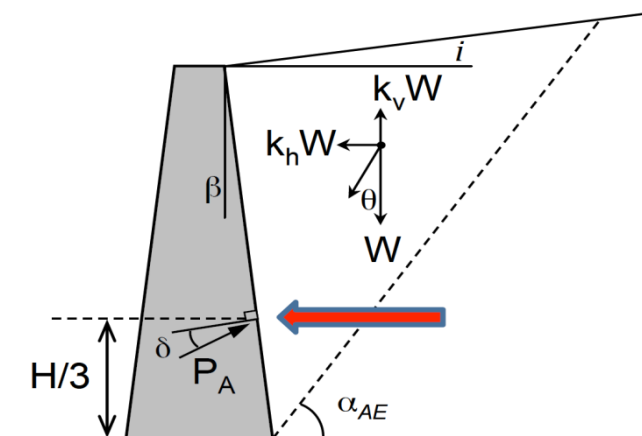
ϕ = γωνία τριβής αντιστηριζόμενου εδάφους

δ = γωνία τριβής της διεπιφάνειας τοίχου - αντιστηριζόμενου εδάφους

i = κλίση αντιστηριζόμενου εδάφους ως προς την οριζόντιο

β = γωνία που σχηματίζεται μεταξύ της εσωτερικής πλευράς του τοίχου με την κατακόρυφο

Η μέθοδος αυτή δίνει την συνολική ενεργητική ώθηση στον τοίχο και το σημείο εφαρμογής της θεωρείται στο $H/3$ του ύψους του τοίχου από τη βάση.



Σχήμα 1.4 Οι θεωρούμενες δυνάμεις κατά τη μέθοδο Mononobe-Okabe.

Seed and Witman (1970)

Οι Seed και Witman διεξήγαγαν παραμετρική μελέτη για να εκτιμήσουν την επίδραση της αλλαγής της γωνίας τριβής της διεπιφάνειας, της γωνίας τριβής του εδάφους, της κλίσης του αντιστηριζόμενου εδάφους και της κατακόρυφης επιτάχυνσης στο μέγεθος της δυναμικής εδαφικής ώθησης. Παρατήρησαν πως η μέγιστη συνολική εδαφική ώθηση που δρα σε έναν τοίχο αντιστήριξης μπορεί να χωριστεί σε δύο παράγοντες: την αρχική γεωστατική ώθηση και την δυναμική προσαύξηση λόγω της σεισμικής διέγερσης στη βάση.

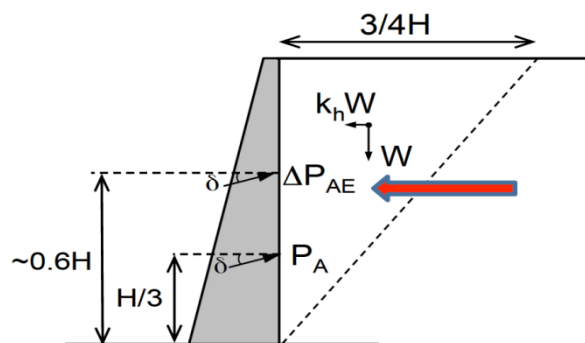
Προτάθηκαν οι παρακάτω σχέσεις για την συσχέτιση της γεωστατικής ώθησης, της δυναμικής προσαύξησης και της συνολικής πλευρικής πίεσης:

$$P_{ae}=P_{\alpha} +\Delta P_{ae} \text{ και } K_{ae}=K_{\alpha} +\Delta K_{ae}$$

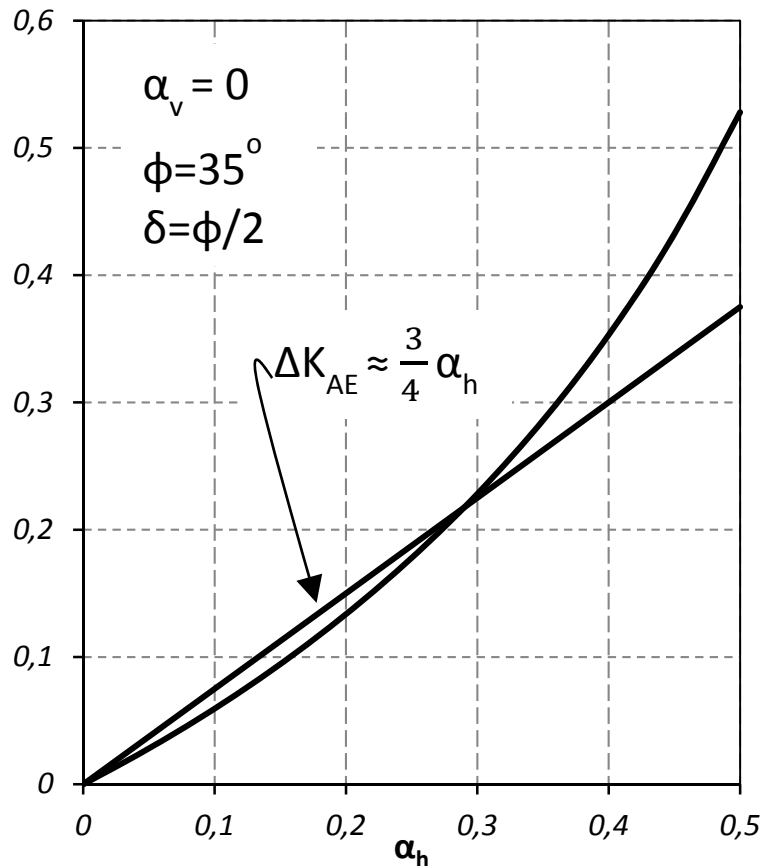
Βασιζόμενοι στην ευαισθησία που επέδειξαν οι παραμετρικές αναλύσεις, στη συνέχεια προτάθηκαν οι ακόλουθες σχέσεις :

$$\Delta K_{ae}\approx(3/4) k_h \text{ και } \Delta P_{ae}=(1/2) \gamma H^2(3/4) k_h=(3/8) k_h \gamma H^2$$

όπου, k_h είναι η οριζόντια εδαφική επιτάχυνση σε όρους g. Παρατήρησαν ότι η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση συμβαίνει για μία χρονική στιγμή και δεν έχει επαρκή διάρκεια ώστε να προκαλέσει σημαντικές μετατοπίσεις. Γι' αυτό, πρότειναν να μειωθεί στο 85% της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης για το σχεδιασμό των τοίχων αντιστήριξης. Ακόμη, το σημείο εφαρμογής της συνισταμένης δύναμης ωθήσεων προτάθηκε να είναι στο 0.6 του ύψους του τοίχου από τη βάση. Τέλος, κατέληξαν στο ότι πολλοί τοίχοι, επαρκώς σχεδιασμένοι για στατικά φορτία, αυτομάτως θα έχουν τη φέρουσα ικανότητα να αντέξουν συνήθεις σεισμικές διεγέρσεις, χωρίς να χρειάζεται περαιτέρω ενίσχυση.



Σχήμα 1.5 Οι θεωρούμενες δυνάμεις κατά τη μέθοδο Seed and Witman.



Σχήμα 1.6 Δυναμική προσαύξηση του συντελεστή ενεργητικής ώθησης σύμφωνα με την ανάλυση των Mononobe – Okabe.

Richards and Elms (1979)

Οι Richards and Elms (1979) στο άρθρο τους αναλύουν τη σημασία των αδρανειακών δυνάμεων στη συμπεριφορά των τοίχων βαρύτητας οι οποίες μέχρι τότε είχαν αγνοηθεί από τη μέθοδο Mononobe-Okabe. Επίσης, παρουσιάζουν μια μέθοδο για το σχεδιασμό των τοίχων λαμβάνοντας ως κριτήριο σχεδιασμού τις μέγιστες επιτρεπόμενες μετακινήσεις.

Αρχικά οι Richards and Elms διαπίστωσαν ότι η μέθοδος των Mononobe - Okabe δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα μόνο όταν υπάρχει αρκετή μετατόπιση ώστε να κινητοποιείται η διατμητική αντοχή του εδάφους, συνήθως όμως οι σεισμοί προκαλούν αρκετά μεγάλες μετατοπίσεις ώστε το παραπάνω κριτήριο να καλύπτεται.

Έτσι, παραθέτουν την τροποποίηση της μεθόδου των Monopobe-Okabe η οποία λαμβάνει υπόψη την αδράνεια του τοίχου. Ουσιαστικά παραθέτουν μια μέθοδο κατά την οποία υπολογίζεται ένας τροποποιημένος συντελεστής και μέσω των συντελεστών ασφαλείας υπολογίζετε το απαιτούμενο βάρος του τοίχου.

Η συνολική μετακίνηση του τοίχου δε συμβαίνει στιγμιαία αλλά είναι άθροισμα πολλών μικρότερων μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια του σεισμού, αποκλείοντας βεβαίως τις συνθήκες ρευστοποίησης.

Οι Richards and Elms καταλήγουν στο ότι η μέθοδος M - O είναι ικανοποιητική αν συμπεριληφθούν σε αυτήν η αδράνεια του τοίχου καθώς και οι δυναμικές ωθήσεις του εδάφους.

Veletsos and Younan (1994,1997)

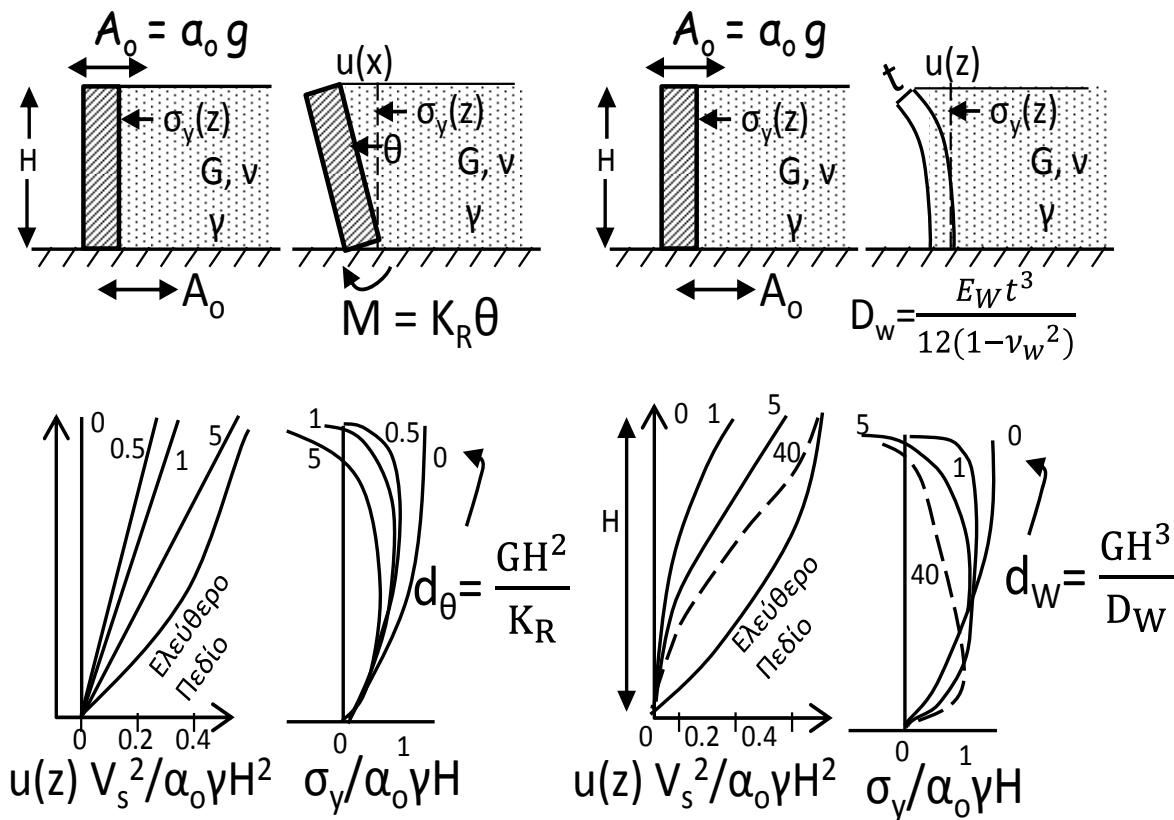
Οι παραπάνω μέθοδοι αναφέρονται στην περίπτωση άκαμπτων ακλόνητων τοίχων και δε λαμβάνουν υπόψη την ενδοσιμότητα της θεμελίωσης. Το κενό αυτό κάλυψαν οι Veletsos and Younan οι οποίοι έδειξαν ότι τα παραπάνω επηρεάζουν αρκετά τη συμπεριφορά του τοίχου και την κατανομή των ωθήσεων πίσω απ' αυτόν.

Η απόκριση του συστήματος υπολογίστηκε αρχικά για αρμονικές διεγέρσεις και στη συνέχεια με την τεχνική των μετασχηματισμών Fourier υπολογίστηκε και για τυχαίες διεγέρσεις.

Οι παράμετροι που επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος είναι α) η σχετική δυσκαμψία του τοίχου ως προς το έδαφος αντιστήριξης: $d_w = G H^3 / D_w$, όπου D_w η δυσκαμψία του τοίχου ανά μονάδα μήκους και β) η σχετική δυσκαμψία του στροφικού ελατηρίου της βάσης ως προς το έδαφος επίχωσης: $d_\theta = G H^2 / R_\theta$.

Η μέθοδος έχει ως παραδοχή την πλήρη σύνδεση τοίχου με αντιστηριζόμενο έδαφος και επιτρέπει την ανάπτυξη εφελκυσμού. Εάν επιτρεπόταν η αποκόλληση θα οδηγούμασταν σε μεγαλύτερες ωθήσεις. Ακόμη, θεωρείται σταθερή κατανομή των ιδιοτήτων του εδάφους με το βάθος. Στην πραγματικότητα η παραβολική κατανομή θα οδηγούσε σε μείωση της

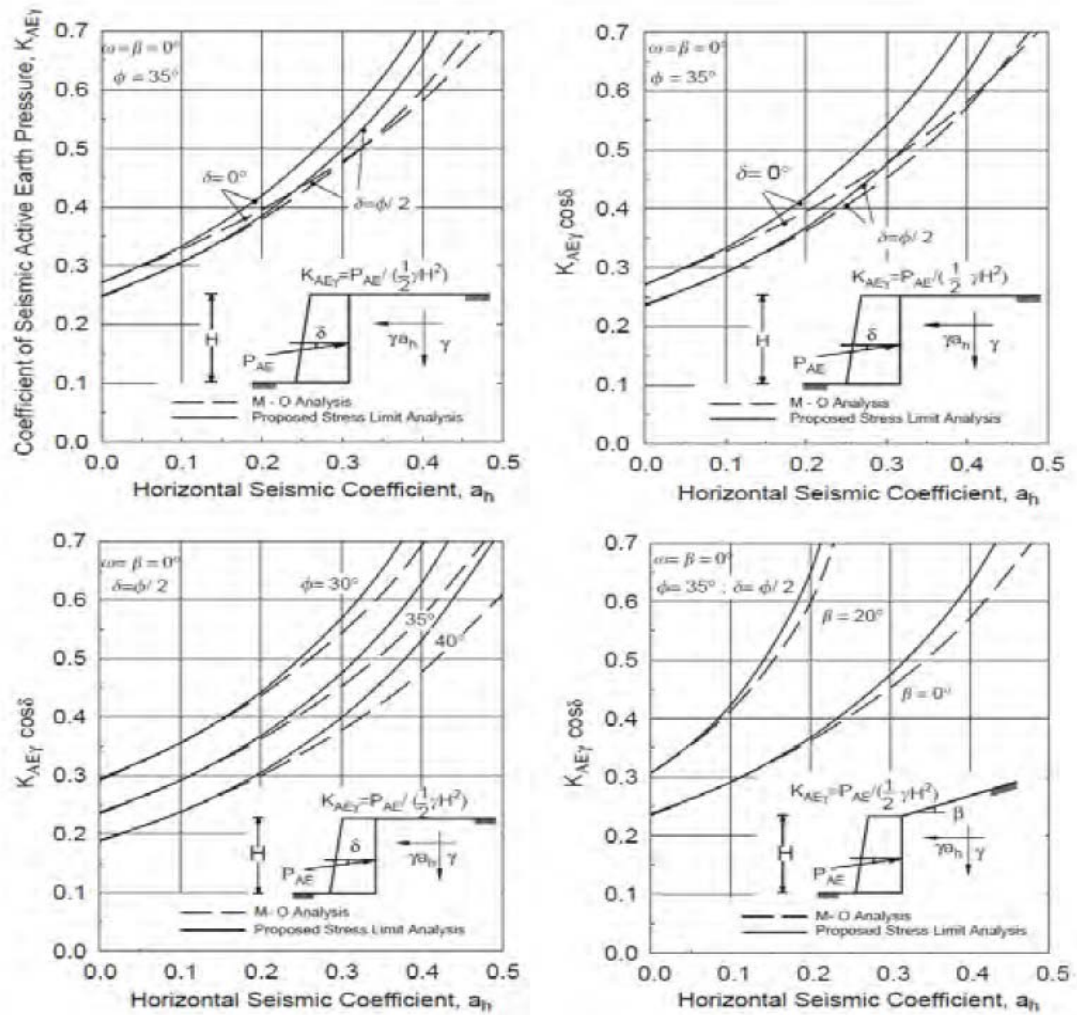
συνισταμένης δύναμης. Οι Veletsos and Younan υποστήριξαν ότι οι δύο αυτές παραδοχές αλληλοεξουδετερώνονται και τα αποτελέσματα είναι ρεαλιστικά.



Σχήμα 1.7 Διαγράμματα κατά τη μέθοδο Veletsos and Younan (1997).

Mylonakis (2007)

Μία πρόσφατη εναλλακτική μέθοδος αντίστοιχη της M-O, βασιζόμενη στις ακόλουθες παραμέτρους: βάρος και γωνία τριβής του εδάφους, κλίση του τοίχου, κλίση του αντιστηριζόμενου εδάφους, τραχύτητα τοίχου, πρόσθετο φορτίο στην επιφάνεια του εδάφους, καθώς και οριζόντια και κατακόρυφη επιτάχυνση.



Σχήμα 1.8 Διαγράμματα κατά τη μέθοδο Mylonakis.

1.4.2 Πρακτικώς Αμετακίνητοι Τοίχοι

Wood (1973)

Ο Wood χρησιμοποιώντας τη θεωρία ελαστικότητας και τη θεωρία ελαστικής διάδοσης κυμάτων ανέπτυξε λύσεις ελαστικού εδάφους σε άκαμπτη βάση, με άκαμπτο τοίχο υπό ποικίλες συνθήκες φορτίσεως.

Για εντελώς άκαμπτο τοίχο που αντιστηρίζει ένα σχετικά μεγάλης έκτασης τοίχο, υπολόγισε ότι η σεισμική δύναμη είναι πιθανό να είναι δύο φορές μεγαλύτερη της αντίστοιχης υπολογιζόμενης με τη μέθοδο Coulomb. Για τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν πανομοιότυποι συντελεστές οριζόντιας επιτάχυνσης k_h . Επιπλέον, προτάθηκε για

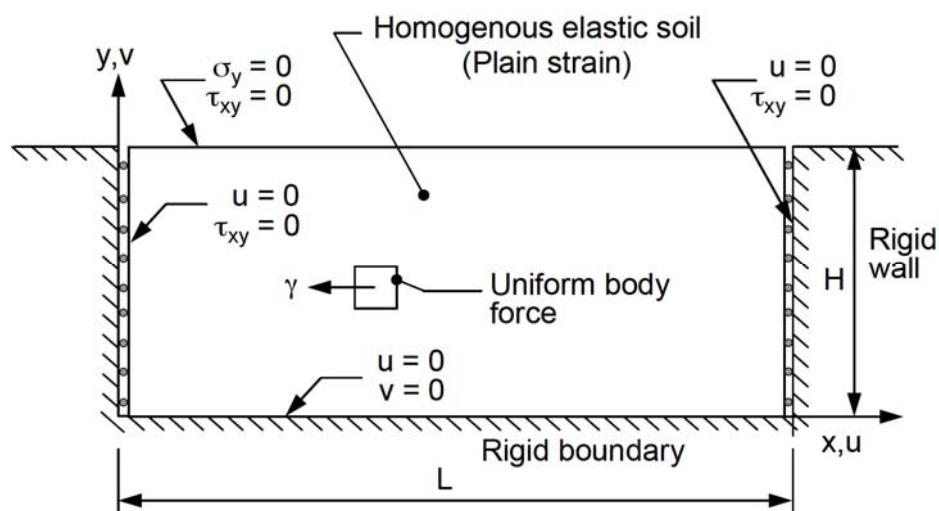
δύσκαμπτους τοίχους εγκιβωτισμένους σε βράχο ή πολύ πυκνό έδαφος, συγκρατούμενους από πασσάλους ή βαθειά θαμμένους, μια ελαστική μέθοδος αντί της M-O (Building Seismic Safety Council, 2010). Ο Wood επισήμανε, πως η εδαφική ενίσχυση ήταν ασήμαντη για σχετικά μακροπερίοδες διεγέρσεις (δηλαδή διεγέρσεις με συχνότητα μικρότερη από τη μισή της ιδιοσυχνότητας του ελευθέρου πεδίου) το οποίο περιγράφει ένα αρκετά μεγάλο ποσοστό σεισμικών προβλημάτων. Για ομοιόμορφη σταθερά k_h εφαρμοζόμενη σε όλο το ελαστικό αντιστηριζόμενο έδαφος, ο Wood (1973) όρισε τη δυναμική ώθηση ΔP_{ae} η οποία ασκείται σε λείους άκαμπτους αμετακίνητους τοίχους ως εξής:

$$\Delta P_{ae} = F k_h \gamma H^2$$

Η τιμή του F είναι περίπου ίση με τη μονάδα (Whitman, 1991) οδηγώντας έτσι στον ακόλουθο τύπο για τοίχους άκαμπτους και αμετακίνητους πάνω σε άκαμπτη βάση:

$$\Delta P_{ae} = k_h \gamma H^2$$

Το σημείο εφαρμογής της δυναμικής ώθησης θεωρείτε περίπου στο $0.6H$ πάνω από τη βάση του τοίχου. Πρέπει να σημειώσουμε ότι στο μοντέλο που χρησιμοποιήθηκε από τον Wood (1973) δεν λαμβάνετε υπόψη πουθενά η επίδραση της αδράνειας της ανωδομής που συνδέεται με τον τοίχο (Building Seismic Safety Council, 2010). Αυτή η επιρροή μπορεί να επηρεάσει την αλληλεπίδραση μεταξύ του εδάφους και του τοίχου και κατά συνέπεια τον υπολογισμό των πιέσεων που ασκούνται σε αυτόν.



Σχήμα 1.9 Θεωρία Wood για άκαμπτο τοίχο.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Παραμετρική Διερεύνηση Τοίχων
Βαρύτητας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Παραμετρική Διερεύνηση Τοίχων Βαρύτητας

2.1 Εισαγωγή

Στόχος του κεφαλαίου αυτού είναι η παραμετρική διερεύνηση των τοίχων βαρύτητας υπό δυναμική φόρτιση ώστε να κατανοήσουμε περισσότερο την συμπεριφορά τους, τους μηχανισμούς αστοχίας και τα σεισμικά εντατικά μεγέθη. Για το σκοπό αυτό κατασκευάστηκε αριθμητικό προσομοίωμα ενός τυπικού τοίχου βαρύτητας που υποβάλαμε σε διαφορετικές διεγέρσεις μεταβάλλοντας τις παραμέτρους που το επηρεάζουν. Τα παρακάτω αποτελέσματα παρατίθενται ως προσπάθεια να καλυφθούν οι βασικές διαστάσεις του προβλήματος.

2.2 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων

Για τις αναλύσεις έγινε χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το μήκος του τοίχου αντιστήριξης είναι απείρως μεγαλύτερο από τις άλλες δύο διαστάσεις του, ώστε το πρόβλημα να ανάγεται σε δισδιάστατο πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης.

Για την κατασκευή του μοντέλου χρησιμοποιήθηκαν δισδιάστατα τετρακομβικά πεπερασμένα στοιχεία επίπεδης παραμόρφωσης συνεχούς μέσου (CPE4). Οι διαστάσεις του τοίχου ορίστηκαν στα 8 x 12 m και για τη σωστή επίλυση του προβλήματος, χρησιμοποιήθηκαν δύο πανομοιότυπες κατασκευές και απόλυτα συμμετρικές. Για την ελαχιστοποίηση της επίδρασης των ορίων αυτά τοποθετήθηκαν στα 100 m τόσο δεξιά όσο και αριστερά, αρκετά μακριά δηλαδή ώστε να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα και μακριά από το μοντέλο να επικρατούν συνθήκες ελευθέρου πεδίου (**Σχ. 2.1**).

Οι ιδιότητες του αντιστηριζόμενου εδάφους είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας $E_1 = 100\text{MPa}$

- Γωνία τριβής $\phi = 37.5^\circ$
- Γωνία διαστολικότητας $\psi = 7.5^\circ$
- Συνοχή $c = 5 \text{ Mpa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.25$
- Πυκνότητα $\rho = 1.9 \text{ Mgr/m}^3$

Οι ιδιότητες του εδάφους έδρασης είναι:

- Μέτρο ελαστικότητας $E_2 = 300 \text{ MPa}$
- Γωνία τριβής $\phi = 45^\circ$
- Γωνία διαστολικότητας $\psi = 7.5^\circ$
- Συνοχή $c = 15 \text{ MPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.25$
- Πυκνότητα $\rho = 1.9 \text{ Mgr/m}^3$

Οι ιδιότητες του τοίχου είναι:

- Πυκνότητα $\rho = 2.5 \text{ Mgr/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 25 \text{ GPa}$

Η διεπιφάνεια τοίχου-εδάφους για την κατακόρυφη παρειά έχει συντελεστή τριβής $\mu=0.43$, υπολογισμένο ως συνάρτηση της γωνίας τριβής του εδάφους. Αντίστοιχα ο συντελεστής τριβής στη βάση μεταβλήθηκε παραμετρικά για να εκτιμηθεί η επίδρασή του στο πρόβλημα (**Σχ. 2.2**).

Ο αρχικός βαθμός απόσβεσης θεωρήθηκε $\xi=5\%$, αν και λόγω της υστερητικής συμπεριφοράς της διεπιφάνειας εδάφους – τοίχου και του εδάφους, που αναπτύσσεται κατά την πλαστική ανάλυση αυτό θα αυξηθεί.

Ιξώδεις αποσβεστήρες προστέθηκαν στο μοντέλο για να απορροφούν την εκπεμπόμενη ενέργεια από τα κύματα P και S και να μην επέρχονται ανακλάσεις. Στη βάση τοποθετήθηκαν μόνο κατακόρυφοι αποσβεστήρες ενώ μεταξύ της στήλης εδάφους και του κεντρικού τμήματος του μοντέλου χρησιμοποιήθηκαν κατακόρυφοι και οριζόντιοι. Η σταθερά των ιξώδων αποσβεστήρων υπολογίζεται ως:

$$C = \rho V \alpha$$

όπου,

ρ η πυκνότητα του εδάφους

V η ταχύτητα διατμητικού κύματος και

A το εμβαδόν αναφοράς

Η πύκνωση του κανάβου κοντά στον τοίχο είναι μεγαλύτερη. Συγκεκριμένα, σε απόσταση 20 m από τον τοίχο τα πεπερασμένα στοιχεία είναι διαστάσεων 0.33×0.33 m στο υπόλοιπο μοντέλο έχουν διαστάσεις 1×1 (Σχ. 2.3).

Με την παραδοχή ελαστικής συμπεριφοράς δεν μπορούμε να προσεγγίσουμε την πραγματικότητα, αφού ανεξαρτήτως της σεισμικής διέγερσης δεν παρουσιάζονται παραμένουσες μετατοπίσεις. Αναλογιζόμενοι, μάλιστα, ότι πολλές μέθοδοι αντισεισμικής ανάλυσης τοίχων αντιστήριξης στηρίζονται στον υπολογισμό των μόνιμων μετακινήσεων, συμπεραίνουμε ότι ο συνυπολογισμός της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους είναι αναγκαίος. Επιπλέον, η γραμμική συμπεριφορά του εδαφικού στοιχείου οδηγεί σε συστηματική υποεκτίμηση της απόσβεσης του συστήματος. Έτσι, οι μη γραμμικές αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν με χρήση της θεωρίας Mohr-Coulomb με κινηματική κράτυνση.

2.3 Σεισμικές Διεγέρσεις

Για την εξαγωγή αποτελεσμάτων υπό δυναμική φόρτιση χρησιμοποιήθηκαν οι παρακάτω διεγέρσεις: η καταγραφή Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g να δούμε την συμπεριφορά σε μεγάλης έντασης διέγερση, ημίτονα περιόδου 0.6 sec και 0.3 sec με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g και 0.4 g και η διέγερση Shin-Kobe που αποτελεί καταγραφή σε βράχο. Οι διεγέρσεις ασκήθηκαν στην βάση του μοντέλου και όχι στη βάση του τοίχου ώστε να προσομοιώσουμε ακριβώς τον ημιάπειρο άκαμπτο ημίχωρο και για να κατανοήσουμε την επίδραση του εδάφους θεμελίωσης.

2.4 Εξαγωγή Αποτελεσμάτων

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται για δύο αναλύσεις σε όρους επιταχύνσεων, μετακινήσεων, στροφών και τάσεων τόσο στη βάση όσο και στην κορυφή του τοίχου. Στόχος είναι να κατανοήσουμε το πώς συμπεριφέρεται ο τοίχος, πόσο και πώς επηρεάζει η παρουσία του εδάφους και πως τα δύο αυτά στοιχεία αλληλεπιδρούν μεταξύ τους. Στη συνέχεια γίνεται σύγκριση των αποτελεσμάτων σε όρους μετακίνησης, στροφής και ώθησης ώστε να γίνει αντιληπτή η επίδραση του παράγοντα που κάθε φορά εξετάζεται ως μεταβλητή.

Πιο συγκεκριμένα, η χρονοϊστορία επιταχύνσεων λαμβάνεται για τρία σημεία τόσο δεξιά όσο και αριστερά του κάθε τοίχου. Τα σημεία αυτά βρίσκονται στην επιφάνεια του εδάφους ακριβώς δίπλα τον τοίχο και σε αποστάσεις 4 m και 25 m (**Σχ. 2.4**). Έχουν επιλεγεί έτσι ώστε τα δύο να βρίσκονται εντός του εδαφικού πρίσματος αστοχίας που αναπτύσσεται πίσω από τον τοίχο και το τρίτο να βρίσκεται εκτός, για τη διερεύνηση του φαινομένου PEPSI (Pre-Existing Potentially Sliding Interface, Gazetas and Uddin 1994).

Όταν πίσω από τον τοίχο αναπτύσσεται το πρίσμα αστοχίας τα δύο στοιχεία, πρίσμα - υπόλοιπο έδαφος, συμπεριφέρονται όπως ακριβώς ένα στερεό σώμα που κινείται πάνω σε κεκλιμένο επίπεδο και ταλαντώνονται με διαφορετικό τρόπο. Έτσι, στα σημεία εντός του πρίσματος περιμένουμε ασυμμετρία μεταξύ των θετικών και αρνητικών επιταχύνσεων ενώ στο σημείο εκτός, αναμένεται συμμετρική καταγραφή. Αιτία αυτού είναι ότι κατά τη διεύθυνση της ολίσθησης η επιτάχυνση οριοθετείται από την επιτάχυνση διαρροής, σε αντίθεση με την άλλη διεύθυνση-ανωφέρεια όπου δεν υπάρχει κανένας τέτοιος περιορισμός. Το φαινόμενο αυτό παρατηρείται τόσο όταν προϋπάρχει επιφάνεια αστοχίας όσο και όταν δημιουργείται νέα κατά την επιβολή σεισμικής διέγερσης και είναι πολύ συνηθισμένο σε φράγματα, όπως στο La Villita Dam (σεισμός στο Μεξικό 1985) (**Σχ. 2.5**).

Η οριζόντια ολίσθηση υπολογίστηκε ως διαφορά της οριζόντιας μετακίνησης του σημείου στη βάση του τοίχου και της αντίστοιχης μετακίνησης του γειτονικού σημείου πάνω στο έδαφος. Ομοίως, η ολίσθηση της κατακόρυφης παρειάς του τοίχου υπολογίστηκε ως διαφορά της κατακόρυφης μετακίνησης του υψηλότερου σημείου της κατασκευής που βρίσκεται σε επαφή με το έδαφος αφαιρώντας τη μετακίνηση του γειτονικού του. Για τη

στροφή, αφαιρέθηκαν οι οριζόντιες μετακινήσεις των δύο ακραίων σημείων της κατακόρυφης παρειάς και διαιρέθηκαν με το συνολικό ύψος του τοίχου (**Σχ. 2.6**).

Ακόμη, παρουσιάζονται τα διαγράμματα κατανομής οριζόντιων, κατακόρυφων και διατμητικών τάσεων στην κατακόρυφη παρειά του τοίχου για δύο χρονικές στιγμές: τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης προς τα έξω και τη στιγμή της μέγιστης ώθησης. Οι οριζόντιες ωθήσεις συγκρίνονται με τις αντίστοιχες κατά τη μέθοδο Monopobe – Okabe. Τα ίδια αποτελέσματα παρουσιάζονται και για τη βάση του τοίχου. Παρατηρώντας τις κατακόρυφες τάσεις στη βάση του τοίχου μπορούμε να αποκτήσουμε σαφή εικόνα του ανασηκώματος που δημιουργείται. Όπου ο τοίχος χάνει επαφή με το έδαφος, όπως είναι φυσικό, αυτές μηδενίζονται.

Για να βρεθεί η χρονική στιγμή της μέγιστης οριζόντιας δύναμης, υπολογίζεται για κάθε χρονικό βήμα η δύναμη ολοκληρώνοντας το διάγραμμα ωθήσεων χρησιμοποιώντας τη σχέση:

$$F = \int_0^1 \sigma(\eta) H D d\eta$$

όπου,

H το ύψος του τοίχου

$\eta = y/H$ το αδιαστοποιημένο ύψος των σημείων στα οποία αναφέρεται η τάση

$\sigma(\eta)$ η πλευρική τάση στο σημείο με ύψος η

2.5 Σχολιασμός των Αποτελεσμάτων

Στα **σχήματα 2.7 έως 2.17** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για διέγερση Ημιτόνου με περίοδο $T = 0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 1$, για τον αριστερά και δεξιά τοίχο. Στη χρονοϊστορία των επιταχύνσεων παρατηρούμε ότι στα σημεία K, N του αριστερά τοίχου και στα αντίστοιχα T, Q του δεξιά, που βρίσκονται ακριβώς δίπλα στον τοίχο, εμφανίζονται κάποιες υψίσυχνες κορυφές. Είναι, λοιπόν,

φανερή η επίδραση του τοίχου στην περιοχή γύρω απ αυτόν. Η ύπαρξη ενός άκαμπτου σώματος το οποίο δημιουργεί ανακλάσεις κυμάτων τροποποιεί τις επιταχύνσεις, κάνοντάς τις κατά πολύ διαφορετικές από αυτές του ελεύθερου πεδίου. Η αποκόλληση του τοίχου μπορεί να προκαλέσει κρουστικά φαινόμενα στο έδαφος τα οποία είναι εμφανή τόσο στη χρονοϊστορία των επιταχύνσεων όσο και στην κατανομή των τάσεων, αυξάνοντάς τις. Η επίδραση όμως αυτή σε απόσταση ίση με δύο έως τρεις φορές το ύψος του τοίχου, μειώνεται σημαντικά και στο ελεύθερο πεδίο οι επιταχύνσεις μεταβάλλονται μόνο κατά την κατακόρυφη έννοια (σημεία M, P και S, V).

Στα διαγράμματα των μετατοπίσεων, παρατηρούμε πως η στιγμή της μέγιστης μετακίνησης αντιστοιχεί σε απομάκρυνση του τοίχου από το αντιστηριζόμενο έδαφος, που σημαίνει ότι επικρατούν ενεργητικές συνθήκες. Ακόμη για τον αριστερά τοίχο η ολίσθηση στη βάση και η στροφή είναι μικρότερες από του δεξιά. Γίνεται αντιληπτή εδώ, η επίδραση της πολικότητας. Δηλαδή, δύο απόλυτα όμοιοι τοίχοι αντιστήριξης τοποθετημένοι ο ένας απέναντι στον άλλο (όπως συμβαίνει στο εξεταζόμενο μοντέλο) υποβαλλόμενοι στην ίδια διέγερση δεν έχουν την ίδια απόκριση. Αυτό γίνεται αντιληπτό αν σκεφτούμε ότι ο παλμός που είναι «ευεργετικός» για τον ένα τοίχο, λειτουργεί ως δυσμενής για τον άλλο.

Η ύπαρξη της πολικότητας γίνεται πιο εμφανής:

- όταν ο λόγος a_c / a , όπου a_c η επιτάχυνση που ξεκινά η ολίσθηση και a η μέγιστη επιτάχυνση αυξάνει και
- όταν η διέγερση περιέχει αρκετούς παλμούς με «ανταγωνιστικά» μεταξύ τους αποτελέσματα.

Οι ωθήσεις πίσω από τους δύο τοίχους διαφέρουν ως προς το μέγεθος και τη μορφή. Καλύτερη συνέπεια με τη μέθοδο Monopobe – Okabe παρατηρούμε στο δεξιά τοίχο. Ακόμη, από την κατανομή των κατακόρυφων τάσεων στην βάση μπορούμε να παρατηρήσουμε ποιά τμήμα της βάσης του τοίχου ανασηκώνεται. Όπως είναι λογικό, τη στιγμή της μέγιστης μετακίνησης προς τα έξω αυτή μεγιστοποιείται.

Οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων παρουσιάζονται για τις χρονικές στιγμές της μέγιστης μετακίνησης προς τα έξω, της μέγιστης ώθησης και στο τέλος της σεισμικής διέγερσης. Η στιγμή της μέγιστης ώθησης είναι όταν η επιτάχυνση είναι μέγιστη με φορά

προς τα έξω ενώ της μέγιστης μετακίνησης όταν η φορά της επιτάχυνσης είναι προς τα μέσα. Είναι φανερό το πρίσμα αστοχίας Coulomb, εντός του οποίου αστοχούν τα εδαφικά στοιχεία, με ποικιλία παραμορφώσεων στην πλαστική περιοχή. Είναι ακόμη εμφανής η πολύ μεγάλη παραμόρφωση στην περιοχή που υπάρχει αποκόλληση, όπως ήταν αναμενόμενο.

Στα **σχήματα 2.18 έως 2.28** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g, για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 0.4$, για τον αριστερά και δεξιά τοίχο. Στην περίπτωση αυτή είναι εμφανής η ύπαρξη του PESPI (Pre-Existing Potentially Sliding Interface). Η ύπαρξη ασυμμετρίας μεταξύ των θετικών και αρνητικών τιμών στη χρονοϊστορία επιταχύνσεων χαρακτηρίζει τα σημεία εντός του πρίσματος αστοχίας. Σε αντίθεση τα σημεία εκτός της σφήνας χαρακτηρίζονται από συμμετρική χρονοϊστορία. Λόγω της πολικότητας οι δύο τοίχοι αποκτούν διαφορετικές τιμές ολίσθησης στη βάση, με μεγαλύτερη εκείνη του αριστερά τοίχου. Για τις κατακόρυφες ωθήσεις πίσω απ' τον τοίχο αξίζει να σημειωθεί ότι αυξάνονται μονοτονικά καθώς κινούμαστε προς τη βάση του τοίχου όπως ακριβώς συμβαίνει και με τις γεωστατικές τάσεις. Ακόμη, από τις ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων μπορούμε να διακρίνουμε το ενεργητικό πρίσμα αστοχίας πίσω απ' τον τοίχο όπως και τη συγκέντρωση πλαστικών παραμορφώσεων στον πόδα του, καθώς αυτός προσπαθεί να στραφεί και να ολισθήσει.

Επιρροή του Συντελεστή Τριβής στη Βάση

Στα **σχήματα 2.29 έως 2.32** παρουσιάζεται η σύγκριση των αποτελεσμάτων για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση: $\mu = 0.4$, $\mu = 0.6$ και $\mu = 1$. Όπως φαίνεται, τιμές του συντελεστή τριβής ανώτερες του 0.6 δίνουν τα ίδια αποτελέσματα για ολίσθηση του τοίχου, στροφή αλλά και κατανομή ωθήσεων πίσω απ αυτόν και στη βάση. Ακόμη, για συντελεστή τριβής $\mu = 0.4$, η οριζόντια μετακίνηση είναι περίπου τετραπλάσια σε σύγκριση με τα μεγαλύτερα μ και αυτό συμβαίνει επειδή χρειάζεται μικρότερη οριζόντια δύναμη για να ξεκινήσει η ολίσθηση ($T = \mu N$). Επειδή, λοιπόν, ο τοίχος μετακινείται περισσότερο, η στροφή παρουσιάζεται μειωμένη σε σύγκριση με τις τιμές του $\mu = 0.6$ και $\mu = 1$, όπου συναντά μεγαλύτερη αντίσταση σε ολίσθηση και αναγκαστικά στρίβει. Η κατανομή πιέσεων στη βάση και για τις τρεις περιπτώσεις είναι της

ίδιας μορφής. Όμως, το τμήμα που οι κατακόρυφες τάσεις μηδενίζονται, δηλαδή υπάρχει ανασήκωμα, είναι μικρότερο για $\mu = 0.4$ αφού και η στροφή του είναι συστηματικά μικρότερη.

Πραγματοποιήθηκαν επιπλέον αναλύσεις, που επιβεβαιώνουν τα παραπάνω αποτελέσματα. Συγκεκριμένα, διέγερση Ημιτόνου με περίοδο $T = 0.6$ sec, με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g και διέγερση Shin-Kobe, με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g. Στην περίπτωση του ημιτόνου, είναι πολύ ενδιαφέρον να παρατηρηθεί η χρονοϊστορία στροφών για τον δεξιά και αριστερά τοίχο. Η παρουσία του φαινομένου της πολικότητας είναι σαφής. Στον αριστερά τοίχο, το πρώτο μισό του ημιτόνου (2 - 2.6 sec) τον κινεί προς τα μέσα και το δεύτερο μισό τον στρίβει προς τα έξω. Αντιθέτως, στο δεξιά τοίχο το πρώτο μισό τον στρίβει προς τα έξω ενώ το δεύτερο μισό προς τα μέσα (**Σχ. 2.33-2.36 και 2.37-2.40**).

Σε όλες τις περιπτώσεις έχουμε παραμένουσες μετακινήσεις όπως και στροφές, δηλαδή ο τοίχος δεν επανέρχεται στην αρχική του θέση μετά το τέλος της διέγερσης.

Επιρροή της Δεσπόζουσας Περιόδου της Διέγερσης

Για να κατανοήσουμε πώς η δεσπόζουσα περίοδος της διέγερσης επηρεάζει τη συμπεριφορά του τοίχου, πραγματοποιήσαμε αναλύσεις με Ημίτονο, μέγιστης επιτάχυνσης 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 1$ και περιόδους $T = 0.6$ sec και $T = 0.3$ sec (**Σχ. 2.41 έως 2.44**). Οι περίοδοι επιλέχθηκαν έτσι ώστε η μία να βρίσκεται κοντά στη ιδιοπερίοδο του συστήματος ενώ η άλλη όχι. Για μεγαλύτερη περίοδο παρατηρούμε μεγαλύτερη ολίσθηση στη βάση. Η ολίσθηση υπολογίζεται ως διπλό ολοκλήρωμα του επιταχυνσιογραφήματος. Συνεπώς, όταν η περίοδος της διέγερσης αυξάνει, για ίδια μέγιστη επιτάχυνση το εμβαδόν ολοκλήρωσης είναι μεγαλύτερο. Το ίδιο ακριβώς συμβαίνει και με τη στροφή. Όταν η περίοδος είναι μικρότερη ο τοίχος δεν προλαβαίνει να στρίψει πολύ και αμέσως έρχεται ο επόμενος παλμός που τείνει να το στρίψει στην αντίθετη κατεύθυνση. Έτσι, η παραμένουσα στροφή που αναπτύσσεται είναι μικρότερη. Όπως είναι λογικό, μικρότερη στροφή, για το ίδιο ενδόσιμο έδαφος, προκαλεί ανασήκωμα σε μικρότερο τμήμα της βάσης του τοίχου. Αυτό φαίνεται στην κατανομή των κατακόρυφων τάσεων της βάσης, στα

σημεία που έχει μηδενική τιμή. Επιπλέον, παρατηρείται ότι ο δεξιά τοίχος είναι πιο συνεπής στη μέθοδο Monopobe-Okabe, σε αντίθεση με τον αριστερά.

Στα **σχήματα 2.45 έως 2.48** παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα για διέγερση Ημιτόνου, με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, για διαφορετικές περιόδους και διαφορετικό συντελεστή τριβής μ στη βάση. Συγκεκριμένα, έχουν θεωρηθεί $T = 0.3$ sec και $\mu = 1$, $T = 0.6$ sec και $\mu = 1$, $T = 0.3$ sec και $\mu = 0.4$ και $T = 0.6$ sec και $\mu = 0.4$. Όπως αναμένεται, η ολίσθηση στη βάση είναι αισθητά μικρότερη για περίοδο $T = 0.3$ sec σε αντίθεση με την αντίστοιχη της περιόδου $T = 0.6$ sec και για τα δύο μ . Το ίδιο συμβαίνει με την στροφή και το τμήμα του τοίχου που ανασηκώνεται. Ακόμη, επιβεβαιώνεται ότι η ολίσθηση για μικρότερες τιμές του συντελεστή τριβής είναι μεγαλύτερη, σε αντίθεση με το ανασήκωμα. Αξίζει να παρατηρήσει κανείς πως για την μικρή περίοδο οι διαφορές αυτές σχεδόν εξαλείφονται και οι αναλύσεις με τα διαφορετικά μ δίνουν τα ίδια αποτελέσματα. Αυτό συμβαίνει επειδή η ίδια η διέγερση δεν είναι ικανή ώστε να αναπτύξει μεγάλη παραμένουσα μετακίνηση και στροφή.

Επιρροή του Ειδικού Βάρους του Τοίχου

Πολλές φορές οι τοίχοι αντιστήριξης δεν κατασκευάζονται ολόκληροι από σκυρόδεμα αλλά από τεχνητούς ογκολίθους. Έτσι, η πυκνότητα τους δεν είναι πάντα 2.5 Mgr/m^3 , εμφανίζεται μειωμένη με τιμή περίπου 1.8 Mgr/m^3 αφού τμήμα τους παραμένει κενό. Για να ελέγξουμε πόσο αυτή η αλλαγή μπορεί να επηρεάσει τη συμπεριφορά του τοίχου πραγματοποιήσαμε δύο αναλύσεις με διέγερση Takatori, μέγιστης επιτάχυνσης 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 1$ για διαφορετικά ειδικά βάρη τοίχου: $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ (**Σχ. 2.49 έως 2.53**). Λόγω μείωσης του κατακόρυφου φορτίου-βάρους, ο πιο ελαφρύς τοίχος έχει τη δυνατότητα να ολισθαίνει πιο εύκολα, με αποτέλεσμα η παραμένουσα μετακίνηση να είναι μεγαλύτερη. Η στροφή όμως, παραμένει σχεδόν ίδια στα δύο συστήματα. Ενώ ο τοίχος με το μεγαλύτερο ειδικό βάρος θα περιμέναμε να έχει μεγαλύτερη στροφή, αυτό δε συμβαίνει επειδή αυξάνεται ο συντελεστής ασφαλείας του έναντι ανατροπής, αφού αυξάνει η δύναμη σταθεροποίησης-βάρους. Αντίθετα με τη στροφή, το τμήμα της βάσης που ανασηκώνεται διαφέρει, με μεγαλύτερο εκείνο στον τοίχο με το μικρότερο ειδικό βάρος. Αυτό εξηγείται επειδή, όπως φαίνεται και απ' την κατανομή

των κατακόρυφων μετακινήσεων, η βύθιση που παίρνει ο πιο βαρύς τοίχος είναι μεγαλύτερη, για το ίδιο έδαφος έδρασης.

Επιρροή της Μέγιστης Επιτάχυνσης της Διέγερσης

Στα **σχήματα 2.54 και 2.54** παρουσιάζονται συγκριτικά τα αποτελέσματα για διέγερση Ημιτόνου με περίοδο $T = 0.6 \text{ sec}$, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 0.4$ και διαφορετικές μέγιστες επιταχύνσεις: 0.6 g και 0.4 g . Η ολίσθηση στη βάση ξέρουμε ότι επηρεάζεται και από τον λόγο α_c/α , όπου α_c η επιτάχυνση που ξεκινά η ολίσθηση και α η μέγιστη επιτάχυνση. Όσο ο λόγος αυξάνει, μειώνεται η παραμένουσα μετακίνηση. Στα δύο εξεταζόμενα συστήματα η α_c παραμένει σταθερή και μεταβάλλεται η μέγιστη επιτάχυνση. Ο λόγος α_c/α είναι μεγαλύτερος για $\alpha = 0.4 \text{ g}$. Αρά, περιμένουμε μικρότερη τιμή ολίσθησης, γεγονός που επιβεβαιώνεται. Στη χρονοϊστορία των στροφών τα αποτελέσματα ακολουθούν ένα πιο σύνθετο μηχανισμό. Για τον αριστερά τοίχο, ο πρώτος παλμός στρίβει τον τοίχο προς τα μέσα, δηλαδή προς το έδαφος, και φυσικά πιο πολύ στρίβει ο τοίχος που υπόκειται σε διέγερση με μεγαλύτερη κορυφαία τιμή επιτάχυνσης. Στον επόμενο παλμό ο τοίχος τείνει να στρίψει προς τα έξω. Οι δύο τοίχοι φτάνουν στο ίδιο σημείο γιατί ο τοίχος με τη μεγαλύτερη επιτάχυνση μπορεί δυναμικά να πάρει μεγαλύτερη στροφή, διανύει όμως μεγαλύτερη απόσταση. Αντίθετα, για το δεξιά τοίχο, ο πρώτος παλμός τον αναγκάζει να στρίψει προς τα έξω και όπως είναι λογικό, ο τοίχος που υπόκειται σε διέγερση με μεγαλύτερη επιτάχυνση αποκτά μεγαλύτερη στροφή. Ο επόμενος και τελευταίος παλμός στρίβει τον τοίχο προς το έδαφος, κάνοντας τους δύο τοίχους να λάβουν ίδια στροφή (επειδή πρέπει να καλύψουν πάλι διαφορετική απόσταση). Όμως, επειδή σε αυτήν την περίπτωση υπάρχει το έδαφος, λόγω αδράνειας ο τοίχος με τη μεγαλύτερη επιτάχυνση καταλήγει με περισσότερη στροφή προς τα έξω.

Επιρροή της Ενδοσιμότητας του Εδάφους Έδρασης

Στα **σχήματα 2.56 έως 2.59** παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g , συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 0.4$ και διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας E στη βαθύτερη εδαφική στρώση: $E = 300 \text{ MPa}$, $E = 100$

MPa και $E = 50 \text{ MPa}$. Όταν το έδαφος έχει μεγάλο μέτρο ελαστικότητας επιτρέπει δυσκολότερα στον τοίχο να βυθιστεί καθώς αυτός στρίβει και τον αναγκάζει να ολισθήσει. Έτσι, για μεγαλύτερο E περιμένουμε μεγαλύτερη ολίσθηση στη βάση και μικρότερη στροφή, γεγονός που επιβεβαιώνεται από τα αντίστοιχα διαγράμματα. Η κατανομή των τάσεων στη βάση εξαρτάται απ' την χρονική στιγμή που λαμβάνεται καθώς και απ' τη δυνατότητα βύθισης του τοίχου, λόγω ενδοσιμότητας του εδάφους έδρασης ή ιδίου βάρους του τοίχου. Ακόμη, η κατανομή ωθήσεων πίσω απ' τον τοίχο μας δείχνει την επίδραση της στροφής. Δηλαδή, για μικρότερο μέτρο ελαστικότητας που ο τοίχος στρίβει πιο πολύ, η γωνία της βάσης του πιέζει το έδαφος, «κλωτσάει», με αποτέλεσμα να παρουσιάζεται ως αύξηση των ωθήσεων στο σημείο αυτό. Η αύξηση αυτή μειώνεται για μεγαλύτερα μέτρα ελαστικότητας.

2.6 Νέο Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα

Η θεώρηση ελαστοπλαστικής συμπεριφοράς του εδάφους με βάση το καταστατικό προσομοίωμα Mohr-Coulomb δεν ανταποκρίνεται ακριβώς στην πραγματική μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους, όπως π.χ την γνωρίζουμε από τα γνωστά διαγράμματα $G - \gamma$ και $\xi - \gamma$ της βιβλιογραφίας. Συνεπώς, για την προσομοίωση εδάφους αντιστήριξης αλλά και έδρασης στον τοίχο βαρύτητας χρησιμοποιήθηκε ένα πιο ρεαλιστικό καταστατικό προσομοίωμα (Anastasopoulos et. al 2011). Σε αυτό, η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους ακολουθεί το κριτήριο διαρροής Von Mises με μη γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Το συγκεκριμένο καταστατικό προσομοίωμα έχει κατασκευαστεί για να προσομοιώσει την πλάστιμη συμπεριφορά της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες. Με κάποιες τροποποιήσεις το μοντέλο μπορεί να εφαρμοστεί και για άμμο.

Σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής Von Mises, η εξέλιξη των τάσεων περιγράφεται από τη σχέση:

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha$$

όπου σ_0 είναι η τιμή της τάσης σε μηδενική πλαστική παραμόρφωση, η οποία θεωρείται σταθερή και α η συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης που ορίζει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο χώρο των τάσεων.

Η συνάρτηση F ορίζει την ανεξάρτητη τάσεων επιφάνεια διαρροής:

$$F = (\sigma - \alpha) - \sigma_0$$

όπου η ισοδύναμη τάση Mises, συνυπολογίζοντας το α είναι :

$$f(\sigma - \alpha)$$

Η πλαστική ροή θεωρείται συσχετισμένη, οπότε:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\varepsilon}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma}$$

όπου $\dot{\varepsilon}^{pl}$ είναι ο ισοδύναμος ρυθμός πλαστικής παραμόρφωσης.

Ο νόμος εξέλιξης των τάσεων αποτελείται από δύο συνιστώσες:

- i. έναν ισοτροπικό νόμο κράτυνσης, ο οποίος περιγράφει την μεταβολή της ισοδύναμης τάσης, που ορίζει το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής σ_0 ως μία συνάρτηση της πλαστικής παραμόρφωσης:

$$\sigma_0 = \sigma_0 + Q_\infty (1 - e^{-b\bar{\varepsilon}^{pl}})$$

όπου η παράμετρος Q_∞ και το b είναι παράμετροι του προσομοιώματος που καθορίζουν τη μέγιστη αλλαγή στο μέγεθος της επιφάνειας διαρροής και το ρυθμό της μεταβολής με την $\bar{\varepsilon}^{pl}$. Για $Q_\infty=0$, το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής παραμένει σταθερό και το προσομοίωμα εκφυλίζεται σε μη γραμμικό μοντέλο κινηματικής κράτυνσης.

- ii. έναν μη γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης, που περιγράφει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο τασικό πεδίο. Ο κινηματικός νόμος κράτυνσης ορίζεται ως υπέρθεση ενός καθαρά κινηματικού όρου (γραμμικός νόμος κράτυνσης Ziegler) και ενός όρου χαλάρωσης, που εισάγει την μη γραμμική συμπεριφορά. Η εξέλιξη της κινηματικής συνιστώσας της τάσης διαρροής περιγράφεται ως εξής:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \dot{\varepsilon}^{pl} - \gamma \alpha \dot{\varepsilon}^{pl}$$

όπου C είναι το αρχικό μέτρο της κινηματικής κράτυνσης ($C = \frac{\sigma_y}{\varepsilon_y} = E$) και η παράμετρος γ καθορίζει τον ρυθμό μείωσης της κινηματικής κράτυνσης κατά την αύξηση της πλαστικής παραμόρφωσης.

Η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ιστροπικής κράτυνσης απεικονίζεται στο **σχήμα 2.60** για μονοαξονική και πολυαξονική φόρτιση αντίστοιχα.

Σύμφωνα με τον νόμο εξέλιξης για την κινηματική συνιστώσα της κράτυνσης η τιμή της α πρέπει να βρίσκεται σε κύλινδρο ακτίνας :

$$\sqrt{\frac{2}{3}} \frac{C}{\gamma}$$

Εφόσον η επιφάνεια διαρροής είναι φραγμένη, συμπεραίνεται πως οποιοδήποτε τασικό σημείο πρέπει να βρίσκεται εντός κυλίνδρου ακτίνας $\sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_y$, όπου σ_y η τάση διαρροής.

Στην περίπτωση της αργίλου:

$$\sigma_y = \sqrt{3} Su$$

Και εφόσον $\sigma_y = \frac{C}{\gamma} + \sigma_0$ προκύπτει:

$$\gamma = \frac{C}{\sqrt{3} Su - \sigma_0}$$

Στην περίπτωση της άμμου η διατμητική τάση εξαρτάται από τη μέση τάση και τη γωνία τριβής ϕ συνεπώς μέγιστη τάση είναι:

$$\sigma_y = \sqrt{3} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \sin \phi$$

όπου $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$, οι κύριες τάσεις και

$$\gamma = \frac{C}{\sqrt{3} \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \sin \phi - \sigma_0}$$

Οι παράμετροι του καταστατικού προσομοιώματος βαθμονομήθηκαν σύμφωνα με δημοσιευμένες καμπύλες $G - \gamma$ της βιβλιογραφίας, κατά τη διαδικασία που περιγράφεται από τους Gerolymos et al. [2005].

Με τη χρήση αυτού του προσομοιώματος ορίστηκε παραβολική κατανομή του μέτρου ελαστικότητας. Συγκεκριμένα, για το έδαφος αντιστήριξης η τιμή στην επιφάνεια θεωρήθηκε $E_{(z=0)}=0.5 E_1$, όπου E_1 η τιμή του μέτρου ελαστικότητας που χρησιμοποιήθηκε στην ομοιόμορφη κατανομή. Η κατανομή του E ορίστηκε έτσι ώστε να έχει ως μέση τιμή το E_1 . Για το έδαφος έδρασης η τιμή στην επιφάνεια θεωρήθηκε $E_{(z=0)}=1/3 E_2$, όπου E_2 η τιμή του μέτρου ελαστικότητας που χρησιμοποιήθηκε στην ομοιόμορφη κατανομή. Η κατανομή του E ορίστηκε έτσι ώστε να έχει μέγιστη τιμή το E_2 (**Σχ. 2.61**).

2.7 Σχολιασμός των Αποτελεσμάτων

Σύγκριση Εδαφικών Προσομοιωμάτων: Mohr-Coulomb Plastic Hardening με Nonlinear Kinematic Hardening

Στις προηγούμενες αναλύσεις θεωρήθηκε ότι το έδαφος είναι ομοιογενές. Στην πραγματικότητα το μέτρο διατμήσεως είναι πιο πιθανό να αυξάνει με το βάθος, γεγονός που περιμένουμε να επηρεάσει τη συμπεριφορά του συστήματος. Η επίδραση αυτής της ανομοιογένειας εξετάζεται **στα σχήματα 2.62 έως 2.65**, για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστης επιτάχυνσης 0.6 g για παραβολική και ομοιόμορφη κατανομή του E . Στην περίπτωση του ανομοιογενούς εδάφους, κοντά στην επιφάνεια το μέτρο ελαστικότητας έχει πολύ μικρότερη τιμή με αποτέλεσμα να είναι πιο ενδόσιμο. Έτσι, η στρόφη αναμένεται αισθητά μεγαλύτερη σε σχέση με την αντίστοιχη της ομοιόμορφης κατανομής. Παρατηρώντας τη χρονοϊστορία των στροφών για παραβολική κατανομή, αυτό επαληθεύεται. Γι' αυτό οι κατακόρυφες πιέσεις στη βάση έχουν σε μεγάλο τμήμα μηδενική τιμή. Ακόμη, η οριζόντια ολίσθηση για ομοιόμορφη κατανομή είναι μεγαλύτερη και συνεπώς οι ωθήσεις που δέχεται ο τοίχος είναι αυξημένες.

Επιρροή της Ενδοσιμότητας του Εδάφους Έδρασης

Πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 0.4$ και διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας E στη βαθύτερη εδαφική στρώση για παραβολική κατανομή: $E = 300 \text{ MPa}$ και $E = 50 \text{ MPa}$ (**Σχ. 2.66 έως 2.69**). Όταν το έδαφος έχει μεγάλο μέτρο ελαστικότητας επιτρέπει δυσκολότερα στον τοίχο να βυθιστεί καθώς αυτός στρίβει και τον αναγκάζει να ολισθήσει. Έτσι, για μεγαλύτερο E περιμένουμε μεγαλύτερη ολίσθηση στη βάση και μικρότερη στροφή, γεγονός που επιβεβαιώνεται από τα αντίστοιχα διαγράμματα. Όπως αναφέρθηκε και πιο πάνω, η κατανομή των τάσεων στη βάση εξαρτάται απ την χρονική στιγμή που λαμβάνεται καθώς και απ' τη δυνατότητα βύθισης του τοίχου, λόγω ενδοσιμότητας του εδάφους έδρασης ή ίδιου βάρους του τοίχου. Και για τις δύο κατανομές η μέθοδος Monopobe-Okabe παρουσιάζεται συντηρητική.

Επιρροή της Ενδοσιμότητας του Εδάφους Αντιστήριξης

Στα **σχήματα 2.70 έως 2.73** παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 0.4$ και διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας E του εδάφους αντιστήριξης με παραβολική κατανομή: $E = 100 \text{ MPa}$ και $E = 50 \text{ MPa}$. Όταν το έδαφος έχει μικρότερο μέτρο ελαστικότητας πιέζει περισσότερο τον τοίχο και για ίδιο συντελεστή τριβής ολισθαίνει περισσότερο. Η στροφή όμως, επειδή εξαρτάται κυρίως από το έδαφος έδρασης και το βάρος του τοίχου παραμένει ανεπηρέαστη και για τα δύο μοντέλα μας δίνει τις ίδιες τιμές σε όλη τη διάρκεια της διέγερσης. Γι' αυτό το λόγο ταυτίζονται και οι κατανομές των κατακόρυφων τάσεων τη στιγμή της μέγιστης μετατόπισης, μιας και οι δύο τοίχοι έχουν το ίδιο ανασήκωμα. Πάλι και για τα δύο μοντέλα η μέθοδος Monopobe-Okabe παρουσιάζεται συντηρητική.

Επιρροή της Γωνίας Τριβής του Εδάφους Έδρασης

Στα **σχήματα 2.74 έως 2.77** παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g με διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής ϕ του εδάφους αντιστήριξης: $\phi = 34^\circ$ και $\phi = 45^\circ$ για παραβολική κατανομή E. Όταν το έδαφος έδρασης έχει μικρότερη γωνία τριβής έχει μικρότερη αντοχή ως προς τα κατακόρυφα φορτία. Γι αυτό περιμένουμε μεγαλύτερη στροφή, όπως επαληθεύεται στα αποτελέσματα. Ανάλογα με τη γωνία τριβής μεταβάλλεται και ο συντελεστής τριβής στη βάση. Έτσι, για μεγαλύτερη γωνία τριβής έχουμε μεγαλύτερο συντελεστή τριβής και κατά συνέπεια μικρότερη ολίσθηση. Πάλι και για τα δύο μοντέλα η μέθοδος Mononobe-Okabe παρουσιάζεται συντηρητική.

Επιρροή της Γωνίας Τριβής του Εδάφους Αντιστήριξης

Στα **σχήματα 2.78 έως 2.81** παρουσιάζονται τα συγκριτικά αποτελέσματα για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g με διαφορετικές τιμές της γωνίας τριβής ϕ του εδάφους αντιστήριξης: $\phi = 34^\circ$ και $\phi = 37.5^\circ$ για παραβολική κατανομή E. Όταν το έδαφος έχει μικρότερη γωνία τριβής πιέζει περισσότερο τον τοίχο, αφού ευσταθεί δυσκολότερα και για ίδιο συντελεστή τριβής ολισθαίνει περισσότερο. Η στροφή όμως επειδή εξαρτάται κυρίως από το έδαφος έδρασης και το βάρος του τοίχου παραμένει ανεπηρέαστη και για τα δύο μοντέλα μας δίνει τις ίδιες τιμές σε όλη τη διάρκεια της διέγερσης. Γι' αυτό το λόγο ταυτίζονται και οι κατανομές των κατακόρυφων τάσεων, μιας και οι δύο τοίχοι έχουν το ίδιο ανασήκωμα. Πάλι και για τις δύο κατανομές η μέθοδος Mononobe-Okabe παρουσιάζεται συντηρητική. Ακόμη παρατηρούμε πως στο δεξιό τοίχο η κατανομή των τάσεων ακολουθεί πιο τριγωνική κατανομή, όπως συμβαίνει στις γεωστατικές συνθήκες.

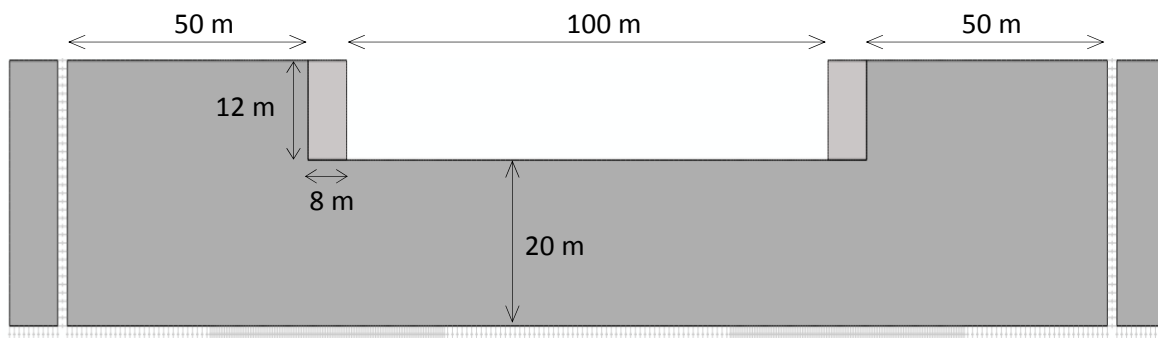
Επιρροή των Διαστάσεων του Τοίχου Βαρύτητας

Ανάλογα με τις απαιτήσεις του εκάστοτε έργου κατασκευάζονται τοίχοι αντιστήριξης διαφορετικών μεγεθών. Είναι λοιπόν απαραίτητο να κατανοήσουμε πώς οι διαστάσεις του τοίχου και κατ' επέκταση η μάζα του επηρεάζουν την συμπεριφορά του σε ένα σεισμικό

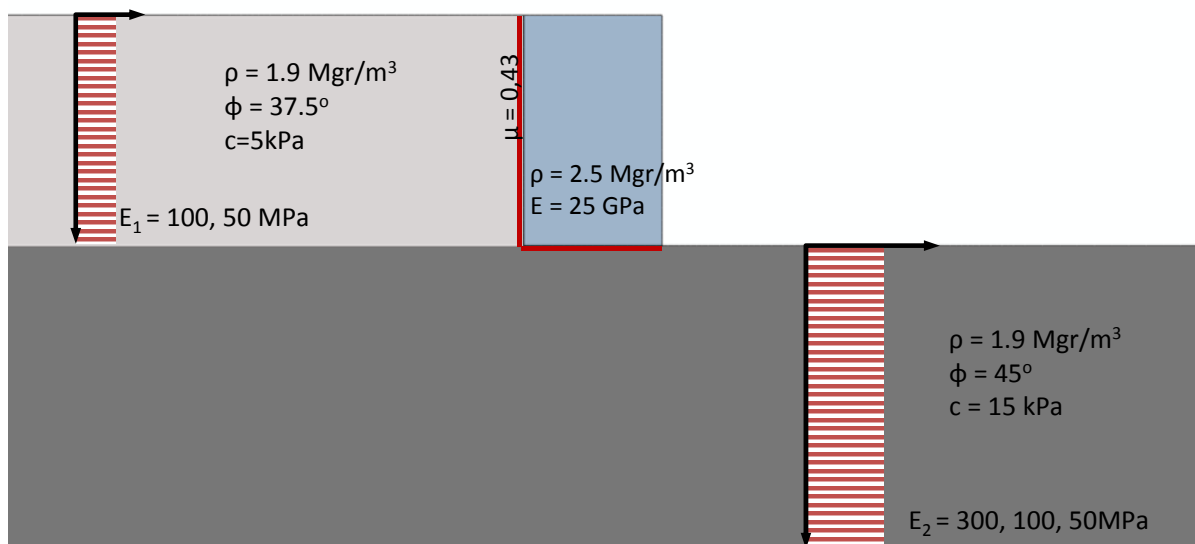
γεγονός. Για το λόγο αυτό πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις για διέγερση Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu = 0.4$, για διαφορετικές διαστάσεις τοίχων: B=4 και H=6, B=8 και H=12, B=16 και H=24, τα αποτελέσματα των οποίων παρουσιάζονται στα **σχήματα 2.82 έως 2.85**. Ο τοίχος με τις μεγαλύτερες διαστάσεις έχει και μεγαλύτερη αδράνεια. Συνεπώς, για ίδιο έδαφος αντιστήριξης αναμένεται μικρότερη ολίσθηση στη βάση. Ακόμη, σημαντικό είναι να κατανοήσουμε πως ακόμα και αν το ύψος του τοίχου αυξάνει δίνοντας μεγαλύτερη τιμή οριζόντιων ωθήσεων (δύναμη αποσταθεροποίησης), αναλογικά αυξάνεται και η βάση του τοίχου άρα και η δύναμη τριβής (δύναμη σταθεροποίησης). Οπότε οι δύο αυτοί μηχανισμοί αλληλοεξουδετερώνονται και επικρατεί μόνο η επιρροή της αδράνεια του τοίχου. Αντίθετα, η στροφή στα τρία μοντέλα διαφέρει, με μεγαλύτερη εκείνη στον τοίχο με τις μεγαλύτερες διαστάσεις. Αυτό συμβαίνει επειδή η βύθιση που παίρνει ο πιο μεγάλος τοίχος είναι μεγαλύτερη για το ίδιο έδαφος έδρασης.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

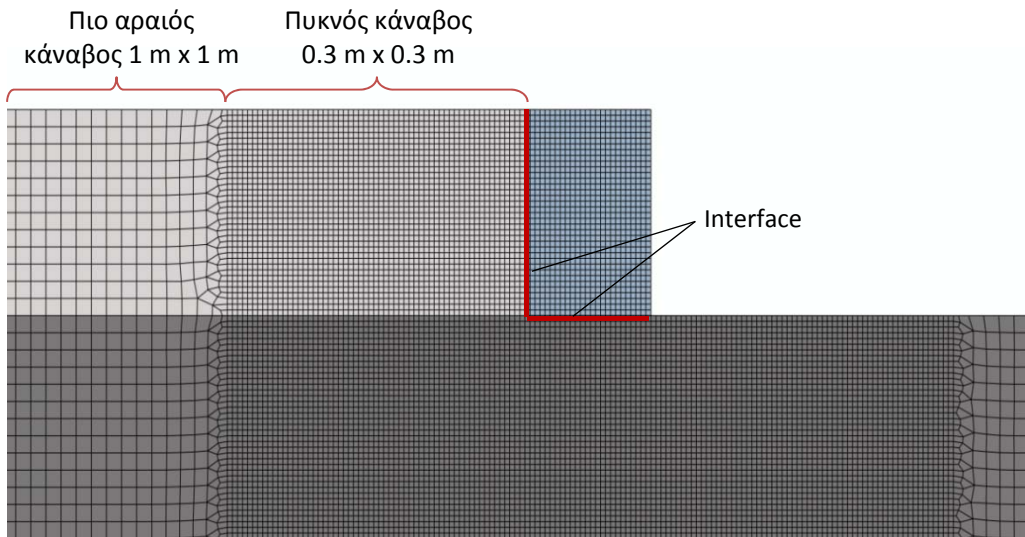
Σχήματα



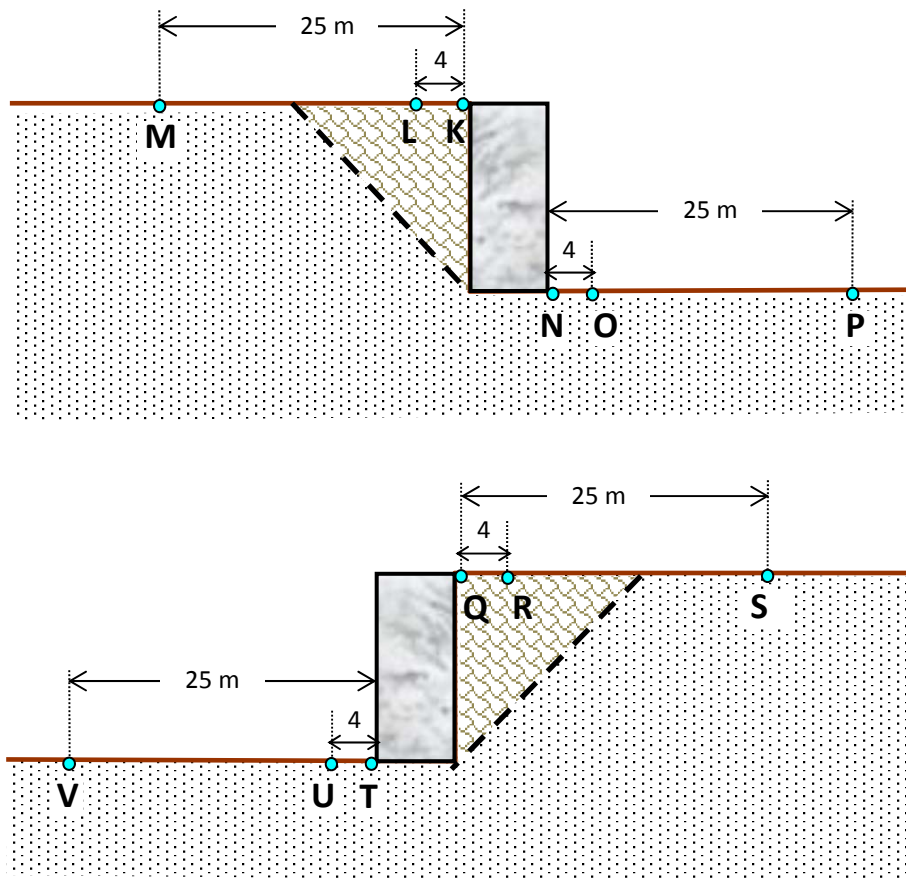
Σχήμα 2.1 Γεωμετρία προσομοιώματος.



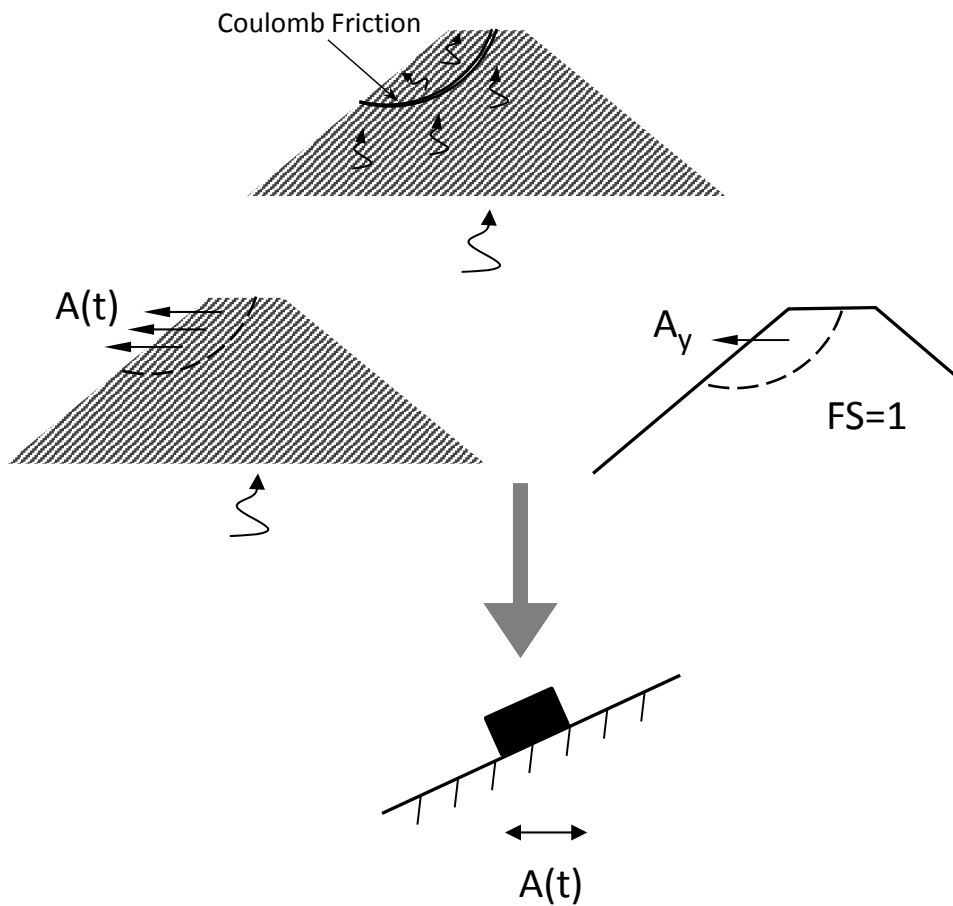
Σχήμα 2.2 Χαρακτηριστικά προσομοιώματος.



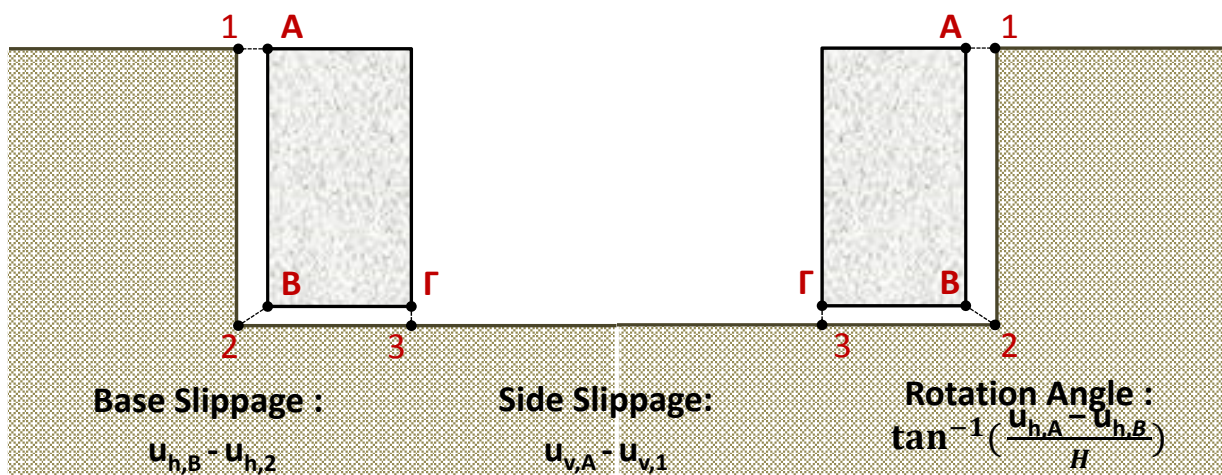
Σχήμα 2.3 Κάναβος πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS.



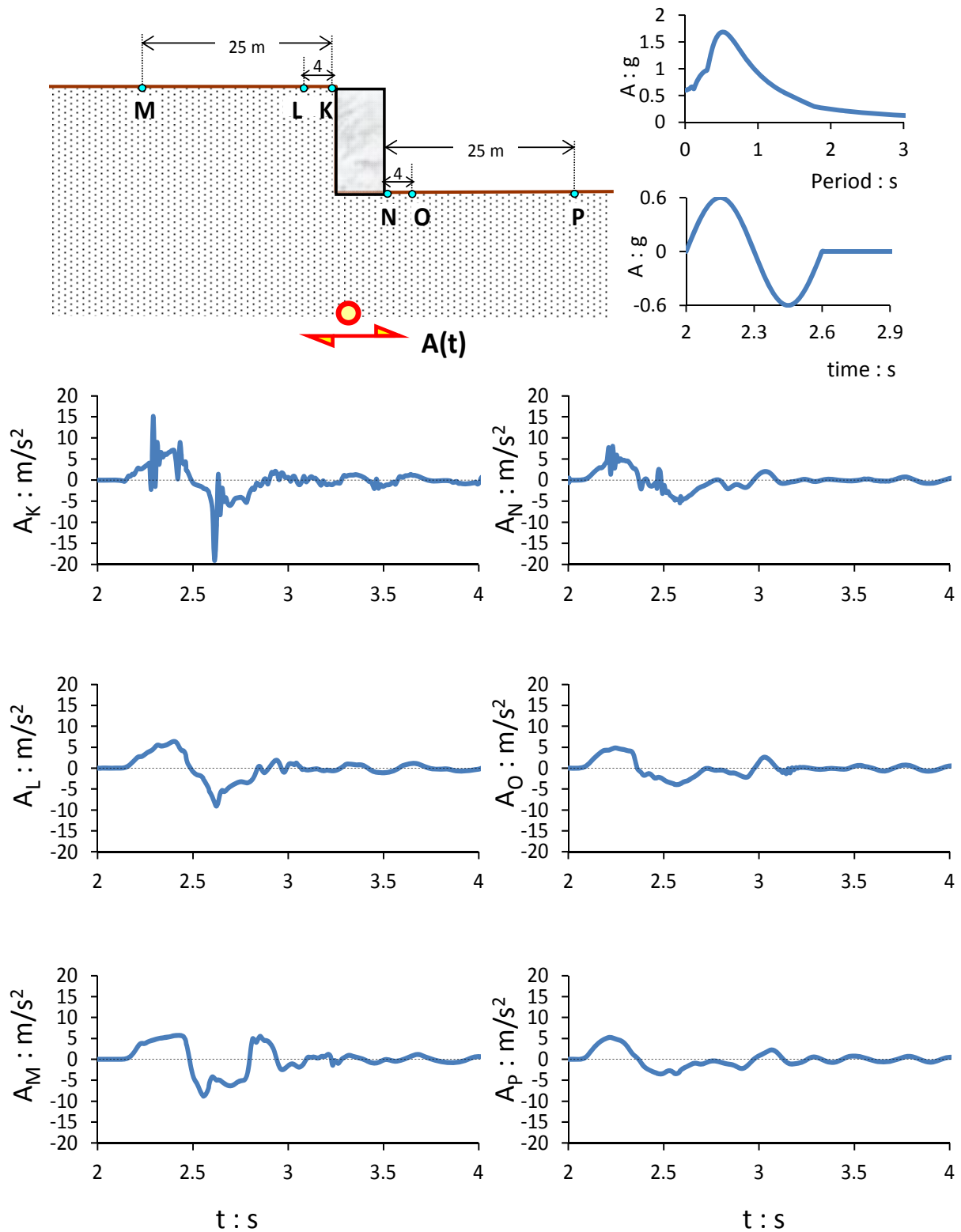
Σχήμα 2.4 Χαρακτηριστικά σημεία επιταχύνσεων.



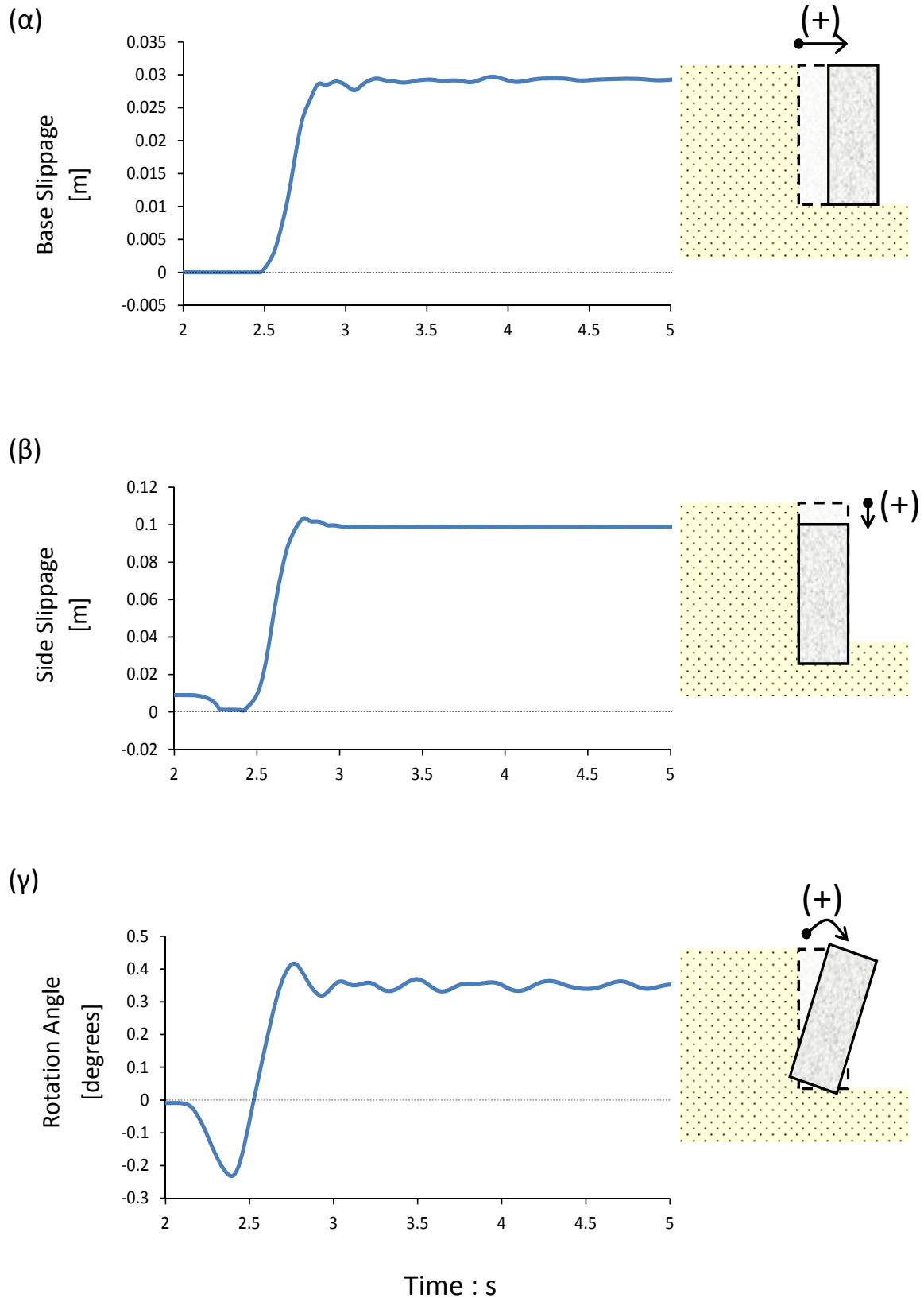
Σχήμα 2.5 Ερμηνεία Ανάλυσης PEPSI.



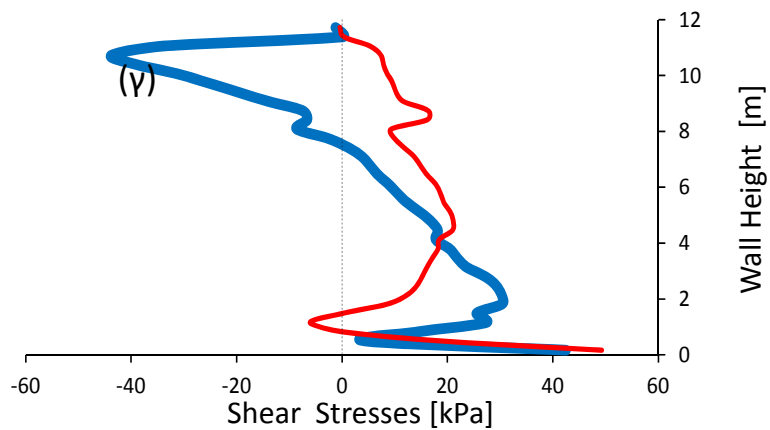
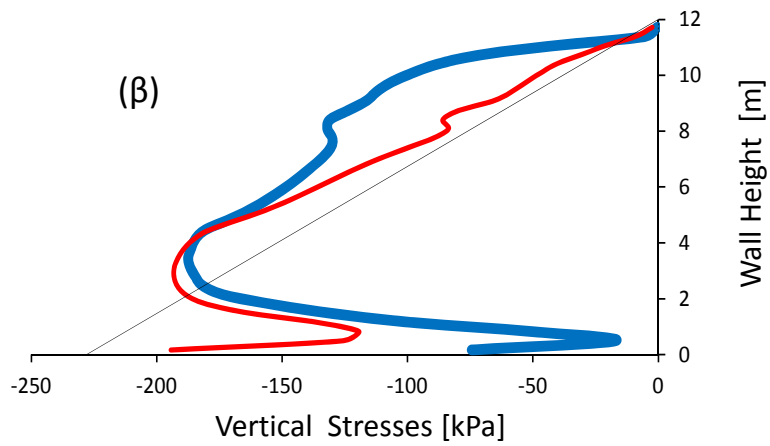
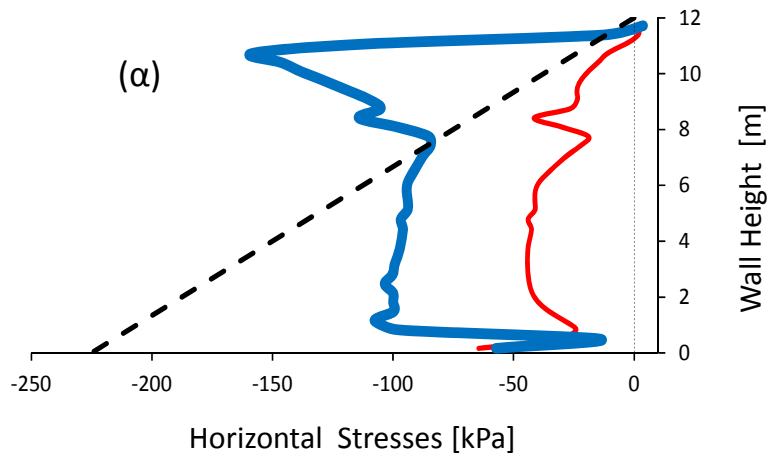
Σχήμα 2.6 Σχηματική απεικόνιση υπολογισμού ολισθήσεων και στροφής.



Σχήμα 2.7 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε χαρακτηριστικά σημεία στον αριστερά τοίχο (ομοιόμορφη κατανομή).

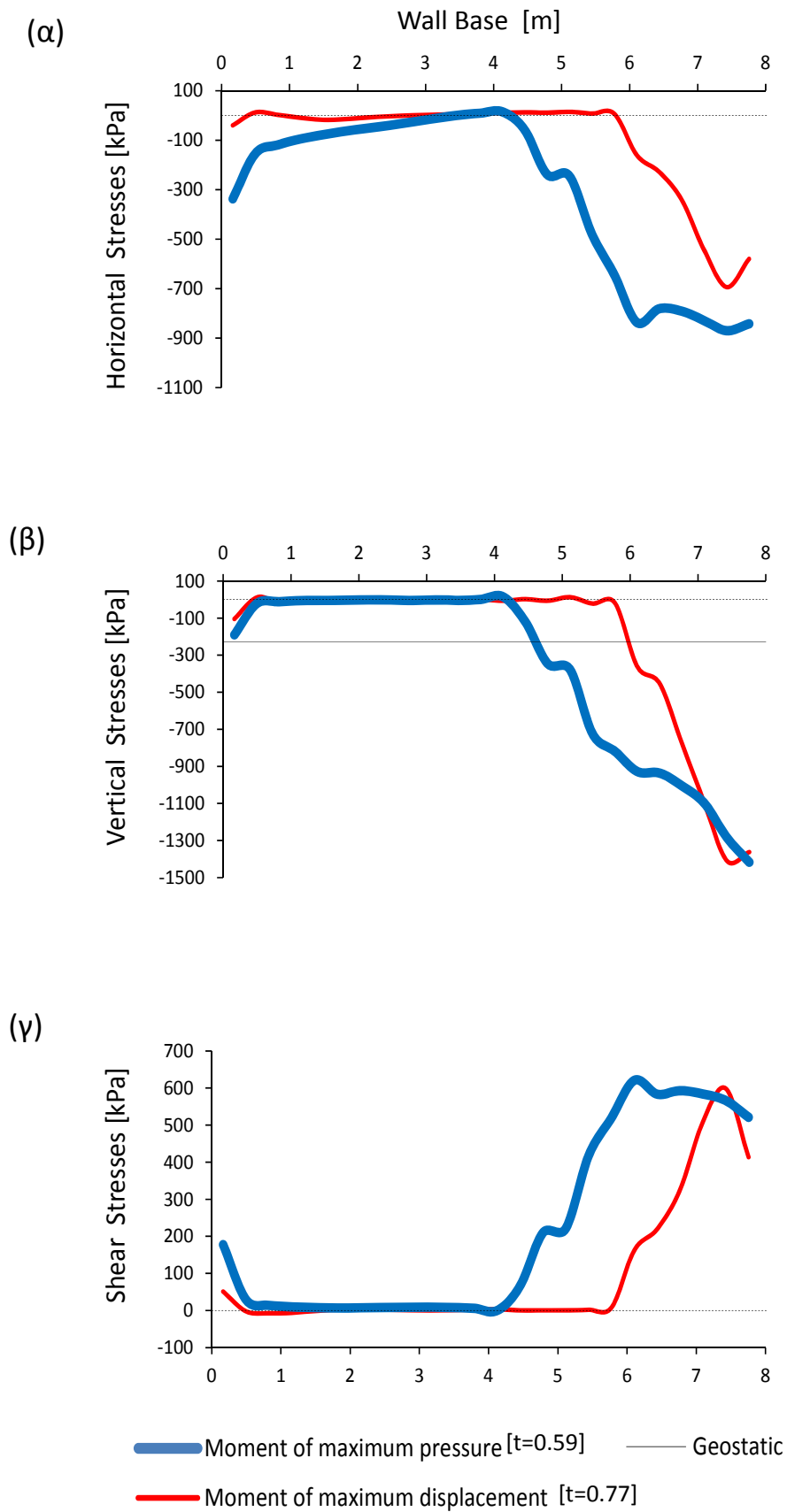


Σχήμα 2.8 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Χρονοϊστορίες στον αριστερά τοίχο (α) ολίσθησης στην βάση, (β) ολίσθησης της κατακόρυφης παρειάς και (γ) στροφής (ομοιόμορφη κατανομή).

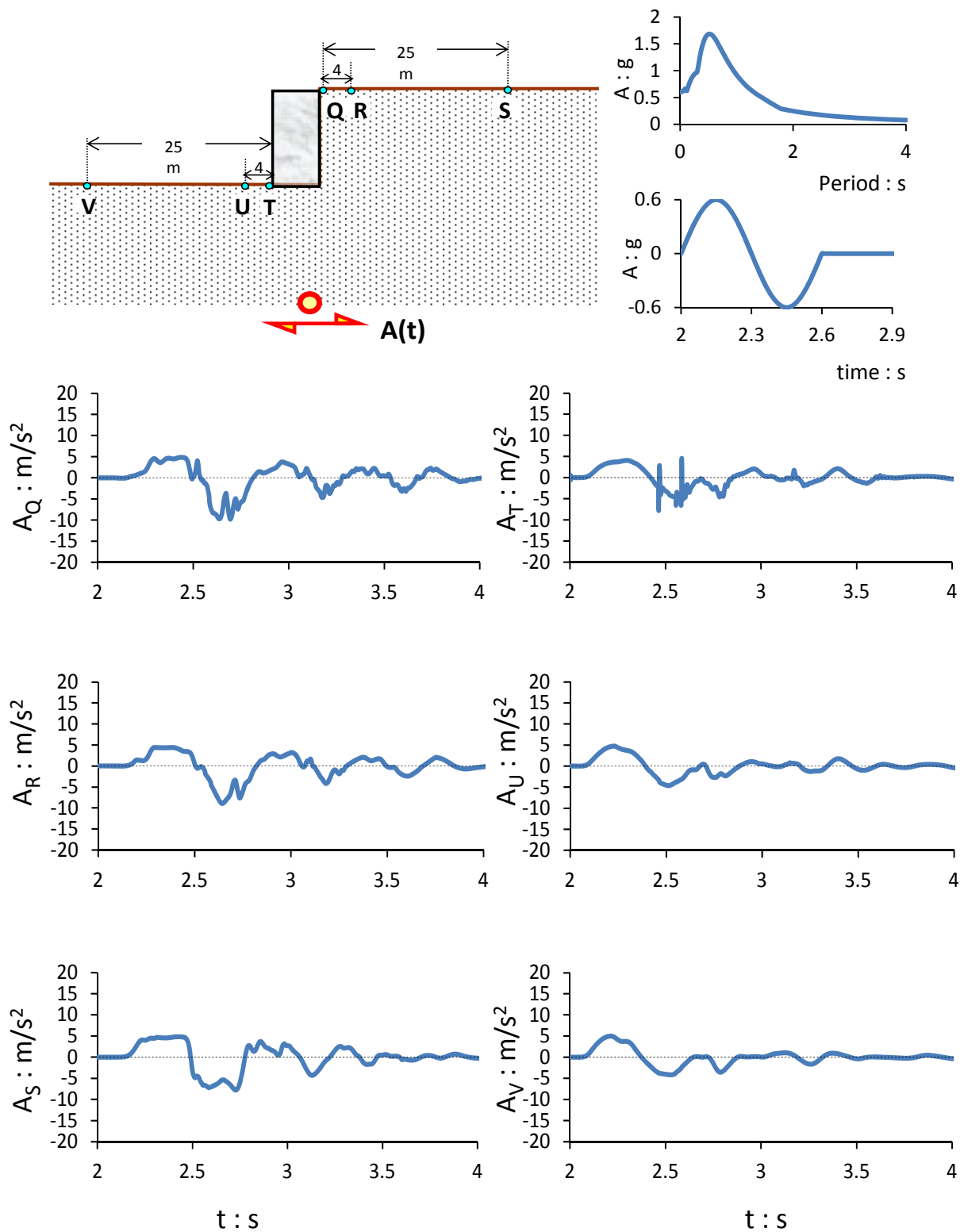


- Moment of maximum pressure [t=0.99]
- Moment of maximum displacement [t=0.77]
- - - M-O
- Geostatic

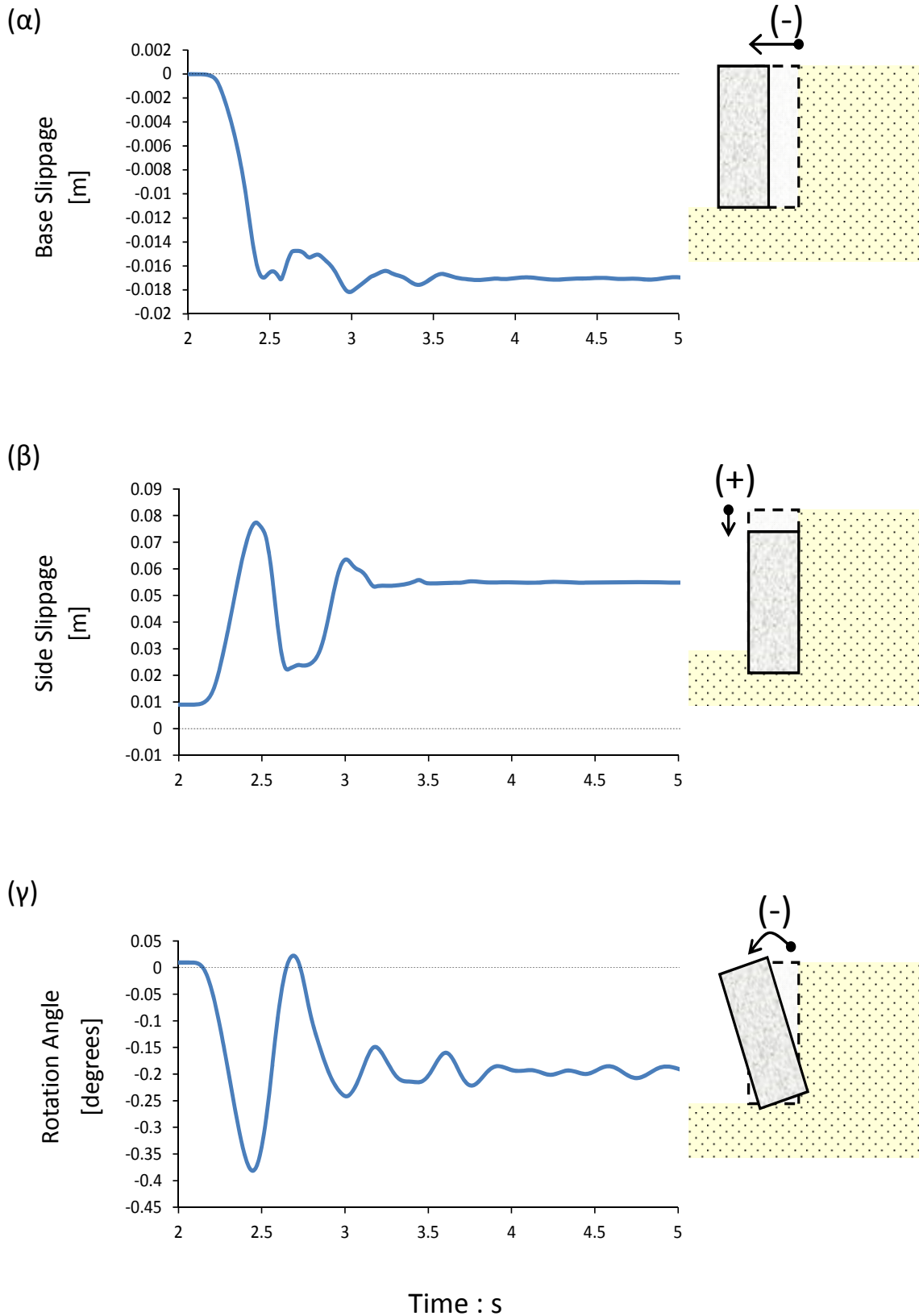
Σχήμα 2.9 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Κατανομή καθ' ύψος του αριστερά τοίχου (α) οριζόντιων, (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων (ομοιόμορφη κατανομή).



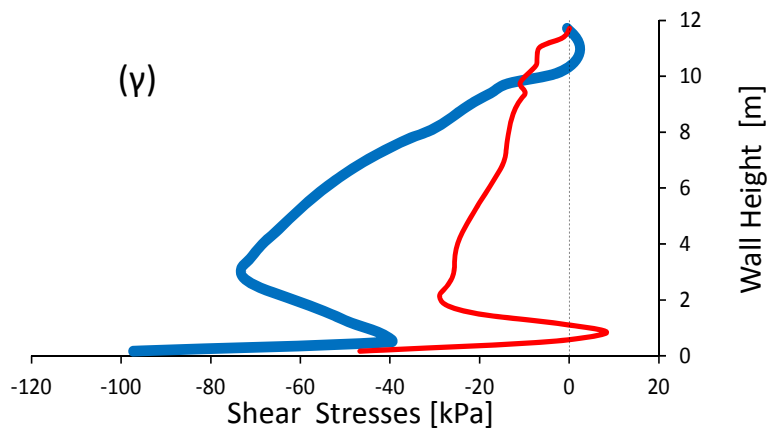
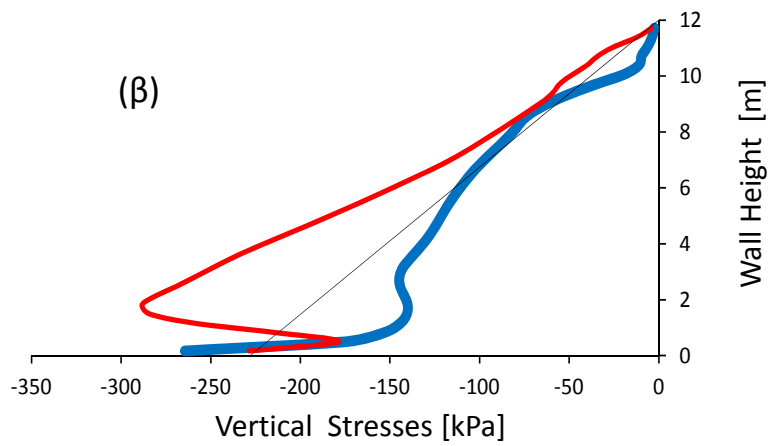
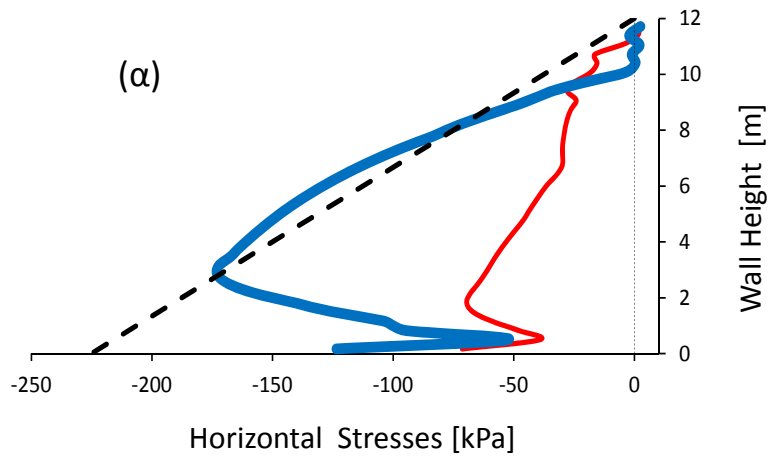
Σχήμα 2.10 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Κατανομές τάσεων: (α) οριζόντιων , (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων στη βάση του αριστερά τοίχου (ομοιόμορφη κατανομή).



Σχήμα 2.11 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε χαρακτηριστικά σημεία στο δεξιό τείχος (ομοιόμορφη κατανομή).

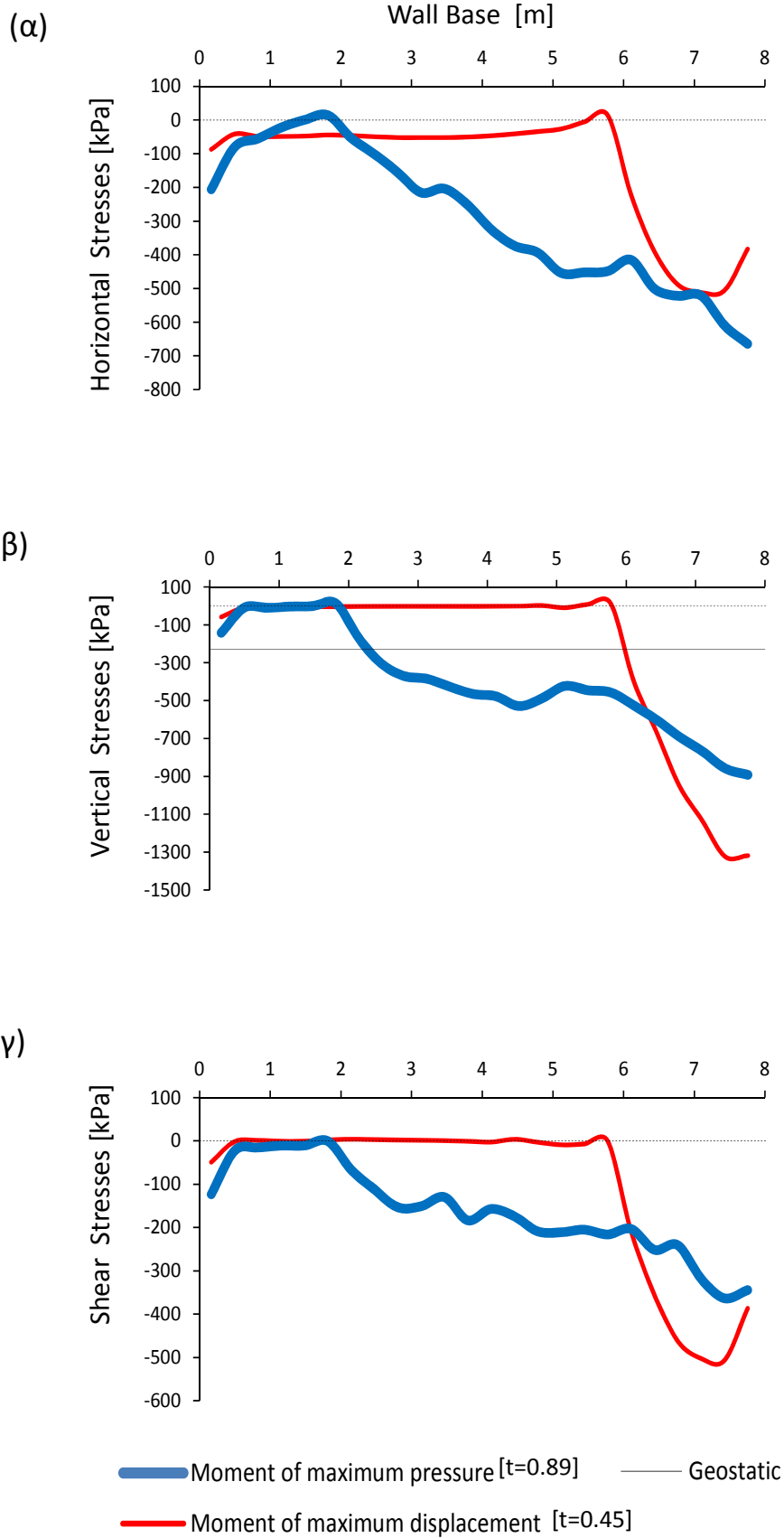


Σχήμα 2.12 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Χρονοϊστορίες στο δεξιό τοίχο (α) ολίσθησης βάσης, (β) βύθισης παρειάς και (γ) στροφής (ομοιόμορφη κατανομή).

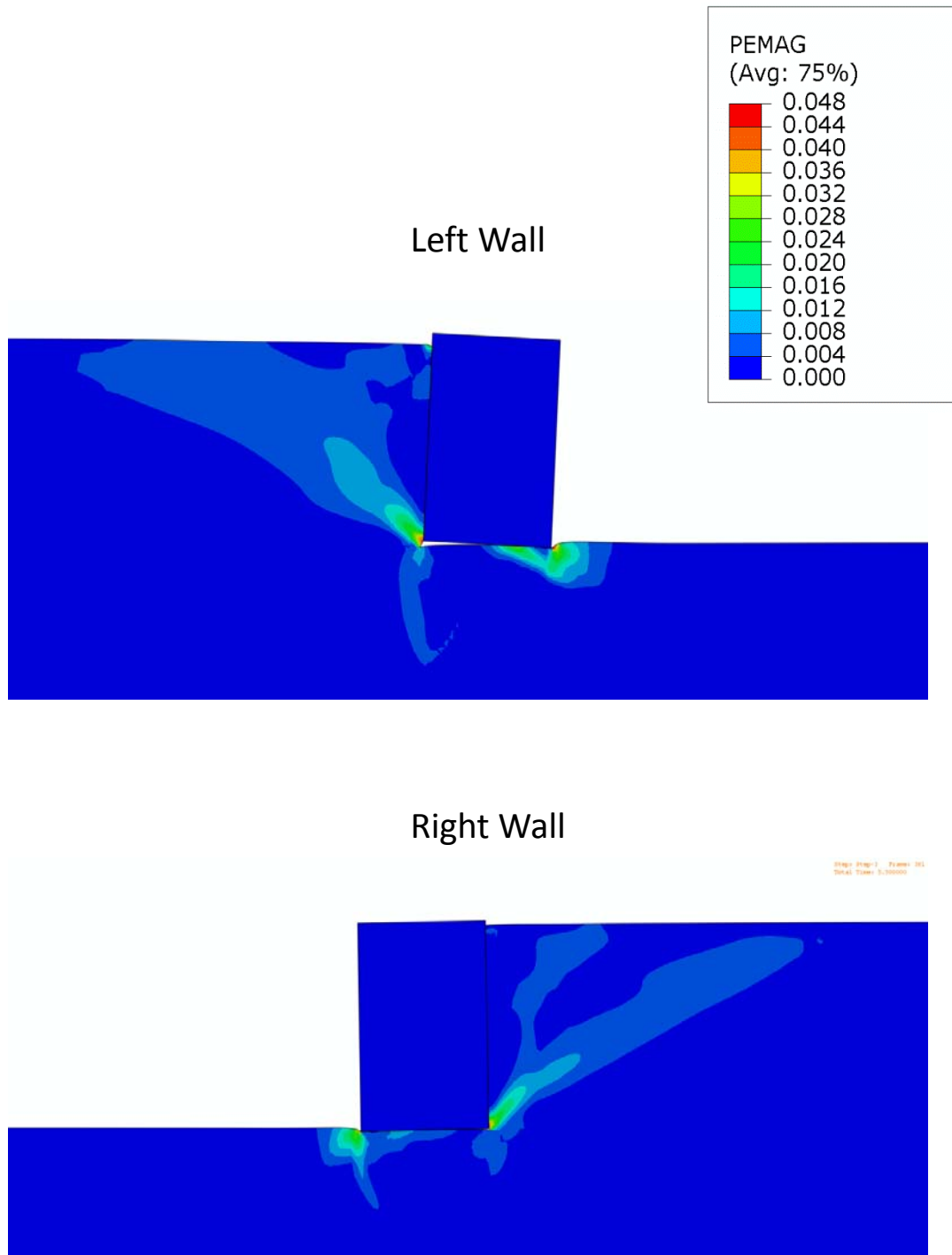


- Moment of maximum pressure [t=0.87] - - - M-O
- Moment of maximum displacement [t=0.45] — Geostatic

Σχήμα 2.13 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Κατανομή καθ' ύψος του δεξιού τοίχου (α) οριζόντιων, (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων (ομοιόμορφη κατανομή).

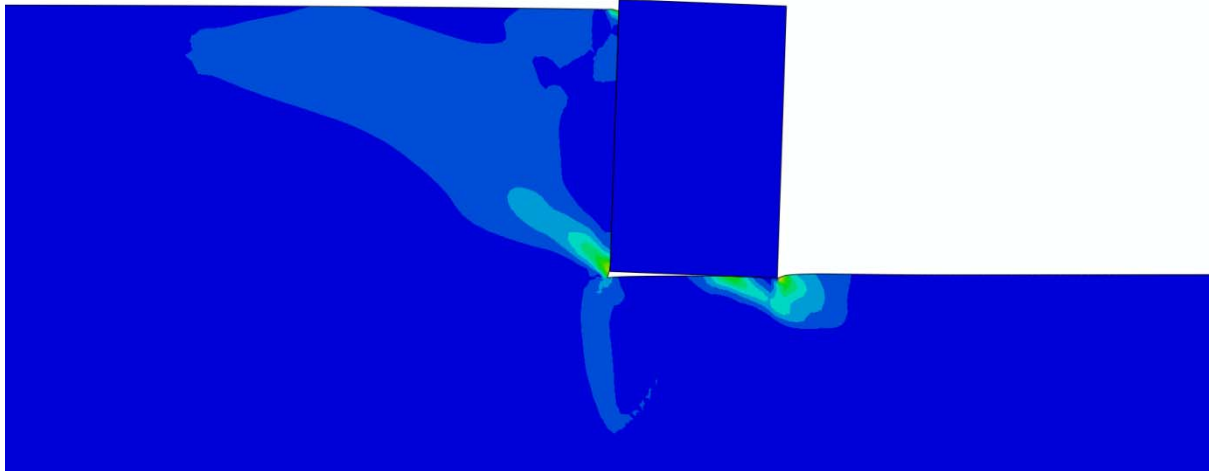


Σχήμα 2.14 Διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$. Κατανομές τάσεων: (α) οριζόντιων, (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων στη βάση του δεξιά τοίχου (ομοιόμορφη κατανομή).

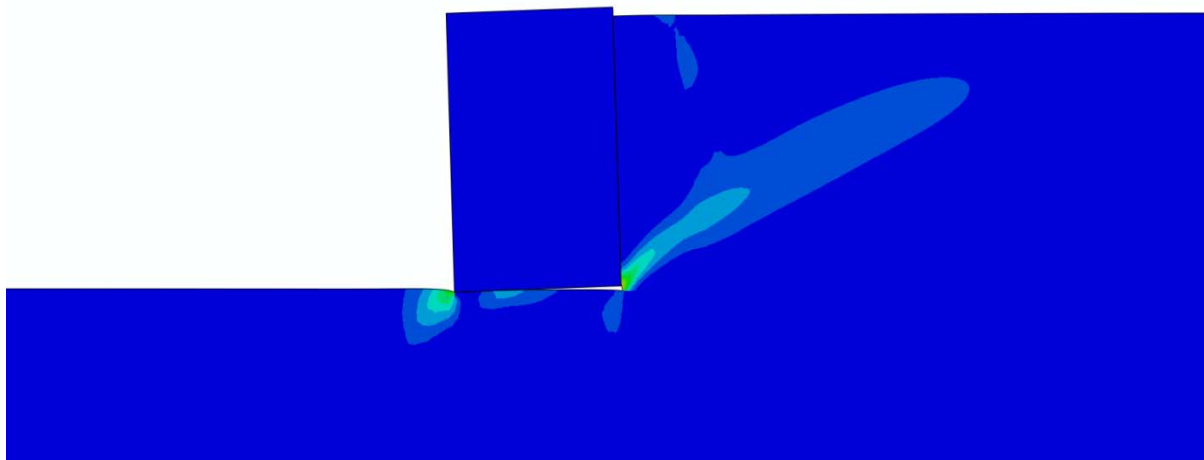


Σχήμα 2.15 Ισοψείς πλαστικών παραμορφώσεων στο **τέλος της δυναμικής φόρτισης** στον αριστερά και δεξιά τοίχο για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

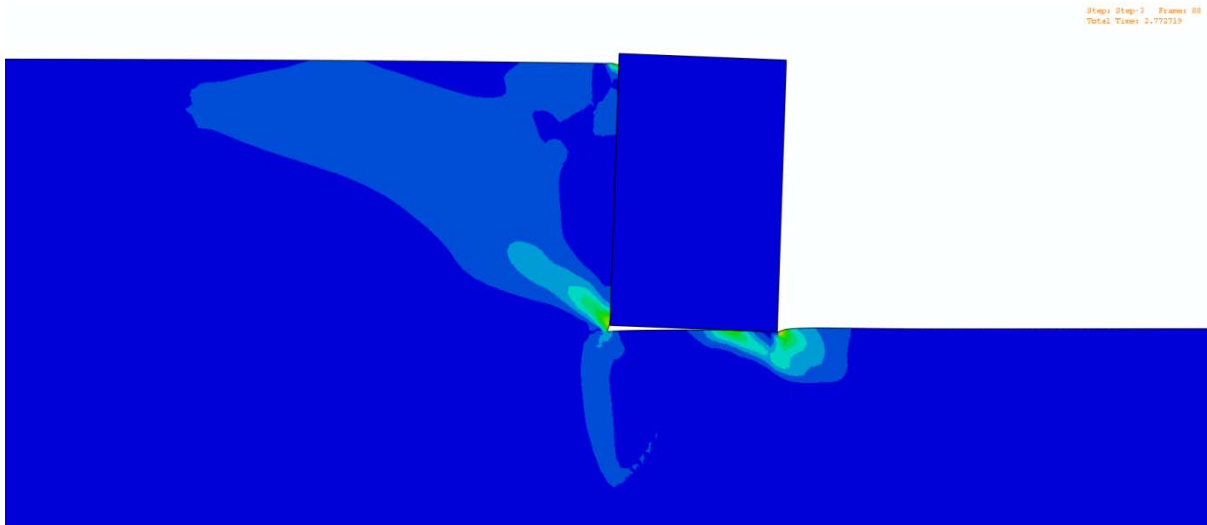


Right Wall

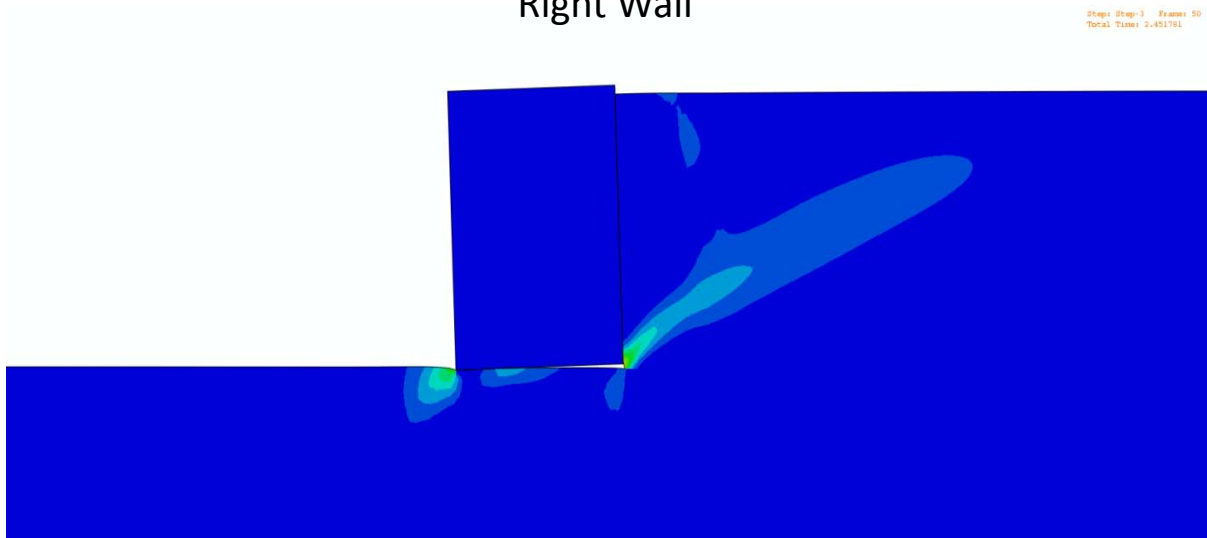


Σχήμα 2.16 Ισοψείς πλαστικών παραμορφώσεων τη χρονική στιγμή της μέγιστης μετακίνησης προ τα έξω στον αριστερά και δεξιά τοίχο για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ (ομοιόμορφη κατανομή).

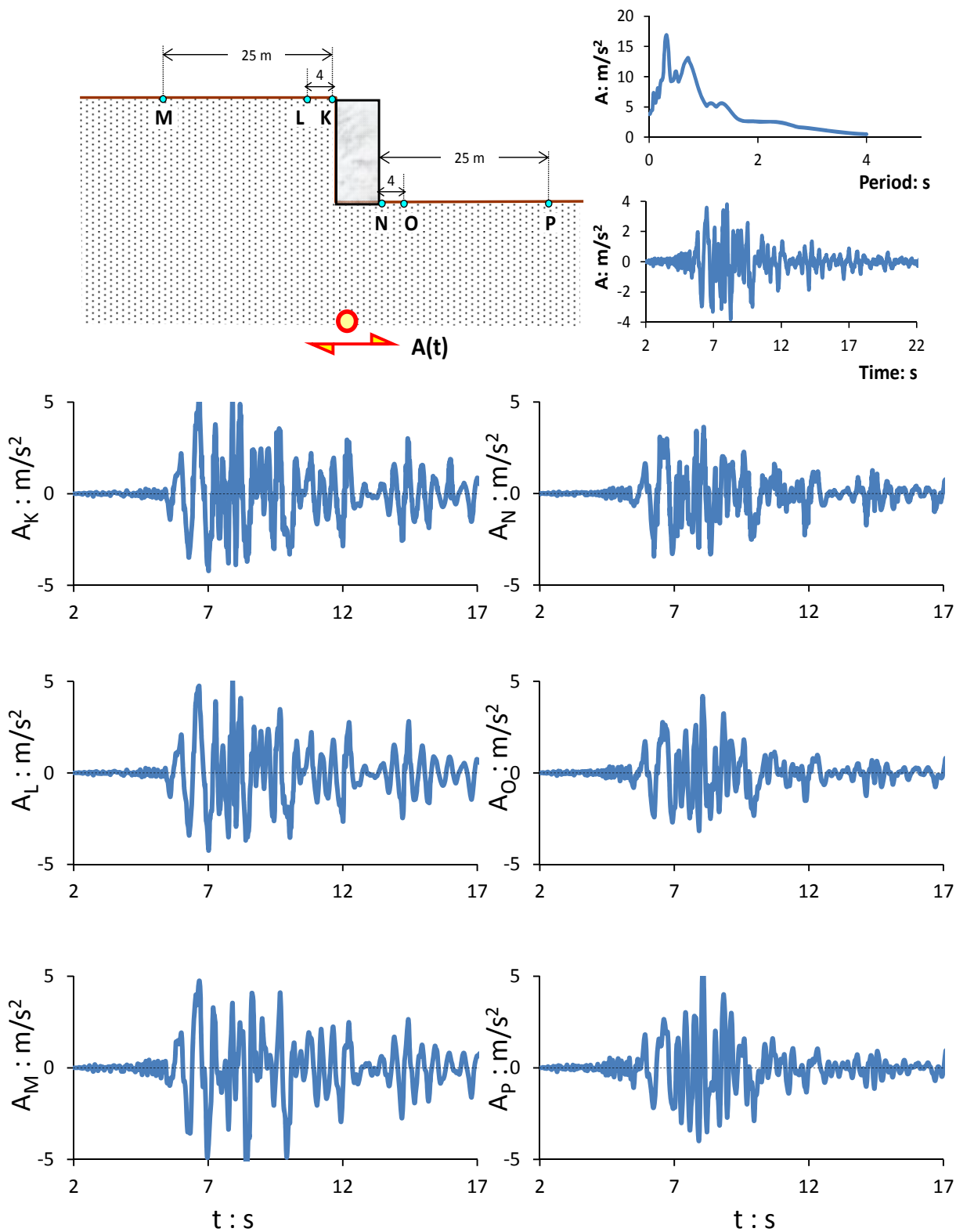
Left Wall



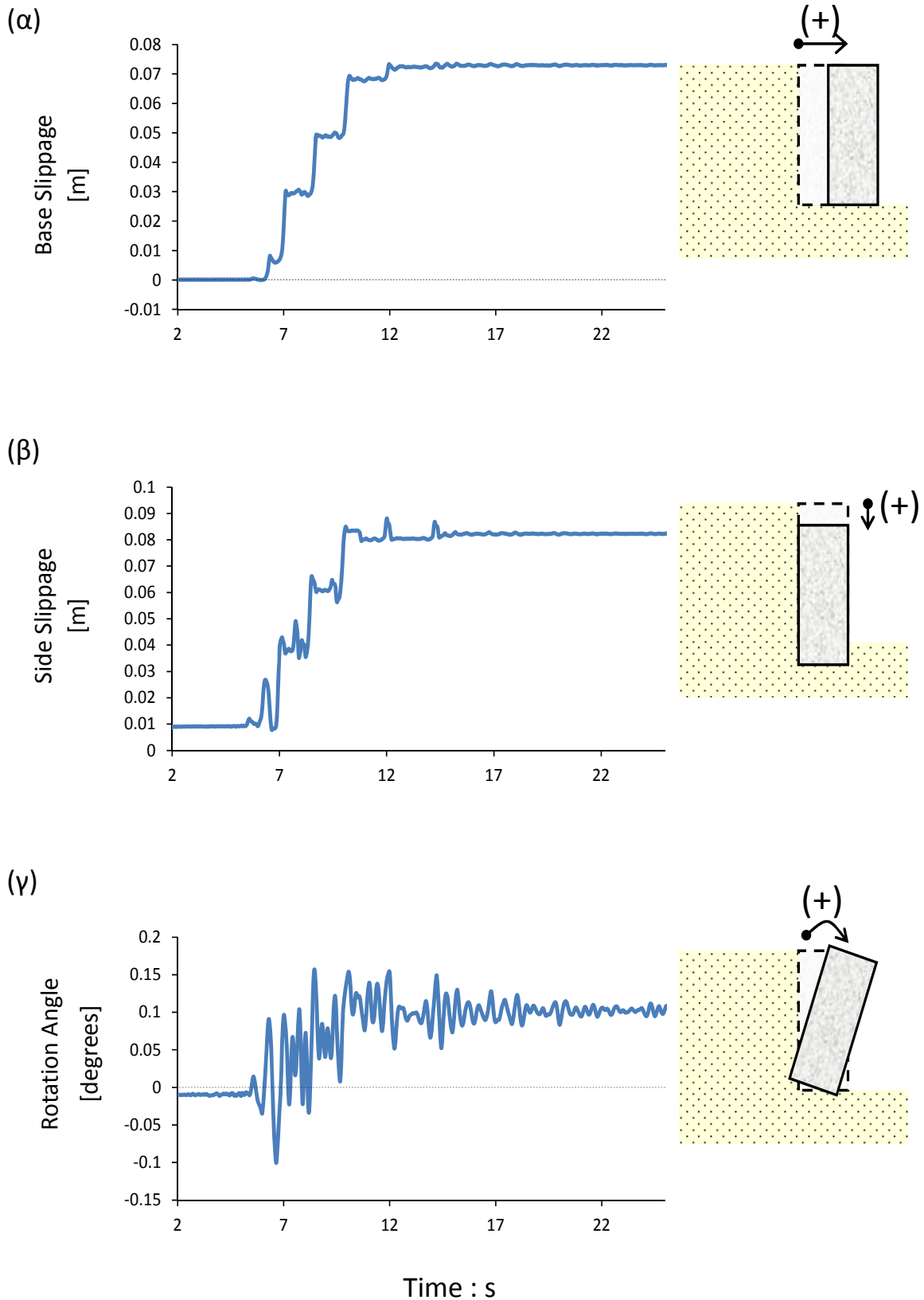
Right Wall



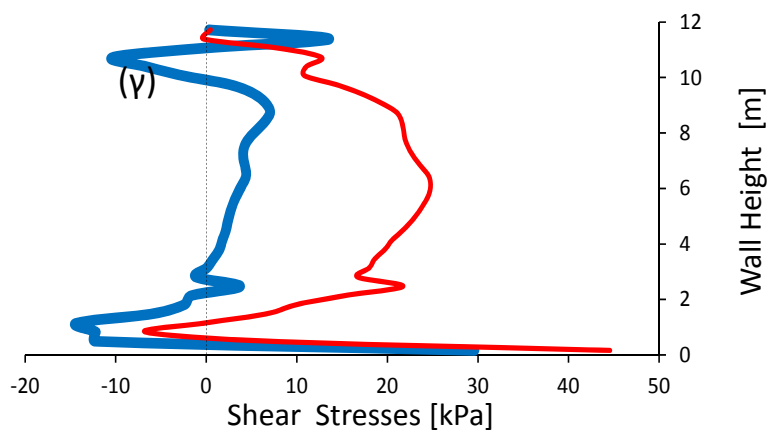
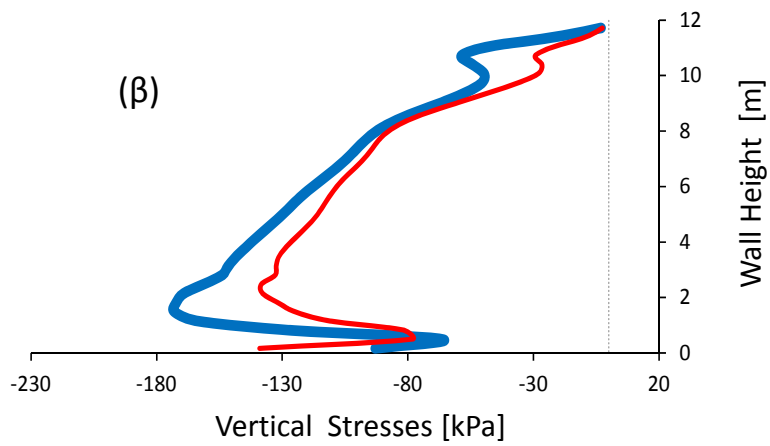
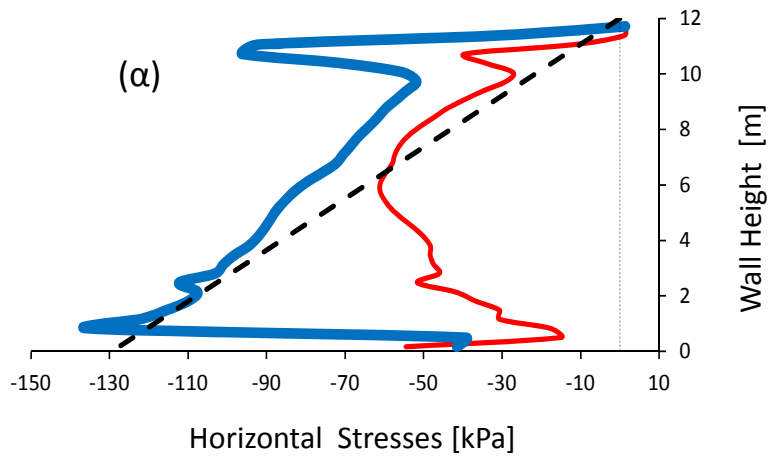
Σχήμα 2.17 Ισοψείς πλαστικών παραμορφώσεων τη χρονική στιγμή της μέγιστης ώθησης στον αριστερά και δεξιά τοίχο για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec και μέγιστη επιτάχυνση $0.6 g$ για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ (ομοιόμορφη κατανομή).



Σχήμα 2.18 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε χαρακτηριστικά σημεία στον αριστερά τοίχο (ομοιόμορφη κατανομή).

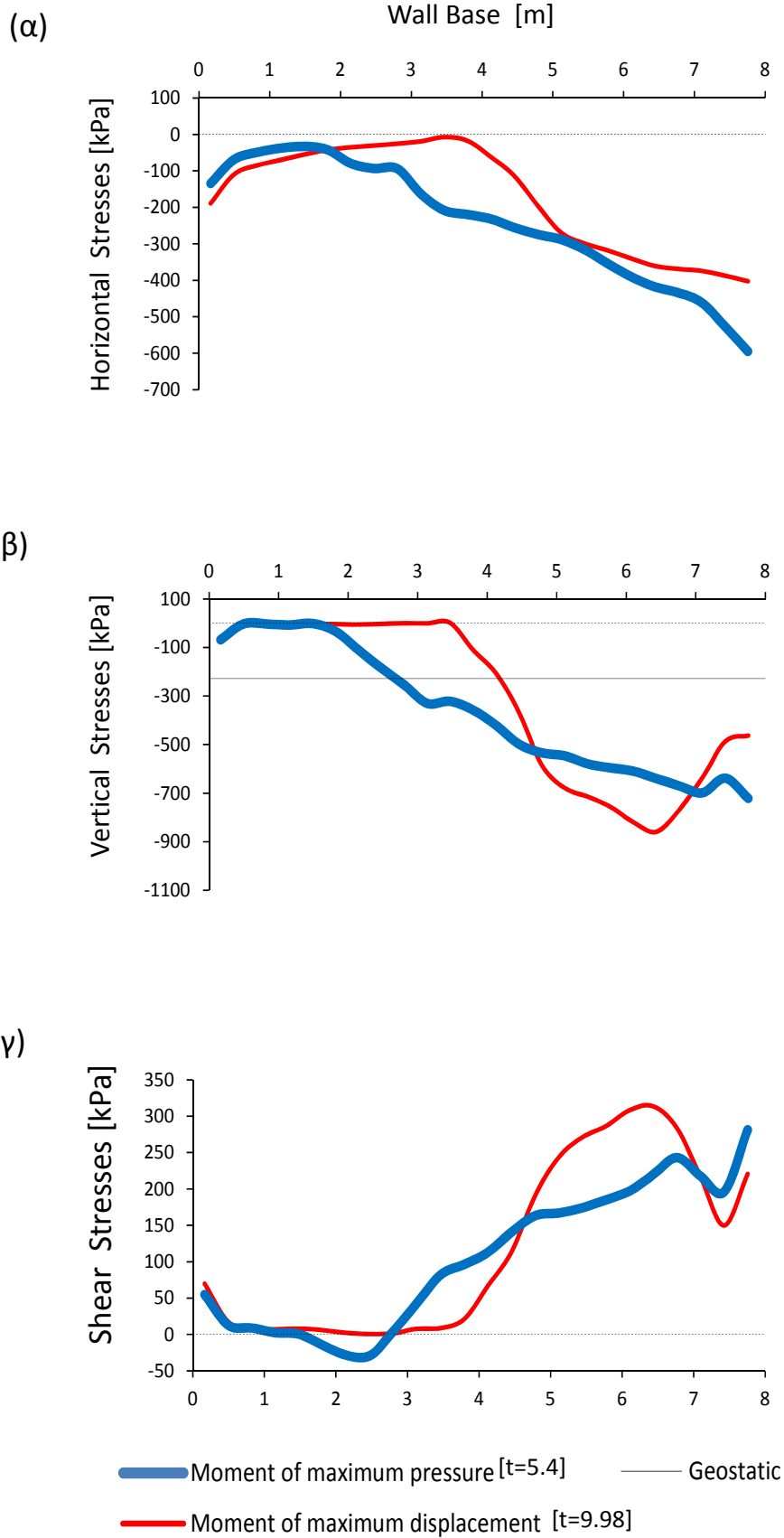


Σχήμα 2.19 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Χρονοϊστορίες στον αριστερά τοίχο (α) ολίσθησης στην βάση, (β) ολίσθησης της κατακόρυφης παρειάς και (γ) στροφής (ομοιόμορφη κατανομή).

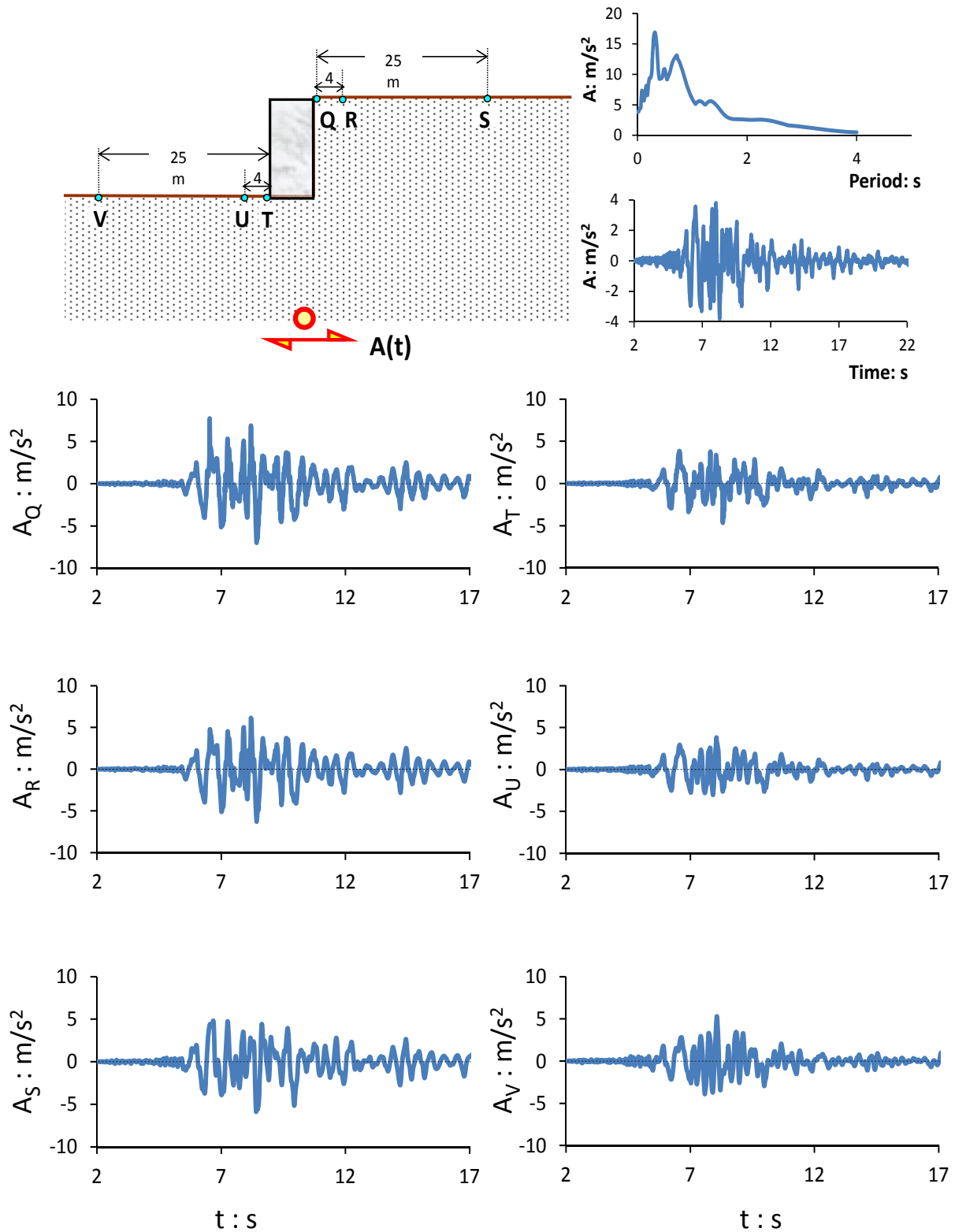


— Moment of maximum pressure [t=0.86] - - - M-O
— Moment of maximum displacement [t=0.98] — Geostatic

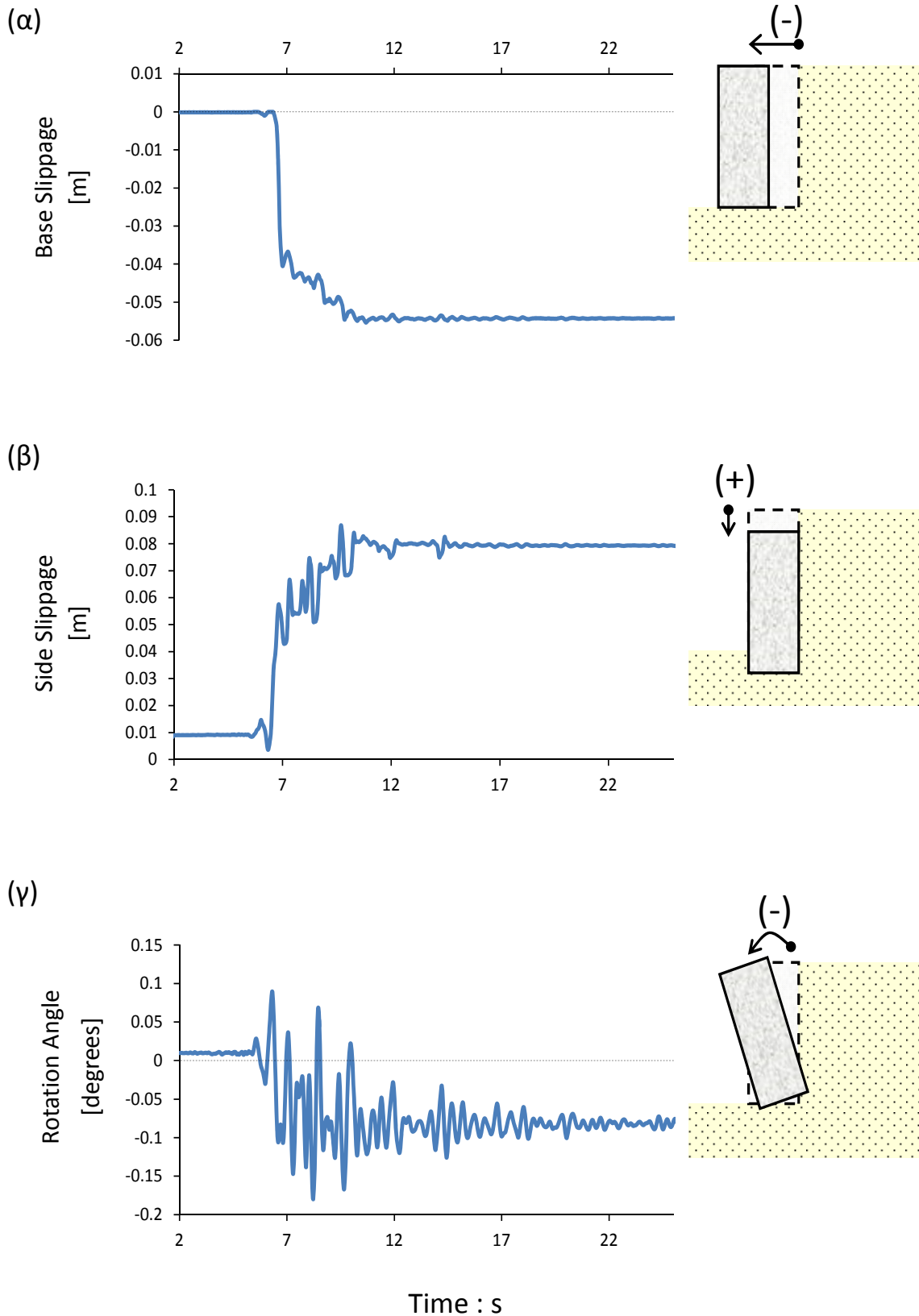
Σχήμα 2.20 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Κατανομή καθ' ύψος του αριστερά τοίχου (α) οριζόντιων, (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων (ομοιόμορφη κατανομή).



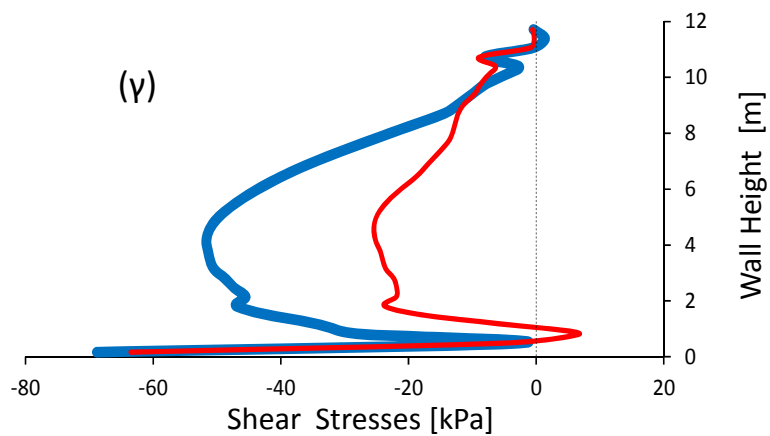
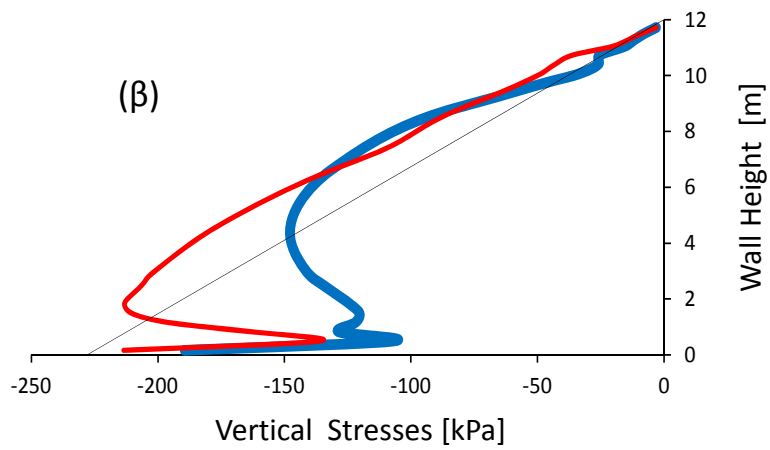
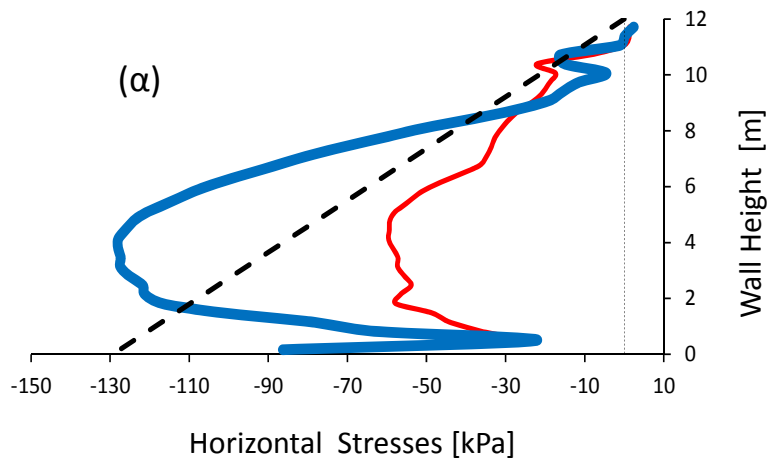
Σχήμα 2.21 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Κατανομές τάσεων: (α) οριζόντιων , (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων στη βάση του αριστερά τοίχου (ομοιόμορφη κατανομή).



Σχήμα 2.22 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων σε χαρακτηριστικά σημεία στο δεξιά τοίχο (ομοιόμορφη κατανομή).

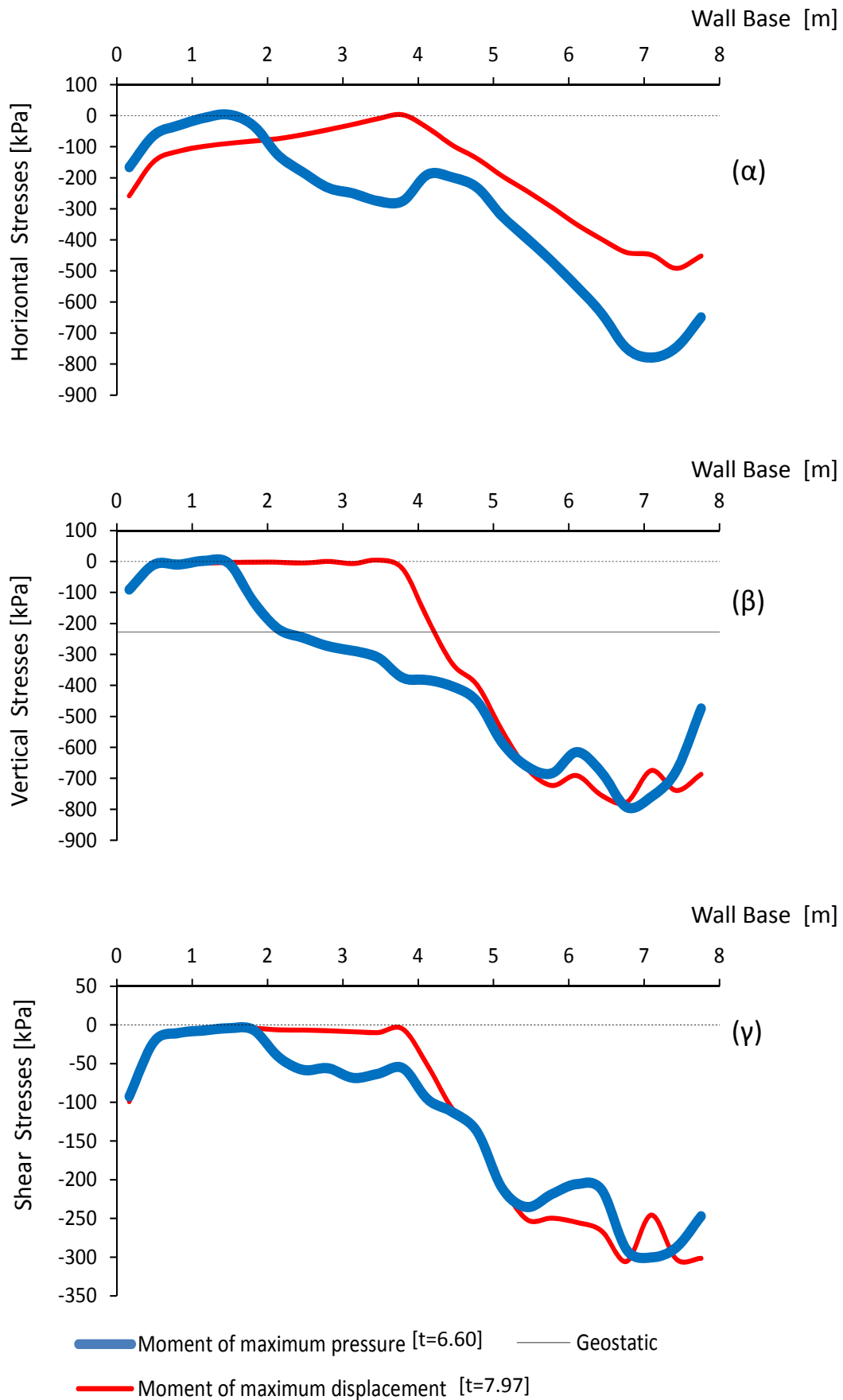


Σχήμα 2.23 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Χρονοϊστορίες στο δεξιό τοίχο (α) ολίσθησης βάσης, (β) βύθισης παρειάς και (γ) στροφής (ομοιόμορφη κατανομή).

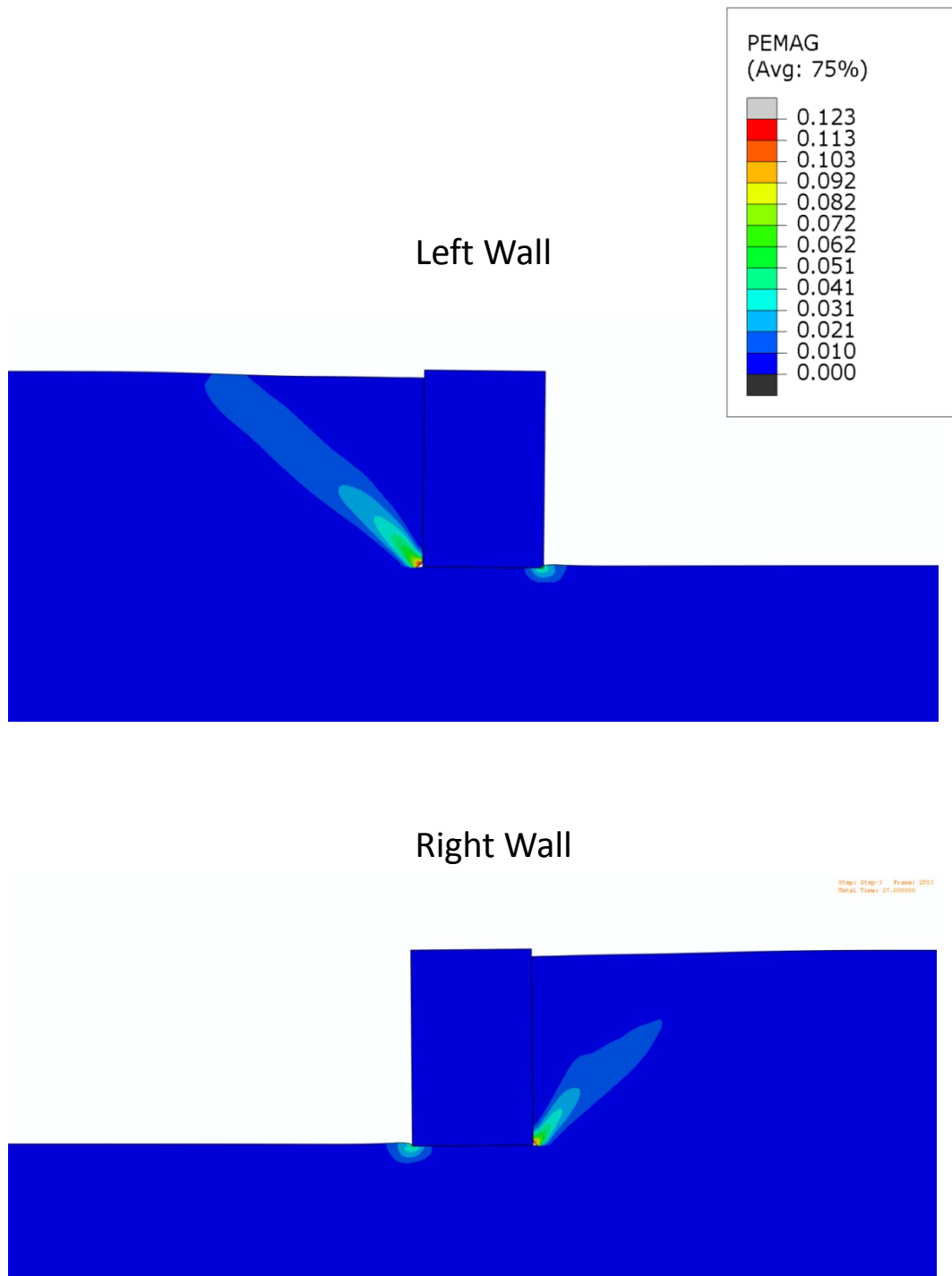


— Moment of maximum pressure [t=0.65] - - - M-O
— Moment of maximum displacement [t=7.97] — Geostatic

Σχήμα 2.24 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Κατανομή καθ' ύψος του δεξιά τοίχου (α) οριζόντιων, (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων (ομοιόμορφη κατανομή).



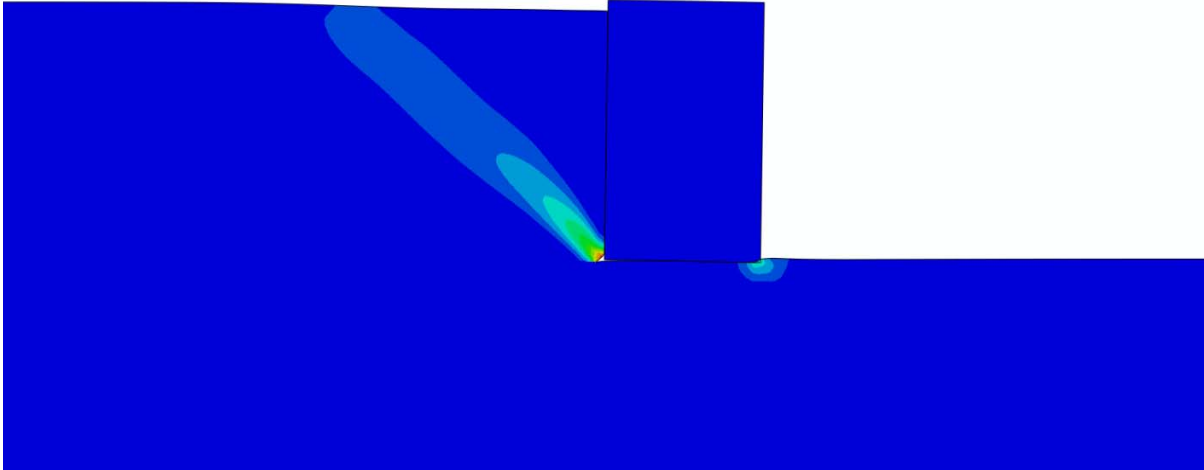
Σχήμα 2.25 Διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$. Κατανομές τάσεων: (α) οριζόντιων , (β) κατακόρυφων και (γ) διατμητικών τάσεων στη βάση του δεξιού τοίχου (ομοιόμορφη κατανομή).



Σχήμα 2.26 Ισοψείς πλαστικών παραμορφώσεων στο **τέλος της δυναμικής φόρτισης** στον αριστερά και δεξιά τοίχο για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ (ομοιόμορφη κατανομή).

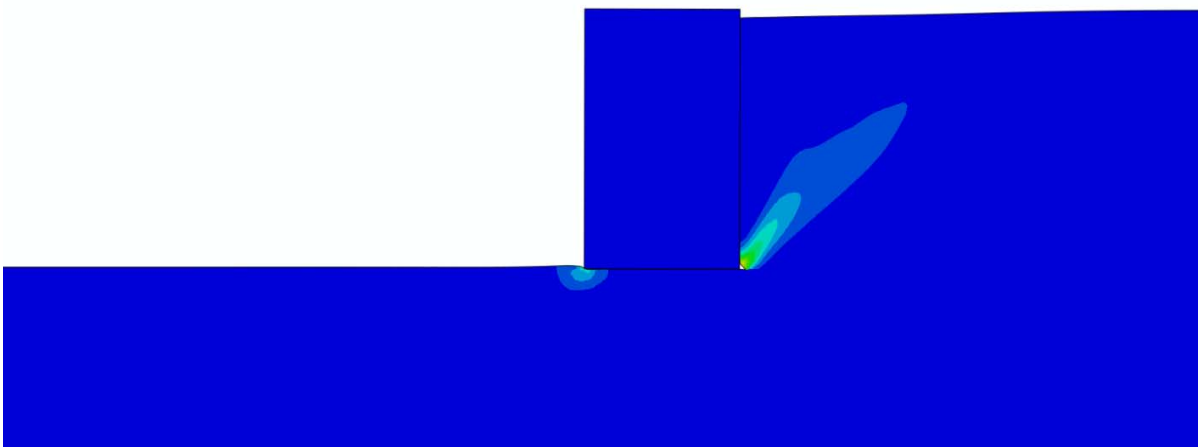
Left Wall

Step: Step-3 Frame: 1001
Total Time: 11.995500



Right Wall

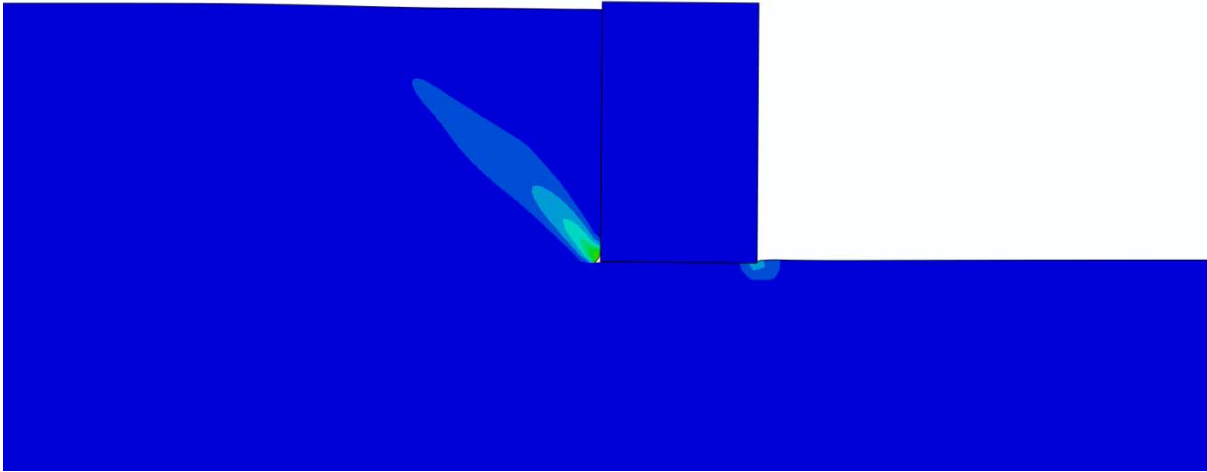
Step: Step-3 Frame: 800
Total Time: 9.915500



Σχήμα 2.27 Ισοψείς πλαστικών παραμορφώσεων τη χρονική στιγμή της μέγιστης μετακίνησης προς τα έξω στον αριστερά και δεξιά τοίχο για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ (ομοιόμορφη κατανομή).

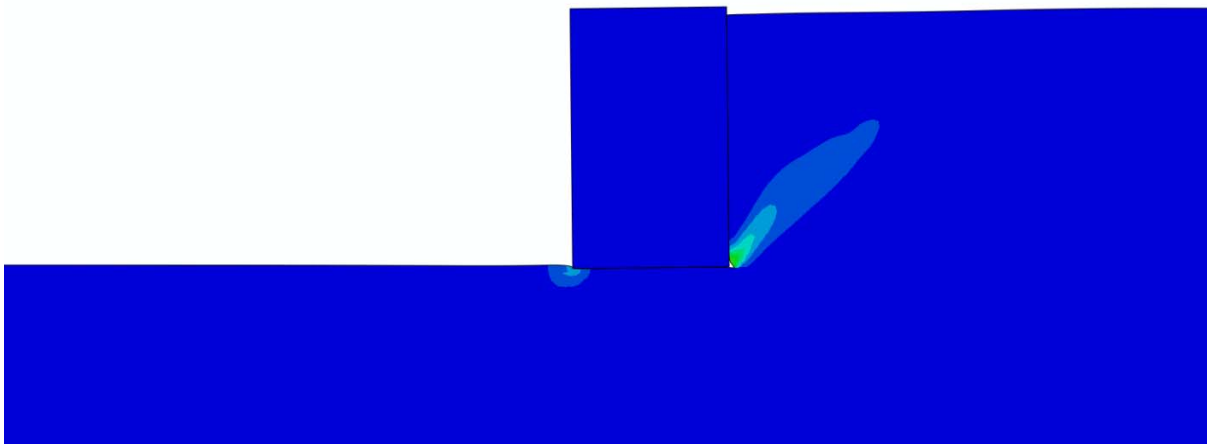
Left Wall

Step: Step-3 Frame: 689
Total Time: 0.865489

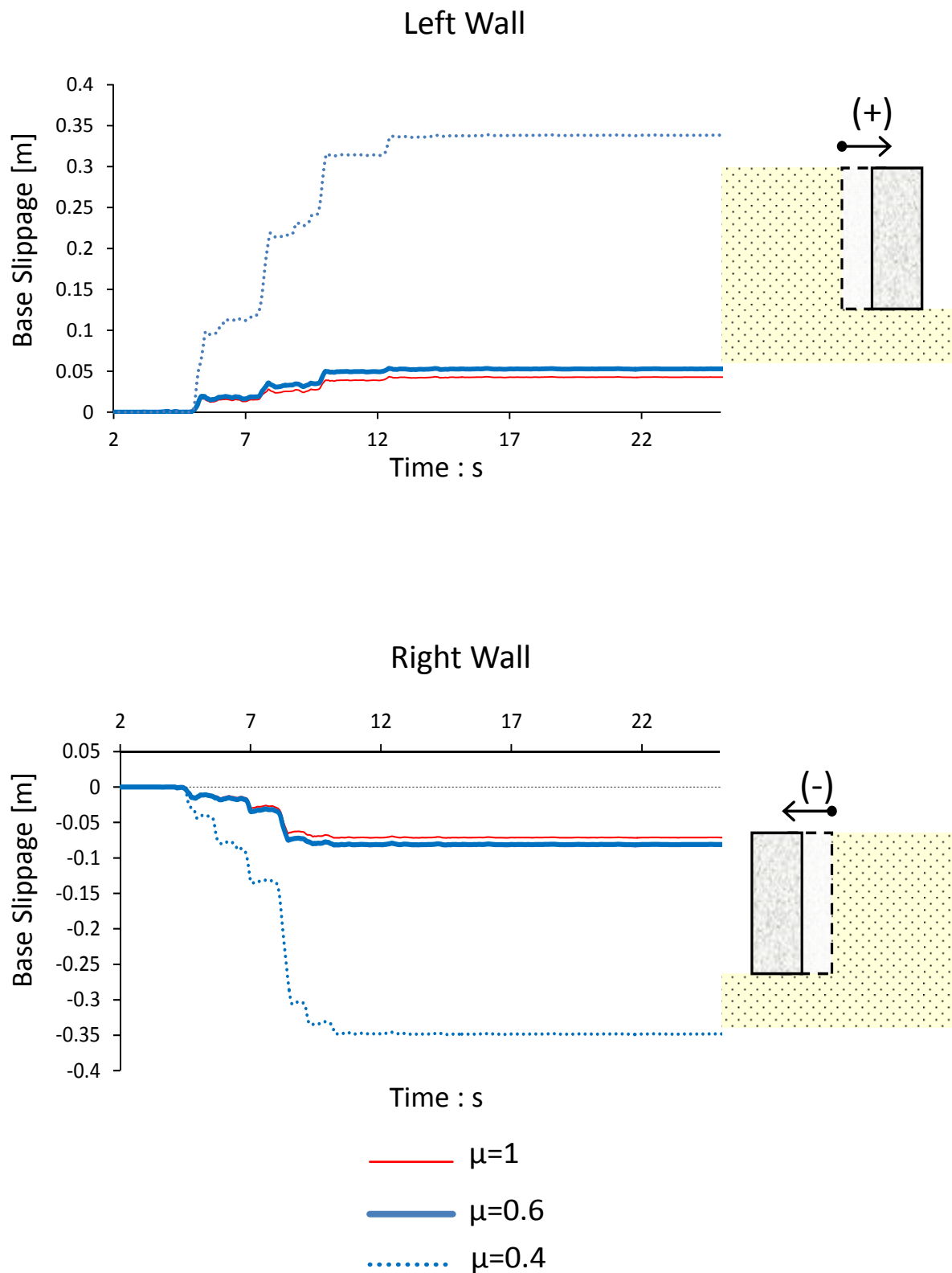


Right Wall

Step: Step-3 Frame: 687
Total Time: 0.851000

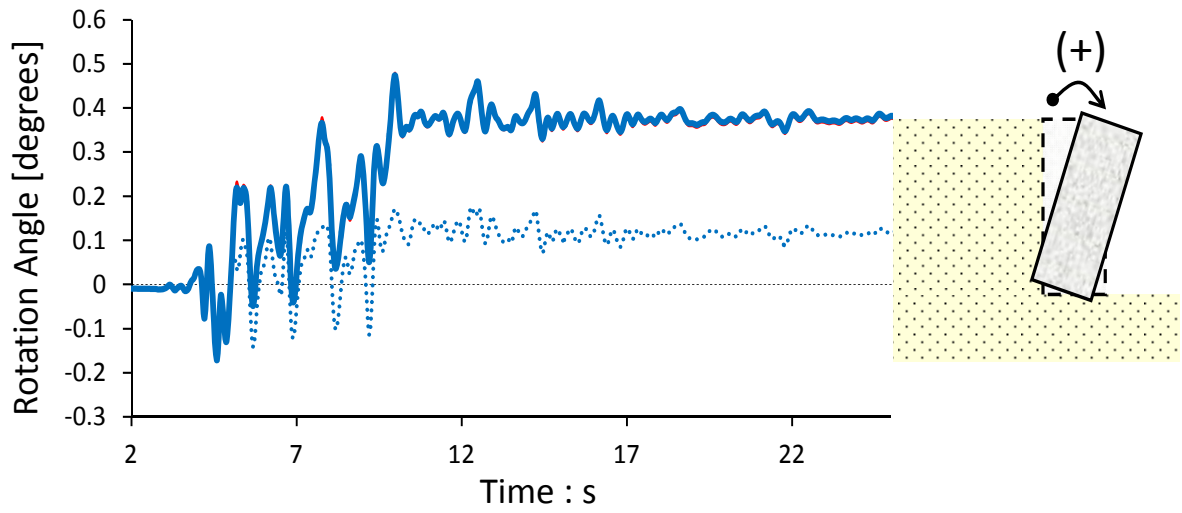


Σχήμα 2.28 Ισοψείς πλαστικών παραμορφώσεων τη χρονική στιγμή της μέγιστης ώθησης στον αριστερά και δεξιά τοίχο για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.4 g για συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ (ομοιόμορφη κατανομή).

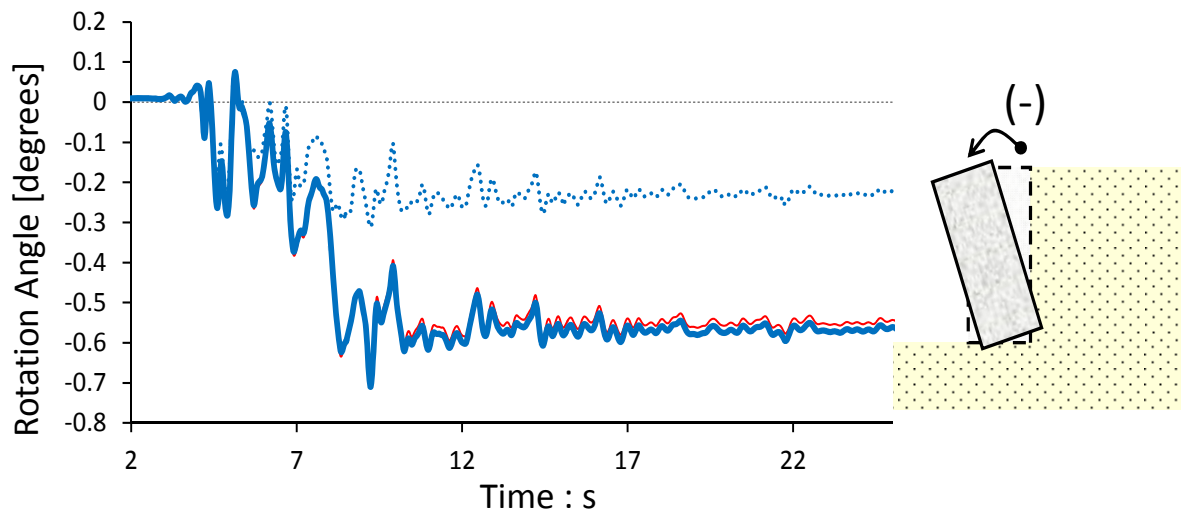


Σχήμα 2.29 Σύγκριση ιστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall



Right Wall

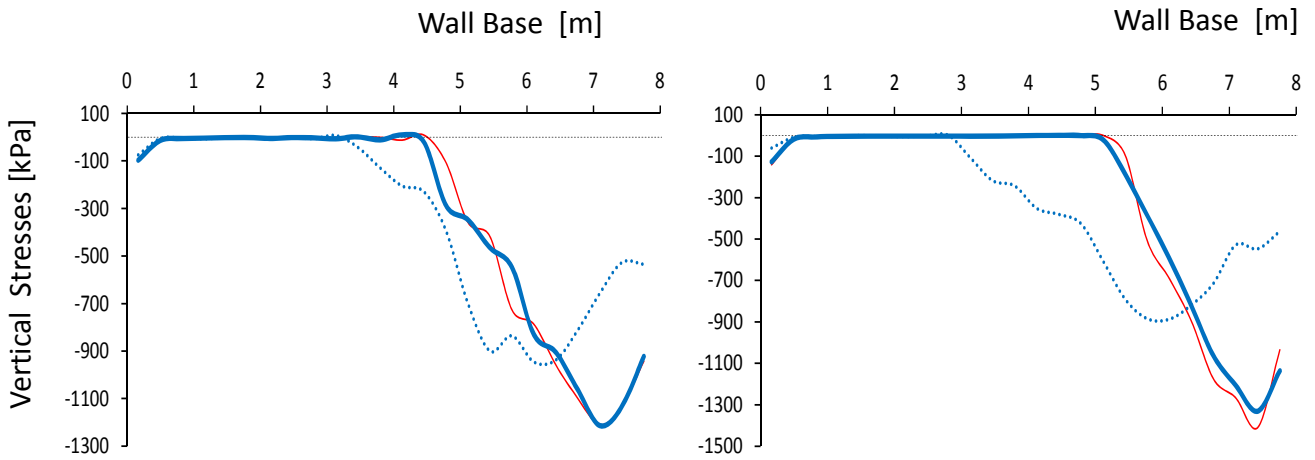


- $\mu=1$
- $\mu=0.6$
- $\mu=0.4$

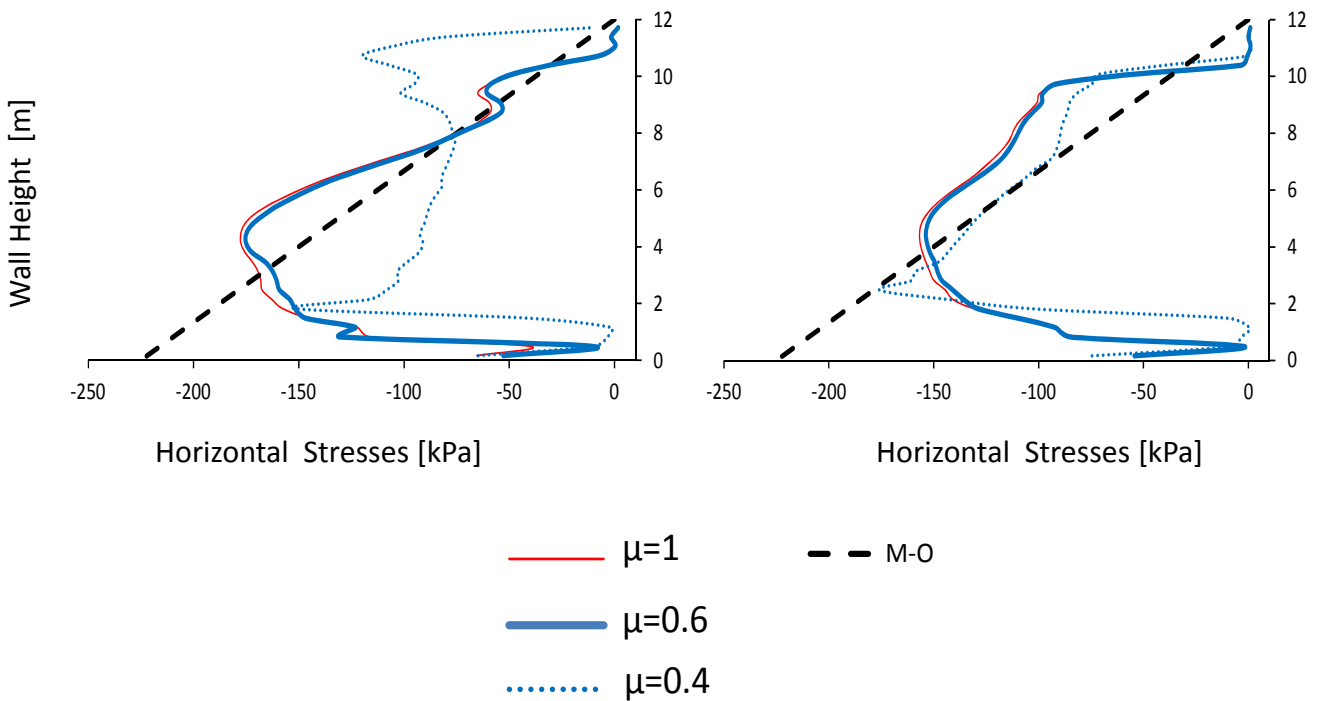
Σχήμα 2.30 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

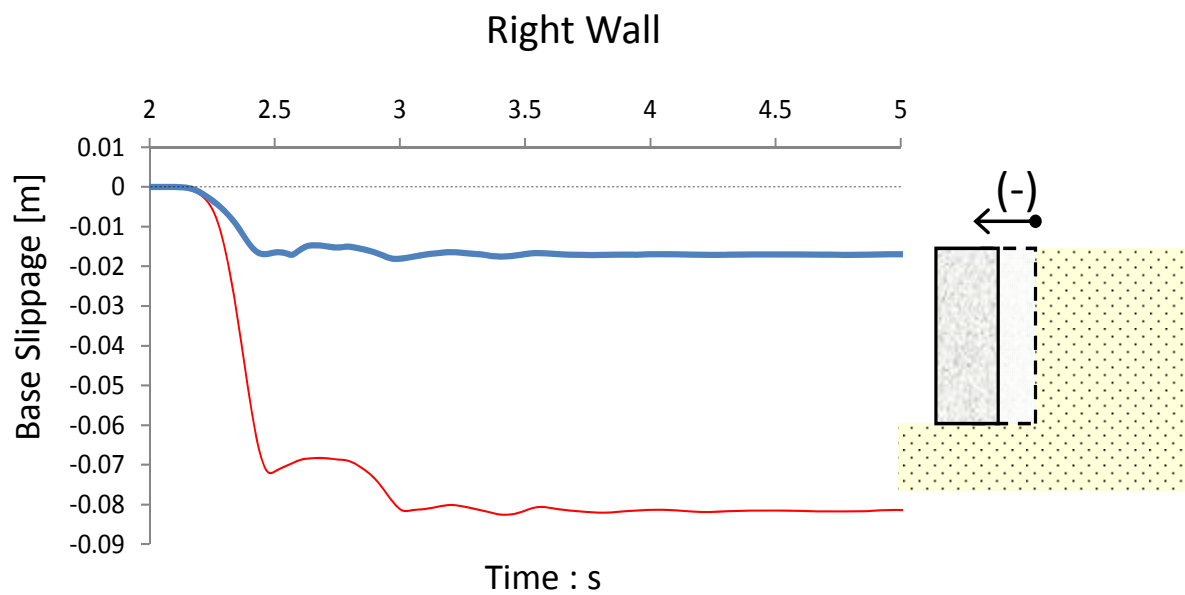
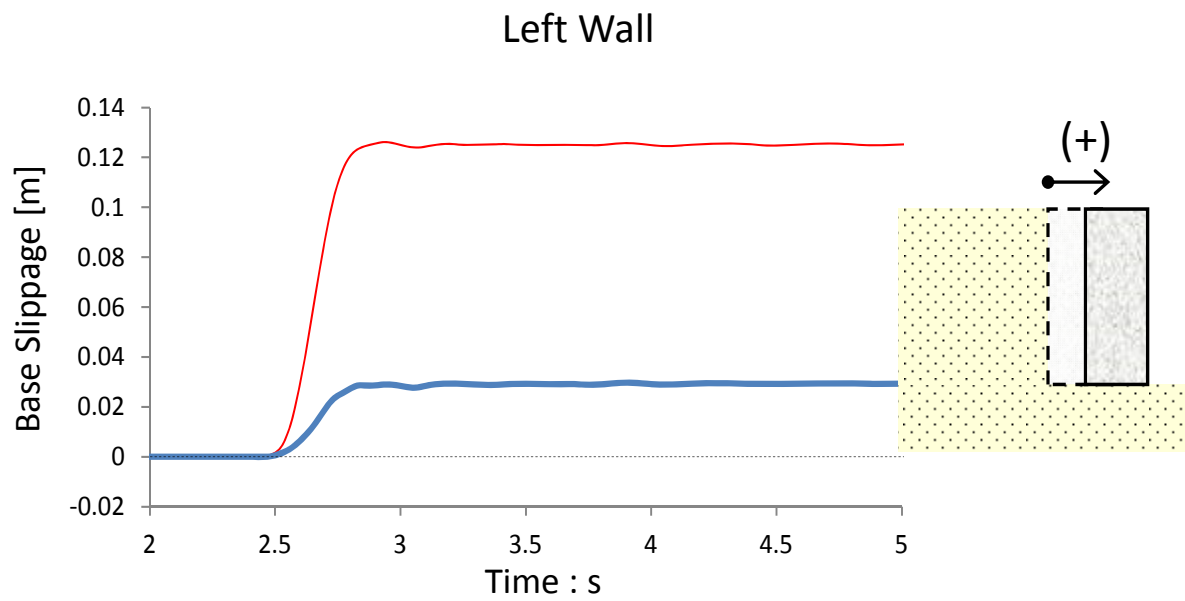
Right Wall



Σχήμα 2.31 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση.

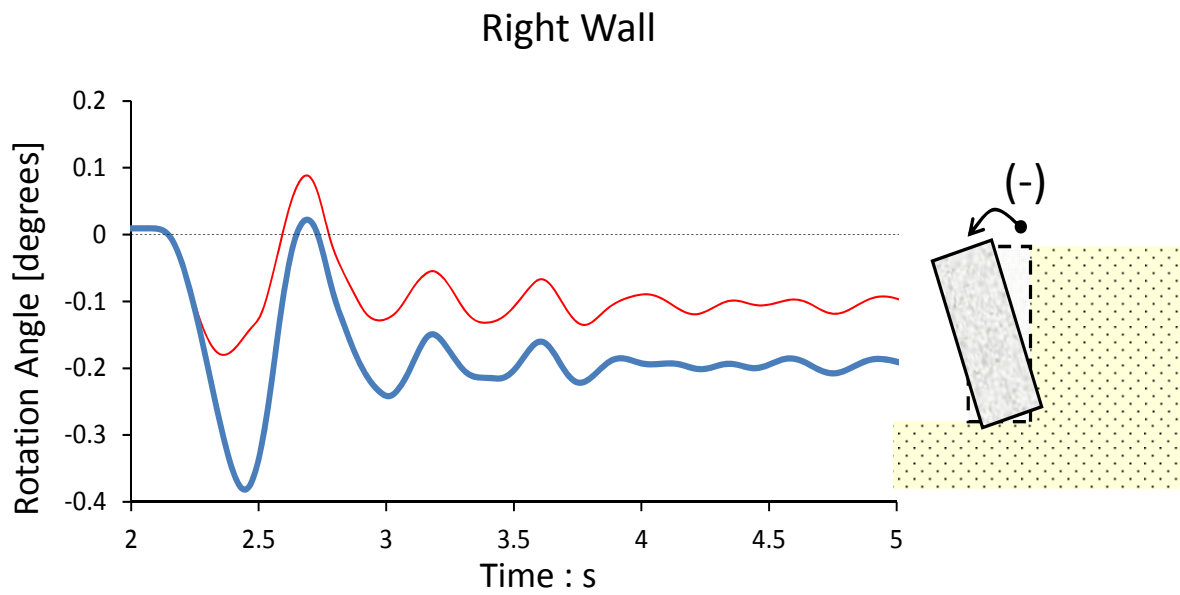
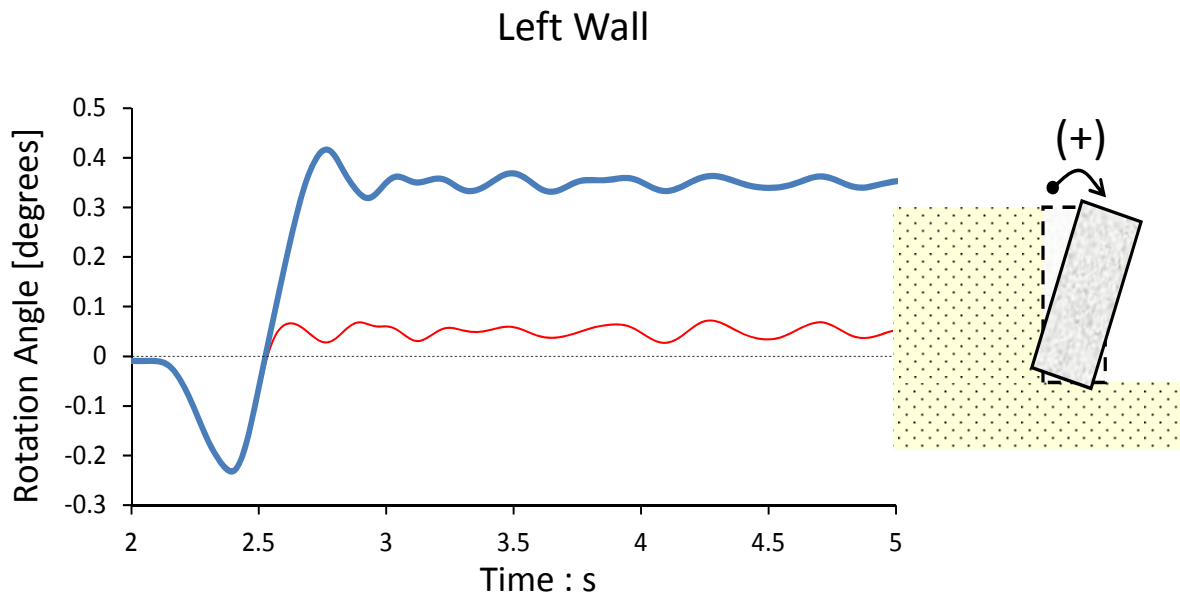


Σχήμα 2.32 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).



— $\mu=1$
— $\mu=0.4$

Σχήμα 2.33 Σύγκριση χρονιοστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec, μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής (ομοιόμορφη κατανομή).

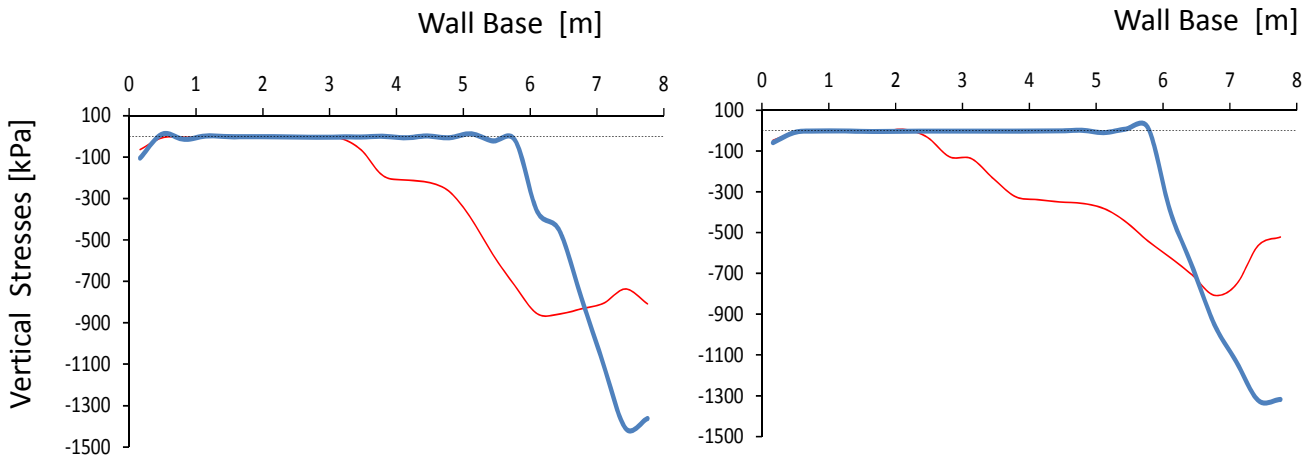


— $\mu=1$
— $\mu=0.4$

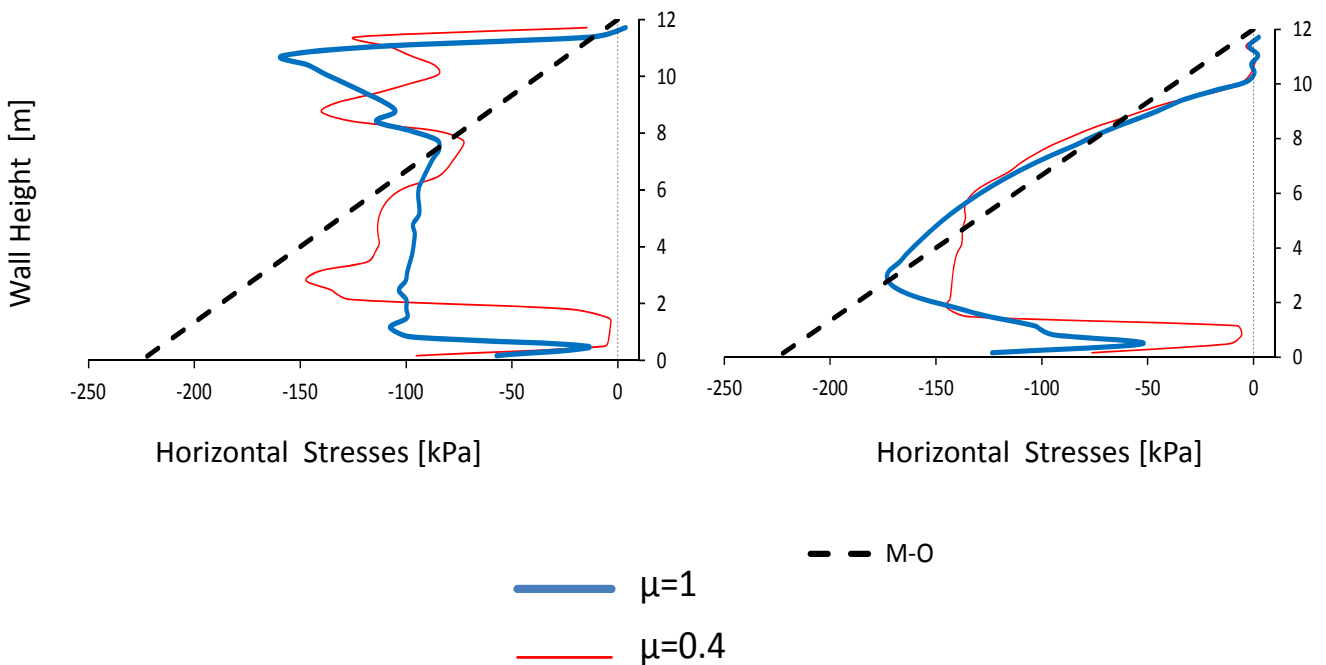
Σχήμα 2.34 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec, μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

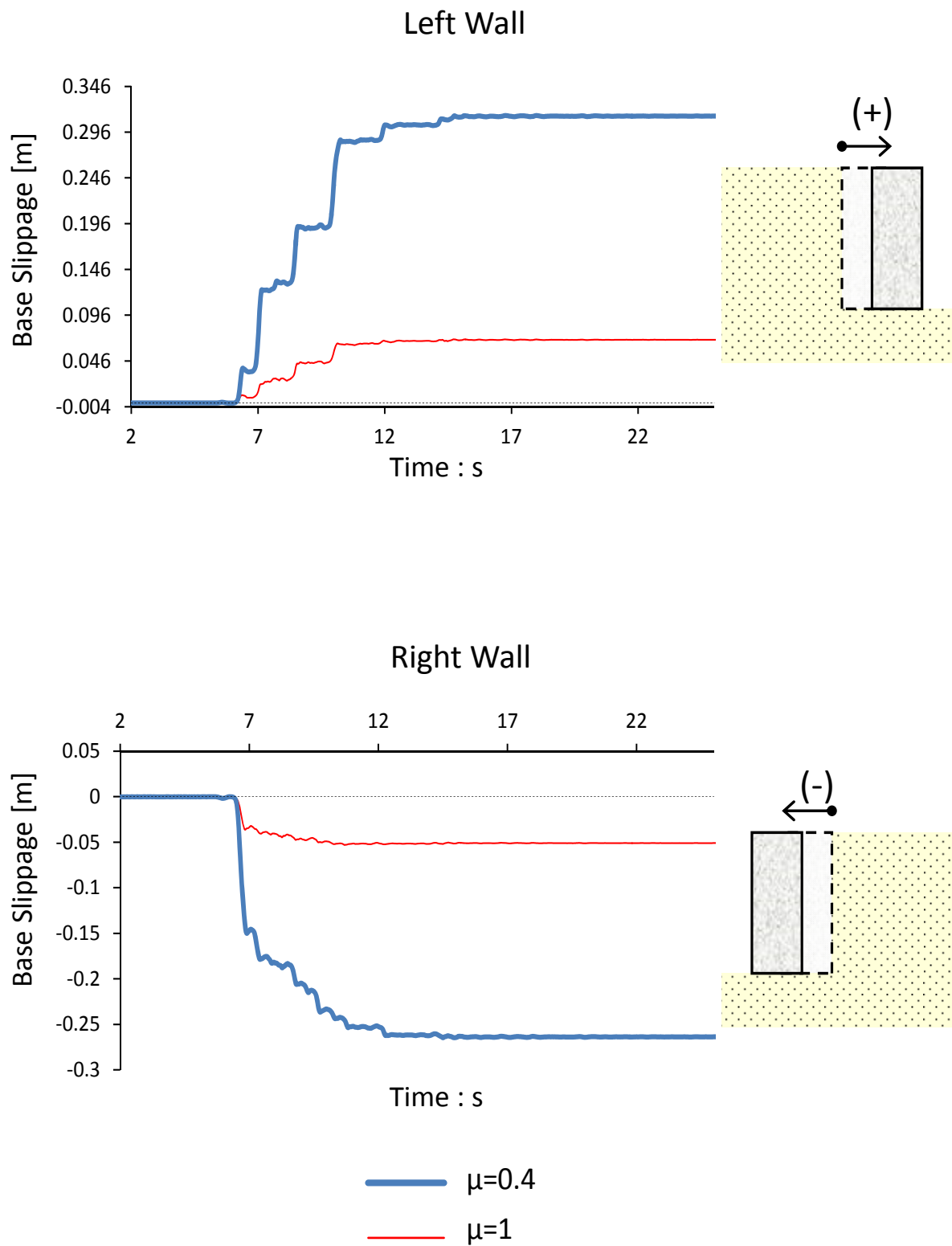
Right Wall



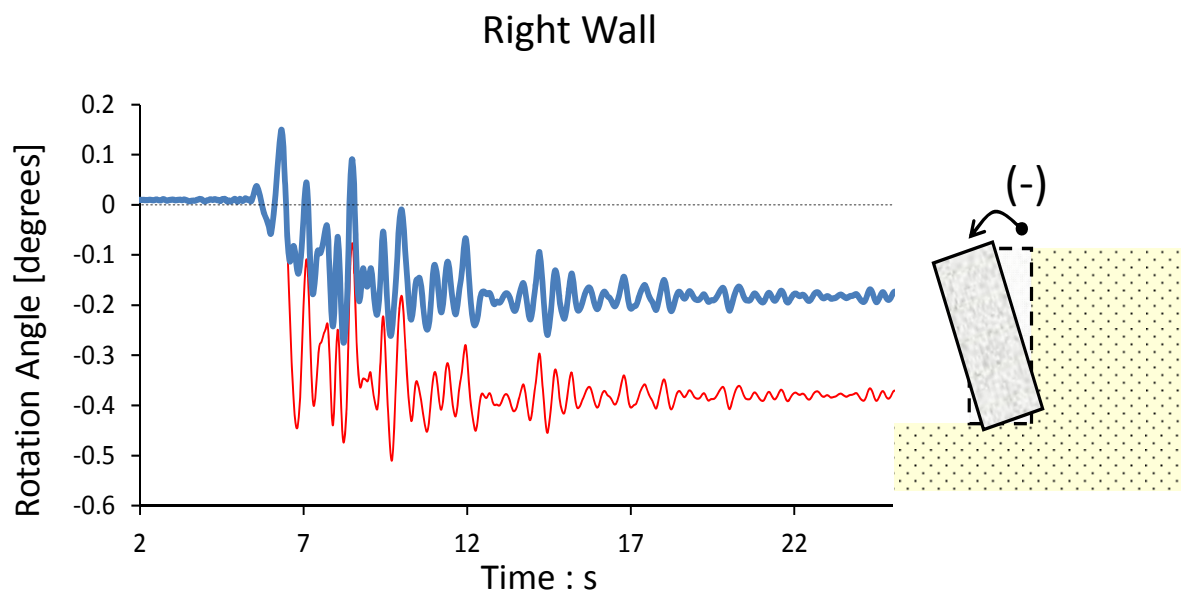
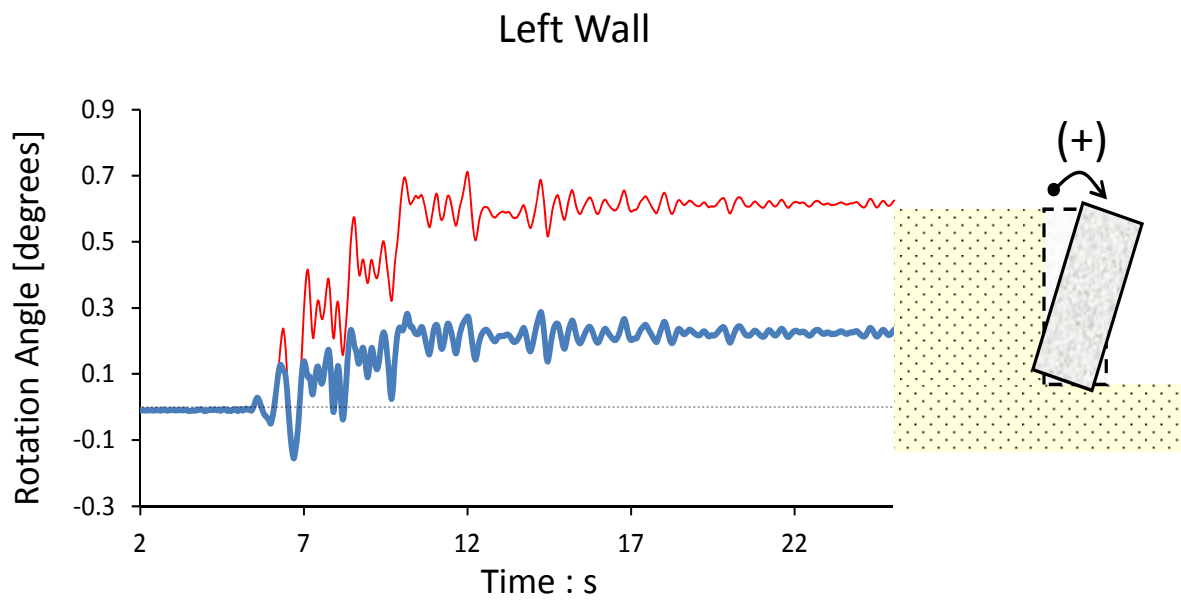
Σχήμα 2.35 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec, μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής.



Σχήμα 2.36 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec, μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής (ομοιόμορφη κατανομή).



Σχήμα 2.37 Σύγκριση ιστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe, με μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).

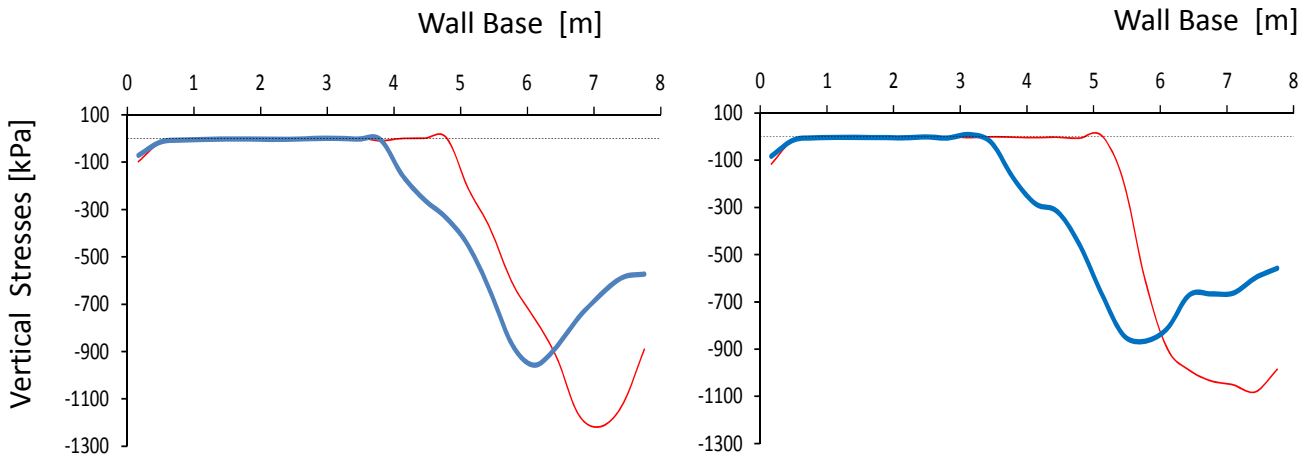


- μ=1
- μ=0.6
- μ=0.4

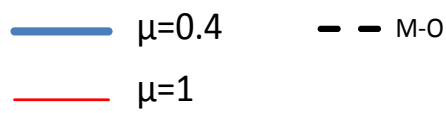
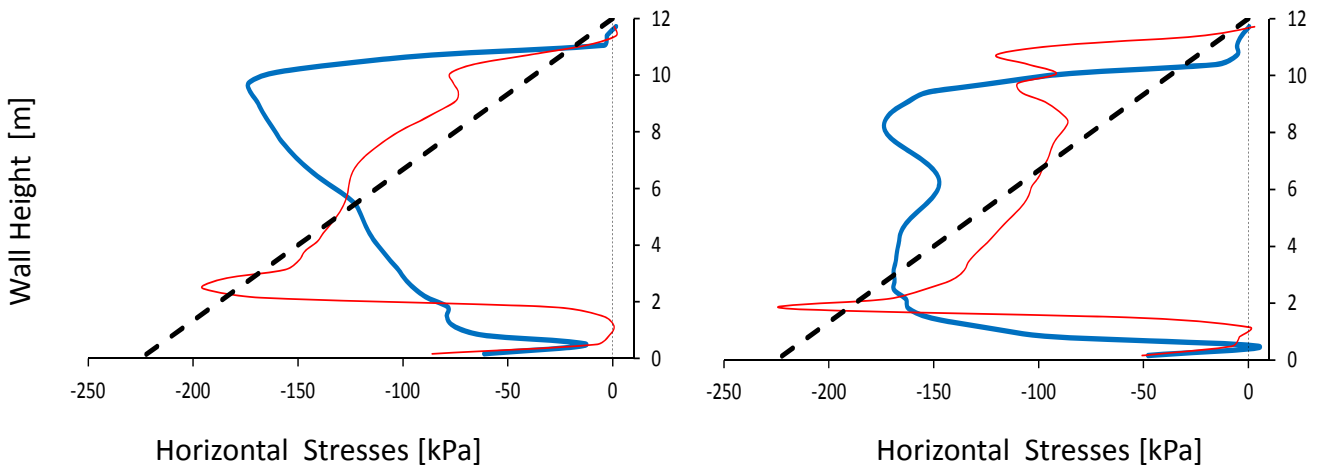
Σχήμα 2.38 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe, με μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

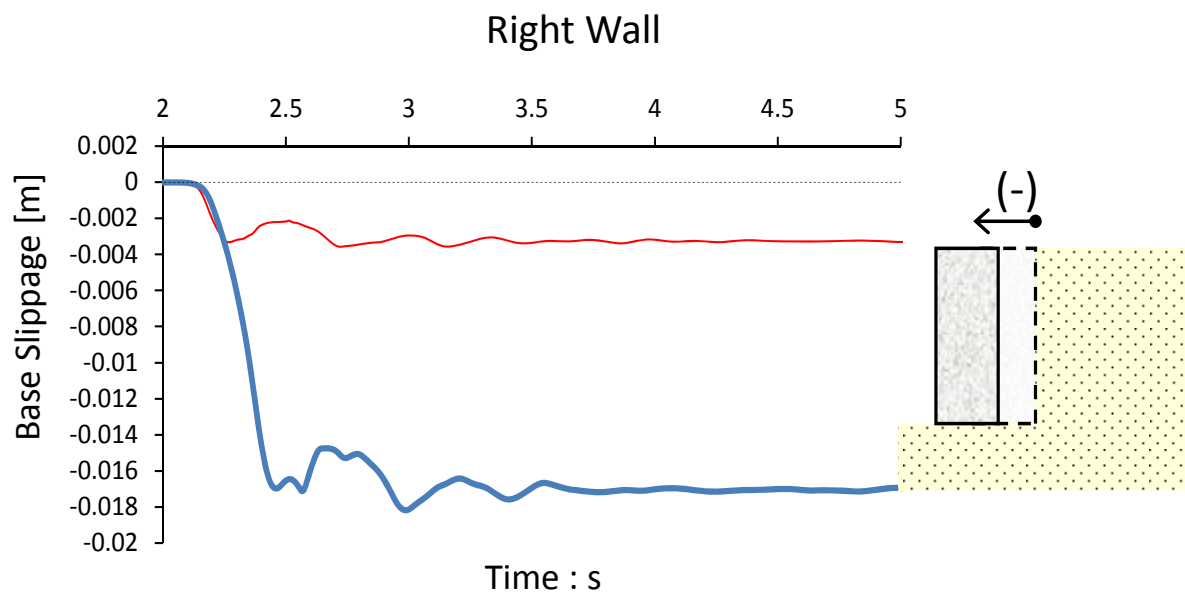
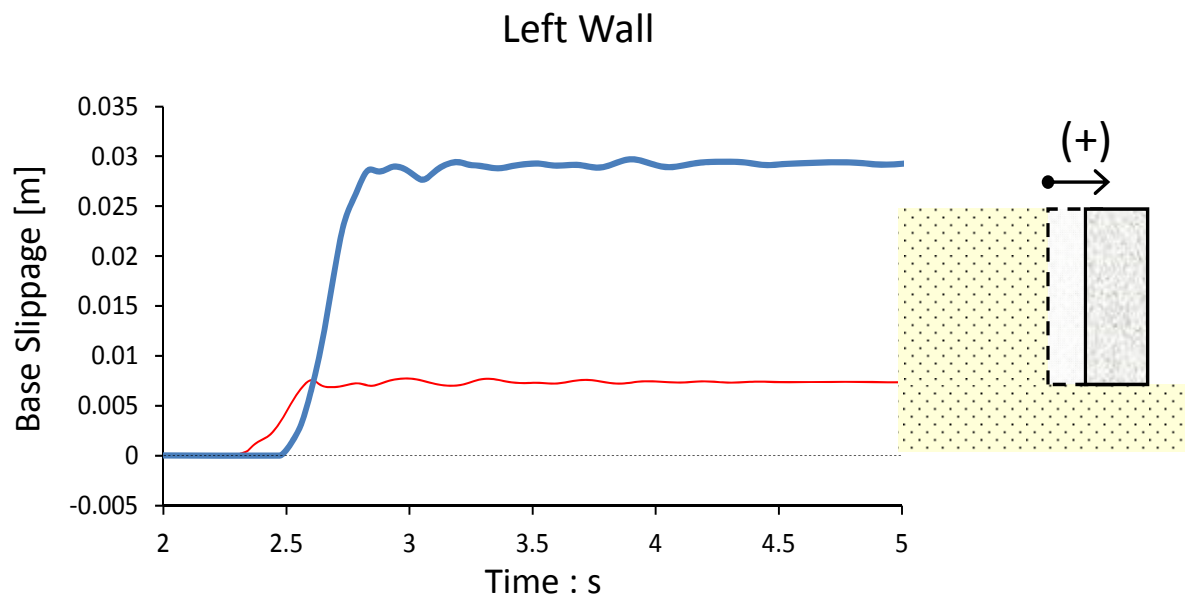
Right Wall



Σχήμα 2.39 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe, με μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση.



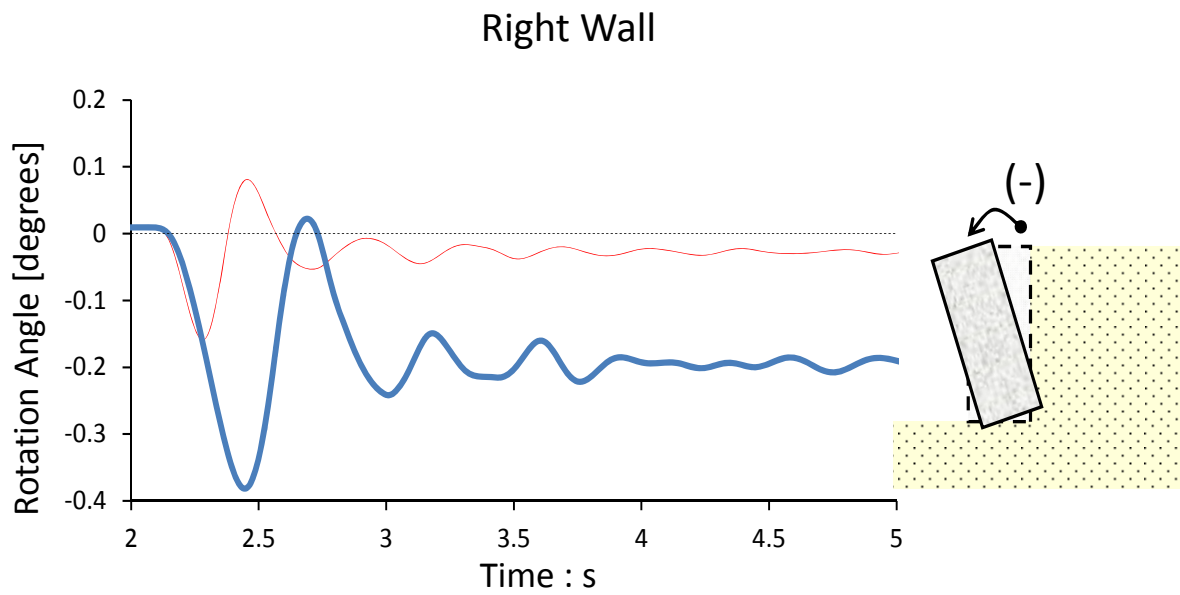
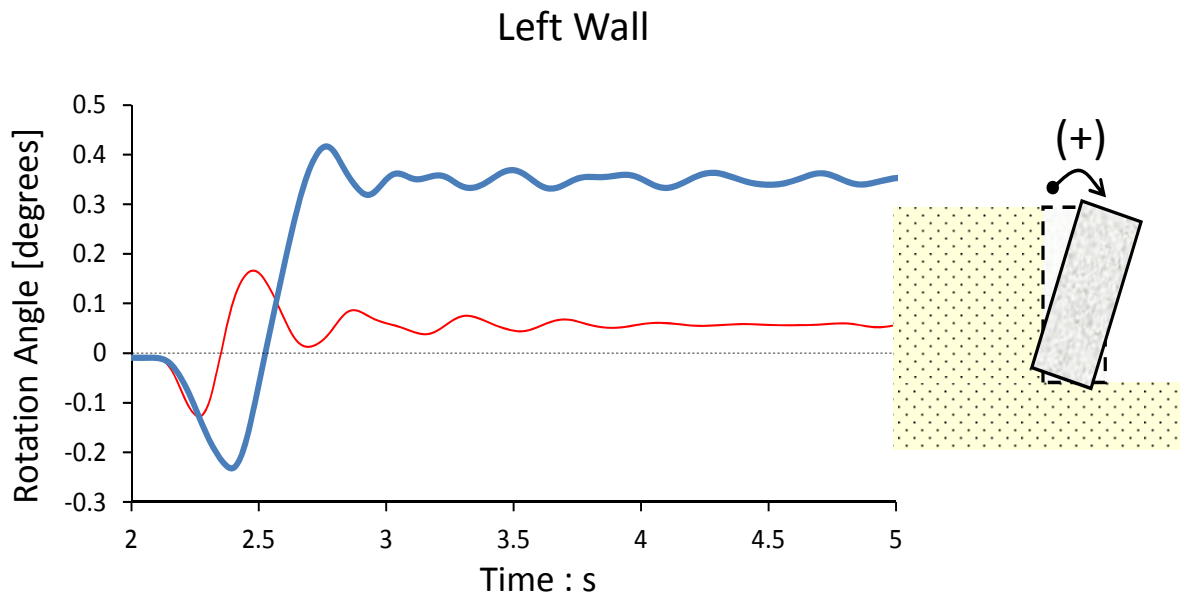
Σχήμα 2.40 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe, με μέγιστη επιταχύνση 0.6 g για διαφορετικούς συντελεστές τριβής στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).



— T=0.6 sec

— T=0.3 sec

Σχήμα 2.41 Σύγκριση χρονιοστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιταχύνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικές περιόδους (ομοιόμορφη κατανομή).



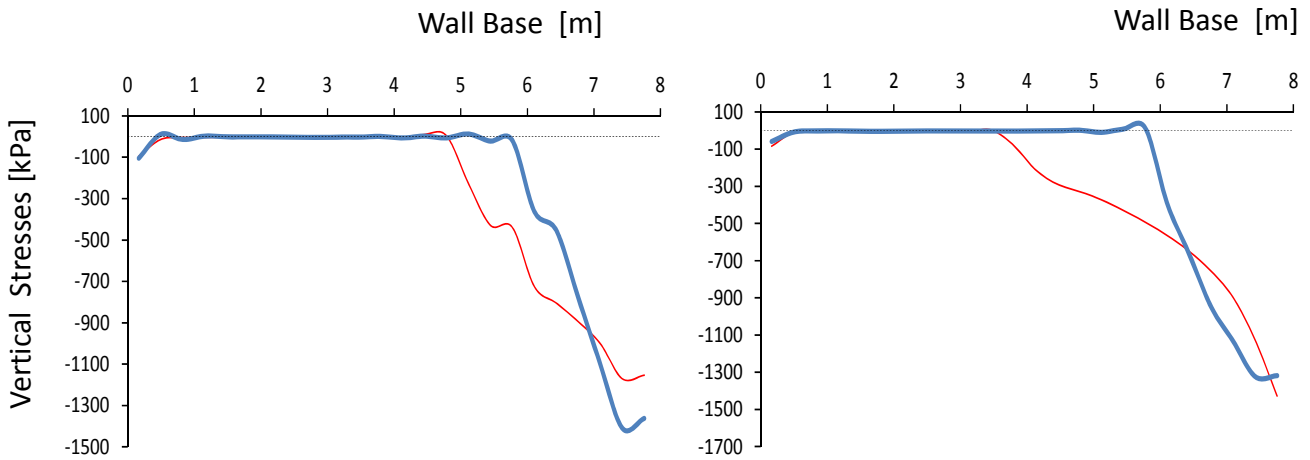
— T=0.6 sec

— T=0.3 sec

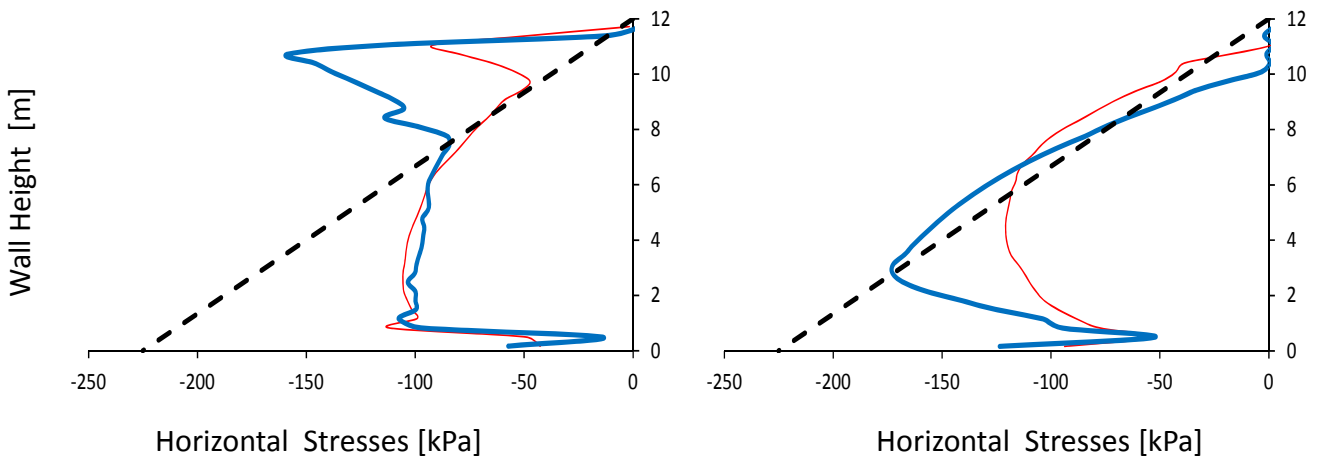
Σχήμα 2.42 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικές περιόδους (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

Right Wall

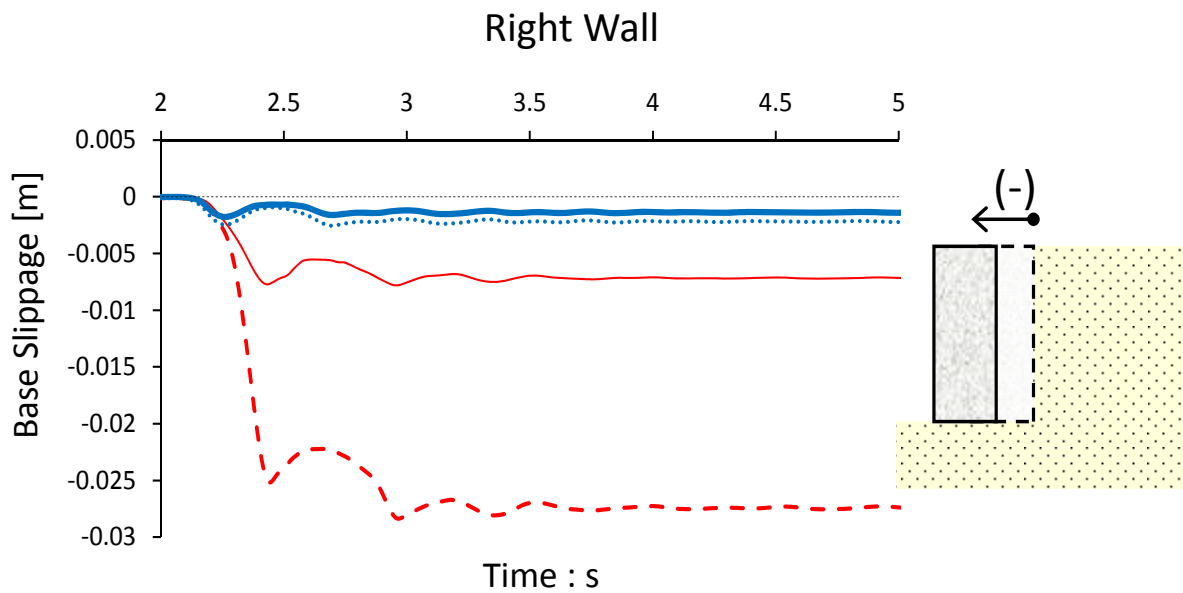
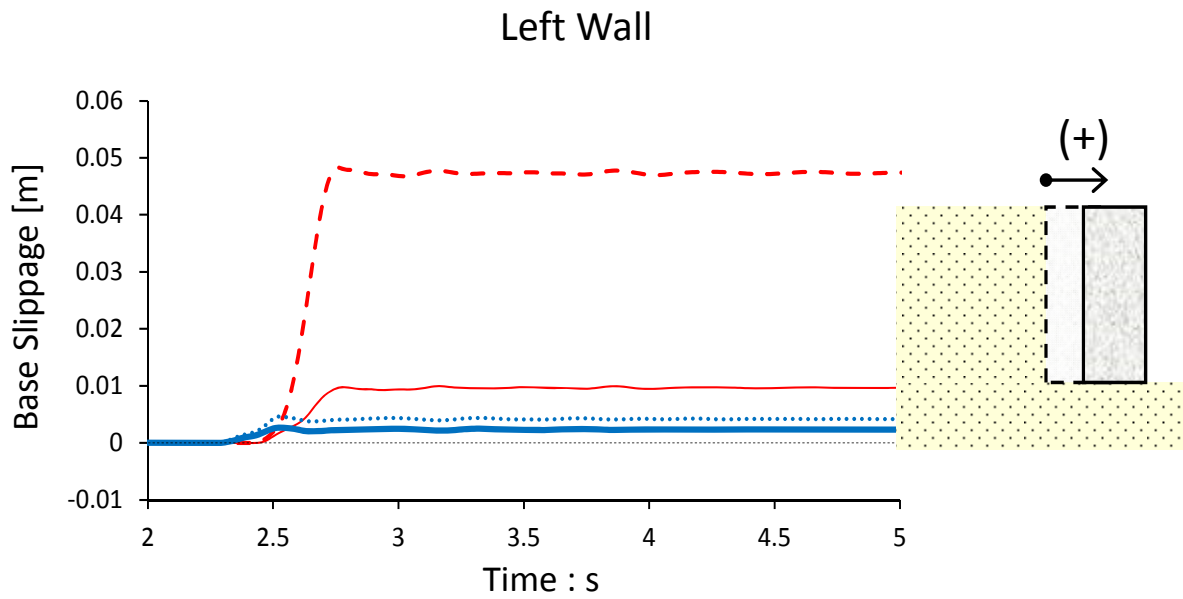


Σχήμα 2.43 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικές περιόδους.



— T=0.6 sec - - M=0
— T=0.3 sec

Σχήμα 2.44 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικές περιόδους (ομοιόμορφη κατανομή).



— T=0.3 sec και $\mu=1$

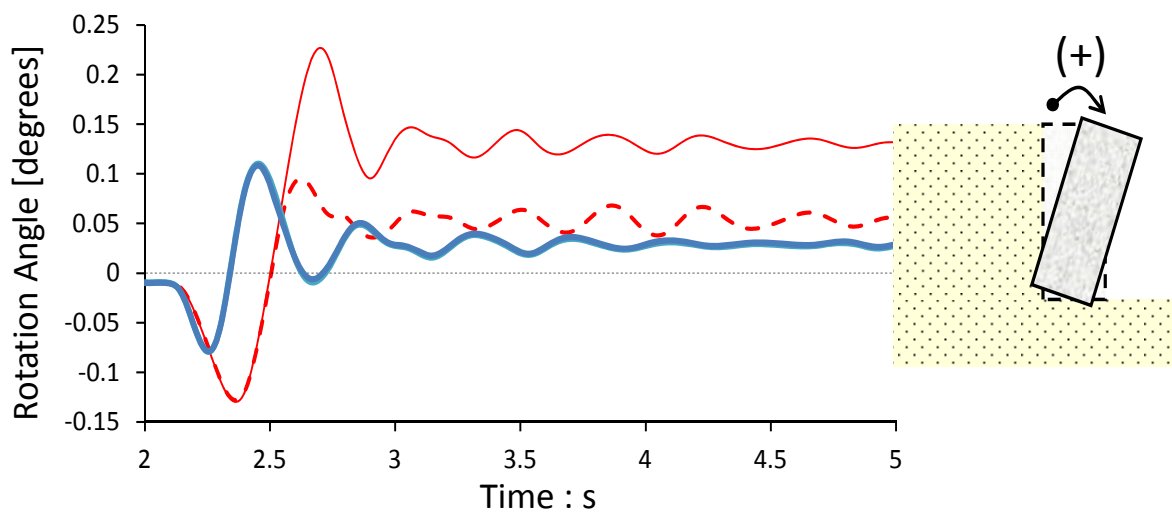
..... T=0.3 sec και $\mu=0.4$

— T=0.6 sec και $\mu=1$

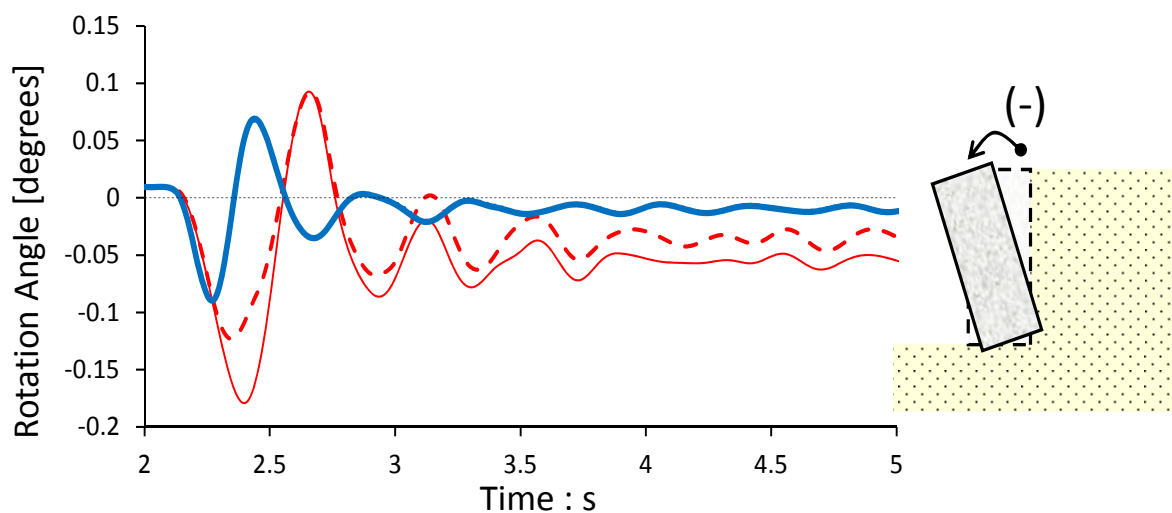
- - - T=0.6 sec και $\mu=0.4$

Σχήμα 2.45 Σύγκριση ιστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικές περιόδους T και διαφορετικό συντελεστή τριβής μ στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall



Right Wall



— T=0.3 sec και $\mu=1$

..... T=0.3 sec και $\mu=0.4$

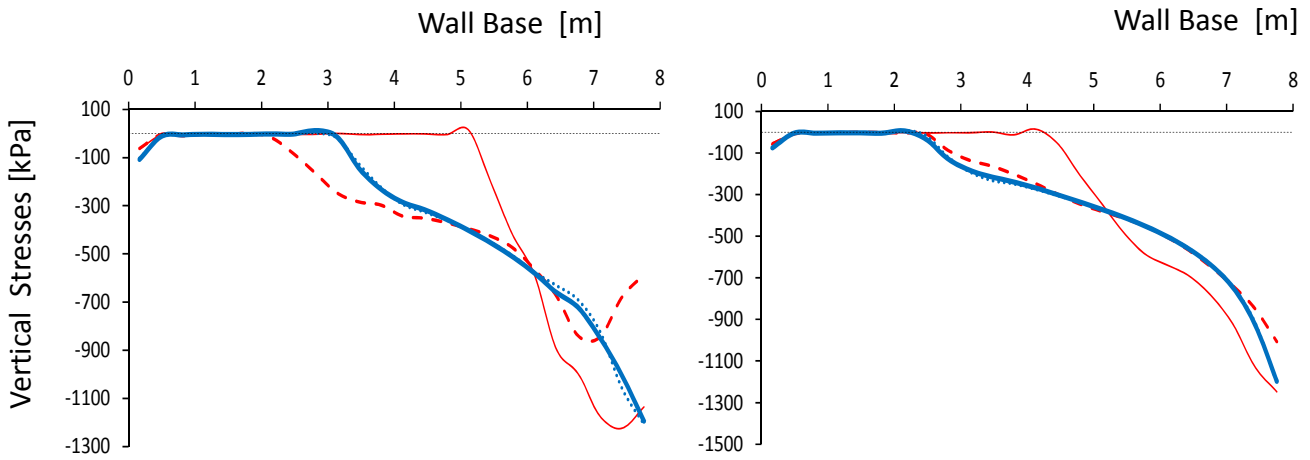
— T=0.6 sec και $\mu=1$

- - - T=0.6 sec και $\mu=0.4$

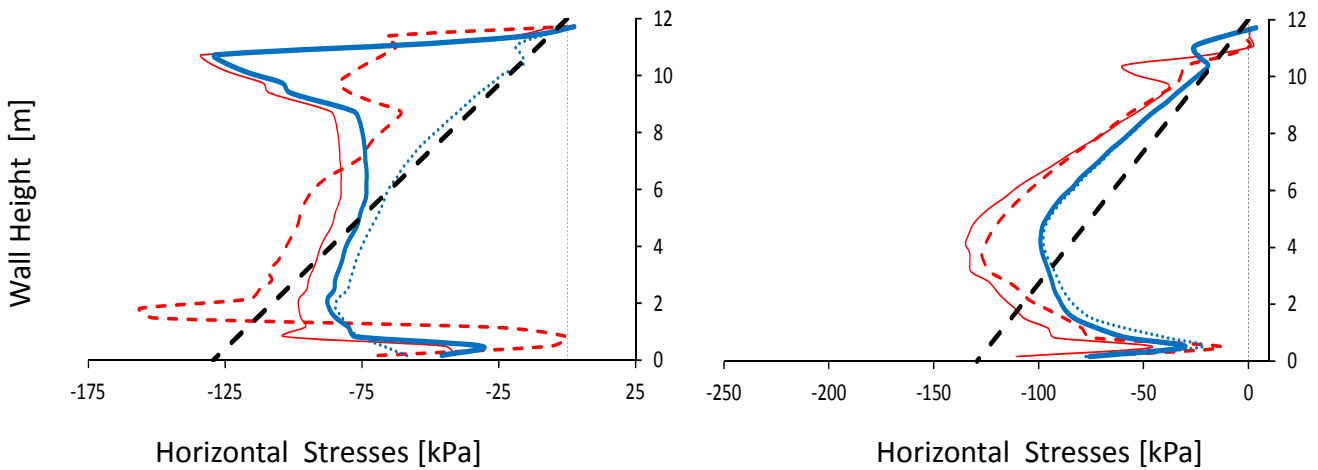
Σχήμα 2.46 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικές περιόδους T και διαφορετικό συντελεστή τριβής μ στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

Right Wall

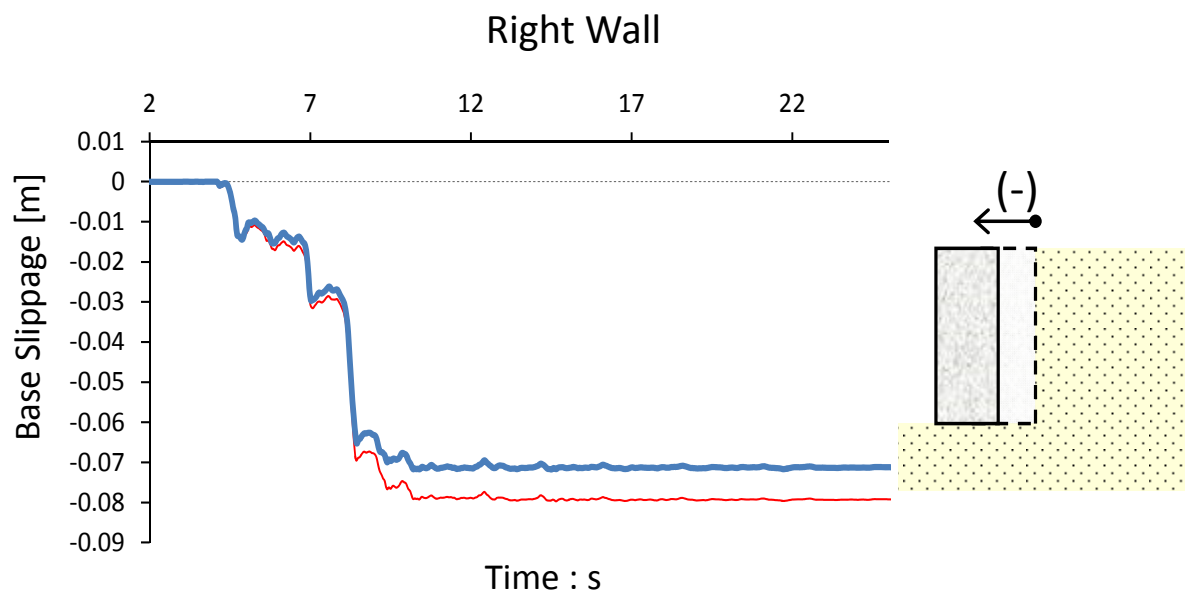
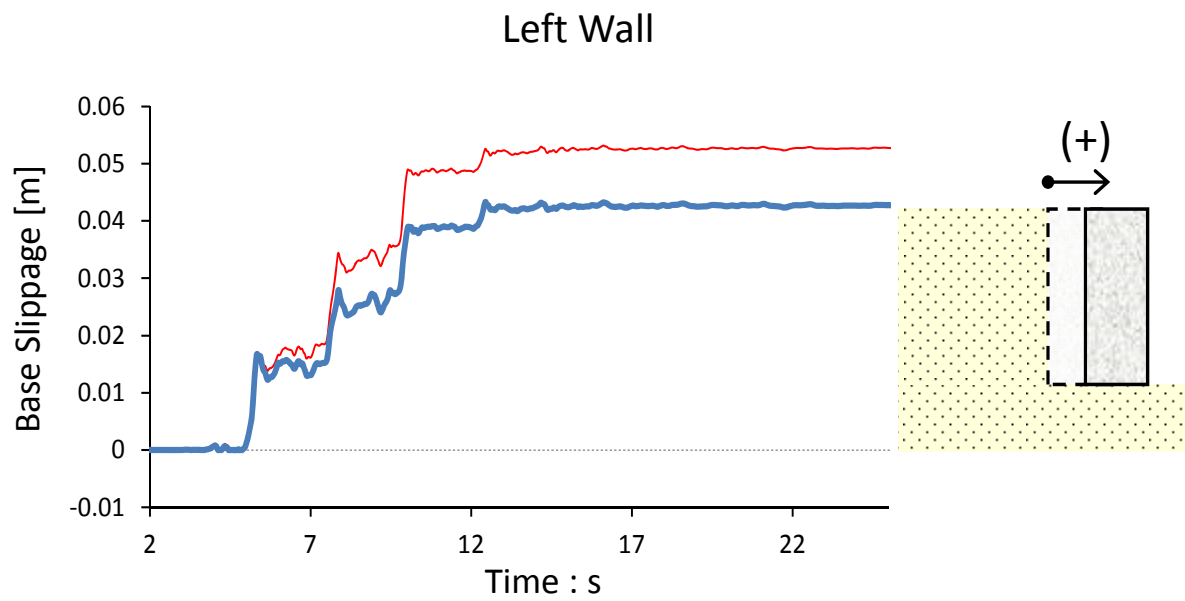


Σχήμα 2.47 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικές περιόδους T και διαφορετικό συντελεστή τριβής μ στη βάση.



- T=0.3 sec και $\mu=1$
- T=0.3 sec και $\mu=0.4$
- - - M-O
- T=0.6 sec και $\mu=1$
- - - T=0.6 sec και $\mu=0.4$

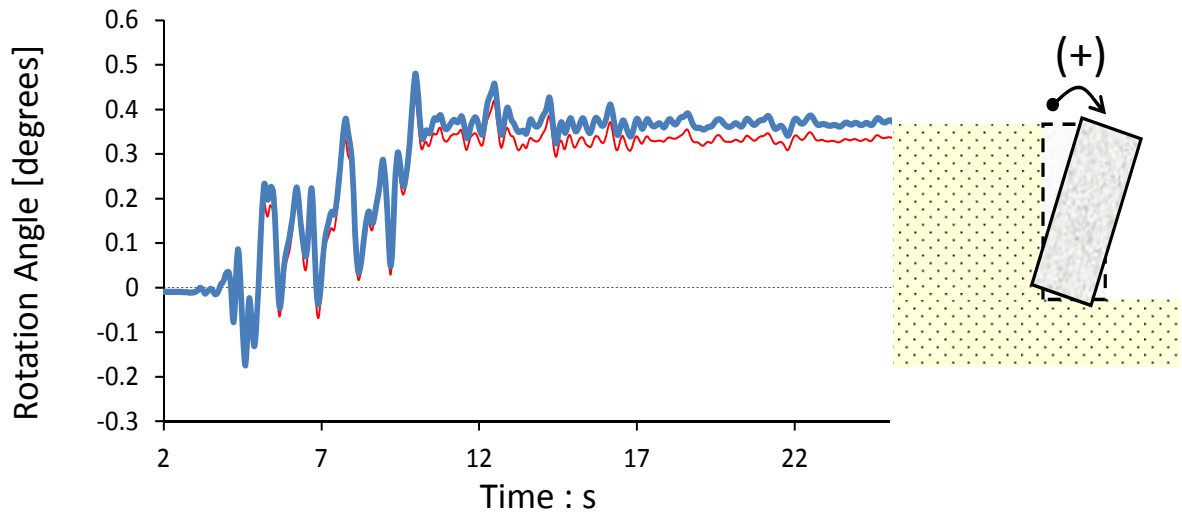
Σχήμα 2.48 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικές περιόδους T και διαφορετικό συντελεστή τριβής μ στη βάση (ομοιόμορφη κατανομή).



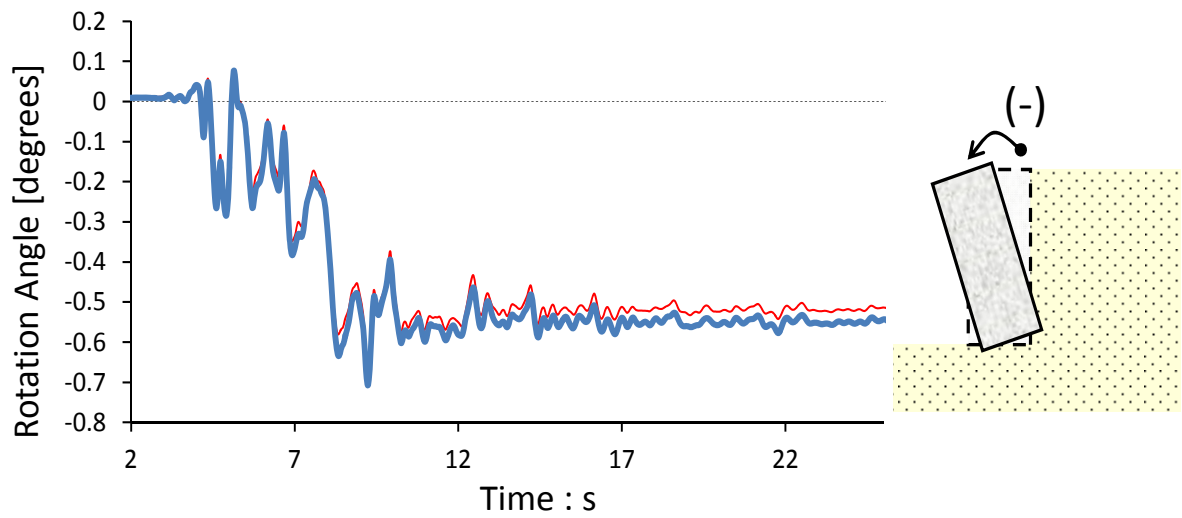
- $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$

Σχήμα 2.49 Σύγκριση χρονοϊστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικό ειδικό βάρος τοίχου γ (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall



Right Wall

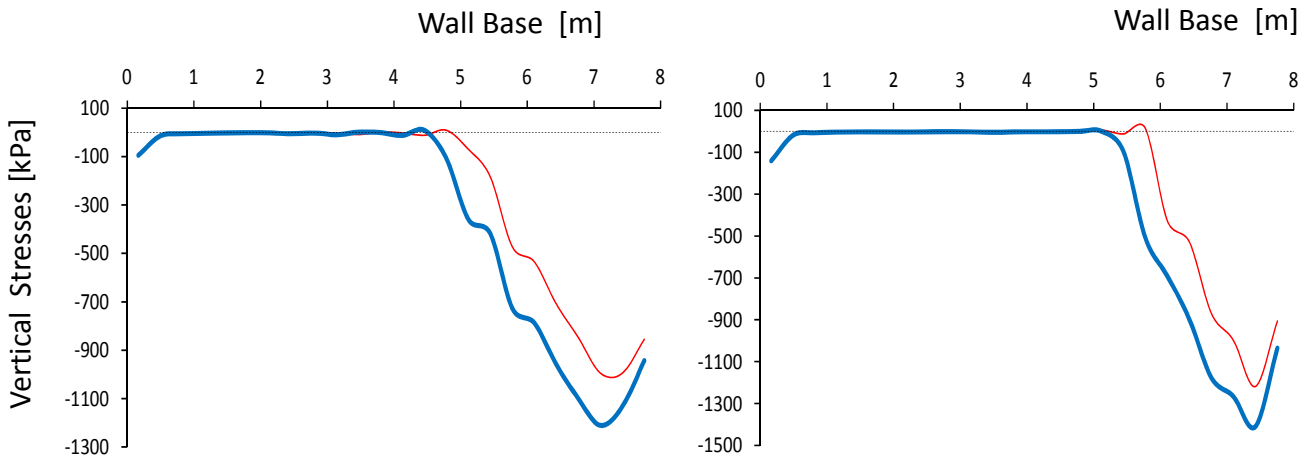


- $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$

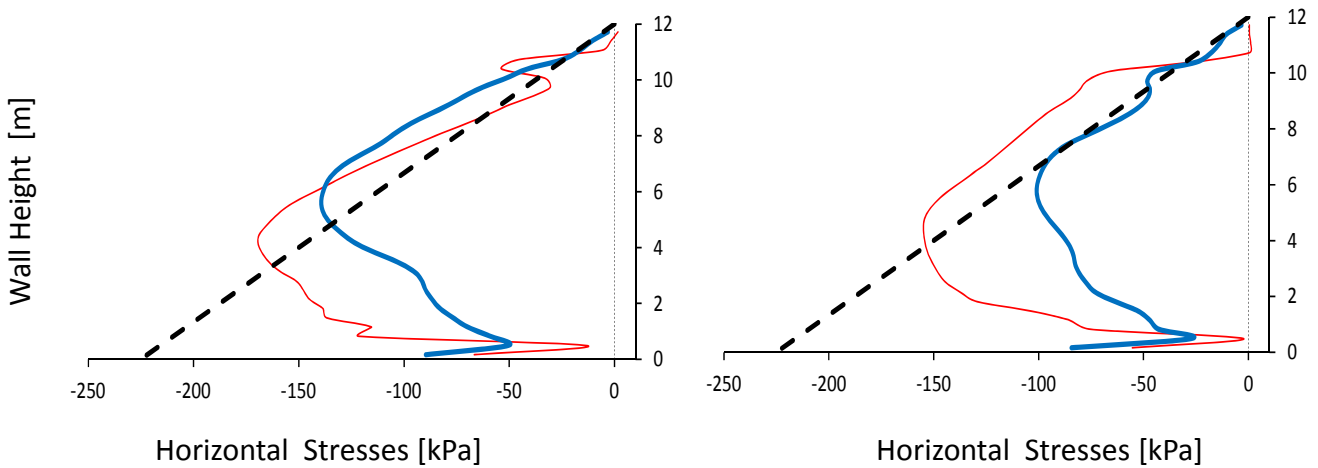
Σχήμα 2.50 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικό ειδικό βάρος τοίχου γ (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

Right Wall

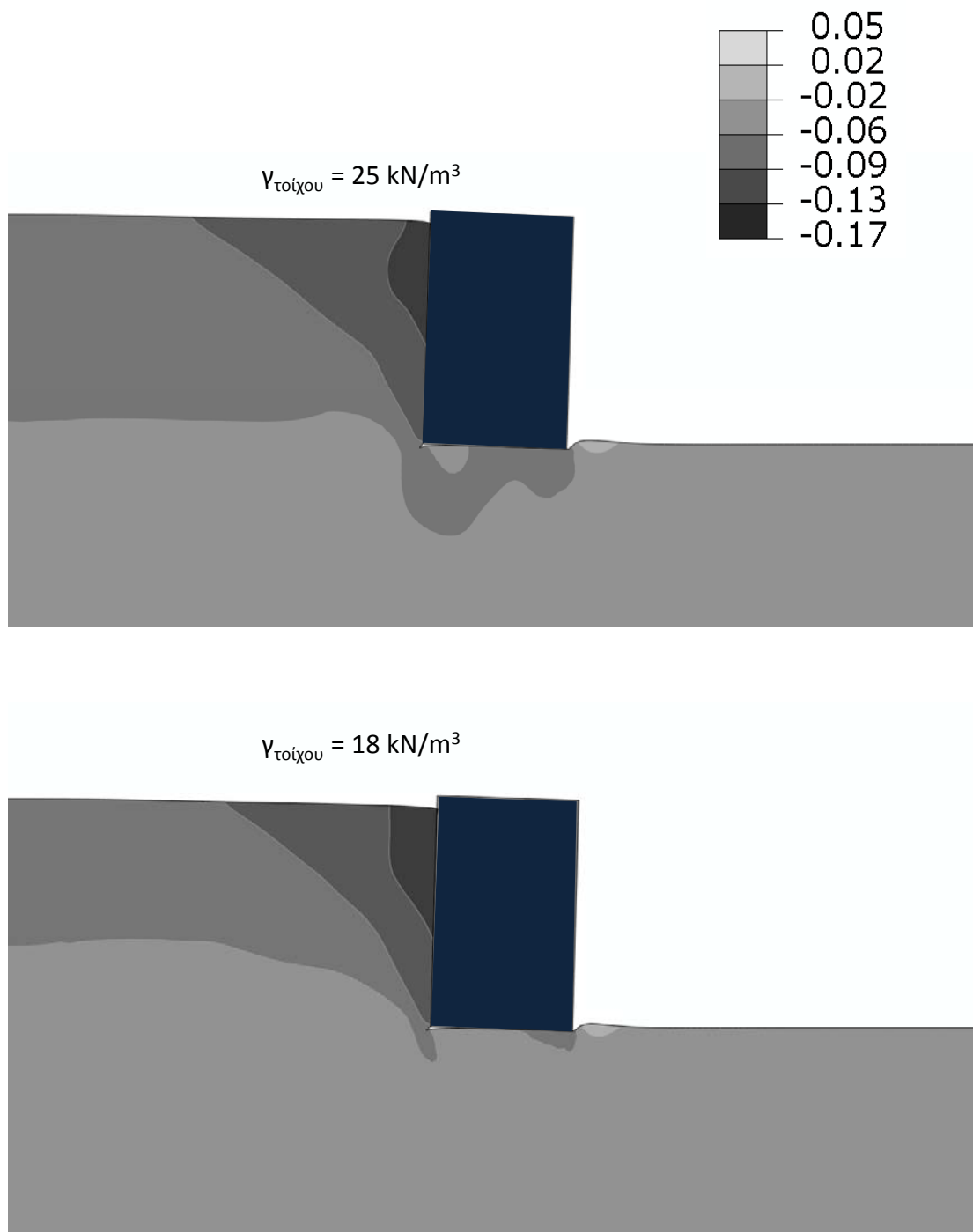


Σχήμα 2.51 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικό ειδικό βάρος τοίχου γ .

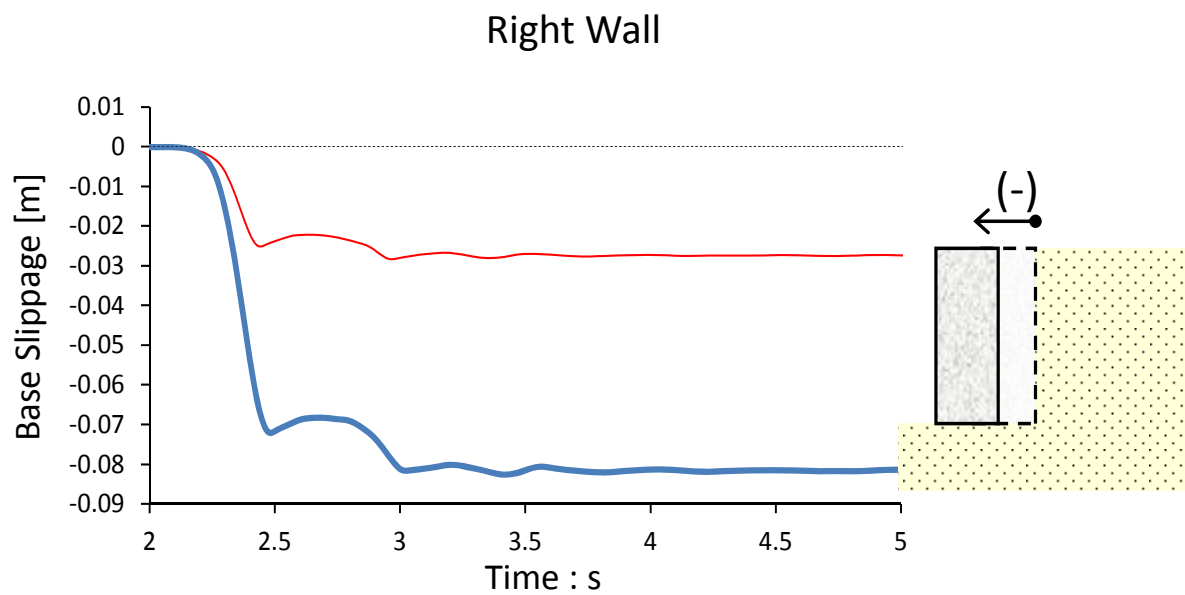
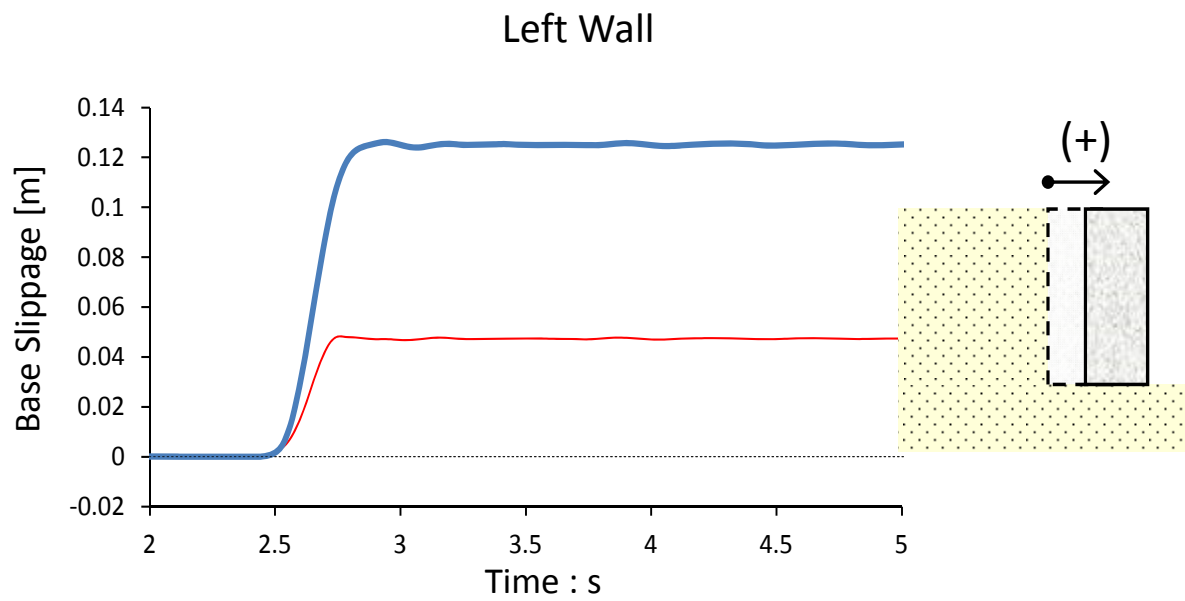


— $\gamma=25 \text{ kN/m}^3$ - - M-O
— $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$

Σχήμα 2.52 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=1$ για διαφορετικό ειδικό βάρος τοίχου γ (ομοιόμορφη κατανομή).



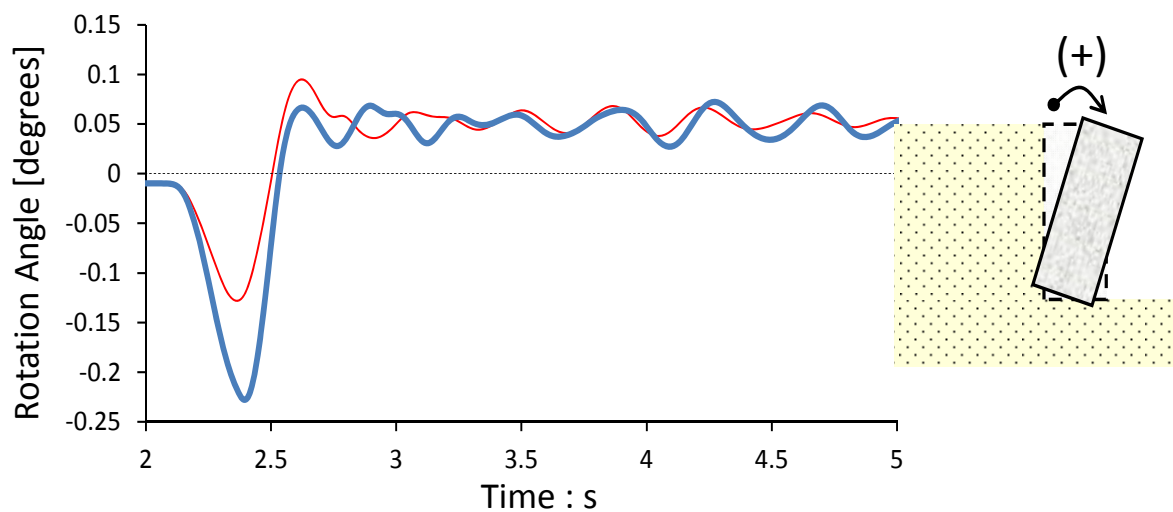
Σχήμα 2.53 Σύγκριση ισοψών κατακόρυφων μετακινήσεων στον αριστερά τοίχο στο τέλος της σεισμικής διέγερσης (ομοιόμορφη κατανομή).



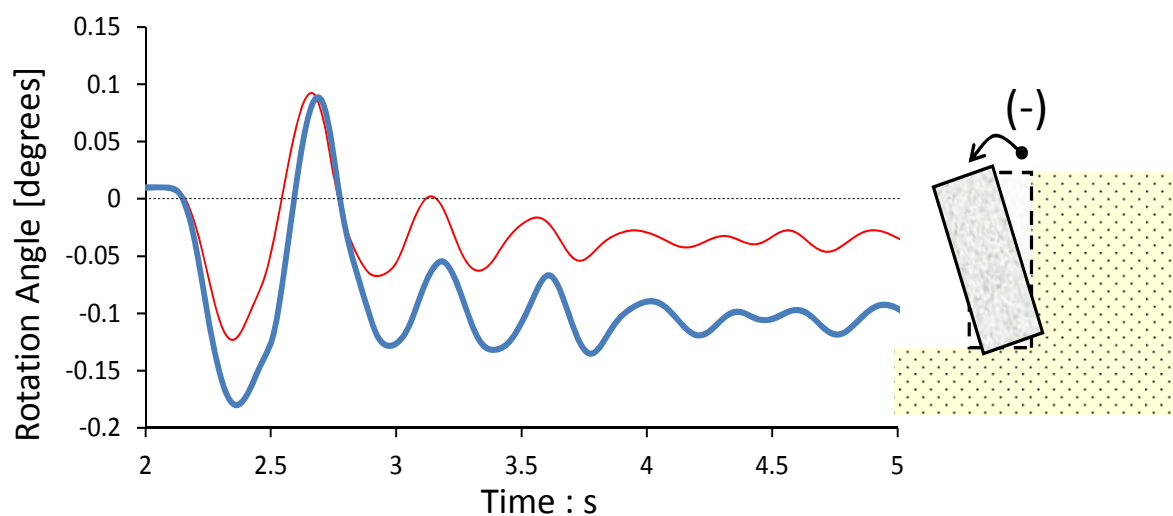
— Peak acceleration 0.6 g
— Peak acceleration 0.4 g

Σχήμα 2.54 Σύγκριση ιστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ και διαφορετικές μέγιστες επιταχύνσεις (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

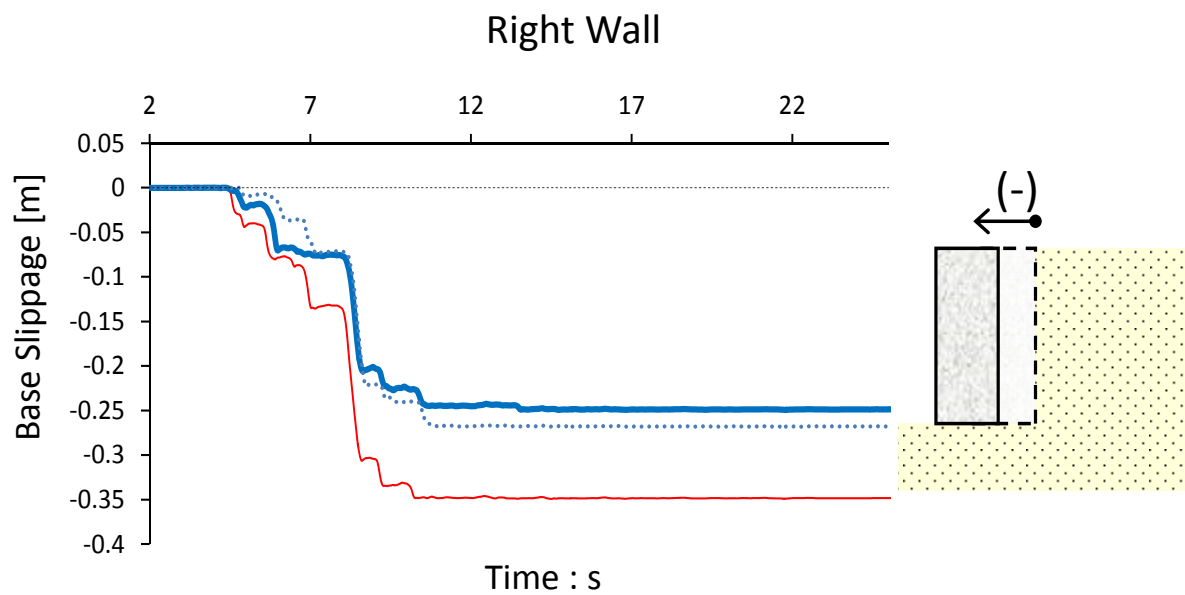
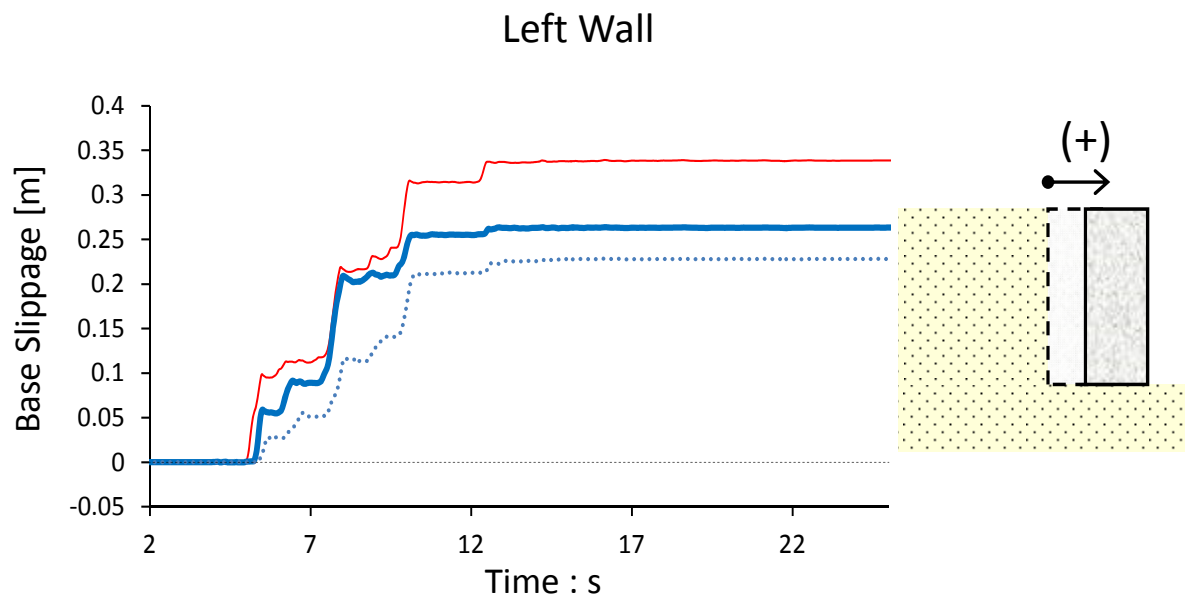


Right Wall



- Peak acceleration 0.6 g
- Peak acceleration 0.4 g

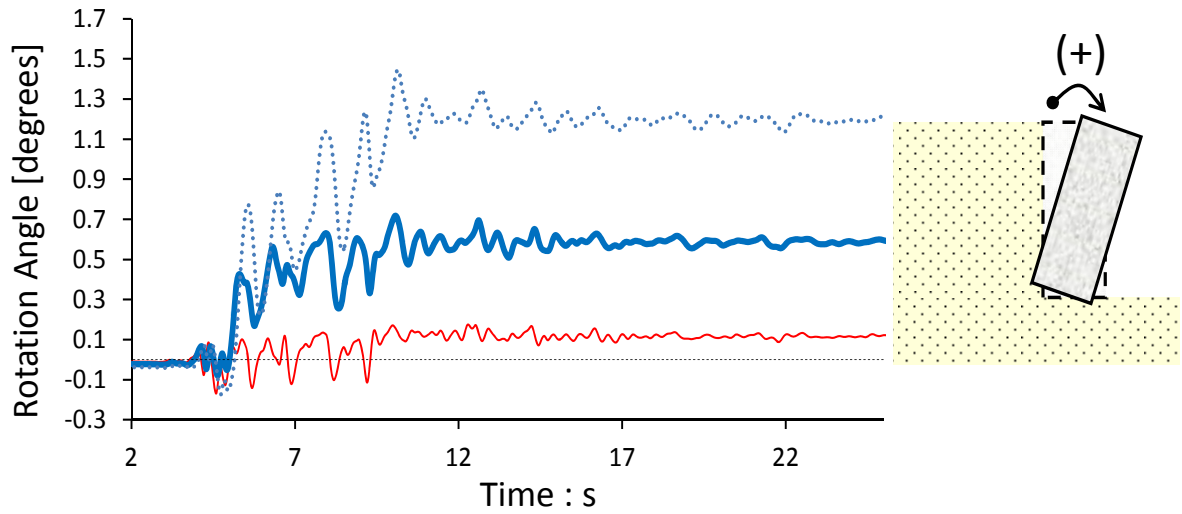
Σχήμα 2.55 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με περίοδο $T=0.6$ sec, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ και διαφορετικές μέγιστες επιταχύνσεις (ομοιόμορφη κατανομή).



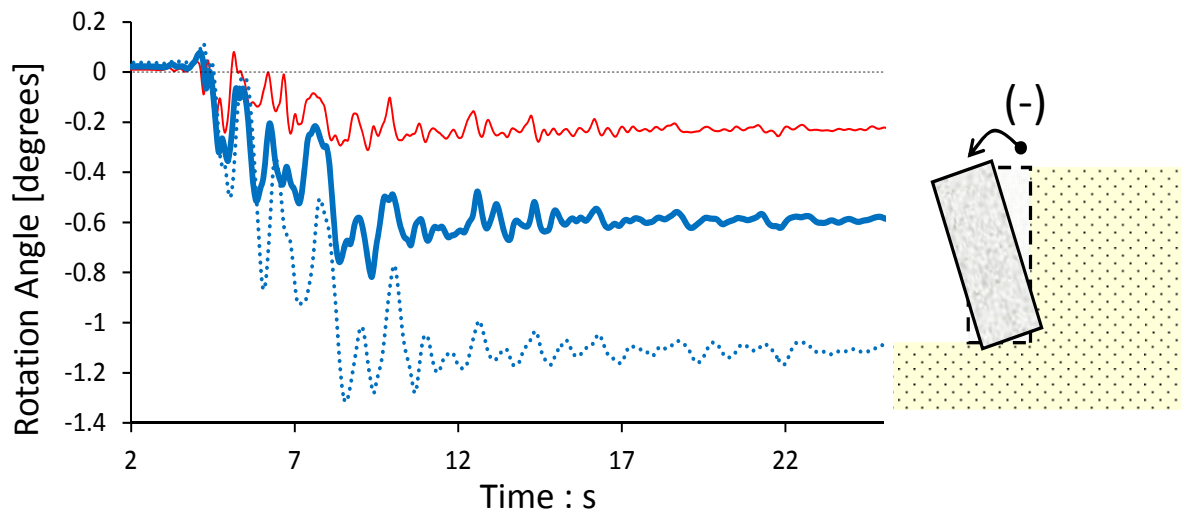
- $E_2 = 300 \text{ MPa}$
- $E_2 = 100 \text{ MPa}$
- ⋯ $E_2 = 50 \text{ MPa}$

Σχήμα 2.56 Σύγκριση χρονοϊστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ και διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας E στη βαθύτερη εδαφική στρώση (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall



Right Wall



— $E_2 = 300 \text{ MPa}$

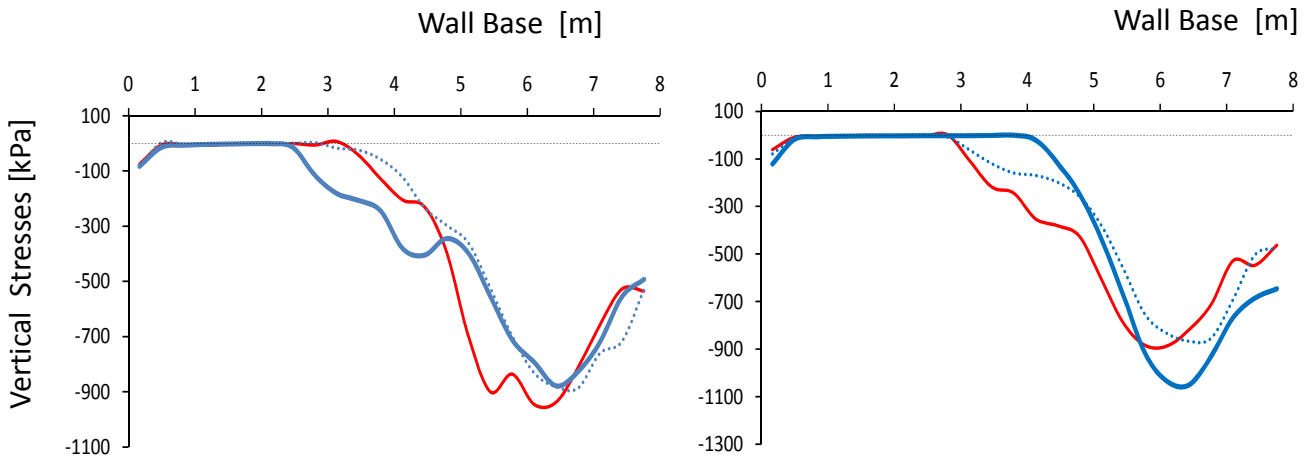
— $E_2 = 100 \text{ MPa}$

..... $E_2 = 50 \text{ MPa}$

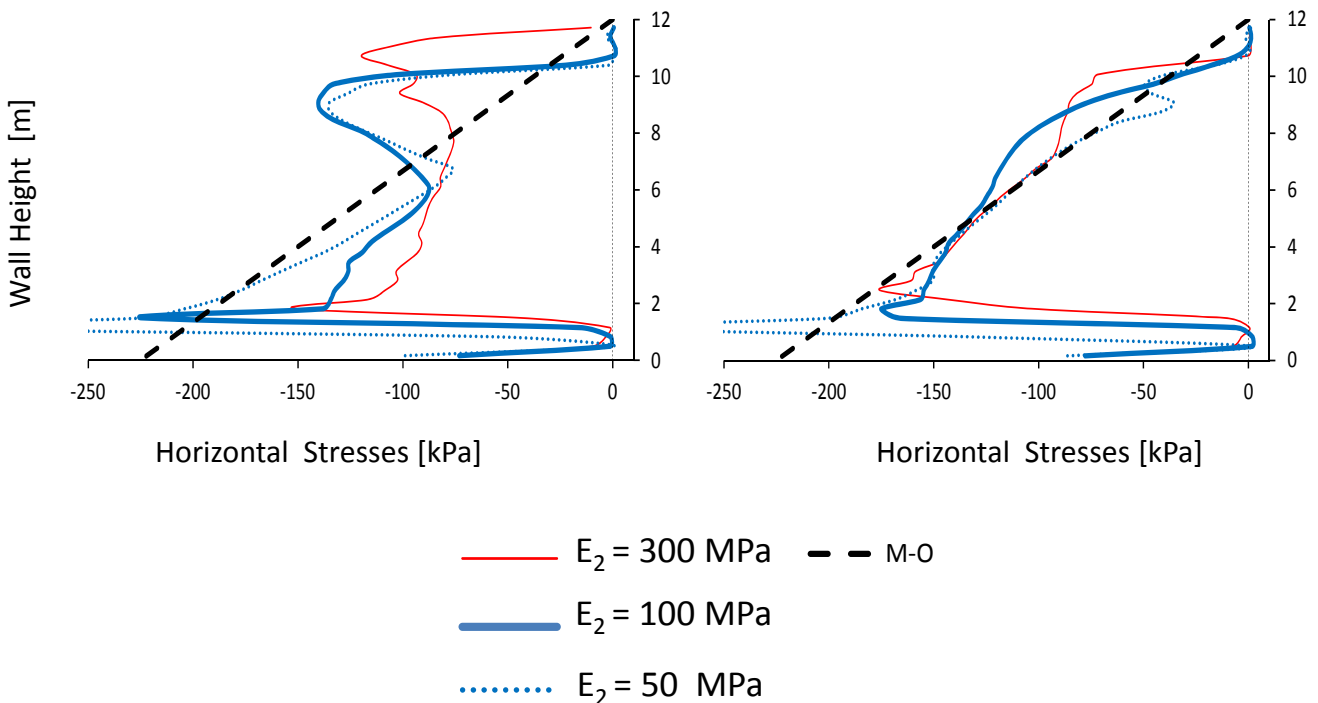
Σχήμα 2.57 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ και διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας E στη βαθύτερη εδαφική στρώση (ομοιόμορφη κατανομή).

Left Wall

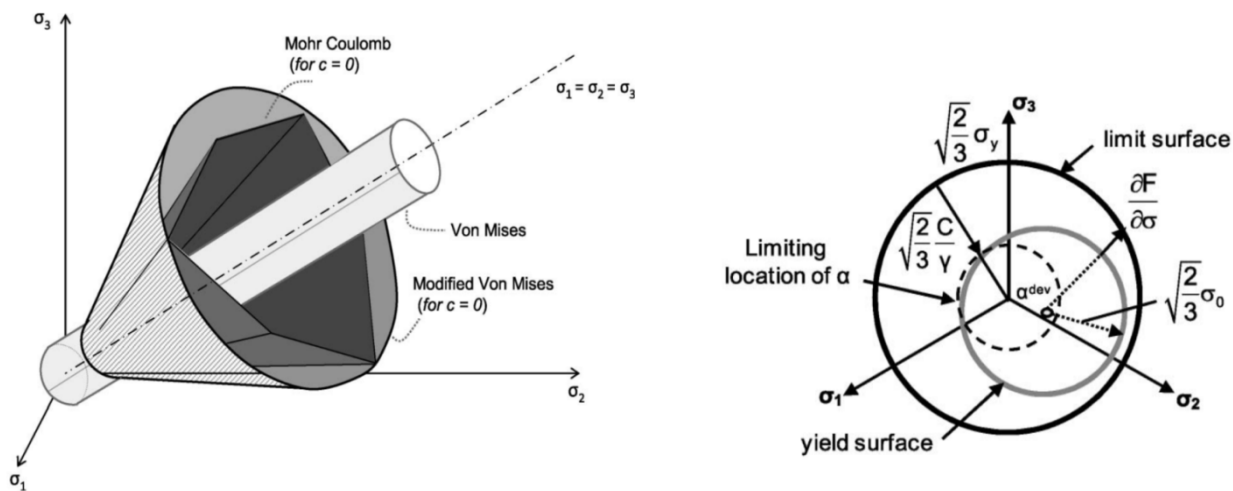
Right Wall



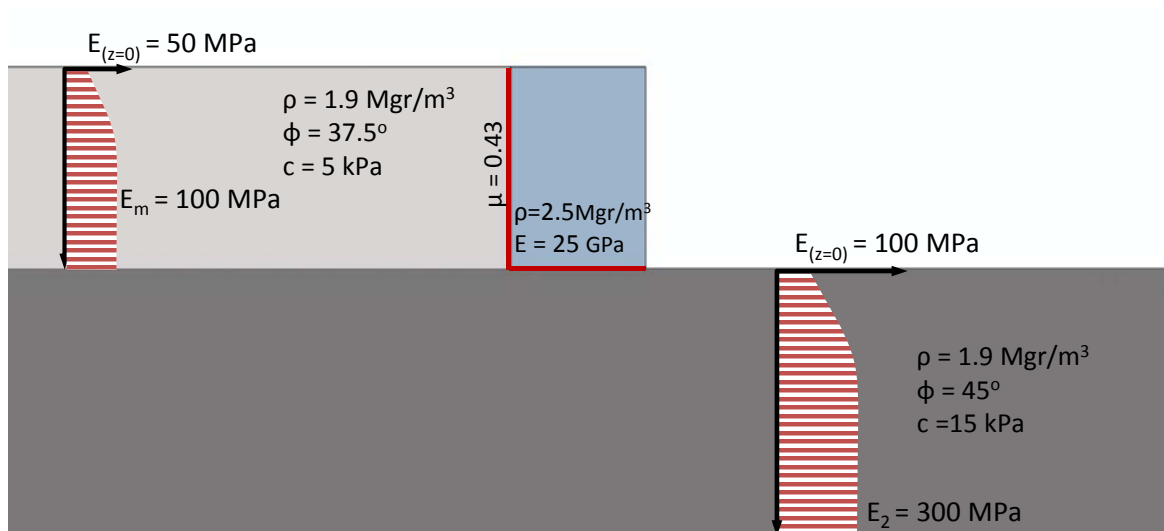
Σχήμα 2.58 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ και διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας E στη βαθύτερη εδαφική στρώση.



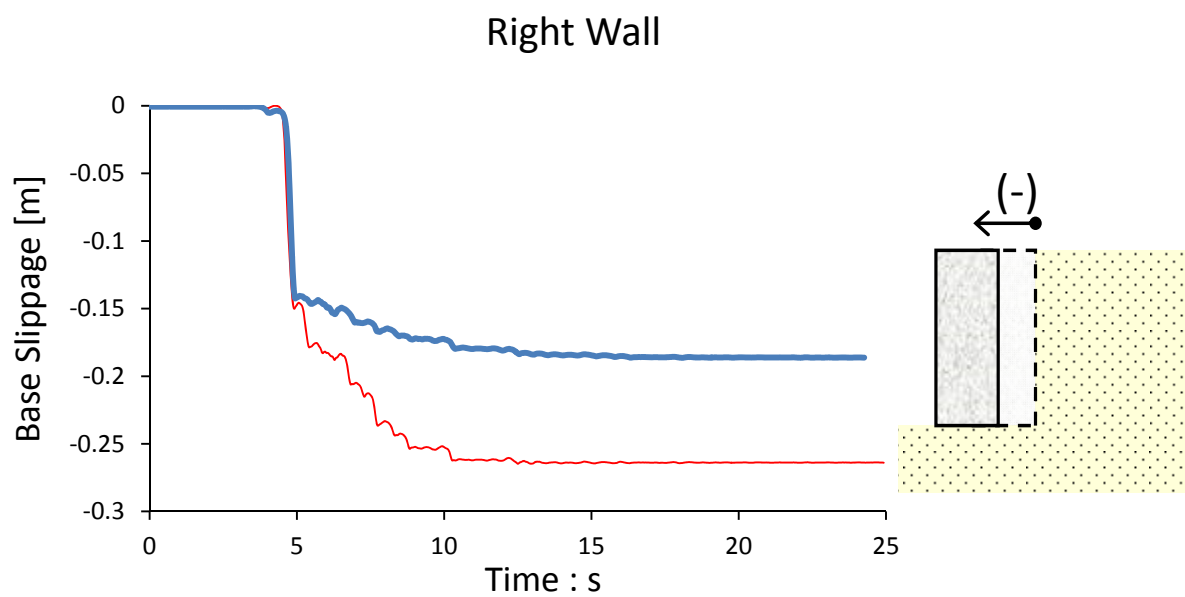
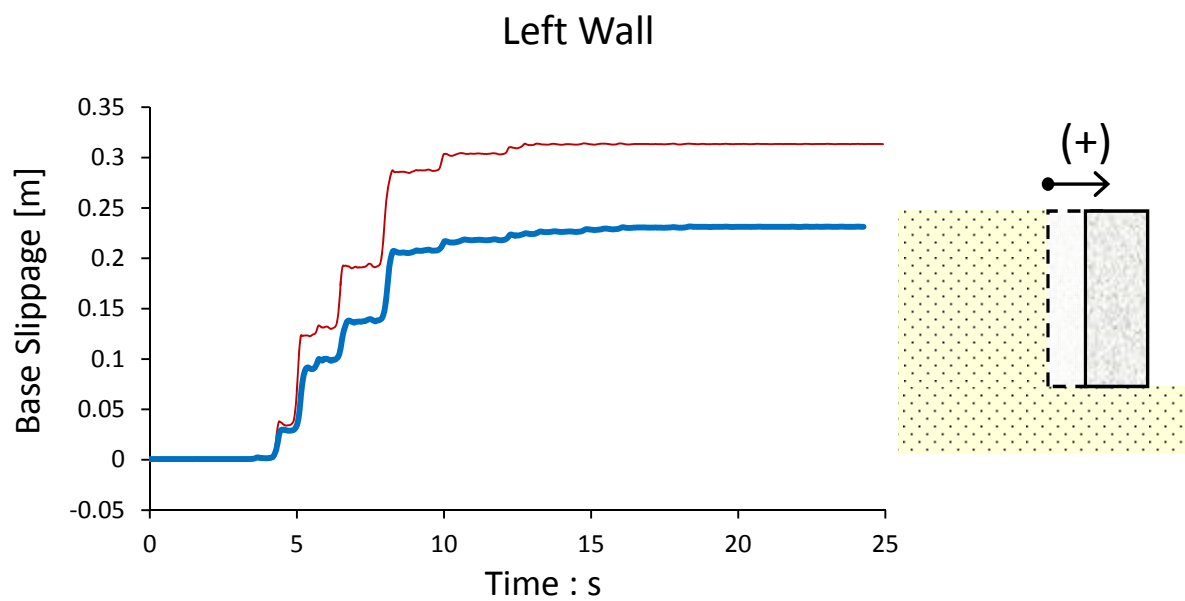
Σχήμα 2.59 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Takatori με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση $\mu=0.4$ και διαφορετικές τιμές του μέτρου ελαστικότητας E στη βαθύτερη εδαφική στρώση (ομοιόμορφη κατανομή).



Σχήμα 2.60 Εξέλιξη του νόμου κράτυνσης του καταστατικού προσομοιώματος.



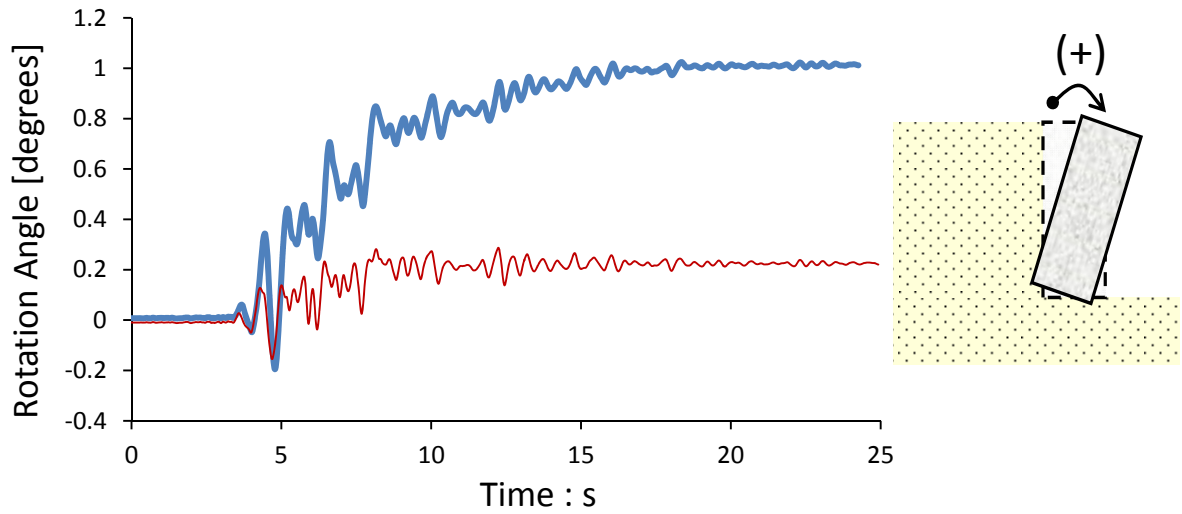
Σχήμα 2.61 Χαρακτηριστικά προσομοιώματος.



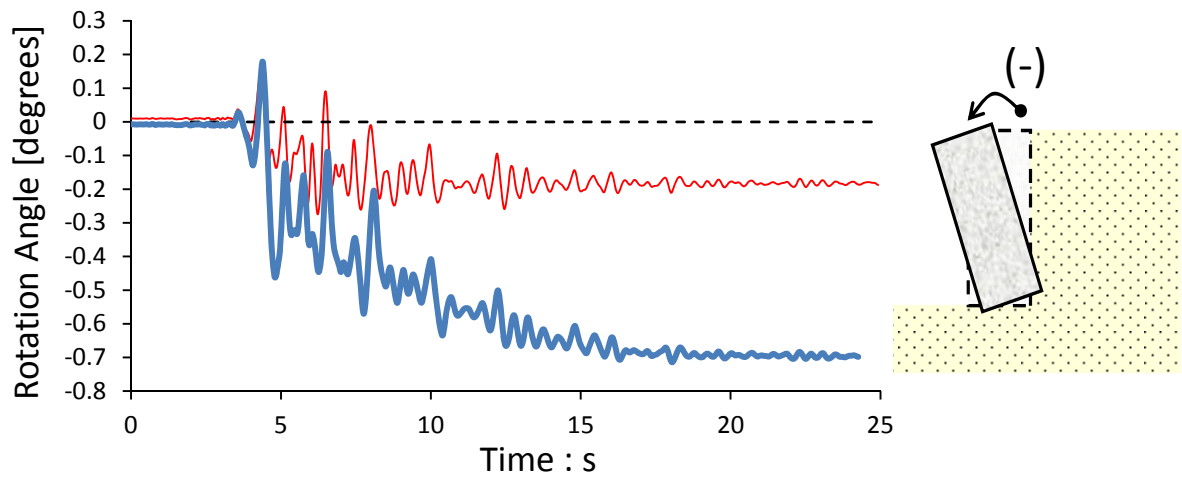
- Παραβολική Κατανομή του E
- Ομοιόμορφη Κατανομή του E

Σχήμα 2.62 Σύγκριση χρονιοστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για παραβολική και ομοιόμορφη κατανομή του E.

Left Wall



Right Wall

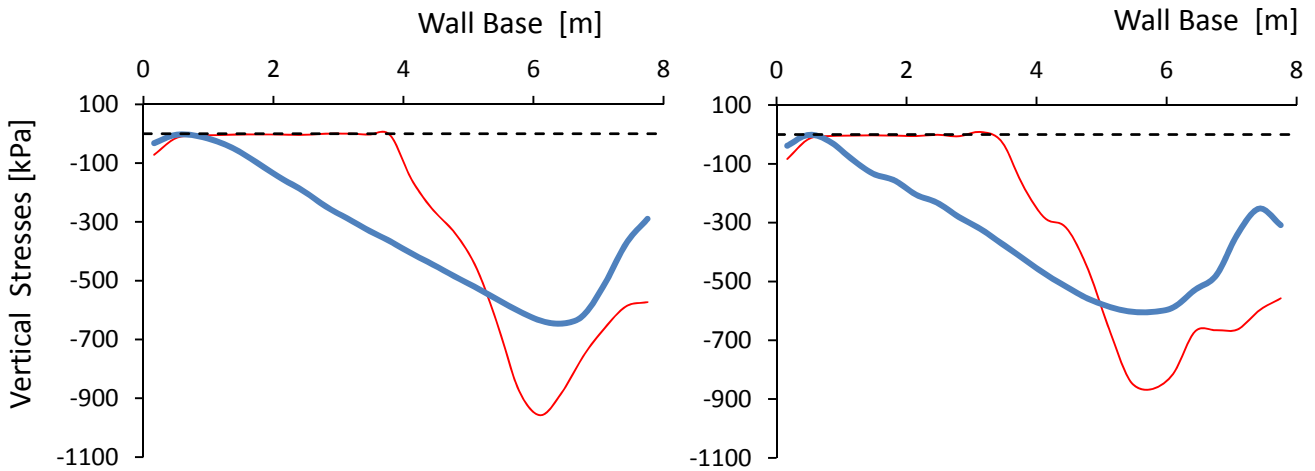


- Παραβολική Κατανομή του E
- Ομοιόμορφη Κατανομή του E

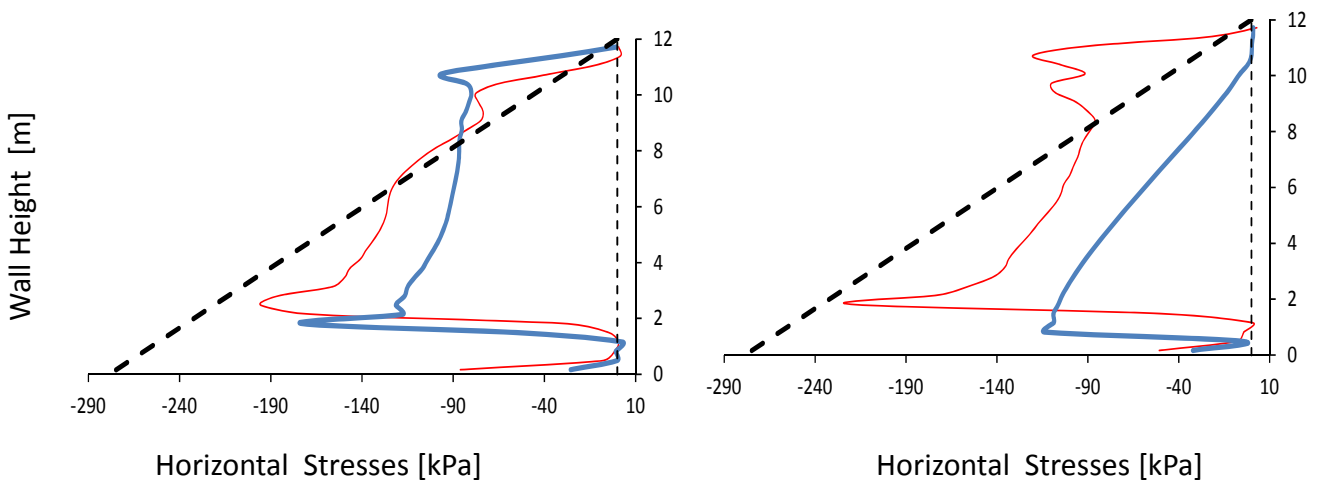
Σχήμα 2.63 Σύγκριση χρονιοστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Takatori Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για παραβολική και ομοιόμορφη κατανομή του E.

Left Wall

Right Wall

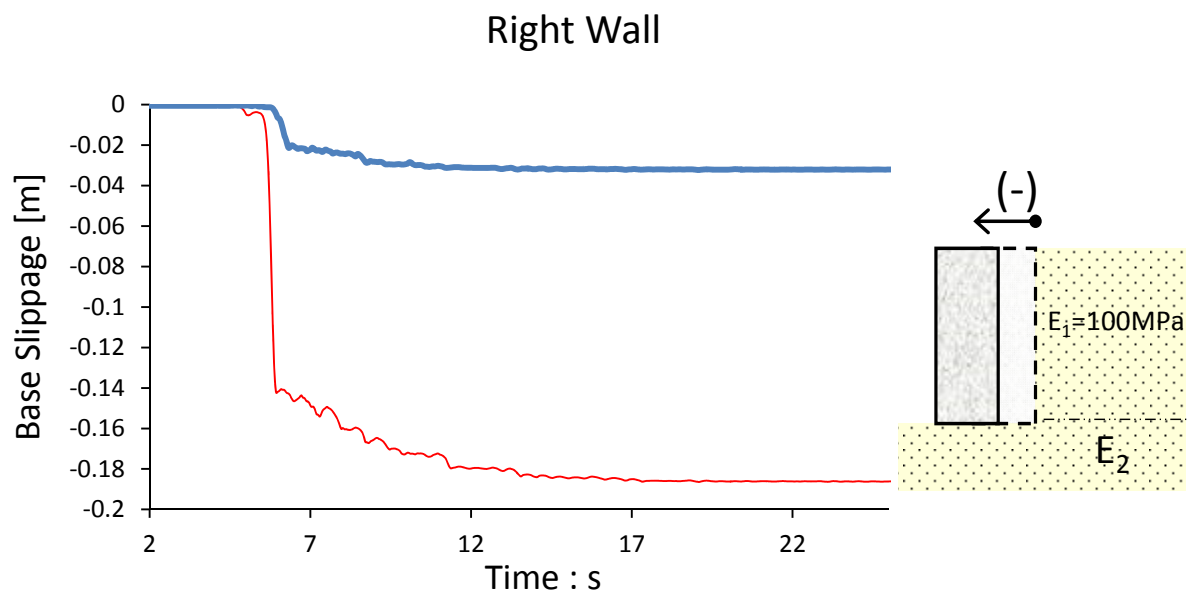
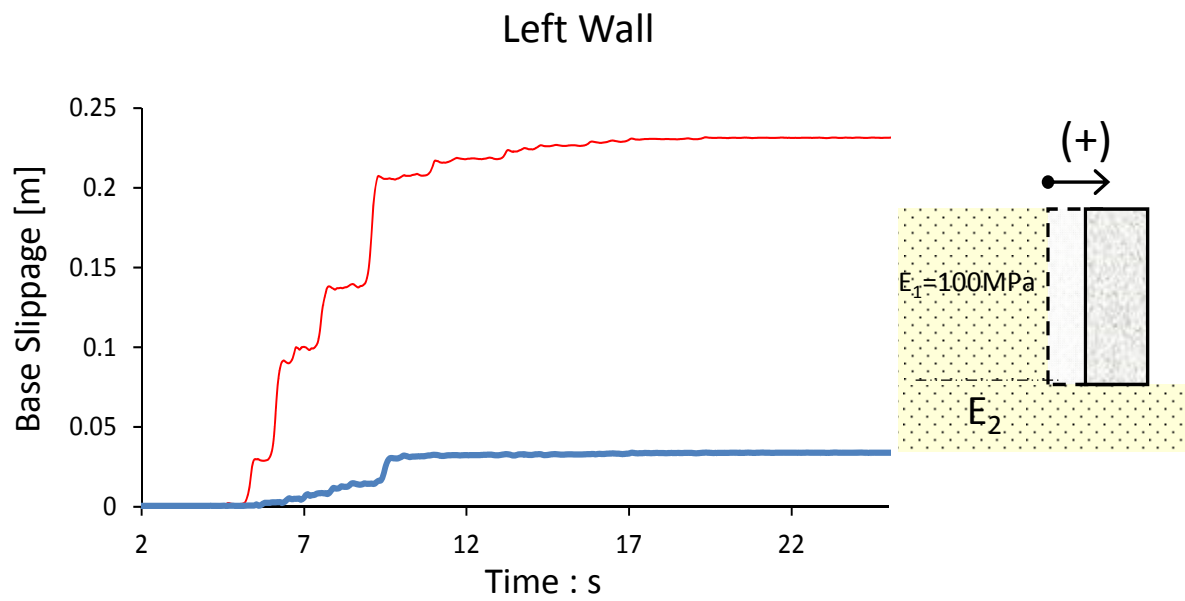


Σχήμα 2.64 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για παραβολική και ομοιόμορφη κατανομή του E.



- Παραβολική Κατανομή του E
- Ομοιόμορφη Κατανομή του E
- - M=0

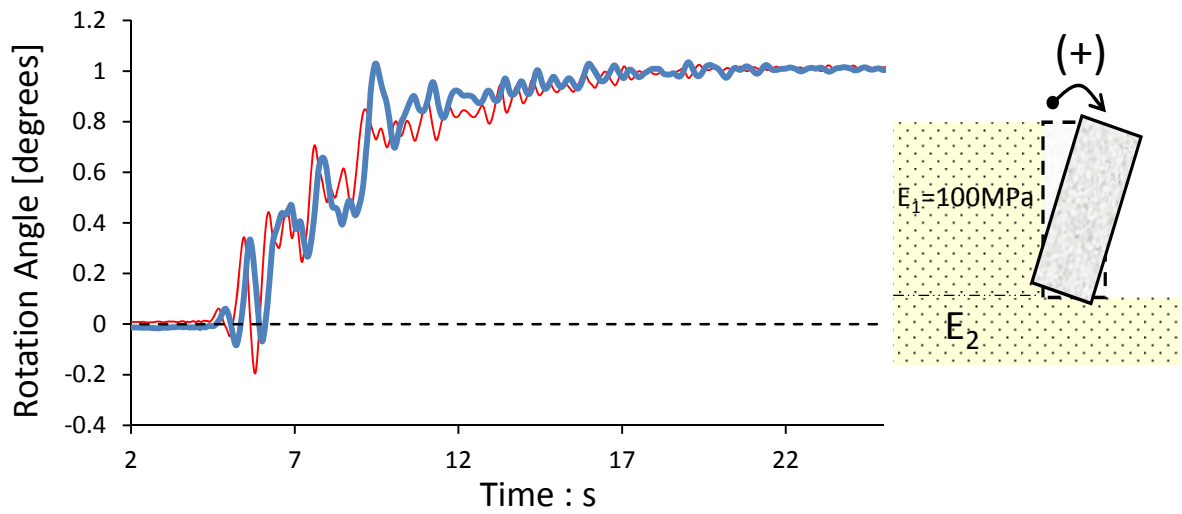
Σχήμα 2.65 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για παραβολική και ομοιόμορφη κατανομή του E.



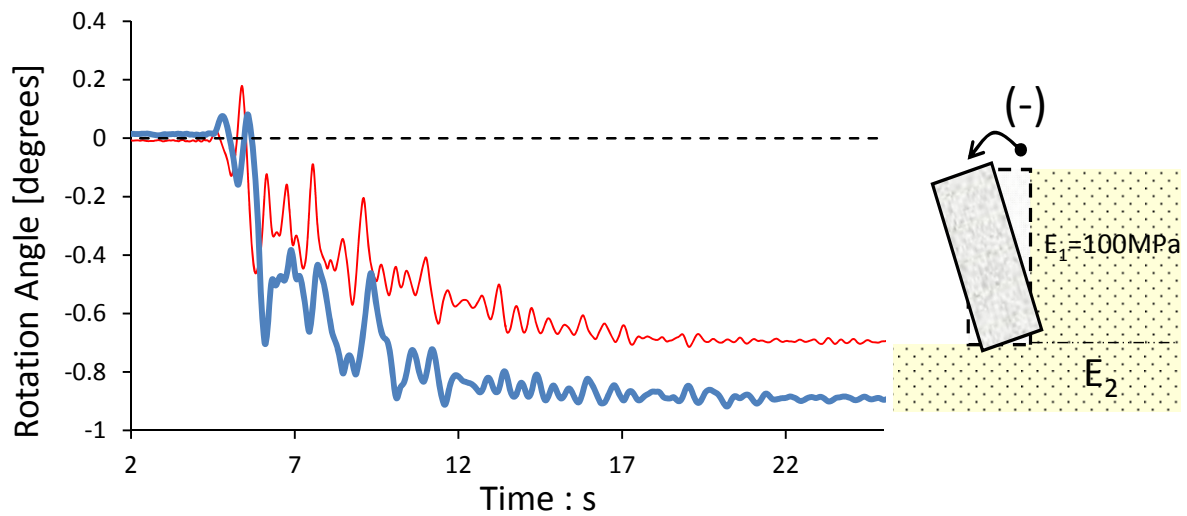
— $E_2=50 \text{ MPa}$
— $E_2=300 \text{ MPa}$

Σχήμα 2.66 Σύγκριση χρονοϊστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους έδρασης (παραβολική κατανομή).

Left Wall

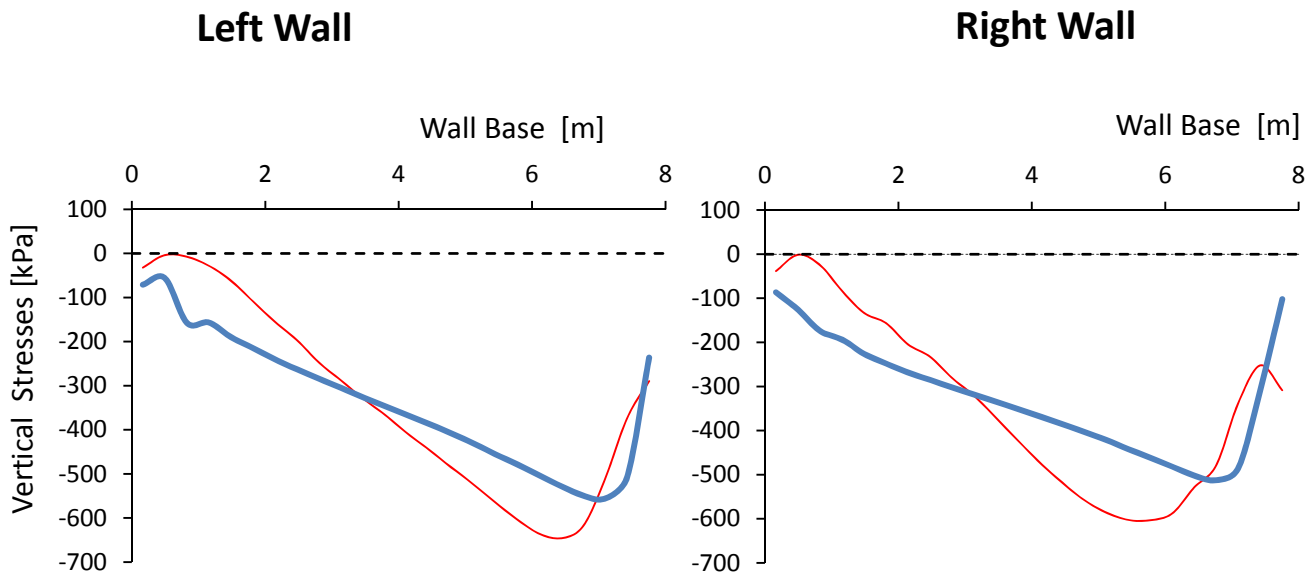


Right Wall

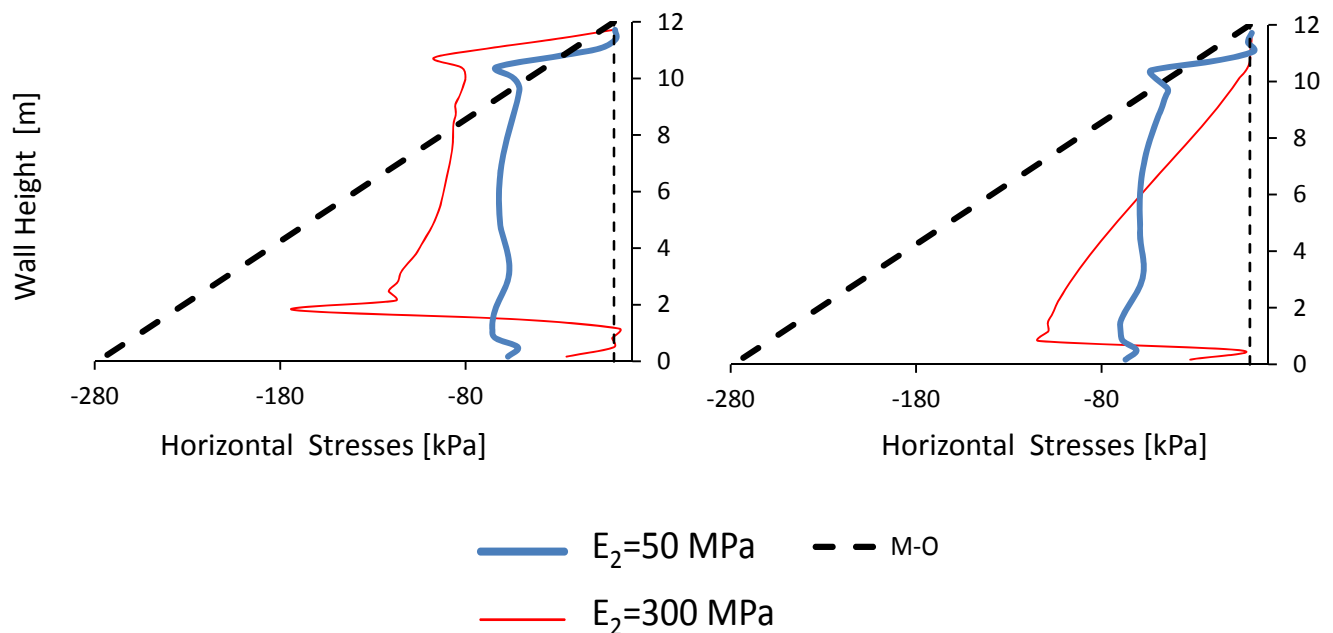


- $E_2=50 \text{ MPa}$
- $E_2=300 \text{ MPa}$

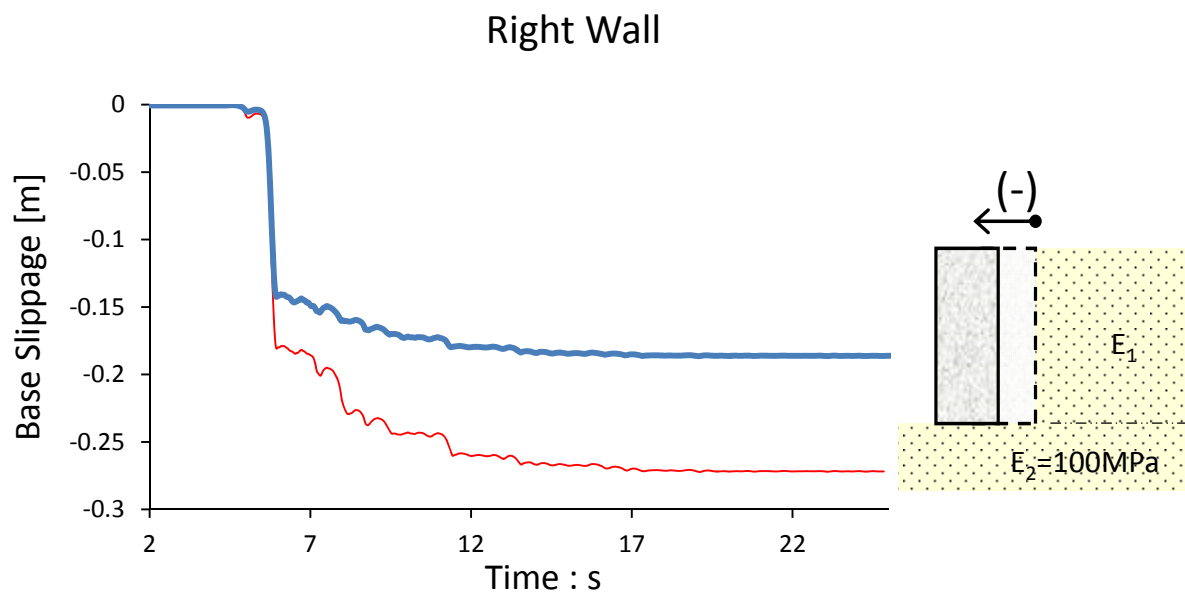
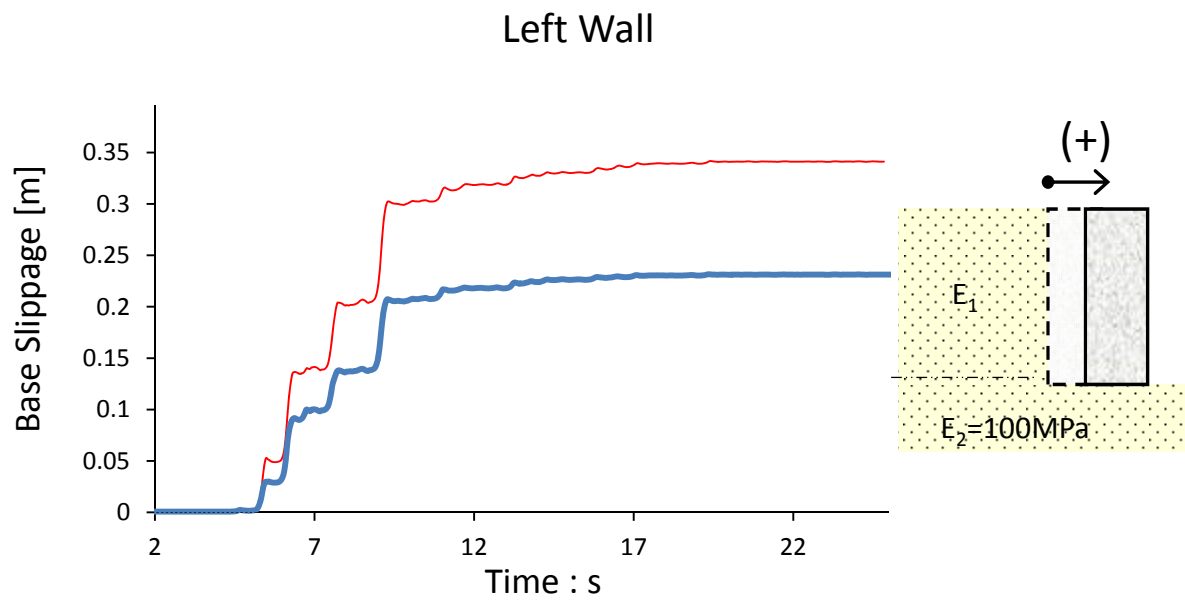
Σχήμα 2.67 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους έδρασης (παραβολική κατανομή).



Σχήμα 2.68 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους έδρασης .

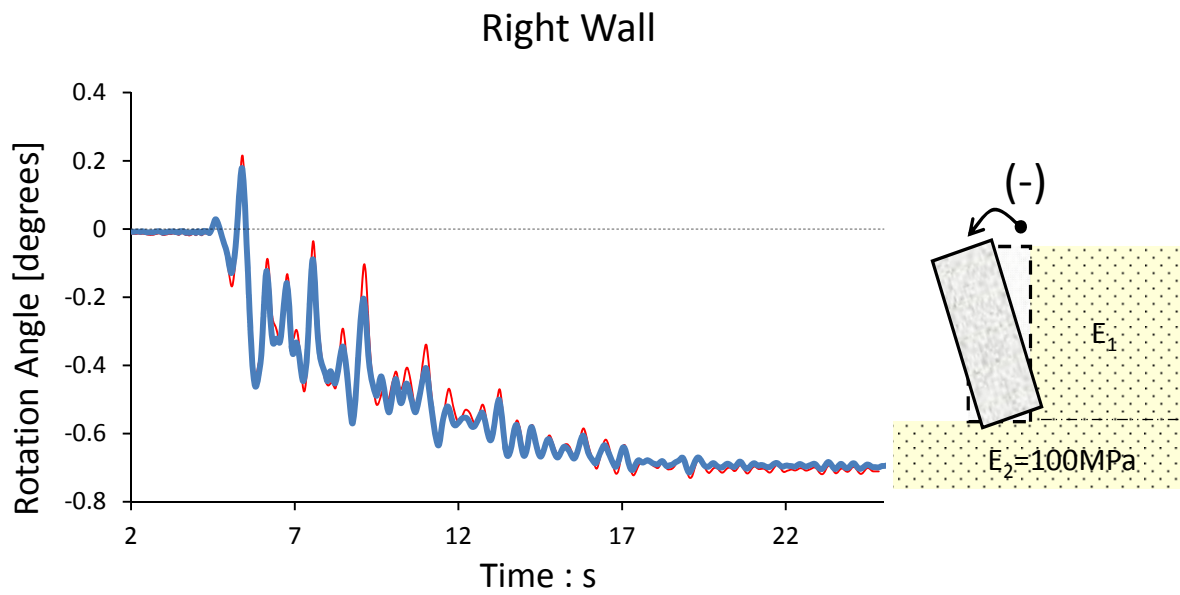
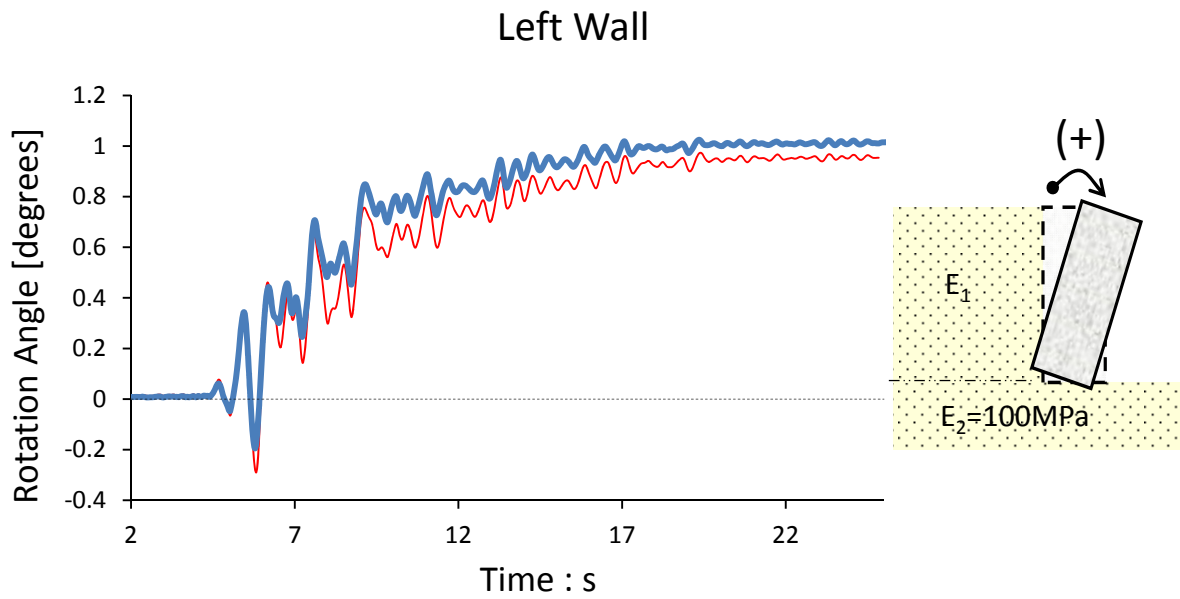


Σχήμα 2.69 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του εδάφους έδρασης (παραβολική κατανομή).



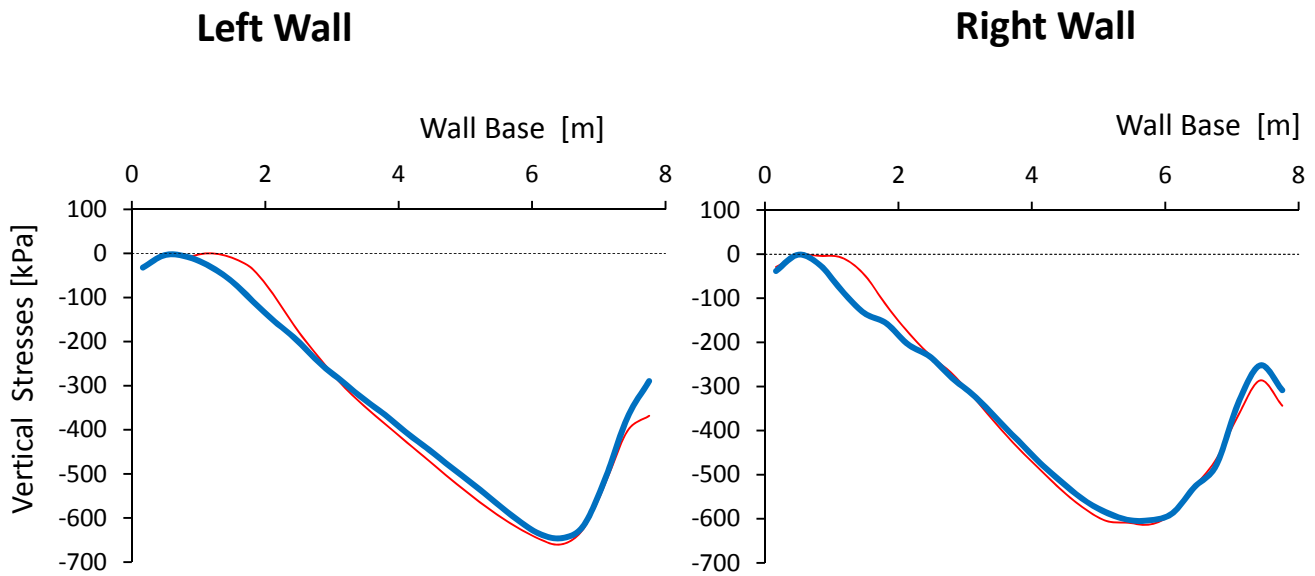
— $E_1=100 \text{ MPa}$
— $E_1=50 \text{ MPa}$

Σχήμα 2.70 Σύγκριση ιστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους (παραβολική κατανομή).

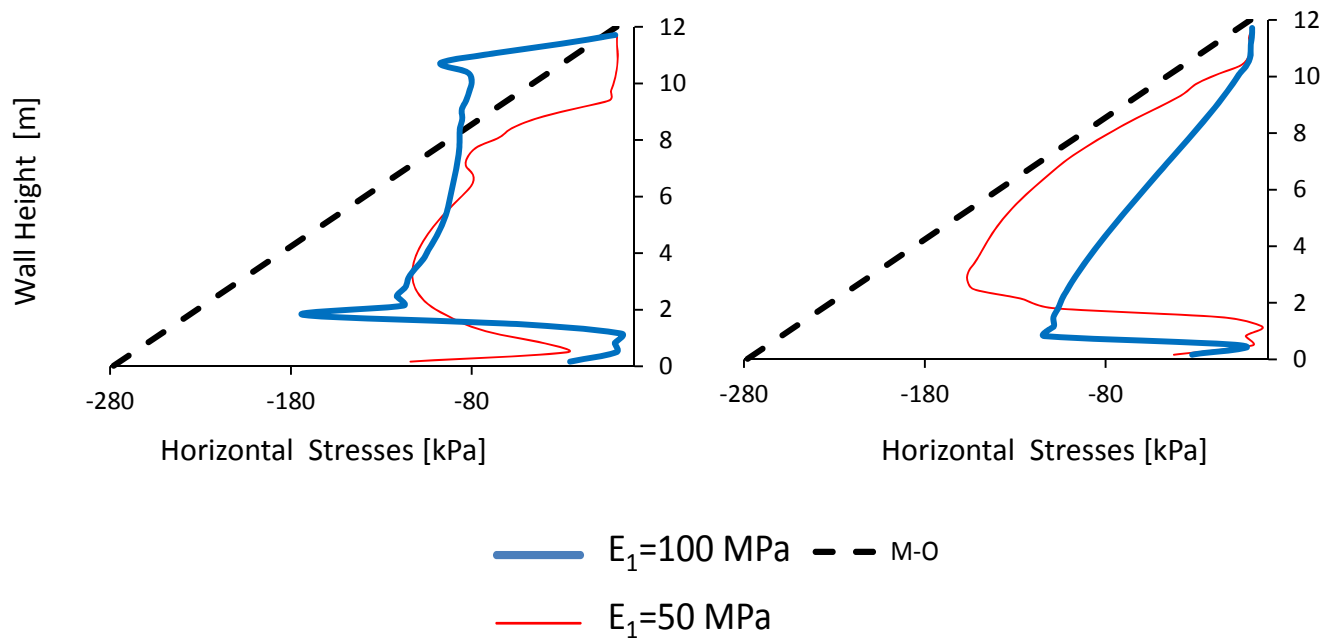


- $E_1=100 \text{ MPa}$
- $E_1=50 \text{ MPa}$

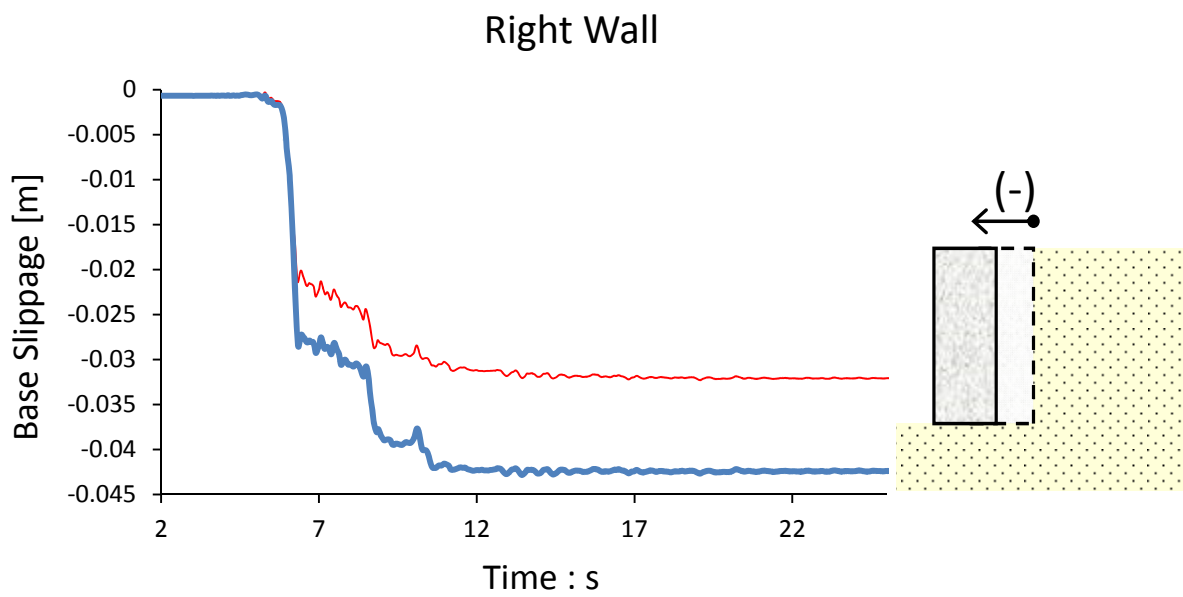
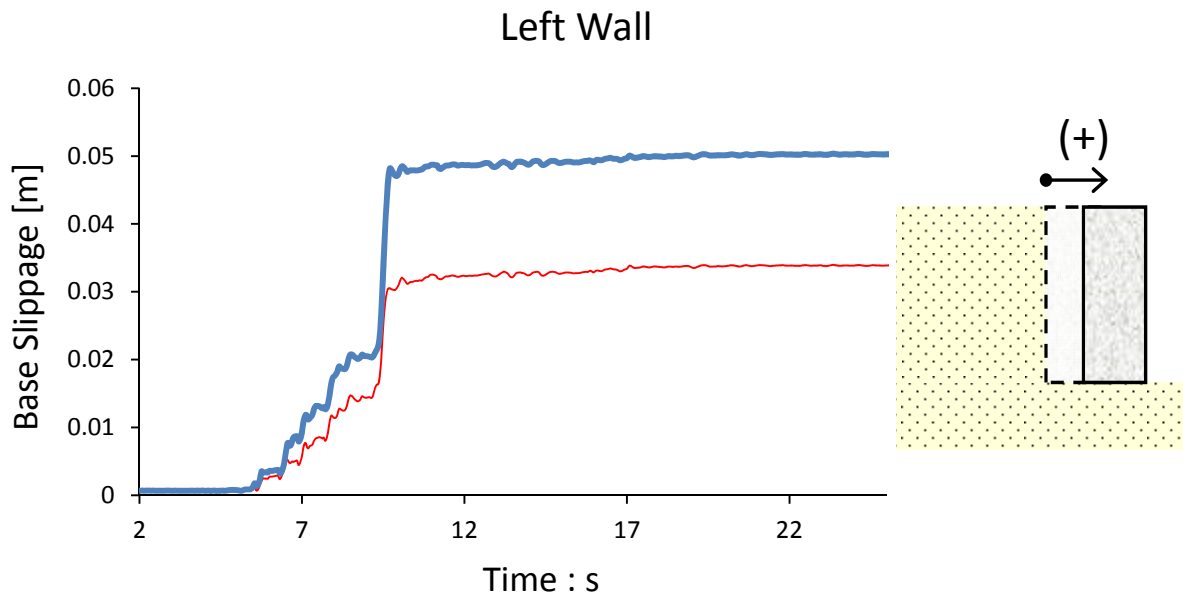
Σχήμα 2.71 Σύγκριση χρονιοστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους (παραβολική κατανομή).



Σχήμα 2.72 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους .

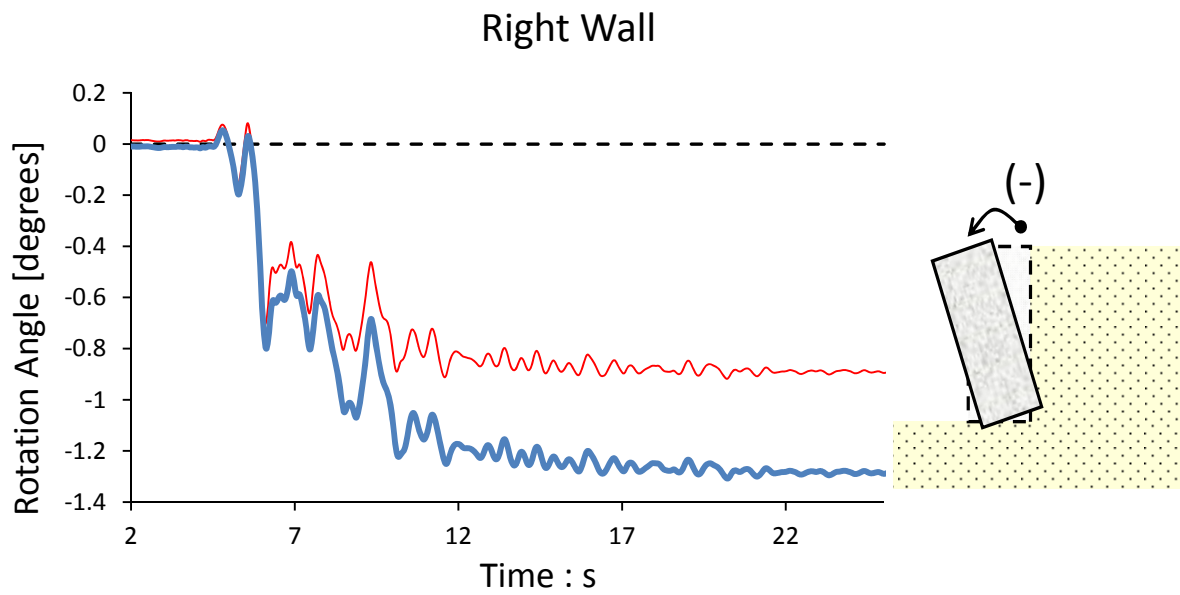
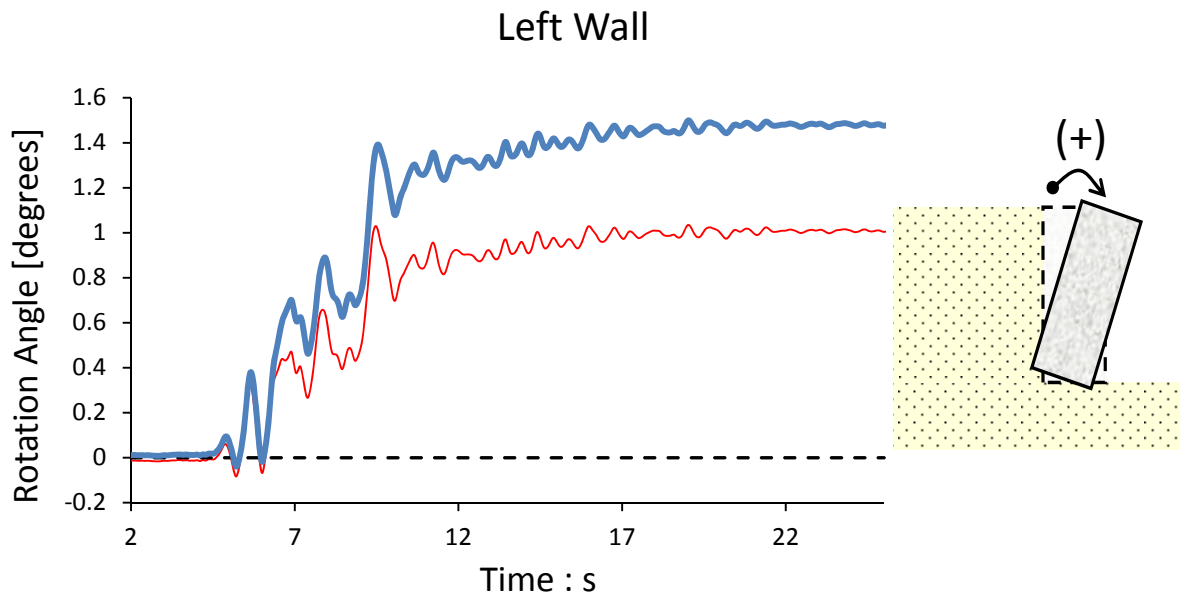


Σχήμα 2.73 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετικά μέτρα ελαστικότητας του αντιστηριζόμενου εδάφους (παραβολική κατανομή).



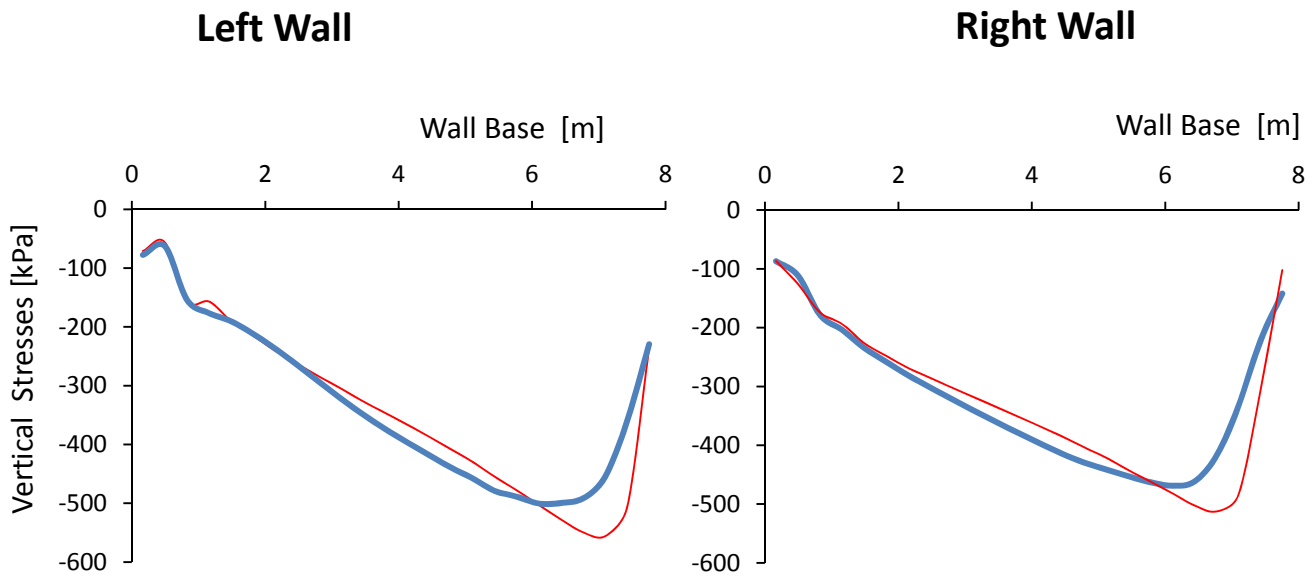
— $\phi = 34^\circ$
— $\phi = 45^\circ$

Σχήμα 2.74 Σύγκριση ιστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του εδάφους έδρασης (παραβολική κατανομή).

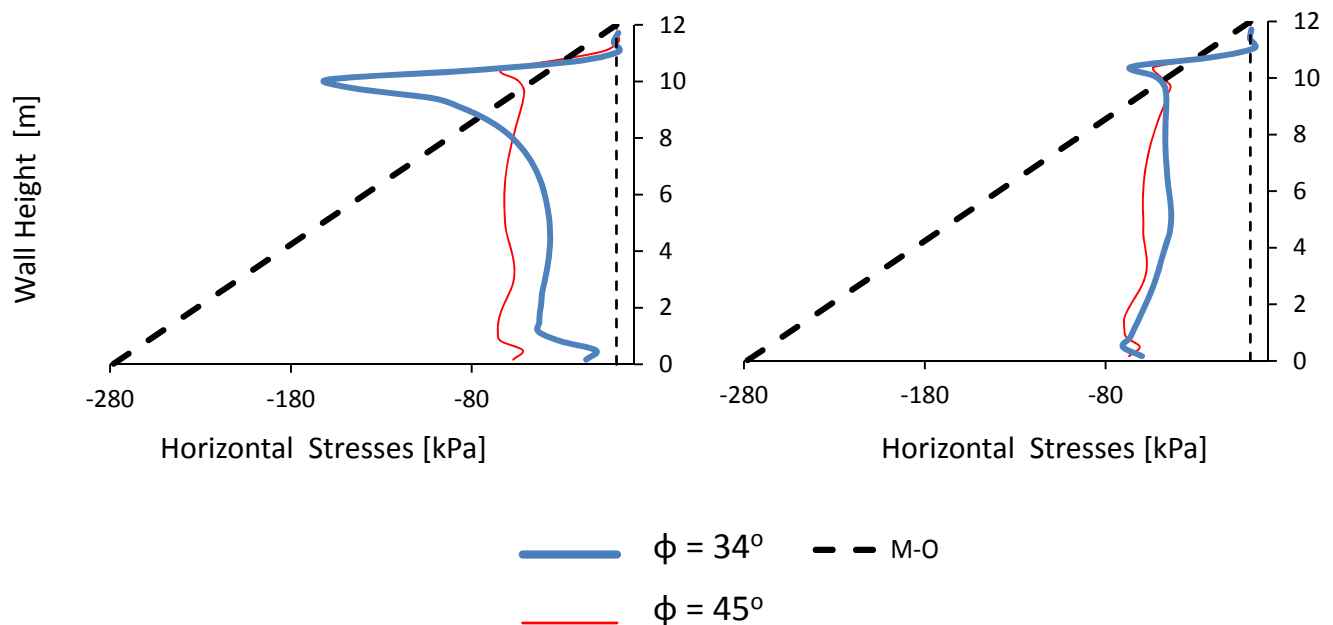


- $\phi = 34^\circ$
- $\phi = 45^\circ$

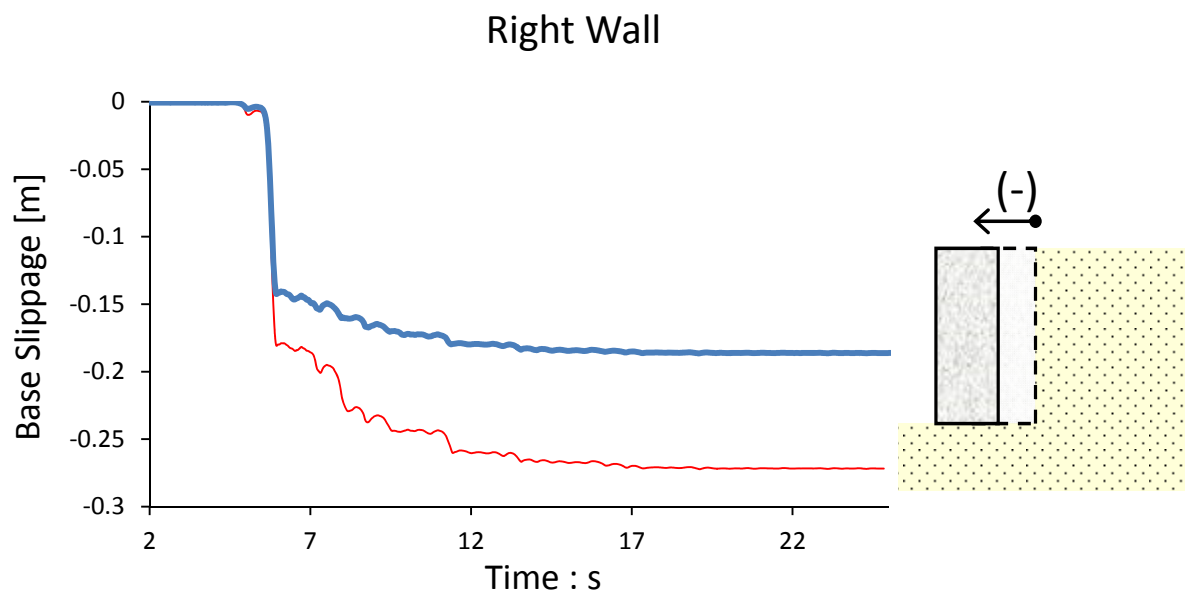
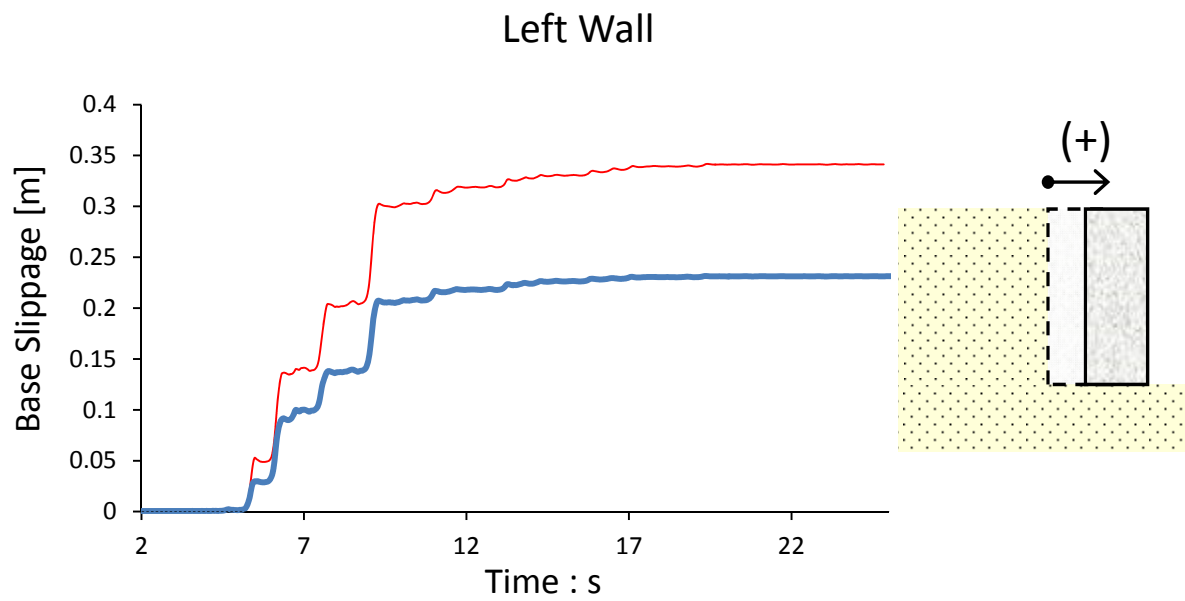
Σχήμα 2.75 Σύγκριση χρονιοστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του εδάφους έδρασης (παραβολική κατανομή).



Σχήμα 2.76 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του εδάφους έδρασης.



Σχήμα 2.77 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του εδάφους έδρασης (παραβολική κατανομή).

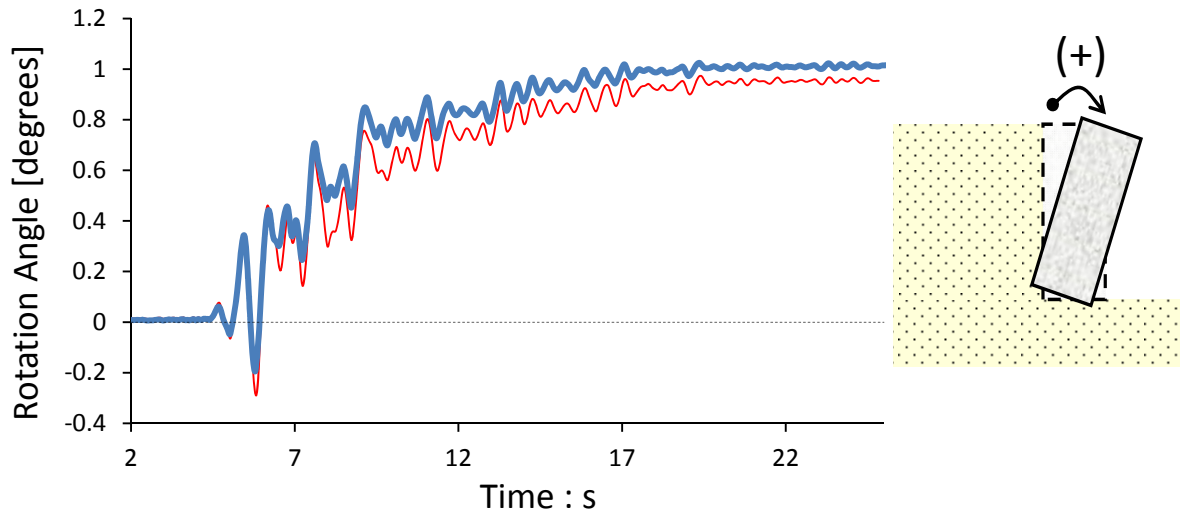


— $\phi = 37.5^\circ$

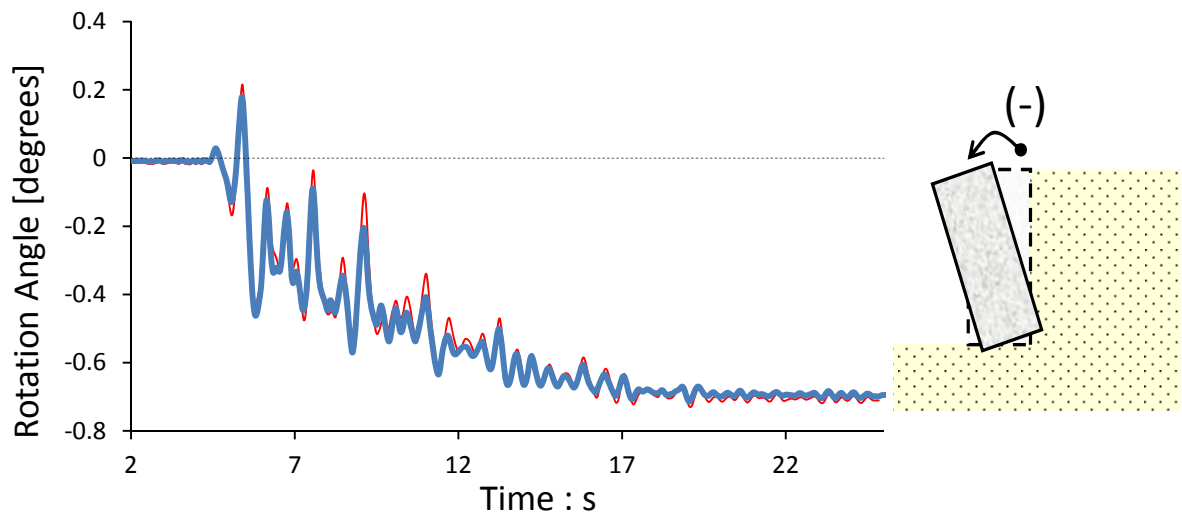
— $\phi = 34^\circ$

Σχήμα 2.78 Σύγκριση ιστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους (παραβολική κατανομή).

Left Wall



Right Wall



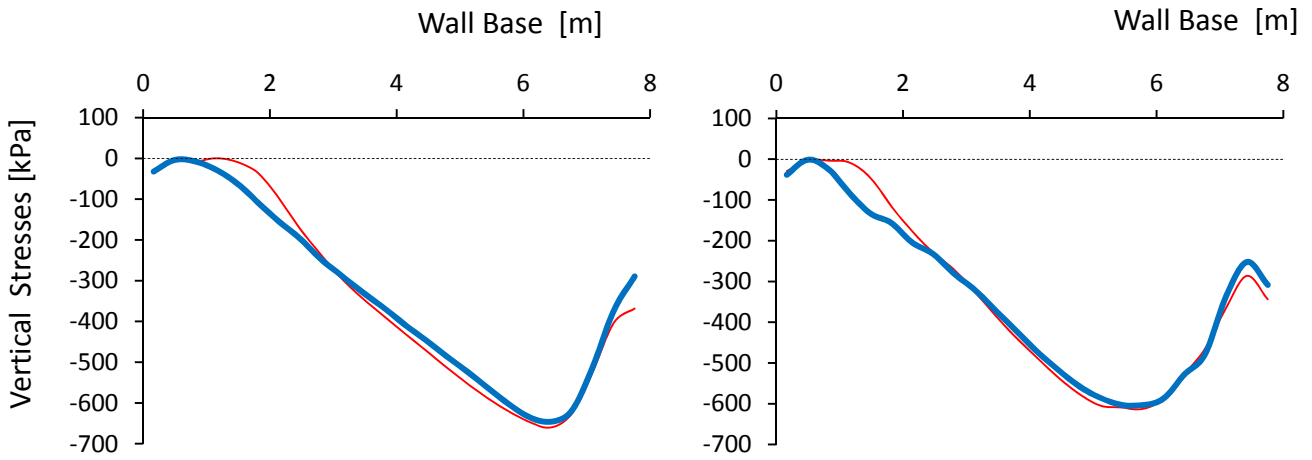
— $\phi = 37.5^\circ$

— $\phi = 34^\circ$

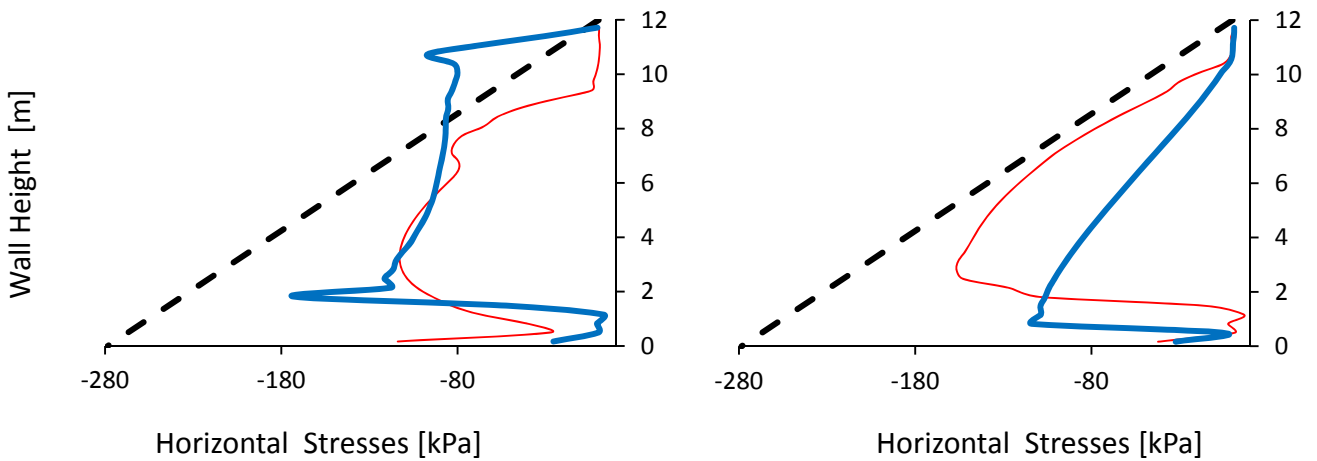
Σχήμα 2.79 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους (παραβολική κατανομή).

Left Wall

Right Wall



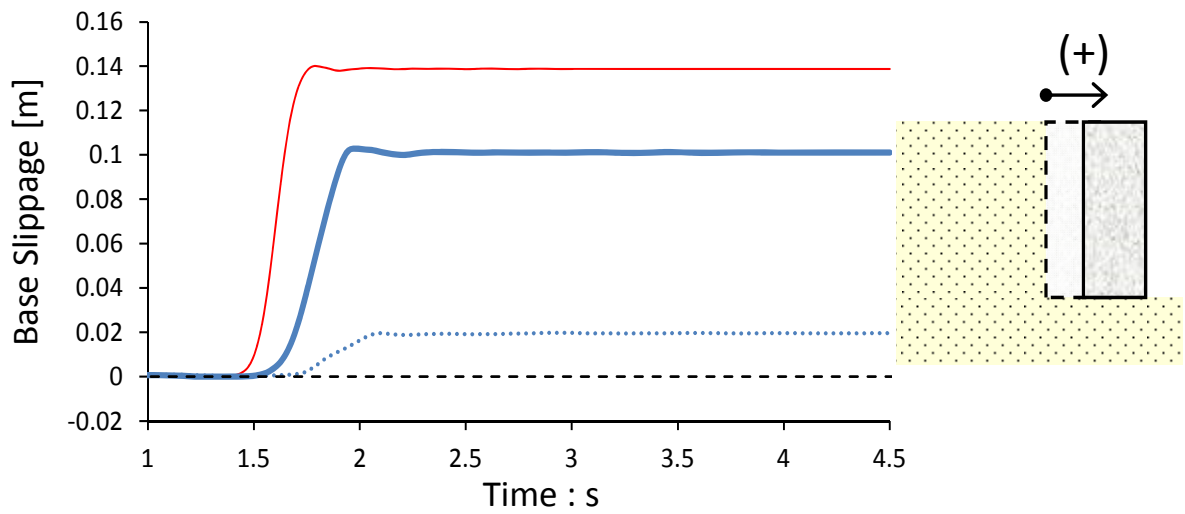
Σχήμα 2.80 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους.



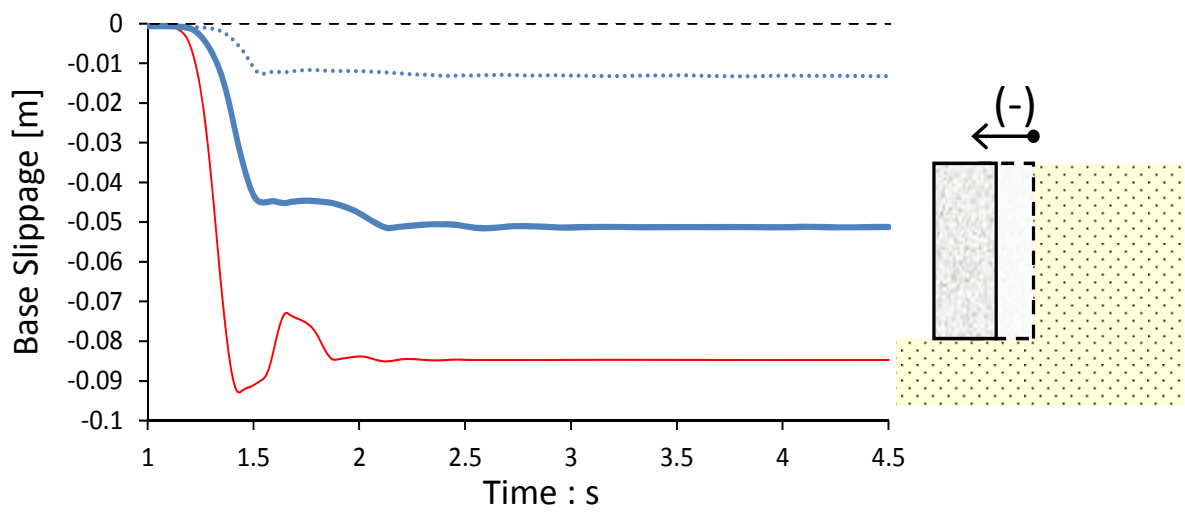
— $\phi = 37.5^\circ$ - - M-O
— $\phi = 34^\circ$

Σχήμα 2.81 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση Shin-Kobe, μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g για διαφορετική γωνία τριβής του αντιστηριζόμενου εδάφους (παραβολική κατανομή).

Left Wall



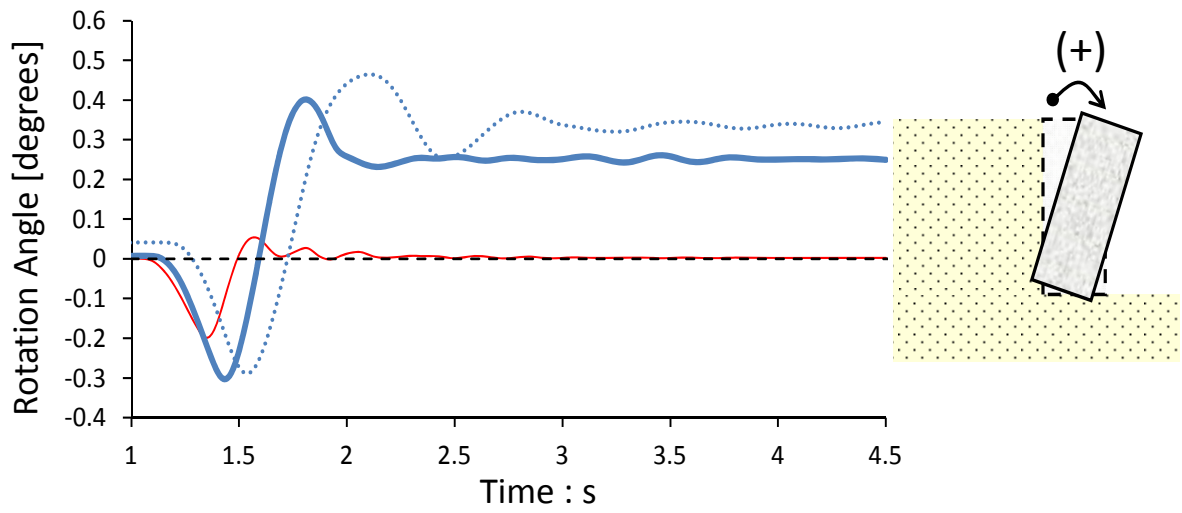
Right Wall



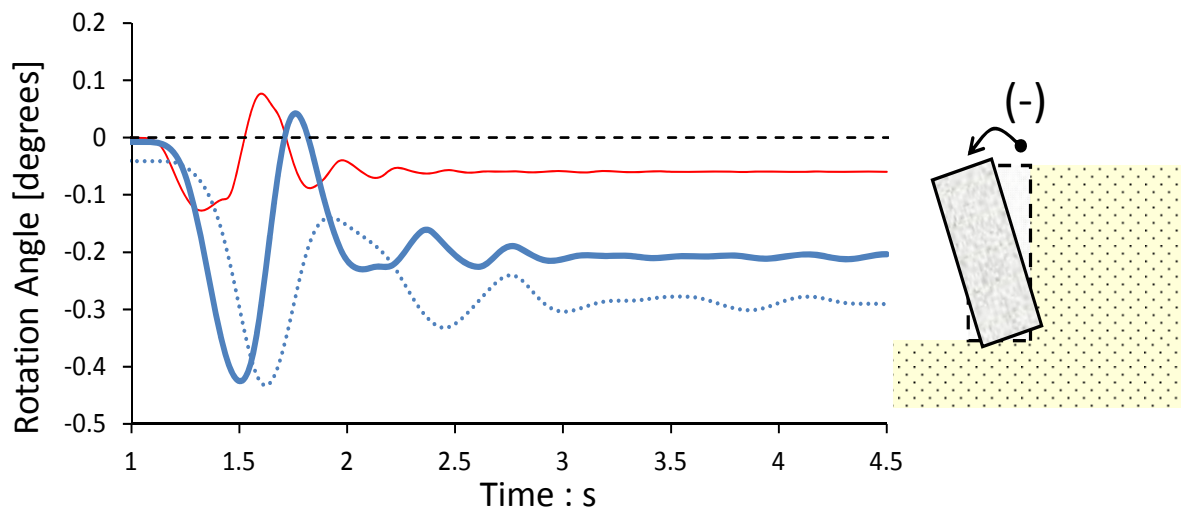
- B = 4, H = 6
- B = 8, H = 12
- B = 16, H = 24

Σχήμα 2.82 Σύγκριση χρονιοστορίας ολίσθησης στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση 0.4, για διαφορετικές διαστάσεις τοίχων (παραβολική κατανομή).

Left Wall



Right Wall

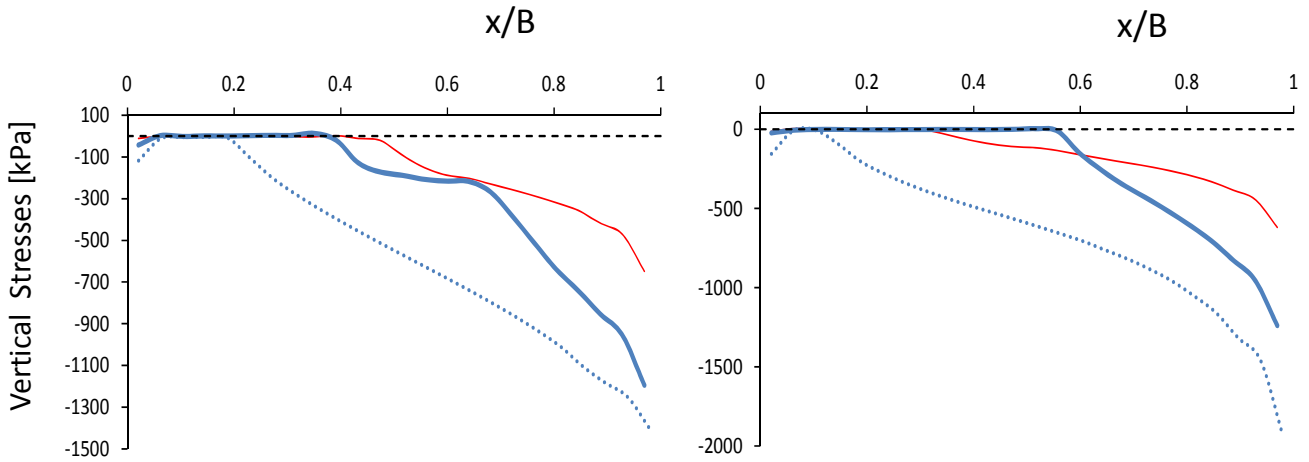


- B = 4, H = 6
- B = 8, H = 12
- B = 16, H = 24

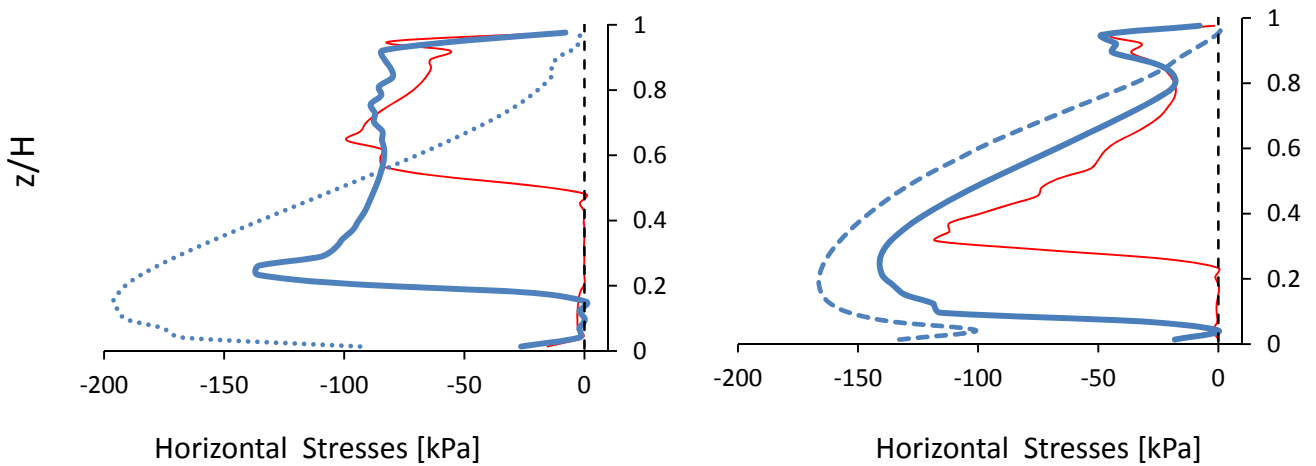
Σχήμα 2.83 Σύγκριση χρονοϊστορίας στροφής του αριστερά και δεξιά τοίχου για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση 0.4, για διαφορετικές διαστάσεις τοίχων (παραβολική κατανομή).

Left Wall

Right Wall



Σχήμα 2.84 Σύγκριση κατανομής κατακόρυφων τάσεων στη βάση του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης οριζόντιας μετατόπισης προς τα έξω για διέγερση Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση 0.4, για διαφορετικές διαστάσεις τοίχων.



- B = 4, H = 6 - - - M-O
- B = 8, H = 12
- B = 16, H = 24

Σχήμα 2.85 Σύγκριση κατανομής οριζόντιων τάσεων στη παρειά του αριστερά και δεξιά τοίχου τη στιγμή της μέγιστης ώθησης προς τα έξω για διέγερση κύκλου Ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση 0.6 g, συντελεστή τριβής στη βάση 0.4, για διαφορετικές διαστάσεις τοίχων (παραβολική κατανομή).

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Επιβεβαίωση Αριθμητικής Μεθοδολογίας

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Επιβεβαίωση Αριθμητικής Μεθοδολογίας

3.1 Εισαγωγή

Συνήθως για τη μελέτη της αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής πραγματοποιούνται πειράματα με υποκλιμάκια αναγωγή. Όμως, όπως είναι φυσικό τα αποτελέσματα δεν είναι πλήρως αντιπροσωπευτικά αφού το πεδίο τάσεων που επικρατεί στο πειραματικό μοντέλο είναι αισθητά μικρότερο από το πραγματικό. Ιδεωδώς, θα θέλαμε να διεξάγουμε πειράματα σε πραγματικές διαστάσεις, κάτι όμως πολύ δύσκολο, λόγω κόστους, λόγω έλλειψης εξοπλισμού και της αδυναμίας των σεισμικών τραπεζών να δεχτούν τόσο μεγάλα φορτία. Εναλλακτικώς, τα πειράματα αυτά μπορούν να πραγματοποιηθούν σε φυγοκεντριστή.

3.2 Αρχή Λειτουργίας

Στον φυγοκεντριστή επιτυγχάνουμε πεδίο τάσεων στο μοντέλο ίσο με του πρωτοτύπου χρησιμοποιώντας αυξημένες δυνάμεις βαρύτητας. Για το σκοπό αυτό, ένα μοντέλο με διαστάσεις $1/N$ περιστρέφεται με γωνιακή ταχύτητα $\Omega = \sqrt{Ng/r}$, σε απόσταση r από τον άξονα του φυγοκεντριστή, αυξάνοντας το βαρυτικό πεδίο κατά N (**Σχ 3.1**). Με βάση τις αρχές που διέπουν τέτοιου είδους προβλήματα, οι διάφορες φυσικές παράμετροι του μοντέλου πολλαπλασιάζονται με κάποιους συντελεστές που σχετίζονται με την αύξηση του βαρυτικού πεδίου, ώστε να συνδεθούν με τις αντίστοιχες του πρωτοτύπου (**Σχ. 3.2**). Για παράδειγμα, σε βάθος 20 m ενός εδάφους με $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ η ορθή τάση έχει τιμή $\sigma_v = 400 \text{ kPa}$. Αντίστοιχα, στον φυγοκεντριστή που έχουμε επιβάλλει $N = 40$, το ισοδύναμο βάθος είναι στα 0.5 m και το έδαφος ζυγίζει 800 kN/m^3 , όμως η ορθή τάση εξακολουθεί να είναι $\sigma_v = 400 \text{ kPa}$. Αναλογικά, ένας σεισμός που διαρκεί 40 sec στην πραγματικότητα, στο φυγοκεντριστή αυτό μεταφράζεται σε σεισμό διάρκειας 1 sec. Μέσω του φυγοκεντριστή μπορούμε να αποκτήσουμε εποπτεία του τι συμβαίνει σε κατασκευές πραγματικών

διαστάσεων, καθώς επίσης μπορεί να παρατηρηθεί άμεσα ο τύπος της αστοχίας και η μορφή των παραμορφώσεων [Kutter (1995) και Dobry and Liu (1994)].

3.3 Ο Μεγάλος Φυγοκεντριστής στο UC DAVIS

Στην παρούσα εργασία εξετάζουμε το ένα από τα δύο πειράματα (με κωδικό ROOZ02) που πραγματοποιήθηκαν στο δυναμικό φυγοκεντριστή του κέντρου γεωτεχνικού σχεδιασμού (CGM) στο πανεπιστήμιο Davis, στην Καλιφόρνια (**Σχ. 3.3**). Ο φυγοκεντριστής έχει ακτίνα 9.1 m, με μέγιστο ωφέλιμο φορτίο 4.500 kg και το διαθέσιμο εμβαδό στο κιβώτιο, όπου πραγματοποιείται το πείραμα είναι 4.2 m². Η μέγιστη αντοχή του φυγοκεντριστή σε όρους επιταχύνσεων πολλαπλασιασμένη με το διαθέσιμο φορτίο είναι 240 g-tonnes.

Το ορθογωνικό εύκαμπτο διατμητικό κιβώτιο που χρησιμοποιήθηκε έχει εσωτερικές διαστάσεις 1.65 m μήκος x 0.79 m πλάτος x 0.58 m βάθος και αποτελείται από επάλληλους δακτυλίους από αλουμίνιο, με neoprene καουτσούκ τοποθετημένο ανάμεσά τους. Για την ελαχιστοποίηση της επιρροής των ορίων του κιβωτίου, αυτό σχεδιάστηκε με ιδιοσυχνότητα μικρότερη από την αρχική ιδιοσυχνότητα του εδάφους (**Σχ. 3.4**).

Εμείς επικεντρώνουμε το ενδιαφέρον μας στον τοίχο μορφής προβόλου που χρησιμοποιήθηκε στο πείραμα. Ο τοίχος εδράζεται σε άμμο με $D_r = 80\%$ και αντιστηρίζει άμμο με $D_r = 75\%$ (Nevada Sand). Μεταξύ του κατακόρυφου τμήματος του τοίχου και της βάσης, τοποθετήθηκε βίδα ώστε να συγκρατούνται τα δύο τμήματα και να σχηματίζουν ένα ανεστραμμένο T. Το κατακόρυφο μέρος του τοίχου έχει ύψος 170 mm και η βάση έχει πλάτος 127 mm, με πάχος 9.5 mm. Ακόμη, στη βάση κατασκευάστηκε και ένα διατμητικό κλειδί (shear key), ώστε να περιορίζεται η οριζόντια μετακίνηση (**Σχ. 3.5**).

Το μοντέλο υποβλήθηκε σε δέκα σεισμικές διεγέρσεις, όπου εφαρμόστηκε επιτάχυνση φυγοκεντριστή $N = 36$ g. Για να μετρηθεί η σεισμική απόκριση του τοίχου χρησιμοποιήθηκαν διάφοροι τύποι οργάνων μέτρησης ακριβείας όπως: ICP επιταχυνσιόμετρα (accelerometers), μετρητές τάσεων (strain gages), μετρητές εδαφικών ωθήσεων (earth pressure transducers), μετρητές μετακίνησης (displacement transducers LP and LVDT) και μετρητές φορτίου (load cells).

Τα αποτελέσματα ξεκίνησαν να καταγράφουν μερικά δευτερόλεπτα πριν την έναρξη της σεισμικής διέγερσης και σταμάτησαν μερικά δευτερόλεπτα μετά το τέλος του σεισμικού επεισοδίου. Όλες οι οριζόντιες επιταχύνσεις και μετακινήσεις διορθώθηκαν ώστε τα θετικά να βρίσκονται στο νότο και οι αντίστοιχες κατακόρυφες να είναι θετικές προς τα κάτω. Κάθε πληροφορία που εξάχθηκε από το πείραμα βρίσκεται στην ιστοσελίδα του CGM ([//nees.ucdavis.edu](http://nees.ucdavis.edu)).

3.4 Προσομοίωση με τη Χρήση Πεπερασμένων Στοιχείων

3.4.1 Ελεύθερο Πεδίο

Πολλά υπολογιστικά προγράμματα έχουν αναπτυχθεί, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με τα οποία είναι εφικτή η προσομοίωση οποιουδήποτε πραγματικού προβλήματος, που εμπίπτει στο ενδιαφέρον του μηχανικού. Η επαλήθευση των αποτελεσμάτων της αριθμητικής προσομοίωσης με τα αντίστοιχα αποτελέσματα που εξάγονται από το φυγοκεντριστή αποτελεί την καλύτερη επιβεβαίωση της μεθοδολογίας.

Στη συνέχεια της διπλωματικής εργασίας θέλουμε να μελετήσουμε και τη συμπεριφορά των τοίχων μορφής προβόλου (cantilever wall). Γι αυτό, χρειάστηκε να επαληθευτεί η αριθμητική μας προσομοίωση, συγκρίνοντας τα αποτελέσματα του προγράμματος με τα αντίστοιχα του φυγοκεντριστή, που περιγράφηκε παραπάνω. Αρχικά, εξετάστηκε στήλη εδαφικού υλικού ύψους 21 m και πλάτους 1 m, ως προσομοίωση του ελευθέρου πεδίου στο πείραμα του φυγοκεντριστή. Το ύψος της στήλης αυτής υπολογίστηκε ως γινόμενο του ύψους του εδάφους στο πείραμα επί την αύξηση του βαρυντικού πεδίου N, δηλαδή 0.58 m x 36. Ως πυκνότητα της στήλης αυτής ορίσαμε $\rho = 1.695 \text{Mgr/m}^3$ ίση με αυτή του πειραματικού εδάφους. Για την ανάλυση έγινε χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS χρησιμοποιώντας το καταστατικό προσομοίωμα Nonlinear Kinematic Hardening, που αναφέρθηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Το μέγιστο μέτρο διατμήσεως δίνεται από την σχέση

$$G_{max} = G_{ref} (\sigma_o)^n$$

όπου, σ_o είναι η μέση τάση και υπολογίζετε ως εξής

$$\sigma_o = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$$

Στη βάση αυτής της εδαφικής στήλης επιλέχθηκε να επιβληθεί η σεισμική διέγερση *Loma Prieta SC-1*, $PGA=0.4 g$. Για να επιτευχθεί η ταύτιση έγινε προσαρμογή της παραμέτρου n , ενώ το G_{ref} ορίστηκε ίσο με 15000, χαρακτηριστικό του Nevada Sand. Στην κορυφή της στήλης ως αποτέλεσμα πήραμε την χρονοϊστορία της επιτάχυνσης καθώς και το φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης μέσω του προγράμματος Seismosignal. Τα αντίστοιχα δεδομένα του πειράματος τα λάβαμε από την ιστοσελίδα του CGM, που αφορούν τις καταγραφές στο κέντρο του εδάφους του πειράματος (ως free field). Κρίθηκε αναγκαία όχι μόνον η σύγκριση σε όρους φασμάτων αλλά και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων, μιας και πολλά επιταχυνσιογραφήματα μπορούν να δώσουν το ίδιο φάσμα απόκρισης επιτάχυνσης. Μεταβάλλοντας την παράμετρο n σε ένα εύρος τιμών από 0.2 έως 0.7, επιλέχθηκε η τιμή $n = 0.3$ και η σύγκριση αυτή φαίνεται στα **σχήματα 3.6 και 3.7**, όπου η ταύτιση θεωρείται ικανοποιητική. Ελάχιστη διαφοροποίηση παρατηρείται στο φάσμα για $T = 0.6$ sec περίπου.

3.4.2 Προσομοίωση Τοίχου

Στην συνέχεια ακολούθησε η κατασκευή ενός μοντέλου με δύο συμμετρικούς τοίχους μορφής προβόλου στο πρόγραμμα ABAQUS. Η μορφή τους και οι αναλογίες τους είναι ακριβώς ίδιες με εκείνες του τοίχου του πειράματος, ενώ οι διαστάσεις είναι οι διαστάσεις του πειράματος πολλαπλασιασμένες με τους συντελεστές κλίμακας (δηλαδή έγινε η προσομοίωση του πρωτοτύπου). Το μήκος του τοίχου αντιστήριξης είναι απείρως μεγαλύτερο από τις άλλες δύο διαστάσεις του, οπότε το πρόβλημα ανάγεται σε δισδιάστατο πρόβλημα επίπεδης παραμόρφωσης. Οι τοίχοι έγιναν απολύτως συμμετρικοί και πανομοιότυποι ώστε να μπορέσει να λειτουργήσει το μοντέλο και να δώσει σωστά αποτελέσματα. Οι διαστάσεις του τοίχου προέκυψαν 6.14 m το ύψος και 4.6 m η βάση. Το πάχος του τοίχου σχεδιάστηκε 0.34 m και οι διαστάσεις του διατμητικού κλειδιού θεωρήθηκαν 0.61 m πλάτος και 0.34 m ύψος. Το παραπάνω σχήμα και μέγεθος του τοίχου αποτελεί δηλαδή, πιστή απεικόνιση του πρωτοτύπου του αντίστοιχου μοντέλου του πειράματος του φυγοκεντριστή. Για την ελαχιστοποίηση της επίδρασης των ορίων, αυτά τοποθετήθηκαν στα 50 m τόσο δεξιά όσο και αριστερά. Αρκετά μακριά δηλαδή, ώστε να

μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα και μακριά από το μοντέλο να επικρατούν συνθήκες ελευθέρου πεδίου. Ακόμη η απόσταση μεταξύ των τοίχων θεωρήθηκε 22 m ώστε να μην υπάρχει αλληλεπίδραση μεταξύ τους και να επηρεάζει ο ένας τοίχος την συμπεριφορά του άλλου.

Οι ιδιότητες που ορίστηκαν για τον τοίχο είναι:

- Πυκνότητα $\rho = 2.9 \text{ Mgr/m}^3$
- Μέτρο ελαστικότητας $E = 6.89 \cdot 10^7 \text{ kPa}$
- Λόγος Poisson $\nu = 0.32$

Στο έδαφος χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες ιδιότητες με εκείνες της στήλης εδάφους που αναφέρθηκε παραπάνω.

Το καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις ήταν πάλι το Nonlinear Kinematic Hardening.

3.5 Σύγκριση των Αποτελεσμάτων

Για να συγκριθούν τα αποτελέσματα της προσομοίωσής μας με τα αντίστοιχα του φυγοκεντρική υποβάλλαμε το μοντέλο σε δύο από τις δέκα διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν στο πείραμα: στην καταγραφή *Loma Prieta SC-2*, $PGA=0.4 \text{ g}$ και στην καταγραφή *Kobe TAK-090-2*, $PGA=0.5 \text{ g}$, δύο διεγέρσεις μεγάλης έντασης και διάρκειας.

Τα αποτελέσματα, που εξετάζονται και για τις δύο διεγέρσεις είναι μόνο σε όρους επιταχύνσεων και φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης. Κατά το πείραμα, τα σημεία όπου είχαν τοποθετηθεί τα μετακινισιόμετρα κατά την επιβολή του σεισμικού επεισοδίου κουνήθηκαν, με αποτέλεσμα οι καταγραφές των μετακινήσεων να μην θεωρούνται αξιόπιστες και έγκυρες, ώστε να πραγματοποιηθούν οι συγκρίσεις. Τα αποτελέσματα παρατίθενται για τέσσερα χαρακτηριστικά σημεία: ένα στην κορυφή του τοίχου, ένα πάνω στη σύνδεση του κατακόρυφου μέλους με το οριζόντιο, ένα στο έδαφος δίπλα στον τοίχο κοντά στην κορυφή του και ένα στο έδαφος κοντά στη βάση του τοίχου. Οι θέσεις αυτές επιλέχθηκαν με βάση τις αντίστοιχες τοποθετήσεις των επιταχυνσιομέτρων στο πείραμα. Η σύγκριση για τη διεγέρση *Loma Prieta SC-2* παρουσιάζεται στα **σχήματα 3.10 έως 3.13** και

αντίστοιχα για τη διέγερση *Kobe TAK-090-2* στα **σχήματα 3.15 έως 3.18**. Παρατηρούμε ότι και για τις δύο καταγραφές στα δύο πάνω σημεία, τόσο στο έδαφος όσο και στην κορυφή του τοίχου η ταύτιση είναι ικανοποιητική. Για τα δύο άλλα σημεία που βρίσκονται χαμηλότερα η μορφή των συγκρινόμενων φασμάτων απόκρισης είναι ίδια. Όμως για κάποιες περιόδους η επιτάχυνση υποεκτιμάται ενώ για άλλες έχουμε υπερεκτίμηση.

Γενικώς, τα επίπεδα ταύτισης θεωρούνται επαρκή και η επαλήθευση του αριθμητικού προσομοιώματος ότι επιτεύχθηκε. Σε περίπτωση που είναι επιθυμητή περαιτέρω βελτίωση αυτών, είναι απαραίτητη η βαθμονόμηση του μοντέλου συγκρίνοντας σε ομοιόμορφη ανακυκλική απόκριση

- τις καμπύλες $G(\gamma)/G_{MAX} - \gamma$, όπου G_{MAX} είναι το μέγιστο μέτρο διατμήσεως και γ η εκάστοτε παραμόρφωση και
- τις καμπύλες $\xi(\gamma)-\gamma$, όπου ξ ο λόγος υστερητικής απόσβεσης

που δίνει πειραματικά το έδαφος και η αριθμητική προσομοίωση.

Για την καλύτερη κατανόηση των αποκλίσεων, προσομοιώσαμε στο ABAQUS ένα εδαφικό στοιχείο σε βάθος 3 m, δεσμευμένο με αρθρώσεις στη βάση που υποβάλλεται σε ανακυκλική απλή διάτμηση. Η απλή διάτμηση θεωρείται καλύτερη από την τριαξονική δοκιμή, γιατί η τασική όδευση που δίνει είναι πιο κοντά στην αντίστοιχη μίας σεισμικής φόρτισης. Οι αναλύσεις αυτές επανελήφθησαν για τιμές παραμόρφωσης (%): 0.0001, 0.001, 0.003, 0.01, 0.03, 0.1, 0.3, 1 και υπολογίστηκαν τα αντίστοιχα $G(\gamma)/G_{MAX}$ και $\xi(\gamma)$.

Επειδή οι αντίστοιχες πειραματικές καμπύλες για τη Nevada Sand που χρησιμοποιήθηκε δεν είχαν υπολογιστεί, πραγματοποιήσαμε τη σύγκριση με τις καμπύλες Darendeli (2001) από τη βιβλιογραφία. Οι καμπύλες αυτές δίνουν ένα εύρος τιμών ανάλογα με την τάση εγκιβωτισμού.

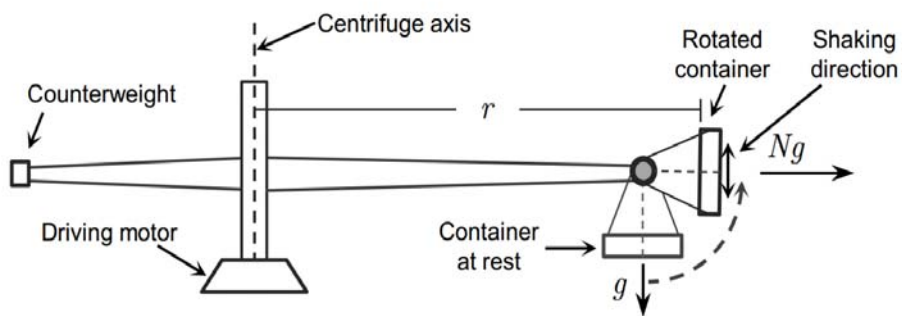
Παρατηρούμε από το **σχήμα 3.19**, ότι για παραμορφώσεις κοντά στο 0.001% υπερεκτιμάμε την απόσβεση όπως και για γ μεγαλύτερο του 0.1%. Συνεπώς, για τα σημεία κοντά στην επιφάνεια που έχουν μικρές παραμορφώσεις υπάρχει ταύτιση των αποτελεσμάτων. Σε αντίθεση, τα χαμηλότερα σημεία, όπου οι παραμορφώσεις είναι μεγαλύτερες, λόγω της υπερεκτίμησης του ξ δίνουν μεγαλύτερες αποκλίσεις.

Στο **σχήμα 3.14** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των δυναμικών οριζόντιων εδαφικών πιέσεων πίσω από τον τοίχο σε διάφορα ύψη z/H (όπου το $z=0$ στη βάση του τοίχου). Όπως παρατηρείται οι πιέσεις αυξάνονται μονοτονικά καθώς κινούμαστε προς τη βάση του τοίχου, όπως ακριβώς συμβαίνει και στις στατικές οριζόντιες πιέσεις.

Στα **σχήματα 3.20 και 3.21** παρουσιάζεται η παραμορφωμένη μορφή του τοίχου και οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων. Λόγω του διατμητικού κλειδιού (shear key) περιορίζεται η οριζόντια μετακίνηση και επικρατεί η στροφή του τοίχου. Έτσι έχουμε συγκέντρωση των πλαστικοποιήσεων, όπως είναι λογικό, στη δεξιά αιχμή του τοίχου.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Σχήματα



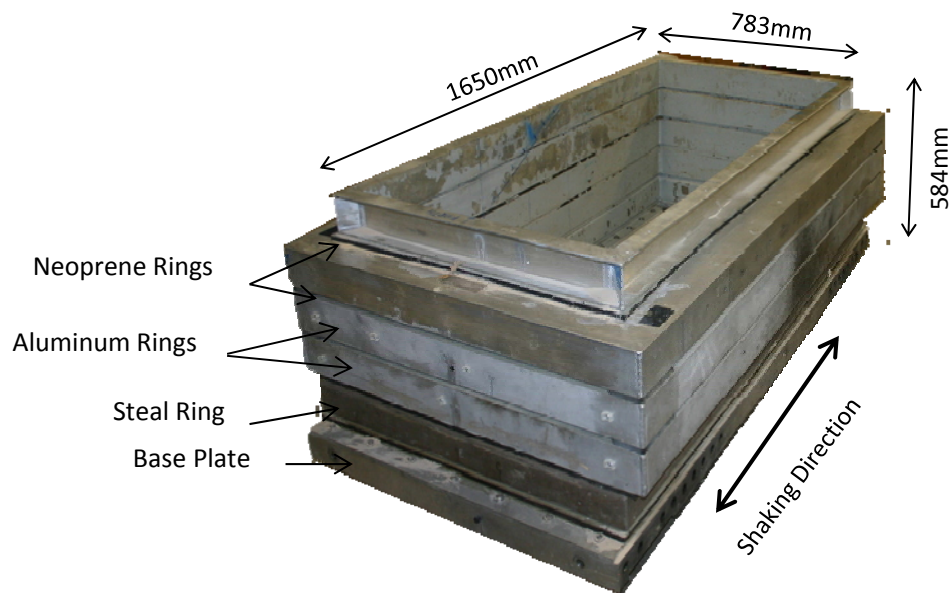
Σχήμα 3.1 Σχηματική απεικόνιση φυγοκεντρική.

Quantity Name	Scaling Factor (model/Prototype)
Density	1
Gravity	N
Stress, Pressure, Moduli	1
Length, Displacement	1/N
Mass	1/N ³
Force	1/N ²
Dynamic Time	1/N
Dynamic Velocity	1
Dynamic Acceleration	N
Dynamic Frequency	N
Diffusion Time	1/N ²

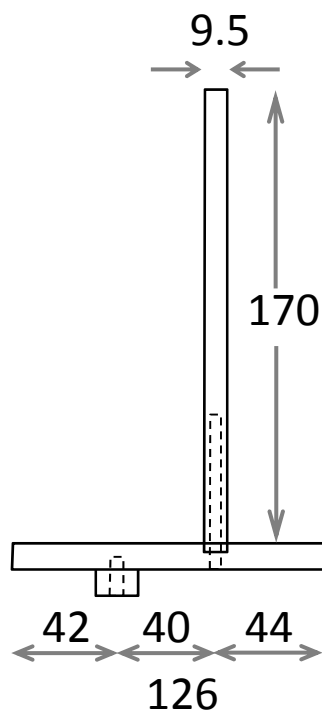
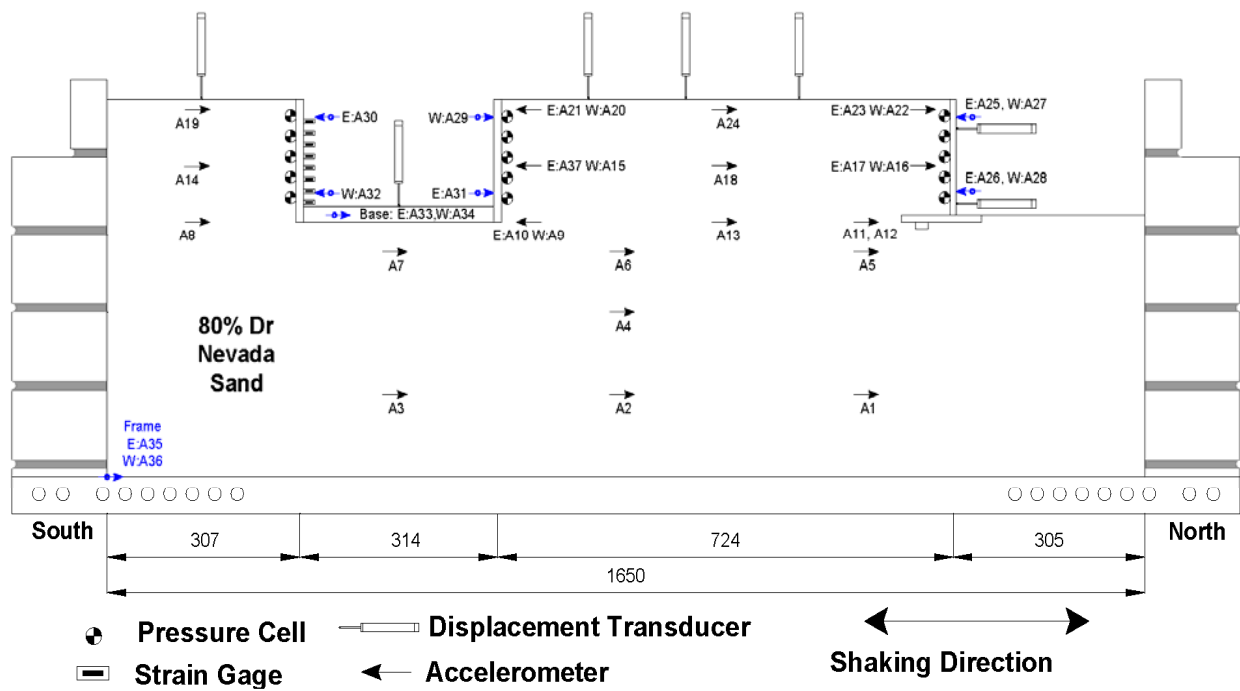
Σχήμα 3.2 Συντελεστές κλίμακας.



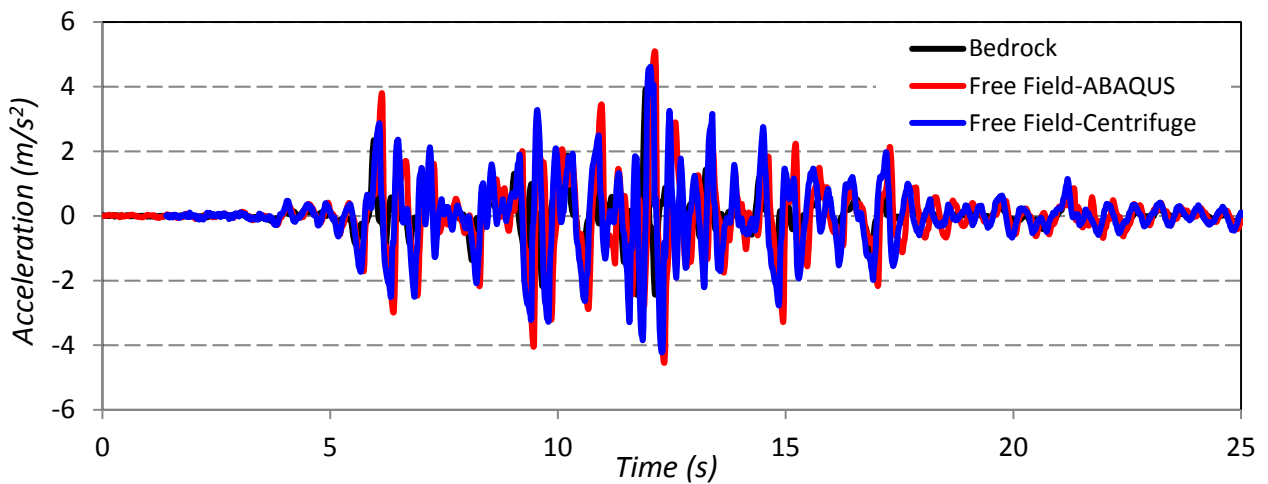
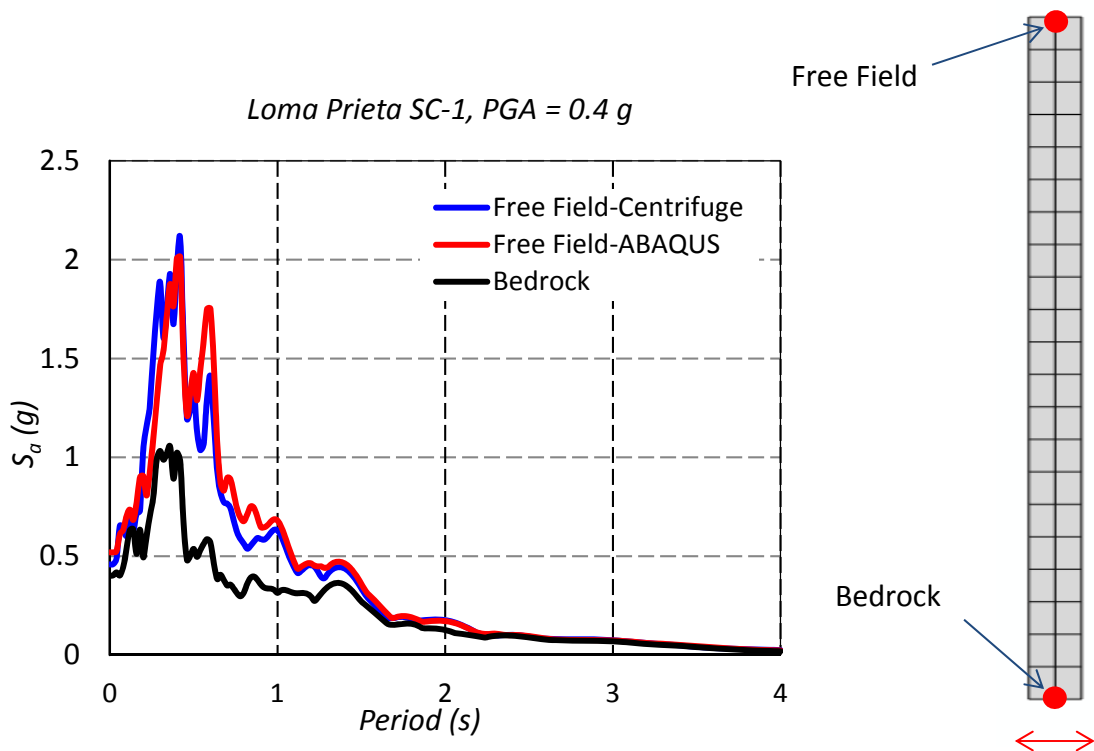
Σχήμα 3.3 Ο μεγάλος φυγοκεντριστής στο UC Davis (Mikola and Sitar,2013).



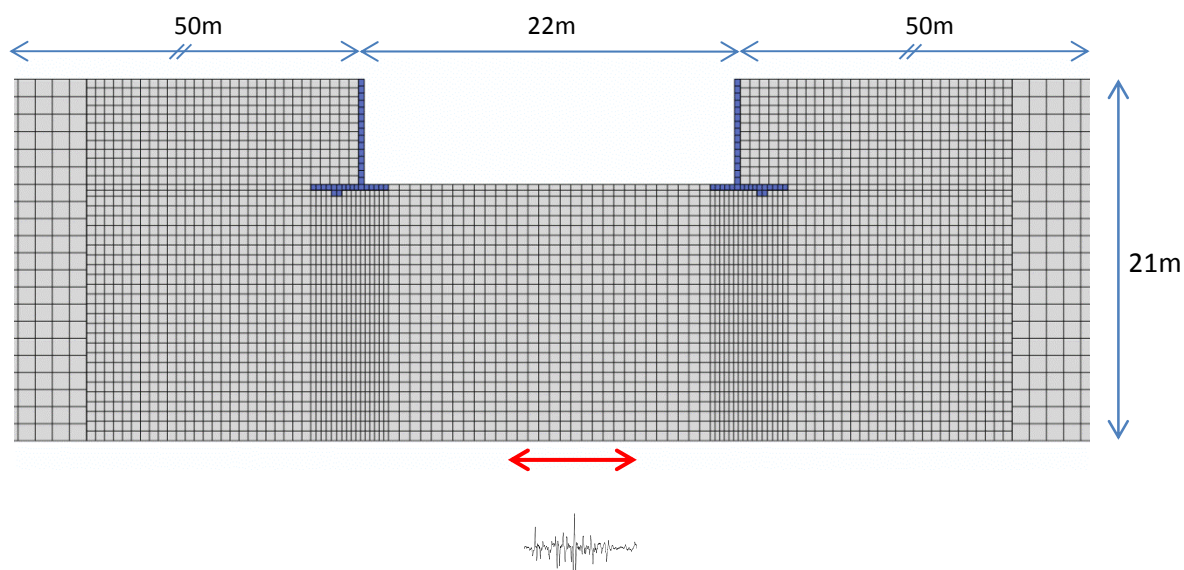
Σχήμα 3.4 Διατμητικό κιβώτιο (Mikola & Sitar, 2013).



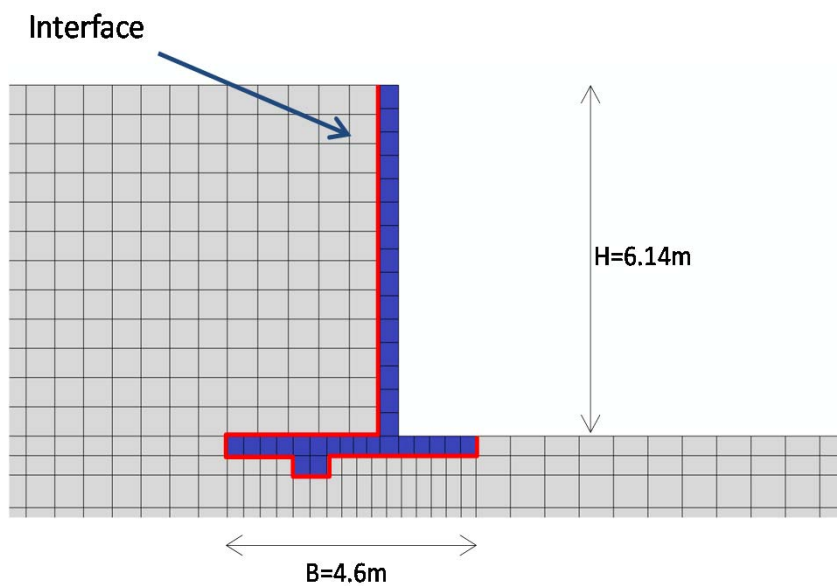
Σχήμα 3.5 Σχηματική απεικόνιση του πειράματος ROOZ2 και λεπτομέρεια τοίχου μορφής προβόλου στις διαστάσεις του μοντέλου.



Σχήμα 3.7 Σύγκριση χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στη βάση και στην κορυφή του ελεύθερου πεδίου μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκενριστή (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Loma Prieta SC-1).

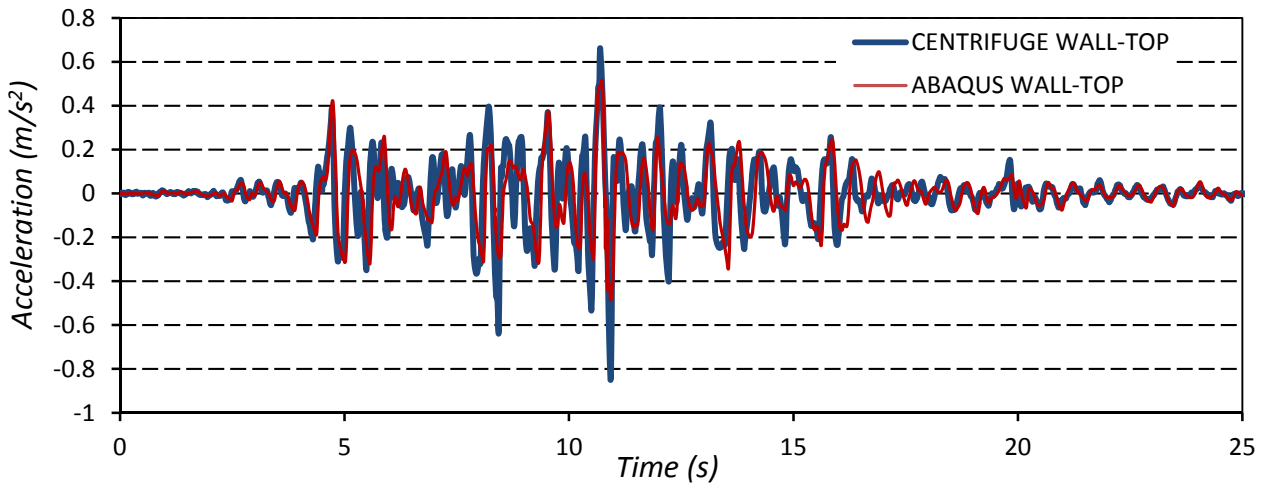
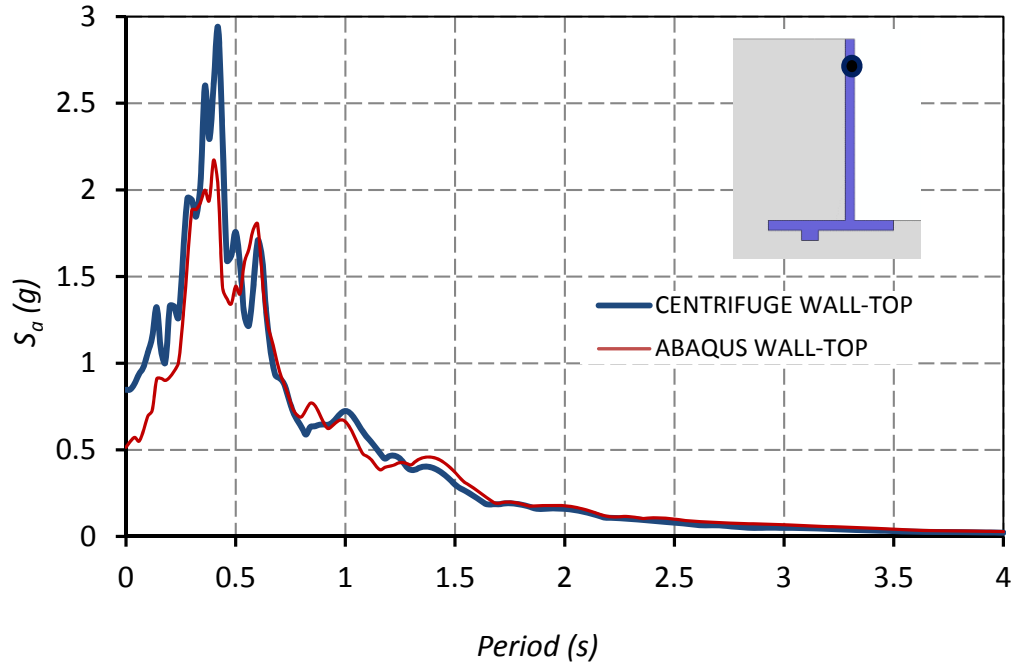


Σχήμα 3.8 Προσωμοίωμα πεπερασμένων στοιχείων με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά του.



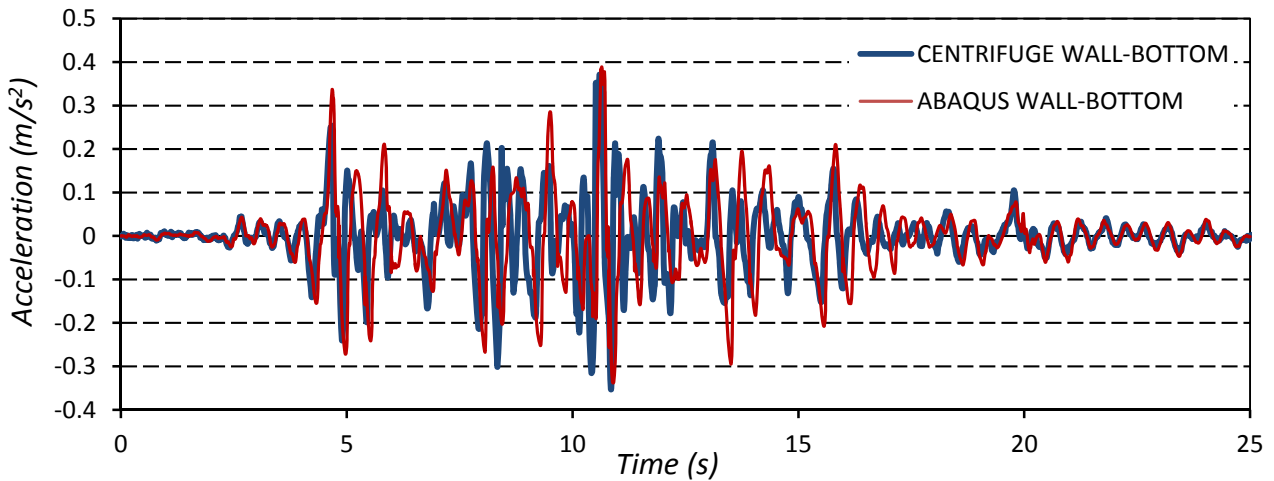
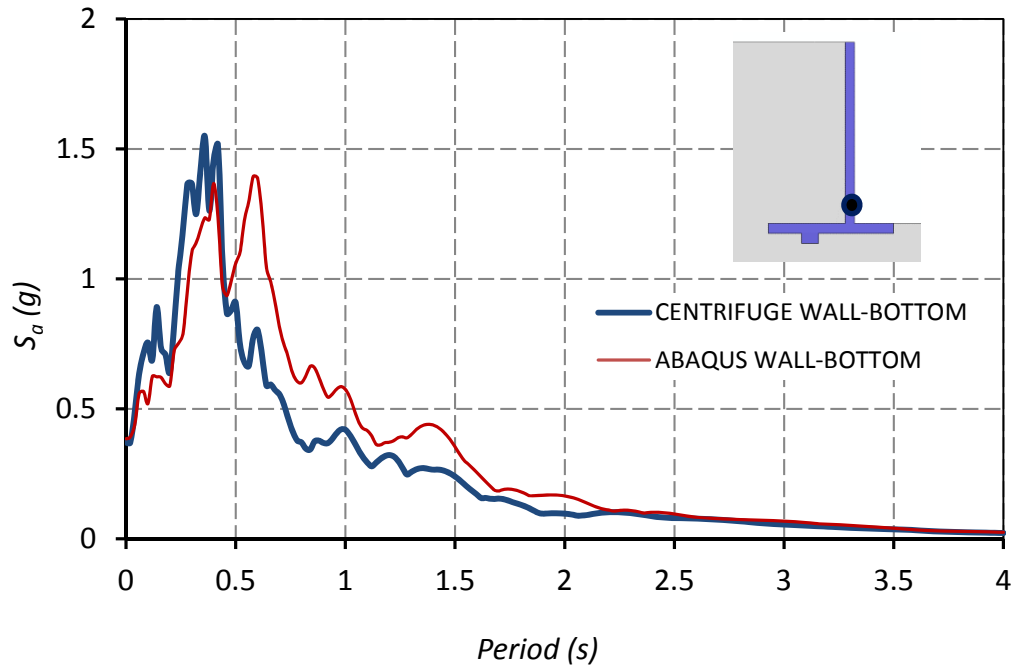
Σχήμα 3.9 Λεπτομέρεια τοίχου μορφής προβόλου.

Loma Prieta SC-2, PGA = 0.4 g



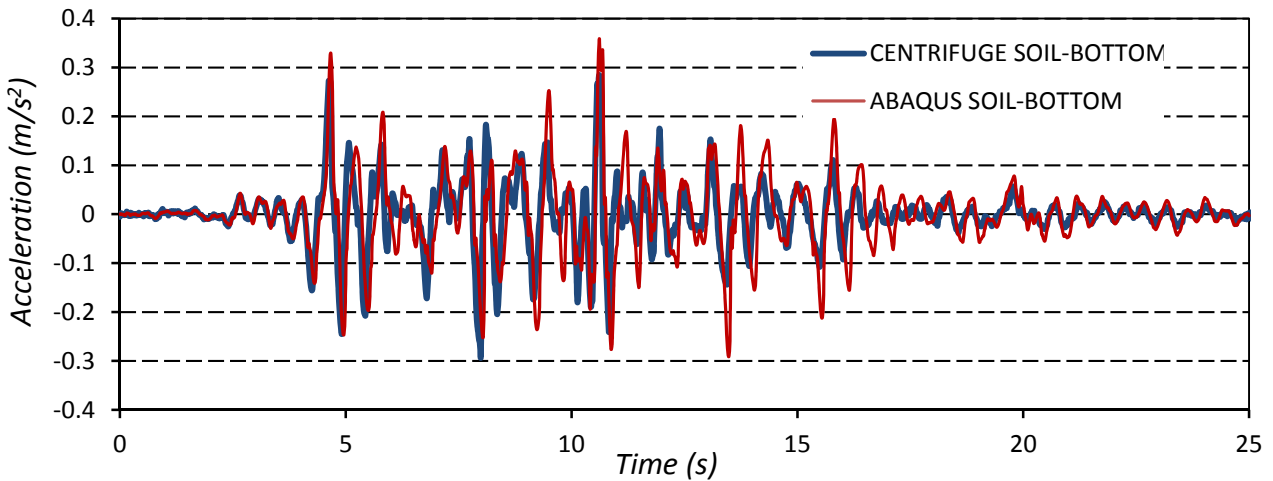
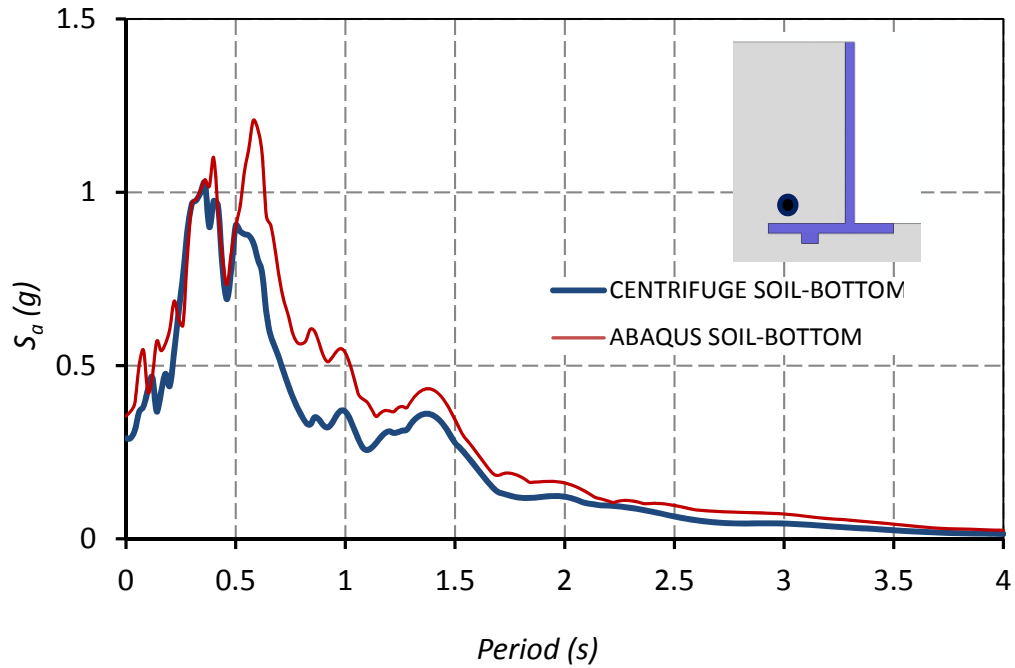
Σχήμα 3.10 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στην κορυφή του τοίχου μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντριστή (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Loma Prieta SC-2) .

Loma Prieta SC-2, PGA = 0.4 g



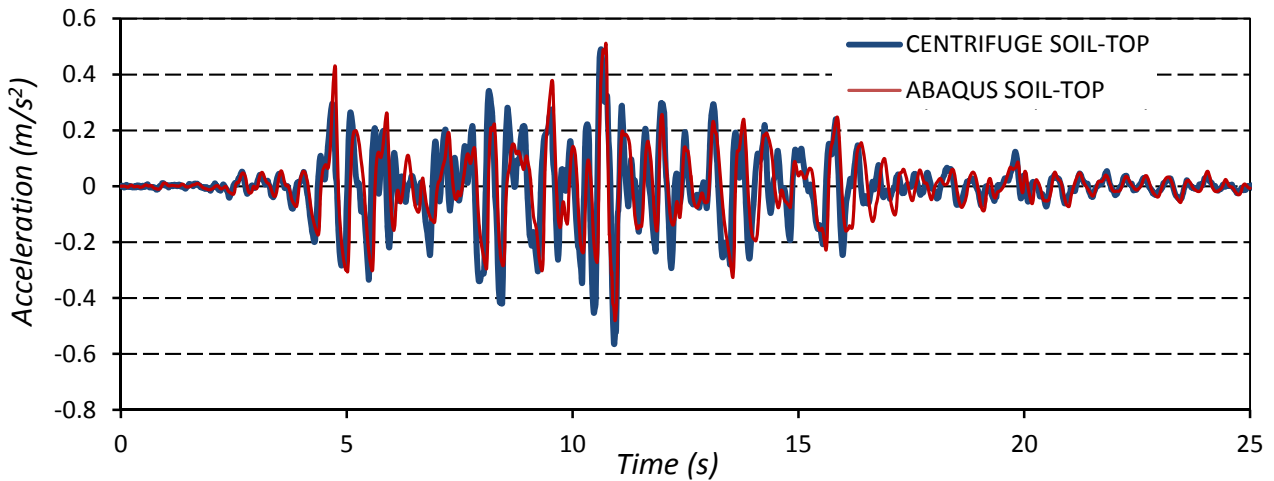
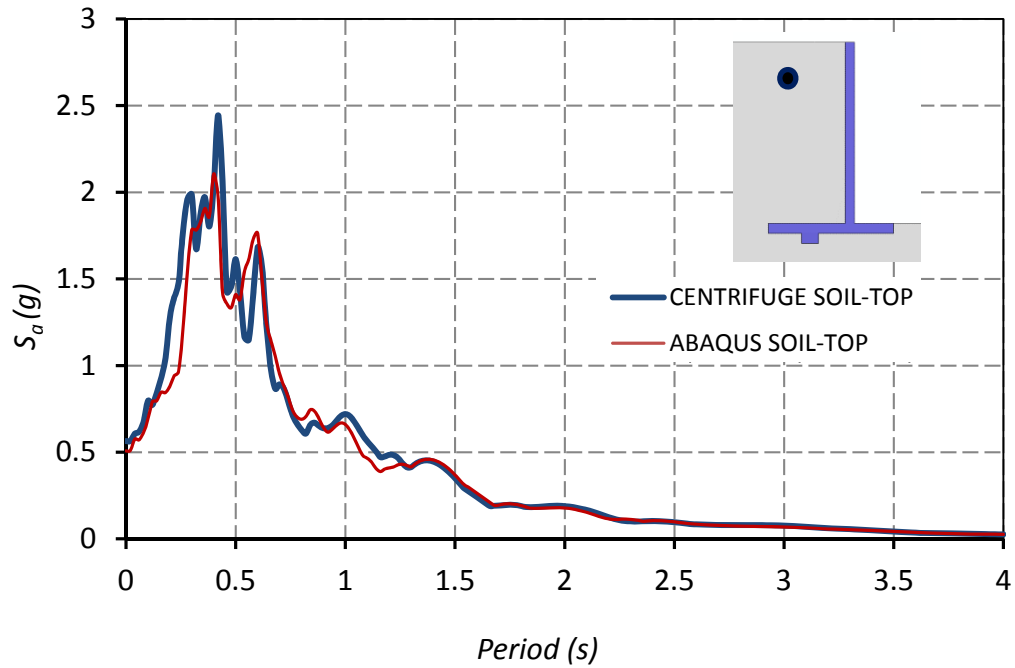
Σχήμα 3.11 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στη βάση του τοίχου μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντριστή (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Loma Prieta SC-2) .

Loma Prieta SC-2, PGA = 0.4 g



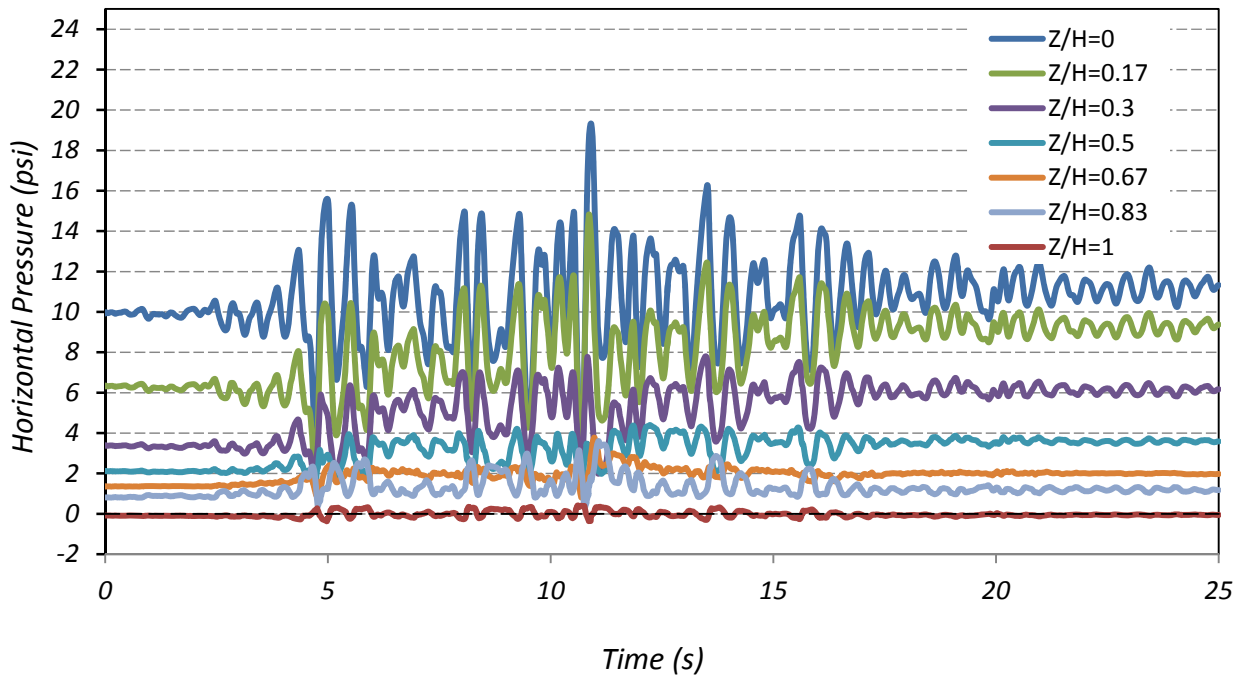
Σχήμα 3.12 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στη βάση του αντιστηριζόμενου εδάφους μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντρική (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Loma Prieta SC-2) .

Loma Prieta SC-2, PGA = 0.4 g



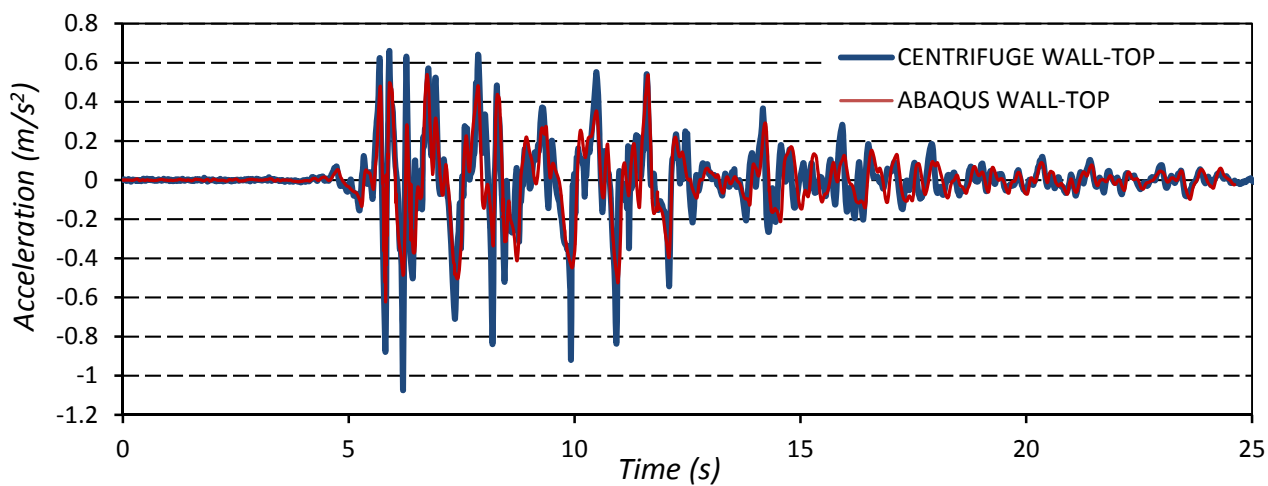
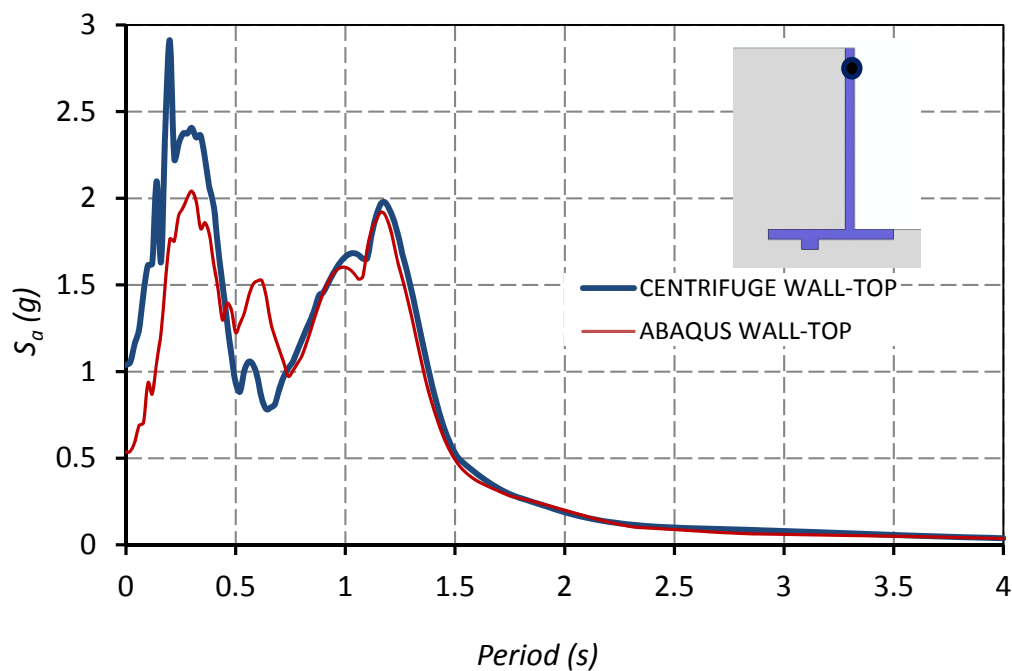
Σχήμα 3.13 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στην κορυφή του αντιστηριζόμενου εδάφους μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντριστή (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Loma Prieta SC-2) .

Loma Prieta SC-2, PGA = 0.4 g



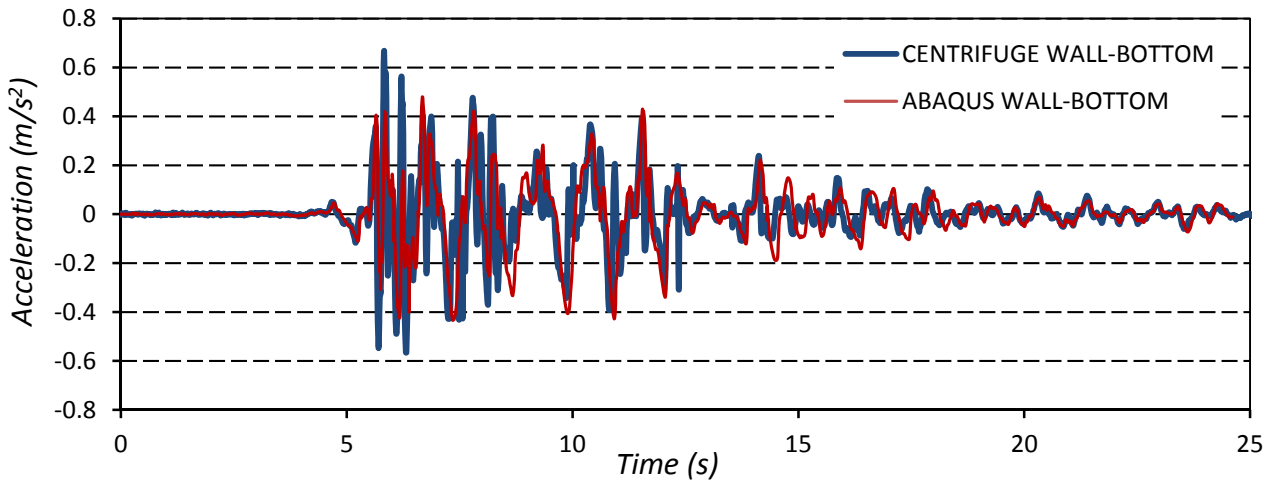
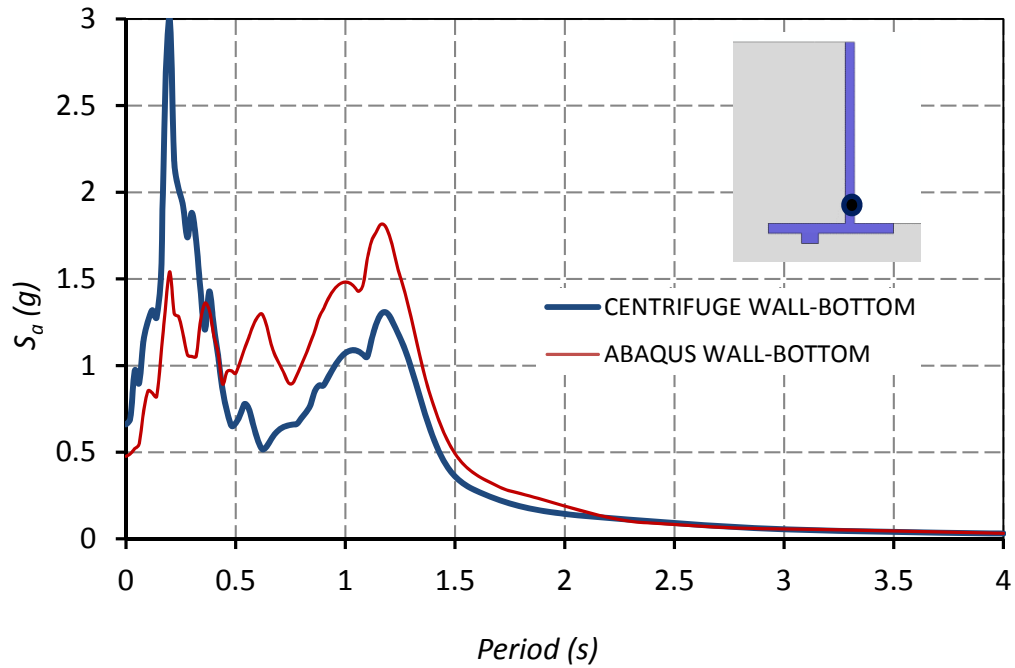
Σχήμα 3.14 Χρονοϊστορία πιέσεων καθύψος του τοίχου από το ABAQUS για διέγερση Loma Prieta SC-2.

Kobe TAK-090-2, PGA = 0.5 g



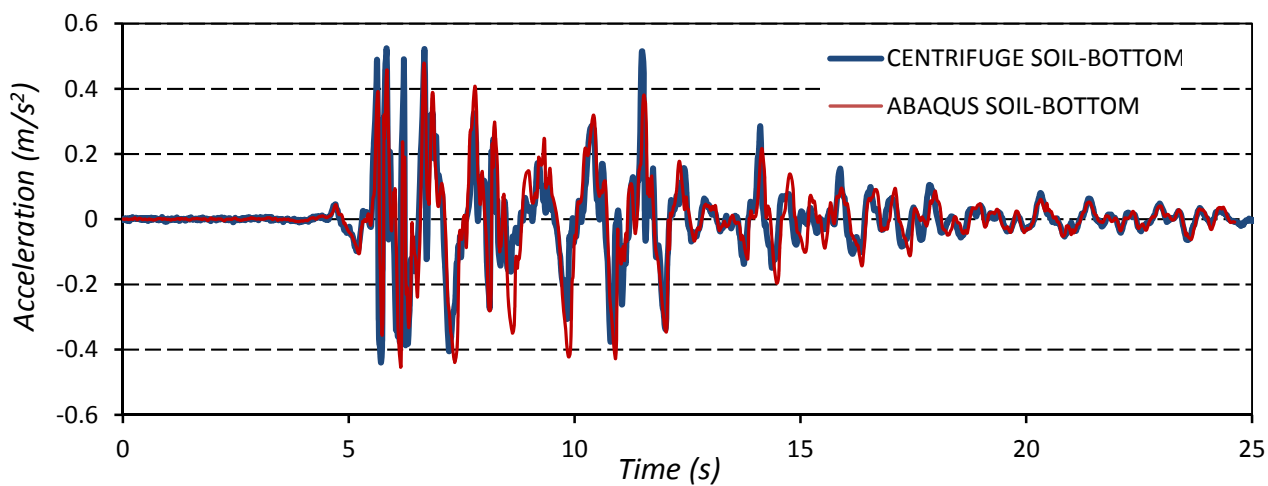
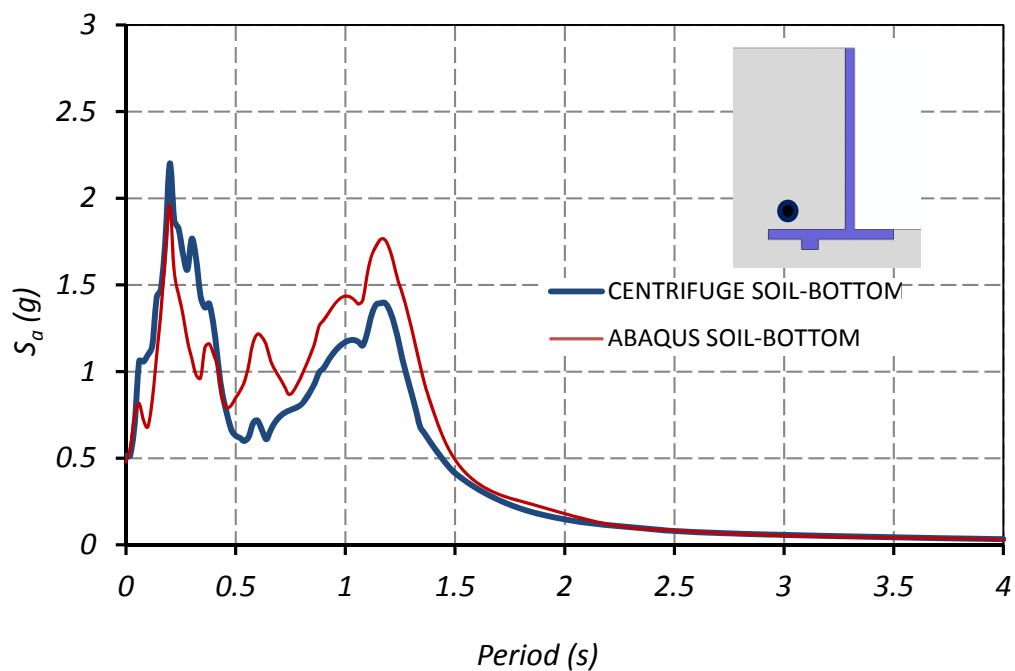
Σχήμα 3.15 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονιοϊστορίας επιταχύνσεων στην κορυφή του τοίχου μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντρίστη (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Kobe TAK-090-2) .

Kobe TAK-090-2, PGA = 0.5 g



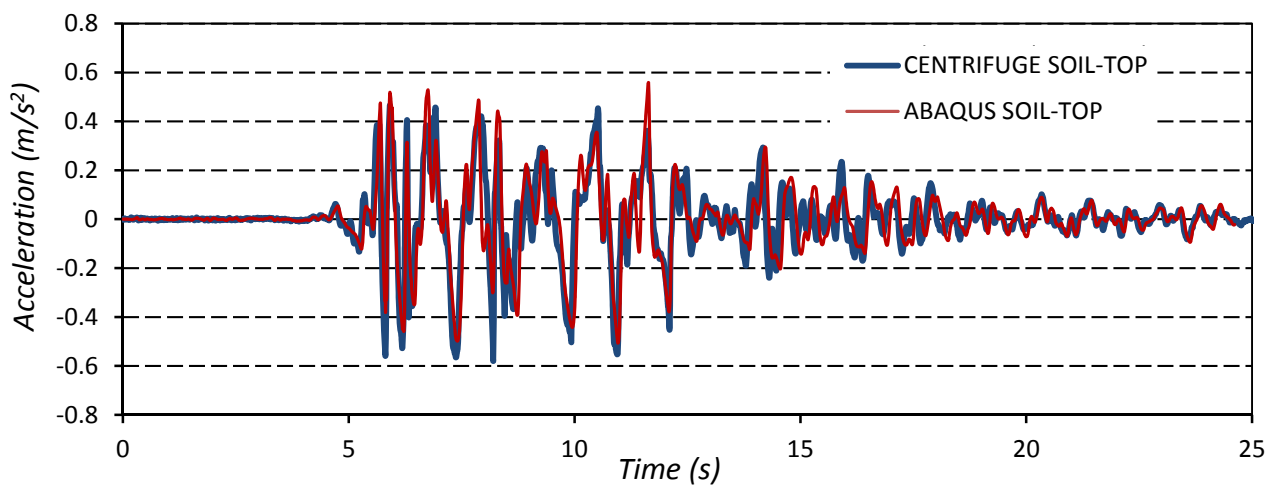
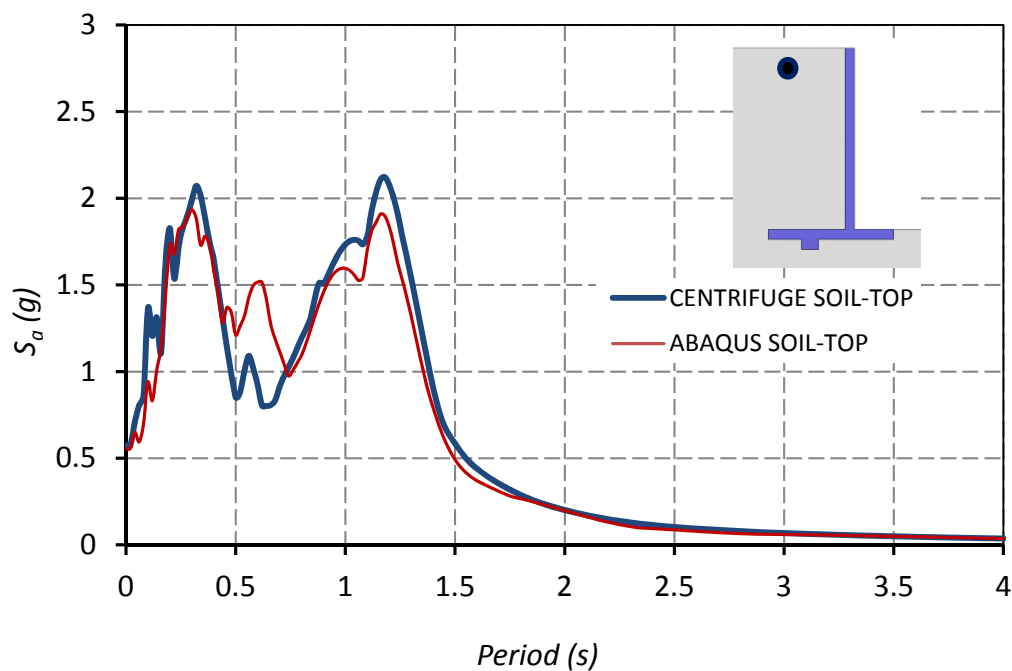
Σχήμα 3.16 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στη βάση του τοίχου μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντριστή (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Kobe TAK-090-2).

Kobe TAK-090-2, PGA = 0.5 g

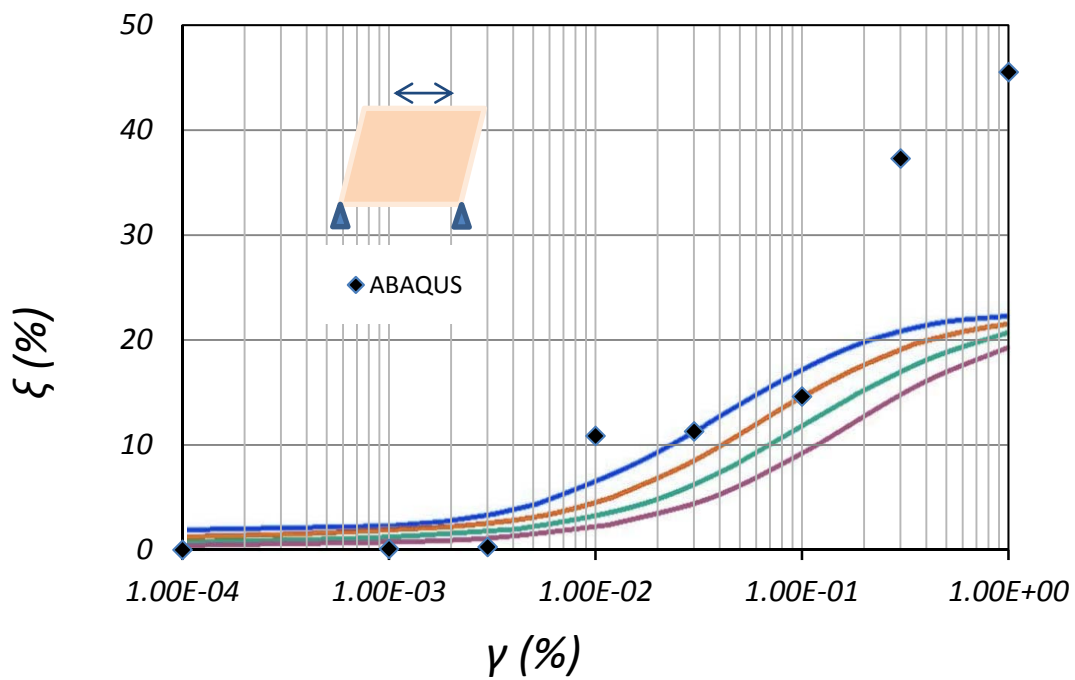
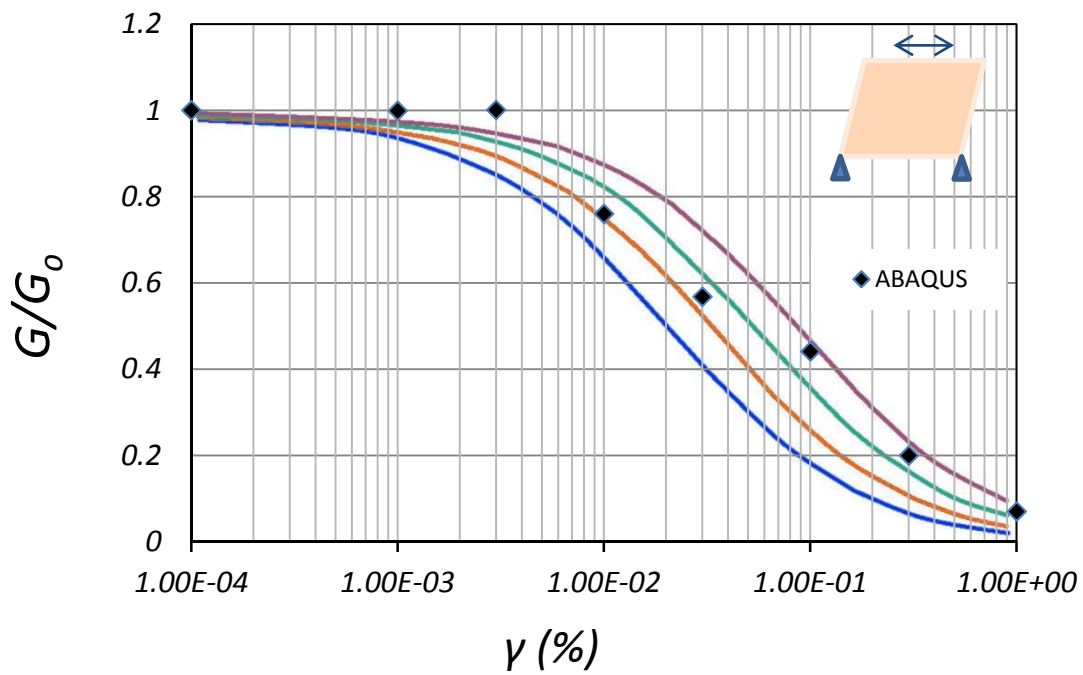


Σχήμα 3.17 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στη βάση του αντιστηριζόμενου εδάφους μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντριστή (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Kobe TAK-090-2) .

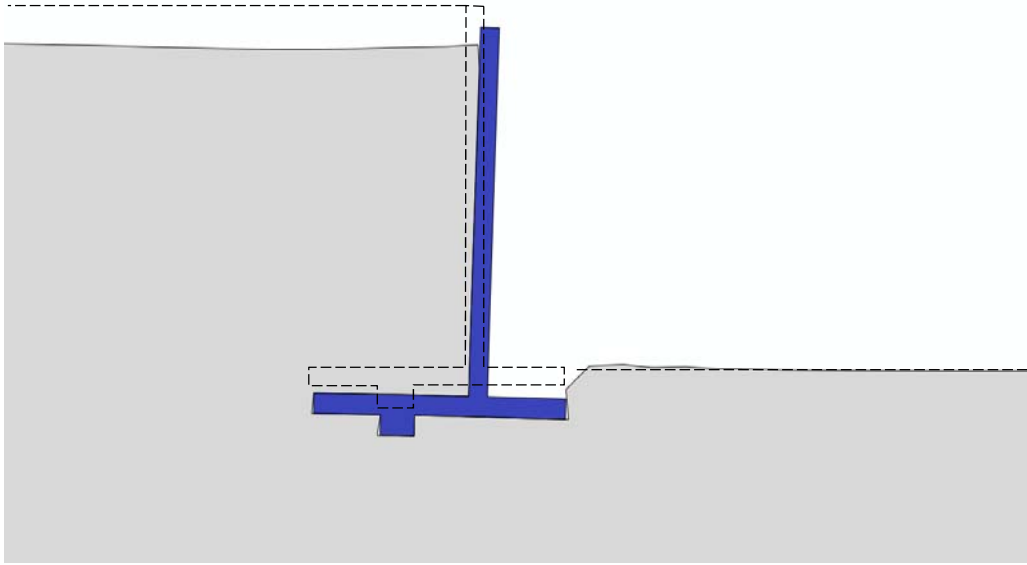
Kobe TAK-090-2, PGA = 0.5 g



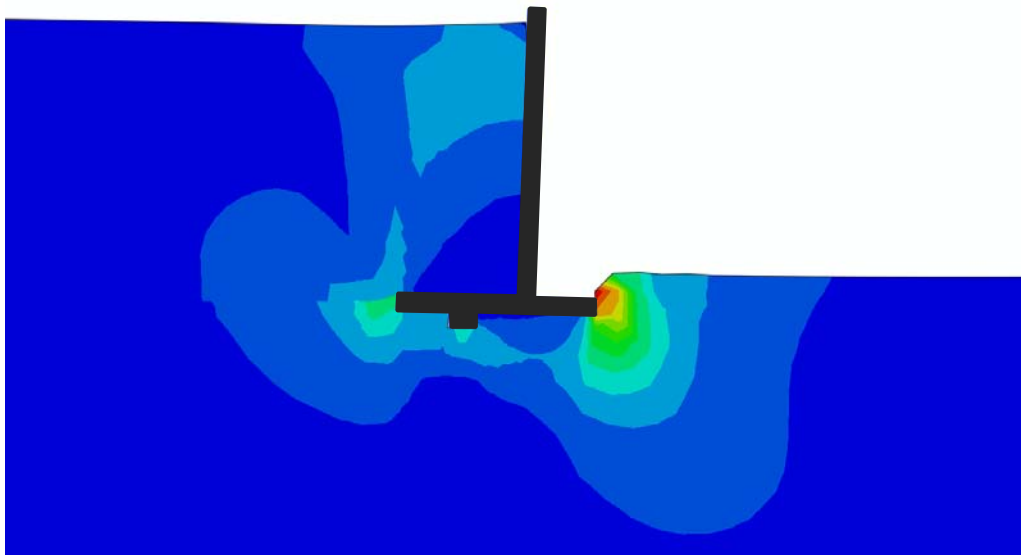
Σχήμα 3.18 Σύγκριση φασμάτων απόκρισης επιτάχυνσης και χρονοϊστορίας επιταχύνσεων στην κορυφή του αντιστηριζόμενου εδάφους μεταξύ των καταγεγραμμένων τιμών στο φυγοκεντριστή (centrifuge) και των υπολογισμένων από το ABAQUS (διέγερση Kobe TAK-090-2) .



Σχήμα 3.19 Σύγκριση καμπυλών Darendeli (2011) $G/G_0 - \gamma$ και $\xi - \gamma$ με τις αντίστοιχες υπολογισμένες από το ABAQUS.



Σχήμα 3.20 Παραμορφωμένος κάνναβος.



Σχήμα 3.21 Ισοψείς πλαστικών παραμορφώσεων .

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Διαστατική Ανάλυση σε Τοίχους
Αντιστήριξης

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Διαστατική Ανάλυση σε Τοίχους Αντιστήριξης

4.1 Εισαγωγή

Η διαστατική ανάλυση αποτελεί ένα μαθηματικό εργαλείο που υπακούει στο νόμο της διαστατικής ομοιογένειας (law of dimensional homogeneity) και μας επιτρέπει να κατανοήσουμε καλύτερα τα φυσικά φαινόμενα και τους νόμους που τα διέπουν (Langhaar, 1951). Αποτελεί ένα τρόπο να μειώσουμε τις παραμέτρους που επηρεάζουν το εκάστοτε πρόβλημα ομαδοποιώντας τις και να εξάγουμε συμπεράσματα ευρείας εφαρμογής μεταξύ διαστατικά ισοδύναμων μοντέλων. Βάση της αρχής της ομοιότητας (principle of similarity) τα μοντέλα πρέπει να είναι γεωμετρικά, κινηματικά και δυναμικά ισοδύναμα.

Η μεθοδολογία που ακολουθείται αποτελεί εφαρμογή του Buckingham Π-Θεωρήματος σύμφωνα με το οποίο: αρχικά γίνεται καταγραφή όλων των παραμέτρων που ενδέχεται να επηρεάζουν το πρόβλημα που εξετάζεται $q_1, q_2, q_3 \dots q_n$. Δηλαδή έστω a το μέγεθος που εξετάζουμε, τότε $a = f(q_1, q_2, q_3 \dots q_n)$. Στη συνέχεια βρίσκουμε όλες τις βασικές μονάδες των παραπάνω μεγεθών, έστω k στο πλήθος. Οι υπόλοιπες παράμετροι $n-k$ μπορούν να εκφραστούν ως αδιάστατα και ανεξάρτητα μεταξύ τους μεγέθη, που ονομάζονται π-ομάδες (Pi groups). Έτσι, έχουμε $a = g(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3 \dots \Pi_{n-k})$. Βέβαια, οι παράμετροι αυτοί δεν ορίζονται μονοσήμαντα.

Στον παρόν κεφάλαιο γίνεται προσπάθεια διαστατικής ανάλυσης σε κατασκευές αντιστήριξης, τόσο σε τοίχους βαρύτητας όσο και τοίχους μορφής προβόλου (cantilever wall). Οι τοίχοι αυτοί εδράζονται σε ανελαστική εδαφική στρώση αργίλου. Για το αντιστηριζόμενο έδαφος έχουν υποθεθεί τρία διαφορετικά σενάρια: ελαστική στρώση αργίλου, ανελαστική στρώση αργίλου και στρώση άμμου.

4.2 Τοίχος Βαρύτητας

4.2.1 Ελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος

Στήλη εδάφους

Για την επίλυση του σύνθετου αυτού προβλήματος κρίνεται αναγκαία η αποδόμηση του σε απλούστερα. Αρχικώς, εξετάζεται μεμονωμένα μια στήλη δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού με ίδια πυκνότητα, που το κατώτερο στρώμα θεωρείται ανελαστικό και το ανώτερο ελαστικό.

Οι παράμετροι που επηρεάζουν την επιτάχυνση είναι:

$$\alpha = f(V_{S1}, V_{S2}, S_{u2}, \rho_{soil}, z_1, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

όπου,

V_{S1} : ταχύτητα διατμητικού κύματος στο στρώμα αντιστήριξης

V_{S2} : ταχύτητα διατμητικού κύματος στο στρώμα έδρασης

S_{u2} : αστράγγιστη διατμητική αντοχή του στρώματος έδρασης

ρ_{soil} : πυκνότητα στήλης εδάφους

z_1 : ύψος στρώματος αντιστήριξης

z_2 : ύψος στρώματος εδράσεως

α_E : μέγιστη επιτάχυνση σεισμικής διέγερσης

f_E : συχνότητα σεισμικής διέγερσης

Το πλήθος τους είναι $n = 9$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n-k = 6$ αδιάστατες παραμέτρους:

$$\frac{V_{S1}}{f z_1}, \frac{V_{S2}}{f z_2}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{f}, \frac{S_{u2}}{\rho_{soil} z_2 \alpha_E}$$

όπου f η ιδιοσυχνότητα του δίστρωτου σχηματισμού. Για τον υπολογισμό της χρησιμοποιήθηκε μία απ' τις προσεγγιστικές μεθόδους που υπάρχουν στη βιβλιογραφία. Συγκεκριμένα, η μέση ταχύτητα διατμητικού κύματος για τη στήλη εδάφους προέκυψε από τη σχέση:

$$\frac{1}{\bar{V}_S} = \frac{1}{H_{ολ}} \left(\frac{h_1}{V_{S1}} + \frac{h_2}{V_{S2}} \right)$$

Αντικαθιστώντας στη σχέση της ιδιοπεριόδου μονόστρωτου σχηματισμού έχουμε:

$$T = \frac{4H}{\bar{V}_S} = 4 \left(\frac{h_1}{V_{S1}} + \frac{h_2}{V_{S2}} \right)$$

και γνωρίζοντας ότι $f = 1/T$ προκύπτει η τιμή της ιδιοσυχνότητας του εξεταζόμενου σχηματισμού.

Η παράμετρος α_E/g (acceleration amplitude) εκφράζει το εύρος της επιτάχυνσης στο οποίο υποβάλλεται το εξεταζόμενο σύστημα ενώ ο όρος f_E/f (frequency parameter) μας δείχνει το συχνοτικό περιεχόμενο. Ο όρος V_S/fz αποτελεί έναν λόγο συχνοτήτων, του αναφερόμενου στρώματος εδάφους προς την ιδιοσυχνότητα όλου του σχηματισμού (relative frequency). Ακόμη, η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους εκφράζεται με τον όρο $S_u/\rho z \alpha_E$, όπου το S_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή και το $\rho z \alpha_E$ αποτελεί έναν δείκτη των τάσεων λόγω σεισμού που επικρατούν στο βάθος z . Δηλαδή, ο όρος αυτός μας δείχνει την ενεργοποίηση της διατμητικής αντοχής λόγω της επιβαλλόμενης επιτάχυνσης α_E . Η παράμετρος $\rho V_S^2/S_u$ εκφράζει την ακαμψία (rigidity ratio), αφού είναι ο λόγος του αρχικού μέτρου διατμήσεως προς την αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Να σημειωθεί πως η διέγερση που επιβάλλεται περιγράφεται μόνο από την μέγιστη επιτάχυνση και τη δεσπόζουσα συχνότητα και όχι για παράδειγμα τον αριθμό των κύκλων ή άλλα κινηματικά χαρακτηριστικά.

Στόχος είναι η δημιουργία δύο μοντέλων με διαφορετικά μεταξύ τους χαρακτηριστικά αλλά με ίσους αδιάστατους όρους που να δίνουν τα ίδια αποτελέσματα σε όρους επιταχύνσεων. Αρχικά, έγινε προσομοίωση στήλης εδάφους με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, χρησιμοποιώντας το καταστατικό προσομοίωμα Mohr – Coulomb με κινηματική κράτυνση, για την περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους

έδρασης. Χρησιμοποιήθηκε ενιαία πυκνότητα στο δίστρωτο σχηματισμό $\rho = 1.9 \text{ Mgr}/\text{m}^3$. Το άνω έδαφος σχεδιάστηκε να έχει ύψος 12 m και μέτρο ελαστικότητας $E = 90 \text{ MPa}$. Από τη σχέση:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ και } V_S = \sqrt{G/\rho_{soil}}$$

προκύπτει $V_{S1} = 135 \text{ m/s}$, για λόγο Poisson = 0.3. Το έδαφος έδρασης σχεδιάστηκε με ύψος 20 m και αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_{u2} = 100 \text{ kPa}$ και χρησιμοποιώντας τη σχέση $E = 1800 S_u$ προκύπτει $V_{S2} = 190 \text{ m/s}$. Επιβλήθηκε παλμός Ricker με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 3.5 \text{ sec}^{-1}$.

Διαιρώντας τις διαστάσεις του παραπάνω μοντέλου δια δύο, προκύπτει δίστρωτος εδαφικός σχηματισμός με ύψος 6 m το άνω έδαφος και 10 m το έδαφος έδρασης. Κρατώντας σταθερή την πυκνότητα $\rho = 1.9 \text{ Mgr}/\text{m}^3$ και την επιτάχυνση της διέγερσης, καταλαβαίνουμε απ' τον όρο $S_{u2}/\rho z \alpha_E$ ότι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή πρέπει να υποδιπλασιαστεί. Άρα, προκύπτει ότι $V_{S2small} = V_{S2big}/\sqrt{2}$. Λαμβάνοντας υπόψη τον αδιάστατο όρο $V_{S2}/f z_2$ γίνεται αντιληπτό πως η ιδιοσυχνότητα του μισού μοντέλου πρέπει να ισούται με $\sqrt{2} f_{big}$ και αυτό επιτυγχάνεται υποδιπλασιάζοντας το μέτρο ελαστικότητας της ανώτερης εδαφικής στρώσης. Έτσι,

$$T_{small} = \frac{4H}{\bar{V}} = 4 \left(\frac{h_1 \sqrt{2}}{2V_{S1}} + \frac{h_2 \sqrt{2}}{2V_{S2}} \right) = \frac{\sqrt{2}}{2} T_{big}$$

Οι παράμετροι που καθορίζουν την απόσβεση Rayleigh προσαρμόστηκαν έτσι ώστε τα δύο συστήματα να έχουν ανάλογες αποσβέσεις.

Διαιρώντας το μοντέλο δια δύο, υποδιπλασιάστηκαν και οι διαστάσεις των στοιχείων εδάφους κατά την προσομοίωσή τους στο πρόγραμμα ABAQUS. Αυτό όμως δεν επηρεάζει την δυναμική απόκριση των δύο συστημάτων διότι ενώ το μήκος κύματος είναι το μισό του αρχικού, ο λόγος μήκους κύματος προς πλάτος εδαφικού στοιχείου κατά την προσομοίωσή του στο πρόγραμμα παραμένει σταθερός.

$$\lambda_{big} = \frac{V_{Sbig}}{f}$$

$$\lambda_{small} = \frac{V_{Ssmall}}{f} = \frac{V_S / \sqrt{2}}{f \sqrt{2}} = \frac{V_{Sbig}}{2f} = \frac{1}{2} \lambda_{big}$$

$$\frac{\lambda_{big}}{a_{big}} = \frac{2 \lambda_{small}}{2 a_{small}} = \frac{\lambda_{small}}{a_{small}}$$

όπου α το πλάτος του πεπερασμένου στοιχείου.

Επιβλήθηκε παλμός Ricker με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα

$$f_{Esmall} = 4.94 sec^{-1} = \frac{\sqrt{2}}{2} f_{Ebig}, \text{ όπως ορίζει ο όρος } f_E/f.$$

Συγκεντρωτικά οι ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν στα δύο μοντέλα φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα καθώς και οι τιμές των αδιάστατων όρων.

Ανεξάρτητες Παράμετροι	BIG	SMALL
Z_1 (m)	12	6
Z_2 (m)	20	10
ρ_{soil} (Mgr/ m ³)	1.9	1.9
V_{s1} (m/s)	135	95.4
V_{s2} (m/s)	190	135
S_{u2} (kPa)	100	50
α_E (g)	0.4	0.4
f_E (sec ⁻¹)	3.5	4.9

Αδιάστατοι Όροι	
α_E / g	0.4
f_E/f	2.7
$V_{s1}/f z_1$	8.7
$V_{s2} /f z_2$	7.4
$\rho_{soil} V_{s2}^2/S_{u2}$	687
$S_{u2}/\rho z_2 \alpha_E$	0.66

Στο **σχήμα 4.1** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα χρονοϊστορίας επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους. Ο χρόνος είναι πολλαπλασιασμένος με την ιδιοσυχνότητα κάθε σχηματισμού ώστε να αδιαστατοποιηθεί. Τα δύο συστήματα υποβλήθηκαν σε παλμό Ricker μέγιστης επιτάχυνσης 0.4 g και δεσπόζουσα συχνότητα προσαρμοσμένη όπως ορίζει ο αδιάστατος όρος f_E/f . Όπως είναι φανερό, τα αποτελέσματα που δίνουν τα δύο μοντέλα ταυτίζονται, επιβεβαιώνοντας τη διαστατική ισοδυναμία των δύο συστημάτων.

Τοίχος βαρύτητας επί δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού

Μετά την αδιαστατοποίηση δίστρωτης στήλης εδάφους, το επόμενο βήμα είναι η μελέτη απόκρισης δύο ισοδύναμων συστημάτων, που περιλαμβάνουν τοίχο εδραζόμενο σε ανελαστική στρώση εδάφους και αντιστηρίζει ελαστικό έδαφος.

Οι παράμετροι που επηρεάζουν τη στροφή του τοίχου είναι:

$$\theta = f(B, H, m_{wall}, V_{S1}, V_{S2}, S_{u2}, \rho_{soil}, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

όπου,

B : το πλάτος του τοίχου βαρύτητας

H : το ύψος του τοίχου βαρύτητας

m_{wall} : μάζα τοίχου αντιστήριξης

V_{S1} : ταχύτητα διατμητικού κύματος στο στρώμα αντιστήριξης

V_{S2} : ταχύτητα διατμητικού κύματος στο στρώμα έδρασης

S_{u2} : αστράγγιστη διατμητική αντοχή του στρώματος έδρασης

ρ_{soil} : πυκνότητα εδάφους

z_2 : ύψος στρώματος αντιστήριξης

α_E : μέγιστη επιτάχυνση σεισμικής διέγερσης

f_E : συχνότητα σεισμικής διέγερσης

Το πλήθος τους είναι $n = 11$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n - k = 8$ αδιάστατες παραμέτρους:

$$\frac{B}{H}, \frac{m g}{S_{u2} B}, \frac{V_{S1}}{\rho H}, \frac{V_{S2}}{\rho z_2}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}$$

Η παράμετρος B/H (aspect ratio) περιγράφει τη γεωμετρία του τοίχου βαρύτητας. Το ρ αποτελεί τη συχνοτική παράμετρο κατά Housner (1964), που υπολογίζεται για άκαμπτο ορθογωνικό τοίχο από τη σχέση:

$$p = \sqrt{3 g / 4 R} \quad \text{με μονάδα μέτρησης [sec}^{-1}\text{]}$$

όπου R αποτελεί το μισό της διαμέτρου του τοίχου και υπολογίζεται ως:

$$R = \sqrt{(B/2)^2 + (H/2)^2}$$

Αποτελεί ενδεικτική παράμετρο της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής. Έτσι, χρησιμοποιείται στην αδιαστατοποίηση αντί της ιδιοσυχνότητας του εδαφικού σχηματισμού που χρησιμοποιήθηκε στην στήλη εδάφους. Η παράμετρος $m g / S_{u2} B$ είναι ένας όρος αντιστρόφως ανάλογος του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης. Αυτό γίνεται κατανοητό αν σκεφτούμε ότι η φέρουσα ικανότητα περιγράφεται απ' την σχέση $N_{ult} = (\pi + 3) S_u B^2$. Επειδή το εξεταζόμενο πρόβλημα είναι πρόβλημα επίπεδης

παραμόρφωσης και τα μεγέθη που υπολογίζουμε είναι ανά μέτρο πλάτους, αντί $S_{u2} B^2$ χρησιμοποιούμε $S_{u2} B$.

Στόχος είναι τα δύο συστήματα με διαφορετικά μεταξύ τους χαρακτηριστικά αλλά με ίσους αδιάστατους όρους να μας δώσουν τα ίδια αποτελέσματα σε όρους στροφής. Έγινε προσομοίωση του συστήματος τοίχου βαρύτητας επί ανελαστικού εδάφους, που αντιστηρίζει ελαστική στρώση εδάφους με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Το μοντέλο είναι ακριβώς το ίδιο με του κεφαλαίου 2, όμως ως απλοποίηση αφαιρέθηκαν οι οριζόντιοι αποσβεστήρες και η στήλη εδάφους δεξιά και αριστερά του προσομοιώματος (Σχ. 4.2). Χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα Mohr – Coulomb με κινηματική κράτυνση για την περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους έδρασης. Ο τοίχος βαρύτητας σχεδιάστηκε να έχει πλάτος 8 m. Το άνω έδαφος σχεδιάστηκε να έχει ύψος 12 m, ίσο με το ύψος του τοίχου. Χρησιμοποιήθηκαν οι εδαφικές παράμετροι της στήλης εδάφους της προηγούμενης παραγράφου.

Διαιρώντας τις διαστάσεις του παραπάνω μοντέλου δια δύο, προκύπτει τοίχος διαστάσεων 4 x 6 m και δίστρωτος εδαφικός σχηματισμός με ύψος 6 m το άνω έδαφος και 10 m το έδαφος έδρασης. Κρατώντας σταθερή την πυκνότητα $\rho = 1.9 \text{ Mg}/\text{m}^3$ και την επιτάχυνση της διέγερσης, προκύπτει απ' τον όρο $S_{u2}/\rho z \alpha_E$ ότι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή πρέπει να υποδιπλασιαστεί. Άρα, προκύπτει ότι $V_{S2small} = V_{S2big}/\sqrt{2}$. Λαμβάνοντας υπόψιν τον όρο $V_{S2}/\rho z_2$ γίνεται αντιληπτό πως η παράμετρος ρ του μισού μοντέλου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με $\sqrt{2}$. Αυτό επαληθεύεται:

$$p_{big} = \sqrt{\frac{3g}{4R}} = \sqrt{\frac{3g}{4\sqrt{(B/2)^2 + (H/2)^2}}}$$

$$p_{small} = \sqrt{\frac{3g}{4R'}} = \sqrt{\frac{3g}{4\sqrt{(B'/2)^2 + (H'/2)^2}}} = \sqrt{\frac{3g}{4\sqrt{(B/4)^2 + (H/4)^2}}} = \sqrt{2} p_{big}$$

Οι παράμετροι που καθορίζουν την απόσβεση Rayleigh προσαρμόστηκαν έτσι ώστε τα δύο συστήματα να έχουν ανάλογες αποσβέσεις.

Διαιρώντας το μοντέλο δια δύο, υποδιπλασιάστηκαν και οι διαστάσεις των στοιχείων εδάφους κατά την προσομοίωσή τους στο πρόγραμμα ABAQUS. Αυτό όμως δεν επηρεάζει την δυναμική απόκριση των δύο συστημάτων όπως ήδη εξηγήθηκε.

Συγκεντρωτικά οι ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν στα δύο μοντέλα φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα καθώς και οι τιμές των αδιάστατων όρων (Σχ. 4.3).

Ανεξάρτητες Παράμετροι	BIG	SMALL
H (m)	12	6
B (m)	8	4
m_{wall} (Mgr)	240	60
ρ_{soil} (Mgr/ m ³)	1.9	1.9
z_2 (m)	20	10
V_{s1} (m/s)	135	95.4
V_{s2} (m/s)	190	135
S_{u2} (kPa)	100	50
g	9.81	9.81
α_E (g)	0.4	0.4
f_E (sec ⁻¹)	3.5	4.9
Αδιάστατοι Όροι		
B/H	0.67	
$mg/S_{u2} B$	2.9	
$V_{s1}/\rho H$	11.03	
$V_{s2}/\rho z_2$	9.3	
$\rho_{soil} V_{s2}^2/S_{u2}$	687	
f_E/ρ	3.4	
α_E / g	0.4	
$S_{u2}/\rho z_2 \alpha_E$	0.66	

Σύμφωνα με τα παραπάνω προκύπτει και η αδιαστατοποίηση της ροπής που αναπτύσσεται ως εξής:

$$\frac{M}{S_{u2} B^2} = f\left(\frac{\theta}{\theta_{cr}}, \frac{B}{H}, \frac{m g}{S_{u2} B}, \frac{V_{S1}}{\rho H}, \frac{V_{S2}}{\rho z_2}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}\right)$$

όπου θ_{cr} η στροφή ανατροπής που για τον συγκεκριμένο τοίχο προκύπτει ως:

$$\theta_{cr} = \tan^{-1}(B/H)$$

Για την επιβεβαίωση της παραπάνω μεθοδολογίας πραγματοποιήθηκε αρχικά στατική μονοτονική ανάλυση οριζόντιας φόρτισης σε άκαμπτο τοίχο βαρύτητας επί ανελαστικού εδάφους (**Σχ. 4.4**). Όπως φαίνεται στο **σχήμα 4.5** σε μη αδιάστατους όρους τα δύο συστήματα δεν έχουν τα ίδια αποτελέσματα για το διάγραμμα M-θ. Όταν όμως η ροπή διαιρεθεί με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους έδρασης επί το τετράγωνο της βάσης του τοίχου και η στροφή με την θ_{cr} , τα αποτελέσματα ταυτίζονται επαληθεύοντας ότι τα δύο συστήματα είναι στατικώς διαστατικά ισοδύναμα.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε στατική μονοτονική ανάλυση επιβαλλόμενης μετακίνησης σε άκαμπτο τοίχο βαρύτητας επί ανελαστικού εδάφους, που αντιστηρίζει ελαστικό έδαφος. Τα αποτελέσματα ταυτίζονται με αυτά του **σχήματος 4.5**.

Ακολούθως τα δύο μοντέλα υποβλήθηκαν σε παλμό Ricker με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 3.5 \text{ sec}^{-1}$ το μεγάλο μοντέλο και $f_E = 4.94 \text{ sec}^{-1}$ το υποδιπλασιασμένο. Στόχος είναι η επιβεβαίωση της μεθοδολογίας και υπό δυναμική φόρτιση. Τα αποτελέσματα, που παρουσιάζονται είναι σε όρους επιταχύνσεων και στροφής. Οι επιταχύνσεις μετρήθηκαν τόσο πάνω στον τοίχο όσο και στο ελεύθερο πεδίο και η στροφή στον δεξιά και αριστερά τοίχο. Για να ελεγχθεί η ταύτιση των αποτελεσμάτων ο άξονας του χρόνου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το ρ αντίστοιχα του κάθε τοίχου. Συγκεκριμένα, υπολογίστηκε:

$$p_{big} = 1.02 \quad \text{και} \quad p_{small} = \sqrt{2} p_{big} = 1.44$$

Όπως φαίνεται και στα **σχήματα 4.6-4.7** τα αποτελέσματα που δίνουν τα δύο συστήματα ταυτίζονται τόσο σε όρους επιταχύνσεων όσο και στροφών, επιβεβαιώνοντας ότι είναι και δυναμικώς διαστατικά ισοδύναμα.

4.2.2 Ανελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος

Στήλη εδάφους

Μετά την εξέταση του ελαστικού αντιστηριζόμενου εδάφους, γίνεται η θεώρηση πως και η ανώτερη στρώση έχει ανελαστική συμπεριφορά. Αυτό αποτελεί μία πιο ρεαλιστική παραδοχή, αφού σε ελαστικές αναλύσεις δεν παρουσιάζονται παραμένουσες μετατοπίσεις, ανεξαρτήτως της σεισμικής διέγερσης. Επιπλέον, η υποθεθείσα γραμμική συμπεριφορά του εδαφικού στοιχείου οδηγεί σε συστηματική υποεκτίμηση της απόσβεσης του συστήματος. Έτσι και για τα δύο στρώματα εδάφους, η ελαστοπλαστική συμπεριφορά ακολουθεί το κριτήριο διαρροής Mohr-Coulomb με κινηματική κράτυνση.

Με την παραδοχή αυτή οι παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά της στήλης εδάφους αυξάνονται κατά έναν, αφού προστίθεται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της ανώτερης εδαφικής στρώσης. Οι παράμετροι διαμορφώνονται ως εξής:

$$\alpha = f(V_{S1}, V_{S2}, S_{u2}, S_{u1}, \rho_{soil}, z_1, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

Το πλήθος τους είναι $n = 10$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n-k = 7$ αδιάστατες παραμέτρους:

$$\frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{f}, \frac{V_{S1}}{f z_1}, \frac{V_{S2}}{f z_2}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\rho V_{S1}^2}{S_{u1}}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}$$

όπου f η ιδιοσυχνότητα του δίστρωτου σχηματισμού. Η παράμετρος $\rho V_{S1}^2 / S_{u1}$ εκφράζει την ακαμψία (rigidity ratio), είναι ο λόγος του αρχικού μέτρου διατμήσεως προς την αστράγγιστη διατμητική αντοχή του πάνω εδάφους.

Οι δύο σχηματισμοί που χρησιμοποιήθηκαν έχουν ακριβώς τις ίδιες ιδιότητες με πριν, προσθέτοντας την αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Για τη στήλη εδάφους συνολικού ύψους $H = 32$ m δόθηκε η τιμή $S_{u1} = 50$ kPa και χρησιμοποιώντας τη σχέση $E = 1800 S_u$ προκύπτει $V_{S1} = 135$ m/s και $S_{u2} = 100$ kPa, $V_{S2} = 190$ m/s. Για να παραμείνουν οι αδιάστατοι όροι σταθεροί, στο υποδιπλασιασμένο μοντέλο ορίσθηκε τιμή $S_{u1} = 25$ kPa, $V_{S1} = 95.4$ m/s και $S_{u2} = 50$ kPa, $V_{S2} = 135$ m/s. Τα δύο μοντέλα υποβλήθηκαν πάλι σε

παλμό Ricker με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 3.5 \text{ sec}^{-1}$ το μεγάλο μοντέλο και $f_E = 4.94 \text{ sec}^{-1}$ το υποδιπλασιασμένο.

Στο **σχήμα 4.8** παρουσιάζονται σχηματικά οι δύο στήλες εδάφους με τις ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν και τα αποτελέσματα σε όρους επιταχύνσεων στην κορυφή. Η χρονοϊστορία πολλαπλασιάστηκε με την ιδιοσυχνότητα κάθε σχηματισμού, με σκοπό να αδιαστατοποιηθεί. Παρατηρούμε πως η ταύτιση επιτυγχάνεται σε κάθε χρονική στιγμή, επιβεβαιώνοντας την παραπάνω μεθοδολογία.

Τοίχος βαρύτητας επί δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού

Ακολουθώντας την ίδια πορεία ανάλυσης με την ελαστική ανώτερη εδαφική στρώση, γίνεται προσπάθεια διαστατικής ανάλυσης σε τοίχο αντιστήριξης επί ανελαστικού εδάφους που αντιστηρίζει ανελαστικό έδαφος. Δηλαδή, στις παραμέτρους που επηρεάζουν τη στρόφη προστίθεται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της πάνω στρώσης. Έτσι έχουμε:

$$\theta = f(B, H, m_{wall}, V_{S1}, V_{S2}, S_{u1}, S_{u2}, \rho_{soil}, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

Το πλήθος τους είναι $n = 12$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n-k = 9$ αδιάστατες παραμέτρους:

$$\theta = f\left(\frac{B}{H}, \frac{m g}{S_{u2} B}, \frac{V_{S1}}{\rho H}, \frac{V_{S2}}{\rho z_2}, \frac{\rho V_{S1}^2}{S_{u1}}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}\right)$$

Για να βεβαιωθούμε πως οι παραπάνω όροι περιγράφουν πλήρως το εξεταζόμενο πρόβλημα πραγματοποιήθηκε προηγουμένως στατική μονοτονική ανάλυση επιβαλλόμενης μετακίνησης προς το έδαφος αντιστήριξης σε άκαμπτο τοίχο βαρύτητας. Στόχος ήταν η επιβεβαίωση ότι κατά την μετακίνησή τους, οι δύο τοίχοι όπου ο ένας είναι ο μισός του άλλου, αντιστέκονται με δύναμη με αναλογία 4. Αυτό συμβαίνει επειδή κατά τη μετακίνηση του τοίχου αντιστέκονται η δύναμη της τριβής και οι ωθήσεις πίσω απ' τον τοίχο. Η τριβή υποτετραπλασιάζεται αφού η μάζα γίνεται τέσσερις φορές μικρότερη καθώς και το πρίσμα που ενεργοποιείται είναι υποτετραπλάσιο. Αυτό φαίνεται και στο **σχήμα 4.9**, όπου παρουσιάζονται οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων για τα δύο μοντέλα.

Ακόμη, ελέγχθηκε πως η τιμή των S_{u1} , S_{u2} , δεν αλλάζει τη συμπεριφορά του τοίχου. Για το λόγο αυτό αντί $S_{u1} = 50$, $S_{u2} = 100$ για τον μεγάλο τοίχο και $S_{u1} = 25$, $S_{u2} = 50$ για τον μικρό, χρησιμοποιήθηκαν οι τιμές $S_{u1} = 100$, $S_{u2} = 200$ για τον μεγάλο τοίχο και $S_{u1} = 50$, $S_{u2} = 100$ για τον μικρό και ο λόγος της δύναμης παρέμεινε ίσος με 4.

Για $S_{u1} = 50$, $S_{u2} = 100$ (big) και $S_{u1} = 25$, $S_{u2} = 50$ (small)

$$\frac{RF_{BIG}}{RF_{SMALL}} = \frac{3491.47}{872.869} = 4$$

Για $S_{u1} = 100$, $S_{u2} = 200$ (big) και $S_{u1} = 50$, $S_{u2} = 100$ (small)

$$\frac{RF_{BIG}}{RF_{SMALL}} = \frac{5252.07}{1313.01} = 4$$

Στη συνέχεια, για την επιβεβαίωση της δυναμικής διαστατικής ανάλυσης επιβλήθηκε παλμός Ricker με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 3.5 sec^{-1}$ το μεγάλο μοντέλο και $f_E = 4.94 sec^{-1}$ το υποδιπλασιασμένο. Οι εδαφικές ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν είναι οι ίδιες με τις αντίστοιχες του ελαστικού εδάφους αντιστήριξης, με την προσθήκη της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής της ανώτερης στρώσης στην οποία δόθηκε τιμή $S_{u1} = 50$ και $S_{u1} = 25$ για το μισό μοντέλο (**Σχ. 4.10**).

Ακόμη στο ίδιο μοντέλο επιβλήθηκε παλμός Ricker με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 1.67 sec^{-1}$ το μεγάλο μοντέλο και $f_E = 2.37 sec^{-1}$ το υποδιπλασιασμένο.

Επιπλέον, πραγματοποιήθηκε ανάλυση στην οποία το σύστημα συνολικού ύψους $H = 32 m$ δόθηκε η τιμή $S_{u1} = 100 kPa$ με $V_{S1} = 190 m/s$ και $S_{u2} = 200 kPa$ με $V_{S2} = 270 m/s$. Για να παραμείνουν οι αδιάστατοι όροι σταθεροί, στο υποδιπλασιασμένο μοντέλο ορίσθηκε $S_{u1} = 50 kPa$ με $V_{S2} = 135 m/s$ και $S_{u2} = 100 kPa$ με $V_{S2} = 190 m/s$. Τα δύο μοντέλα υποβλήθηκαν πάλι σε παλμό Ricker με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 3.5 sec^{-1}$ το μεγάλο μοντέλο και $f_E = 4.94 sec^{-1}$ το υποδιπλασιασμένο.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε όρους επιταχύνσεων και στροφής. Οι επιταχύνσεις μετρήθηκαν τόσο πάνω στον τοίχο όσο και στο ελεύθερο πεδίο και η στροφή στον δεξιά και αριστερά τοίχο. Για να ελεγχθεί η ταύτιση των αποτελεσμάτων ο άξονας του χρόνου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το ρ αντίστοιχα του κάθε τοίχου. Όπως παρατηρούμε όλα τα

αποτελέσματα ταυτίζονται επιβεβαιώνοντας ότι τα δύο συστήματα είναι και δυναμικώς διαστατικά ισοδύναμα (Σχ. 4.11-4.16).

4.2.3 Αμμώδης Σχηματισμός ως Αντιστηριζόμενο Έδαφος

Στήλη εδάφους

Λόγω του ότι τις περισσότερες φορές το αντιστηριζόμενο έδαφος δεν είναι αργιλικό αλλά αμμώδες, κρίνεται απαραίτητη η αδιαστατοποίηση δίστρωτης στήλης εδάφους όπου η ανώτερη εδαφική στρώση είναι άμμος και η βάση είναι ανελαστική αργιλική στρώση.

Με την παραδοχή αυτή οι παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά της στήλης εδάφους διαμορφώνονται ως εξής:

$$\alpha = f(V_{S1}, V_{S2}, S_{u2}, \tan(\varphi), \rho_{soil}, z_1, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

όπου φ : η γωνία τριβής του εδάφους αντιστήριξης.

Το πλήθος τους είναι $n = 10$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n-k = 7$ αδιάστατες παραμέτρους :

$$\frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{f}, \frac{V_{S1}}{f z_1}, \frac{V_{S2}}{f z_2}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\tan(\varphi) g}{\alpha_E}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}$$

Από τα παραπάνω γίνεται κατανοητό ότι για να παραμείνουν οι αδιάστατοι όροι σταθεροί στα δύο συστήματα, πρέπει να παραμείνει σταθερή η γωνία τριβής. Στο **σχήμα 4.17** παρουσιάζονται σχηματικά οι δύο στήλες εδάφους με τις ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν και τα αποτελέσματα σε όρους επιταχύνσεων στην κορυφή. Η χρονοϊστορία πολλαπλασιάστηκε με την ιδιοσυχνότητα κάθε σχηματισμού, με σκοπό να αδιαστατοποιηθεί. Παρατηρούμε πως η ταύτιση επιτυγχάνεται σε κάθε χρονική στιγμή, επιβεβαιώνοντας την παραπάνω μεθοδολογία.

Τοίχος βαρύτητας επί δίστρωτου εδαφικού σχηματισμού

Ακολούθως έγινε προσπάθεια αδιαστατοποίησης δύο συστημάτων, με τοίχο βαρύτητας να αντιστηρίζει αμμώδη σχηματισμό επί ανελαστικής στρώσης έδρασης. Με την παραδοχή αυτή, οι παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος διαμορφώνονται ως εξής:

$$\theta = f(B, H, m_{wall}, V_{S1}, V_{S2}, \tan(\varphi), S_{u2}, \rho_{soil}, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

και εφαρμόζοντας το Π-Θεώρημα προκύπτουν οι παρακάτω αδιάστατοι και ανεξάρτητοι μεταξύ τους όροι:

$$\theta = f\left(\frac{B}{H}, \frac{m g}{S_{u2} B}, \frac{V_{S1}}{\rho H}, \frac{V_{S2}}{\rho z_2}, \frac{\tan(\varphi) g}{\alpha_E}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}\right)$$

Έτσι, στα δύο συστήματα που παρουσιάζονται στο **σχήμα 4.18** επιβλήθηκε παλμός Ricker με δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 3.5 \text{ sec}^{-1}$ στο μεγάλο μοντέλο και $f_E = 4.94 \text{ sec}^{-1}$ στο υποδιπλασιασμένο. Η μέγιστη επιτάχυνση μεταβλήθηκε από 0.1 g έως 1 g. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε όρους επιταχύνσεων και στροφής. Οι επιταχύνσεις μετρήθηκαν τόσο πάνω στον τοίχο όσο και στο ελεύθερο πεδίο και η στροφή στον δεξιά και αριστερά τοίχο. Για να ελεγχθεί η ταύτιση των αποτελεσμάτων ο άξονας του χρόνου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το ρ αντίστοιχα του κάθε τοίχου. Όπως παρατηρούμε όλα τα αποτελέσματα ταυτίζονται επιβεβαιώνοντας ότι τα δύο συστήματα είναι και δυναμικώς διαστατικά ισοδύναμα (**Σχ. 4.19-4.30**).

4.2.4 Διαγράμματα Στροφής-Μέγιστης Επιτάχυνσης

Για να μελετηθεί η επίδραση της επιτάχυνσης και της συχνότητας της διέγερσης πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις στις οποίες παρέμειναν όλοι οι αδιάστατοι όροι σταθεροί, εκτός από τον όρο της αδιάστατης επιτάχυνσης και της δεσπόζουσας συχνότητας. Ο όρος α_E/g , μεταβλήθηκε από 0.1 g έως 1 g, για την κατανόηση της ενεργοποίησης της μη γραμμικής συμπεριφορά του εδάφους και πως αυτή επιδρά στην συμπεριφορά του συστήματος. Οι αναλύσεις αυτές πραγματοποιήθηκαν για δύο τιμές του λόγου f_E/ρ : $f_E/\rho = 1.63$ και $f_E/\rho = 3.43$. Τα εξαγόμενα διαγράμματα παρουσιάζονται στο σχήμα

4.31. Η στροφή είναι αδιαστατοποιημένη ως προς την κρίσιμη στροφή ανατροπής. Όπως είναι λογικό, όσο αυξάνει η μέγιστη επιτάχυνση αυξάνει και η στροφή του τοίχου, τόσο η παραμένουσα όσο και η μέγιστη. Το ίδιο συμβαίνει και με το λόγο f_E/p , όσο αυτός μειώνεται η στροφή του τοίχου αυξάνεται.

4.3 Τοίχος Μορφής Προβόλου

4.3.1 Ελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος

Μετά την αδιαστατοποίηση του τοίχου βαρύτητας, ακολούθησε η αδιαστατοποίηση ενός άλλου τοίχου αντιστήριξης, μορφής προβόλου (cantilever wall). Η πορεία επίλυσης είναι αντίστοιχη με εκείνη στον τοίχο βαρύτητας. Δηλαδή, αρχικά θεωρήθηκε ελαστικό έδαφος αντιστήριξης, έπειτα ανελαστικό και τέλος αμμώδης σχηματισμός. Η βασική ιδέα στηρίζεται στο ότι οι παράμετροι που επηρεάζουν το πρόβλημα παραμένουν σταθεροί και προστίθενται νέοι για την πλήρη περιγραφή της σύνθετης γεωμετρίας του τοίχου.

Έτσι, οι παράμετροι που επηρεάζουν τη στροφή είναι:

$$\theta = f(B, H, A, t_1, t_2, T_{wall}, m_{wall}, V_{S1}, V_{S2}, S_{u2}, \rho_{soil}, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

όπου,

A : το μεγαλύτερο τμήμα της βάσης που καλύπτεται από έδαφος μετρημένο από το μέσο του κατακόρυφου μέλους του τοίχου

t_1 : το πάχος του κατακόρυφου μέλους

t_2 : το πάχος της βάσης

T_{wall} : η ιδιοπερίοδος του τοίχου

Το πλήθος τους είναι $n = 15$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n-k = 12$ αδιάστατες παραμέτρους:

$$\frac{B}{H}, \frac{t_1}{H}, \frac{t_2}{B}, \frac{A}{B}, \frac{m g}{S_{u2} B}, \frac{V_{S1}}{p H}, \frac{V_{S2}}{p z_2}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{p}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}, p T_{wall}$$

Οι παράμετροι t_1/H , t_2/B και A/B χρησιμοποιούνται για την περιγραφή της γεωμετρίας του τοίχου και των αναλογιών που υπάρχουν. Ο όρος pT_{wall} εκφράζει την ευκαμψία του τοίχου (flexibility parameter) και δεν υπήρχε πριν, αφού ο τοίχος βαρύτητας είναι πρακτικώς άκαμπτος.

Στόχος είναι η δημιουργία δύο μοντέλων με διαφορετικά μεταξύ τους χαρακτηριστικά αλλά με ίσους αδιάστατους όρους που να δίνουν τα ίδια αποτελέσματα σε όρους στροφής. Έγινε προσομοίωση του συστήματος τοίχου μορφής προβόλου επί ανελαστικού εδάφους, που αντιστηρίζει ελαστική στρώση εδάφους με χρήση του κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Ο τοίχος αντιστήριξης σχεδιάστηκε να έχει βάση πλάτους 4 m. Το άνω έδαφος σχεδιάστηκε να έχει ύψος 6.4 m, ίσο με το ύψος του τοίχου. Για απλοποίηση χρησιμοποιήθηκε ενιαίο πάχος $t = 0.4$ m για τη βάση και το κατακόρυφο μέλος, οπότε οι όροι t_1/H και t_2/B , ενσωματώνονται σε έναν t/H ή t/B . Η τιμή του A ορίστηκε ίση με 3 m. Για την σωστή επίλυση του προβλήματος, χρησιμοποιήθηκαν δύο πανομοιότυπες κατασκευές και απόλυτα συμμετρικές. Για την ελαχιστοποίηση της επίδρασης των ορίων αυτά τοποθετήθηκαν στα 40 m τόσο δεξιά όσο και αριστερά, αρκετά μακριά δηλαδή ώστε να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα και μακριά από το μοντέλο να επικρατούν συνθήκες ελευθέρου πεδίου, ενώ η απόσταση των τοίχων σχεδιάστηκε 40 m (Σχ. 4.32-4.33). Χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα Mohr – Coulomb με κινηματική κράτυνση για την περιγραφή της μη γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους έδρασης. Εφαρμόστηκε εννιαία πυκνότητα στο δίστρωτο σχηματισμό $\rho = 1.9 \text{ Mg}/\text{m}^3$ και μέτρο ελαστικότητας $E = 90 \text{ MPa}$. Από τη σχέση:

$$G = E/2 (1 + \nu) \text{ και } V_S = \sqrt{G/\rho_{soil}}$$

προκύπτει $V_{S1} = 135 \text{ m/s}$, για λόγο Poisson = 0.3. Το έδαφος έδρασης σχεδιάστηκε με ύψος 20 m και αστράγγιστη διατμητική αντοχή $S_{u2} = 100 \text{ kPa}$ και χρησιμοποιώντας τη σχέση $E = 1800 S_u$ προκύπτει $V_{S2} = 190 \text{ m/s}$. Η ιδιοπερίοδος του τοίχου υπολογίστηκε $T = 0.52 \text{ sec}$. Επιβάλλαμε τέσσερις κύκλους ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_E = 3.5 \text{ sec}^{-1}$.

Διαιρώντας τις διαστάσεις του παραπάνω μοντέλου δια δύο, προκύπτει τοίχος διαστάσεων $2 \times 3.25 \text{ m}$ και δίστρωτος εδαφικός σχηματισμός με ύψος 3.25 m το άνω έδαφος και 10 m

το έδαφος έδρασης. Κρατώντας σταθερή την πυκνότητα $\rho = 1.9 \text{ Mgr/m}^3$ και την επιτάχυνση της διέγερσης, προκύπτει απ' τον όρο $S_{u2}/\rho z \alpha_E$ ότι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή πρέπει να υποδιπλασιαστεί. Άρα, προκύπτει ότι $V_{S2small} = V_{S2big}/\sqrt{2}$. Λαμβάνοντας υπόψιν τον όρο $V_{S2}/p z_2$ γίνεται αντιληπτό πως η παράμετρος p του μισού μοντέλου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με $\sqrt{2}$. Ο γενικός τύπος του p (Housner parameter) είναι:

$$p = \sqrt{\frac{m R g}{I_0}}$$

όπου,

m : η μάζα του τοίχου

R : η ακτίνα περιστροφής που υπολογίστηκε απ' τον τύπο $R = \sqrt{y_{K.B}^2 + (B/2)^2}$

I_0 : η πολική ροπή αδρανείας

Εφαρμόζοντας τον τύπο προκύπτει $p_{big} = 2.32$ και $p_{small} = \sqrt{2} p_{big} = 3.29$.

Επιβλήθηκε διέγερση τεσσάρων κύκλων ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_{Esmall} = 4.94 \text{ sec}^{-1} = \frac{\sqrt{2}}{2} f_{Ebig}$, όπως ορίζει ο όρος f_E/p .

Για την εύρεση της ιδιοπεριόδου του τοίχου πραγματοποιήθηκε μονοτονική φόρτιση οριζόντιας φόρτισης. Μέσω αυτής υπολογίστηκε η δυσκαμψία, ως κλίση της καμπύλης δύναμης – μετατόπισης. Για να παραμείνει ο λόγος $p T_{wall}$ σταθερός πρέπει να ισχύει $T_{wallbig} = \sqrt{2} T_{wallsmall}$. Άρα, το μέτρο ελαστικότητας του μικρότερου τοίχου χρειάζεται να υποδιπλασιαστεί.

Συγκεντρωτικά οι ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν στα δύο μοντέλα φαίνονται στον ακόλουθο πίνακα καθώς και οι τιμές των αδιάστατων όρων (**Σχ. 4.34α**).

Ανεξάρτητες Παράμετροι	BIG	SMALL
H (m)	6.4	3.2
B (m)	4	2
t (m)	0.4	0.2
A (m)	3	1.5
T_{wall}	0.52	0.36
m_{wall} (Mgr)	10	2.5
ρ_{soil} (Mgr/ m ³)	1.9	1.9
z_2 (m)	20	10
V_{s1} (m/s)	135	95.4
V_{s2} (m/s)	190	135
S_{u2} (kPa)	100	50
g	9.81	9.81
α_E (g)	0.4	0.4
f_E (sec ⁻¹)	3.5	4.94
Αδιάστατοι Όροι		
B/H	0.63	
t/H	0.06	
A/B	0.75	
$p T_{wall}$	1.19	
$mg/S_{u2} B$	0.25	
$V_{s1}/p H$	9.1	
$V_{s2}/p z_2$	4.1	
$\rho_{soil} V_{s2}^2/S_{u2}$	687	
f_E/p	1.5	
α_E / g	0.4	
$S_{u2}/\rho z_2 \alpha_E$	0.66	

Τα αποτελέσματα, που παρουσιάζονται είναι σε όρους επιταχύνσεων και στροφής. Οι επιταχύνσεις μετρήθηκαν τόσο πάνω στον τοίχο όσο και στο ελεύθερο πεδίο και η στροφή του κατακόρυφου μέλους στον δεξιά και αριστερά τοίχο. Για να ελεγχθεί η ταύτιση των αποτελεσμάτων ο άξονας του χρόνου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το ρ αντίστοιχα του κάθε τοίχου. Όπως φαίνεται και στα **σχήματα 4.35 και 4.36**, τα αποτελέσματα που δίνουν τα δύο συστήματα ταυτίζονται τόσο σε όρους επιταχύνσεων όσο και στροφών, επιβεβαιώνοντας ότι είναι δυναμικώς διαστατικά ισοδύναμα.

4.3.2 Ανελαστικό Αντιστηριζόμενο Έδαφος

Στη συνέχεια ελέγχεται τοίχος αντιστήριξης επί ανελαστικού εδάφους που αντιστηρίζει ανελαστικό έδαφος. Δηλαδή, στις παραμέτρους που επηρεάζουν τη στροφή προστίθεται η αστράγγιστη διατμητική αντοχή της πάνω στρώσης. Έτσι έχουμε:

$$\theta = f(B, H, A, t_1, t_2, T_{wall}, m_{wall}, V_{S1}, V_{S2}, S_{u1}, S_{u2}, \rho_{soil}, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

Το πλήθος τους είναι $n = 16$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n-k = 13$ αδιάστατες παραμέτρους:

$$\frac{B}{H}, \frac{t_1}{H}, \frac{t_2}{B}, \frac{A}{B}, \frac{m g}{S_{u2} B}, \frac{V_{S1}}{\rho H}, \frac{V_{S2}}{\rho z_2}, \frac{\rho V_{S1}^2}{S_{u1}}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{\rho}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}, \rho T_{wall}$$

Οι ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο **σχήμα 4.34β**. Τα αποτελέσματα, που παρουσιάζονται είναι σε όρους επιταχύνσεων και στροφής. Οι επιταχύνσεις μετρήθηκαν τόσο πάνω στον τοίχο όσο και στο ελεύθερο πεδίο και η στροφή του κατακόρυφου μέλους στον δεξιά και αριστερά τοίχο. Για να ελεγχθεί η ταύτιση των αποτελεσμάτων ο άξονας του χρόνου πρέπει να πολλαπλασιαστεί με το ρ αντίστοιχα του κάθε τοίχου. Όπως φαίνεται και στα **σχήματα 4.37-4.38** τα αποτελέσματα που δίνουν τα δύο συστήματα ταυτίζονται τόσο σε όρους επιταχύνσεων όσο και στροφών, επιβεβαιώνοντας ότι είναι δυναμικώς διαστατικά ισοδύναμα.

Για να ελεγχθεί η συμπεριφορά των ισοδύναμων συστημάτων και υπό πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις, επιβλήθηκαν τα επιταχυνσιογραφήματα Rinaldi_228 με $PGA=0.83 g$,

Takatori_000 με PGA=0.61 g και Chavriata_EW_3Febr με PGA=0.75 g, που διαφέρουν ως προς το συχνοτικό τους περιεχόμενο, τον αριθμό των κύκλων και των υπολοίπων κινηματικών χαρακτηριστικών. Πάλι υπάρχει ταύτιση των αποτελεσμάτων τόσο σε όρους επιταχύνσεων όσο και στροφών όπως φαίνεται και στα **σχήματα 4.39-4.44**.

4.3.3 Αμμώδης Σχηματισμός ως Αντιστηριζόμενο Έδαφος

Ως μια πιο ρεαλιστική προσέγγιση χρησιμοποιήθηκε αμμώδης στρώση ως έδαφος αντιστήριξης. Με την παραδοχή αυτή οι παράμετροι που επηρεάζουν τη συμπεριφορά του συστήματος διαμορφώνονται ως εξής:

$$\theta = f(B, H, A, t_1, t_2, T_{wall}, m_{wall}, V_{S1}, V_{S2}, \tan(\varphi), S_{u2}, \rho_{soil}, z_2, g, \alpha_E, f_E)$$

Το πλήθος τους είναι $n = 16$. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι βασικές μονάδες μέτρησης των παραπάνω μεταβλητών είναι $k = 3$, εφαρμόζουμε το Π-Θεώρημα και δημιουργούμε τις παρακάτω $n-k = 13$ αδιάστατες παραμέτρους:

$$\frac{B}{H}, \frac{t_1}{H}, \frac{t_2}{B}, \frac{A}{B}, \frac{m g}{S_{u2} B}, \frac{V_{S1}}{p H}, \frac{V_{S2}}{p z_2}, \frac{\tan(\varphi) g}{\alpha_E}, \frac{\rho V_{S2}^2}{S_{u2}}, \frac{\alpha_E}{g}, \frac{f_E}{p}, \frac{S_{u2}}{\rho z_2 \alpha_E}, p T_{wall}$$

Οι ιδιότητες που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο **σχήμα 4.34γ**. Όπως υποδηλώνει ο όρος $\tan(\varphi) g / \alpha_E$, τα δύο συστήματα πρέπει να έχουν ίδια γωνία τριβής. Θεωρήθηκε $\phi = 30^\circ$. Στα δύο συστήματα επιβλήθηκε διέγερση τεσσάρων κύκλων ημιτόνου με μέγιστη επιτάχυνση $\alpha_E = 0.4 g$ και δεσπόζουσα συχνότητα $f_{Esmall} = 4.94 sec^{-1} = \frac{\sqrt{2}}{2} f_{Ebig}$, όπως ορίζει ο όρος f_E/p . Όπως φαίνεται και στα **σχήματα 4.45-4.46** τα αποτελέσματα που δίνουν τα δύο συστήματα ταυτίζονται τόσο σε όρους επιταχύνσεων όσο και στροφών, επιβεβαιώνοντας ότι είναι δυναμικώς διαστατικά ισοδύναμα.

Για να ελεγχθεί η συμπεριφορά των ισοδύναμων συστημάτων και υπό πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις τα προηγούμενα επιταχυνσιογραφήματα. Πάλι υπάρχει ταύτιση των αποτελεσμάτων τόσο σε όρους επιταχύνσεων όσο και στροφών όπως φαίνεται και στα **σχήματα 4.47-4.52**.

4.3.4 Διαγράμματα Στροφής – Μέγιστης Επιτάχυνσης

Μετά την επιβεβαίωση της διαστατικής ανάλυσης σε τοίχους μορφής προβόλου, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με σκοπό τη δημιουργία διαγραμμάτων, που δίνουν τη μέγιστη στροφή για ένα εύρος επιταχύνσεων από 0.2 g έως 1 g, τα οποία παρουσιάζονται στα **σχήματα 4.53-4.54**. Τα διαγράμματα αυτά είναι για δεδομένο έδαφος αντιστήριξης, άμμο με γωνία τριβής ίσο με 30° και έχουν κατασκευαστεί για δύο λόγους B/H : $B/H = 0.63$ και $B/H = 0.48$ με συγκεκριμένο πάχος $t = 0.4$. Οι λόγοι αυτοί πλάτους/ύψους αποτελούν τις δύο ακραίες τυπικές αναλογίες που εφαρμόζονται κατά τον σχεδιασμό τέτοιας μορφής τοίχων. Για κάθε B/H έχουν προκύψει διαγράμματα, που αντιπροσωπεύουν ένα καλό έδαφος έδρασης και ένα πτωχότερης ποιότητας υλικό. Η ποιότητα του υλικού έδρασης εκφράζεται μέσω του συντελεστή $m g/S_{u2} B$ που είναι αντιστρόφως ανάλογο του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης. Για κάθε λόγο $m g/S_{u2} B$, εφαρμόστηκε διέγερση ημιτόνου τεσσάρων κύκλων με διαφορετικές συχνότητες, όπου η μία είναι κοντά στην συχνότητα συντονισμού του δίστρωτου σχηματισμού. Οι τέσσερις κύκλοι ημιτόνου επιλέχθηκαν ως ένα δυσμενές σενάριο επιβολής διέγερσης στον τοίχο.

Στόχος είναι η δυνατότητα εύρεσης στροφής εάν γνωρίζουμε τους παρακάτω όρους:

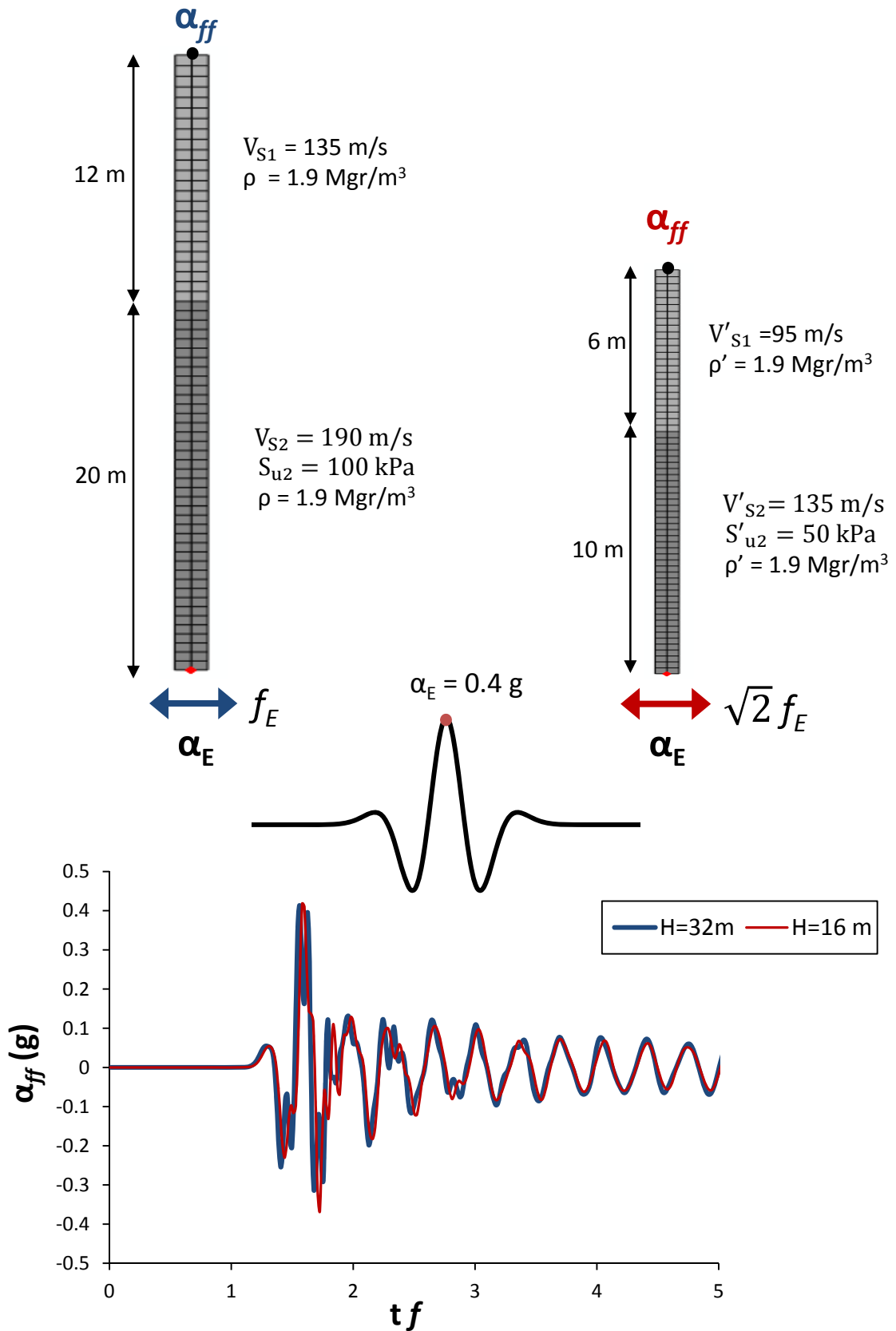
- a. τη μέγιστη επιτάχυνση
- b. τον όρο f_E/p
- c. τον όρο $m g/S_{u2} B$

εφαρμόζοντας γραμμική παρεμβολή μεταξύ των κατάλληλων διαγραμμάτων.

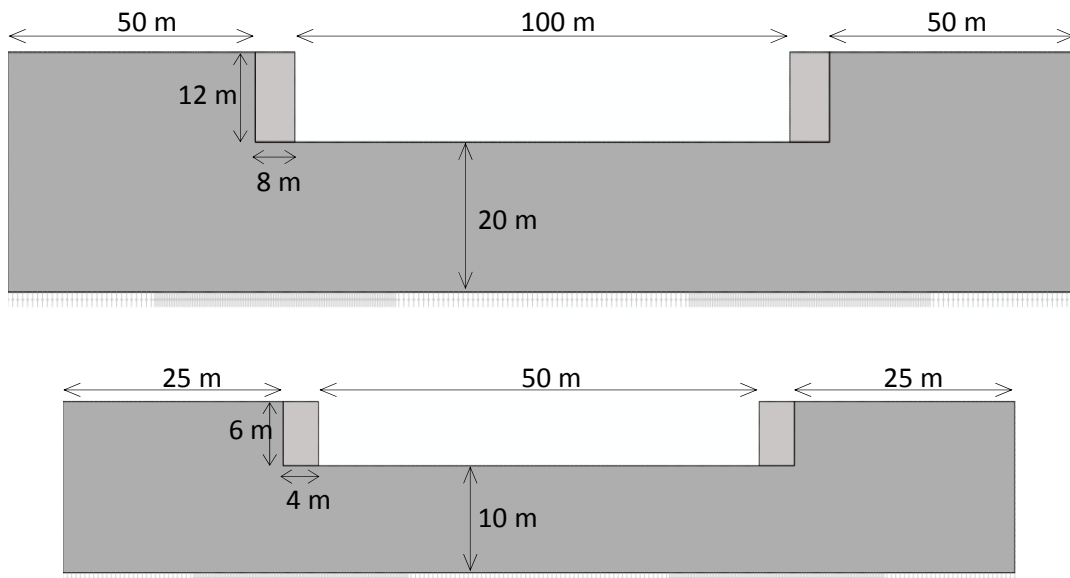
Ακόμη για δεδομένο $B/H = 0.48$ έχουν παραχθεί διαγράμματα για διαφορετικούς λόγους f_E/p τόσο για καλό υλικό έδρασης και πτωχότερης ποιότητας, από τα οποία μπορεί να κάνεις να βρει τη μέγιστη στροφή που αναπτύσσει ο τοίχος.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

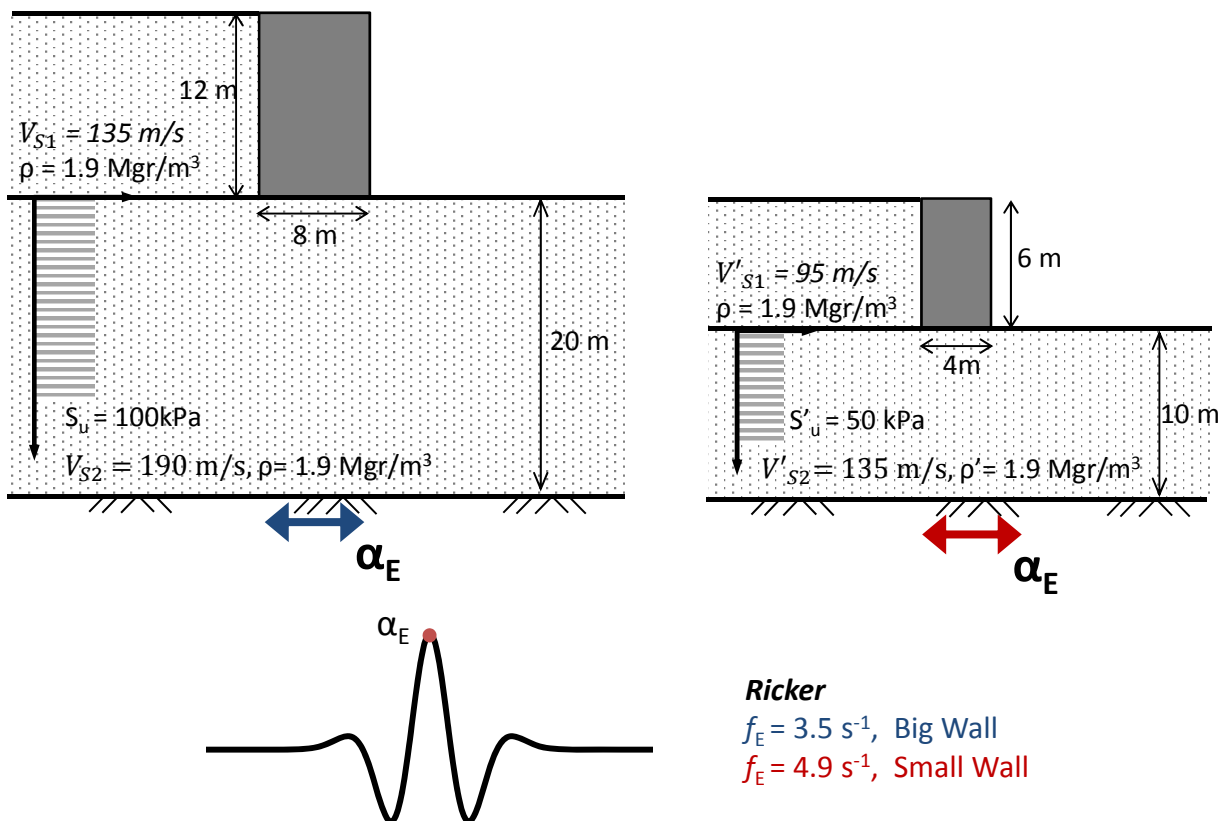
Σχήματα



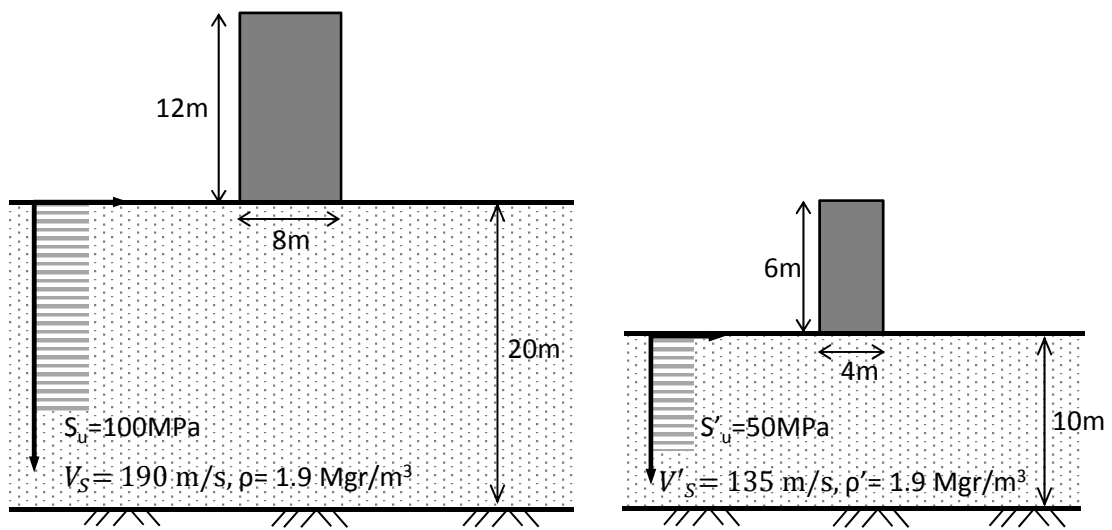
Σχήμα 4.1 Διαστατική ανάλυση στήλης εδάφους με ελαστική θεώρηση στην ανώτερη στρώση.



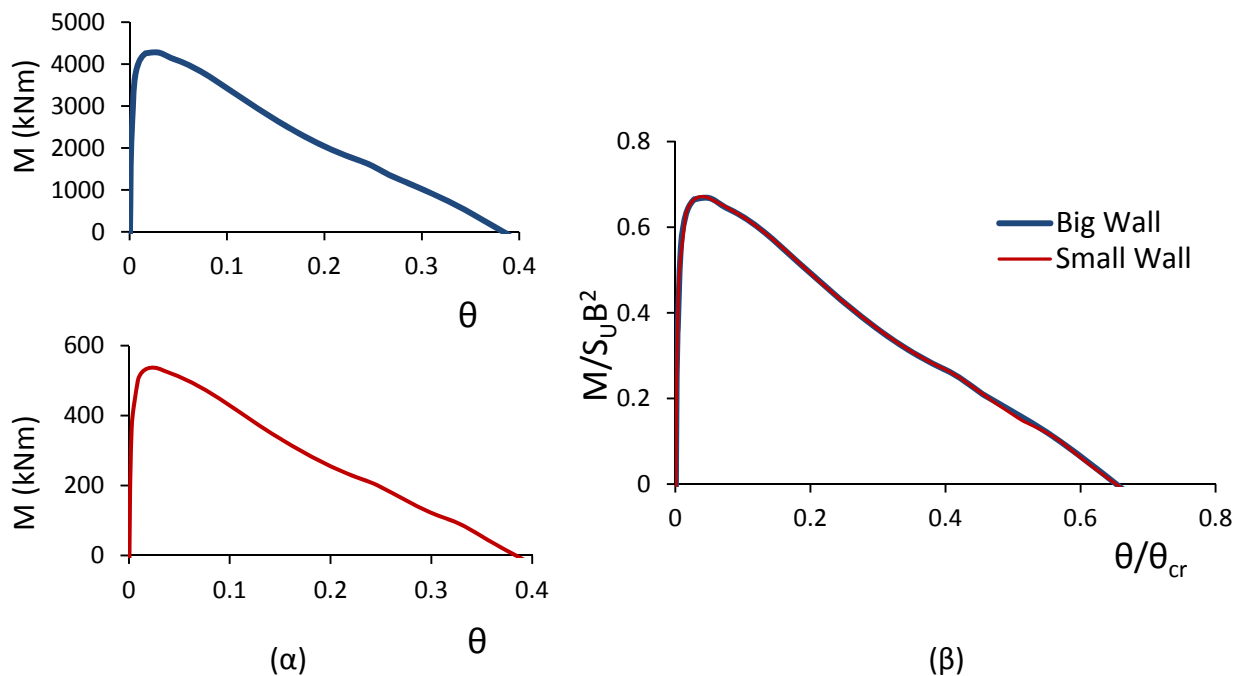
Σχήμα 4.2 Γεωμετρία των διαστατικά ισοδύναμων συστημάτων.



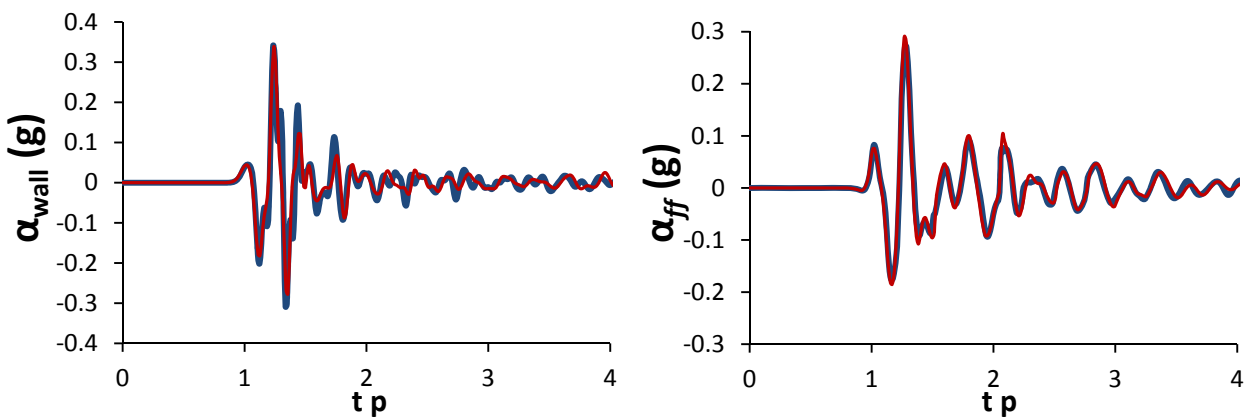
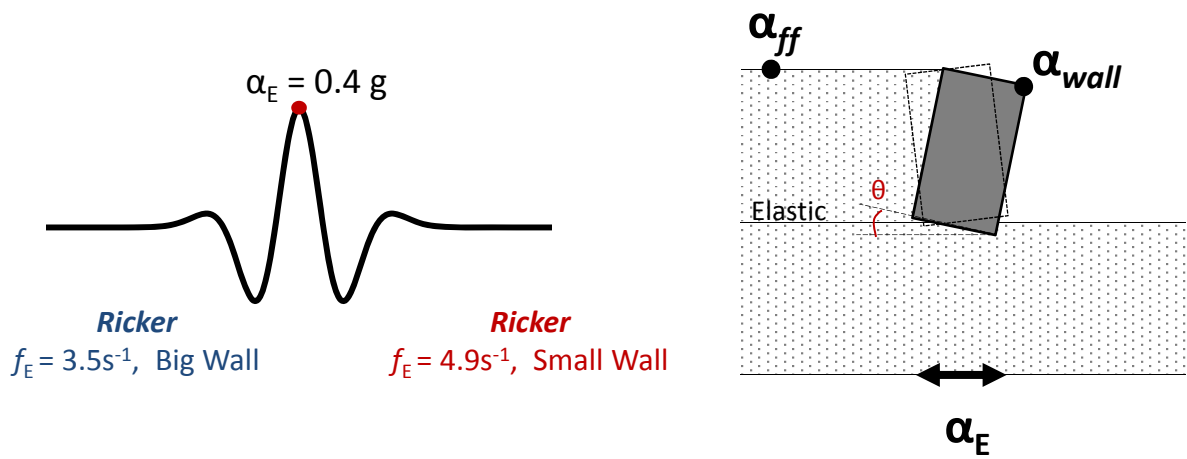
Σχήμα 4.3 Ιδιότητες των διαστατικά ισοδύναμων συστημάτων, με ελαστική θεώρηση στο έδαφος αντιστήριξης.



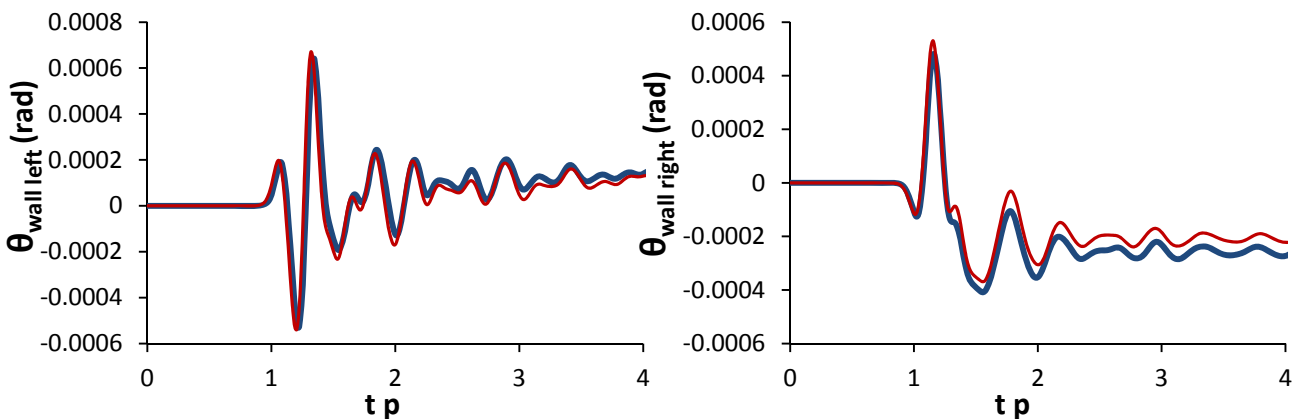
Σχήμα 4.4 Ιδιότητες τοίχου βαρύτητας επί ανελαστικού εδάφους.



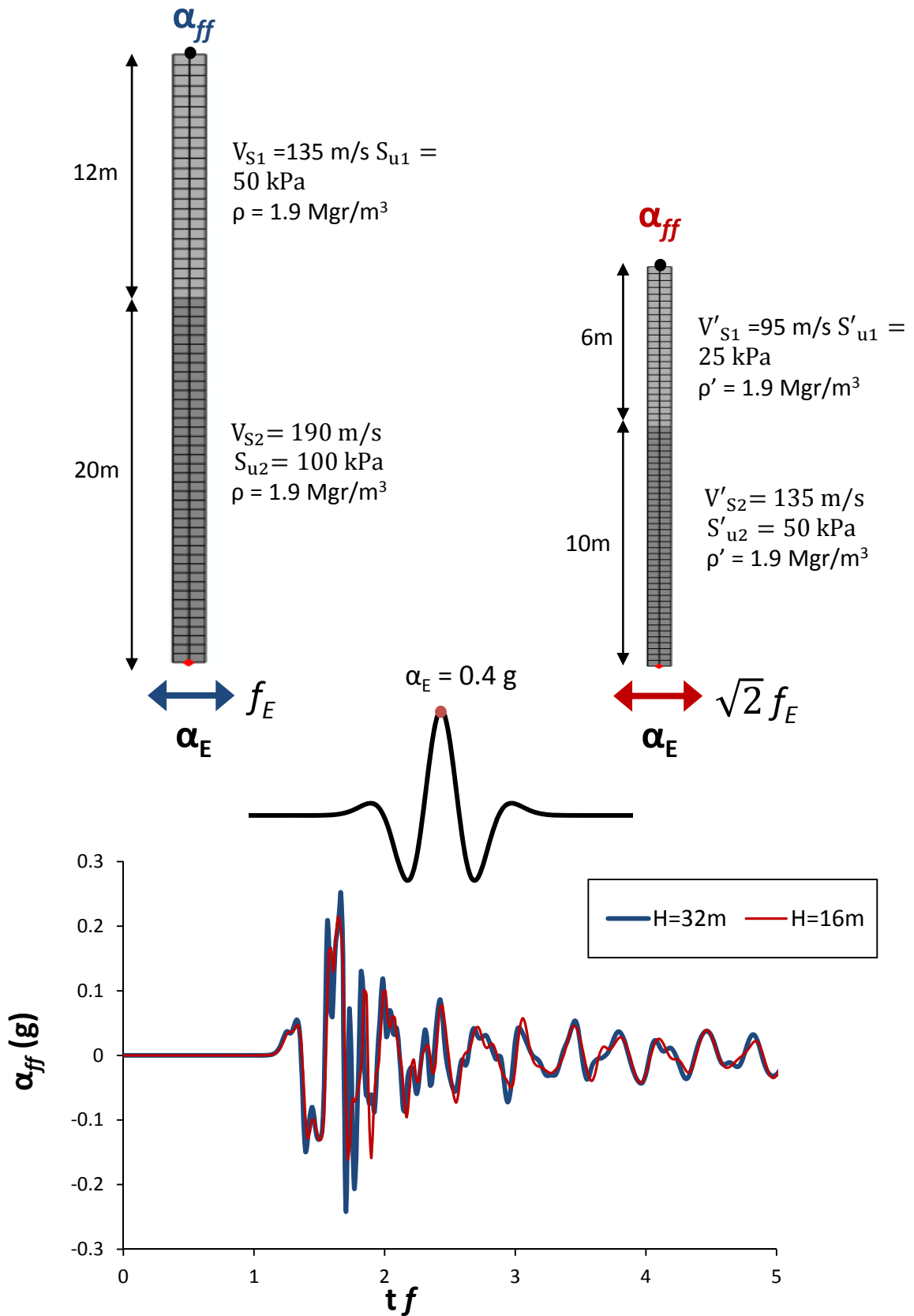
Σχήμα 4.5 Επαλήθευση διαστατικής ανάλυσης για μονοτονική ανάλυση οριζόντιας φόρτισης (α) απόκριση συστημάτων σε όρους ροπής-στροφής και (β) σύγκριση απόκρισης συστημάτων σε αδιάστατους όρους ροπής-στροφής .



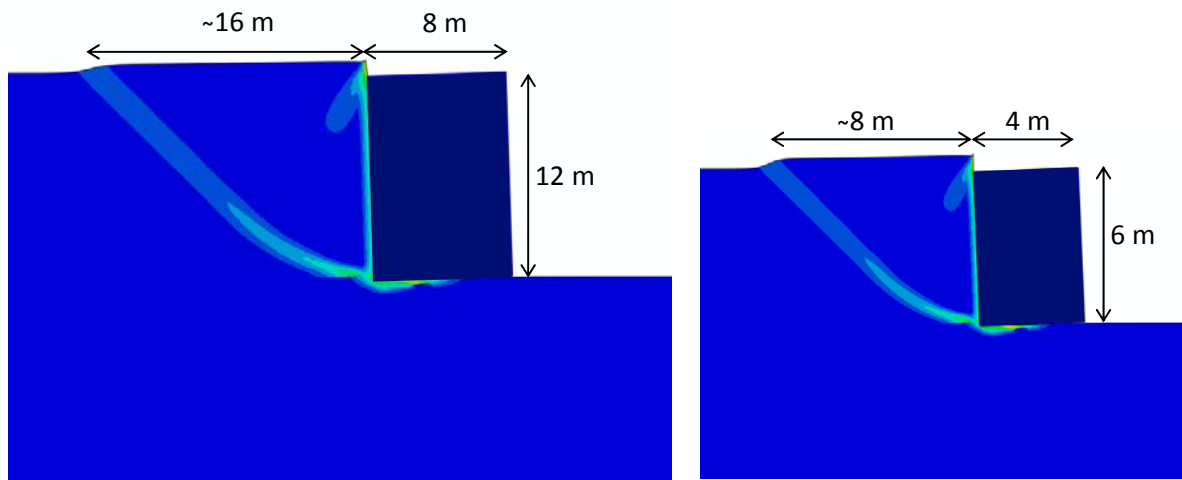
Σχήμα 4.6 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g.



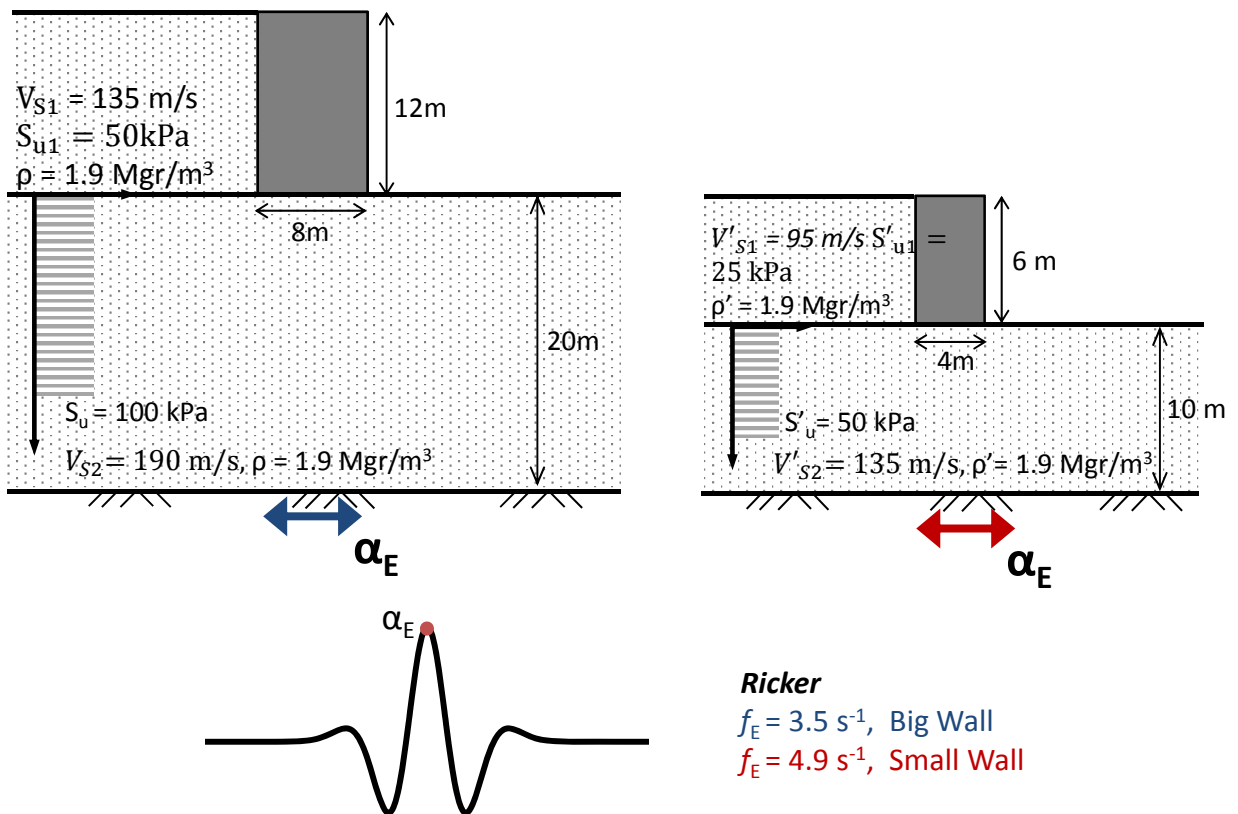
Σχήμα 4.7 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g στον δεξιό και αριστερά τοίχο.



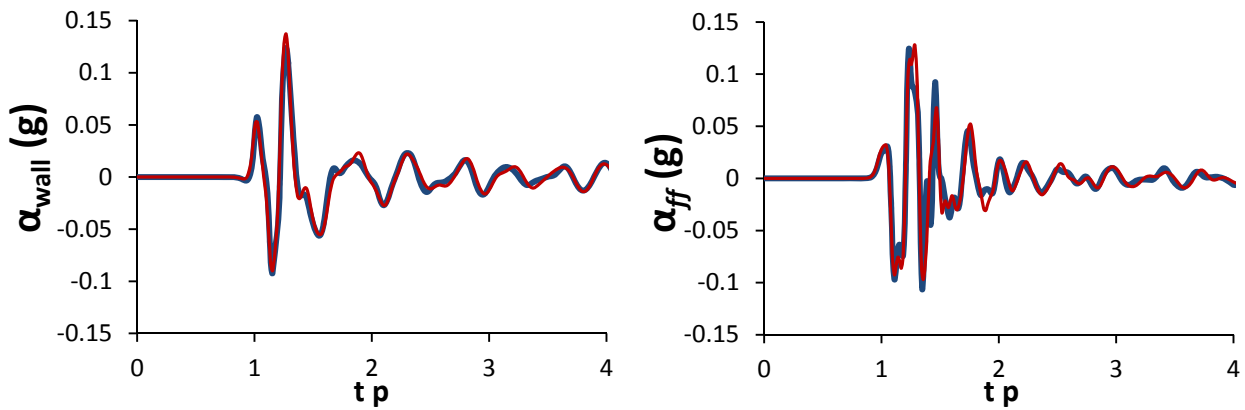
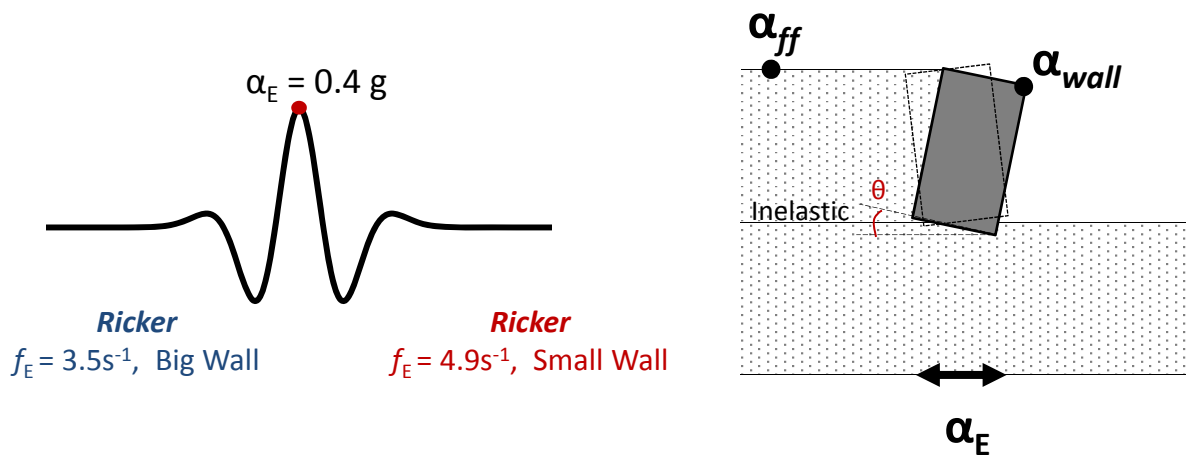
Σχήμα 4.8 Διαστατική ανάλυση στήλης εδάφους με ανελαστική θεωρία στην ανώτερη στρώση.



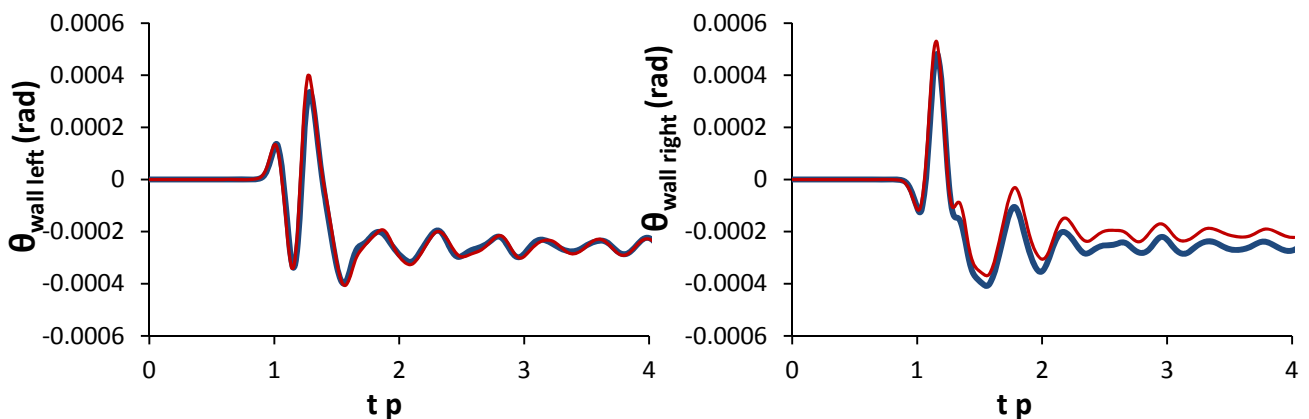
Σχήμα 4.9 Πρίσμα αστοχίας στα διαστατικά ισοδύναμα μοντέλα.



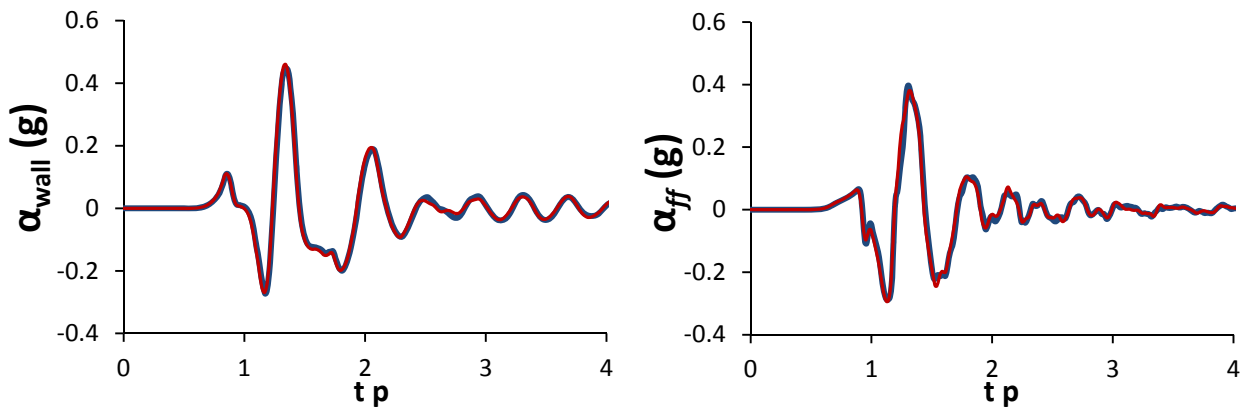
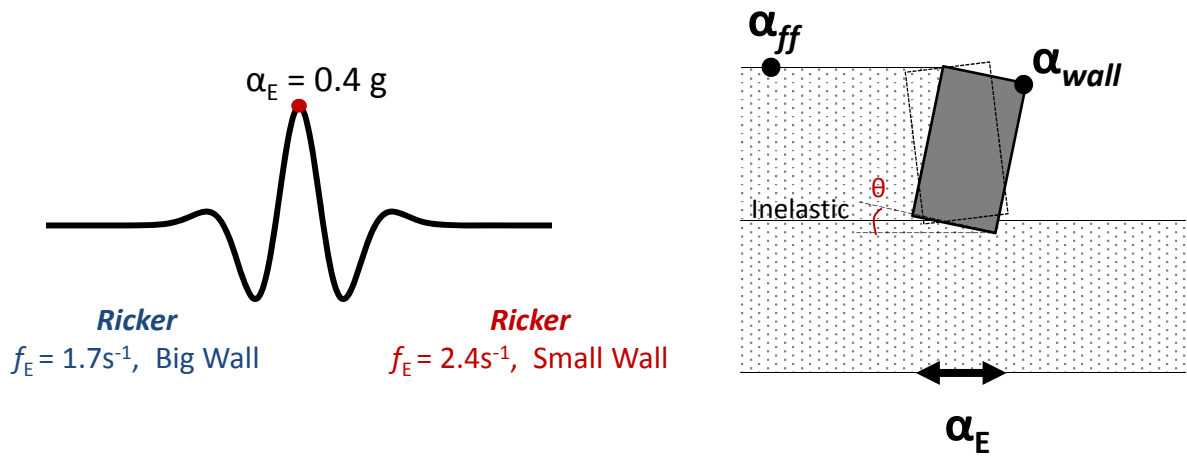
Σχήμα 4.10 Ιδιότητες των διαστατικά ισοδύναμων συστημάτων, με ανελαστική θεώρηση στο έδαφος αντιστήριξης.



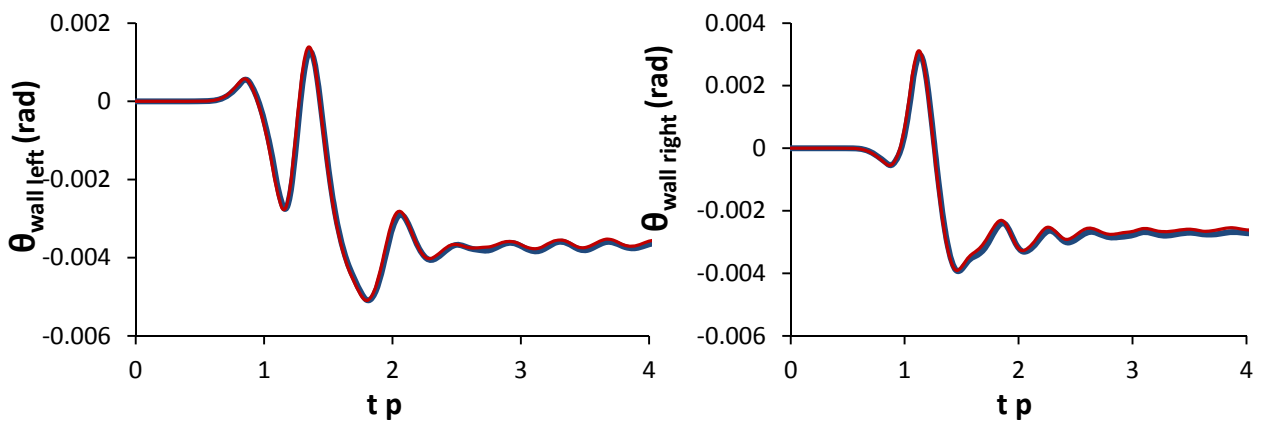
Σχήμα 4.11 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g.



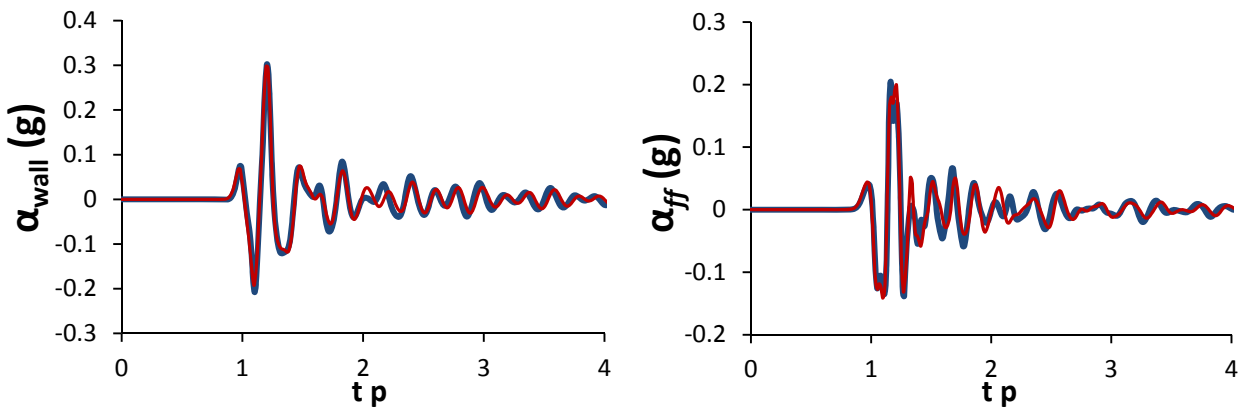
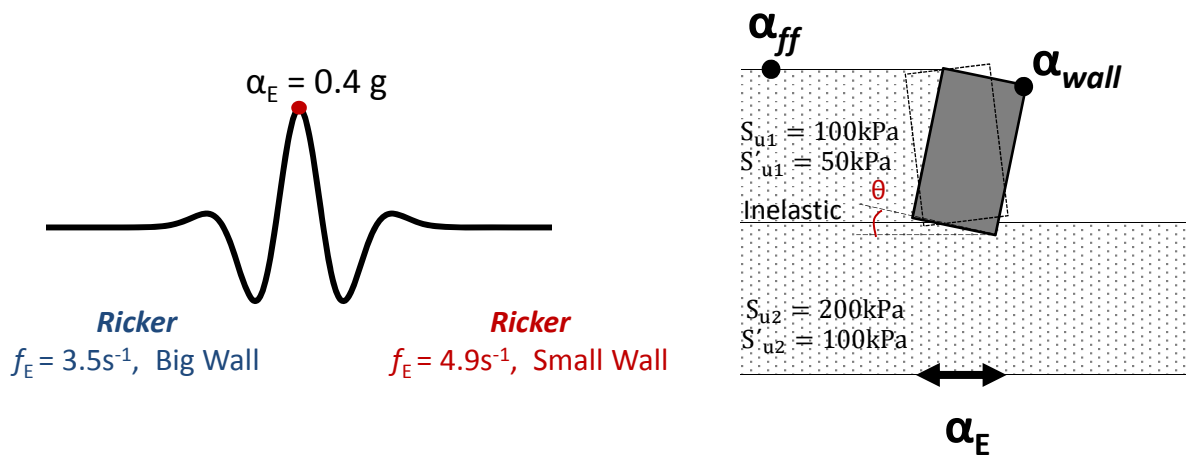
Σχήμα 4.12 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g στον δεξιό και αριστερά τοίχο.



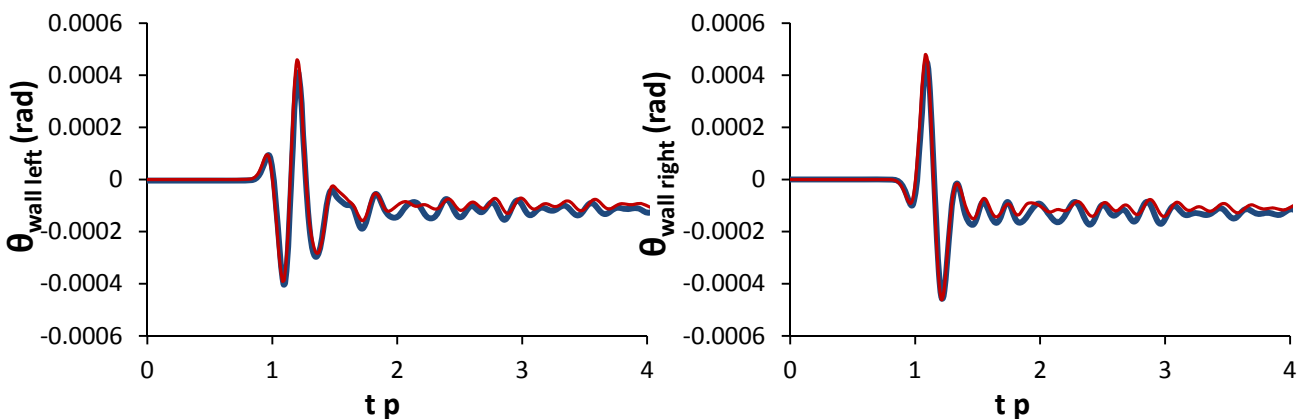
Σχήμα 4.13 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g.



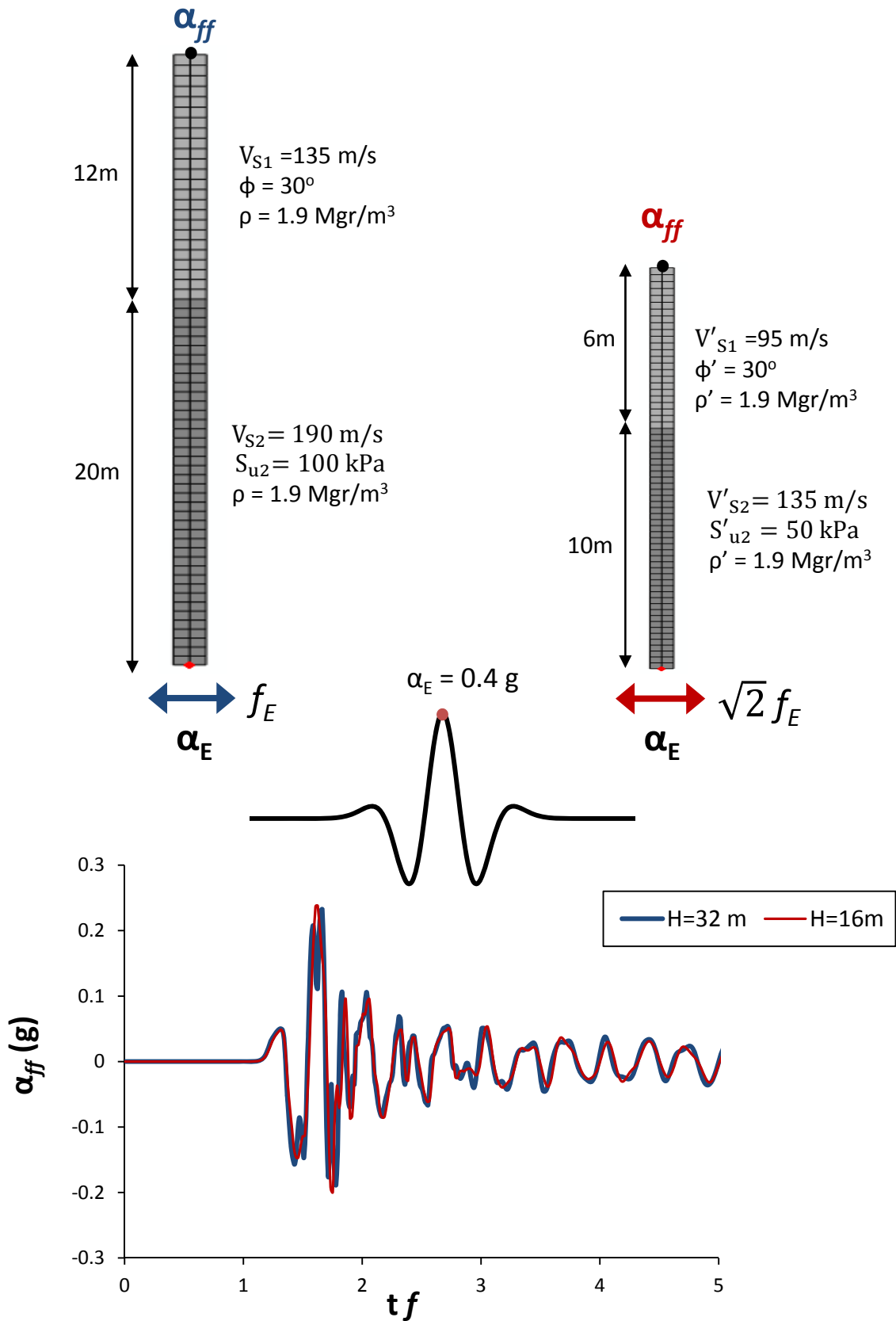
Σχήμα 4.14 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g στον αριστερά τοίχο.



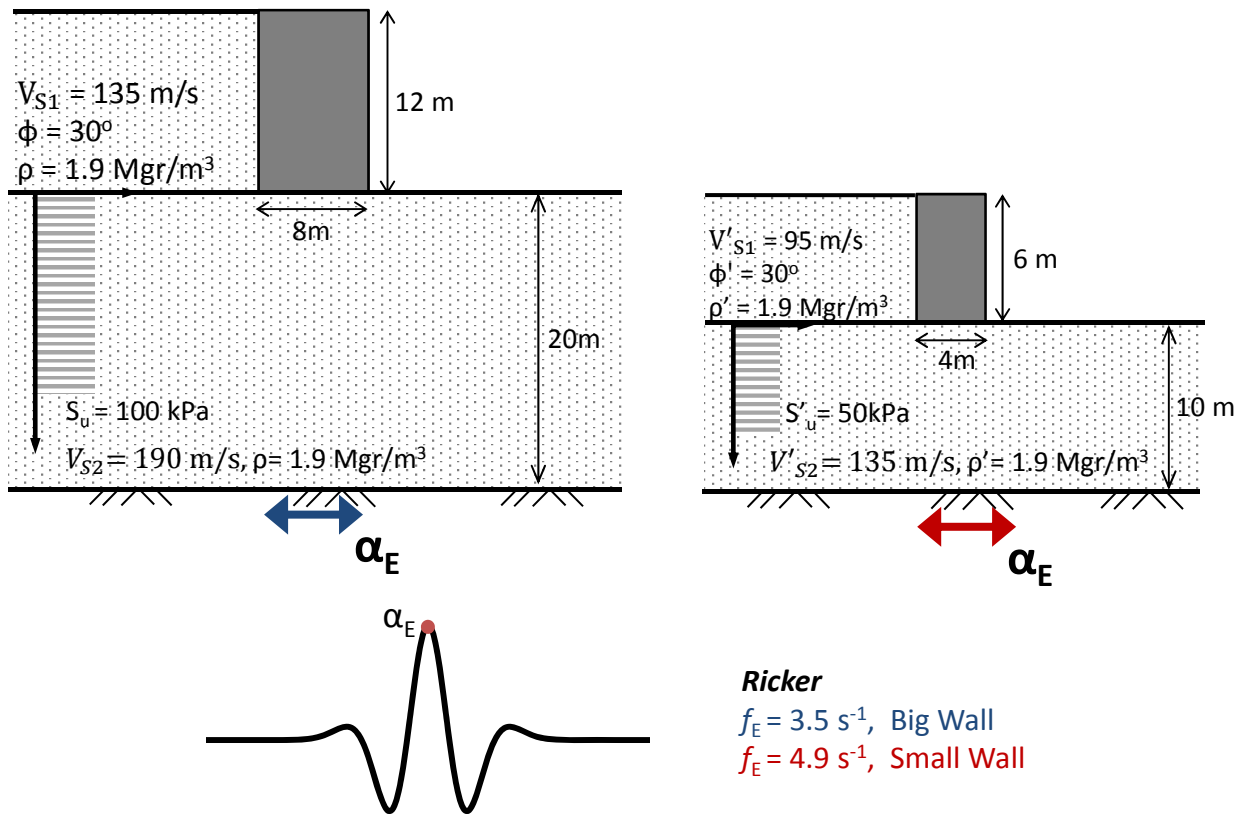
Σχήμα 4.15 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g.



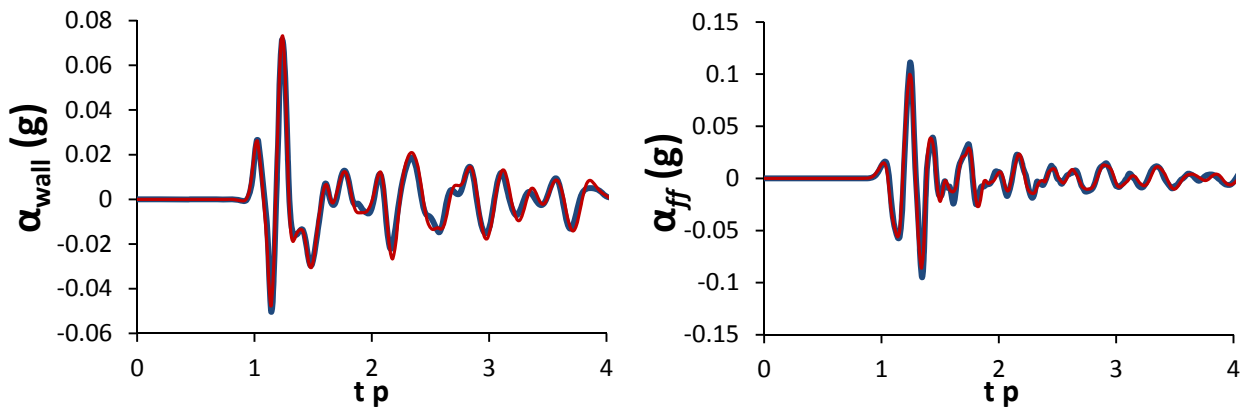
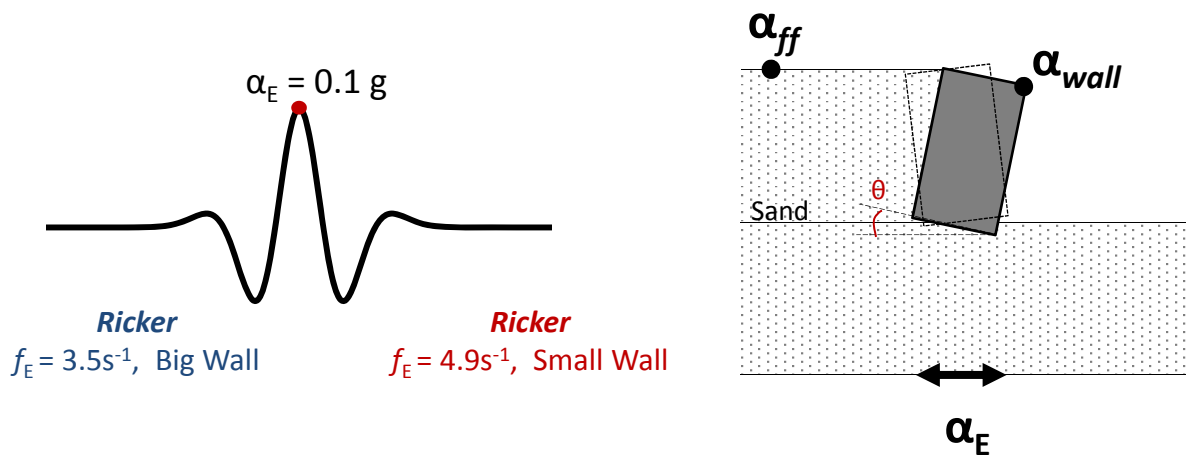
Σχήμα 4.16 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g στον δεξιό και αριστερό τοίχο.



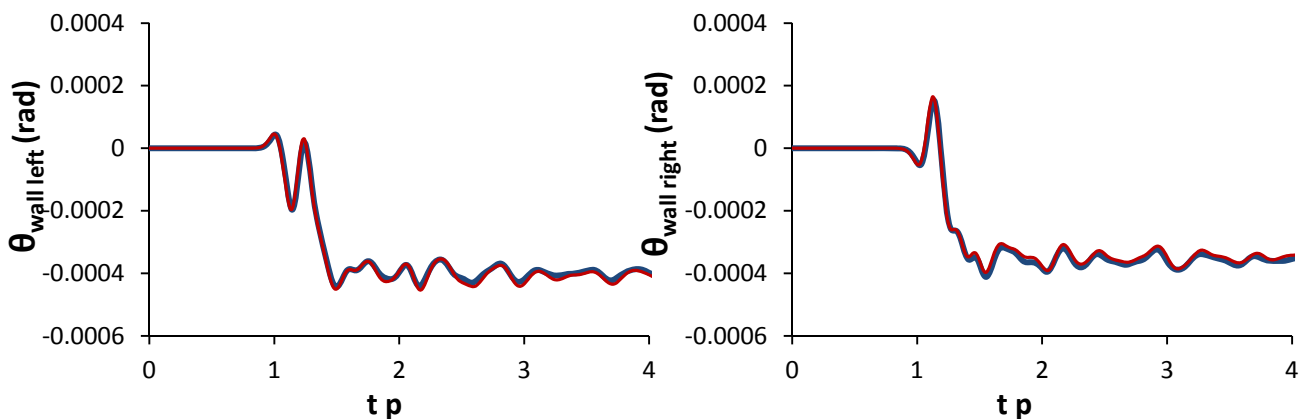
Σχήμα 4.17 Διαστατική ανάλυση στήλης εδάφους με αμμώδη σχηματισμό στη στρωση αντιστήριξης.



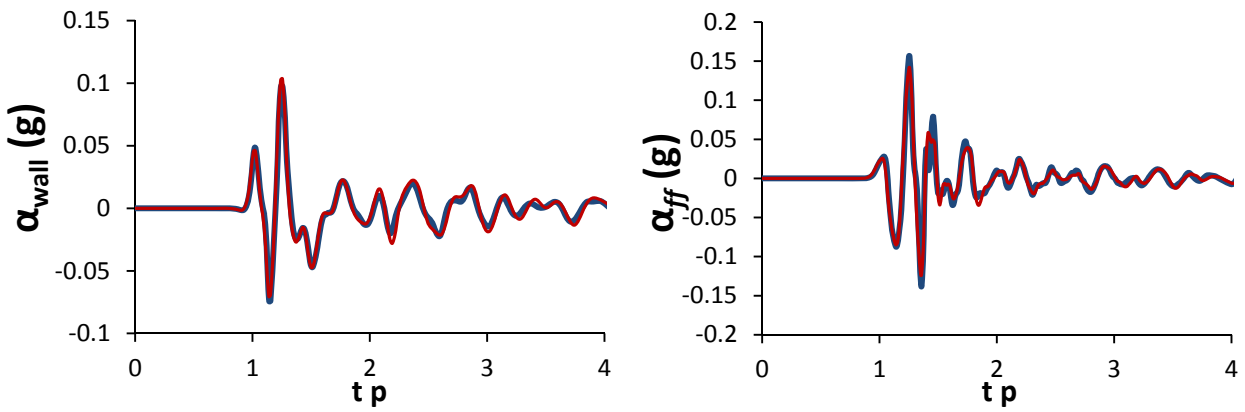
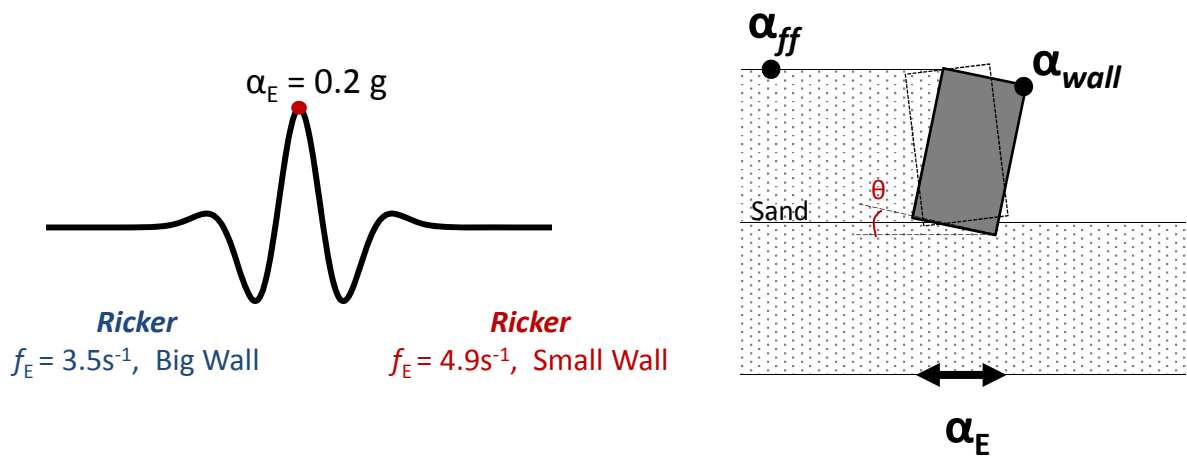
Σχήμα 4.18 Ιδιότητες των διαστατικά ισοδύναμων συστημάτων, με αμώδη σχηματισμό στο έδαφος αντιστήριξης.



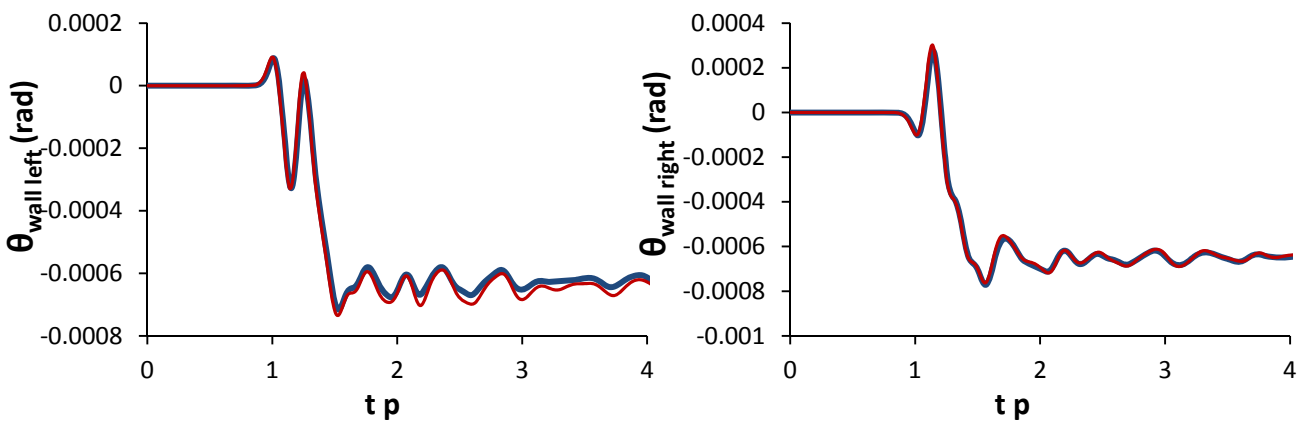
Σχήμα 4.19 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.1 g.



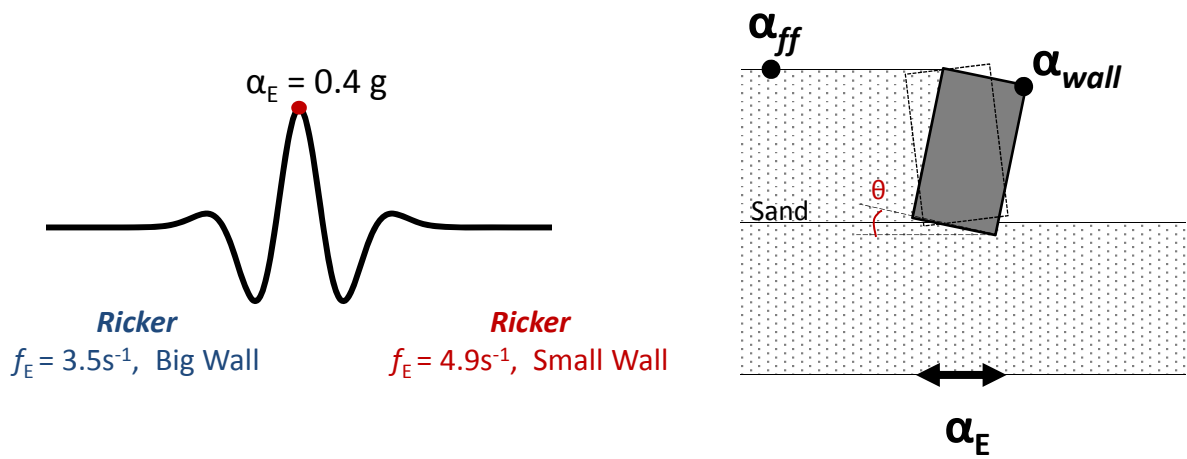
Σχήμα 4.20 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.1 g στον δεξιό και αριστερά τοίχο.



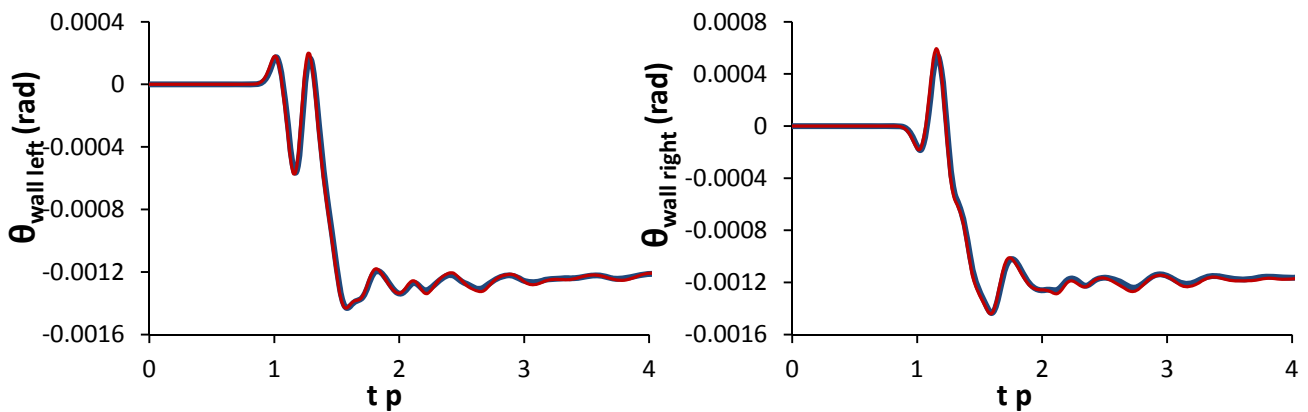
Σχήμα 4.21 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.2 g.



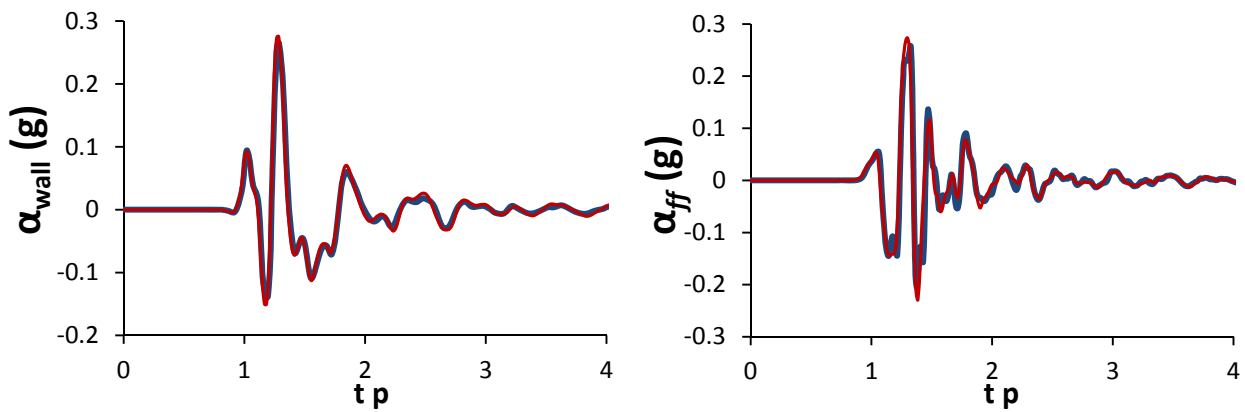
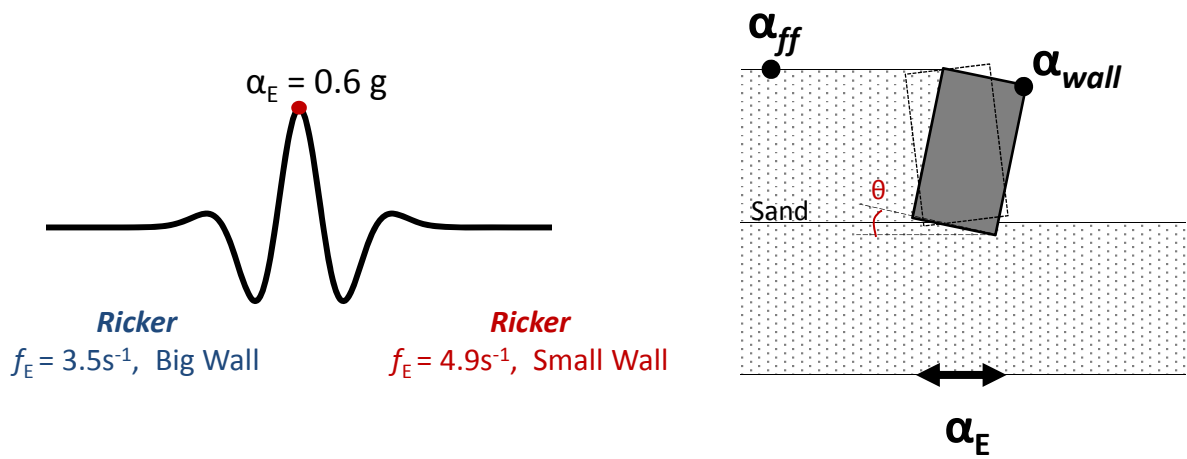
Σχήμα 4.22 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.2 g στον δεξιό και αριστερά τοίχο.



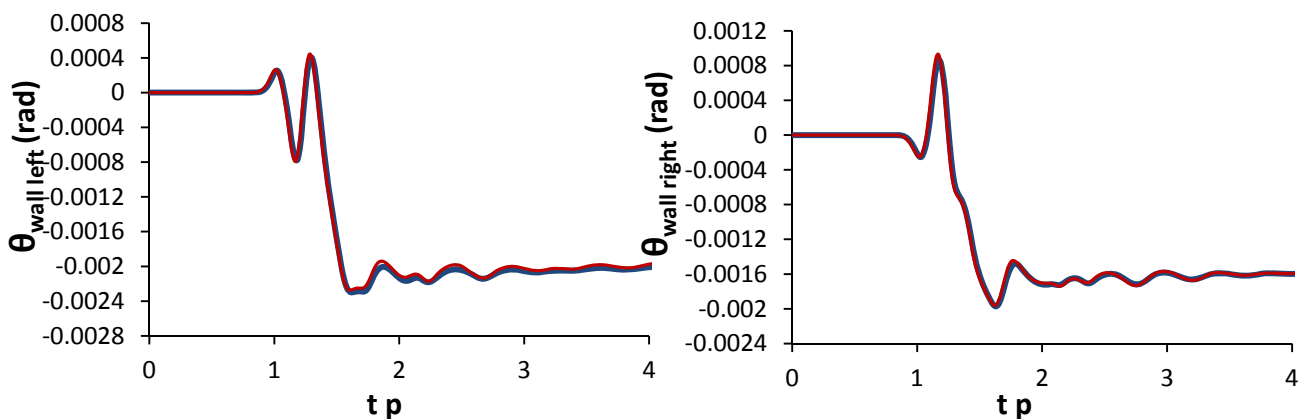
Σχήμα 4.23 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g.



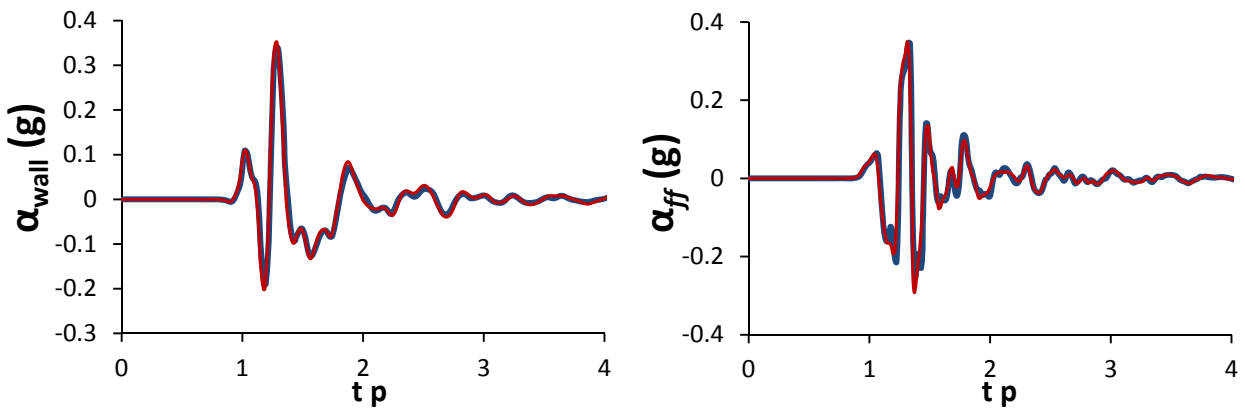
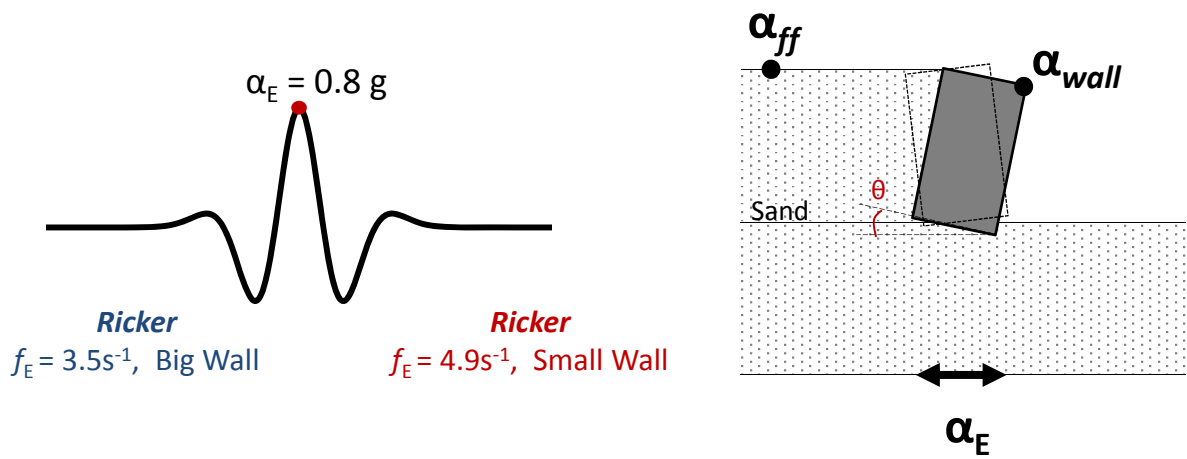
Σχήμα 4.24 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.4 g στον δεξιό και αριστερά τοίχο.



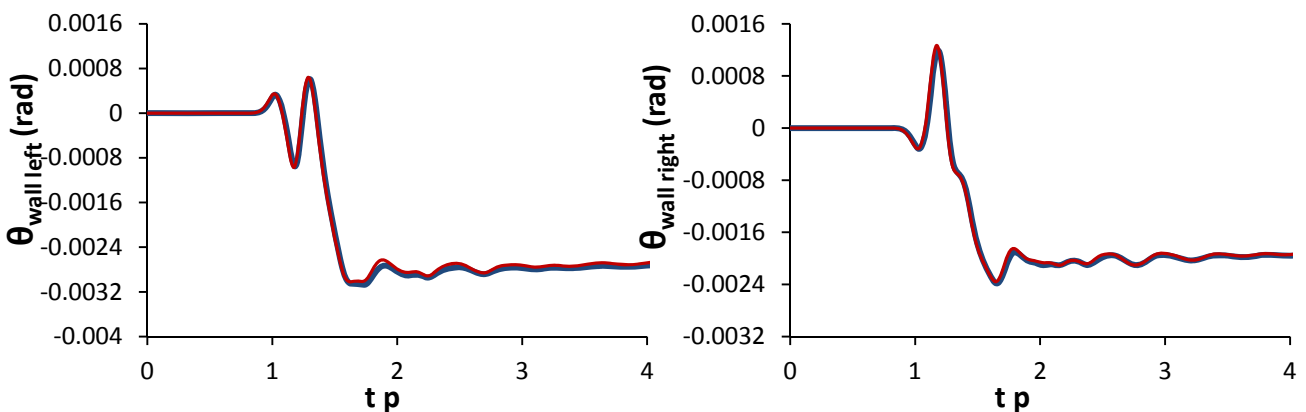
Σχήμα 4.25 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.6 g.



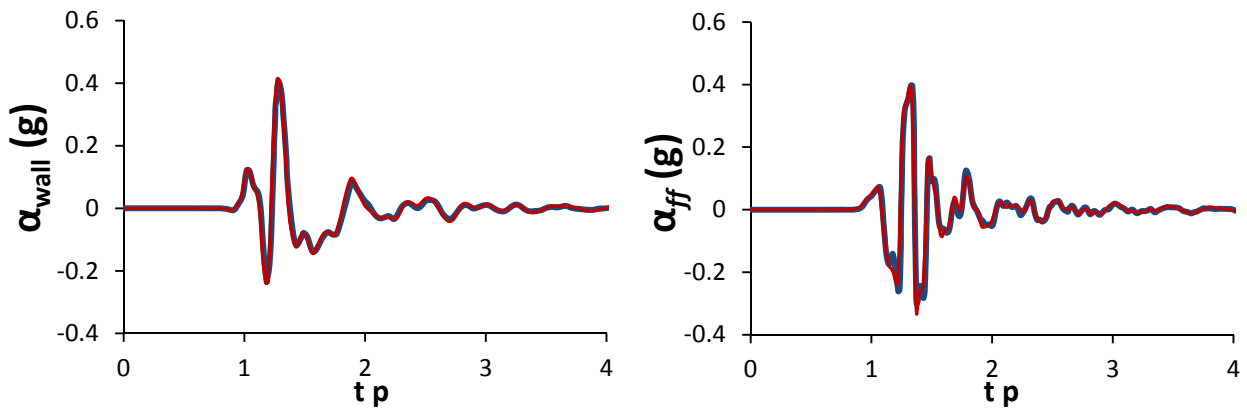
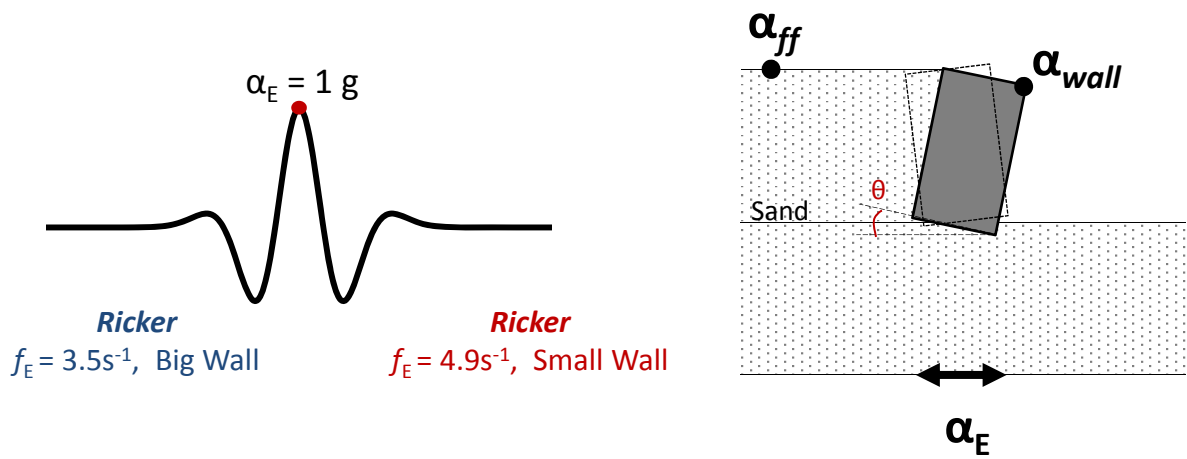
Σχήμα 4.26 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.6 g στον δεξιό και αριστερό τοίχο.



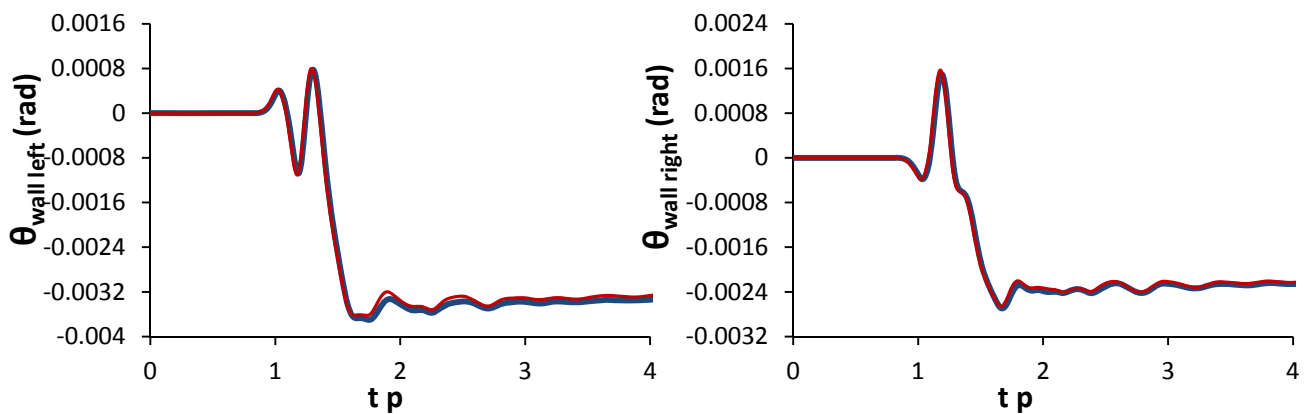
Σχήμα 4.27 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.8 g.



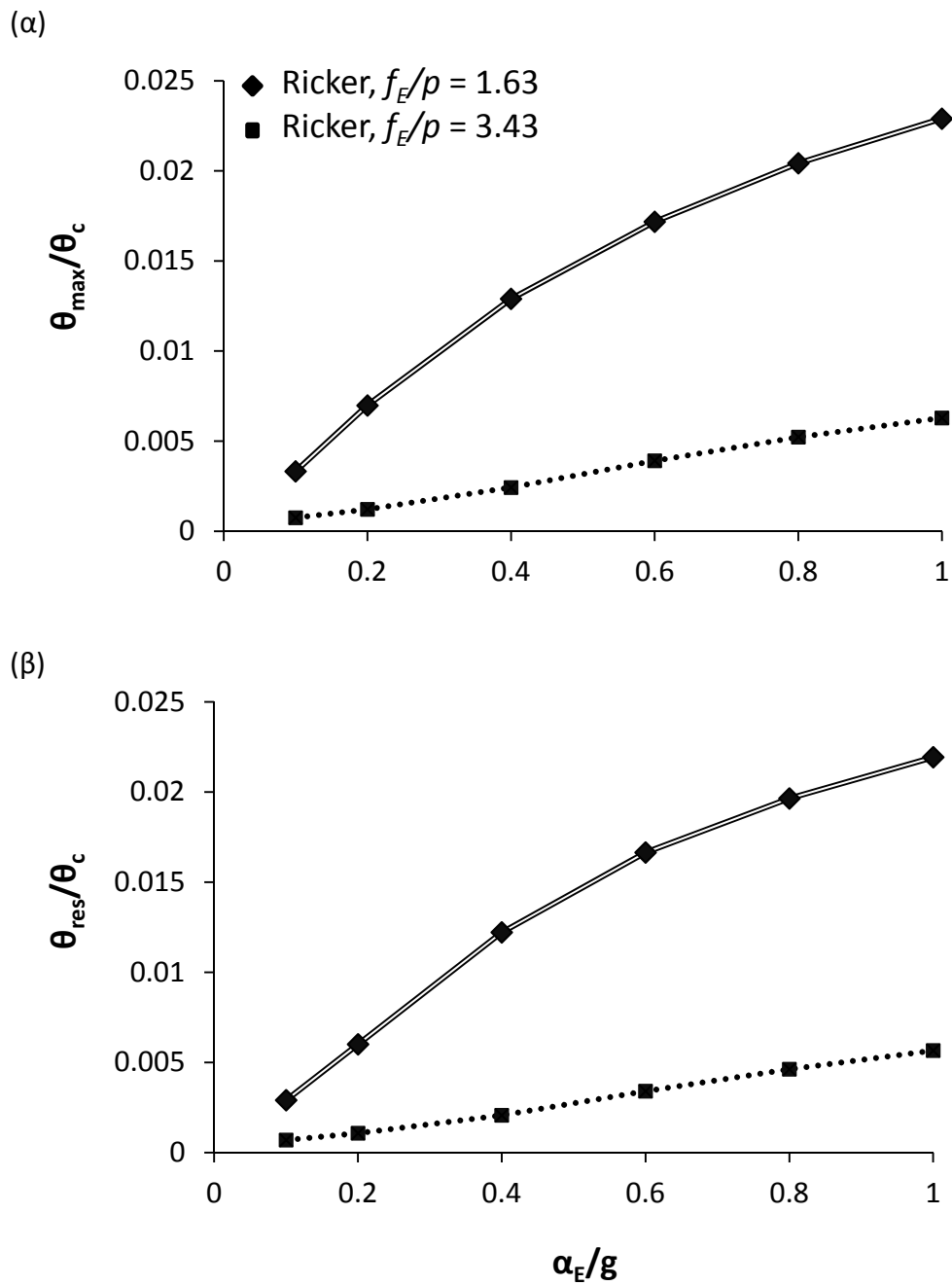
Σχήμα 4.28 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 0.8 g στον δεξιό και αριστερά τοίχο.



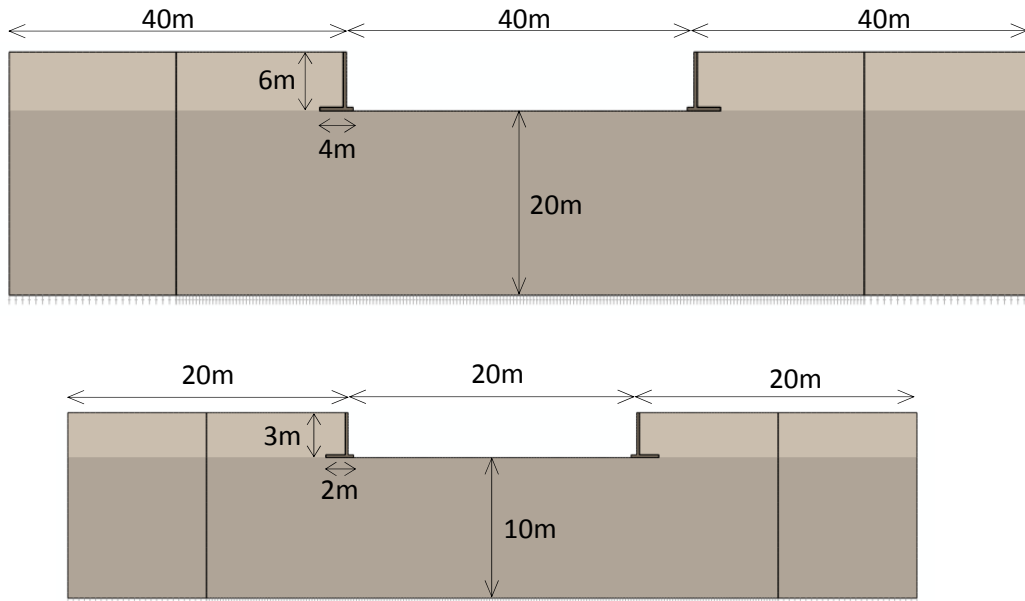
Σχήμα 4.29 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 1 g.



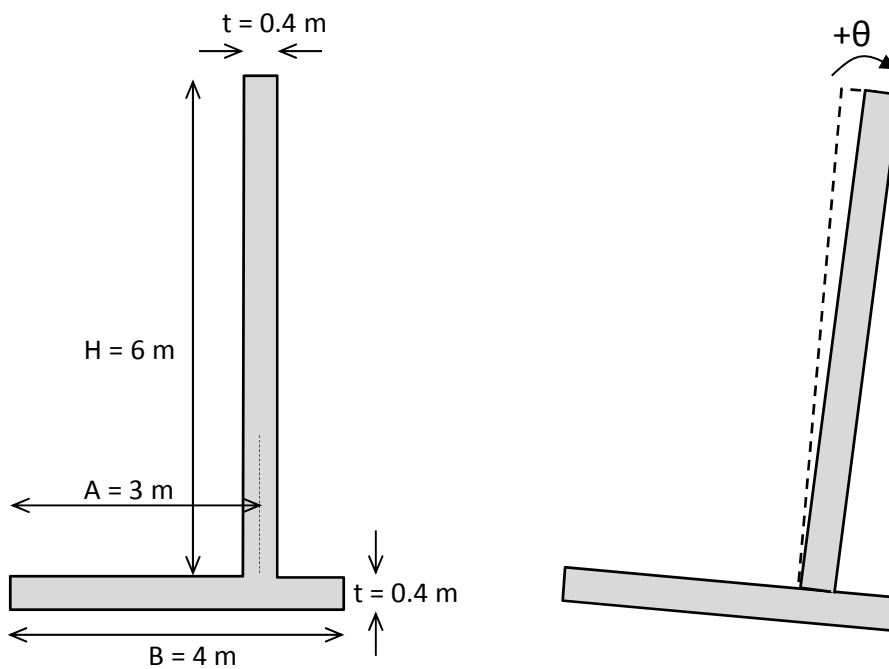
Σχήμα 4.30 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για παλμό Ricker 1 g στον δεξιό και αριστερά τοίχο.



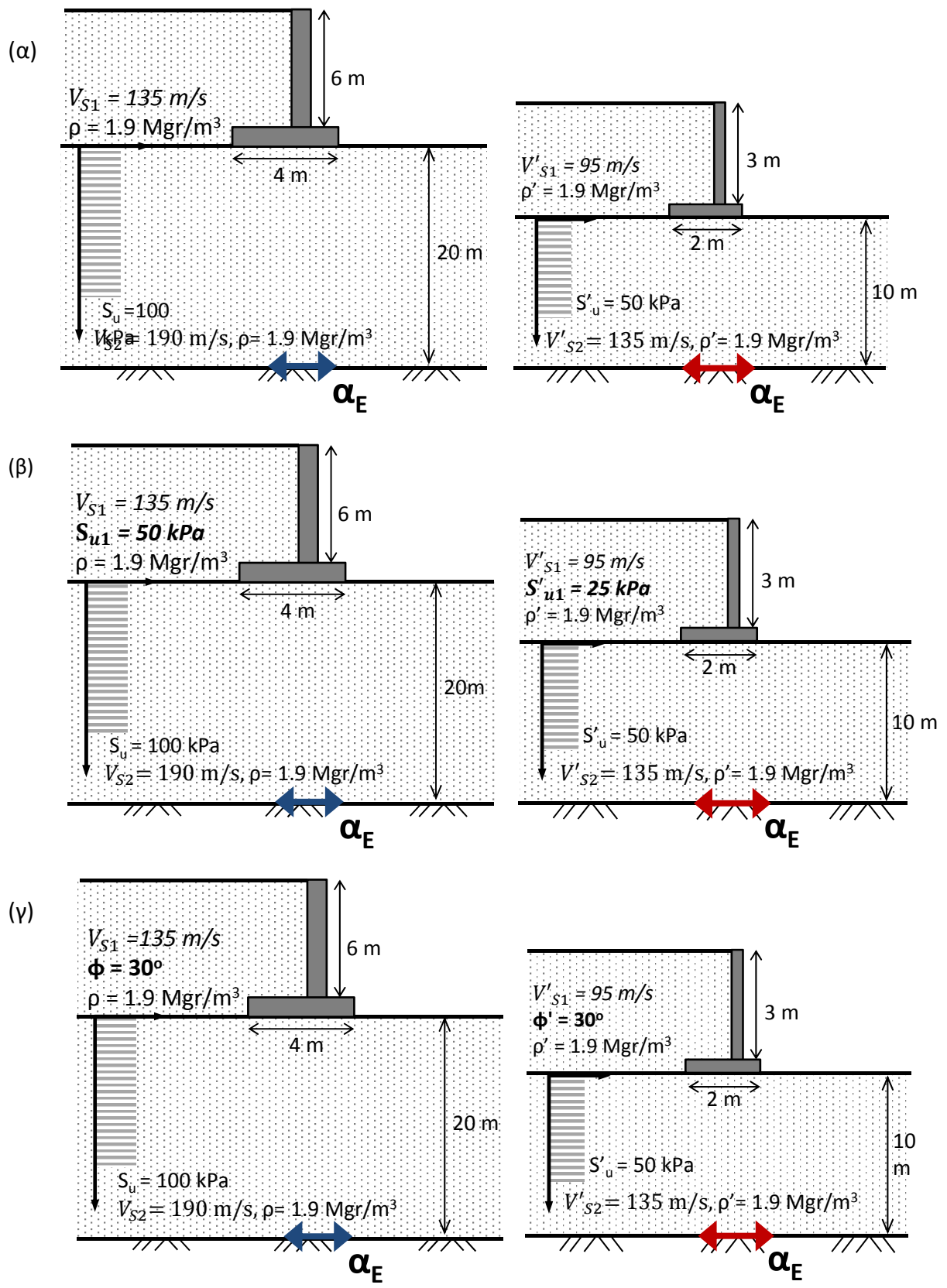
Σχήμα 4.31 Διαγράμματα μέγιστης επιτάχυνσης με (α) μεγιστη στροφή και (β) παραμένουσα στροφή για δυο λόγους f_E/ρ .



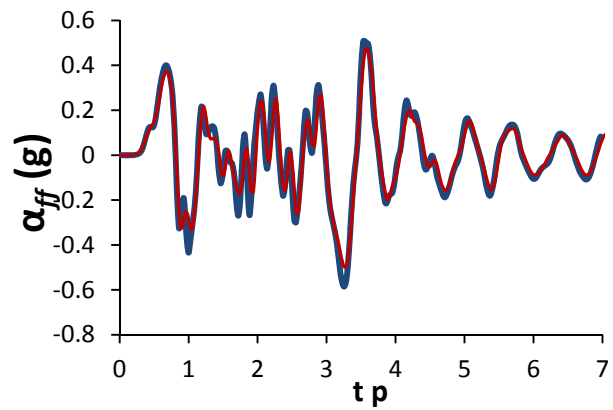
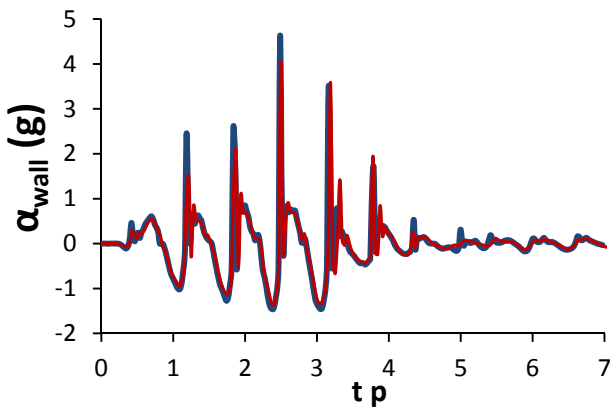
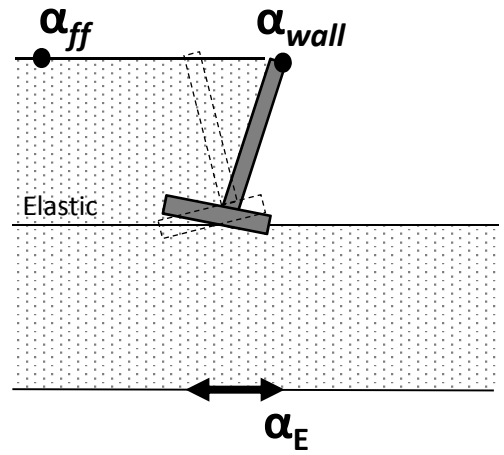
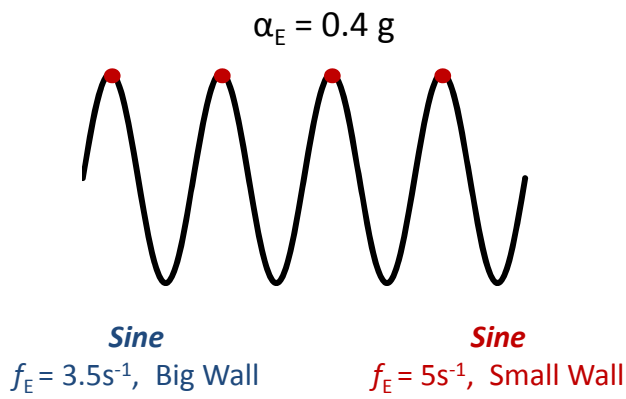
Σχήμα 4.32 Γεωμετρία των διαστατικά ισοδύναμων συστημάτων.



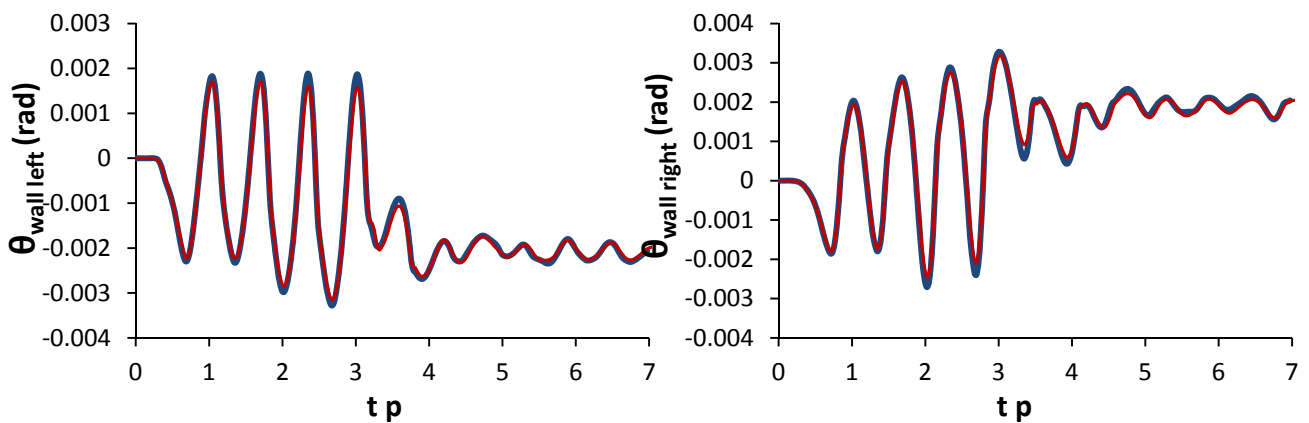
Σχήμα 4.33 Γεωμετρικά χαρακτηριστικά του αριστερά τοίχου.



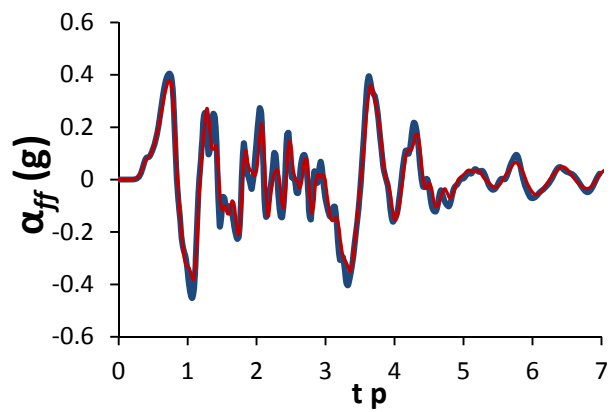
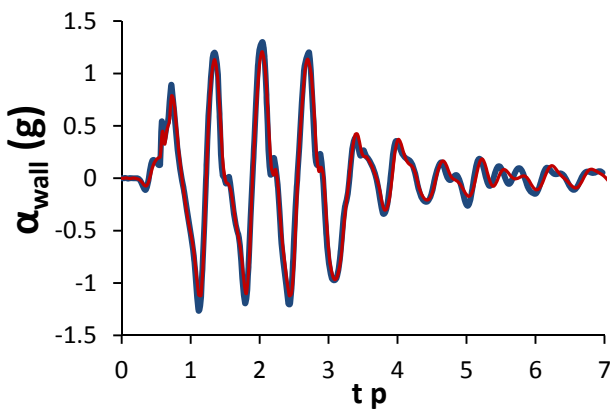
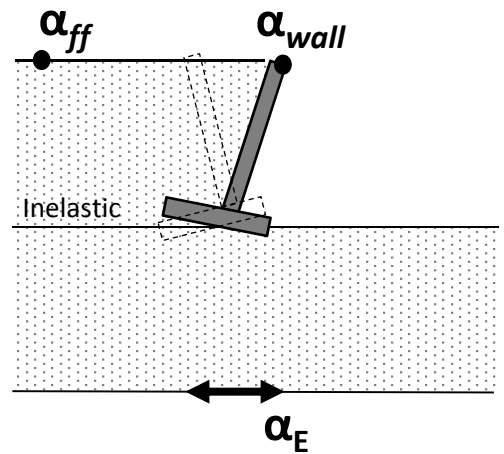
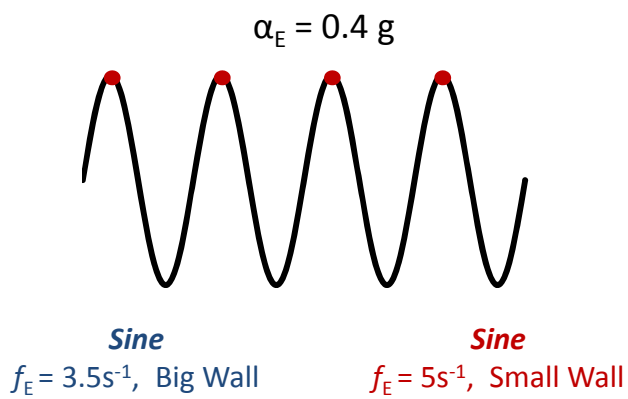
Σχήμα 4.34 Διαστατικά ισοδύναμα συστήματα.



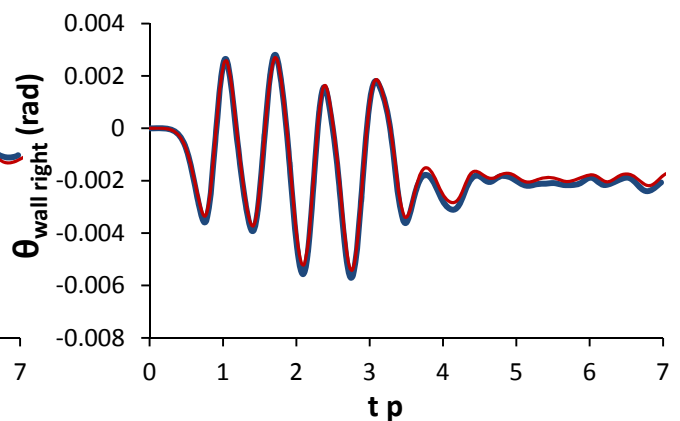
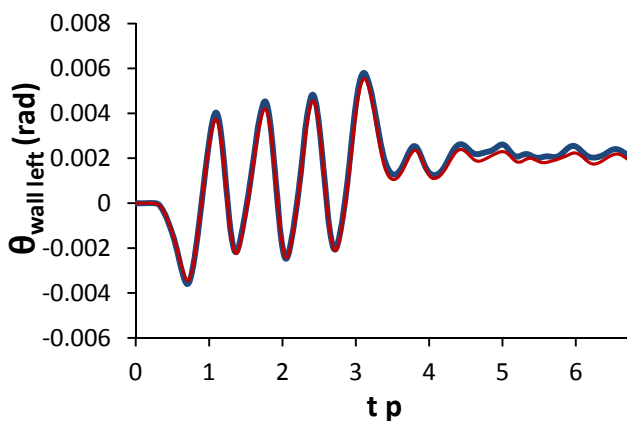
Σχήμα 4.35 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για διέγερση Ημιτόνου 0.4 g.



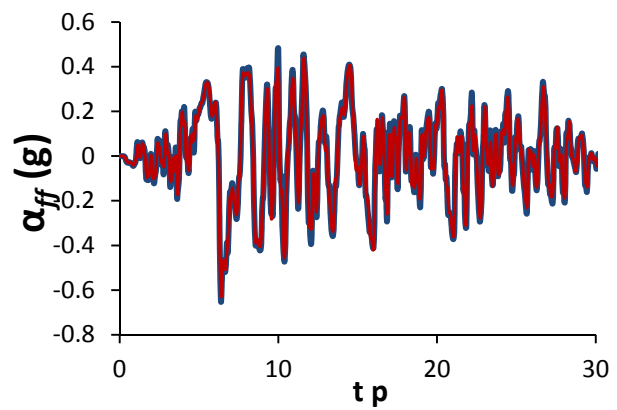
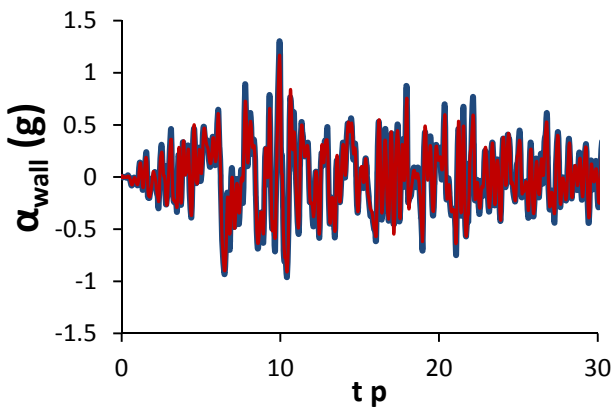
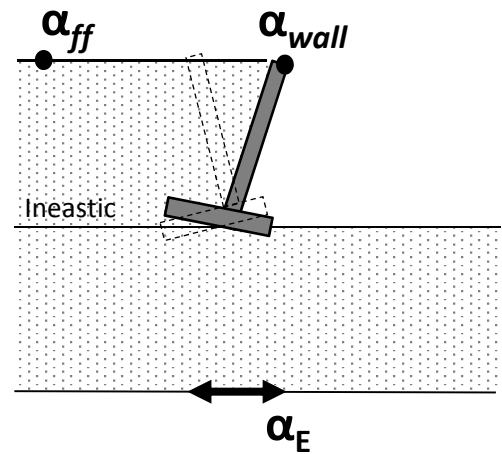
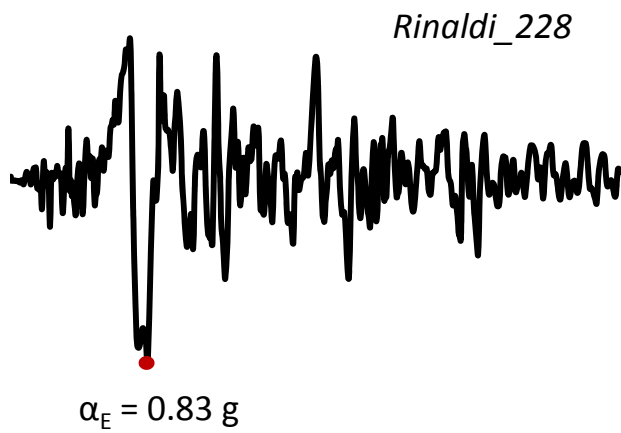
Σχήμα 4.36 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για διέγερση τεσσάρων κύκλων Ημιτόνου 0.4 g.



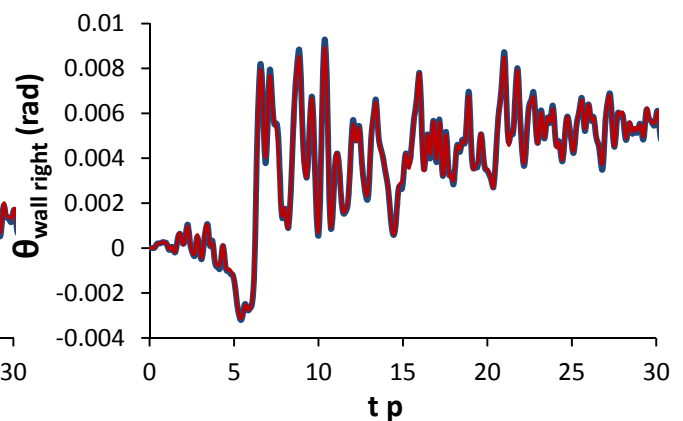
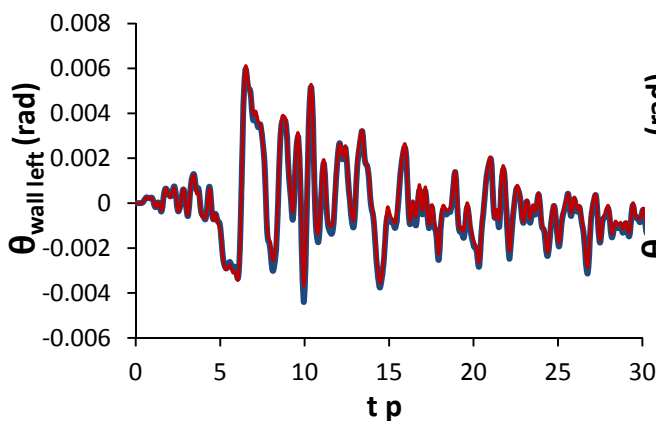
Σχήμα 4.37 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για διέγερση Ημιτόνου 0.4 g.



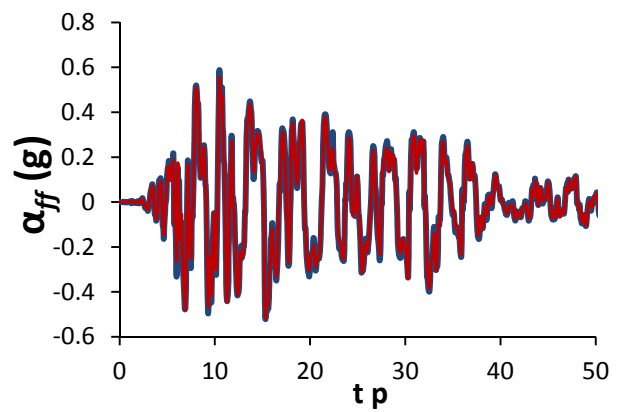
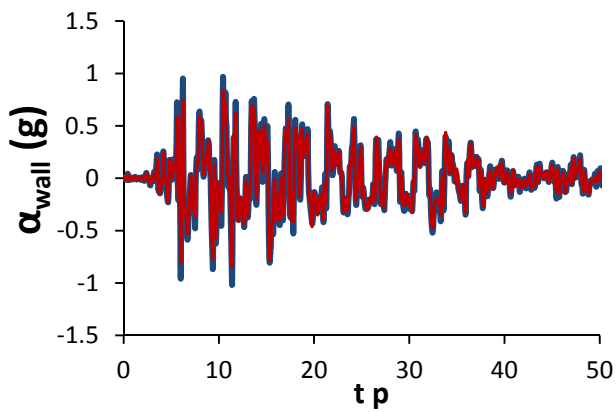
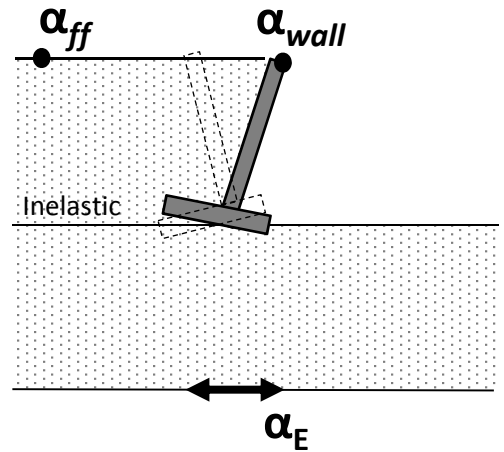
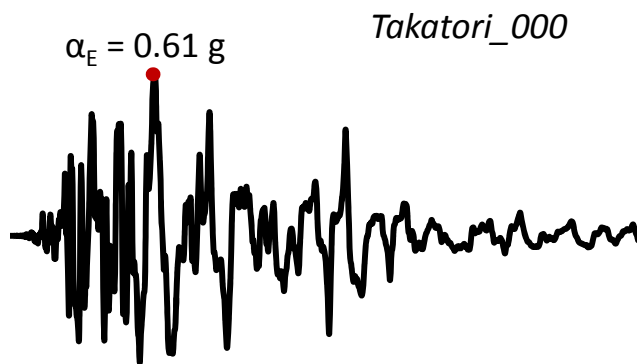
Σχήμα 4.38 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για διέγερση τεσσάρων κύκλων Ημιτόνου 0.4 g.



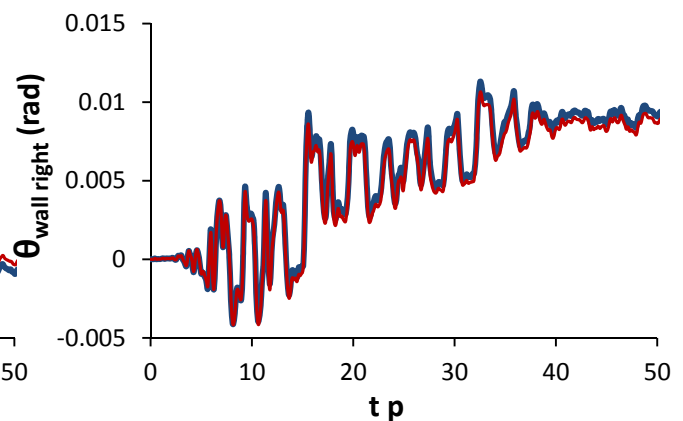
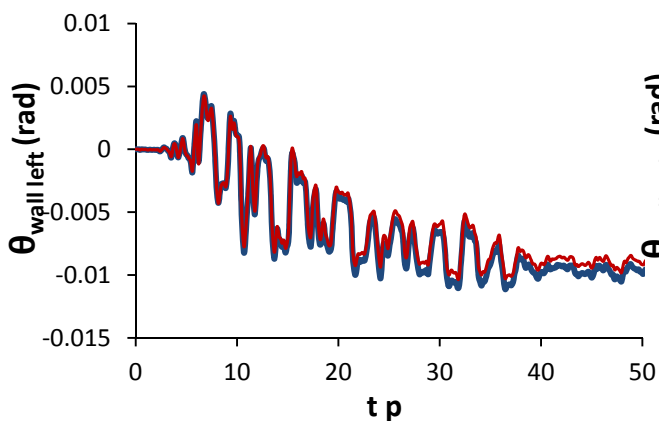
Σχήμα 4.39 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Rinaldi, 0.83 g.



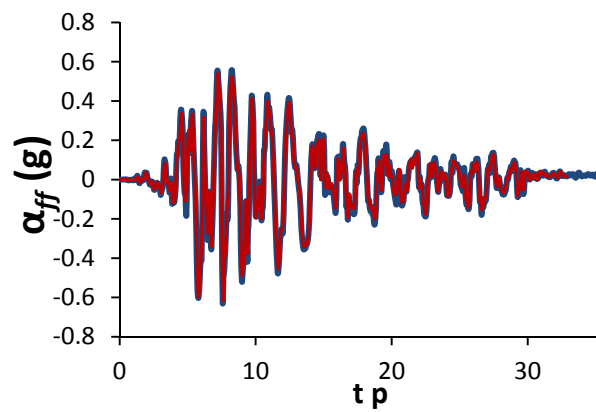
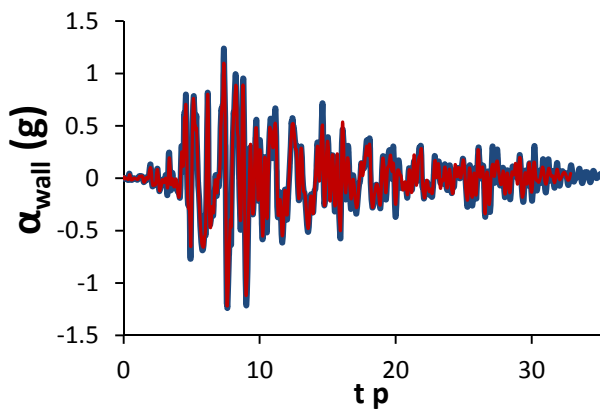
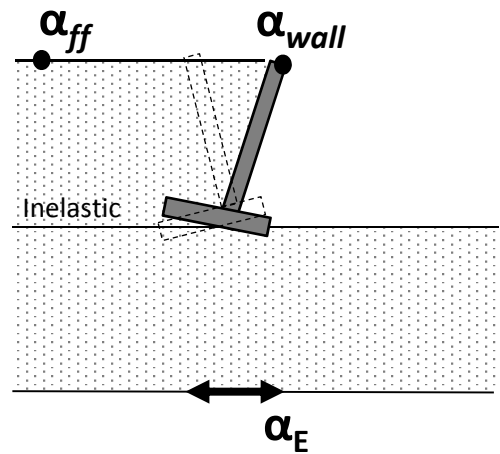
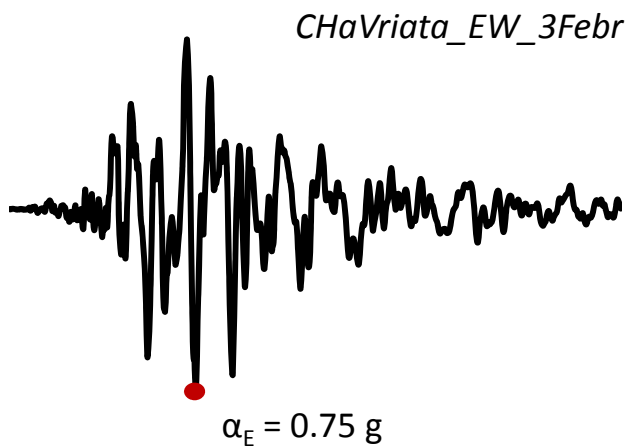
Σχήμα 4.40 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Rinaldi, 0.83 g.



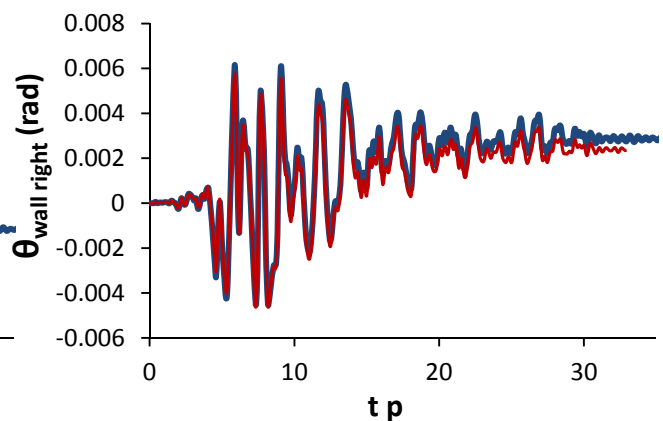
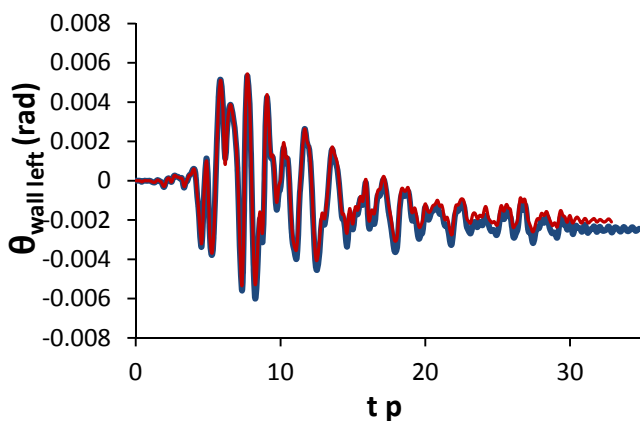
Σχήμα 4.41 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Takatori, 0.61 g.



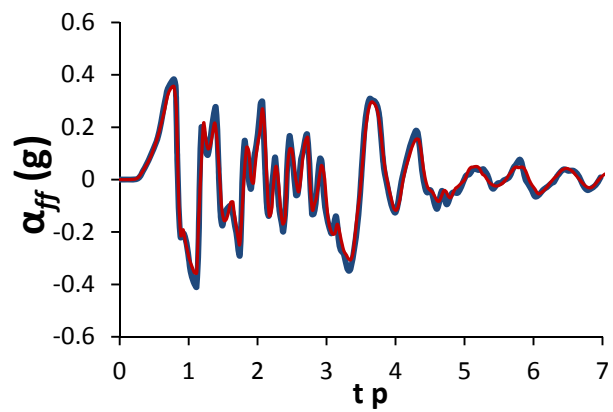
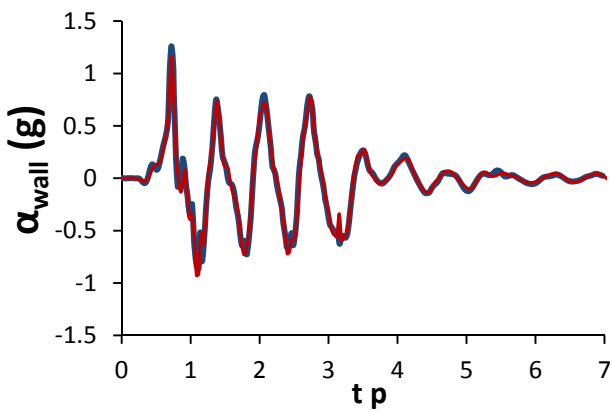
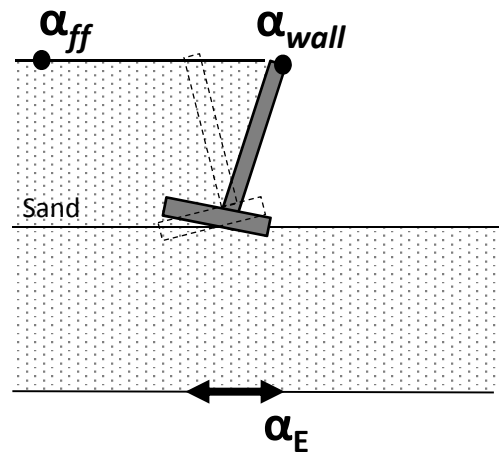
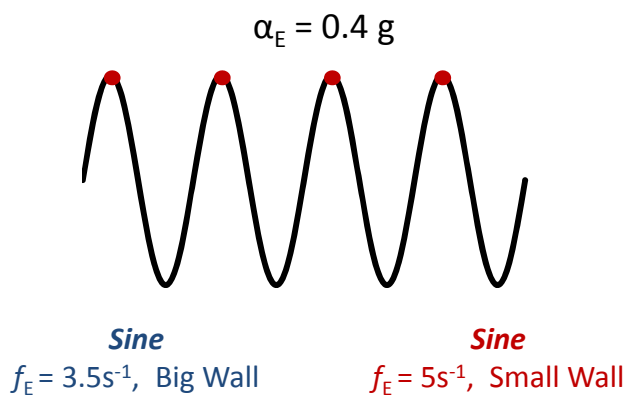
Σχήμα 4.42 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Takatori, 0.61 g.



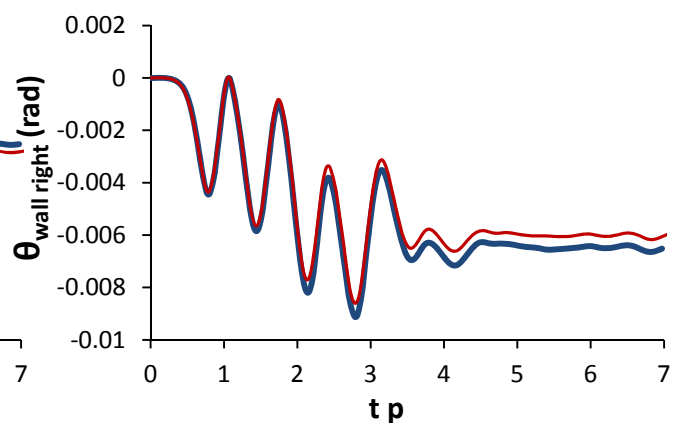
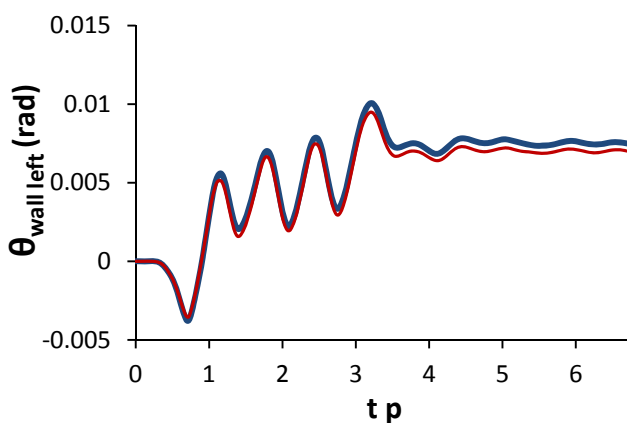
Σχήμα 4.43 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Chavriata, 0.75 g.



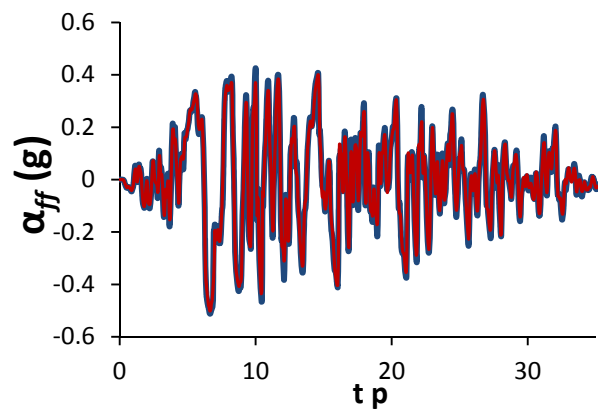
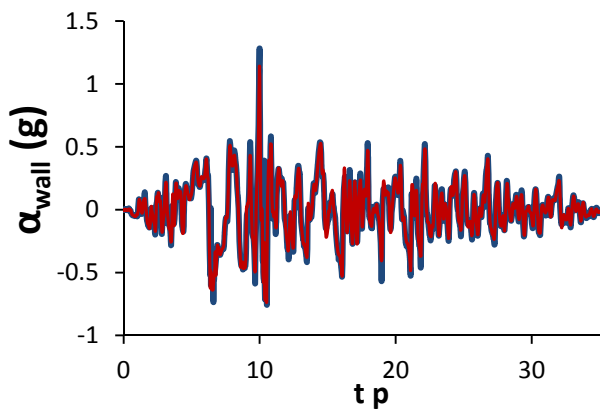
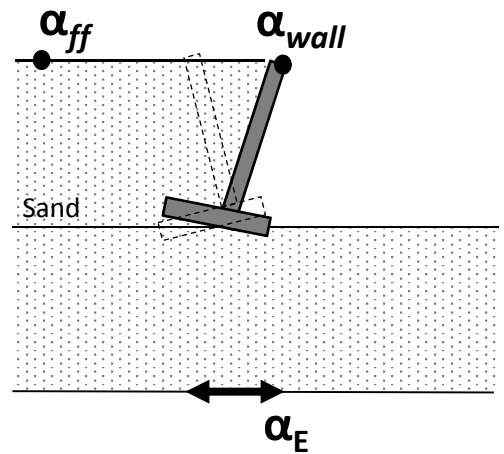
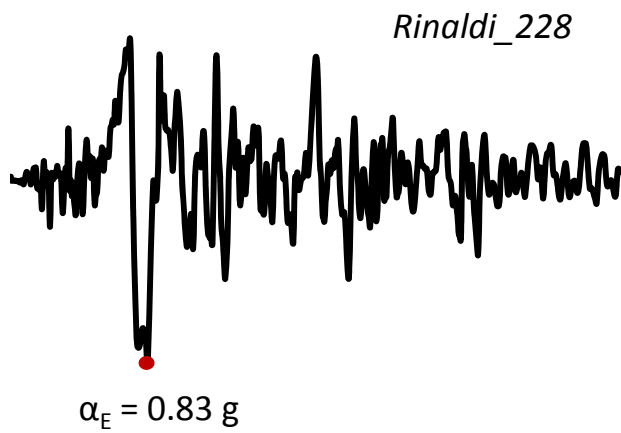
Σχήμα 4.44 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Chavriata, 0.75 g.



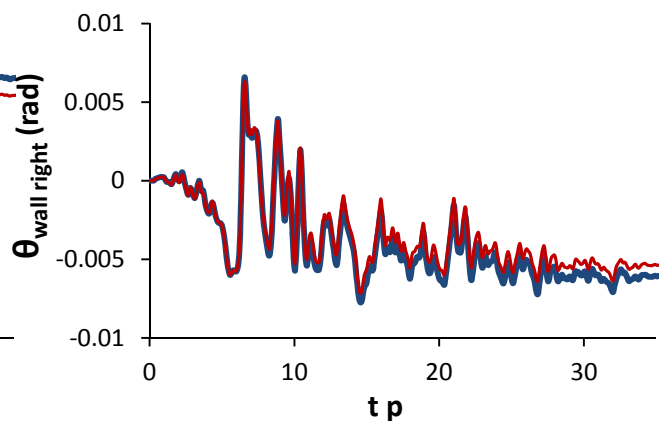
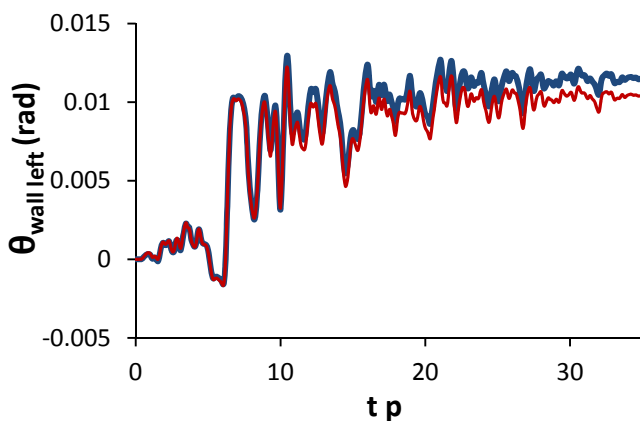
Σχήμα 4.45 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για διέγερση Ημιτόνου 0.4 g.



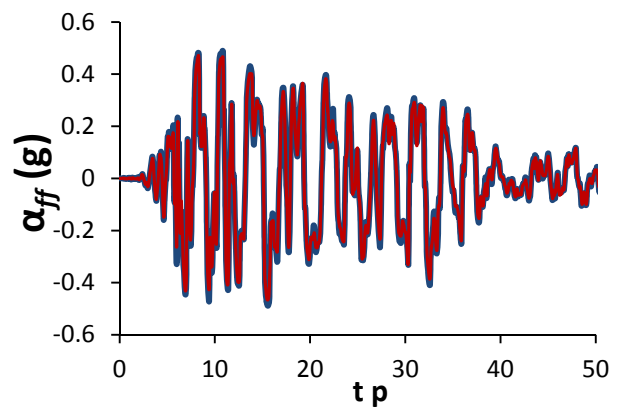
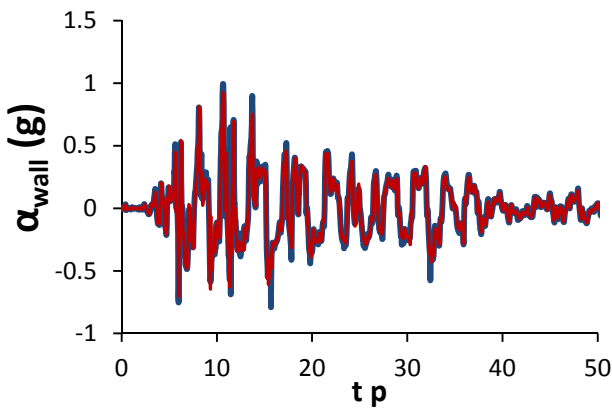
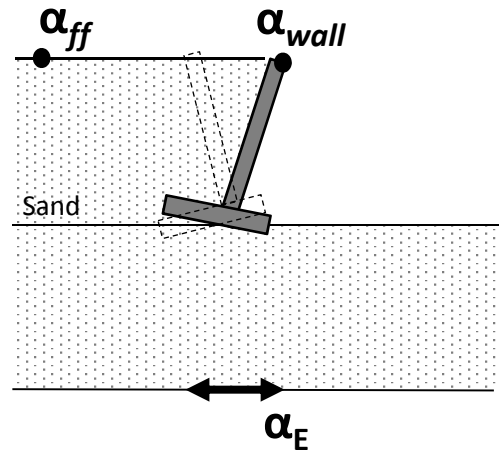
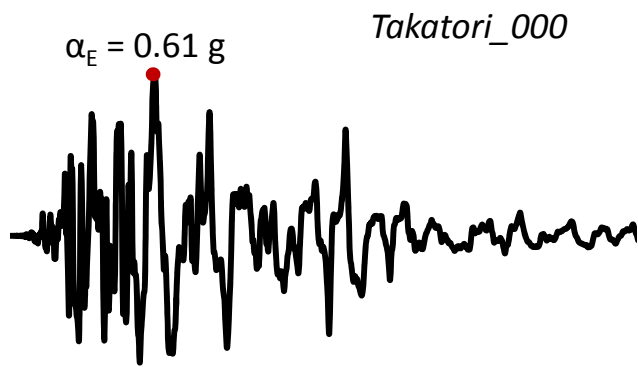
Σχήμα 4.46 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για διέγερση Ημιτόνου 0.4 g.



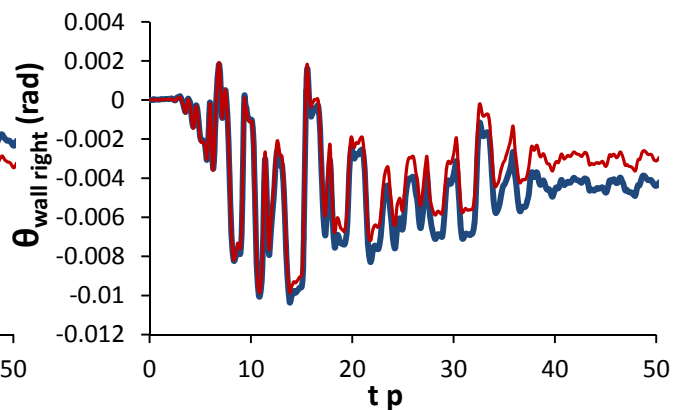
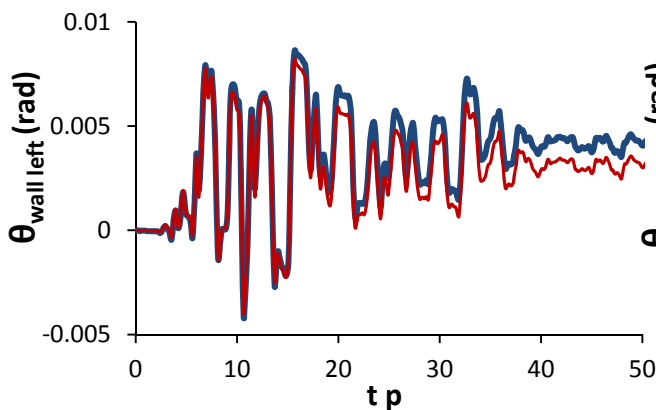
Σχήμα 4.47 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Rinaldi, 0.83 g.



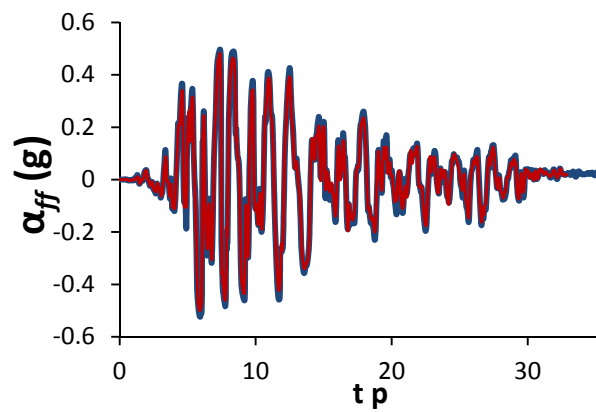
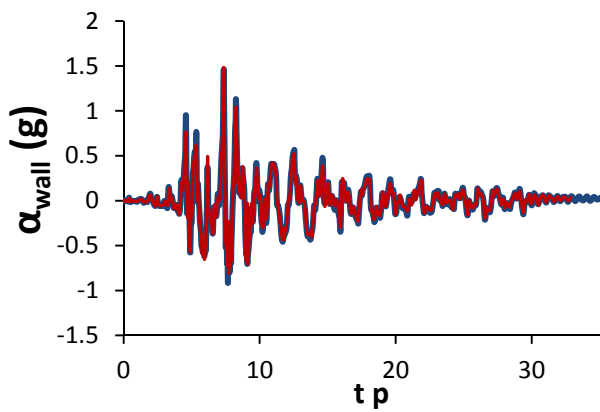
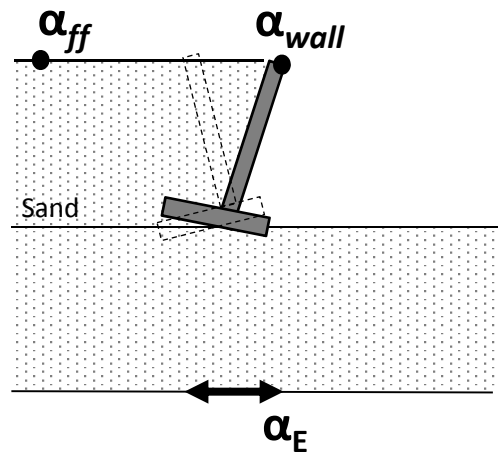
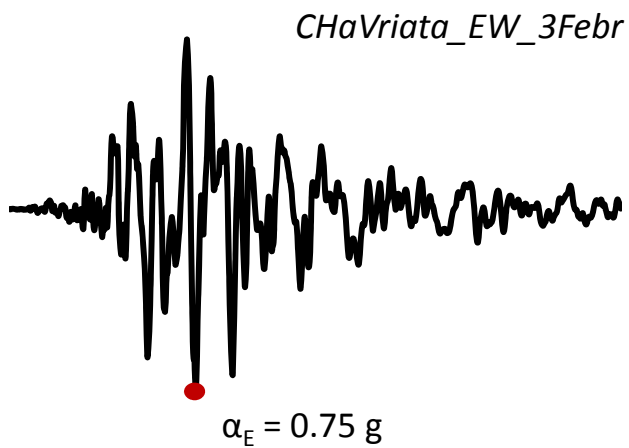
Σχήμα 4.48 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Rinaldi, 0.83 g.



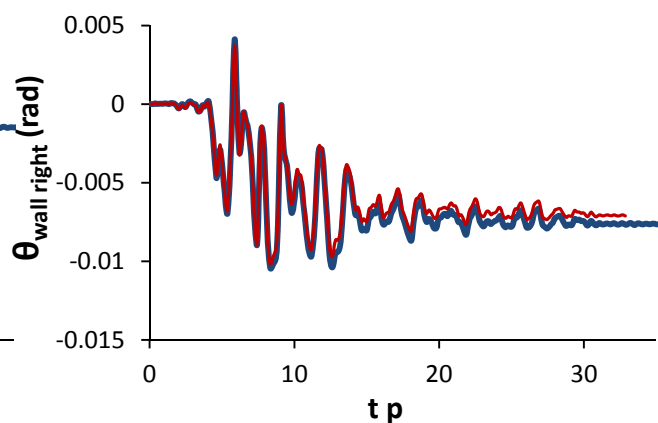
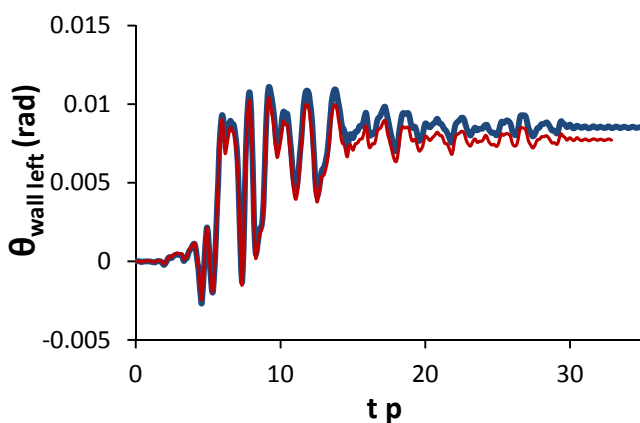
Σχήμα 4.49 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Takatori, 0.61 g.



Σχήμα 4.50 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Takatori, 0.61 g.

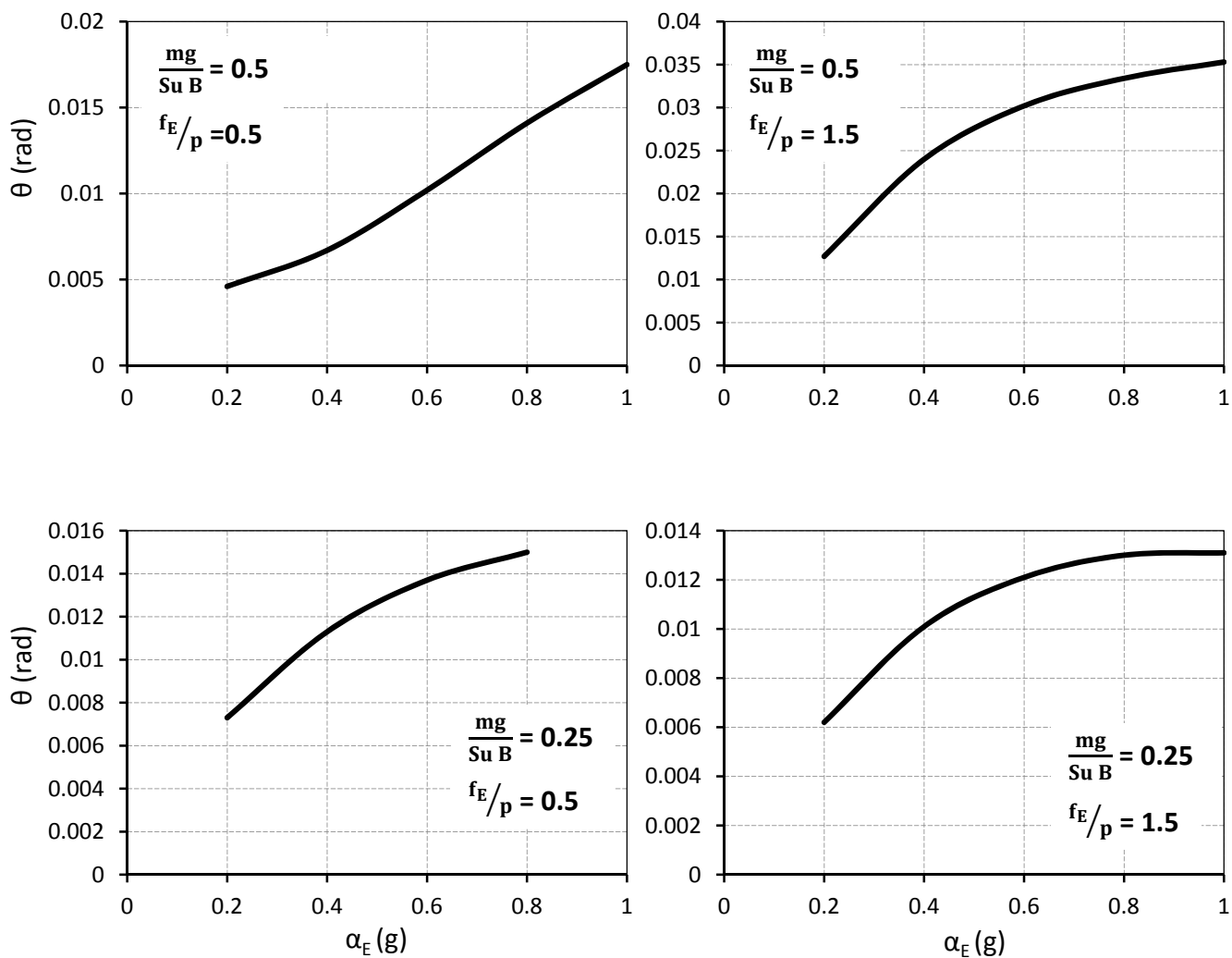


Σχήμα 4.51 Χρονοϊστορία επιταχύνσεων σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Chavriata, 0.75 g.



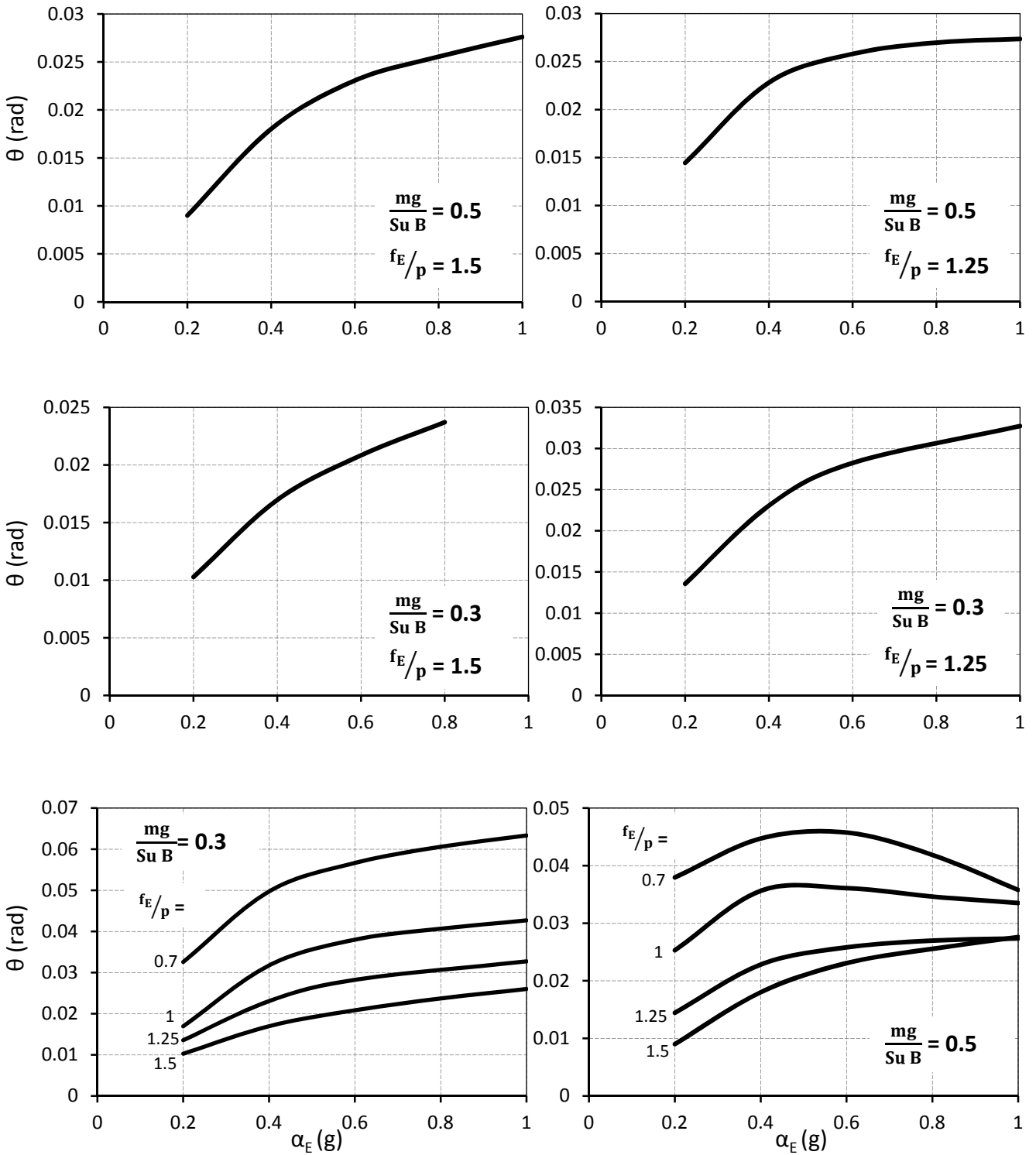
Σχήμα 4.52 Χρονοϊστορία στροφής σε αδιάστατους όρους των ισοδύναμων συστημάτων για σεισμική διέγερση Chavriata, 0.75 g.

$B/H = 0.63, t = 0.4 \text{ m}$



Σχήμα 4.53 Διαγράμματα μέγιστης στροφής – επιτάχυνσης για λόγο πλάτους προς ύψος ίσο με 0.63.

$B/H = 0.48, t = 0.4 \text{ m}$



Σχήμα 4.54 Διαγράμματα μέγιστης στροφής – επιτάχυνσης για λόγο πλάτους προς ύψος ίσο με 0.48.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Συμπεράσματα

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Συμπεράσματα

Αντικείμενο της συγκεκριμένης διπλωματικής εργασίας είναι η μελέτη της συμπεριφοράς τοίχων αντιστήριξης από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για το σκοπό αυτό κατασκευάστηκε προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων δύο τοίχων βαρύτητας στο οποίο μεταβλήθηκαν οι εδαφικές ιδιότητες και τα χαρακτηριστικά του τοίχου, τόσο σε ομοιόμορφη κατανομή του μέτρου ελαστικότητας όσο και σε παραβολική. Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε διαστατική ανάλυση σε τοίχους βαρύτητας αλλά και τοίχους μορφής προβόλου, που αντιστηρίζουν και εδράζονται σε δίστρωτο σχηματισμό. Για το έδαφος αντιστήριξης μελετήθηκε ελαστικό έδαφος, ανελαστικό και αμμώδης σχηματισμός μεταβάλλοντας κατάλληλα τους αδιάστατους όρους του προβλήματος. Για τον τοίχο μορφής προβόλου προηγήθηκε επαλήθευση της αριθμητικής προσομοίωσης συγκρίνοντας με τα αντίστοιχα αποτελέσματα του πειράματος στον φυγοκεντριστή στο πανεπιστήμιο UC Davis.

Τα κύρια συμπεράσματα που προκύπτουν είναι τα εξής:

- Τιμές του συντελεστή τριβής της διεπιφάνειας εδάφους – βάση τοίχου μεγαλύτερες του 0.6 δεν επιφέρουν καμία αλλαγή στη σεισμική απόκριση του τοίχου.
- Όσο αυξάνεται η τιμή του μέτρου ελαστικότητας E της στρώσης έδρασης αυξάνεται η μετακίνηση και μειώνεται η στροφή.
- Η παραβολική κατανομή του E αποτελεί μία πιο ρεαλιστική προσέγγιση και δίνει αυξημένα αποτελέσματα τόσο στη μετακίνηση όσο και στη στροφή.
- Όσο αυξάνεται η αντοχή του εδάφους αντιστήριξης η ολίσθηση του τοίχου μειώνεται ενώ η στροφή παραμένει σχεδόν ανεπηρέαστη.
- Η απόκριση των τοίχων είναι ευαίσθητη στην πολικότητα της σεισμικής διέγερσης.
- Οι ωθήσεις του τοίχου εξαρτώνται απ την ένταση του σεισμού, τον τύπο της κατασκευής και την αντοχή του εδάφους.
- Οι μέγιστες ωθήσεις είναι ανάλογες της επιτάχυνσης.

- Άκαμπτος τοίχος εδρασμένος σε μη ενδόσιμο έδαφος δίνει αυξημένες ωθήσεις σε σύγκριση με εύκαμπτο τοίχο εδρασμένο σε ενδόσιμο έδαφος.
- Για τη δημιουργία του πρίσματος αστοχίας απαιτούνται μετατοπίσεις της τάξης του 0.1-0.4 % του ύψους του τοίχου.
- Το φαινόμενο PEPSI εκτός από τα φράγματα είναι εμφανές και στους τοίχους αντιστήριξης.
- Μέσω της διαστατικής ανάλυσης δύο συστήματα με διαφορετικά μεταξύ τους χαρακτηριστικά αλλά με ίσους αδιάστατους όρους, δίνουν ίδια αποτελέσματα για εξιδανικευμένους παλμούς αλλά και πραγματικές διεγέρσεις.
- Στηριζόμενοι στην διαστατική ανάλυση είναι ευκολότερη η πρόβλεψη της συμπεριφοράς ενός τοίχου μέσα από διαγράμματα που δίνουν την στροφή ως συνάρτηση της επιτάχυνσης, εφαρμόζοντας γραμμική παρεμβολή.

Βιβλιογραφικές Αναφορές

Βιβλιογραφικές Αναφορές

- ABAQUS 6.10. [2010]. Standard user's manual. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
- Al-Atik L. and Sitar N.[2009]. "Seismically induced lateral earth pressures: A new approach",17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Alexandria, Egypt
- Al-Homoud and Whitman RV. [1994]. "Comparison between fe prediction and results from dynamic centrifuge tests on tilting gravity walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 14, 259–268.
- Anastasopoulos I. , Loli M. , Georgarakos T.& Drosos V. [2012]. "Shaking Table Testing of Rocking—Isolated Bridge Pier on Sand", Journal of Earthquake Engineering, 17(1), 1–32.
- BICA A.V.D. and CLAYTONC.R.I. [1998]. "An experimental study of the behaviour of embedded lengths of cantilever walls", Geotechnique, 48, No. 6, 731±745.
- Chung-Jung Lee[2005]. "Centrifuge modeling of the behavior of caisson-type quay walls during earthquakes", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 117–131.
- Dakoulas P. &Gazetas G. [2008]. "Insight into seismic earth and water pressures against caisson quay walls", Geotechnique 58, No. 2, 95–111.
- Dakoulas P. and Gazetas G. [2005]. "Seismic Effective –stress of caisson quay walls: Application to Kobe", Soils and foundation, 45 (4), 133–147, Japanese geotechnical society.
- Dobry R., Oweis I. and Urzua A.[1976]. " Simplified Procedures For Estimating The Fundamental Period Of a Soil Profile", Bulletin of the seismological society of America, 66(4), 1293–1321.
- E. GARINI, G. GAZETAS and I. ANASTASOPOULOS [2009]. Asymmetric ‘Newmark’ sliding caused by motions containing severe ‘directivity’ and ‘fling’ pulses. Geotechnique [doi: 10.1680/geot.9.P.070]
- Gajan S., Phalen JD., Kutter BL., Hutchinson TC., Martin G., [2005] “ Centrifuge modeling of load deformation behavior of rocking shallow foundations. ” Soil Dynamics and Earthquake Engineering 25(7-10), 773-783
- George Gazetas , Evangelia Garini, John B. Berrill and Marios Apostolou. [2012] Sliding and overturning potential of Christchurch 2011 earthquake records. Earthquake Engng Struct. Dyn. 2012, 41:1921–1944
- Gazetas G., Garini E., Anastasopoulos I. and GeorgarakosT. [2009]. "Effects of Near-Fault Ground Shaking on Sliding Systems ",Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", 135(12), 1906–1921.
- Gazetas G., Gerolymos N., I. Anastasopoulos I. [2005]. "Response of three Athens metro undergroundstructures in the 1999 Parnitha earthquake", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 617–633.
- Gazetas G., Psarropoulos P.N. , Anastasopoulos I., Gerolymos N. [2004]. "Seismic behavior of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24,537–550.
- Gazetas G. and Uddin N. [1994]. "Permanent Deformation Of Preexisting Sliding Surfaces In Dams", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering", 120(11), 2041–2061.
- Giarlelis C., Mylonakis G. [2011]. "Interpretation of dynamic retaining wall model tests in light of elastic and plastic solutions", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31(1), 16–24.
- Houlsby G.T.and Puzrin A.M. [1998]. "The bearing capacity of a strip footing on clay under combined loading."

Housner GW. [1963] "The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes." Bull. Seismol. Soc. Am. 53(2), 404-417

Ishiyama Y. [1982] "Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations." Earthquake Eng. Struct. Dyn. 10, 635-650

Kotta N., Tsamis B., and Gazetas G. [1988]. "Seismic failure of Kalamata harbor quay wall", 69–74.

Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kokkali P. (2012). "Dimensional Analysis of SDOF Systems Rocking on Inelastic Soil", Journal of Earthquake Engineering, Vol. 16(7), pp. 995-1022.

Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gelagoti F., Gazetas G. [2010]. "Interaction of foundation structure systems with seismically precarious slopes: Numerical analysis with strain softening constitutive model", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 1430–1445.

Lambe T. William and Whitman Robert V. [1979]. "Soil mechanics, SI Version", Part 3, Chapter 13 & 14, 162–226.

Loli M., Bransby M.F., Anastasopoulos I. and Gazetas G. [2012]. "Interaction of caisson foundations with a seismically rupturing normal fault: centrifuge testing versus numerical simulation", Geotechnique 62, No. 1, 29–43.

Makris, N., Roussos, Y. (1998). "Rocking response and overturning of equipment under horizontal pulse -type motions." Rep. No. PEER-98/05, Pacific Earthquake Engrg. Res. Ctr., University of California, Berkeley, Calif.

Makris N., Roussos Y. [2000] "Rocking Response of rigid blocks under near source ground motions", Géotechnique 50(3), 243-262

Mikola R., Sitar N. [2013]. "Seismic earth pressures on retaining structures in cohesionless soils", Department of civil and environmental engineering, University of California, Berkeley, report No. UCB/CA13-0367.

Milne J. [1881] "Experiments in observational seismology." Trans. Seismol. Soc. Jpn (3), 12-64

Mohamad Hisham, Soga Kenichi, Pellew Adam and Bennett Peter J. [2011]. "Performance Monitoring of a Secant-Piled Wall Using Distributed Fiber Optic Strain Sensing", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137 (12), 1236–1243.

Panagiotidou A., Gazetas G. and Nikos Gerolymos N. [2012]. "Pushover and Seismic Response of Foundations on Stiff Clay: Analysis with P-Delta Effects", Earthquake Spectra, Volume 28, No. 4, 1589–1618.

Papazafeiropoulos George, Prodromos N. Psarropoulos [2010]. "Analytical evaluation of the dynamic distress of rigid fixed-base retaining systems", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(12), 1446–1461.

Pierson Matthew C., Parsons Robert L., HanJie and Brennan James J. [2011]. "Laterally Loaded Shaft Group Capacities and Deflections behind an MSE Wall", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 137(10), 882–889.

Psarropoulos P.N., Klonaris G., Gazetas G. [2005]. "Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 795–809.

Terzaghi K. [1943] "Theoretical soil mechanics" Wiley, New York.

Wayne Clough G. and Tsui Yuet [1977]. "Static analysis of earth retaining structures", Numerical methods in geotechnical engineering, Chapter 15, 506–525.

Wayne C.Teng [1962]. "Foundation Design" , Civil engineering and engineering mechanics series, Chapter 11, 311–345.

X. Zeng [2005]. "Effect of Liquefaction on Stability of Retaining Walls" , GSP 133 Earthquake Engineering and Soil Dynamics.

