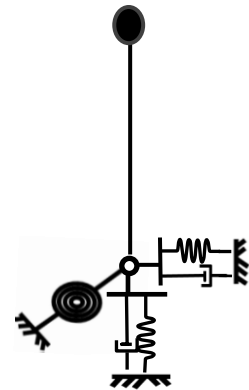
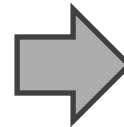
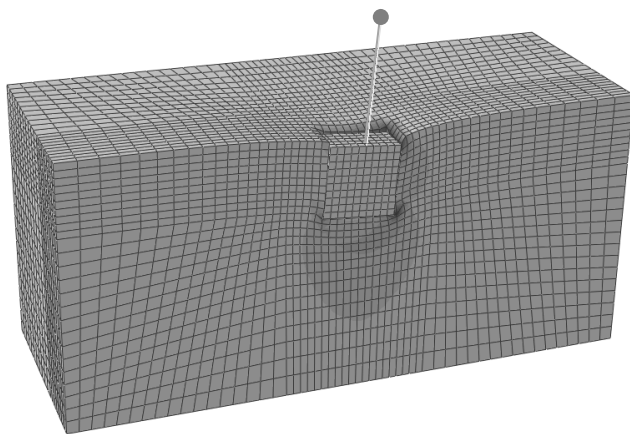


Διπλωματική Εργασία
Κλάδης Αντώνιος – Λαουράκης Νίκος

Επιβλέποντες
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

Νοέμβριος 2014

**Απόκριση Εγκιβωτισμένων Θεμελίων :
Απλοποιημένη Μη-Γραμμική Μεθοδολογία**



**Response of Embedded Foundations :
Simplified Non-Linear Methodology**

Diploma Thesis
Kladis Antonios – Laourakis Nikos

Supervisors
Professor G.Gazetas

November 2014

Ευχαριστίες

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική μας εργασία, νιώθουμε βαθιά την ανάγκη να ευχαριστήσουμε τους ανθρώπους που συνέβαλαν στην επίτευξη αυτού του στόχου.

Αρχικά θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον καθηγητή μας Γ. Γκαζέτα που μας τίμησε με την εμπιστοσύνη του και μας έδωσε την ευκαιρία να εργαστούμε υπό την επίβλεψη και την καθοδήγησή του. Η συναναστροφή μαζί του κατά τα χρόνια των σπουδών μας υπήρξε πολύτιμη και ιδιαίτερα διδακτική για εμάς.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλουμε στην επιβλέπουσα της εργασίας μας Φ. Γελαγώτη για την εξαιρετική συνεργασία που αναπτύξαμε μαζί της όλους αυτούς τους μήνες. Η πολύτιμη καθοδήγηση, οι υποδείξεις και η αμέριστη συμπαράστασή της ήταν καθοριστικές για την επιτυχή ολοκλήρωση αυτής της εργασίας.

Ολοκληρώνοντας θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον καθηγητή Ι. Αναστασόπουλο και τον υποψήφιο διδάκτορα Α. Τσάτση για τις συμβουλές και τη βοήθειά τους. Βεβαίως, ευχαριστούμε πολύ και όλα τα υπόλοιπα μέλη του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής που μας στήριξαν ενεργά κατά τη διάρκεια της εργασίας αυτής.

Τέλος, νιώθουμε την ανάγκη να ευχαριστήσουμε τις οικογένειες μας και τους φίλους μας που βρίσκονταν πάντα δίπλα μας στηρίζοντας τις προσπάθειές μας.

Περιεχόμενα

Κεφάλαιο 1ο

Εισαγωγικά Στοιχεία & Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Εισαγωγή	1-1
1.2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση	1-3
1.2.1 Συμβατική Θεώρηση Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Κατασκευής	1-3
1.2.2 Αναγκαιότητα Θεώρησης μη γραμμικοτήτων στο Σχεδιασμό των Θεμελιώσεων	1-7
1.2.3 Μη γραμμική-ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης	1-9
1.2.4 Φέρουσα Ικανότητα Θεμελιώσεων και Επιρροή Εγκιβωτισμού	1-11
1.2.4.1 Συμβατική Θεωρία Φέρουσας Ικανότητας	1-11
1.2.4.2 Η Σύζευξη των βαθμών ελευθερίας : Οριζόντια Μετακίνηση & Στροφή	1-16
1.2.4.3 Φέρουσα Ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση & Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης	1-17
1.2.5 Αναγκαιότητα Συστήματος Θεμελίου - Πυλώνα & Παραδείγματα από Πραγματικές Γέφυρες	1-21
1.3 Σκοπός & Περιεχόμενο Εργασίας	1-24

Σχήματα Κεφαλαίου 1

Κεφάλαιο 2ο

Διαδικασία Προσομοίωσης

2.1 Ορισμός του προβλήματος	2-1
2.2 Μεθοδολογία Ανάλυσης	2-3
2.2.1 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων	2-3
2.2.2 Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα	2-6
2.2.3 Σύμβολα & Συμβάσεις Μοντέλου	2-9
2.2.4 Επιβολή Στατικής & Δυναμικής Φόρτισης	2-9
2.2.5 Αξιολόγηση του Προσομοιώματος (Model Validation)	2-10

Σχήματα Κεφαλαίου 2

Κεφάλαιο 3ο

Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων με μη γραμμική Θεώρηση Διεπιφανειών

3.1 Εισαγωγή	3-1
3.2 Αντοχή σε Αξονική Δύναμη	3-4
3.3 Αλληλεπίδραση Αξονικής – Ροπής	3-4
3.4 Αλληλεπίδραση Αξονικής - Ροπής με επιρροή μοχλοβραχίονα h/B	3-6
3.5 Αλληλεπίδραση Ροπής - Τέμνουσας υπό Σταθερή Αξονική Δύναμη	3-7

Σχήματα Κεφαλαίου 3

Κεφάλαιο 4ο

Ανελαστική Μονοτονική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

4.1 Εισαγωγή	4-1
4.2 Φέρουσα Ικανότητα σε ροπή	4-4
4.3 Παράμετροι Επιρροής	4-7
4.3.1 Η Επίδραση του Εγκιβωτισμού της Θεμελίωσης D/B στην Φέρουσα Ικανότητα	4-7
4.3.2 Ο Ρόλος του μοχλοβραχίονα h/B στην Φέρουσα Ικανότητα	4-8
4.3.3 Η Επίδραση του Συντελεστή Ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση στην Φέρουσα Ικανότητα	4-9
4.4 Ελαστική απόκριση σε στροφή για μοχλοβραχίονα h/B=1.2	4-10
4.5 Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας FSv και Βάθους Εγκιβωτισμού στις "ελαστικές" συζευγμένες δυσκαμψίες	4-11

Σχήματα Κεφαλαίου 4

Κεφάλαιο 5ο

Ανελαστική Ανακυκλική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

5.1 Εισαγωγή	5-1
5.2 Ανακυκλική Συμπεριφορά Εγκιβωτισμένου Θεμελίου	5-4
5.3 Παράμετροι Επιρροής Ανακυκλικής Φόρτισης	5-6
5.3.1 Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας FSv	5-6
5.3.2 Επίδραση Λόγου Εγκιβωτισμού D/B	5-8
5.3.3 Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας h/B	5-10

Σχήματα Κεφαλαίου 5

Κεφάλαιο 6ο

Δυναμική Απόκριση Εγκιβωτισμένου Θεμελίου

6.1 Εισαγωγή	6-1
6.2 Επίδραση Κατευθυντικότητας Παλμού Διέγερσης	6-3
6.3 Επίδραση Βαθμού Εγκιβωτισμού D/B	6-5
6.4 Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας Ανωδομής h/B	6-6
6.5 Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας Κατακόρυφης Φόρτισης FSv	6-7

Σχήματα Κεφαλαίου 6

Κεφάλαιο 7ο

Εφαρμογή Απλοποιημένης Μη - Γραμμικής Μεθοδολογίας

7.1 Εισαγωγή	7-1
7.2 Επιλογή Μη – Γραμμικού Περιστροφικού Ελατηρίου $M - \theta$	7-3
7.2.1 Εισαγωγή στη Μεθοδολογία	7-3
7.2.2 Ελαστική Απόκριση Συστήματος K_{R0}	7-4
7.2.3 Ελαστοπλαστική Απόκριση Συστήματος	7-5
7.2.4 Πλαστική Απόκριση Συστήματος M_{ult}	7-7
7.3 Επιλογή Καμπύλης Καθίζησης $\Delta w/B - \Gamma$ ωνίας Στροφής θ	7-8
7.4 Επιλογή Συντελεστή Περιστροφικής Απόσβεσης C_R	7-9
7.5 Επικύρωση Μεθοδολογίας Ελατηριωτού Προσομοιώματος	7-13
7.6 Μελλοντικοί Στόχοι	7-15

Σχήματα Κεφαλαίου 7

Βιβλιογραφικές Αναφορές	B-1
-------------------------------	-----

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγικά Στοιχεία &
Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

Κεφάλαιο 1ο :

Εισαγωγικά Στοιχεία & Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Εισαγωγή

Το σύστημα εδάφους – θεμελίου μπορεί να αντικατασταθεί με καταλλήλως βαθμονομημένα στοιχεία, όπως ελατήρια ή μακροστοιχεία, τα οποία θα λαμβάνουν υπόψη την αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Τα οφέλη από μια τέτοια αντικατάσταση είναι κατά κύριο λόγο δύο. Πρώτον η μείωση του υπολογιστικού χρόνου χωρίς να απαιτείται να προσομοιωθεί το έδαφος με πεπερασμένα στοιχεία και δεύτερον η εφαρμογή των μη γραμμικότητων στη συμπεριφορά της θεμελίωσης με απλό τρόπο.

Ο σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας (performance based – design) αποτελεί την νέα μετάβαση στη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών που έχει αναδείξει η διεθνής κοινότητα της αντισεισμικής μηχανικής, τις τελευταίες δεκαετίες.

Γίνεται επομένως αντιληπτό, ότι η ανελαστική απόκριση των κατασκευών είναι αναπόφευκτη κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών κραδασμών, με την αύξηση της φέρουσας ικανότητας του δομικού συστήματος να μην εγγυάται πάντα υψηλότερα επίπεδα ασφάλειας. Η τρέχουσα φιλοσοφία λοιπόν, του αντισεισμικού σχεδιασμού έχει ως σκοπό περισσότερο να ελέγξει τις σεισμικές βλάβες παρά να τις αποφύγει. Βάσει αυτής της ιδέας, οι αντισεισμικοί κανονισμοί διασφαλίζουν ότι τα “κρίσιμα” δομικά μέλη μπορούν να ανταπεξέλθουν σε φορτία που υπερβαίνουν την αντοχή τους δίχως κατάρρευση (πλάστιμος σχεδιασμός), ενώ η αστοχία κατευθύνεται στα “μη κρίσιμα” μέλη με τη μορφή μη ψαθυρών μορφών αστοχίας (ικανοτικός σχεδιασμός).

Σε πλήρη αντιδιαστολή με τα παραπάνω, η σύγχρονη πρακτική στον αντισεισμικό σχεδιασμό των θεμελιώσεων, όπως ενσωματώνεται στους αντισεισμικούς κανονισμούς

[πχ. EC8, 2000], δεν επιτρέπει την κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους –θεμελίωσης οδηγώντας την αστοχία στην ανωδομή. Δεν επιτρέπεται δηλαδή η ενεργοποίηση μιας σειράς μηχανισμών (εδαφική διαρροή, ολίσθηση, ανασήκωμα), οι οποίοι υπό στατικές συνθήκες θα προκαλούσαν αστοχία και προς το σκοπό αυτό, προτείνει κατά το σχεδιασμό των θεμελιώσεων την εισαγωγή συντελεστών υπεραντοχής έναντι του αντίστοιχου δομικού μέλους, σε συνδυασμό με υψηλούς ψευδοστατικούς συντελεστές ασφαλείας έναντι των διαφόρων μορφών αστοχίας.

Ωστόσο, σύμφωνα με τη νέα φιλοσοφία σχεδιασμού που τείνει να καθιερωθεί, η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης όχι μόνο δε συνεπάγεται αστοχία εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης αλλά αντίθετα ολοένα και πληθαίνουν οι εργασίες που αποδεικνύουν ότι η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης είναι όχι μόνο αναπόφευκτη, αλλά και ευεργετική για τη συνολική συμπεριφορά της κατασκευής [Psycharis, 1983; Yim & Chopra, 1984; Pecker, 1998, 2003; Martin & Lam, 2000; Makris & Roussos, 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gazetas et al., 2003, 2007; Gajan et al., 2005; Harden et al., 2006; Paolucci et al., 2008; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Anastasopoulos et al. 2010; Gelagoti et al., 2011].

Αυτή η νέα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού παρουσιάστηκε και από τους Anastasopoulos et al. [2010], βάσει της οποίας, η αστοχία του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης χρησιμοποιείται για την προστασία της ανωδομής. Έτσι ενώ στον συμβατικό σχεδιασμό τα θεμέλια υπερδιαστασιολογούνται, ώστε η αντοχή τους να υπερβαίνει την αντοχή των υποστυλωμάτων, στην περίπτωση της νέας φιλοσοφίας (μόνωση μέσω λικνισμού), τα θεμέλια υποδιαστασιολογούνται με τη χρήση ενός συντελεστή υποαντοχής, οδηγώντας την “πλαστική άρθρωση” στο επίπεδο της θεμελίωσης. Μέσω αυτού του μηχανισμού όπως παρατηρήθηκε και από τη μελέτη της απόκρισης ενός απλού μονοβάθμιου συστήματος σε διάφορες σεισμικές διεγέρσεις, αποδείχθηκε πως η νέα

προσέγγιση μειώνει τις απαιτήσεις πλαστιμότητας για την ανωδομή, ενώ εγγυάται την αποφυγή της κατάρρευσης ακόμα και για διεγέρσεις που υπερβαίνουν κατά πολύ το σεισμό σχεδιασμού. Το τίμημα από την άλλη που καλείται να πληρώσει η κατασκευή συνίσταται σε ενδεχομένως αυξημένες τιμές παραμένουσας καθίζησης και στροφής.

Γίνεται συνεπώς κατανοητό πως παρά τα εμφανή πλεονεκτήματά της, η εδραίωση της νέας φιλοσοφίας σχεδιασμού και η ενσωμάτωση του μη γραμμικού – ανελαστικού σχεδιασμού των θεμελιώσεων στους αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτει την ακριβή γνώση της συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης για διάφορες περιπτώσεις φορέων ανωδομής, γεωμετρίας της θεμελίωσης, συνθηκών εδάφους και φόρτισης. Επιπλέον σε δεύτερο επίπεδο και αναφορικά με την ενσωμάτωση της νέας αυτής φιλοσοφίας στους κανονισμούς κρίνεται απαραίτητη και η εξαγωγή μη - γραμμικών ελατηρίων, ικανά να αποτυπώνουν με επαρκή ακρίβεια την αλληλεπίδραση εδάφους - ανωδομής και να είναι συμβατά με την ανωτέρο φιλοσοφία.

1.2 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.2.1 Συμβατική Θεώρηση Αλληλεπίδρασης Εδάφους - Κατασκευής

Ένα από τα αντικείμενα που έχει αποτελέσει πηγή έμπνευσης πολλών ερευνητών τις τελευταίες δεκαετίες, είναι η δυναμική απόκριση των κατασκευών υπό την επίδραση ισχυρών σεισμικών κραδασμών, καθώς και τα σχετιζόμενα με αυτήν φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής. Μια συνοπτική και περιεκτική περιγραφή του προβλήματος της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής δημοσιεύτηκε από τους Mylonakis et al. [2006].

Σύμφωνα με αυτό κατά τη διάρκεια του σεισμού το έδαφος υφίσταται παραμορφώσεις λόγω των σεισμικών κυμάτων που διατρέχουν τη μάζα του. Οι παραμορφώσεις αυτές με τη

σειρά τους αποτελούν τη φόρτιση της κατασκευής, μιας και αυτή αναγκάζεται να ακολουθήσει τη κίνηση των εδαφικών σημείων επαφής. Παράλληλα η προκαλούμενη κίνηση της ανωδομής γεννά αδρανειακές δυνάμεις και ροπές, οι οποίες επιβάλλουν πρόσθετη δυναμική φόρτιση στο έδαφος. Έτσι, περαιτέρω παραμορφώσεις προκαλούνται στο έδαφος, ενώ ταυτόχρονα πρόσθετα κύματα πηγάζουν από τις διεπιφάνειες θεμελίου – εδάφους. Ως αποτέλεσμα, η θεμελίωση και η ανωδομή υπόκεινται σε πρόσθετες δυναμικές μετατοπίσεις, που γεννούν νέες αδρανειακές δυνάμεις κοκ.

Τα παραπάνω φαινόμενα λαμβάνουν χώρα ταυτόχρονα, ωστόσο είναι βολικό (τόσο εννοιολογικά όσο και υπολογιστικά) να αναλύονται σε δύο διαδοχικά φαινόμενα που αναφέρονται στη βιβλιογραφία ως κινηματική και αδρανειακή αλληλεπίδραση [Kausel et al., 1976; Kramer, 1996; Stewart et al., 1999]. Η συνολική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής εξετάζεται ως επαλληλία των δύο μορφών αλληλεπίδρασης, όπως απεικονίζεται στο **σχήμα 1.1**.

Αρχικά θα εξετάσουμε το φαινόμενο της **κινηματικής αλληλεπίδρασης** το οποίο και αναφέρεται στην τροποποίηση της σεισμικής διέγερσης λόγω της παρουσίας μιας επιφανειακής ή εγκιβωτισμένης δύσκαμπτης θεμελίωσης στο έδαφος. Η τροποποίηση οφείλεται στο μη συμβιβαστό των σεισμικών παραμορφώσεων του ελεύθερου πεδίου και των μετατοπίσεων στερεού σώματος της θεμελίωσης. Αυτό έχει σαν αποτέλεσμα η σεισμική διέγερση στη βάση του συστήματος θεμελίου – ανωδομής να διαφέρει από την κίνηση του ελεύθερου πεδίου, με τη διέγερση της θεμελίωσης να είναι κατά κύριο λόγο μικρότερου πλάτους από αυτήν του ελεύθερου πεδίου, ενώ περιλαμβάνει και μια πρόσθετη περιστροφική συνιστώσα κίνησης. Οι Elsabee et al. [1977], Harada et al. [1981], Tassoulas [1984], Mita & Luco [1989], Wolf [1994] έχουν προτείνει μερικές από τις πιο διαδεδομένες εκφράσεις για την εκτίμηση της μετακινησιακής και της περιστροφικής συνιστώσας της σεισμικής διέγερσης τόσο για επιφανειακά όσο και για εγκιβωτισμένα

θεμέλια, καθώς και για διάφορους τύπους προσπιπτόντων σεισμικών κυμάτων. Γενικά οι εκφράσεις αυτές είναι της μορφής :

$$U_G = U_{Ax} I_U(\omega), \Phi_G = \frac{UA}{B} \chi \phi(\omega)$$

και συσχετίζουν στο πεδίο των συχνοτήτων την κίνηση του ελεύθερου πεδίου U_A με την κίνηση (οριζόντια U_G και περιστροφική Φ_G) στη στάθμη θεμελίωσης.

Από την άλλη το δεύτερο φαινόμενο που λαμβάνει χώρα είναι της **αδρανειακής αλληλεπίδρασης** το οποίο αναφέρεται στην απόκριση του συνολικού συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής υπό τη σεισμική διέγερση στη βάση, όπως αυτή προέκυψε από την κινηματική αλληλεπίδραση. Πιο συγκεκριμένα, αναλύεται η απόκριση του συστήματος υπό τη δράση των αδρανειακών δυνάμεων D' Alembert, που σχετίζονται με τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στην ανωδομή λόγω της σεισμικής διέγερσης. Αξίζει σε αυτό το σημείο να αναφέρουμε, πως η ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης γίνεται σε δύο βήματα. Πρώτα, προσδιορίζονται οι σύνθετες δυναμικές δυσκαμψίες (ελατήρια και αποσβεστήρες) του συστήματος θεμελίου –εδάφους που σχετίζονται με κάθε διεύθυνση ταλάντωσης και στη συνέχεια, αφού το έδαφος έχει αντικατασταθεί από το σύστημα ελατηρίων και αποσβεστήρων του προηγούμενου βήματος, αναλύεται η σεισμική απόκριση της κατασκευής υπό τη σεισμική διέγερση στη βάση του. Ο προσδιορισμός των σύνθετων δυσκαμψιών του συστήματος θεμελίου –εδάφους έχει αποτελέσει αντικείμενο μελέτης πληθώρας εργασιών. Μεταξύ άλλων, οι Richard et al. [1970], Gazetas [1983], Wong & Luco [1985], Vrettos [1999] μελέτησαν τη σεισμική αλληλεπίδραση κατασκευών σε επιφανειακές θεμελιώσεις για διάφορους τύπους εδαφών και σχημάτων θεμελίου, ενώ οι Stokoe & Richart [1974], Bielak [1975], Tassoulas & Kausel [1983], Apsel & Luco [1987], Mita & Luco [1989], Gazetas [1991] μελέτησαν τη δυναμική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων.

Αναφορικά δε με τις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, ο βαθμός εγκιβωτισμού επηρεάζει τόσο την κινηματική όσο και την αδρανειακή αλληλεπίδραση τους, όπως θα δούμε και στη συνέχεια της διπλωματικής μας εργασίας, μέσα από μια σειρά στατικών, ανακυκλικών και δυναμικών αναλύσεων.

Σε ότι έχει να κάνει με την κινηματική αλληλεπίδραση, ο εγκιβωτισμός προκαλεί μείωση της μετακινησιακής οριζόντιας συνιστώσας της διέγερσης σε σύγκριση με τη κίνηση του ελεύθερου πεδίου, ενώ παράλληλα εισάγει και μια περιστροφική συνιστώσα κίνησης (λικνισμός). Επιπλέον, όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, τόσο μειώνεται η μετακινησιακή συνιστώσα της κίνησης ενώ παράλληλα ενισχύεται ο λικνισμός ο οποίος και αποτελεί μια σημαντική και αναπόσπαστη συνιστώσα κίνησης της βάσης του θεμελίου. Αν δε αγνοηθεί, ενώ ταυτόχρονα ληφθεί μειωμένη η μετακινησιακή συνιστώσα κίνησης, μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικά σφάλματα. Σε πολλές περιπτώσεις κατασκευών είναι βολικό και πρακτικό να λαμβάνεται ως διέγερση του συστήματος θεμελίου – ανωδομής η κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Πράγματι, για επιφανειακές θεμελιώσεις υπό κατακορύφως διαδιδόμενα διατμητικά κύματα έχει αποδειχθεί ότι πρακτικά η κίνηση της βάσης του θεμελίου ταυτίζεται με αυτήν του ελεύθερου πεδίου. Ακόμη, σε ελαφρά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις η αγνόηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης συχνά οδηγεί σε υπέρ της ασφάλειας αποτελέσματα [Gazetas, 1983; Aviles & Rocha, 1998]. Ωστόσο, υψίκορμες κατασκευές, των οποίων οι θεμελιώσεις μπορεί να εκτείνονται σε βάθος, υπόκεινται σε σημαντική περιστροφή στη βάση με άμεσες συνέπειες στην απόκριση της ανωδομής. Η αγνόηση της κινηματικής αλληλεπίδρασης σε τέτοιες περιπτώσεις μπορεί να οδηγήσει σε μη συντηρητικό σχεδιασμό.

Τέλος σε ότι αφορά την αδρανειακή αλληλεπίδραση, ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης αυξάνει τις σύνθετες δυσκαμψίες του συστήματος θεμελίου – εδάφους. Η επαφή μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους αυξάνει τόσο τη δυσκαμψία \bar{K} όσο και την απόσβεση C του συστήματος. Ωστόσο, η

πραγματική επιφάνεια “καλής” επαφής των πλευρικών τοιχωμάτων με το περιβάλλον έδαφος είναι πολλές φορές σημαντικά μικρότερη από την ονομαστική συνολική επιφάνεια των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Η αμέλεια λοιπόν της παραπάνω περίπτωσης οδηγεί σε εκτίμηση του μεγέθους της σύνθετης δυσκαμψίας, η οποία μπορεί να απέχει πολύ από την πραγματικότητα. Δεν πρέπει όμως να ξεχνάμε πως η επιβολή οριζόντιων δυνάμεων σε εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις προκαλεί πέραν των οριζόντιων και περιστροφικές ταλαντώσεις, με αποτέλεσμα εκτός από τις συνήθεις μορφές σύνθετης δυσκαμψίας που αναφέρονται σε μια διεύθυνση κίνησης, να υπάρχουν και συζευγμένες σύνθετες δυσκαμψίες. Σε ελαφρά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, οι συζευγμένες δυσκαμψίες είναι σχετικά μικρές και επομένως μπορούν να αγνοηθούν, ενώ σε μεγαλύτερα βάθη, οι συζευγμένες δυσκαμψίες ακόμα και για τα συστήματα με μεγάλο συντελεστή ασφαλείας αποκτούν σημαντικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής και ενδεχόμενη αγνόηση τους οδηγεί σε εσφαλμένες εκτιμήσεις [Mylonakis et al., 1997].

1.2.2 Αναγκαιότητα Θεώρησης μη γραμμικοτήτων στο Σχεδιασμό των Θεμελιώσεων

Τα προηγούμενα χρόνια οι εργασίες που είχαν σκοπό την κατανόηση των μηχανισμών που διέπουν το σύνθετο πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους –κατασκευής, δομήθηκαν πάνω σε μία σημαντική υπόθεση : ότι το σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά (το έδαφος προσομοιώνεται ιδεατά σαν ένα γραμμικώς ιξωδοελαστικό υλικό και η ελαστική ανωδομή θεωρείται σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος). Ωστόσο, μέσα από τις εργασίες των τελευταίων ετών γίνεται όλο και περισσότερο κατανοητή η ανάγκη να ληφθεί υπόψη στη σεισμική ανάλυση και στο σχεδιασμό, η μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής [Paolucci, 1997; Pecker, 1998; Apostolou et al., 2007; Gazetas et al., 2007; Pender, 2007]. Στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης αναγνωρίζονται γενικά τρεις τύποι μη γραμμικοτήτων [Σχήμα 1.2] :

i. Ολίσθηση στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν η μέσω της διεπιφάνειας δύναμη υπερβαίνει την αντίσταση της τριβής. Σύμφωνα με τον Newmark [1965], λόγω του ανακυκλικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης η υπέρβαση της δύναμης τριβής και η συνεπαγόμενη ολίσθηση δεν οδηγεί απαραίτητα σε αστοχία.

ii. Αποκόλληση και ανασήκωμα του θεμελίου, όταν η σεισμική ροπή ανατροπής υπερβαίνει τη ροπή αντοχής του συστήματος θεμελίου – εδάφους. Όπως διαπιστώνει ο Housner [1963], οι λικνιστικές αυτές ταλαντώσεις μπορεί να λειτουργούν ευεργετικά στη σεισμική απόκριση της ανωδομής.

iii. Πλαστικοποίηση του εδάφους, η οποία μπορεί να τροποποιήσει σημαντικά τη σεισμική διέγερση στη στάθμη θεμελίωσης.

Η ανάγκη να ληφθούν υπόψη τα παραπάνω φαινόμενα μη γραμμικότητας στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών ανακύπτει από :

(α) Το γεγονός ότι οι εδαφικές επιταχύνσεις που έχουν καταγραφεί την τελευταία εικοσαετία ξεπερνούν κατά πολύ τις επιταχύνσεις σχεδιασμού. Υπό αυτές τις συνθήκες, η αποφυγή της δημιουργίας πλαστικής άρθρωσης στο επίπεδο της θεμελίωσης είναι πρακτικά αδύνατη. Στην πραγματικότητα, ίσως δεν είναι καν επιθυμητή, από τη στιγμή που σε μια τέτοια περίπτωση θα απαιτηθούν τεράστιες απαιτήσεις πλαστιμότητας από την ανωδομή. Εναλλακτικά, η ανελαστική απόκριση του συστήματος θεμελίου – εδάφους μπορεί να λειτουργήσει ευεργετικά για την ανωδομή μειώνοντας τις επιταχύνσεις που μεταδίδονται σε αυτήν.

(β) Την ανάγκη για σεισμική αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών. Συνήθης πρακτική για την αναβάθμιση υφιστάμενων κατασκευών είναι η προσθήκη ενός διατμητικού τοιχώματος που καλείται να παραλάβει τις σεισμικές φορτίσεις. Από τη στιγμή που η υπάρχουσα κατασκευή ήδη φέρει τα κατακόρυφα φορτία, το νέο φέρον στοιχείο θα μεταδίδει μια δυσανάλογα μεγάλη τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής στη θεμελίωση. Η θεώρηση

της ανελαστικής απόκρισης του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης στο σχεδιασμό ενός τέτοιου διατμητικού τοιχώματος φαίνεται ότι είναι η μόνη λογική προσέγγιση, καθώς ο συμβατικός σχεδιασμός που στοχεύει στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας συνεπάγεται ότι οι μεταδιδόμενες στη θεμελίωση δυνάμεις θα αυξηθούν, σε σημείο που πιθανόν να είναι αδύνατος (τεχνικά ή οικονομικά) ο ελαστικός σχεδιασμός της.

(γ) Μια αλλαγή στη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού : από το σχεδιασμό με τη μέθοδο των δυνάμεων (strength – based design) στο σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας (performance – based design). Στα πλαίσια αυτής της αλλαγής που βρίσκεται σε εξέλιξη, είναι αναγκαίο ο σχεδιασμός των θεμελιώσεων να μεταβεί από την παραδοσιακή χρήση συντελεστών ασφαλείας έναντι ψευδοστατικής αστοχίας στο σχεδιασμό με στάθμες επιτελεστικότητας, όπου όλοι οι πιθανοί μηχανισμοί αστοχίας θα είναι επιτρεπτό να αναπτυχθούν, από τη στιγμή που εξασφαλίζεται ότι οι μέγιστες και παραμένουσες μετατοπίσεις θα είναι αποδεκτές για τη στάθμη επιτελεστικότητας που εξετάζεται.

Τέλος πρέπει να αναφερθεί πως η πρόσφατη έρευνα έχει επεκτείνει τις βασικές αρχές του σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας, επιτρέποντας την κινητοποίηση των μηχανισμών αστοχίας στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης. Μια σύντομη περιγραφή των βασικών εννοιών που αφορούν τη μη γραμμική – ανελαστική απόκριση των θεμελιώσεων δίνεται στις επόμενες παραγράφους.

1.2.3 Μη γραμμική-ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης

Τα τελευταία χρόνια έχει αποτελέσει αντικείμενο μελέτης πολλών ερευνητών η μη γραμμική συμπεριφορά των θεμελιώσεων, μέσω : πειραματικών αναλύσεων [Ticof, 1977; Knappett et al., 2004; Gajan et al., 2005; Paolucci et al., 2008; Gajan & Kutter, 2008],

αναλύσεων πεπερασμένων ή συνοριακών στοιχείων [Butterfield & Gottardi, 1994; Bransby & Randolph, 1998; Apostolou et al., 2003,2007; Gazetas & Apostolou, 2004; Gourvenec, 2007], μη γραμμικών μοντέλων μακροστοιχείου [Nova & Montrasio, 1991; Paolucci, 1997; Cremer et al., 2001, 2002;Chatzigogos et al., 2009], μη γραμμικών μοντέλων Winkler [Psycharis & Jennings, 1983;Allotey & El Naggar, 2003, 2008; Raychowdhury & Hutchinson, 2009]. Τη στιγμή που ο παραπάνω εργασίες αφορούν κυρίως επιφανειακές θεμελιώσεις, λιγοστές είναι οι μελέτες εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1999; Yun & Bransby,2007; Gourvenec, 2008].

Τα κύρια χαρακτηριστικά της μη γραμμικής συμπεριφοράς των θεμελιώσεων συνοψίζονται στις εργασίες των Gajan et al. [2005] και Gajan & Kutter [2009], οι οποίοι πραγματοποίησαν ένα μεγάλο αριθμό πειραμάτων σε φυγοκεντρική μελετώντας την απόκριση συστημάτων διατμητικού τοιχώματος – θεμελίωσης υπό ανακυκλική και σεισμική φόρτιση. Η απόκριση του συστήματος διερευνήθηκε επίσης και για διάφορες παραμέτρους όπως : οι διαστάσεις του θεμελίου, το βάθος εγκιβωτισμού, ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση, ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής, αλλά και η πυκνότητα και ο τύπος του εδάφους. Κάποια από τα πιο σημαντικά ευρήματα που προέκυψαν σας παρουσιάζουμε παρακάτω:

(α) Η ροπή αντοχής δεν παρατηρήθηκε να υποβαθμίζεται με την ανακύκλιση, όπως συμβαίνει στο σκυρόδεμα, αλλά εξαιτίας του παραμορφωμένου σχήματος της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους και του ανασηκώματος της θεμελίωσης που σχετίζεται με τις μεγάλες γωνίες στροφής παρατηρήθηκε υποβάθμιση της δυσκαμψίας

(β) Παραμένουσες παραμορφώσεις κάτω από το θεμέλιο συσσωρεύονται με την αύξηση του αριθμού των κύκλων, αλλά ο ρυθμός συσσώρευσης των καθιζήσεων μειώνεται καθώς το θεμέλιο εγκιβωτίζεται.

(γ) Για ένα δεδομένο κατακόρυφο συντελεστή ασφαλείας, θεμέλια με μεγάλο λόγο ροπής προς τέμνουσα καταναλώνουν περισσότερη ενέργεια μέσω λικνισμού και υποφέρουν

λιγότερο σε όρους παραμένουσας καθίζησης από ότι θεμέλια με μικρό λόγο ροπής προς τέμνουσα.

(δ) Ρηχές θεμελιώσεις με αρκετά μεγάλο λόγο A/A_c (όπου A είναι η ονομαστική επιφάνεια επαφής θεμελίου – εδάφους και A_c η “κρίσιμη” επιφάνεια που απαιτείται για να υποστηρίξει την κατακόρυφη αξονική δύναμη) υφίστανται μικρές μόνιμες παραμορφώσεις και έχουν μια καλά (γεωμετρικά) ορισμένη ροπή αντοχής.

1.2.4 Φέρουσα Ικανότητα Θεμελιώσεων και Επιρροή Εγκιβωτισμού

1.2.4.1 Συμβατική Θεωρία Φέρουσας Ικανότητας

Ένα από τα σημαντικότερα θέματα της γεωτεχνικής μηχανικής είναι ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας των θεμελιώσεων. Η μεγάλη σημασία της αντοχής φαίνεται και στη μελέτη της μη γραμμικής σεισμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής, αφού η συνδυασμένη φόρτιση του θεμελίου σε όρους ροπής, τέμνουσας και αξονικής δύναμης μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία το έδαφος υπό τη μορφή μηχανισμών φέρουσας ικανότητας. Η κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης έχει μελετηθεί εκτενώς με βάση εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους, καθώς και για διάφορες συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους [Skempton, 1951; Meyerhof, 1953; Brinch Hansen, 1970; Bransby & Randolph, 1999; Houlsby & Martin, 2003; Salgado et al., 2004]. Ωστόσο, η φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση, καθώς επίσης και η φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση αξονικής τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής, δεν έχουν αποτελέσει αντικείμενο εξίσου εκτεταμένης έρευνας [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1999; Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008].

Ειδικότερα η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων υπό κατακόρυφη φόρτιση έχει συγκεντρώσει το μεγαλύτερο ενδιαφέρον των ερευνητών, μιας και πρόκειται για την κυρίαρχη κατάσταση φόρτισης μιας θεμελίωσης εξαιτίας του ιδίου βάρους της ανωδομής.

Ιστορικά αναφέρουμε πως πρώτος ο Prandl [1921] υπολόγισε τη φέρουσα ικανότητα επιφανειακής θεμελιολωρίδας σε ομοιογενές και συνεκτικό έδαφος υπό κεντρική κατακόρυφη φόρτιση. Η οριακή τάση αστοχίας είναι :

$$q_u = (\pi + 2) S_u \quad (1.1)$$

όπου S_u είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

Στη συνέχεια, οι Terzaghi [1943], Meyerhof [1953] και Vesic [1975] επίσης εξήγαγαν εκφράσεις για την οριακή φέρουσα ικανότητα, εισάγοντας διάφορους συντελεστές προκειμένου να λάβουν υπόψη το σχήμα του θεμελίου, την κλίση και την εκκεντρότητα της φόρτισης.

Η πλέον όμως διαδεδομένη εξίσωση που χρησιμοποιείται σήμερα διεθνώς είναι μια επέκταση της έκφρασης του Terzaghi της μορφής :

$$q_u = \frac{Q_u}{BL} = cN_c\zeta_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma\zeta_\gamma + qN_q\zeta_q \quad (1.2)$$

όπου q_u είναι η οριακή τάση αστοχίας του εδάφους, Q_u το αντίστοιχο οριακό φορτίο που μπορεί να φέρει η θεμελίωση, B η μικρότερη διάσταση της κάτοψης του θεμελίου, L η μεγαλύτερη διάσταση της κάτοψης, c η συνοχή του εδάφους, q η τάση στη στάθμη θεμελίωσης λόγω των υπερκείμενων γαιών και γ το ειδικό βάρος του εδάφους. Οι παράμετροι N_c , N_γ και N_q είναι γνωστοί ως γενικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας και προσδιορίζονται συναρτήσει της γωνίας τριβής ϕ του εδάφους. Οι συντελεστές ζ επιτρέπουν τη θεώρηση άλλων παραμέτρων του προβλήματος, όπως είναι το σχήμα του

θεμελίου, η κλίση και η εκκεντρότητα της φόρτισης, η κλίση της επιφάνειας του εδάφους, το βάθος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης κα.

Στη συνήθη περίπτωση της φόρτισης εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες η εξίσωση (1.2) παίρνει τη μορφή :

$$q_u = (\pi + 2) S_u \zeta_c + q \quad (1.3)$$

Όπως προαναφέρθηκε, ο συντελεστής ζ_c περιλαμβάνει ένα πλήθος άλλων συντελεστών, μεταξύ των οποίων είναι και ο συντελεστής βάθους. Έτσι, το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αντιμετωπίζεται συμβατικά με την εισαγωγή ενός συντελεστή βάθους στην εξίσωση (1.3), που αντιπροσωπεύει την αύξηση της αντοχής λόγω του εγκιβωτισμού.

Ειδικότερα, ο συντελεστής βάθους εκφράζει την αύξηση στην οριακή φέρουσα ικανότητα θεμελιολωρίδας, που εκτείνεται σε βάθος D από την επιφάνεια του εδάφους, έναντι της φέρουσας ικανότητας της αντίστοιχης επιφανειακής θεμελιολωρίδας. Τα εγκιβωτισμένα θεμέλια εμφανίζουν μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα από τα αντίστοιχα επιφανειακά για δύο λόγους : αφενός επειδή οι επιφάνειες ολίσθησης δεν περιορίζονται κάτω από τη στάθμη θεμελίωσης αλλά επεκτείνονται και πέραν αυτής, και αφετέρου επειδή στη φέρουσα ικανότητα συμβάλλουν και οι τάσεις που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου, εφόσον αυτά υπάρχουν.

Έχουν προταθεί στη βιβλιογραφία διάφοροι συντελεστές βάθους για την εκτίμηση της οριακής φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για διάφορες συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Οι κυριότεροι από αυτούς δίνονται στον **Πίνακα 1.1**.

Πίνακας 1.1 Συντελεστές βάθους για την κεντρική κατακόρυφη φόρτιση εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες.

Συντελεστές βάθους d_r	Συγγραφείς
$1 + 0.2 D/B$	Skempton [1951]
$1 + n D/B, \quad 0.2 \leq n \leq 0.4$	Meyerhof [1953]; Hansen [1970]
$1 + D/B$	Bransby & Randolph [1999]
$1 + 0.27 \sqrt{D/B}$	Salgado et al. [2004]
$1 + 0.86 D/B - 0.16 (D/B)^2$	Gourvenec [2008]

Παρατηρούνται σημαντικές διαφοροποιήσεις μεταξύ των διαφόρων προσεγγίσεων για την εκτίμηση του συντελεστή βάθους. Οι διαφορές οφείλονται πρωτίστως στις διαφορετικές συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους για τις οποίες εξήχθησαν οι ανωτέρω εκτιμήσεις και δευτερευόντως στις διαφορετικές μεθόδους από τις οποίες προέκυψαν. Οι κλασικές ημι-εμπειρικές εκφράσεις των Skempton [1951], Meyerhof [1953] και Brinch Hansen [1970] αναφέρονται σε απολύτως λεία διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, παρότι έχουν χρησιμοποιηθεί ευρέως στην πράξη για διάφορες περιπτώσεις. Το ίδιο ισχύει για τη σχέση που προτείνουν οι Salgado et al. [2004]. Αυτή έχει προκύψει από οριακές αναλύσεις ανώτερου και κατώτερου ορίου, χωρίς ωστόσο να λαμβάνεται υπόψη η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Αντιθέτως, η λύση ανώτερου ορίου των Bransby & Randolph [1999] θεωρεί συνθήκες πλήρους συγκόλλησης θεμελίου – εδάφους, με αποτέλεσμα την πλήρη κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια. Ίδια υπόθεση στην προσομοίωση της διεπιφάνειας γίνεται και από την Gourvenec [2008], η οποία δίνει μια πιο ρεαλιστική έκφραση του συντελεστή βάθους εκτελώντας δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Η σύγκριση μεταξύ των διαφόρων συντελεστών βάθους καταδεικνύει το σημαντικό σφάλμα που μπορεί να προκύψει στον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας, εάν χρησιμοποιούμε τους συντελεστές βάθους χωρίς να γνωρίζουμε υπό ποιές συνθήκες εξήχθησαν και για ποιες προορίζονται. Πρέπει τέλος εδώ

να σημειωθεί ότι οι περισσότερες από τις παραπάνω εκφράσεις αναφέρονται σε βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B \leq 1$.

Οι παραδοσιακές εξισώσεις (1.2) και (1.3) που προσδιορίζουν τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης υπονοούν την ανεξαρτησία μεταξύ του συντελεστή βάθους και του συντελεστή σχήματος. Ο συντελεστής σχήματος λαμβάνεται συνήθως σταθερός ανεξάρτητα από τον βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Για ένα θεμέλιο ορθογωνικής κάτοψης διαστάσεων $B \times L$ ($B \leq L$) ο πιο διαδεδομένος συντελεστής σχήματος είναι κατά Meyerhof [1953]; Hansen [1970] :

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \quad (1.4)$$

Είναι ωστόσο προφανές, ότι ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης αυξάνει το συντελεστή σχήματος, αφού οι πρόσθετες επιφάνειες ολίσθησης μπροστά και πίσω από το θεμέλιο εκτείνονται πλέον πέρα από τη στάθμη θεμελίωσης. Σύμφωνα με τους Salgado et al [2004] ο συντελεστής σχήματος δίνεται ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης ως εξής :

$$S_c = 1 + C_1 \frac{B}{L} + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (1.5)$$

όπου C_1 , C_2 συντελεστές που εξαρτώνται από το σχήμα του θεμελίου. Σημειώνεται ωστόσο ότι οι Salgado et al. δε λαμβάνουν υπόψη στο συντελεστή σχήματος τη συνεισφορά των πρόσθετων διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Αυτές αναμένεται να αυξάνουν ακόμα περισσότερο την τιμή του συντελεστή σχήματος.

1.2.4.2 Η Σύζευξη των βαθμών ελευθερίας : Οριζόντια Μετακίνηση & Στροφή

Στην ανάλυση της σεισμικής φόρτισης των θεμελιώσεων ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση. Ένα επιφανειακό θεμέλιο υπό την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του αναπτύσσει τη μέγιστη τέμνουσα δύναμη, ίση με AS_u , όπου A το εμβαδόν της βάσης του θεμελίου και S_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Αν η διεπιφάνεια θεμελίου εδάφους υπακούει στο νόμο τριβής κατά Coulomb, τότε η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη είναι ίση με μN , όπου μ (≈ 0.7) ο συντελεστής τριβής της διεπιφάνειας και N η αξονική δύναμη που προέρχεται από το βάρος της ανωδομής. Αν η οριζόντια μετακίνηση επιβληθεί στη βάση ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου, τότε αυτό αναγκάζεται σε στροφή λόγω της δράσης των εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων και η οριακή τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται δεν είναι η μέγιστη δυνατή. Το φαινόμενο αυτό περιγράφει τη σύζευξη του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης, που οφείλεται στον εγκιβωτισμό της θεμελίωσης. Στο **σχήμα 1.3** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων (πλήρως συγκολλημένων στο έδαφος) με $D/B = 0.25$ και 1 υπό την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση με (μη μηδενική ροπή) και χωρίς (μηδενική ροπή) δέσμευση της στροφής [Gourvenec, 2008]. Όσο αυξάνεται ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης, η στροφή κυριαρχεί στην αστοχία υπό μηδενική ροπή, καθώς η σύζευξη μεταξύ των δύο βαθμών ελευθερίας γίνεται εντονότερη.

Το ίδιο συμβαίνει όταν επιβάλλεται στροφή στη βάση του θεμελίου. Η σύζευξη του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας προκαλεί οριζόντια μετακίνηση εκτός της στροφής. Στο **σχήμα 1.4** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας, όταν το θεμέλιο υποβάλλεται σε στροφή με (μη μηδενική τέμνουσα) και χωρίς (μηδενική τέμνουσα) δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης.

1.2.4.3 Φέρουσα Ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση & Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης

Η εξίσωση (1.2) που εξήγαγε ο Terzaghi έχει καθιερωθεί δεκαετίες τώρα και χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη από τους μηχανικούς. Ωστόσο δεν παύει να αποτελεί μια ημί-εμπειρική έκφραση της φέρουσας ικανότητας και η ακρίβεια της τίθεται υπό αμφισβήτηση. Για παράδειγμα, υποθέτει ότι η επιμέρους συνεισφορά της συνοχής του εδάφους, της φόρτισης των υπερκείμενων γαιών και του ιδίου βάρους μπορούν απλά να επαλληλίζονται ώστε να προκύψει η τελική αντοχή, τη στιγμή που το έδαφος συμπεριφέρεται εντόνως μη γραμμικά. Επίσης, η εξίσωση υποθέτει σιωπηρά ότι οι συντελεστές σχήματος και βάθους είναι ανεξάρτητοι μεταξύ τους. Τέλος, παράμετροι όπως η κλίση και η εκκεντρότητα της φόρτισης εισάγονται με τη μορφή συντελεστών στην εξίσωση παρακάμπτοντας στην ουσία την τρισδιάστατη φύση του προβλήματος. Όλες αυτές οι αβεβαιότητες οδηγούν στην υιοθέτηση υψηλών συντελεστών ασφαλείας και κατά επέκταση σε έναν υπερσυντηρητικό σχεδιασμό.

Η αδυναμία της εξίσωσης που προτάθηκε από τον Terzaghi να αποδώσει επακριβώς τη φέρουσα ικανότητα για τις ποικίλες περιπτώσεις γεωμετρίας και φόρτισης της θεμελίωσης οδήγησε στην ανάγκη εξεύρεσης νέων μεθόδων για τη προσέγγιση του προβλήματος της φέρουσας ικανότητας υπό συνδυασμένη φόρτιση. Στην πρόσφατη έρευνα η φέρουσα ικανότητα υπό την αλληλεπίδραση αξονικής, τέμνουσας δύναμης και ροπής απεικονίζεται με τη μορφή των διαγραμμάτων. Αυτή η προσέγγιση ακολουθήθηκε από πολλούς ερευνητές, οι οποίοι εξέτασαν το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας για διάφορες περιπτώσεις γεωμετρίας της θεμελίωσης, συνθηκών εδάφους και διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους [Butterfield & Gottardi, 1994; Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1998,1999; Taiebat & Carter, 2000; Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2007, 2008]. Οι περισσότερες

εργασίες αφορούν τη φόρτιση εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες και η γενική εξίσωση της περιβάλλουσας επιφάνειας αστοχίας είναι της μορφής :

$$f \left(\frac{N}{AS_u}, \frac{Q}{AS_u}, \frac{M}{ABS_u} \right) = 0 \quad (1.6)$$

όπου N είναι η κατακόρυφη αξονική δύναμη, Q η οριζόντια τέμνουσα δύναμη, M η ροπή ανατροπής, A το εμβαδόν της κάτοψης του θεμελίου, B το πλάτος ή η διάμετρος του θεμελίου και S_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

Οι Bransby & Randolph [1998] διερεύνησαν τη φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων υπό συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους.

Βασιζόμενοι σε δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και σε οριακές αναλύσεις ανώτερου ορίου πρότειναν την παρακάτω σχέση κλειστής μορφής για να περιγράψουν την επιφάνεια αστοχίας σε MQN χώρο φόρτισης :

$$f = \left(\frac{N}{N_{ult}} \right)^{2.5} - \left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}} \right)^{1/3} \left(1 - \frac{M^*}{M_{ult}} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{M^*}{M_{ult}} \right) \left(\frac{Q}{Q_{ult}} \right)^5 = 0$$

$$\text{όπου } \frac{M^*}{S_u B^2} = \frac{M}{S_u B^2} - \frac{LQ}{S_u B^2} \quad (1.7)$$

όπου L είναι το ύψος πάνω από τη στάθμη θεμελίωσης του πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία, όταν αυτό υποβάλλεται σε στροφή στη βάση του. N_{ult}, Q_{ult}, M_{ult} είναι οι οριακές αντοχές υπό την επιβολή αποκλειστικά αξονικής, τέμνουσα δύναμης και ροπής αντίστοιχα.

Οι Apostolou & Gazetas [2007] χρησιμοποιώντας το μοντέλο Winkler παρήγαγαν μια αναλυτική έκφραση της καμπύλης αστοχίας στο επίπεδο M – N, η οποία και απεικονίζεται στο **σχήμα 1.5** σε αδιάστατους όρους. Η περιβάλλουσα αστοχίας διαχωρίζεται σε περιοχές γραμμικής και μη γραμμικής απόκρισης, όπου τόσο η πλαστικοποίηση του εδάφους όσο

και το ανασήκωμα της θεμελίωσης λαμβάνονται υπόψη. Πιο πρόσφατα, η Gourvenec [2007] διερεύνησε την οριακή αντοχή ορθογώνιων πέδων διαφόρων λόγων διαστάσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Αναλυτικές προβλέψεις και αποτελέσματα αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάστηκαν ως περιβάλλουσες αστοχίας σε QN, NM και MQN χώρο φόρτισης. Θεωρήθηκαν διεπιφάνειες θεμελίου – εδάφους με μηδενική και απεριόριστη αντοχή εφελκυσμού.

Όπως είναι φυσικό, οι περισσότερες εργασίες αφορούν την περίπτωση επιφανειακών θεμελιώσεων. Οι πρώτες αναφορές στη συνδυασμένη φόρτιση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων γίνονται από τους Martin [1994] και Bransby & Randolph [1999]. Κοινή διαπίστωση τους είναι ότι το σχήμα των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης δεν αλλάζει με τον εγκιβωτισμό του θεμελίου, απλώς αυξάνεται το μέγεθος τους. Η ίδια προσέγγιση ακολουθείται σιωπηρά και από τους περισσότερους σύγχρονους κανονισμούς με την υιοθέτηση των συντελεστών βάθους. Έτσι, μια καμπύλη κανονικοποιημένη ως προς τις οριακές αντοχές M_{ult} , Q_{ult} , N_{ult} μπορεί η ίδια να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας τόσο των επιφανειακών όσο και των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [εξίσωση (1.7)]. Ωστόσο, πρόσφατες έρευνες δείχνουν ότι κάτι τέτοιο δε συμβαίνει, καθώς το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας μεταβάλλεται σημαντικά με τον εγκιβωτισμό εξαιτίας της σύζευξης του στροφικού και του οριζόντιου μετακινησιακού βαθμού ελευθερίας του θεμελίου [Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008].

Οι Yun & Bransby [2007] παρουσίασαν μια σειρά αποτελεσμάτων από δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με σκοπό τον προσδιορισμό της περιβάλλουσας αστοχίας στο επίπεδο HM ($V = 0$) για εγκιβωτισμένη θεμελιολωρίδα σε συνθήκες πλήρους επαφής με το έδαφος (όπου V το κατακόρυφο φορτίο, M η ροπή και H η τέμνουσα). Οι περιβάλλουσες αστοχίας για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού που εξετάστηκαν απεικονίζονται στο **σχήμα 1.6** σε αδιάστατους όρους καθώς και κανονικοποιημένες ως προς τις οριακές αντοχές H_{ult} (ή H_0), M_{ult} (ή M_0). Οι καμπύλες αλληλεπίδρασης εμφανίζουν

αυξημένη εκκεντρότητα με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού, καθώς η σύζευξη οριζόντιου μετακινήσιου και στροφικού βαθμού ελευθερίας γίνεται εντονότερη.

Για τις ανάγκες σχεδιασμού οι Yun & Bransby προτείνουν τη χρήση της παρακάτω εξίσωσης, η οποία περιγράφει σχετικά ικανοποιητικά την περιβάλλουσα αστοχίας όταν ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται το μέσον του θεμελίου (σε απόσταση $D/2$ από τη στάθμη θεμελίωσης) :

$$\left(\frac{H}{H_{max}}\right)^2 + \left(\frac{M^*}{M_o}\right)^2 = 1 \quad (1.8)$$

όπου $M^* = M - L H$ η ροπή στον μέσον του θεμελίου, $L = D/2$ η απόσταση του νέου σημείου αναφοράς από τη στάθμη θεμελίωσης και M η ροπή στη στάθμη θεμελίωσης.

Η Gourvenec [2008] παρήγαγε τις περιβάλλουσες αστοχίας σε VH, VM, MH και VMH χώρο φόρτισης για τις ίδιες συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Στο **σχήμα 1.7** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στο επίπεδο VH σε αδιάστατους όρους και κανονικοποιημένα ως προς τα μεγέθη V_{ult} και H_{ult} . Η παρακάτω εξίσωση μπορεί προσεγγιστικά να περιγράψει τη καμπύλη αστοχίας :

$$\frac{V}{V_{ult}} = \left(1 - \frac{H}{H_{ult}}\right)^p \quad (1.9)$$

όπου ο εκθέτης p είναι συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού D/B .

Στο **σχήμα 1.8** απεικονίζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης στο επίπεδο VM. Το σχήμα της καμπύλης φαίνεται να είναι ανεξάρτητο από το βαθμό εγκιβωτισμού και περιγράφεται αρκετά ικανοποιητικά από την εξίσωση :

$$\frac{V}{V_{ult}} = \left(1 - \frac{M}{M_{ult}}\right)^{0.23} \quad (1.10)$$

Σε ότι αφορά τη φόρτιση στο επίπεδο MH η Gourvenec καταλήγει στα ίδια συμπεράσματα με αυτά των Yun & Bransby. Η ασυμμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας καταδεικνύει τη

σύζευξη του στροφικού και του οριζόντιου μετακινήσιου βαθμού ελευθερίας, με αποτέλεσμα το σχήμα της καμπύλης να ποικίλει ανάλογα με το βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Ωστόσο, για δεδομένο βαθμό εγκιβωτισμού το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας παραμένει σχεδόν ανεξάρτητο από το κατακόρυφο φορτίο. Αυτό φαίνεται στο **σχήμα 1.9**, όπου απεικονίζονται τομές των περιβαλλουσών αστοχίας στο ΜΗ επίπεδο φόρτισης, σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου.

1.2.5 Αναγκαιότητα Συστήματος Θεμελίου-Πυλώνα & Παραδείγματα από Πραγματικές Γέφυρες

Ο μοχλοβραχίονας h/B είναι από τους σημαντικότερους παράγοντες που καθορίζουν την απόκριση του συστήματος. Συγκεκριμένα ο λόγος h/B καθορίζει το λόγο των εντατικών μεγεθών (M/QB) που επιβάλλονται στο επίπεδο της θεμελίωσης. Άρα και τον τρόπο με τον οποίο θα αποκριθεί το σύστημα. Όπως είναι λογικό όσο αυξάνει ο μοχλοβραχίονας αυξάνει η κυριαρχία του λικνισμού στην απόκριση.

Επιπλέον το ύψος του πυλώνα επηρεάζει και τα φαινόμενα P-Δ που με τη σειρά τους καθορίζουν σημαντικά την συμπεριφορά των κατασκευών. Για παράδειγμα σε έργα όπως γέφυρες όπου κατά κύριο λόγο το μεγαλύτερο ποσοστό της μάζας βρίσκεται στην κορυφή των βάθρων, τα φαινόμενα P-Δ μπορούν να κρίνουν αποφασιστικά την απόκριση του συστήματος οδηγώντας το ακόμη και στην κατάρρευση. Επομένως ο λόγος h/B καθορίζει σημαντικά την τιμή της πρόσθετης ροπής που προκαλείται από την οριζόντια μετακίνηση του κέντρου βάρους της ανωδομής.

Γενικότερα, η χρήση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αναφέρεται συχνά σε υψίκορμες κατασκευές όπως είναι τα βάθρα γεφυρών, οι κατασκευές ανοιχτής θαλάσσης, κα. Κρίνεται επομένως αναγκαίο να εξετάσουμε κατά πόσο επηρεάζει η τιμή του λόγου λυγηρότητας

h/B τα αποτελέσματα, όχι μόνο μέσα από μονοτονικές αλλά και ανακυκλικές αναλύσεις. Τέλος, σημαντικό είναι να διερευνηθεί το πώς τα παραπάνω αλληλεπιδρούν και με τον συντελεστή κατακόρυφης φόρτισης FS_v .

Σύμφωνα με βιβλιογραφικές αναφορές σε μονοτονικές αναλύσεις, που εμπεριέχουν φαινόμενα P-Δ, σε θεμέλια με λόγο εγκιβωτισμού $D/B=1.0$ για μοχλοβραχίονες $h/B=1$ και 3 [Ntritsos 2012] παρατηρείται ξεκάθαρα μια σημαντική αύξηση της ροπής αντοχής του συστήματος με την αύξηση του λόγου h/B . και για τους δύο συντελεστές κατακόρυφης φόρτισης που μελετήθηκαν σε βαριά ($FS_v=3$) και ελαφριά φορτιζόμενο σύστημα ($FS_v=14$)

[Σχήμα 1.10 (α)] Όπως είναι λογικό στο βαριά φορτιζόμενο σύστημα η επίδραση του μοχλοβραχίονα $h/B=3$ στην ταχεία μείωση της ροπής είναι μεγαλύτερη σε σχέση με το λόγο $h/B=1$, αφού η μάζα είναι μεγαλύτερη και επομένως ενεργοποιεί μεγαλύτερα φαινόμενα P-Δ. Αντίθετα στο ελαφριά φορτιζόμενο σύστημα η μάζα είναι τόσο μικρή που τα φαινόμενα P-Δ ακόμη και για τον μεγάλο μοχλοβραχίονα είναι μικρής σημασίας.

Με άλλα λόγια η μείωση του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας FS_v και η άυξηση του λόγου h/B συνεργούν, επιδεινώνοντας την μεταπλαστική συμπεριφορά του συστήματος, εξαιτίας της ενισχυμένης δράσης των φαινομένων P-Δ.

Ενδιαφέρον επίσης παρουσιάζει και η απόκριση των συστημάτων σε όρους καθίζησης - στροφής, στην περίπτωση του ελαφριά φορτιζόμενου συστήματος ($FS_v=14$), το κοντόκορμο σύστημα ($h/B=1$) έχει ελαφρώς μεγαλύτερο ανασήκωμα από ότι το υψίκορμο ($h/B=3$), ενώ στα βαριά φορτιζόμενα συστήματα ($FS_v=3$) τα αντίστοιχα διαγράμματα σχεδόν ταυτίζονται.

[Σχήμα 1.10 (β)]

Αναφορικά τώρα με τα διανύσματα μετατόπισης και πλαστικών παραμορφώσεων, όπως παρατηρείται στο **σχήμα 1.11**, δεν υπάρχει παρά μικρή αλλαγή, η οποία εκφράζεται με την μικρή μετατόπιση προς τα πάνω του πόλου περιστροφής του θεμελίου. Λόγω του εγκιβωτισμού, οι εγκάρσιες εδαφικές ωθήσεις δεν επιτρέπουν την έντονη ολίσθηση, με

αποτέλεσμα την κυριαρχία του λικνισμού ακόμη και στις κατασκευές με μικρό μοχλοβραχίονα [Ntritsos 2012].

Στην Ελλάδα και συγκεκριμένα στην Αττική Οδό, η γέφυρα ΤΕ20 [**Σχήμα 1.12**] με θεμέλιο πλάτους $B=8\text{m}$ και ύψος μεσόβαθρου $h=8.8\text{m}$ αποτελεί ένα παράδειγμα πραγματικής γέφυρας με μοχλοβραχίονα $h/B=1.2$.

Πολλές μελέτες από τους Gazetas & Anastasopoulos έχουν δείξει ότι η λυκνιστική και μη γραμμική συμπεριφορά των θεμελίων μαζί με την πλαστικοποίηση του εδάφους μπορούν να βοηθήσουν σημαντικά προς την αποφυγή αστοχίας ακόμη και σε πολύ μεγαλύτερους σεισμούς από αυτούς του σχεδιασμού.

Με άλλα λόγια η μείωση του πλάτους B του θεμελίου με τον κατάλληλο σχεδιασμό μπορεί να οδηγήσει σε ευεργετικά αποτελέσματα. Η τάση αυτή για μείωση του πλάτους B συνεπάγεται και αύξηση του μοχλοβραχίονα h/B .

Όπως έχει μελετηθεί και από τους Anastasopoulos & Androutselis [2013] για την γέφυρα ΤΕ23 της Αττικής Οδού η μη γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης αποδεικνύεται ευεργετική για την απόκριση των βάθρων.

1.3 Σκοπός & Περιεχόμενο Εργασίας

Η παρούσα εργασία διερευνά τη δυνατότητα χρήσης καταλλήλως βαθμονομημένου ελατηριωτού συστήματος προκειμένου να προσομοιωθεί η αλληλεπίδραση ανελαστικού εδάφους– εγκιβωτισμένου θεμελίου, κατά τη δυναμική απόκριση του συστήματος εδάφους –θεμελίου – ανωδομής. Εστιάζει δε στη λικνιστική απόκριση της θεμελίωσης, οπότε το εν λόγω ελατήριο είναι περιστροφικό. Επιπλέον, στις αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων της παρούσας εργασίας εξετάζονται ο μηχανισμός της αποκόλλησης του θεμελίου και ο μηχανισμός της κινητοποίησης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους . Αντίθετα , η ολίσθηση δεν λαμβάνεται υπόψη δεδομένου ότι οι μετακινήσεις που παρατηρούνται στη βάση της θεμελίωσης είναι περιορισμένες , ώστε να μπορούν να αμεληθούν . Συνεπώς, για να αποτυπωθεί η λικνιστική συμπεριφορά του θεμελίου επί ανελαστικού εδάφους, προτείνεται η χρήση ενός μη – γραμμικού περιστροφικού ελατηρίου σε συνδυασμό με γραμμικά ελαστικά ελατήρια στη κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση, όπως και κατάλληλους αποσβεστήρες.

Αξιοποιώντας τα αποτελέσματα μονοτονικών στατικών αναλύσεων σε εγκιβωτισμένο θεμέλιο , σχετικά με τη διακύμανση της τέμνουσας περιστροφικής δυσκαμψίας εδάφους – θεμελίου, καθώς οι επιβαλλόμενες γωνίες αυξάνονται με το θεμέλιο να φορτίζεται ισχυρότερα ή να αυξάνεται το βάθος εγκιβωτισμού. Η εργασία προτείνει μια απλοποιημένη μη – γραμμική μεθοδολογία προσδιορισμού της δυναμικής απόκρισης εγκιβωτισμένου θεμελίου ($D/B=0.4, 0.7, 1.0$) εδραζόμενου σε ανελαστικό αργιλικό εδαφικό σχηματισμό.

Αντίθετα με τις καμπύλες τέμνουσας δυσκαμψίας $K_R(\theta,FS)$ – γωνίας στροφής θ , που μπορούν να αποτελέσουν βάση για την ανάπτυξη μιας ισοδύναμης γραμμικής επαναληπτικής μεθόδου [Paolucci et al., 2011], οι καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής θεμελίωσης M – γωνίας στροφής θ που εξάγονται από τις στατικές μονοτονικές μη – γραμμικές αναλύσεις για τα διαφορετικού λόγου εγκιβωτισμού και λυγηρότητας θεμέλια,

μπορούν να αξιοποιηθούν στην ανάπτυξη μιας απλοποιημένης μη – γραμμικής μεθοδολογίας , χωρίς να χρειάζεται το προσομοίωμα της υπό μελέτη κατασκευής να περιλαμβάνει το σύστημα εδάφους – θεμελίου, παρά μόνον την ανωδομή με τα κατάλληλα ελατήρια στη βάση της. Η μοναδική απαίτηση από τα ευρέως χρησιμοποιούμενα προγράμματα δυναμικής ανάλυσης συνήθων κατασκευών για την εφαρμογή της μεθόδου, είναι η δυνατότητα εισαγωγής μη – γραμμικού ελατηρίου, που θεωρείται όμως πια δεδομένη για την πλειονότητα εξ αυτών.

Στο **Κεφάλαιο 2^ο** ορίζεται το πρόβλημα , ενώ περιγράφεται η διαδικασία προσομοίωσης και η μεθοδολογία ανάλυσης που ακολουθήθηκε.

Στο **Κεφάλαιο 3^ο** παραθέτουμε στοιχεία αναφορικά με τη φέρουσα ικανότητα της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης σε ανελαστικό εδαφικό σχηματισμό , λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των διεπιφανειών .Πιο συγκεκριμένα , εκτός από την αντοχή του θεμελίου σε καθαρή αξονική φόρτιση, προσδιορίζουμε και τη ροπή αντοχής συναρτήσει της αξονικής δύναμης με και χωρίς την επιρροή μοχλοβραχίονα του συστήματος (ανεστραμμένο εκκρεμές).

Στο **Κεφάλαιο 4^ο** περιγράφουμε τη διαδικασία ανελαστικής μονοτονικής ανάλυσης οριζόντιας φόρτισης, υπό το πρίσμα της οποίας αναλύουμε την επίδραση του εγκιβωτισμού D/B , του μοχλοβραχίονα h/B και του συντελεστή ασφαλείας σε καθαρή κατακόρυφη φόρτιση (FS_v) στη φέρουσα ικανότητα. Τέλος , επικεντρωνόμαστε στην ελαστική δυσκαμψία του συστήματος αναλύοντας τη φαινομενικά παράδοξη συμπεριφορά της συναρτήσεως του συντελεστή ασφαλείας και περιγράφουμε τους εδαφικούς μηχανισμούς που την διέπουν – δικαιολογούν .

Στο **Κεφάλαιο 5^ο** περιγράφουμε και σχολιάζουμε την απόκριση του εγκιβωτισμένου θεμελίου υπό τη επιβολή ανακυκλικής οριζόντιας φόρτισης στην κορυφή του στύλου, καθώς και το πώς ο λόγος εγκιβωτισμού D/B , λυγηρότητας ανωδομής h/B και ο

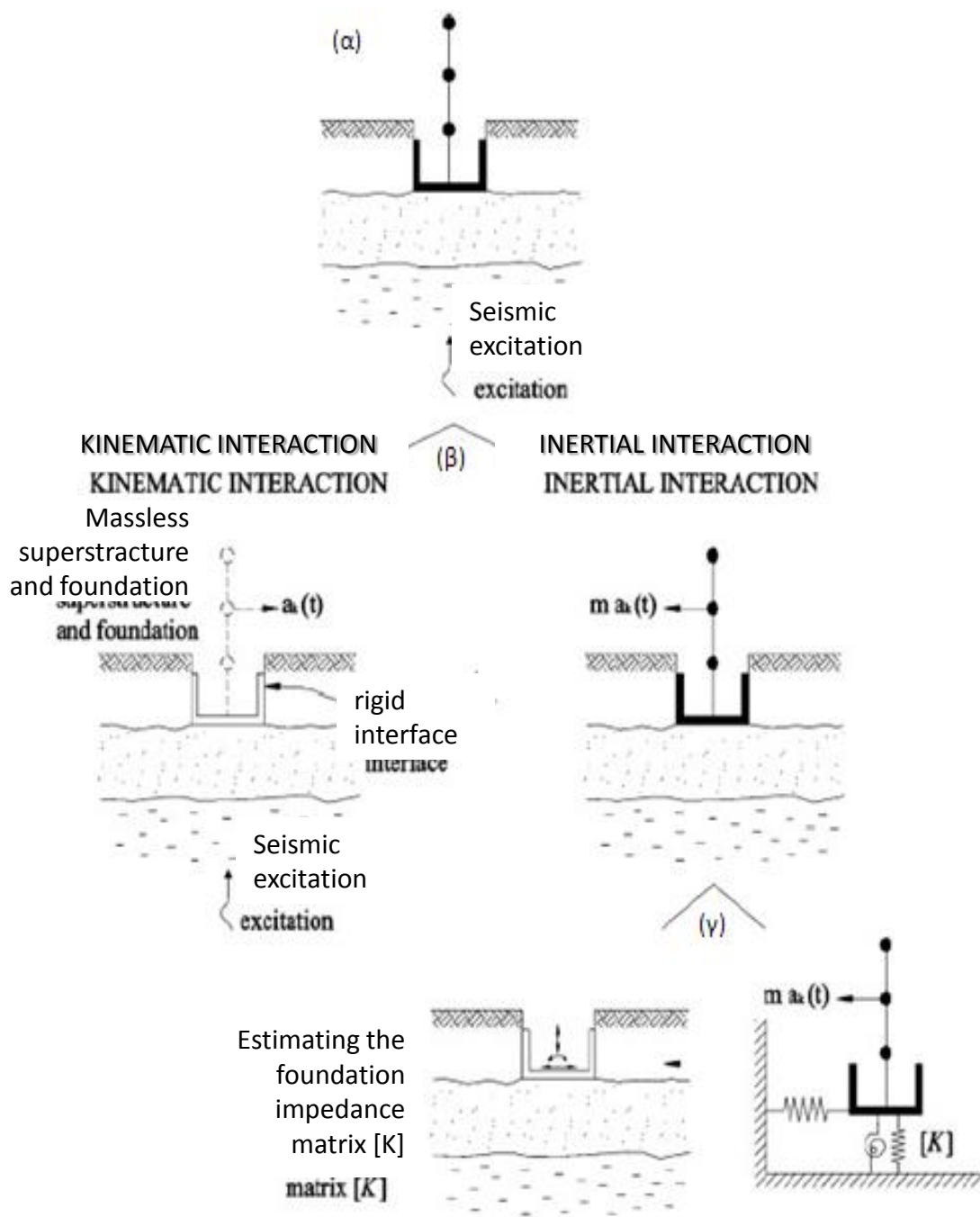
συντελεστής κατακόρυφης φόρτισης FS_v την επηρεάζουν. Όλες οι συγκρίσεις και τα συμπεράσματα έχουν εξαχθεί σε όρους ροπής - στροφής και καθίζησης - στροφής.

Στο **Κεφάλαιο 6^ο** επικεντρωθήκαμε στη μελέτη της δυναμικής απόκρισης εγκιβωτισμένων συστημάτων εξετάζοντας τα μοντέλα σε τεχνητές (TsanglXA) και πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις (Καλαμάτα 1986, Λευκάδα 2003, Χαβριάτα 2014 και Rinaldi 1994). Τα προς μελέτη αποτελέσματα που εξάγαμε ήταν σε όρους χρονοϊστορίας επιτάχυνσης και μετακίνησης στην κορυφή του στύλου, χρονοϊστορίας στροφής και καθίζησης στη βάση της θεμελίωσης και ροπής - στροφής στην ίδια θέση. Από τη μελέτη αυτών εξάγαμε συμπεράσματα αναφορικά με την επιρροή στη δυναμική απόκριση, του λόγου εγκιβωτισμού D/B, λυγηρότητας ανωδομής h/B και συντελεστή ασφαλείας FS_v .

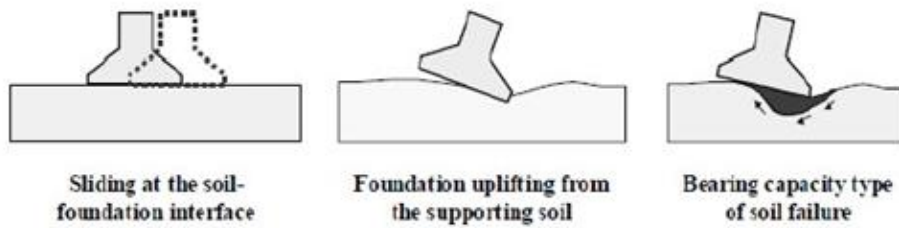
Στο **Κεφάλαιο 7^ο** περιγράφουμε την διαδικασία βαθμονόμησης του μη γραμμικού στροφικού ελατηρίου με το οποίο θα προσομοιάσουμε την αλληλεπίδραση εγκιβωτισμένου θεμελίου - εδάφους. Επιπλέον αναλύουμε τη μεθοδολογία προσδιορισμού των αποσβεστήρων που θα εφαρμόσουμε και εξάγουμε τη σχέση που διέπει τις καθιζήσεις του συστήματος. Τέλος προκειμένου να επικυρώσουμε την αποτελεσματικότητα της μεθόδου εκτελούμε δυναμικές αναλύσεις στο ελατηριωτό προσομοίωμα και τις συγκρίνουμε με τις αντίστοιχες του πλήρους μοντέλου.

Τέλος
Κεφαλαίου 1 : Σχήματα

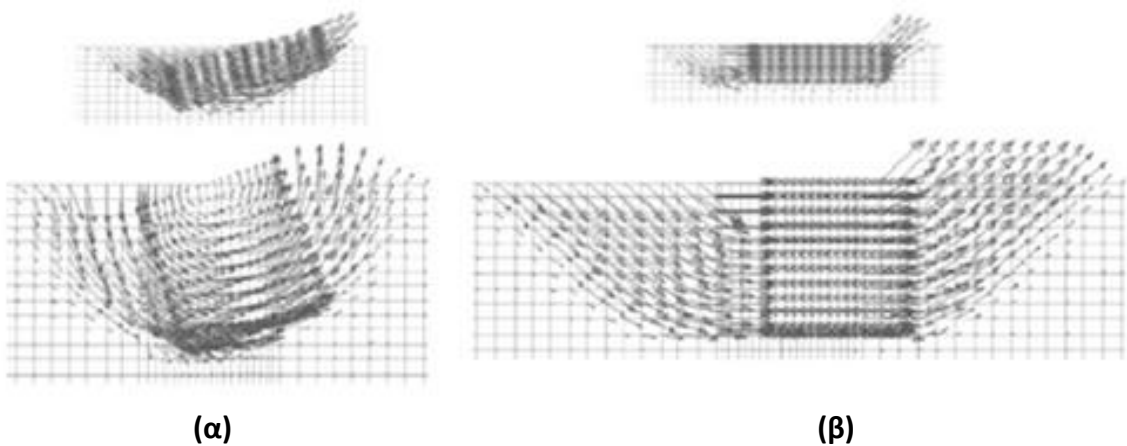
Εισαγωγικά Στοιχεία &
Βιβλιογραφική Ανασκόπηση



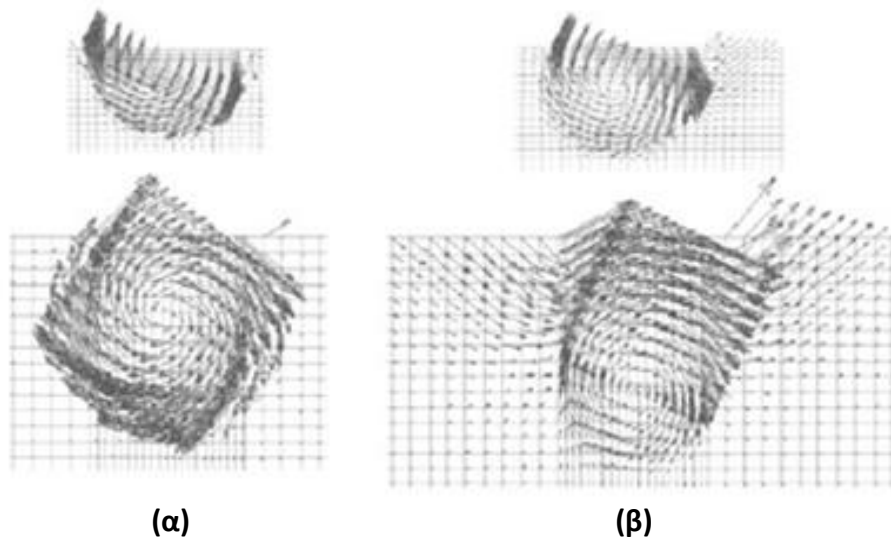
Σχήμα 1.1 : (α) Το πρόβλημα : σεισμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, (β) επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης, (γ) ανάλυση αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε δύο βήματα (Mylonakis et al., 2006).



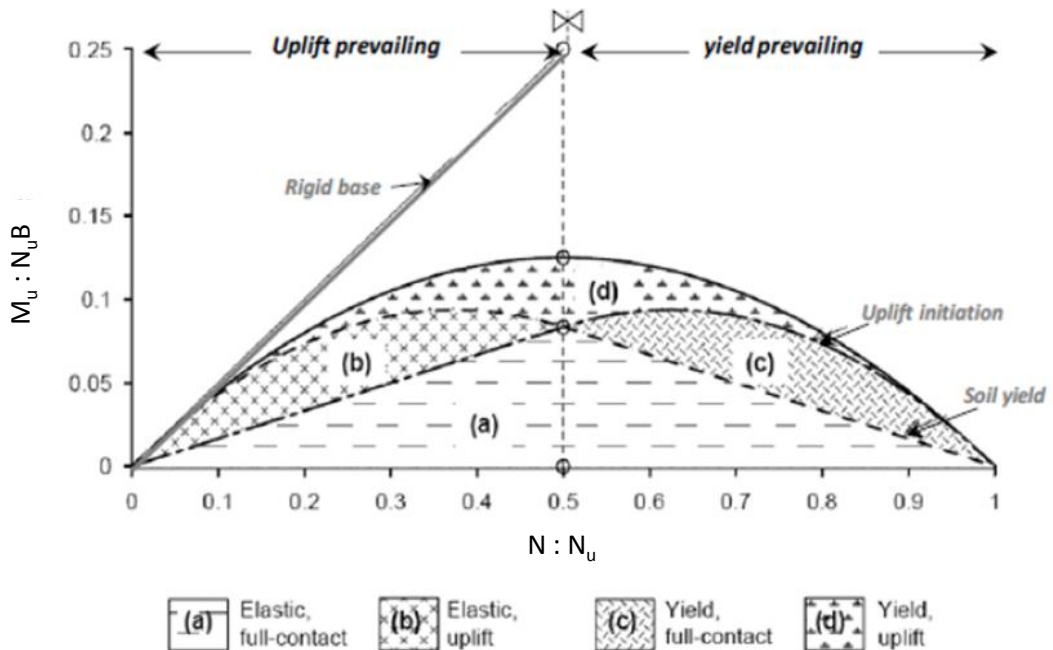
Σχήμα 1.2 : Μηχανισμοί μη γραμμικής απόκρισης στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης (Gazetas & Apostolou, 2004)



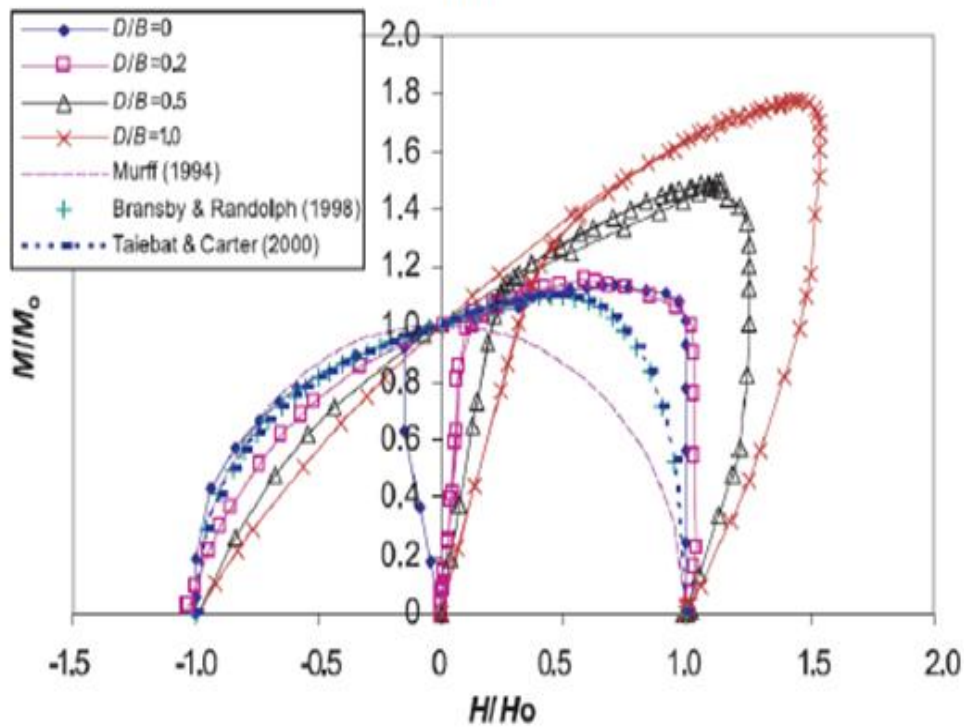
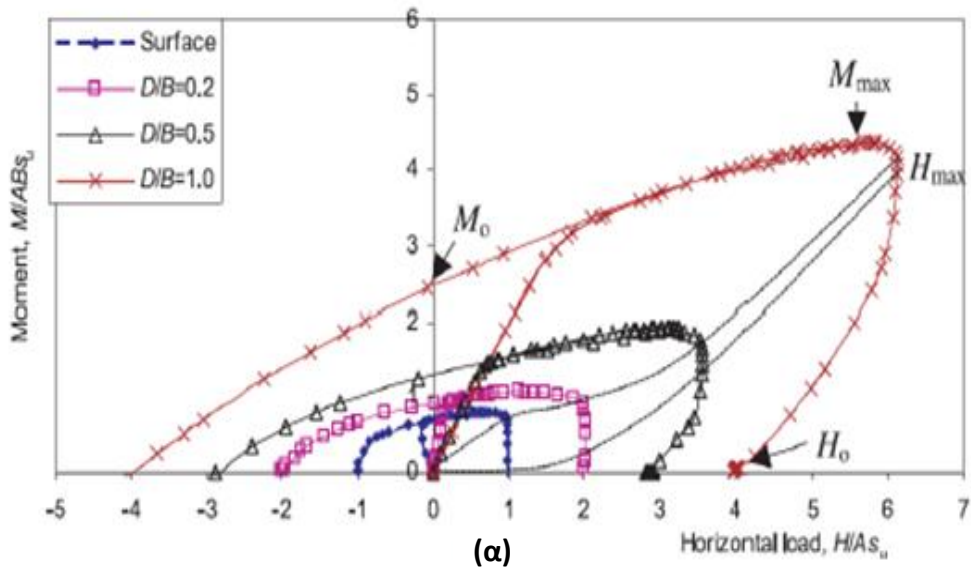
Σχήμα 1.3 : Μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό οριζόντια φόρτιση στη βάση, $D/B=0.25$ και 1 : (α) χωρίς και (β) με δέσμευση της στροφής (Gourvenec, 2008)



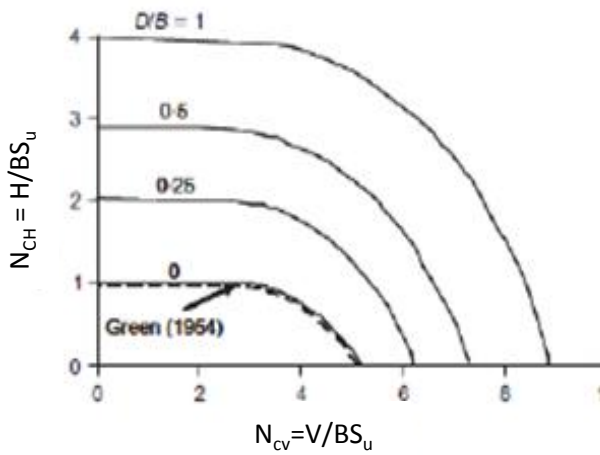
Σχήμα 1.4 : Μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό την επιβολή ροπής στη βάση, $D/B=0.25$ και 1 : (α) χωρίς και (β) με δέσμευση της στρώσης (Gourvenec, 2008)



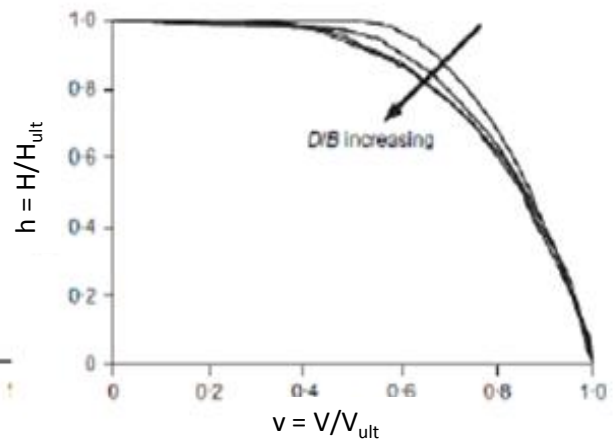
Σχήμα 1.5 : Καμπύλες αλληλεπίδρασης επιφανειακών θεμελιώσεων στο επίπεδο $M - N$, για ανένδοτο και ενδόσιμο έδαφος. Απόζευξη των μηχανισμών αποκόλλησης και εδαφικής διαρροής (Apostolou & Gazetas, 2007)



Σχήμα 1.6 : Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για ΜΗ ($v=0$) φόρτιση : θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους : $D/B=0, 0.2, 0.5, 1$: (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (Yun & Bransby, 2007)

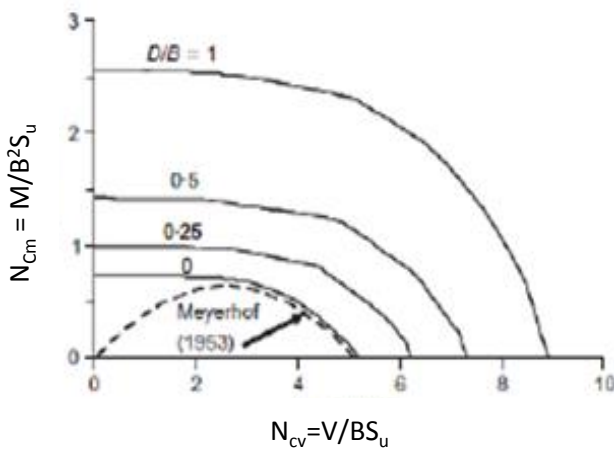


(α)

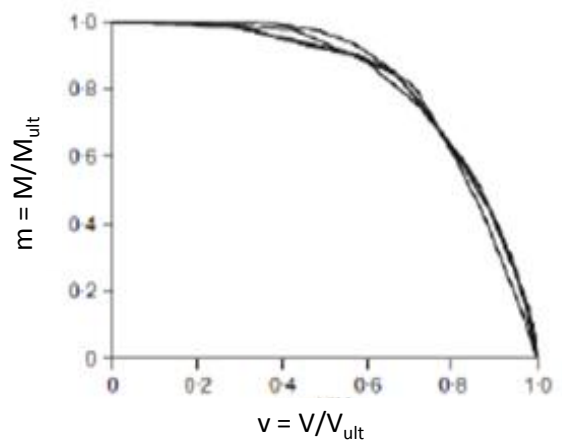


(β)

Σχήμα 1.7 : Περιβάλλουσες ατοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VH ($M=0$) φόρτιση : (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (Gourvenec, 2008)

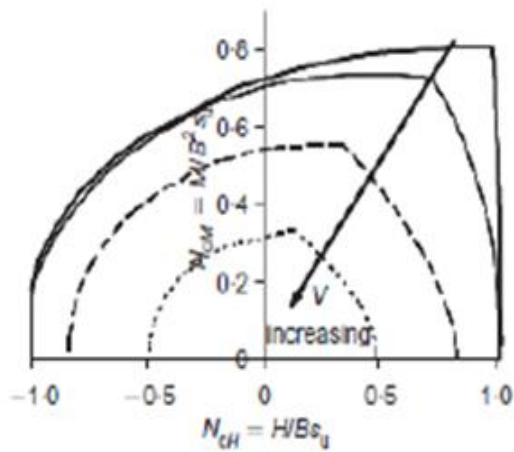


(α)

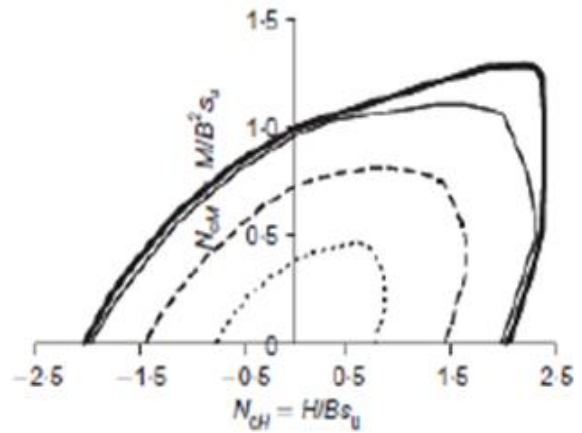


(β)

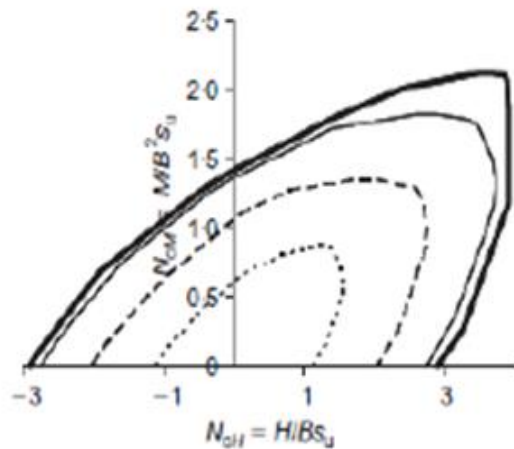
Σχήμα 1.8 : Περιβάλλουσες ατοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VM ($H=0$) φόρτιση : (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (Gourvenec, 2008)



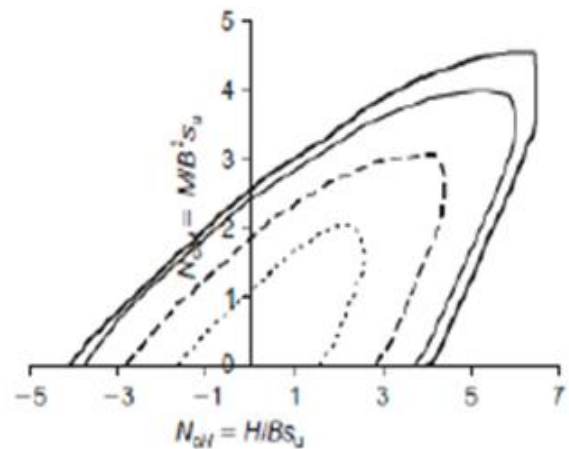
(α)



(β)

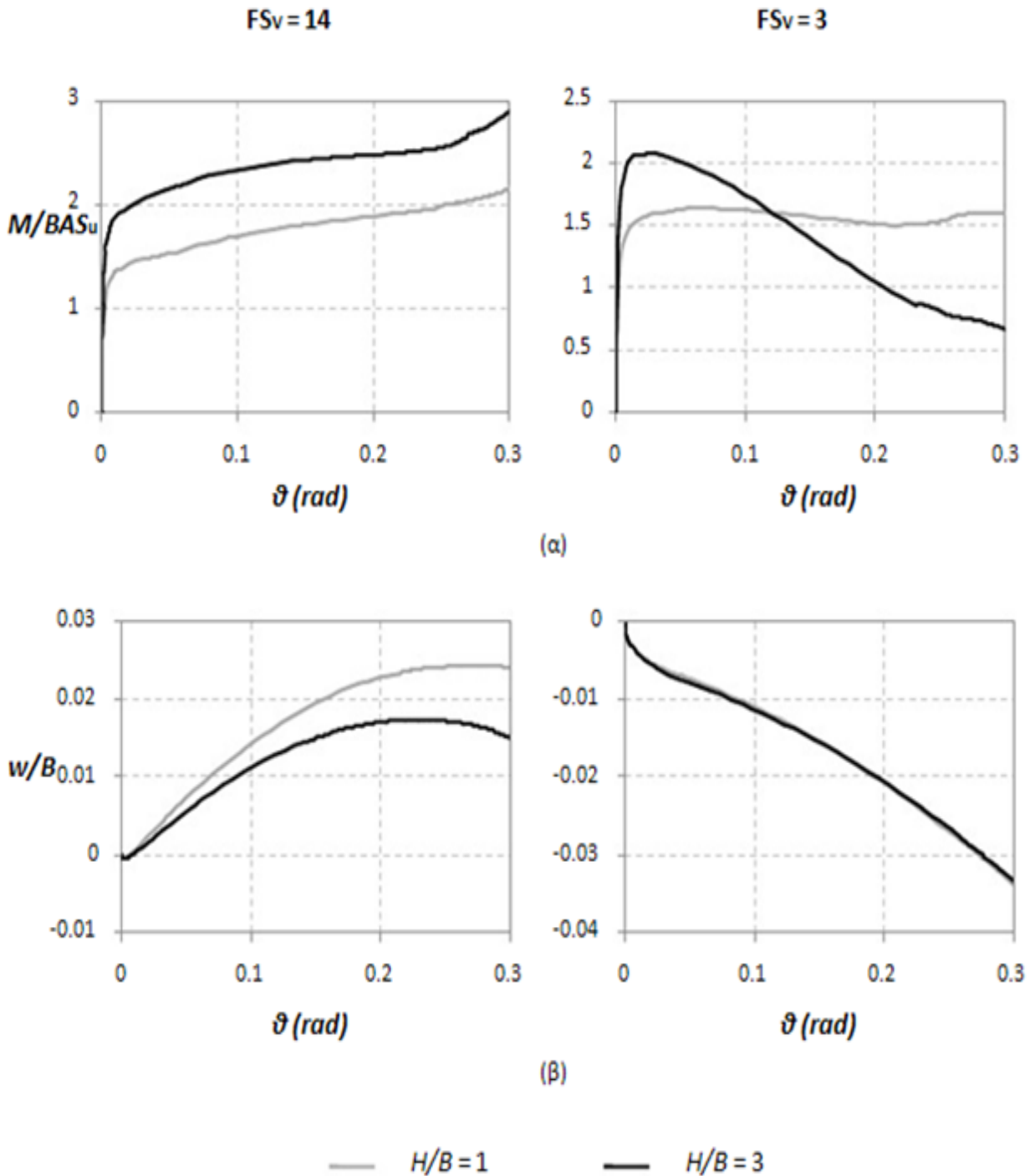


(γ)

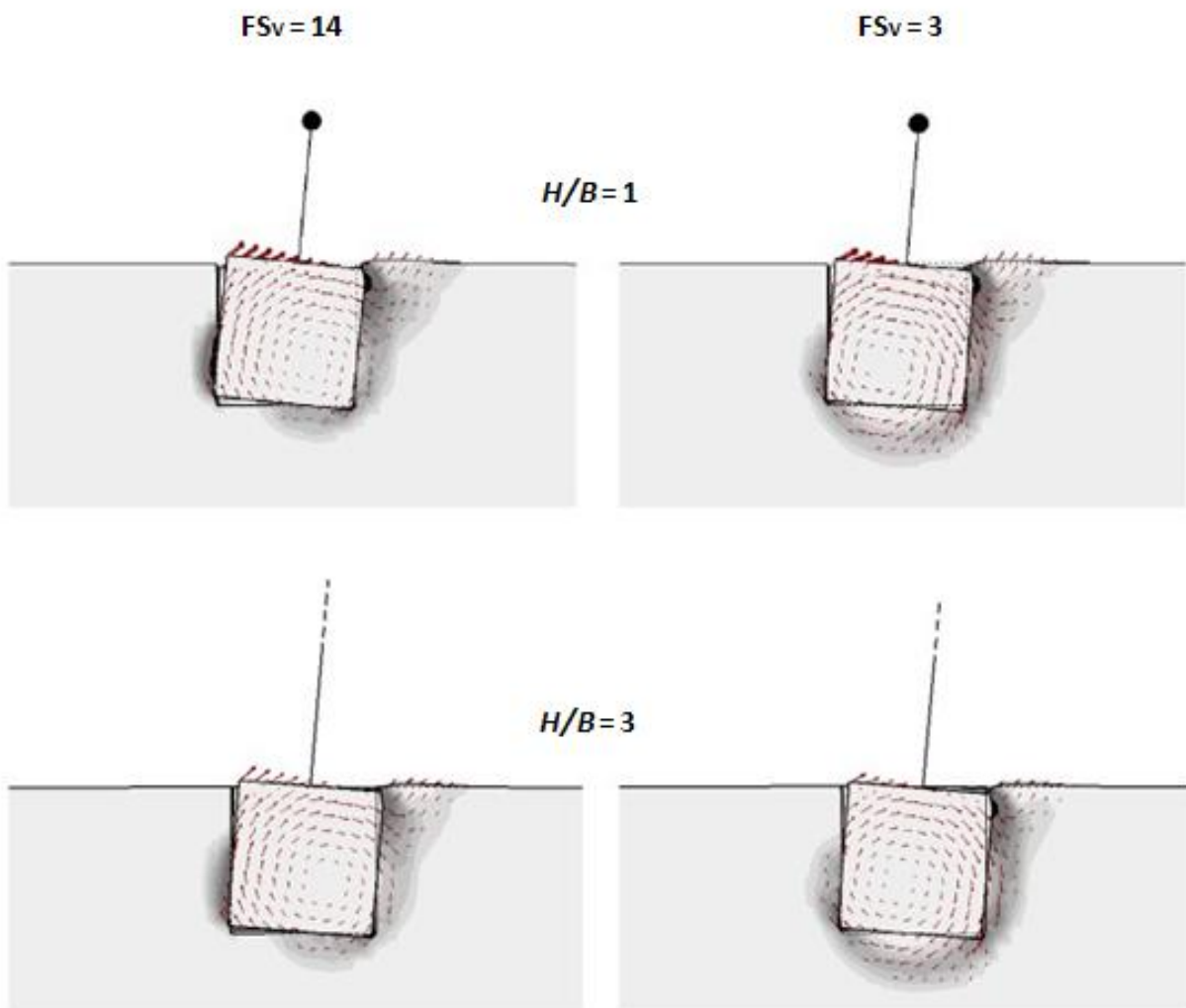


(δ)

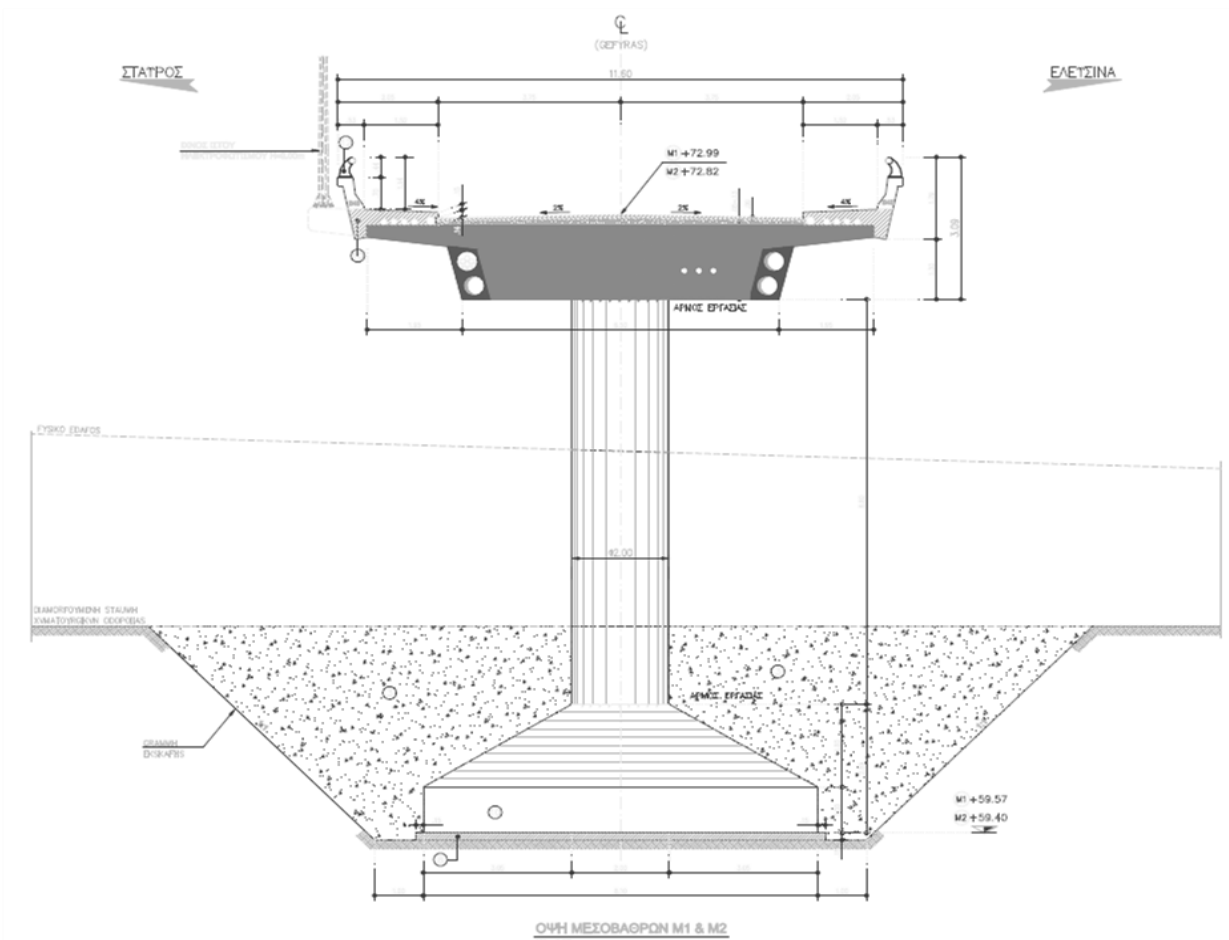
Σχήμα 1.9 : Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VMH φόρτιση : $V/V_{ult} = 0, 0.5, 0.75$ και 0.9 : (α) $D/B=0$ (β) $D/B=0.25$ (γ) $D/B=0.5$ (δ) $D/B=1$ (Gourvenec, 2008)



Σχήμα 1.10 : Διαγράμματα (α) ροπής – στροφής και (β) καθίζησης – στροφής εγκιβωτισμένου θεμελίου $D/B=1$, υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση : σύγκριση μεταξύ συστημάτων με διαφορετικό λόγο λυγηρότητας H/B [Ntritsos, 2012]



Σχήμα 1.11 : Ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους και διανύσματα μετατοπίσεων για γωνία στροφής $\theta=0.08$ rad : σύγκριση μεταξύ συστημάτων με διαφορετικό λόγο λυγηρότητας H/B [Ntritsos, 2012].



Σχήμα 1.12: Διατομή και τομή βάθρου και θεμελίου της γέφυρας TE20 της Αττικής Οδού. Παράδειγμα εφαρμογής μοχλοβραχίονα $h/B \approx 1.2$.

Κεφάλαιο 2

Διαδικασία Προσομοίωσης

Κεφάλαιο 2ο :

Διαδικασία Προσομοίωσης

2.1 Ορισμός του προβλήματος

Υψίκορμες κατασκευές όπως βάθρα γεφυρών υπόκεινται σε συνδυασμένη φόρτιση (τέμνουσας, αξονικού φορτίου και ροπής) κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος. Η απόκρισή τους επηρεάζεται κατά κύριο λόγο από τη ροπή που αναπτύσσεται στη βάση τους και διαφοροποιείται σημαντικά όταν η κατασκευή εισέρχεται στη λικνιστική φάση και παρατηρείται ανασήκωμα της θεμελίωσης. Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, πολλοί ερευνητές έχουν παρατηρήσει την ευεργετική επίδραση του ανασηκώματος της θεμελίωσης και της κινητοποίησης μηχανισμών φέρουσας ικανότητας του εδάφους στην απόκριση τέτοιων κατασκευών υπό δυναμική φόρτιση.

Κατά τον Priestley [1996] η δυναμική συμπεριφορά γεφυρών κανονικού σχήματος , που διεγείρονται κατά την εγκάρσια διεύθυνση, μπορεί να προσεγγισθεί αδρά με την προσομοίωση ενός και μόνο βάθρου (μονοβάθμιος ταλαντωτής). Η παρούσα εργασία διερευνά τη δυνατότητα υπολογισμού της δυναμικής λικνιστικής απόκρισης ενός τέτοιου μονοβάθμιου ταλαντωτή με εγκιβωτισμένη θεμελίωση , όταν το σύστημα εδάφους – θεμελίου έχει αντικατασταθεί από μη-γραμμικό περιστροφικό ελατήριο και τον αντίστοιχο αποσβεστήρα [Σχήμα 2.1].

Εδώ αξίζει να αναφερθεί το γεγονός ότι η μη γραμμική απόκριση επιφανειακών θεμελιώσεων έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας [Taylor et al., 1981; Butterfield & Gottardi, 1994; Faccioli et al. 2001; Gajan et al., 2005; Allotey & Naggar, 2003; 2008; Pender, 2007; Gajan & Kutter 2008] , ενώ λιγότερες είναι οι εργασίες που αφορούν την ανελαστική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [Yun & Bransby, 2007; Gourvenec,

2008]. Οι τελευταίες δε περιορίζονται στη μελέτη θεμελιώσεων πλήρως συγκολλημένων στο έδαφος, υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης.

Η παρούσα εργασία λοιπόν , πραγματεύεται και αναλύει δύο αντικείμενα . Το *πρώτο* είναι η μελέτη και κατανόηση της συμπεριφοράς του εγκιβωτισμένου θεμελίου . Ειδικότερα, μελετάται η απόκριση θεμελιώσεων τετραγωνικής κάτοψης πλάτους $B=5\text{m}$, βαθμού εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, 0.7 & 1.0 , επί ομογενούς αργιλικού εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες ($S_u = 150 \text{ kPa}$), για διαφορετικά ύψη της ανωδομής $h/B=1.2$, 1.8 & 2.4 και διαφορετικούς συντελεστές κατακόρυφου φόρτισης [Σχήμα 2.2] .Η ανωδομή αναπαρίσταται από έναν απλό μονοβάθμιο ταλαντωτή, ο οποίος μπορεί να προσομοιώσει αρκετά ικανοποιητικά ένα βάθρο γέφυρας [Priestley et al., 1996], ενώ αποτελεί μια πρώτη προσέγγιση της προσομοίωσης πολυπλοκότερων κατασκευών. Για τις ανάγκες της εργασίας ο ταλαντωτής θεωρείται άκαμπτος. Η φόρτιση εφαρμόζεται μέσω ελεγχόμενης οριζόντιας μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής (κορυφή του στύλου) , ενώ δεν λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων $P - \delta$. Αποτέλεσμα των αναλύσεων είναι η εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης M , Q , N που προσδιορίζουν τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος για ένα μεγάλο εύρος εντατικών καταστάσεων (Κεφάλαιο 3) . Το *δεύτερο* αντικείμενο της εργασίας μας είναι η μελέτη και η συγκριτική αξιολόγηση των αποτελεσμάτων των άνω αναλύσεων (διαγράμματα ροπής - στροφής) με σκοπό τη κατάλληλη βαθμονόμηση ενός στροφικού ελατηρίου που θα προσομοιάζει επαρκώς την πραγματική αλληλεπίδραση εδάφους - ανωδομής υπό τις στατικές φορτίσεις, αλλά και τις έντονα δυναμικές διεγέρσεις που οδηγούν το σύστημα σε λικνιστική συμπεριφορά (Κεφάλαιο 4).

2.2 Μεθοδολογία Ανάλυσης

2.2.1 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων

Για τη διεξαγωγή των απαιτούμενων στατικών (μονοτονικών & ανακυκλικών) και δυναμικών αναλύσεων διαμορφώνεται τρισδιάστατο προσομοίωμα στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus.

Ένα βάθρο συγκεντρωμένης μάζας στην κορυφή εδραζόμενο επί τετραγωνικού θεμελίου αντιπροσωπεύει το σύστημα καταστώματος – βάθρου – θεμελίωσης. Το βάθρο προσομοιώνεται με γραμμικά στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής (B31), με υψηλό μέτρο ελαστικότητας, ώστε το βάθρο να είναι πρακτικά άκαμπτο όπως αναφέρθηκε προηγουμένως. Η μάζα του βάθρου θεωρείται αμελητέα έτσι, η συνολική μάζα της ανωδομής είναι συγκεντρωμένη στο στοιχείο μάζας που τοποθετείται στην κορυφή του βάθρου και αντιπροσωπεύει το κατάστρωμα της γέφυρας. Το αργιλικό έδαφος προσομοιώνεται με μη γραμμικά οκτακομβικά εξαεδρικά “brick – type” στοιχεία (C3D8), με κατάλληλο ελαστοπλαστικό νόμο συμπεριφοράς, όπως περιγράφεται στο επόμενο εδάφιο. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους S_u λαμβάνεται ίση με 150 kPa, το ειδικό βάρος $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, ενώ ο λόγος $E/S_u = 1800$, όπου E το μέτρο ελαστικότητας Young. Το θεμέλιο προσομοιώνεται με στοιχεία γραμμικώς ελαστικά με υψηλό μέτρο ελαστικότητας, ώστε το θεμέλιο να παραμορφώνεται σαν απολύτως στερεό σώμα. Το ειδικό βάρος των στοιχείων του θεμελίου λαμβάνεται ίσο με αυτό του σκυροδέματος ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$) [Σχήμα 2.3].

Το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων που απαρτίζουν τη διεπιφάνεια θεμελίου - εδάφους ποικίλει ανάλογα με το βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Στην πραγματικότητα αυτό που αλλάζει είναι ο αριθμός των στοιχείων στην παράπλευρη επιφάνεια του θεμελίου, ενώ ο αριθμός των στοιχείων στη βάση είναι σε κάθε μοντέλο σταθερός ώστε να προσομοιώνεται με την κατάλληλη ακρίβεια η συμπεριφορά της

διεπιφάνειας εδάφους – θεμελίου. Για τη ρεαλιστική συμπεριφοράς αυτής, χρησιμοποιούνται στοιχεία διεπιφάνειας που επιτρέπουν την αποκόλληση του θεμελίου από το υποκείμενο έδαφος. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν τους κόμβους του εδάφους με τους αντίστοιχους κόμβους του θεμελίου, με τους οποίους ενώ αρχικά βρίσκονται σε επαφή, επιτρέπεται στη συνέχεια ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας και αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος, ανάλογα με τη φόρτιση. Για το διάστημα της αποκόλλησης της διεπιφάνειας επιλέγεται εκθετικός νόμος επαφής **[Σχήμα 2.4]**. Στις αναλύσεις που ακολουθούν, ο συντελεστής τριβής μ στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους λαμβάνεται ίσος με 1.0.

Η μη-γραμμικότητα υλικού, που εκδηλώνεται μέσω της μη-γραμμικής συμπεριφοράς του εδάφους, λαμβάνεται υπόψη στις αναλύσεις αντίθετα με τη μη - γραμμικότητα γεωμετρίας (φαινόμενα $P - \Delta$) που για την σωστή διαμόρφωση του μη γραμμικού ελατηρίου αμελείται.

Προκειμένου να εξοικονομηθεί χρόνος και υπολογιστικά μέσα, προσομοιώνεται με τριδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία μόνον το ήμισυ του θεμελίου και του υποκείμενου εδάφους. Η παραδοχή αυτή είναι αποδεκτή λόγω συμμετρίας, καθώς η ανάλυση περιορίζεται σε περιστροφή μόνο σε ένα επίπεδο. Κινηματικοί περιορισμοί επιβάλλονται στο επίπεδο συμμετρίας, οι οποίοι περιορίζουν την κίνηση κάθετα σε αυτό (προφανώς η παραπάνω διευκρίνιση αφορά όσες αναλύσεις περιλαμβάνουν το έδαφος, προτού αντικατασταθεί με ελατήρια).

Η προσομοίωση του συστήματος τετραγωνικού εγκιβωτισμένου θεμελίου επί ανελαστικού εδάφους για τις στατικές και δυναμικές αναλύσεις φαίνεται στα **σχήματα 2.5α**. Η αργλική εδαφική στρώση έχει πάχος $H = 3B$ κάτω από τη βάση του θεμελίου του εκάστοτε μοντέλου (σε όλους τους λόγους D/B), μήκος $L = 8B$ και πλάτος $W/2 = 3B$, όπου B το πλάτος του θεμελίου. Οι διαστάσεις του προσομοιώματος επιλέγονται έτσι ώστε να εξασφαλίζεται η

συμπεριφορά του εδάφους ως ομοιογενής ελαστικός ημίχωρος. Εν προκειμένω, η απόσταση των ορίων του προσομοιώματος είναι ικανοποιητική, εάν λάβει κανείς υπόψη ότι η περιοχή του εδάφους που επηρεάζεται (βολβός επιρροής) στην κατακόρυφη διεύθυνση κατά την επιβολή περιστροφικής φόρτισης είναι της τάξης των $1\div 2B$ [Gazetas, 1987]. Ο κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων είναι πυκνότερος στην περιοχή κάτω και γύρω από το θεμέλιο ενώ αραιώνει καθώς απομακρυνόμαστε από αυτό και προς τις τρεις διευθύνσεις. Οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στους ακραίους κόμβους του προσομοιώματος απαγορεύουν την κίνηση κατά την x και y διεύθυνση, ενώ δεσμεύουμε την κατά z μετακίνηση στους κόμβους της βάσης του προσομοιώματος.

Η προσομοίωση του συστήματος τετραγωνικού εγκιβωτισμένου θεμελίου επί ελατηρίων και αποσβεστήρων για τις στατικές και δυναμικές αναλύσεις φαίνεται στα **σχήματα 2.5β**. Τα οκτακομβικά τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία που διαμορφώνουν το άκαμπτο τετραγωνικό θεμέλιο θα μπορούσαν να παραληφθούν, διατηρούνται απλώς και μόνο για λόγους απεικόνισης. Το σύστημα καταστρώματος – βάρου προσομοιώνεται, όπως προηγουμένως, με στοιχείο μάζας και ελαστικά γραμμικά στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής αντίστοιχα. Τα ελατήρια (SPRING2) ορίζονται από δύο σημεία, τον μεσαίο κόμβο της βάσης του θεμελίου και ένα σημείο (αυθαίρετα) ορισμένο 0.5m πιο κάτω κατά τον κατακόρυφο άξονα. Στον ανώτερο κόμβο δεσμεύονται οι εκτός επιπέδου μετακινήσεις (μία μετατόπιση & δύο στροφές). Ο δε κατώτερος κόμβος πακτώνεται.

2.2.2 Εδαφικό Καταστατικό Προσομοίωμα

Η ελαστοπλαστική συμπεριφορά του εδάφους ακολουθεί κριτήριο διαρροής Von Mises με μη γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης και συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Το συγκεκριμένο καταστατικό προσομοίωμα είναι ικανό να προσομοιώσει την πλάστιμη συμπεριφορά της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες, η οποία θεωρείται ανεξάρτητη από τη μέση ενεργό τάση.

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

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha \quad (2.1)$$

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

Η ακόλουθη συνάρτηση F ορίζει την ανεξάρτητη τάσεων επιφάνεια διαρροής:

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_0 \quad (2.2)$$

όπου η ισοδύναμη τάση Mises, συνυπολογίζοντας το α είναι :

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

Με δεδομένη τη συσχετισμένη πλαστική ροή, ο ρυθμός πλαστικής ροής δίνεται από τη σχέση :

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\epsilon}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (2.3)$$

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

Ο νόμος εξέλιξης των τάσεων αποτελείται από δύο συνιστώσες :

(α) έναν ιστροπικό 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 :

$$\sigma_0 = \sigma_0 + Q_\infty (1 - e^{-b \dot{\epsilon}^p}) \quad (2.4)$$

όπου η παράμετρος Q_∞ ορίζει τη μέγιστη μεταβολή του μεγέθους της επιφάνειας διαρροής, ενώ η παράμετρος b ορίζει το ρυθμό αυτής της μεταβολής με $\dot{\epsilon}^p$ την . Για $Q_\infty = 0$, το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής παραμένει σταθερό και το προσομοίωμα εκφυλίζεται σε μη - γραμμικό μοντέλο κινηματικής κράτυνσης.

(β) έναν μη - γραμμικό κινηματικό νόμο κράτυνσης, που περιγράφει την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής στο τασικό πεδίο (όπως ορίζεται μέσω της παραμέτρου α). 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:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \dot{\epsilon}^p - \gamma \alpha \dot{\epsilon}^p \quad (2.5)$$

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

Η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ιστροπικής κράτυνσης απεικονίζεται στα **σχήματα 2.6α και 2.6β** για μονοαξονική και πολυαξονική φόρτιση αντίστοιχα. Ο νόμος εξέλιξης για τη συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης υποδεικνύει ότι η παράμετρος α εμπεριέχεται σε κύλινδρο ακτίνας :

$$\sqrt{\frac{2}{3}\alpha^S} = \sqrt{\frac{2}{3}\frac{C}{\gamma}} \quad (2.6)$$

όπου α^S είναι το μέγεθος της παραμέτρου α στον κορεσμό. Εφόσον η επιφάνεια διαρροής παραμένει φραγμένη, συμπεραίνεται πως οποιοδήποτε τασικό σημείο πρέπει να βρίσκεται εντός κυλίνδρου ακτίνας $\sqrt{\frac{2}{3}}\sigma_y$, όπου σ_y η τάση διαρροής. Ομοίως σε μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις, οποιοδήποτε τασικό σημείο περιέχεται εντός κυλίνδρου ακτίνας $\sqrt{2/3}(\sigma^S + \alpha^S)$, όπου σ^S είναι η ισοδύναμη τάση που ορίζει το μέγεθος της επιφάνειας διαρροής στις μεγάλες πλαστικές παραμορφώσεις.

Η μέγιστη τάση διαρροής για κορεσμένο έδαφος είναι: $\sigma_y =$

$$\sigma_y = \frac{C}{\gamma} + \sigma_0 \quad (2.7)$$

Επίσης, σύμφωνα με το κριτήριο διαρροής Von Mises η μέγιστη τάση είναι:

$$\sigma_y = \sqrt{3} S_u \quad (2.8)$$

Επομένως, από τις εξισώσεις (2.7) και (2.8) προκύπτει :

$$\gamma = \frac{C}{\sqrt{3} S_u - \sigma_0} \quad (2.9)$$

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].

2.2.3 Σύμβολα & Συμβάσεις Μοντέλου

Όλοι οι συμβολισμοί για τα εντατικά και μετακινησιακά μεγέθη που θα αναφερθούν στην παρούσα εργασία, καθώς και η σύμβαση για τη θετική φορά δυνάμεων, ροπών και μετατοπίσεων, είναι αυτοί που απεικονίζονται στο **σχήμα 2.7**. Πρέπει να σημειωθεί ότι το σημείο αναφοράς (control point) είναι το σημείο σύνδεσης του βάρου με την θεμελίωση.

2.2.4 Επιβολή Στατικής & Δυναμικής Φόρτισης

Η στατική μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση επιβαλλόμενης μετατόπισης πραγματοποιείται σε δύο βήματα: αρχικά εφαρμόζονται τα κατακόρυφα στατικά φορτία του συστήματος (συντελεστής κατακόρυφης φόρτισης) και εν συνεχεία επιβάλλεται οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του ταλαντωτή (κέντρο μάζας). Η άνω αλληλουχία επαναλαμβάνεται για τους διάφορους λόγους εγκιβωτισμού $D/B=0.4, 0.7 \text{ \& } 1.0$, για τα ποικίλα ύψη της ανωδομής $h/B=1.2, 1.8 \text{ \& } 2.4$ και τέλος για όλους τους συντελεστές κατακόρυφης φόρτισης που εξετάστηκαν. Η διαδικασία ταυτίζεται, είτε πρόκειται για το σύστημα όπου το έδαφος προσομοιώνεται με πεπερασμένα στοιχεία, είτε για εκείνο στο οποίο έχει αντικατασταθεί με ελατήρια.

Κατά τη δυναμική φόρτιση το προσομοίωμα υπόκειται σε πραγματικές σεισμικές διεγέρσεις, η επιβολή των οποίων γίνεται στη βάση της εδαφικής στρώσης. Όσον αφορά το ελατηριωτό προσομοίωμα, η διέγερση επιβάλλεται ανάλογα στον κατώτερο κόμβο των ελατηρίων.

2.2.5 Αξιολόγηση του Προσομοιώματος (Model Validation)

Σε αυτό το κεφάλαιο επιχειρούμε να επικυρώσουμε το καταστατικό προσομοίωμα του εδάφους έναντι αναλυτικών λύσεων και πειραμάτων που παρουσιάζονται στην βιβλιογραφία, προκειμένου να επιβεβαιώσουμε την καταλληλότητά του για την προσομοίωση της στατικής, ανακυκλικής και δυναμικής συμπεριφοράς των εγκιβωτισμένων θεμελίων. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιήσαμε στοχευμένες αναλύσεις με απώτερο σκοπό να συγκρίνουμε τα εξαγόμενα με τα ήδη υπάρχοντα αποτελέσματα.

Αρχικά, υποβάλλουμε το μοντέλο μας σε καθαρή κατακόρυφη φόρτιση προκειμένου να εξάγουμε συμπεράσματα σχετικά με την κατακόρυφη δυσκαμψία και την φέρουσα ικανότητα του συστήματος. Εδώ αξίζει να σημειωθεί ότι χρησιμοποιήσαμε τον πλαστικό νόμο με κριτήριο διαρροής Von Mises το οποίο και εφαρμόστηκε σε όλη την εργασία, ενώ αν και αρχικά κάναμε θεώρηση διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους έτσι ώστε το θεμέλιο να παραμένει σε πλήρη επαφή με το έδαφος καθ ' όλη τη διάρκεια της φόρτισης, εν τέλει αυτή προσομοιώθηκε με τα πραγματικά της χαρακτηριστικά. Αναφορικά τώρα με τα αποτελέσματα, άξιο λόγου είναι το γεγονός πως αν και οι ήδη δημοσιευμένες εργασίες στο θέμα αυτό αφορούν εγκιβωτισμένα θεμέλια σε πλήρη επαφή με το έδαφος υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης [Yun & Bransby , 2007 ; Gourvenec , 2008], εντούτοις τα αποτελέσματα που πήραμε από τις αναλύσεις τρισδιάστατου μοντέλου, με τις ρεαλιστικές συνθήκες διεπιφάνειας, σχετικά με τη φέρουσα ικανότητα παρουσίαζαν απόκλιση 2%. Όσον αφορά την κατακόρυφη ελαστική δυσκαμψία του συστήματος εγκιβωτισμένης θεμελίωσης επιβεβαιώσαμε αυτό ακριβώς που περιμέναμε, το γεγονός ότι είχαμε θεωρήσει μικρό ύψος μοντέλου, ακόμα και για πλήρως ελαστικό νόμο εδάφους προκαλεί μεγάλες αποκλίσεις από την αναλυτική σχέση [Gazetas , 1987] της τάξης του 75%. Αυτό δεν μας ενοχλεί αφού οι αναλύσεις στις οποίες υποβάλλουμε το μοντέλο μας και για τις οποίες προκύπτουν τα συμπεράσματά μας είναι κατα κύριο λόγο οριζόντιας φόρτισης. Τα άνω αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στο [Πίνακα 2.2].

Πίνακας 2.2	Αποτελέσματα Abaqus	Πειραματικά & Αναλυτικά Αποτελέσματα	Απόκλιση %
Kv (kN/m)	2916803.000	5220507 (Gazetas , 1987)	79%
Vult_Tie (kN)	35253.000	35625 (Yun & Bransby , 2007 ; Gourvenec , 2008)	1%
Vult_Interaction (kN)	29391.000	30187 (Yun & Bransby , 2007 ; Gourvenec , 2008)	2.70%

Πίνακας 2.2 Σύγκριση Αποτελεσμάτων Abaqus με Αναλυτικά και Πειραματικά Αποτελέσματα

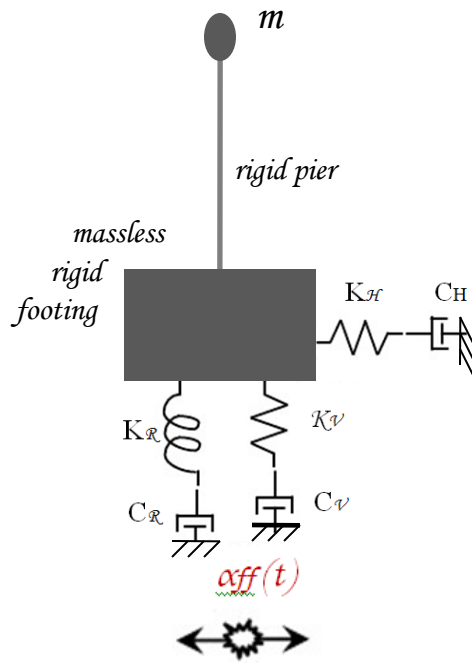
Εν συνεχεία επιβάλαμε στο θεμέλιο του τρισδιάστατου μοντέλου μας, καθαρή στροφή και εξάγαμε τα αντίστοιχα αποτελέσματα. Εδώ πάλι χρησιμοποιήσαμε τον πλαστικό νόμο με κριτήριο διαρροής Von Mises, ενώ για τις επιφάνειες επαφής κάναμε αρχικά θεώρηση πλήρους επαφής και εν τέλει προσομοίωση με τα πραγματικά χαρακτηριστικά της. Σε ότι έχει να κάνει με την τιμή της ελαστικής περιστροφικής δυσκαμψίας της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης, η τιμή που πήραμε από τις αναλύσεις συνέπεσε (απόκλιση κάτω του 1%) με την τιμή της αναλυτικής λύσης [Gazetas , 1987]. Αξίζει να αναφερθεί πως αυτή η σύμπτωση υλοποιήθηκε όχι μόνο για ελαστικό νόμο εδάφους, αλλά και για τον πλαστικό επιβάλλοντας πολύ μικρές στροφές στη θεμελίωση. Τέλος, αναφορικά με τη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης σε ροπή και εδώ η σύγκλιση με τα πειραματικά αποτελέσματα από [Yun & Bransby , 2007 ; Gourvenec , 2008] είναι πολύ καλή, τόσο για διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους πλήρους επαφής, όσο και για διεπιφάνεια με ρεαλιστικές ιδιότητες. Τα άνω αποτελέσματα παρουσιάζονται συγκεντρωτικά στο [**Πίνακα 2.3**] .

Πίνακας 2.3	Αποτελέσματα Abaqus	Πειραματικά & Αναλυτικά Αποτελέσματα	Απόκλιση %
Kr (kNm/rad)	25263600.000	24543704 (Gazetas , 1987)	3%
Mult_Tie (kNm)	37151.000	37500 (Yun & Bransby , 2007 ; Gourvenec , 2008)	1%
Mult_Interaction (kNm)	18106.000	17812 (Yun & Bransby , 2007 ; Gourvenec , 2008)	1.62%

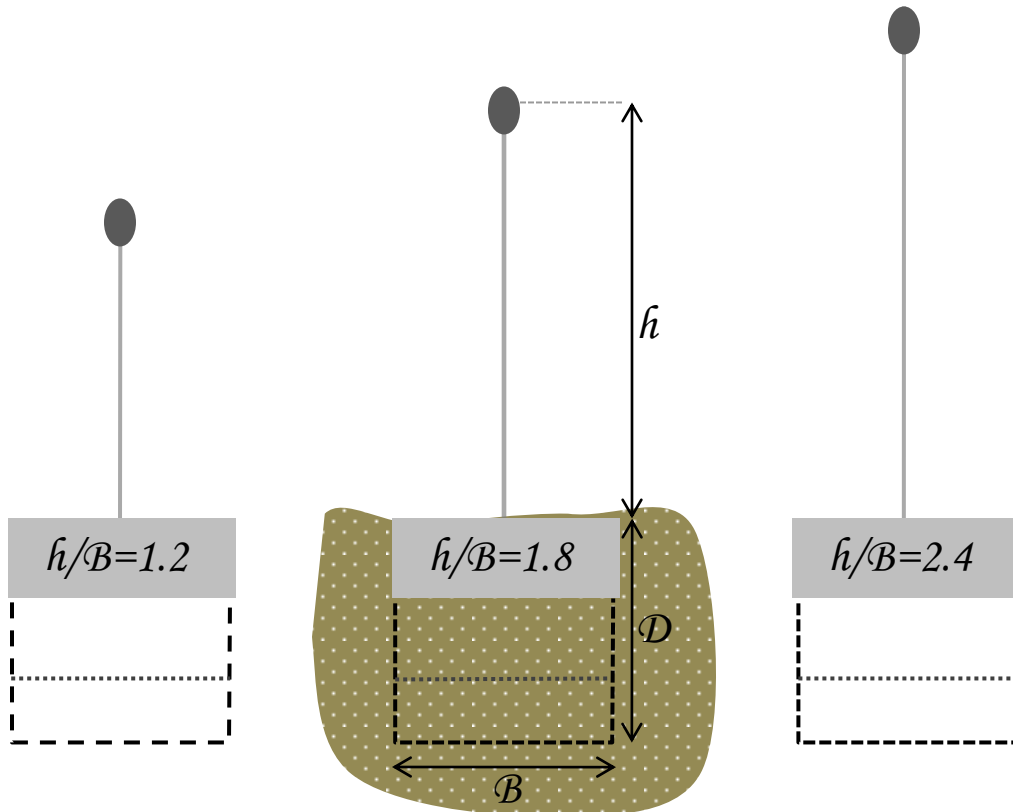
Πίνακας 2.3 Σύγκριση Αποτελεσμάτων Abaqus με Αναλυτικά και Πειραματικά Αποτελέσματα

Τέλος
Κεφαλαίου 2 : Σχήματα

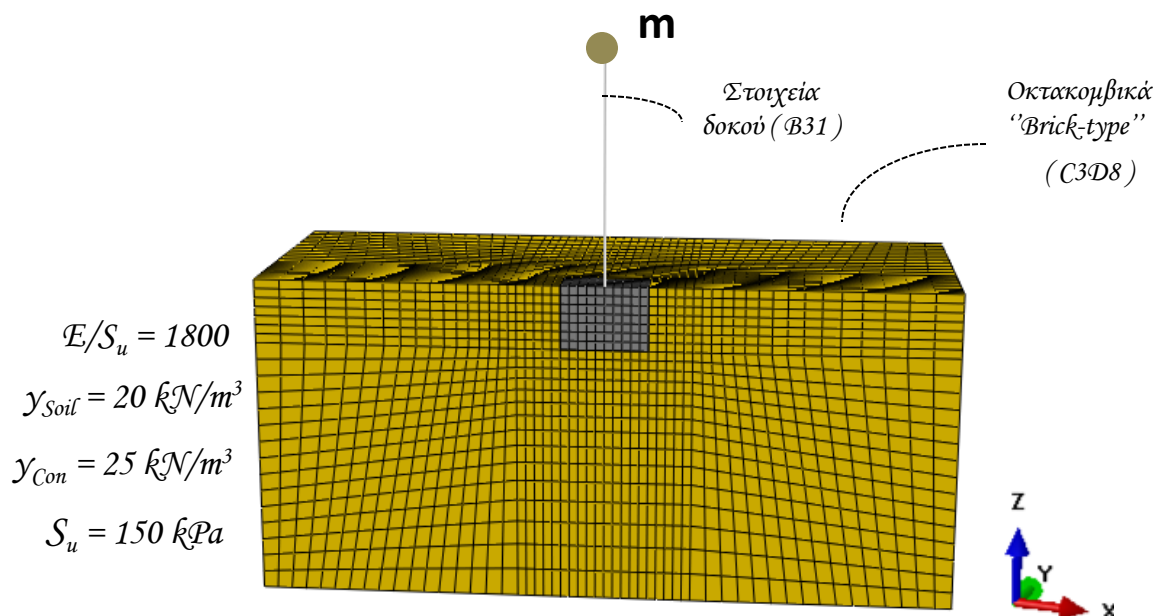
Διαδικασία Προσομοίωσης



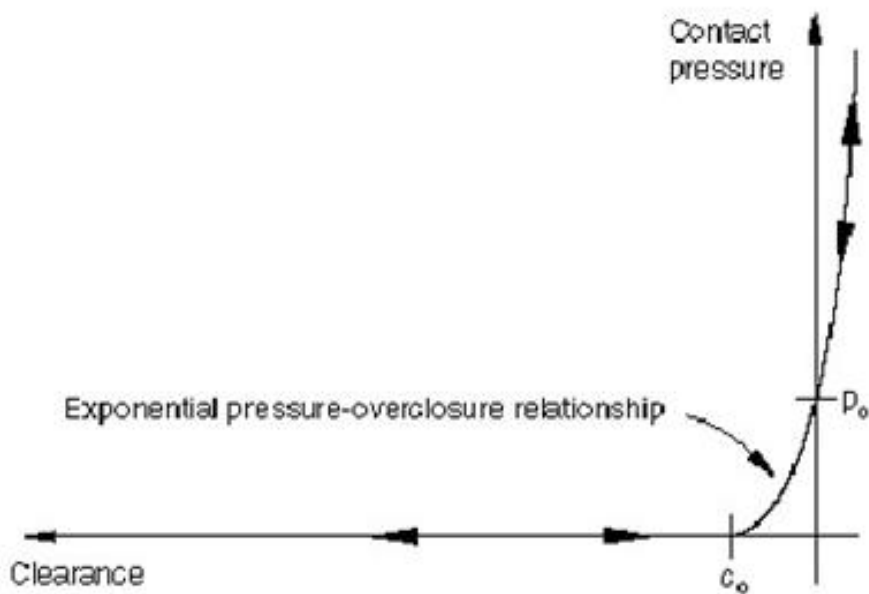
Σχήμα 2.1: Ισοδύναμος Άκαμπος ταλαντωτής επί ελατηρίων & αποσβεστήρων.



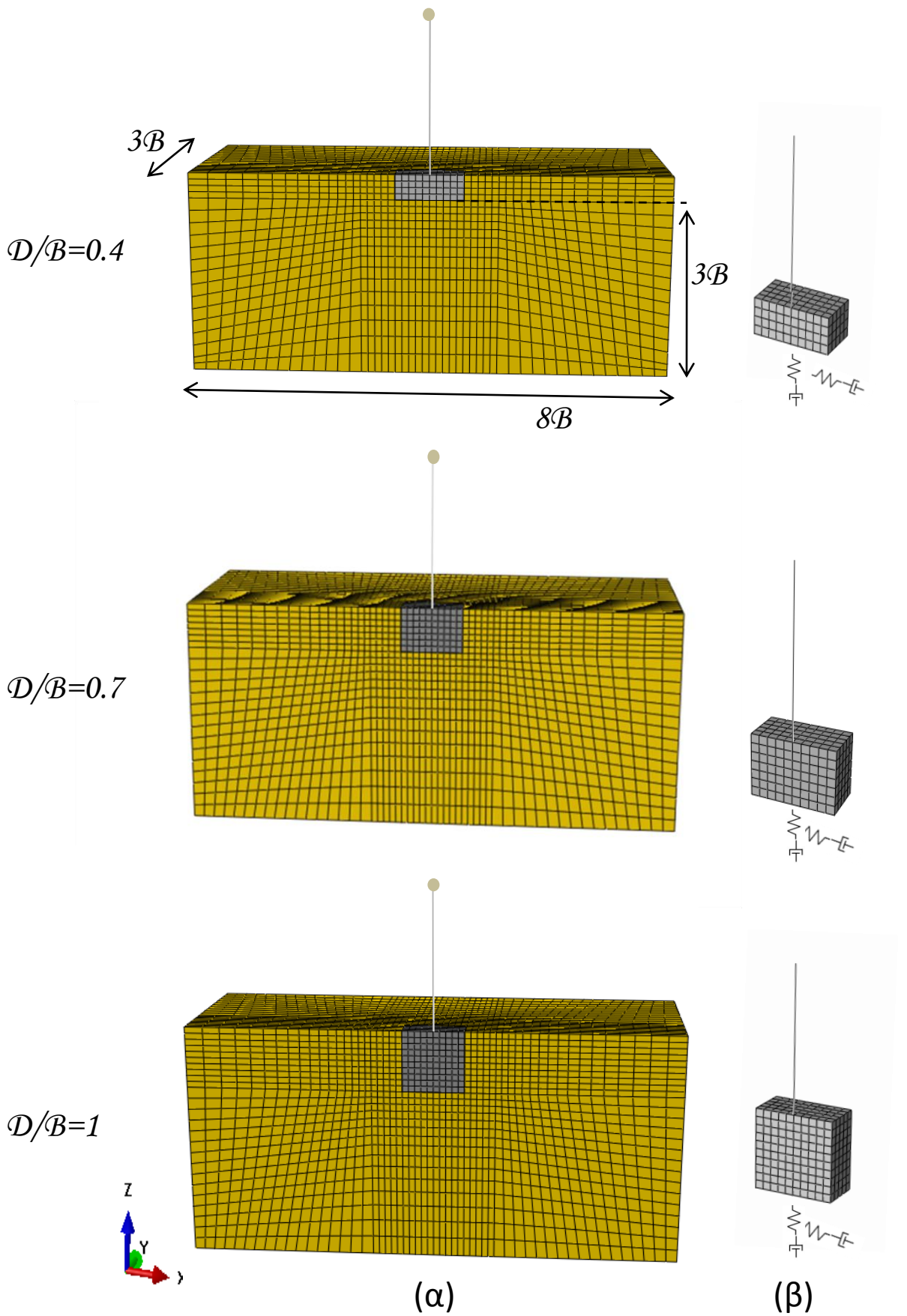
Σχήμα 2.2 : Έγκιβωτισμένα θεμέλια με λόγους εγκιβωτισμού $D/B = 0.4, 0.7$ & 1 και λόγοι $h/B = 1.2, 1.8$ & 2.4 .



Σχήμα 2.3 : Προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων.

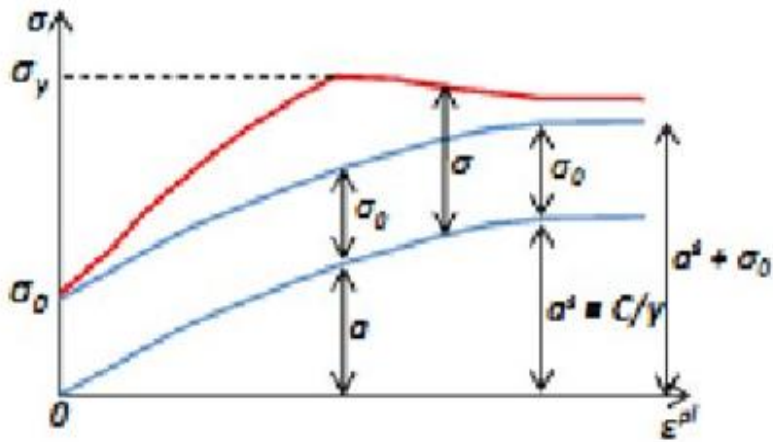


Σχήμα 2.4 : Εκθετικός νόμος επαφής στη διεπιφάνεια εδάφους - θεμελίου.

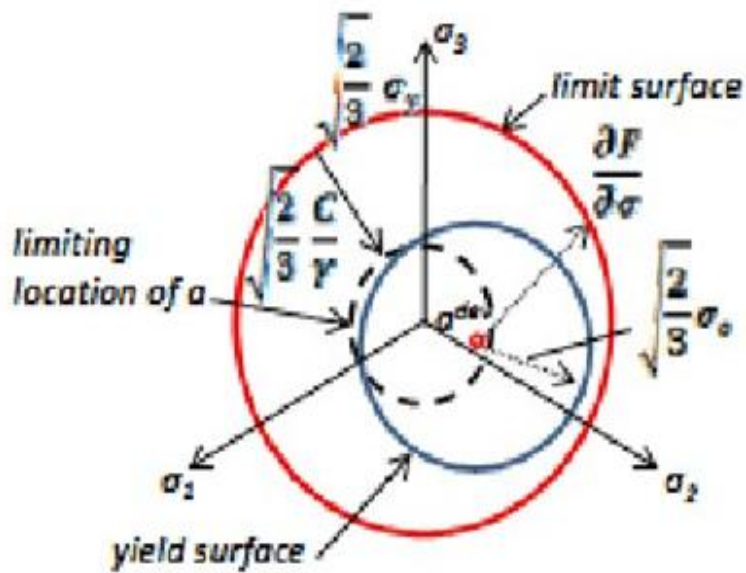


Σχήμα 2.5 : (α) Προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων για λόγους εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, 0.7 και 1 (β) ισοδύναμα συστήματα αντικατάστασης εδάφους με ελατήρια και αποσβεστήρες.

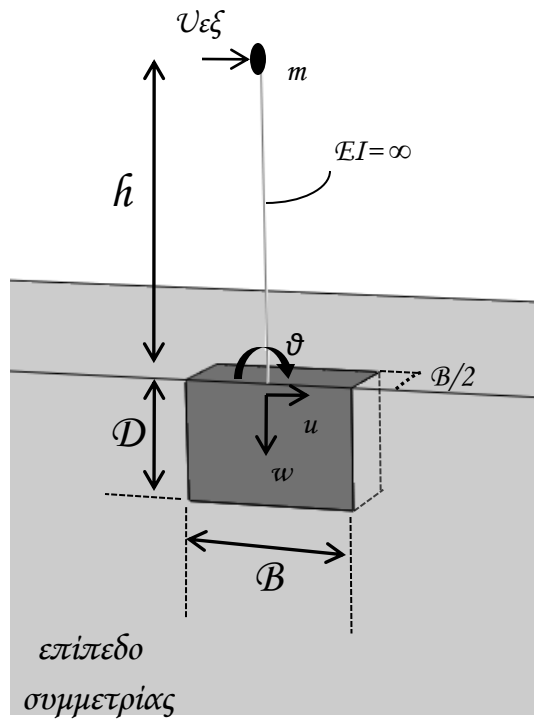
(α)



(β)



Σχήμα 2.6 : Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους : εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής & της ιστροπικής κράτυνσης σε **(α)** απλοποιημένη μονοδιάστατη απεικόνιση και **(β)** τρισδιάστατη απεικόνιση.



Σχήμα 2.7 : Σχηματικός ορισμός προβλήματος και σύμβολα.

Κεφάλαιο 3

Φέρουσα Ικανότητα Ευκιβωτισμένων Θεμελιώσεων
με μη γραμμική Θεώρηση Διεπιφανειών

Κεφάλαιο 3ο :

Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων με Μη Γραμμική Θεώρηση Διεπιφανειών

3.1 Εισαγωγή

Ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας των θεμελιώσεων είναι από τα σημαντικότερα προβλήματα που καλείται να επιλύσει η γεωτεχνική μηχανική. Είναι προφανές ότι οι εξωτερικές φορτίσεις καταλήγουν στις θεμελιώσεις καθιστώντας απαραίτητη την γνώση περί της φέρουσας ικανότητας αυτών ώστε να υπάρχει η απαιτούμενη ασφάλεια στον σχεδιασμό του έργου. Όσον αφορά τις στατικές φορτίσεις, φυσικά η υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης, και όχι μόνο, συνεπάγεται και αστοχία του συστήματος, πράγμα που επιφέρει με την σειρά του υπερβολικές καθιζήσεις - στροφές και γενικότερα παραμένουσες παραμορφώσεις καθιστώντας την κατασκευή τις περισσότερες φορές μη αναστρέψιμη προς το στάδιο της χρησιμότητας. Ωστόσο, οι δυναμικές φορτίσεις, που κατά κύριο λόγο για τα ζητήματα του Πολιτικού Μηχανικού είναι οι σεισμικές διεγέρσεις, αποτελούν μη συμμετρικές, ανακυκλικές, κυμαινόμενης έντασης φορτίσεις που λόγω της φύσης τους κινητοποιούν μεγάλες αδρανειακές δυνάμεις με αποτέλεσμα πολλές φορές η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας να μην συνεπάγεται αστοχία του συστήματος εξαιτίας του ίδιου του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της φόρτισης.

Είναι γεγονός ότι κάθε κατασκευή μεταβιβάζει διαφορετικό συνδυασμό φορτίσεων στη θεμελίωσή της. Παρ' όλα αυτά, στις στατικές φορτίσεις κυρίαρχο ρόλο παίζει η κατακόρυφη φόρτιση. Στην περίπτωση ενός σεισμού η ανωδομή μεταβιβάζει συνδυασμένη φόρτιση κατά την οποία οι τιμές της τέμνουσας και της ροπής έχουν ένταση πολύ μεγαλύτερη από τις εφαρμογές στατικής φόρτισης. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητη η

γνώση της φέρουσας ικανότητας υπό συνδυασμένη φόρτιση. Ο καλύτερος τρόπος για να παρουσιαστεί η αλληλεπίδραση μεταξύ παραμέτρων όπως η τέμνουσα, η ροπή και η αξονική δύναμη είναι μια επιφάνεια αστοχίας στον MQN χώρο φόρτισης. Η επιφάνεια αυτή αποτελεί την λεγόμενη περιβάλλουσα, εντός της οποίας οι συνδυασμοί των φορτίσεων είναι ασφαλείς, ενώ αυτοί που βρίσκονται εκτός της οδηγούν το σύστημα σε αστοχία.

Με την φέρουσα ικανότητα των εγκιβωτισμένων θεμελίων έχουν ασχοληθεί αρκετά οι Bransby & Randolph [1999], Yun & Bransby [2007] και Gourvenec [2008]. Ωστόσο οι εργασίες αυτές περιορίστηκαν σε ζητήματα επίπεδης παραμόρφωσης και διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους πλήρους επαφής (bonded interfaces). Στο παρόν κεφάλαιο θα διερευνηθεί πως επιδρούν στοιχεία όπως η τρισδιάστατη προσομοίωση του μοντέλου και η διεπιφάνεια που επιτρέπει αποκόλληση και τριβή μεταξύ θεμελίου και εδάφους στην φέρουσα ικανότητα του συστήματος.

Η θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου –εδάφους θεωρείται ικανή να προσομοιώσει την πραγματική μη γραμμική συμπεριφορά της θεμελίωσης, όπου γεωμετρικές μη γραμμικότητες (αποκόλληση, ολίσθηση) λαμβάνουν χώρα. Οι μη γραμμικότητες παίζουν σημαντικό ρόλο τόσο στην στατική όσο και στη δυναμική απόκριση μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης [Gerolymos & Gazetas, 2006], ενώ η θεώρηση τους στην ανάλυση και το σχεδιασμό κρίνεται αναγκαία, από τη στιγμή που είναι αναπόφευκτη η εμφάνιση τους κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων όπως έχει αναφερθεί και απο Gazetas et al 2012. **[Σχήμα 3.1]**

Είναι προφανές ότι ο εγκιβωτισμός αυξάνει την αντοχή της θεμελίωσης αλλά και την δυσκαμψία της για οποιοδήποτε τύπο φόρτισης. Όπως έχει αναφερθεί και από τον Gazetas et al 1987 αυτό συμβαίνει για δύο λόγους :

α) Ο πρώτος παράγοντας που επιδρά θετικά στην αντοχή και την δυσκαμψία είναι η τοποθέτηση του θεμελίου από την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους (επιφανειακό θεμέλιο) σε όρυγμα (trench effect). Όσον αφορά την συμβολή αυτού του παράγοντα, αυτό συμβαίνει διότι ενώ στο επιφανειακό θεμέλιο το οριζόντιο επίπεδο του εδάφους στην βάση του δεν έχει εξωτερικές τάσεις, το αντίστοιχο επίπεδο στο εγκιβωτισμένο επιβάλλει περιορισμούς στην παραμόρφωση του μέσω ορθών και διατμητικών τάσεων.

β) Ο δεύτερος παράγοντας είναι η συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων. (sidewall effect). Οποιαδήποτε φόρτιση και αν υφίσταται το εγκιβωτισμένο θεμέλιο, ένα μέρος της φόρτισης αυτής μεταβιβάζεται στο παράπλευρο έδαφος μέσω ορθών και διατμητικών τάσεων. Φυσικά η ευεργετική επίδραση των τοιχωμάτων στην αύξηση της φέρουσας ικανότητας και της δυσκαμψίας εξαρτάται άμεσα από το είδος φόρτισης. Γενικότερα όμως η συμβολή είναι μεγαλύτερη όταν μεταβιβάζεται φορτίο στο παράπλευρο έδαφος μέσω ορθών τάσεων δηλαδή κατά κύριο λόγο στην εγκάρσια φόρτιση. **[Σχήμα 3.2]**

Στο παρόν κεφάλαιο εξετάζεται η επίδραση του εγκιβωτισμού στην φέρουσα ικανότητα με διεπιφάνεια τριβής (συντελεστής $\mu=1.0$) και αποκόλλησης.

3.2 Αντοχή σε Αξονική Δύναμη

Η φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφη φόρτιση για τους τρεις βαθμούς εγκιβωτισμού παρουσιάζεται στο **σχήμα 3.3** σε αδιάστατους όρους (επιφάνεια θεμελίου A και αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u). Υπενθυμίζεται εδώ ότι το πλάτος του θεμελίου είναι $B=5m$. Όπως είναι λογικό η θεμελίωση με λόγο εγκιβωτισμού $D/B=1.0$ παρουσιάζει την μεγαλύτερη αντοχή σε αξονική δύναμη ενώ όσο μειώνεται το βάθος εγκιβωτισμού η αντοχή μικραίνει. Στο **σχήμα 3.4** φαίνονται τα ίδια διαγράμματα συγκριτικά μεταξύ τους, ενώ στο επόμενο σχήμα φαίνονται οι παραμορφώσεις την στιγμή της αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα στην κατακόρυφη φόρτιση [**Σχήμα 3.5**]. Το έδαφος κάτω από το θεμέλιο βλέπουμε να παρουσιάζει την τάση να κινηθεί κατακόρυφα προς τα κάτω ενώ το έδαφος κοντά στην άκρη του θεμελίου παρουσιάζει περιστροφική τάση κίνησης. Όσον αφορά το έδαφος των παράπλευρων τοιχωμάτων αυτό τείνει να πιέσει το θεμέλιο κινούμενο προς αυτό. Τα διανύσματα κίνησης του εδάφους παρουσιάζονται στο **σχήμα 3.6**.

3.3 Αλληλεπίδραση Αξονικής - Ροπής

Εδώ θα παρουσιαστούν οι περιβάλλουσες αστοχίας στο MN επίπεδο φόρτισης (μηδενική τέμνουσα δύναμη) για τους διάφορους λόγους εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Στα **σχήματα 3.7(α), (β) και (γ)** φαίνεται η αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης - ροπής και οι μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού. Στο **σχήμα 3.8** παρουσιάζονται συγκριτικά οι περιβάλλουσες αστοχίας στο ίδιο διάγραμμα. Παρατηρούμε ότι η μέγιστη φέρουσα ικανότητα σε ροπή δεν εμφανίζεται σε μηδενικό κατακόρυφο φορτίο αλλά σε ένα κατακόρυφο φορτίο κοντά στο μισό της φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφη φόρτιση.

Εδώ πρέπει να σημειωθεί ότι το επιφανειακό θεμέλιο ($D/B=0$) αδυνατεί να παραλάβει ροπή όταν δε φορτίζεται αξονικά, αφού η αντίσταση στην επιβαλλόμενη φόρτιση προέρχεται αποκλειστικά από τη βάση του. Γενικά, σε μικρές τιμές του κατακόρυφου φορτίου η ροπή παραλαμβάνεται μέσω ανασηκώματος με ελάχιστη πλαστικοποίηση του εδάφους. Σε μεγάλες τιμές του κατακόρυφου φορτίου όμως το σύστημα αποκρίνεται με εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους και περιορισμένο ανασήκωμα. Η μέγιστη αντοχή σε ροπή κινητοποιείται για $FS \approx 0.5$, όπου ο βέλτιστος συνδυασμός ανασηκώματος και εδαφικής διαρροής λαμβάνει χώρα. Τα παραπάνω δικαιολογούν την παραβολική μορφή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης του επιφανειακού θεμελίου [Meyerhof / Gourvenec]

[Σχήμα 3.9].

Αυτό που περιμένουμε είναι η συμπεριφορά αυτή να αλλάζει όσο μεγαλώνει το βάθος εγκιβωτισμού (αύξηση λόγου D/B), ωστόσο είναι λογικό να υπάρχει ένας συντελεστής ασφαλείας με την εφαρμογή του οποίου η ροπή αντοχής να είναι μεγαλύτερη από αυτή σε μηδενικό κατακόρυφο φορτίο ακόμη και στο εγκιβωτισμένο θεμέλιο. Κρίνεται επομένως λογικό στο βαθμό εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ να παρατηρούμε ότι η συμπεριφορά είναι παρόμοια με αυτή του επιφανειακού αναφερόμενοι βέβαια στη συνολικά παραβολική μορφή της περιβάλλουσας.

Το φαινόμενο αυτό στο μεγαλύτερο από τα εξεταζόμενα βάθη εγκιβωτισμού ($D/B=1.0$) ομαλοποιείται και δεν έχει τόσο μεγάλη διαφορά η ροπή αντοχής σε μηδενικό κατακόρυφο φορτίο από τη μέγιστη ροπή αντοχής που εμφανίζεται συνολικά. Αυτό συμβαίνει διότι όσο αυξάνεται το D/B , η συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων είναι ακόμη μεγαλύτερη. ώστε ακόμη και σε μικρούς συντελεστές κατακόρυφης φόρτισης (μεγάλη κατακόρυφη φόρτιση) να έχουμε μεγάλες ροπές αντοχής. Φαίνεται δηλαδή ότι η φέρουσα ικανότητα σε ροπή στις πιο βαθιά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις είναι μεγάλη ακόμη και αν είναι σχεδόν αφόρτιστες κατακόρυφα

Επιπλέον παρατηρούμε ότι η μορφή της περιβάλλουσας αστοχίας για $FS_v > 2$ ($\chi < 0.5$) αλλάζει συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού D/B , αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι σε μικρά φορτία η περιβάλλουσα διαμορφώνεται από το ανασήκωμα του θεμελίου. Στα εγκιβωτισμένα θεμέλια που το ανασήκωμα προφανώς εμποδίζεται από τα πλευρικά τοιχώματα η μορφή της περιβάλλουσας αλλάζει ανεβαίνοντας προς τα πάνω χωρίς να ξεκινάει από το μηδέν. Από την άλλη, η μορφή της περιβάλλουσας σε φορτία $FS_v < 2$ ($\chi > 0.5$) δεν αλλάζει με το βάθος εγκιβωτισμού, αφού αυτή διαμορφώνεται από τη διαρροή του εδάφους, κοινή για όλα τα D/B .

3.4 Αλληλεπίδραση Αξονικής - Ροπής με επιρροή μοχλοβραχίονα h/B

Όπως είναι λογικό η επιρροή του μοχλοβραχίονα h/B στην περιβάλλουσα αστοχίας θα μειώσει της ροπές αντοχής στο MN επίπεδο. Στα **σχήματα 3.10 (α), (β) και (γ)** φαίνονται η επιρροές των διάφορων λόγων λυγηρότητας $h/B = 1.2, 1.8$ και 2.4 στην περιβάλλουσα αστοχίας σε κάθε βαθμό εγκιβωτισμού. Η γενικότερη μείωση των ροπών αντοχής δικαιολογείται, αφού με τον μοχλοβραχίονα εισέρχεται η επιρροή τέμνουσας Q στο επίπεδο της θεμελίωσης στο σημείο αναφοράς.

Παρατηρούμε ότι ο μεγαλύτερος μοχλοβραχίονας ($h/B=2.4$) είναι αυτός που επιφέρει την μικρότερη μείωση στις ροπές αντοχής και στους τρεις λόγους εγκιβωτισμού D/B . Αυτό είναι λογικό αφού επιβάλλοντας ίδια μετακίνηση στην κορυφή του βάρου, όσο μεγαλύτερο σε ύψος είναι αυτό είναι σαν να επιβάλλουμε μόνο στροφή στο σημείο αναφοράς (άνω επίπεδο θεμελίωσης). Με άλλα λόγια όσο μικρότερος είναι ο μοχλοβραχίονας τόσο μεγαλύτερος είναι ο λόγος u/θ που επιβάλλεται επομένως και η επιρροή της τέμνουσας αυξάνεται μειώνοντας συνολικά τις ροπές αντοχής.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι οι ροπές αντοχής δύναται να έχουν υπό κάποιες συνθήκες κοντινές τιμές, για διαφορετικούς λόγους εγκιβωτισμού. Αυτό συμβαίνει επί παραδείγματι για $D/B = 1.0$, $h/B = 1.2$ και $D/B=0.7$, $Q=0$ σε ένα συγκεκριμένο φάσμα κατακόρυφων φορτίων ($N / AS_u \approx 3.5 - 5$) [Σχήμα 3.11]. Αυτό δείχνει ότι πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη η επιρροή του μοχλοβραχίονα h/B στο σχεδιασμό της θεμελίωσης αφού η επίδραση της τέμνουσας είναι καθοριστική.

Όλες οι αναλύσεις του παρόντος κεφαλαίου είναι με συντελεστή τριβής στη διεπιφάνεια εδάφους- θεμελίου $\mu=1.0$. Ο συντελεστής αυτός σίγουρα παίζει ρόλο στα διαγράμματα φέρουσας ικανότητας. Ωστόσο στόχος της εργασίας αυτής είναι να γίνει μελέτη της συμπεριφοράς των εγκιβωτισμένων θεμελίων με κατεύθυνση την κατάστρωση μη-γραμμικών ελατηρίων οπότε και δεν δόθηκε έμφαση στην επιρροή των ιδιοτήτων των διεπιφανειών.

3.5 Αλληλεπίδραση Ροπής - Τέμνουσας υπό Σταθερή Αξονική Δύναμη

Στα **σχήματα 3.12 (α), (β) και (γ)** φαίνεται η αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης και ροπής υπό σταθερό κατακόρυφο αξονικό φορτίο για τους τρεις λόγους εγκιβωτισμού. Παρατηρούμε ότι όσο αυξάνει το D/B οι αντοχές συνολικά αυξάνονται είτε σε όρους καθαρής τέμνουσας είτε σε όρους καθαρής ροπής καθώς και για κάθε ζευγάρι ροπής-τέμνουσας.

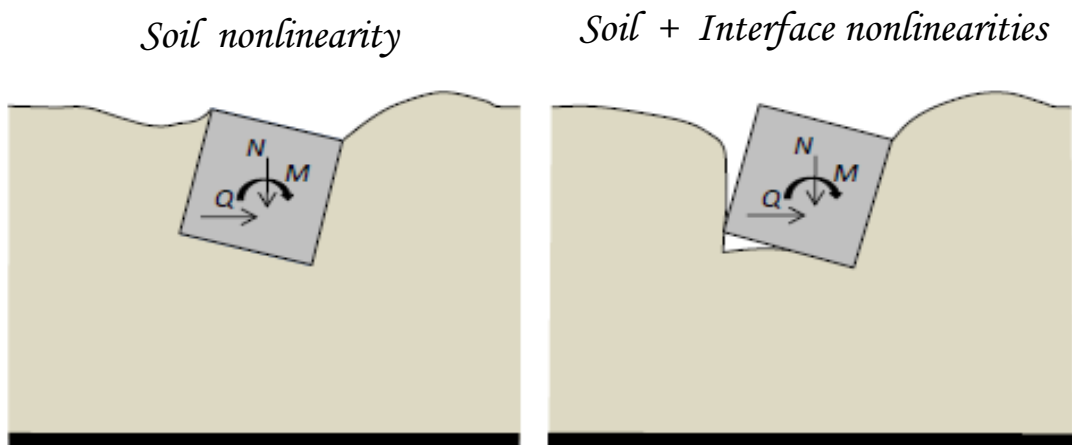
Στο ρηχά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B= 0.4$) η αστοχία στο M_{max} ελάχιστα διαφέρει από την αστοχία στο M_{ult} , αφού η σύζευξη μεταξύ των δύο βαθμών ελευθερίας είναι μικρή. Η αστοχία χαρακτηρίζεται από ανασήκωμα στη μια πλευρά και βύθιση με έντονη πλαστικοποίηση στην άλλη. Αντίθετα, ο μηχανισμός αστοχίας του βαθιά εγκιβωτισμένου

θεμέλιου ($D/B= 1.0$) περιλαμβάνει το σχηματισμό μιας ζώνης ολίσθησης μορφής τόξου κύκλου κάτω από τη βάση σε συνδυασμό με παθητικού τύπου αστοχία μπροστά από το θεμέλιο.

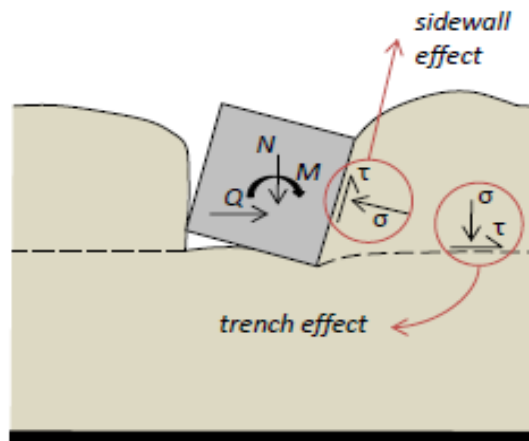
Εν κατακλείδι, οι μηχανισμοί αστοχίας του πιο ρηγά εγκιβωτισμένου θεμέλιου ($D/B= 0.4$) δε διαφέρουν πολύ από τους συνήθεις μηχανισμούς αστοχίας που παρατηρούνται στις επιφανειακές θεμελιώσεις. Άλλωστε το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας δεν μεταβάλλεται και πολύ σε σχέση με αυτό του επιφανειακού θεμέλιου. **[Σχήμα 3.13]** Από την άλλη, η εντονότερη σύζευξη των βαθμών ελευθερίας στο βαθιά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B= 1.0$) μεταβάλλει σημαντικά τους μηχανισμούς αστοχίας, γεγονός που δικαιολογεί την έντονη ασυμμετρία του σχήματος της περιβάλλουσας.

Τέλος
Κεφαλαίου 3 : Σχήματα

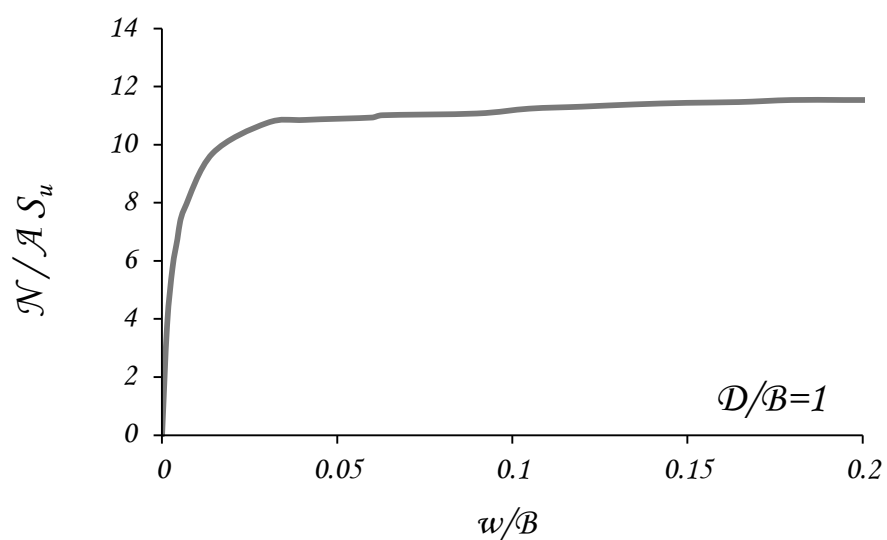
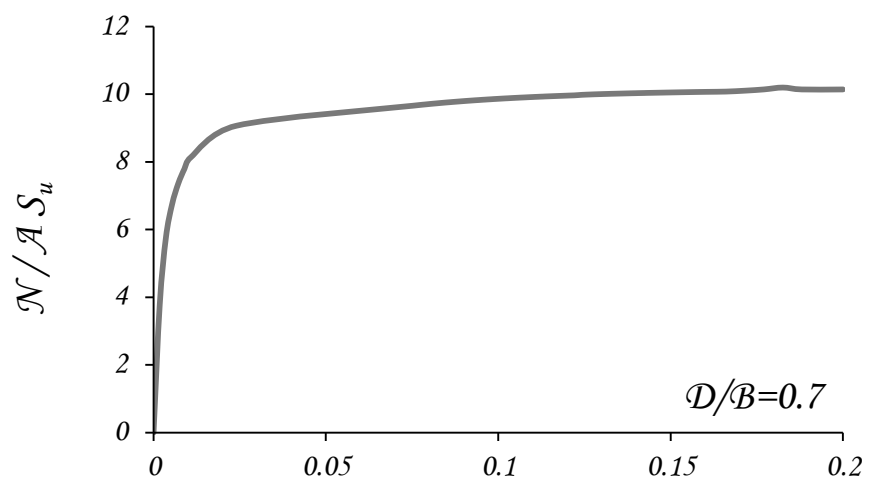
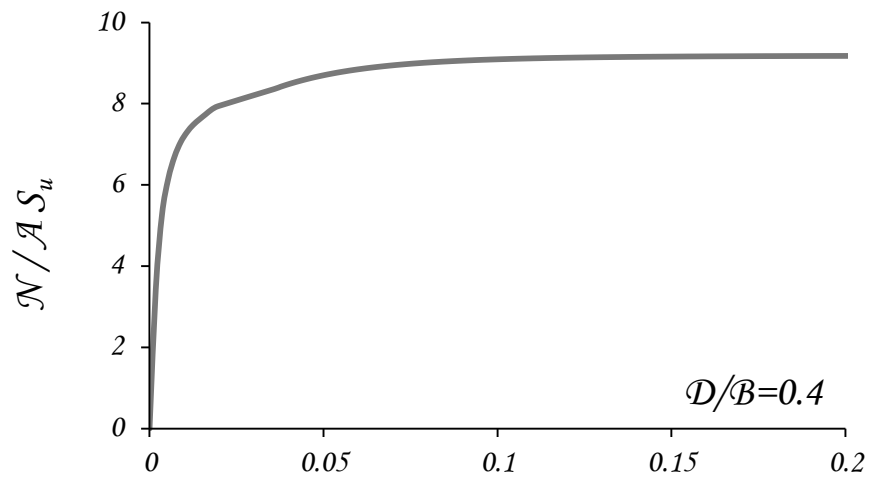
Φέρουσα Ικανότητα Ευκιβωτισμένων Θεμελιώσεων
με μη γραμμική Θεώρηση Διεπιφανειών



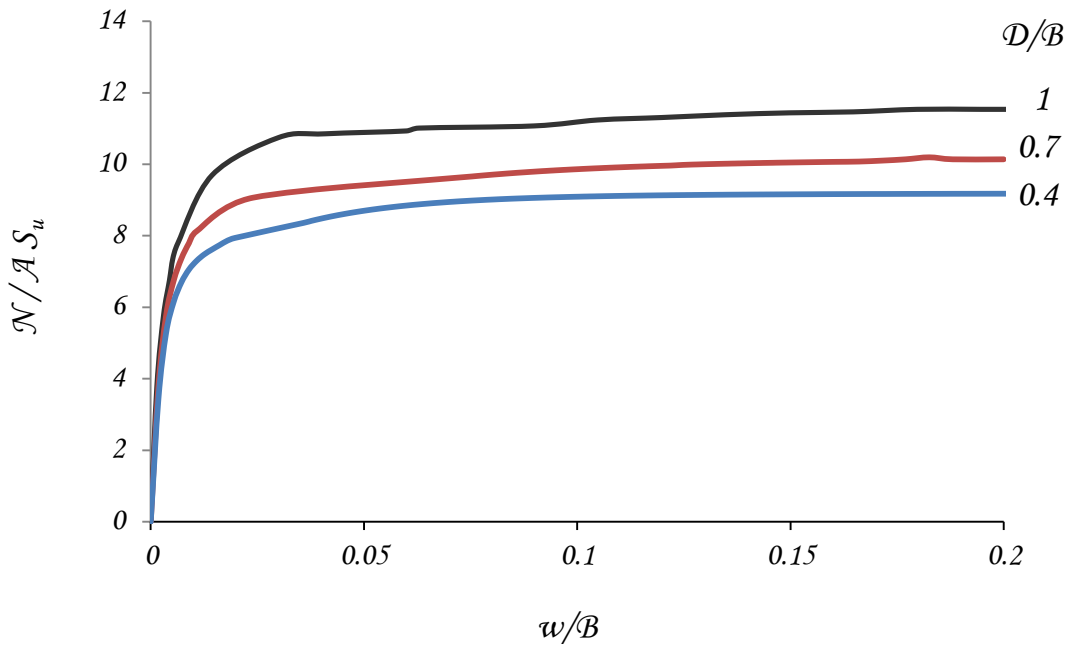
Σχήμα 3.1 : Διάκριση προβλήματος : Συνθήκες επαφής θεμελίου – εδάφους.



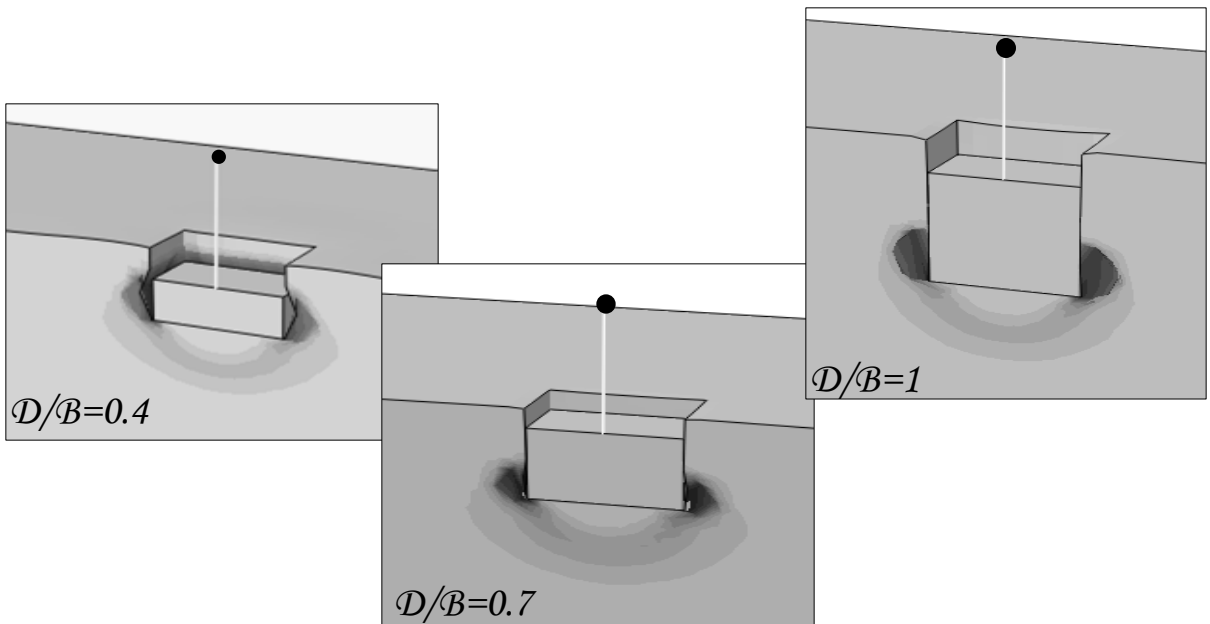
Σχήμα 3.2 : Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στη φέρουσα ικανότητα και τη δυσκαμψία του συστήματος : *trench effect* και *sidewall effect*.



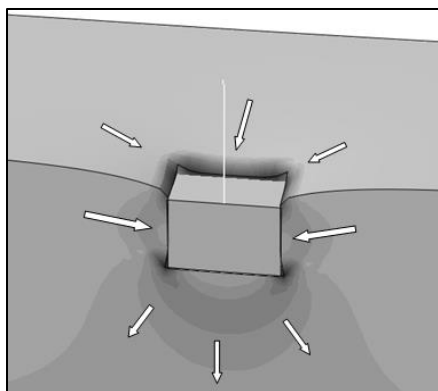
Σχήμα 3.3 : Φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφη φόρτιση για τους τρεις λόγους εγκιβωτισμού $D/B = 0.4, 0.7$ και 1 .



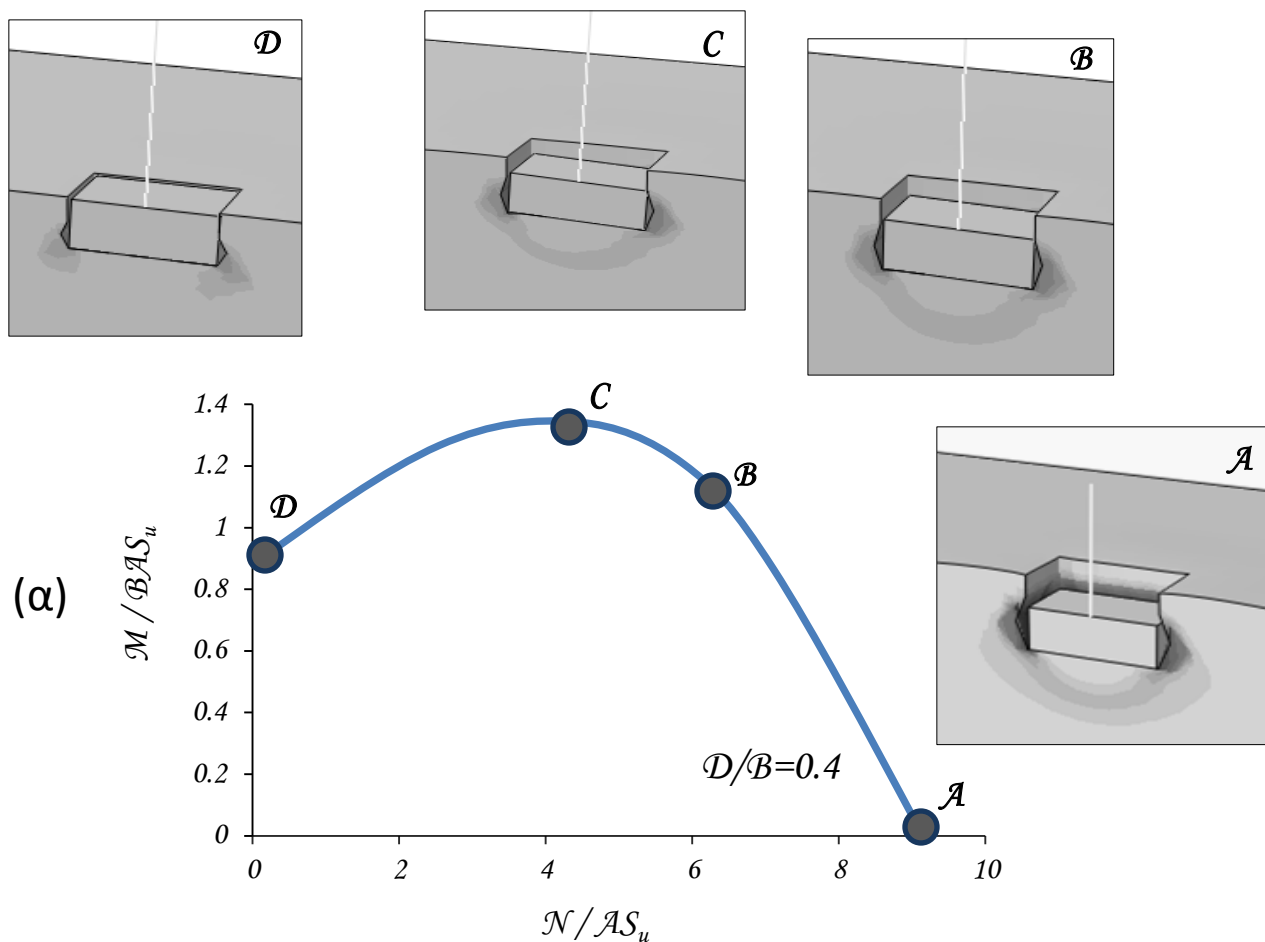
Σχήμα 3.4 : Φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφη φόρτιση για τους τρεις λόγους εγκιβωτισμού $D/B = 0.4, 0.7$ και 1 .



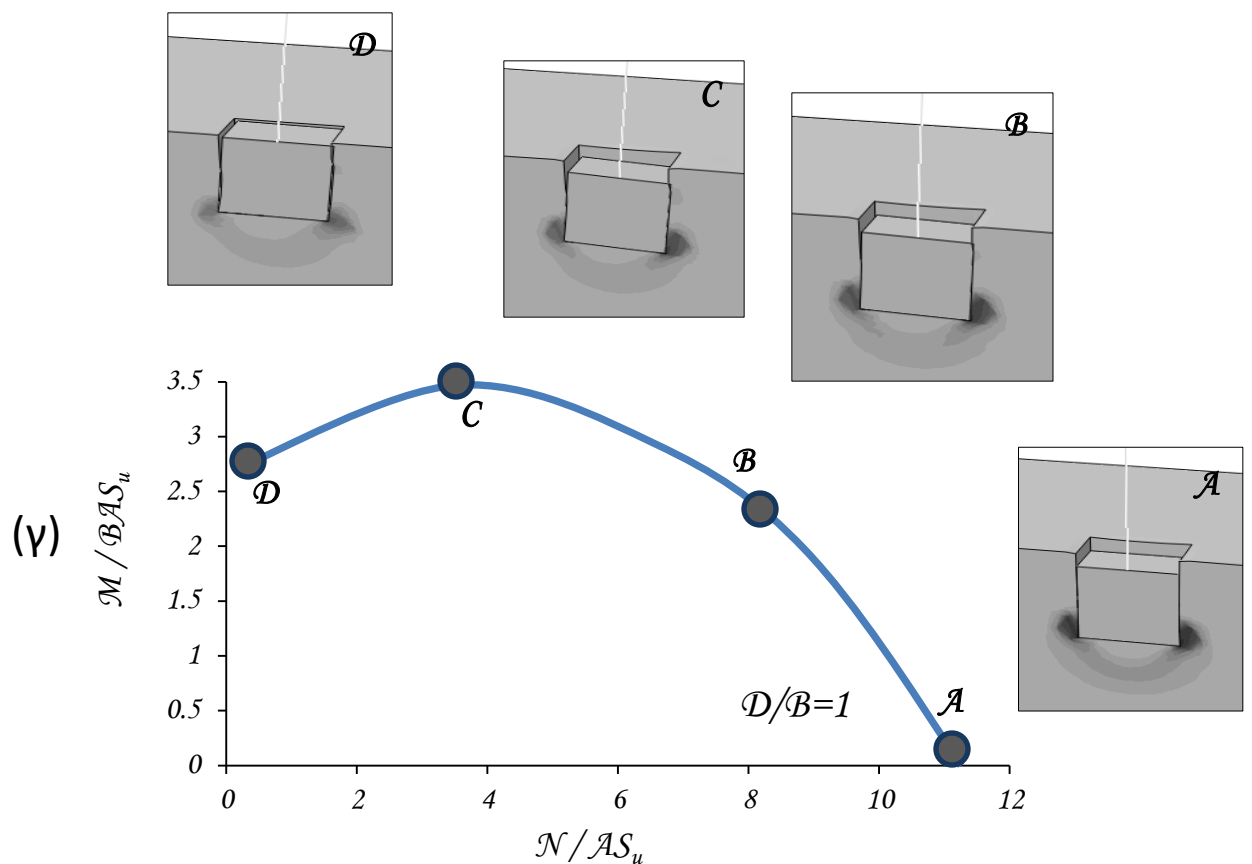
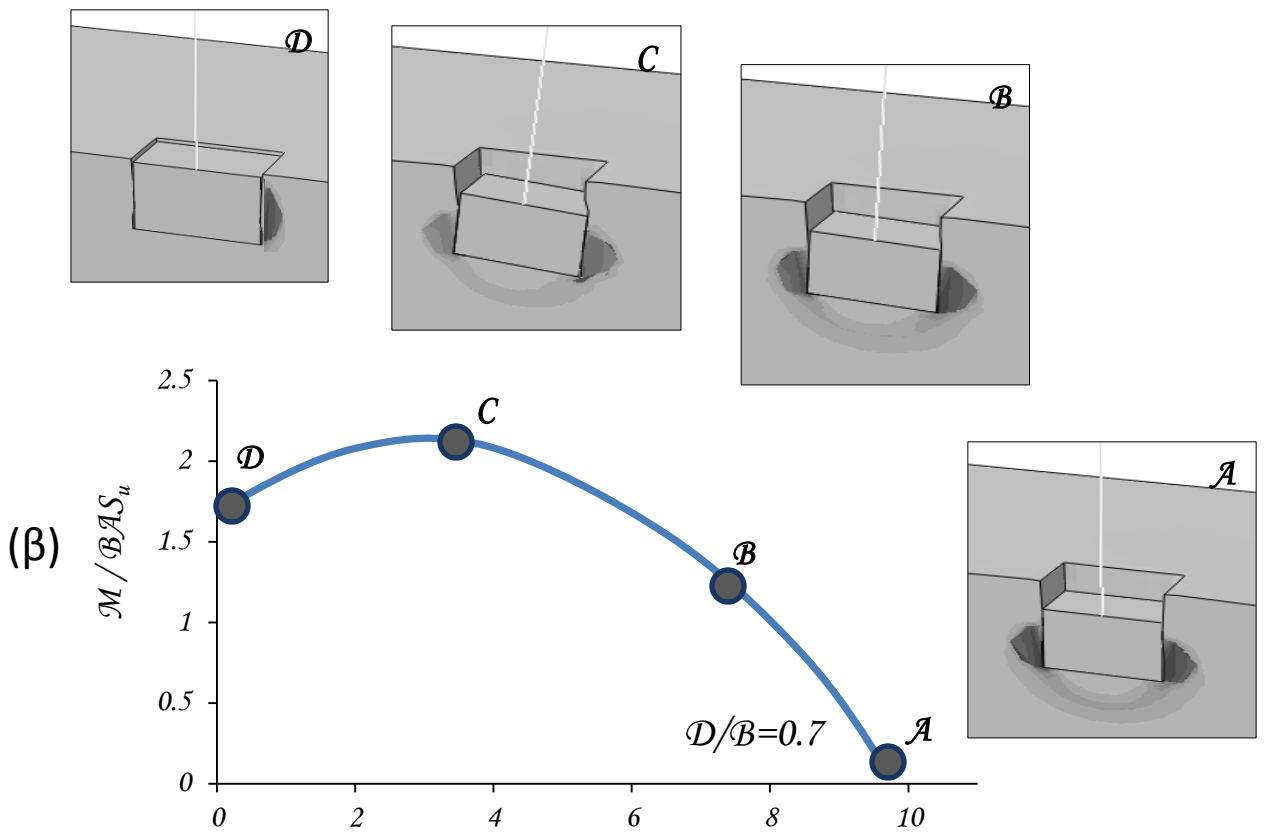
Σχήμα 3.5 : Εικόνες παραμόρφωσεων και κατανομή εδαφικών πλαστικοποιήσεων στην αστοχία σε κατακόρυφη φόρτιση για τους τρεις λόγους εγκιβωτισμού.



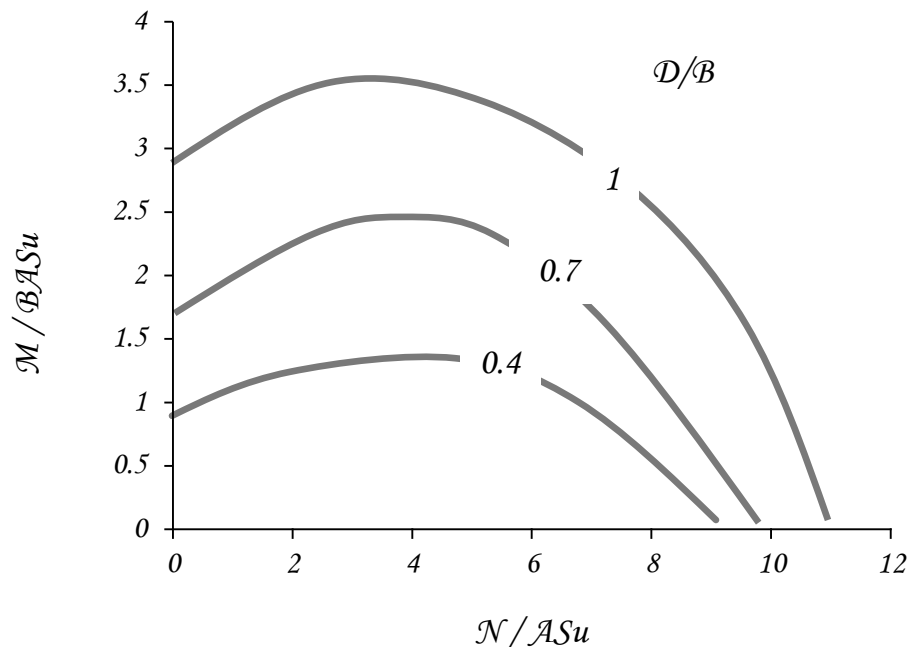
Σχήμα 3.6 : Διανύσματα κίνησης του εδάφους γύρω από το θεμέλιο κατά την κατακόρυφη φόρτιση για λόγο εγκιβωτισμού $D/B=1$.



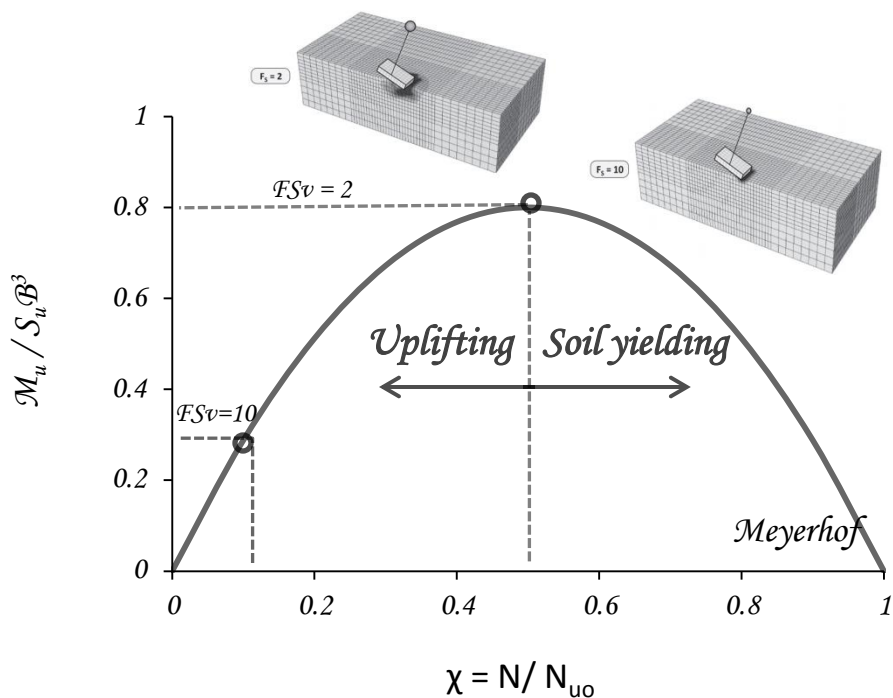
Σχήμα 3.7 : (α) Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής (απουσία τέμνουσας $Q=0$): μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B=0.4$.



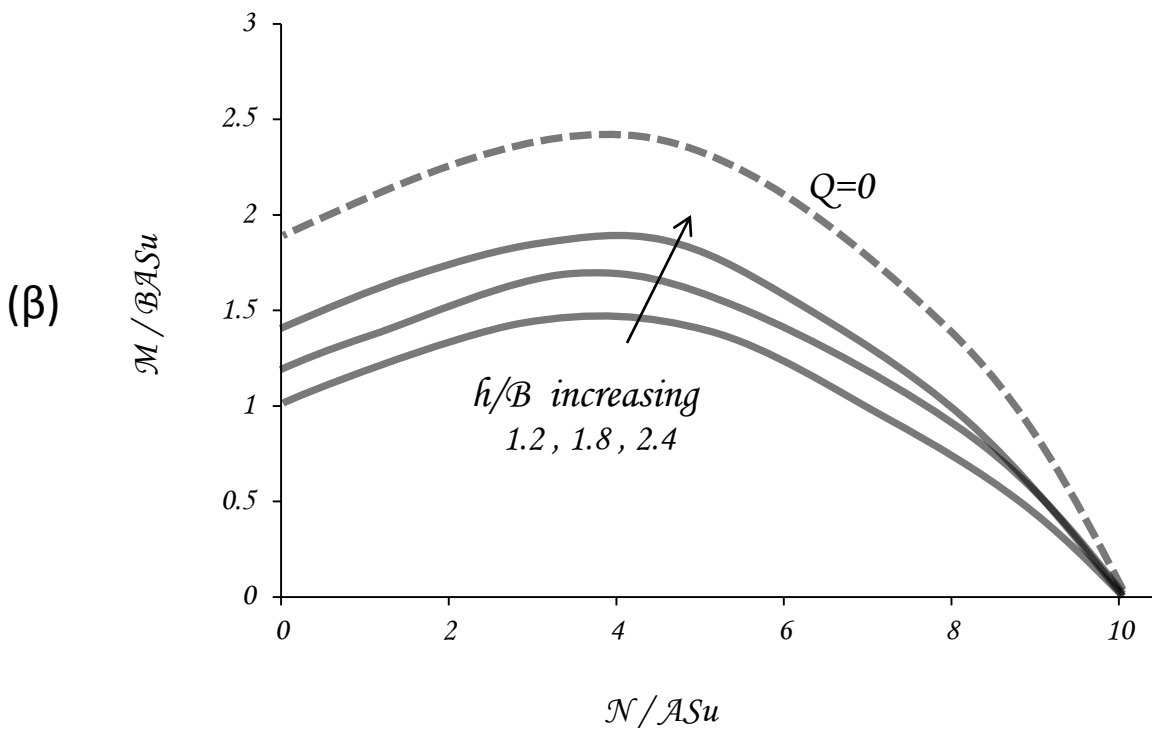
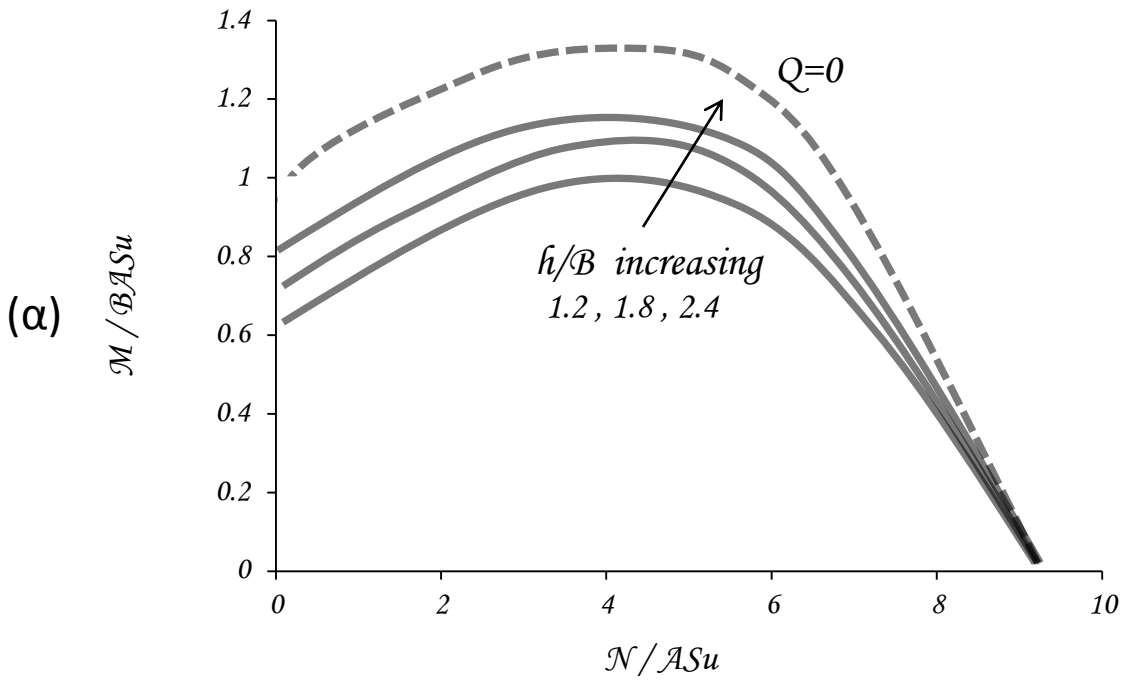
Σχήμα 3.7 : Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής (απουσία τέμνουσας $Q=0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού (β) $D/B=0.7$ και (γ) 1.



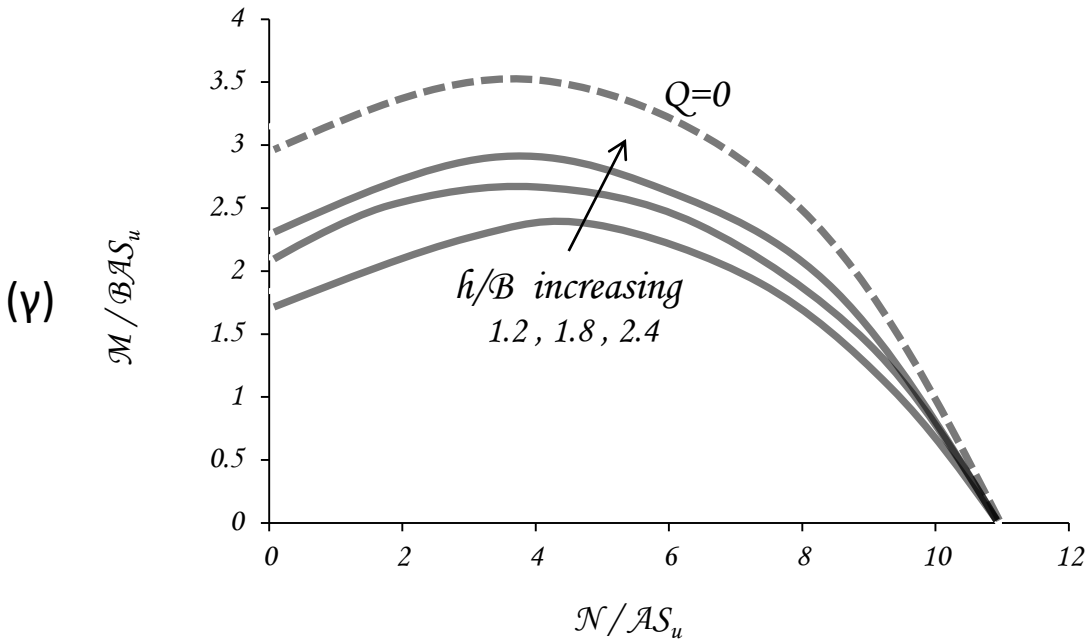
Σχήμα 3.8 : Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής (απουσία τέμνουσας $Q=0$) : Περιβάλλουσες αστοχίας συγκριτικά για όλους τους βαθμούς εγκιβωτισμού.



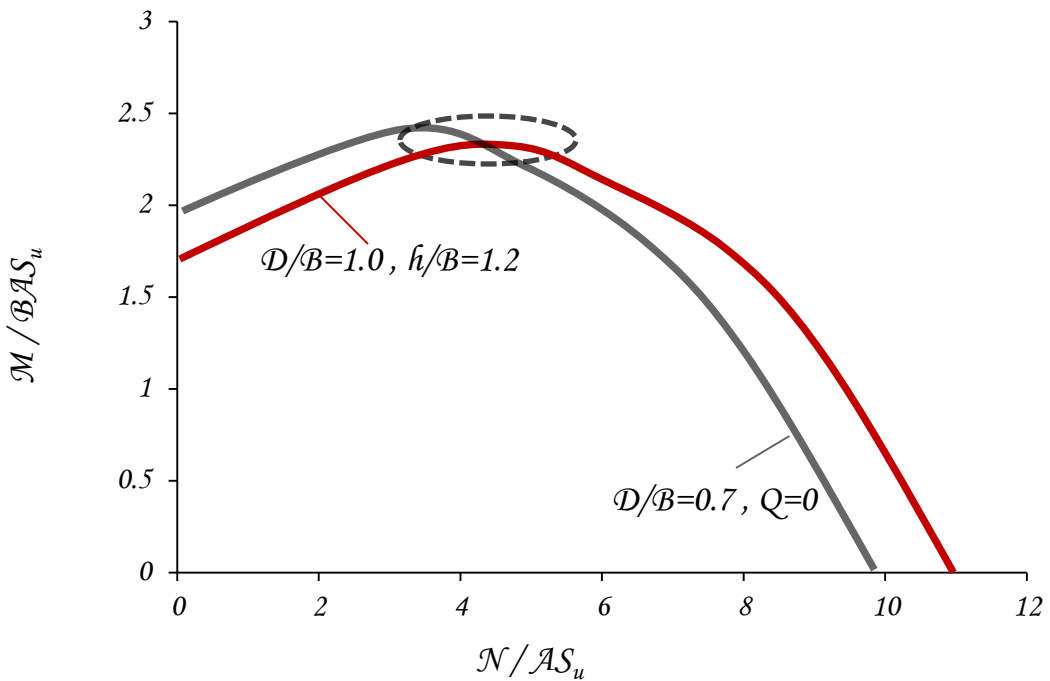
Σχήμα 3.9 : Αδιαστατοποιημένη περιβάλλουσα αντοχής σε ροπή επιφανειακού θεμελίου ($D/B=0$) σε σχέση με το κατακόρυφο αξονικό φορτίο.



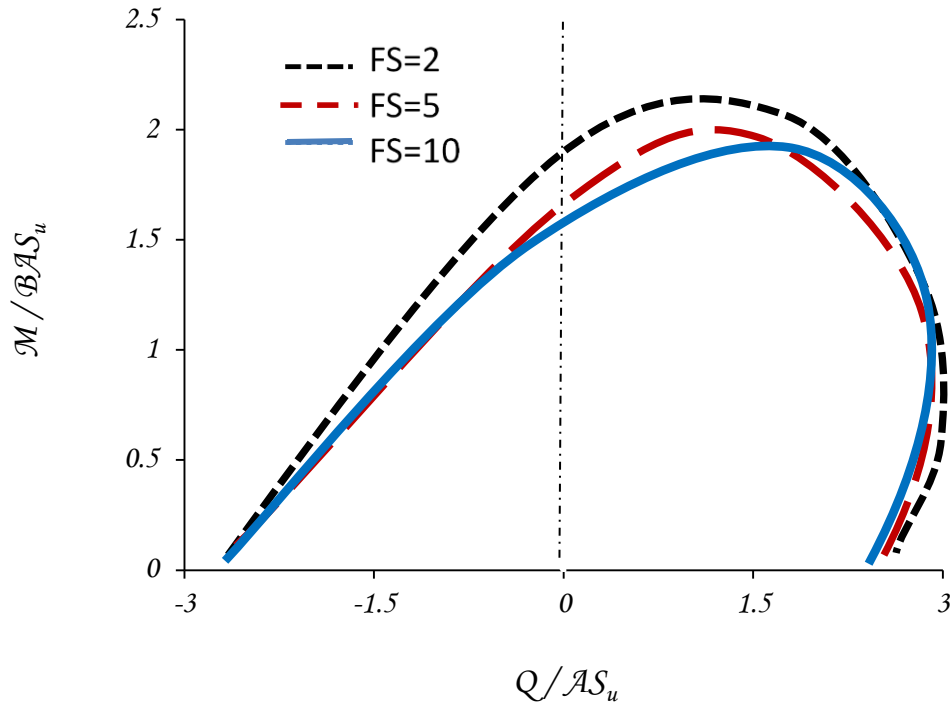
Σχήμα 3.10 : Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής: περιβάλλουσες αστοχίες με επιρροή λόγων λυγηρότητας $h/B = 1.2, 1.8$ και 2.4 για (α) $D/B=0.4$ και (β) $D/B=0.7$.



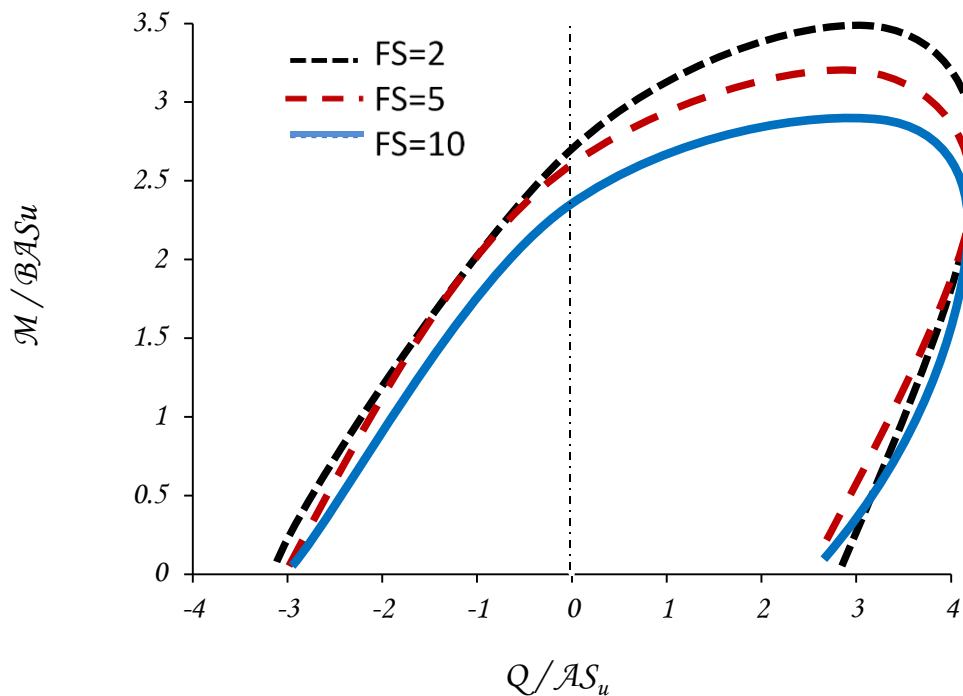
Σχήμα 3.10 (γ) Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής: περιβάλλουσες αστοχίας με επιρροή λόγων λυγηρότητας $h/B = 1.2, 1.8$ και 2.4 για $D/B=1$.



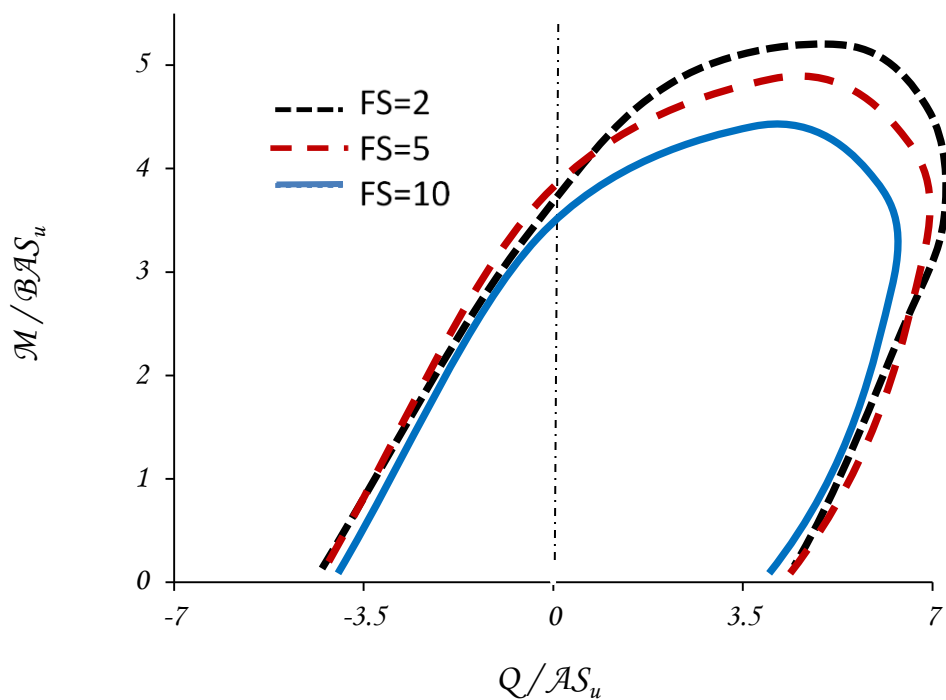
Σχήμα 3.11 : Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής: περιβάλλουσες αστοχίας για $D/B=1, h/B=1.2$ & $D/B=0.7, Q=0$.



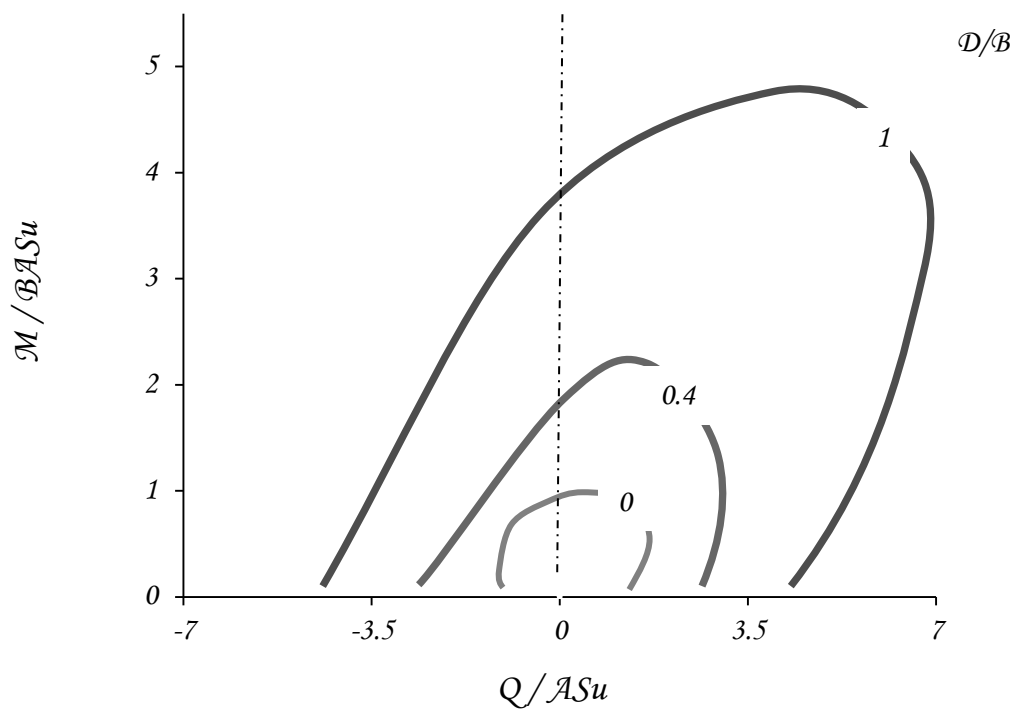
Σχήμα 3.12 : (α) Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – τέμνουσας : περιβάλλουσα αστοχίας για $D/B=0.4$.



Σχήμα 3.12 : (β) Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – τέμνουσας : περιβάλλουσα αστοχίας για $D/B=0.7$.



Σχήμα 3.12 : (γ) Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – τέμνουσας: περιβάλλουσα αστοχίας για $D/B=1$.



Σχήμα 3.13 : Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – τέμνουσας : περιβάλλουσα αστοχίας για $D/B=0, 0.4$ και 1 .

Κεφάλαιο 4

Ανελαστική Μονοτονική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

Κεφάλαιο 4ο :

Ανελαστική Μονοτονική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

4.1 Εισαγωγή

Στα πλαίσια της νέας φιλοσοφίας σχεδιασμού των κατασκευών είναι απαραίτητη η γνώση της μη γραμμικής – ανελαστικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης. Η πρόσφατη έρευνα έχει να επιδείξει σημαντικές εργασίες στο θέμα αυτό εξαίροντας την ευεργετική λειτουργία της μη γραμμικής απόκρισης των θεμελιώσεων στην προστασία της ανωδομής. Οι εργασίες αυτές όμως, αφορούν στην πλειονότητά τους τη μελέτη της λικνιστικής συμπεριφοράς επιφανειακών θεμελιώσεων ενώ, λίγες είναι οι εργασίες που πραγματεύονται την ανελαστική συμπεριφορά εδάφους – εγκιβωτισμένου θεμελίου [Gourvenec, 2008]. Η υιοθέτηση της ιδέας του ανελαστικού σχεδιασμού των θεμελιώσεων στους σύγχρονους διεθνείς αντισεισμικούς κανονισμούς προϋποθέτει την πλήρη γνώση της συμπεριφοράς αυτών για διάφορες περιπτώσεις φορέων ανωδομής, γεωμετρίας της θεμελίωσης, συνθηκών εδάφους και φόρτισης. Έτσι στην παρούσα μελέτη θα μελετήσουμε την επιρροή των διάφορων αυτών παραμέτρων στην συμπεριφορά.

Αναφορικά με τη σεισμική απόκριση των θεμελιώσεων, περιλαμβάνει κατακόρυφη, οριζόντια και περιστροφική ταλάντωση (λικνισμό). Σε αντίθεση με τα επιφανειακά θεμέλια όπου ο λικνισμός με δυσκαμψία K_{MM} είναι πλήρως αποζευγμένος από την οριζόντια συνιστώσα, στα εγκιβωτισμένα θεμέλια για την πλήρη περιγραφή της λικνιστικής συμπεριφοράς του συστήματος απαιτείται η γνώση της σύζευξης μεταξύ στροφικής και οριζόντιας δυσκαμψίας. Ωστόσο, αναφερόμενοι σε επιφανειακές θεμελιώσεις και για σχετικά υψίκορμες κατασκευές ($h/B \geq 1$), η λικνιστική συνιστώσα κίνησης είναι αυτή που δεσπάζει [Gajan & Kutter, 2009]. Πράγματι ένα λικνιζόμενο επιφανειακό θεμέλιο

ανασηκώνεται από τη μια του πλευρά, μειώνοντας την επιφάνεια επαφής θεμελίου – εδάφους (γεωμετρική μη γραμμικότητα), ενώ προκαλεί διαρροή του εδάφους στην άλλη πλευρά εμβολίζοντας το (μη γραμμικότητα υλικού). Μεταξύ των δύο μη γραμμικοτήτων υπάρχει έντονη αλληλεπίδραση, το ανασήκωμα του θεμελίου από τη μια πλευρά αυξάνει τις πιέσεις επαφής από την άλλη, οδηγώντας το υποκείμενο έδαφος στη διαρροή. Ο μηχανισμός αυτός του λικνισμού συνδυάζει δύο επιθυμητά αλλά συνήθως αντικρουόμενα χαρακτηριστικά : επαναφορά στην αρχική θέση μετά την αποφόρτιση (μη γραμμική ελαστική συμπεριφορά), που πηγάζει από το κλείσιμο του κενού μεταξύ θεμελίου–εδάφους το οποίο δημιουργήθηκε κατά τη φόρτιση, και κατανάλωση ενέργειας (ανελαστική – υστερητική συμπεριφορά), χάρη στην πλαστικοποίηση μέρους του υποκείμενου εδάφους. Κατά αυτόν τον τρόπο, ο λικνισμός λειτουργεί ευεργετικά για την ανωδομή μειώνοντας τις αδρανειακές δυνάμεις που μεταφέρονται σε αυτήν. Από την άλλη όμως, μπορεί να οδηγήσει σε μη ανεκτές μετακινήσεις κατά τη διάρκεια της ταλάντωσης, ενώ εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους μπορεί να προκαλέσει ανεπιθύμητες παραμένουσες παραμορφώσεις (καθίζηση, στρόφη).

Εμμένοντας στη βιβλιογραφική μελέτη για τον τρόπο απόκρισης των επιφανειακών θεμελιώσεων, ώστε ομαλά να προχωρήσουμε στη μελέτη της αναμφίβολα πολυπλοκότερης συμπεριφοράς των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, αξίζει να αναφερθούμε στις πρόσφατες έρευνες [Allotey & Naggar, 2003; Gazetas & Apostolou, 2004; Gajan et al. 2005; Apostolou et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008, 2009; Kourkoulis et al., 2011]. Σύμφωνα με αυτές οι κύριες παράμετροι που καθορίζουν τη μη γραμμική συμπεριφορά της επιφανειακής θεμελίωσης είναι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση FS_V (ή το αντίστροφό του $\chi = 1/FS_V$) και ο λόγος ροπής προς τέμνουσα M/QB που μεταφέρεται στο επίπεδο της θεμελίωσης. Για την περίπτωση οριζόντιας φόρτισης σε ύψος h από τη στάθμη θεμελίωσης, ο τελευταίος εκφράζεται μέσω του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής h/B . Ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση FS_V

καθορίζει αν η απόκριση του συστήματος κυριαρχείται από το ανασήκωμα του θεμελίου ή από την εδαφική διαρροή. Ειδικότερα, όταν ο συντελεστής ασφαλείας είναι σχετικά υψηλός, η θεμελίωση αποκρίνεται κυρίως μέσω ανασηκώματος, χωρίς να συσσωρεύει σημαντική καθίζηση με την ανακύκλιση. Αντίθετα, στην περίπτωση χαμηλού συντελεστή ασφαλείας το σύστημα αποκρίνεται με εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους και βύθιση του θεμελίου, οδηγώντας σε συσσώρευση καθιζήσεων και υψηλές παραμένουσες στροφές. Από την άλλη, ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής h/B επηρεάζει το δυναμικό ανασηκώματος του θεμελίου, την κρίσιμη στροφή ανατροπής και κατά συνέπεια τη συνολική πλαστικότητα του συστήματος. Πρέπει τέλος να αναφερθεί, ότι στο δυναμικό πρόβλημα εισάγονται επιπλέον σημαντικές παράμετροι, όπως είναι η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η ένταση, το συχνотικό περιεχόμενο και η ακολουθία των παλμών του σεισμικού κραδασμού [Apostolou et al., 2007].

Στο παρόν κεφάλαιο διερευνώνται τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά της λικνιστικής απόκρισης κατασκευών επί εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. συναρτήσεως του βάθους εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, του συντελεστή ασφαλείας FS_v και του λόγου λυγηρότητας h/B . Μελετάμε τρία διαφορετικά προσομοιώματα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 0.4, 0.7$ και 1 , και συγκεντρωμένη μάζα m σε ύψος h από την κορυφή του θεμελίου ($h/B = 1.2, 1.8$ και 2.4). Αναφορικά με την επιλογή των συγκεκριμένων λόγων εγκιβωτισμού, πολλές φορές υπάρχει η ανάγκη να εγκιβωτιστούν οι επιφανειακές θεμελιώσεις ώστε εκμεταλλευόμενοι την ιδιαίτερη συμπεριφορά τους να οδηγηθούμε σε μεγαλύτερη φέρουσα ικανότητα του συστήματος ($D/B=0.4$). Επίσης, θελήσαμε να εξετάσουμε προσομοίωμα με $D/B = 0.7$. Ο λόγος $D/B=1$ αποτελεί όριο για θεώρηση φρέατος αφού για μεγαλύτερους λόγους θα παίζει ακόμη πιο σημαντικό ρόλο η σύζευξη στροφικής και οριζόντιας δυσκαμψίας. Η πρακτική αξία αυτού του μοντέλου είναι να επιβεβαιώσουμε ότι μεταξύ ενός ρηχού εγκιβωτισμού ($D/B = 0.4$) και ενός μεγαλύτερου βάθους που μοιάζει με φρέαρ ($D/B = 1$), υπάρχει αντιστοιχία στους μηχανισμούς που

διέπουν το φαινόμενο. Η διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους προσομοιώνεται έτσι ώστε να επιτρέπεται τόσο η αποκόλληση όσο και η ολίσθηση. Επιβάλλονται δύο κατηγορίες στατικής οριζόντιας φόρτισης : μονοτονική σταδιακά αυξανόμενη και ανακυκλική φόρτιση μεταβαλλόμενου πλάτους, ελεγχόμενες μέσω της μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής. Τέτοιου είδους στατικές μη γραμμικές αναλύσεις οριζόντιας φόρτισης (pushover analysis) χρησιμοποιούνται για την εκτίμηση της αντοχής και της μη γραμμικής σεισμικής συμπεριφοράς των κατασκευών. Οι δε ανακυκλικές φορτίσεις έχει αποδειχθεί ότι μπορούν να προσεγγίσουν ικανοποιητικά αρκετές παραμέτρους του πραγματικού δυναμικού προβλήματος, αν και φαίνεται ότι υποεκτιμούν σε ένα βαθμό τις καθιζήσεις [Gajan et al.,2005; Ugalde et al, 2010].

Στις αναλύσεις που ακολουθούν η φόρτιση επιβάλλεται στο κέντρο μάζας της ανωδομής. Η δε ροπή ανατροπής λαμβάνεται στην κορυφή του θεμελίου, ώστε να απέχει σταθερό ύψος από το σημείο εφαρμογής της οριζόντιας δύναμης, ανεξαρτήτως του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης D/B (αυτό έρχεται σε αντίθεση με τις αντίστοιχες βιβλιογραφικές λύσεις που έχουμε στη διάθεσή μας για σύγκριση, αφού σε όλες το σημείο εξαγωγής των εντατικών μεγεθών της θεμελίωσης είναι στη βάση της). Να σημειωθεί τέλος ότι δεν λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα P – δ (πρόσθετη ροπή δευτέρας τάξεως λόγω του ιδίου βάρους που μετακινείται πλευρικά)

4.2 Φέρουσα Ικανότητα σε Ροπή

Όπως αναφέραμε ήδη ένας συνήθης βαθμός “μικρού” εγκιβωτισμού είναι $D/B = 0.2$ & 0.4 . Όμως από ήδη υπάρχουσες μελέτες έχει παρατηρηθεί πως η συμπεριφορά εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων $D/B = 0.2$, πλησιάζει αρκετά την συμπεριφορά των επιφανειακών θεμελιώσεων ($D/B = 0$). Αυτό είχε ως αποτέλεσμα να οδηγηθούμε για “μικρό” βάθος εγκιβωτισμού στον λόγο $D/B = 0.4$. Για τον δεδομένο λόγο εγκιβωτισμού,

εξετάζουμε τρία διαφορετικά ύψη ανωδομής με λόγους λυγηρότητας $h/B = 1.2, 1.8 \text{ \& } 2.4$, προκειμένου να διαπιστώσουμε την επιρροή του μοχλοβραχίονα στην συμπεριφορά. Για καθένα από τους παραπάνω συνδυασμούς (D/B και h/B) εξετάζουμε συντελεστές ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης $FS_v=2$ έως 10. Στο **Σχήμα 4.1** απεικονίζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης μονοτονικής οριζόντιας φόρτισης στην κορυφή του θεμελίου σε αδιαστατοποιημένους όρους ροπής – στροφής (του σημείου αναφοράς). Η απόκριση των συστημάτων είναι εντόνως μη γραμμική, γεγονός που οφείλεται αφενός στην αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος (γεωμετρική μη γραμμικότητα) και αφετέρου στην εδαφική διαρροή (μη γραμμικότητα υλικού). Επισημαίνεται ότι στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις η γεωμετρική μη γραμμικότητα αφορά ανασήκωμα του θεμελίου υπο το υποκείμενο έδαφος αλλά και αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος. Η έναρξη της τελευταίας, σε αντίθεση με το ανασήκωμα της βάσης είναι ανεξάρτητη από το κατακόρυφο φορτίο και απαντάται σχεδόν ακαριαία (δηλ. σε πολύ μικρές γωνίες στροφής) ακόμα και σε βαρέως φορτισμένα συστήματα ($FS_v = 2$). Όπως φαίνεται και από το σχήμα οι πλαστικοποιήσεις ξεκινούν από γωνία 0.005 rad που αντιστοιχούν σε γωνία μικρότερη της 1° . Παρατηρούμε στο σχήμα επίσης ότι η μορφή των καμπυλών δεν είναι ίδια για τα ελαφρώς φορτισμένα συστήματα ($FS_v=5-10$) σε σχέση με το βαριά φορτισμένο ($FS_v=2$). Αυτό συμβαίνει διότι ο μικρός λόγος εγκιβωτισμού σε συνδυασμό με το μεγάλο συντελεστή ασφαλείας επιτρέπει ακόμη μεγαλύτερο λικνισμό (πιο έντονες πλαστικοποιήσεις αρχικά) ο οποίος όμως μετά από μεγάλες γωνίες κινητοποιεί και τα πλευρικά τοιχώματα όπως και το βαρύ σύστημα.

Να σημειωθεί εδώ ότι γενικότερα οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους δεν περιορίζονται μόνο κάτω από τη βάση του θεμελίου, αλλά επεκτείνονται και σε περιοχές του εδάφους που υπέρκεινται της στάθμης θεμελίωσης (παράπλευρο έδαφος).

Ένα ακόμα προσομοίωμα που θελήσαμε να εξετάσουμε είναι αυτό με λόγο εγκιβωτισμού $D/B = 0.7$. Για τον συγκεκριμένο λόγο εγκιβωτισμού, εξετάζουμε πάλι τρία διαφορετικά ύψη

ανωδομής με λόγους λυγηρότητας $h/B = 1.2, 1.8 \text{ \& } 2.4$ και για καθένα εξ αυτών διαφόρους συντελεστές ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_v . Όπως πριν, έτσι και στο **σχήμα 4.2** απεικονίζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης μονοτονικής οριζόντιας φόρτισης σε όρους ροπής – στροφής στην κορυφή του θεμελίου. Το μόνο στο οποίο θα θέλαμε να κάνουμε ιδιαίτερη αναφορά σε σχέση με ότι αναφέρθηκε στην προηγούμενη παράγραφο είναι ότι αυξανόμενου του βάθους εγκιβωτισμού, η πλήρης πλαστικοποίηση του υπερκείμενου της βάσης θεμελίωσης εδάφους συμβαίνει για βαρύτερες ανωδομές.

Ο λόγος $D/B=1$ θεωρείται γενικά αποδεκτό πως αποτελεί το όριο μεταξύ της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης και του φρέατος. Συνεπώς πιστεύουμε πως είναι σκόπιμο να δούμε αν και κατά πόσο η όλη συμπεριφορά και η μηχανισμοί που διέπουν την εγκιβωτισμένη θεμελίωση μπορούν να επεκταθούν και σε αυτό. Για τους ίδιους με πριν λόγους, για αυτό το βάθος εγκιβωτισμού, εξετάζουμε τρία διαφορετικά ύψη ανωδομής με λόγους λυγηρότητας $h/B = 1.2, 1.8 \text{ \& } 2.4$ και για καθένα εξ αυτών διαφόρους συντελεστές ασφαλείας έναντι κατακόρυφης φόρτισης FS_v . Στο **σχήμα 4.3** απεικονίζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης μονοτονικής οριζόντιας φόρτισης σε όρους ροπής – στροφής στην κορυφή του θεμελίου.

Σε σύγκριση με τον λόγο $D/B=0.4$ ο βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=1$ παρουσιάζει όπως φαίνεται, ομαλοποιημένες καμπύλες φέρουσας ικανότητας σε ροπή. Αυτό οφείλεται στο ότι συνεισφέρουν περισσότερο τα πλευρικά τοιχώματα.

4.3 Παράμετροι Επιρροής

4.3.1 Η Επίδραση του Εγκιβωτισμού της Θεμελίωσης D/B στην Φέρουσα Ικανότητα

Τα μη γραμμικά φαινόμενα που μελετάμε παίζουν καθοριστικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής, ξεκινώντας από τις πολύ μικρές γωνίες στροφής με την προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος. (έως ότου η εφαπτόμενη δυσκαμψία πρακτικώς μηδενίζεται). Στο θέση αυτή το θεμέλιο έχει φτάσει την μέγιστη διατιθέμενη αντίσταση σε ροπή M_{ult} .

Ένας από τους παράγοντες που επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης είναι αναμφίβολα ο λόγος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Στα **σχήματα 4.4 (α)** και **(β)** απεικονίζονται τα διαγράμματα ροπής – στροφής για τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας κατακόρυφης φόρτισης FS_v , για τον ίδιο λόγο λυγηρότητας ανωδομής $h/B=1.2$ και για τους τρεις όμως λόγους εγκιβωτισμού. Παρατηρούμε πως αυξανόμενου του βάθους εγκιβωτισμού, αυξάνεται και η τιμή της ροπής ανατροπής. Αυτό φαντάζει απόλυτα λογικό βάσει του μηχανισμού κινητοποίησης της φέρουσας ικανότητας. Αρχικά ως φανταστούμε το επιφανειακό θεμέλιο, η αύξηση της επιβαλλόμενης μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής προκαλεί ανασήκωμα του θεμελίου από τη μια πλευρά και βύθιση στην άλλη. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη συνεχή μείωση του ενεργού πλάτους του θεμελίου και την αύξηση των ορθών και διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια. Κατά αυτόν τον τρόπο, όταν το ενεργό πλάτος του θεμελίου φτάσει ένα κρίσιμο μήκος, οι εδαφικές αντιδράσεις φτάνουν μια οριακή τιμή. Το ίδιο ακριβώς συμβαίνει και με τις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις μόνο που τώρα η διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου δεν είναι μόνο η βάση, αλλά ολόκληρη η παράπλευρη επιφάνεια της θεμελίωσης. Έτσι γίνεται εύκολα κατανοητό πως καθώς αυξάνεται το βάθος εγκιβωτισμού για θεμέλια σταθερού πλάτους βάσης,, αυξάνεται η παράπλευρη επιφάνεια και συνεπώς η ροπή αντοχής. Επίσης φαίνεται ότι ο συντελεστής ασφαλείας FS_v επιδρά με τον ίδιο τρόπο στους διάφορους λόγους

εγκιβωτισμού αφού δεν παρατηρείται κάποια σημαντική διαφορά στην εξέλιξη της ροπής σε σχέση με τη γωνία θ .

4.3.2 Ο Ρόλος του μοχλοβραχίονα h/B στην Φέρουσα Ικανότητα

Ένας άλλος παράγων που επηρεάζει την συμπεριφορά της θεμελίωσης είναι το ύψος της ανωδομής ή διαφορετικά ο λόγος λυγηρότητας h/B . Στο **σχήμα 4.5** παρουσιάζονται οι καμπύλες ροπής - στροφής για δύο λόγους εγκιβωτισμού $D/B = 0.4$ και 1.0 , για τον ίδιο συντελεστή κατακόρυφης φόρτισης $FS_v = 2$ αλλά για όλους τους λόγους λυγηρότητας που εξετάσαμε. Αυτό που παρατηρούμε είναι ότι αυξανόμενου του ύψους της ανωδομής αυξάνεται και η ροπή αντοχής του συστήματος. Οι αναλύσεις που εκτελέσαμε και μας έδωσαν αυτά τα δεδομένα είναι μονοτονικής φόρτισης επιβάλλοντας μετακίνηση στην κορυφή του στύλου. Αν σκεφτούμε το άνω πρόβλημα σε όρους δύναμης και όχι μετατόπισης, τότε βλέπουμε πως ασκώντας την ίδια δύναμη σε μία χθαμαλή και μια υψίκορμη κατασκευή, η δύναμη που κατεβαίνει στη βάση είναι ίδια, ενώ η ροπή είναι είναι πολύ μεγαλύτερη στη δεύτερη κατασκευή. Έτσι ενώ στην μικρού ύψους κατασκευή ο μηχανισμός κινητοποίησης της φέρουσας ικανότητας είναι ένας συνδυασμός ολίσθησης και στροφής, στην άλλη κυρίαρχο ρόλο θα παίξει ο λικνισμός της κατασκευής. Βλέπουμε επομένως πως όσο μεγαλύτερο είναι το ύψος του συστήματος, τόσο μεγαλύτερη είναι η ροπή ανατροπής. Το συμπέρασμα αυτό έχει δικαιολογηθεί και από το προηγούμενο κεφάλαιο (κεφ. 3) όπου στην αλληλεπίδραση ροπής – αξονικής (§ 3.5) με διαφορετικούς λόγους h/B , πάλι η καμπύλη με το λόγο $h/B=2.4$ ήταν παραπάνω από τις υπόλοιπες [**Σχήμα 3.10**].

Τέλος όπως έχει αναφερθεί ήδη στο πρώτο κεφάλαιο και επιβεβαιώνεται από το **σχήμα 4.5** όσο αυξάνεται ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης η σύζευξη μεταξύ των δύο βαθμών ελευθερίας γίνεται εντονότερη και επομένως η φέρουσα ικανότητα σε ροπή

διαφοροποιείται περισσότερο ανάλογα με τον μοχλοβραχίονα στο βαθιά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B = 1.0$) σε σχέση με το λιγότερο εγκιβωτισμένο ($D/B = 0.4$).

4.3.3 Η Επίδραση του Συντελεστή Ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση στην Φέρουσα Ικανότητα σε Ροπή

Η αντοχή σε ροπή των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων δε φαίνεται να επηρεάζεται ιδιαίτερα από την τιμή του κατακόρυφου φορτίου τουλάχιστον για φάσμα συντελεστών ασφαλείας $FS_v = 2 - 10$. Πρέπει όμως να σημειωθεί πως το φαινόμενο αυτό εμφανίζεται μόνο για τα συστήματα μεγάλου εγκιβωτισμού που πλησιάζει η συμπεριφορά τους αυτή του φρέατος ($D/B = 0.7$ & 1) και όχι για μικρότερα βάθη εγκιβωτισμού ($D/B = 0.4$). Η δεσπόζουσα αιτία αυτού του φαινομένου είναι ότι η συμβολή των τάσεων επαφής στη βάση του θεμελίου, η οποία κατά κύριο λόγο εξαρτάται από το κατακόρυφο φορτίο, αποτελεί ένα σχετικά μικρό ποσοστό του συνόλου των εδαφικών αντιδράσεων που αντιτίθενται στην επιβαλλόμενη φόρτιση για τις βαθιά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις. Το αντίθετο συμβαίνει με τις θεμελιώσεις περιορισμένου εγκιβωτισμού, όπου οι τάσεις στη βάση αποτελούν μεγαλύτερο μέρος του μηχανισμού αντίστασης. Η σχετικά μικρή ευαισθησία της ροπής αντοχής στο κατακόρυφο φορτίο για τα βαθιά εγκιβωτισμένα θεμέλια εν σύγκριση με τα ρηγά, επιβεβαιώνεται εκτός από τα **σχήματα 4.1, 4.2 & 4.3** και από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής του προηγούμενου κεφαλαίου **σχήμα 3.7**.

4.4 Ελαστική Απόκριση σε Στροφή για Μοχλοβραχίονα $h / B = 1.2$

Στο υποκεφάλαιο αυτό θα επικεντρωθούμε στην ελαστική περιοχή του προβλήματος, όπου το εγκιβωτισμένο θεμέλιο παρουσιάζει μία ιδιαίζουσα συμπεριφορά. Όπως γνωρίζουμε ήδη από προηγούμενες έρευνες επί των επιφανειακών θεμελιώσεων [Anastassopoulos & Kontorouri , 2012] η ελαστική δυσκαμψία του συστήματος αυξάνεται με την αύξηση του συντελεστή κατακόρυφης φόρτισης (πιο ελαφριά ανωδομή), τείνοντας προς την καθαρά ελαστική στροφική δυσκαμψία [Gazetas , 1983]. Αυτό σχετίζεται άμεσα με τη διαρροή του υποκείμενου εδάφους, μιας και για βαρέως φορτισμένα συστήματα με την επιβολή του βάρους της ανωδομής, το σε επαφή έδαφος έχει διαρρεύσει πριν ακόμα από την επιβολή πλευρικής φόρτισης, οδηγώντας το σύστημα σε μειωμένη αντίσταση – δυσκαμψία.

Στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, η παραπάνω κατάσταση ελαφρώς περιπλέκεται. Όπως φαίνεται στο **σχήμα 4.6** η ελαστική συζευγμένη στροφική δυσκαμψία της θεμελίωσης, ενώ αρχικά αυξανόμενου του συντελεστή κατακόρυφης φόρτισης αυξάνεται, μέχρι μια οριακή τιμή ($FS_{v \text{ crit}}$), ακολούθως μειώνεται. Η δε τιμή του οριακού αυτού συντελεστή δεν είναι σταθερή, αλλά μειώνεται αυξανόμενου του βάθους εγκιβωτισμού.

Εδώ θα ήθελα να αναφέρουμε πως τα άνω αποτελέσματα έχουν εξαχθεί μέσα από αναλύσεις επιβολής ελεγχόμενης μετατόπισης αυξανόμενου μέτρου στην κορυφή του στύλου, ενώ ως ελαστική περιοχή θεωρούμε την περιοχή των μικρών γωνιών, μέχρι 0.0001 rad , όπου και η τιμή της δυσκαμψίας παραμένει σταθερή.

Στο **σχήμα 4.6** βλέπουμε για θεμελίωση με λόγο εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και λυγηρότητα ανωδομής $h/B=1.2$ την εξέλιξη της τιμής της συζευγμένης στροφικής δυσκαμψίας σε σχέση με το συντελεστή ασφαλείας FS_v . Συγκεκριμένα εδώ έχουμε $FS_{v \text{ crit}}=5$.

Στο **σχήμα 4.7** το οποίο είναι το αντίστοιχο διάγραμμα για λόγο εγκιβωτισμού $D/B=0.7$ παρατηρούμε ότι η τιμή του οριακού αυτού συντελεστή μετά τον οποίο η δυσκαμψία

αρχίζει να μειώνεται, από πέντε υποχωρεί σε τέσσερα κάτι που φαντάζει φυσιολογικό, ειδικά αν σκεφτεί κανείς πως αύξηση του λόγου D/B , σημαίνει αύξηση της παράπλευρης επιφάνειας που έρχεται σε επαφή με το έδαφος, άρα και μεγαλύτερη ανοχή του συστήματος στο βάρος της ανωδομής, αφού υπάρχει μεγαλύτερο περιθώριο έως ότου τα τοιχώματα πλαστικοποιηθούν.

Τέλος στο **σχήμα 4.8** παραθέτουμε το ίδιο διάγραμμα για λόγο εγκιβωτισμού $D/B=1$, με τιμή οριακού συντελεστή $FS_{v\text{ crit}}=3$, ενώ στο **σχήμα 4.9** φαίνονται όλα τα άνω διαγράμματα συγκριτικά μεταξύ τους.

4.5 Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας FS_v και Βάθους Εγκιβωτισμού στις “ελαστικές” συζευγμένες δυσκαμψίες

Όπως ήδη αναφέραμε και από προηγούμενες παραγράφους έρευνες επί των επιφανειακών θεμελιώσεων έχουν δείξει πως η ελαστική δυσκαμψία του συστήματος αυξάνεται καθώς αυξάνεται ο συντελεστής κατακόρυφης φόρτισης, ενώ για μεγάλους συντελεστές ασφαλείας μας οδηγεί στην καθαρά ελαστική λόγω στροφής δυσκαμψία. Αυτή όμως η συμπεριφορά, παρατηρήσαμε ότι δεν εμφανίζονταν στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις και αντίθετα αυξανόμενου του κατακόρυφου φορτίου για τον ίδιο λόγο εγκιβωτισμού D/B μας οδηγούσε σε αρχικά αύξηση και εν συνεχεία μείωση της τιμής της δυσκαμψίας.

Προκειμένου να ερμηνεύσουμε ποιοτικά την ιδιαίτερη αυτή συμπεριφορά διακρίναμε δύο ξεχωριστούς και αντικρουόμενους μηχανισμούς παραλαβής της επιβαλλόμενης φόρτισης.

(α) Αυξανόμενου του βάρους της ανωδομής (για δεδομένο θεμέλιο) αυξάνονται οι αρχικές εδαφικές πλαστικοποιήσεις (πριν την επιβολή της οριζόντιας φόρτισης) και επομένως η αρχική δυσκαμψία αναπόφευκτα μειώνεται.

(β) Ταυτόχρονα όμως όσο πιο βαριά είναι η ανωδομή (μικρός συντελεστής FS_v) τόσο περισσότερο το παράπλευρο του θεμελίου έδαφος “κλείνει” πιέζοντας ουσιαστικά το θεμέλιο και αυξάνοντας έτσι την αντίσταση- δυσκαμψία στην επερχόμενη επιβολή οριζόντιας μετατόπισης στην κορυφή του βάθρου.

Στο **σχήμα 4.10** βλέπουμε την κατανομή πλαστικοποιήσεων του εδάφους για το θεμέλιο $D/B=0.7$ αμέσως μετά την επιβολή του βάρους της ανωδομής για δύο συντελεστές ασφαλείας έναντι κατακορύφου φορτίσεως $FS_v=2$ και 4. Παρατηρώντας τις πλαστικοποιήσεις για το συντελεστή ασφαλείας $FS_v=4$ σε σχέση με το βαριά φορτισμένο θεμέλιο $FS_v=2$ είναι φανερό ότι το παράπλευρο έδαφος του θεμελίου είναι ακόμα αρκετά ελαστικό σε σχέση με το βαριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_v=2$). Στο τελευταίο παρατηρούμε ότι το παράπλευρο έδαφος έχει πλαστικοποιηθεί αρκετά (μειωμένο μέτρο διάτμησης G) έτσι ώστε να μπορεί να θεωρηθεί ότι δεν θα αντισταθεί στην επερχόμενη οριζόντια φόρτιση (συνδυασμός θλίψης – διάτμηση για το παράπλευρο έδαφος). Επομένως η παράπλευρη επιφάνεια για τον συντελεστή $FS_v=4$ (όχι απομειωμένο G) θα δώσει μεγαλύτερη αντίσταση άρα και μεγαλύτερη δυσκαμψία στην οριζόντια φόρτιση που έπειτα ασκείται στην κορυφή του βάθρου. Στο **σχήμα 4.11** φαίνεται το διάγραμμα απομείωσης του μέτρου διάτμησης G αυξανόμενης της γωνιακής παραμόρφωσης γ .

Με βάση τα παραπάνω γίνεται εύκολα αντιληπτός ο λόγος για τον οποίο η δυσκαμψία της εγκιβωτισμένης θεμελίωσης αυξάνει μέχρι τον οριακό εκείνο συντελεστή μετά από τον οποίο και παρατηρείται μείωση αυτής.

Η απάντηση στο ότι μετά από αυτό τον οριακό συντελεστή (για το $D/B=0.4$ το $FS_v=5$) η δυσκαμψία αρχίζει να μειώνεται είναι ότι από εκεί και πέρα παύει να ισχύει ο “μηχανισμός” που περιγράψαμε προηγουμένως σχετικά με τις πλαστικοποιήσεις της παράπλευρης επιφάνειας και αρχίζει να συμμετέχει ένας άλλος που έχει να κάνει με το κατά πόσο το παράπλευρο έδαφος εγκλωβίζει και πιέζει το θεμέλιο. Στο **σχήμα 4.12**

βλέπουμε τον τρόπο με τον οποίο το παράπλευρο του θεμελίου έδαφος έχει κλείσει γύρω του μετά την επιβολή των κατακόρυφων φορτίων για δύο συντελεστές κατακόρυφου φορτίσεως $FS_v = 4$ και 10 , για $D/B = 0.7$ χωρίς την επιρροή αντίστασης του θεμελίου. Εκεί παρατηρούμε όπως είναι λογικό πως η πιο ελαφριά κατασκευή ($FS_v = 10$) κλείνει λιγότερο το έδαφος προσφέροντας μικρότερη δυσκαμψία σε σύγκριση με τη βαρύτερη ($FS_v = 4$) στην επερχόμενη οριζόντια φόρτιση. Επομένως το συμπέρασμα που εξαγάγουμε από τις άνω παρατηρήσεις και ερμηνεύει την καθοδική τάση της δυσκαμψίας είναι το ότι για συντελεστές FS_v μεγαλύτερους του ορίου $FS_{v, crit}$, όπου η παράπλευρη επιφάνεια παραμένει ελαστική, όσο πιο μικρή μάζα τοποθετούμε τόσο πιο μικρή πλευρική πίεση έχουμε και συνεπώς μικρότερη δυσκαμψία – αντίσταση.

Εν κατακλείδι ο συντελεστής ασφαλείας $FS_{v, crit}$ αποτελεί τον βέλτιστο συνδυασμό των δύο μηχανισμών που συνεργούν στην δυσκαμψία του συστήματος

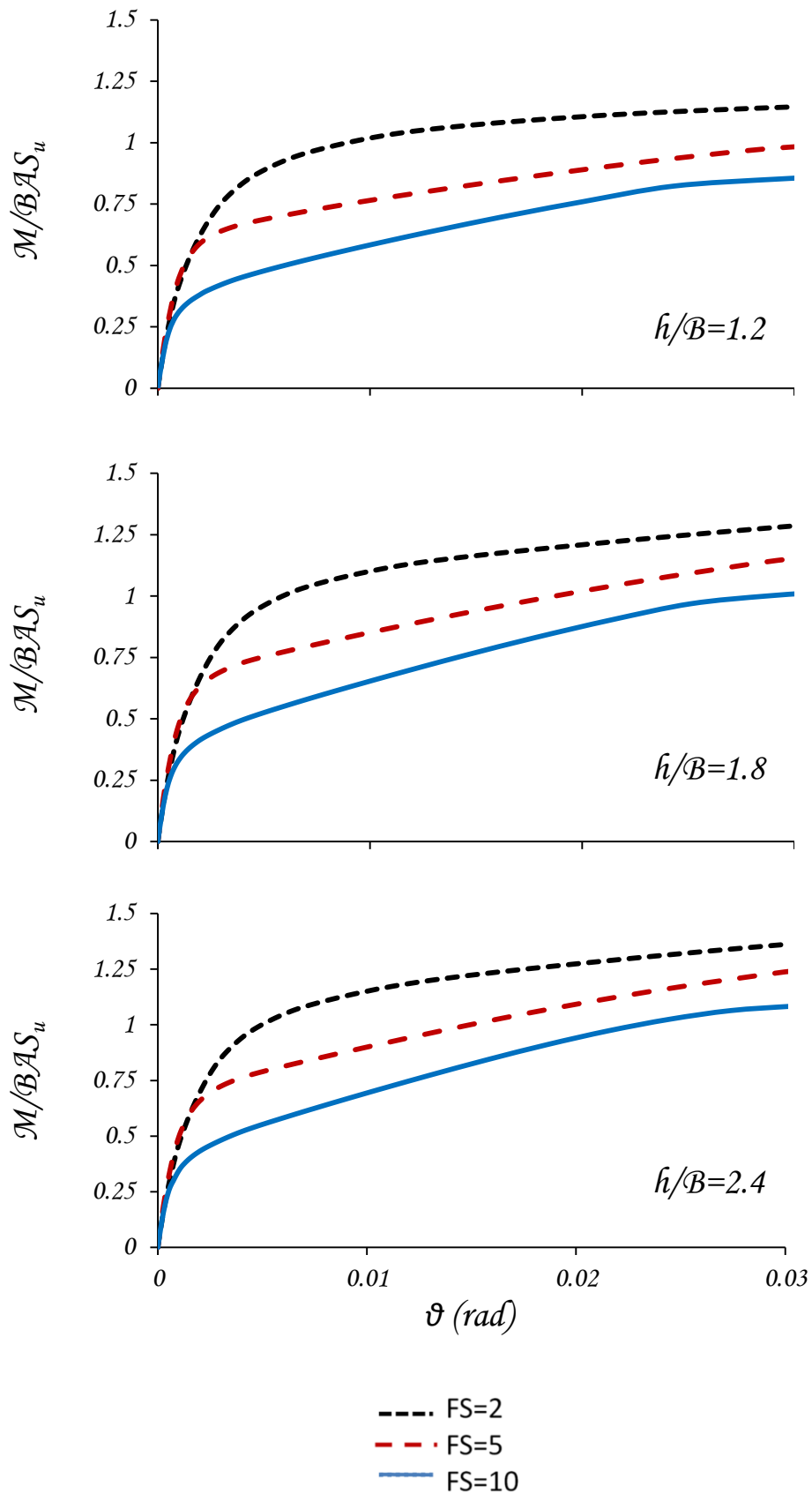
i) Τάση του εδάφους να κλείσει και να πιέσει το θεμέλιο πλευρικά

ii) Πλαστικοποιήσεις του εδάφους

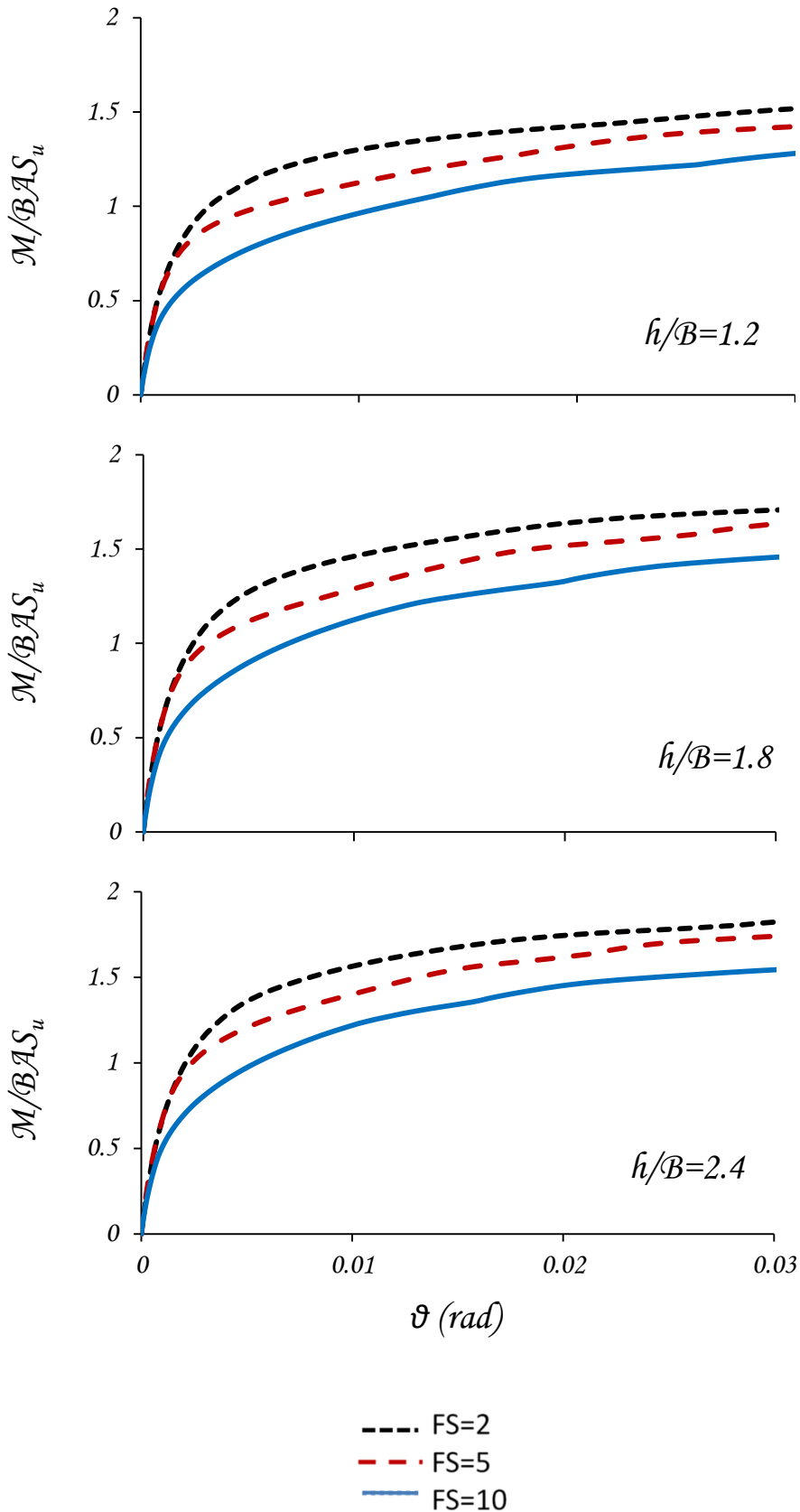
Όπως αναφέραμε και προηγουμένως ο λόγος που αυτό συμβαίνει, σχετίζεται με το γεγονός ότι αυξάνοντας το βάθος εγκιβωτισμού, αυξάνεται και το βάρος που μπορεί να δεχθεί το θεμέλιο μέχρις ότου το παράπλευρο έδαφος λειτουργεί αρκετά “ελαστικά” ώστε να προσφέρει αντίσταση.

Τέλος
Κεφαλαίου 4 : Σχήματα

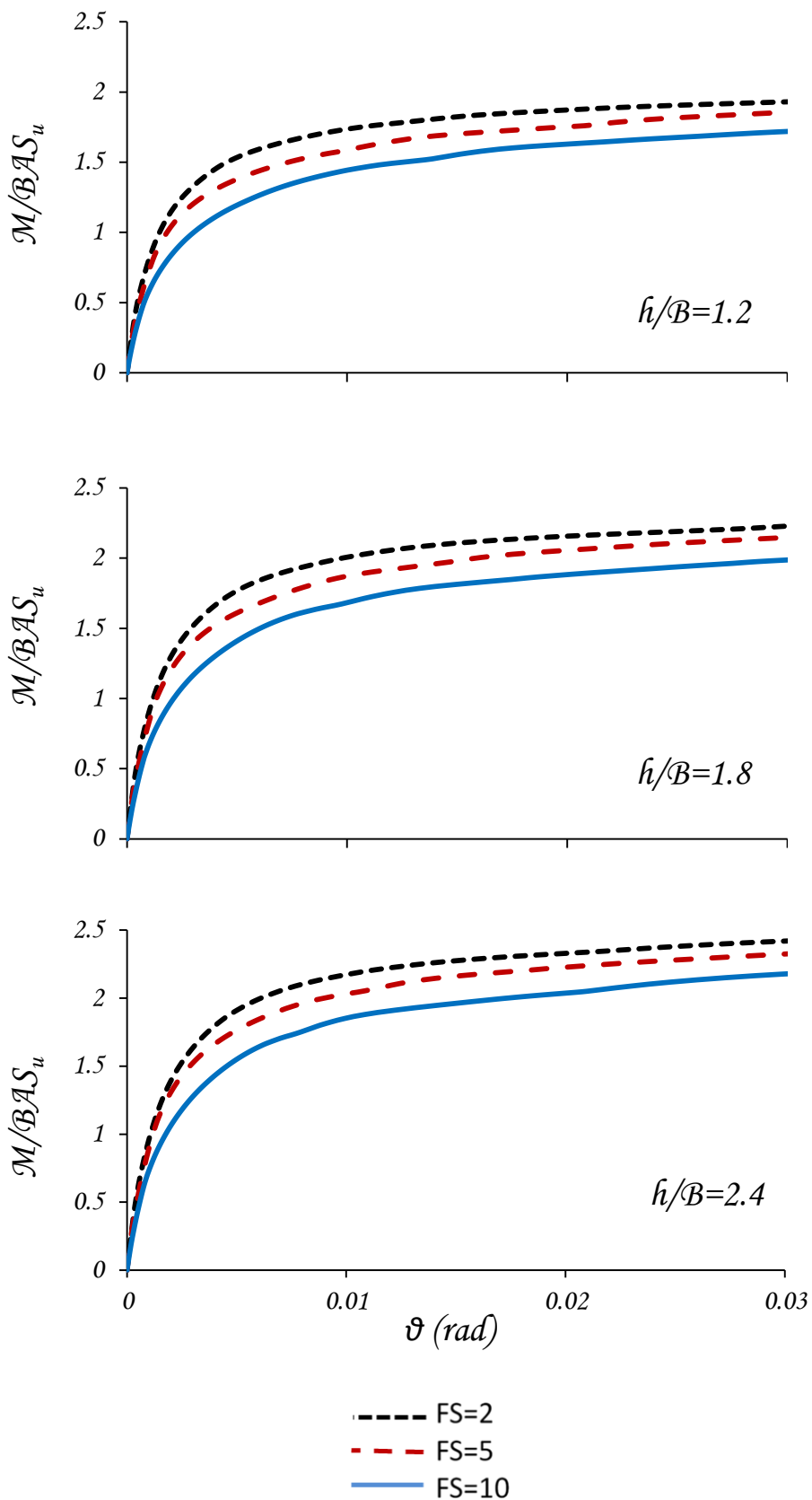
Ανελαστική Μονοτονική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης



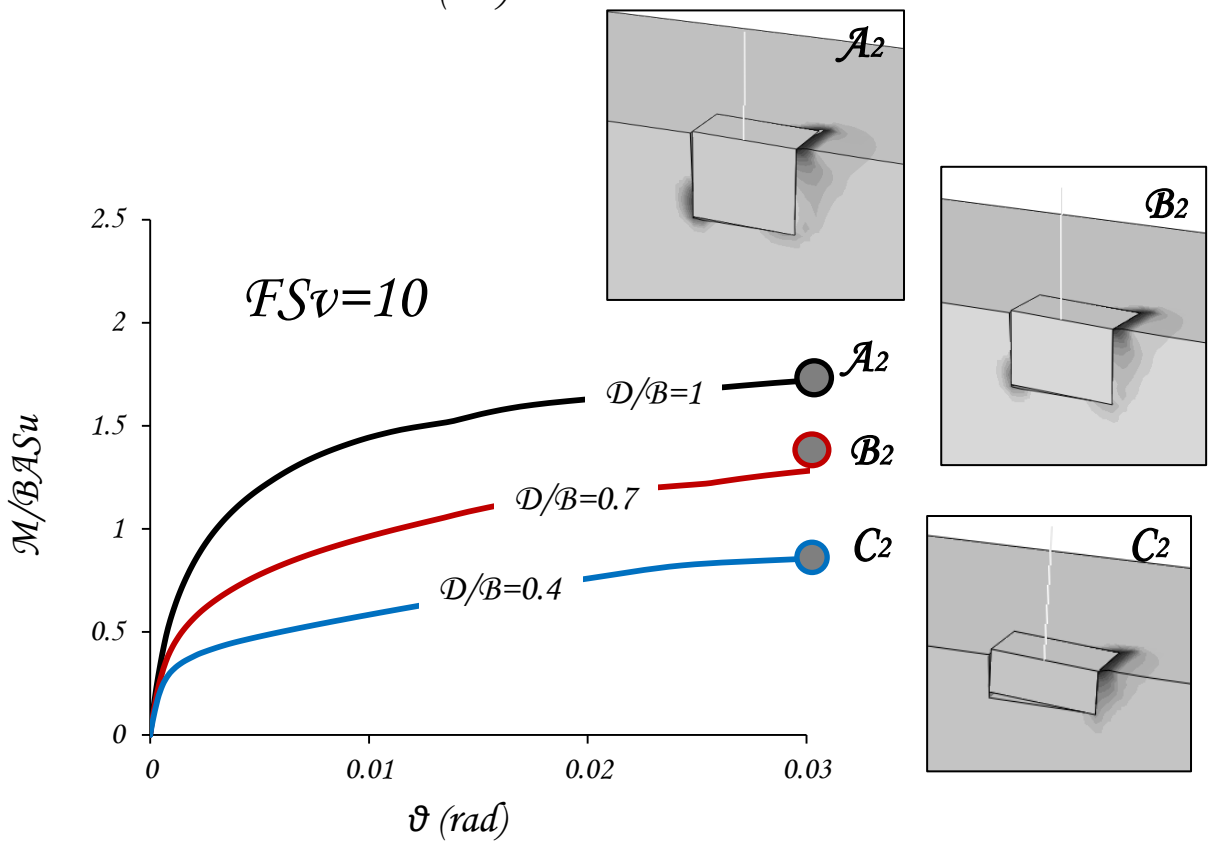
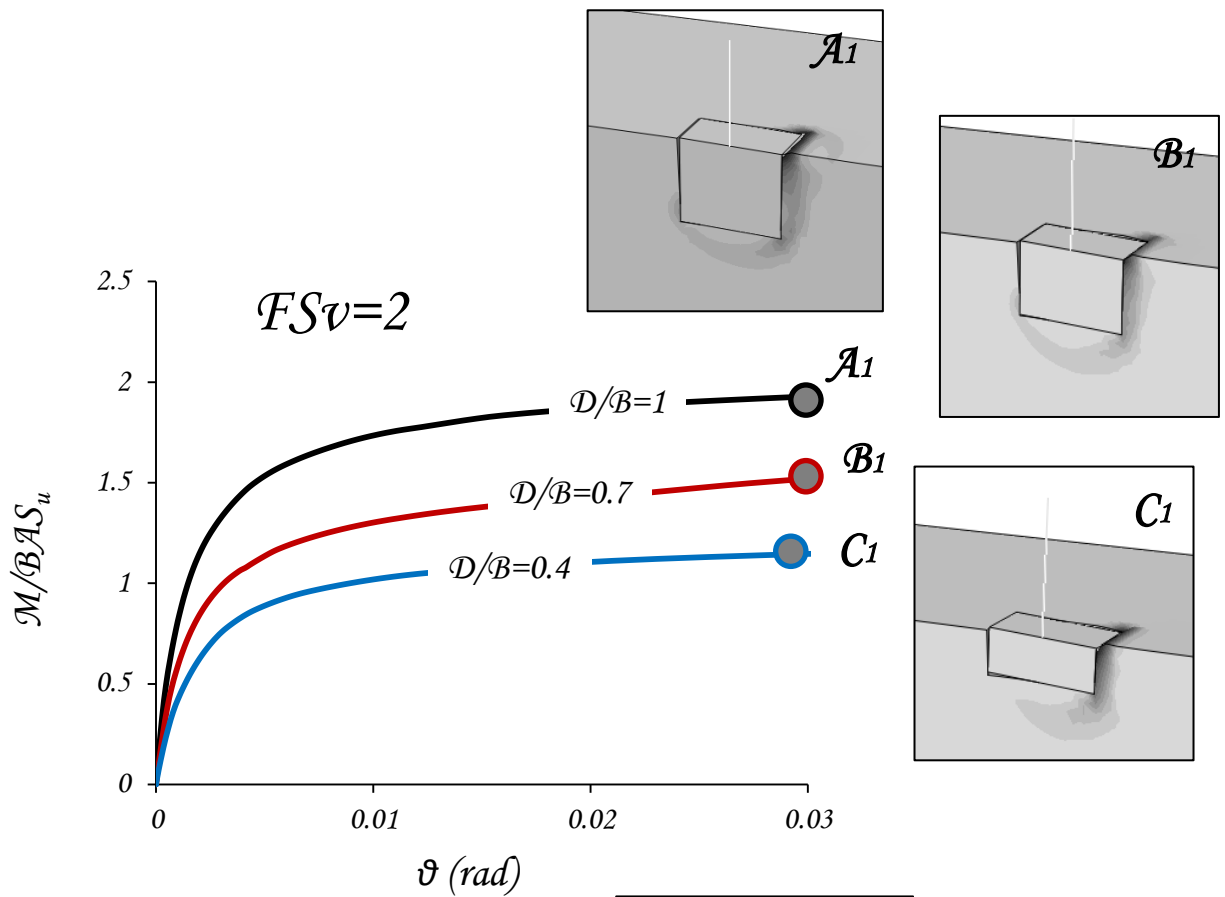
Σχήμα 4.1 : Επιρροή Συντελεστή Ασφαλείας FS_v στην φέρουσα ικανότητα σε ροπή. Διαγράμματα αδιάστατης ροπής – στροφής για εγκιβωτισμένο θεμέλιο λόγου $D/B=0.4$ και μοχλοβραχίονες $h/B=1.2, 1.8$ & 2.4 .



Σχήμα 4.2 : Επιρροή Συντελεστή Ασφαλείας FS_v στην φέρουσα ικανότητα σε ροπή. Διαγράμματα αδιάστατης ροπής – στροφής για εγκιβωτισμένο θεμέλιο λόγου $D/B=0.7$ και μοχλοβραχίονες $h/B=1.2, 1.8$ & 2.4 .

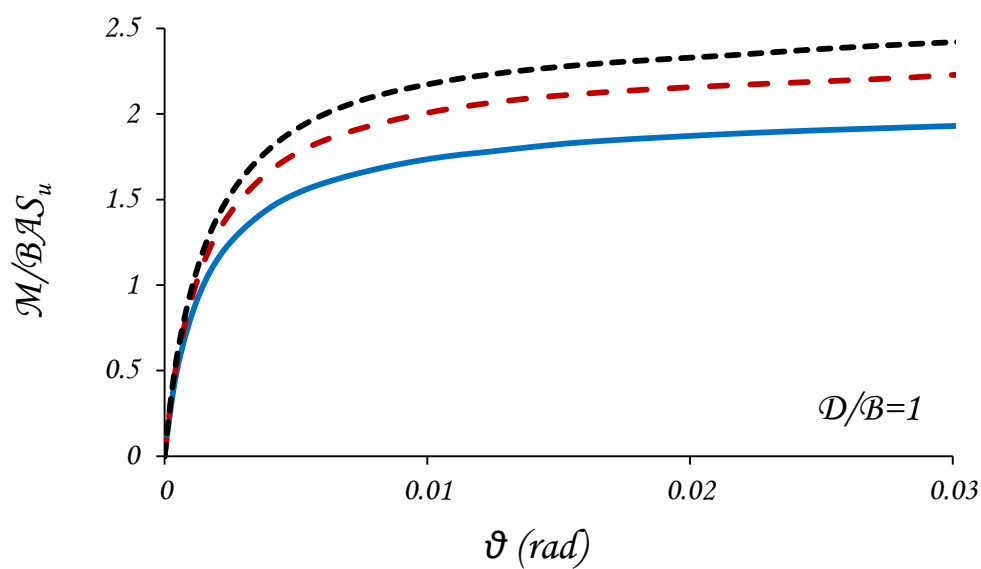
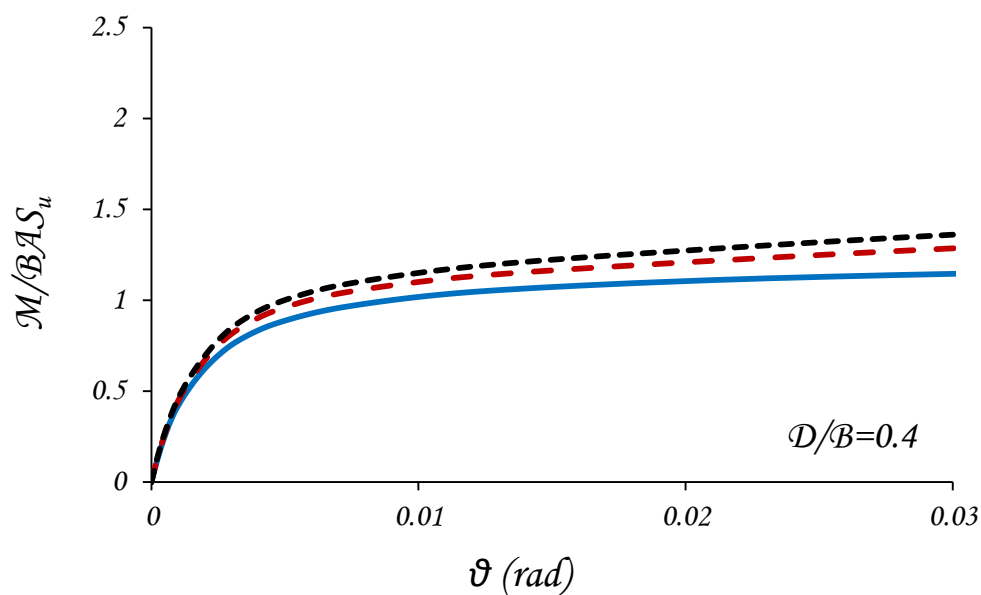


Σχήμα 4.3 : Επιρροή Συντελεστή Ασφαλείας FS_v στην φέρουσα ικανότητα σε ροπή. Διαγράμματα αδιάστατης ροπής – στροφής για εγκιβωτισμένο θεμέλιο λόγου $D/B=1$ και μοχλοβραχίονες $h/B=1.2, 1.8$ & 2.4 .



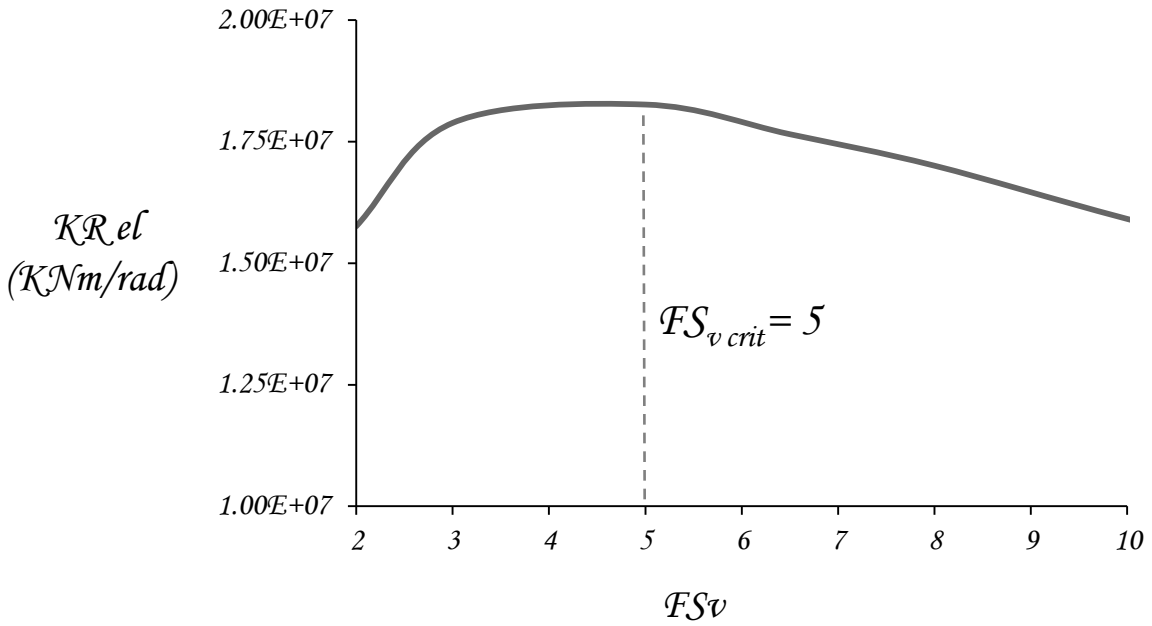
Σχήμα 4.4 : Επιρροή λόγου εγκιβωτισμού στις καμπύλες ροπής – στροφής υπό μονοτονική φόρτιση στην κορυφή για μοχλοβραχίονα $h/B=1.2$ για συντελεστές ασφαλείας $FSv=2, 10$. Λόγοι εγκιβωτισμού $D/B=0.4, 0.7$ & 1 .

$$FSv=2$$

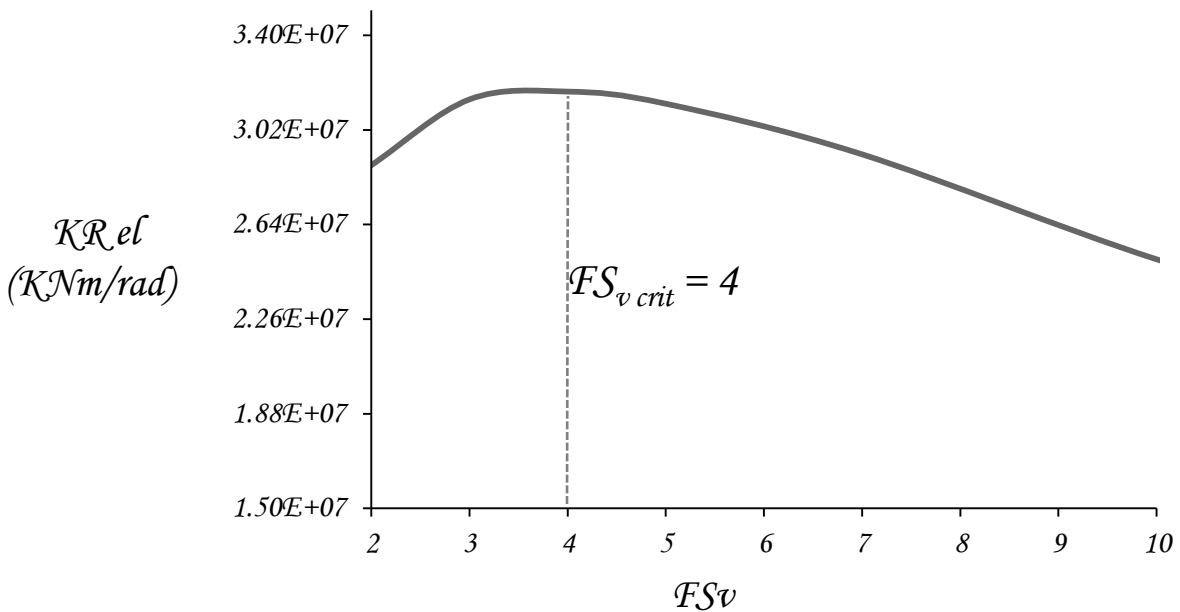


- h/B=2.4
- - -h/B=1.8
- h/B=1.2

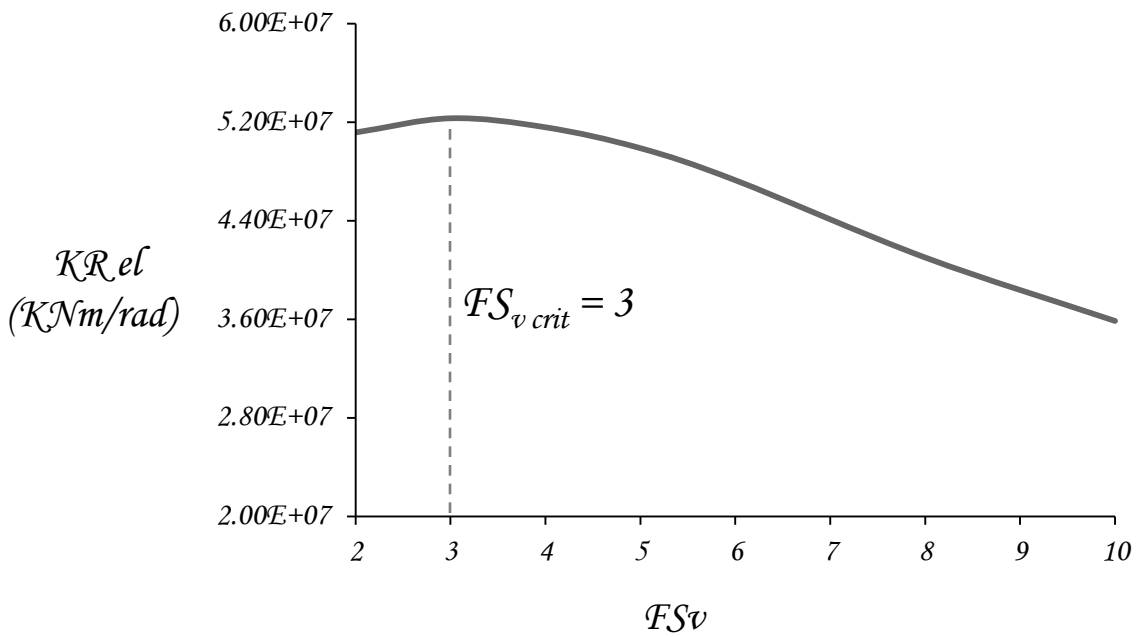
Σχήμα 4.5 : Επιρροή μοχλοβραχίονα h/B στις καμπύλες ροπής – στροφής υπό μονοτονική φόρτιση στην κορυφή, για δύο λόγους εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ & 1 για συντελεστή ασφαλείας $FSv=2$. Λόγοι μοχλοβραχίονα $h/B = 1.2, 1.8$ & 2.4 .



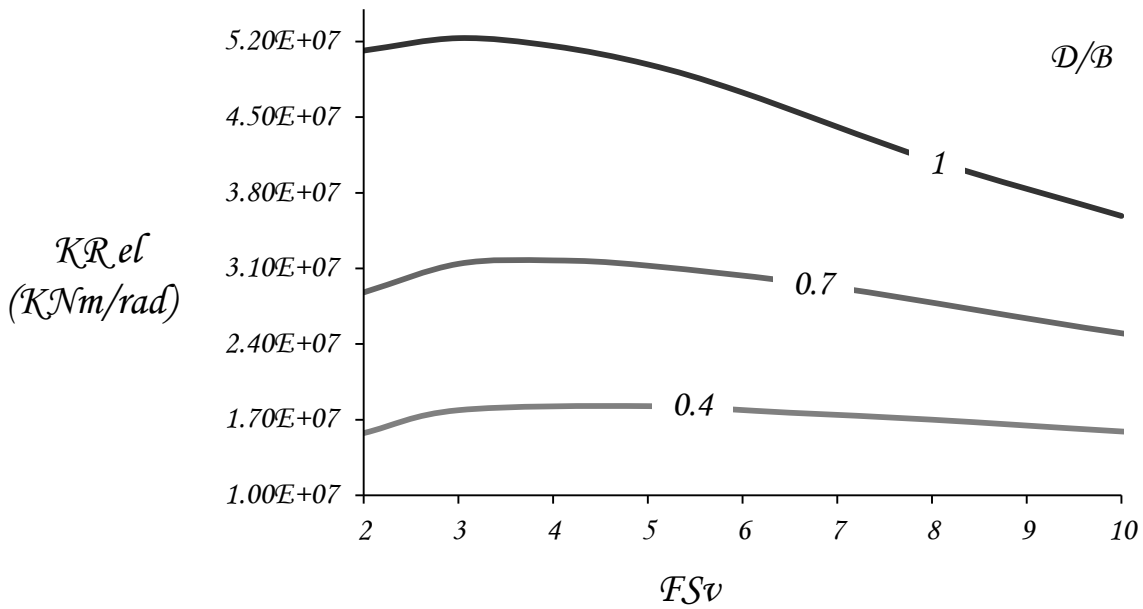
Σχήμα 4.6 : Επιρροή Συντελεστή Ασφαλείας FS_v στις συζευγμένες δυσκαμψίες K_{rel} για εγκιβωτισμό $D/B=0.4$.



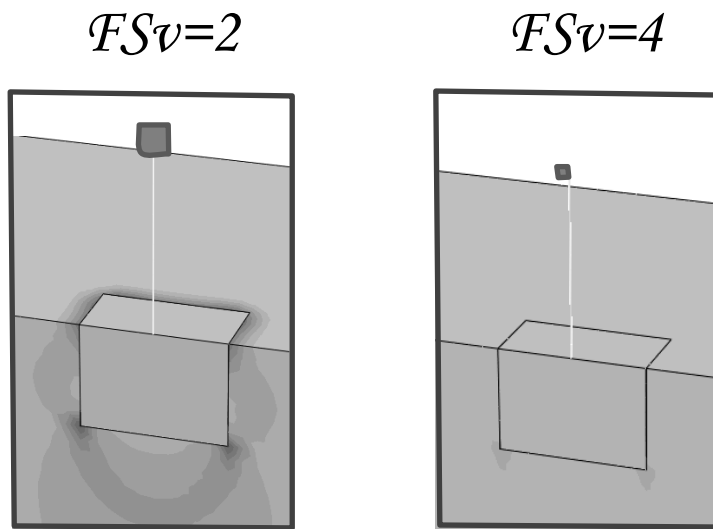
Σχήμα 4.7 : Επιρροή Συντελεστή Ασφαλείας FS_v στις συζευγμένες δυσκαμψίες K_{rel} για εγκιβωτισμό $D/B=0.7$.



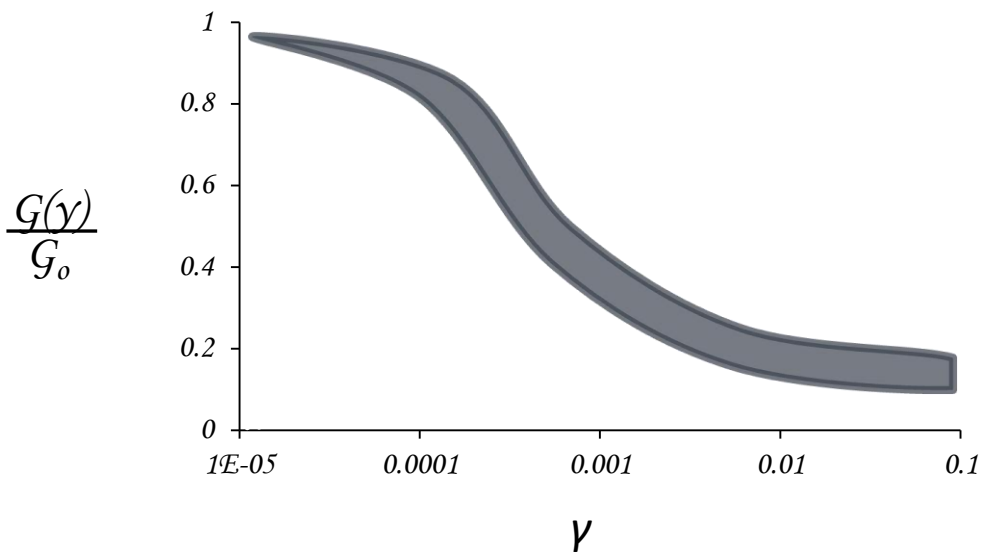
Σχήμα 4.8 : Επιρροή Συντελεστή Ασφαλείας FS_v στις συζευγμένες δυσκαμψίες K_{rel} για εγκιβωτισμό $D/B=1$.



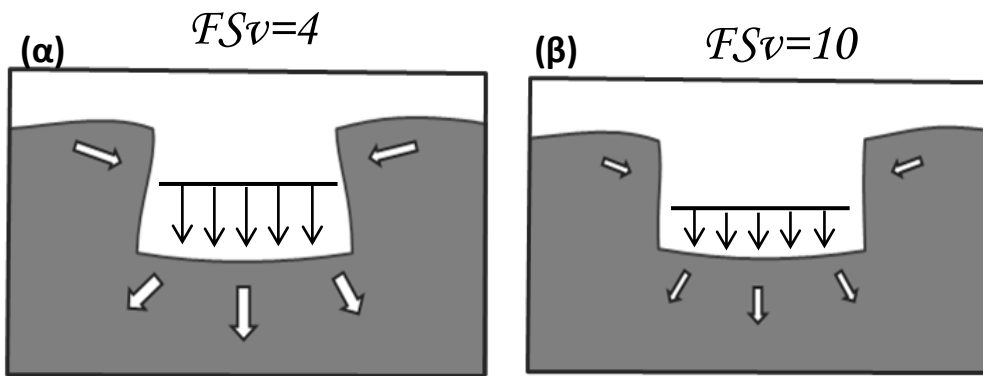
Σχήμα 4.9 : Επιρροή Συντελεστή Ασφαλείας FS_v στις συζευγμένες δυσκαμψίες K_{rel} συγκριτικά για λόγους εγκιβωτισμού $D/B = 0.4$, 0.7 και 1.0 .



Σχήμα 4.10 : Κατανομή εδαφικών πλαστικοποιήσεων αμέσως μετά την επιβολή του ίδιου βάρους της ανωδομής. Συντελεστές κατακόρυφης φόρτισης $FS_v = 2$ και 4 για λόγο εγκιβωτισμού $D/B=0.7$.



Σχήμα 4.11 : Καμπύλη μέτρου διάτμησης G/G_0 – γωνιακής παραμόρφωσης γ .



Σχήμα 4.12 : Παραμόρφωση εδάφους αμέσως μετά την επιβολή της μάζας της ανωδομής, χωρίς την επιρροή αντίστασης του θεμελίου. **(α)** Συντελεστές κατακόρυφης φόρτισης $FS_v = 4$ και **(β)** $FS_v = 10$ για λόγο εγκιβωτισμού $D/B = 0.7$.

Κεφάλαιο 5

Ανελαστική Ανακυκλική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

Κεφάλαιο 5ο :

Ανελαστική Ανακυκλική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

5.1 Εισαγωγή

Στο παρόν εδάφιο αναφέρονται τα κύρια χαρακτηριστικά της λικνιστικής απόκρισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση, προκειμένου στη συνέχεια να είναι δυνατή η σύγκριση των αποτελεσμάτων μεταξύ των διαφόρων λόγων εγκιβωτισμού D/B , για τους δύο λόγους λυγηρότητας $h/B = 1.2$ και 2.4 και για λόγους κατακόρυφου φορτίσεως $FS_v = 2, 5$ και 10 . Προς τον σκοπό αυτό διεξάγονται ανακυκλικές φορτίσεις όπου το πρωτόκολλο οριζόντιας φόρτισης που εφαρμόζεται στην κορυφή του στύλου δίνεται για καθένα λόγο λυγηρότητας ανωδομής στα **σχήματα 5.1 και 5.2**. Ειδικότερα, επιβάλλεται ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής που οδηγεί σε αυξανόμενο πλάτος στροφής στο σημείο αναφοράς, ξεκινώντας από μια μικρή γωνία στροφής $\theta = 0.002$ rad (οιονεί ελαστική συμπεριφορά), η οποία σε κάθε επόμενο κύκλο φόρτισης διπλασιάζεται μέχρι να φτάσει τον 6ο κύκλο σε τιμή $\theta=0.03$ rad (ανελαστική συμπεριφορά). Αξίζει εδώ να αναφέρουμε πως δεδομένου του ότι δε μελετάμε ένα αλλά δύο λόγους λυγηρότητας ανωδομής τα πρωτόκολλα φόρτισης οριζοντίων μετακινήσεων δεν είναι ίδια σε απόλυτα νούμερα, είναι όμως τέτοια ώστε να δίνουν ίδια στροφή στη βάση του βάρου σε κάθε περίπτωση. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε όρους ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης, για όλους τους λόγους εγκιβωτισμού D/B , για όλα $h/B = 1.2$ και 2.4 και για όλους τους συντελεστές ασφαλείας που ήδη αναφέραμε.

Όπως έχουμε ήδη κάνει γνωστό, ελάχιστες έως τώρα έρευνες έχουν γίνει προς τη μελέτη των εγκιβωτισμένων θεμελίων, ενώ πλειάδα ερευνητών έχει μελετήσει και επακριβώς

προσδιορίσει τη συμπεριφορά των επιφανειακών. Κρίνουμε επομένως σκόπιμο να κάνουμε μία σύντομη αναφορά στη συμπεριφορά των επιφανειακών θεμελίων πριν από την παράθεση των συγκριτικών αποτελεσμάτων για το εγκιβωτισμένο.

Βιβλιογραφικά γνωρίζουμε από Gazetas et al 2012 ότι για δύο ίδια επιφανειακά θεμέλια με ίδιο λόγο λυγηρότητας h/B και για δύο συντελεστές ασφαλείας $FS_v = 2$ (βαριά ανωδομή) και $FS_v = 10$ (ελαφριά ανωδομή), εξετάζοντάς τα σε όρους ροπής - στροφής, βλέπουμε πως για το $FS_v = 10$ η μορφή του βρόχου είναι τύπου "S", για το βαριά φορτισμένο θεμέλιο όμως είναι περισσότερο στρογγυλευμένη. Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στο ότι στην περίπτωση του ελαφριά φορτισμένου συστήματος ($FS_v = 10$), οι αυξημένες τάσεις στα άκρα του θεμελίου προκαλούν τοπικά αυξημένη βύθιση, η οποία συνοδεύεται από μικρή πλευρική ανύψωση (ροή υλικού προς τη λιγότερο φορτισμένη περιοχή). Έτσι καθώς το άκαμπτο θεμέλιο συνεχίζει να λικνίζεται, η "υπό το θεμέλιο" επιφάνεια του εδάφους καμπυλώνεται στρέφοντας τα κοίλα προς τα κάτω. Όσο αυξάνεται δε το πλάτος στροφής, τόσο πιο έντονο γίνεται το φαινόμενο (αυξημένη καθίζηση στα άκρα, αυξημένη πλευρική διόγκωση, αυξημένη καμπυλότητα). Αυτή η αυξανόμενη καμπυλότητα της εδαφικής επιφάνειας και η συνεπαγόμενη μείωση της επιφάνειας επαφής θεμελίου –εδάφους εξηγεί το σχήμα "S" του βρόχου ροπής – στροφής και τη σταδιακή υποβάθμιση της δυσκαμψίας του συστήματος. Από την άλλη, στην περίπτωση του βαριά φορτισμένου συστήματος ($FS_v = 2$), το περιορισμένο ανασήκωμα του θεμελίου κατά τις φάσεις φόρτισης και επαναφόρτισης δεν επιτρέπει την απώλεια επαφής μετά την αποφόρτιση. Αντιθέτως, το θεμέλιο παραμένει σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος και η παρατηρούμενη καμπυλότητα στις μεγάλες γωνίες στροφής, η οποία αυτή τη φορά στρέφει τα κοίλα προς τα άνω, οφείλεται αποκλειστικά στη διείδυση των στοιχείων του θεμελίου εντός του εδάφους.

Επιπλέον συνεχίζοντας την αναφορά μας στους βρόχους ροπής - στροφής για τα δύο συστήματα, βλέπουμε πως ενώ για ελαφριές κατασκευές η μονοτονική καμπύλη αποτελεί

την περιβάλλουσα του συστήματος, το σύνολο δηλαδή του βρόχου ροπής στροφής εγκλείεται εντός της μονοτονικής καμπύλης, για το σύστημα με $FS_v = 2$ υπάρχουν αποκλίσεις. Σύμφωνα με πολλούς ερευνητές αυτό οφείλεται στη συσσώρευση υπεραντοχών με την ανακύκλιση και τη αύξηση του πλάτους στροφής. Το φαινόμενο αυτό αποδίδεται πιθανότατα στην ενίσχυση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο εξαιτίας των επαναλαμβανόμενων κύκλων φόρτισης, όπως περιγράφεται αναλυτικά στους Panagiotidou et al 2011.

Συνοψίζοντας σύμφωνα με τα παραπάνω, οι λικνιζόμενες επιφανειακές θεμελιώσεις μπορούν να λειτουργήσουν ως σεισμική μόνωση προστατεύοντας την ανωδομή, χάρη στα ιδιαίτερα θετικά χαρακτηριστικά της ανακυκλικής τους συμπεριφοράς. Ειδικότερα, τα ιδανικά αντισεισμικά συστήματα είναι επιθυμητό να έχουν την ικανότητα να καταναλώνουν μεγάλες ποσότητες ενέργειας, καθώς επίσης και την ικανότητα να αυτοεπαναφέρονται στην αρχική τους θέση με το πέρας της δυναμικής φόρτισης. Ωστόσο οι δύο αυτές ικανότητες συχνά αντιτίθενται η μία στην άλλη. Έτσι, σε ένα λικνιζόμενο θεμέλιο με πολύ μεγάλο συντελεστή ασφαλείας, το ανασήκωμα της θεμελίωσης προσφέρει ένα μηχανισμό αυτοεπαναφοράς που σχετίζεται με το κλείσιμο του κενού κατά την αποφόρτιση, δεν καταναλώνει όμως καθόλου ενέργεια. Αντίθετα, ένα θεμέλιο με πολύ μικρό συντελεστή ασφαλείας μπορεί να λειτουργήσει σαν ένας σπουδαίος μηχανισμός κατανάλωσης ενέργειας, χάρη στην αυξημένη υστερητική απόσβεση, που πηγάζει από την έντονα ανελαστική απόκριση του εδάφους, υποφέρει όμως από σημαντικές παραμένουσες παραμορφώσεις. Ελεγχόμενος λικνισμός λοιπόν, συμβαίνει όταν ένας κατάλληλος συνδυασμός αυτοεπαναφοράς (μη γραμμική ελαστική συμπεριφορά) και κατανάλωσης ενέργειας (ελαστοπλαστική ή παρόμοια συμπεριφορά) μπορεί να εγγυηθεί περιορισμένες μέγιστες και παραμένουσες μετακινήσεις στην ανωδομή. Λικνιζόμενες θεμελιώσεις με σχετικά υψηλό συντελεστή ασφαλείας, όπως αυτή του συστήματος με $FS_v = 10$, προσφέρουν μια καλή μίξη των δύο αυτών επιθυμητών χαρακτηριστικών. Αντιθέτως,

δομικά συστήματα από οπλισμένο σκυρόδεμα δεν έχουν τη δυνατότητα αυτοεπαναφοράς, οδηγώντας σε μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις, ενώ η πλαστιμότητα τους είναι σαφώς περιορισμένη έναντι των λικνιζόμενων συστημάτων θεμελίωσης. Επιπλέον, η ροπή αντοχής μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα γενικά μειώνεται με την ανακύκλιση, κάτι που δε παρατηρείται στις λικνιζόμενες θεμελιώσεις. Από τα παραπάνω γίνεται σαφές ότι η μη γραμμική λικνιστική απόκριση των θεμελιώσεων μπορεί να ληφθεί υπόψη σαν εναλλακτική δυνατότητα σεισμικής προστασίας των δομικών μελών, έναντι των σχετικά περίπλοκων και αναποτελεσματικών δομικών συστημάτων κατανάλωσης ενέργειας και των συχνά ασύμφωνων, οικονομικά και λειτουργικά, συσκευών σεισμικής μονώσεως.

5.2 Ανακυκλική Συμπεριφορά Εγκιβωτισμένου Θεμελίου

Αρχικά εφαρμόζουμε το πρωτόκολλο φόρτισης του **σχήματος 5.1 και 5.2** στη κορυφή του στύλου, για θεμελίωση βαθμού εγκιβωτισμού $D/B = 0.4$, για τους δύο λόγους λυγηρότητας ανωδομής h/B και για τους τρεις διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας κατακόρυφης φόρτισης FS_v . Στο **σχήμα 5.3** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε όρους ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοιστορίας” καθίζησης για τους λόγους λυγηρότητας $h/B = 1.2$ και 2.4 και συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 2$. Στο **σχήμα 5.4** φαίνονται τα αντίστοιχα διαγράμματα για $FS_v = 5$ και στο **σχήμα 5.5** για $FS_v = 10$. Οι συντελεστές αυτοί είναι λογικοί αφού αντιπροσωπεύουν αντίστοιχα ένα βαριά, ένα μέτρια και ένα ελαφριά φορτισμένο σύστημα. Στα ίδια σχήματα δίνεται προς σύγκριση και η αντίστοιχη καμπύλη της μονοτονικής φόρτισης.

Μια παρατήρηση άξια σχολιασμού είναι ότι στο διάγραμμα ροπής – στροφής του εγκιβωτισμένου θεμελίου παρουσιάζεται μια απότομη αύξηση της ροπής κοντά στις άκρες κάθε βρόχου – κύκλου φόρτισης, κάτι που αποδίδεται στις αυξημένες εγκάρσιες εδαφικές ωθήσεις. Αυτές με τη σειρά τους, είναι αποτέλεσμα της απώλειας επαφής μεταξύ των

πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους. Ο λόγος που αυτό συμβαίνει είναι ότι η εγκάρσια φόρτιση προκαλεί έντονες πλαστικές παραμορφώσεις στο έδαφος που περιβάλλει το θεμέλιο, τέτοιες ώστε κατά την επαναφορά του θεμελίου στην αρχική του θέση να υφίσταται απώλεια επαφής μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους, μιας και το έδαφος έχει ήδη παραμορφωθεί πλαστικά και δεν μπορεί να επανέλθει στην αρχική του κατάσταση. Η αύξηση του πλάτους στροφής με την αύξηση του αριθμού των κύκλων φόρτισης επιπλέον, συνεπάγεται την ολοένα και μεγαλύτερη πλάτυνση του κενού μεταξύ θεμελίου και του παράπλευρου εδάφους καθώς και κάτω από το θεμέλιο, μειώνοντας τη ροπή διαρροής κατά τη φάση της επαναφόρτισης. Η ροπή αντοχής βέβαια ανακτάται σταδιακά καθώς αποκαθίσταται ένα μέρος της επαφής θεμελίου – εδάφους (κυρίως αυτό που αφορά τη βάση του θεμελίου), μέχρι το θεμέλιο να συναντήσει το “κατακόρυφο” μέτωπο του παράπλευρου εδάφους το οποίο συμβάλλει απότομα στην αύξηση της ροπής μέσω των αναπτυσσόμενων παθητικών ωθήσεων. Αυτή η απότομη αύξηση της ροπής εμφανίζεται κάθε φορά που το θεμέλιο σε έναν κύκλο φόρτισης φτάνει λίγο πριν τη γωνία στροφής που αντιστοιχεί στο πλάτος φόρτισης του αμέσως προηγούμενου κύκλου, γεγονός που είναι απολύτως συμβατό με την παραπάνω περιγραφή.

Οι ίδιες αναλύσεις γίνονται και για εγκιβωτισμό λόγου $D/B = 0.7$, για τους δύο μοχλοβραχίονες $h/B = 1.2$ και 2.4 και για τους τρεις διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας κατακόρυφης φόρτισης FS_v . Στα **σχήματα 5.6 - 5.8** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε όρους ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοιστορίας” καθίζησης. Τέλος στα **σχήματα 5.9 – 5.11** φαίνονται τα αποτελέσματα και για $D/B = 1.0$.

5.3 Παράμετροι Επιρροής Ανακυκλικής Φόρτισης

5.3.1 Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας FS_v

Σε αυτή την παράγραφο θα ασχοληθούμε με τη συγκριτική μελέτη των διαγραμμάτων που παραθέσαμε προηγουμένα με σκοπό να διερευνήσουμε την επιρροή του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας στην ανακυκλική συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων θεμελίων. Για το σκοπό αυτό επιβάλλουμε το πρωτόκολλο φόρτισης του **σχήματος 5.1** σε θεμέλιο με λόγο εγκιβωτισμού $D/B=1$, λόγο λυγηρότητας ανωδομής $h/B=1.2$ και για συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 10 .

Αρχικά παρατηρώντας τα διαγράμματα σε όρους ροπής – στροφής [**Σχήμα 5.12**], βλέπουμε πως μεταξύ του ελαφριά και βαριά φορτισμένου συστήματος δεν υπάρχουν έντονες διαφοροποιήσεις αναφορικά με τη μορφή των βρόχων. Αυτό έρχεται σε άμεση αντιπαράθεση με ότι βιβλιογραφικά γνωρίζουμε και ήδη έχουμε πει σχετικά με τα επιφανειακά και ο λόγος που αυτό συμβαίνει δεν είναι παρά το γεγονός ότι οι παραμένουσες στροφές μετά την αποφόρτιση που στα επιφανειακά θεμέλια αναπτύσσονται μόνο για τα βαριά συστήματα, τώρα αναπτύσσονται και στις δύο περιπτώσεις. Αυτό που εμφανίζεται ως άμεσα παρατηρήσιμη διαφορά μεταξύ των δύο συστημάτων είναι ότι το βαρύ θεμέλιο εμφανίζει μεγαλύτερη ροπή αντοχής κάτι που είναι απολύτως ανάλογο της συσσώρευσης υπεραντοχών στις βαριά φορτισμένες κατασκευές και σχετίζεται άμεσα με τις συνθήκες επαφής θεμελίου – εδάφους όπως περιγράφεται από Panagiotidou et al.[2011]. Ακόμα αξίζει να αναφερθεί πως οι βρόχοι των ανακυκλικών φορτίσεων ακολουθούν τις καμπύλες μονοτονικής φόρτισης για όλες τις τιμές του FS_v με μικρές αποκλίσεις να εμφανίζονται για μικρούς συντελεστές ασφαλείας. Τέλος και στις δύο περιπτώσεις οι μεγάλοι βρόχοι υστέρησης καταδεικνύουν ένα μηχανισμό κατανάλωσης ενέργειας.

Αξιολογώντας τώρα τα διαγράμματα καθίζησης – στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης τα οποία παραθέτουμε στο **σχήμα 5.13** βλέπουμε σημαντικές διαφορές μεταξύ των δύο συντελεστών τις οποίες και θα αναλύσουμε. Η πιο σημαντική εντοπίζεται στην καθίζηση η οποία συσσωρεύεται κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης. Εκεί αν και θα περιμέναμε το θεμέλιο πάντα να βυθίζεται όπως ακριβώς το επιφανειακό, αυτό δεν συμβαίνει. Αντί αυτού παρατηρούμε πως το ελαφριά φορτισμένο εγκιβωτισμένο θεμέλιο ανασηκώνεται και πιο συγκεκριμένα, για τους πρώτους κύκλους φόρτισης καθιζάνει κανονικά αλλά αυξανόμενου του πλάτους φόρτισης καταλήγει να έχει καθαρή ανύψωση.

Η ανύψωση αυτή οφείλεται στο ότι σε κύκλους φόρτισης μεγάλου πλάτους, η ενίσχυση ή διαστολή του εδάφους κάτω από το θεμέλιο φαίνεται ότι είναι ο κύριος μηχανισμός που την προκαλεί. Ειδικότερα κατά τις φάσεις φόρτισης και επαναφόρτισης, τα εδαφικά στοιχεία που βρίσκονται υπό το καθεστώς υψηλών τάσεων τείνουν να μετακινηθούν προς τις εγγύς λιγότερο φορτισμένες περιοχές του εδάφους. Αυτή η τάση στις επιφανειακές θεμελιώσεις εκδηλώνεται με τη μετακίνηση από το φορτισμένο άκρο προς τη λιγότερο φορτιζόμενη περιοχή ακριβώς δίπλα από το θεμέλιο, γεγονός που δικαιολογεί άλλωστε την πλευρική διόγκωση του εδάφους που αναφέρεται στη βιβλιογραφία. Από την άλλη, στην περίπτωση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων η παρουσία των υπερκείμενων γαιών επιβάλλει υψηλές τάσεις στη στάθμη θεμελίωσης, παρεμποδίζοντας την πλευρική κίνηση του υποκείμενου εδάφους. Οι νέες συνθήκες φόρτισης στο έδαφος ευνοούν την κίνηση των υψηλά φορτιζόμενων εδαφικών στοιχείων προς το άλλο άκρο του θεμελίου, όπου συμβαίνει το ανασήκωμα.. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την ενίσχυση ή διόγκωση του εδάφους κάτω από το κέντρο του θεμελίου. Η επαναφορά του τελευταίου στη θέση μηδενικής στροφής, λόγω του μικρού σχετικά βάρους του, δεν είναι ικανή να συμπίεσει αρκετά το διεσταλμένο και ενισχυμένο υποκείμενο έδαφος, με αποτέλεσμα την παραμένουσα ανύψωση. Οι επαναλαμβανόμενοι κύκλοι φόρτισης και η αύξηση του πλάτους της γωνίας στροφής ενισχύουν ακόμα περισσότερο το έδαφος οδηγώντας σε

υψηλότερες τιμές της ανύψωσης. Αξίζει να αναφερθεί τέλος, πως με την αύξηση του αριθμού των κύκλων και του πλάτους φόρτισης εκτός από τη σταδιακή ανύψωση στην περιοχή υπό του θεμελίου, παρατηρούμε βύθιση του εδάφους στις άκρες της βάσης και προοδευτική αποκόλληση του θεμελίου από το παράπλευρο έδαφος κυρίως βέβαια στα ανώτερα στρώματα αυτού.

Τα όσα αναφέραμε έως τώρα ήταν για να εξηγήσουμε την παράδοξη συμπεριφορά του ανασκώματος το οποίο λαμβάνει χώρα για εγκιβωτισμένα θεμέλια μεγάλου συντελεστή ασφαλείας ($FS_v=10$). Στο βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v=2$) όμως, εμφανίζεται τελική παραμένουσα καθίζηση όπως φυσικά αναμένονταν λόγω της συμπίεσης και της έντονης διάτμησης του υποκείμενου εδάφους που οδηγεί σε εκτεταμένη πλαστικοποίησή του. Επιπλέον, οι κλάδοι φόρτισης και επαναφόρτισης ακολουθούν μια σαφώς πιο ήπια κλίση σε σχέση με τη μονοτονική καμπύλη, καθώς η έντονα ανελαστική απόκριση εδάφους έχει μεταβάλλει σημαντικά τις αρχικές συνθήκες. Τέλος, εξετάζοντας μακροσκοπικά το πρόβλημα βλέπουμε πως η καθίζηση είναι σχεδόν ομοιόμορφη στη βάση του θεμελίου, λόγω της διατήρησης επαφής θεμελίου - εδάφους, ενώ ακριβώς όπως και στο ελαφριά φορτισμένο σύστημα παρατηρείται προοδευτική αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων από το παράπλευρο έδαφος στα υψηλότερα στρωματά του.

5.3.2 Επίδραση Λόγου Εγκιβωτισμού D/B

Σε αυτό το υποκεφάλαιο θα επικεντρωθούμε στη συγκριτική μελέτη των διαγραμμάτων που παραθέσαμε προηγούμενα με σκοπό να διερευνήσουμε την επιρροή του βαθμού εγκιβωτισμού D/B στην ανακυκλική συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων θεμελίων. Για το σκοπό αυτό επιβάλλουμε το πρωτόκολλο φόρτισης του **σχήματος 5.1 και 5.2** σε θεμέλια με λόγο λυγηρότητας ανωδομής $h/B=1.2$, για συντελεστή ασφαλείας $FS_v=2$ και για τους δύο λόγους εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και 1.0 (αντίστοιχα).

Εξετάζοντας πρώτα τα διαγράμματα σε όρους ροπής - στροφής παρατηρούμε πως μεταξύ της ρηχά και βαθιά εγκιβωτισμένης θεμελίωσης υπάρχουν διαφορές. Βλέπουμε πως καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, αυτό αποτυπώνεται στη μορφή των βρόχων με την απότομη αύξηση της ροπής στα άκρα καθενός. Αυτό το φαινόμενο όπως ήδη έχουμε εξηγήσει σε προηγούμενη παράγραφο οφείλεται στις αυξημένες εγκάρσιες ωθήσεις, λόγω της αποκόλλησης του θεμελίου από το παράπλευρο έδαφος. Επιπλέον φαίνεται πως οι βρόχοι του $D/B=0.4$ παρουσιάζουν μια περισσότερο σιγμοειδή μορφή από αυτούς του $D/B=1$ που είναι πιο στρογγυλεμένοι, ενώ αναμφίβολα τα εμβαδά των βρόχων του βαθύτερου θεμελίου είναι μεγαλύτερα προσφέροντας περισσότερη απορρόφηση ενέργειας. [Σχήμα 5.14]

Σε όρους καθίζησης - στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης αυτό που παρατηρούμε είναι ότι τα βαθιά εγκιβωτισμένα θεμέλια ($D/B=1$) καταλήγουν σε μικρότερη παραμένουσα καθίζηση σε σύγκριση με τα ρηχά [Σχήμα 5.15]. Ακόμη και σε ελαφριά φορτιζόμενα συστήματα ($FS_v=10$) πάλι το βαθιά εγκιβωτισμένο θεμέλιο παρουσιάζει μικρότερες καθιζήσεις. Εδώ να τονίσουμε ότι επειδή ο συντελεστής FS_v προσαρμόζεται κάθε φορά ανάλογα με το σύστημα και την αντοχή του σε κατακόρυφη φόρτιση, δεν περιμέναμε να έχουμε καθιζήσεις που διαφέρουν πάρα πολύ μεταξύ τους για διαφορετικούς εγκιβωτισμούς. Έτσι στον συντελεστή $FS_v = 2$ είναι διαφορετικές μεν οι καθιζήσεις αλλά δεν διαφέρουν σημαντικά. Το άνω αποτέλεσμα αφορά μόνο τη συγκεκριμένη φόρτιση, μιας και όπως έχουμε δει στη βιβλιογραφία η απόκριση του συστήματος εξαρτάται άμεσα από το πλάτος και την αλληλουχία των παλμών φόρτισης. Αυτό που μπορούμε να βγάλουμε ως συμπέρασμα από τις άνω αναλύσεις αναφορικά με τη συσσωρευτική καθίζηση του συστήματος, είναι ότι οι βαθιά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις πλεονεκτούν γενικά έναντι των ρηχών στις μεγάλες γωνίες στροφής αφού αντιστέκονται έντονα τα πλευρικά τοιχώματα.

5.3.3 Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας h/B

Ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής h/B είναι ένας από τους κύριους παράγοντες που επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος. Ειδικότερα, η λυγηρότητα της ανωδομής καθορίζει το λόγο ροπής προς τέμνουσα (M/QB) που μεταφέρεται στο επίπεδο της θεμελίωσης και επομένως τον τρόπο με τον οποίο αυτή θα αποκριθεί. Γενικά, η αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής αυξάνει την κυριαρχία του λικνισμού στην απόκριση, ενώ ταυτόχρονα ενισχύει το ρόλο των φαινομένων $P - \delta$ κάτι που όμως στα πλαίσια της παρούσας εργασίας δεν θα το εξετάσουμε.

Όπως ήδη γνωρίζουμε ο πιο κοινός τρόπος θεμελίωσης (λόγω ακριβώς της απλότητάς του) είναι με κατασκευή επιφανειακών θεμελίων, ωστόσο η χρήση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων επιτάσσεται συχνά σε υψίκορμες κατασκευές, όπως είναι τα βάθρα γεφυρών, κατασκευές ανοικτής θαλάσσης, κ.α., ή όταν οι εδαφικές συνθήκες είναι τέτοιες που το απαιτούν. Κρίνεται συνεπώς αναγκαίο να εξετάσουμε κατά πόσον η αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής επηρεάζει τα αποτελέσματα που παρήχθησαν μέχρι τώρα. Για το σκοπό αυτό, στη συνέχεια αξιολογούνται τα αποτελέσματα αναλύσεων μονοτονικής και ανακυκλικής εγκάρσιας φόρτισης, που διεξήχθησαν σε συστήματα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και 1 , για συντελεστές κατακόρυφης φόρτισης $FS_v=2$ και 10 , αλλά και για δύο λόγους λυγηρότητας $h/B=1.2$ και 2.4 . Σε αυτά τα μοντέλα εφαρμόσαμε τα μοντέλα φόρτισης οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή του στύλου τα οποία παρουσιάζονται στα **σχήματα 5.1 και 5.2**.

Σε όρους ροπής – στροφής παρατηρούμε μία σημαντική αύξηση της ροπής αντοχής του συστήματος με την αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής για δεδομένο FS_v , τόσο για ρηχά όσο και για βαθιά εγκιβωτισμένα θεμέλια. [**$D/B=0.4$: Σχήματα 5.3 - 5.5 & $D/B=1.0$: Σχήματα 5.9 - 5.11**] Εδώ αξίζει να αναφερθεί πως σύμφωνα με προηγούμενες μελέτες [Ntritsos, 2012] η επίδραση του λόγου λυγηρότητας στη ταχύτητα πτώσης της

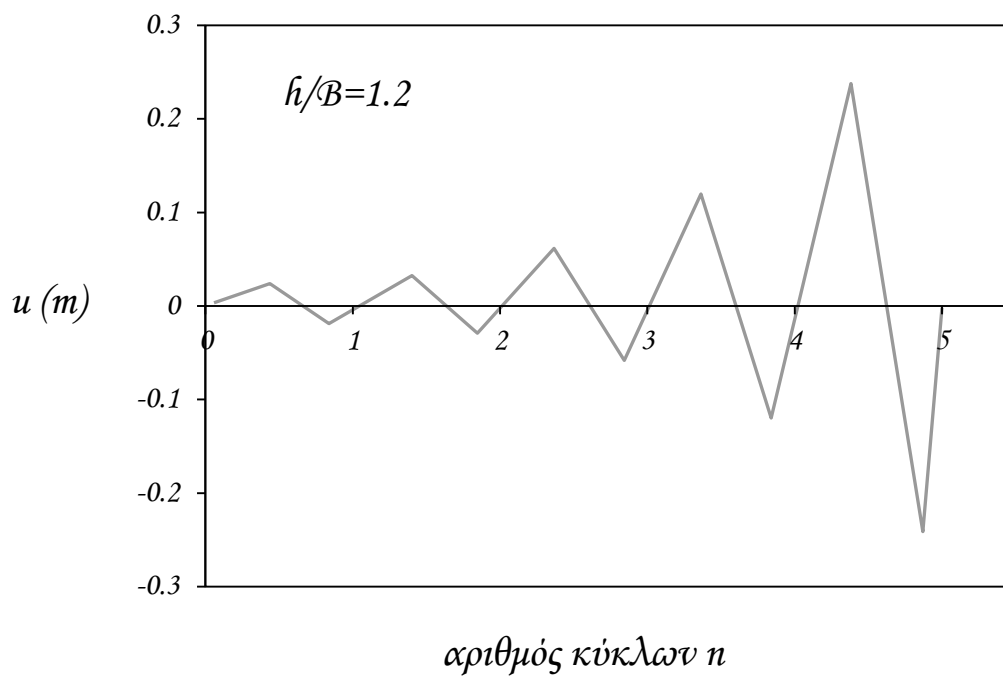
ροπής αντοχής στα βαριά φορτισμένα εγκιβωτισμένα θεμέλια, είναι μεγαλύτερη εν συγκρίση με τα ελαφρύτερα συστήματα. Αυτό στις δικές μας αναλύσεις δεν παρατηρείται και ο λόγος είναι πως η αύξηση του λόγου λυγηρότητας h/B με ταυτόχρονη μείωση του συντελεστή ασφαλείας FS_v , επιδεινώνουν τη μεταπλαστική συμπεριφορά του συστήματος οδηγώντας σε τελική πτώση την ροπής αντοχής, εξαιτίας της ενισχυμένης δράσης των φαινομένων $P - \delta$, φαινόμενα όμως που εμείς δεν μελετάμε στα πλαίσια της παρούσας διπλωματικής εργασίας. Σε κάθε περίπτωση πάντως, η φθίνουσα τάση της ροπής αντοχής μετά τη διαρροή (που σε μας βέβαια δεν εμφανίζεται) δε θέτει σε κίνδυνο την κατασκευή, καθώς η διαθέσιμη πλαστιμότητα του συστήματος, ακόμα και στα βαριά φορτισμένα υψίκορμα συστήματα, παραμένει πρακτικά άπειρη.

Ενδιαφέρον παρουσιάζει παράλληλα η απόκριση των συστημάτων σε όρους καθίζησης – στροφής. Από τα **σχήματα 5.3 - 5.11** φαίνεται λοιπόν, πως αναφορικά με τις παραμένουσες κατακόρυφες παραμορφώσεις, η αύξηση της λυγηρότητας της κατασκευής δεν έχει και τόσο μεγάλη επιρροή στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, τουλάχιστον όχι όση έχει για τις επιφανειακές (σύμφωνα με τη βιβλιογραφία).

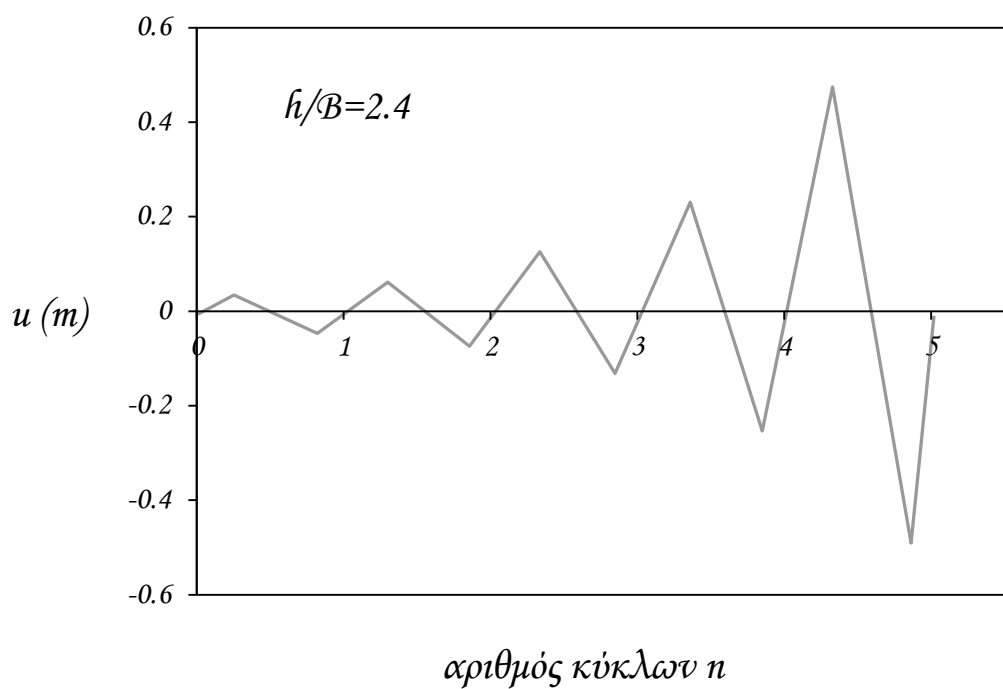
Τέλος, παρατηρούμε πως οι σχετικά μεγάλες εγκάρσιες εδαφικές ωθήσεις φαίνεται ότι αποτρέπουν την ολισθητική απόκριση του θεμελίου, με αποτέλεσμα την κυριαρχία του λικνισμού ακόμα και σε κοντόκορμες κατασκευές. Αυτό το συμπέρασμα είναι πολύ σημαντικό λόγω της εφαρμογής του σε επόμενο κεφάλαιο, καθώς πάνω του θα οικοδομήσουμε όλη τη μεθοδολογία σχετικά με την απλοποιητική αντικατάσταση της αλληλεπίδρασης του συστήματος θεμελίου - ανωδομής - εδάφους με μη-γραμμικό στροφικό ελατήριο, ελαστικό οριζόντιο και κατακόρυφο ελατήριο, θεωρώντας έτσι πως οι αντίστοιχες μετακινήσεις θα είναι μικρές. Φυσικά σε αυτά θα προστεθούν και οι αντίστοιχοι αποσβεστήρες.

Τέλος
Κεφαλαίου 5 : Σχήματα

Ανελαστική Ανακυκλική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

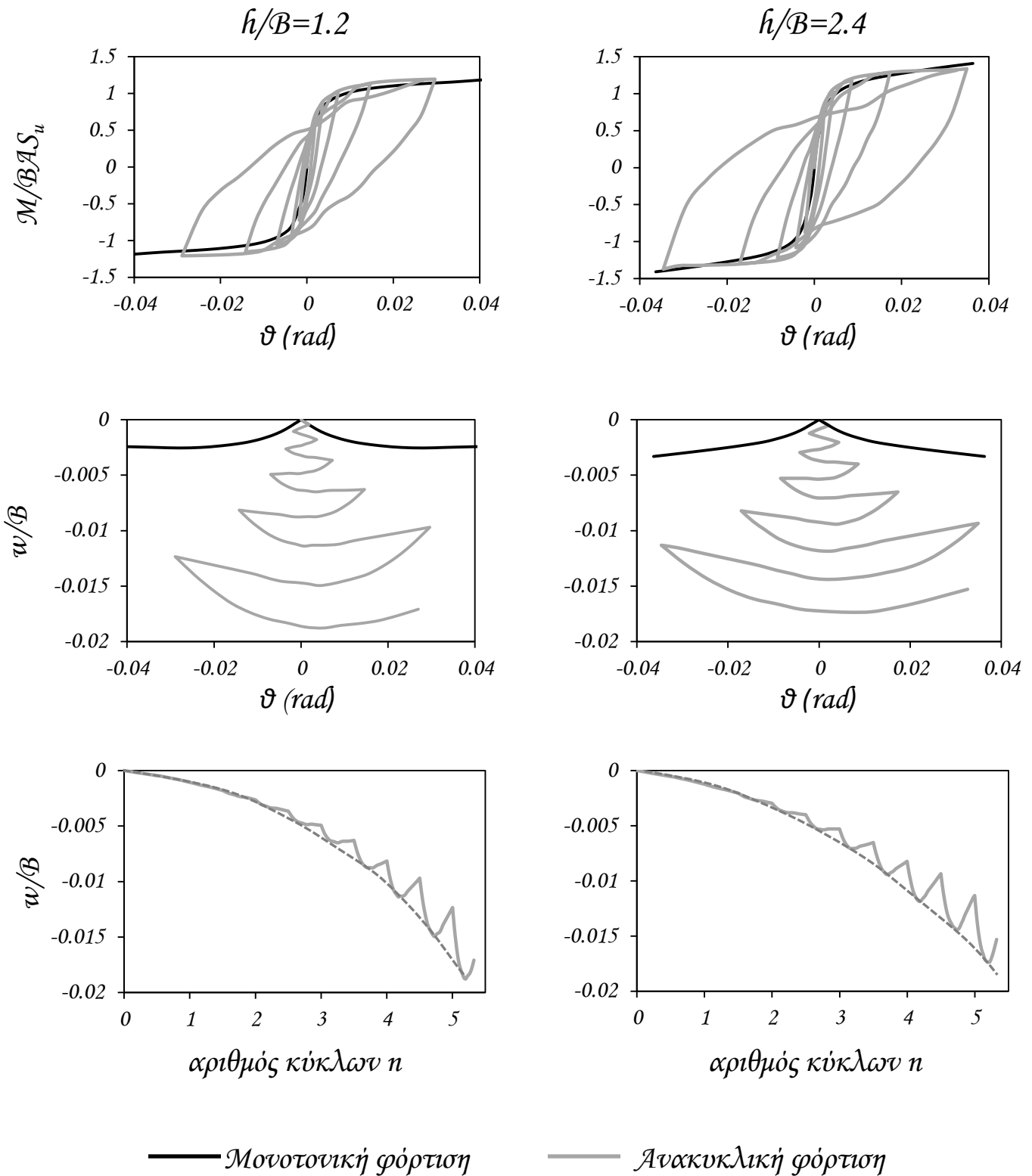


Σχήμα 5.1 : Πρωτόκολλο φόρτισης στην κορυφή του βάθρου για μοχλοβραχίονα $h/B = 1.2$.



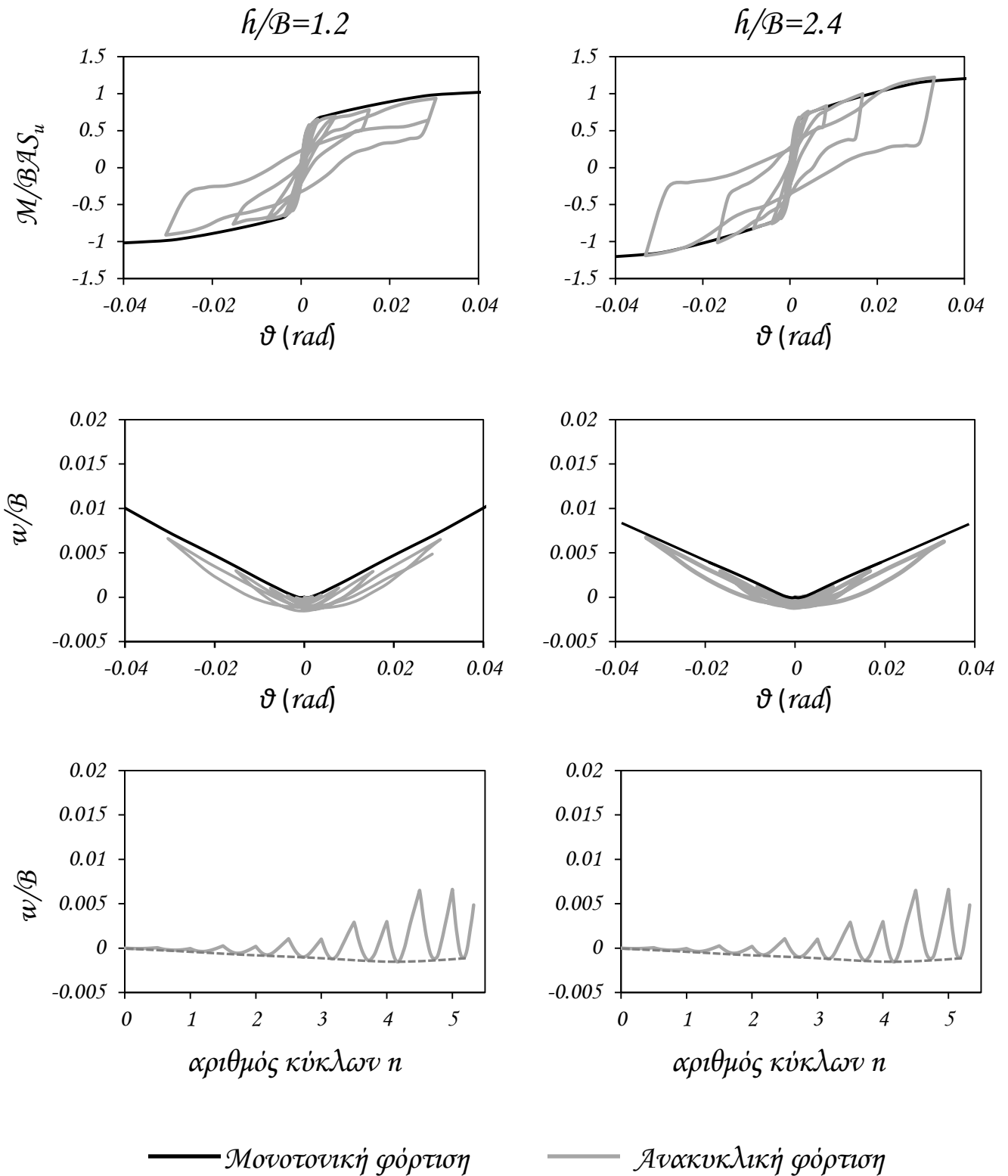
Σχήμα 5.2 : Πρωτόκολλο φόρτισης στην κορυφή του βάθρου για μοχλοβραχίονα $h/B = 2.4$.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=0.4$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FSv=2$



Σχήμα 5.3 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=0.4$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv=2$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=0.4$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FSv=5$

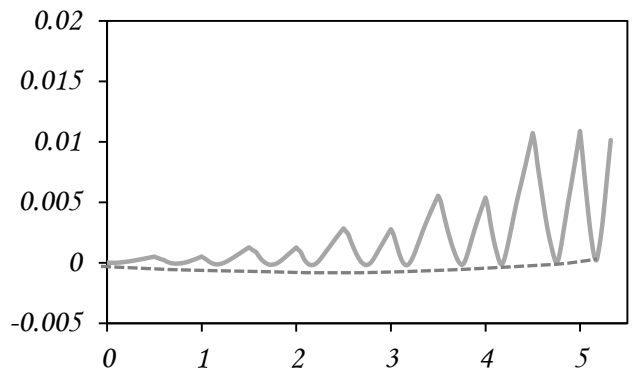
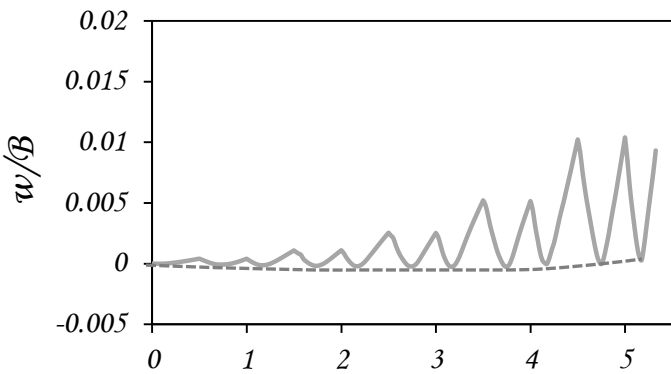
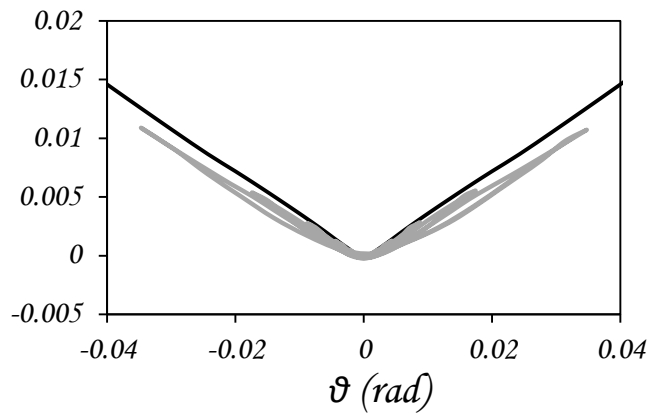
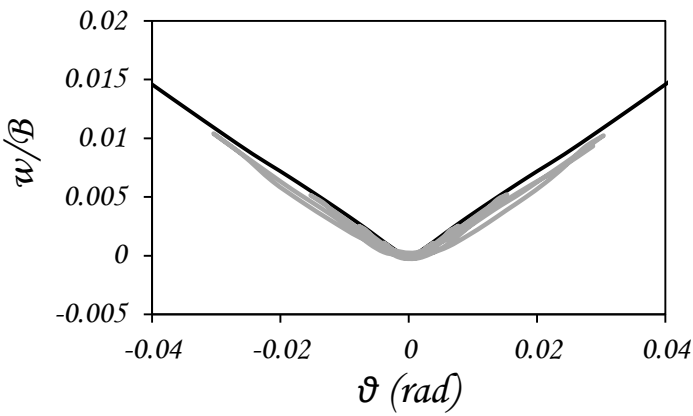
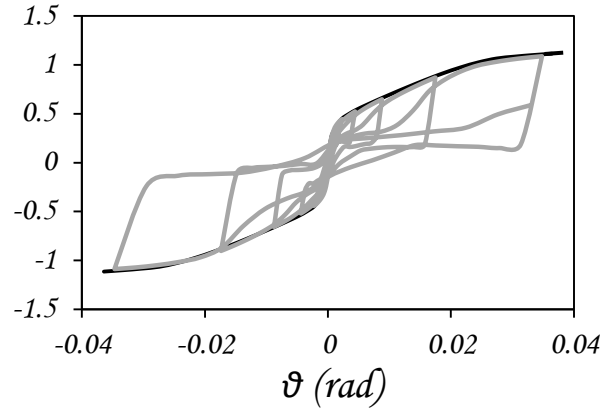
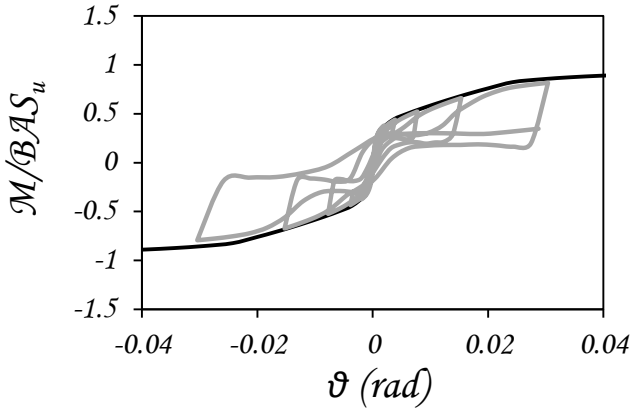


Σχήμα 5.4 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=0.4$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv=5$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=0.4$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FSv=10$

$h/B=1.2$

$h/B=2.4$



αριθμός κύκλων n

αριθμός κύκλων n

— Μονοτονική φόρτιση

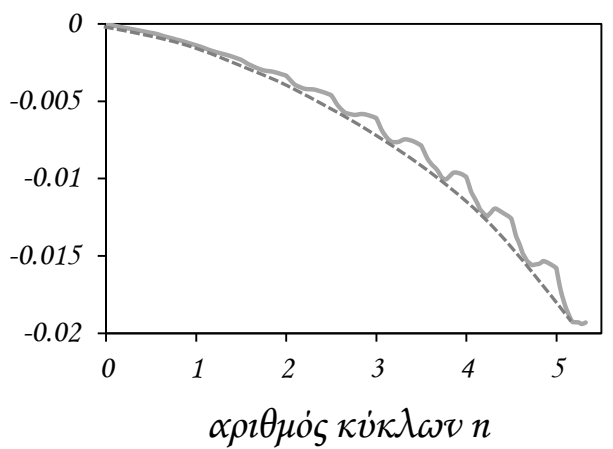
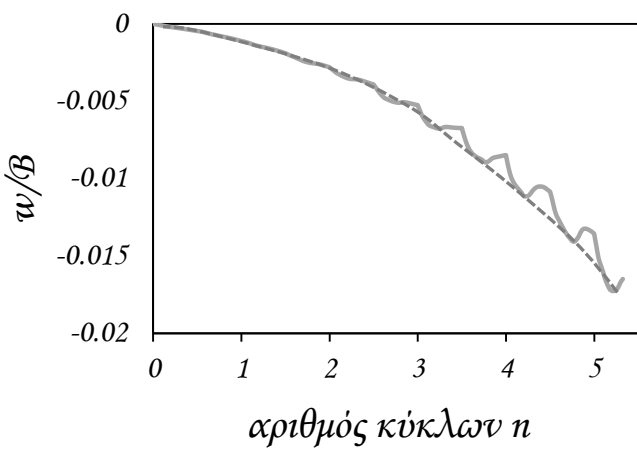
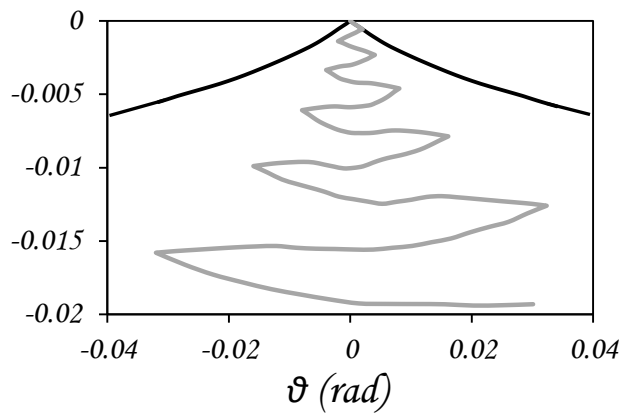
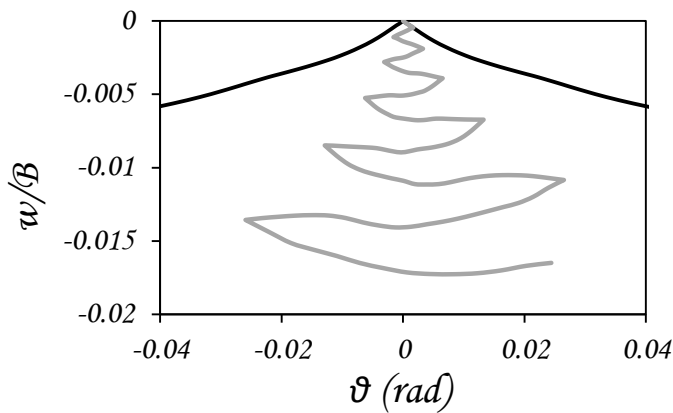
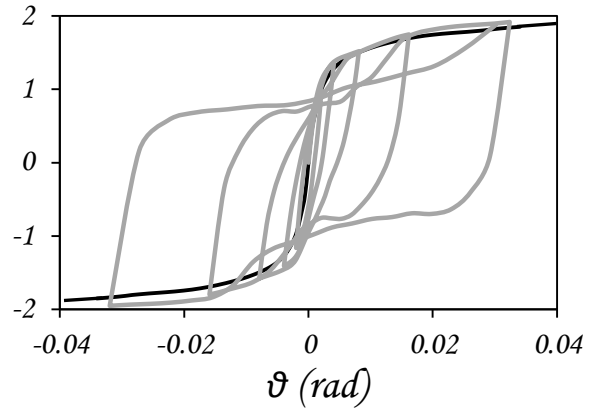
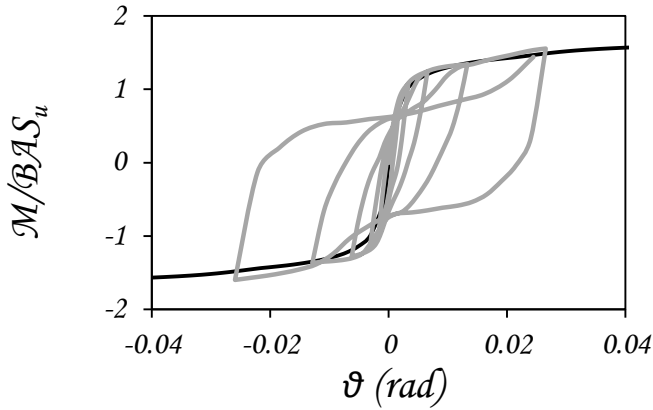
— Ανακυκλική φόρτιση

Σχήμα 5.5 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=0.4$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv=10$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4 . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=0.7$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FS\gamma=2$

$h/B=1.2$

$h/B=2.4$



— Μονοτονική φόρτιση

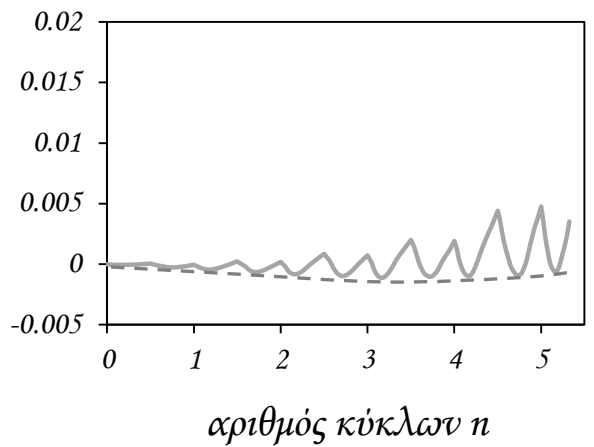
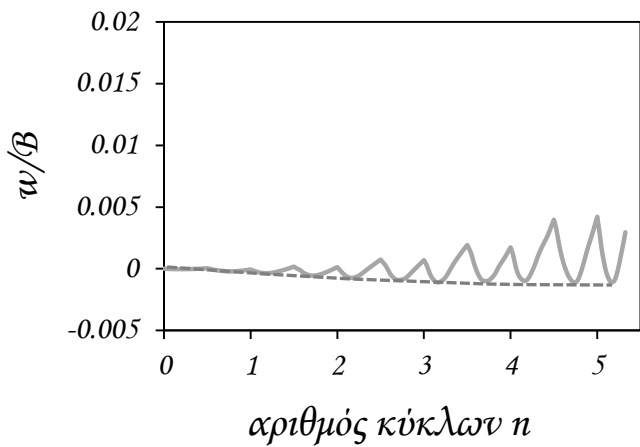
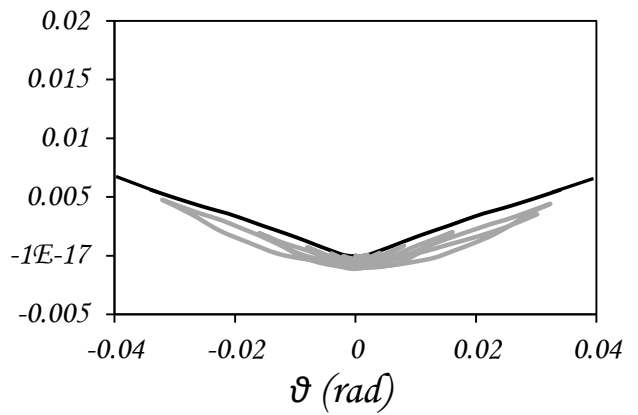
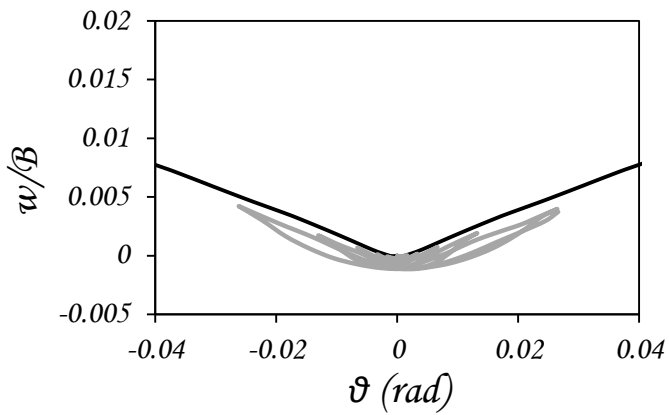
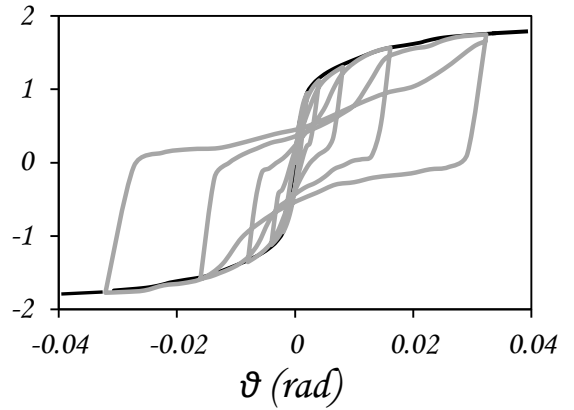
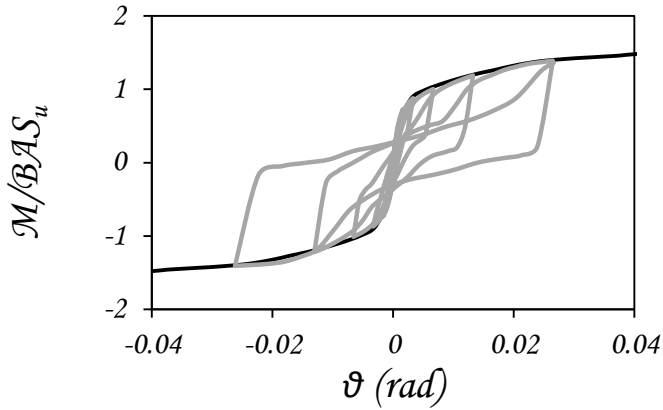
— Ανακυκλική φόρτιση

Σχήμα 5.6 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=0.7$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS\gamma=2$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4 . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=0.7$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FSv=5$

$h/B=1.2$

$h/B=2.4$



— Μονοτονική φόρτιση

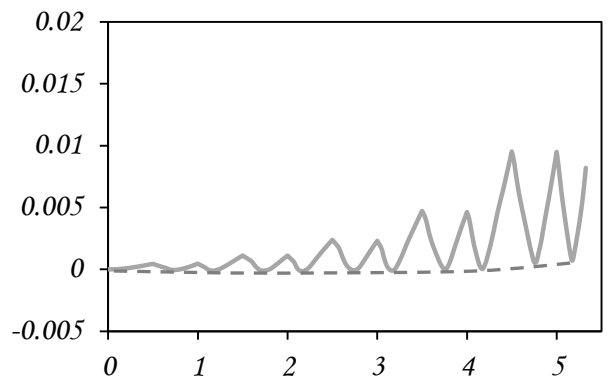
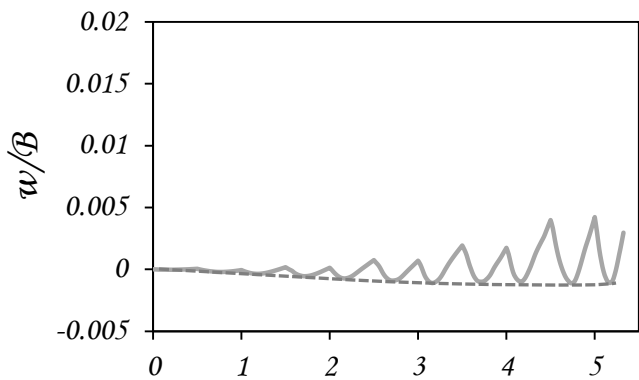
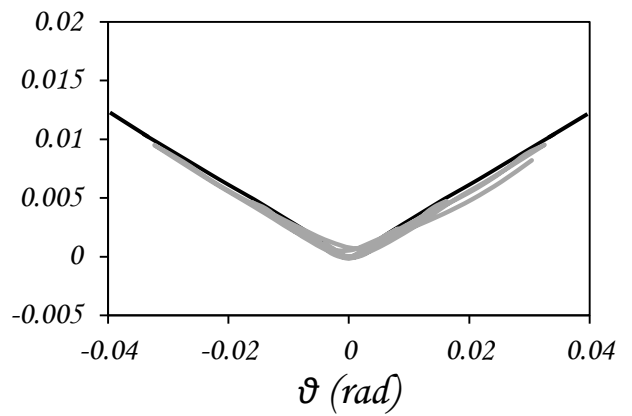
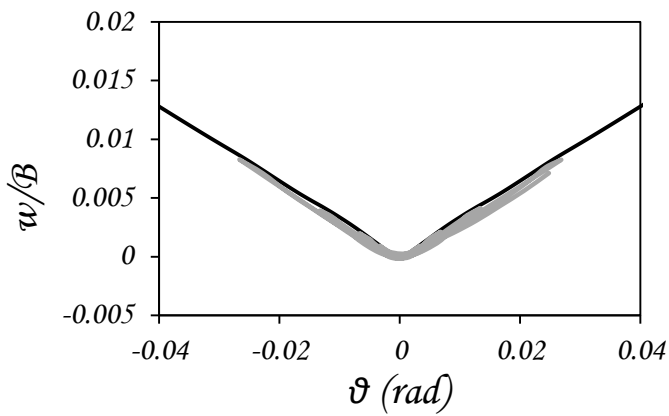
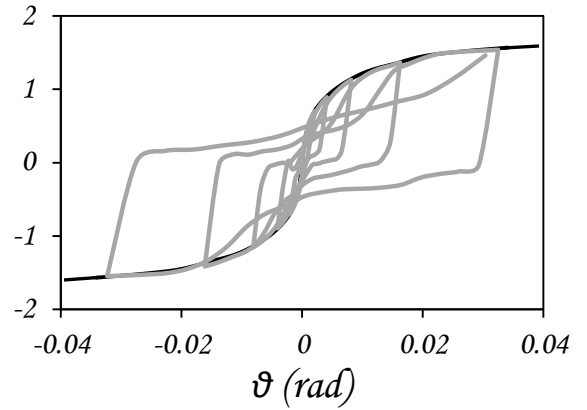
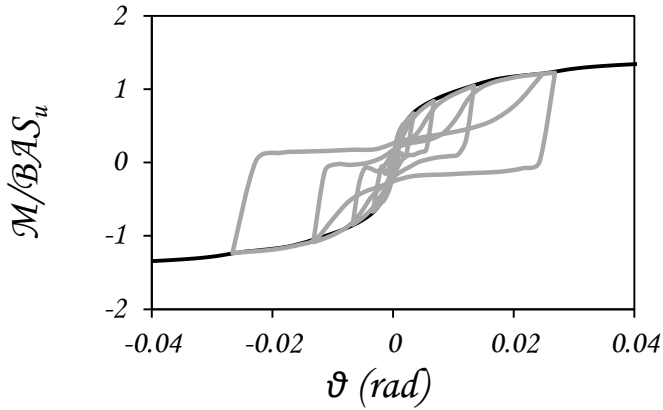
— Ανακυκλική φόρτιση

Σχήμα 5.7 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=0.7$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv=5$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4 . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=0.7$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FSv=10$

$h/B=1.2$

$h/B=2.4$



αριθμός κύκλων n

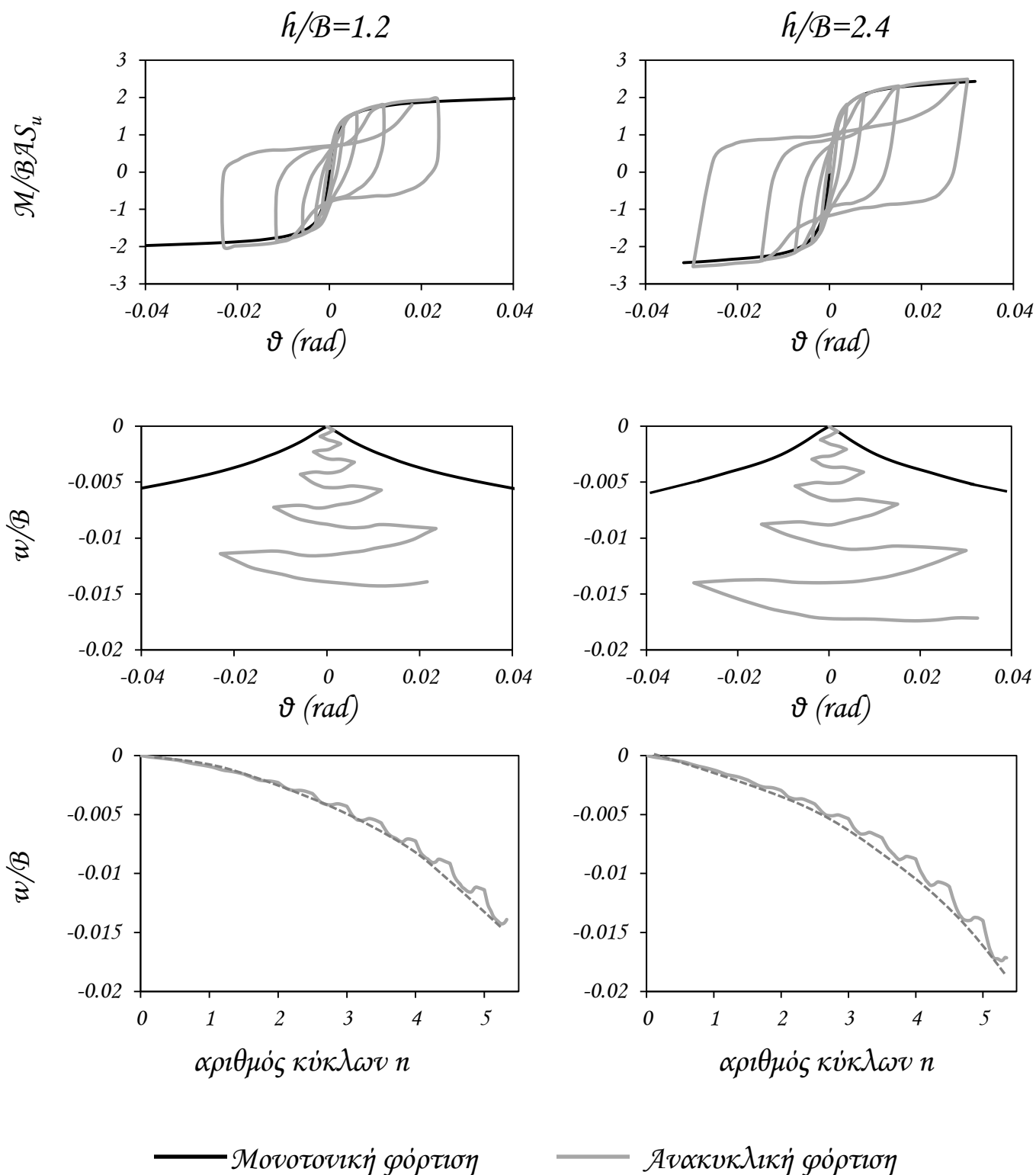
αριθμός κύκλων n

— Μονοτονική φόρτιση

— Ανακυκλική φόρτιση

Σχήμα 5.8 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=0.7$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv=10$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4 . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=1$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FSv=2$

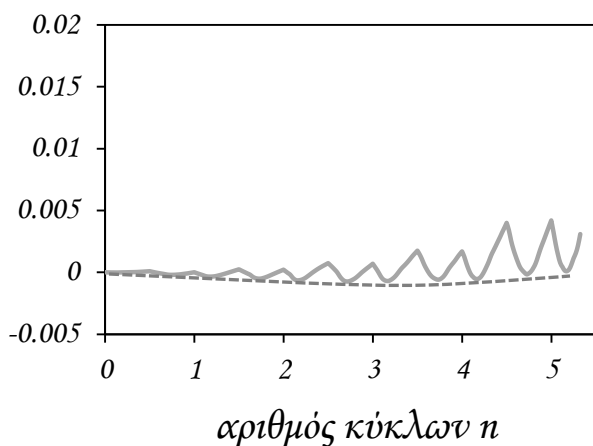
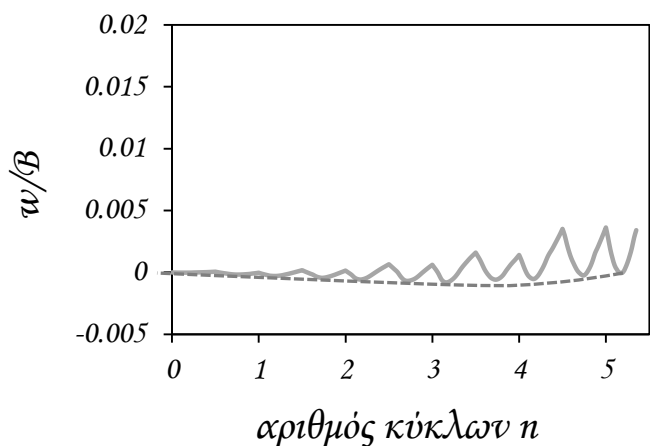
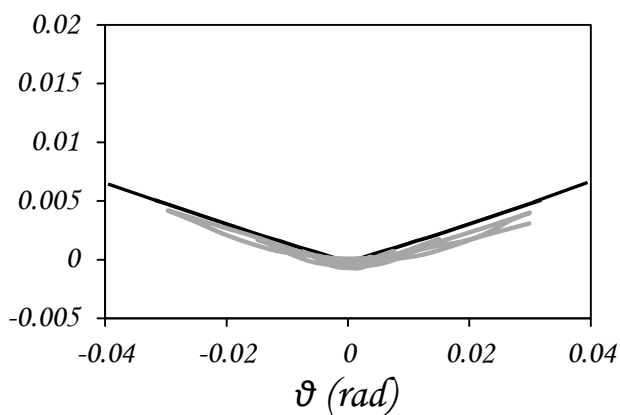
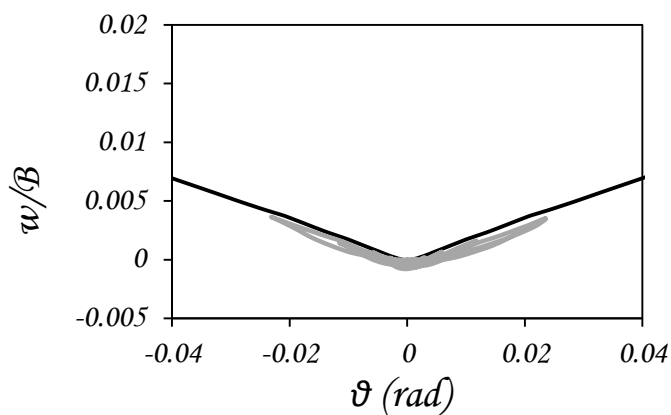
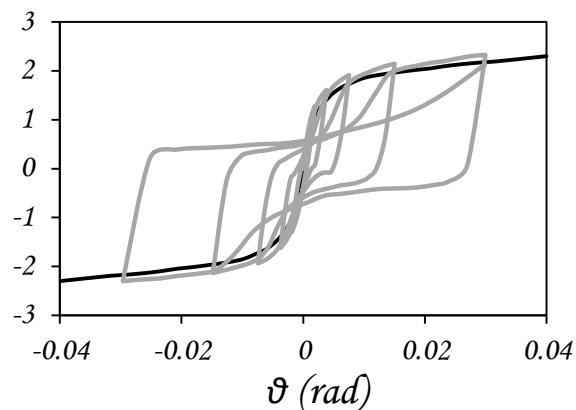
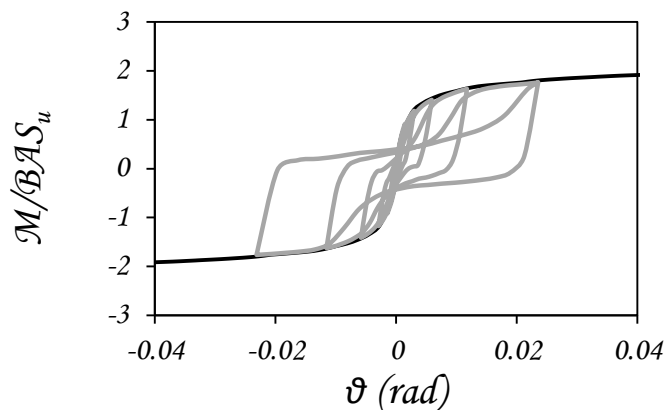


Σχήμα 5.9 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=1.0$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv=2$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=1$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FS=5$

$h/B=1.2$

$h/B=2.4$



— Μονοτονική φόρτιση

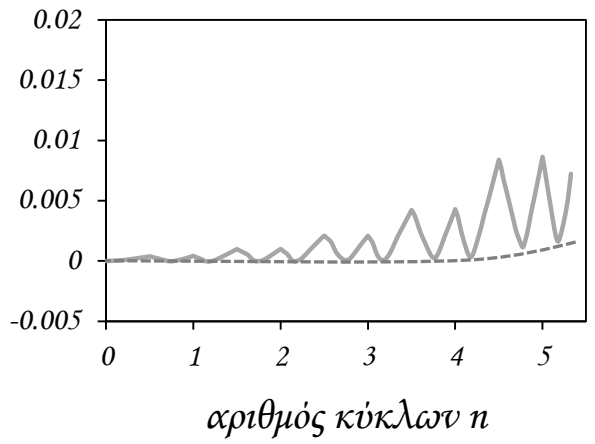
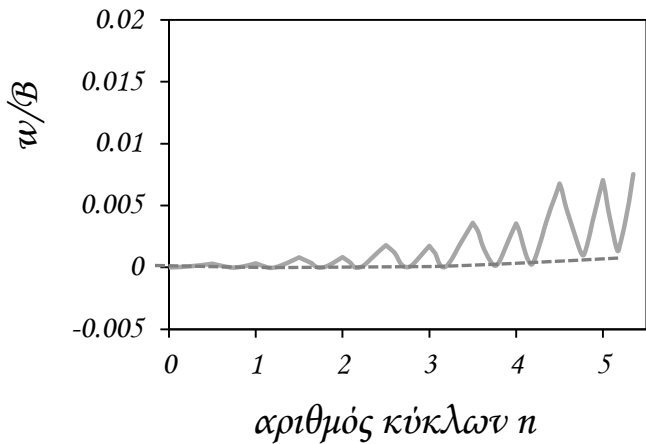
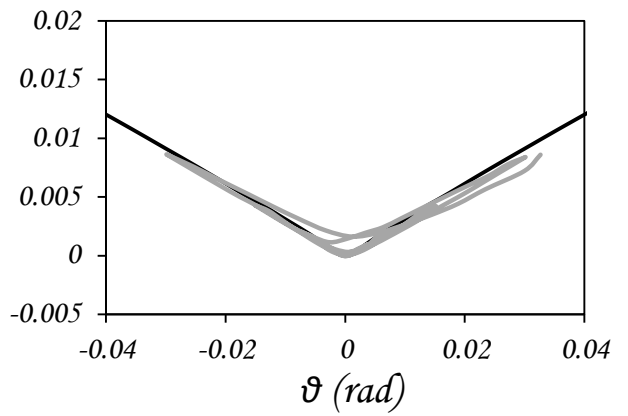
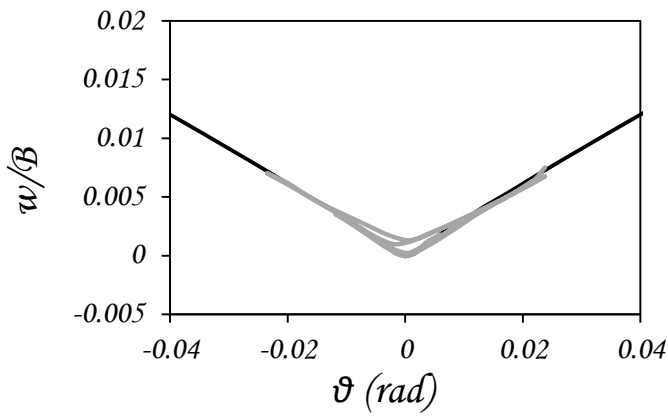
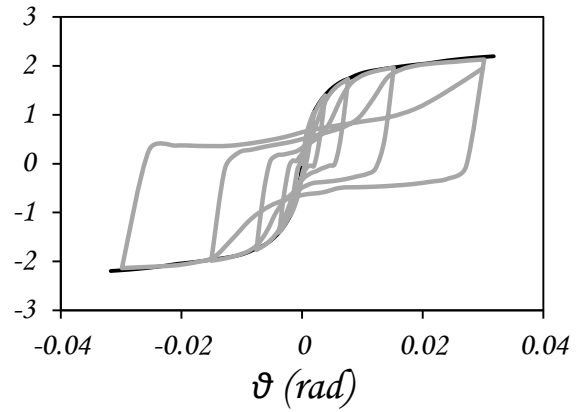
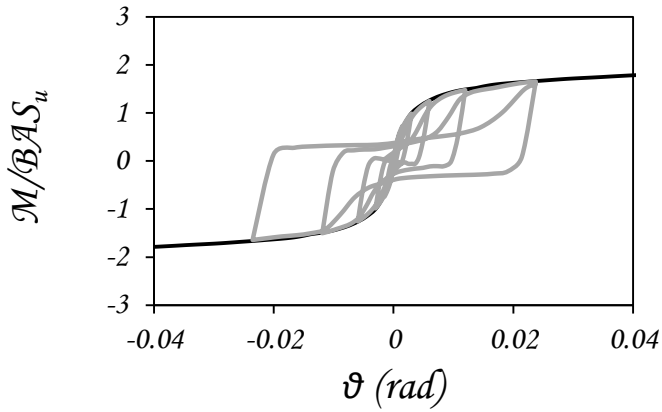
— Ανακυκλική φόρτιση

Σχήμα 5.10 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=1.0$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS=5$. Διαγράμματα για $h/B=1.2$ & 2.4 . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=1$
 Συντελεστής Ασφαλείας $FSv=10$

$h/B=1.2$

$h/B=2.4$

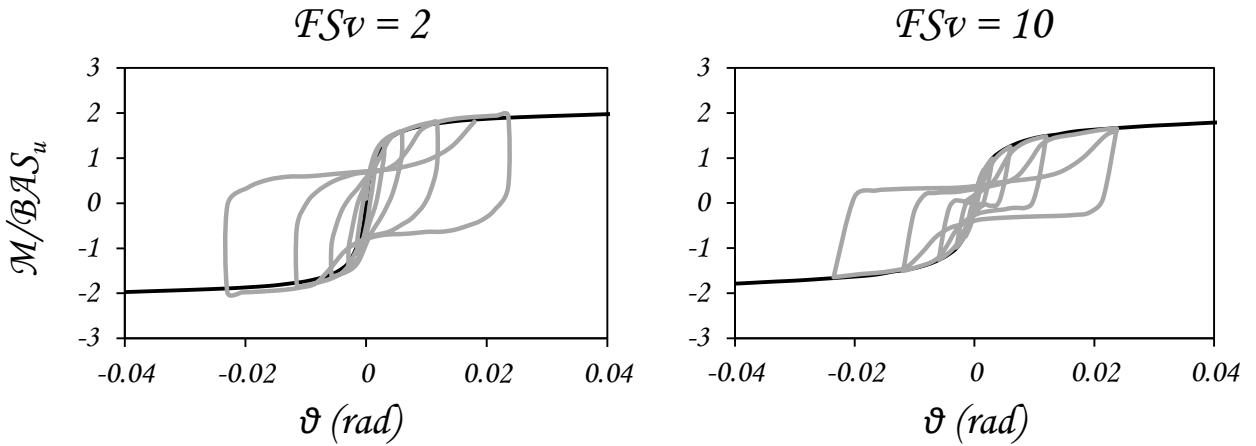


— Μονοτονική φόρτιση

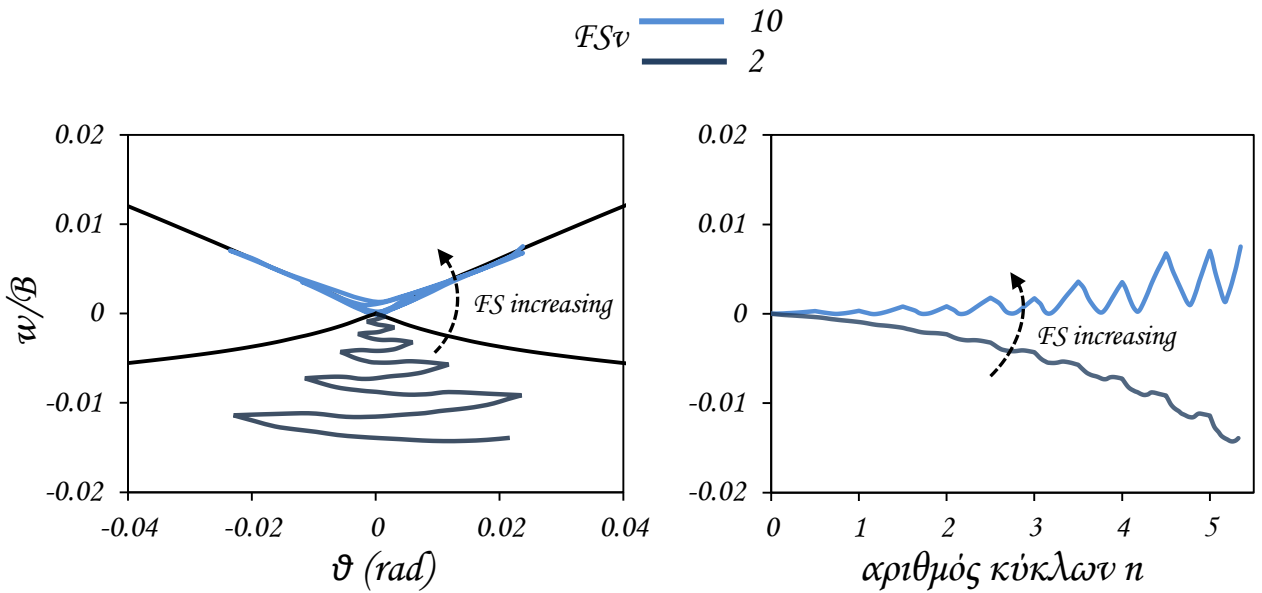
— Ανακυκλική φόρτιση

Σχήμα 5.11 : Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορία καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=1.0$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv=10$. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Βαθμός εγκιβωτισμού $D/B=1$
 Μοχλοβραχίονας $h/B=1.2$

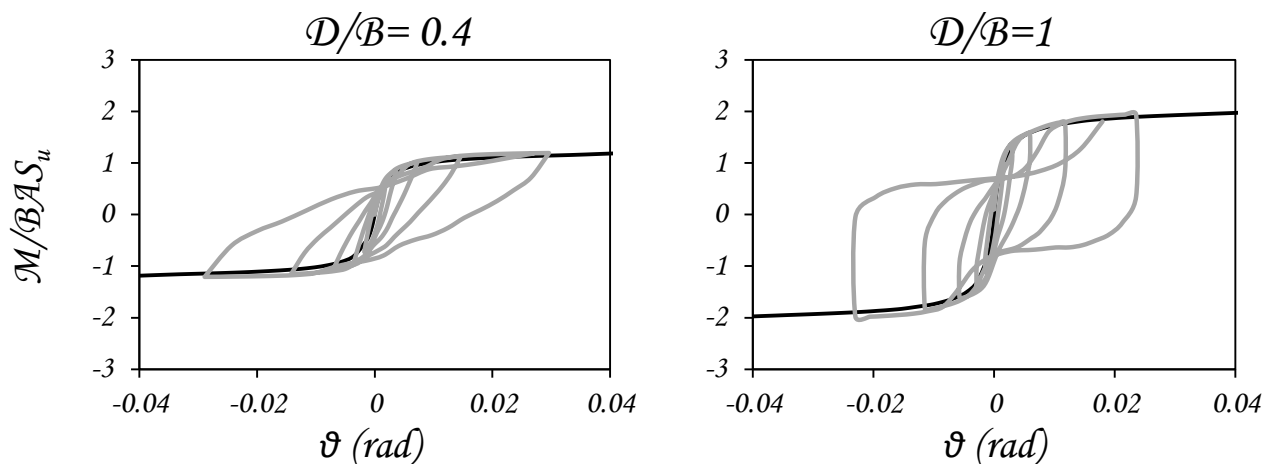


Σχήμα 5.12 : Αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=1$ και $h/B=1.2$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv= 2$ και 10 . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



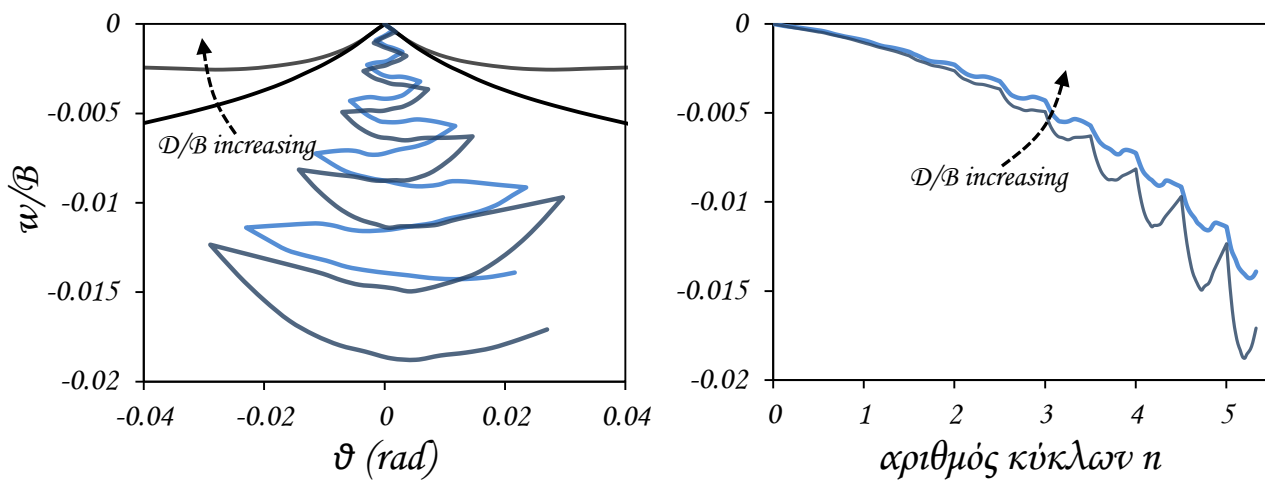
Σχήμα 5.13 : Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης – στροφής για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B=1$ και $h/B=1.2$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FSv= 2$ και 10 . Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Συντελεστής Ασφαλείας $FS_v=2$
Μοχλοβραχίονας $h/B=1.2$



Σχήμα 5.14 : Αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής για εγκιβωτισμένο θεμέλιο με $D/B=0.4$ και $D/B=1$ για $h/B=1.2$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS_v= 2$. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

D/B — 1
— 0.4



Σχήμα 5.15 : Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης – στροφής για εγκιβωτισμένο θεμέλιο με $D/B=0.4$ και $D/B=1$ για $h/B=1.2$, υπο ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS_v= 2$. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Κεφάλαιο 6

Δυναμική Απόκριση Ευκιβωτισμένου Θεμελίου

Κεφάλαιο 6ο :

Δυναμική Απόκριση Εγκιβωτισμένου Θεμελίου

6.1 Εισαγωγή

Όπως έχουμε ήδη αναφέρει ενώ για τα επιφανειακά θεμέλια υπάρχει πλήθος μελετών που έχουν ασχοληθεί με την απόκρισή τους, εντούτοις για τα εγκιβωτισμένα είναι περιορισμένες. Εξετάζοντας δε τη δυναμική απόκριση των τελευταίων παρατηρούμε πως η διαθέσιμη βιβλιογραφία είναι ελάχιστη. Έτσι στο παρόν κεφάλαιο θα μελετήσουμε τη δυναμική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων και θα προσδιορίσουμε εκείνους τους παράγοντες που καθορίζουν την συμπεριφορά τους.

Για το σκοπό αυτό εξετάζουμε δύο θεμέλια με λόγους εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και 1 , για διάφορους λόγους λυγηρότητας ανωδομής h/B και συντελεστές κατακόρυφης φόρτισης $FS_v=2$ και 5 , στα οποία και επιβάλουμε δυναμικές φορτίσεις. Τα χαρακτηριστικά μεγέθη κάθε δυναμικής φόρτισης είναι η δεσπόζουσα ιδιοπερίοδος T_p και οι μέγιστες τιμές εδαφικής επιτάχυνσης **PGA** και ταχύτητας **PGV**. Με γνώμονα λοιπόν αυτά επιλέγουμε πέντε διαφορετικές διεγέρσεις ώστε να είναι πλήρως αντιπροσωπευτικές.

Αρχικά εξετάζουμε έναν εξιδανικευμένο παλμό Tsang IXA, συχνότητας 2Hz και πλάτος διέγερσης $1g$, ώστε να διαπιστωθεί πώς λειτουργεί το μοντέλο σε μια ισχυρή αλλά τεχνητή διέγερση. Στη συνέχεια τα εγκιβωτισμένα θεμέλια εκτίθενται σε τέσσερα πραγματικά σεισμικά επεισόδια με διαφορετικά το καθένα χαρακτηριστικά. Πρώτα λοιπόν εστιάζουμε σε μια ήπια καταγραφή μικρής διάρκειας, όπως εκείνη από το σεισμό της Καλαμάτας του 1986, ενώ στη συνέχεια εφαρμόζουμε το σεισμικό επεισόδιο της Λευκάδας του 2003, μια διέγερση μεγαλύτερης διάρκειας. Αξίζει εδώ να αναφέρουμε πως αυτή η καταγραφή είναι η μοναδική μακρινού πεδίου που εξετάζουμε και συνεπώς είναι απαλλαγμένη από την

όποια κατευθυντικότητα εγγύς του ρήγματος που γεννά παραμένουσες παραμορφώσεις. Επιπλέον ασχοληθήκαμε με μια ισχυρότερη καταγραφή όπως τη Rinaldi_318 του 1994. Αυτή είναι μια ακραία περίπτωση φόρτισης με έντονη κατευθυντικότητα που οδηγεί το σύστημα σε μεγάλες παραμένουσες μετακινήσεις. Τέλος επιβάλλεται και η διέγερση από τα Χαβριάτα της Κεφαλονιάς 2014, μια καταγραφή με αρκετή παλμική κατευθυντικότητα και μέγιστη εδαφική επιτάχυνση 0.73g. Τα επιταχυνσιογραφήματα και τα αντίστοιχα φάσματα όλων των άνω διεγέρσεων που μελετήσαμε, παρουσιάζονται στα **Σχήμα 6.1**.

Για καθένα από τα σεισμικά επεισόδια που εξετάσαμε τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε όρους χρονοϊστορίας επιτάχυνσης $\mathbf{a} - \mathbf{t}$ και μετακίνησης ανωδομής $\mathbf{u}/\mathbf{B} - \mathbf{t}$ στην κορυφή του στύλου, χρονοϊστορίας στροφής $\boldsymbol{\vartheta} - \mathbf{t}$ και καθίζησης $\mathbf{w}/\mathbf{B} - \mathbf{t}$ στο σημείο σύνδεσης του πυλώνα με τη θεμελίωση (control point), καθώς και βρόχων αναπτυσσόμενης ροπής στη θεμελίωση $\mathbf{M} - \boldsymbol{\vartheta}$ - γωνίας στροφής $\boldsymbol{\vartheta}$. Επιπλέον, παρουσιάζονται τα διαγράμματα καθίζησης \mathbf{w}/\mathbf{B} -στροφής $\boldsymbol{\vartheta}$ στη στάθμη του θεμελίου, όπως και της χρονοϊστορίας των επιταχύνσεων που επιβάλλουμε στη βάση και αυτής που εν τέλει εφαρμόζεται στο μοντέλο στη στάθμη του εδάφους είτε ενισχυμένη, είτε αποδυναμωμένη.

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω αποτελέσματα και τη στοχευμένη συγκριτική αξιολόγησή τους, στο κεφάλαιο αυτό θα ασχοληθούμε με το πως η κατευθυντικότητα ενός σεισμικού παλμού επηρεάζει τη δυναμική συμπεριφορά ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου, όπως και το ποια είναι η επιρροή του βαθμού εγκιβωτισμού D/B , του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής h/B και του συντελεστή ασφαλείας κατακόρυφης φόρτισης FS_v στη συμπεριφορά του.

6.2 Επίδραση Κατευθυντικότητας Παλμού Διέγερσης

Κάποιες από τις σεισμικές καταγραφές που επιστρατεύονται στην παρούσα εργασία είναι επηρεασμένες από φαινόμενα κατευθυντικότητας λόγω της εγγύτητας στο σειсмоγόνο ρήγμα. Κρίθηκε επομένως σκόπιμο να διερευνήσουμε την επιρροή που έχει στα εξαγόμενα αποτελέσματα η κατευθυντικότητα του εκάστοτε προς εξέταση παλμού. Για το σκοπό αυτό μελετάμε τα αποτελέσματα θεμελίου με λόγο εγκιβωτισμό $D/B=1$, λόγο λυγηρότητας $h/B=2.4$ και συντελεστή ασφαλείας $FS_v=2$, στο οποίο επιβάλλουμε τα σεισμικά επεισόδια της Λευκάδας και του Rinaldi_318 όπως αυτά φαίνονται στο **σχήμα 6.2α και 6.2β**. Η κύρια διαφορά των δύο αυτών σεισμών είναι πως ενώ ο Rinaldi_318 είναι εγγύς του ρήγματος και παρουσιάζει έντονη κατευθυντικότητα με ένα δεσπόζων παλμό να τον χαρακτηρίζει, ο σεισμός της Λευκάδας επειδή είναι παλμός μακρινού πεδίου είναι απαλλαγμένος από αυτό το φαινόμενο.

Να τονίσουμε εδώ ότι προφανώς την συμπεριφορά του θεμελίου επηρεάζει και το συχνοτικό περιεχόμενο των σεισμών. Οι σεισμοί αυτοί δεν έχουν απόλυτα ίδιο συχνοτικό περιεχόμενο παρόλο που έχουν κοντινές τιμές μέγιστης επιτάχυνσης PGA. Αποτελούν εξάλλου πραγματικές καταγραφές. Ωστόσο παρατηρώντας και τα φάσματα στο **σχήμα 6.1** φαίνεται ότι μπορούν τουλάχιστον να συγκριθούν έως ένα βαθμό ποιοτικά όχι όμως στα απόλυτα νούμερά τους.

Έτσι παρατηρούμε πως σε όρους χρονοϊστορίας στροφής $\theta - t$ ο σεισμός του Rinaldi_318 αν και είναι παραπλήσιας τιμής PGA 0.47g με αυτόν της Λευκάδας 0.42g, εντούτοις αναπτύσσει πολύ μεγαλύτερη παραμένουσα στροφή, κάτι που αναμφίβολα οφείλεται στην κατευθυντικότητα. Ειδικότερα, στο Rinaldi_318 βλέπουμε να εμφανίζεται ένας κύριος παλμός πολύ ισχυρότερος από τους υπολοίπους ο οποίος οδηγεί το σύστημα σε μια κατάσταση από την οποία δεν μπορούν οι επόμενοι μικρότεροι παλμοί να το επαναφέρουν. Αυτό αντίθετα δεν συμβαίνει στο σεισμικό επεισόδιο της Λευκάδας, καθώς

αν και παρουσιάζει εξίσου μεγάλους παλμούς αυτοί είναι και προς τις δύο διευθύνσεις οπότε αλληλοαναιρούνται.

Από την άλλη μία ενδεχόμενη σύγκριση σε όρους χρονοϊστορίας καθίζησης $w/B - t$ μας οδηγεί σε παραπλήσια αποτελέσματα χωρίς μεγάλες διαφορές, αναφορικά με την τελική καθίζηση του συστήματος. Αυτό είναι άλλη μια απόδειξη πως μεταξύ των δύο προς μελέτη συστημάτων το μόνο που αλλάζει και μας προξενεί διαφορές, κυρίως σε όρους στροφής, είναι η κατευθυντικότητα. Τέλος, σε όρους καθίζησης - στροφής $w - \theta$ αξίζει να παρατηρηθεί πως μετά την εμφάνιση της παραμένουσας στροφής (στο Rinaldi_318 1994) υπάρχει αισθητή μείωση του ρυθμού συσσώρευσης καθίζησης κάτι που δεν εμφανίζεται στη Λευκάδα.

Μια ακόμα εμφανής διαφορά μεταξύ των δύο εξεταζόμενων παλμών σε όρους ροπής - στροφής $M - \theta$, είναι το γεγονός ότι οι υστερητικοί βρόχοι του Rinaldi είναι πολύ μεγαλύτεροι από αυτούς της Λευκάδας. Δεδομένου ότι τα δύο σεισμικά επεισόδια έχουν παρεμφερή πλάτη σεισμικών επιταχύνσεων (PGA) η μόνη πιθανή αιτία αυτής της μεγάλης διαφοράς που παρουσιάζουν, είναι η κατευθυντικότητα του εκάστοτε παλμού και το συχνотικό περιεχόμενό τους.

Τέλος, επειδή το αντικείμενο της διπλωματικής δεν είναι μόνο η μελέτη της δυναμικής απόκρισης των εγκιβωτισμένων θεμελίων αλλά και η ανάπτυξη μιας απλοποιημένης μεθόδου με ελατήρια, κρίνουμε σκόπιμο να αναφέρουμε πως η ανάπτυξη παραμένουσας στροφής εκτός του ότι δεν μπορεί να γίνει "αντιληπτή" από το ελατηριωτό μοντέλο, προκαλεί όπως είδαμε και στην προηγούμενη παράγραφο μειωμένες καθιζήσεις με αποτέλεσμα αυτές του ελατηριωτού μοντέλου να υπερεκτιμώνται.

6.3 Επίδραση Βαθμού Εγκιβωτισμού D/B

Ένας εξίσου σημαντικός παράγων που διέπει την δυναμική συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων είναι ο βαθμός εγκιβωτισμού τους, με τον οποίο και θα ασχοληθούμε σε αυτή την υποπαράγραφο. Για το σκοπό αυτό μελετάμε δύο μοντέλα με ίδιο λόγο λυγηρότητας $h/B=1.2$, ίδιο συντελεστή κατακόρυφης φόρτισης $FS_v=2$, με ίδιο επιβαλλόμενο σεισμικό επεισόδιο, αυτό της Καλαμάτας, αλλά για δύο διαφορετικούς λόγους εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και 1 . Τα σχετικά διαγράμματα παραθέτουμε στα **σχήματα 6.3α και 6.3β**.

Αρχικά παρατηρούμε ότι σε όρους $M - \theta$ για το σύστημα με λόγο εγκιβωτισμού 0.4 οι βρόχοι υστέρησης είναι μικρότερου εμβαδού εν συγκρίσει με αυτούς του $D/B=1$. Αυτό έρχεται ως επαλήθευση των αποτελεσμάτων που είχαμε εξάγει ήδη από τις ανακυκλικές φορτίσεις του προηγούμενου κεφαλαίου, όπου είχαμε παρατηρήσει ακριβώς το ίδιο φαινόμενο [**Σχήμα 5.14**]. Ο λόγος που αυτό συμβαίνει όπως είχαμε και προηγούμενα εξηγήσει είναι η αύξηση της παράπλευρης διεπιφάνειας και κατ' επέκταση των αντιστάσεων του μοντέλου. Γίνεται επομένως κατανοητή η ευεργετική επιρροή της αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού, μιας και οδηγεί σε μεγαλύτερη απορρόφηση σεισμικής ενέργειας.

Εξετάζοντας στη συνέχεια τις καθιζήσεις σε όρους χρονοϊστορίας καθίζησης και καθίζησης - στροφής, παρατηρούμε ότι και τα δύο μοντέλα καταλήγουν στην ίδια σχεδόν τιμή τελικής καθίζησης για τον ίδιο συντελεστή ασφαλείας. Αυτό μπορεί να εξηγηθεί αν σκεφτούμε πως στο συντελεστή FS_v εκτός της μάζας της ανωδομής συμμετέχει και η φέρουσα αντοχή του εκάστοτε συστήματος που είναι διαφορετική. Δηλαδή ίδιο FS_v προφανώς δεν σημαίνει ίδια μάζα ανωδομής, κάτι που αν ίσχυε θα επέβαλε για μεγαλύτερο βάθος εγκιβωτισμού να είχαμε μικρότερες καθιζήσεις. Όπως έχουμε ξανά αναφέρει ο συντελεστής FS_v είναι ένας

συντελεστής ο οποίος προσαρμόζεται στο σύστημα και επιφέρει ίδια κατάσταση πλαστικοποιήσεων.

Τέλος σε όρους χρονοϊστορίας στροφής στο σημείο σύνδεσης πυλώνα - θεμελίωσης, παρατηρούμε ότι για το ίδιο σεισμικό επεισόδιο η παραμένουσα στροφή της ρηχά εγκιβωτισμένης θεμελίωσης είναι μεγαλύτερη απ' ό,τι της βαθύτερης. Κοιτάζοντας τώρα το διάγραμμα χρονοϊστορίας επιτάχυνσης στη κορυφή του στύλου $a - t$ αυτές ταυτίζονται για τα δύο συστήματα, κάτι που μας οδηγεί σε ίδιες ροπές στη βάση. Όμως λόγω της διαφορετικής αντοχής κάθε συστήματος έχει σαν αποτέλεσμα το ρηχό θεμέλιο με τη μικρότερη αντοχή να παρουσιάζει μεγαλύτερες παραμένουσες στροφές για ίδια ροπή στη βάση.

Τα ίδια διαγράμματα έχουν γίνει για το σεισμικό επεισόδιο στην Κεφαλονιά το 2014 για το επιταχυνσιογράφημα στα Χαβριάτα [Σχήματα 6.4α και 6.4β].

6.4 Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας h/B

Ένας ακόμα παράγοντας που θα εξετάσουμε στο παρόν κεφάλαιο είναι το κατά πόσο επηρεάζει ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής h/B τη δυναμική απόκριση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Προς τη κατεύθυνση αυτή εξετάζουμε για συστήματα με λόγο εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και 1, με συντελεστή ασφαλείας $FS_v=2$ και επιβάλλοντας το σεισμικό επεισόδιο της Καλαμάτας, πόσο επηρεάζει η μεταβολή του λόγου λυγηρότητας από $h/B=1.2$ σε 1.8 και από 1.2 σε 2.4 αντίστοιχα. Τα αντίστοιχα διαγράμματα παραθέτουμε στα **σχήματα 6.5 και 6.6**

Εξετάζοντας αρχικά το σύστημα σε όρους χρονοϊστορίας στροφής στη βάση του στύλου παρατηρούμε ότι και για τα δύο βάθη εγκιβωτισμού η εκάστοτε μεταβολή του λόγου λυγηρότητας δεν προκαλεί σχεδόν καμία μεταβολή στη παραμένουσα στροφή. Παράλληλα

παρατηρώντας τη χρονοϊστορία μετακινήσεων και επιταχύνσεων στη κορυφή του στύλου παρατηρούμε και εκεί πως η συμπεριφορά του συστήματος δεν υφίσταται ουσιαστικές μεταβολές (ώστε να είναι άξιες σχολιασμού) λόγω της αλλαγής του ύψους της ανωδομής. Συνολικά επομένως μπορούμε να συμπεράνουμε πως ανεξάρτητα του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης η μεταβολή του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής δεν επηρεάζει τη δυναμική απόκριση του συστήματος.

Εδώ αξίζει να αναφερθούμε σε κάτι το οποίο σχετίζεται με τη διαδικασία απλοποιημένης προσομοίωσης του εδάφους και θα μας απασχολήσει στο επόμενο κεφάλαιο. Όπως ήδη έχουμε αναφέρει ο πυλώνας του προσομοιώματος μας είναι λόγω των διαστάσεών του άκαμπτος. Εντούτοις παρατηρώντας τα αντίστοιχα διαγράμματα χρονοϊστορίας στροφής στη βάση του στύλου και μετακίνησης στη κορυφή του, βλέπουμε πως η σχέση που τα συνδέει δεν είναι μόνο το ύψος του μοχλοβραχίονα αλλά λίγο μεγαλύτερη. Η διαφορά αυτή οφείλεται αποκλειστικά στην οριζόντια μετακίνηση του θεμελίου και ακριβώς επειδή είναι πολύ μικρή μας επιτρέπει να αντικαταστήσουμε στο τελικό ελατηριωτό προσομοίωμα την οριζόντια αντίσταση της θεμελίωσης με ένα ελαστικό ελατήριο.

6.5 Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας Κατακόρυφης Φόρτισης FS_v

Ο τελευταίος παράγοντας του οποίου που θα εξετάσουμε την επιρροή στη δυναμική απόκριση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων είναι ο συντελεστής κατακόρυφης φόρτισης FS_v . Για το σκοπό αυτό διεξάγουμε αναλύσεις για σύστημα με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, λόγο λυγηρότητας ανωδομής $h/B=1.8$ και για δύο συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 5. Για καθένα από τα άνω μοντέλα εξετάζονται τέσσερα σεισμικά επεισόδια (TsanglXA, Καλαμάτα 1986, Λευκάδα 2003 και Rinaldi_318 1994). Τα σχετικά διαγράμματα παραθέτουμε στα **σχήματα 6.7-6.10**.

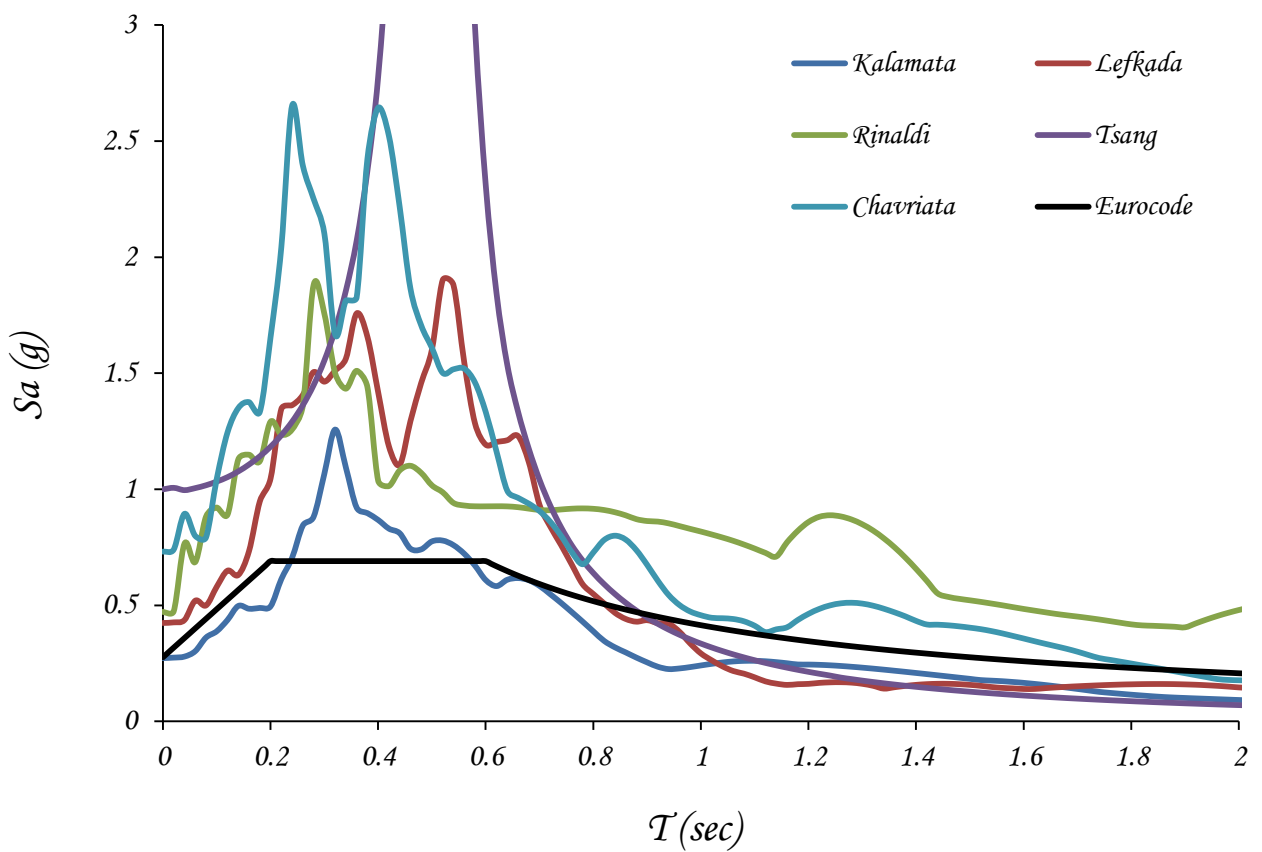
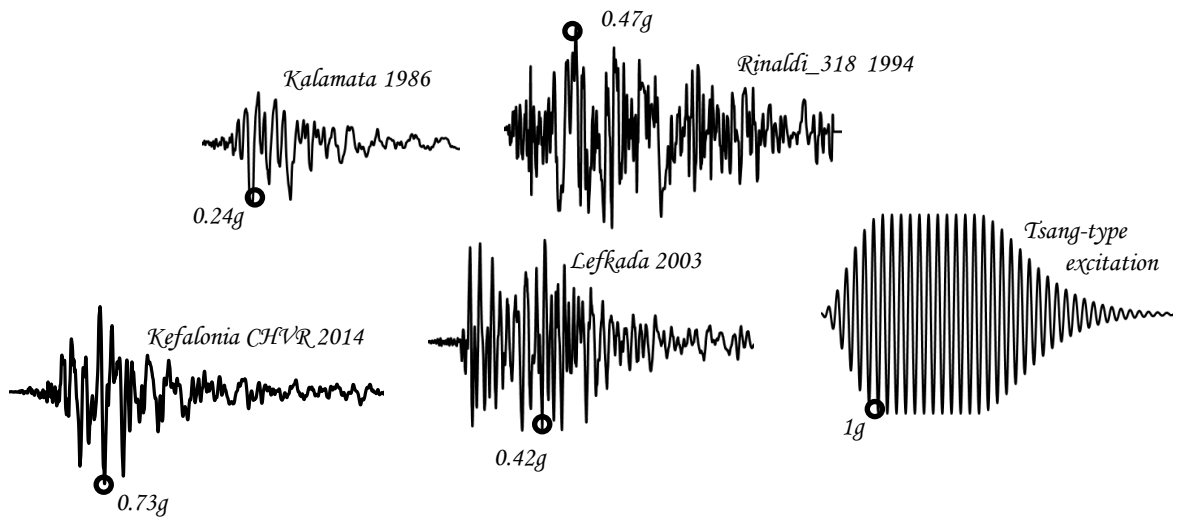
Αρχικά σε όρους χρονοϊστορίας στροφής παρατηρούμε ότι για μικρότερο συντελεστή FS_v (βαρύτερο σύστημα) εμφανίζεται μεγαλύτερη παραμένουσα στροφή. Αυτό οφείλεται στο ότι το έδαφος έχει πλαστικοποιηθεί αρκετά με αποτέλεσμα ο πρώτος μεγάλος παλμός να επιφέρει προς την μια κατεύθυνση μεγάλες μετακινήσεις (κυρίως στροφή) άρα και παραμένουσες. Το φαινόμενο της κατευθυντικότητας, όπου υπάρχει, ενισχύει την συμπεριφορά αυτή. Για το σεισμό της Λευκάδας που είναι καταγραφή μακρινού πεδίου απαλλαγμένη από μεγάλες ασυμμετρίες, φαίνεται ότι υπάρχει μικρή παραμένουσα στο συντελεστή $FS_v=2$ σε σχέση με το ελαφρύτερα φορτισμένο σύστημα $FS_v=5$.

Σε όρους χρονοϊστορίας καθίζησης και καθίζησης - στροφής παρατηρούμε όπως άλλωστε ήταν αναμενόμενο πως το βαρύτερο σύστημα (μικρότερο FS_v) παρουσιάζει μεγαλύτερη τελική καθίζηση. Επιπλέον βλέπουμε πως το ελαφρύτερα φορτισμένο θεμέλιο ($FS_v=5$) παρουσιάζει μια τάση να ανασηκώνεται κατά την αποφόρτιση όπως ακριβώς παρατηρήσαμε να συμβαίνει και στις ανακυκλικές φορτίσεις του πέμπτου κεφαλαίου **[Σχήμα 5.13]**. Αυτό όπως ήδη έχουμε εξηγήσει οφείλεται στο ότι το θεμέλιο με μικρό βάρος δεν μπορεί να ωθήσει προς τα κάτω το φουσκωμένο λόγω της φόρτισης υποκείμενο έδαφος και παρουσιάζει ανασήκωμα.

Εξετάζοντας τέλος το σύστημα σε όρους ροπής - στροφής παρατηρούμε όπως άλλωστε είναι λογικό, πως για μικρότερη τιμή του συντελεστή κατακόρυφης φόρτισης FS_v , έχουμε μεγαλύτερους υστερητικούς βρόχους, λόγω των εκτεταμένων εδαφικών πλαστικοποιήσεων, κάτι που μας οδηγεί σε αυξημένη απόσβεση και κατανάλωση ενέργειας. Αυτή η μεγάλη απόσβεση με τη σειρά της έχει σαν αποτέλεσμα να παρατηρούνται ολοένα και μικρότερες τιμές επιτάχυνσης στην κορυφή του στύλου, παρέχοντας με αυτό τον τρόπο σεισμική μόνωση στο σύστημα.

Τέλος
Κεφαλαίου 6 : Σχήματα

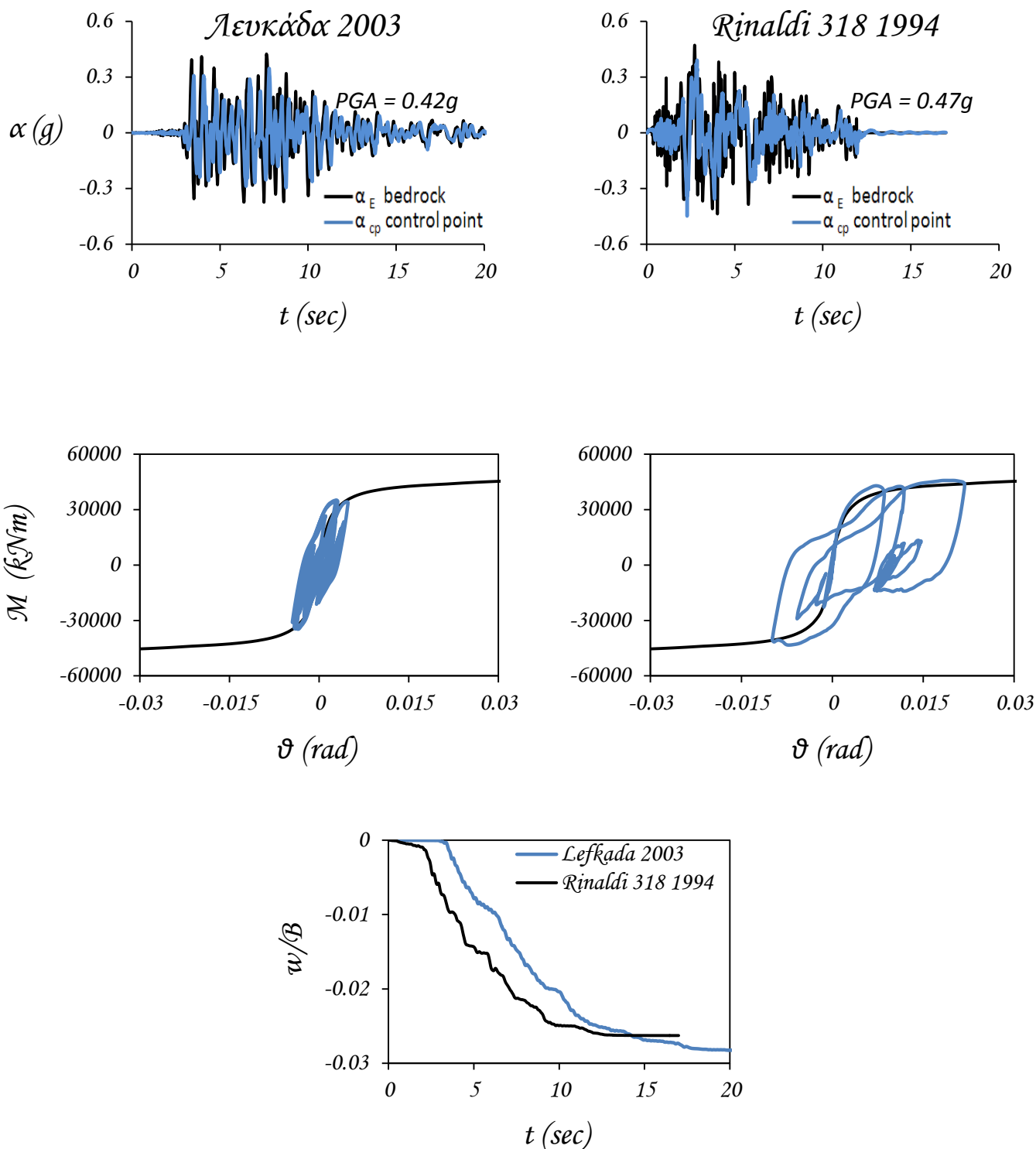
Δυναμική Απόκριση Ευκιβωτισμένου Θεμελίου



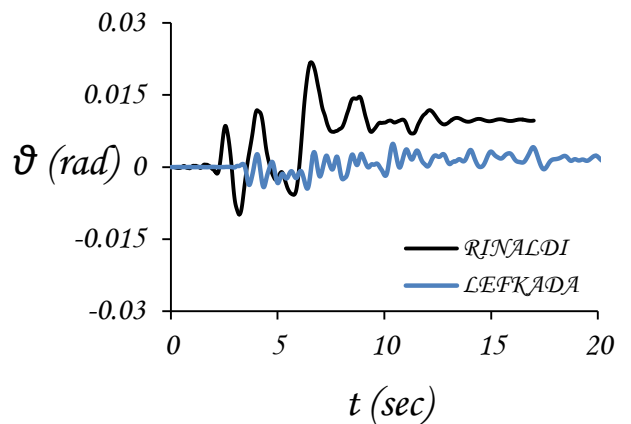
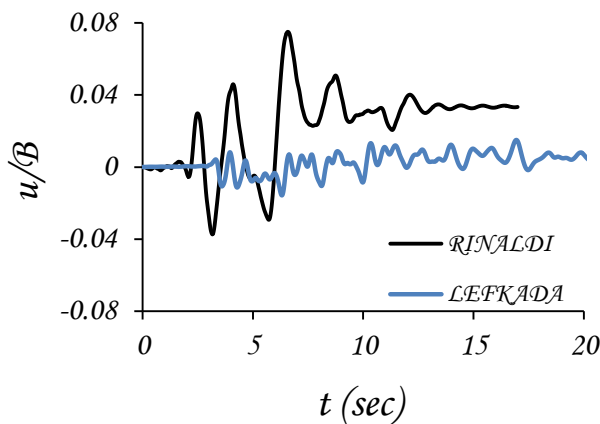
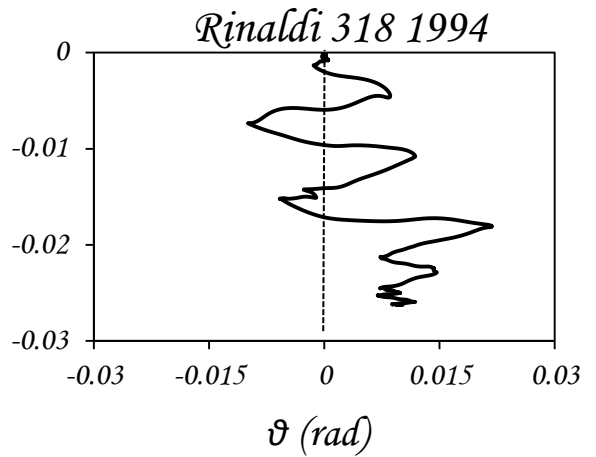
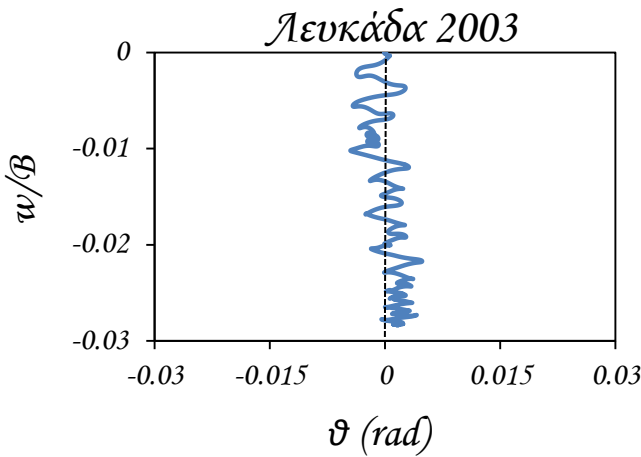
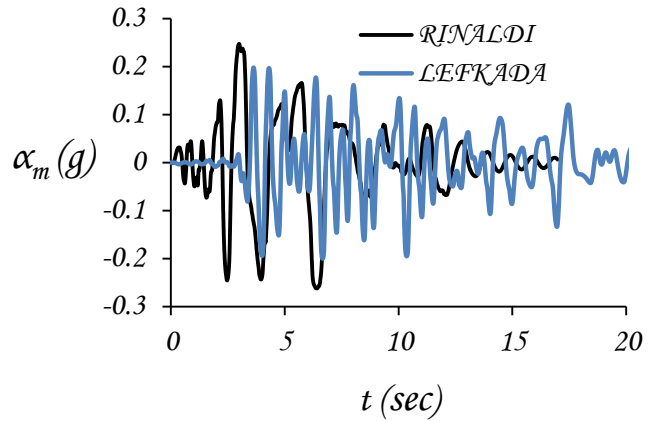
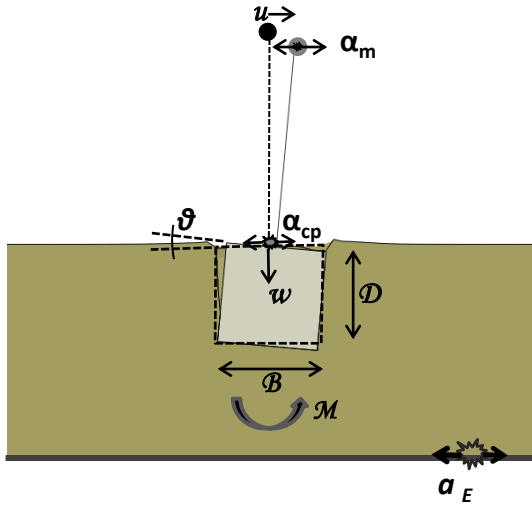
Σχήμα 6.1 : Επιβαλλόμενες διεγέρσεις στη βάση της αργλικής στρώσης : εξιδανικευμένος παλμός Tsang IXA 2Hz, 4 πραγματικές καταγραφές και ελαστικά φάσματα απόκρισης ($\xi = 5\%$).

Επίδραση Κατευθυντικότητας Παλμού

$$D/B=1 \quad h/B=2.4 \quad FS_v=2$$

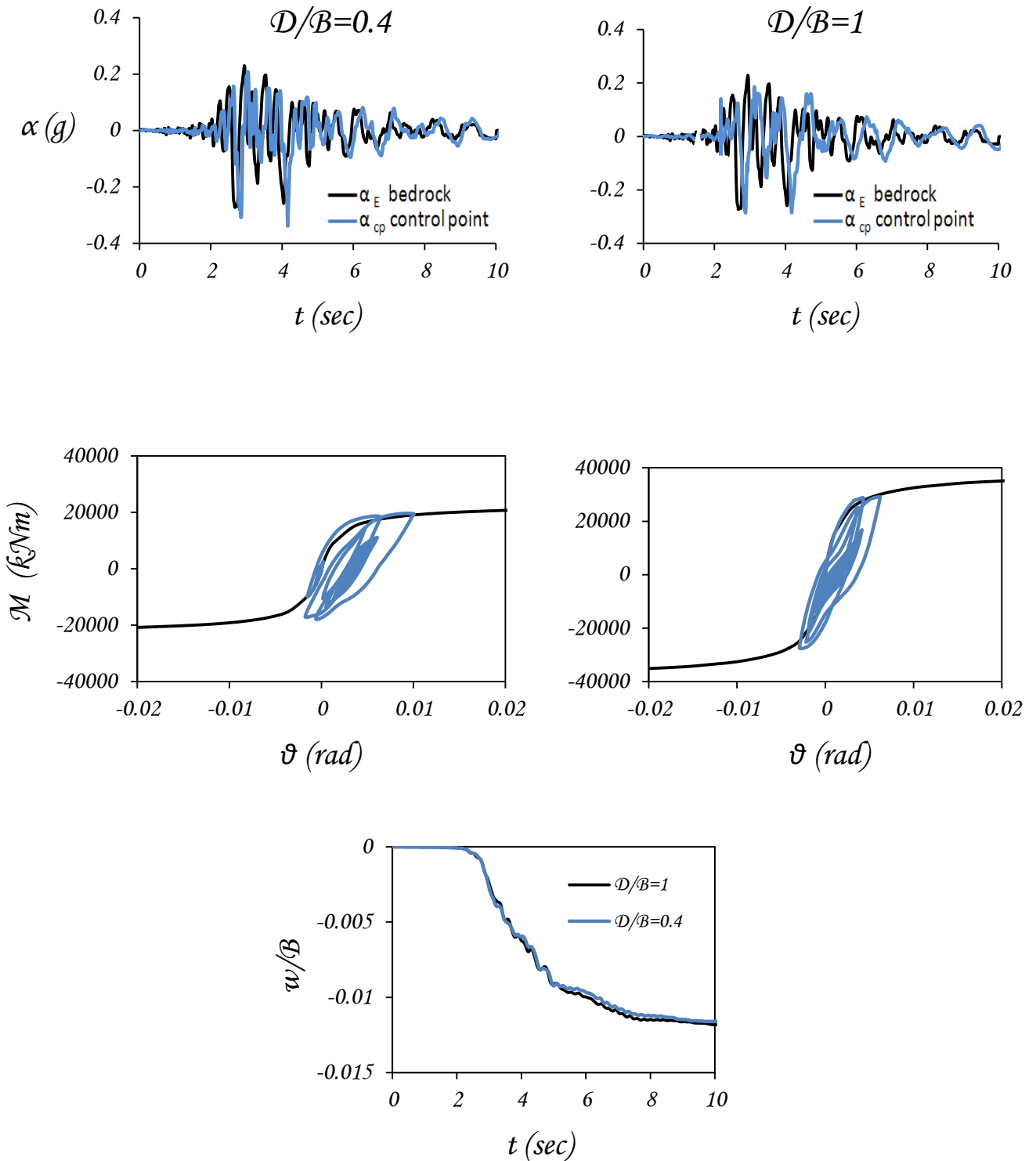


Σχήμα 6.2α : Επίδραση κατευθυντικότητας. *Λευκάδα 2003* και *Rinaldi_318 1994*. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης - καθίζησης σημείου αναφοράς (control point : cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θεμελίου θ μαζί με την μονοτονική καμπύλη M - θ . Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=1$, μοχλοβραχίονας $h/B=2.4$ και συντελεστής ασφαλείας $FS_v=2$.

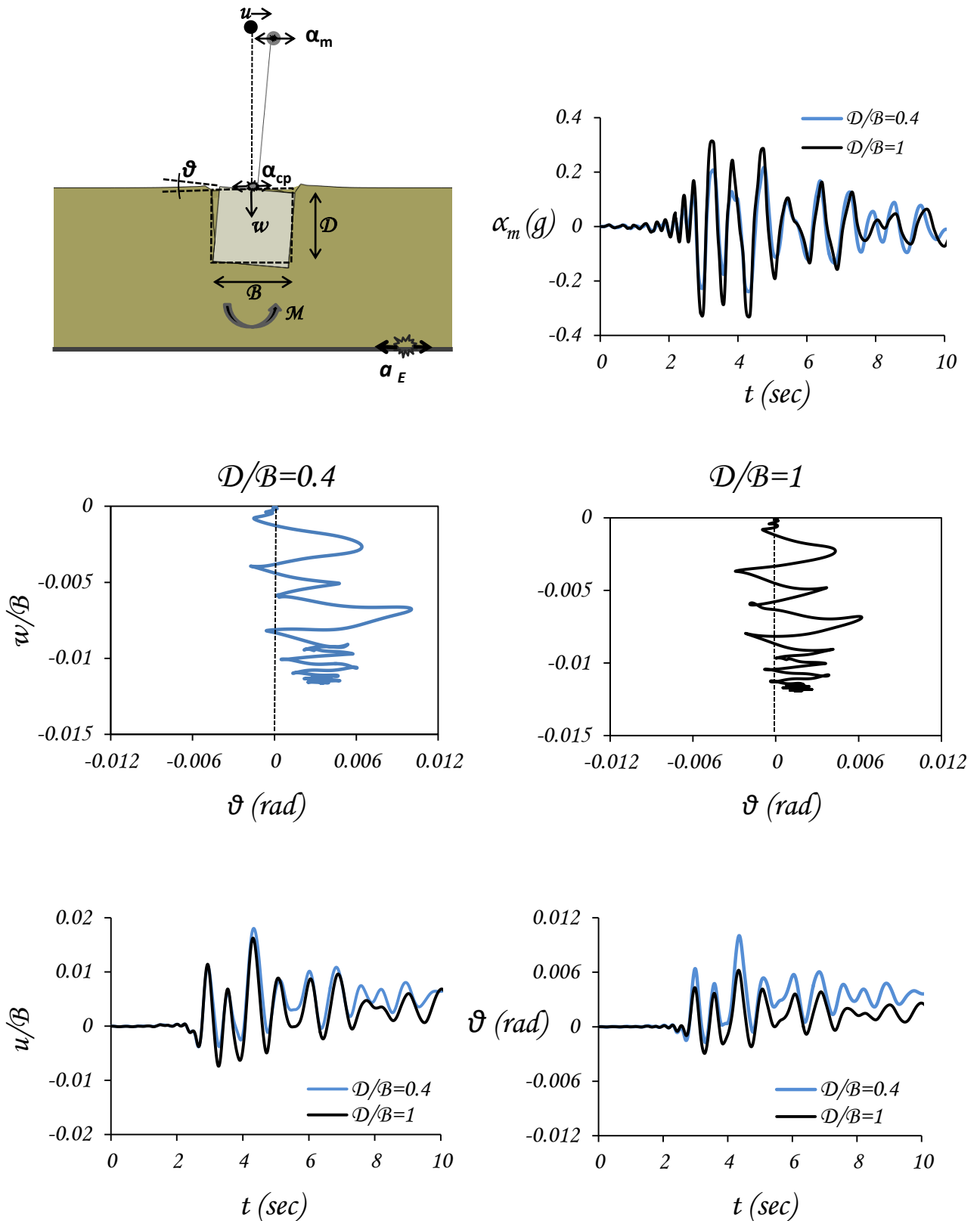


Σχήμα 6.2β : Επίδραση κατευθυντικότητας. Λευκάδα 2003 και Rinaldi 318 1994. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=1$, μοχλοβραχίονας $h/B=2.4$ και συντελεστής ασφαλείας $FS_v=2$.

*Επίδραση Λόγου Ευκιβωτισμού
Καλαμάτα 1986 ~ $h/B=1.2$ $FS_v=2$*

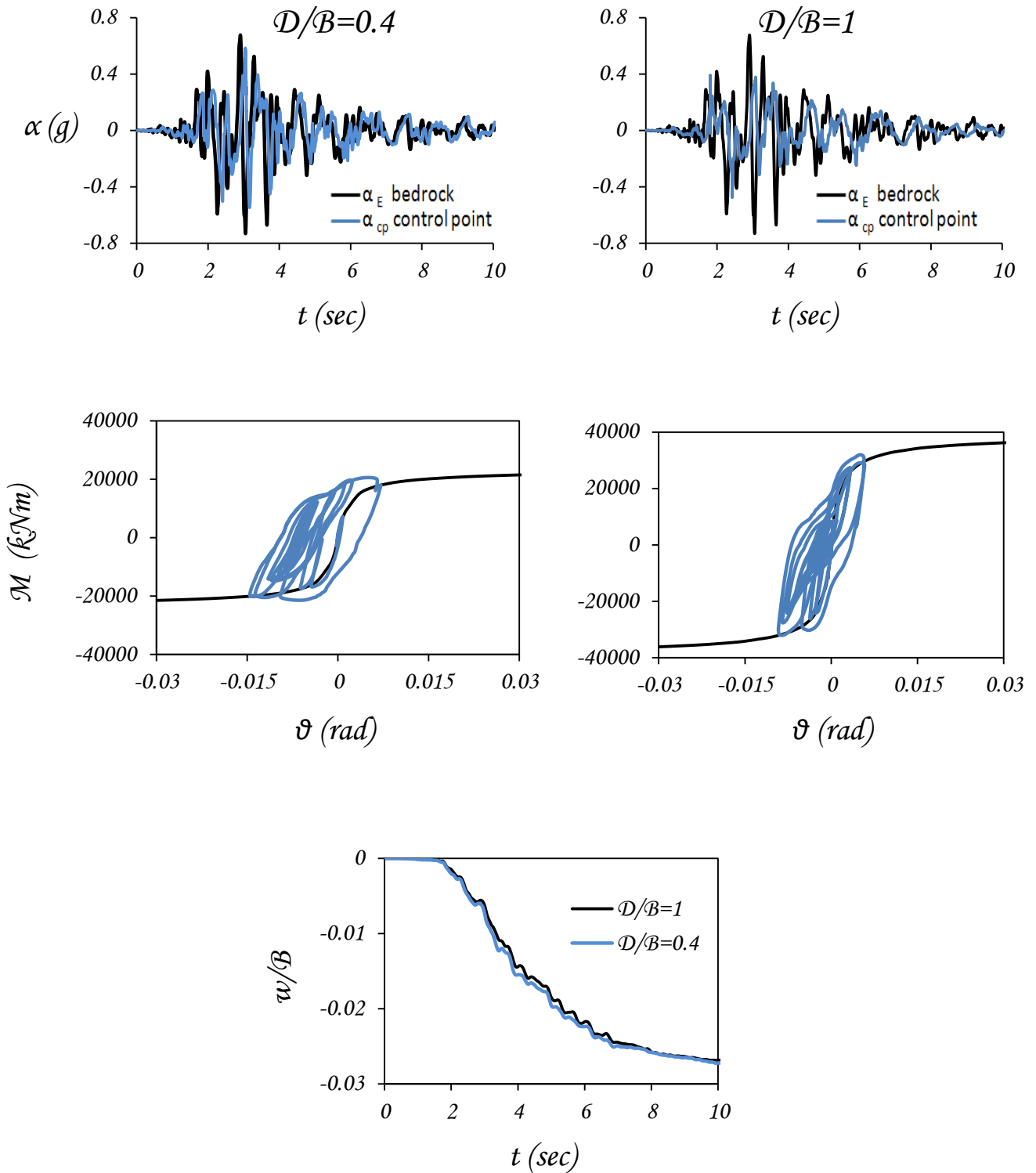


Σχήμα 6.3α : Επίδραση Λόγου Ευκιβωτισμού. Καλαμάτα 1986. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point : cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής $M - \vartheta$ μαζί με την μονοτονική καμπύλη $M - \vartheta$. Λόγοι Ευκιβωτισμού $D/B=0.4$ και $D/B=1$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.2$ και συντελεστής ασφαλείας $FS_v=2$.

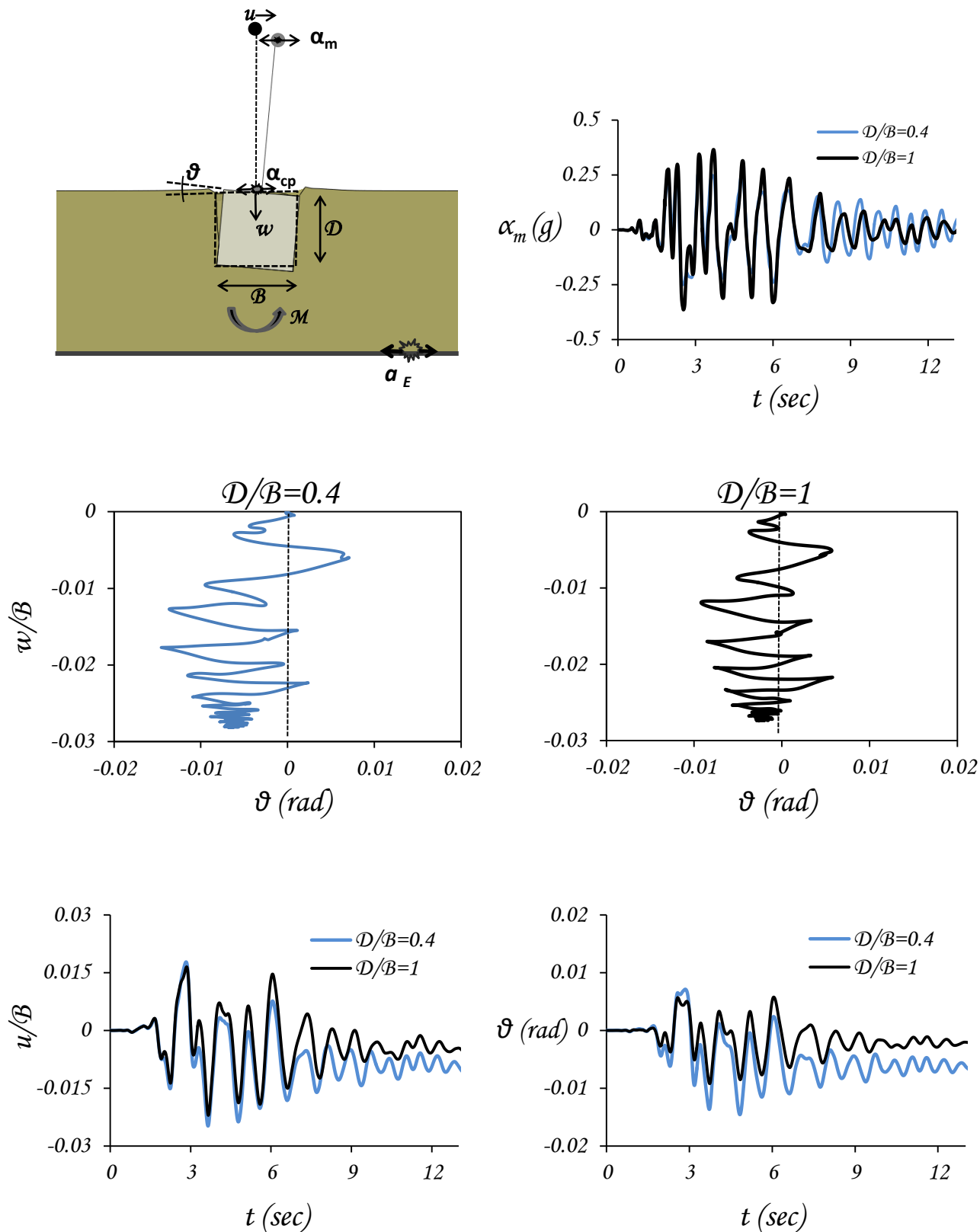


Σχήμα 6.3β : Επίδραση Λόγου Ευκιβωτισμού. *Καλαμάτα 1986*. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονιοιστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγοι Ευκιβωτισμού $D/B=0.4$ και $D/B=1$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.2$ και συντελεστής ασφαλείας $FS_v = 2$.

*Επίδραση Λόγου Ευκιβωτισμού
Χαβριάτα 2014 ~ $h/B=1.2$ $FS_v = 2$*

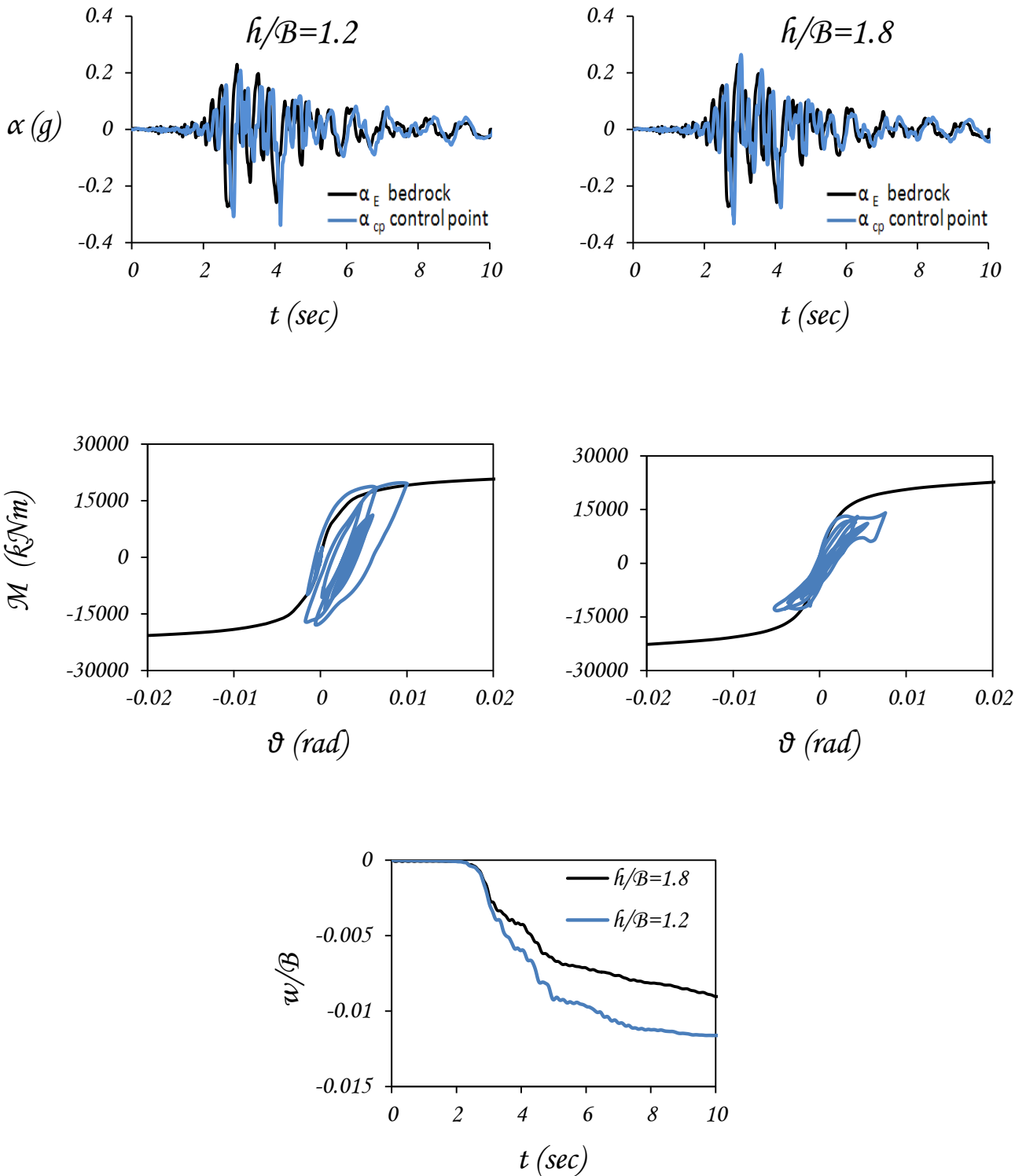


Σχήμα 6.4α : Επίδραση Λόγου Ευκιβωτισμού. Χαβριάτα 2014. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point : cp) και καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θεμελίου θ μαζί με την μονοτονική καμπύλη M - θ . Λόγοι Ευκιβωτισμού $D/B=0.4$ και $D/B=1$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.2$ και συντελεστής ασφαλείας $FS_v = 2$.

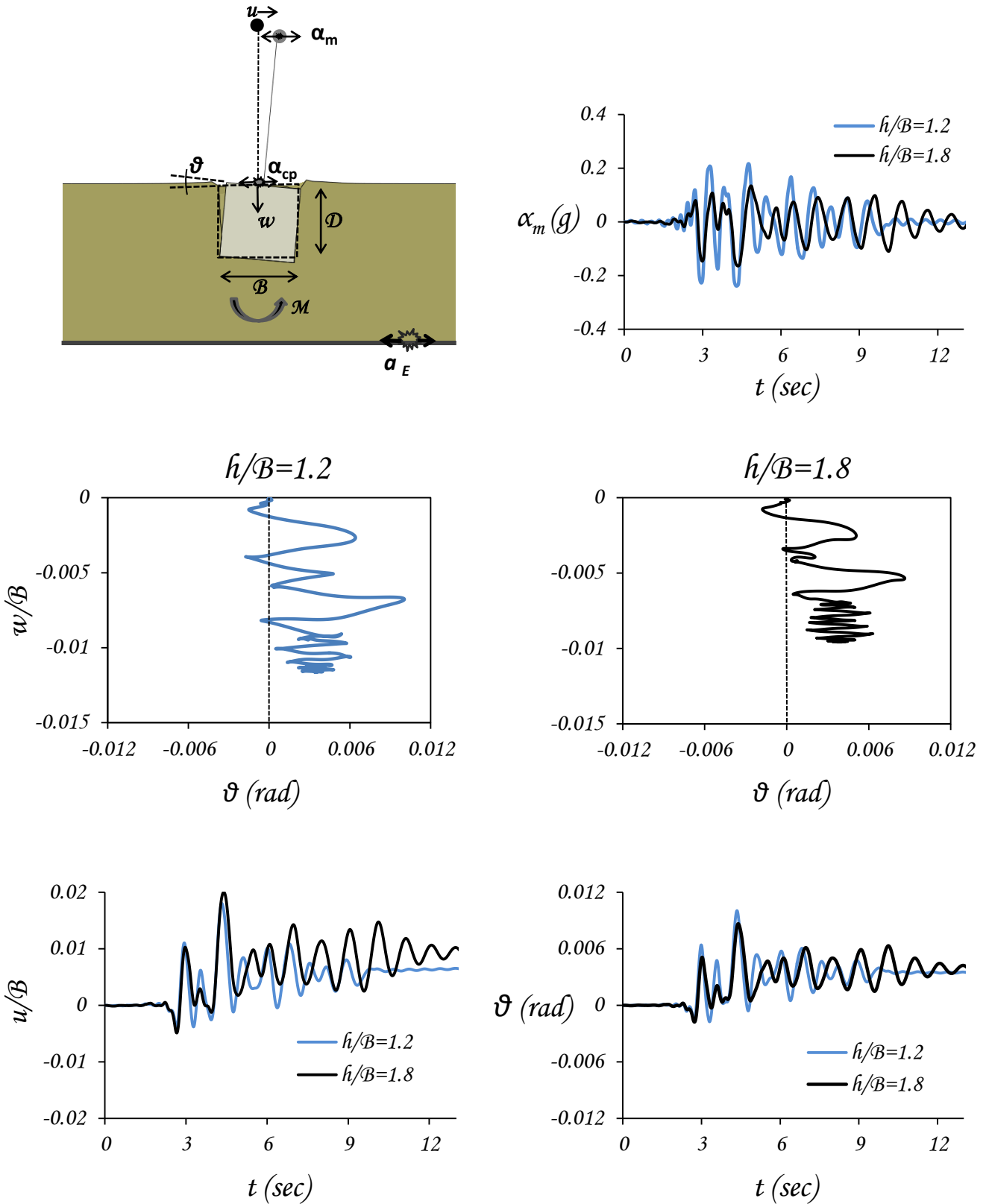


Σχήμα 6.4β : Επίδραση Λόγου Ύγκιβωτισμού. Χαβριάτα 2014. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγοι Ύγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και $D/B=1$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.2$ και συντελεστής ασφαλείας $FS_v = 2$.

*Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας h/B
Καλαμάτα 1986 ~ $FS_v=2$ $D/B=0.4$*

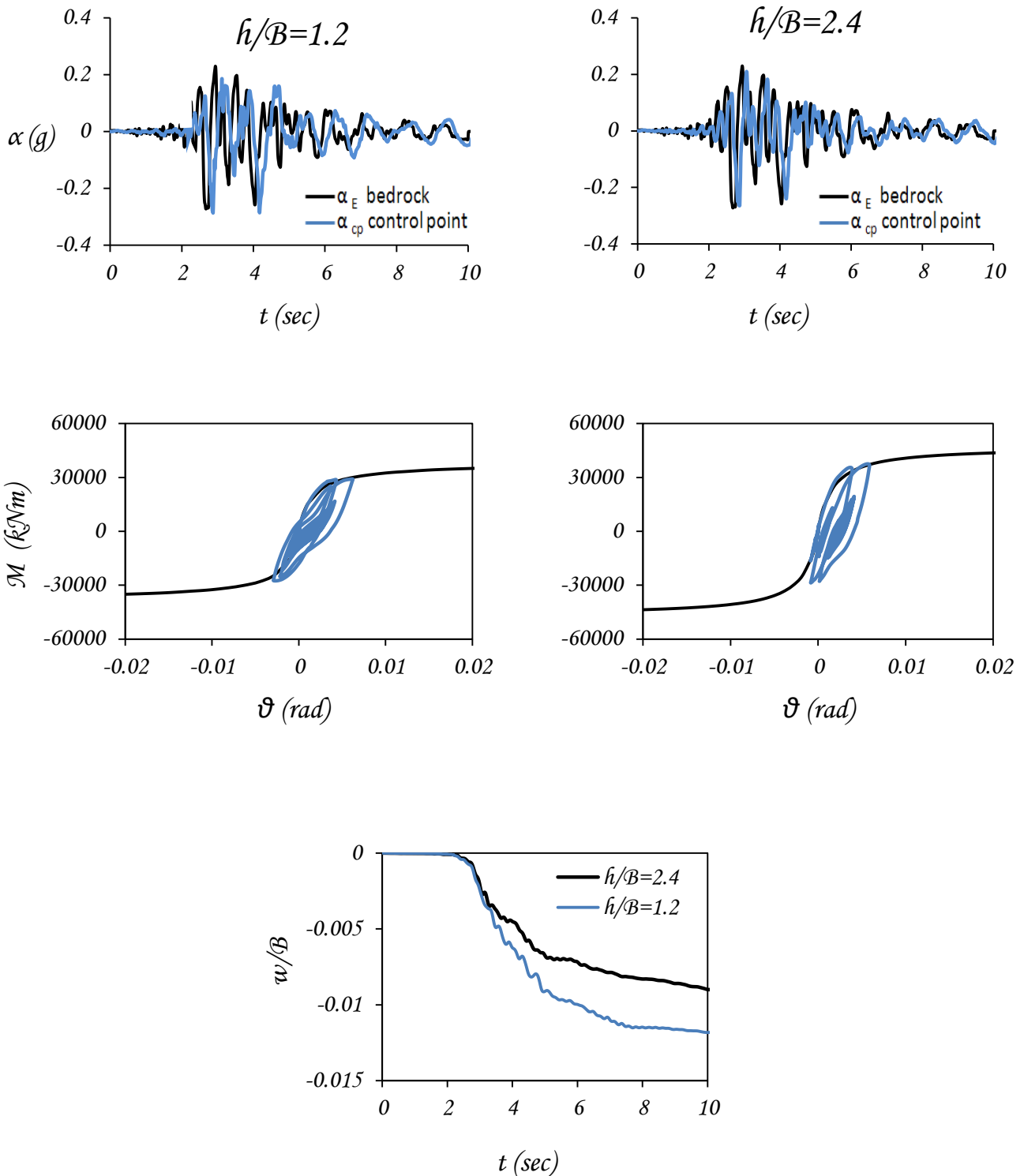


Σχήμα 6.5α : Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας. Καλαμάτα 1986. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point : cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θεμελίου ϑ μαζί με την μονοτονική καμπύλη M - ϑ . Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονες $h/B=1.2$ και 1.8 , συντελεστής ασφαλείας $FS_v=2$.

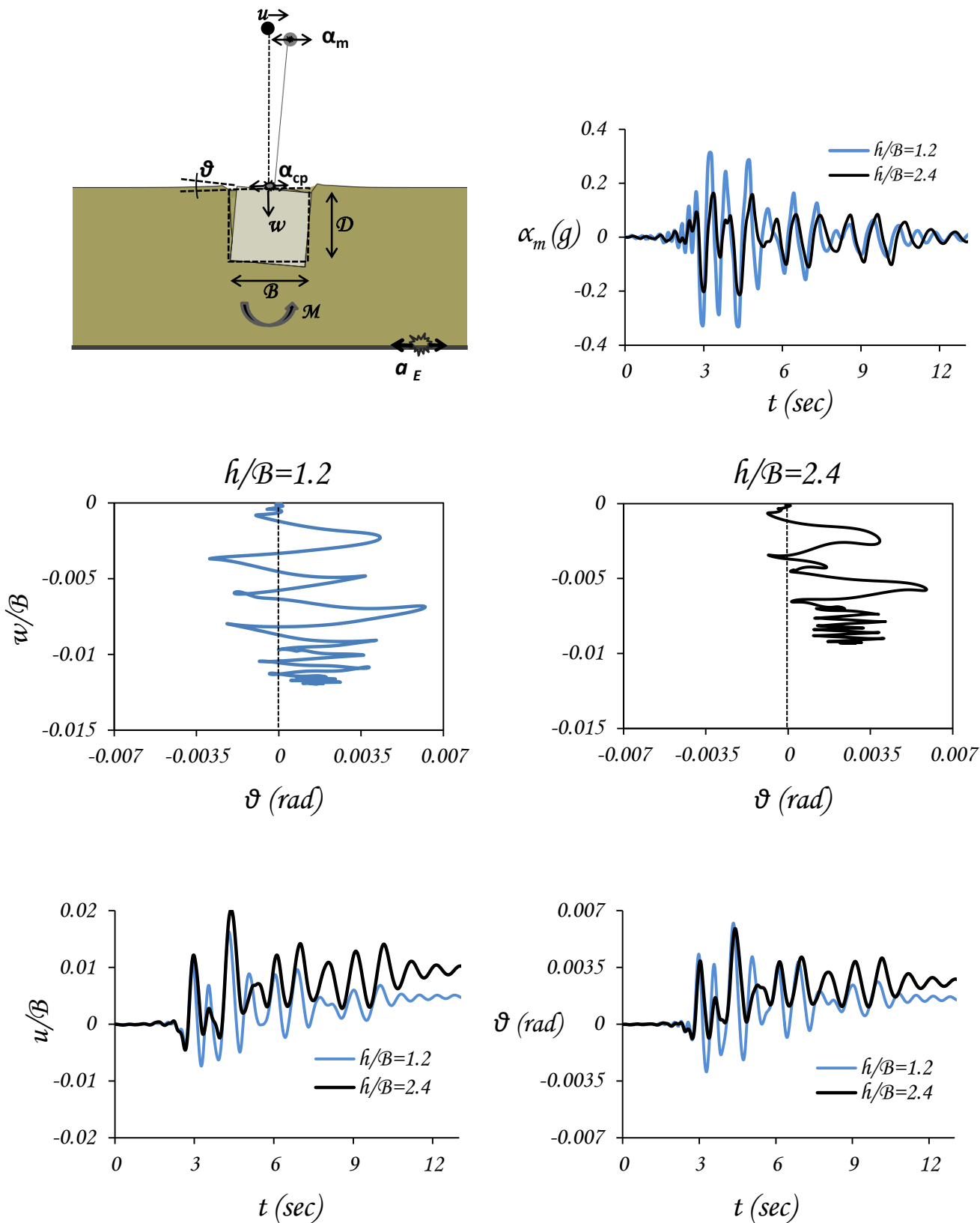


Σχήμα 6.5β : Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας. *Καλαμάτα 1986*. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονες $h/B=1.2$ και 1.8 , συντελεστής ασφαλείας $FS_v=2$.

Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας h/B
 Καλαμάτα 1986 ~ $D/B=1$ $FS_v = 2$

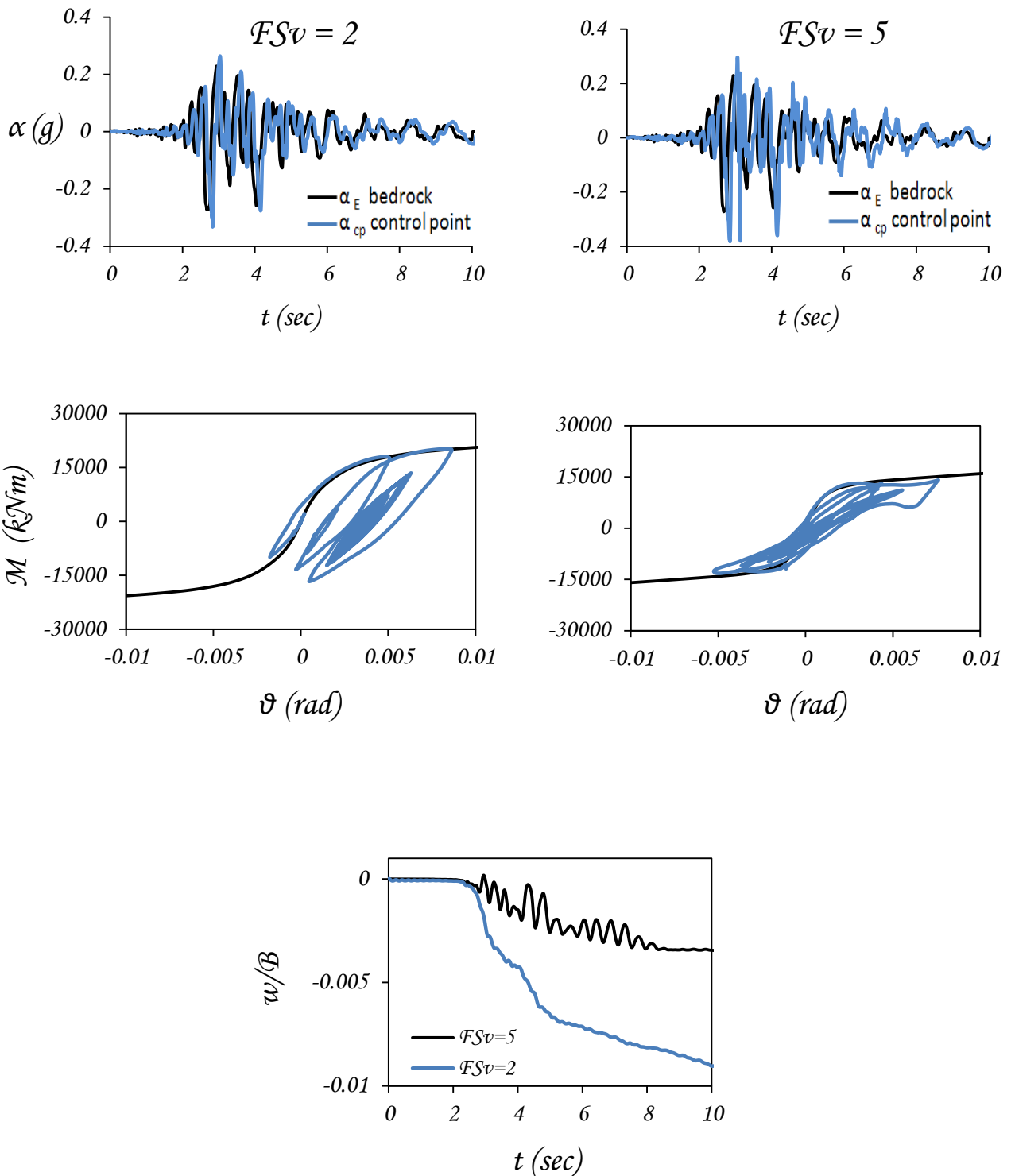


Σχήμα 6.6α : Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας. Καλαμάτα 1986. Σύγκριση ιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point : cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στρόφησης θεμελίου θ μαζί με την μονοτονική καμπύλη M - θ . Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=1$, μοχλοβραχίονες $h/B=1.2$ και 2.4 , συντελεστής ασφαλείας $FS_v=2$.

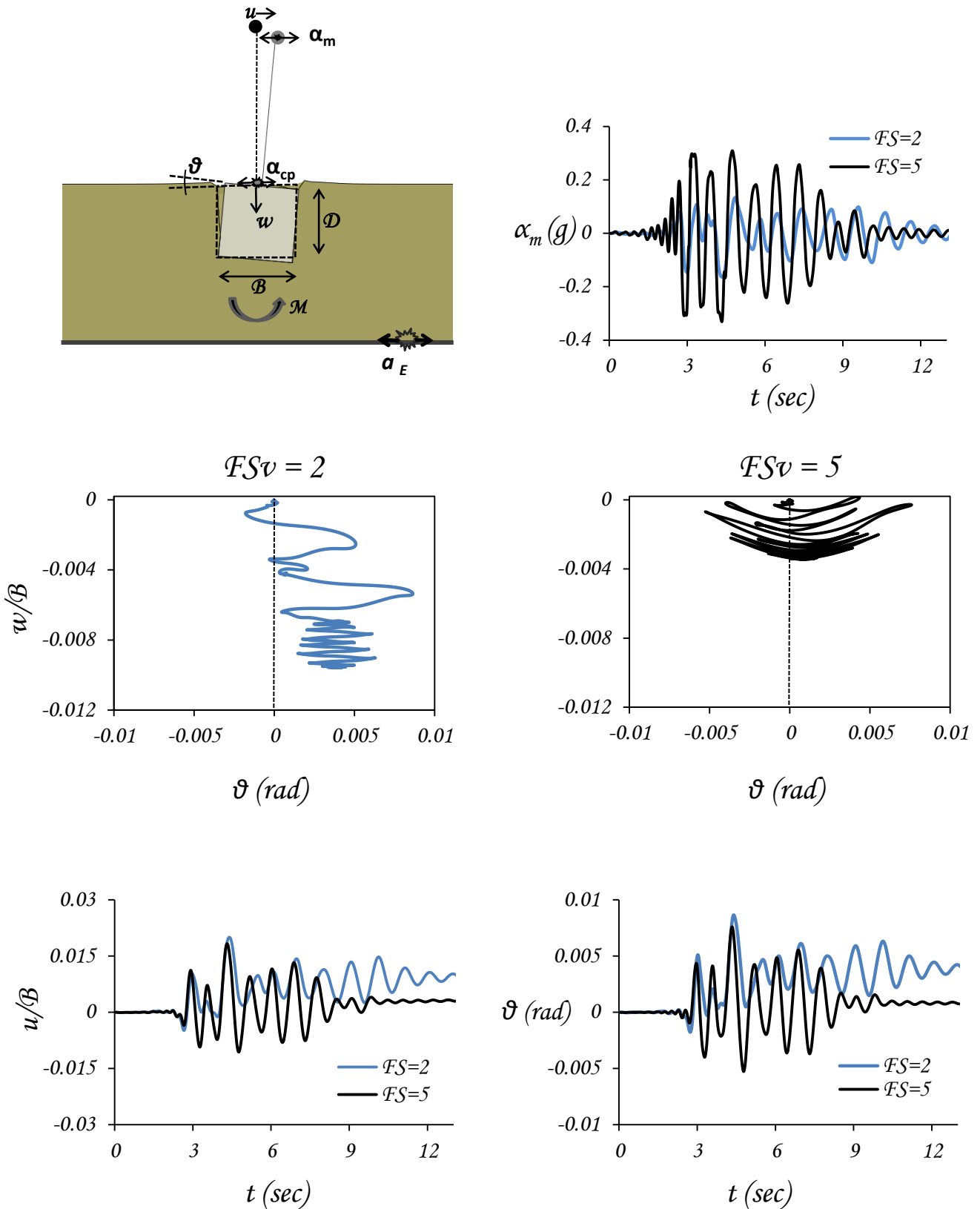


Σχήμα 6.6β : Επίδραση Λόγου Λυγηρότητας. *Καλαμάτα 1986*. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγος Εγκλιωτισμού $D/B=1$, μοχλοβραχίονες $h/B=1.2$ και 2.4 , συντελεστής ασφαλείας $FS_v=2$.

*Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας
Καλαμάτα 1986 ~ $D/B=0.4$ $h/B=1.8$*

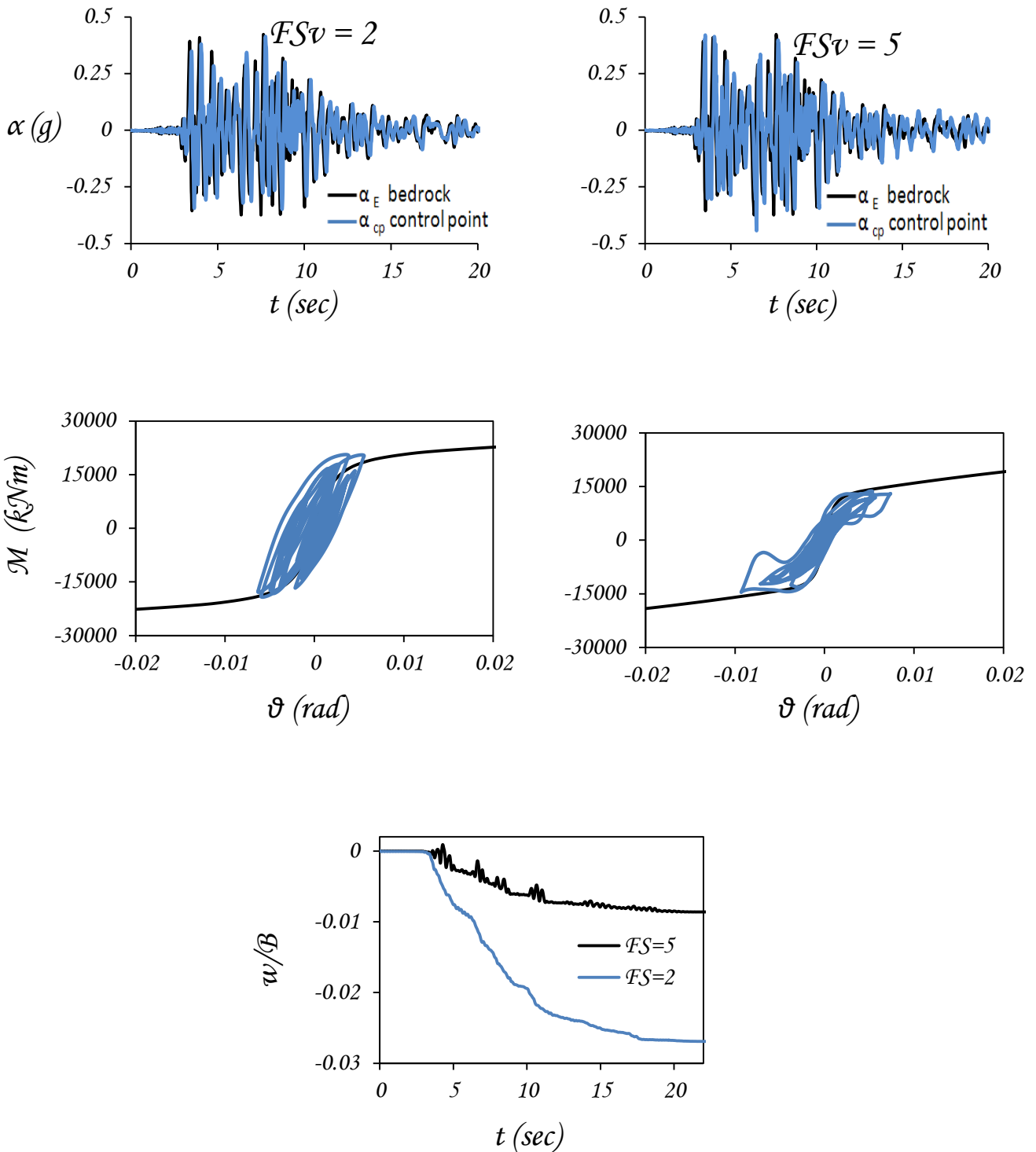


Σχήμα 6.7α : Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας, Καλαμάτα 1986. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point : cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής $M - \vartheta$ μαζί με την μονοτονική καμπύλη $M-\vartheta$. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 5 .

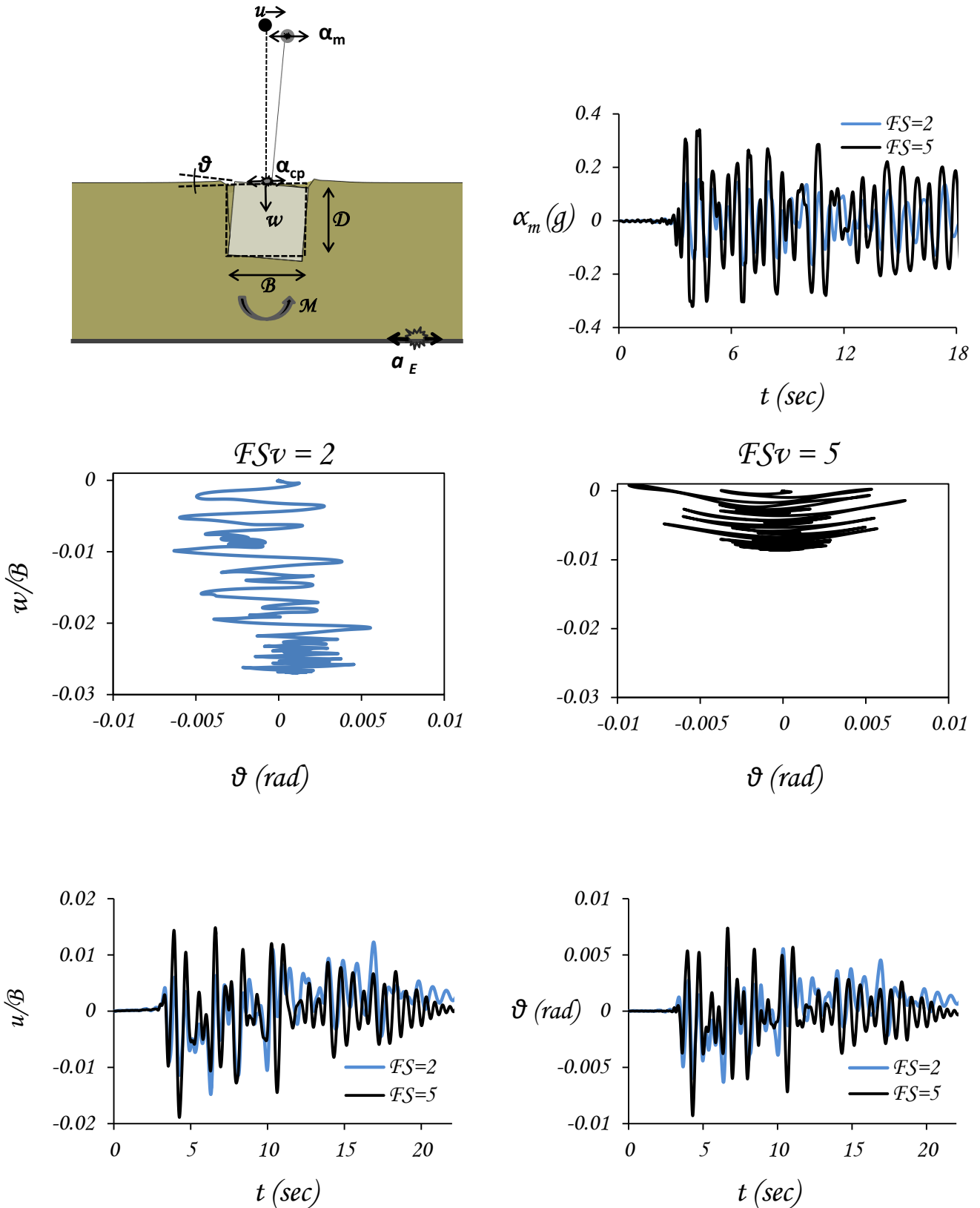


Σχήμα 6.7β : Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας. *Καλαμάτα 1986*. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 5 .

*Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας
Λευκάδα 2003 ~ $D/B=0.4$ $h/B=1.8$*

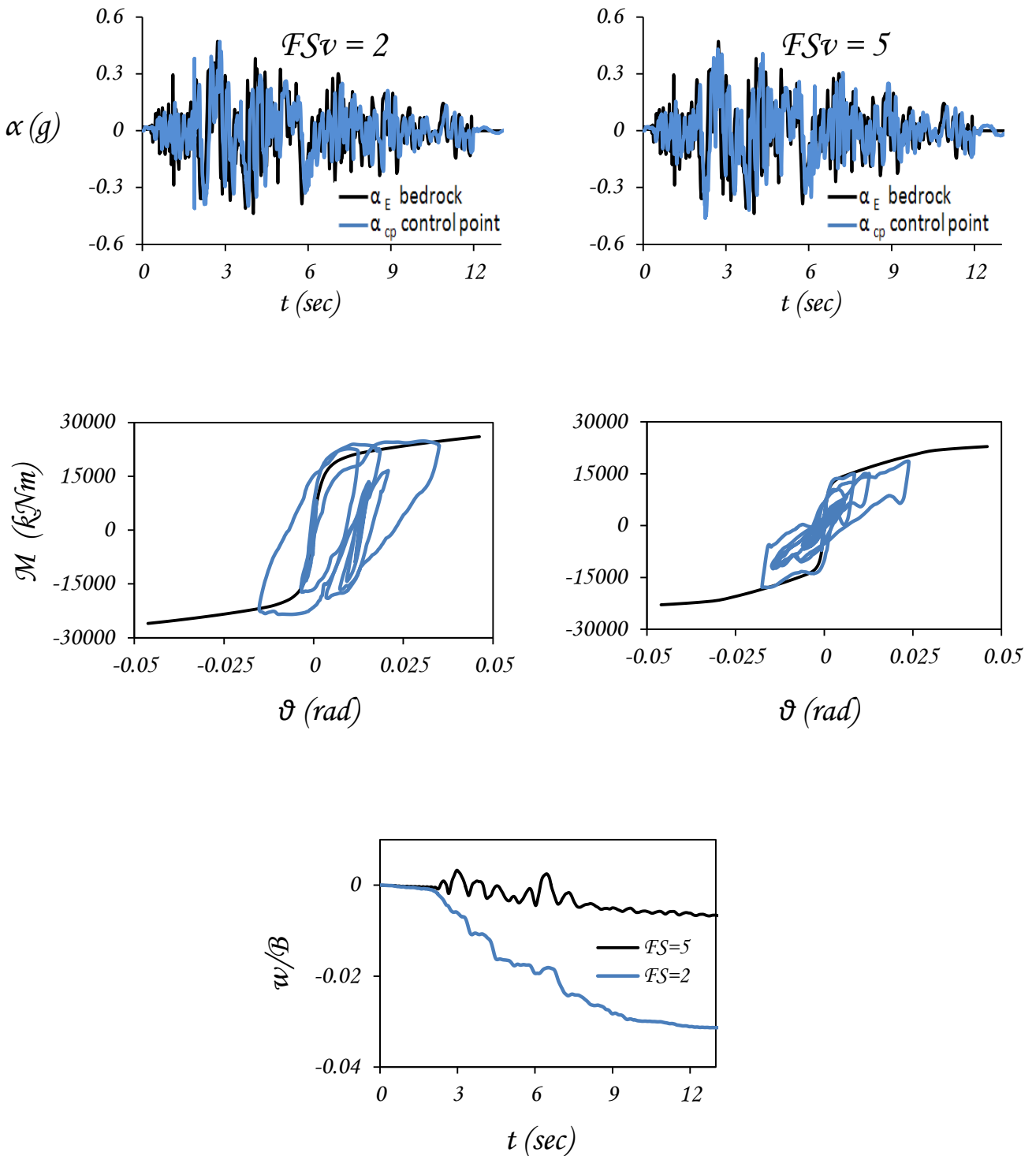


Σχήμα 6.8α : Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας, Λευκάδα 2003. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point : cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής $M - \theta$ μαζί με την μονοτονική καμπύλη $M-\theta$. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v = 2$ και 5 .

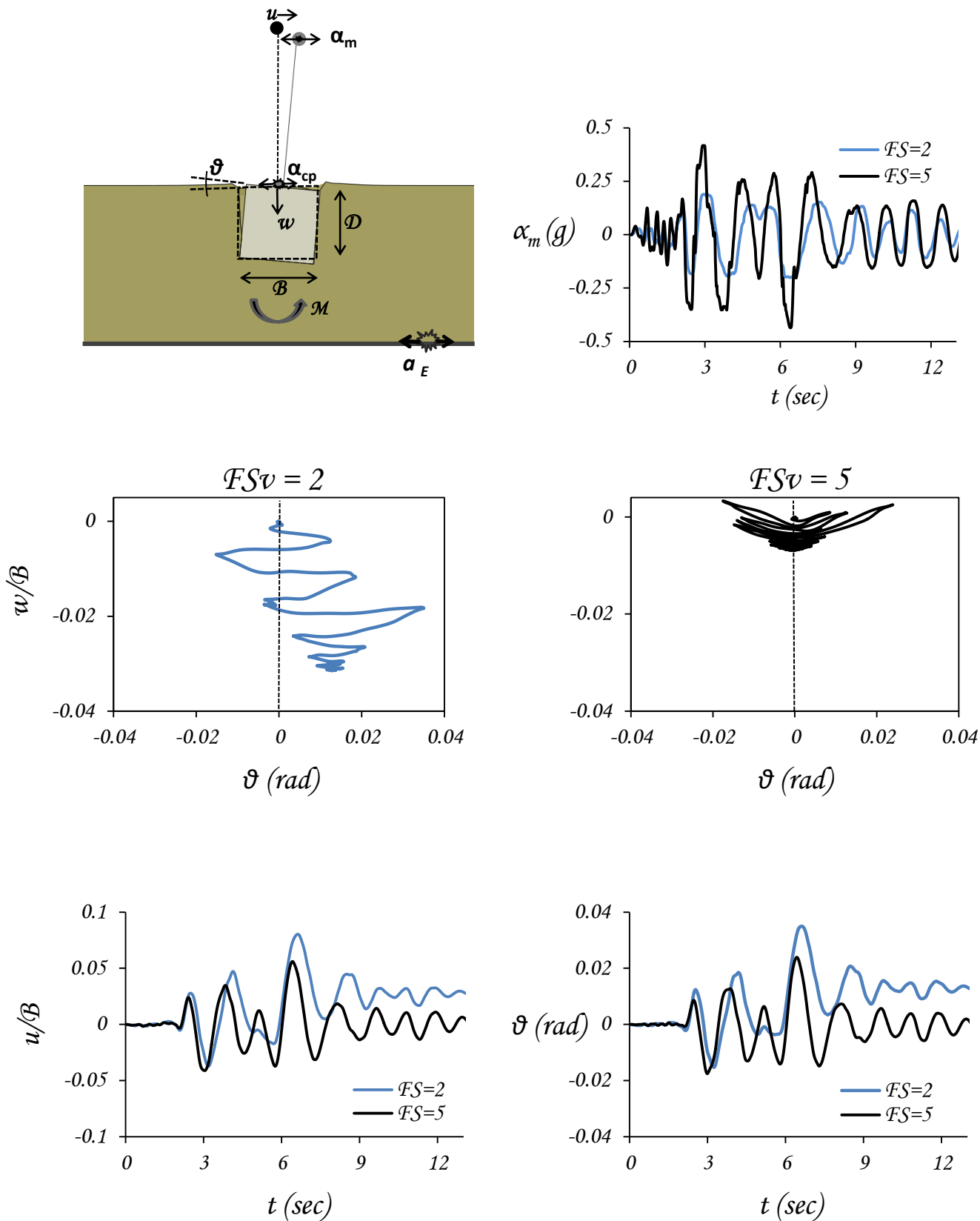


Σχήμα 6.8β : Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας, Λευκάδα 2003. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 5.

Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας
Rinaldi_318 1994 ~ $D/B=0.4$ $h/B=1.8$

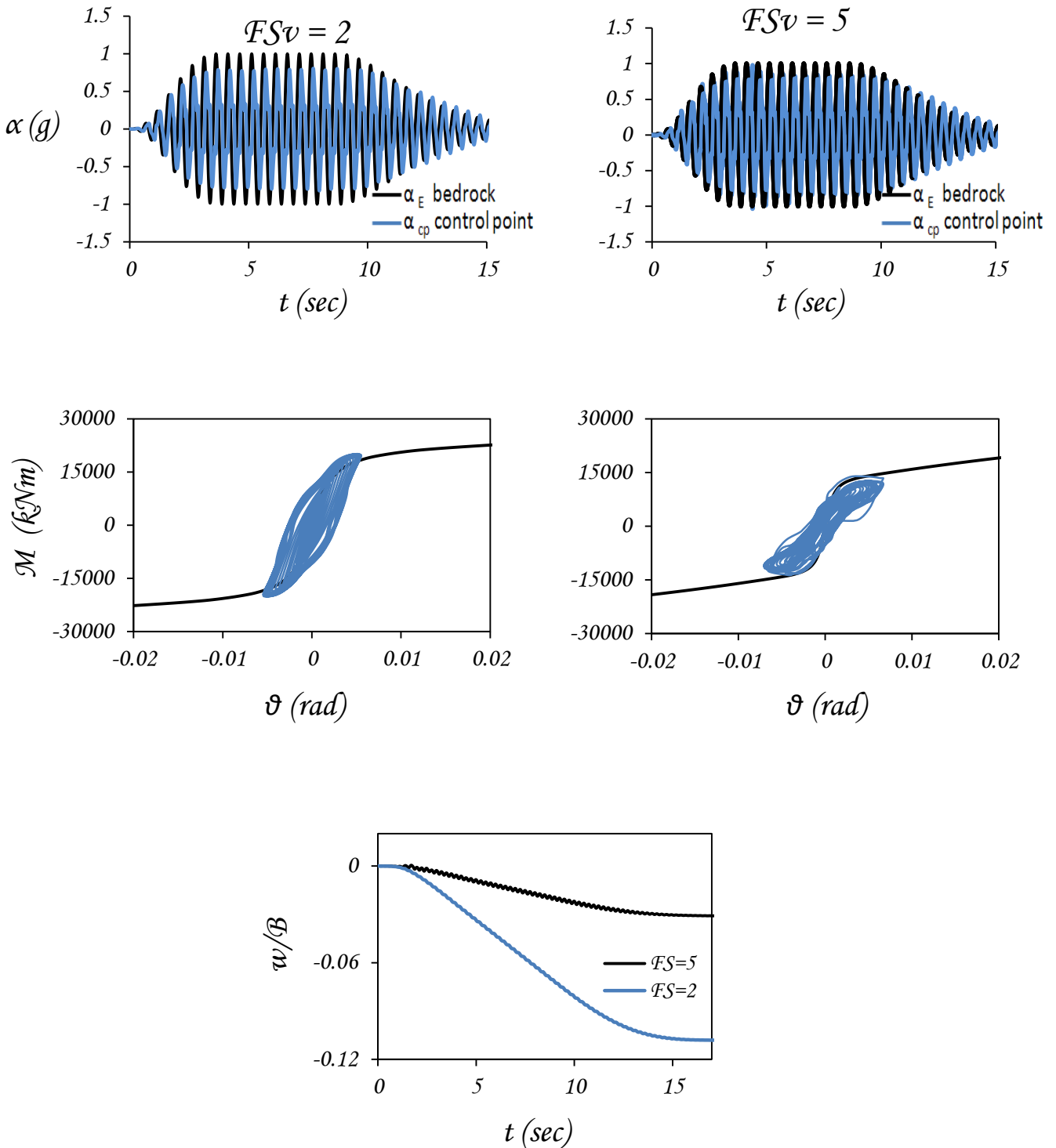


Σχήμα 6.9α : Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας, *Rinaldi_318 1994*. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point :cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θεμελίου θ μαζί με την μονοτονική καμπύλη M - θ . Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v = 2$ και 5 .

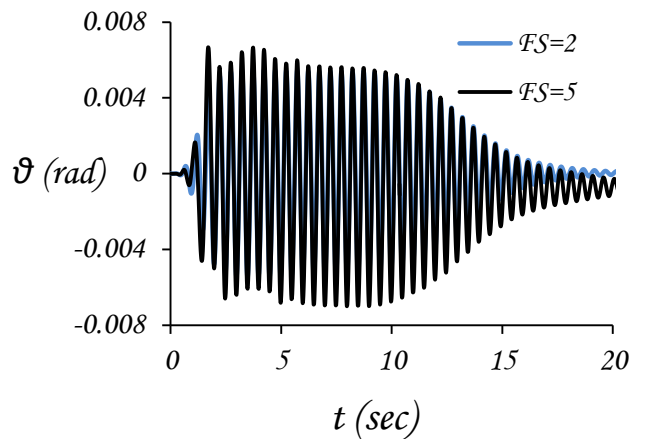
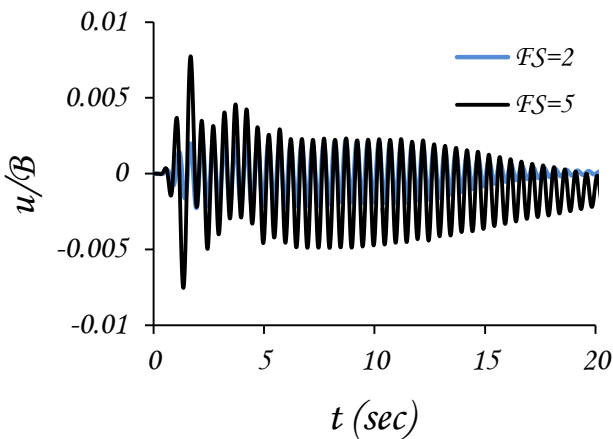
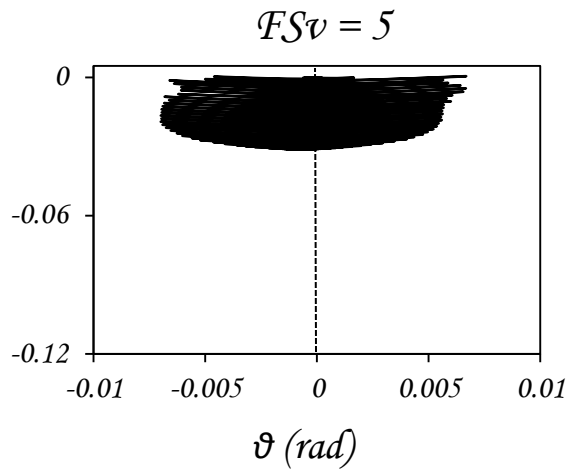
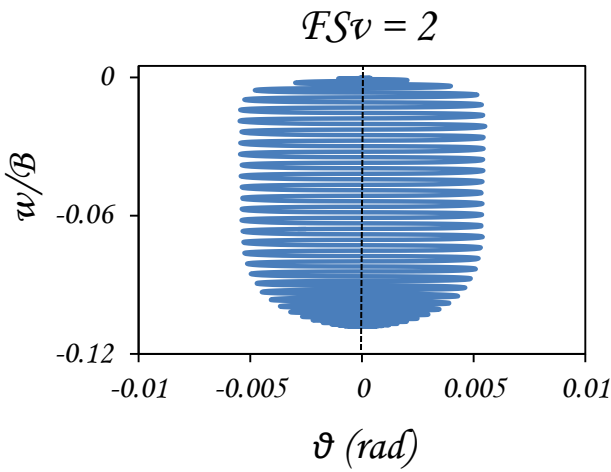
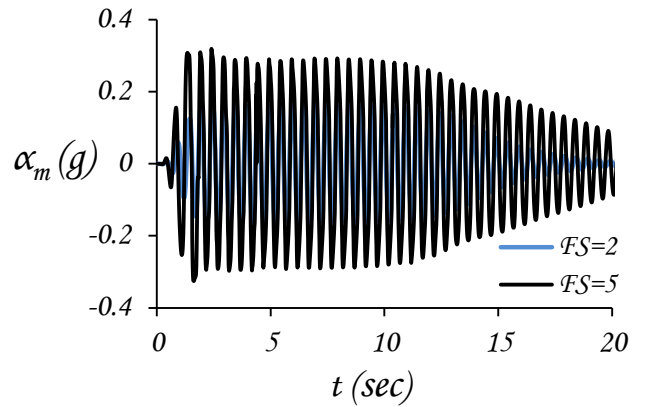
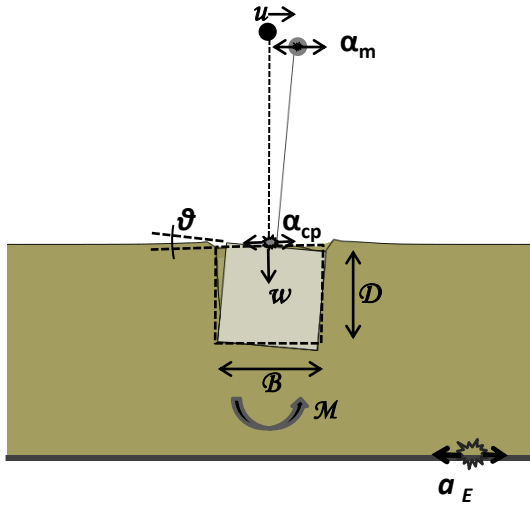


Σχήμα 6.9β : Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας. *Rinaldi_318 1994*. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 5 .

Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας
Tsang 2Hz $a_e=1g \sim D/B=0.4 \ h/B=1.8$



Σχήμα 6.10α : *Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας, Tsang 2Hz 1g.* Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης και καθίζησης σημείου αναφοράς (control point :cp) και καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής $M - \gamma$ γωνίας στροφής θεμελίου θ μαζί με την μονοτονική καμπύλη $M-\theta$. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v = 2$ και 5 .



Σχήμα 6.10β : Επίδραση Συντελεστή Ασφαλείας. *Tsang 2Hz 1g*. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης κορυφής. Διαγράμματα καθίζησης - στροφής σημείου αναφοράς (control point : cp) και χρονοϊστορία μετατόπισης κορυφής. Λόγος Εγκιβωτισμού $D/B=0.4$, μοχλοβραχίονας $h/B=1.8$, συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 5.

Κεφάλαιο 7

*Εφαρμογή Απλοποιημένης
Μη – Γραμμικής Μεθοδολογίας*

Κεφάλαιο 7ο :

Εφαρμογή Απλοποιημένης Μη – Γραμμικής Μεθοδολογίας

7.1 Εισαγωγή

Στο παρόν κεφάλαιο θα αναπτύξουμε μια απλοποιημένη μεθοδολογία με βάση την οποία η αλληλεπίδραση εδάφους-θεμελίου θα αντικατασταθεί από ελατήρια και αποσβεστήρες. Αυτό είναι πολύ σημαντικό γιατί προσφέρει τη δυνατότητα στους μηχανικούς της πράξης να εξοικονομούν χρόνο αναλύσεων με χρήση μη – γραμμικών ελατηρίων που άλλωστε όλα τα προγράμματα πεπερασμένων στοιχείων προσφέρουν.

Όπως ήδη έχουμε αναφέρει και σε προηγούμενο κεφάλαιο, οι μονοτονικές και ανακυκλικές αναλύσεις που εκτελέσαμε σε μοντέλα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, μας έδειξαν πως λόγω των εγκαρσίων εδαφικών ωθήσεων του παράπλευρου εδάφους, οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι μικρές, ενώ κυρίαρχο ρόλο παίζει ο λικνισμός της κατασκευής. Αυτό το φαινόμενο δεν μας ήταν άγνωστο αφού το ίδιο έχουμε δει να συμβαίνει και στην περίπτωση επιφανειακών θεμελιώσεων [Kontoroupi & Anastassopoulos, 2012] όπου αν και δεν υπήρχε παράπλευρο έδαφος, εντούτοις η λικνιστική συμπεριφορά ήταν η δεσπόζουσα. Συνεπώς η όλη μεθοδολογία που θα παρουσιάσουμε στοχεύει στο να αντικαταστήσουμε το περιβάλλον έδαφος με ένα μη – γραμμικό στροφικό ελατήριο μαζί με τον αντίστοιχο περιστροφικό αποσβεστήρα, ενώ θα συνοδεύονται από οριζόντιο και κατακόρυφο ελαστικό ελατήριο, αφού οι αντίστοιχες μετακινήσεις θα είναι μικρές.

Για την εφαρμογή της προτεινόμενης μεθοδολογίας απαιτείται η εξ αρχής γνώση τριών αδιαστατοποιημένων σχέσεων συναρτήσεως της γωνίας στροφής θ του θεμελίου, οι οποίες επιλέγονται βάσει (α) του σχήματος του θεμελίου (τετραγωνικό, ορθογωνικό, κυκλικό ή

λωριδωτό), (β) του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφου φορτίου FS_v και (γ) του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης D/B . Πρόκειται για τις εξής καμπύλες :

- Καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θ
- Καμπύλη περιστροφικής απόσβεσης C_R – γωνίας στροφής θ
- Καμπύλη καθίζησης Δw – γωνίας στροφής θ

Οι παραπάνω σχέσεις σε αδιάστατη μορφή για τετραγωνικό θεμέλιο, διατίθενται έτοιμες προς χρήση ως αποτέλεσμα της παρούσας εργασίας. Για τα υπόλοιπα σχήματα θεμελίων η διαδικασία βρίσκεται σε απόλυτη αναλογία, απλώς διαφοροποιούνται οι τρεις αδιαστατοποιημένες σχέσεις για να ταιριάζουν στο εκάστοτε σχήμα.

Στο **σχήμα 7.1** απεικονίζονται οι παράμετροι του προβλήματος, παρουσιάζεται ο άκαμπτος μονοβάθμιος ταλαντωτής επί ενδόσιμου εδάφους, ο οποίος και χρησιμοποιείται στις αναλύσεις με το ελατηριωτό μοντέλο.

Στις σχέσεις που ακολουθούν δεν έχει μελετηθεί μόνο το πώς αυτές μεταβάλλονται συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας FS_v , αλλά και το πώς επηρεάζονται από το λόγο εγκιβωτισμού D/B . Τέλος, πρέπει να αναφερθεί πως οι εξαγόμενες σχέσεις ροπής – στροφής και καθίζησης – στροφής είναι για λόγο λυγηρότητας ανωδομής $h/B=1.2$ ενώ όπως αποδείχθηκε και από την επικύρωση της μεθόδου η επιρροή αυτού του παράγοντα δεν είναι τόσο σημαντική για τα μεγέθη που μας ενδιαφέρουν.

7.2 Επιλογή Μη – Γραμμικού Περιστροφικού Ελατηρίου M - θ

7.2.1 Εισαγωγή στη Μεθοδολογία

Οι καμπύλες αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θ για το τετραγωνικό εγκιβωτισμένο θεμέλιο έγιναν ύστερα από μια σειρά στατικών μονοτονικών αναλύσεων επιβαλλόμενης οριζόντιας μετατόπισης στη κορυφή του στύλου και έχουν οριζόντιο μετελαστικό κλάδο, ο οποίος υποδηλώνει την απουσία φαινομένων 2ας τάξεως (P – Δ). Για την εφαρμογή της μεθόδου είναι διαθέσιμες οι καμπύλες M – θ για FS =10, 8, 5, 4, 3 και 2, για τους λόγους εγκιβωτισμού που μας ενδιαφέρουν D/B=0.4, 0.7 και 1.

Συντελεστές ασφαλείας FS_v μικρότεροι από δύο σπανίως συναντώνται, καθώς δεν προτείνονται κατά τον σχεδιασμό, προκειμένου να περιοριστούν οι καθιζήσεις. Παρ' όλα αυτά, μπορεί να υπολογιστεί η αντίστοιχη σχέση M – θ εφαρμόζοντας τις σχέσεις που θα παραθέσουμε για μικρότερους του δύο συντελεστές ασφαλείας.

Από την άλλη για συντελεστές ασφαλείας μεγαλύτερους από δέκα (και ενδεχομένως από 5), η μεθοδολογία δεν έχει νόημα – ως προς τον υπολογισμό καθιζήσεων τουλάχιστον – καθώς τότε, η λικνιστική απόκριση του θεμελίου επί αργλικής στρώσης δεν οδηγεί σε συσσώρευση καθιζήσεων, αλλά σε ανασήκωμα – αποκόλληση, όπως ήδη έχουμε δει σε προηγούμενο κεφάλαιο. Στην πράξη ούτε τέτοιοι συντελεστές προτείνονται από τους κανονισμούς, διότι η κατασκευή οδηγείται συνήθως σε μεγάλες γωνίες στροφής, οι οποίες δεν είναι αποδεκτές. Πάντως για FS ≥ 10 το έδαφος συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά, θεώρηση ρεαλιστική για τη μελέτη είτε πολύ ελαφρά φορτισμένων θεμελίων, είτε πολύ σκληρών εδαφών.

Ξεκινώντας την περιγραφή της διαδικασίας προσδιορισμού του μη – γραμμικού στροφικού ελατηρίου πρέπει να αναφέρουμε ότι αυτή περιλαμβάνει τα παρακάτω τρία βήματα προσέγγισης :

- Ελαστική Απόκριση Συστήματος K_{RO}
- Ελαστοπλαστική Απόκριση Συστήματος
- Πλαστική Απόκριση Συστήματος M_{ult}

7.2.2 Ελαστική Απόκριση Συστήματος K_{RO}

Σε αυτό το σημείο θα επικεντρωθούμε στην ελαστική περιοχή του προβλήματος, για εκείνες δηλαδή τις μικρές γωνίες που η δυσκαμψία του συστήματος παραμένει σχεδόν σταθερή. Όπως ήδη αναφέραμε και ερμηνεύσαμε από το κεφάλαιο 4^ο, στην ελαστική περιοχή των εγκιβωτισμένων θεμελίων εμφανίζεται μία ιδιάζουσα συμπεριφορά ως προς τη δυσκαμψία. Ειδικότερα παρατηρήσαμε ότι για τον ίδιο βαθμό εγκιβωτισμού, αυξανόμενου του συντελεστή ασφαλείας η δυσκαμψία αυξάνει μέχρι ένα οριακό συντελεστή και στη συνέχεια αρχίζει να φθίνει. Η δε τιμή αυτού του οριακού συντελεστή αλλάζει, αυξανόμενου του βαθμού εγκιβωτισμού. Για αυτή την πρωτοφανή μα πλήρως εξηγήσιμη συμπεριφορά, παραθέτουμε τις σχέσεις που τη διέπουν.

Αξίζει να σημειωθεί πως η σχέση που διέπει την ελαστική συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων θεμελίων παρουσιάζει κατά την εφαρμογή της αποκλίσεις από τις πραγματικές τιμές του Abaqus της τάξης του 7%.

Πρώτα παραθέτουμε τη σχέση προσδιορισμού του οριακού συντελεστή ασφαλείας συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού D/B :

$$FS_{v \text{ crit}} = -3 (D/B) + 6 \quad (7.1)$$

Η σχέση που διέπει την ελαστική συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων θεμελίων είναι μία δίκλαδη συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας FS_v και του βαθμού εγκιβωτισμού D/B , που για πολύ ελαφριά συστήματα ($FS_v=10$) μας οδηγεί σε ελαστική συζευγμένη στροφική

δυσκαμψία ελαφρώς μικρότερη σε σχέση με την καθαρά στροφική δυσκαμψία [Gazetas, 1987] που δίδεται από τη σχέση :

$$K_{R,GAZ} = \frac{3.6 G (B/2)^3}{1-\nu} \left[1 + 1.26 \left(\frac{D}{B/2} \right) \left(1 + \frac{D}{B/2} \right) \right] \quad (7.2)$$

Η δικλαδική αυτή συνάρτηση με όριο εφαρμογής τον οριακό συντελεστή ασφαλείας που προσδιορίζεται σύμφωνα με τη **σχέση 7.1** είναι :

- Για $FS_v < FS_{v,crit}$:

$$K_{RO} = \frac{K_{R,GAZ}}{1+D/B} (-0.05 FS^2 + 0.36 FS + D/B) \quad (7.3)$$

- Ενώ για $FS_v \geq FS_{v,crit}$:

$$K_{RO} = \frac{K_{R,GAZ}}{1+D/B} \{ -(D/B) FS + (D/B + 0.7) \} \quad (7.4)$$

Οι σχέσεις αυτές περιγράφουν τις καμπύλες για τις συζευγμένες δυσκαμψίες που έχουν περιγραφεί στο κεφάλαιο 4^ο στο **σχήμα 4.7 - 4.9**.

7.2.3 Ελαστοπλαστική Απόκριση Συστήματος

Σε αυτό το βήμα επιχειρήσαμε να παράξουμε την αδιαστοποιημένη καμπύλη ροπής-στροφής διαιρώντας τους άξονες με τα κατάλληλα μεγέθη, ώστε πέρα από την αδιαστατοποίησή τους να καταλήξουμε σε ταύτιση καμπυλών για όλα τα FS_v για τον εκάστοτε λόγο εγκιβωτισμού D/B .

Για να πραγματοποιηθεί αυτό, ο **κατακόρυφος άξονας** των ροπών αδιαστατοποιήθηκε με βάση τη ροπή αντοχής M_{ult} κάθε μοντέλου, η οποία και προσδιορίζεται για κάθε FS_v , για όλα τα D/B σύμφωνα με τη σχέση που θα παρουσιάσουμε στην επόμενη υποπαράγραφο.

Η ροπή αυτή αντιστοιχεί σε εκείνη τη γωνία θ για την οποία η στροφική συζευγμένη δυσκαμψία του εκάστοτε μοντέλου πρακτικώς μηδενίζεται.

Αναφορικά με τον **οριζόντιο άξονα** αυτός αδιαστατοποιείται με βάση μια χαρακτηριστική για το εγκιβωτισμένο θεμέλιο γωνία θ_s , για τον προσδιορισμό της οποίας παραθέτουμε τη **σχέση 7.6** συναρτήσει του συντελεστή ασφαλείας FS_v , του βαθμού εγκιβωτισμού D/B και της χαρακτηριστικής γωνίας $\theta_{s,surf}$ που έχει ήδη προσδιοριστεί για το επιφανειακό θεμέλιο από [Gazetas et al, 2012].

$$\theta_{s,surf} = \frac{N B}{4 K_{R0}} \quad (7.5)$$

όπου N το κατακόρυφο φορτίο του θεμελίου, B το πλάτος και $K_{R0} = f(FS_v)$ ο τύπος προσδιορισμού της ελαστικής δυσκαμψίας του επιφανειακού θεμελίου [Anastassopoulos & Kontoroupi, 2012].

Για τις ανάγκες του εγκιβωτισμένου θεμελίου ο άνω τύπος τροποποιείται και πλέον ως K_{R0} λαμβάνεται η ελαστική δυσκαμψία του εγκιβωτισμένου $K_{R0} = f(FS_v, D/B)$ όπως αυτή προσδιορίζεται ανάλογα με την τιμή του συντελεστή ασφαλείας FS_v από τις **σχέσεις 7.3** και **7.4**.

Έτσι η σχέση που προσδιορίζει τη χαρακτηριστική αυτή γωνία θ_s για την οποία όλες οι καμπύλες του ίδιου D/B ταυτίζονται είναι :

$$\theta_s = \theta_{s,surf} \{1.3 (D/B)^2 - 2.15 (D/B) + 1\} \left(\frac{1}{FS}\right)^{[0.75 (D/B)^2 + 1.7 (D/B)]} \quad (7.6)$$

Αξίζει δε να προσεχθεί πως αν στην παραπάνω σχέση ο λόγος εγκιβωτισμού D/B γίνει ίσος με μηδέν τότε και η γωνία θ_s γίνεται ίση με την αντίστοιχη του επιφανειακού. Βλέπουμε δηλαδή πως η σχέση αυτή καλύπτει πλήρως όλο το φάσμα των θεμελίων από $D/B=0$ (επιφανειακό) μέχρι $D/B=1$ (όριο για θεώρηση φρέατος).

7.2.4 Πλαστική Απόκριση Συστήματος

Εδώ θα ασχοληθούμε με το τελευταίο κομμάτι της διαδικασίας προσδιορισμού του μη – γραμμικού στροφικού ελατηρίου, που είναι η κατασκευή μιας σχέσης για τον προσδιορισμό με ικανοποιητική ακρίβεια της ροπής αντοχής M_{ult} για όλα τα FS_v του εκάστοτε λόγου εγκιβωτισμού D/B .

Το πρώτο ζήτημα που προκύπτει μέσα από αυτή τη προσπάθεια, είναι ο ορισμός της ροπής που θα αποτελέσει την ροπή αντοχής κάθε συστήματος. Προς το σκοπό αυτό κάνουμε τη θεώρηση ότι είναι η ροπή που αντιστοιχεί σε εκείνη τη γωνία θ για την οποία η δυσκαμψία του συστήματος σταματά να μειώνεται και σταθεροποιείται σε μια τιμή κοντά στο μηδέν. Η τιμή αυτή αποτελεί ένα ποσοστό 70–85% της ροπής που αντιστοιχεί σε γωνία 0.03 rad, στην οποία φαίνεται από τα διαγράμματα ότι η ροπή δεν αυξάνεται περαιτέρω σημαντικά. Αυτή η θεώρηση αποτελεί και μια δικλίδα ασφαλείας στην όλη διαδικασία, καθώς συνειδητά πολλές φορές υποεκτιμάμε τη ροπή αντοχής του συστήματος, ώστε να σταθμίσουμε άλλες τυχών αβεβαιότητες που φυσικά υπάρχουν.

Με βάση τα παραπάνω η σχέση της ροπής αντοχής M_{ult} συναρτήσεως του συντελεστή ασφαλείας FS_v και του λόγου εγκιβωτισμού D/B είναι η παρακάτω :

$$M_{ult} = [18810 (D/B)^2 - 3268 (D/B) + 15765] (-0.03 FS + 1.04) \quad (7.7)$$

Η σχέση αυτή αν και έχει φτιαχτεί και δίνει καλή ακρίβεια για τα εγκιβωτισμένα θεμέλια, δίνει ικανοποιητική ακρίβεια και για τα επιφανειακά με την πιο καλή σύγκλιση να επιτυγχάνεται για $FS_v=2$ και η απόκλιση να μεγαλώνει για ελαφρύτερα συστήματα. Εξάλλου η ροπή αντοχής επιφανειακού θεμελίου για συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 2$ είναι μια χαρακτηριστική τιμή του.

Οι αδιαστατοποιημένες καμπύλες ροπής – στροφής φαίνονται στα **σχήματα 7.2 - 7.4**, ενώ στο **σχήμα 7.5** απεικονίζεται η πλήρης καμπύλη του μη – γραμμικού περιστροφικού ελατηρίου που θα εισάγουμε στις αναλύσεις ελατηριωτού μοντέλου.

7.3 Επιλογή Καμπύλης Καθίζησης $\Delta w/B$ - Γωνίας Στροφής θ

Ύστερα από μια σειρά στατικών ανακυκλικών αναλύσεων επιβαλλόμενης οριζόντιας μετατόπισης στην κορυφή του στύλου έχουν παραχθεί και διαγράμματα που συσχετίζουν την αδιαστατοποιημένη καθίζηση $\Delta w/B$ με τη γωνία στροφής θ , για κάθε βαθμό εγκιβωτισμού D/B και συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακορύφου φορτίου FS_v . Στα **σχήματα 7.6 - 7.8** βλέπουμε τα αντίστοιχα διαγράμματα αδιαστατοποιημένης καθίζησης - στροφής για κάθε βαθμό εγκιβωτισμού D/B για όλα τα FS_v . Εκεί παρατηρούμε ότι για μεγάλους συντελεστές ασφαλείας $FS_v = 10$ & 5 προκύπτει ότι οι καθιζήσεις είναι αμελητέες. Συγκεκριμένα για τον $FS_v = 5$, παρατηρείται μια μικρή καθίζηση, ενώ για τον $FS_v=10$ σχεδόν μηδενική. Τέλος, αν και οι μορφές των διαγραμμάτων για όλους τους συντελεστές ασφαλείας παρουσιάζουν καμπύλωση, η σχέση που παραθέτουμε είναι γραμμική μιας και τα αποτελέσματά της παρουσιάζουν ανεκτές αποκλίσεις από τα πραγματικά.

$$\frac{\Delta w}{B} = \frac{1.46}{FS^{2.6}} \theta \quad (7.8)$$

Παρατηρώντας την άνω σχέση, ίσως φαίνεται περίεργο το γεγονός ότι δεν εξαρτάται από την επιρροή του βαθμού εγκιβωτισμού D/B , κάτι που σημαίνει πρακτικά πως για ίδιο συντελεστή ασφαλείας οι καθιζήσεις για όλα τα D/B είναι ίδιες. Αυτό το φαινομενικά παράδοξο εξηγείται αφού ίδιο FS_v δεν σημαίνει ίδια μάζα ανωδομής, αφού εμπλέκεται η αντοχή του θεμελίου που είναι διαφορετική για κάθε D/B . Από την άλλη, φυσικά, αν τοποθετούσαμε ίδια μάζα στο $D/B=0.4$ και στο $D/B=1$ προφανώς στο δεύτερο θα καταγράφονταν μικρότερες καθιζήσεις.

7.4 Επιλογή Συντελεστή Περιστροφικής Απόσβεσης C_R

Από τη στιγμή που αντικαθίστανται τα πεπερασμένα στοιχεία του εδάφους (το καταστατικό προσομοίωμα των οποίων διαθέτει απόσβεση) με μη-γραμμικό περιστροφικό ελατήριο, οφείλει να προστεθεί και ο αντίστοιχος αποσβεστήρας στην περιστροφική διεύθυνση για να επιτευχθεί η ισοδύναμη απόκριση του συστήματος σε δυναμική φόρτιση. Υπενθυμίζεται ότι το μη-γραμμικό περιστροφικό ελατήριο που εισάγεται είναι ελαστικό, δεν παρουσιάζει δηλαδή υστερητική συμπεριφορά, οπότε κατά τη διάρκεια της αποφόρτισης και επαναφόρτισης ακολουθεί την ίδια πορεία, όπως φαίνεται στο **σχήμα 7.5**, εξού και η ανάγκη εισαγωγής αποσβεστήρα.

Η συνολική απόσβεση C_R του συστήματος έχει τρεις συνιστώσες :

- μια υστερητική συνιστώσα που είναι συνάρτηση των επιμέρους απωλειών ενέργειας σε κάθε εδαφικό στοιχείο
- μια ιξώδη συνιστώσα, προϊόν ακτινοβολίας ενός μέρους της επιβαλλόμενης στο θεμέλιο ενέργειας, μέσω κυμάτων που «διασπείρονται» προς όλες τις κατευθύνσεις
- και μια συνιστώσα λόγω των κρούσεων του θεμελίου με το υποκείμενο έδαφος, που ακολουθούν την αποκόλληση – ανασήκωμά του στις περιπτώσεις μεγάλου συντελεστή ασφαλείας (ελαφρά φορτισμένο)

Στην παρούσα μεθοδολογία που προτείνουμε για τον υπολογισμό του συντελεστή C_R δεν λαμβάνεται υπόψη η απόσβεση ακτινοβολίας και εκείνη λόγω των κρούσεων, παρά μόνον η υστερητική. Εδώ πρέπει να τονιστεί ότι στη βιβλιογραφία αναφέρεται πως μία καλύτερη προσέγγιση του αποσβεστήρα, που θα λάμβανε υπόψιν και τα άνω φαινόμενα θα μπορούσε να προσφέρει καλύτερη σύγκλιση της απλοποιημένης μεθοδολογίας με την πραγματικότητα. Το πλήρες προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων που εξετάζεται στην παρούσα εργασία όμως, διαθέτει συνοριακές συνθήκες τέτοιες, που δεν επιτρέπουν να ληφθεί υπόψη η απόσβεση ακτινοβολίας. Το κατά πόσο λοιπόν επηρεάζεται η απόκριση

του συστήματος από την απουσία της ιξώδους συνιστώσας της απόσβεσης αποτελεί αντικείμενο προς περαιτέρω διερεύνηση. Ο συντελεστής περιστροφικής απόσβεσης υπολογίζεται από τη σχέση:

$$C_R = \frac{2Kr\xi}{\omega} \quad (7.9)$$

Στον κώδικα Abaqus όμως μπορεί να εισαχθεί μόνο μια τιμή για τον συντελεστή περιστροφικής απόσβεσης C_R και όχι μια συνάρτηση ως προς τη γωνία στροφής θ . Έτσι πρέπει αναγκαστικά να γίνει επιλογή μιας χαρακτηριστικής τιμής απόσβεσης C_R που να αντιπροσωπεύει τη συμπεριφορά του συστήματος συνολικά για τον αντίστοιχο συντελεστή ασφαλείας και βάθος εγκιβωτισμού.

Στην περίπτωση ελεύθερης ταλάντωσης, η κυκλική συχνότητα $\omega = 2\pi f$ αφορά την ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή ενώ, στην περίπτωση εξαναγκασμένης ταλάντωσης όπως είναι ένα σεισμικό επεισόδιο, τη συχνότητα της διέγερσης. Στη περίπτωση λοιπόν μιας πραγματικής σεισμικής καταγραφής, με πλούσιο συχνοτικό περιεχόμενο, μια αντιπροσωπευτική τιμή θα μπορούσε να θεωρηθεί η δεσπόζουσα συχνότητα του ελαστικού φάσματος επιταχύνσεων. Παρ' όλα αυτά, από δυναμικές αναλύσεις που εκτέλεσαν οι Anastassopoulos & Kontoroupi, 2012 προκύπτει ότι καλύτερη σύγκριση μεταξύ πλήρους και ελατηριωτού μοντέλου προκύπτει όταν ως ω λαμβάνεται η αρχική (για μηδενική γωνία στροφής θ) λικνιστική ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή.

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m h^2}{Kr - mgh}} \quad (7.10)$$

Για να μελετηθεί η υστερητική απόσβεση των μονοβάθμιων συστημάτων, δηλαδή η απόσβεση εκείνη που είναι απόρροια της ανελαστικής σχέσης $\sigma - \epsilon$ του εδαφικού υλικού, πραγματοποιήθηκε σειρά στατικών ανακυκλικών αναλύσεων επιβαλλόμενης οριζόντιας μετατόπισης σταθερού πλάτους και υπολογίστηκε, για κάθε περίπτωση πλάτους θ , για τους

συντελεστή ασφαλείας FS_v , τους λόγους λυγηρότητας h/B και τους λόγους εγκιβωτισμού D/B που μας ενδιαφέρουν, ο αντίστοιχος λόγος απόσβεσης ξ , που δίνεται από τη σχέση :

$$\xi = \frac{\Delta E}{4 \pi E e l} \quad (7.11)$$

Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι όσο μικραίνει ο συντελεστής ασφαλείας FS_v (βαριά φορτισμένο σύστημα), τόσο αυξάνεται ο λόγος απόσβεσης ξ για όλο το φάσμα επιβαλλόμενων γωνιών θ . Αυτό είναι αναμενόμενο, καθώς οι απώλειες ενέργειας είναι μεγαλύτερες, όσο η συμπεριφορά του συστήματος γίνεται περισσότερο ελαστοπλαστική. Αυτό είναι επίσης αντιληπτό και από τη συνεχή αύξηση του εμβαδού των βρόχων που αντιστοιχούν σε ίδιες γωνίες θ καθώς μειώνεται ο συντελεστής ασφαλείας FS_v .

Ο λόγος απόσβεσης ξ είναι αύξουσα συνάρτηση του πλάτους των παραμορφώσεων και στο **σχήμα 7.9α** απεικονίζεται το πώς μεταβάλλεται εν σχέση με τον κατακόρυφο συντελεστή ασφαλείας FS_v . Ταυτόχρονα η περιστροφική δυσκαμψία $K_R(\theta, FS_v)$ του συστήματος είναι φθίνουσα συνάρτηση του πλάτους των παραμορφώσεων κάτι που φαίνεται στο **σχήμα 7.9β**. Έτσι θα μπορούσε να υποθέσει κανείς ότι ο συντελεστής απόσβεσης θα παραμείνει σχεδόν αμετάβλητος συναρτήσει της επιβαλλόμενης γωνίας θ , κάτι όμως που τελικά δεν συμβαίνει. Αντίθετα όπως φαίνεται στο **σχήμα 7.9γ** παρατηρείται συστηματικά, για όλους τους εξεταζόμενους συντελεστές ασφαλείας FS_v , ότι ο συντελεστής απόσβεσης ξεκινώντας από μια αρχική τιμή (η οποία εξαρτάται από τον FS) αυξάνεται μέχρι τη γωνία $\theta=0.0001$ (τέλος ελαστικής περιοχής), όπου και λαμβάνει τη μέγιστη τιμή του, ενώ στη συνέχεια για μεγαλύτερες γωνίες μειώνεται όπως ακριβώς και η δυσκαμψία του συστήματος.

Μέσα από μια σειρά δυναμικών αναλύσεων για την επικύρωση της μεθόδου, καταλήξαμε πως για σεισμικά επεισόδια μικρής εντάσεως και παλμικής κατευθυντικότητας (Καλαμάτα & Κεφαλονιά) η τιμή του αποσβεστήρα που μας επαληθεύει τα αποτελέσματα πλήρους και ελατηριωτού μοντέλου είναι αυτή που αντιστοιχεί στη μέγιστη τιμή απόσβεσης (τέλος ελαστικής δυσκαμψίας), ενώ για σεισμικές διεγέρσεις μεγάλης έντασης και

κατευθυντικότητας (Rinaldi) που οδηγούν το θεμέλιο σε μεγάλες τιμές στροφής, η τιμή που μας επαληθεύει αντιστοιχεί σε μεγαλύτερη γωνία και συνεπώς σε ένα τέμνων μέτρο δυσκαμψίας μικρότερο της ελαστικής τιμής αυτής.

Εκτός όμως από την περιστροφική απόσβεση C_R που κυρίως μας ενδιαφέρει σε αυτήν την εργασία, μιας και έχουμε απομονώσει και μελετάμε την περιστροφική συμπεριφορά, θα εισάγουμε στον κώδικα Abaqus και συντελεστές απόσβεσης C_z & C_H κατά την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση αντίστοιχα. Οι τιμές τους προκύπτουν και πάλι από την εφαρμογή της σχέσης προσδιορισμού του περιστροφικού αποσβεστήρα **σχέση 7.9**. Και στις δύο περιπτώσεις λαμβάνονται, με αρκετή αυθαιρεσία (γεγονός όμως που δεν μας προβληματίζει, καθώς η απόκριση δεν παρουσιάζει ευαισθησία στη μεταβολή των εν λόγω τιμών), $\xi = 0.05$ και ω ίση με τη λικνιστική ιδιοσυχνότητα του ταλαντωτή, ενώ οι δυσκαμψίες υπολογίζονται με τις ελαστικές τιμές τους, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, οπότε :

$$C_z = \frac{2Kz\xi}{\omega} \quad (7.12)$$

$$C_H = \frac{2Kh\xi}{\omega} \quad (7.13)$$

7.5 Επικύρωση Μεθοδολογίας Ελατηριωτού Προσομοιώματος

Προς τεκμηρίωση της αποτελεσματικότητας της προτεινόμενης μεθοδολογίας, στο παρόν υποκεφάλαιο παρουσιάζεται εφαρμογή της σε μοντέλο εγκιβωτισμένου θεμελίου πλάτους $B=5\text{m}$, εδαφικών παραμέτρων $E=270\text{MPa}$ και $S_u=150\text{kPa}$, για τα δύο ακραία βάθη εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και 1.0 , για λόγους λυγηρότητας ανωδομής $h/B=1.2, 1.8$ και 2.4 και για συντελεστές ασφαλείας $FS_v=2$ και 5 . Μέσα από τις αναλύσεις πλήρους και ελατηριωτού μοντέλου, θα προσπαθήσουμε να επιβεβαιώσουμε την αποτελεσματικότητα της προταθείσας μεθόδου τόσο για ρηχά όσο και για βαθιά εγκιβωτισμένα θεμέλια. Επίσης θα επικυρώσουμε την αρχική μας πρόταση ότι εισάγοντας ελατήριο $M-\theta$ για $h/B=1.2$, τα αποτελέσματα σε ελατηριωτό σύστημα με μοχλοβραχίονα μεγαλύτερο ($h/B=1.8$ και $h/B=2.4$) δίνουν εξίσου καλή σύγκριση με τα αντίστοιχα τρισδιάστατα μοντέλα πεπερασμένων στοιχείων.

Εδώ αξίζει να αναφέρουμε πως για όλα τα σεισμικά επεισόδια που εξετάσαμε, στο πλήρες προσομοίωμα όπου το έδαφος προσομοιώνεται με τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία η διέγερση κατά τη δυναμική ανάλυση επιβάλλεται στους κόμβους της βάσης (επιταχυνσιογράφημα στον βράχο), με αποτέλεσμα η καταγραφή στη στάθμη της θεμελίωσης να έχει διαφοροποιηθεί λόγω του εδάφους (ιδιοπερίοδος εδαφικής στρώσης – εδαφική ενίσχυση - απομείωση κτλ). Για να είναι λοιπόν ισοδύναμα τα δύο συστήματα, στην περίπτωση της αντικατάστασης του εδάφους με ελατήρια και αποσβεστήρες, θα πρέπει να επιβληθεί στο θεμέλιο η χρονοϊστορία επιταχύνσεων που καταγράφεται στη στάθμη της θεμελίωσης (σημείο αναφοράς : control point)

Τα προς σύγκριση αποτελέσματα της δυναμικής ανάλυσης για το πλήρες και το ελατηριωτό μοντέλο είναι σε όρους χρονοϊστοριών επιτάχυνσης $\alpha - t$ και μετακίνησης $u/B - t$ στην κορυφή του βάρους, χρονοϊστοριών στροφής $\vartheta - t$ και καθίζησης $w/B - t$ στη στάθμη της θεμελίωσης. Γενικώς στην περίπτωση των πραγματικών σεισμικών διεγέρσεων που

εξετάζουμε δεν αναμένουμε τόσο τη σύμπτωση των διαφόρων ιστοριών, όσο μια πρόβλεψη των μεγίστων τιμών επιτάχυνσης α γωνίας στροφής θ και καθίζησης w .

Αρχικά εστιάσαμε σε μια ήπια καταγραφή μικρής διάρκειας όπως εκείνη από το σεισμό της Καλαμάτας του 1986 την οποία επιβάλλαμε σε δύο μοντέλα με διαφορετικό βάθος εγκιβωτισμού $D/B=0.4$ και 1 , λόγο λυγηρότητας ανωδομής $h/B=1.2$ και συντελεστή ασφαλείας $FS_v=2$, **σχήματα 7.10** και **7.11**. Σε αυτή τη διέγερση και για τα δύο μοντέλα που εξετάσαμε παρατηρούμε εκτός από σύμπτωση των μεγίστων τιμών και ικανοποιητική ταύτιση ιστοριών χωρίς σημαντική διαφορά φάσης. Αυτό αποκτά μεγαλύτερη αξία δεδομένου ότι πρόκειται για βαριά φορτισμένο σύστημα που στο αντίστοιχο επιφανειακό πρόβλημα είχαν παρατηρηθεί αποκλίσεις και απώλεια αλληλουχίας των κύκλων [Kontoroupi & Anastassopoulos, 2012]. Με ιδιαίτερη επιτυχία προβλέπεται επίσης και η συνολική δυναμική καθίζηση w/B του συστήματος, ενώ ακριβώς λόγω του μεγάλου βάρους της ανωδομής σε συνδυασμό με την μικρή κατευθυντικότητα του παλμού αναπτύσσεται παραμένουσα στροφή θ , κάτι που προφανώς δεν μπορεί να αποτυπωθεί από το μη γραμμικό στροφικό ελατήριο και έχουμε αποκλίσεις. Τα ίδια ακριβώς συμπεράσματα προκύπτουν και για το σεισμό της Κεφαλονιάς (Χαβριάτα, 2014), μια ισχυρή καταγραφή με μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση **0.73g**, όπου τα αποτελέσματα του πλήρους και ελατηριωτού μοντέλου παρουσιάζονται στα **σχήματα 7.12** και **7.13**.

Στη συνέχεια θελήσαμε να αξιολογήσουμε την αποτελεσματικότητα της μεθόδου και για μία ισχυρή καταγραφή. Για το σκοπό αυτό επιλέξαμε τη σεισμική καταγραφή Rinaldi_318 από το σεισμό Nothridge του 1994, που αποτελεί μια ακραία περίπτωση διέγερσης οδηγώντας το σύστημα σε μεγάλες παραμορφώσεις λόγω κατευθυντικότητας. Αξίζει εδώ να αναφέρουμε πως τη συγκεκριμένη διέγερση σε αντίθεση με τις προηγούμενες την εφαρμόσαμε σε λόγους λυγηρότητας $h/B=1.8$ και 2.4 και για $FS_v=2$ και 5 . Σύμφωνα με τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στα **σχήματα 7.14 - 7.16** παρατηρούμε, για όλα τα εξεταζόμενα συστήματα, πως σε όρους ιστορίας επιτάχυνσης $\alpha - t$ λόγω της έντασης

του σεισμού και της μεγάλης παλμικής κατευθυντικότητας, στο τέλος της διέγερσης, χάνεται η αλληλουχία των κύκλων, για το βαρύ σύστημα, κάτι όμως που δεν έχει τελικά μεγάλη σημασία, καθώς πρόκειται για κύκλους χωρίς σημαντικό πλάτος. Σε όρους χρονοϊστορίας στροφής $\theta - t$ βλέπουμε εντονότερα το φαινόμενο της συσσώρευσης παραμενουσών στροφών, κάτι όμως που δεν συμβαίνει στα ελαφρύτερα συστήματα ($FS_v=5$) αφού έχουν την τάση να επανέρχονται εύκολα στην αρχική κατάσταση.

7.6 Μελλοντικοί Στόχοι

Από τη στιγμή που επαληθεύτηκε η ισχύς της μεθοδολογίας για το μονοβάθμιο ταλαντωτή εδραζόμενο σε αργιλικό έδαφος με $S_u=150$ kPa και λόγο εδαφικής δυσκαμψίας $E_0/S_u=1800$, θεωρούμε σκόπιμο να διερευνηθεί μελλοντικά και η αποτελεσματικότητά της για διαφορετικούς λόγους εδαφικής δυσκαμψίας E_0/S_u . Αξίζει να σημειωθεί πως αλλαγή του λόγου αυτού, οδηγεί σε αλλαγή της παραμορφωσιμότητας του εδάφους : όσο μεγαλύτερος είναι, τόσο πιο δυσπαραμόρφωτο είναι το έδαφος. Αναφορικά τώρα με το έδαφος θα μπορούσε να εξεταστεί ακριβώς το ίδιο πρόβλημα, αλλά επί αμμώδους εδαφικής στρώσης, η οποία αποτελεί ίσως την απλούστερη περίπτωση ανομοιογενούς εδαφικού προφίλ συναρτήσει του βάθους. Στην περίπτωση αυτή υπάρχει και η δυνατότητα άμεσης σύγκρισης με πειραματικά αποτελέσματα.

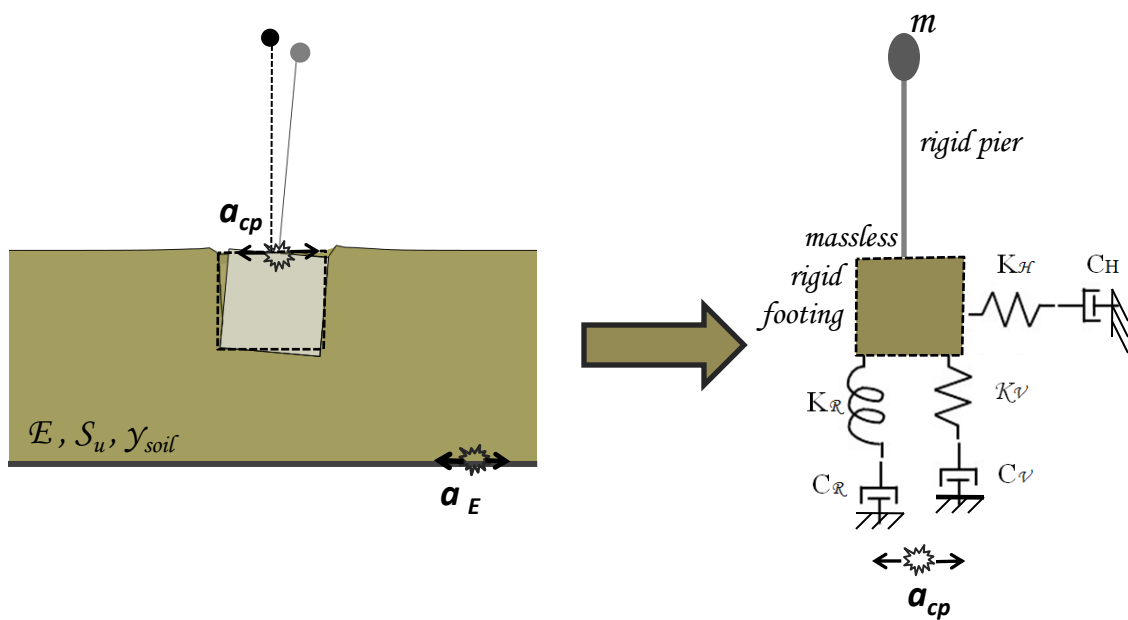
Ένα άλλο θέμα άξιο μελλοντικής ενασχόλησης, αφορά τις ιδιότητες των διεπιφανειών εδάφους - θεμελίου. Όπως ήδη γνωρίζουμε από προηγούμενες μελέτες η επιλογή των ιδιοτήτων της διεπιφάνειας παίζει καθοριστικό ρόλο στους αναπτυσσόμενους μηχανισμούς αστοχίας και στη μεταβολή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Καθίσταται συνεπώς επιτακτική η ανάγκη επαλήθευσης της μεθόδου για προσομοιώματα με διαφορετική τιμή τριβής και εφελκυστικής αντοχής από αυτά που εμείς θεωρήσαμε.

Επιπλέον ο πυλώνας του συστήματος στον οποίο εφαρμόστηκε η μεθοδολογία, προσομοιώθηκε ως απείρως άκαμπτος, θεώρηση όμως μη - ρεαλιστική για υψίκορμα συστήματα. Αξίζει επομένως να εφαρμοστεί και σε συστήματα πεπερασμένης δυσκαμψίας, όπου η επιρροή των φαινομένων P - δ είναι εντονότερη, προκειμένου να διαπιστωθεί αν και τότε τα αποτελέσματα προκύπτουν εξίσου καλά.

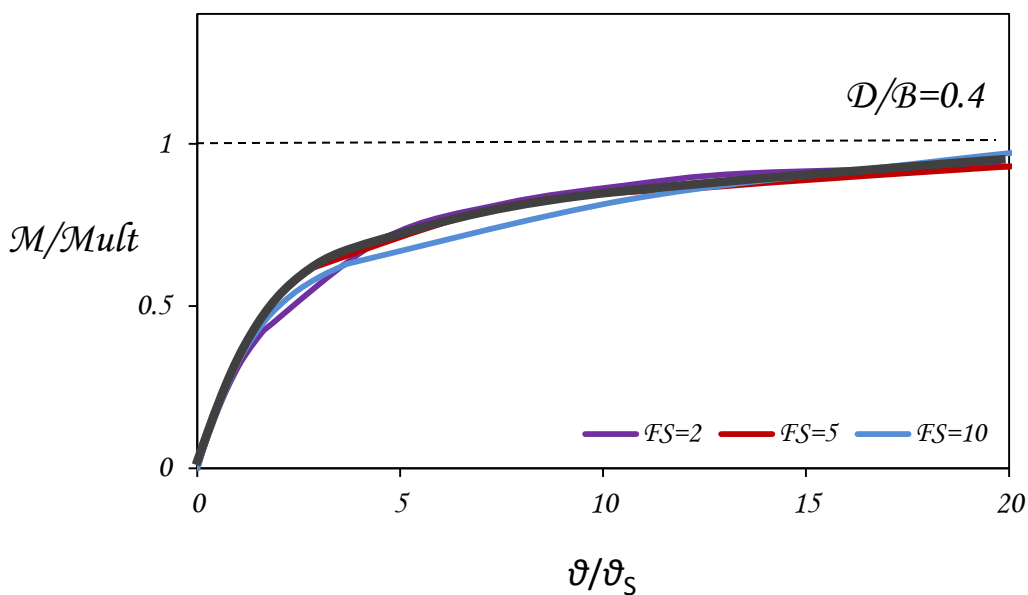
Τέλος προκειμένου να διαπιστώσουμε αν η μέθοδος που αναπτύξαμε με βάση ένα απλοποιημένο σύστημα μονοβάθμιου ταλαντωτή δίνει ικανοποιητικά αποτελέσματα και για ένα πλήρες μοντέλο γέφυρας, προτείνουμε την τοποθέτηση κατάλληλων ελατηρίων στην κορυφή του ταλαντωτή (λόγω ανωδομής , Gazetas et al,2013) και επαλήθευση των αποτελεσμάτων με το πλήρες προσομοίωμα της γέφυρας.

Τέλος
Κεφαλαίου 7 : Σχήματα

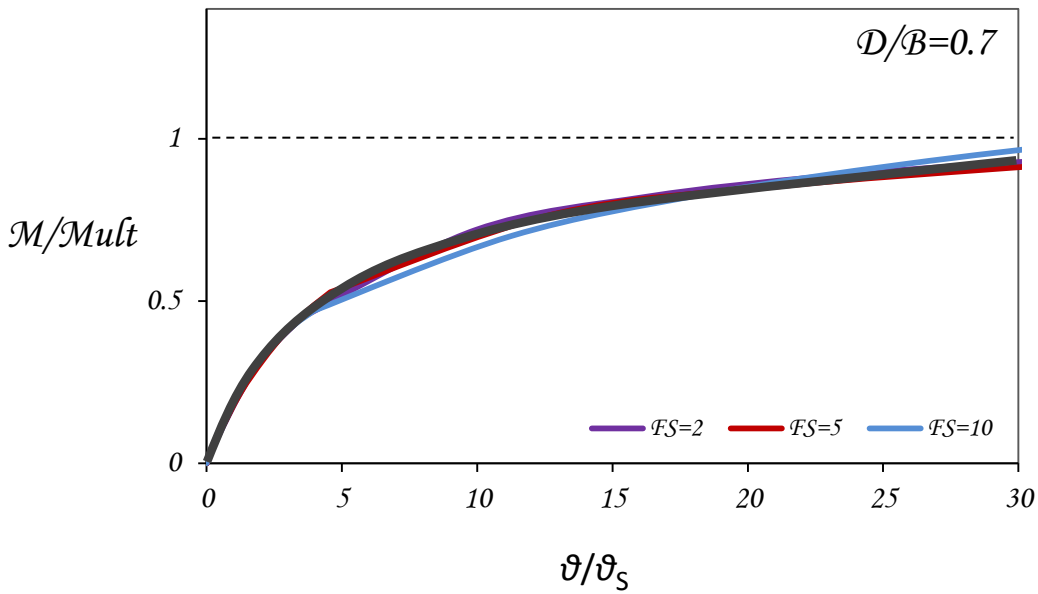
Εφαρμογή Απλοποιημένης
Μη – Γραμμικής Μεθοδολογίας



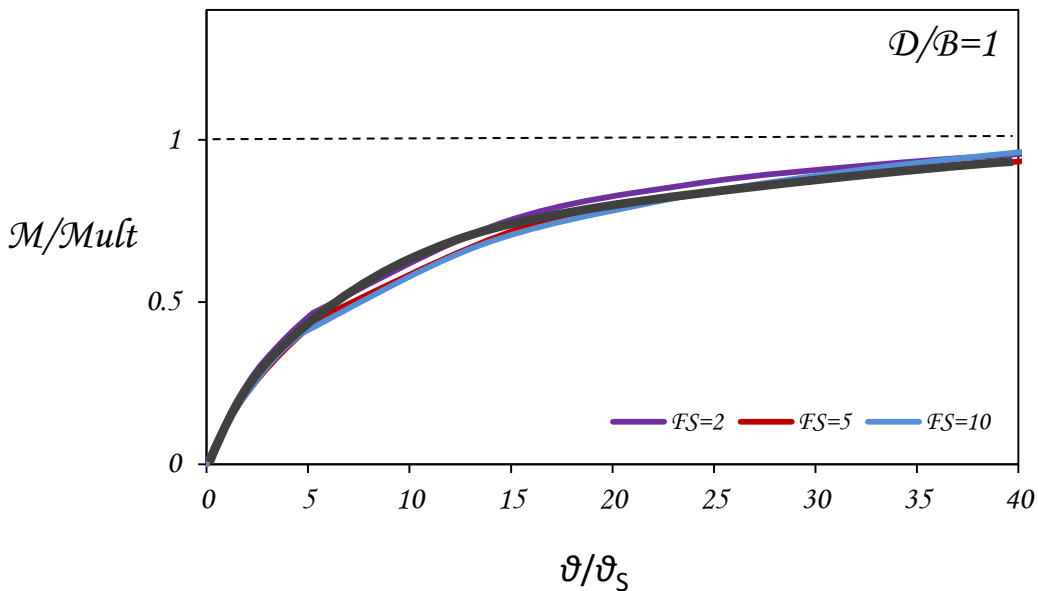
Σχήμα 7.1 : Αντικατάσταση της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής με ελατήρια και αποσβεστήρες.



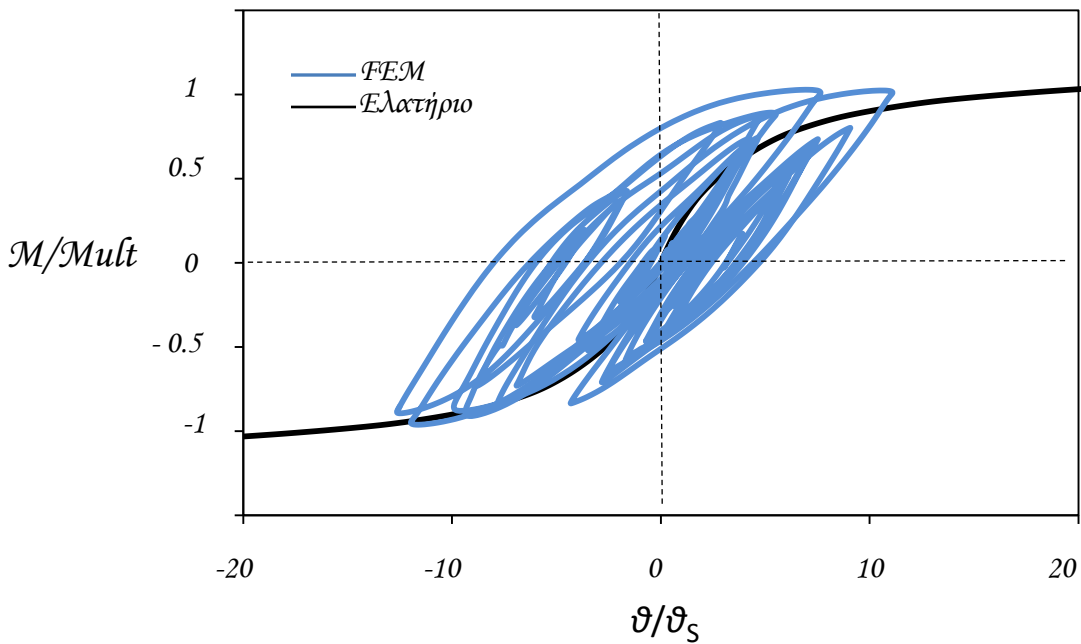
Σχήμα 7.2 : Απλοποιημένη καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θ εγκιβωτισμένου θεμελίου λόγου $D/B=0.4$ για αδιαστατοποίηση ως προς M_{ult} & θ_s .



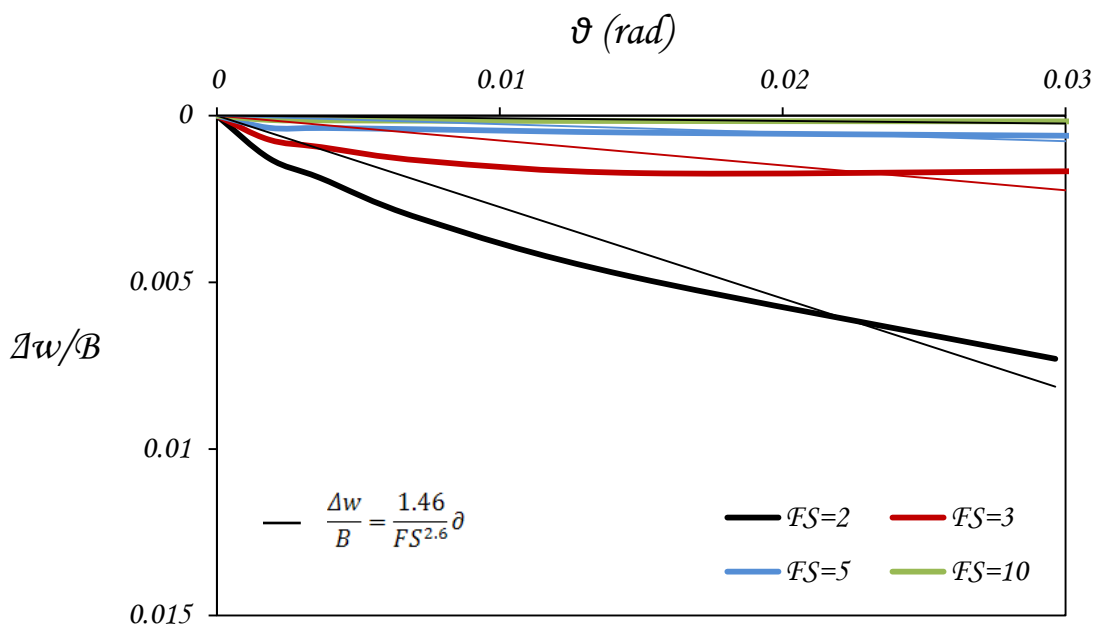
Σχήμα 7.3 : Απλοποιημένη καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής M - γωνίας στροφής θ εγκιβωτισμένου θεμελίου λόγου $D/B=0.7$ για αδιαστατοποίηση ως προς $Mult$ & θ_s .



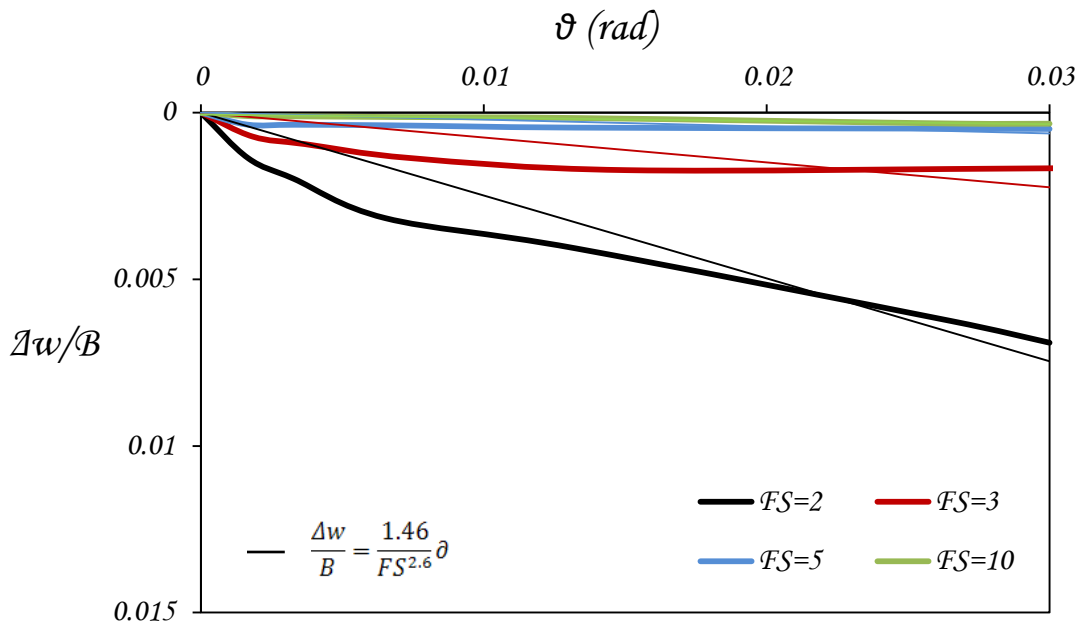
Σχήμα 7.4 : Απλοποιημένη καμπύλη αναπτυσσόμενης ροπής M - γωνίας στροφής θ εγκιβωτισμένου θεμελίου λόγου $D/B=1$ για αδιαστατοποίηση ως προς $Mult$ & θ_s .



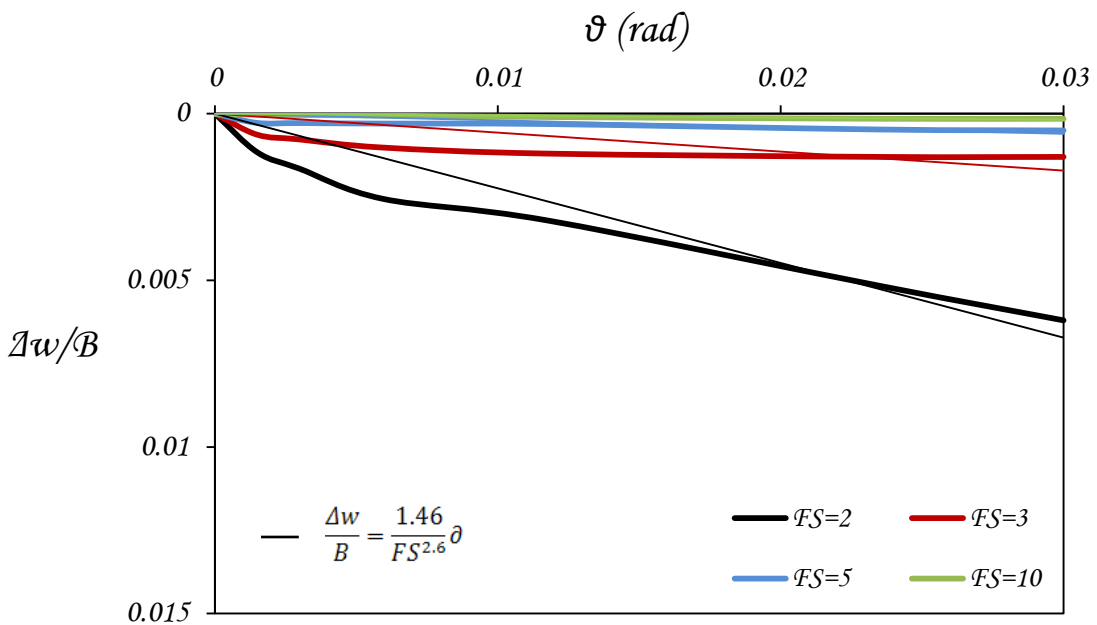
Σχήμα 7.5 : Σύγκριση καμπυλών αναπτυσσόμενης ροπής M – γωνίας στροφής θ όπως προέκυψαν από δυναμική ανάλυση του ελατηριωτού & του πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων.



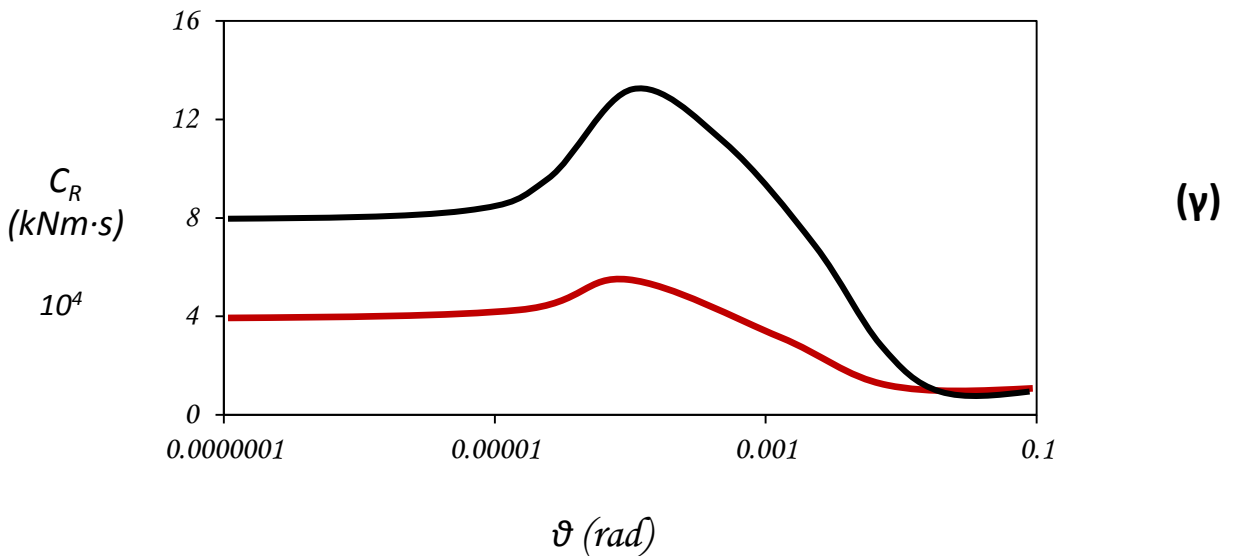
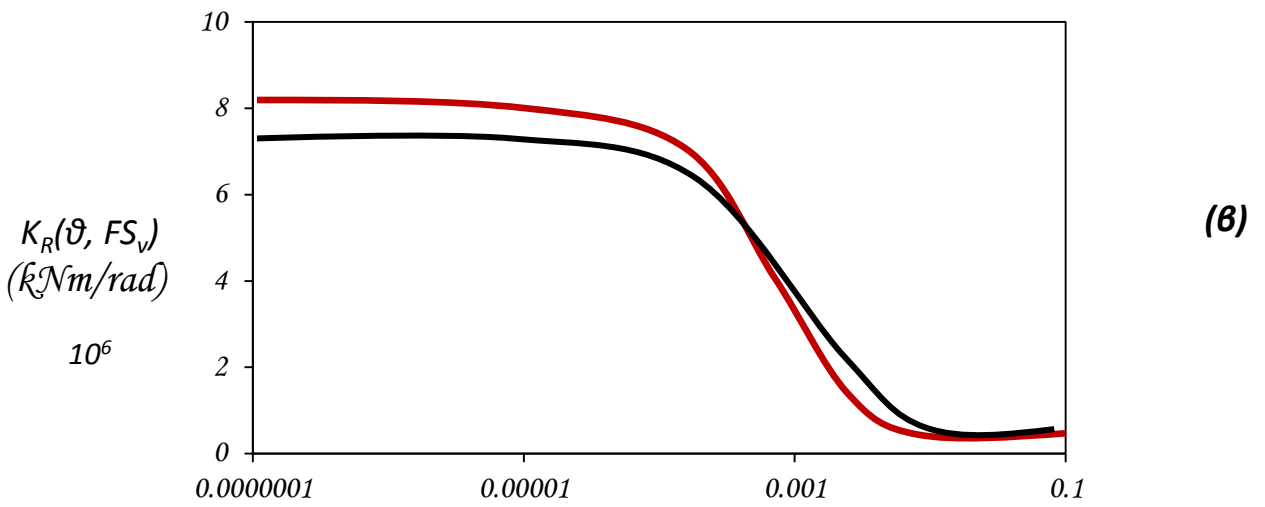
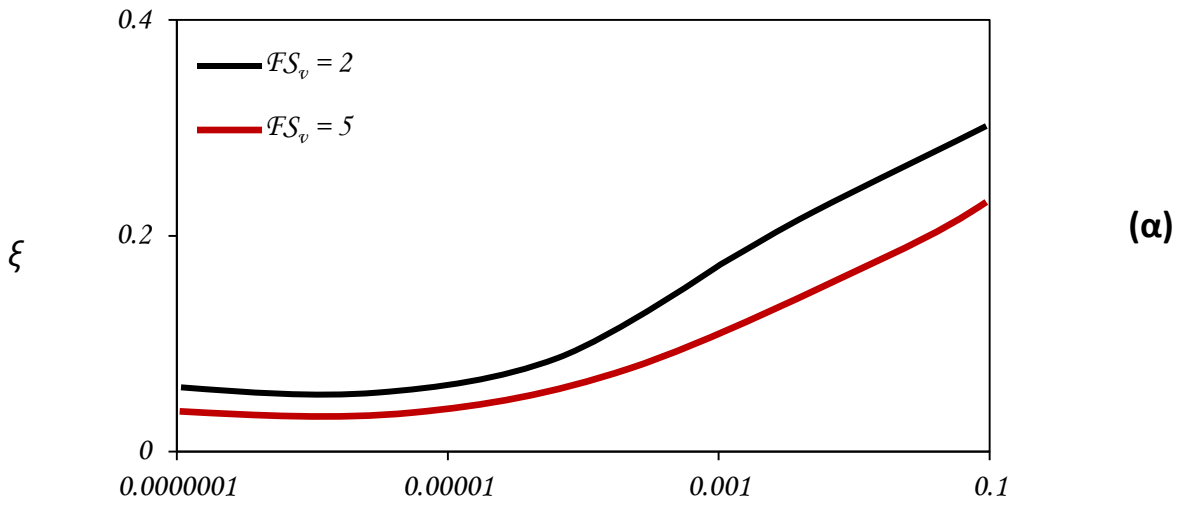
Σχήμα 7.6 : Καμπύλες αδιαστατοποιημένης καθίζησης $\Delta w/B$ – γωνίας στροφής θ , όπως προέκυψαν από στατικές ανακυκλικές αναλύσεις & γραμμικές σχέσεις $\Delta w/B - \theta$ για κάθε FS_n για λόγο εγκιβωτισμού $D/B=0.4$.



Σχήμα 7.7 : Καμπύλες αδιαστατοποιημένης καθίζησης $\Delta w/B$ – γωνίας στροφής θ , όπως προέκυψαν από στατικές ανακυκλικές αναλύσεις & γραμμικές σχέσεις $\Delta w/B - \theta$ για κάθε FS_n για λόγο εγκιβωτισμού $D/B=0.7$.

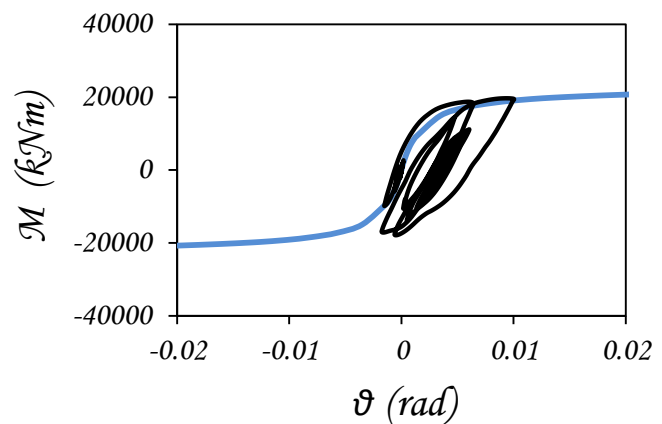
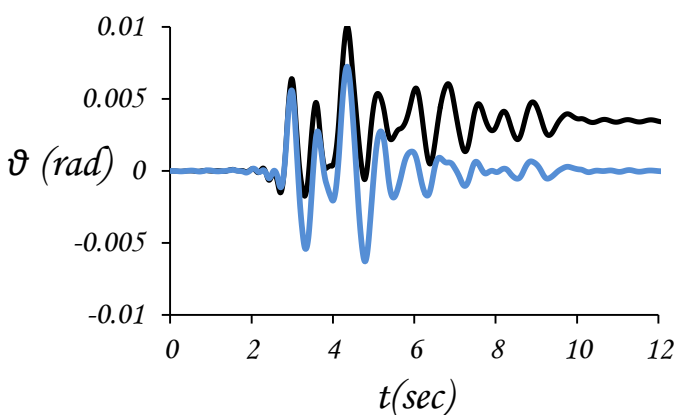
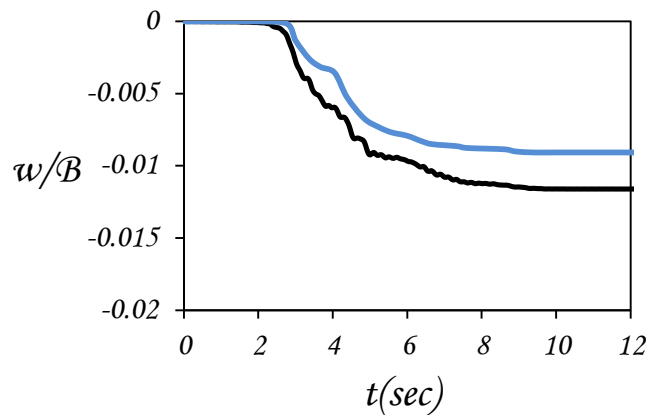
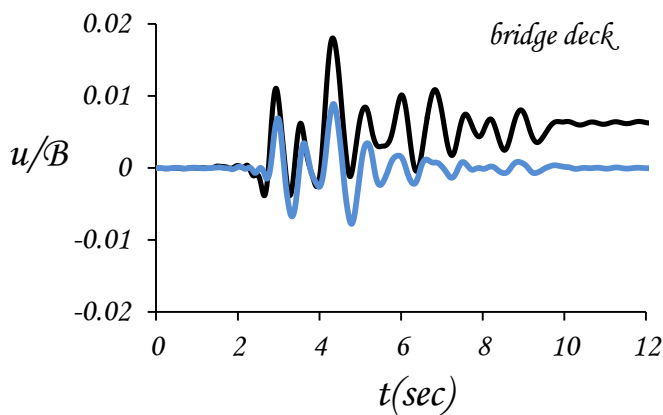
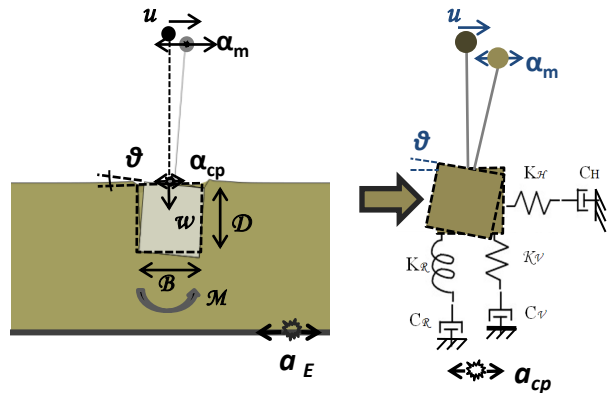
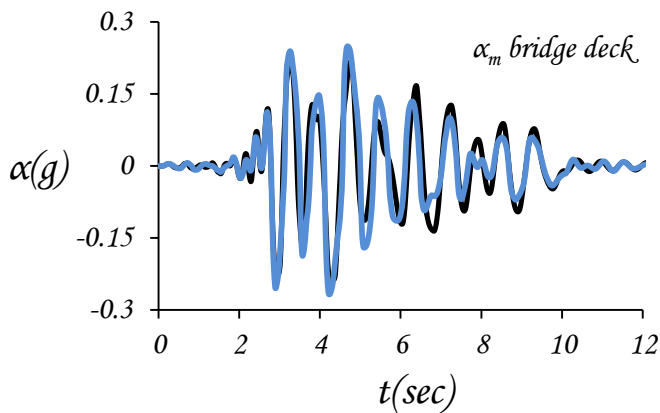


Σχήμα 7.8 : Καμπύλες αδιαστατοποιημένης καθίζησης $\Delta w/B$ – γωνίας στροφής θ , όπως προέκυψαν από στατικές ανακυκλικές αναλύσεις & γραμμικές σχέσεις $\Delta w/B - \theta$ για κάθε FS_n για λόγο εγκιβωτισμού $D/B=1$.



Σχήμα 7.9 : Υπολογισμός συντελεστή περιστροφικής απόσβεσης C_R τετραγωνικού εγκιβωτισμένου θεμελίου $D/B=0.4$ και $h/B=1.8$ (α) καμπύλες λόγου απόσβεσης ξ – γωνίας στρώσης ϑ (β) καμπύλες περιστροφικής δυσκαμψίας K_R - γωνίας στρώσης ϑ και (γ) καμπύλες συντελεστή περιστροφικής απόσβεσης C_R – γωνίας στρώσης ϑ .

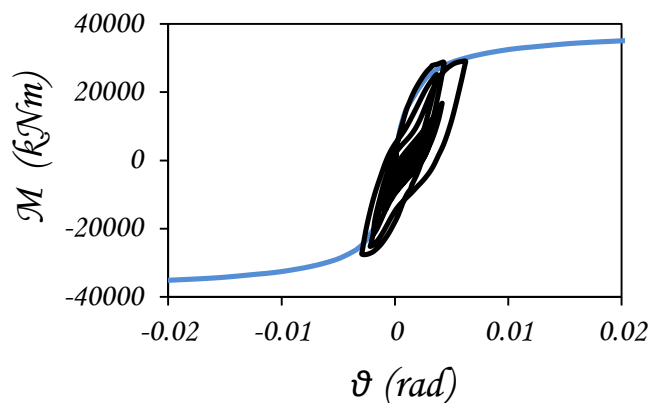
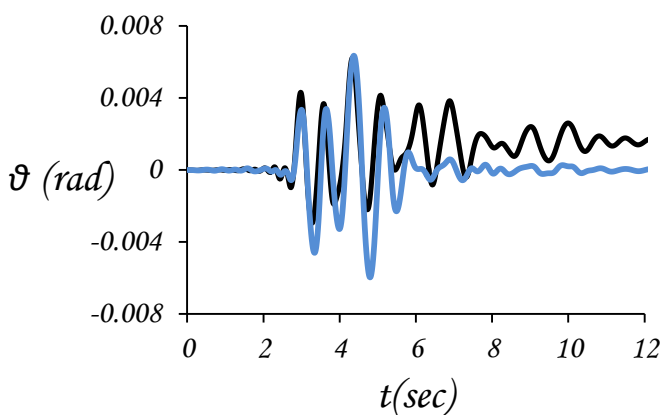
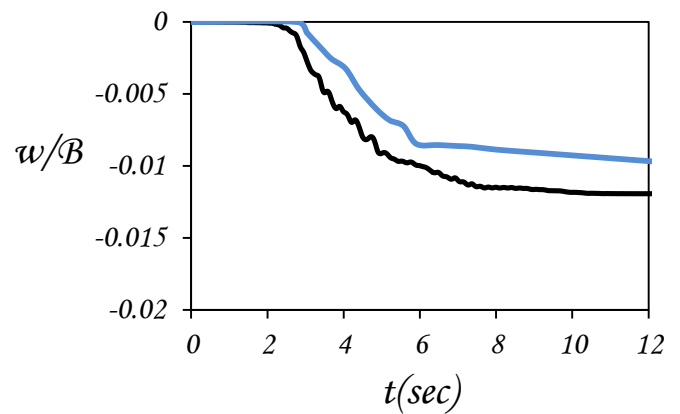
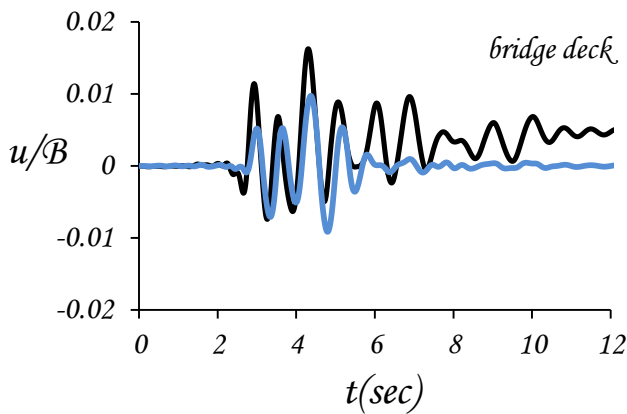
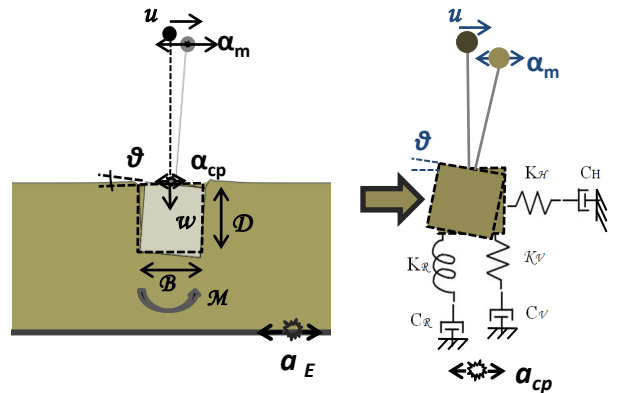
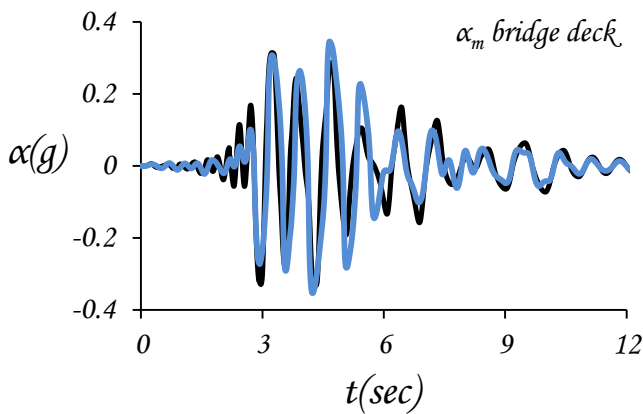
Λόγος Ευκιβωτισμού $D/B=0.4$ $FSv=2$ $h/B=1.2$
 Καλαμάτα 1986



— FEM
 — Ελατήριο

Σχήμα 7.10: Καλαμάτα 1986. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης & οριζόντιας μετατόπισης καταστρώματος $\alpha - t$ & $u/B - t$ αντίστοιχα, χρονοϊστορίας γωνίας στροφής θεμελίου $\theta - t$ και χρονοϊστορίας κάθιξης $w - t$ ελατηριωτού και πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για $FS_v=2$, $D/B=0.4$ και $h/B=1.2$.

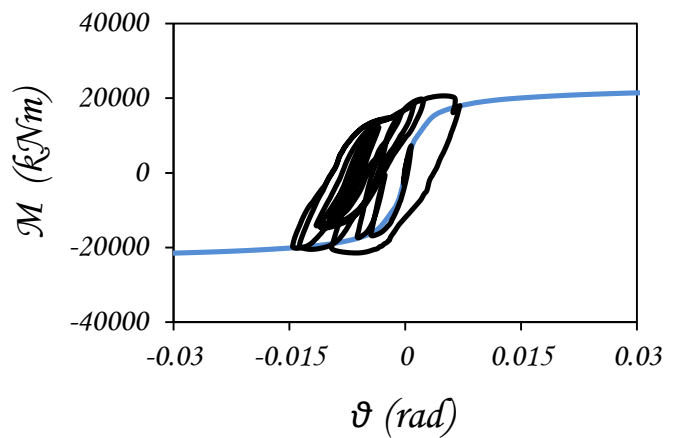
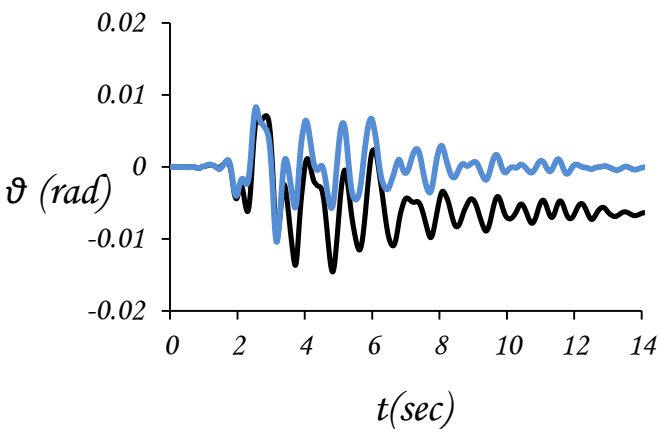
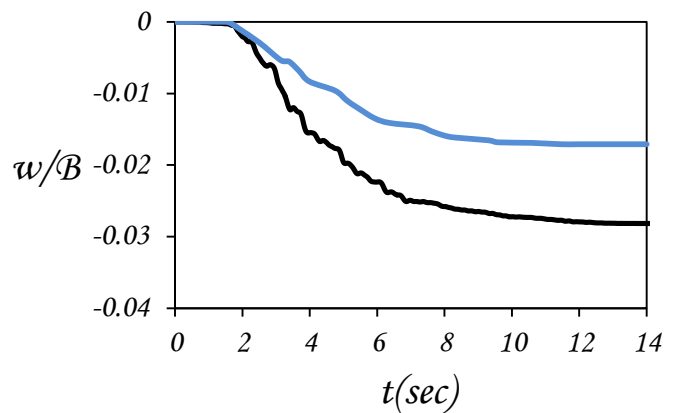
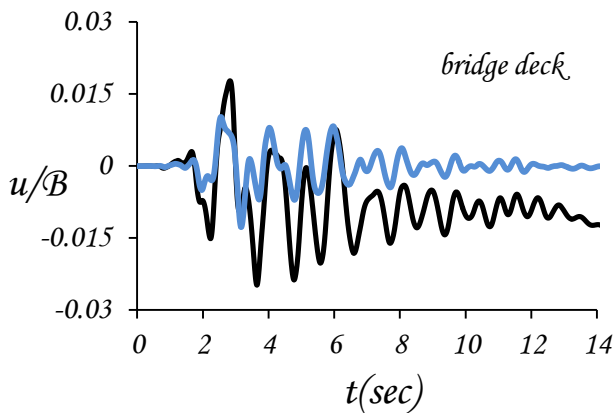
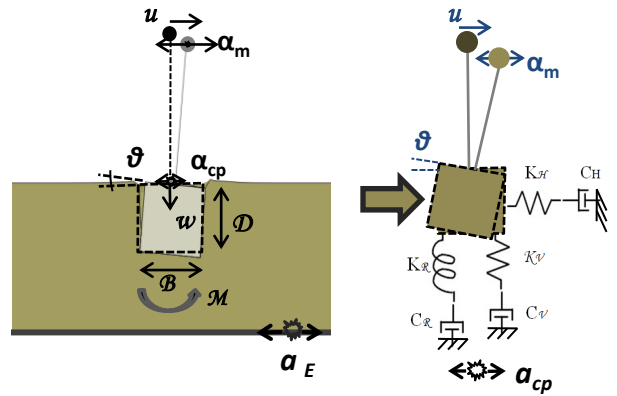
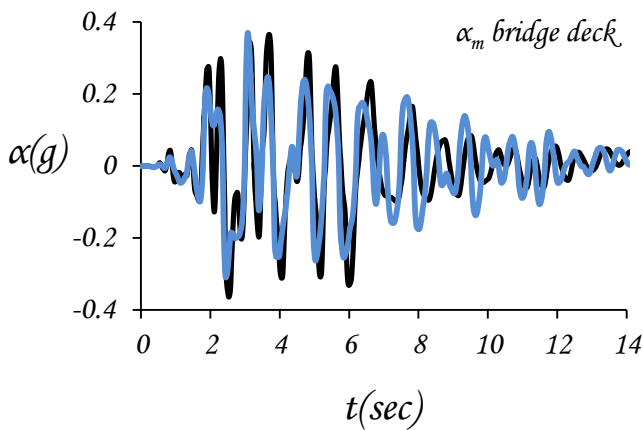
Λόγος Ευκιβωτισμού $D/B=1$ $FS_v=2$ $h/B=1.2$
Καλαμάτα 1986



— FEM
— Ελατήριο

Σχήμα 7.11 : Καλαμάτα 1986. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης & οριζόντιας μετατόπισης καταστώματος $\alpha - t$ & $u/B - t$ αντίστοιχα, χρονοϊστορίας γωνίας στροφής θεμελίου $\theta - t$ και χρονοϊστορίας κάθισης $w - t$ ελατηριωτού και πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για $FS_v=2$, $D/B=1$ και $h/B=1.2$.

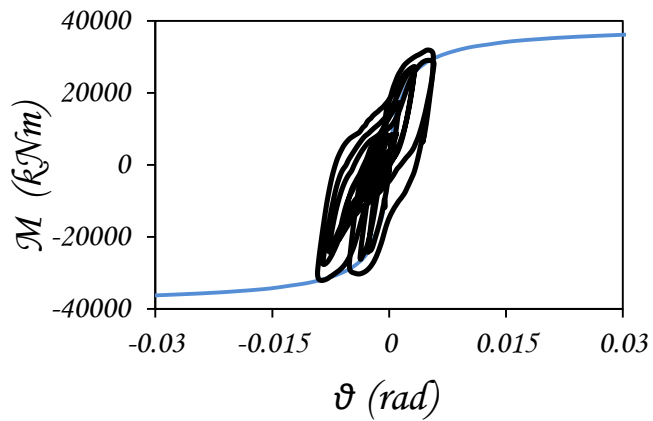
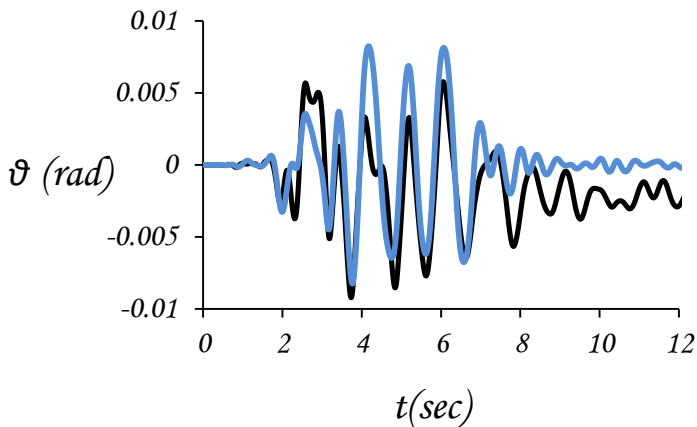
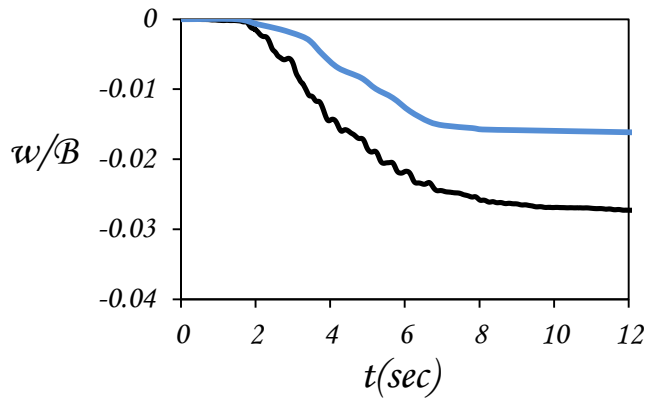
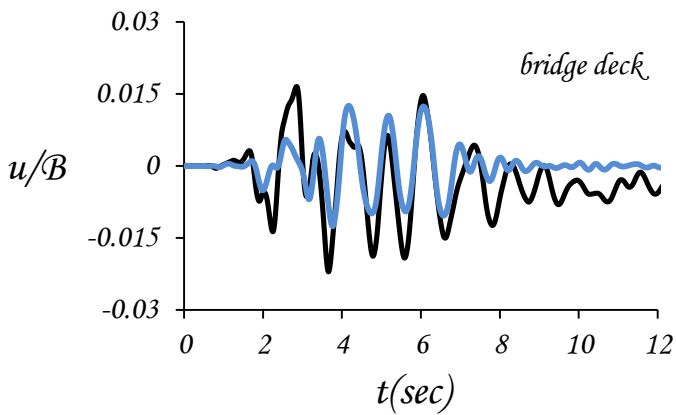
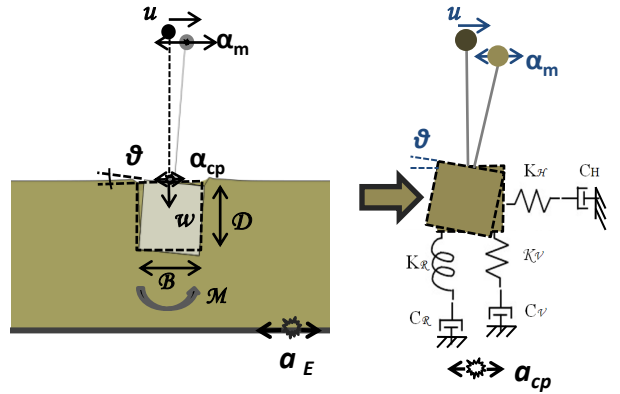
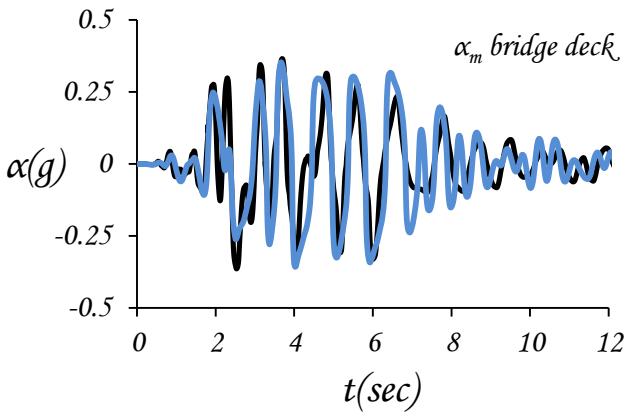
Λόγος Ευκιβωτισμού $D/B=0.4$ $FSv=2$ $h/B=1.2$
 Χαβριάτα 2014



— FEM
 — Ελατήριο

Σχήμα 7.12 : Χαβριάτα 2014. Σύγκριση χρονιοιστοριών επιτάχυνσης & οριζόντιας μετατόπισης καταστρώματος $\alpha - t$ & $u/B - t$ αντίστοιχα, χρονιοιστορίας γωνίας στροφής θεμελίου $\theta - t$ και χρονιοιστορίας κάθιξης $w - t$ ελατηριωτού και πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για $FS_v=2, D/B=0.4$ και $h/B=1.2$.

Λόγος Ευκιβωτισμού $D/B=1$ $FS_v=2$ $h/B=1.2$
 Χαβριάτα 2014

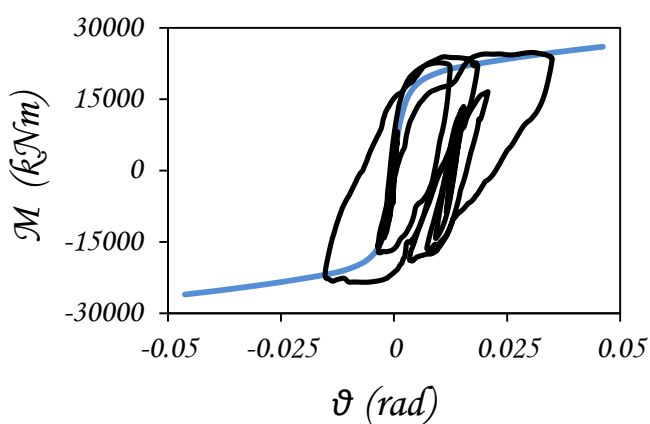
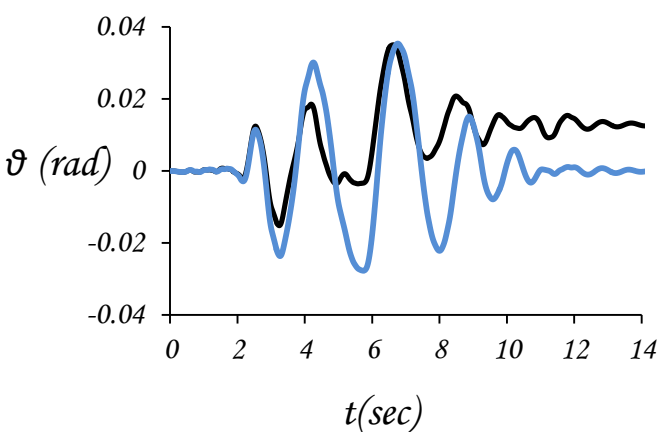
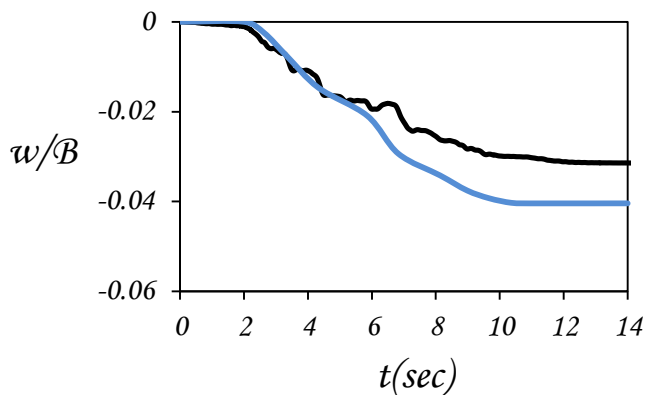
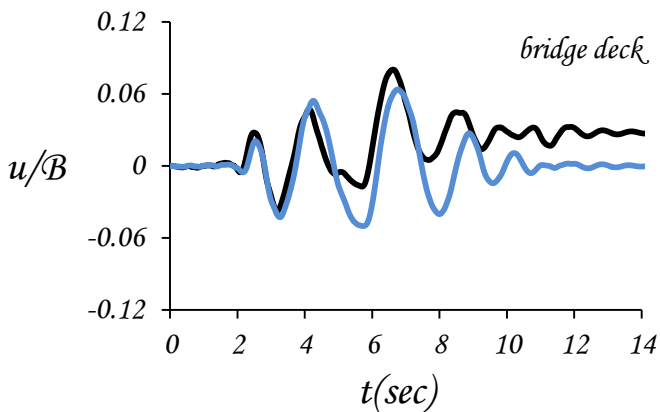
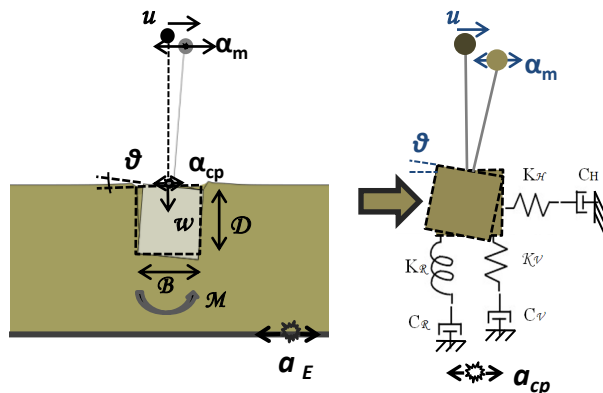
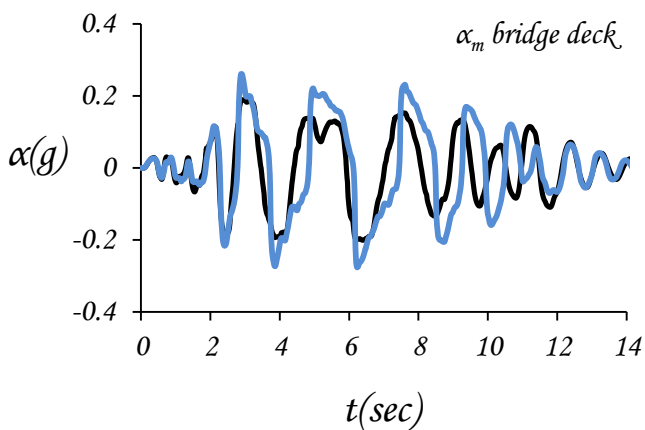


— FEM
 — Ελατήριο

Σχήμα 7.13 : Χαβριάτα 2014. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης & οριζόντιας μετατόπισης καταστρώματος α -t & u/B -t αντίστοιχα, χρονοϊστορίας γωνίας στροφής θεμελίου θ -t και χρονοϊστορίας κάθιξης w -t ελατηριωτού και πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για $FS_v=2, D/B=1$ και $h/B=1.2$.

Λόγος Ευκιβωτισμού $D/B=0.4$ $FSv=2$ $h/B=1.8$

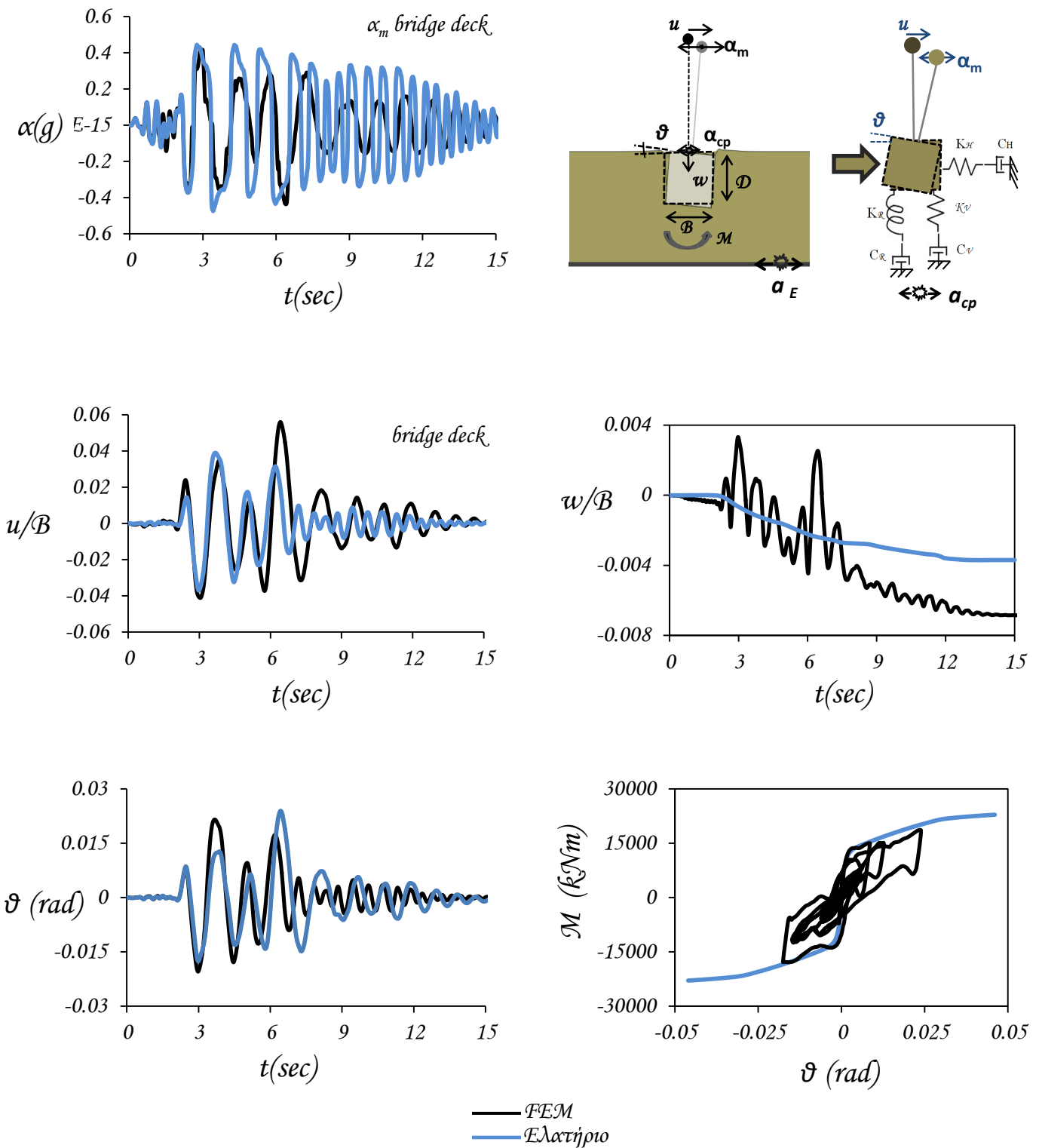
Rinaldi_318 1994



— FEM
— Ελατήριο

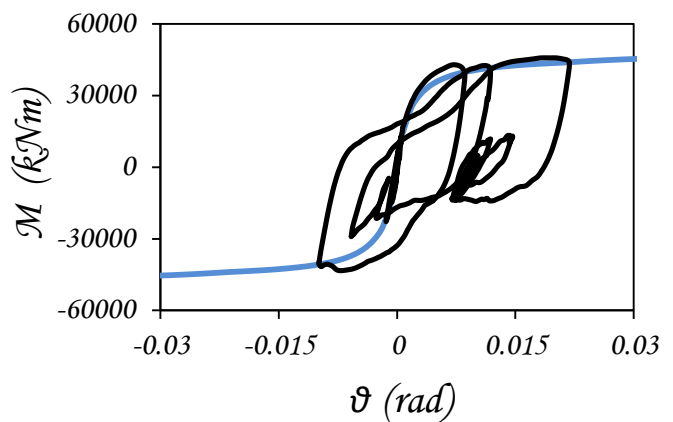
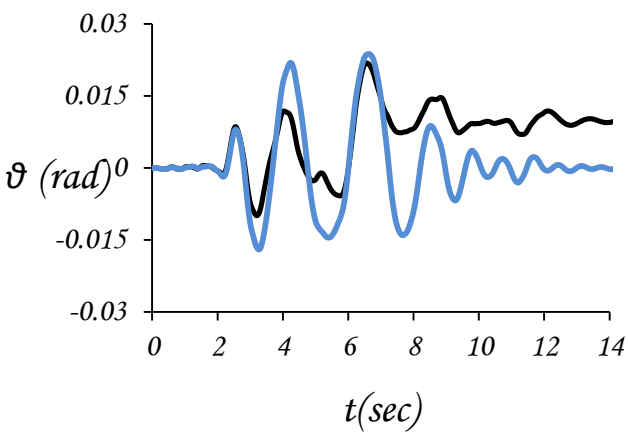
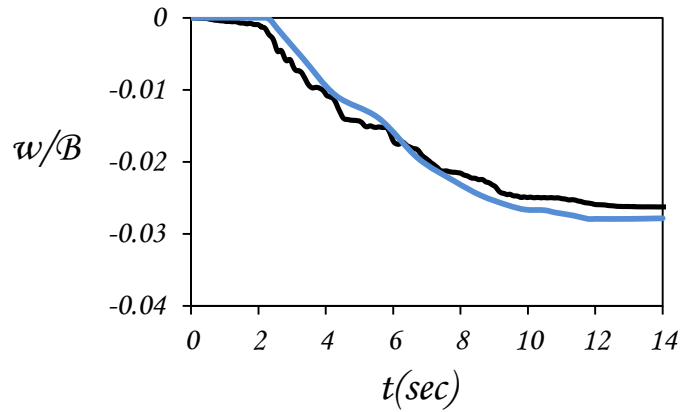
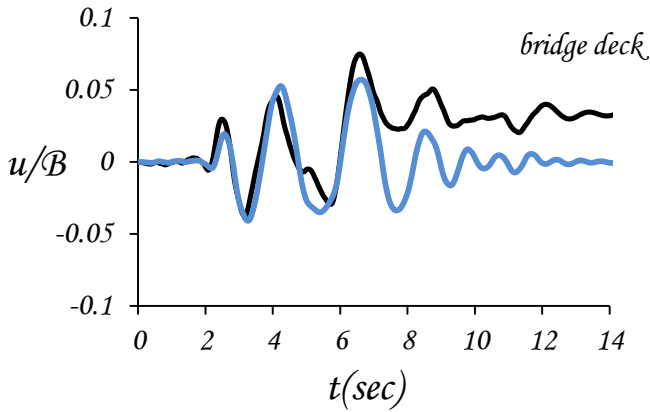
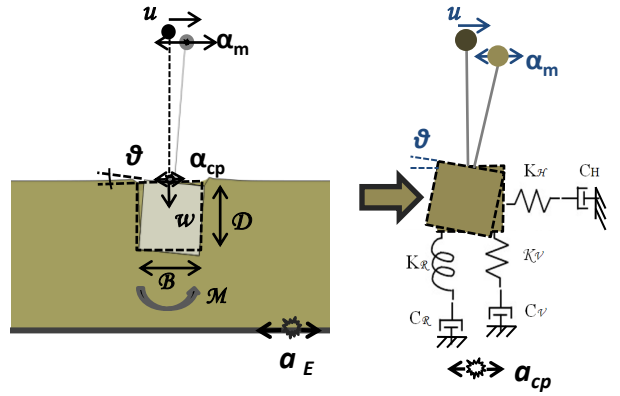
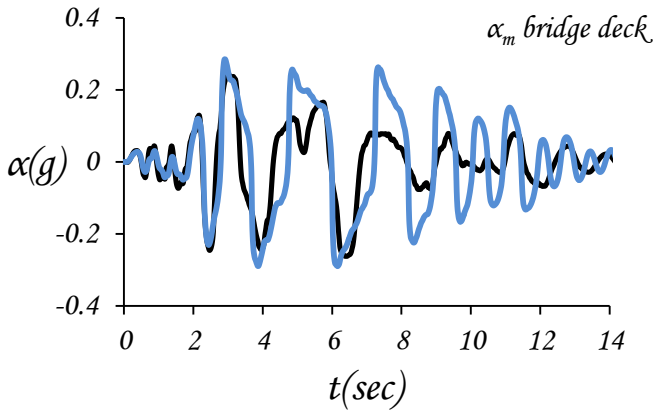
Σχήμα 7.14 : Rinaldi_318 1994. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης & οριζόντιας μετατόπισης καταστρώματος $\alpha - t$ & $u/B - t$ αντίστοιχα, χρονοϊστορίας γωνίας στροφής θεμελίου $\theta - t$ και χρονοϊστορίας κάθισης $w - t$ ελατηριωτού και πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για $FS_v=2$, $D/B=0.4$ και $h/B=1.8$.

Λόγος Ευκιβωτισμού $D/B=0.4$ $FSv=5$ $h/B=1.8$
Rinaldi_318 1994



Σχήμα 7.15 : *Rinaldi_318* 1994. Σύγκριση χρονιοιστηρίων επιτάχυνσης & οριζόντιας μετατόπισης καταστώματος $\alpha - t$ & $u/B - t$ αντίστοιχα, χρονιοιστηρορίας γωνίας στροφής θεμελίου $\theta - t$ και χρονιοιστηρορίας κάθιξης $w - t$ ελατηριωτού και πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για $FS_v=5$, $D/B=0.4$ και $h/B=1.8$.

Λόγος Ευκιβωτισμού $D/B=1$ $FS_v=2$ $h/B=2.4$
Rinaldi_318 1994



— FEM
 — Ελατήριο

Σχήμα 7.16 : *Rinaldi_318* 1994. Σύγκριση χρονοϊστοριών επιτάχυνσης & οριζόντιας μετατόπισης καταστώματος $\alpha - t$ & $u/B - t$ αντίστοιχα, χρονοϊστορίας γωνίας στροφής θεμελίου $\theta - t$ και χρονοϊστορίας κάθισης $w - t$ ελατηριωτού και πλήρους προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων για $FS_v=2$, $D/B=1$ και $h/B=2.4$.

Βιβλιογραφικές Αναφορές

Βιβλιογραφικές Αναφορές

ABAQUS, Inc. (2008), ABAQUS user's manual, Providence, R.I.

Allotey N., Naggar MHE. (2003) "Analytical moment–rotation curves for rigid foundations based on a winkler model", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23 (5), 367–381.

Allotey N., Naggar MHE. (2008) "An investigation into the winkler modeling of the cyclic response of rigid footings", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28 (1), 44–57.

Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2010) "Soil Failure can be used for Seismic Protection of Structures", *Bulletin of Earthquake Engng*, 8 (2), 309-326.

Anastasopoulos I., Kourkoulis R., Gelagoti F., Papadopoulos E. (2011) "Metaplastic Rocking Response of SDOF Systems on Shallow Improved Sand : an Experimental Study", Submitted for possible publication.

Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kourkoulis R., G. Gazetas (2012) "Simplified Constitutive Model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations : Validation against Laboratory Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE, 137 (12), 1154-1168.

Apostolou M., Gazetas G., Makris N., Anastasopoulos I. (2003) "Rocking of foundations under strong seismic excitation" *Proc. Of Fib International Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions*, Athens, May 2003.

Apostolou M., Gazetas G., Garini E. (2007) "Seismic response of slender rigid structures with foundation uplifting", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (7), 642-654.

Apostolou M., Gazetas G. (2007) "Analytical modeling of footings under large overturning moment" In. *Proc. 2nd Greece - Japan workshop: Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, Tokyo, 3-4 April, 165-184.

Apse R., Luco J. (1987) "Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach", *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 15 (2), 213–231.

Aviles J., Perez-Rocha L. (1998) "Effects of foundation embedment during building–soil interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27 (12), 1523–1540.

Bielak J. (1975) "Dynamic behavior of structures with embedded foundations", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3 (3), 259-274.

- Bransby M. F., Randolph M. F. (1997) "Shallow foundations subject to combined loadings" Proc.9th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechcs, Wuhan 3, 1947–1952.
- Bransby M.F., Randolph M.F. (1998) "Combined Loading of Skirted Foundations", *Geotechnique*, 48 (5), 637–655.
- Bransby, M. F., Randolph M. F. (1999) "The effect of embedment depth on the undrained response of skirted foundations to combined loading", *Soils Found.* 39 (4), 19–33.
- Brinch Hansen J. (1970) "A revised and extended formula for bearing capacity." Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 5-11.
- Butterfield R., Gottardi G. (1994) "A Complete Three Dimensional Failure Envelope for Shallow Footings on Sand", *Geotechnique*, 44, 181–184.
- Chatzigogos C.T., Pecker A., Salencon J. (2009) "Macroelement modeling of shallow foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29 (5), 765-781.
- Cremer C., Pecker A., Davenne L. (2001) "Cyclic macro-element for soil-structure interaction: material and geometrical non-linearities", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25, 1257–1284.
- Cremer C., Pecker A., Davenne L. (2002) "Modeling of nonlinear dynamic behavior of a shallow strip foundation with macro-element", *Journal of Earthquake Engng*, 6, 175-212.
- Croker A., Nadim F. (1996) "Guidelines for Offshore Structural Reliability Analysis – Examples. for Jack-ups" DNV Reasearch Report No. 95-0072.
- EC8 (2000) "Design provisions for earthquake resistance of structures, part 5: foundations, retaining structures and geotechnical aspects", prEN, 1998–5 European Committee for Standardization, Brussels.
- Elsabee F., Morray J.P., Roesset J.M. (1977) "Dynamic behavior of embedded foundations", Research Report R77-33, MIT.
- Faccioli E., Paolucci R., Vivero G. (2001) "Investigation of seismic soil – footing interaction by large scale cyclic tests and analytical models", *Proceedings of 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, S. Prakash (Ed.), Paper no. SPL-5, San Diego, CA.
- FEMA 356 [2000] "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington DC.

Gadre A., Dobry R. (1998) "Lateral Cyclic Loading Centrifuge Tests on Square Embedded Footing", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engng, ASCE, 124 (11), 1128-1138.

Gajan S., Kutter B.L., Phalen J.D., Hutchinson T.C., Martin G.R. (2005) "Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25 (7-10), 773–783.

Gajan S. & Kutter B. L. (2008) "Capacity, settlement, and energy dissipation of shallow footings subjected to rocking", J. Geotechnical & Geoenv. Engng, ASCE, 134 (8), 1129-1141.

Gajan S., Kutter B. L. (2009) "Effects of Moment-to-Shear Ratio on Combined Cyclic Load-Displacement Behavior of Shallow Foundations from Centrifuge Experiments", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 135 (8), 1044-1055.

Gazetas G. (1983) "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", Int. J. Soil Dyn Earthq Eng, 2, 2–42.

Gazetas G. (1991) "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", J Geotech Eng, ASCE, 117(9), 1363–81.

Gazetas G., Apostolou M., Anastasopoulos I. (2003) "Seismic Uplifting of Foundations on Soft Soil with Examples from Adapazari (Izmit 1999, Earthquake)", BGA International Conference on Foundation Innovations, Observations, Design & Practice, Univ. of Dundee, Scotland, September 25, 37–50.

Gazetas G., Apostolou M. (2004) "Nonlinear soil–structure interaction: foundation uplift and soil yielding", In: Todorovska M., Celebi M., editors, Proceedings of the 3rd US–Japan workshop on soil–structure interaction, USGS, Menlo Park, CA.

Gazetas G., Anastasopoulos I., Apostolou M. (2007) "Shallow and Deep Foundations under Fault Rupture or Strong Seismic Shaking", Earthquake Geotechnical Engineering, Pitilakis K., Editor, Springer: Berlin, 185–210.

Gelagoti F., R. Kourkoulis, I. Anastasopoulos, G. Gazetas (2011) "Rocking Isolation of Frames on Isolated Footings: Design Insights and Limitations", J. Earthquake Engineering (in print).

Gerolymos N., Gazetas G., Tazoh T. (2005) "Seismic Response of Yielding Pile in Non-Linear Soil", Proc. 1st Greece –Japan Workshop, Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations, 25-36, Athens 11-12 October.

Gerolymos N., Gazetas G. (2006) "Static and Dynamic Response of Massive Caisson Foundations with Soil and Interface Nonlinearities-Validation and Results", Soil Dynamics & Earthquake Engineering, 26 (5), 377-394.

- Gouvernec S. (2007) "Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading", *Geotechnique*, 57 (8), 637-646.
- Gourvenec S. (2008) "Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading", *Géotechnique*, 58 (3), 177-185.
- Harada T., Kubo K., Katayama T. (1981) "Dynamic soil–structure interaction by continuum formulation method", Report No. 190, Institute of Industrial Science, University of Tokyo.
- Harden C., Hutchinson T. (2006) "Investigation into the Effects of Foundation Uplift on Simplified Seismic Design Procedures", *Earthquake Spectra*, 22 (3), 663–692.
- Houlsby G. T., Martin C. M. (2003) "Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay" *Géotechnique*, 53 (5), 513-520.
- Housner G. W. (1963) "The Behaviour of Inverted Pendulum Structures during Earthquake", *Bulletin of Seismological Society of America*, 53 (2), 403-417.
- Ishiyama Y. (1982) "Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations", *Earthquake Eng Struct Dyn*, 10 (5), 635–650.
- Kausel E., Roesset J.M., Christian J.T. (1976) "Nonlinear behavior in soil–structure interaction", *J. Geotech Eng Div, ASCE*, 102(GT12), 1159–78.
- Kawashima K., Nagai T., Sakellaraki D. (2007) "Rocking Seismic Isolation of Bridges Supported by Spread Foundations", *Proc. Of 2nd Japan-Greece Workshop on Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, April 3-4, Tokyo, Japan, 254–265.
- Knappett J.A., Haigh S.K., S.P.G. Madabhushi (2006) "Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading", *Soil Dynamics and Earthquake Engng*, 26, 91-102.
- Kourkoulis R., Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kokkali P. (2011) "Dimensional Analysis of SDOF Systems Rocking on Inelastic Soil", *Journal of Earthquake Engineering*, (in print).
- Kramer S. (1996) "Geotechnical earthquake engineering", Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Kutter B.L, Martin G., Hutchinson T.C., Harden C., Gajan S., Phalen J.D. (2003) "Status report on study of modeling of nonlinear cyclic load – deformation behavior of shallow foundations", University of California, Davis, PEER Workshop, March.
- Makris N., Roussos Y. [2000] "Rocking Response of rigid blocks under near source ground motions", *Géotechnique* 50 (3), 243-262.

Martin C. M. (1994) "Physical and numerical modeling of offshore foundations under combined loads", D.Phil. thesis, Univ. of Oxford, UK.

Martin G. R., Lam I. P. (2000) "Earthquake Resistant Design of Foundations : Retrofit of Existing Foundations", Proc. GeoEng 2000 Conference, Melbourne.

Meyerhof, G. G. (1953) "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads" Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Fndn Engg, Vol.1, Zurich, 440-445.

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

Mita A., Luco J. E. (1989) "Impedance functions and input motions for embedded square foundations", J Geotech. Engng., ASCE, 115 (4), 491-503.

Mylonakis G., Nikolaou A., Gazetas G. (1997) "Soil–pile–bridge seismic interaction: kinematic and inertial effects. Part I: soft soil", J Earthq Eng Struct Dyn, 26, (3), 37–59.

Mylonakis G., Nikolaou S., Gazetas G. (2006) "Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations", Soil Dyn Earthq Eng, 26 (9), 824-853.

Newmark N. M. (1965) "Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, 15(2), 139 – 160.

Nova R., Montrasio L. (1991) "Settlement of shallow foundations on sand", Geotechnique, 41(2), 243-256.

Panagiotidou A.I., Gazetas G., Gerolymos N. (2011) "Pushover and Seismic Response of Foundations on Stiff Clay: Analysis with P- Δ Effects", Earthquake Spectra (in print).

Paolucci R. (1997) "Simplified evaluation of earthquake induced permanent displacements of shallow foundations", Journal of Earthquake Engineering, 1 (3), 563–579.

Paolucci R., Shirato M., Yilmaz M.T. (2008) "Seismic behaviour of shallow foundations: Shaking table experiments vs numerical modelling", Earthq Eng Struct Dyn, 37(4), 577–595.

Pecker A. (1998) "Capacity Design Principles For Shallow Foundations in Seismic Areas", Proc.11th European Conference on Earthquake Engineering, A.A. Balkema Publishing.

Pecker A. (2003) "A seismic foundation design process, lessons learned from two major projects: the Vasco de Gama and the Rion Antirion bridges", ACI International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit, La Jolla.

Pender M. (2007) "Seismic design and performance of surface foundations", 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece.

- Perry J. (1881) "Note on the rocking of a column", *Trans Seismol Soc Jpn*, 3, 103–6.
- Prandtl L. (1921), "Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden", *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, 1 (1), 15–20.
- Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. [1996] "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley and sons, New York.
- Psycharis I.N. (1983) "Dynamics of Flexible Systems with Partial Lift-Off", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11 (4), 501-521.
- Psycharis I.N., Jennings P.C. (1983) "Rocking of slender rigid bodies allowed to uplift", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11 (1), 57-76.
- Raychowdhury P., Hutchinson T.C. (2009) "Performance evaluation of a nonlinear Winkler-based shallow foundation model using centrifuge test results", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38 (5), 679-698.
- Richart F.E., Hall J.R., Woods R.D. (1970) "Vibrations of soils and foundations", Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Salgado R., Lyamin A. V., Sloan S. W., Yu H. S. (2004) "Two and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay", *Geotechnique*, 54 (5), 297–306.
- Skempton A. W. (1951) "The bearing capacity of clays." *Building Research Congress*, London, Vol. 1, 180-189.
- Spanos P. D., Koh A. S. (1984) "Rocking of rigid blocks due to harmonic shaking", *J. Engrg.Mech.*, ASCE, 110 (11), 1627–1642.
- Stewart J.P., Seed R.B., Fenves G.L. (1999) "Seismic soil–structure interaction in buildings. II: empirical findings", *J Geotech Eng, ASCE*, 125 (1), 38–48.
- Stokoe K.H, Richart F.E. (1974) "Dynamic response of embedded machine foundations", *J Geotech Eng Div, ASCE*, 100 (GT-4), 427–447.
- Taiebat H. A., Carter J. P. (2000) "Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading", *Geotechnique*, 50 (4), 409–418.
- Tassoulas J.L., Kausel E. (1983) "On the effect of the rigid sidewall on the dynamic stiffness of embedded circular footings", *Earthq. Engng Struct. Dynam.*, 11, 403-14.

- Tassoulas J.L. (1984) "An investigation of the effect of rigid sidewalls on the response of embedded circular foundations to obliquely-incident SV and P waves. Dynamic Soil–Structure Interaction", Rotterdam: AA Balkema, 55–63.
- Taylor P.W., Bartlett P.E., Wiessing P.R. (1981) "Foundation rocking under earthquake loading", Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, AA Balkema, Stockholm, Sweden, Rotterdam, Netherlands, 3, 313–322.
- Terzaghi K. (1943) "Theoretical soil mechanics", John Willey, London and New York.
- Ticof J. (1977) "Surface footings on sand under general planar loads", PhD thesis, University of Southampton
- Ugalde J.A., Kutter B.L., Jeremic B. (2010) "Rocking response of bridges on shallow foundations", Pacific Earthquake Engineering Research Center Report 2010/101, University of California, Berkeley, California.
- Vesic A.S. (1975) "Bearing capacity of shallow foundations", Foundation Engineering Handbook, Eds Winterkorn & Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, 121-147.
- Vrettos C. (1999) "Vertical and rocking impedances for rigid rectangular foundations on soils with bounded non-homogeneity", Earthq Eng Struct Dyn, 28 (12), 1525–1540.
- Wolf J.P. (1994) "Simple physical models for foundation vibrations", Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Wong H.L., Luco J.E. (1985) "Tables of impedance functions for square foundations on layered media", Soil Dyn Earthq Eng, 4, 64–81.
- Yim C.S., Chopra A.K. (1984), "Earthquake response of structures with partial uplift on Winkler foundation", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 12 (2), 263-281.
- Yun G., Bransby M. F. (2007) "The horizontal-moment capacity of embedded foundations in undrained soil" Can. Geotech. J., 44 (4), 409-424.
- Zhang J., Makris N. (2001) "Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses", J Eng Mech ASCE, 127 (5), 473–83.