



Διπλωματική Εργασία

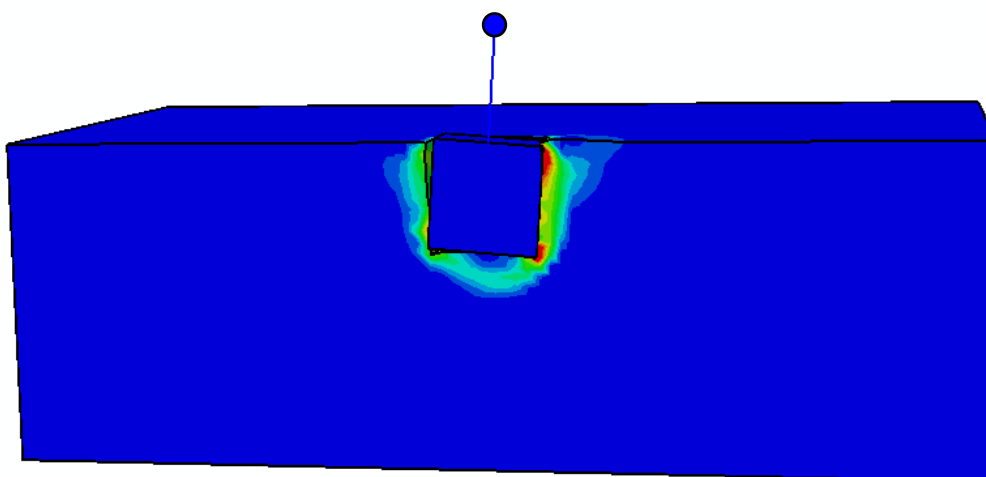
ΝΤΡΙΤΣΟΥ ΝΙΚΟΛΑΟΥ

Επιβλέποντες:

Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

Δρ. Ι. Αναστασόπουλος

***Ανελαστική Απόκριση
Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων***



***Inelastic Response of
Embedded Foundations***

Diploma Thesis by

NTRITSOS NIKOLAOS

Supervised by

Professor G. Gazetas

Dr. I. Anastasopoulos

Μάρτιος 2012

Ευχαριστίες...

Ολοκληρώνοντας τη διπλωματική μου εργασία θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν, άμεσα ή έμμεσα, σε αυτήν την προσπάθεια.

Πρωτίστως, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή κ. Γ. Γκαζέτα για την ευκαιρία που μου παρείχε να εκπονήσω την εργασία αυτή υπό την καθοδήγηση του, αλλά και τις γνώσεις που μου προσέφερε καθόλη τη διάρκεια των σπουδών μου.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στον διδάκτορα Ι. Αναστασόπουλο για τη συνεχή υποστήριξη και τις πολύτιμες συμβουλές του στην προσπάθεια αυτή.

Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω τους διδάκτορες Ρ. Κουρκουλή και Φ. Γελαγώτη για τις επισημάνσεις και συμβουλές τους σε μεγάλο μέρος της εργασίας.

Τέλος, οφείλω να ευχαριστήσω την οικογένεια μου, τους συμφοιτητές και φίλους μου για την αμέριστη συμπαράσταση τους καθόλη τη διάρκεια εκπόνησης της εργασίας.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΙΣΑΓΩΓΗ	9
1 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	13
1.1 Συμβατική ανάλυση αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής.....	15
1.1.1 Γενικότητες	15
1.1.2 Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης	17
1.2 Η αναγκαιότητα της θεώρησης των μη γραμμικοτήτων στην ανάλυση και τον σχεδιασμό των θεμελιώσεων.....	18
1.3 Μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης	20
1.4 Λικνισμός επιφανειακών θεμελιώσεων	22
1.4.1 Λικνισμός σε ανένδοτη βάση	22
1.4.2 Λικνισμός σε ενδόσιμο έδαφος.....	24
1.5 Φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων	27
1.5.1 Εισαγωγή	27
1.5.2 Συμβατική θεωρία φέρουσας ικανότητας	27
1.5.3 Οριζόντια μετακίνηση και στροφή : η σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας	31
1.5.4 Φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση και διαγράμματα αλληλεπίδρασης	31
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 1	37
2 ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	49
2.1 Ορισμός του προβλήματος.....	51
2.2 Μεθοδολογία ανάλυσης	52
2.2.1 Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων	52
2.2.2 Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους	54
2.2.3 Σύμβαση προσήμου	56
2.2.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης.....	57
2.2.5 Στατική μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση	58
2.2.6 Αξιολόγηση του προσομοιώματος (“ <i>Model validation</i> ”)	58
ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 2	61

3	ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ ΕΓΚΙΒΩΤΙΣΜΕΝΩΝ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΩΝ	67
3.1	Γενικότητες.....	69
3.2	Θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους.....	72
3.2.1	Αντοχή σε αξονική δύναμη.....	72
3.2.2	Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη	73
3.2.3	Αντοχή σε ροπή ανατροπής	76
3.2.4	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης.....	77
3.2.5	Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής	78
3.2.6	Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής	79
3.2.7	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής	81
3.3	Θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους.....	82
3.3.1	Αντοχή σε αξονική δύναμη.....	82
3.3.2	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης.....	85
3.3.3	Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής	86
3.3.4	Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής	89
3.4	Η επιρροή των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους.....	91
	ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 3	93
4	ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ	119
4.1	Γενικότητες.....	121
4.2	Μονοτονική οριζόντια φόρτιση	123
4.2.1	Επιφανειακές θεμελιώσεις ($D/B = 0$)	123
4.2.2	Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 1$)	126
4.2.3	Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης	131
4.3	Ανακυκλική οριζόντια φόρτιση	132
4.3.1	Επιφανειακές θεμελιώσεις ($D/B = 0$)	132
4.3.2	Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 1$)	137
4.3.3	Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης	146
4.4	Η επιρροή του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής.....	148
4.4.1	Γενικότητες	148
4.4.2	Επιφανειακές θεμελιώσεις ($D/B = 0$)	149
4.4.3	Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 1$)	150
	ΣΧΗΜΑΤΑ ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ 4.....	153
5	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	195
	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ	201

Εισαγωγή

Τις τελευταίες δεκαετίες, η διεθνής κοινότητα της αντισεισμικής μηχανικής έχει αναδείξει την ανάγκη για μια ουσιαστική μετάβαση στη φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού των κατασκευών προς την κατεύθυνση του σχεδιασμού με στάθμες επιτελεστικότητας (**performance based – design**). Έχει γίνει πλέον αντιληπτό, ότι η ανελαστική απόκριση των κατασκευών κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών κραδασμών είναι αναπόφευκτη. Την ίδια στιγμή, η αύξηση της φέρουσας ικανότητας του δομικού συστήματος δεν εγγυάται πάντα υψηλότερα επίπεδα ασφάλειας. Έτσι, η τρέχουσα φιλοσοφία του αντισεισμικού σχεδιασμού έχει ως σκοπό περισσότερο να ελέγξει τις σεισμικές βλάβες παρά να τις αποφύγει. Βάσει αυτής της ιδέας, οι σύγχρονοι 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 προς στα “μη κρίσιμα” μέλη με τη μορφή μη ψαθυρών μορφών αστοχίας (**ικανοτικός σχεδιασμός**).

Σε πλήρη αντιδιαστολή, 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 (ή τουλάχιστον περιορίζεται) η ενεργοποίηση μιας σειράς μηχανισμών (εδαφική διαρροή, ολίσθηση, ανασήκωμα), οι οποίοι υπό στατικές συνθήκες θα προκαλούσαν αστοχία. Προς τον σκοπό αυτό, στο σχεδιασμό των θεμελιώσεων εισάγονται συντελεστές υπεραντοχής έναντι του αντίστοιχου δομικού μέλους σε συνδυασμό με υψηλούς ψευδοστατικούς συντελεστές ασφαλείας έναντι των διαφόρων μορφών αστοχίας.

Ωστόσο, η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης δε συνεπάγεται απαραίτητα αστοχία εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης. Αντιθέτως, όλο 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].

Μία **νέα φιλοσοφία αντισεισμικού σχεδιασμού** παρουσιάστηκε από τους Anastasopoulos et al. [2010], βάσει της οποίας, η αστοχία του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης χρησιμοποιείται για την προστασία της ανωδομής. Πρόκειται για το ακριβώς αντίστροφο του ισχύοντος ικανοτικού σχεδιασμού. Ενώ στον συμβατικό σχεδιασμό τα θεμέλια υπερδιαστασιολογούνται, ώστε η αντοχή τους να υπερβαίνει την αντοχή των υποστυλωμάτων, στην περίπτωση της νέας αρχής (**μόνωση μέσω λικνισμού**), τα θεμέλια υποδιαστασιολογούνται με τη χρήση ενός συντελεστή υποαντοχής, οδηγώντας την “πλαστική άρθρωση” στο επίπεδο της θεμελίωσης. Μελετώντας την απόκριση 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 που καλείται να πληρώσει η κατασκευή συνίσταται σε ενδεχομένως αυξημένες τιμές παραμένουσας καθίζησης και στρόφης. Η ιδέα της μόνωσης μέσω λικνισμού επεκτάθηκε με ανάλογα αποτελέσματα και για την περίπτωση πλαισιωτών κατασκευών σε μεμονωμένα επιφανειακά θεμέλια [Gelagoti et al., 2011].

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.

Μέσα σε αυτό το πλαίσιο, στην παρούσα εργασία μελετάται η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Ειδικότερα, στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται μια βιβλιογραφική ανασκόπηση της κλασσικής θεωρίας αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής και των σύγχρονων τάσεων με έμφαση στη μη γραμμική – ανελαστική συμπεριφορά των θεμελιώσεων. Στο δεύτερο κεφάλαιο ορίζεται ακριβώς το εξεταζόμενο

πρόβλημα και παρουσιάζεται η μεθοδολογία ανάλυσης που ακολουθείται. Στο τρίτο κεφάλαιο μελετάται η επίδραση του εγκιβωτισμού στη φέρουσα ικανότητα του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης υπό συνδυασμένη φόρτιση και παράγονται τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης. Αποδεικνύεται ότι η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης είναι καταλυτική τόσο ως προς το μέγεθος όσο και ως προς το σχήμα των περιβαλλουσών επιφανειών αστοχίας. Επιπλέον, παρατηρείται ότι η απόκριση της θεμελίωσης είναι ιδιαίτερα ευαίσθητη στα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους. Στο τέταρτο κεφάλαιο εξετάζεται η λικνιστική συμπεριφορά ενός απλού μονοβάθμιου συστήματος για διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Φαινόμενα δευτέρας τάξης λαμβάνονται υπόψη, ενώ έμφαση δίνεται στην ανακυκλική συμπεριφορά του συστήματος, τους μηχανισμούς αστοχίας και τις καθιζήσεις. Παρατηρείται μια σαφής διάκριση της απόκρισης μεταξύ ρηχά και σχετικά βαθιά εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Η εργασία ολοκληρώνεται με το πέμπτο κεφάλαιο, όπου παρουσιάζονται συνοπτικά τα κύρια συμπεράσματα της.

Κεφάλαιο 1 : Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

- 1.1 Συμβατική Ανάλυση Αλληλεπίδρασης Εδάφους - Κατασκευής
- 1.2 Η Αναγκαιότητα της Θεώρησης των Μη Γραμμικοτήτων στην
Ανάλυση και τον Σχεδιασμό των Θεμελιώσεων
- 1.3 Μη Γραμμική – Ανελαστική Απόκριση του Συστήματος
Εδάφους – Θεμελίωσης
- 1.4 Λικνισμός Επιφανειακών Θεμελιώσεων
- 1.5 Φέρουσα Ικανότητα Θεμελιώσεων

1 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Συμβατική ανάλυση αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής

1.1.1 Γενικότητες

Η δυναμική απόκριση των κατασκευών υπό την επίδραση ισχυρών σεισμικών κραδασμών, καθώς και τα σχετιζόμενα με αυτήν φαινόμενα αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής έχουν αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας τις τελευταίες δεκαετίες. Μια συνοπτική και περιεκτική περιγραφή του προβλήματος της δυναμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής δημοσιεύτηκε από τους Mylonakis et al. [2006].

Κατά τη διάρκεια του σεισμού το έδαφος υφίσταται παραμορφώσεις λόγω των σεισμικών κυμάτων που διατρέχουν τη μάζα του. Οι παραμορφώσεις αυτές αποτελούν τη φόρτιση της κατασκευής, μιας και αυτή αναγκάζεται να ακολουθήσει τη κίνηση των εδαφικών σημείων επαφής. Με τη σειρά της 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**.

Η **κινηματική αλληλεπίδραση** 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. Αποτέλεσμα της κινηματικής αλληλεπίδρασης είναι η σεισμική διέγερση στη βάση του συστήματος θεμελίου – ανωδομής να διαφέρει από την κίνηση του ελεύθερου πεδίου. Συνήθως, η διέγερση της θεμελίωσης είναι 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 $U_G = U_A \times I_U(\omega)$, $\Phi_G = \frac{U_A}{B} \times I_\Phi(\omega)$ 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.

Η **αδρανειακή αλληλεπίδραση** αναφέρεται στην απόκριση του συνολικού συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής υπό τη σεισμική διέγερση στη βάση, όπως αυτή προέκυψε από την κινηματική αλληλεπίδραση. Ειδικότερα, αναλύεται η απόκριση του συστήματος υπό τη δράση των δυνάμεων *D' Alembert*, που σχετίζονται με τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στην ανωδομή λόγω της σεισμικής διέγερσης. Η ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης γίνεται σε δύο βήματα. Αρχικά, προσδιορίζονται οι σύνθετες δυναμικές δυσκαμψίες (ελατήρια και αποσβεστήρες) του συστήματος θεμελίου – εδάφους που σχετίζονται με κάθε διεύθυνση ταλάντωσης. 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], Arsel & Luco [1987], Mita & Luco [1989], Gazetas [1991] μελέτησαν τη δυναμική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Η σύνθετη δυναμική δυσκαμψία του συστήματος θεμελίου – εδάφους είναι μιγαδικός αριθμός και γράφεται στη μορφή

$K=\bar{K}+i\omega C$, όπου το \bar{K} εκφράζει την ελαστική δυσκαμψία του συστήματος και την αδράνεια των εδαφικών στοιχείων, το C εκφράζει τη συνολική απόσβεση του εν λόγω συστήματος, η οποία περιλαμβάνει και την ανελαστική υστερητική απόσβεση και την απόσβεση ακτινοβολίας. Τόσο όμως το \bar{K} όσο και το C είναι συναρτήσεις της συχνότητας ταλάντωσης, ω , κι όχι πραγματικά σταθερές.

1.1.2 Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης

Γενικά, ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης επηρεάζει τόσο την κινηματική όσο και την αδρανειακή αλληλεπίδραση.

Σε ότι αφορά 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). Γενικά, όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, τόσο μειώνεται η μετακινησιακή συνιστώσα της κίνησης και τόσο ενισχύεται ο λικνισμός. Ο λικνισμός αποτελεί μια σημαντική και αναπόσπαστη συνιστώσα κίνησης της βάσης του θεμελίου. Αν 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.

Σε ότι αφορά την αδρανειακή αλληλεπίδραση, ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης γενικά 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 της παραπάνω περίπτωσης οδηγεί σε εκτίμηση του μεγέθους της σύνθετης δυσκαμψίας, η οποία μπορεί να απέχει πολύ από την πραγματικότητα. Επίσης, η επιβολή οριζόντιων δυνάμεων σε εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις προκαλεί πέραν των οριζόντιων και περιστροφικές ταλαντώσεις. Έτσι, εκτός από τις συνήθεις μορφές σύνθετης δυσκαμψίας που αναφέρονται σε μια διεύθυνση κίνησης, υπάρχουν και συζευγμένες σύνθετες δυσκαμψίες. Σε ελαφρά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις οι συζευγμένες δυσκαμψίες είναι σχετικά μικρές και μπορούν να αγνοηθούν. Ωστόσο σε μεγαλύτερα βάθη εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, οι συζευγμένες δυσκαμψίες αποκτούν σημαντικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής και ενδεχόμενη αγνόηση τους οδηγεί σε εσφαλμένες εκτιμήσεις [Mylonakis et al., 1997].

1.2 Η αναγκαιότητα της θεώρησης των μη γραμμικοτήτων στην ανάλυση και τον σχεδιασμό των θεμελιώσεων

Παρά την αδιαμφισβήτητη αξία των εργασιών που αναφέρθηκαν στη κατανόηση των μηχανισμών που διέπουν το σύνθετο πρόβλημα της αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής, υπάρχει μια σημαντική υπόθεση πάνω στην οποία βασίστηκαν : ότι το σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά (το έδαφος προσομοιώνεται ιδεατά σαν ένα γραμμικώς ιξωδοελαστικό υλικό και η ελαστική ανωδομή πάντα θεωρείται σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος). Ωστόσο, τα τελευταία χρόνια 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 μεταδιδόμενη 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 της κατασκευής μέσω της αύξησης της δυσκαμψίας ορισμένων στοιχείων, αναπόφευκτα

συνεπάγεται ότι οι μεταδιδόμενες στη θεμελίωση δυνάμεις επίσης 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.

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

1.3 Μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης

Η μη γραμμική συμπεριφορά των θεμελιώσεων έχει μελετηθεί ευρέως τα τελευταία χρόνια, 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 οι

παραπάνω εργασίες αφορούν κυρίως επιφανειακές θεμελιώσεις, λιγιστές 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 για διάφορες παραμέτρους όπως : οι διαστάσεις του θεμελίου, το βάθος εγκιβωτισμού, ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση, ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής, η πυκνότητα και ο τύπος του εδάφους. Κάποια από τα πιο σημαντικά ευρήματα που προέκυψαν παρατίθενται 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 μικρότερες παραμένουσες καθιζήσεις 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) υποφέρουν μικρές μόνιμες παραμορφώσεις και έχουν μια καλά (γεωμετρικά) ορισμένη ροπή αντοχής.

Βάσει των παραπάνω οι συγγραφείς πρότειναν ότι αβαθείς θεμελιώσεις με αρκετά μεγάλο λόγο A/A_c λειτουργούν αποδοτικά ως μηχανισμοί κατανάλωσης ενέργειας μειώνοντας τα φορτία που μεταβιβάζονται στην ανωδομή.

1.4 Λικνισμός επιφανειακών θεμελιώσεων

1.4.1 Λικνισμός σε ανένδοτη βάση

Η ανάλυση της δυναμικής απόκρισης στερεών σωμάτων επί ανένδοτης βάσης έχει ξεκινήσει ήδη από πολύ παλιά με τις εργασίες των Milne [1881] και Perry [1881], οι οποίοι μελέτησαν για πρώτη φορά το ανασήκωμα και την ανατροπή στερεών σωμάτων, προσελκύνοντας μεταγενέστερα το ενδιαφέρον πολλών ερευνητών. Μεταξύ άλλων, οι Housner [1963], Ishiyama [1982], Spanos & Koh [1984], Makris & Roussos [2000], Apostolou et al. [2003, 2007] καθόρισαν τις κύριες παραμέτρους του προβλήματος ενισχύοντας την κατανόηση της δυναμικής του στερεού σώματος. Βασικές έννοιες αυτής δίνονται στη συνέχεια.

Στο **Σχήμα 1.3** απεικονίζεται ένα ορθογώνιο στερεό σώμα με λόγο διαστάσεων B/H που εδράζεται σε ανένδοτη βάση. Όταν η βάση υπόκειται σε οριζόντια κίνηση, το σώμα μπορεί να περιστρέφεται περί τα κέντρα στροφής του O και O' . Ανάλογα με την τιμή της επιτάχυνσης της βάσης και του συντελεστή τριβής μ της διεπιφάνειας, το σώμα μπορεί να μετακινείται μαζί με τη βάση, να λικνίζεται, ή να ολισθαίνει και να λικνίζεται ταυτόχρονα.

Όσο η ροπή ανατροπής ως προς την ακμή της βάσης $m \alpha_g H/2$ (όπου α_g είναι η επιτάχυνση της βάσης και m η μάζα του σώματος) δεν υπερβαίνει την ροπή επαναφοράς $m g B/2$, το σώμα παραμένει σε πλήρη επαφή με τη βάση. Όταν όμως έχουμε υπέρβαση της ροπής επαναφοράς, τότε το στερεό σώμα ανασηκώνεται και εισέρχεται στην λικνιστική απόκριση. Υπό στατικές συνθήκες, μόλις ξεκινήσει το ανασήκωμα το στερεό σώμα αναπόφευκτα ανατρέπεται. Επομένως, η κρίσιμη επιτάχυνση που απαιτείται για να ανατραπεί το σώμα στατικά ταυτίζεται με την ελάχιστη επιτάχυνση που απαιτείται για να ανασηκωθεί από τη βάση του.

$$\alpha_{\text{over, stat}} = \alpha_c = \frac{B}{H} \quad (1.1)$$

Ωστόσο, υπό δυναμική διέγερση η υπέρβαση της επιτάχυνσης α_c απλώς ενεργοποιεί το λικνισμό και εάν το σώμα θα ανατραπεί ή όχι εξαρτάται από διάφορες παραμέτρους και δεν ορίζεται μονοσήμαντα, όπως συμβαίνει υπό στατικές συνθήκες.

Η εξίσωση που περιγράφει τη λικνιστική απόκριση είναι η εξής :

$$\ddot{\theta}(t) = -\rho^2 \{ \sin [\vartheta_c \operatorname{sgn} \vartheta(t) - \vartheta(t)] + \alpha_g(t) \cos [\vartheta_c \operatorname{sgn} \vartheta(t) - \vartheta(t)] \} \quad (1.2)$$

όπου $\vartheta(t)$ είναι η γωνία στροφής περί τα κέντρα στροφών O και O' αντίστοιχα, $\vartheta_c = \arctan(B/H)$ η γωνία ανατροπής του στερεού σώματος επί ανένδοτης βάσης, $\rho = \sqrt{mgR/I_0}$ η χαρακτηριστική “συχνοτική παράμετρος” και R η ημιδιαγώνιος του σώματος $R = \sqrt{B^2 + H^2}$. Η συχνοτική παράμετρος ρ (rad/s) δεν είναι η ιδιοσυχνότητα του συστήματος, αλλά ένα μέγεθος που εκφράζει τα δυναμικά χαρακτηριστικά αυτού και επιδρά σημαντικά στη λικνιστική απόκριση και στο δυναμικό ανατροπής [Spanos & Koh, 1984; Makris & Roussos, 2000; Apostolou et al., 2003]. Πρόκειται για μια φθίνουσα συνάρτηση του μεγέθους του σώματος, δηλαδή όσο μεγαλύτερο είναι το σώμα, τόσο μικρότερη είναι η τιμή του ρ και αντίστροφα.

Η συσχέτιση ροπής – στροφής του στερεού σώματος παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.4**. Η μέγιστη ροπή που μπορεί να εφαρμοστεί στη θεμελίωση είναι $M_u = m g B/2 = m \alpha_g H/2$, και επομένως η μέγιστη επιτάχυνση που αναπτύσσεται στο κέντρο μάζας του σώματος είναι $\alpha_c = \tan\vartheta_c$. Αυτή η μέγιστη τιμή εφαρμόζεται στιγμιαία, και μόλις το σώμα ανασηκωθεί παρουσιάζεται μια μη γραμμική συμπεριφορά ακόμα και για ελαστικές συνθήκες κρούσης. Μόλις ξεκινήσει ο λικνισμός, η σχέση ροπής – στροφής εισέρχεται σε φάση χαλάρωσης εξαιτίας των φαινομένων $P - \delta$ και η τέμνουσα δυσκαμψία του συστήματος συνεχώς μειώνεται έως την τιμή $\vartheta = \vartheta_c$, όπου το σώμα ανατρέπεται. Συνεπώς, η περίοδος ταλάντωσης του συστήματος κατά τη διάρκεια της λικνιστικής απόκρισης δεν είναι σταθερή, αλλά εξαρτάται από τη γωνία στροφής. Αυξανόμενη της γωνίας στροφής αυξάνεται και η περίοδος του συστήματος, η οποία και απειρίζεται τη στιγμή της ανατροπής.

Υπό στατικές συνθήκες, η λυγηρότητα του στερεού σώματος ελέγχει αποκλειστικά την απόκριση του. Ωστόσο, υπό δυναμικές συνθήκες εξαιτίας την έντονα μη γραμμικής φύσης της λικνιστικής κίνησης, η απόκριση του συστήματος επηρεάζεται από μια σειρά παραμέτρων που αντικατοπτρίζουν τόσο τα χαρακτηριστικά της κατασκευής (γεωμετρία), όσο και τα δυναμικά χαρακτηριστικά της ίδιας της διέγερσης. Οι πλέον σημαντικές παράμετροι που ελέγχουν την απόκριση στερεού σώματος επί ανένδοτης βάσης είναι : η

λυγηρότητα της κατασκευής, το μέγεθος του στερεού σώματος και η συχνότητα διέγερσης, η ασυμμετρία και η ακριβής ακολουθία των παλμών.

Η λυγηρότητα της κατασκευής ορίζει την έναρξη της λικνιστικής απόκρισης. Επιπλέον, όσο λιγότερο λυγηρό είναι το σώμα, τόσο πιο ευσταθές είναι. Το μέγεθος του στερεού σώματος σε σχέση με τη συχνότητα της διέγερσης παίζει καθοριστικό ρόλο στη συνολική απόκριση του συστήματος. Μικρότερες κατασκευές ανατρέπονται πιο εύκολα από ότι μεγαλύτερες κατασκευές με τον ίδιο λόγο διαστάσεων. Προφανώς δε, η ύπαρξη μακροπερίοδων παλμών διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στο δυναμικό ανατροπής του σώματος (*“όσο πιο στατική είναι η δυναμική φόρτιση τόσο χειρότερα για την κατασκευή”*). Πέραν της δεσπόζουσας συχνότητας, καθοριστικό ρόλο στο δυναμικό ανατροπής κατέχει η ασυμμετρία και η ακριβής ακολουθία των παλμών.

1.4.2 Λικνισμός σε ενδόσιμο έδαφος

Η ενδοσιμότητα του εδάφους εισάγει πρόσθετους βαθμούς ελευθερίας στο πρόβλημα της λικνιστικής απόκρισης άκαμπτων θεμελιώσεων. Μια κατασκευή που θεμελιώνεται σε ενδόσιμο έδαφος εισέρχεται στη φάση της λικνιστικής απόκρισης για μικρότερα πλάτη φόρτισης από ότι στην περίπτωση της άκαμπτης βάσης, ενώ μπορεί να περιστρέφεται δίχως να αποκολλάται από το υποκείμενο έδαφος. Η λικνιστική απόκριση θεμελιώσεων σε ενδόσιμο έδαφος χαρακτηρίζεται, κατά κανόνα, από ανασήκωμα στην μία άκρη του θεμελίου, και βύθιση στην άλλη.

Η απόκριση του συστήματος είναι έντονα μη γραμμική, ακόμα και για την περίπτωση ιδεωδώς ελαστικού εδάφους, λόγω της γεωμετρικής μη γραμμικότητας. Στην περίπτωση δε όπου το έδαφος είναι ανελαστικό εισάγεται επιπλέον και μη γραμμικότητα υλικού. Η γεωμετρική μη γραμμικότητα συνίσταται αφενός στην σταδιακή μείωση του ενεργού πλάτους του θεμελίου (μείωση της επιφάνειας επαφής θεμελίου – εδάφους) και αφετέρου στα φαινόμενα $P - \delta$. Τα τελευταία ενισχύονται σε μεγάλες γωνίες στροφής, ιδίως στην περίπτωση υψίκορμων κατασκευών. Η μη γραμμικότητα υλικού, συνίσταται αντίστοιχα στην υστερητική σχέση τάσεων – παραμορφώσεων του εδάφους.

Ελαστικό έδαφος

Για ιδεωδώς ελαστική εδαφική συμπεριφορά, η μη γραμμικότητα στην απόκριση είναι καθαρά γεωμετρική και πηγάζει από το ανασήκωμα της θεμελίωσης, ενώ ενισχύεται χάρη στα φαινόμενα $P - \delta$, ιδίως σε υψίκορμες και εύκαμπτες κατασκευές.

Εξαιτίας της εδαφικής ενδοσιμότητας, η θεμελίωση μπορεί να περιστρέφεται παραμένοντας σε πλήρη επαφή με το υποκείμενο έδαφος, όσο το πλάτος στροφής δεν υπερβαίνει την κρίσιμη τιμή που ορίζει την έναρξη του ανασηκώματος. Μόλις συμβεί υπέρβαση της κρίσιμης γωνίας στροφής, το θεμέλιο αποκολλάται από το υποκείμενο έδαφος. Συνεπώς, ο λικνισμός επιφανειακής θεμελίωσης σε ελαστικό έδαφος διακρίνεται σε δύο φάσεις : στην γραμμική φάση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους και στη μη γραμμική φάση, όπου εκδηλώνεται ανασήκωμα της θεμελίωσης (**Σχήμα 1.5**). Οι Apostolou & Gazetas [2007] εκτελώντας διδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων διερεύνησαν την επίδραση της εδαφικής ενδοσιμότητας στην λικνιστική απόκριση στερεών σωμάτων επί ελαστικού εδάφους. Απέδειξαν πως σε ένα πολύ σφιχτό έδαφος, το ανασήκωμα δεσπόζει κατά την απόκριση, ενώ καθώς αυξάνει η εδαφική ενδοσιμότητα αυξάνεται το ενεργό πλάτος του θεμελίου και μειώνεται η συνεισφορά του ανασηκώματος.

Η ροπή στην οποία ξεκινά το ανασήκωμα του θεμελίου επί ελαστικού εδάφους (M_{uplift}) είναι ένα κλάσμα της ροπής για την οποία εκδηλώνεται το ανασήκωμα στην περίπτωση ανένδοτης βάσης $M_{\text{ult}} = N B/2$, όπου N είναι το κατακόρυφο φορτίο και B το πλάτος του θεμελίου (**Σχήμα 1.6**). Με βάση το μοντέλο *Winkler*, η ροπή που σηματοδοτεί την έναρξη του ανασηκώματος είναι $M_{\text{uplift}} = N B/6$. Οι Apostolou & Gazetas [2007] χρησιμοποιώντας ένα ελαστικό συνεχές μέσο για την προσομοίωση ομοιογενούς εδάφους, υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, υπολόγισαν τη ροπή ανασηκώματος $M_{\text{uplift}} = N B/4$. Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.6**, μόλις ξεκινήσει το ανασήκωμα, η τέμνουσα δυσκαμψία του συστήματος συνεχώς μειώνεται, εξαιτίας της μείωσης του ενεργού πλάτους του θεμελίου, οριοθετώντας έτσι τη μέγιστη ροπή αντοχής. Από εκεί και έπειτα, η σχέση ροπής – στροφής εισέρχεται σε φάση χαλάρωσης εξαιτίας της ενισχυμένης δράσης των φαινομένων $P - \delta$.

Ανελαστικό έδαφος

Πιο ενδιαφέρουσα και πρακτικά χρήσιμη είναι η θεώρηση ανελαστικής συμπεριφοράς του εδάφους, αφού η πλαστικοποίηση κάτω από τα άκρα του θεμελίου είναι αναπόφευκτη στις περισσότερες των περιπτώσεων, ήδη από την κατακόρυφη φόρτιση. Όπως και κατά τη θεώρηση ελαστικού εδάφους, διακρίνονται δύο φάσεις στη λικνιστική απόκριση.

Σε χαμηλά επίπεδα ροπής, διατηρείται πλήρης επαφή του θεμελίου με το υποκείμενο έδαφος. Σε αντίθεση με την ελαστική περίπτωση, ο πόλος περιστροφής του θεμελίου δεν είναι σταθερός στο μέσον αυτού, αλλά κινείται σταδιακά προς το λιγότερο φορτιζόμενο άκρο. Συνέπεια αυτού, η καθίζηση στο κέντρο του θεμελίου κατά την φάση πλήρους επαφής είναι μη μηδενική, σε αντίθεση με το ελαστικό έδαφος.

Το ανασήκωμα της θεμελίωσης ξεκινά για την ίδια κρίσιμη γωνία στροφής όπως στην περίπτωση του ελαστικού εδάφους [Apostolou & Gazetas, 2007]. Καθοριστική παράμετρος στη λικνιστική απόκριση θεμελίωσης επί ανελαστικού εδάφους είναι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS_v = N_{ult}/N$ (ή ο συντελεστής κατακόρυφου φορτίου $\chi = 1/FS_v = N/N_{ult}$). Για υψηλές τιμές του FS_v κυριαρχεί το ανασήκωμα με ελάχιστη πλαστικοποίηση του εδάφους (**Σχήμα 1.7α**). Αντίθετα, για χαμηλές τιμές του FS_v εκτεταμένη εδαφική διαρροή λαμβάνει χώρα κάτω από το θεμέλιο, ενώ περιορίζεται σημαντικά το ανασήκωμα (**Σχήμα 1.7β**). Αναλυτικές εκφράσεις για τη σχέση ροπής – στροφής επιφανειακής θεμελίωσης, τόσο για την περίπτωση που κυριαρχεί το ανασήκωμα ($\chi < 0.5$), όσο και για την περίπτωση που δεσπόζει η πλαστικοποίηση του εδάφους ($\chi > 0.5$) έχουν παραχθεί από τους Allotey & Naggar [2003] χρησιμοποιώντας ένα μη γραμμικό ελαστοπλαστικό μοντέλο *Winkler*. Οι διαφορετικές καταστάσεις της καμπύλης $M - \theta$ υπό μονοτονική φόρτιση παρουσιάζονται στο **Σχήμα 1.8**, χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων $P - \delta$.

Η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης έχει ως αποτέλεσμα παραμένουσες παραμορφώσεις μετά το πέρας της φόρτισης. Το μέγεθος αυτών εξαρτάται από το στατικό συντελεστή ασφαλείας FS_v , αλλά σχετίζεται επίσης και με τα χαρακτηριστικά της δυναμικής διέγερσης (πλάτος επιτάχυνσης, συχνότητα, ακολουθία και ασυμμετρία των παλμών).

1.5 Φέρουσα ικανότητα θεμελιώσεων

1.5.1 Εισαγωγή

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας μιας θεμελίωσης είναι ένα από τα σημαντικότερα θέματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Είναι επίσης ιδιαίτερης σημασίας 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].

1.5.2 Συμβατική θεωρία φέρουσας ικανότητας

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.

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

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

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

$$q_u = \frac{Q_u}{BL} = c N_c \zeta_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \zeta_\gamma + q N_q \zeta_q \quad (1.4)$$

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 (1.4) παίρνει τη μορφή :

$$q_u = (\pi + 2) S_u \zeta_c + q \quad (1.5)$$

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 (1.5), 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_c	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 κλασσικές ημιεμπειρικές 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 εδώ να σημειωθεί ότι οι περισσότερες από τις παραπάνω εκφράσεις αναφέρονται σε βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B \leq 1$.

Οι παραδοσιακές εξισώσεις (1.4) και (1.5) 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] :

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \quad (1.6)$$

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 :

$$s_c = 1 + C_1 \frac{B}{L} + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (1.7)$$

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.

1.5.3 Οριζόντια μετακίνηση και στροφή : η σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας

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 $\mu (\approx 0.7)$ 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 1.9** 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 πλέον της στροφής. Στο **Σχήμα 1.10** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας, όταν το θεμέλιο υποβάλλεται σε στροφή με (μη μηδενική τέμνουσα) και χωρίς (μηδενική τέμνουσα) δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης.

1.5.4 Φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση και διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Όπως προαναφέρθηκε, η εξίσωση (1.4) έχει καθιερωθεί δεκαετίες τώρα και χρησιμοποιείται ευρέως στην πράξη από τους μηχανικούς. Ωστόσο δεν παύει να αποτελεί μια ημιεμπειρική 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. Επιπλέον, 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 (1.4) 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 αλληλεπίδρασης (ή καμπυλών / επιφανειών αλληλεπίδρασης ή περιβαλλουσών καμπυλών / επιφανειών αστοχίας). 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 :

$$f \left(\frac{N}{AS_u}, \frac{Q}{AS_u}, \frac{M}{ABS_u} \right) = 0 \quad (1.8)$$

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 :

$$f = \left(\frac{N}{N_{ult}}\right)^{2.5} - \left(1 - \frac{Q}{Q_{ult}}\right)^{1/3} \left(1 - \frac{M^*}{M_{ult}}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{M^*}{M_{ult}}\right) \left(\frac{Q}{Q_{ult}}\right)^5 = 0 \quad (1.9)$$

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

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 1.11** 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 Gouvenec [2007] διερεύνησε την οριακή αντοχή ορθογωνικών πεδίων 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 εφελκυστική αντοχή.

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 (1.9)]. 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 μετακινήσιου 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 αστοχίες για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού που εξετάστηκαν απεικονίζονται στο **Σχήμα 1.12** 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) :

$$(H/H_{max})^2 + (M^*/M_0)^2 = 1 \quad (1.10)$$

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 αστοχίες σε VH , VM , MH και VMH χώρο φόρτισης για τις ίδιες συνθήκες στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Στο **Σχήμα 1.13** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα στο επίπεδο VH σε αδιάστατους όρους και κανονικοποιημένα ως προς τα μεγέθη V_{ult} και M_{ult} . Η παρακάτω εξίσωση μπορεί προσεγγιστικά να περιγράψει τη καμπύλη αστοχίας :

$$V/V_{ult} = (1 - H/H_{ult})^p \quad (1.11)$$

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

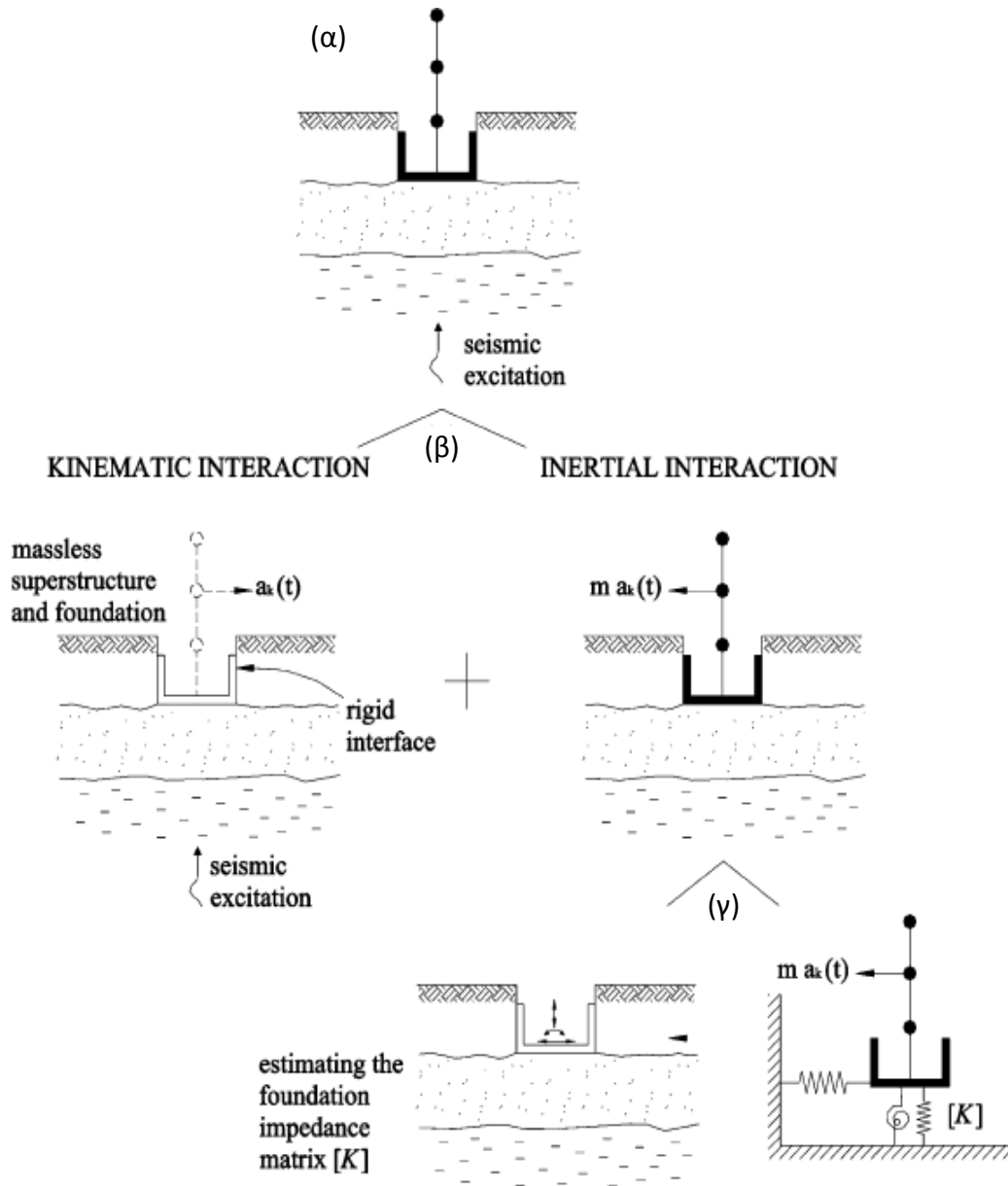
Στο **Σχήμα 1.14** απεικονίζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης στο επίπεδο *VM*. Το σχήμα της καμπύλης φαίνεται να είναι ανεξάρτητο από το βαθμό εγκιβωτισμού και περιγράφεται αρκετά ικανοποιητικά από την εξίσωση :

$$V/V_{ult} = (1 - M/M_{ult})^{0.23} \quad (1.12)$$

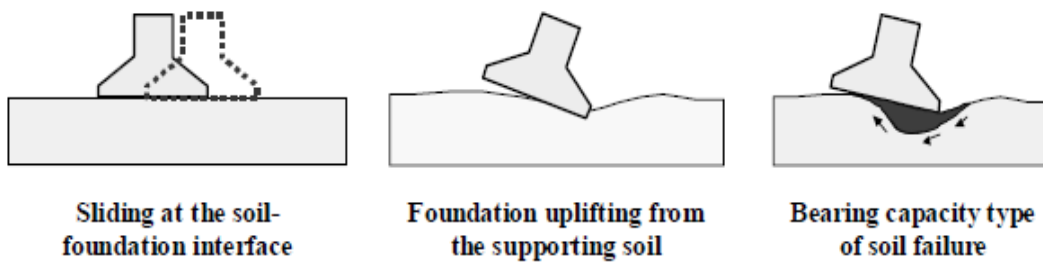
Σε ότι αφορά τη φόρτιση στο επίπεδο *MH* η Gourvenec καταλήγει στα ίδια συμπεράσματα με αυτά των Yun & Bransby. Η ασυμμετρία της περιβάλλουσας αστοχίας καταδεικνύει τη σύζευξη του στροφικού και του οριζόντιου μετακινήσιου βαθμού ελευθερίας, με αποτέλεσμα το σχήμα της καμπύλης να ποικίλει ανάλογα με το 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 1.15**, όπου απεικονίζονται τομές των περιβαλλουσών αστοχίας στο *MH* επίπεδο φόρτισης, σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου.

Κεφάλαιο 1 : Σχήματα

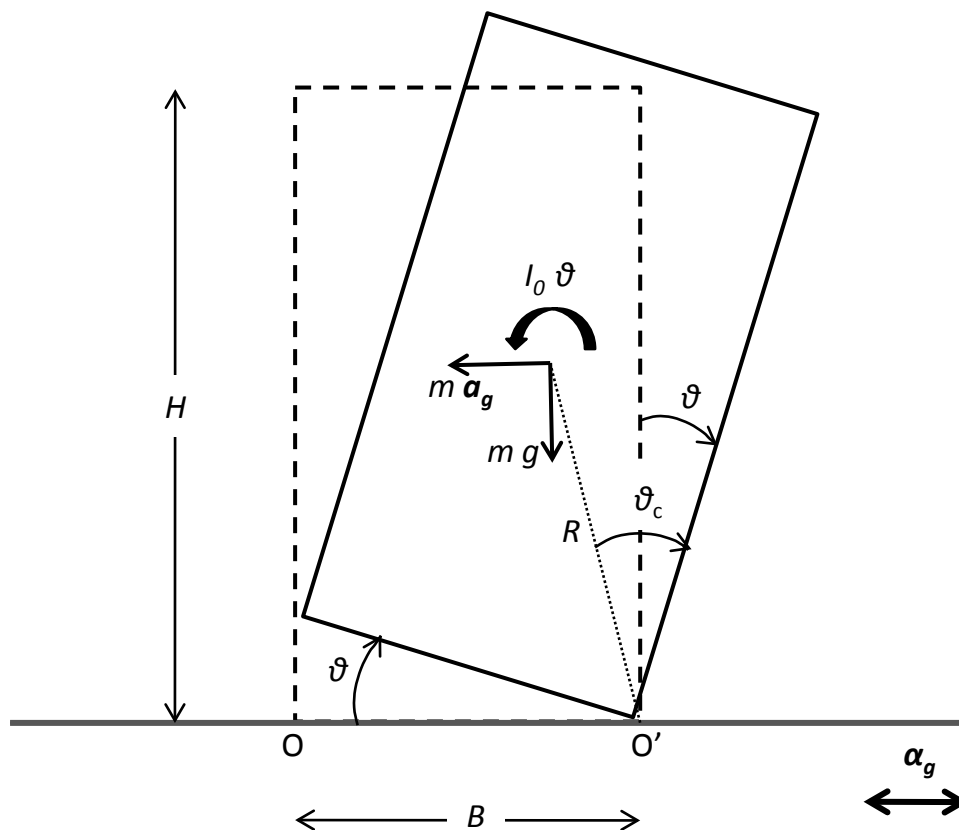
Βιβλιογραφική Ανασκόπηση



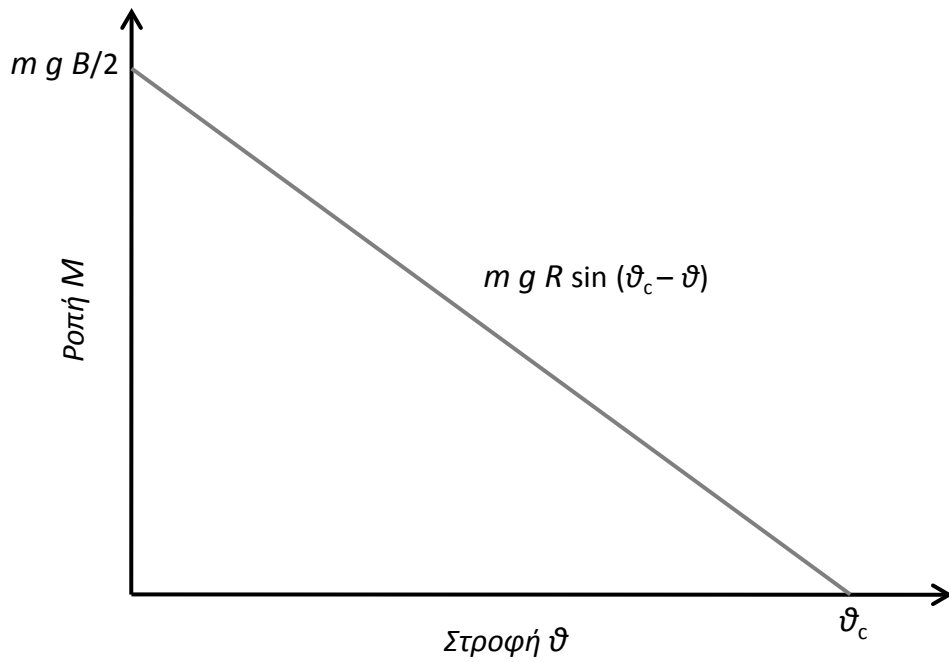
Σχήμα 1.1 (α) Το πρόβλημα : σεισμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής, (β) επαλληλία κινηματικής και αδρανειακής αλληλεπίδρασης, (γ) ανάλυση της αδρανειακής αλληλεπίδρασης σε δύο βήματα (Mylonakis et al., 2006).



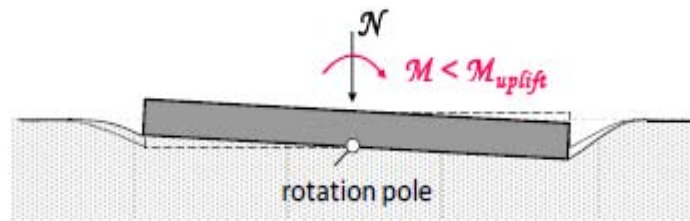
Σχήμα 1.2 Μηχανισμοί μη γραμμικής απόκρισης στο σύστημα εδάφους – θεμελίωσης (Gazetas & Apostolou, 2004).



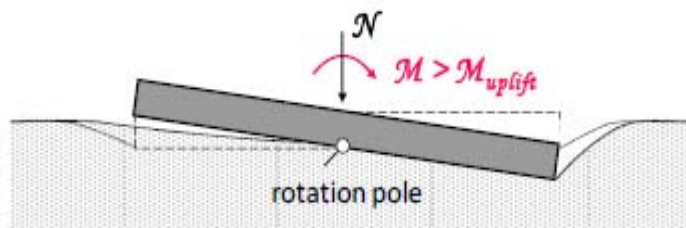
Σχήμα 1.3 Ορθογώνιο στερεό σώμα σε ανέδραστη βάση.



Σχήμα 1.4 Διάγραμμα ροπής – στροφής στερεού σώματος επί ανένδοτης βάσης.

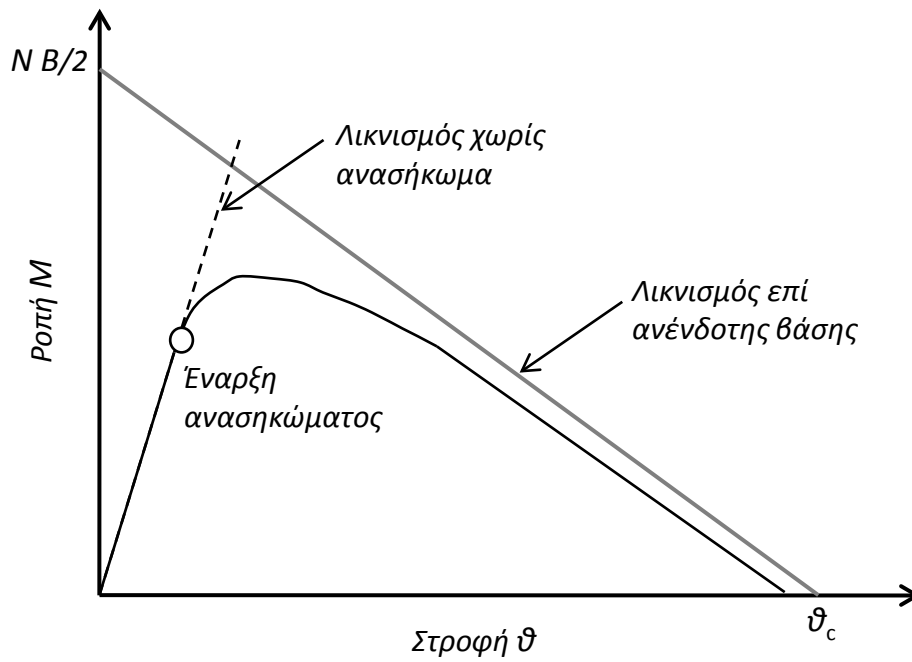


(α)

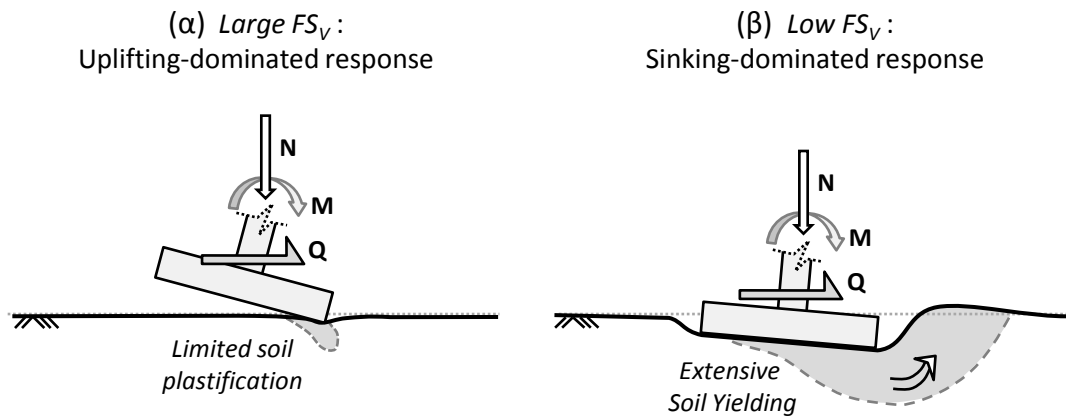


(β)

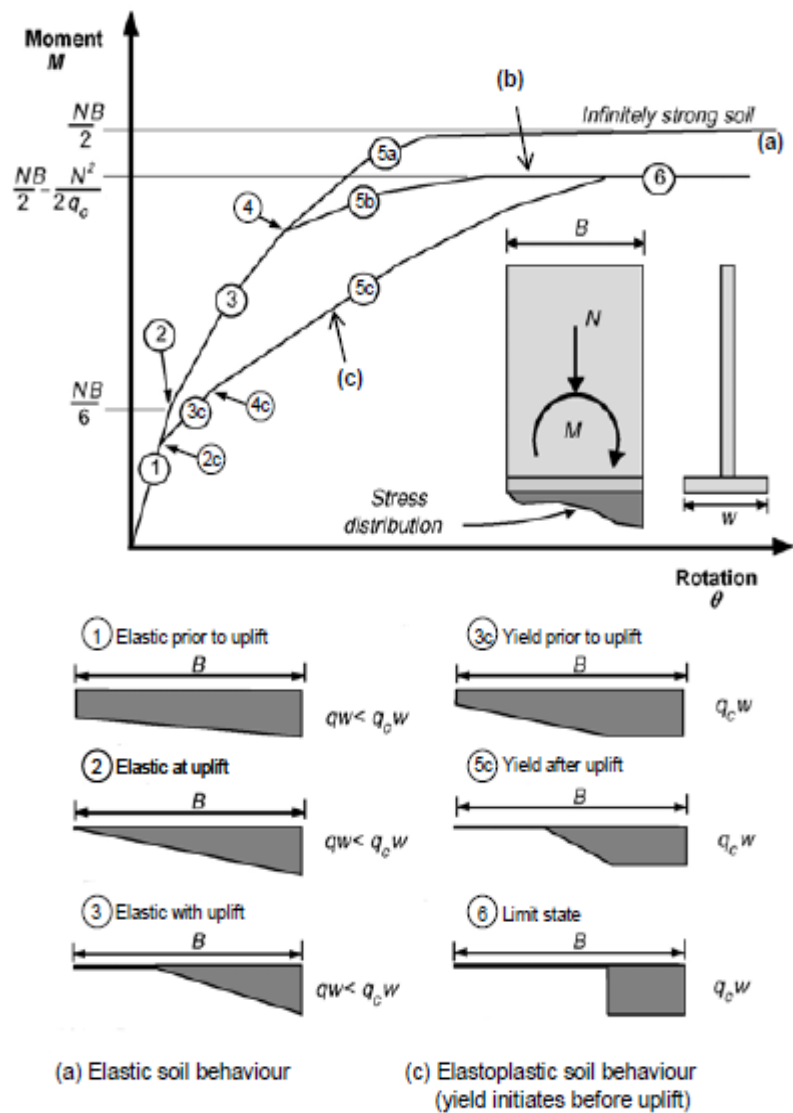
Σχήμα 1.5 Λικνισμός άκαμπτου θεμελίου επί ελαστικού εδάφους : (α) γραμμική φάση πλήρους επαφής (β) μη γραμμική φάση με ανασήκωμα (Apostolou & Gazetas, 2007).



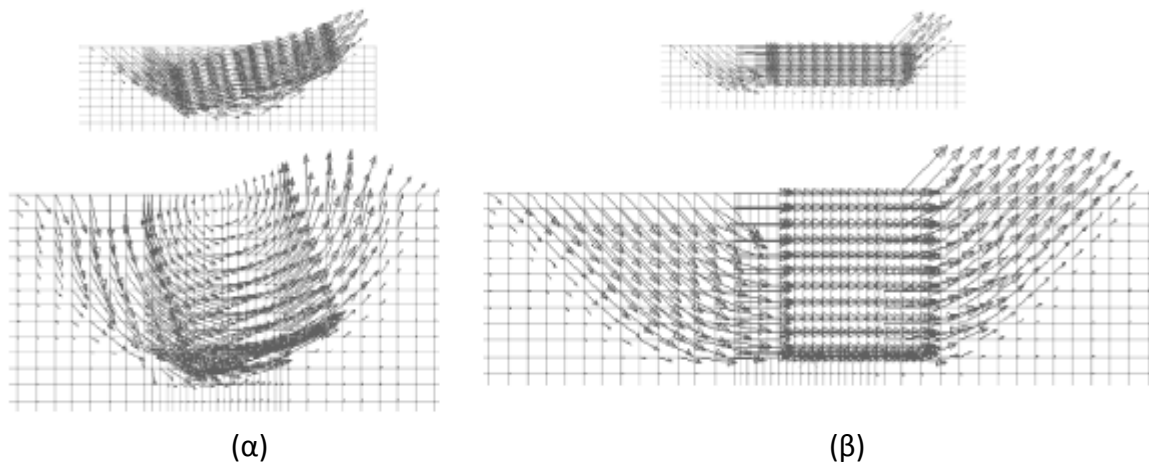
Σχήμα 1.6 Διάγραμμα ροπής – στροφής επιφανειακής θεμελίωσης με θεώρηση των φαινομένων $P - \delta$ (Apostolou & Gazetas, 2007).



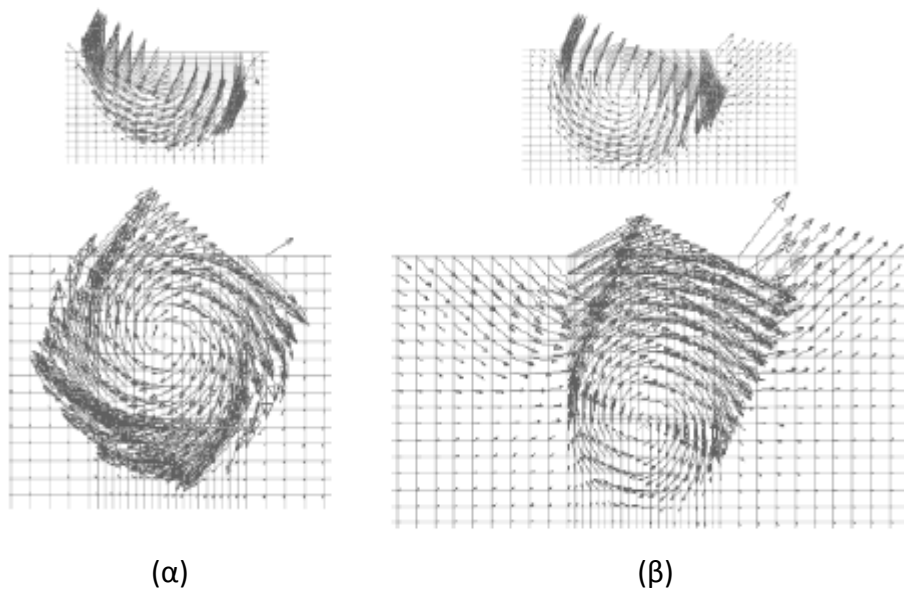
Σχήμα 1.7 Λικνιστική απόκριση επιφανειακής θεμελίωσης υποκείμενης σε συνδυασμένη MQN φόρτιση : (α) υψηλός FS_v (β) χαμηλός FS_v (Anastasopoulos et al., 2012).



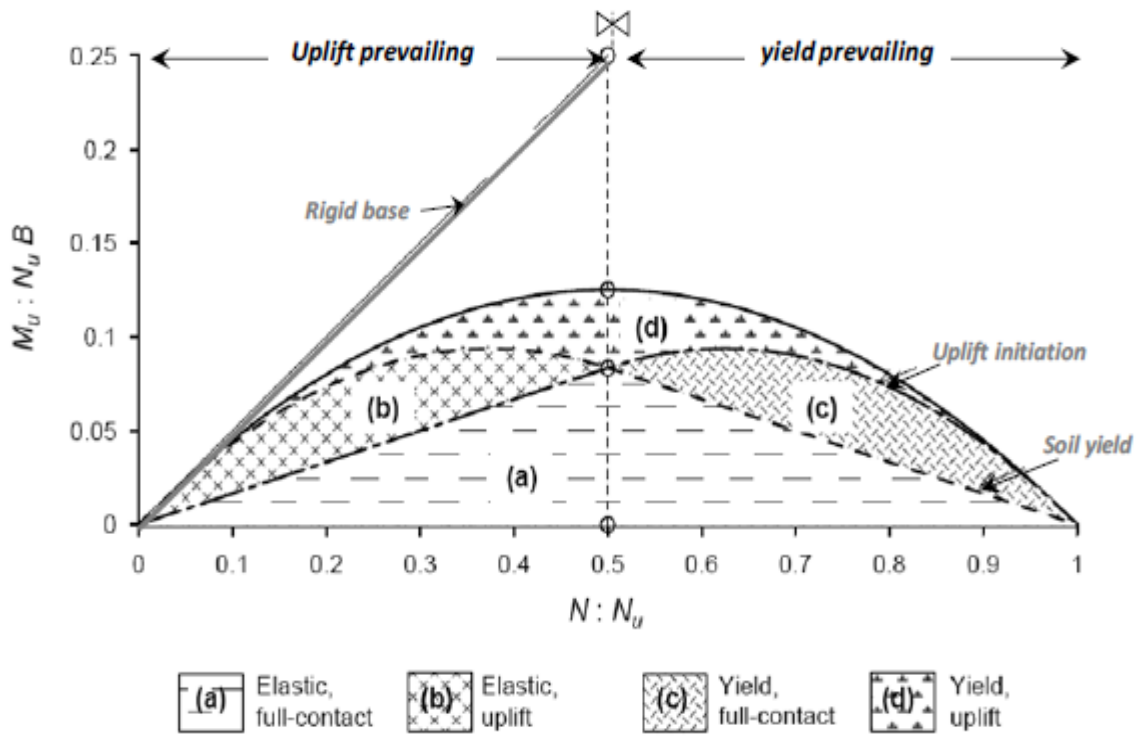
Σχήμα 1.8 Λικνισμός διατμητικού τοιχώματος σε λωριδωτό θεμέλιο : οι διαφορετικές φάσεις της μονοτονικής καμπύλης ροπής – στροφής (FEMA 274).



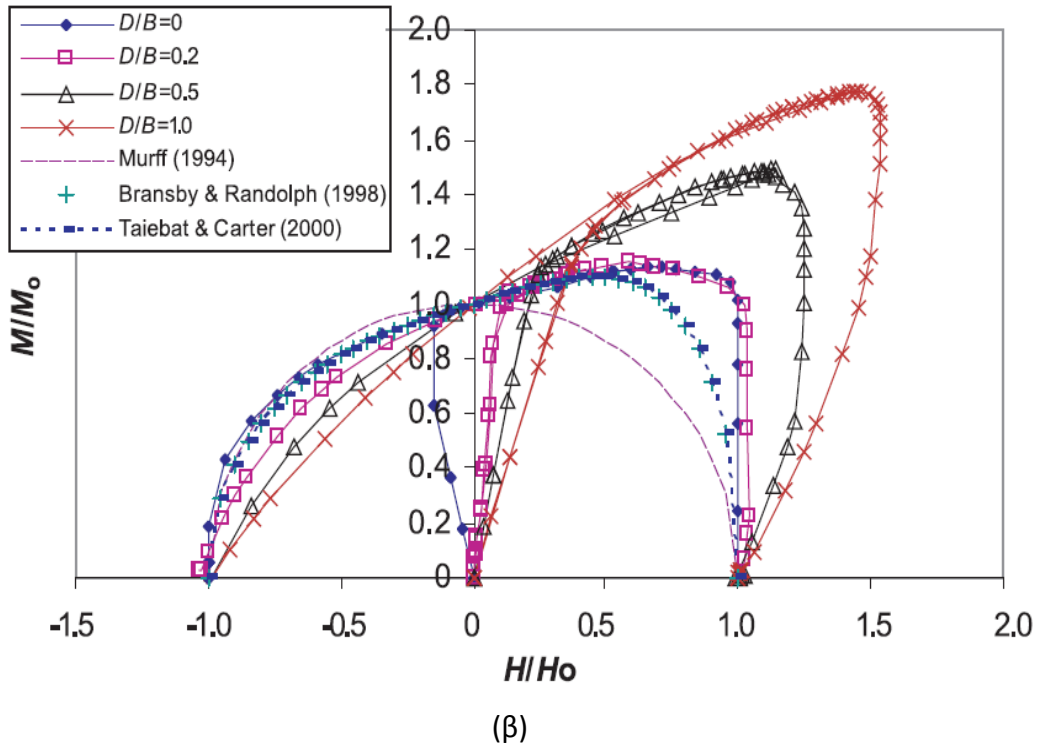
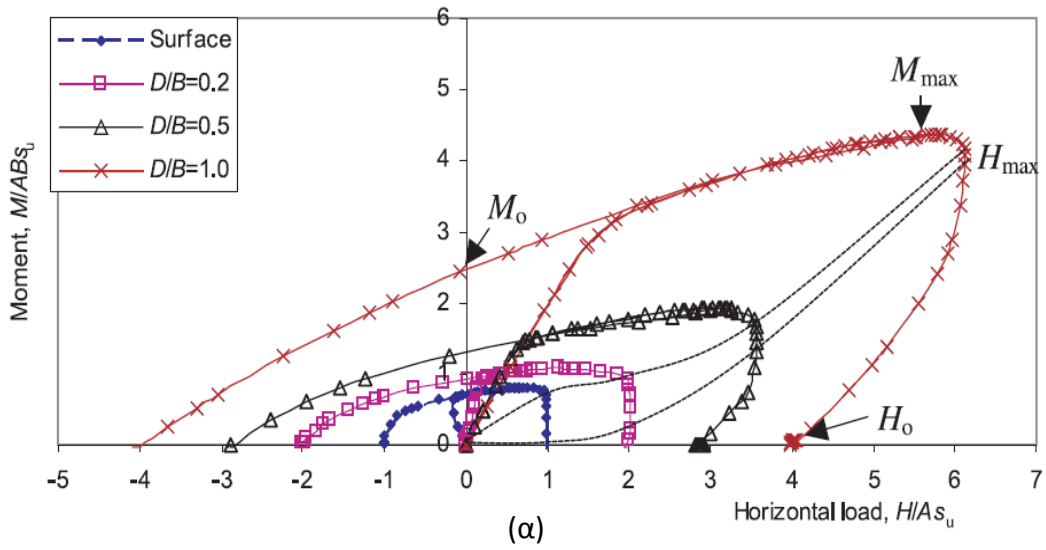
Σχήμα 1.9 Μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό οριζόντια φόρτιση στη βάση, $D/B = 0.25$ και 1: (α) χωρίς και (β) με δέσμευση της στροφής (Gourvenec, 2008).



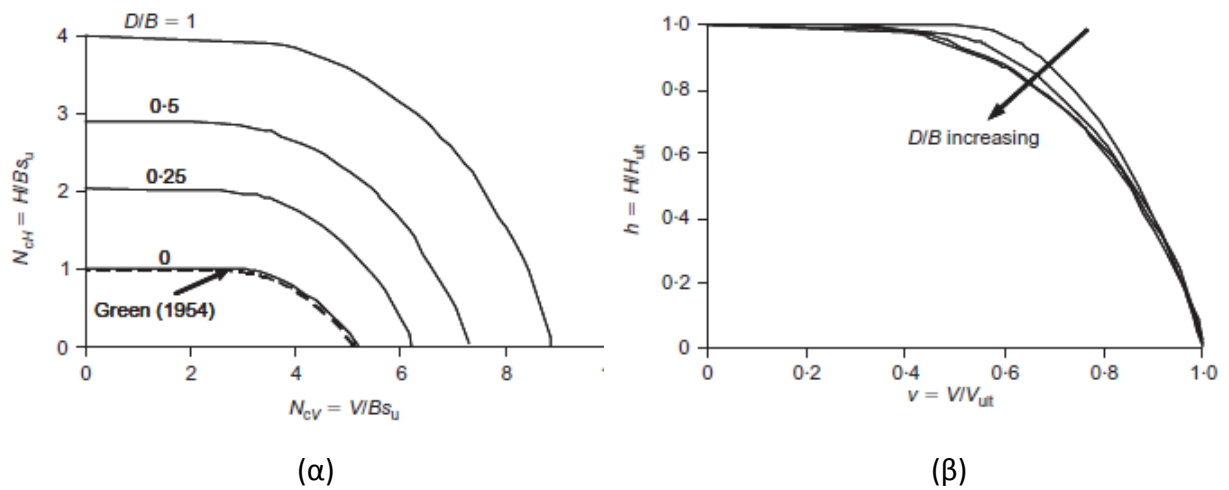
Σχήμα 1.10 Μηχανισμοί αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό την επιβολή ροπής στη βάση, $D/B = 0.25$ και 1: (α) χωρίς και (β) με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (Gourvenec, 2008).



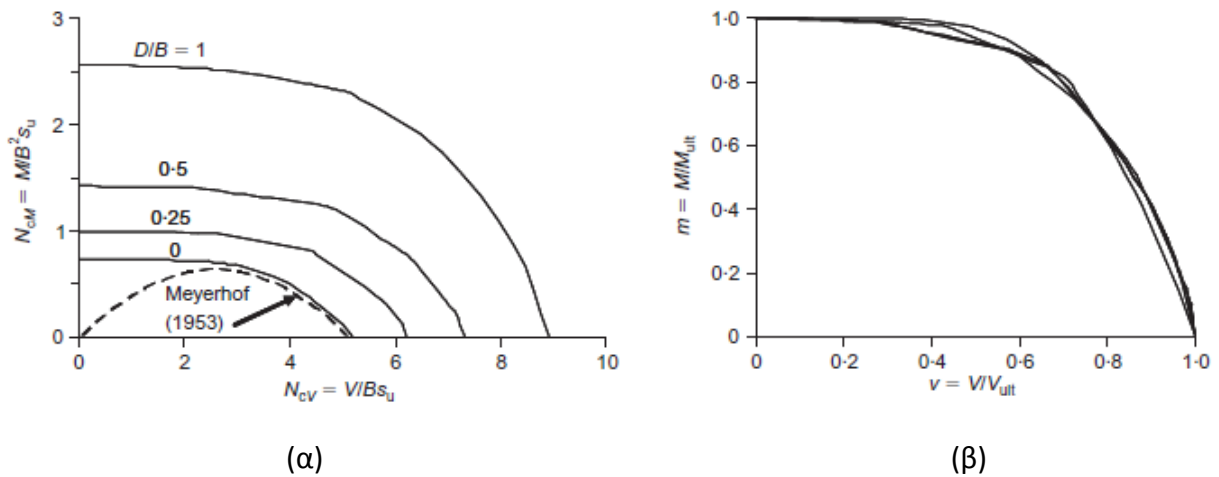
Σχήμα 1.11 Καμπύλες αλληλεπίδρασης επιφανειακών θεμελιώσεων στο επίπεδο $M - N$, για ανένδοτο και ενδόσιμο έδαφος. Απόζευξη των μηχανισμών αποκόλλησης και εδαφικής διαρροής (Apostolou & Gazetas, 2007).



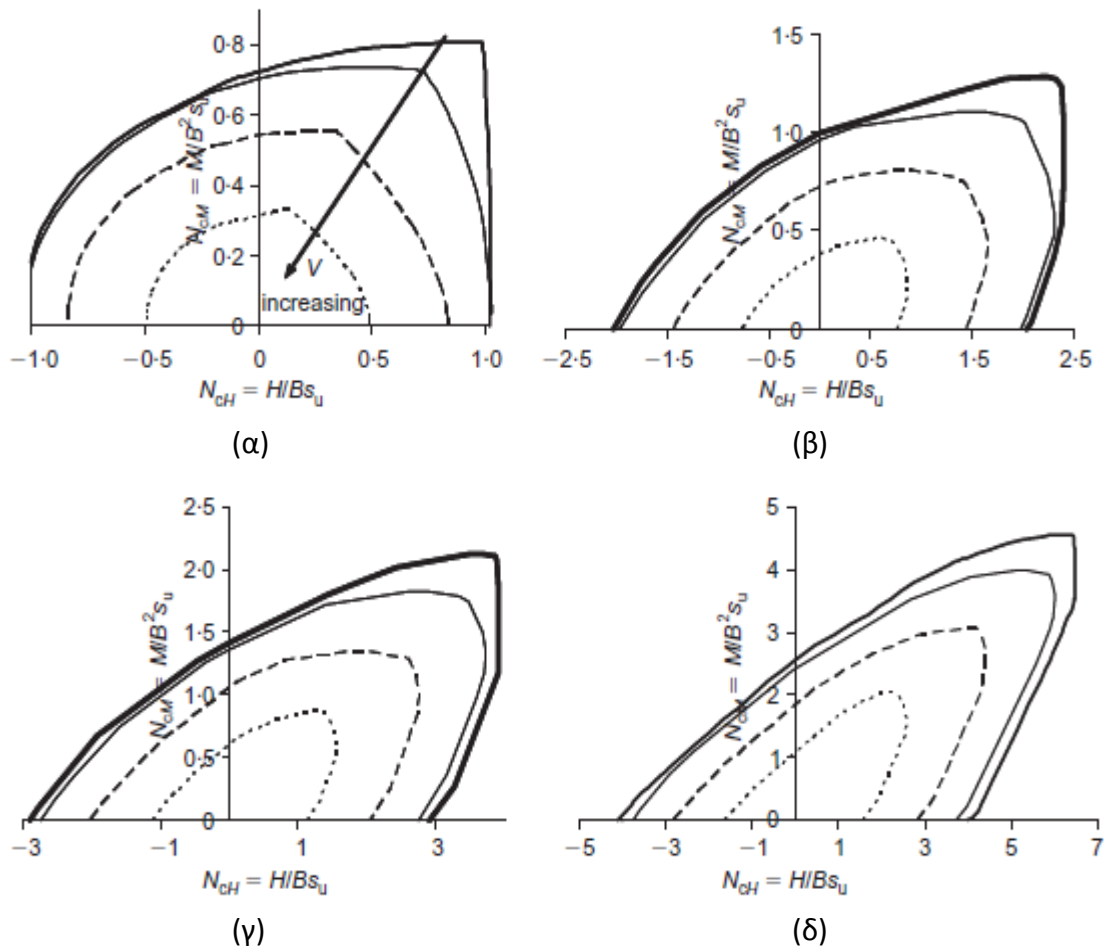
Σχήμα 1.12 Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για MH ($V = 0$) φόρτιση : θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους : $D/B = 0, 0.2, 0.5$ και 1 : (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (Yun & Bransby, 2007).



Σχήμα 1.13 Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VH ($M = 0$) φόρτιση: (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (Gourvenec, 2008).



Σχήμα 1.14 Περιβάλλουσες αστοχίας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων για VM ($H = 0$) φόρτιση: (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης (Gourvenec, 2008).



Σχήμα 1.15 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).

Κεφάλαιο 2 : Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

2.1 Ορισμός του Προβλήματος

2.2 Μεθοδολογία Ανάλυσης

2 Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

2.1 Ορισμός του προβλήματος

Η παρούσα εργασία εντάσσεται σε ένα ευρύτερο πλαίσιο μελετών της σεισμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής με θεώρηση της μη γραμμικής – ανελαστικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης. Κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών γεγονότων, το θεμέλιο μπορεί να αποκολλάται από το έδαφος ή/και να ολισθαίνει κατά μήκος της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους, ενώ ταυτόχρονα κινητοποιούνται μηχανισμοί φέρουσας ικανότητας του εδάφους υπό τη δράση της συνδυασμένης $M Q N$ σεισμικής φόρτισης. Η κινητοποίηση τέτοιων μηχανισμών δε συνεπάγεται απαραίτητα αστοχία, χάρη στον ανακυκλικό και κινηματικό χαρακτήρα της σεισμικής φόρτισης. Αντιθέτως, η ιδέα του να επιτρέπεται το ανασήκωμα της θεμελίωσης (*γεωμετρική μη γραμμικότητα*) και η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (*ανελαστικότητα υλικού*) έχει προταθεί τα τελευταία χρόνια σαν εναλλακτική της συμβατικής φιλοσοφίας σχεδιασμού [FEMA – 356, 2000]. Πλήθος ερευνητών έχουν δείξει ότι η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης είναι όχι μόνο αναπόφευκτη, αλλά μπορεί να αποδειχθεί και ευεργετική για τη συνολική απόκριση της κατασκευής [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; Paolucci et al., 2008; Kawashima et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008; Anastasopoulos et al., 2010; Gelagoti et al., 2011].

Παρά 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], λιγότερες είναι οι εργασίες που αφορούν την ανελαστική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008]. Οι τελευταίες περιορίζονται στη

μελέτη θεμελιώσεων πλήρως συγκολλημένων στο έδαφος, υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξης.

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας αποτελεί η μη γραμμική – ανελαστική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Συγκεκριμένα, μελετάται η απόκριση θεμελιώσεων τετραγωνικής κάτοψης, βαθμού εγκιβωτισμού $D/B = 0, 0.2, 0.5$ και 1 επί ομοιογενούς στιφρού αργιλικού εδάφους υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Ειδικότερα, η εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη. Στο πρώτο μέρος (κεφάλαιο 3) εξετάζεται το σύστημα εγκιβωτισμένης θεμελίωσης του **Σχήματος 2.1α**. Η ανωδομή αναπαρίσταται από ένα συνδυασμό φόρτισης $M Q N$, ο οποίος επιβάλλεται απευθείας στη βάση του θεμελίου, χωρίς να λαμβάνονται υπόψη φαινόμενα δευτέρας τάξεως. Αποτέλεσμα των αναλύσεων είναι η εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης $M Q N$, που προσδιορίζουν τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος για ένα πλήθος εντατικών καταστάσεων. Στο δεύτερο μέρος (κεφάλαιο 4) προσομοιώνεται το σύνολο του συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής (**Σχήμα 2.1β**) και εξετάζεται η λικνιστική του συμπεριφορά. 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 και χάριν απλοποίησης ο ταλαντωτής θεωρείται άκαμπτος. Η φόρτιση εφαρμόζεται μέσω ελεγχόμενης οριζόντιας μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής, ώστε λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φαινομένων $P - \delta$, ενώ έμφαση δίνεται στην ανακυκλική συμπεριφορά του συστήματος και τις καθιζήσεις.

2.2 Μεθοδολογία ανάλυσης

2.2.1 Προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων

Το πρόβλημα αναλύεται μέσω μιας σειράς τρισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (2008). Το τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις

απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.2**. Εκμεταλλευόμενοι τη συμμετρία του προβλήματος αρκεί να προσομοιώσουμε τη μισή γεωμετρία αυτού.

Το αργιλικό έδαφος προσομοιώνεται με 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 (εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά), το ειδικό βάρος $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, ενώ ο λόγος $E/S_u = 1800$, όπου E το μέτρο ελαστικότητας *Young*. Ίδια στοιχεία χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της θεμελίωσης. Τα στοιχεία του θεμελίου συμπεριφέρονται ως γραμμικής 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 ($\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$). Το βάθρο προσομοιώνεται με γραμμικά ελαστικά στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής (B31), με υψηλό μέτρο ελαστικότητας, ώστε το βάθρο να είναι πρακτικά άκαμπτο. Η μάζα του βάθρου θεωρείται αμελητέα έτσι, η συνολική μάζα της ανωδομής είναι συγκεντρωμένη στο στοιχείο μάζας που τοποθετείται στην κορυφή του βάθρου.

Το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, σε κάθε μια από τις τρεις έδρες που αποκόπτονται από το επίπεδο συμμετρίας είναι ίσο με 5×10 , για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$. Στην τέταρτη έδρα το πλήθος των στοιχείων είναι ίσο με 10×10 . Ανάλογα με το βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης προσαρμόζεται κατάλληλα και το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων στις διεπιφάνειες των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου με το έδαφος, ενώ το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων της βάσης παραμένει σταθερό. Καθώς απομακρυνόμαστε από τη περιοχή του θεμελίου πραγματοποιείται αραιώση των πεπερασμένων στοιχείων και κατά τους τρεις άξονες, όπως ακριβώς φαίνεται στο **Σχήμα 2.2**.

Οι συνολικές διαστάσεις του αριθμητικού μοντέλου λαμβάνονται ίσες με $9 B$ στην οριζόντια κατά x διεύθυνση, $4.5 B$ στην οριζόντια κατά y διεύθυνση (λόγω συμμετρίας) και $3 B$ στην κατακόρυφο z διεύθυνση, όπου B το πλάτος του θεμελίου. Οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στους ακραίους κόμβους του προσομοιώματος απαγορεύουν την κατά x μετακίνηση στους ακραίους κατά x κόμβους, την κατά y μετακίνηση στους ακραίους κατά y κόμβους και την κατά z μετακίνηση στους κόμβους της βάσης του προσομοιώματος.

Για τη ρεαλιστική προσομοίωση της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους γίνεται χρήση στοιχείων διεπιφάνειας. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν τους κόμβους του εδάφους με τους αντίστοιχους (κοινών αρχικών συντεταγμένων) 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. Η ολίσθηση ακολουθεί το νόμο τριβής κατά *Coulomb*, και λαμβάνει χώρα όταν η παράλληλη στη διεπιφάνεια δύναμη ξεπεράσει τη δύναμη τριβής. Στις αναλύσεις που ακολουθούν, ο συντελεστής τριβής μ στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους λαμβάνεται ίσος με 0.7, εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά. Η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος λαμβάνει χώρα εξαιτίας της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν τείνουν να αναπτυχθούν σε αυτήν εφελκυστικές τάσεις. Στο κεφάλαιο 3 γίνεται επιπλέον μια εναλλακτική, συντηρητική προσομοίωση της διεπιφάνειας, όπου το θεμέλιο παραμένει σε πλήρη επαφή με το έδαφος, αποτρέποντας τόσο την ολίσθηση όσο και την αποκόλληση. Περισσότερες λεπτομέρειες δίνονται στις σχετικές παραγράφους.

Τέλος, όπως προαναφέρθηκε, τα φαινόμενα $P - \delta$ λαμβάνονται υπόψη μόνο στις αναλύσεις του κεφαλαίου 4.

2.2.2 Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους

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:

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

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

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

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

Ο νόμος εξέλιξης των τάσεων αποτελείται από δύο συνιστώσες :

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

$$\sigma_0 = \sigma_0 + Q_\infty (1 - e^{-b \bar{\varepsilon}^{pl}}) \quad (2.4)$$

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

(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:

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

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

Η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ιστροπικής κράτυνσης απεικονίζεται στα **Σχήματα 2.3α** και **2.3β** 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 $\sqrt{2/3} \sigma_y$, 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:

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

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 Σύμβαση προσήμου

Ως θετική φορά δυνάμεων, ροπών και μετατοπίσεων θεωρείται αυτή με την οποία τα μεγέθη απεικονίζονται στο **Σχήμα 2.1**.

2.2.4 Διαγράμματα αλληλεπίδρασης

Στην ανάλυση της οριακής φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης, η φόρτιση επιβάλλεται μέσω ελεγχόμενης μετατόπισης (u , w , θ) απευθείας στο μέσον της βάσης κάθε θεμελίου.

Για την εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης MN , QN οι αναλύσεις περιλαμβάνουν δύο βήματα. Στο πρώτο βήμα, εφαρμόζεται το κατακόρυφο αξονικό φορτίο N , ως ένα ποσοστό χ της οριακής φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφη φόρτιση N_{ult} . Στο δεύτερο βήμα, και ενώ το κατακόρυφο φορτίο παραμένει σταθερό, επιβάλλεται στροφή θ ή οριζόντια μετακίνηση u , μέχρις ότου η ροπή M ή η τέμνουσα Q , αντίστοιχα, σταματήσουν να μεταβάλλονται με την περαιτέρω αύξηση της μετατόπισης. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για διάφορες τιμές του κατακόρυφου φορτίου.

Για την εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης MQ , παρουσία ή μη αξονικού φορτίου N , εφαρμόζεται μια εναλλακτική μέθοδος, η οποία έχει προταθεί αρχικά από τους Bransby & Randolph [1997] και έχει χρησιμοποιηθεί έκτοτε από πολλούς ερευνητές για τον προσδιορισμό περιβαλλουσών επιφανειών αστοχίας. Σε πρώτη φάση, εφαρμόζεται το κατακόρυφο αξονικό φορτίο N , εάν υπάρχει. Σε δεύτερη φάση, επιβάλλεται ένας σταθερός αδιάστατος λόγος οριζόντιας μετακίνησης προς στροφή $u/\theta B$ μέχρι την αστοχία, τη στιγμή δηλαδή που τα εντατικά μεγέθη δε μεταβάλλονται πλέον με τη μετατόπιση. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για διάφορους λόγους $u/\theta B$. Θεωρητικά, όταν μια τέτοια διαδρομή φόρτισης φτάσει την περιβάλλουσα καμπύλη αστοχίας, κινείται πάνω στην τροχιά αυτής μέχρι να φτάσει ένα τερματικό σημείο, όπου η κατεύθυνση της εφαπτομένης στην καμπύλη αστοχίας θα ταιριάζει με τον επιβαλλόμενο λόγο μετακίνησης. Η συμπεριφορά αυτή είναι απόρροια του συσχετισμένου νόμου πλαστικής ροής που υποτέθηκε στο καταστατικό προσομοίωμα. Σύμφωνα με αυτόν, η περιβάλλουσα επιφάνεια αστοχίας δεν περιγράφει μόνο την αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών τη στιγμή της αστοχίας, αλλά αποτελεί ταυτόχρονα και ένα πλαστικό δυναμικό που καταδεικνύει την κατεύθυνση των επαυξητικών πλαστικών παραμορφώσεων σε κάθε σημείο της (**Σχήμα 2.4**).

Σημειώνεται εδώ, ότι η επιλογή του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών παίζει σημαντικό ρόλο στη μορφή της επιφάνειας αστοχίας [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1998; Yun & Bransby, 2007]. Για παράδειγμα, αν επιλεγεί ως σημείο αναφοράς ένα σημείο

σε απόσταση L από τη στάθμη θεμελίωσης, η μετασχηματισμένη ροπή στο σημείο αυτό είναι $M^* = M - Q L$. Προφανώς δε $Q^* = Q$ και $N^* = N$, σε καθεστώς μικρών παραμορφώσεων. Ο ισοδύναμος μετασχηματισμός των μετατοπίσεων δίνει $u^* = u + \vartheta L$ (και $\vartheta^* = \vartheta$, $w^* = w$), όπου u είναι η οριζόντια μετακίνηση στο κέντρο της βάσης του θεμελίου, w η κατακόρυφη μετακίνηση στη βάση, ϑ η στροφή, και u^* , w^* , ϑ^* οι αντίστοιχες μετατοπίσεις στο νέο σημείο αναφοράς. Στην παρούσα εργασία, τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών αναφέρονται στο μέσον της βάσης του θεμελίου (εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά) για λόγους σύγκρισης με τις ήδη δημοσιευμένες λύσεις.

Τέλος, σημειώνεται ότι ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση FS_v (και ο συντελεστής κατακόρυφου φορτίου $\chi = 1/FS_v$) εφαρμόζεται στην “καθαρή – πρόσθετη τάση αστοχίας” (“*net ultimate bearing capacity*”), την τάση δηλαδή που επιβάλλεται στο έδαφος μέσω της θεμελίωσης, αφού αφαιρεθεί το βάρος των υπερκειμένων της στάθμης θεμελίωσης γαιών, μιας και το βάρος αυτό απομακρύνεται κατά την κατασκευή του θεμελίου.

2.2.5 Στατική μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση

Η στατική μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση επιβάλλεται μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης στη συγκεντρωμένη μάζα της ανωδομής. Εκτελούνται αναλύσεις για διάφορους συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση FS_v , καθώς και για διάφορους λόγους λυγηρότητας της ανωδομής H/B . Στις σχετικές παραγράφους δίνονται περισσότερες λεπτομέρειες για τα εξεταζόμενα συστήματα και τους επιβαλλόμενους τύπους φόρτισης. Οι καθιζήσεις και ροπές αναφέρονται τώρα ως προς την κορυφή του θεμελίου (σημείο σύνδεσης βάθρου – θεμελίου), εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά.

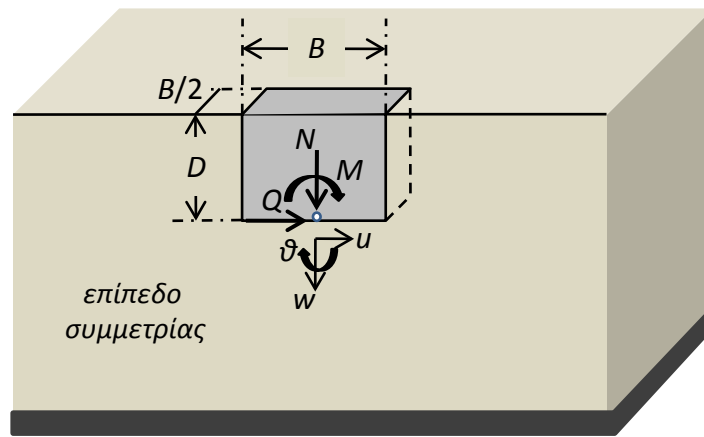
2.2.6 Αξιολόγηση του προσομοιώματος (“*Model validation*”)

Το καταστατικό προσομοίωμα του εδάφους έχει επικυρωθεί έναντι αναλυτικών λύσεων και πειραμάτων σε φυγοκεντριστή από τους Anastasopoulos et al. [2012], οι οποίοι επιβεβαίωσαν την καταλληλότητα του για την προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς αβαθών θεμελιώσεων. Στο παρόν εδάφιο αξιολογείται η δυνατότητα του

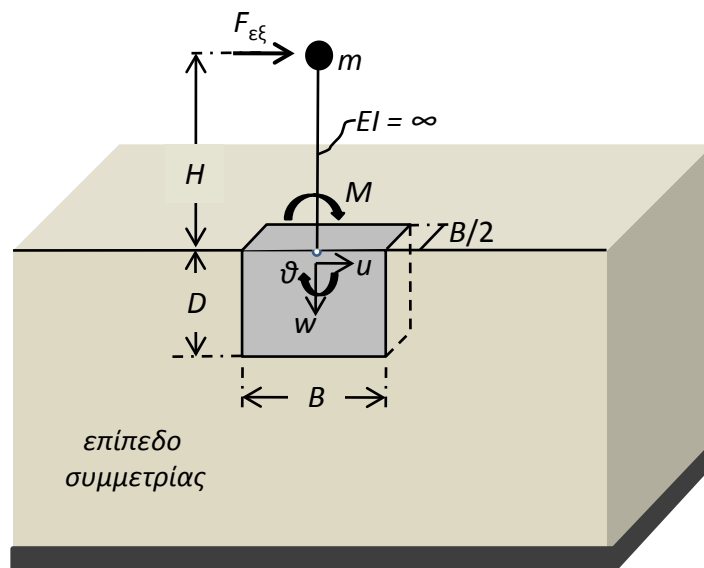
προσομοιώματος να περιγράψει τη φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Όπως προαναφέρθηκε, οι ήδη δημοσιευμένες εργασίες στο θέμα αυτό αφορούν θεμέλια σε πλήρη επαφή με το έδαφος υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης [Yun & Bransby, 2007; Gourvenec, 2008]. Για να είναι λοιπόν δυνατή μια σύγκριση, το προσομοίωμα τροποποιείται στο ισοδύναμο δισδιάστατο μοντέλο του **Σχήματος 2.5**. Η διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους προσομοιώνεται έτσι ώστε το θεμέλιο να παραμένει σε πλήρη επαφή με το έδαφος καθόλη τη διάρκεια της φόρτισης (απαγορεύεται η ολίσθηση και η αποκόλληση). Το σύστημα υποβάλλεται σε φόρτιση διαφόρων λόγων $u/\theta B$, κατά τη μέθοδο που παρουσιάστηκε στο εδάφιο 2.2.4. Οι διαδρομές φόρτισης απεικονίζονται στο αδιάστατο επίπεδο ροπής – τέμνουσας (**Σχήμα 2.6**) για δύο χαρακτηριστικές περιπτώσεις : $D/B = 0.5$, $\chi = N/N_{ult} = 0.75$ και $D/B = 1$, $\chi = 0.5$, μαζί με τις αντίστοιχες περιβάλλουσες αστοχίας της Gourvenec [2008]. Παρά την μικρή υπερεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας, η αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών περιγράφεται με αρκετά ικανοποιητική ακρίβεια. Στα κεφάλαια που ακολουθούν δίνονται περισσότερες συγκρίσεις των εκάστοτε αποτελεσμάτων με διαθέσιμες λύσεις της βιβλιογραφίας και χονδροειδείς προσεγγίσεις.

Κεφάλαιο 2 : Σχήματα

Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

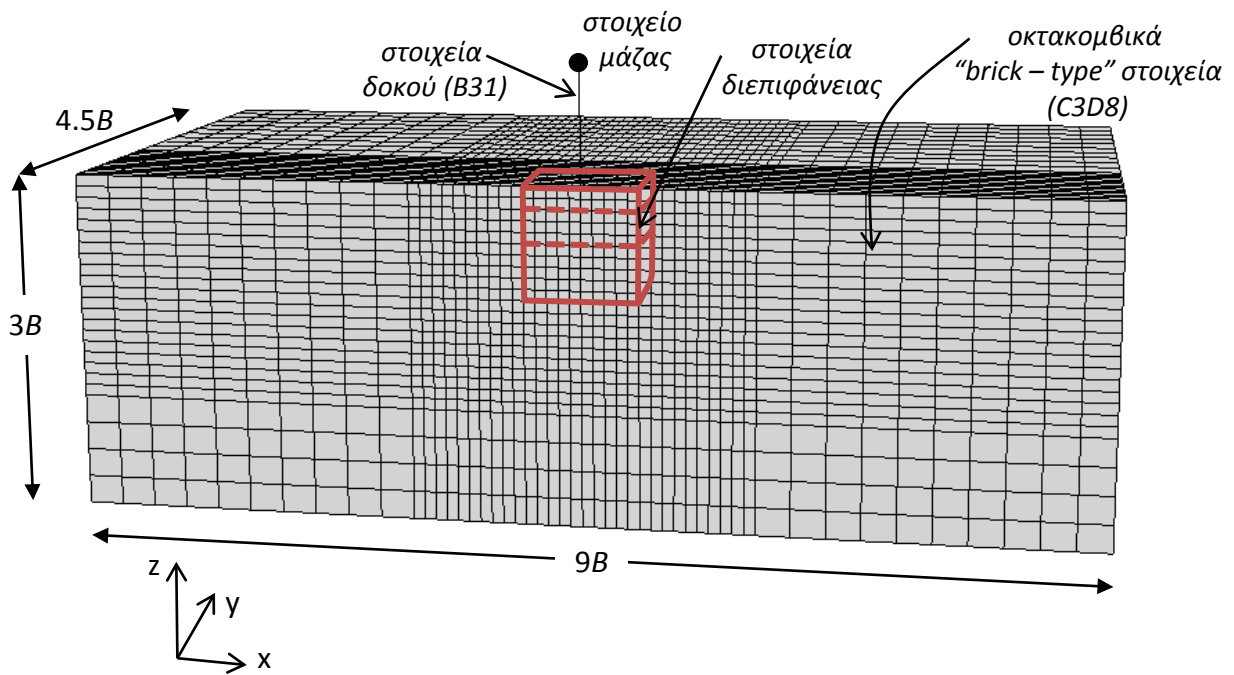


(α)

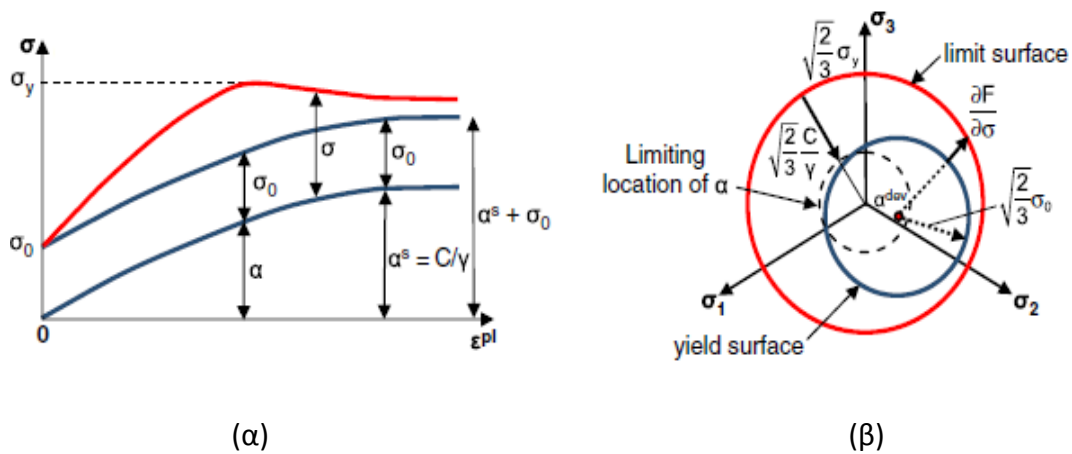


(β)

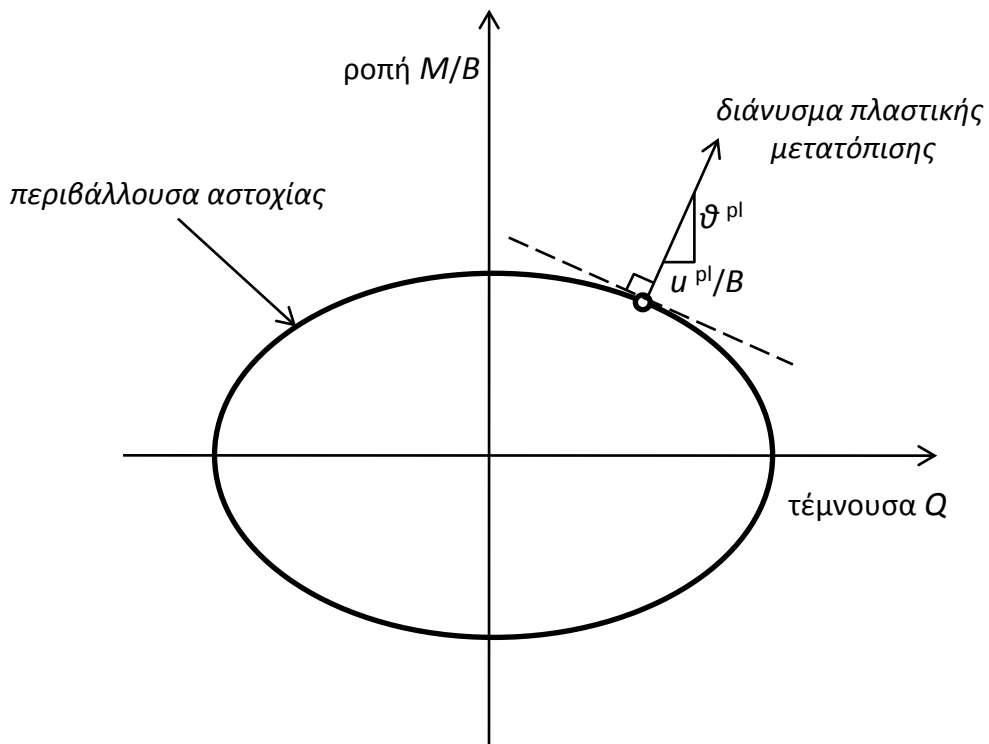
Σχήμα 2.1 Σχηματικός ορισμός του προβλήματος και σύμβολα : (α) σύστημα εδάφους – θεμελίωσης (σημείο αναφοράς των μεγεθών δύναμης και μετατόπισης στη βάση του θεμελίου) (β) σύστημα εδάφους – θεμελίωσης – ανωδομής (σημείο αναφοράς των μεγεθών δύναμης και μετατόπισης στην κορυφή του θεμελίου).



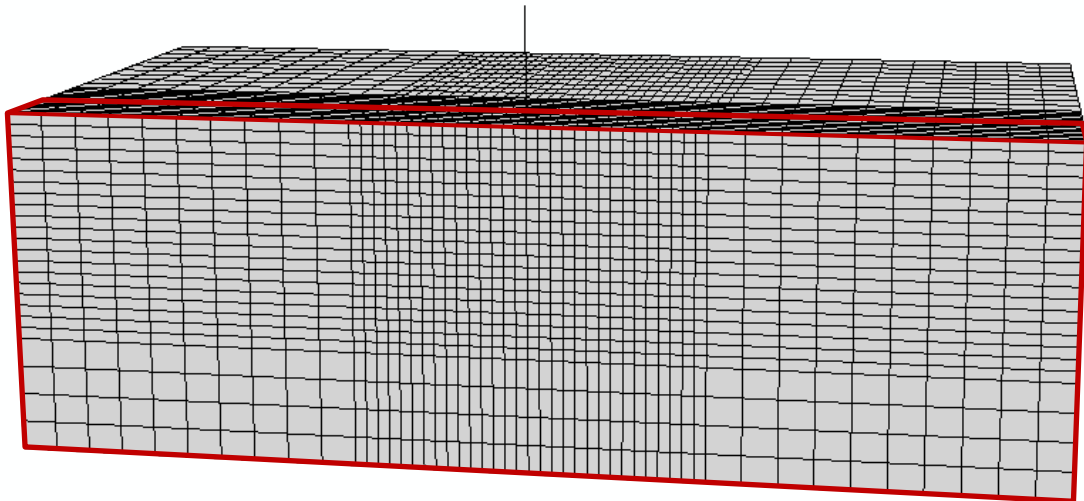
Σχήμα 2.2 Τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων.



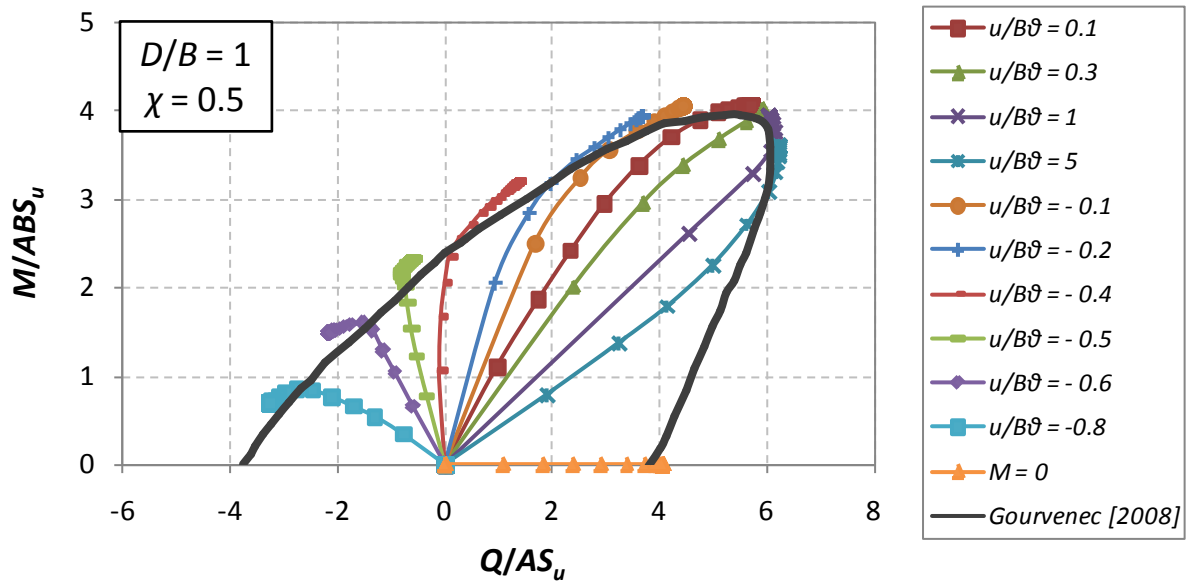
Σχήμα 2.3 Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους : εξέλιξη των συνιστωσών της κράτυσης (ισοτροπικής και κινηματικής) (α) απλοποιημένη μονοδιάστατη απεικόνιση (β) τρισδιάστατη απεικόνιση (Anastasiopoulos et al., 2010).



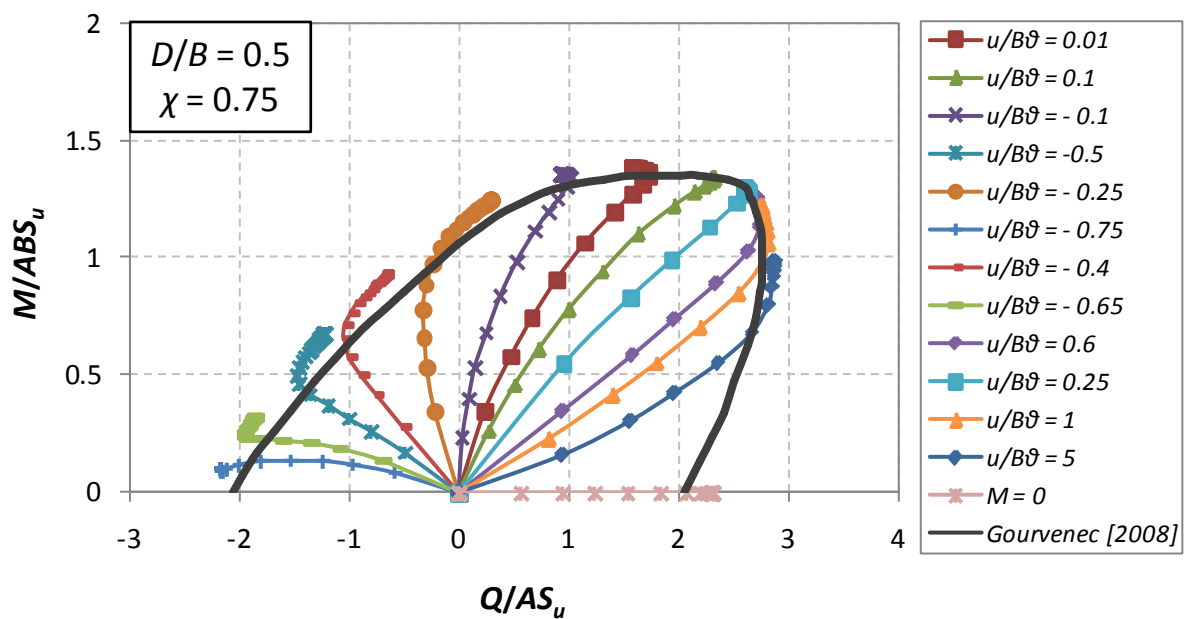
Σχήμα 2.4 Διάγραμμα αλληλεπίδρασης M Q και πλαστικές παραμορφώσεις.



Σχήμα 2.5 Ισοδύναμο δισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων.



(α)



(β)

Σχήμα 2.6 Αξιολόγηση του προσομοιώματος : σύγκριση με τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης MQ της Gourvenec [2008] για (α) $D/B = 1$ και $\chi = N/N_{ult} = 0.5$ (β) $D/B = 0.5$ και $\chi = 0.75$. Οι χρωματιστές γραμμές αναπαριστούν τις διαδρομές φόρτισης σταθερού λόγου $u/B\vartheta$, ενώ η μαύρη γραμμή αναπαριστά την περιβάλλουσα αστοχίας κατά Gourvenec [2008].

Κεφάλαιο 3 : Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων

3.1 Γενικότητες

3.2 Θεώρηση Πλήρους Επαφής Θεμελίου – Εδάφους

3.3 Θεώρηση των Μη Γραμμικοτήτων στη Διεπιφάνεια
Θεμελίου – Εδάφους

3.4 Η Επιρροή των Χαρακτηριστικών της Διεπιφάνειας
Θεμελίου – Εδάφους

3 Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων

3.1 Γενικότητες

Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα θέματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Τα εξωτερικά φορτία των κατασκευών μεταφέρονται μέσω της ανωδομής στη θεμελίωση και από εκεί στο υποκείμενο έδαφος. Ο προσδιορισμός της φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης είναι απαραίτητος προκειμένου να βεβαιωθεί ότι η παραπάνω διαδικασία γίνεται με την απαραίτητη ασφάλεια. Υπό στατικές συνθήκες, η υπέρβαση της οριακής φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης συνεπάγεται την αστοχία του συστήματος με τις όποιες συνέπειες αυτή φέρει (υπερβολική καθίζηση και στρόφη, ανατροπή, κτλ). Ωστόσο, υπό τη σεισμική εξαίτηση της κατασκευής, η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης δε συνεπάγεται απαραίτητα και αστοχία εξαιτίας του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της φόρτισης.

Το είδος της φόρτισης που μεταφέρεται στο επίπεδο της θεμελίωσης εξαρτάται τόσο από τις εξωτερικές φορτίσεις όσο και από το φορέα της ανωδομής. Σε συνήθεις κατασκευές υπό στατικές συνθήκες δεσπόζει η κατακόρυφη αξονική φόρτιση. Ωστόσο κατά τη σεισμική εξαίτηση των κατασκευών, η ανωδομή μεταβιβάζει στη θεμελίωση συνδυασμένη φόρτιση αξονικής, τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής. Για το λόγο αυτό είναι απαραίτητος ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης υπό συνδυασμένη φόρτιση. Τις τελευταίες δεκαετίες η φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση εκφράζεται με τη μορφή μιας επιφάνειας αστοχίας στο MQN χώρο φόρτισης. Συνδυασμοί φόρτισης που βρίσκονται εντός της επιφάνειας αστοχίας θεωρούνται ασφαλείς, ενώ αυτοί που βρίσκονται εκτός της περιβάλλουσας επιφάνειας προκαλούν την αστοχία του συστήματος.

Όπως αναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο, η φέρουσα ικανότητα επιφανειακών θεμελιώσεων έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας, ωστόσο λιγότερο έχουν ασχοληθεί οι ερευνητές με τη φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων και ειδικά υπό

εγκάρσια φόρτιση. Προς αυτήν την κατεύθυνση σημαντικές είναι οι πρόσφατες εργασίες των Bransby & Randolph [1999], Yun & Bransby [2007] και Gourvenec [2008] οι οποίοι ασχολήθηκαν με τη φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη *ΜQΝ* φόρτιση. Ωστόσο, τα αποτελέσματα των παραπάνω εργασιών περιορίζονται από τις συνθήκες για τις οποίες εξήχθησαν (επίπεδη παραμόρφωση, πλήρης συγκόλληση θεμελίου – εδάφους). Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται στην ουσία μια επέκταση των εργασιών αυτών προκειμένου να προσδιοριστεί η φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένου θεμελίου τετραγωνικής κάτοψης για δύο περιπτώσεις προσομοίωσης των συνθηκών στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους : (α) θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους με απεριόριστη εφελκυστική αντοχή στη διεπιφάνεια, και (β) θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όπου είναι δυνατή τόσο η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος όσο και η ολίσθηση στη διεπιφάνεια (**Σχήμα 3.1**).

Η πρώτη περίπτωση (**θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους**) θεωρείται ικανή να προσομοιώσει τις πραγματικές συνθήκες που επικρατούν στις θεμελιώσεις κατασκευών ανοικτής θαλάσσης (offshore foundation systems) [Gourvenec, 2008]. Το σύστημα εγκιβωτισμένης θεμελίωσης (skirted foundations) που χρησιμοποιείται σε τέτοιες κατασκευές προσδίδει εφελκυστική αντοχή στη διεπιφάνεια για τη συνήθη κατάσταση φόρτισης υπό αστράγγιστες συνθήκες. Πέραν αυτού, η θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους προσφέρει ένα άνω όριο της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης αποτελώντας έτσι μια πρώτη προσέγγιση του πραγματικού προβλήματος, όπου φαινόμενα μη γραμμικότητας λαμβάνουν χώρα στη διεπιφάνεια.

Η δεύτερη περίπτωση (**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 στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Οι μη γραμμικότητες παίζουν σημαντικό ρόλο τόσο στην στατική όσο και στη δυναμική απόκριση μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης [Gerolymos & Gazetas, 2006], ενώ η θεώρησή τους στην ανάλυση και το σχεδιασμό κρίνεται αναγκαία, από τη στιγμή που είναι αναπόφευκτη η εμφάνισή τους κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων.

Σε γενικές γραμμές, ο εγκιβωτισμός αυξάνει τόσο την αντοχή όσο και τη δυσκαμψία της θεμελίωσης για οποιαδήποτε κατάσταση φόρτισης. Αυτό οφείλεται σε δύο κυρίως παράγοντες : (α) στην τοποθέτηση του θεμελίου όχι στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους αλλά σε όρυγμα (*trench effect*) και (β) στη συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου (*sidewall effect*) (Σχήμα 3.2). Αν φανταστούμε ένα οριζόντιο επίπεδο που τέμνει το θεμέλιο στη βάση του, τότε ενώ για την περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου αυτό παραμορφώνεται ελεύθερα, χωρίς εξωτερικές τάσεις, στην περίπτωση του εγκιβωτισμένου θεμελίου, η παρουσία του υπερκείμενου εδάφους έχει ως αποτέλεσμα την επιβολή ορθών και διατμητικών τάσεων στο επίπεδο που παρεμποδίζουν την παραμόρφωση του. Αυτή είναι η συμβολή του *trench effect* και συμβαίνει ακόμα και για εγκιβωτισμένο θεμέλιο χωρίς πλευρικά τοιχώματα (ή με λεία πλευρικά τοιχώματα στην περίπτωση της κατακόρυφης φόρτισης). Η συμβολή του *sidewall effect* πηγάζει από το γεγονός ότι ένα μέρος της επιβαλλόμενης στο θεμέλιο φόρτισης μεταφέρεται στο έδαφος μέσω των ορθών και διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα αυτού που βρίσκονται σε επαφή με το περιβάλλον έδαφος. Η συμβολή των επιμέρους παραγόντων στην αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της θεμελίωσης εξαρτάται από το είδος της φόρτισης και τα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους. Γενικά, η συμβολή των πλευρικών τοιχωμάτων είναι μεγαλύτερη όταν οι δυνάμεις μεταβιβάζονται στο έδαφος μέσω ορθών κυρίως τάσεων στις επιφάνειες των τοιχωμάτων (περίπτωση εγκάρσιας φόρτισης).

Στις επόμενες παραγράφους αναλύεται η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στη φέρουσα ικανότητα με απώτερο σκοπό την εξαγωγή μιας περιβάλλουσας επιφάνειας αστοχίας στο *MQN* χώρο φόρτισης. Είναι ωστόσο απαραίτητο να προσδιοριστεί αρχικά η φέρουσα ικανότητα για απλές καταστάσεις φόρτισης (αντοχή σε αξονική δύναμη, αντοχή σε τέμνουσα δύναμη, αντοχή σε ροπή ανατροπής) που ταυτόχρονα προσδιορίζουν και τα ακραία σημεία της περιβάλλουσας αστοχίας στο χώρο. Μέσα σε αυτό το πλαίσιο εξετάζεται η διαφοροποίηση των μηχανισμών αστοχίας ανάλογα με το βαθμό εγκιβωτισμού D/B και την κατάσταση φόρτισης της θεμελίωσης, ενώ μελετάται και η επιρροή των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας στη οριακή φέρουσα ικανότητα του συστήματος.

3.2 Θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους

3.2.1 Αντοχή σε αξονική δύναμη

Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων υπό κατακόρυφη φόρτιση έχει συγκεντρώσει το μεγαλύτερο ενδιαφέρον της έρευνας, καθώς αποτελεί την κυρίαρχη κατάσταση φόρτισης εξαιτίας του ιδίου βάρους της κατασκευής. Για την εκτίμηση της αντοχής σε αξονική δύναμη N_{ult} επιβάλλεται κατακόρυφη μετακίνηση w στο θεμέλιο μέχρι την αστοχία. Στο **Σχήμα 3.3** απεικονίζονται σε αδιάστατη μορφή οι καμπύλες φορτίου – καθίζησης για τους τέσσερις βαθμούς εγκιβωτισμού D/B που εξετάζονται. Η αύξηση της αντοχής αλλά και της δυσκαμψίας εξαιτίας του εγκιβωτισμού είναι εμφανής. Παρατηρείται επίσης ότι αυξανόμενου του εγκιβωτισμού απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση για να κινητοποιηθεί πλήρως η αντοχή του συστήματος (για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$ απαιτείται αδιάστατη μετακίνηση $w/B \approx 0.2$, τη στιγμή που για το επιφανειακό θεμέλιο απαιτείται μόλις $w/B \approx 0.03$).

Στο **Σχήμα 3.4** απεικονίζονται τα διανύσματα των μετατοπίσεων και οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων κατά την αστοχία για δύο χαρακτηριστικούς βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$ και 1 . Οι μηχανισμοί αστοχίας διαφέρουν από τους κλασσικούς μηχανισμούς γενικής διατμητικής αστοχίας, που έχουν παρατηρηθεί από τους Prandtl [1921] και Terzaghi [1943]. Οι τελευταίοι ωστόσο αφορούν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Στην περίπτωση τετραγωνικού επιφανειακού θεμελίου εμφανίζεται μια τοπική αστοχία με μικρή διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις η παρουσία των υπερκείμενων γαιών φαίνεται ότι περιορίζει σημαντικά την πλευρική αυτή διόγκωση. Επίσης, χαρακτηριστικό των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων που βρίσκονται σε πλήρη επαφή με το περιβάλλον έδαφος, είναι η πλήρης κινητοποίηση της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους στις διεπιφάνειες με τα πλευρικά τοιχώματα. Η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων δεν είναι σημαντική στους μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού, καθώς η βάση είναι αυτή που κυρίως συνεισφέρει στη φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης. Ωστόσο, όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού, τόσο αυξάνεται η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και τόσο μειώνεται η συνεισφορά της βάσης. Αυτό φαίνεται στο **Σχήμα 3.5** όπου απεικονίζεται το ποσοστό

συμμετοχής της βάσης και των πλευρικών τοιχωμάτων στην οριακή αντοχή της θεμελίωσης ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού. Η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου έχει ληφθεί προσεγγιστικά ίση με $4 D B S_u$.

Στο **Σχήμα 3.6** απεικονίζεται η μεταβολή της φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφη φόρτιση συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης συγκρίνονται με τις προβλέψεις της συμβατικής θεωρίας φέρουσας ικανότητας (CCT) με χρήση των συντελεστών σχήματος από τις εξισώσεις (1.6) – (1.7) και του συντελεστή βάθους κατά Gouvenec [2008] (βλ. **Πίνακα 1.1**). Μια συνοπτική περιγραφή της συμβατικής θεωρίας φέρουσας ικανότητας και των χρησιμοποιούμενων συντελεστών έχει δοθεί στο εδάφιο 1.5.2. Η εξίσωση (1.6) δίνει σταθερό συντελεστή σχήματος για τετραγωνικό θεμέλιο $s_c = 1.2$, ανεξάρτητο από τον βαθμό εγκιβωτισμού. Η εξίσωση (1.7) δίνει $s_c = 1.125 + 0.219 \sqrt{D/B}$, και παρότι λαμβάνει υπόψη την επίδραση του εγκιβωτισμού, αγνοεί τη συνεισφορά των πρόσθετων διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Για τους παραπάνω λόγους και οι δύο λύσεις της συμβατικής θεωρίας (CCT) υποεκτιμούν σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα ιδίως στους μεγάλους βαθμούς εγκιβωτισμού. Ικανοποιητικότερη σύγκριση προκύπτει αν στη δεύτερη λύση (CCT : $s_c = 1.125 + 0.219 \sqrt{D/B}$) προστεθεί η συμβολή των πρόσθετων διατεμνόμενων επιφανειών του θεμελίου (προσεγγιστικά ίση με $2DBS_u$). Σε αυτήν την προσεγγιστική εκτίμηση η μέγιστη απόκλιση από τα αποτελέσματα της ανάλυσης δε ξεπερνά το 10%.

3.2.2 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

Η φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση έχει μεγάλη σημασία στη μελέτη της σεισμικής απόκρισης των θεμελιώσεων. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον έχει η απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων σε εγκάρσια φόρτιση λόγω της σύζευξης του οριζόντιου μετακινήσιου και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης του θεμελίου. Όπως αναφέρθηκε στο πρώτο κεφάλαιο, κατά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του θεμελίου, οι παθητικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στην κάθετη στο διάνυσμα της μετακίνησης πλευρά του δημιουργούν ροπές ως προς τη βάση που αναγκάζουν το θεμέλιο σε στροφή. Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί κατά την επιβολή

οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του θεμελίου, χωρίς δέσμευση της στροφής, αναφέρεται ως Q_{ult} . Για να κινητοποιηθεί ωστόσο η μέγιστη δυνατή τέμνουσα δύναμη Q_{max} απαιτείται δέσμευση της στροφής και κατά συνέπεια μη μηδενική ροπή στη βάση του θεμελίου.

Στο **Σχήμα 3.7** απεικονίζονται οι αδιάστατες καμπύλες φορτίου – μετακίνησης που προκύπτουν από την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στη βάση του θεμελίου με (**Σχήμα 3.7α**) και χωρίς (**Σχήμα 3.7β**) δέσμευση τη στροφής. Η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη του επιφανειακού θεμελίου δεν εξαρτάται από το αν θα δεσμευτεί ή όχι η στροφή, καθώς δεν υπάρχει σύζευξη των βαθμών ελευθερίας. Η αντοχή του ισούται με $A S_u$, όπου A το εμβαδόν της βάσης του θεμελίου και S_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Όπως φαίνεται στο σχήμα, η ανάλυση υπερεκτιμά ελαφρώς την αντοχή του επιφανειακού θεμελίου υπό οριζόντια φόρτιση. Η υπερεκτίμηση αυτή οφείλεται στην σχετικά αραιή διακριτοποίηση του καννάβου πεπερασμένων στοιχείων στην περιοχή του θεμελίου, η οποία ωστόσο ήταν αναγκαία προκειμένου να μειωθεί ο χρόνος εκτέλεσης των αναλύσεων. Υπό καθεστώς πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, η οριζόντια κίνηση του επιφανειακού θεμελίου αναγκάζει σε διατμητική παραμόρφωση και στοιχεία που δε βρίσκονται κάτω από τη βάση του, αλλά συνδέονται με αυτό είτε λόγω ταύτισης της μιας ακμής τους με τις ακμές στοιχείων του θεμελίου, είτε λόγω γειννίασης με άλλα στοιχεία του εδάφους που παρασύρονται από την κίνηση. Πρόσθετες αναλύσεις έδειξαν ότι όσο μεγαλύτερο είναι το μέγεθος αυτών των στοιχείων (όσο δηλαδή πιο αραιή είναι η διακριτοποίηση στην περιοχή του θεμελίου), τόσο μεγαλύτερη είναι η υπερεκτίμηση της αντοχής.

Στο εγκιβωτισμένο θεμέλιο πέρα από τις αναπτυσσόμενες διατμητικές τάσεις στη βάση, στη φέρουσα ικανότητα συνεισφέρουν επίσης και τα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Η σημαντική αύξηση στην αντοχή οφείλεται κυρίως στη συνεισφορά των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου που είναι κάθετα στο διάνυσμα της μετακίνησης, και λιγότερο στη συνεισφορά των διατεμνόμενων επιφανειών. Μια προσεγγιστική εκτίμηση της συνεισφοράς των παθητικών και ενεργητικών ωθήσεων στη φέρουσα ικανότητα, έδειξε ότι αυτή μπορεί να φτάσει ως και το 70% για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$. Στο ίδιο συμπέρασμα κατέληξαν και οι Gadre & Dobry [1998], αφού μελέτησαν την εγκάρσια απόκριση εγκιβωτισμένου θεμελίου σε ξηρή άμμο εκτελώντας μια σειρά πειραμάτων σε φυγοκεντριστή. Έδειξαν ότι η συνεισφορά των παθητικών ωθήσεων τόσο στην φέρουσα ικανότητα, όσο και στη δυσκαμψία και στην ιξώδη

απόσβεση του υλικού ξεπερνά το 50% του συνόλου. Η αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας με τον εγκιβωτισμό είναι αρκετά μεγαλύτερη σε σχέση με την αύξηση υπό κατακόρυφη φόρτιση, ακριβώς επειδή η μετάδοση της φόρτισης στο έδαφος μέσω των πλευρικών τοιχωμάτων σχετίζεται με την ανάπτυξη ορθών κυρίως τάσεων και όχι διατμητικών, όπως συμβαίνει στη κατακόρυφη φόρτιση.

Στο **Σχήμα 3.8** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας, υπό τη μορφή ισοϋψών των πλαστικών παραμορφώσεων και διανυσμάτων μετατόπισης, για την επιβολή οριζόντιας φόρτισης χωρίς και με δέσμευση της στροφής. Στην περίπτωση επιβολής οριζόντιας μετακίνησης χωρίς δέσμευση της στροφής, η στροφή δεσπόζει έναντι της μετακίνησης στα μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού, καθώς τα φαινόμενα σύζευξης γίνονται εντονότερα. Αυτό αποτυπώνεται στη μορφή των μηχανισμών αστοχίας με τη σταδιακή μείωση της απόστασης του πόλου περιστροφής από τη βάση του θεμελίου ($L = \infty$ για επιφανειακά θεμέλια, τη στιγμή που $L \approx 0.9 D$ για θεμέλιο με $D/B = 1$). Στην περίπτωση δέσμευσης της στροφής, το έδαφος αστοχεί παθητικά και ενεργητικά μπροστά και πίσω από το θεμέλιο αντίστοιχα, με τη μορφή σφήνας που κινείται διαγωνίως υπό γωνία 45° .

Στο **Σχήμα 3.9** απεικονίζεται η μεταβολή στην οριζόντια φέρουσα ικανότητα του συστήματος συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης για τις δύο καταστάσεις φόρτισης. Σε μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού παρατηρείται ότι $Q_{ult} \approx Q_{max}$. Ωστόσο, καθώς αυξάνεται ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης και η σύζευξη των βαθμών ελευθερίας γίνεται εντονότερη, αυξάνεται η απόκλιση μεταξύ των δύο αντοχών.

Το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένου θεμελίου υπό οριζόντια φόρτιση αναλύεται στο σκαρίφημα του **Σχήματος 3.10**. Κατά την ανάλυση επίπεδης παραμόρφωσης, η αύξηση της φέρουσας ικανότητας με τον εγκιβωτισμό οφείλεται αποκλειστικά στη συμβολή των εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων P_{active} και $P_{passive}$. Η αύξηση αυτή σε σύγκριση με το επιφανειακό θεμέλιο εκτιμάται κατά Gourvenec [2008] μέσω του συντελεστή βάθους για οριζόντια φόρτιση ως εξής :

$$d_{cQ_{max}} = \frac{Q_{max}(D/B)}{Q_{max}(D/B=0)} = 1 + 5.56 \frac{D}{B} \quad (3.1)$$

Στις πραγματικές 3D συνθήκες, πέραν της συμβολής των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στις παράλληλες στο διάνυσμα της μετακίνησης πλευρικές επιφάνειες του θεμελίου (T_{sidewall}), συμβαίνει και αύξηση των ωθήσεων στις κάθετες στο διάνυσμα επιφάνειες. Στην περίπτωση επιβολής αποκλειστικά οριζόντιας μετακίνησης, η συμβολή των παράλληλων στο διάνυσμα της μετακίνησης επιφανειών ισούται προσεγγιστικά με $2BDS_u$. Η αύξηση των ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων λόγω των τριαξονικών συνθηκών, μπορεί να θεωρηθεί με τη συμβολή μιας επιπλέον δύναμης T_{soil} , η οποία αντιπροσωπεύει τη συμβολή των διατμητικών τάσεων που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια μιας “φέτας” εδάφους η οποία ολισθαίνει ως προς το υπόλοιπο έδαφος. Η τιμή της δύναμης T_{soil} εξαρτάται από τη γεωμετρία του μηχανισμού αστοχίας και, σύμφωνα με τους Croker & Nadim [1996], για ομοιογενές έδαφος εκτιμάται ως :

$$T_{\text{soil}} = \frac{(1 + \pi/4)}{2} D^2 S_u \text{RED}_{\text{SS}} \quad (3.2)$$

όπου RED_{SS} μειωτικός συντελεστής που λαμβάνει υπόψη τυχόν μειωμένη διατμητική αντοχή στη διεπιφάνεια εδάφους – εδάφους.

Μια προσεγγιστική εκτίμηση της φέρουσας ικανότητας Q_{max} σύμφωνα με τα παραπάνω συγκρίνεται αρκετά ικανοποιητικά με τα αποτελέσματα της τρισδιάστατης ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.9**.

3.2.3 Αντοχή σε ροπή ανατροπής

Ο προσδιορισμός της αντοχής μιας θεμελίωσης σε ροπή ανατροπής είναι ζήτημα θεμελιώδους σημασίας στη μελέτη της λικνιστικής απόκρισης των κατασκευών υπό τη δράση ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων. Ομοίως με την περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, η σύζευξη οριζόντιου και στρωφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης προκαλεί οριζόντια μετακίνηση όταν επιβάλλεται στρόφη στη βάση του θεμελίου. Έτσι αναφερόμαστε με M_{ult} στην αντοχή σε ροπή που προκύπτει από την επιβολή στρόφης στη βάση χωρίς δέσμευση της μετακίνησης και με M_{max} στην μέγιστη αντοχή σε ροπή που προκύπτει αν δεσμευτεί η οριζόντια μετακίνηση του θεμελίου. Στο **Σχήμα 3.11** δίνονται οι αδιάστατες καμπύλες ροπής – στρόφης για τις δύο περιπτώσεις φόρτισης.

Στο **Σχήμα 3.12** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας για τις δύο καταστάσεις φόρτισης, για δύο χαρακτηριστικούς βαθμούς εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Το ρηχά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B = 0.2$) και στις δύο περιπτώσεις φόρτισης σχηματίζει μια ζώνη διατμητικής αστοχίας μορφής ημικυκλίου με κέντρο σε απόσταση από τη βάση $L \approx 0.7 D$ (όταν επιτρέπεται οριζόντια μετακίνηση), και $L \approx 0$ (όταν δεσμεύεται η οριζόντια μετακίνηση). Το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$ υπό την επιβολή στροφής χωρίς δέσμευση της μετακίνησης σχηματίζει κυκλικής μορφής επιφάνεια ολίσθησης με κέντρο σε απόσταση $L \approx 0.5 D$ από τη βάση. Στην περίπτωση όπου δεσμεύεται η στροφή, εμφανίζεται ένας σύνθετος μηχανισμός αστοχίας, που περιλαμβάνει ένα τόξο κύκλου με κέντρο στη βάση του θεμελίου, καθώς επίσης και πρόσθετες ενεργητικές και παθητικές ζώνες αστοχίας μπροστά και πίσω από το θεμέλιο. Σαφώς μεγαλύτερος όγκος εδάφους κινητοποιείται σε αυτήν την περίπτωση.

Στο **Σχήμα 3.13** παρουσιάζεται η μεταβολή της φέρουσας ικανότητας σε ροπή ανατροπής συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Η αυξανόμενη διαφορά στις αντοχές M_{ult} και M_{max} με την αύξηση του εγκιβωτισμού καταδεικνύει, για άλλη μια φορά, το φαινόμενο της σύζευξης των δύο βαθμών ελευθερίας κίνησης του θεμελίου.

3.2.4 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης

Αφού έχουν προσδιοριστεί οι αντοχές σε απλές καταστάσεις φόρτισης (επιβολή κατακόρυφης / οριζόντιας μετακίνησης, στροφής), το ενδιαφέρον τώρα επικεντρώνεται στη φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη MQN φόρτιση, η οποία άλλωστε αποτελεί τον κανόνα στη πράξη και ιδιαίτερα στη σεισμική φόρτιση των θεμελιώσεων. Στο παρόν εδάφιο εξετάζεται η αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης με μηδενική ροπή ανατροπής. Αν και δεν αποτελεί συνήθη κατάσταση φόρτισης, μιας και η τέμνουσα συνοδεύεται στις πλείστες περιπτώσεις από ροπή ανατροπής, μπορεί να θεωρείται αντιπροσωπευτική σε κατασκευές μικρής λυγηρότητας. Στο **Σχήμα 3.14α** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο QN επίπεδο φόρτισης σε αδιάστατη μορφή. Στο **Σχήμα 3.14β** οι καμπύλες κανονικοποιούνται ως προς τις οριακές αντοχές σε τέμνουσα Q_{ult} και αξονική δύναμη N_{ult} . Τα αποτελέσματα φαίνεται ότι είναι σε συμφωνία με αυτά της Gourvenec [2008] για επίπεδη παραμόρφωση (βλ. **Σχήμα 1.13**). Βέβαια, η φέρουσα ικανότητα του τετραγωνικού

θεμελίου είναι σαφώς μεγαλύτερη από αυτήν της θεμελιολωρίδας, όπως αναμενόταν άλλωστε, αφενός λόγω της συμβολής των διατεμνόμενων πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου, αφετέρου λόγω του σχηματισμού πρόσθετων επιφανειών ολίσθησης μπροστά και πίσω από το θεμέλιο.

Το σχήμα των περιβαλλουσών αστοχίας για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού φαίνεται παρόμοιο, ωστόσο δεν είναι μοναδικό. Το μέγεθος της κανονικοποιημένης καμπύλης μειώνεται με την αύξηση του εγκιβωτισμού, ενώ για $D/B \geq 0.5$ η μεταβολή είναι μηδαμινή. Αξίζει πάντως να σημειωθεί ότι για τους συνήθεις κατακόρυφους συντελεστές ασφαλείας ($FS_v \geq 2.5$ ή $\chi = N/N_{ult} \leq 0.4$) η παρουσία του αξονικού φορτίου δε μειώνει παρά ελάχιστα την αντοχή σε τέμνουσα.

Στα **Σχήματα 3.15** και **3.16** απεικονίζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης μαζί με τους κινηματικούς μηχανισμούς αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία αυτών, για βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$ και 1 αντίστοιχα. Παρουσία του κατακόρυφου φορτίου, η ζώνη πλαστικοποίησης κατά την αστοχία γίνεται πιο ασύμμετρη, ενώ καθώς το κατακόρυφο φορτίο αυξάνεται, ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής του θεμελίου μετατοπίζεται σταδιακά προς τα δεξιά (θετική φορά τέμνουσας).

3.2.5 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής

Η φόρτιση μιας θεμελίωσης υπό το συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής ανατροπής μπορεί να θεωρηθεί αντιπροσωπευτική σε υψίκορμες κατασκευές, όπου η ροπή που μεταφέρεται στη θεμελίωση δεσπόζει έναντι της τέμνουσας δύναμης που την προκαλεί. Στο **Σχήμα 3.17α** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες αλληλεπίδρασης για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού που εξετάζονται, ενώ στο **Σχήμα 3.17β** οι καμπύλες κανονικοποιούνται ως προς τα μεγέθη M_{ult} και N_{ult} . Σε αντίθεση με τις διαπιστώσεις της Gourvenec [2008] (βλ. **Σχήμα 1.14**), το σχήμα αν και παρόμοιο δεν φαίνεται να είναι μοναδικό. Το μέγεθος της κανονικοποιημένης καμπύλης αυξάνεται τώρα με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού. Και πάλι στην περιοχή ενδιαφέροντος ($FS_v \geq 2.5$ ή $\chi = N/N_{ult} \leq 0.4$), η επίδραση του κατακόρυφου φορτίου στην αντοχή σε ροπή ανατροπής είναι αμελητέα.

Στο **Σχήμα 3.18** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της καμπύλης για $D/B = 0.2$ και 1. Η αύξηση του κατακόρυφου φορτίου μεταβάλλει το μηχανισμό αστοχίας, καθώς μετακινεί προς τα αριστερά (αρνητική φορά τέμνουσας) τον πόλο περιστροφής του θεμελίου, προκαλώντας έντονες πλαστικοποιήσεις στο δεξί του άκρο.

3.2.6 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

Η εγκάρσια φόρτιση των κατασκευών προκαλεί ένα συνδυασμό τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης. Η αλληλεπίδραση των δύο αυτών μεγεθών έχει ιδιαίτερο ενδιαφέρον στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις λόγω της σύζευξης του οριζόντιου μετακινήσιου και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης του θεμελίου. Έχει ήδη δειχθεί στα προηγούμενα, ότι η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής M_{\max} είναι μεγαλύτερη από την αντοχή M_{ult} και συμβαίνει παρουσία θετικής τέμνουσας δύναμης. Επίσης, στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα Q_{\max} είναι μεγαλύτερη από την αντοχή Q_{ult} και επιτυγχάνεται για μη μηδενική ροπή. Στον παρόν εδάφιο μελετώνται περαιτέρω τα διάφορα φαινόμενα που απορρέουν από τη σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας και παράγεται η περιβάλλουσα αστοχίας στο MQ επίπεδο φόρτισης με μηδενικό εξωτερικό κατακόρυφο φορτίο.

Στο **Σχήμα 3.19α** παρουσιάζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης MQ , για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού που εξετάζονται. Επίσης, στο **Σχήμα 3.19β** απεικονίζονται οι καμπύλες κανονικοποιημένες ως προς τις οριακές αντοχές Q_{ult} και M_{ult} . Το σχήμα των περιβαλλουσών αστοχίας για εγκιβωτισμένο τετραγωνικό θεμέλιο είναι παρόμοιο με αυτό της εγκιβωτισμένης θεμελιολωρίδας (βλ. **Σχήμα 1.12**). Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης αποδεικνύεται καταλυτική τόσο σε όρους μεγέθους της φέρουσας ικανότητας όσο και σε όρους σχήματος της περιβάλλουσας αστοχίας. Οι περιβάλλουσες αστοχίας εμφανίζουν μια αυξανόμενη εκκεντρότητα καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης.

Όπως αναφέρθηκε στο δεύτερο κεφάλαιο, η πλαστική συμπεριφορά του εδάφους ακολουθεί ένα συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής. Αυτό σημαίνει ότι το κάθετο με φορά

προς τα έξω διάνυσμα σε οποιοδήποτε σημείο της καμπύλης καταδεικνύει την κατεύθυνση των επαυξητικών πλαστικών παραμορφώσεων κατά την αστοχία (**Σχήμα 2.4**). Πράγματι στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, τα κάθετα προς τα έξω διανύσματα στα σημεία $M = 0$ και $Q = 0$ δεν συμπίπτουν με τις διευθύνσεις των αντίστοιχων αξόνων, γεγονός ενδεικτικό της σύζευξης των δύο βαθμών ελευθερίας.

Η οριακή κατάσταση $Q = Q_{ult}$ και $M = 0$ μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης χαρακτηρίζεται από στροφή και οριζόντια μετακίνηση στη βάση της θεμελίωσης (**Σχήμα 3.8α**), γεγονός το οποίο δικαιολογεί τη γωνία που σχηματίζει ο άξονας των τεμνουσών με την περιβάλλουσα αστοχίας. Μάλιστα, όσο αυξάνεται ο εγκιβωτισμός, τόσο δεσπόζει η στροφή έναντι της μετακίνησης και η καμπύλη γίνεται περισσότερο λοξή στο σημείο Q_{ult} . Αντίθετα, σε μια επιφανειακή θεμελίωση η αστοχία στο σημείο Q_{ult} ($M = 0$) χαρακτηρίζεται από απλή ολίσθηση χωρίς στροφή. Η περιβάλλουσα καμπύλη αστοχίας συναντά κάθετα τον άξονα των τεμνουσών δυνάμεων.

Η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα Q_{max} μιας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης κινητοποιείται όταν επιβάλλεται απλή οριζόντια μετακίνηση χωρίς στροφή μέχρι την αστοχία (**Σχήμα 3.8β**). Αυτή η κατάσταση φόρτισης αντιστοιχεί στο συνδυασμό τέμνουσας και ροπής, για τον οποίο το κάθετο προς τα έξω διάνυσμα της περιβάλλουσας αστοχίας είναι παράλληλο στον άξονα των τεμνουσών. Φαίνεται ωστόσο ότι δεν υπάρχει μοναδική τιμή της ροπής για την οποία επιτυγχάνεται η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα. Αντίθετα, υπάρχει ένα μεγάλο εύρος τιμών της ροπής που αντιστοιχεί στη μέγιστη τέμνουσα, το οποίο όμως μειώνεται σταδιακά με την αύξηση του εγκιβωτισμού. Συνέπεια αυτού είναι ότι για κάθε βαθμό εγκιβωτισμού μεγαλύτερο ή ίσο του ένα, είναι σχεδόν μοναδική η τιμή της ροπής για την οποία κινητοποιείται η μέγιστη τέμνουσα.

Η οριακή κατάσταση $M = M_{ult}$ και $Q = 0$ χαρακτηρίζεται από την παρουσία στροφής και μετακίνησης (**Σχήμα 3.12α**), τόσο για τα επιφανειακά όσο και για τα εγκιβωτισμένα θεμέλια. Η κατάσταση αυτή είναι ενδεικτική της γωνίας που σχηματίζει με τον άξονα των ροπών η περιβάλλουσα καμπύλη αστοχίας. Η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής M_{max} κινητοποιείται όταν δεσμεύεται η οριζόντια μετακίνηση της θεμελίωσης (**Σχήμα 3.12β**). Η κατάσταση αυτή αντιστοιχεί στα σημεία της καμπύλης, όπου το κάθετο προς τα έξω διάνυσμα είναι παράλληλο στον άξονα των ροπών.

Οι παραπάνω διαπιστώσεις συνοψίζονται στο **Σχήμα 3.20**, όπου απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας στα παραπάνω χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$ και 1 . Απεικονίζεται μόνο το $MQ > 0$ τεταρτημόριο, μιας και αυτό αντιπροσωπεύει τις πιο συνηθισμένες καταστάσεις φόρτισης (πχ. οριζόντια δύναμη εφαρμοσμένη σε κάποιο ύψος από τη στάθμη θεμελίωσης). Οι μαύρες τελείες στα σχήματα οριοθετούν προσεγγιστικά το στιγμιαίο πόλο περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία. Γενικά, η ύπαρξη διαφορετικών μηχανισμών αστοχίας για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, εξηγεί γιατί τα σχήματα των περιβαλλουσών αστοχίας διαφέρουν σημαντικά μεταξύ τους όταν κανονικοποιούνται.

Υπενθυμίζεται εδώ, η επιρροή που έχει η επιλογή του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών στο σχήμα της καμπύλης αστοχίας (βλ. εδάφιο 2.2.4). Αν επιλεγεί ένα νέο σημείο αναφοράς σε απόσταση L από τη στάθμη θεμελίωσης, τότε η μετασχηματισμένη ροπή σε αυτό το σημείο είναι $M^* = M - L Q$, ενώ η οριζόντια μετακίνηση γίνεται $u^* = u + \vartheta L$, υπό καθεστώς μικρών παραμορφώσεων. Κατά τα άλλα προφανώς ισχύει $Q^* = Q$, $N^* = N$, $w^* = w$, $\vartheta^* = \vartheta$, όπου M^* , Q^* , N^* οι δυνάμεις και u^* , w^* , ϑ^* οι μετατοπίσεις στο νέο σημείο αναφοράς. Οι περιβάλλουσες αστοχίας απεικονίζονται ξανά σε αδιάστατους όρους στο **Σχήμα 3.21** επιλέγοντας τώρα δύο νέα σημεία αναφοράς την κορυφή ($L = D$) και στο κέντρο βάρους του θεμελίου ($L = D/2$). Στην περίπτωση όπου ως σημείο αναφοράς λαμβάνεται η κορυφή του θεμελίου, οι περιβάλλουσες καμπύλες διατηρούν την ασυμμετρία τους με αντίθετο όμως πρόσημο, ενώ στην περίπτωση όπου το σημείο αναφοράς λαμβάνεται στο κέντρο, το σχήμα γίνεται σαφώς πιο συμμετρικό και μπορεί χονδροειδώς να περιγραφεί από μια απλή εξίσωση έλλειψης.

3.2.7 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

Ο συνδυασμός αξονικής, τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής αποτελεί την πλέον γενική περίπτωση φόρτισης μιας θεμελίωσης. Η Gourvenec [2008] μελέτησε την περίπτωση αυτή για εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (βλ. εδάφιο 1.5.4 και **Σχήμα 1.15**). Στο παρόν εδάφιο μελετάται η συνδυασμένη MQN φόρτιση θεμελίου τετραγωνικής κάτοψης με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$ και παράγονται οι καμπύλες

αλληλεπίδρασης στο MQ επίπεδο φόρτισης για διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου.

Στο **Σχήμα 3.22α** απεικονίζονται σε αδιάστατη μορφή οι καμπύλες αλληλεπίδρασης MQ για τις στάθμες κατακόρυφου φορτίου $\chi = N/N_{ult} \approx 0, 0.25, 0.5$ και 0.8 . Είναι φανερό ότι όσο το κατακόρυφο φορτίο πλησιάζει προς τη φέρουσα αξονική ικανότητα του συστήματος, τόσο μειώνονται οι αντοχές σε τέμνουσα και ροπή ανατροπής. Ωστόσο, για ακόμη μια φορά επιβεβαιώνεται ότι για τις συνήθεις τιμές του κατακόρυφου φορτίου $\chi < 0.5$, η επίδραση του στην εγκάρσια φέρουσα ικανότητα είναι περιορισμένη. Ακόμα, τα αποτελέσματα της ανάλυσης για το τετραγωνικό θεμέλιο φαίνεται ότι είναι σε πλήρη συμφωνία με την περίπτωση της θεμελιολωρίδας (**Σχήμα 1.15**). Ανάλογη συμπεριφορά αναμένεται και για τους μικρότερους βαθμούς εγκιβωτισμού.

Στο **Σχήμα 3.22β** παρουσιάζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης για τις ίδιες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου, αλλά τώρα σε όρους κανονικοποιημένων μεγεθών ως προς τις μειωμένες αντοχές Q_{ult} και M_{ult} που αντιστοιχούν στη συγκεκριμένη αξονική δύναμη (λαμβάνονται από τα **Σχήματα 3.14** και **3.17** αντίστοιχα). Παρατηρείται ότι, παρόλο που το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας μεταβάλλεται σημαντικά με το βαθμό εγκιβωτισμού, για έναν δεδομένο βαθμό το σχήμα της περιβάλλουσας παραμένει πρακτικά ανεξάρτητο από την τιμή του κατακόρυφου φορτίου.

3.3 Θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους

3.3.1 Αντοχή σε αξονική δύναμη

Οι καμπύλες φορτίου – καθίζησης με θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.23** για κάθε έναν από τους τέσσερις βαθμούς εγκιβωτισμού που εξετάζονται. Παρατηρείται ότι καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, η σχέση φορτίου – καθίζησης αποκτά μια κρατυνόμηση

συμπεριφορά μετά τη διαρροή, ενώ η μετακίνηση που απαιτείται για την κινητοποίηση της πλήρους αντοχής του συστήματος σταδιακά αυξάνεται.

Στο **Σχήμα 3.24α** εστιάζουμε την προσοχή μας στην καμπύλη φορτίου – καθίζησης του θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$, για εύρος της αδιάστατης καθίζησης w/B από 0 έως 0.08. Στο **Σχήμα 3.24γ** δίνεται η κατανομή των διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους κατά μήκος της γραμμής AA' (**Σχήμα 3.24β**) σε χαρακτηριστικά σημεία της παραπάνω καμπύλης. Παρατηρείται ότι τα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου αποκολλούνται σταδιακά από το περιβάλλον έδαφος ξεκινώντας περίπου στο σημείο B από τα βαθύτερα σημεία επαφής. Στη συνέχεια η αποκόλληση επεκτείνεται προς την επιφάνεια με αποτέλεσμα στο σημείο F τα πλευρικά τοιχώματα να έχουν αποκολληθεί πλήρως από το έδαφος. Ο μηχανισμός αυτός εξηγεί την φαινόμενη σταθεροποίηση της κατακόρυφης αξονικής δύναμης μετά τη διαρροή.

Στο **Σχήμα 3.25** παρουσιάζονται οι καμπύλες φορτίου – καθίζησης θεμελίου με $D/B = 1$ για διάφορες τιμές του συντελεστή τριβής μ στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους ($\mu = 0.5, 0.7$ και 1), καθώς και για την περίπτωση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Μπορεί εύκολα να διαπιστωθεί, ότι όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια, τόσο πιο φθίνουσα γίνεται η καμπύλη κατά τη φάση αποκόλλησης, αφού η αξονική δύναμη αντίδρασης υφίσταται μεγαλύτερη απώλεια από την εξάλειψη της συνεισφοράς των πλευρικών τοιχωμάτων. Παρατηρείται επίσης, ότι αφού έχει αποκολληθεί πλήρως το θεμέλιο από το περιβάλλον έδαφος, η παραπάνω καμπύλη ακολουθεί παράλληλη πορεία με την καμπύλη της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους και μάλιστα σε απόσταση περίπου ίση με $4 D/B$ (ίση με τη συμβολή των κατακόρυφων διατεμνόμενων επιφανειών του πλήρως συγκολλημένου με το έδαφος θεμελίου).

Στο **Σχήμα 3.26** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας για βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$ και 1. Αυτοί είναι σχεδόν πανομοιότυποι με τους μηχανισμούς που παρατηρούνται κατά τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (βλ. **Σχήμα 3.4**), με τη διαφορά ότι εδώ απουσιάζει η ενεργοποίηση της διατμητικής αντοχής στη διεπιφάνεια επαφής. Η αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων από το έδαφος δεν επιτρέπει την ανάπτυξη διατμητικών τάσεων στη διεπιφάνεια και έτσι οι πλαστικοποιήσεις περιορίζονται στην περιοχή της βάσης του θεμελίου.

Η ερμηνεία των παραπάνω αποτελεσμάτων στηρίχθηκε στο γεγονός της αποκόλλησης των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος, όπως αποδεικνύεται από την εξέλιξη των διατμητικών τάσεων επαφής στο **Σχήμα 3.24**. Το ενδιαφέρον τώρα επικεντρώνεται στη μελέτη του μηχανισμού που προκαλεί αυτήν την αποκόλληση. Στο **Σχήμα 3.27** παρουσιάζεται σκαριφηματικά η εξέλιξη των παραμορφώσεων του εδάφους μαζί με τα διανύσματα των οριζόντιων μετατοπίσεων σε χαρακτηριστικά στιγμιότυπα της φόρτισης. Αρχικά, η κατακόρυφη μετακίνηση του θεμελίου προκαλεί πλευρικές προς τα έξω μετακινήσεις στα εδαφικά στοιχεία που βρίσκονται γύρω και κάτω από τη βάση του θεμελίου και “σύγκλιση” του εδάφους στην κορυφή. Οι πλευρικές αυτές μετακινήσεις συνεπάγονται χαλάρωση των πιέσεων επαφής στην περιοχή της βάσης και αύξηση των πιέσεων στην κορυφή. Η περαιτέρω καθίζηση του θεμελίου επεκτείνει τις προς τα έξω οριζόντιες μετακινήσεις προς τα ανώτερα στρώματα με αποτέλεσμα τη σταδιακή μείωση των πιέσεων στην κορυφή και τελικά την πλήρη αποκόλληση του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος.

Στο **Σχήμα 3.28** παρουσιάζεται η μεταβολή της κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Στο ίδιο σχήμα απεικονίζονται : (α) η αντοχή που προκύπτει από τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, (β) η αντοχή που προκύπτει από τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, αν αφαιρεθεί η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων ($\approx 4 D/B$), (γ) η αντοχή που προκύπτει με θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, καθώς και (δ) η αντοχή που προκύπτει από την κλασική εξίσωση φέρουσας ικανότητας (1.4), με χρήση των συντελεστών σχήματος και βάθους κατά Salgado et al. [2004] (βλ. εξίσωση 1.7 και **Πίνακα 1**). Δεδομένου ότι η τελευταία αγνοεί τη συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου, είναι σε θέση θεωρητικά να προβλέψει τη φέρουσα ικανότητα, όταν τα πλευρικά τοιχώματα αποκολλούνται από το περιβάλλον έδαφος. Παρατηρείται ωστόσο, ότι η λύση των Salgado et al. υποεκτιμά τη φέρουσα ικανότητα, ενώ καλή προσέγγιση επιτυγχάνεται αν ληφθεί υπόψη μόνο η συνεισφορά της βάσης του πλήρως συγκολλημένου στο έδαφος θεμελίου. Σε κάθε περίπτωση, η αύξηση της φέρουσας ικανότητας λόγω του εγκιβωτισμού, με θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια, είναι σαφώς μειωμένη σε σχέση με τη θεώρηση πλήρους επαφής, ακριβώς επειδή χάνεται η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Η διαφορά είναι μεγαλύτερη στους μεγάλους λόγους D/B ,

καθώς με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται και η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων στην οριακή φέρουσα ικανότητα του πλήρως συγκολλημένου στο έδαφος θεμελίου (βλ. **Σχήμα 3.5**).

3.3.2 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης

Στο **Σχήμα 3.29** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο QN επίπεδο φόρτισης (μηδενική ροπή) για τους διάφορους εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Όπως αναμενόταν, ο εγκιβωτισμός της θεμελίωσης αυξάνει την οριζόντια φέρουσα ικανότητα του συστήματος, ωστόσο το σχήμα των περιβαλλουσών αστοχίας διαφέρει σημαντικά από αυτό της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, ιδιαίτερα στους μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού.

Κατά τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα κινητοποιείται για μηδενική τιμή του κατακόρυφου φορτίου. Η αύξηση της αξονικής δύναμης συνεπάγεται πάντα μείωση της αντοχής σε τέμνουσα, ωστόσο ο ρυθμός απομείωσης είναι μικρός για $\chi < 0.5$. Αντίθετα, όταν επιτρέπεται η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος και η ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας, η μέγιστη τέμνουσα κινητοποιείται παρουσία αξονικού φορτίου, ενώ καθώς αυτό πλησιάζει το μηδέν η οριζόντια φέρουσα ικανότητα του συστήματος μειώνεται. Οι λόγοι για τη διαφορετική αυτή μορφή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης περιγράφονται στη συνέχεια.

Στην περίπτωση της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, η πλήρης δύναμη τριβής μπορεί να κινητοποιηθεί στη διεπιφάνεια ανεξάρτητα από την εφαρμοζόμενη ορθή τάση. Αντίθετα, όταν επιτρέπεται η ολίσθηση στη διεπιφάνεια βάσει του νόμου *Coulomb*, η τριβή εξαρτάται άμεσα από το κατακόρυφο φορτίο. Έτσι, το επιφανειακό θεμέλιο, του οποίου η αντοχή πηγάζει μονάχα από την τριβή στη βάση, δεν μπορεί να παραλάβει τέμνουσα απουσία κατακόρυφου φορτίου. Σε μικρές τιμές αυτού ($N < 0.3 N_{ult}$), η τέμνουσα αυξάνεται γραμμικά με την αξονική δύναμη βάσει του νόμου *Coulomb* ($Q = \mu N$, όπου μ ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια). Από ένα σημείο ($N \approx 0.3 N_{ult}$) και έπειτα η γραμμικότητα καταλύεται: η τέμνουσα ωστόσο συνεχίζει να αυξάνεται φτάνοντας μια μέγιστη τιμή και στη συνέχεια απομειώνεται κατά τρόπο παρόμοιο με την περίπτωση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους.

Από την άλλη, καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης μειώνεται η συνεισφορά της βάσης στη φέρουσα ικανότητα και η αντοχή του συστήματος σε τέμνουσα πηγάζει κυρίως από τις εγκάρσιες εδαφικές ωθήσεις που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Το σχήμα προσομοιάζει περισσότερο με αυτό της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους. Οι εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις μπορούν να παραλάβουν τέμνουσα δύναμη ακόμα και χωρίς την παρουσία αξονικού φορτίου. Επιπλέον, η αντοχή σε τέμνουσα γίνεται σταδιακά λιγότερο ευαίσθητη στο κατακόρυφο φορτίο και τελικά στο θεμέλιο με $D/B = 1$ αυτή παραμένει σχεδόν σταθερή για ένα αρκετά μεγάλο εύρος τιμών της αξονικής δύναμης. Εξαιτίας των διαφορετικών αυτών συμπεριφορών το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας διαφέρει σημαντικά καθώς μεταβάλλεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Μια κανονικοποίηση ως προς τις οριακές αντοχές Q_{ult} και N_{ult} κατά αναλογία με την περίπτωση της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους δεν είναι ικανή να προσφέρει ένα κοινό σχήμα, ανεξάρτητο από το βαθμό εγκιβωτισμού.

Στα **Σχήματα 3.30** και **3.31** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, για βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$ και 1 αντίστοιχα. Αυτοί είναι σχεδόν παρόμοιοι με τους μηχανισμούς που παρατηρούνται κατά τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (βλ. **Σχήματα 3.15** και **3.16**) με τη διαφορά ότι εδώ, λόγω της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια, το θεμέλιο αποκολλάται από το έδαφος στα σημεία όπου τείνουν να αναπτυχθούν εφελκυστικές τάσεις και έτσι οι πλαστικοποιήσεις περιορίζονται στις θλιβόμενες περιοχές του εδάφους.

3.3.3 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής

Στο **Σχήμα 3.32** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο MN επίπεδο φόρτισης (μηδενική τέμνουσα δύναμη) για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Σε αντίθεση με την περίπτωση της πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, η κατακόρυφη αξονική δύναμη φαίνεται ότι επηρεάζει σημαντικά την αντοχή σε ροπή ανατροπής (ιδιαίτερα στις επιφανειακές και ρηγά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις), όταν λαμβάνονται υπόψη οι μη γραμμικότητες στη διεπιφάνεια.

Κατά τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, απεριόριστη εφελκυστική αντοχή μπορεί να αναπτυχθεί στη διεπιφάνεια αποτρέποντας την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Η μέγιστη ροπή κινητοποιείται για μηδενικό κατακόρυφο φορτίο, αφού η αύξηση του τελευταίου οδηγεί τα εδαφικά στοιχεία πιο κοντά στη διαρροή και συνεπώς σε μικρότερα περιθώρια αντοχής σε ροπή. Από την άλλη, η θεώρηση μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια επιτρέπει την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος. Η μέγιστη ροπή κινητοποιείται σε μια ενδιάμεση τιμή του κατακόρυφου φορτίου, αφού στις μικρές τιμές δεσπόζουν τώρα οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες απομειώνοντας σημαντικά τη ροπή αντοχής. Στις επόμενες παραγράφους περιγράφεται ο τρόπος με τον οποίο μεταβάλλεται η συμπεριφορά του συστήματος με την αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης.

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 το σύστημα αποκρίνεται με εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους και περιορισμένο ανασήκωμα. Η μέγιστη αντοχή σε ροπή κινητοποιείται για $\chi = N/N_{ult} \approx 0.5$, όπου ο βέλτιστος συνδυασμός ανασηκώματος και εδαφικής διαρροής λαμβάνει χώρα. Τα παραπάνω δικαιολογούν την παραβολική μορφή του διαγράμματος αλληλεπίδρασης του επιφανειακού θεμελίου.

Η συμπεριφορά είναι παρόμοια και για τις ρηχά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 0.2$), με τη διαφορά ότι υπάρχει τώρα η δυνατότητα για παραλαβή μικρού μεγέθους ροπής ακόμα και για μηδενικό εξωτερικό κατακόρυφο φορτίο. Αυτό οφείλεται στην επιπλέον ανάπτυξη εγκάρσιων ωθήσεων και διατμητικών τάσεων στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Για μεγαλύτερες τιμές του βαθμού εγκιβωτισμού ($D/B \geq 0.5$) η φέρουσα ικανότητα αυξάνεται, καθώς αυξημένες εγκάρσιες ωθήσεις είναι δυνατόν να αναπτυχθούν στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου ενισχύοντας τη δυνατότητα για παραλαβή ροπής. Επιπλέον, η δράση των τελευταίων περιορίζει σημαντικά το ανασήκωμα της βάσης. Τελικά, υπάρχει και εδώ μια τιμή της αξονικής δύναμης ($\chi = 0.4 \sim 0.5$) για την οποία κινητοποιείται η μέγιστη φέρουσα ικανότητα σε ροπή. Παρόλα αυτά, η αξονική δύναμη δεν επηρεάζει σε μεγάλο βαθμό την αντοχή, όπως συμβαίνει στις επιφανειακές θεμελιώσεις. Για μεγαλύτερες τιμές

του κατακόρυφου φορτίου η ροπή αντοχής απομειώνεται με τον ίδιο περίπου τρόπο, σχεδόν ανεξάρτητα από τον βαθμό εγκιβωτισμού της θεμελίωσης.

Στο **Σχήμα 3.33α** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$. Παρατηρείται μια σημαντική διαφοροποίηση στους μηχανισμούς αστοχίας, σε σχέση με τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (βλ. **Σχήμα 3.18α**). Η διαφοροποίηση αυτή είναι εντονότερη στις μικρές τιμές του κατακόρυφου φορτίου, όπως άλλωστε αποτυπώνεται στη μεταβολή του σχήματος της περιβάλλουσας. Το ρηχά εγκιβωτισμένο θεμέλιο, υπό την επιβολή ροπής απουσία εξωτερικού κατακόρυφου φορτίου, ανασηκώνεται περιστρεφόμενο γύρω από το δεξί του άκρο. Καθώς αυξάνεται το κατακόρυφο φορτίο, ο πόλος περιστροφής μετακινείται προς τα αριστερά, ενώ αυξάνεται η επιφάνεια επαφής θεμελίου – εδάφους (μικρότερο ανασήκωμα). Η μέγιστη αντοχή σε ροπή κινητοποιείται όταν ο πόλος περιστροφής βρίσκεται περίπου στο κέντρο του θεμελίου. Με την περαιτέρω αύξηση της αξονικής δύναμης οι ζώνες πλαστικοποίησης του εδάφους επεκτείνονται σε μεγαλύτερο βάθος, ενώ ταυτόχρονα μειώνεται η περιστροφική συνιστώσα κίνησης του θεμελίου.

Στο **Σχήμα 3.33β** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$. Στις μικρές τιμές του κατακόρυφου φορτίου, το θεμέλιο αστοχεί με το στιγμιαίο πόλο περιστροφής του να βρίσκεται περίπου σε απόσταση $0.2B$ κατά την οριζόντια και $0.4D$ κατά την κατακόρυφο από το μέσον της βάσης. Παρατηρούνται τοπικά έντονες πλαστικοποιήσεις στα σημεία επαφής με το έδαφος σε συνδυασμό με το σχηματισμό μιας παθητικού τύπου αστοχίας στη δεξιά πλευρά (θετική φορά τέμνουσας). Για υψηλότερες τιμές του κατακόρυφου φορτίου, ο πόλος περιστροφής μετακινείται προς τα αριστερά (αρνητική φορά τέμνουσας), ενισχύεται η επαφή θεμελίου – εδάφους και η μορφή της αστοχίας προσομοιάζει περισσότερο με αυτήν του πλήρως συγκολλημένου με το έδαφος θεμελίου.

Περισσότερες λεπτομέρειες σχετικά με την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης και ροπής ανατροπής με θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους δίνονται στο επόμενο κεφάλαιο, όπου εξετάζεται επιπλέον και η ανακυκλική συμπεριφορά τέτοιων συστημάτων, ενώ λαμβάνεται ακόμα υπόψη και η επιρροή των φαινομένων $P - \delta$.

3.3.4 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής

Στο παρόν εδάφιο μελετάται η φέρουσα ικανότητα εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη MQN φόρτιση, όταν λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα μη γραμμικότητας στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Όπως έχει αναφερθεί, η εγκάρσια φόρτιση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων χαρακτηρίζεται από τη σύζευξη του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης του θεμελίου. Υπό την επιβολή απλής τέμνουσας δύναμης στη βάση (μηδενική ροπή), το θεμέλιο αναγκάζεται σε στροφή υπό τη δράση των εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων στην παθητική του πλευρά. Σε αυτή την περίπτωση, η οριακή φέρουσα ικανότητα Q_{ult} που αναπτύσσεται είναι μικρότερη από την μέγιστη φέρουσα ικανότητα Q_{max} . Η τελευταία κινητοποιείται παρουσία ροπής που περιορίζει τη στροφή. Κατά αναλογία με την περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης, η οριακή αντοχή M_{ult} που προκύπτει από την επιβολή ροπής στη βάση, αν το θεμέλιο είναι ελεύθερο να μετακινηθεί κατά την οριζόντια διεύθυνση, είναι μικρότερη από τη μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής M_{max} . Η τελευταία κινητοποιείται παρουσία μη μηδενικής τέμνουσας δύναμης. Σε κάθε περίπτωση η φέρουσα ικανότητα υπό εγκάρσια φόρτιση εξαρτάται από το κατακόρυφο φορτίο, ιδιαίτερα μάλιστα στις επιφανειακές και ρηχά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, όπως φάνηκε στα δυο προηγούμενα εδάφια.

Στο **Σχήμα 3.34** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο MQ επίπεδο φόρτισης στη στάθμη $\chi = N/N_{ult} \approx 0.25$ του κατακόρυφου φορτίου. Για άλλη μια φορά αποδεικνύεται ότι η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης τόσο ως προς το μέγεθος, όσο και ως προς τη μορφή της περιβάλλουσας αστοχίας είναι καταλυτική. Όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, τόσο πιο έκκεντρο γίνεται το σχήμα της περιβάλλουσας, καθώς η σύζευξη οριζόντιου μετακινησιακού και στροφικού βαθμού ελευθερίας γίνεται εντονότερη.

Στα **Σχήματα 3.35** και **3.36** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$ και 1 αντίστοιχα. Οι μηχανισμοί αστοχίας στα σημεία Q_{ult} ($M = 0$) και M_{ult} ($Q = 0$) έχουν ήδη σχολιασθεί σε προηγούμενα εδάφια, για αυτό και η προσοχή μας εδώ επικεντρώνεται στους μηχανισμούς που παρατηρούνται στην περιοχή της μέγιστης αντοχής σε ροπή ανατροπής M_{max} και της μέγιστης αντοχής σε τέμνουσα Q_{max} .

Η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα δύναμη κινητοποιείται υπό την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης με δέσμευση της στροφής ($\theta = 0$). Σε αυτήν την περίπτωση εμφανίζεται κλασική παθητική αστοχία του εδάφους, ωστόσο, σε αντίθεση με το πλήρως συγκολλημένο στο έδαφος θεμέλιο (βλ. **Σχήμα 3.20**), απουσιάζει η ενεργητική αστοχία. Η μηδενική εφελκυστική αντοχή στη διεπιφάνεια σε συνδυασμό με τη δυνατότητα της αργίλου να διατηρεί κατακόρυφα πρηνή επιτρέπουν την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος και το σχηματισμό ανοιχτής ρωγμής στην ενεργητική πλευρά.

Η δυνατότητα του θεμελίου να αποκολλάται και να ανασηκώνεται από το έδαφος μεταβάλλει τους μηχανισμούς αστοχίας και στα σημεία όπου κυριαρχεί η ροπή. Στο ρηχά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B = 0.2$) η αστοχία στο M_{max} ελάχιστα διαφέρει από την αστοχία στο M_{ult} , καθότι η σύζευξη μεταξύ των δύο βαθμών ελευθερίας είναι μικρή. Η αστοχία χαρακτηρίζεται από ανασήκωμα στη μια πλευρά και βύθιση με έντονη πλαστικοποίηση στην άλλη. Από την άλλη, ο μηχανισμός αστοχίας του βαθιά εγκιβωτισμένου θεμελίου ($D/B = 1$) περιλαμβάνει το σχηματισμό μιας ζώνης ολίσθησης μορφής τόξου κύκλου κάτω από τη βάση σε συνδυασμό με παθητικού τύπου αστοχία μπροστά από το θεμέλιο. Η μορφή της αστοχίας είναι παρόμοια με αυτήν του πλήρως συγκολλημένου στο έδαφος θεμελίου (βλ. **Σχήμα 3.20**), με την διαφορά ότι εδώ οι πλαστικοποιήσεις περιορίζονται τις θλιβόμενες περιοχές του εδάφους. Έτσι, απουσιάζει η ενεργητικής μορφής αστοχία αριστερά του θεμελίου, ενώ η κυκλική επιφάνεια ολίσθησης περιορίζεται από το μήκος της επαφής θεμελίου – εδάφους.

Εν κατακλείδι, οι μηχανισμοί αστοχίας του ρηχά εγκιβωτισμένου θεμελίου ($D/B = 0.2$) 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 θεμελίου. Από την άλλη, η εντονότερη σύζευξη των βαθμών ελευθερίας στο βαθιά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B = 1$) μεταβάλλει σημαντικά τους μηχανισμούς αστοχίας, γεγονός που δικαιολογεί την έντονη ασυμμετρία του σχήματος της περιβάλλουσας.

Στο **Σχήμα 3.37** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$ σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου ($\chi \approx 0, 0.25, 0.5$ και 0.8). Σε αντίθεση με τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, όπου η αύξηση του

κατακόρυφου φορτίου συνεπάγεται πάντα μείωση της φέρουσας ικανότητας, εδώ φαίνεται να υπάρχει μια βέλτιστη τιμή του κατακόρυφου φορτίου για την οποία επιτυγχάνεται η μέγιστη φέρουσα ικανότητα, πάνω και κάτω από την οποία η αντοχή του θεμελίου υπό εγκάρσια φόρτιση είναι μειωμένη. Στο **Σχήμα 3.38** οι περιβάλλουσες αστοχίας κανονικοποιούνται ως προς τα μεγέθη Q_{ult} και M_{ult} που αντιστοιχούν στην εκάστοτε στάθμη του κατακόρυφου φορτίου. Σε αντίθεση με την περίπτωση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, το σχήμα των καμπυλών δεν είναι μοναδικό, καθώς με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου αυξάνεται και η καμπυλότητα του σχήματος στην περιοχή της μέγιστης ροπής.

3.4 Η επιρροή των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους

Στις προηγούμενες παραγράφους έχει σχολιαστεί λεπτομερώς η επιρροή των ιδιοτήτων της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους τόσο στη μεταβολή των μηχανισμών αστοχίας, όσο και στη μεταβολή του σχήματος των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης. Στο παρόν εδάφιο επιχειρείται να περιγραφεί συνοπτικά μέσω των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης η ποσοτική διαφορά στη φέρουσα ικανότητα, που προκύπτει μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων που παρουσιάστηκαν. Όπως έχει αναφερθεί, η διαφορά μεταξύ των δύο θεωρήσεων αφορά κυρίως την εφελκυστική αντοχή και την τριβή ολίσθησης στη διεπιφάνεια. Κατά τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους υποτίθεται απεριόριστη εφελκυστική αντοχή στη διεπιφάνεια και μέγιστη διατμητική τάση σε αυτήν ίση προς την αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u του εδάφους. Από την άλλη, κατά τη θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, η διεπιφάνεια δεν μπορεί να παραλάβει εφελκυσμό, καθίσταται δυνατή η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος, ενώ η τριβή ολίσθησης περιγράφεται από τον νόμο τριβής κατά *Coulomb*.

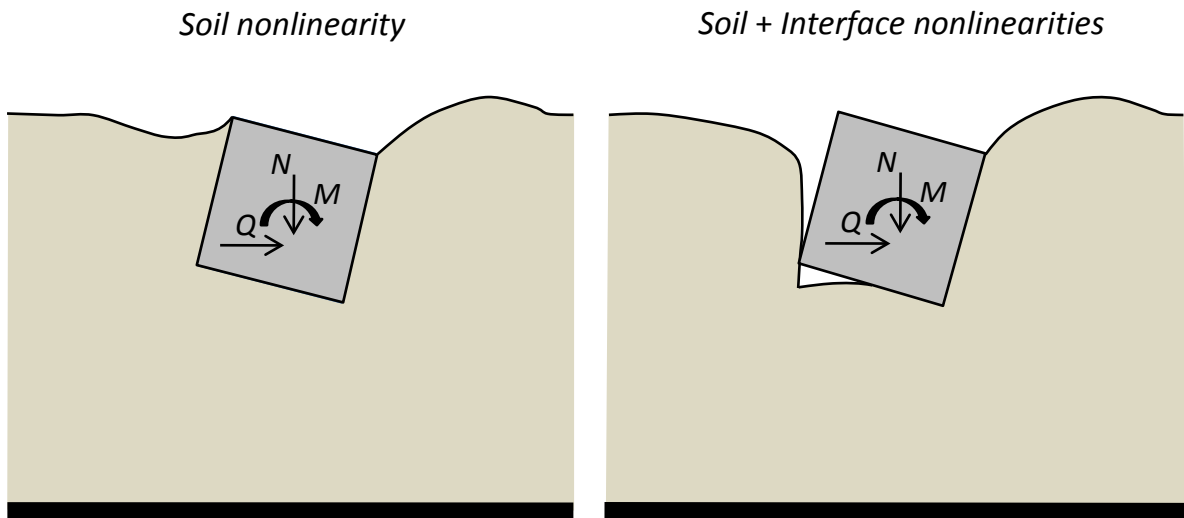
Στο **Σχήμα 3.39** συγκρίνονται οι δύο θεωρήσεις ως προς τις καμπύλες αλληλεπίδρασης QN και MN , για βαθμούς εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$ και 1 . Στο **Σχήμα 3.40** απεικονίζονται οι

καμπύλες αλληλεπίδρασης MQ στις στάθμες $\chi = 0$ και 0.5 του κατακόρυφου φορτίου, για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$. Από τις παραπάνω συγκρίσεις γίνεται φανερό ότι το κατά πόσο τα ιδιαίτερα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους επηρεάζουν τη φέρουσα ικανότητα του συστήματος είναι ένα πολύπλοκο ζήτημα και εξαρτάται από διάφορους παράγοντες, όπως είναι ο ακριβής συνδυασμός φόρτισης και ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Γενικά, μπορούμε να παρατηρήσουμε ότι η αύξηση του κατακόρυφου φορτίου μειώνει τις διαφορές, αφενός γιατί περιορίζει το ανασήκωμα του θεμελίου από το έδαφος, και αφετέρου γιατί αυξάνει την τριβή ολίσθησης στη βάση. Σε κάθε περίπτωση, η αγνόηση των μη γραμμικών φαινομένων που λαμβάνουν χώρα στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους οδηγεί σε μη συντηρητικό σχεδιασμό.

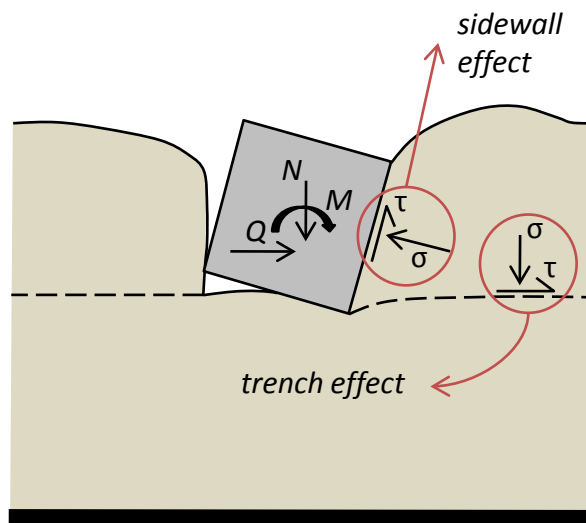
Στο σημείο αυτό πρέπει να τονιστεί ότι οι συγκρίσεις που παρουσιάστηκαν αφορούν μια συγκεκριμένη περίπτωση, όπου η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους S_u λαμβάνεται ίση με 150 kPa και ο συντελεστής τριβής στη διεπιφάνεια μ ίσος με 0.7 . Στην πραγματικότητα, όσο πιο μαλακό είναι το έδαφος, δηλαδή όσο μικρότερη είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, καθώς και όσο πιο τραχεία είναι η διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, δηλαδή όσο μεγαλύτερος είναι ο συντελεστής τριβής, τόσο μειώνεται η διαφορά μεταξύ των δύο θεωρήσεων. Ένα παράδειγμα δίνεται στο **Σχήμα 3.41**, όπου απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$, στο MQ επίπεδο φόρτισης και στη στάθμη $\chi = 0.25$ του κατακόρυφου φορτίου, για τιμές της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 150$ και 75 kPa . Στην προκειμένη περίπτωση η μεταβολή στη φέρουσα ικανότητα δεν είναι σπουδαία, παρόλα αυτά διακρίνεται η τάση για μείωση της διαφοράς μεταξύ των δύο θεωρήσεων.

Κεφάλαιο 3 : Σχήματα

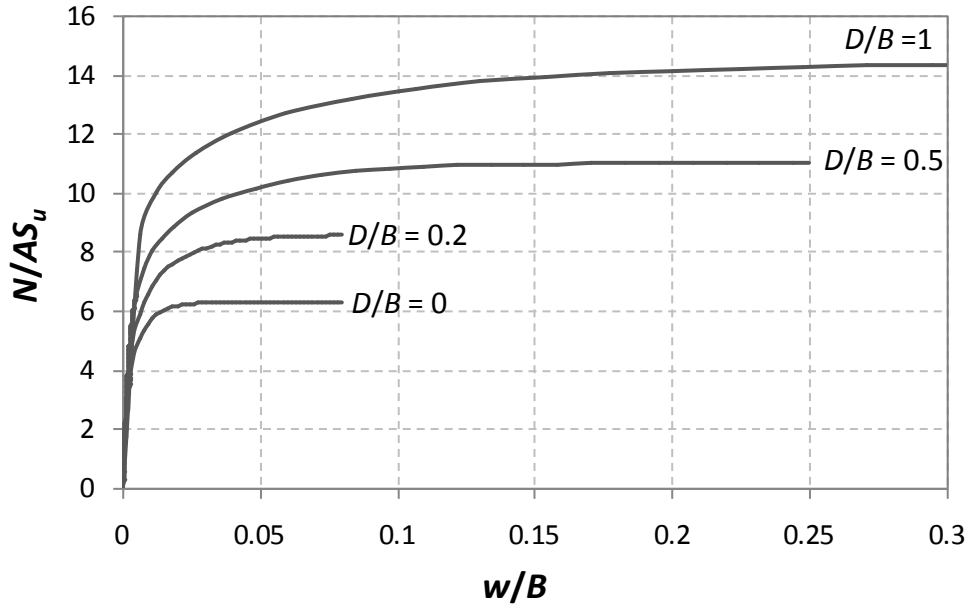
Φέρουσα Ικανότητα Εγκιβωτισμένων Θεμελιώσεων



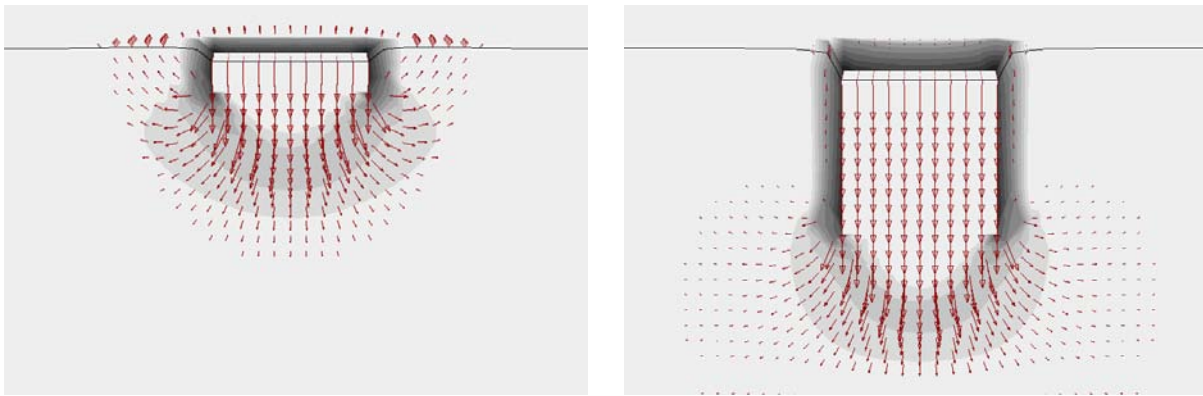
Σχήμα 3.1 Διάκριση του προβλήματος : συνθήκες επαφής θεμελίου – εδάφους.



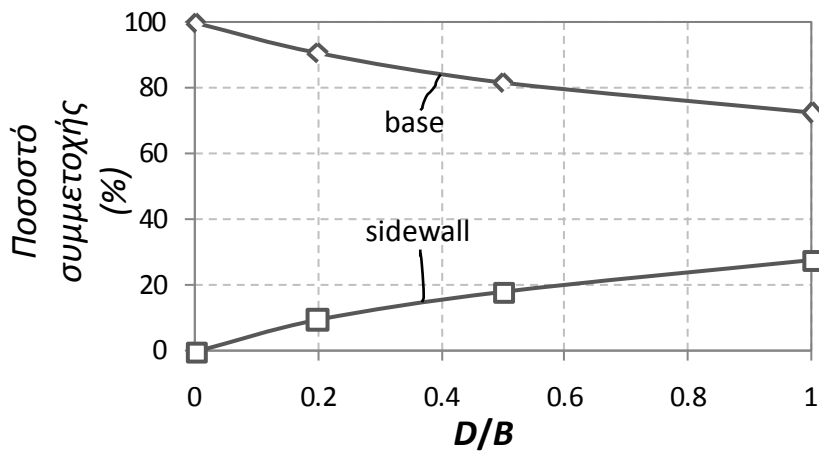
Σχήμα 3.2 Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στη φέρουσα ικανότητα και τη δυσκαμψία του συστήματος : *trench effect* και *sidewall effect*.



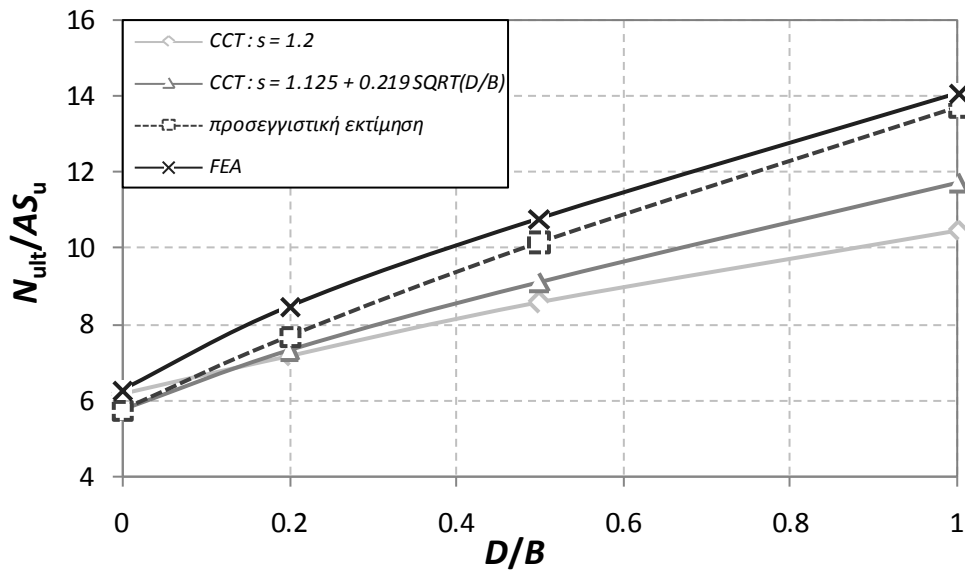
Σχήμα 3.3 Κατακόρυφη φόρτιση : αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης.



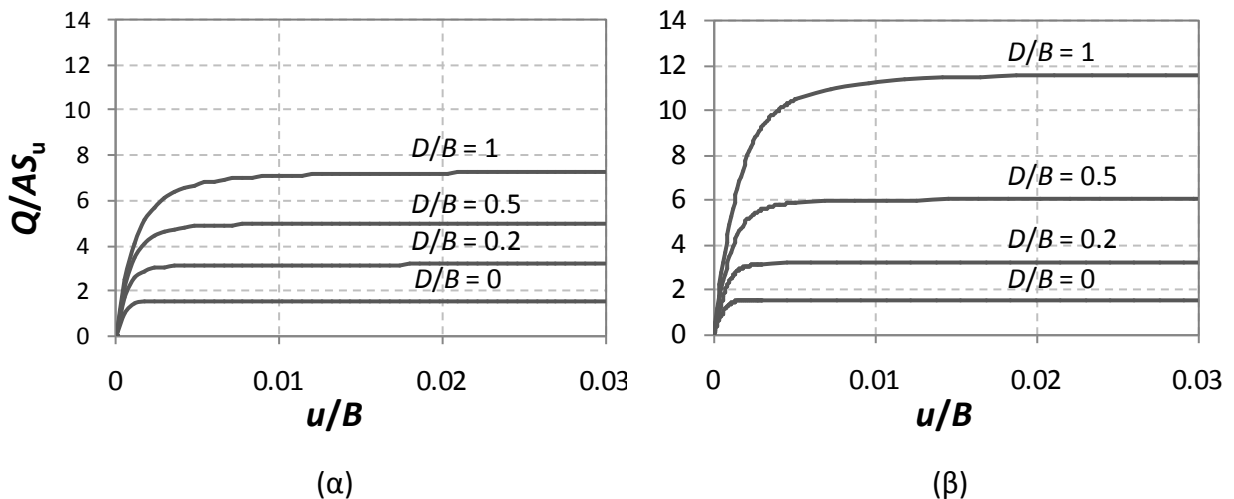
Σχήμα 3.4 Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση, $D/B = 0.2$ και 1.



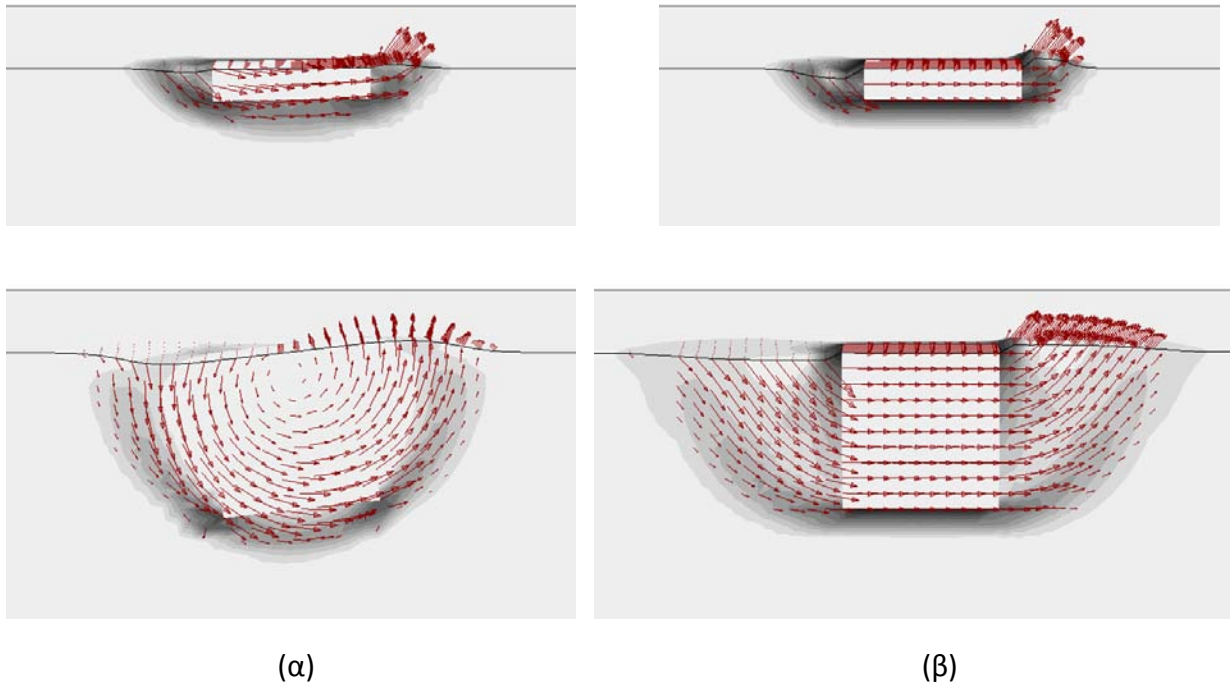
Σχήμα 3.5 Η επιμέρους συνεισφορά της βάσης και των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου στην κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα συναρτήσεως του βαθμού εγιβωτισμού.



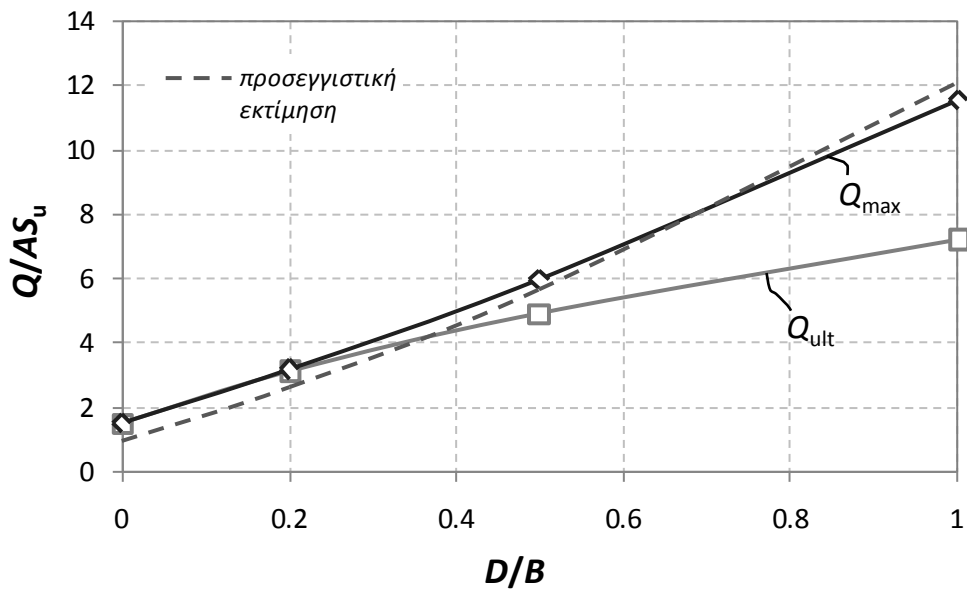
Σχήμα 3.6 Η κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης : σύγκριση της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (FEA) με λύσεις της συμβατικής θεωρίας φέρουσας ικανότητας (CCT) και προσεγγιστικές εκτιμήσεις. Η προσεγγιστική εκτίμηση προκύπτει από τη CCT με χρήση των συντελεστών βάθους κατά Gourvenec [2008] και σχήματος κατά Salgado et al [2004], αν προστεθεί σε αυτήν η συμβολή των πρόσθετων διατεμνόμενων επιφανειών του θεμελίου (προσεγγιστικά ίση με $2 D/B$).



Σχήμα 3.7 Οριζόντια φόρτιση : αδιάστατες καμπύλες φορτίου – μετακίνησης (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή).

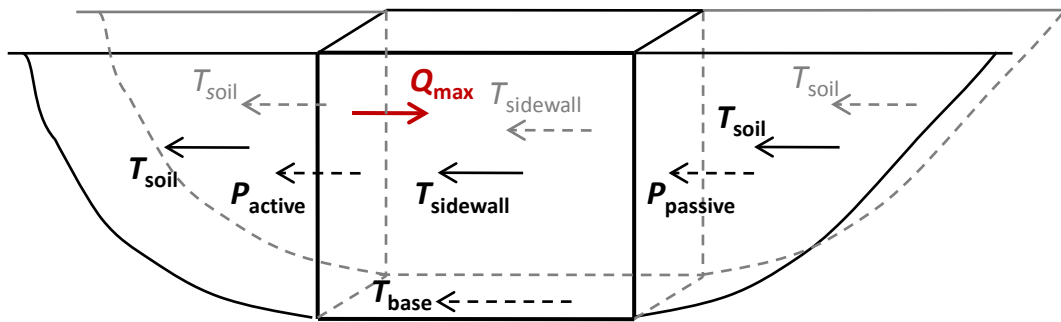


Σχήμα 3.8 Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση, $D/B = 0.2$ και 1 : (α) χωρίς δέσμευση της στροφής (μηδενική ροπή) (β) με δέσμευση της στροφής (μη μηδενική ροπή).

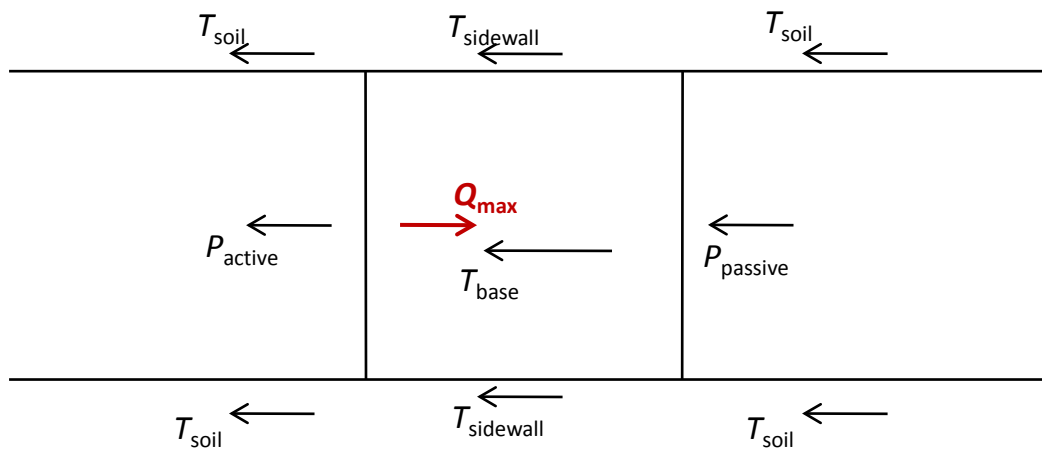


Σχήμα 3.9 Η οριζόντια φέρουσα ικανότητα ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Σύγκριση της Q_{max} με προσεγγιστική εκτίμηση, που προκύπτει από τη λύση επίπεδης παραμόρφωσης κατά Gouvenec [2008], αν προστεθούν σε αυτήν οι αντιδράσεις $T_{sidewall}$ και T_{soil} του Σχήματος 3.10.

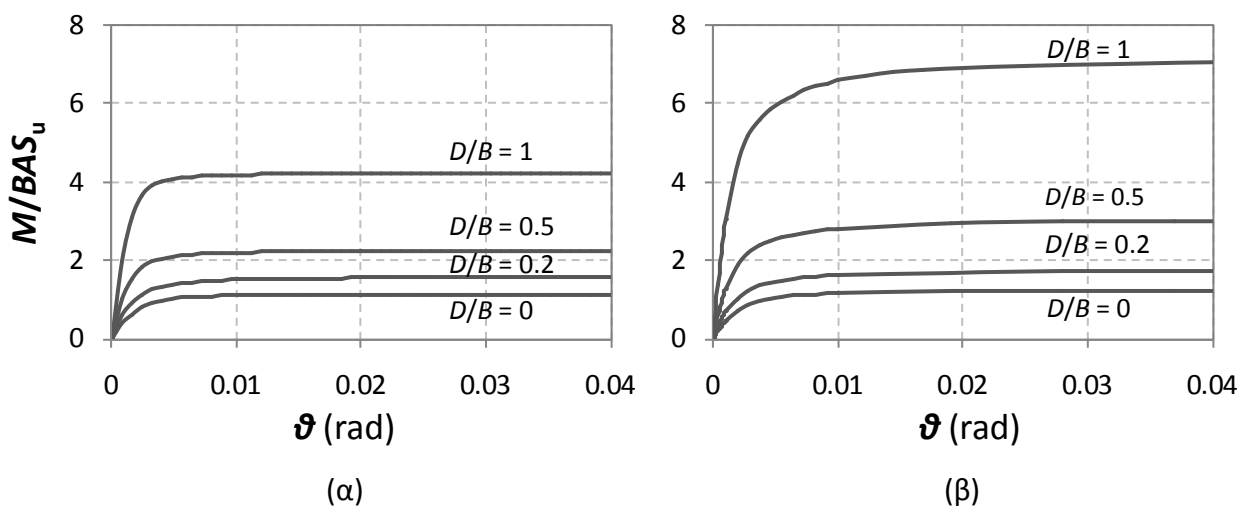
3Δ όψη



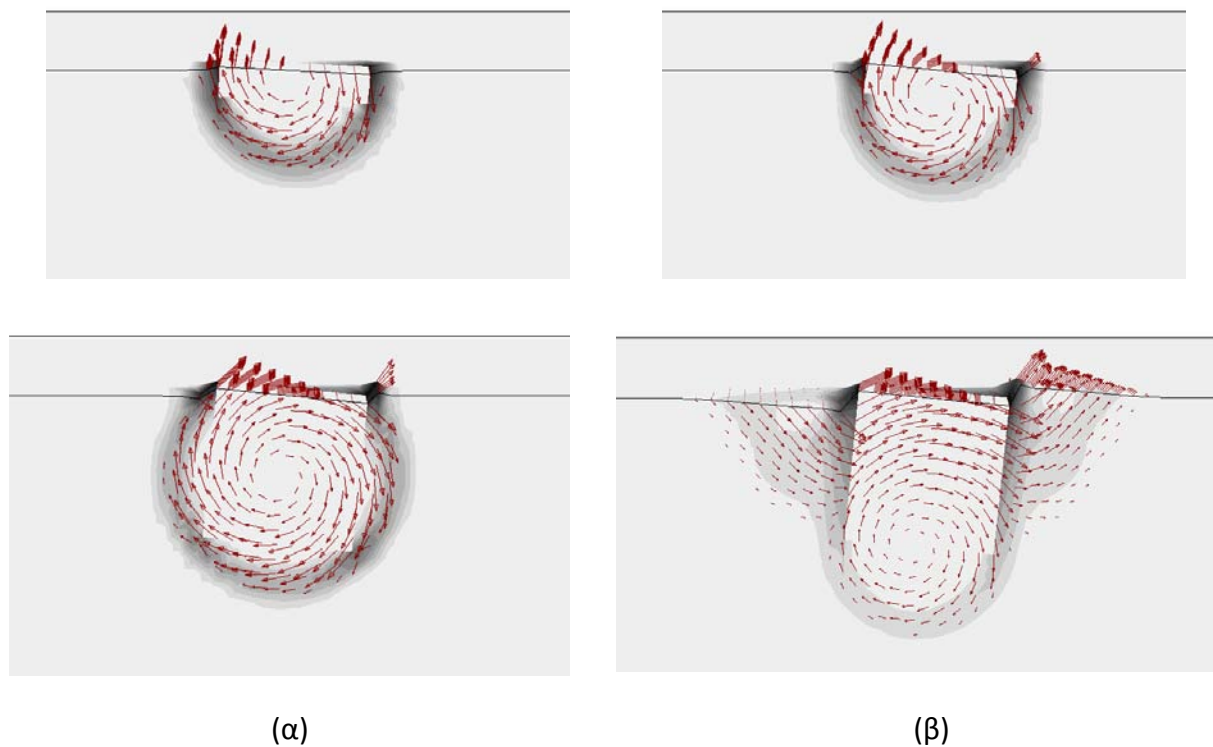
Κάτοψη



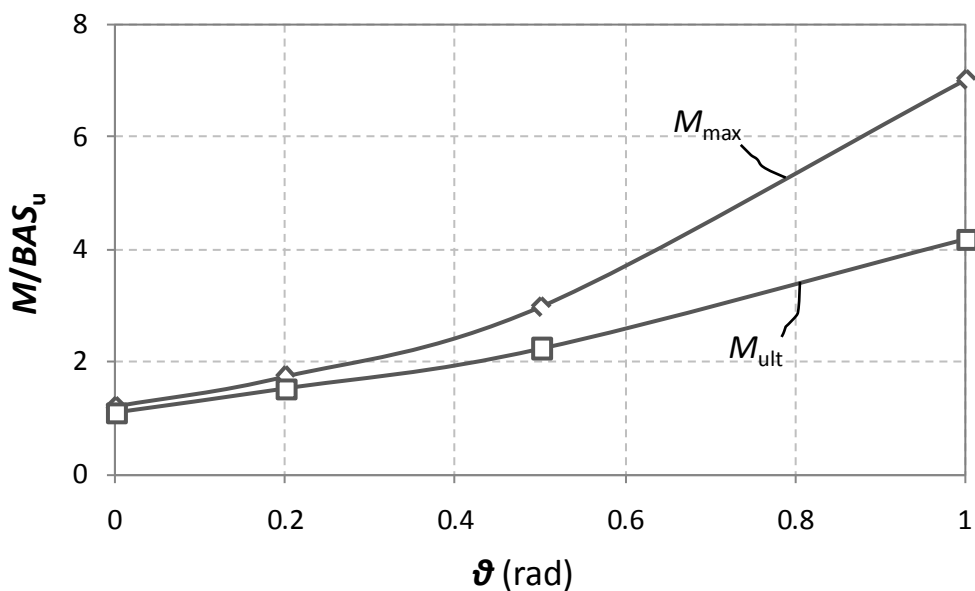
Σχήμα 3.10 Απλοποίηση του προβλήματος της φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένου θεμελίου υπό οριζόντια φόρτιση : απομόνωση μιας “φέτας” εδάφους που ολισθαίνει ως προς το υπόλοιπο έδαφος.



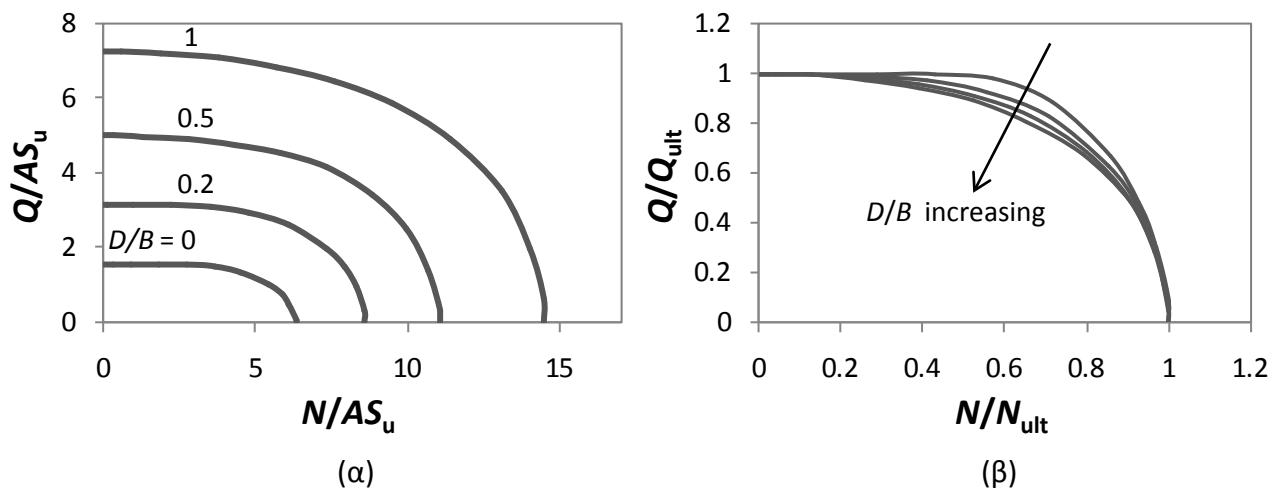
Σχήμα 3.11 Περιστροφική φόρτιση: αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα).



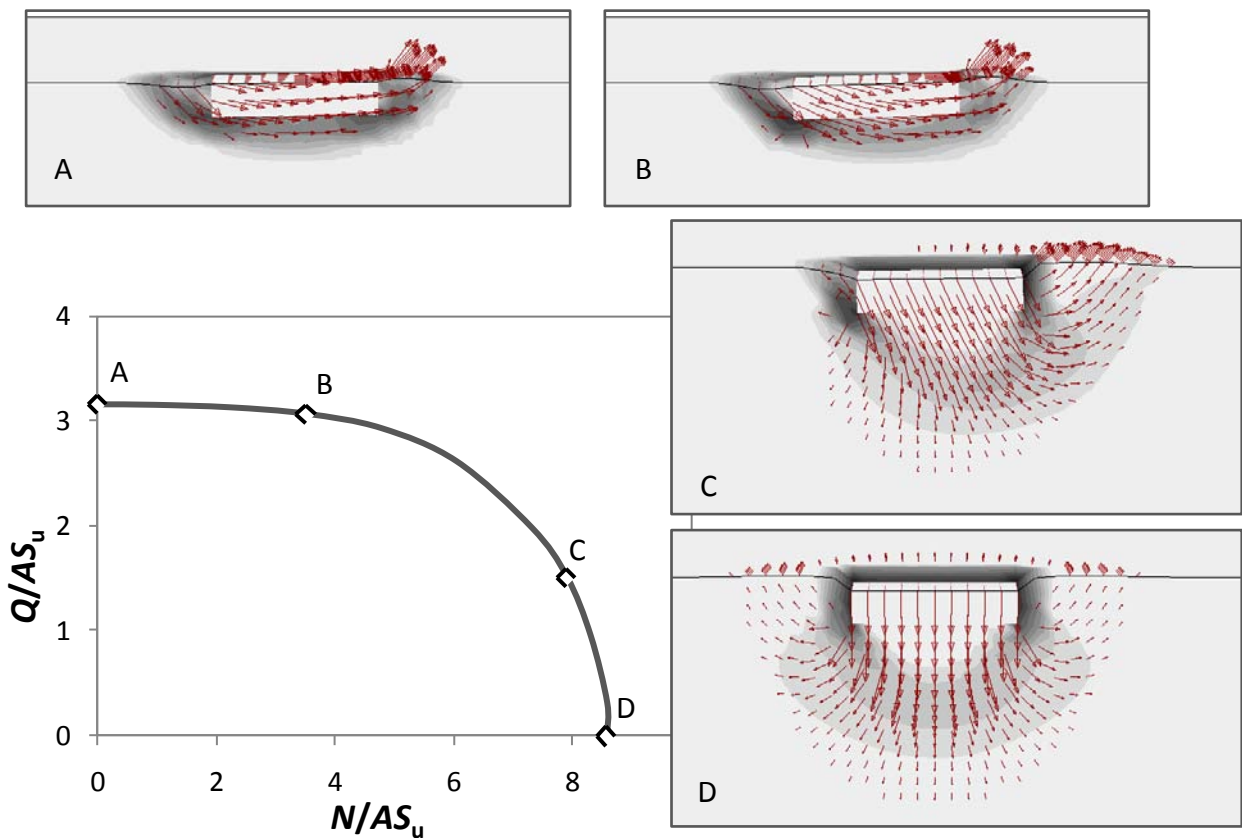
Σχήμα 3.12 Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση, $D/B = 0.2$ και 1 : (α) χωρίς δέσμευση της μετακίνησης (μηδενική τέμνουσα) (β) με δέσμευση της μετακίνησης (μη μηδενική τέμνουσα).



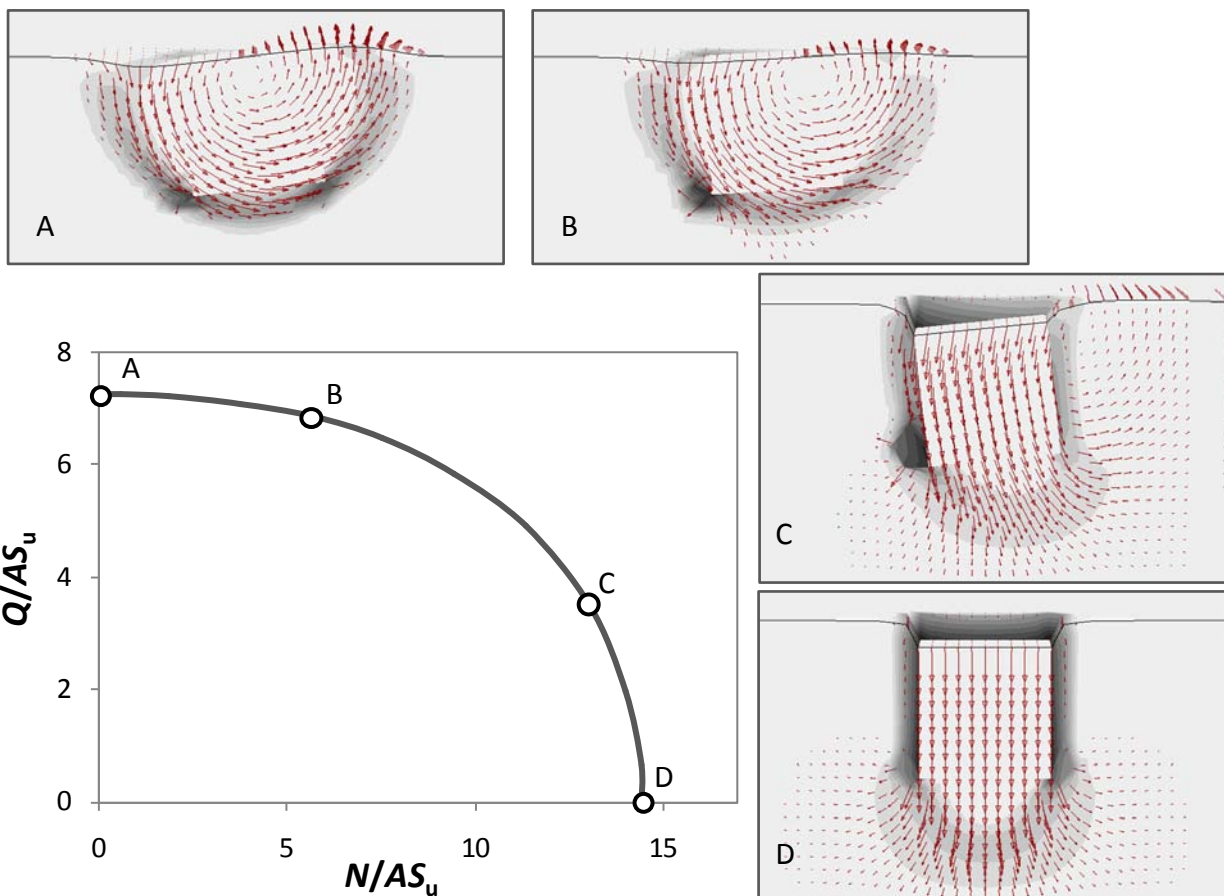
Σχήμα 3.13 Η φέρουσα ικανότητα σε ροπή ανατροπής ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης.



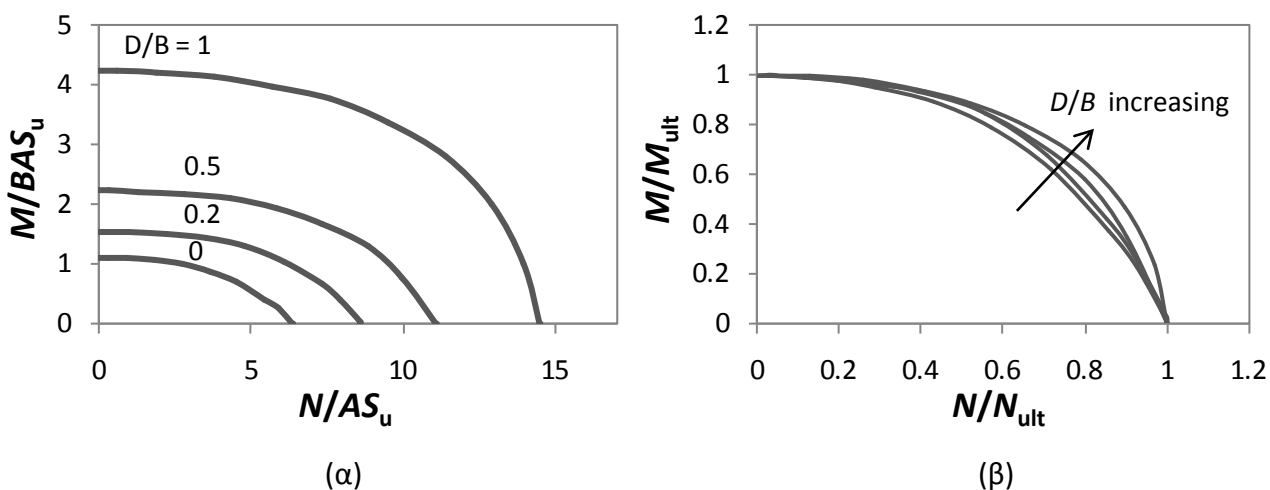
Σχήμα 3.14 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ($M = 0$) : περιβάλλουσες αστοχίας (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



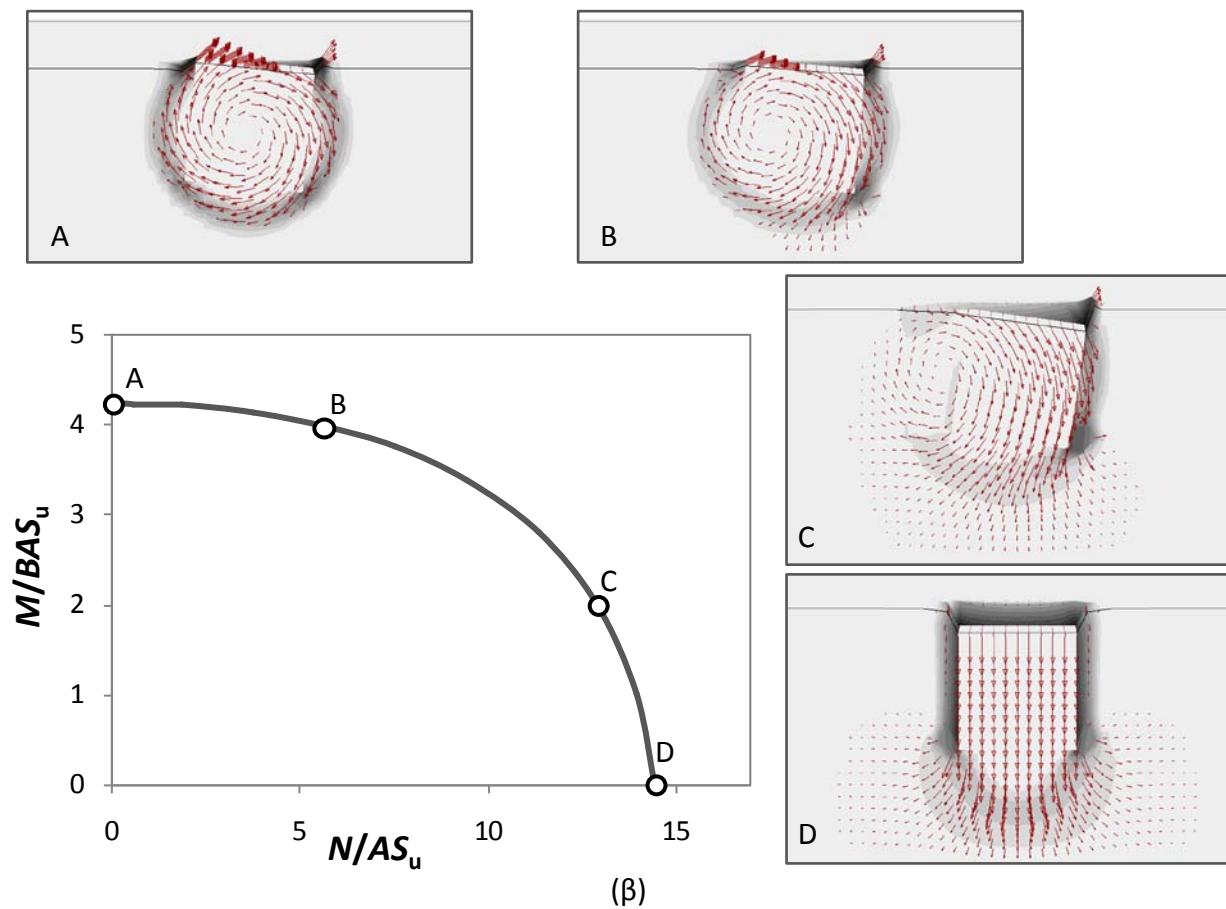
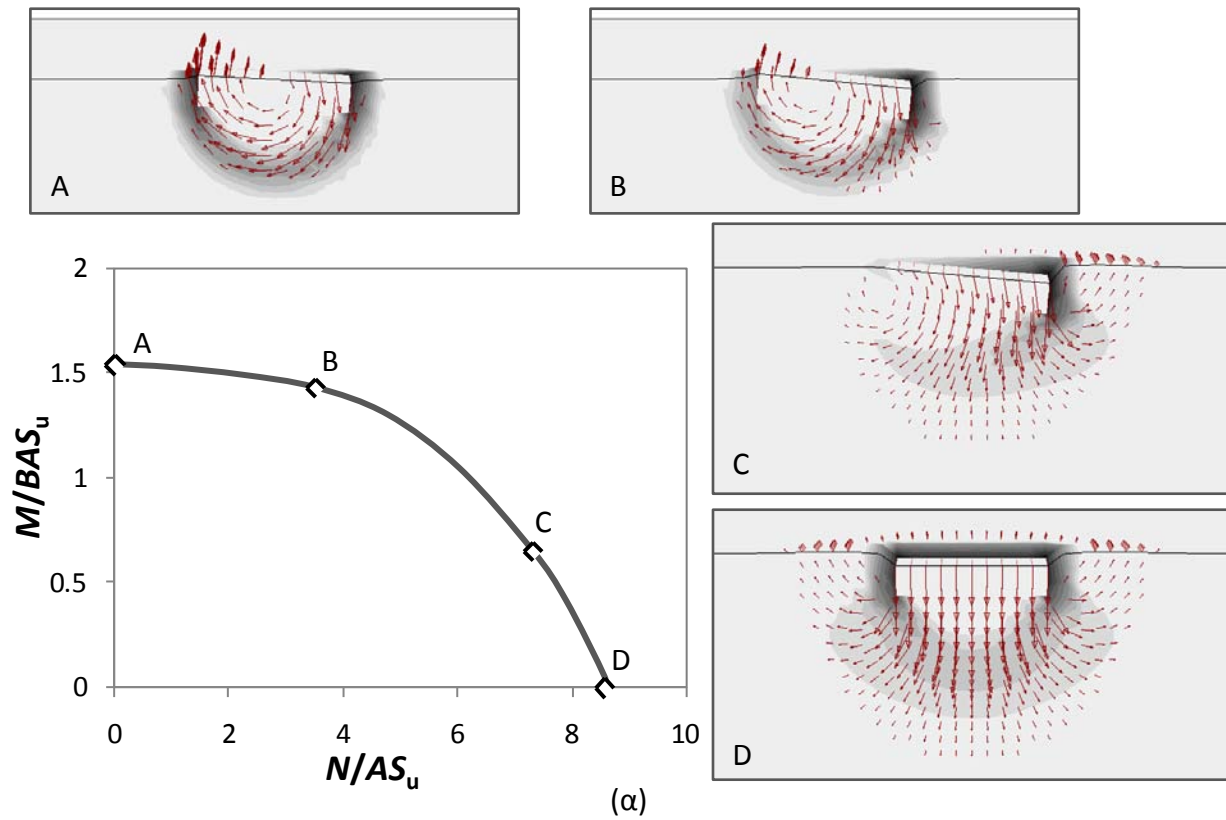
Σχήμα 3.15 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ($M = 0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$.



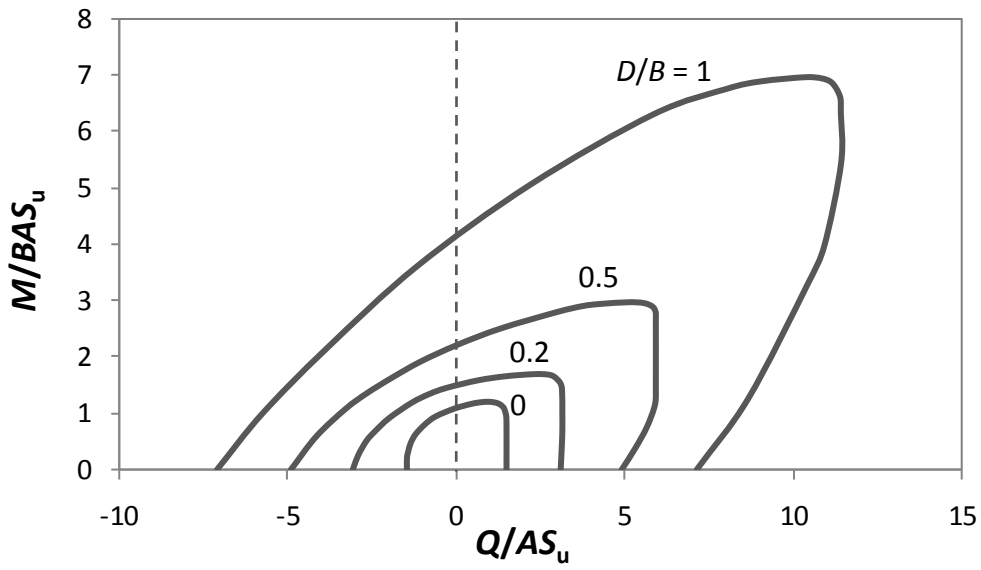
Σχήμα 3.16 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ($M = 0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$.



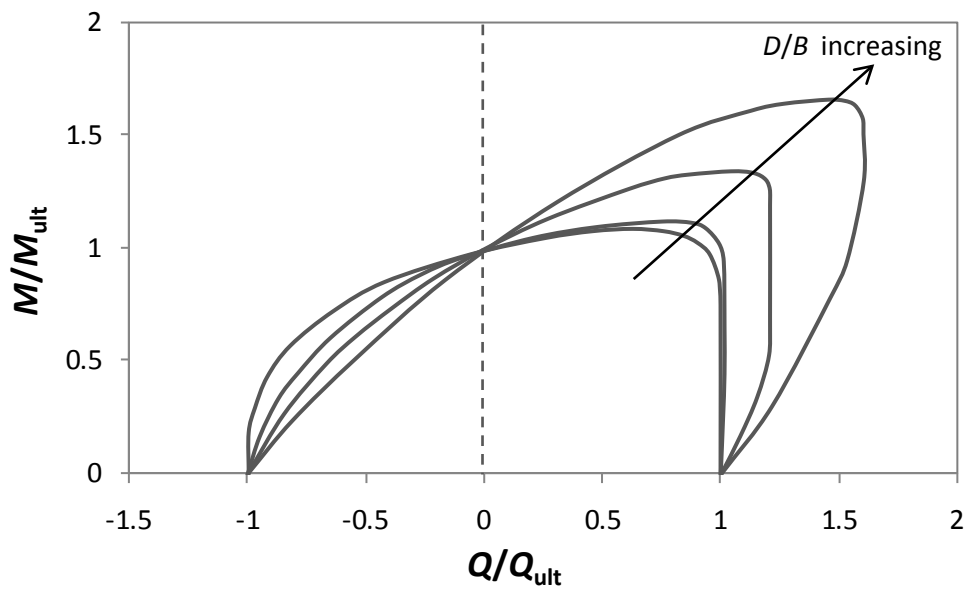
Σχήμα 3.17 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ($Q = 0$) : περιβάλλουσες αστοχίας (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



Σχήμα 3.18 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ($Q = 0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού (α) $D/B = 0.2$ και (β) $D/B = 1$.

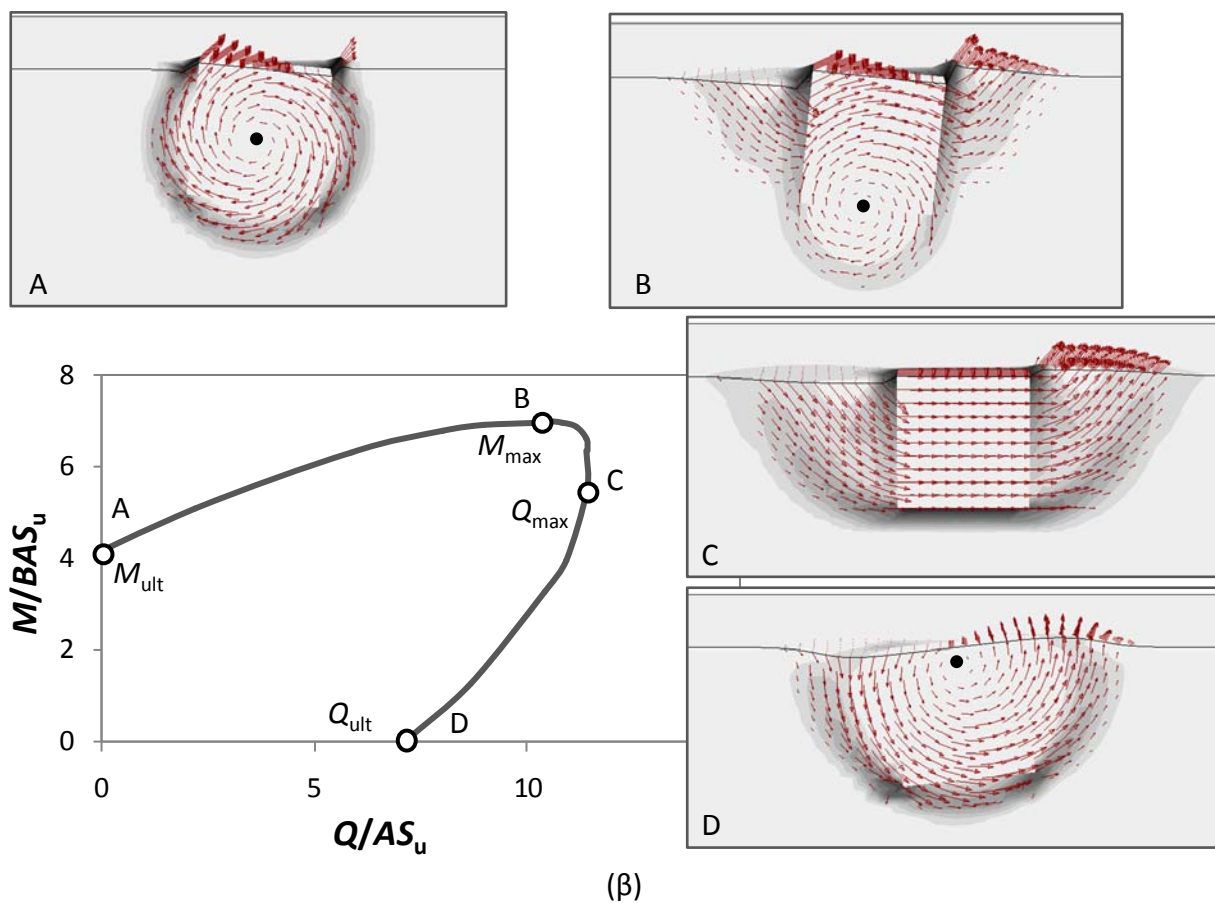
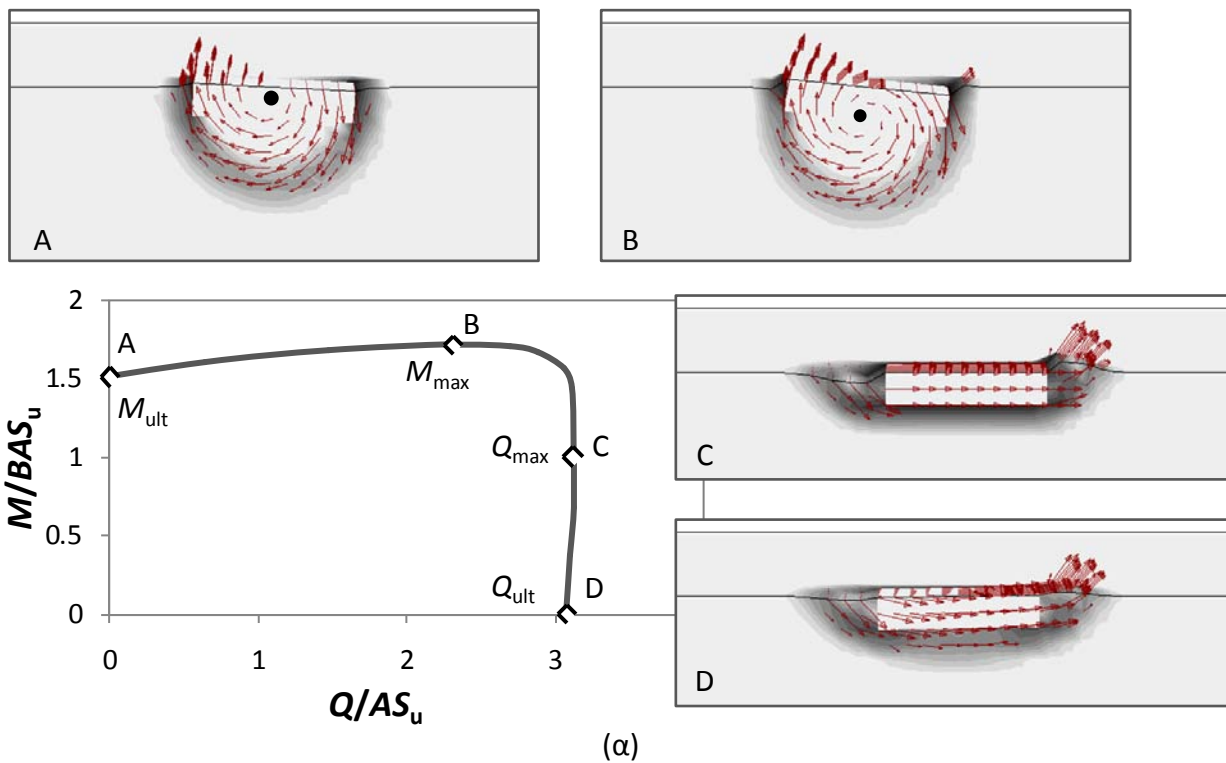


(α)

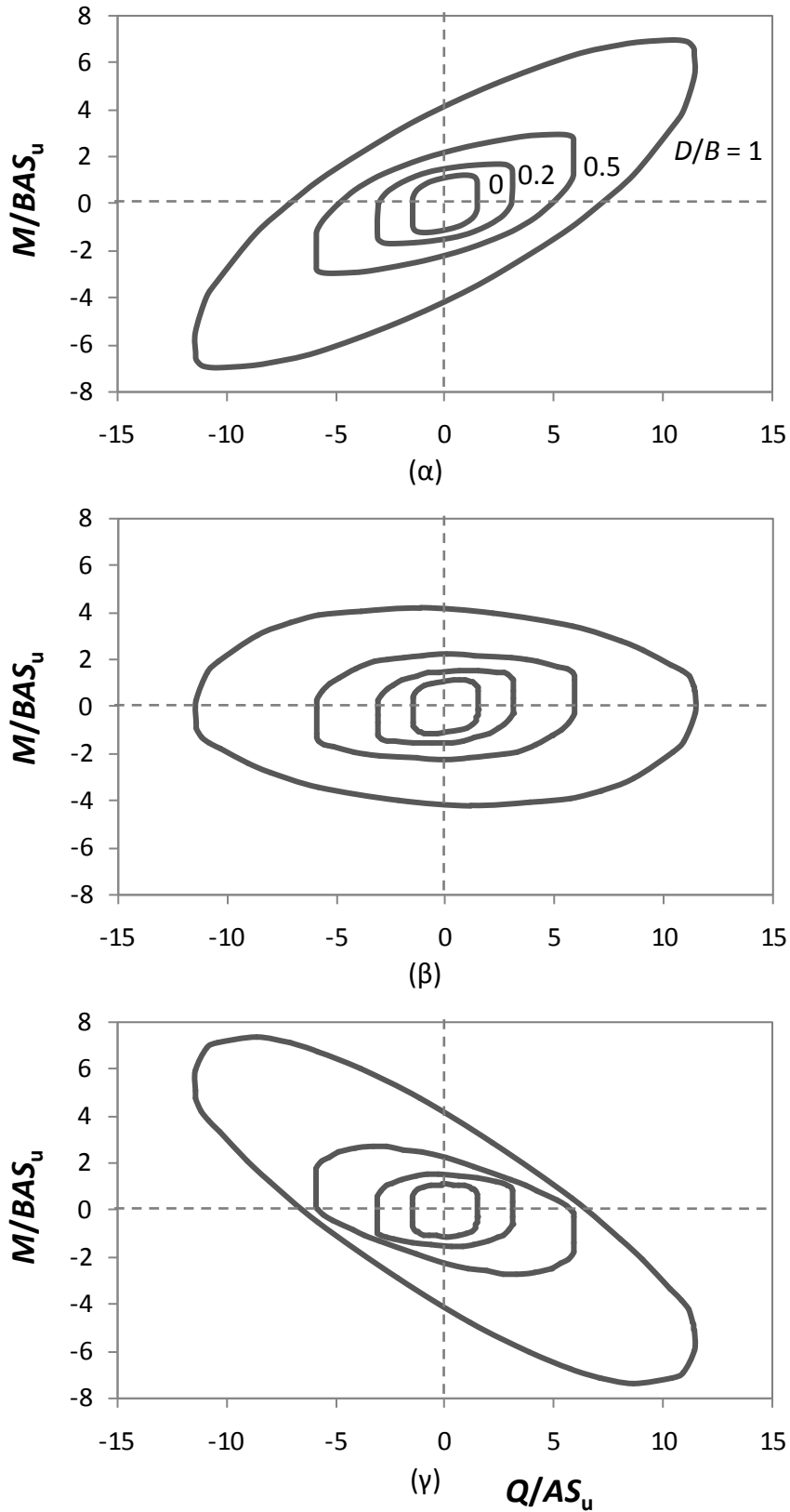


(β)

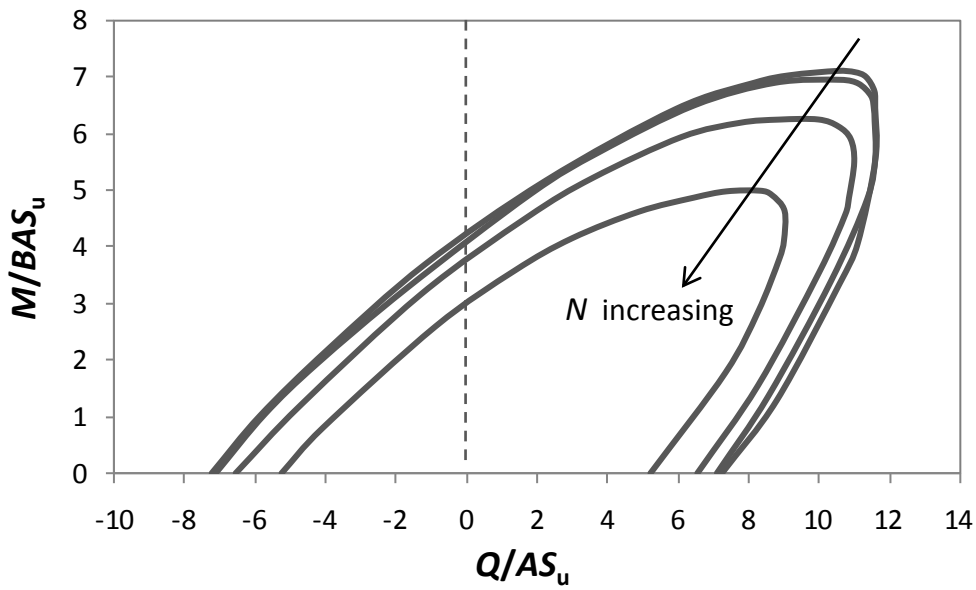
Σχήμα 3.19 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($N = 0$) : περιβάλλουσες αστοχίας (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



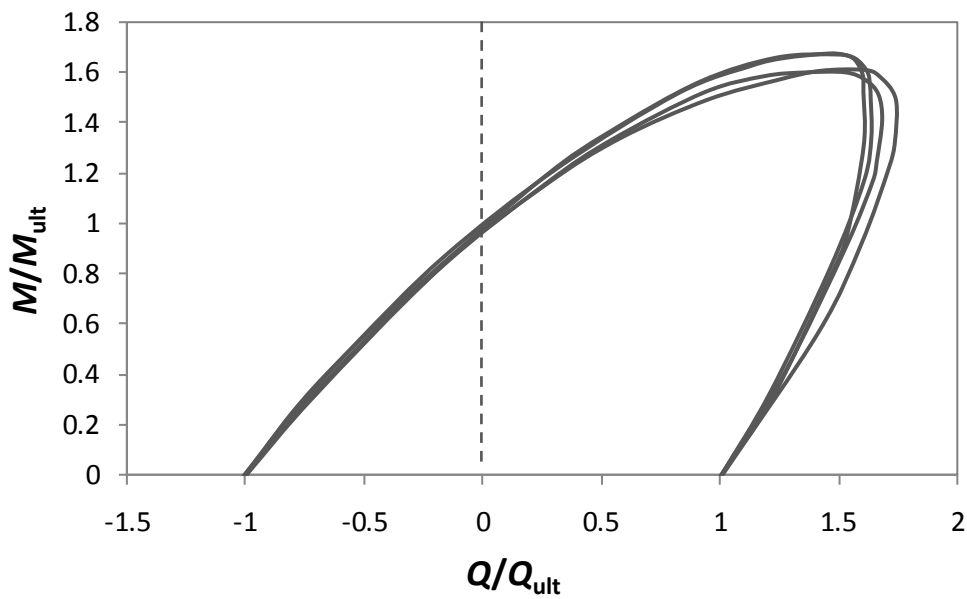
Σχήμα 3.20 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($N = 0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμούς εγκιβωτισμού (α) $D/B = 0.2$ και (β) $D/B = 1$. Η μαύρη τελεία αναπαριστά προσεγγιστικά τη θέση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία.



Σχήμα 3.21 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($N = 0$) : περιβάλλουσες αστοχίας με σημείο αναφοράς (α) στη βάση (β) στο μέσον και (γ) στην κορυφή του θεμελίου.

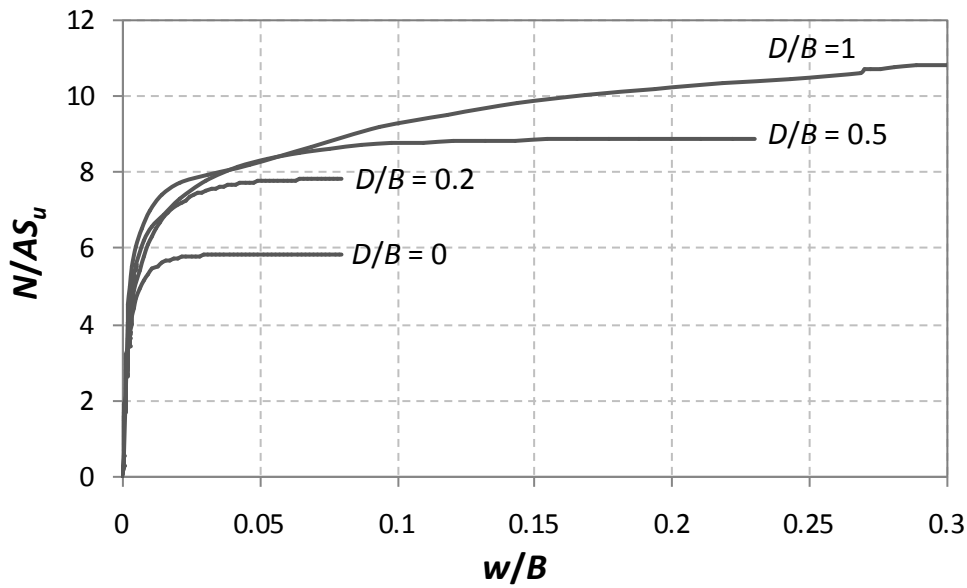


(α)

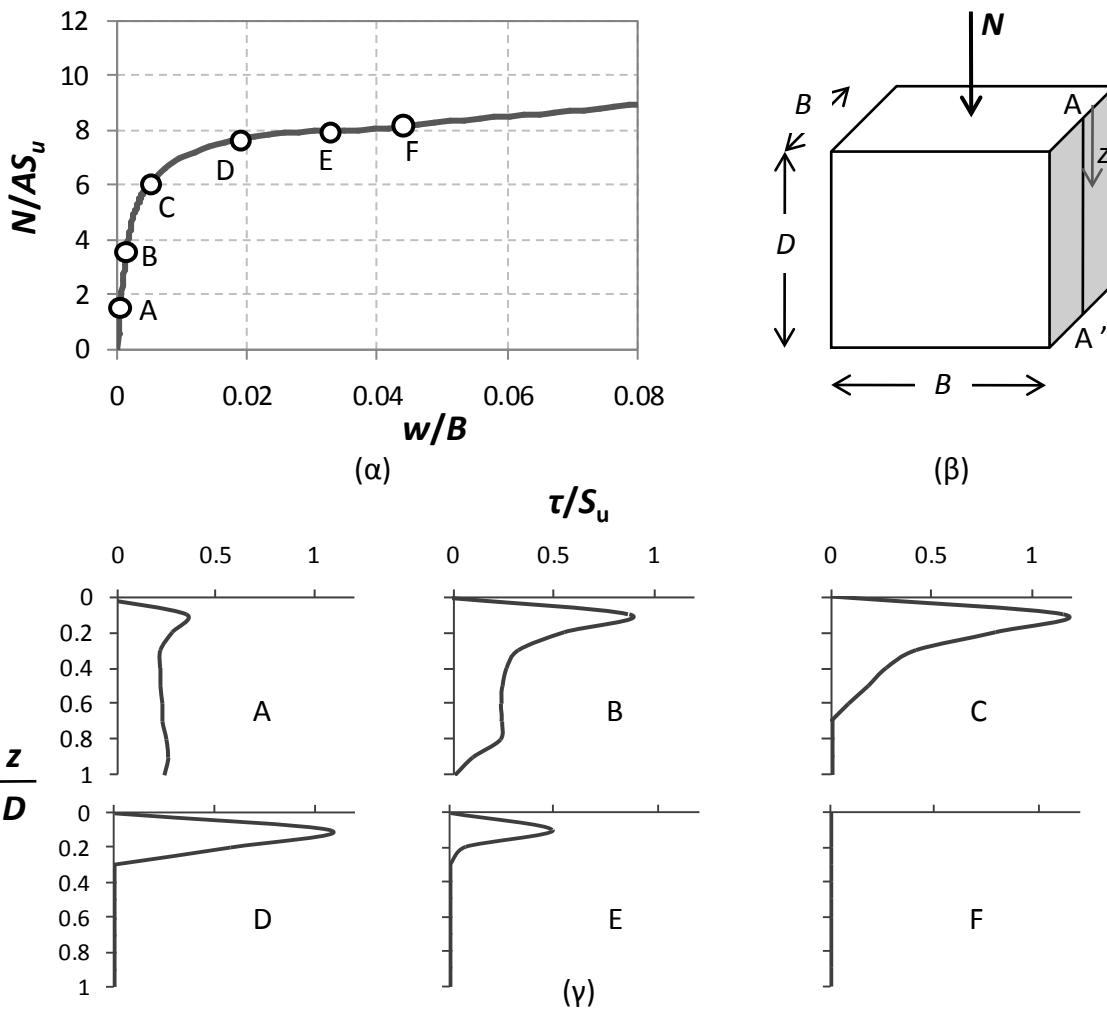


(β)

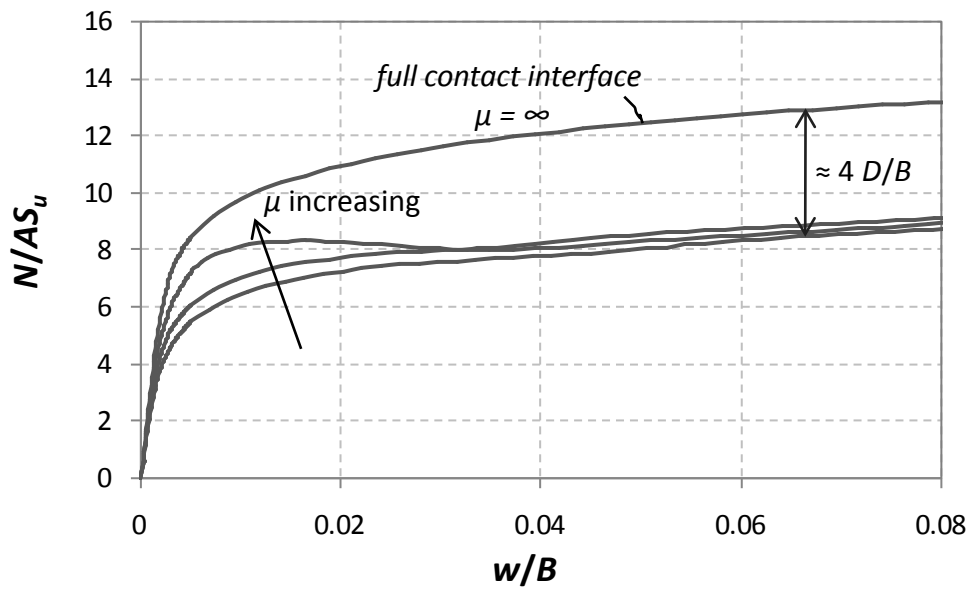
Σχήμα 3.22 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$ και συντελεστές κατακόρυφου φορτίου $\chi = N/N_{ult} = 0, 0.25, 0.5$ και 0.8 : (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



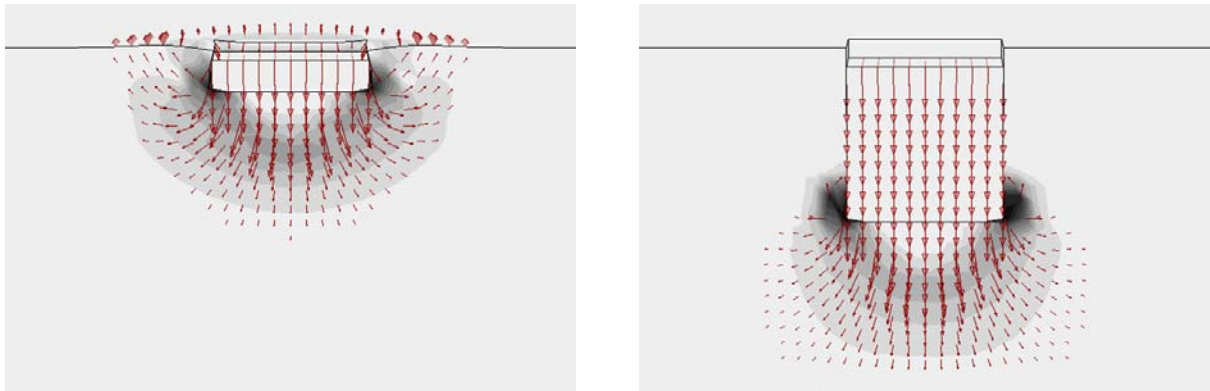
Σχήμα 3.23 Κατακόρυφη φόρτιση : αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης.



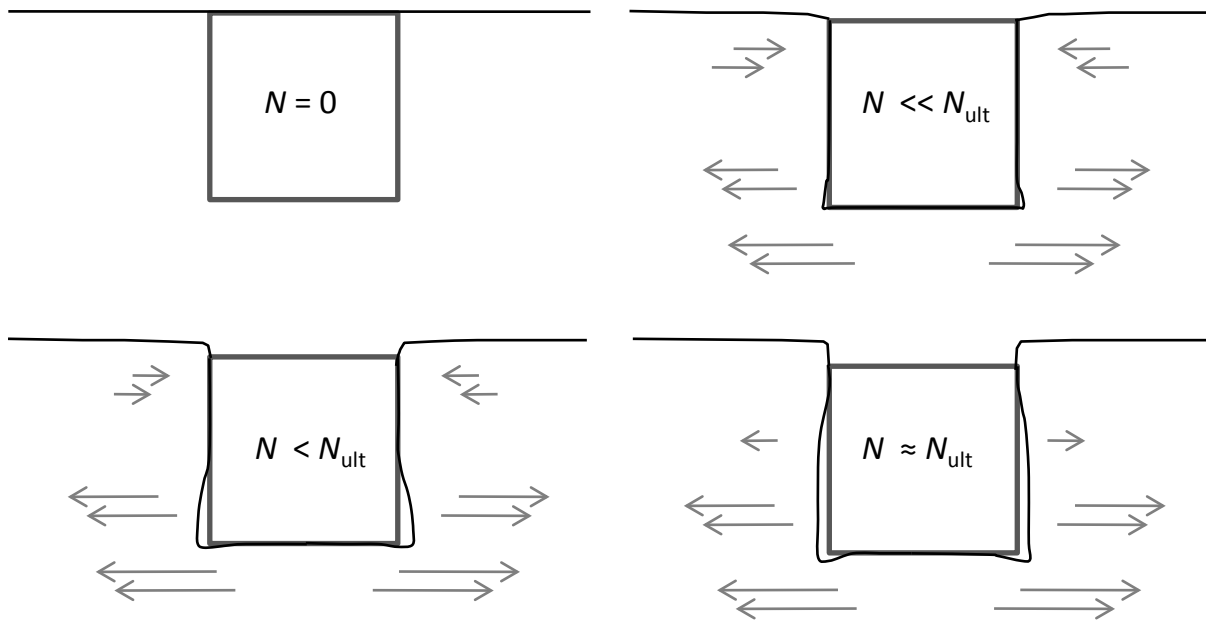
Σχήμα 3.24 Κατακόρυφη φόρτιση θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$: (α) αδιάστατη καμπύλη φορτίου – καθίζησης και χαρακτηριστικά σημεία, (β) σκαριφηματική απεικόνιση του θεμελίου και γραμμή αναφοράς AA' , (γ) η εξέλιξη των διατμητικών τάσεων επαφής θεμελίου – εδάφους κατά μήκος της γραμμής AA' .



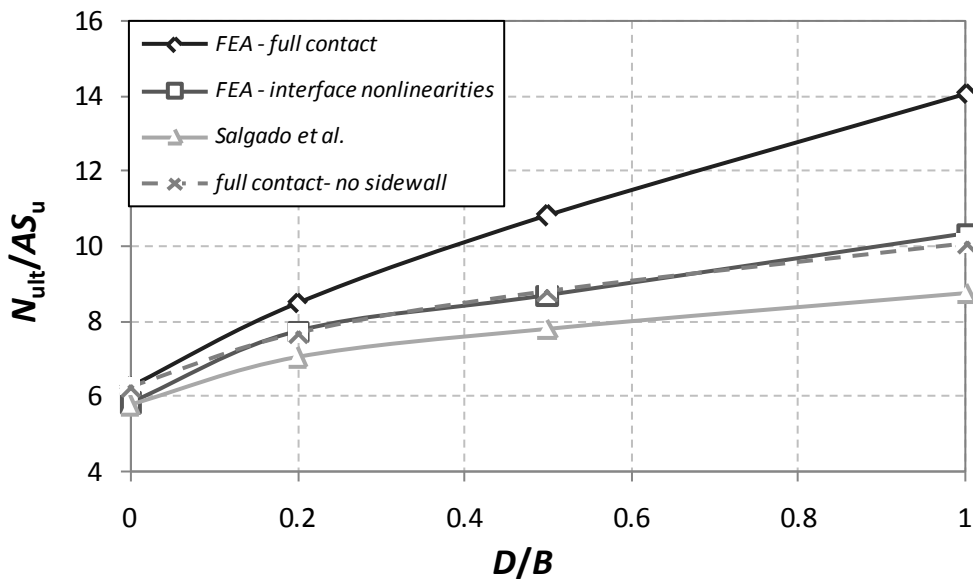
Σχήμα 3.25 Κατακόρυφη φόρτιση θεμελίου με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$: αδιάστατες καμπύλες φορτίου – καθίζησης για συντελεστή τριβής στη διεπιφάνεια $\mu = 0.5, 0.7$ και 1 : σύγκριση με την καμπύλη πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (*full contact interface*).



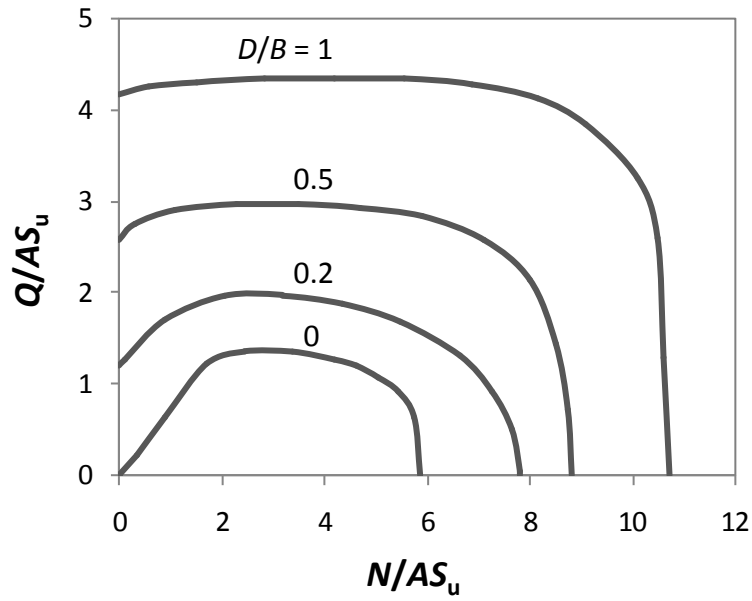
Σχήμα 3.26 Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση, $D/B = 0.2$ και 1 .



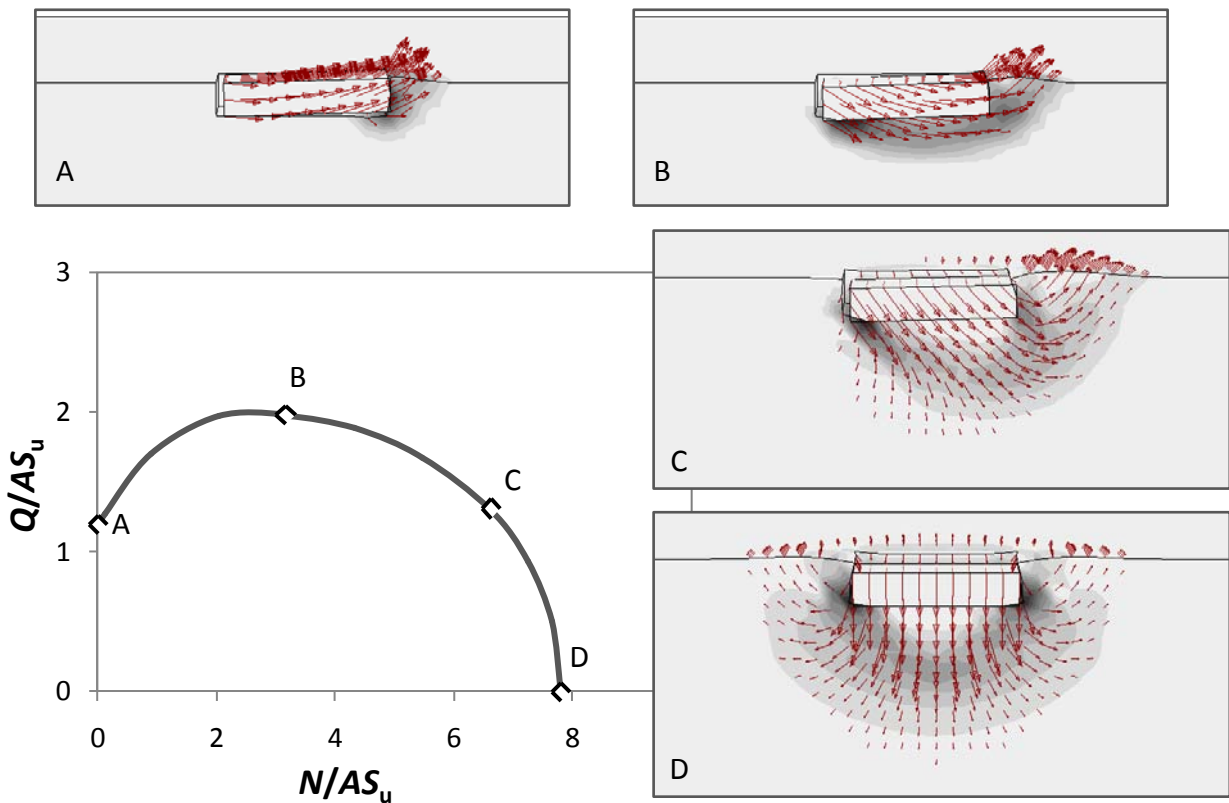
Σχήμα 3.27 Ποιοτική απεικόνιση του μηχανισμού αποκόλλησης των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος : εδαφική παραμόρφωση και διανύσματα οριζόντιων μετακινήσεων.



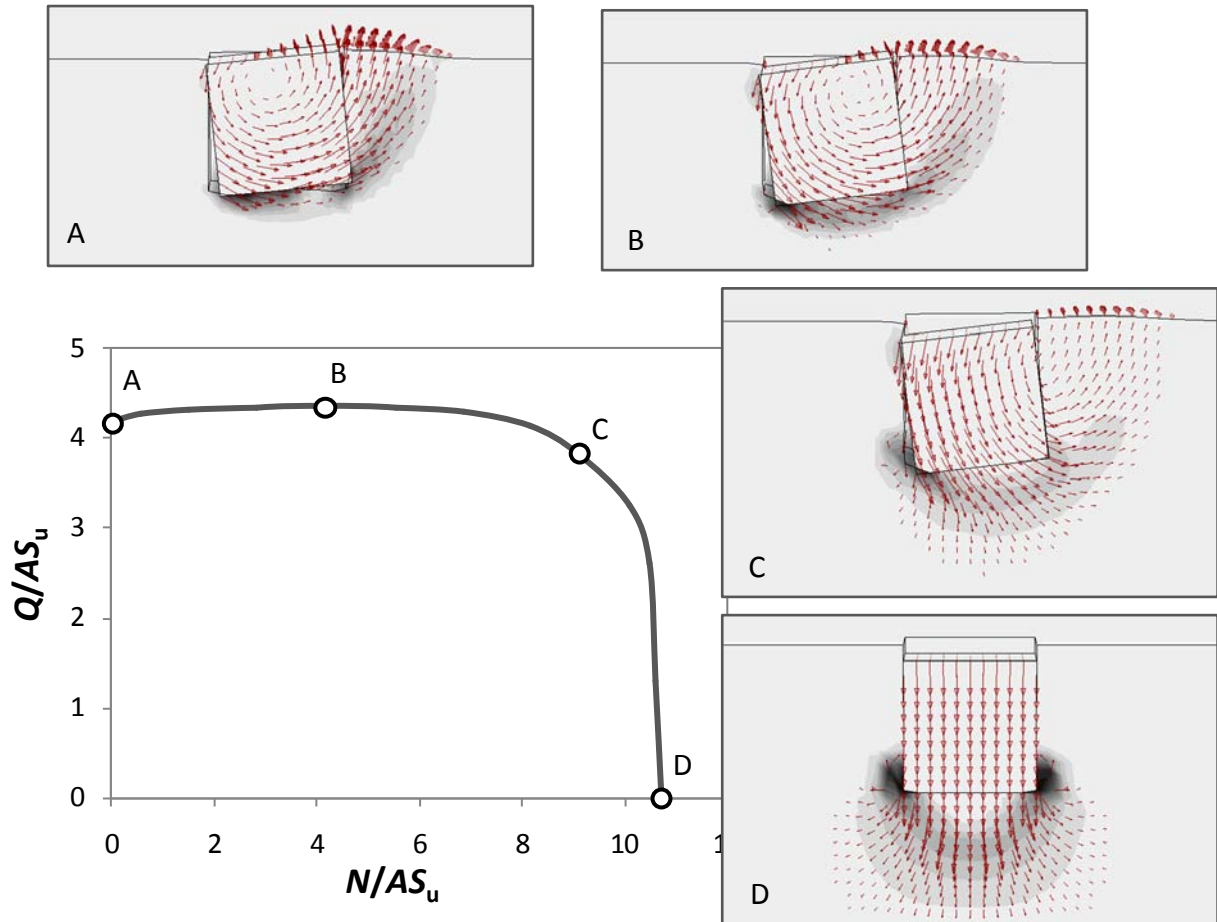
Σχήμα 3.28 Η κατακόρυφη φέρουσα ικανότητα ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης : σύγκριση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης (FEA) για τις διαφορετικές συνθήκες προσομοίωσης της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους : *full contact* : θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, *interface nonlinearities* : θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, *Salgado et al.* : η συμβατική θεωρία φέρουσας ικανότητας με χρήση των συντελεστών σχήματος και βάθους κατά Salgado et al. [2004], *full contact – no sidewall* : η λύση που προκύπτει από τη θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους αν αφαιρεθεί η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου (προσεγγιστικά ίση με $4 D/B$).



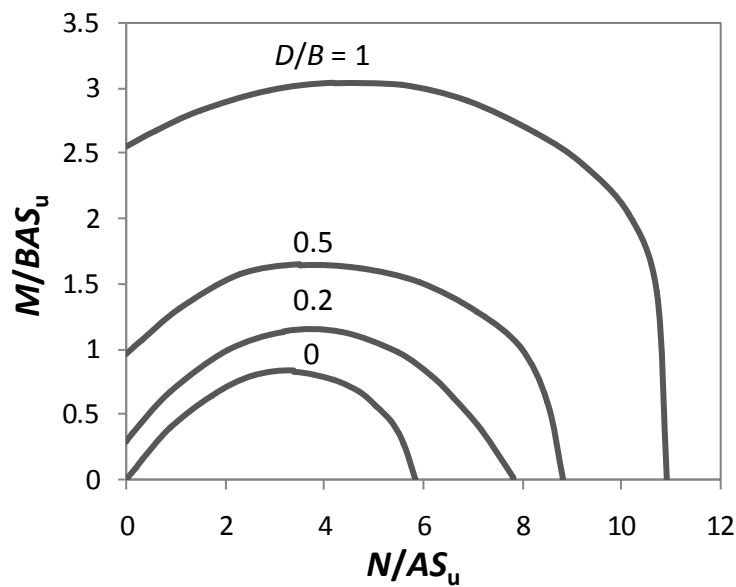
Σχήμα 3.29 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ($M = 0$) : περιβάλλουσες αστοχίας στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης.



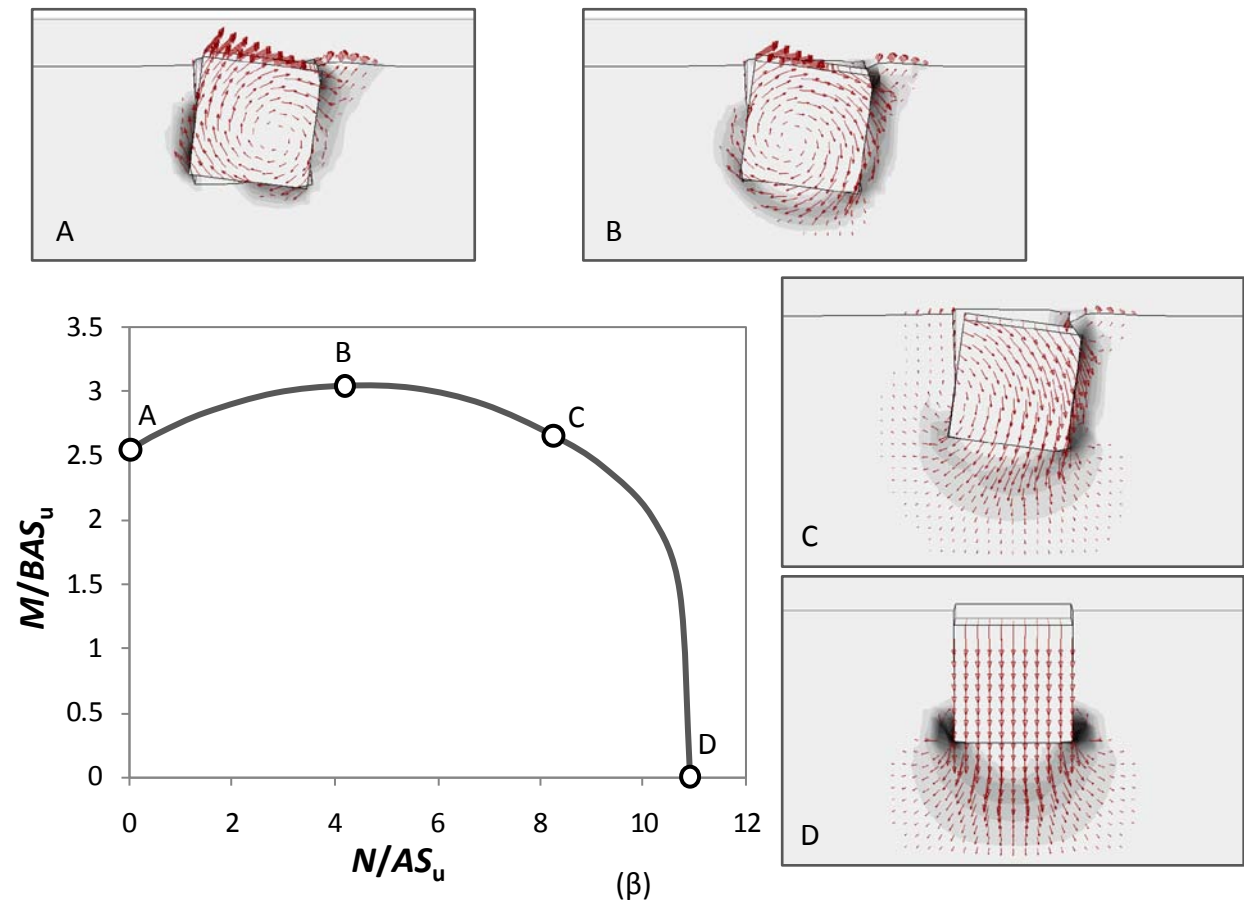
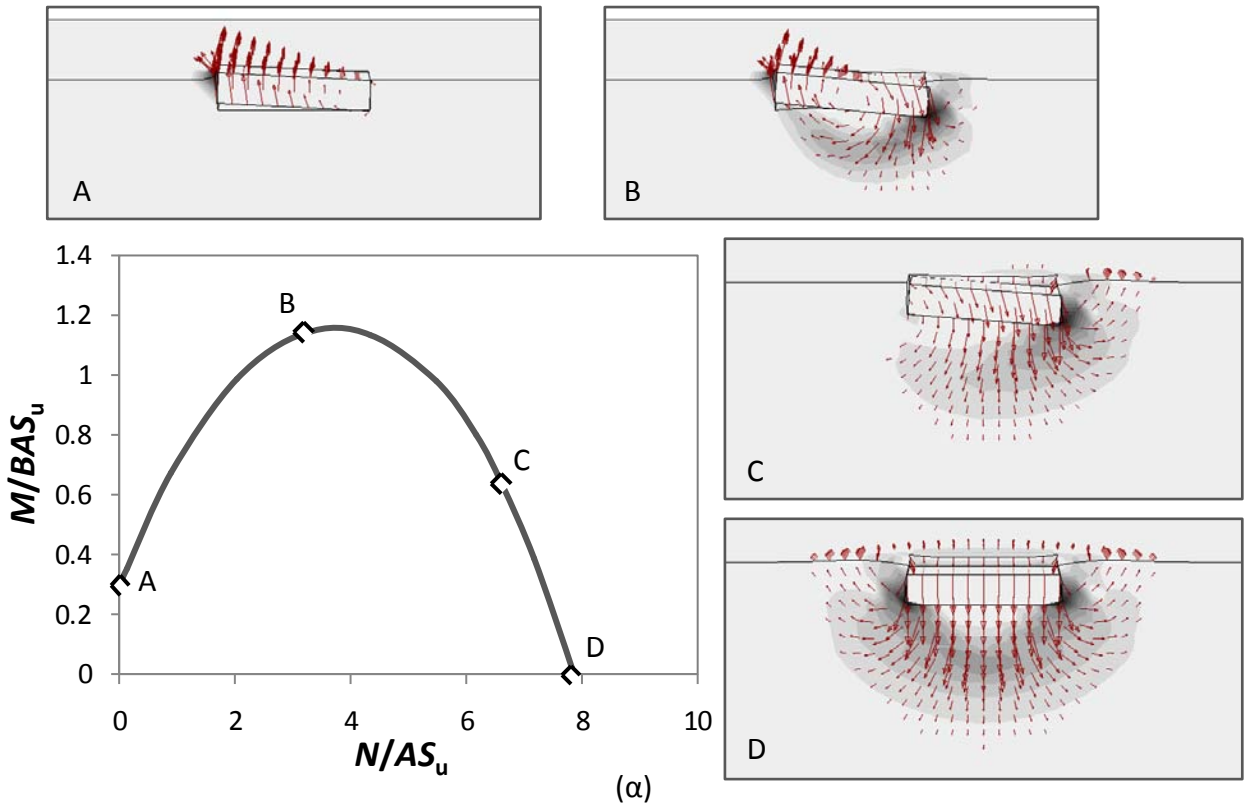
Σχήμα 3.30 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ($M = 0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$.



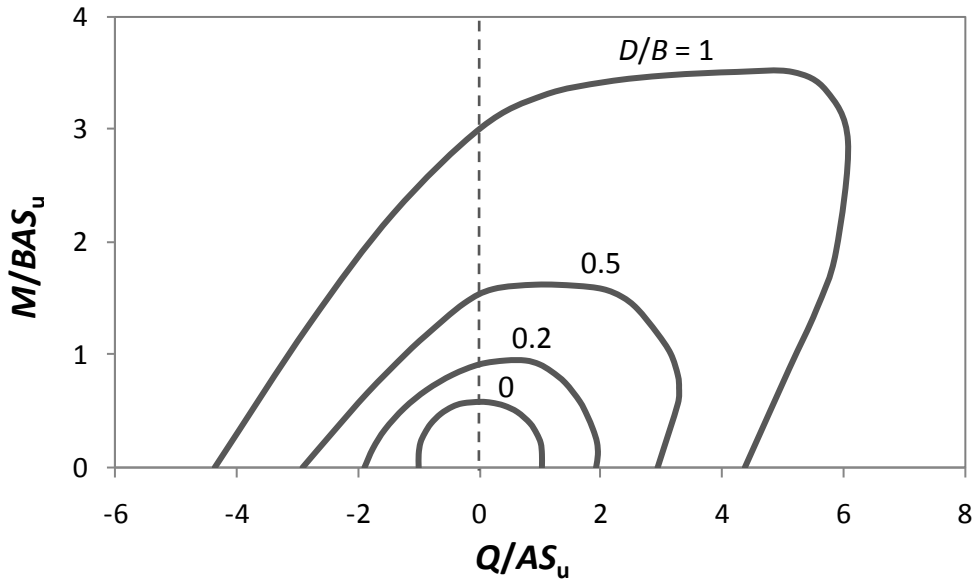
Σχήμα 3.31 Αλληλεπίδραση αξονικής – τέμνουσας δύναμης ($M = 0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$.



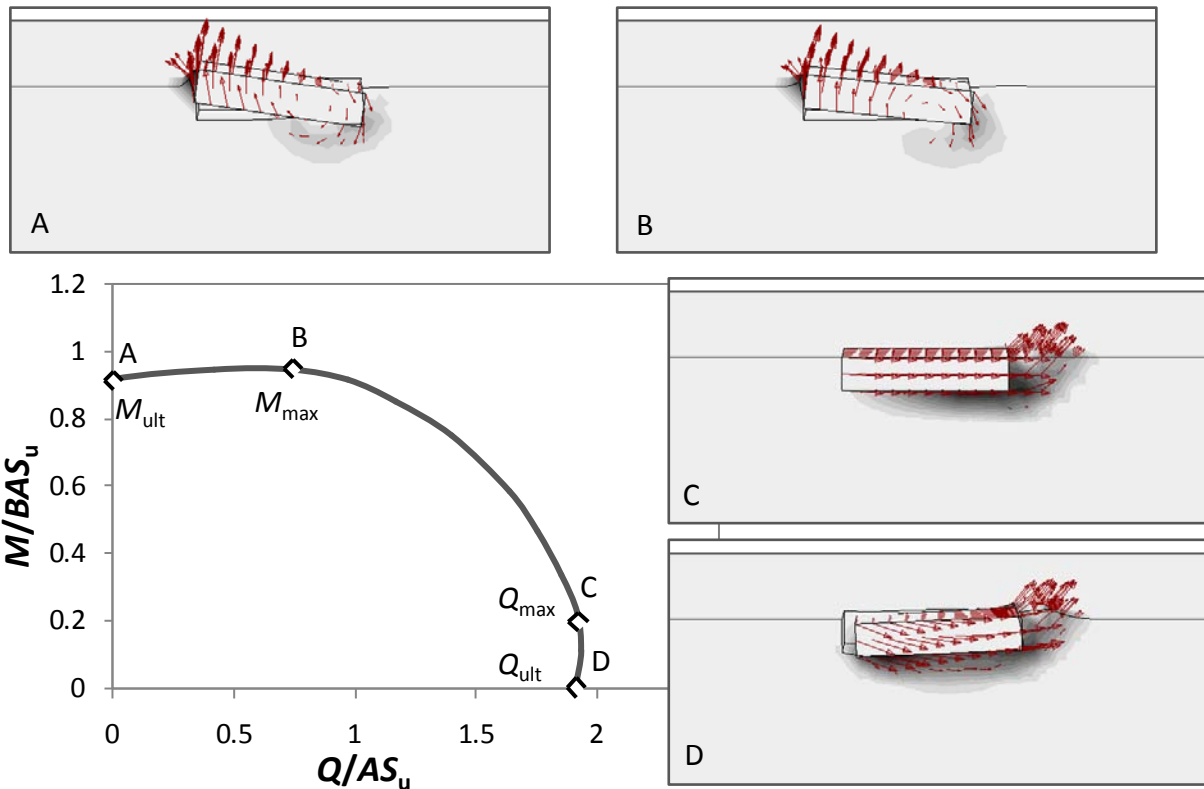
Σχήμα 3.32 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ($Q = 0$) : περιβάλλουσες αστοχίας στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης.



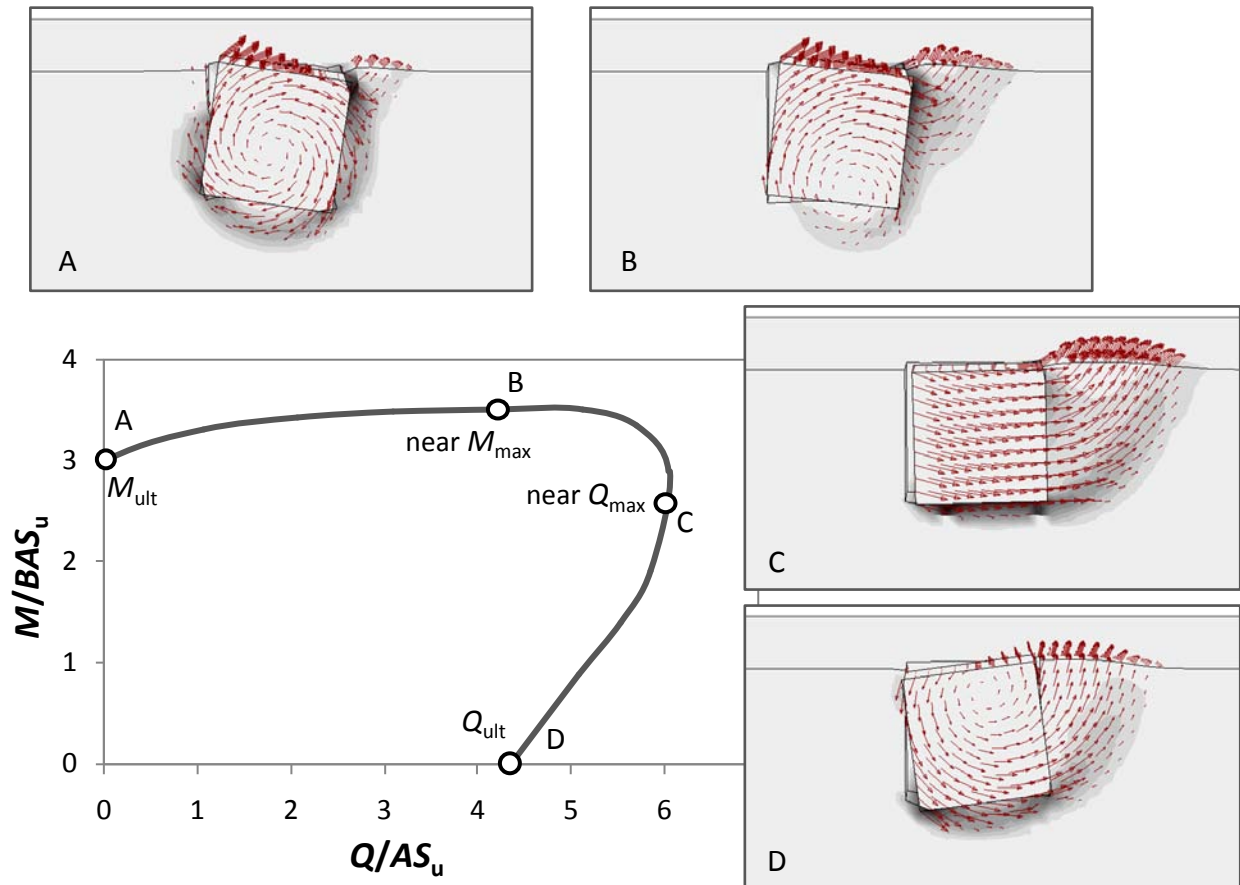
Σχήμα 3.33 Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής ($Q = 0$) : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας αστοχίας για βαθμούς εγκλιβωτισμού (α) $D/B = 0.2$ και (β) $D/B = 1$.



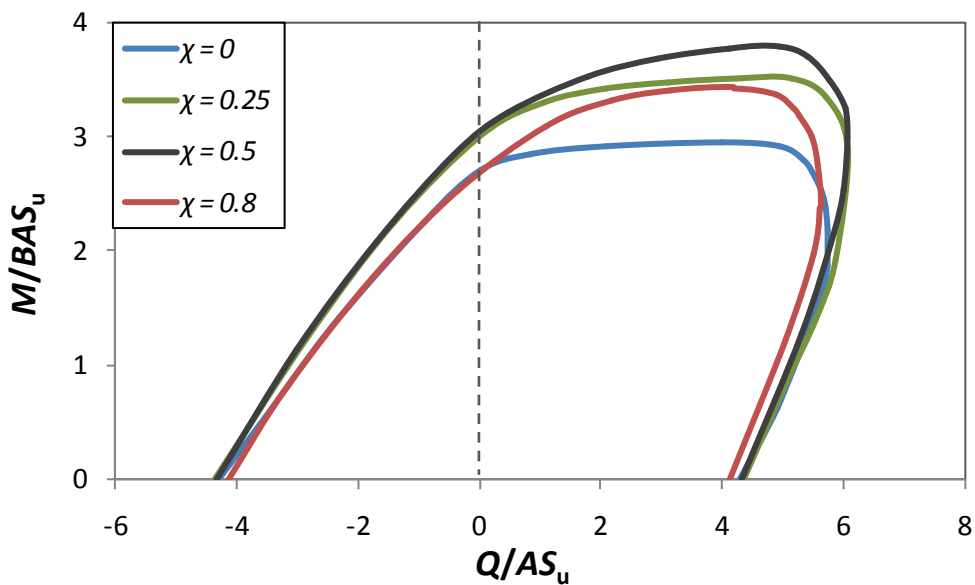
Σχήμα 3.34 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής στη στάθμη $\chi = N/N_{ult} = 0.25$ του κατακόρυφου φορτίου : περιβάλλουσες αστοχίας στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης.



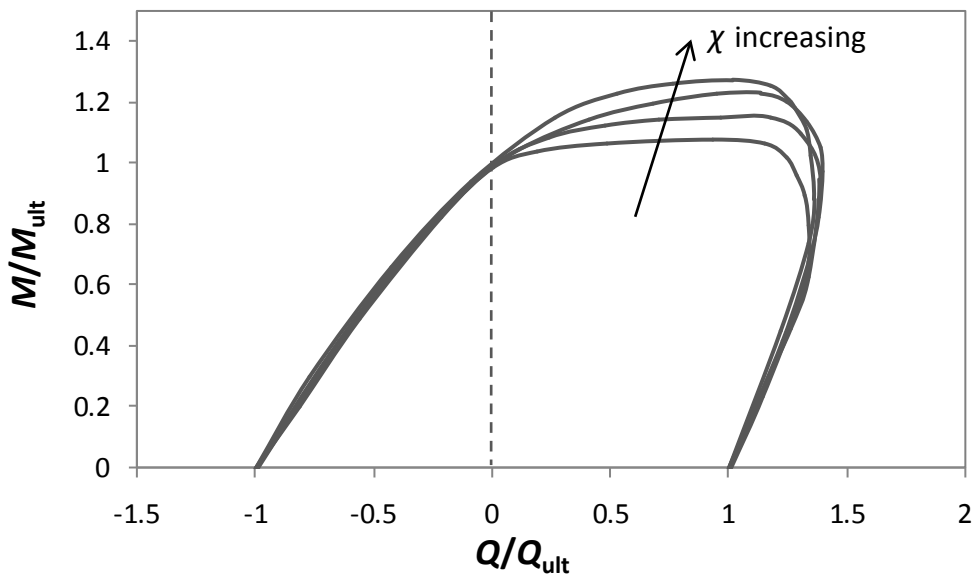
Σχήμα 3.35 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής στη στάθμη $\chi = N/N_{ult} = 0.25$ του κατακόρυφου φορτίου : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$.



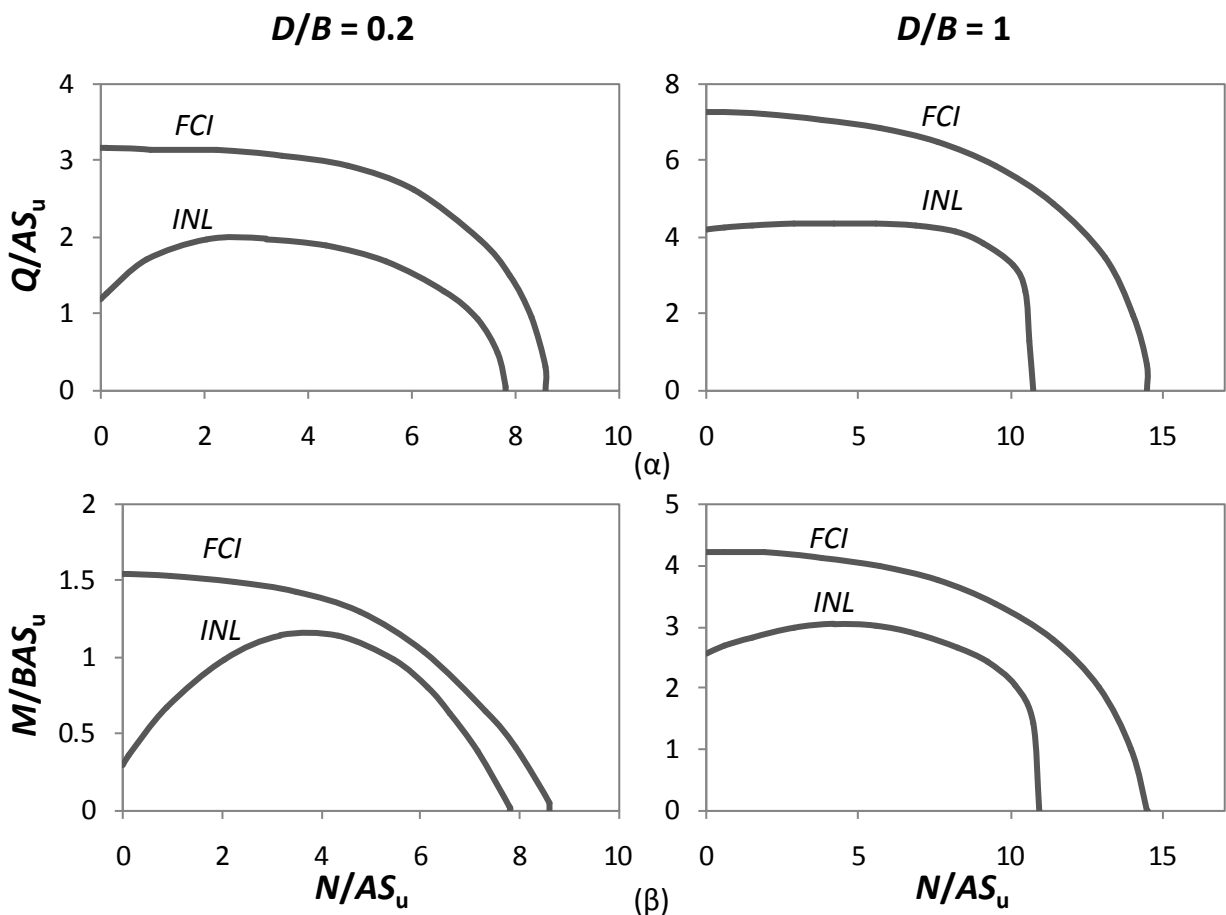
Σχήμα 3.36 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής στη στάθμη $\chi = N/N_{ult} = 0.25$ του κατακόρυφου φορτίου : μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της περιβάλλουσας για βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$.



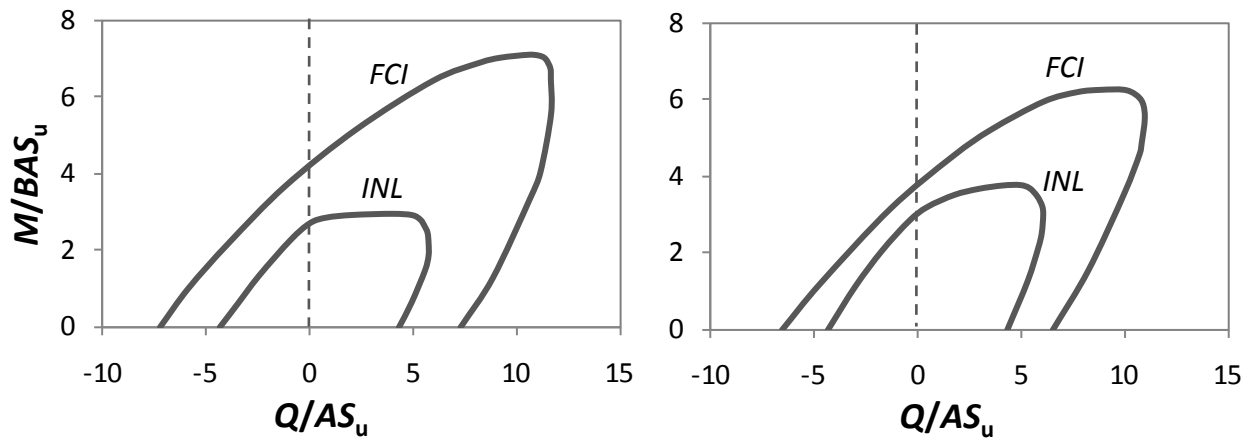
Σχήμα 3.37 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$ σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου ($\chi = N/N_{ult} = 0, 0.25, 0.5$ και 0.8) : απεικόνιση στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης.



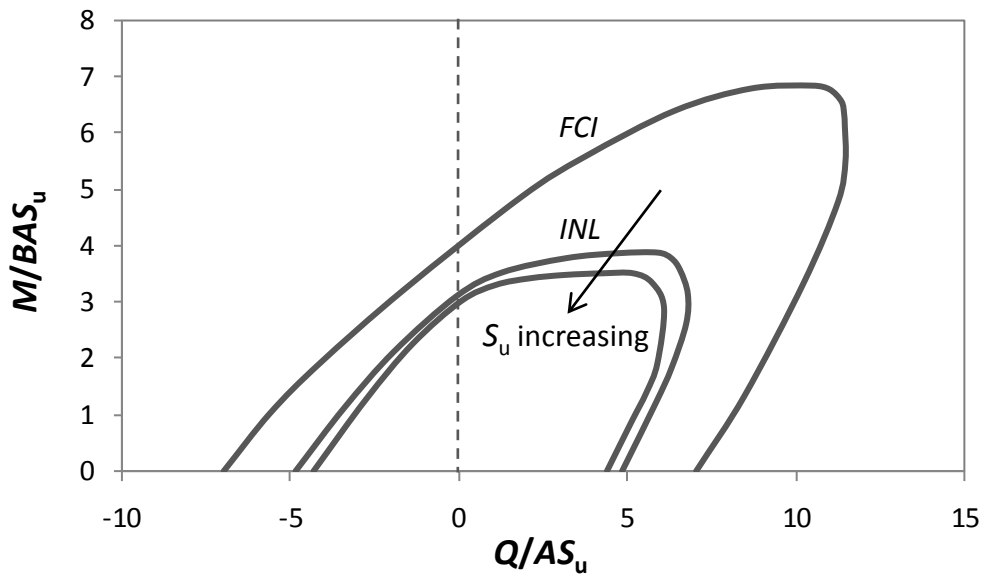
Σχήμα 3.38 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$ σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου ($\chi = N/N_{ult} = 0, 0.25, 0.5$ και 0.8) : απεικόνιση στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



Σχήμα 3.39 Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : θεωρήση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (*full contact interface* - FCI) και θεώρηση των μη γραμμικοτήτων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους (*interface nonlinearities* - INL) : διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε επίπεδο (α) αξονικής – τέμνουσας δύναμης και (β) αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής.



Σχήμα 3.40 Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *FCI* και *INL* : διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε επίπεδο τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$, στις στάθμες $\chi = 0$ και 0.5 του κατακόρυφου φορτίου.



Σχήμα 3.41 Η επιρροή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους στη σχετική διαφορά της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *FCI* και *INL* με $S_u = 75$ και 150 kPa : διαγράμματα αλληλεπίδρασης σε επίπεδο τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$, στη στάθμη $\chi = 0.2$ του κατακόρυφου φορτίου.

Κεφάλαιο 4 : Ανελαστική Στατική

Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

4.1 Γενικότητες

4.2 Μονοτονική Οριζόντια Φόρτιση

4.3 Ανακυκλική Οριζόντια Φόρτιση

4.4 Η Επιρροή του Λόγου Λυγηρότητας της Ανωδομής

4 Ανελαστική Στατική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης

4.1 Γενικότητες

Στα πλαίσια της νέας φιλοσοφίας σχεδιασμού των κατασκευών (βλ. Εισαγωγή) είναι απαραίτητη η γνώση της μη γραμμικής – ανελαστικής συμπεριφοράς του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης. Η πρόσφατη έρευνα έχει να επιδείξει σημαντικές εργασίες στο θέμα αυτό εξάγοντας την ευεργετική λειτουργία της μη γραμμικής απόκρισης των θεμελιώσεων στην προστασία της ανωδομής. Ωστόσο, 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.

Η σεισμική απόκριση των θεμελιώσεων περιλαμβάνει εν γένει κατακόρυφη, οριζόντια και περιστροφική ταλάντωση (λικνισμό). Ωστόσο, σε σχετικά υψίκορμες κατασκευές ($H/B \geq 1$) η λικνιστική συνιστώσα κίνησης είναι αυτή που δεσπόζει [Gajan & Kutter, 2009]. 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 (*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 που 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 παραμένουσες παραμορφώσεις (καθίζηση, στροφή) καταστροφικές για το σύνολο της κατασκευής.

Σύμφωνα με τις πρόσφατες έρευνες [Allotey & Naggar, 2003; Gazetas & Apostolou, 2004; Gajan et al. 2005; Apostolou et al., 2007; Gajan & Kutter, 2008, 2009; Kourkoulis et al., 2011], οι κύριες παράμετροι που καθορίζουν τη μη γραμμική συμπεριφορά της 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 πλαστιμότητα του συστήματος. Πρέπει τέλος να αναφερθεί, ότι στο δυναμικό πρόβλημα εισάγονται επιπλέον σημαντικές παράμετροι, όπως είναι το μέγεθος και η ιδιοπερίοδος της κατασκευής, η ένταση, το συχνοτικό περιεχόμενο και η ακολουθία των παλμών του σεισμικού κραδασμού [Apostolou et al., 2007].

Η συντριπτική πλειοψηφία των εργασιών που αφορούν τη μελέτη της λικνιστικής συμπεριφοράς των θεμελιώσεων αναφέρονται σε επιφανειακά θεμέλια. Αντίθετα, στο παρόν κεφάλαιο διερευνώνται τα μη γραμμικά χαρακτηριστικά της λικνιστικής απόκρισης κατασκευών επί εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Για τον σκοπό αυτό θεωρείται το σύστημα εδάφους – θεμελίωσης – ανωδομής του **Σχήματος 2.1β**, με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 0, 0.2, 0.5$ και 1 , και συγκεντρωμένη μάζα m σε ύψος H από την κορυφή του θεμελίου ($H/B = 1$ και 3). 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 σταθερού και

μεταβαλλόμενου πλάτους, ελεγχόμενες μέσω της μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής. Τέτοιου είδους στατικές μη γραμμικές αναλύσεις οριζόντιας φόρτισης (*pushover analysis*) χρησιμοποιούνται για την αποτίμηση 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].

Στα πλαίσια των αναλύσεων διερευνάται η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στην λικνιστική απόκριση του συστήματος, καθώς και η επιρροή των παραμέτρων FS_V και H/B . Σε αντίθεση με το προηγούμενο κεφάλαιο, όπου η φόρτιση επιβαλλόταν απευθείας στο επίπεδο της θεμελίωσης, στις ακόλουθες αναλύσεις 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 (υπενθυμίζεται ότι στο προηγούμενο κεφάλαιο τα εντατικά μεγέθη αναφέρονταν στη βάση του θεμελίου για λόγους σύγκρισης με τις διαθέσιμες λύσεις της βιβλιογραφίας). Επιπλέον λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα $P - \delta$ (πρόσθετη ροπή δευτέρας τάξεως λόγω του ιδίου βάρους που μετακινείται πλευρικά) και διερευνάται επίσης η μεταπλαστική (μετά την πλαστική αστοχία φέρουσα ικανότητας) συμπεριφορά του συστήματος.

4.2 Μονοτονική οριζόντια φόρτιση

4.2.1 Επιφανειακές θεμελιώσεις ($D/B = 0$)

Στο **Σχήμα 4.1** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων της μονοτονικής εγκάρσιας φόρτισης επιφανειακού θεμελίου σε όρους ροπής – στροφής, για τρεις χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση : $FS_V = N_{ult}/N = 5, 2$ και 1.3 . Οι τιμές αυτές του FS_V αντιπροσωπεύουν αντίστοιχα ένα σχετικά ελαφριά

φορτισμένο θεμέλιο, ένα σχετικά βαριά φορτισμένο θεμέλιο και ένα πολύ βαριά φορτισμένο θεμέλιο. Σημειώνεται εδώ ότι συντελεστές ασφαλείας της τάξεως του 1.3 δεν είναι συνήθεις στην πράξη, παρόλα αυτά συμπεριλαμβάνονται στις παρούσες αναλύσεις για λόγους κατανόησης της συμπεριφοράς του συστήματος.

Οι μονοτονικές καμπύλες ροπής – στροφής φανερώνουν την έντονα μη γραμμική απόκριση του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης. Αρχικά, η ροπή ανατροπής αυξάνεται γραμμικά με τη γωνία στροφής. Ωστόσο πολύ σύντομα, η αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος (γεωμετρική μη γραμμικότητα) και η εδαφική διαρροή (μη γραμμικότητα υλικού) προκαλούν την προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος μέχρι η ροπή να φτάσει τη μέγιστη τιμή της M_u για πλάτος στροφής ϑ_y . Με την περαιτέρω αύξηση της επιβαλλόμενης μετακίνησης η ροπή ανατροπής εισέρχεται σε φθίνοντα κλάδο εξαιτίας της αυξανόμενης επιρροής των φαινομένων $P - \delta$, μέχρι το σημείο της ανατροπής ϑ_u , όπου και λαμβάνει μηδενική τιμή.

Είναι εμφανές ότι ο συντελεστής ασφαλείας FS_v παίζει καθοριστικό ρόλο στην μονοτονική απόκριση του συστήματος. Το ελαφριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_v = 5$) εμφανίζει ροπή αντοχής $M_u = 0.39 BAS_u$ για γωνία στροφής $\vartheta_y = 0.013$ rad. Η δε γωνία ανατροπής του ϑ_u είναι ίση με 0.46 rad, στοιχείο που καταδεικνύει την τεράστια διατιθέμενη πλαστιμότητα του συστήματος ($\mu_\vartheta = \vartheta_u/\vartheta_y \approx 35$). Όταν το αξονικό φορτίο αυξάνεται ($FS_v = 2$), η αυξημένη στατική καθίζηση της θεμελίωσης καθυστερεί την έναρξη του ανασηκώματος και οδηγεί σε αύξηση κατά περίπου 50% της μέγιστης ροπής ($M_u = 0.58 BAS_u$). Σύμφωνα με τα αποτελέσματα του εδαφίου 3.3.3, αλλά και δημοσιευμένα στη βιβλιογραφία αποτελέσματα [Allotey & Naggar, 2003; Apostolou & Gazetas, 2007] για αυτήν περίπου την τιμή του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας επιτυγχάνεται ο βέλτιστος συνδυασμός ανασηκώματος και εδαφικής διαρροής, κινητοποιώντας τη μέγιστη δυνατή ροπή. Από την άλλη ωστόσο, ο φθίνων κλάδος της καμπύλης γίνεται πιο απότομος και η γωνία ανατροπής μειώνεται στην τιμή $\vartheta_u = 0.29$ rad. Η διατιθέμενη πλαστιμότητα αντίστοιχα μειώνεται στην τιμή $\mu_\vartheta = \vartheta_u/\vartheta_y \approx 0.29/0.012 \approx 24$. Αν αυξηθεί περαιτέρω το κατακόρυφο αξονικό φορτίο ($FS_v = 1.3$), σημαντική εδαφική διαρροή λαμβάνει χώρα ακόμα και σε μικρά πλάτη στροφής πριν ξεκινήσει το ανασήκωμα, υποβαθμίζοντας την αρχική δυσκαμψία του συστήματος. Η ροπή αντοχής αρχίζει να μειώνεται ($M_u = 0.49 BAS_u$) ως αποτέλεσμα της εκτεταμένης πλαστικοποίησης του εδάφους. Ο φθίνων κλάδος της καμπύλης γίνεται ακόμα πιο

απότομος εξαιτίας της αυξημένης επιρροής των φαινομένων $P - \delta$, μειώνοντας ακόμα περισσότερο τη γωνία ανατροπής ($\vartheta_u = 0.20 \text{ rad}$). Ωστόσο ακόμα και σε αυτήν την ακραία περίπτωση, η πλαστιμότητα του συστήματος είναι ίση με $\mu_\vartheta = \vartheta_u/\vartheta_y = 0.2/0.02 = 10$, υπερβαίνοντας αρκετά τις συνήθεις τιμές της πλαστιμότητας μελών από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Στο **Σχήμα 4.2** απεικονίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε όρους καθίζησης – στροφής στην κορυφή του θεμελίου. Τα διαγράμματα καθίζησης – στροφής επιβεβαιώνουν την απόκριση του ελαφριά φορτισμένου θεμελίου με ανασήκωμα και του βαριά φορτισμένου θεμελίου με βύθιση. Αρχικά, στις μικρές γωνίες στροφής το ελαφριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_V = 5$) υφίσταται πρόσθετη μικρή καθίζηση μέχρι να ξεκινήσει το ανασήκωμα. Από το σημείο αυτό και έπειτα έχει την τάση να κινείται προς τα πάνω με την κατακόρυφη μετακίνηση να αυξάνεται σχεδόν γραμμικά με τη γωνία στροφής. Αντίθετα, στο πολύ βαριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_V = 1.3$), όπου το ανασήκωμα περιορίζεται σε ένα πολύ μικρό κλάσμα της βάσης, η “δυναμική” καθίζηση είναι σημαντική και αυξάνεται σταδιακά με τη εγκάρσια φόρτιση. Τελικά τη στιγμή της ανατροπής, η προς τα κάτω μετατόπιση της κορυφής του θεμελίου έχει γίνει 15 φορές μεγαλύτερη από τη στατική τιμή. Τέλος, η περίπτωση $FS_V = 2$ φαίνεται ότι βρίσκεται λίγο πιο κάτω από το μεταίχιμο μεταξύ δύο διαφορετικών τρόπων απόκρισης του ταλαντωτή σε λικνισμό. Γενικά μπορεί να ειπωθεί ότι στα συστήματα με $FS_V > 2$ κυριαρχεί το ανασήκωμα του θεμελίου από το έδαφος με σχετικά περιορισμένη διαρροή του εδάφους, ενώ στα συστήματα με $FS_V < 2$ εμφανίζονται εκτεταμένες πλαστικές παραμορφώσεις και ελάχιστο ανασήκωμα.

Τα παραπάνω επιβεβαιώνονται από το **Σχήμα 4.3**, όπου παρουσιάζεται η εξέλιξη των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους, από τη στιγμή της αστοχίας (ϑ_y, M_u) μέχρι την πλήρη ανατροπή του θεμελίου ($\vartheta_u, M = 0$). Στην περίπτωση του ελαφριά φορτισμένου συστήματος ($FS_V = 5$) δεσπόζει το ανασήκωμα ακόμα και τη στιγμή της αστοχίας, μειώνοντας σημαντικά το ενεργό πλάτος του θεμελίου. Από την άλλη, οι πλαστικοποιήσεις περιορίζονται σε μια μικρή περιοχή κάτω από το δεξί του άκρο. Ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής του θεμελίου κινείται κοντά στο δεξί άκρο, δικαιολογώντας την αύξουσα τάση της κατακόρυφης μετακίνησης που παρατηρήθηκε στο **Σχήμα 4.2**. Σε πλήρη αντίθεση, το βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 1.3$) διατηρεί συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους τη στιγμή της αστοχίας, ενώ εκδηλώνεται ελάχιστο ανασήκωμα κατά τη

μεταπλαστική φάση της απόκρισης. Η αστοχία εκδηλώνεται με τη μορφή εκτεταμένων πλαστικοποιήσεων στο έδαφος, οι οποίες εκτείνονται τόσο σε βάθος όσο και σε μήκος. Χαρακτηριστική είναι η πλευρική διόγκωση του εδάφους που εξωθείται υπό το καθεστώς των υψηλών τάσεων, οι οποίες αναπτύσσονται κάτω από το δεξί άκρο του θεμελίου. Η πλευρική διόγκωση έχει ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων στις μεγάλες γωνίες στροφής, γεγονός που αποτυπώνεται και στη μορφή των διαγραμμάτων ροπής – στροφής των βαριά φορτισμένων συστημάτων (βλ. **Σχήμα 4.1**). Ακόμα, η αύξηση του κατακόρυφου φορτίου και οι συνεπαγόμενες εκτεταμένες πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους μετατοπίζουν προς τα αριστερά τον στιγμιαίο πόλο περιστροφής του θεμελίου οδηγώντας σε υψηλές τιμές των καθιζήσεων. Τέλος, όπως αναφέρθηκε και στην προηγούμενη παράγραφο, η περίπτωση $FS_v = 2$ αποτελεί ουσιαστικά μια ενδιάμεση φάση, όπου η απόκριση της θεμελίωσης περιλαμβάνει ένα συνδυασμό ανασηκώματος και εδαφικής διαρροής. Σε κάθε περίπτωση, ο συντελεστής ασφαλείας FS_v (ή ο συντελεστής κατακόρυφου φορτίου χ) φαίνεται ότι καθορίζει το σύνολο της απόκρισης του συστήματος, από την περιοχή μικρών μετατοπίσεων και τη διαρροή μέχρι τη μεταπλαστική συμπεριφορά και τελικά την ανατροπή του θεμελίου.

4.2.2 Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 1$)

Στο παρόν εδάφιο μελετάται η περιστροφική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$. Το σύστημα του **Σχήματος 2.1β** υποβάλλεται σε μονοτονική οριζόντια φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής και καταγράφεται η απόκριση του. Οι αναλύσεις διεξάγονται για διάφορες τιμές του συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση : $FS_v = 14, 3$ και 1.5 , προκειμένου να αξιολογηθεί η επιρροή αυτού στην απόκριση του συστήματος.

Προτού προχωρήσουμε στην παράθεση και τον σχολιασμό των αποτελεσμάτων της ανάλυσης αξίζει να αναφερθούμε συνοπτικά στις ποιοτικές διαφορές μεταξύ επιφανειακών και εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Προς τον σκοπό αυτό, στο **Σχήμα 4.4** απεικονίζονται σκαριφήματα των διαγραμμάτων ελεύθερου σώματος σε μια τυχαία γωνία στροφής θ για δύο συστήματα : ένα με επιφανειακή θεμελίωση και ένα με εγκιβωτισμένη θεμελίωση. Οι ακόλουθοι συμβολισμοί χρησιμοποιούνται στο σχήμα: $F_{εξ}$ είναι η εξωτερικώς επιβαλλόμενη

οριζόντια δύναμη, A_i είναι οι ορθές εδαφικές αντιδράσεις, T_i οι διατμητικές εδαφικές αντιδράσεις, m είναι η συγκεντρωμένη μάζα της ανωδομής και m_θ η μάζα του εγκιβωτισμένου θεμελίου. Το πλάτος του θεμελίου, το βάθος εγκιβωτισμού και το ύψος της ανωδομής συμβολίζονται κατά τα γνωστά ως B , D και H αντίστοιχα.

Στο επιφανειακό θεμέλιο οι μόνες εδαφικές αντιδράσεις που αντιστέκονται στην επιβαλλόμενη φόρτιση είναι οι δυνάμεις A_1 και T_1 . Οι δυνάμεις αυτές προέρχονται από τις ορθές και διατμητικές τάσεις αντίστοιχα που αναπτύσσονται στη διεπιφάνεια επαφής θεμελίου – εδάφους. Στην πραγματικότητα, σε μεγάλες γωνίες στροφής είναι πιθανόν ανάλογα με τον κατακόρυφο συντελεστή ασφαλείας να εμφανιστούν επιπλέον εγκάρσιες ωθήσεις στο δεξί άκρο του θεμελίου (βλ. **Σχήμα 4.3**). 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, την ίδια στιγμή που η ροπή δευτέρας τάξης, λόγω του ιδίου βάρους της ανωδομής που μετακινείται πλευρικά, συνεχώς αυξάνεται. Η απαίτηση για διατήρηση της ισορροπίας του συστήματος έχει ως αποτέλεσμα τη σταδιακή μείωση της εξωτερικής δύναμης $F_{εξ}$ μέχρι την τιμή μηδέν, όπου συμβαίνει η ανατροπή.

Στο εγκιβωτισμένο θεμέλιο η εικόνα του διαγράμματος τροποποιείται, καθώς προστίθενται οι επιπλέον εδαφικές αντιδράσεις A_2 , A_3 , T_2 , T_3 , ενώ το βάρος του θεμελίου m_θ g γίνεται κάθε άλλο παρά αμελητέο για την ισορροπία του συστήματος. Σημειώνεται ότι στο διάγραμμα έχουν αμεληθεί οι διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται στις παράλληλες στο επίπεδο του σχήματος επιφάνειες του θεμελίου. Άλλωστε σε μεγάλες γωνίες στροφής, το μεγαλύτερο μέρος των πλευρών αυτών έχει αποκολληθεί από το περιβάλλον έδαφος κατά τρόπο ανάλογο με αυτόν που περιγράφεται στο εδάφιο 3.3.1. Γενικά, η ύπαρξη των πρόσθετων εδαφικών αντιδράσεων στο εγκιβωτισμένο θεμέλιο αναμένεται να αυξάνει τόσο την αντοχή όσο και την πλαστιμότητα του συστήματος. Η συνθήκη ανατροπής $F_{εξ} = 0$ δύσκολα ικανοποιεί την απαίτηση για ισορροπία δυνάμεων και ροπών σε “ρεαλιστικές” τιμές της γωνίας στροφής, παρά μόνο σε πολύ βαριά φορτισμένα υψίκορμα συστήματα.

Στο **Σχήμα 4.5** απεικονίζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης μονοτονικής οριζόντιας φόρτισης σε όρους ροπής – στροφής στην κορυφή του θεμελίου. Η απόκριση των συστημάτων είναι έντονα μη γραμμική, γεγονός που οφείλεται – όπως και στην περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου – αφενός στην αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος (*γεωμετρική μη γραμμικότητα*) και αφετέρου στην εδαφική διαρροή (*μη γραμμικότητα υλικού*). Σε ότι αφορά τα μη γραμμικά αυτά φαινόμενα, παρά την προφανή ομοιότητα υπάρχουν ορισμένες ουσιαστικές διαφορές σε σύγκριση με το επιφανειακό θεμέλιο. Από τη μία, η αποκόλληση στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις δεν αφορά μόνο το ανασήκωμα της βάσης αλλά και την αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος. Η έναρξη της τελευταίας, σε αντίθεση με το ανασήκωμα της βάσης δεν εξαρτάται τόσο από το κατακόρυφο φορτίο, για αυτό συμβαίνει από νωρίς (σε πολύ μικρές γωνίες στροφής) ακόμα και σε ένα πολύ βαριά φορτισμένο σύστημα. Από την άλλη, 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. Έντονες πλαστικοποιήσεις παρατηρούνται ακόμα και στην περίπτωση του πολύ ελαφριά φορτισμένου συστήματος, όπως θα δούμε στη συνέχεια. Τα μη γραμμικά αυτά φαινόμενα παίζουν καθοριστικό ρόλο στην απόκριση της κατασκευής, ξεκινώντας από τις πολύ μικρές γωνίες στροφής με την προοδευτική μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος.

Η συνεχής μείωση της δυσκαμψίας οδηγεί σε μια τιμή της ροπής ανατροπής, για την οποία η εφαιπτόμενη δυσκαμψία έχει γίνει (περίπου) ίση με το μηδέν. Η ροπή αυτή αναφέρεται κατά τα γνωστά ως ροπή αντοχής της θεμελίωσης και συμβολίζεται με M_u . Σε αντίθεση με την περίπτωση των επιφανειακών θεμελιώσεων, η αντοχή σε ροπή ανατροπής των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων δε φαίνεται να επηρεάζεται ιδιαίτερα από την τιμή του κατακόρυφου φορτίου. Αυτό συμβαίνει διότι 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, σε αντίθεση με το επιφανειακό θεμέλιο, όπου αποτελεί το μόνο μέτωπο αντίστασης. Η σχετικά μικρή ευαισθησία της ροπής αντοχής στο κατακόρυφο φορτίο επιβεβαιώνεται και από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής του **Σχήματος 3.32**. Επιπλέον, επιβεβαιώνεται εδώ η κινητοποίηση της μέγιστης

ροπής αντοχής για ενδιάμεσες τιμές του συντελεστή ασφαλείας : εν προκειμένω $M_{u, FS=3} > M_{u, FS=14}, M_{u, FS=1.5}$.

Πέρα από τη ροπή αντοχής, ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η μεταπλαστική φάση της απόκρισης των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Η παρουσία της μη αμελητέας μάζας στο επίπεδο της θεμελίωσης κατά κάποιο τρόπο “χαμηλώνει” το κέντρο βάρους της κατασκευής, μειώνει τη ροπή δευτέρας τάξης, καθιστώντας ακόμα και θετικό τον ρόλο των φαινομένων $P - \delta$ στην αύξηση της μεταπλαστικής ροπής ανατροπής του ελαφριά φορτισμένου συστήματος $FS_V = 14$. Αντίθετα, στα βαρύτερα φορτισμένα συστήματα ($FS_V = 3$ και 1.5), η αύξηση της γωνίας στροφής πέρα από τη γωνία διαρροής, συνεπάγεται τη σταδιακή μείωση της ροπής ανατροπής. Παρόλα αυτά, ο φθίνων κλάδος του διαγράμματος ροπής – στροφής δεν είναι τόσο απότομος ώστε να προκαλέσει ανατροπή, τουλάχιστον σε ένα ρεαλιστικό εύρος γωνιών στροφής. Γενικά μπορεί να ειπωθεί ότι το εξεταζόμενο σύστημα εγκιβωτισμένου θεμελίου – εδάφους έχει πρακτικά άπειρη πλαστιμότητα, δηλαδή δεν ανατρέπεται ποτέ, αφού απαιτούνται υπερβολικά μεγάλες παραμορφώσεις προκειμένου να φτάσει η ροπή ανατροπής σε μηδενική τιμή.

Στο **Σχήμα 4.6β** παρουσιάζεται ποιοτικά η εξέλιξη της κατανομής των ορθών τάσεων στην περιφέρεια του θεμελίου για δύο συστήματα, με συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 14$ και 3 . Τα χαρακτηριστικά σημεία αναφοράς των κατανομών τάσεων απεικονίζονται στο **Σχήμα 4.6α**. Στο σχήμα δίνονται επίσης και οι διατμητικές τάσεις στις παράλληλες στο επίπεδο του σχήματος πλευρές του θεμελίου, επιβεβαιώνοντας τη σταδιακή αποκόλληση των πλευρών αυτών από το έδαφος. Αρχικά, η αύξηση της επιβαλλόμενης μετακίνησης έχει ως αποτέλεσμα την αύξηση των τάσεων στις θλιβόμενες περιοχές του εδάφους και μείωση αντίστοιχα των τάσεων στις εφελκυσόμενες περιοχές. Λόγω της μηδενικής εφελκυστικής αντοχής στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, όταν οι θλιπτικές τάσεις μειωθούν τόσο ώστε τείνουν να γίνουν εφελκυστικές, το θεμέλιο αποκολλάται από το έδαφος και αυτό συμβαίνει ήδη από τις πολύ μικρές γωνίες στροφής στην αριστερή πλευρά του θεμελίου (αντίθετα με τη φορά της επιβαλλόμενης μετακίνησης). Με την περαιτέρω αύξηση της επιβαλλόμενης μετακίνησης, η έντονη εδαφική διαρροή καθιστά λίγο πολύ σταθερή τη κατανομή των τάσεων, χωρίς αυτό να αποκλείει επιπλέον περιθώρια αντοχής. Ενδιαφέρον είναι ότι οι κατανομές και το μέγεθος των τάσεων δεν αλλάζει σημαντικά ανάμεσα στα δύο συστήματα, παρά μόνο σε ότι αφορά τις ορθές τάσεις στη βάση του θεμελίου. Αυτές

καλούνται να εξισορροπήσουν το ίδιο βάρος της κατασκευής, για αυτό και αυξάνονται με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου.

Στο **Σχήμα 4.7** απεικονίζεται το διάγραμμα καθίζησης – στροφής στην κορυφή του θεμελίου για τις διάφορες τιμές του συντελεστή ασφαλείας FS_V . Η απόκριση του εγκιβωτισμένου θεμελίου σε όρους καθίζησης – στροφής φαίνεται ότι είναι ελαφρώς διαφορετική σε σύγκριση με αυτήν του επιφανειακού, ιδιαίτερα στις μεγάλες γωνίες στροφής. Ειδικότερα, το πολύ ελαφριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_V = 14$) υφίσταται πρόσθετες καθιζήσεις με την έναρξη της φόρτισης στις πολύ μικρές γωνίες στροφής. Από εκεί και έπειτα, ξεκινά το ανασήκωμα της βάσης και η κατακόρυφη μετακίνηση του θεμελίου συνεχώς αυξάνεται σχεδόν γραμμικά με τη γωνία στροφής. Για γωνία στροφής $\vartheta \approx 0.07$ rad καταλύεται αυτή η γραμμικότητα: η παράγωγος $dw/d\vartheta$ συνεχώς μειώνεται φτάνοντας σε μηδενική τιμή για γωνία στροφής $\vartheta \approx 0.25$ rad, όπου επιτυγχάνεται η μέγιστη ανύψωση του θεμελίου $w/B \approx 0.025$. Στη συνέχεια, η κατακόρυφη μετακίνηση μειώνεται με την περαιτέρω αύξηση της γωνίας στροφής ($dw/d\vartheta < 0$). Στα βαρύτερα φορτισμένα συστήματα ($FS_V = 3$ και 1.5) δεν υπάρχει καθόλου ανύψωση, οι καθιζήσεις ακολουθούν μια σχετικά ήπια κλίση αλγεβρικά αυξανόμενη μέχρι γωνίας στροφής $\vartheta \approx 0.04 \sim 0.07$ rad. Εκεί υπάρχει ένα σημείο καμπής, από το οποίο και έπειτα η κλίση του διαγράμματος μένει περίπου σταθερή (περίπτωση $FS_V = 1.5$) ή σταδιακά μειώνεται (περίπτωση $FS_V = 3$) φθάνοντας σε πολύ υψηλές τιμές της καθίζησης. Τελικά, σε αντίθεση με το επιφανειακό θεμέλιο όπου η παράγωγος $dw/d\vartheta$ έχει την τάση να αυξάνεται στις μεγάλες γωνίες στροφής, στο εγκιβωτισμένο θεμέλιο η παράγωγος από ένα σημείο και μετά συνεχώς μειώνεται ή μένει σταθερή σε κάποια αρνητική τιμή. Αυτό σημαίνει μεγαλύτερες καθιζήσεις όταν το θεμέλιο αποκρίνεται με βύθιση, και μικρότερες ανυψώσεις όταν το θεμέλιο αποκρίνεται με ανασήκωμα. Γενικά, η διαφορά στην απόκριση των δύο συστημάτων οφείλεται στους διαφορετικούς μηχανισμούς που διέπουν την αστοχία του εγκιβωτισμένου θεμελίου, όπως αυτοί περιγράφονται στη συνέχεια.

Στο **Σχήμα 4.8** απεικονίζονται οι ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους σε δύο διαφορετικές στιγμές της μονοτονικής φόρτισης: $\vartheta \approx 0.03$ και 0.15 , για τους τρεις εξεταζόμενους στατικούς συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 14, 3$, και 1.5 . Στο πολύ ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 14$) έντονες πλαστικοποιήσεις συγκεντρώνονται στις θλιβόμενες περιοχές επαφής θεμελίου – εδάφους, τη στιγμή που το ανασήκωμα της βάσης δυσχεραίνει

το σχηματισμό ευρύτερων ζωνών ολίσθησης. Ο μηχανισμός αστοχίας περιλαμβάνει επίσης το σχηματισμό παθητικού τύπου αστοχίας στο έδαφος που βρίσκεται μπροστά από το θεμέλιο. Ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής του θεμελίου, μετά την αστοχία, κινείται σε βάθος περίπου $0.7 D$ από την ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους και σε απόσταση $0.15 B$ δεξιά (κατά τη φορά της φόρτισης) από τον κεντροβαρικό κατακόρυφο άξονα του θεμελίου. Από την άλλη, το βαριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_V = 3$) ανασηκώνεται ελάχιστα από το έδαφος, ενθαρρύνοντας το σχηματισμό μιας κυκλικής μορφής επιφάνειας αστοχίας, η οποία ενώνει τις δύο κατακόρυφες πλευρές του θεμελίου, διερχόμενη κάτω από τη βάση του σε απόσταση περίπου ίση με $0.3 D$. Η παθητικού τύπου αστοχία διατηρείται στην εμπροσθεν πλευρά, ενώ ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής του θεμελίου βρίσκεται τώρα στο ίδιο περίπου βάθος με πριν, αλλά μετατοπισμένος προς τα αριστερά, κοντά στην περιοχή του κεντροβαρικού κατακόρυφου άξονα. Τέλος, στο πολύ βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 1.5$), το έδαφος κάτω από τη βάση του θεμελίου έχει υποστεί εκτεταμένες πλαστικοποιήσεις ήδη από τα στατικά μόνο φορτία. Η βάση του θεμελίου βρίσκεται καθόλη τη διάρκεια της φόρτισης σε πλήρη επαφή με το έδαφος, διατηρώντας και επεκτείνοντας σε βάθος την κυκλική ζώνη αστοχίας. Ο στιγμιαίος πόλος περιστροφής του θεμελίου μετατοπίζεται ακόμα πιο αριστερά. Σε κάθε περίπτωση, η θέση του πόλου περιστροφής ως προς το σημείο όπου μετράται η καθίζηση δικαιολογεί τη μορφή των διαγραμμάτων καθίζησης – στροφής του **Σχήματος 4.7**.

4.2.3 Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης

Στα **Σχήματα 4.9** και **4.10** παρουσιάζονται αποτελέσματα από την ανάλυση μονοτονικής εγκάρσιας φόρτισης σε όρους ροπής – στροφής και καθίζησης – στροφής για διάφορες τιμές του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης ($0 \leq D/B \leq 1$). Ειδικότερα, εξετάζονται δύο διαφορετικές τιμές του συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση : $FS_V = 5$ και 2 , που αντιπροσωπεύουν, κατά τα γνωστά, ένα ελαφριά και ένα βαριά φορτισμένο σύστημα αντίστοιχα. Και στις δύο περιπτώσεις, η αύξηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης συνεπάγεται αύξηση της αρχικής δυσκαμψίας του συστήματος, αύξηση της οριακής ροπής αντοχής και αύξηση της διατιθέμενης πλαστικότητας. Είναι ενδιαφέρον να παρατηρηθεί ότι ακόμα και ένας μικρός βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης ($D/B = 0.2$) βελτιώνει

σημαντικά τα χαρακτηριστικά της μονοτονικής απόκρισης του συστήματος σε όρους ροπής – στροφής.

Σε όρους καθίζησης – στροφής, μπορούν να διακριθούν δύο διαφορετικοί τρόποι απόκρισης : αυτή των επιφανειακών ($D/B = 0$) και ρηχά εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων ($D/B = 0.2$), και αυτή των μετρίως ($D/B = 0.5$) και βαθιά εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων ($D/B = 1$). Η μεν πρώτη περιλαμβάνει έντονο ανασήκωμα στο ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 5$), με σχεδόν γραμμική αύξηση της ανύψωσης με τη γωνία στροφής, και βύθιση στο βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 2$), με συνεχή μείωση του ρυθμού καθίζησης μέχρι την ανατροπή. Η δεύτερη περιλαμβάνει λιγότερο έντονο (περίπτωση $D/B = 0.5$) έως ελάχιστο ανασήκωμα (περίπτωση $D/B = 1.0$) στο ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 5$), με συνεχή μείωση του ρυθμού ανύψωσης, και έντονη βύθιση στο βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 2$), χωρίς μείωση ή “μετρίαση” των καθιζήσεων στις μεγάλες γωνίες στροφής. Γενικά, η αύξηση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης συνεπάγεται απόκριση με μικρότερο ανασήκωμα σε ελαφριά φορτισμένα συστήματα και μεγαλύτερη βύθιση σε βαριά φορτισμένα συστήματα.

Τέλος, στο **Σχήμα 4.11** απεικονίζονται οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους μαζί με τα διανύσματα των μετατοπίσεων για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού και για γωνία στροφής περίπου ίση με τη γωνία αστοχίας. Οι μηχανισμοί αστοχίας επιβεβαιώνουν τη διάκριση στην απόκριση μεταξύ ρηχά και βαθιά εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων.

4.3 Ανακυκλική οριζόντια φόρτιση

4.3.1 Επιφανειακές θεμελιώσεις ($D/B = 0$)

Στο παρόν εδάφιο αναφέρονται συνοπτικά τα κύρια χαρακτηριστικά της λικνιστικής απόκρισης επιφανειακών θεμελιώσεων σε ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση, προκειμένου στη συνέχεια να είναι δυνατή η σύγκριση με την απόκριση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων.

Προς τον σκοπό αυτό διεξάγονται ανακυκλικές φορτίσεις στο σύστημα του **Σχήματος 2.1β** με λόγο λυγηρότητας $H/B = 1$, επιλέγοντας δύο διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS_v = 5$ και 2, που αντιπροσωπεύουν αντίστοιχα ένα σχετικά ελαφριά και ένα σχετικά βαριά φορτισμένο σύστημα. Το πρωτόκολλο φόρτισης που εφαρμόζεται στην κατασκευή δίνεται στο **Σχήμα 4.12**. Ειδικότερα, επιβάλλεται ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής με αυξανόμενο πλάτος στροφής, ξεκινώντας από μια μικρή γωνία στροφής $\vartheta = 0.0025$ rad (οιονεί ελαστική συμπεριφορά), η οποία σε κάθε επόμενο κύκλο φόρτισης διπλασιάζεται μέχρι να φτάσει τον 6^ο κύκλο σε τιμή $\vartheta = 0.08$ rad (έντονα ανελαστική συμπεριφορά). Στο **Σχήμα 4.13** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σε όρους ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης, για τους δύο χαρακτηριστικούς στατικούς συντελεστές ασφαλείας FS_v . Στα ίδια σχήματα δίνεται προς σύγκριση και η αντίστοιχη καμπύλη της μονοτονικής φόρτισης.

Είναι φανερό ότι τα δύο συστήματα έχουν εντελώς διαφορετική απόκριση. Σε όρους ροπής – στροφής το σχήμα των παραγόμενων βρόχων μεταβάλλεται σημαντικά από τη μια περίπτωση στην άλλη. Στο ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 5$), οι βρόχοι υστέρησης έχουν ένα χαρακτηριστικό σχήμα “S”, ενδεικτικό της κυριαρχίας του ανασηκώματος, χωρίς ουσιαστική εδαφική διαρροή να λαμβάνει χώρα (μη γραμμική ελαστική συμπεριφορά). Η συμπεριφορά του συστήματος είναι σχεδόν πλήρως αντιστρέψιμη, γεγονός που πηγάζει από το “κλείσιμο” του κενού που έχει δημιουργηθεί κατά τη φάση της φόρτισης. Ενδεικτικό αυτής της τάσης “αυτοεπαναφοράς” του συστήματος είναι ότι μετά το τέλος της φόρτισης, δηλαδή μετά από έναν κύκλο πλάτους γωνίας στροφής 0.08 rad, η παραμένουσα στροφή μετά την αποφόρτιση είναι μόλις 0.02 rad (4 φορές μικρότερη).

Χαρακτηριστικό επίσης του διαγράμματος ροπής – στροφής του ελαφριά φορτισμένου συστήματος είναι η σταδιακή υποβάθμιση της περιστροφικής του δυσκαμψίας. Όταν το σύστημα υποβάλλεται σε στροφή, η συγκέντρωση υψηλών τάσεων κάτω από την άκρη του θεμελίου, προκαλεί τοπικά υψηλές πλαστικές καθιζήσεις σε συνδυασμό με πλευρική διόγκωση του εδάφους κατά το μηχανισμό που απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.3**. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την απώλεια πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, μειώνοντας έτσι την ενεργό περιστροφική δυσκαμψία του συστήματος κατά τη φάση της αποφόρτισης και επαναφόρτισης. Όσο αυξάνεται το πλάτος φόρτισης, τόσο πιο έντονο γίνεται το φαινόμενο, δηλαδή τόσο περισσότερο μειώνεται η επιφάνεια επαφής, με αποτέλεσμα μεγαλύτερη

μείωση της δυσκαμψίας. Τέλος, ενδιαφέρον σε αυτή την περίπτωση είναι ότι η μονοτονική καμπύλη αποτελεί την περιβάλλουσα των καμπυλών της ανακυκλικής φόρτισης. Το σύνολο δηλαδή του βρόχου ροπής – στροφής εγκλείεται εντός της μονοτονικής καμπύλης.

Σε πλήρη αντίθεση, στο βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 2$) το σχήμα του βρόχου ροπής – στροφής γίνεται πιο στρόγγυλο, ενώ σε αρκετές περιπτώσεις η ανακυκλική καμπύλη αποκλίνει από αυτήν της μονοτονικής φόρτισης εξαιτίας της έντονα ανελαστικής απόκρισης του εδάφους. Ο παραγόμενος βρόχος είναι σημαντικά μεγαλύτερος σε σχέση με αυτόν του ελαφριά φορτισμένου συστήματος, καθώς η απόκριση τώρα κυριαρχείται από την εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους και κινητοποίηση των μηχανισμών φέρουσας ικανότητας. Αυτή η διόγκωση του βρόχου υστέρησης καταδεικνύει τη δυνατότητα του βαριά φορτισμένου συστήματος για αυξημένη κατανάλωση ενέργειας. Από την άλλη όμως, μια τέτοια συμπεριφορά πληρώνει το τίμημα των υψηλών παραμενουσών παραμορφώσεων. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι μετά το τέλος της φόρτισης, δηλαδή μετά από τον κύκλο πλάτους στροφής 0.08 rad, η παραμένουσα στροφή είναι 0.07 rad (3.5 φορές μεγαλύτερη σε σχέση με αυτήν του ελαφριά φορτισμένου συστήματος). Επιπλέον, ένα ακόμα χαρακτηριστικό της συμπεριφοράς του βαριά φορτισμένου συστήματος είναι ότι η μονοτονική καμπύλη δεν είναι πια περιβάλλουσα της ανακυκλικής. Αντίθετα, όπως έχει παρατηρηθεί από πολλούς ερευνητές, εμφανίζεται συσσώρευση υπεραντοχών με την ανακύλιση και την αύξηση του πλάτους στροφής. Το φαινόμενο αυτό αποδίδεται πιθανότατα στην ενίσχυση του εδάφους κάτω από το θεμέλιο εξαιτίας των επαναλαμβανόμενων κύκλων φόρτισης σε συνδυασμό με το ρόλο των φαινομένων $P - \delta$, όπως περιγράφεται αναλυτικά στους Panagiotidou et al. [2011].

Η ποιοτικά διαφορετική απόκριση των δύο συστημάτων γίνεται περισσότερο εμφανής σε όρους καθίζησης – στροφής (**Σχήμα 4.13β**). Καθώς το σύστημα φορτίζεται, η θεμελίωση αποκρίνεται με ένα συνδυασμό ανασηκώματος από τη μια πλευρά και εδαφικής διαρροής από την άλλη. Όταν το σύστημα αποφορτίζεται, το θεμέλιο υποχωρεί, αλλά μια καθαρή καθίζηση συμβαίνει εξαιτίας της συμπίεσης και διάτμησης του υποκείμενου εδάφους. Κάθε κύκλος φόρτισης προκαλεί παρόμοια σωρευτική καθίζηση, η οποία αυξάνεται με την αύξηση του πλάτους στροφής και τη μείωση του συντελεστή ασφαλείας. Ειδικότερα, το βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 2$) αποκρίνεται στην επιβαλλόμενη φόρτιση με βύθιση και εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους, συσσωρεύοντας σημαντικές παραμένουσες

καθιζήσεις, οι οποίες στο τέλος της φόρτισης φτάνουν σε τιμή 40 φορές μεγαλύτερη από τη στατική καθίζηση. Επίσης, όπως φαίνεται από τη “χρονοϊστορία” της καθίζησης (**Σχήμα 4.13γ**), αυτή αυξάνεται απότομα με την αύξηση της του πλάτους στροφής. Από την άλλη, το ελαφριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_v = 5$) αποκρίνεται στη φόρτιση κυρίως μέσω ανασηκώματος, συσσωρεύοντας μικρή παραμένουσα καθίζηση (μόλις 8 φορές τη στατική τιμή στο τέλος της φόρτισης). Η δε αύξηση της γωνίας στροφής δε συνεπάγεται απότομη αύξηση των καθιζήσεων αφού το μεγαλύτερο ποσοστό αυτής παραλαμβάνεται μέσω ανασηκώματος.

Όπως προαναφέρθηκε, ο λικνισμός της θεμελίωσης κάτω από την επιβολή μεγάλου πλάτους εγκάρσιας φόρτισης αναγκάζει το έδαφος, λίγο ή πολύ, σε πλαστικές παραμορφώσεις, με συνέπεια την μεταβολή του σχήματος της εδαφικής επιφάνειας μετά το πέρας της φόρτισης (παραμένουσα παραμόρφωση). Στην περίπτωση μεγάλων στατικών συντελεστών ασφαλείας, είδαμε ότι αυτή η παραμόρφωση της εδαφικής επιφάνειας ευθύνεται για την απώλεια μεγάλου μέρους της επαφής θεμελίου – εδάφους με αποτέλεσμα την υποβάθμιση της δυσκαμψίας του συστήματος. Προκειμένου να αποκτήσουμε μια καλύτερη εποπτεία του φαινομένου αυτού καθώς επίσης και των καθιζήσεων κατά μήκος της εδαφικής επιφάνειας, στο **Σχήμα 4.14** απεικονίζεται η παραμορφωμένη επιφάνεια του εδάφους στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης για κάθε ένα από τα δύο εξεταζόμενα συστήματα. Για λόγους ευκρίνειας του σχήματος, η κλίμακα του κατακόρυφου άξονα είναι μεγεθυμένη έναντι της αντίστοιχης οριζόντιας κλίμακας.

Στην περίπτωση του ελαφριά φορτισμένου συστήματος ($FS_v = 5$), 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). Καθώς το άκαμπτο θεμέλιο συνεχίζει να λικνίζεται στο παραμορφώσιμο έδαφος, η “υπό το θεμέλιο” επιφάνεια του εδάφους καμπυλώνεται στρέφοντας τα κοίλα προς τα κάτω. Όσο αυξάνεται 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.

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 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 $FS_v = 5$, 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 ασύμφορων, οικονομικά και λειτουργικά, συσκευών σεισμικής μονώσεως.

4.3.2 Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 1$)

Γενικά

Το πρωτόκολλο φόρτισης του **Σχήματος 4.12**, όπως αυτό περιγράφεται στο εδάφιο 4.3.1, εφαρμόζεται τώρα σε σύστημα εγκιβωτισμένης θεμελίωσης με βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 1$. Στο **Σχήμα 4.15** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων σε όρους ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης για δύο διαφορετικούς στατικούς συντελεστές ασφαλείας $FS_v = 14$ και 3, οι οποίοι αντιπροσωπεύουν αντίστοιχα ένα πολύ ελαφριά φορτισμένο σύστημα και ένα σχετικά βαριά φορτισμένο σύστημα. Στα ίδια σχήματα δίνεται προς σύγκριση και η αντίστοιχη καμπύλη της μονοτονικής φόρτισης. Ακόμα, στο **Σχήμα 4.16** απεικονίζεται, για τους ίδιους συντελεστές ασφαλείας, η εξέλιξη των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους και τα διανύσματα των μετατοπίσεων σε έναν κύκλο φόρτισης πλάτους 0.1 rad.

Τα παραπάνω σχήματα δηλώνουν την έντονη διαφοροποίηση της ανακυκλικής συμπεριφοράς μεταξύ των δύο συστημάτων, επιφανειακής και εγκιβωτισμένης θεμελίωσης. Σε όρους ροπής – στροφής, το σχήμα του βρόχου υστέρησης λαμβάνει μια τελείως διαφορετική μορφή από αυτήν του επιφανειακού θεμελίου. Ειδικότερα, το ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 14$), σε αντίθεση με την περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου, εμφανίζει σημαντικές παραμένουσες στροφές. Αναφέρεται ενδεικτικά ότι η απομείωση της στροφής μετά τον κύκλο φόρτισης πλάτους 0.08 rad είναι μόλις 2.5%, τη στιγμή που για επιφανειακό θεμέλιο με αρκετά χαμηλότερο συντελεστή ασφαλείας ($FS_v = 5$) η απομείωση φτάνει το 75%. Ένα ελαφριά φορτισμένο επιφανειακό θεμέλιο παραλαμβάνει τη φόρτιση κυρίως μέσω ανασηκώματος, με ελάχιστη εδαφική διαρροή να λαμβάνει χώρα τοπικά κάτω από το φορτιζόμενο άκρο (βλ. **Σχήμα 4.3**). Αντίθετα, η εγκάρσια φόρτιση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αναγκάζει το περιβάλλον έδαφος σε υψηλές παραμορφώσεις, οδηγώντας τελικά στη διαρροή ένα μεγάλο μέρος των υπερκείμενων γαιών, ενώ ταυτόχρονα οι εγκάρσιες εδαφικές ωθήσεις παρεμποδίζουν το

ανασήκωμα της βάσης (βλ. **Σχήμα 4.8**). Η έντονη πλαστικοποίηση του εδάφους, ακόμα και για μεγάλους στατικούς συντελεστές ασφαλείας, έχει ως αποτέλεσμα την παρουσία υψηλών παραμενουσών στροφών μετά την αποφόρτιση.

Ακόμα, ιδιαίτερου ενδιαφέροντος στο διάγραμμα ροπής – στροφής του εγκιβωτισμένου θεμελίου είναι η απότομη αύξηση της ροπής κοντά στις άκρες του βρόχου, γεγονός που αποδίδεται στις αυξημένες εγκάρσιες εδαφικές ωθήσεις. Αυτές απορρέουν ως αποτέλεσμα της απώλειας επαφής μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους (*“gapping effect”*). Όπως προαναφέρθηκε, η εγκάρσια φόρτιση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων προκαλεί έντονες πλαστικές παραμορφώσεις στο έδαφος που περιβάλλει το θεμέλιο. Η επαναφορά του θεμελίου στην αρχική του θέση έχει ως συνέπεια την απώλεια επαφής μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους, αφού το έδαφος έχει παραμορφωθεί πλαστικά και δεν επαναφέρεται στην αρχική του κατάσταση (βλ. **Σχήμα 4.16**). Η αύξηση του πλάτους στροφής με την αύξηση του αριθμού των κύκλων φόρτισης συνεπάγεται την προοδευτική πλάτυνση του κενού μεταξύ θεμελίου και εδάφους. Ο σχηματισμός του κενού από τη μια ή την άλλη πλευρά, καθώς και κάτω από το θεμέλιο, συνεπάγεται μειωμένη ροπή διαρροής κατά τη φάση της επαναφόρτισης. Η ροπή αντοχής σταδιακά ανακτάται 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 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.

Σε ότι αφορά τις διαφορές μεταξύ του ελαφριά και του βαριά φορτισμένου συστήματος, αυτές δεν είναι τόσο έντονες σε όρους ροπής – στροφής, όπως στην περίπτωση του επιφανειακού θεμελίου. Το κύριο στοιχείο που διαφοροποιεί τη συμπεριφορά των δύο συστημάτων στις επιφανειακές θεμελιώσεις είναι οι παραμένουσες στρόφες μετά την αποφόρτιση, κάτι το οποίο στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις είναι χαρακτηριστικό και των δύο ακραίων συστημάτων. Εκεί που εμφανίζεται μια ουσιαστική διαφοροποίηση στους βρόχους υστέρησης είναι κατά τη φάση της επαναφόρτισης. Τα βαριά φορτισμένα

συστήματα εμφανίζουν υψηλότερη ροπή διαρροής, η οποία μάλιστα αυξάνεται με την ανακύκλιση και την αύξηση του πλάτους στροφής. Το φαινόμενο αυτό είναι απολύτως ανάλογο της συσσώρευσης υπεραντοχών στα βαριά φορτισμένα επιφανειακά θεμέλια και σχετίζεται με το ρόλο των φαινομένων $P - \delta$, καθώς επίσης και με τις συνθήκες επαφής θεμελίου – εδάφους, όπως περιγράφεται στους Panagiotidou et al. [2011]. Ακόμα, σε πλήρη συμφωνία με τις επιφανειακές θεμελιώσεις, η ανακυκλική καμπύλη εγκλείεται της μονοτονικής για τις ελαφρά φορτισμένες εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, ενώ υπερβαίνει αυτήν της μονοτονικής καθώς μειώνεται ο κατακόρυφος συντελεστής ασφαλείας. Τελικά, το σχήμα του βρόχου ροπής – στροφής ελάχιστα διαφοροποιείται με τα ελαφριά φορτισμένα συστήματα να εμφανίζουν ελαφρώς στενότερους βρόχους. Και στις δύο περιπτώσεις πάντως οι βρόχοι υστέρησης καταδεικνύουν ένα σπουδαίο μηχανισμό κατανάλωσης ενέργειας.

Η πιο σημαντική διαφορά ανάμεσα στα δύο συστήματα ($FS_V = 14$ και 3) εντοπίζεται στην καθίζηση, η οποία συσσωρεύεται κατά τη διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης. Στα διαγράμματα καθίζησης – στροφής και χρονοϊστορίας καθίζησης του **Σχήματος 4.15** ο θετικός κατακόρυφος άξονας σημαίνει ανύψωση (: προς τα άνω κατακόρυφη μετακίνηση). Υπό το καθεστώς των υψηλών ανακυκλικών τάσεων που μεταφέρονται στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους θα αναμέναμε το εγκιβωτισμένο θεμέλιο να αποκρίνεται με συσσωρευτική καθίζηση, κατά αναλογία με ότι συμβαίνει στο επιφανειακό θεμέλιο. Ωστόσο, αντί για καθίζηση το ελαφριά φορτισμένο θεμέλιο ($FS_V = 14$) καταλήγει με μικρό παραμένον ανασήκωμα 0.007 B. Συγκεκριμένα, μετά τους δύο πρώτους κύκλους φόρτισης πλάτους 0.0025 rad και 0.005 rad, όπου το θεμέλιο καθιζάνει, σε κάθε επόμενο κύκλο το θεμέλιο εμφανίζει καθαρή ανύψωση, η οποία μάλιστα αυξάνεται με την αύξηση του πλάτους στροφής.

Σε κύκλους φόρτισης μεγάλου πλάτους, η ενίσχυση ή διαστολή του εδάφους κάτω από το θεμέλιο φαίνεται ότι είναι ο κύριος μηχανισμός που ευθύνεται για την εμφάνιση του ανασηκώματος. Κατά τις φάσεις φόρτισης και επαναφόρτισης, τα εδαφικά στοιχεία που βρίσκονται υπό το καθεστώς υψηλών τάσεων τείνουν να μετακινηθούν προς τις εγγύς λιγότερο φορτιζόμενες περιοχές του εδάφους. Στις επιφανειακές θεμελιώσεις αυτή η μετακίνηση γίνεται από το φορτιζόμενο άκρο προς τη λιγότερο φορτιζόμενη περιοχή ακριβώς δίπλα από το θεμέλιο, γεγονός που δικαιολογεί άλλωστε την παρατηρηθείσα

“πλευρική διόγκωση” του εδάφους (βλ. **Σχήμα 4.3**). 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. Το νέο καθεστώς τάσεων στο έδαφος ευνοεί την κίνηση των υψηλά φορτιζόμενων εδαφικών στοιχείων προς το άλλο άκρο του θεμελίου, όπου συμβαίνει το ανασήκωμα. (βλ. **Σχήμα 4.8** και **4.16**). 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.

Η παραπάνω συμπεριφορά επιβεβαιώνεται από το **Σχήμα 4.17β**, όπου απεικονίζεται η παραμορφωμένη εδαφική επιφάνεια στη βάση του θεμελίου μετά το τέλος κάθε κύκλου φόρτισης. Η αύξηση του αριθμού των κύκλων και του πλάτους φόρτισης προκαλεί σταδιακά βύθιση του εδάφους στα άκρα της βάσης και ανύψωση στην περιοχή του κέντρου. Στο **Σχήμα 4.17α** απεικονίζεται το σύνολο της παραμορφωμένης επιφάνειας του εδάφους μετά το τέλος της φόρτισης. Εκεί διακρίνεται η αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το έδαφος κυρίως στα ανώτερα τμήματα του εδάφους. Η δε ανύψωση που παρατηρείται στην ελεύθερη επιφάνεια του εδάφους οφείλεται στις παθητικού τύπου αστοχίες που λαμβάνουν χώρα κατά τις φάσεις φόρτισης και επαναφόρτισης (βλ. **Σχήματα 4.8** και **4.16**).

Στο βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 3$) εμφανίζεται τελική παραμένουσα καθίζηση $0.02 B$ (τιμή 13 φορές μεγαλύτερη από τη στατική καθίζηση), όπως αναμενόταν, από τη συμπίεση και την έντονη διάτμηση του υποκείμενου εδάφους. Η απόκριση του θεμελίου χαρακτηρίζεται από ελάχιστο ανασήκωμα στις μεγάλες γωνίες στροφής και εκτεταμένη πλαστικοποίηση του εδάφους. Κάθε κύκλος φόρτισης προκαλεί παρόμοια σωρευτική καθίζηση, ωστόσο ο ρυθμός συσσώρευσης των καθιζήσεων φαίνεται να είναι μικρότερος σε σύγκριση με το επιφανειακό θεμέλιο. Οι κλάδοι αποφόρτισης και επαναφόρτισης ακολουθούν μια σαφώς πιο ήπια κλίση σε σχέση με τη μονοτονική καμπύλη, καθώς η έντονα ανελαστική απόκριση του εδάφους έχει μεταβάλλει σημαντικά τις αρχικές

συνθήκες. Έτσι, ακόμα και αν οι μονοτονικές καμπύλες δηλώνουν αυξημένη καθίζηση του εγκιβωτισμένου θεμέλιου έναντι του επιφανειακού, αυτή δεν είναι πάντα η αλήθεια στην ανακυκλική φόρτιση· αντιθέτως, οι καθιζήσεις συσσωρεύονται με πολύ μικρότερο ρυθμό από ότι στις επιφανειακές θεμελιώσεις με αποτέλεσμα μικρές παραμένουσες παραμορφώσεις.

Σε ότι αφορά τις γενικότερες εδαφικές παραμορφώσεις, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.17β**, η καθίζηση είναι σχεδόν ομοιόμορφη στη βάση του θεμελίου, χάρη στη διατήρηση της επαφής θεμελίου – εδάφους, με μικρή βύθιση να εμφανίζεται στα άκρα σε κύκλους μεγάλου πλάτους φόρτισης. Κατά τα λοιπά, η συμπεριφορά είναι παρόμοια με αυτήν του ελαφριά φορτισμένου συστήματος, με την προοδευτική αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων από το έδαφος και την ανύψωση της ελεύθερης εδαφικής επιφάνειας να είναι τα πιο επιφανή χαρακτηριστικά της παραμορφωμένης εικόνας του εδάφους (**Σχήμα 4.17α**).

Η επιρροή του πλάτους φόρτισης

Όπως είδαμε στην προηγούμενη παράγραφο, το πλάτος φόρτισης παίζει σημαντικό ρόλο στην απόκριση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, με χαρακτηριστική την περίπτωση των ελαφριά φορτισμένων συστημάτων που καταλήγουν με παραμένουσα ανύψωση στις μεγάλες γωνίες στροφής. Στην παρούσα παράγραφο επιχειρείται περαιτέρω διερεύνηση της επιρροής του πλάτους της φόρτισης στην απόκριση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Επιβάλλεται στην κατασκευή ανακυκλική οριζόντια φόρτιση για διάφορους στατικούς συντελεστές ασφαλείας ($FS_v = 14, 5, 4$ και 3). Η φόρτιση περιλαμβάνει τώρα πέντε πλήρεις κύκλους σταθερού πλάτους γωνίας στροφής. Ο αριθμός των κύκλων φόρτισης θεωρείται αντιπροσωπευτικός μιας τυπικά ισχυρής σεισμικής διέγερσης, ενώ με την υιοθέτηση σταθερού πλάτους φόρτισης δίνεται η δυνατότητα ακριβέστερης συσχέτισης των προκύπτουσών καθιζήσεων με τη γωνία στροφής. Επιλέγονται πέντε χαρακτηριστικά πλάτη στροφής $\vartheta = 0.0005, 0.0025, 0.02, 0.05$ και 0.1 rad που καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα, από την ελαστική μέχρι την έντονα ανελαστική απόκριση του συστήματος. Με τον τρόπο αυτό είναι δυνατόν να εκτιμήσουμε πόσο μεγαλύτερες καθιζήσεις (ή ανυψώσεις) προκύπτουν από την εφαρμογή του ανελαστικού σχεδιασμού της θεμελίωσης σε σχέση με τον ισχύοντα ελαστικό

σχεδιασμό, συγκρίνοντας την απόκριση των συστημάτων σε μικρές και μεγάλες γωνίες στροφής.

Στα **Σχήματα 4.18 – 4.22** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης δύο συστημάτων με συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 14$ και 3 , για τα πέντε εξεταζόμενα πλάτη γωνίας στροφής. Σε όρους ροπής – στροφής, παρατηρείται ότι ακόμα και για τις πολύ μικρές γωνίες στροφής ($\theta = 0.0005$ rad), η ανακυκλική καμπύλη του βαριά φορτισμένου συστήματος ($FS_V = 3$) αποκλίνει ελαφρώς από τη μονοτονική καμπύλη, καταδεικνύοντας την ανελαστική απόκριση του εδάφους. Καθώς αυξάνεται το πλάτος φόρτισης, οι βρόχοι ροπής – στροφής αποκτούν σταδιακά τη χαρακτηριστική μορφή “ανεστραμμένου S με πεπλατυσμένο κορμό”. Η συγκεκριμένη μορφή των βρόχων οφείλεται στη μερική αποκόλληση των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος. Εξαιτίας του φαινομένου αυτού, ο βρόχος υστέρησης του πρώτου κύκλου φόρτισης διαφέρει αρκετά από τους επόμενους, οι οποίοι έχουν σαφώς μειωμένο μέγεθος, ενώ για τον ίδιο λόγο αποκλίνουν αρκετά από την μονοτονική καμπύλη, προσεγγίζοντας την μόνο στις άκρες τους.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα διαγράμματα καθίζησης – στροφής και χρονοϊστορίας καθίζησης. Σε γενικές γραμμές, το ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 14$) αποκρίνεται στη φόρτιση με έντονο ανασήκωμα και το βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 3$) με βύθιση. Ειδικότερα, το ελαφριά φορτισμένο σύστημα συσσωρεύει καθίζηση στα μικρά πλάτη στροφής ($\theta \leq 0.0025$ rad), ακολουθώντας σε ένα βαθμό τη μορφή της μονοτονικής καμπύλης. Ωστόσο, σε μεγαλύτερα πλάτη στροφής ($\theta \geq 0.02$ rad), το θεμέλιο συσσωρεύει θετική κατακόρυφη μετακίνηση σε κάθε κύκλο φόρτισης, καταλήγοντας με παραμένουσα ανύψωση. Αντίθετα, το βαριά φορτισμένο σύστημα καθιζάνει σε όλο το εύρος των υπό εξέταση γωνιών στροφής. Οι ανακυκλικές καμπύλες ακολουθούν μια κλίση πιο ήπια σε σύγκριση με την κλίση της αντίστοιχης μονοτονικής καμπύλης, αποτρέποντας έτσι τη συσσώρευση υψηλών παραμενουσών καθιζήσεων.

Στα **Σχήματα 4.22 – 4.23** απεικονίζονται οι συνολικές παραμένουσες καθιζήσεις συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης για τα πέντε εξεταζόμενα πλάτη στροφής, ενώ στα **Σχήματα 4.24 – 4.25** απεικονίζονται οι πρόσθετες ανά κύκλο καθιζήσεις συναρτήσει του αριθμού των κύκλων. Στα μικρά πλάτη φόρτισης ($\theta \leq 0.0025$ rad) και για όλους τους

εξεταζόμενους κατακόρυφους συντελεστές ασφαλείας, η αύξηση του αριθμού των κύκλων οδηγεί σε αύξηση των συνολικών παραμενουσών καθιζήσεων (βλ. **Σχήμα 4.22α και β**), ωστόσο ο ρυθμός συσσώρευσης ανά κύκλο της καθιζήσης συνεχώς μειώνεται με τον αριθμό των κύκλων (βλ. **Σχήμα 4.24α και β**). Σε μεγαλύτερα πλάτη φόρτισης ($\vartheta \geq 0.05$ rad) το πολύ ελαφριά φορτισμένο θεμέλιο $FS_V = 14$ εμφανίζει ανύψωση από τον πρώτο κιάλας κύκλο, ενώ, γενικά, ο ρυθμός ανύψωσης μειώνεται με την αύξηση του αριθμού των κύκλων. Το ίδιο συμβαίνει αντίστοιχα με τις καθιζήσεις του βαριά φορτισμένου συστήματος $FS_V = 3$ στις μεγάλες γωνίες στροφής. Συστήματα με ενδιάμεσους στατικούς συντελεστές ασφαλείας αποκρίνονται αντίστοιχα με ενδιάμεσες τιμές των καθιζήσεων σε κάθε κύκλο φόρτισης.

Στα **Σχήματα 4.26 – 4.27** απεικονίζονται οι συνολικές παραμένουσες καθιζήσεις λόγω της ανακυκλικής φόρτισης συναρτήσει του πλάτους στροφής, για κάθε έναν από τους πέντε κύκλους. Τα πέντε σημεία που ορίζουν κάθε καμπύλη αντιστοιχούν στα συγκεκριμένα πλάτη στροφής στα οποία εκτελέστηκαν οι ανακυκλικές φορτίσεις σε κάθε σύστημα. Παρατηρείται πως η κατανομή των εξαγόμενων καμπυλών γίνεται με ομοιόμορφο τρόπο και χονδρικά παραμένει ανεπηρέαστη από τον αριθμό των κύκλων. Επιπλέον, σε ένα εύρος σχετικά μικρών γωνιών στροφής ($\vartheta \leq 0.0025$ rad) παρατηρείται αύξηση των καθιζήσεων με την αύξηση του πλάτους φόρτισης, για όλους τους συντελεστές ασφαλείας. Φυσικά, όσο αυξάνεται ο συντελεστής ασφαλείας τόσο μικρότερη είναι η αύξηση των καθιζήσεων με τη γωνία στροφής. Με την περαιτέρω αύξηση του πλάτους φόρτισης, ο ρυθμός αύξησης των καθιζήσεων με τη γωνία στροφής συνεχώς μειώνεται φτάνοντας μια κρίσιμη του πλάτους στροφής (σημείο καμπής του διαγράμματος καθιζήσης – στροφής), από την οποία και έπειτα αλλάζει πρόσημο. Αυτό έχει ως συνέπεια την εμφάνιση θετικών κατακόρυφων μετακινήσεων στα ελαφριά φορτισμένα συστήματα και αντίστοιχα τη μείωση (ή σταθεροποίηση) των καθιζήσεων στα βαρύτερα φορτισμένα συστήματα. Το σημείο καμπής αναφέρεται σε ένα κρίσιμο πλάτος στροφής το οποίο αυξάνεται με τη μείωση του συντελεστή ασφαλείας. Όπως θα δούμε στη συνέχεια την ίδια συμπεριφορά έχει και το βαριά φορτισμένο σύστημα $FS_V = 3$ παρότι δε διακρίνεται στο διάγραμμα, αφού το σημείο καμπής βρίσκεται πέραν (ή προς το τέλος) του εύρους των εξεταζόμενων γωνιών στροφής.

Ο μηχανισμός ανύψωσης των ελαφριά φορτισμένων θεμελιώσεων στις μεγάλες γωνίες στροφής φαίνεται ότι οφείλεται στην ενίσχυση του υποκείμενου εδάφους και εξηγήθηκε

λεπτομερώς στην προηγούμενη παράγραφο. Εδώ εξετάζεται ο μηχανισμός μείωσης των παραμενουσών καθιζήσεων στα βαριά φορτισμένα συστήματα. Στο **Σχήμα 4.28** απεικονίζεται το διάγραμμα καθίζησης – στροφής και χρονοϊστορίας καθίζησης του βαριά φορτισμένου συστήματος $FS_V = 3$ υπό την επιβολή ανακυκλικής φόρτισης πλάτους στροφής $\vartheta = 0.15$ rad. Η τελική παραμένουσα καθίζηση του θεμελίου είναι κατά τι μικρότερη από την τελική καθίζηση για πλάτος φόρτισης $\vartheta = 0.1$ rad, επιβεβαιώνοντας την τάση για μείωση των καθιζήσεων στις μεγάλες γωνίες στροφής. Ακόμα, γίνεται πλέον ξεκάθαρο, αυτό που με δυσκολία διακρίνεται κατά τη φόρτιση πλάτους $\vartheta = 0.1$ rad : η αλλαγή της κυρτότητας της ανακυκλικής καμπύλης καθίζησης – στροφής και η τάση αναίρεσης των καθιζήσεων με την επιστροφή του θεμελίου σε θέση μηδενικής στροφής.

Το φαινόμενο αυτό πιθανότατα οφείλεται στην κατανομή των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους. Συγκεκριμένα, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.16**, σε μεγάλες γωνίες στροφής αρχίζει να διαμορφώνεται κάτω από το θεμέλιο μια ελλειπτική επιφάνεια αστοχίας στην οποία συγκεντρώνονται οι πλαστικές παραμορφώσεις. Το πρίσμα εδάφους ακριβώς κάτω από το θεμέλιο και πάνω από τη ζώνη αστοχίας παραμένει σε κατάσταση ελαστικής ισορροπίας και κινείται σαν να είναι μέρος του θεμελίου. Έτσι, η ελλειπτική επιφάνεια αστοχίας λειτουργεί σαν μια τροχιά κύλισης του στερεού (θεμελίου και εδάφους), όπως απεικονίζεται στο σκαρίφημα του **Σχήματος 4.29**, με αποτέλεσμα αφενός την αλλαγή της κυρτότητας της ανακυκλικής καμπύλης και αφετέρου την αναίρεση μεγάλου μέρους της καθίζησης με την επιστροφή του θεμελίου σε μηδενική στροφή.

Γίνεται φανερό από τα παραπάνω, ότι υπάρχει έντονη εξάρτηση της απόκρισης του συστήματος από το πλάτος φόρτισης. Το να αποφανθεί κανείς για το εύρος εκείνο των συντελεστών ασφαλείας, για το οποίο ο ανελαστικός σχεδιασμός των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων οδηγεί σε μικρές σχετικά παραμένουσες καθιζήσεις είναι μια δύσκολη υπόθεση, καθώς αυτό εξαρτάται άμεσα από το πλάτος φόρτισης. Για παράδειγμα, ενώ το πολύ ελαφριά φορτισμένο σύστημα $FS_V = 14$ μοιάζει ιδανικό για σχετικά μικρά ή μεσαία πλάτη στροφής, εμφανίζει σημαντική ανύψωση σε μεγαλύτερα πλάτη φόρτισης, γεγονός που μπορεί να θέσει σε κίνδυνο την κατασκευή. Γενικά μπορεί να ειπωθεί ότι συντελεστές ασφαλείας της τάξεως του 5 παρουσιάζουν μια αρκετά καλή συμπεριφορά σε ότι αφορά τις καθιζήσεις σε όλο το εύρος των εξεταζόμενων γωνιών στροφής.

Η σημασία της αλληλουχίας των παλμών της φόρτισης

Από τα μέχρι τώρα αναφερθέντα είναι σαφές ότι η αλληλουχία των παλμών της φόρτισης παίζει σημαντικό ρόλο στην απόκριση της θεμελίωσης. Όταν έχει προηγηθεί ένας κύκλος φόρτισης, ο οποίος έχει παραμορφώσει πλαστικά το έδαφος, ο αμέσως επόμενος κύκλος θα ακολουθήσει μια πορεία που αποκλίνει αρκετά από την μονοτονική καμπύλη μέχρις ότου φτάσει (εάν φτάσει) κοντά στη γωνία στροφής του προηγούμενου κύκλου, οπότε και ενεργοποιούνται οι εγκάρσιες ωθήσεις του παραμορφωμένου εδαφικού μετώπου· από εκεί και έπειτα ακολουθεί περίπου την πορεία της μονοτονικής καμπύλης. Ένα παράδειγμα που καταδεικνύει τη σημασία της αλληλουχίας της φόρτισης εξετάζεται στην παρούσα παράγραφο. Συγκεκριμένα μελετάται το σύστημα εγκιβωτισμένης θεμελίωσης με συντελεστή ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση $FS_v = 3$, το οποίο υποβάλλεται στην οριζόντια ανακυκλική φόρτιση του **Σχήματος 4.30**. Η φόρτιση περιλαμβάνει έναν κύκλο πλάτους 0.1 rad, ο οποίος ακολουθείται από τρεις κύκλους μικρότερου πλάτους 0.02 rad. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης σε όρους ροπής – στροφής και καθίζησης – στροφής δίνονται στο **Σχήμα 4.31**. Είναι φανερό ότι η απόκριση του συστήματος μετά τον πρώτο κύκλο φόρτισης, αποκλίνει εντελώς από αυτήν που θα αναμέναμε έχοντας ως οδηγό την αντίστοιχη απόκριση σε μονοτονική φόρτιση. Η ροπή διαρροής και ο βρόχος υστέρησης του συστήματος είναι σημαντικά μειωμένοι, ενώ οι καθιζήσεις συσσωρεύονται με πολύ πιο αργό ρυθμό από αυτόν που η μονοτονική καμπύλη υπαγορεύει.

Σύνοψη

Συνοψίζοντας τα αναφερθέντα σχετικά με την απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων ($D/B = 1$) σε εγκάρσια ανακυκλική φόρτιση μπορούν να παρατηρηθούν τα εξής :

- Η ανακυκλική συμπεριφορά των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων δεν μπορεί να προβλεφθεί από την αντίστοιχη συμπεριφορά των επιφανειακών θεμελιώσεων, ούτε από την μονοτονική φόρτιση, καθώς οι μηχανισμοί που διέπουν την απόκριση είναι εντελώς διαφορετικοί.

- Η έντονα ανελαστική απόκριση του εδάφους, ακόμα και στην περίπτωση των ελαφριά φορτισμένων συστημάτων, συνεπάγεται υψηλές παραμένουσες στροφές μετά την αποφόρτιση.
- Οι βρόχοι ροπής – στροφής του θεμελίου σχηματίζουν ένα ιδιαίτερο σχήμα εξαιτίας της απώλειας επαφής μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους (*gapping effect*), διατηρώντας ωστόσο επαρκές μέγεθος ώστε να καταναλώνουν μεγάλες ποσότητες ενέργειας.
- Σε μικρά πλάτη στροφής, όλα τα συστήματα ανεξαρτήτως του στατικού συντελεστή ασφαλείας αποκρίνονται συσσωρεύοντας καθίζηση σε κάθε κύκλο φόρτισης. Ωστόσο, ο ρυθμός συσσώρευσης των καθιζήσεων μειώνεται με τον αριθμό των κύκλων.
- Σε μεγάλα πλάτη στροφής, ελαφριά φορτισμένα συστήματα αποκρίνονται με ανύψωση, εξαιτίας της ενίσχυσης ή διαστολής του εδάφους κάτω από το θεμέλιο. Ομοίως, η παραμένουσα καθίζηση βαριά φορτισμένων συστημάτων μειώνεται στα μεγάλα πλάτη φόρτισης, εξαιτίας ενός μηχανισμού αναίρεσης των καθιζήσεων κατά την επιστροφή του θεμελίου στη θέση μηδενικής στροφής.
- Η ακριβής αλληλουχία των παλμών της φόρτισης παίζει καθοριστικό ρόλο στη απόκριση του συστήματος, ακόμα και για στατικές συνθήκες φόρτισης.

4.3.3 Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης

Προκειμένου να αξιολογηθεί η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στην ανακυκλική απόκριση της κατασκευής, παρουσιάζονται εδώ τα αποτελέσματα από αναλύσεις ανακυκλικής εγκάρσιας φόρτισης σε συστήματα με σταδιακά αυξανόμενο βαθμό εγκιβωτισμού $D/B = 0, 0.2, 0.5$ και 1 . Επιβάλλεται η φόρτιση του **Σχήματος 4.12**, όπως αυτή περιγράφεται στο εδάφιο 4.3.1, ενώ εξετάζονται δύο περιπτώσεις κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας $FS_V = 5$ και 2 , που αντιπροσωπεύουν, κατά τα γνωστά, ένα ελαφριά και ένα βαριά φορτισμένο σύστημα αντίστοιχα. Στα **Σχήματα 4.32 – 4.35** απεικονίζονται τα διαγράμματα ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού D/B , όπως αυτά προέκυψαν από τις παραπάνω αναλύσεις. Ακόμα, στο **Σχήμα 4.36** απεικονίζεται το διάγραμμα της πρόσθετης ανά κύκλο

παραμένουσας καθίζησης συναρτήσει του πλάτους στροφής, για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού.

Η διάκριση στην απόκριση μεταξύ ρηχά και βαθιά εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων επιβεβαιώνεται και στην ανακυκλική φόρτιση. Σε όρους ροπής – στροφής, το ρηχά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B = 0.2$) έχει συμπεριφορά παρόμοια με αυτήν του επιφανειακού θεμελίου, με κύρια χαρακτηριστικά την προοδευτική υποβάθμιση της δυσκαμψίας και τις μικρές παραμένουσες στροφές στην περίπτωση $FS_V = 5$, και ένα πιο στρόγγυλο σχήμα με συσσώρευση υπεραντοχών και διογκωμένους βρόχους υστέρησης στην περίπτωση $FS_V = 2$. Καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, το “*gapping effect*” αρχίζει να αποτυπώνεται στη μορφή των βρόχων ροπής – στροφής με την απότομη αύξηση της ροπής στα άκρα κάθε βρόχου. Στο μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 0.5$ διατηρείται ένας υποτυπώδης μηχανισμός *αυτοεπαναφοράς* στα ελαφριά φορτισμένα συστήματα, μειώνοντας ελαφρώς τις παραμένουσες στροφές. Το δε βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 2$) διατηρεί τα κύρια χαρακτηριστικά του βαθιά εγκιβωτισμένου θεμελίου $D/B = 1$ με μεγάλους βρόχους υστέρησης και υψηλές παραμένουσες στροφές.

Σε όρους καθίζησης – στροφής και χρονοϊστορίας καθίζησης, το ρηχά εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($D/B = 0.2$) αποκρίνεται κατά όμοιο και πάλι τρόπο με το επιφανειακό· δηλαδή, με έντονο ανασήκωμα στην περίπτωση $FS_V = 5$ και βύθιση στην περίπτωση $FS_V = 2$, ακολουθώντας περίπου την πορεία της μονοτονικής καμπύλης. Σε κάθε κύκλο φόρτισης συσσωρεύεται καθίζηση τόσο για το ελαφριά όσο και για το βαριά φορτισμένο σύστημα, η οποία μάλιστα αυξάνεται με την αύξηση του πλάτους στροφής (βλ. **Σχήμα 4.36**). Αντίθετα, σε βαθύτερα εγκιβωτισμένα θεμέλια ($D/B \geq 0.5$) με $FS_V = 5$, παρά την αρχική παραμένουσα καθίζηση στις μικρές γωνίες στροφής, η πρόσθετη ανά κύκλο κατακόρυφη μετακίνηση φτάνει σε θετικές τιμές στους κύκλους φόρτισης πλάτους 0.04 και 0.08 rad (βλ. **Σχήμα 4.36**), μειώνοντας έτσι σημαντικά την τελική παραμένουσα καθίζηση. Στην περίπτωση $FS_V = 2$, η απόκριση κυριαρχείται από βύθιση και συσσώρευση παραμενουσών καθιζήσεων με ρυθμό, ωστόσο, σαφώς μικρότερο σε σύγκριση με τα ρηχά εγκιβωτισμένα θεμέλια. Τελικά, τα βαθιά εγκιβωτισμένα θεμέλια ($D/B = 0.5$ και 1) καταλήγουν με μικρότερη παραμένουσα καθίζηση στο τέλος της φόρτισης και στις δύο περιπτώσεις κατακόρυφων συντελεστών ασφαλείας. Το αποτέλεσμα αυτό αφορά τη συγκεκριμένη φόρτιση και δε μπορεί να γενικευτεί, καθώς η απόκριση του συστήματος εξαρτάται άμεσα από το πλάτος και την

αλληλουχία των παλμών της φόρτισης. Αυτό που εξάγεται ως χρήσιμο συμπέρασμα, σε ότι αφορά τις παραμένουσες καθιζήσεις, είναι ότι οι βαθιά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις πλεονεκτούν γενικά έναντι των ρηχών στις μεγάλες γωνίες στροφής, σε αντίθεση με ότι δηλώνει το αντίστοιχο διάγραμμα της μονοτονικής φόρτισης (βλ. **Σχήμα 4.10**).

4.4 Η επιρροή του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής

4.4.1 Γενικότητες

Ο λόγος λυγηρότητας της ανωδομής H/B είναι ένας από τους κύριους παράγοντες που ελέγχουν την απόκριση του συστήματος. Ειδικότερα, ο λόγος λυγηρότητας καθορίζει το λόγο ροπής προς τέμνουσα (M/QB) που μεταφέρεται στο επίπεδο της θεμελίωσης και επομένως τον τρόπο με τον οποίο αυτή θα αποκριθεί, ενώ ταυτόχρονα επηρεάζει την τιμή της πρόσθετης ροπής που προκαλείται από την οριζόντια μετακίνηση του κέντρου βάρους της ανωδομής (φαινόμενα $P - \delta$). Γενικά, όπως θα δούμε και στη συνέχεια, η αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής αυξάνει την κυριαρχία του λικνισμού στην απόκριση, ενώ ταυτόχρονα ενισχύει το ρόλο των φαινομένων $P - \delta$.

Όλες οι προηγούμενες αναλύσεις διεξήχθησαν σε συστήματα με λόγο λυγηρότητας $H/B = 1$ (βλ. **Σχήμα 2.1β**), ωστόσο η χρήση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αναφέρεται συχνά σε πιο υψίκορμες κατασκευές, όπως είναι τα βάθρα γεφυρών, οι κατασκευές ανοικτής θαλάσσης, κα. 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, παρουσιάζονται στη συνέχεια τα αποτελέσματα πρόσθετων αναλύσεων μονοτονικής και ανακυκλικής εγκάρσιας φόρτισης, που διεξήχθησαν σε συστήματα επιφανειακών ($D/B = 0$) και εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων ($D/B = 1$) με λόγο λυγηρότητας της ανωδομής $H/B = 3$.

4.4.2 Επιφανειακές θεμελιώσεις ($D/B = 0$)

Στο **Σχήμα 4.37** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων της μονοτονικής εγκάρσιας φόρτισης σε όρους ροπής – στροφής και καθίζησης – στροφής για ένα ελαφριά ($FS_v = 5$) και ένα βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 2$) λόγου λυγηρότητας $H/B = 3$, συγκρινόμενα με τα αποτελέσματα των αντίστοιχων συστημάτων με λόγο λυγηρότητας $H/B = 1$. Σε όρους ροπής – στροφής, για δεδομένο κατακόρυφο συντελεστή ασφαλείας FS_v , η αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής H/B συνεπάγεται αύξηση της ροπής αντοχής M_u του συστήματος και μείωση της οριακής στροφής ανατροπής του ϑ_u . Σύμφωνα με τα όσα έχουν αναφερθεί στο κεφάλαιο 3, η αύξηση της ροπής αντοχής με την αύξηση του λόγου λυγηρότητας είναι αναμενόμενη, ωστόσο το μέγεθος αυτής είναι εδώ μειωμένο εξαιτίας των φαινομένων $P - \delta$. Η δράση των τελευταίων ενισχύεται με τη μείωση του συντελεστή ασφαλείας και την αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής, φτάνοντας σε σημείο να απομειώνει τη ροπή αντοχής ακόμα και σε ποσοστό που ξεπερνά το 70% [Kourkoulis et al., 2011].

Ιδιαίτερου ενδιαφέροντος είναι η μείωση της πλαστιμότητας του συστήματος. Συγκεκριμένα, ο δείκτης πλαστιμότητας της υψίκορμης κατασκευής ($H/B = 3$) ισούται με $\mu_\vartheta = \vartheta_u/\vartheta_y = 0.19/0.0097 \approx 20$ έναντι 35 της κοντόκορμης κατασκευής ($H/B = 1$) για το ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 5$), και $\mu_\vartheta = \vartheta_u/\vartheta_y = 0.11/0.014 \approx 8$ έναντι 24 για το βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 2$). Αυτή η μείωση της οριακής στροφής ανατροπής του συστήματος με την αύξηση του λόγου λυγηρότητας αποδίδεται κατά κύριο λόγο στην αύξηση της επιρροής των φαινομένων $P - \delta$.

Σε όρους καθίζησης – στροφής, η υψίκορμη κατασκευή ($H/B = 3$) αποκρίνεται με μεγαλύτερο ανασήκωμα σε σύγκριση με την κοντόκορμη κατασκευή ($H/B = 1$) στην περίπτωση $FS_v = 5$, ενώ καθιζάνει λιγότερο στην περίπτωση $FS_v = 2$. Μάλιστα, η απόκλιση στις τιμές της κατακόρυφης μετακίνησης μεταξύ των δύο συστημάτων αυξάνεται με την αύξηση της γωνίας στροφής. Αυτή η τάση για μείωση των καθιζήσεων με την αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής εξηγείται στο **Σχήμα 4.38**, όπου απεικονίζονται χαρακτηριστικά στιγμιότυπα των διανυσμάτων μετατόπισης και των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους, για τα διάφορα εξεταζόμενα συστήματα, κατά τη μεταπλαστική φάση της απόκρισης ($\vartheta = 0.08$ rad). Στην περίπτωση του κοντόκορμου

συστήματος παρατηρείται ένας υβριδικός μηχανισμός αστοχίας που συνδυάζει οριζόντια μετακίνηση και στροφή. Αντίθετα, στο υψίκορμο σύστημα η ροπή ανατροπής δεσπόζει έναντι της τέμνουσας οδηγώντας σε έναν πιο καθαρό περιστροφικό μηχανισμό αστοχίας, που εκφράζεται με την μετατόπιση προς τα άνω του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου.

Στα **Σχήμα 4.39** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης ανακυκλικής εγκάρσιας φόρτισης σε όρους ροπής – στροφής, καθίζησης – στροφής και “χρονοϊστορίας” καθίζησης για το ελαφριά ($FS_V = 5$) και το βαριά ($FS_V = 2$) φορτισμένο υψίκορμο σύστημα ($H/B = 3$). Το πρωτόκολλο φόρτισης που εφαρμόζεται στην κατασκευή είναι και πάλι αυτό του **Σχήματος 4.12** (βλ. εδάφιο 4.3.1). Παρατηρείται ότι για έναν δεδομένο στατικό συντελεστή ασφαλείας, συστήματα με μεγάλο λόγο λυγηρότητας υφίστανται μικρότερη παραμένουσα καθίζηση από ότι συστήματα με μικρό σχετικά λόγο λυγηρότητας. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι η αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής από 1 σε 3 συνεπάγεται μείωση των παραμενουσών καθιζήσεων κατά 70% στην περίπτωση $FS_V = 5$ και μείωση κατά 43% στην περίπτωση $FS_V = 2$.

Σε όρους ροπής – στροφής, ενδιαφέρον παρουσιάζει η αύξηση των υπεραντοχών του βαριά φορτισμένου συστήματος ($FS_V = 2$) με την αύξηση του λόγου λυγηρότητας H/B . Η αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής ενισχύει τη δράση των φαινομένων $P - \delta$ οδηγώντας τελικά σε αυξημένη συσσώρευση υπεραντοχών με την ανακύκλιση. Γίνεται κατανοητό εδώ ότι ο ρόλος των φαινομένων $P - \delta$ είναι στην ουσία διττός : αφενός απομειώνει τη μονοτονική ροπή αντοχής του συστήματος, αφετέρου είναι ο ίδιος υπεύθυνος για την παρατηρούμενη συσσώρευση υπεραντοχών κατά την ανακυκλική φόρτιση. Με λίγα λόγια, ο επιζήμιος ρόλος των φαινομένων $P - \delta$ στη μονοτονική φόρτιση αντιστρέφεται πλήρως στην ανακυκλική.

4.4.3 Εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 1$)

Στο **Σχήμα 4.40** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής – στροφής και καθίζησης – στροφής που προέκυψαν από τη μονοτονική εγκάρσια φόρτιση συστημάτων εγκιβωτισμένης

θεμελίωσης $D/B = 1$ με λόγο λυγηρότητας της ανωδομής $H/B = 1$ και 3, για δύο χαρακτηριστικούς κατακόρυφους συντελεστές ασφαλείας $FS_V = 14$ και 3.

Σε όρους ροπής – στροφής, παρατηρείται μια σημαντική αύξηση της ροπής αντοχής του συστήματος με την αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής. Επιπλέον σημαντική είναι η επίδραση της αύξησης του λόγου λυγηρότητας στην ταχεία μείωση της ροπής ανατροπής που παρατηρείται στο βαριά φορτισμένο υψίκορμο σύστημα ($FS_V = 3$, $H/B = 3$) μετά τη διαρροή. Αντίθετα, στο πολύ ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_V = 14$) η αύξηση του λόγου H/B δεν προκαλεί αντίστοιχη μείωση της ροπής ανατροπής λόγω της πολύ μικρής μάζας της ανωδομής. Κατά αναλογία με ότι συμβαίνει στο επιφανειακό θεμέλιο, η αύξηση του λόγου λυγηρότητας H/B και η μείωση του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας FS_V επιδεινώνουν την μεταπλαστική συμπεριφορά του συστήματος, εξαιτίας της ενισχυμένης δράσης των φαινομένων $P - \delta$. Σε κάθε περίπτωση πάντως, η φθίνουσα τάση της ροπής μετά τη διαρροή δε θέτει σε κίνδυνο την κατασκευή, καθώς η διαθέσιμη πλαστιμότητα του συστήματος, ακόμα και στο βαριά φορτισμένο υψίκορμο σύστημα, παραμένει πρακτικά άπειρη.

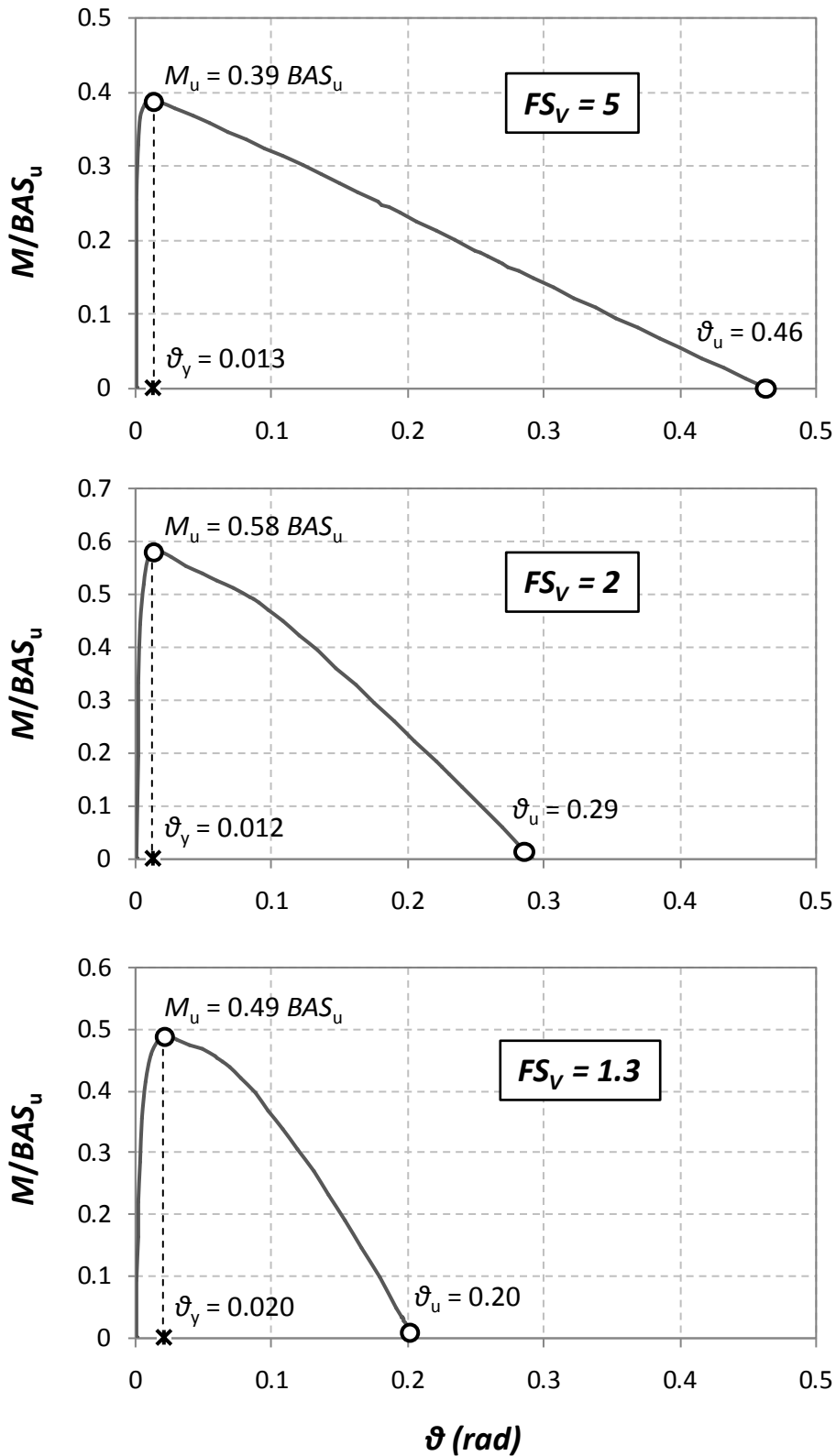
Ενδιαφέρον παρουσιάζει η απόκριση των συστημάτων σε όρους καθίζησης – στροφής. Σε ότι αφορά τα ελαφριά φορτισμένα συστήματα ($FS_V = 14$), το κοντόκορμο σύστημα ($H/B = 1$) αποκρίνεται με ελαφρώς μεγαλύτερο ανασήκωμα από ότι το υψίκορμο ($H/B = 3$), ενώ στα βαριά φορτιζόμενα συστήματα ($FS_V = 3$) τα διαγράμματα καθίζησης – στροφής ταυτίζονται σχεδόν απόλυτα. Στο **Σχήμα 4.41** απεικονίζονται στιγμιότυπα των διανυσμάτων μετατόπισης και των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους κατά τη μεταπλαστική φάση της απόκρισης ($\vartheta = 0.08$ rad). Η μετάβαση από το σύστημα με λόγο λυγηρότητας $H/B = 1$ στο σύστημα με λόγο λυγηρότητας $H/B = 3$ δε συνοδεύεται παρά με μικρή αλλαγή στο πεδίο των μετατοπίσεων και των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους, η οποία εκφράζεται με τη μικρή προς τα άνω μετατόπιση του στιγμιαίου πόλου περιστροφής του θεμελίου. Οι αυξημένες εγκάρσιες εδαφικές ωθήσεις φαίνεται ότι αποτρέπουν την ολισθητική απόκριση του θεμελίου, με αποτέλεσμα την κυριαρχία του λικνισμού ακόμα και σε κοντόκορμες σχετικά κατασκευές.

Τέλος, στο **Σχήμα 4.42** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων της ανακυκλικής οριζόντιας φόρτισης του **Σχήματος 4.12** για τα διάφορα εξεταζόμενα συστήματα. Σε όρους

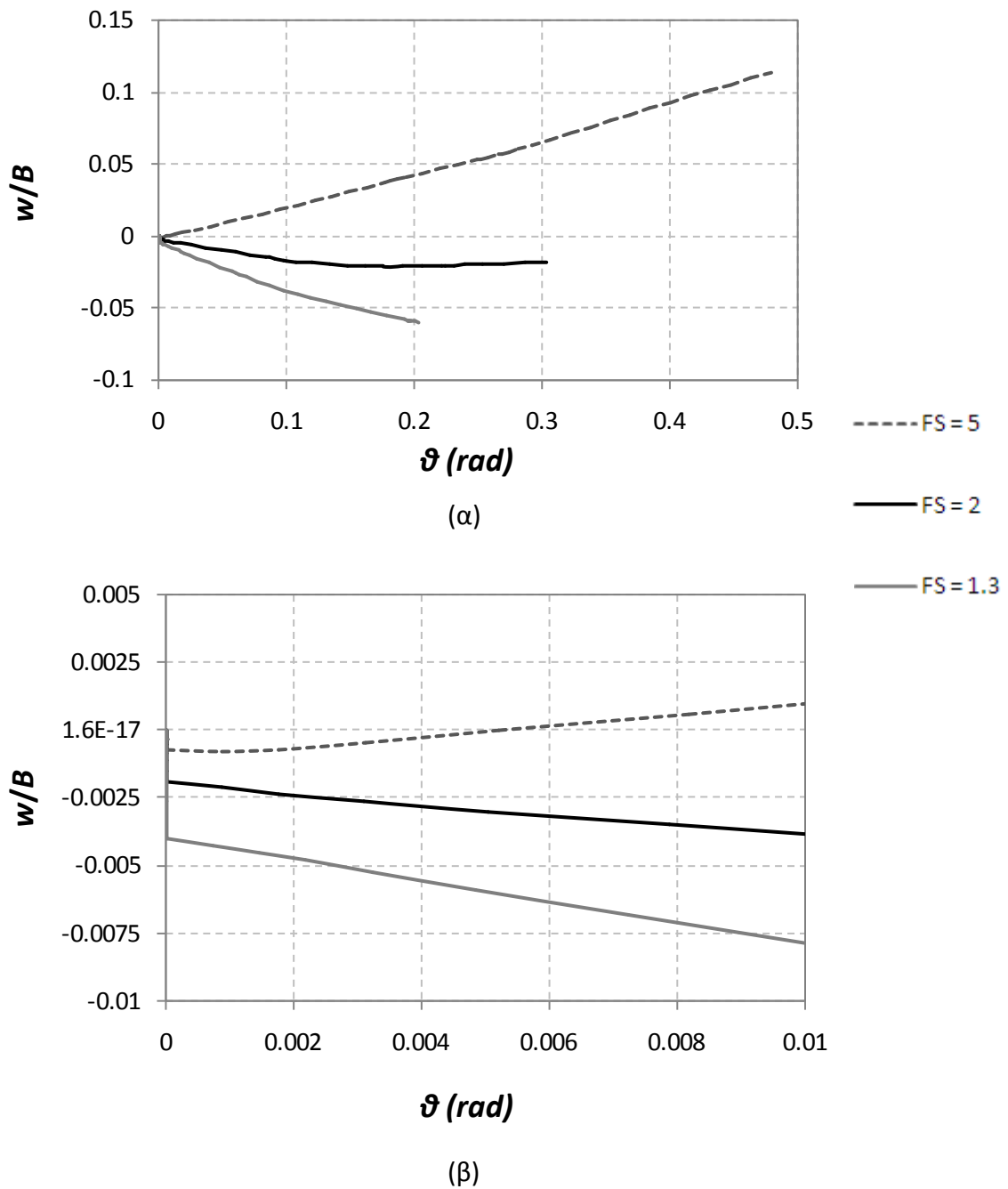
ροπής – στροφής, υψίκορμα συστήματα αποκρίνονται σχηματίζοντας μεγαλύτερους βρόχους υστέρησης σε σύγκριση με τα αντίστοιχα κοντόκορμα. Χαρακτηριστικά δε, αποτυπώνεται η αυξημένη επιρροή των φαινομένων $P - \delta$ στο βρόχο του βαριά φορτισμένου υψίκορμου συστήματος ($FS_v = 3, H/B = 3$), με τη συνεχώς αυξανόμενη ροπή διαρροής και την υπέρβαση της μονοτονικής καμπύλης. Κατά τα λοιπά, οι υψηλές παραμένουσες στροφές παραμένουν ως το κύριο μειονέκτημα των βρόχων ροπής – στροφής του εγκιβωτισμένου θεμελίου. Σε όρους καθίζησης – στροφής, η αύξηση της λυγηρότητας της κατασκευής συνεπάγεται μείωση της τελικής παραμένουσας ανύψωσης κατά 19% για το ελαφριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 14$) και της καθίζησης σε ποσοστό 3.5% για το βαριά φορτισμένο σύστημα ($FS_v = 3$). Φαίνεται λοιπόν ότι, σε ότι αφορά τις παραμένουσες κατακόρυφες παραμορφώσεις, η αύξηση της λυγηρότητας της κατασκευής είναι πολύ ευνοϊκή στις επιφανειακές θεμελιώσεις, ενώ μικρή είναι η επίδραση της στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις.

Κεφάλαιο 4 : Σχήματα

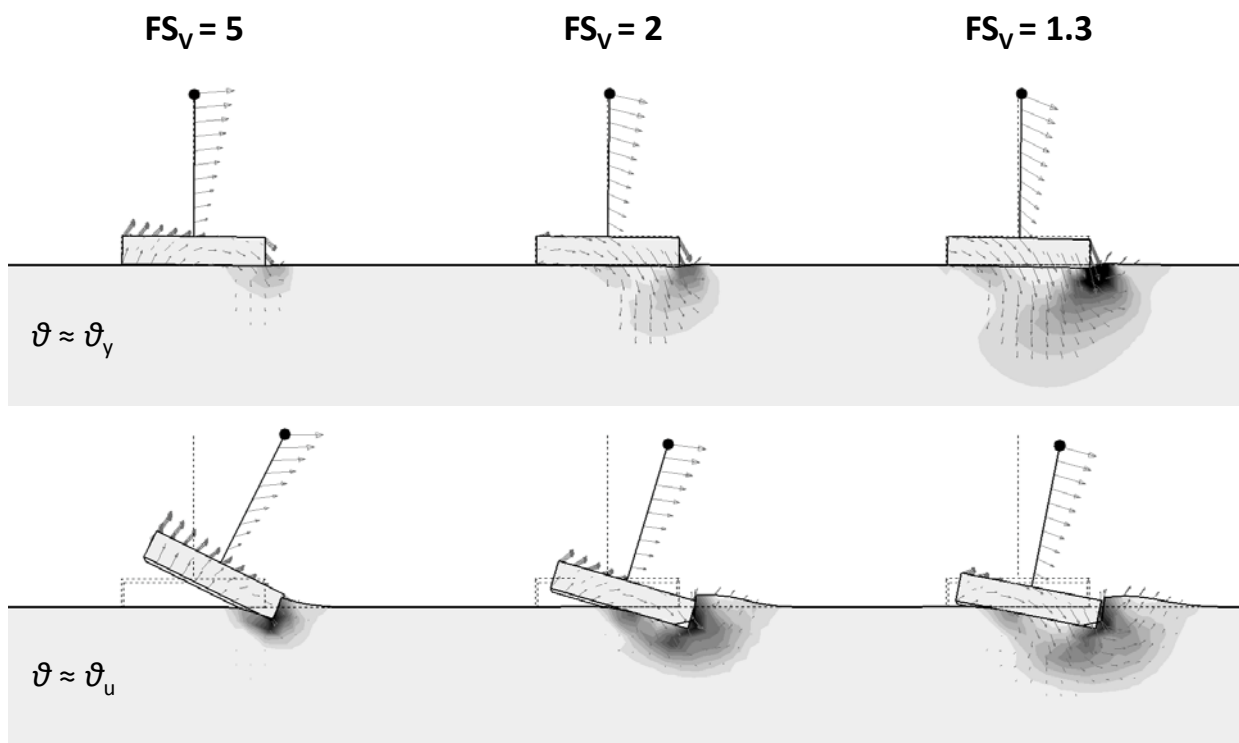
Ανελαστική Στατική Ανάλυση Οριζόντιας Φόρτισης



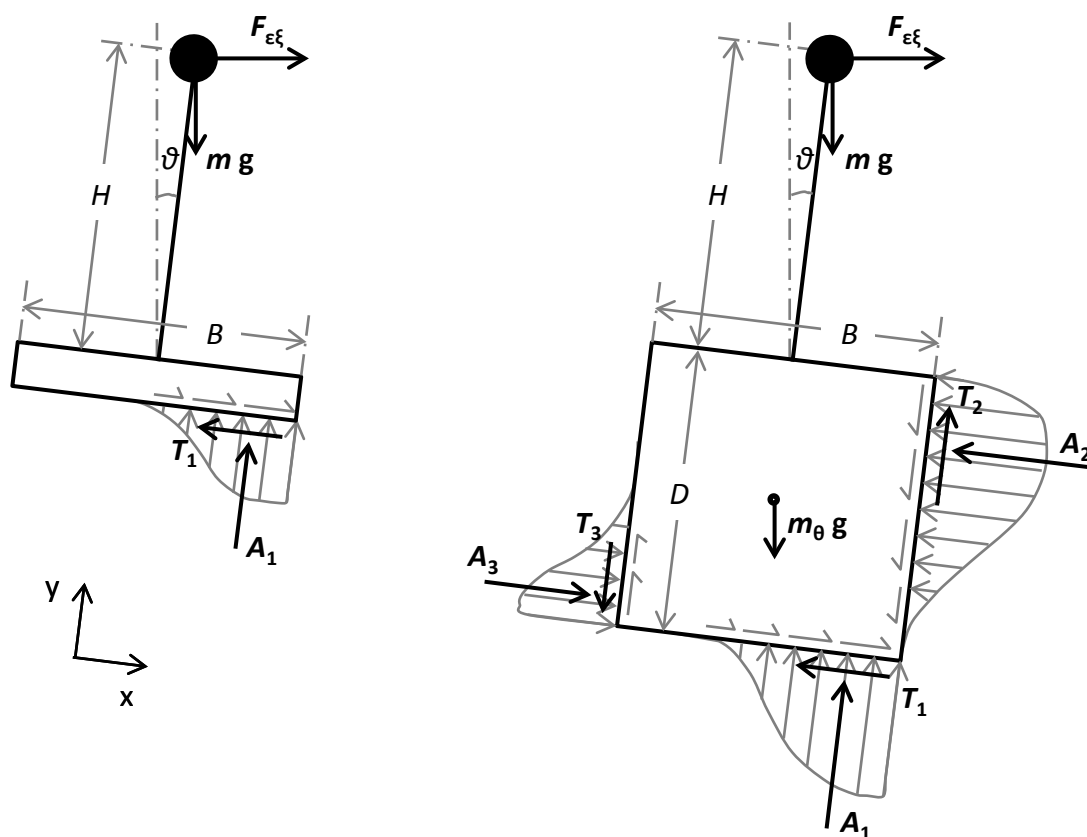
Σχήμα 4.1 Αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής επιφανειακού θεμελίου υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση.



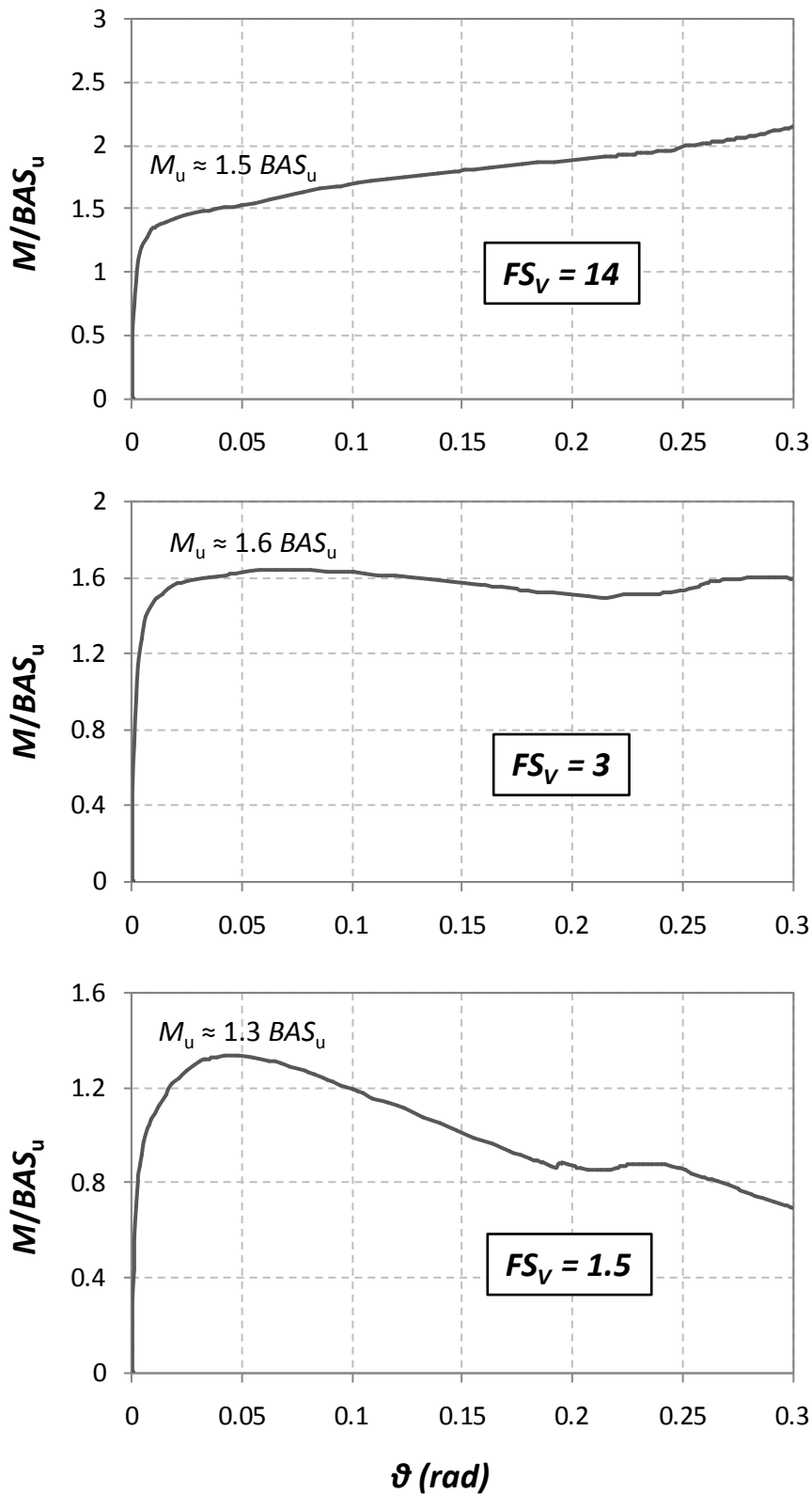
Σχήμα 4.2 Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης – στροφής επιφανειακού θεμελίου υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση : (α) γενικό διάγραμμα καθίζησης – στροφής (β) μεγέθυνση στην περιοχή των μικρών γωνιών στροφής.



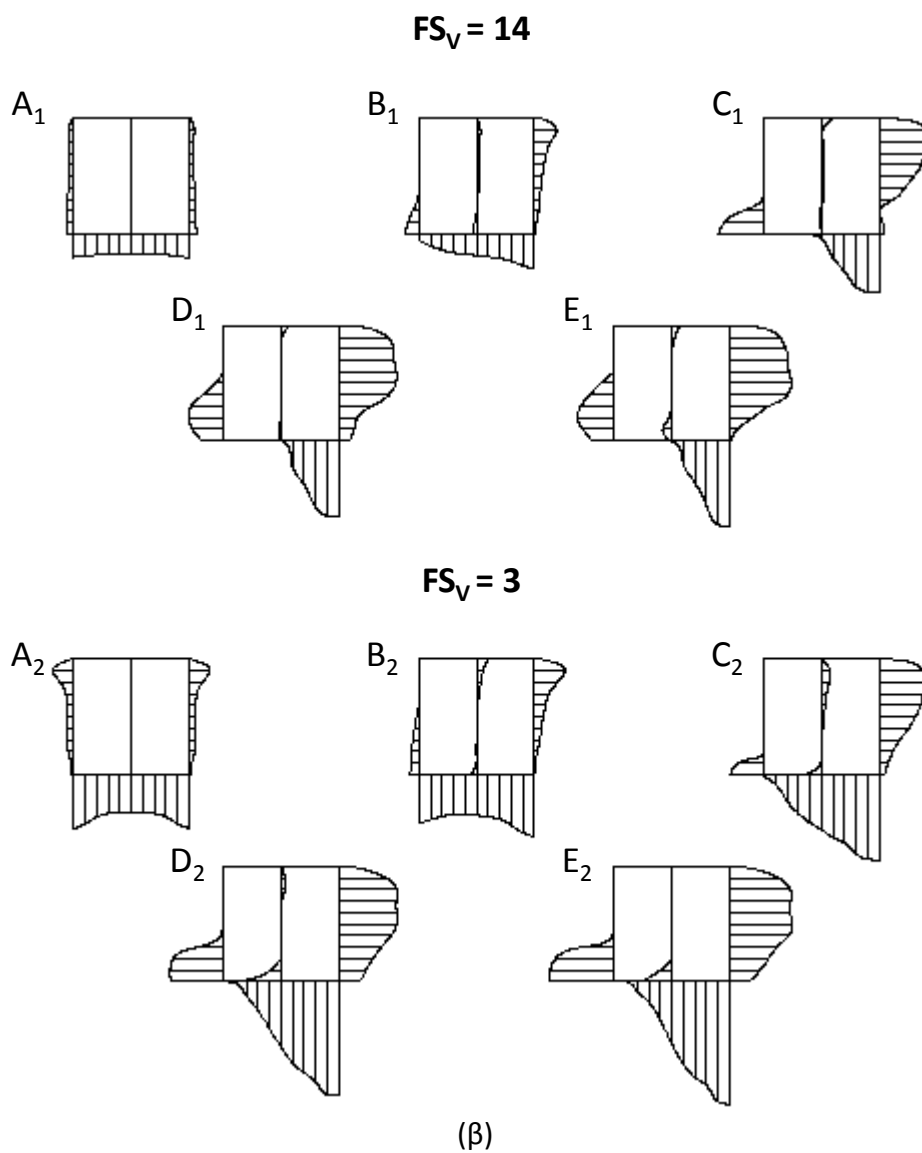
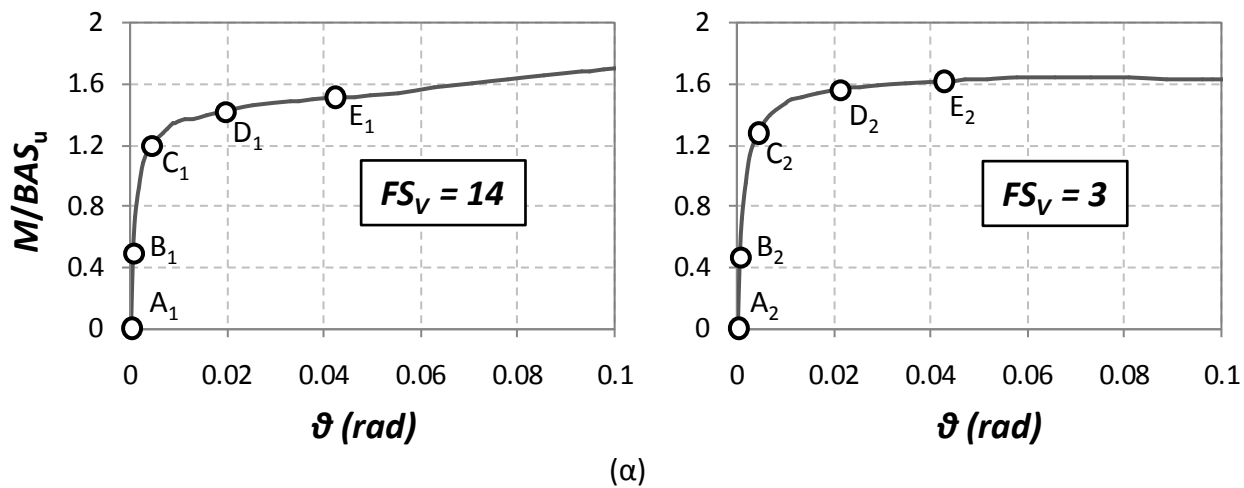
Σχήμα 4.3 Οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους τη στιγμή της αστοχίας ϑ_v και τη στιγμή της ανατροπής ϑ_u : σύγκριση μεταξύ συστημάτων με διαφορετικό στατικό συντελεστή ασφαλείας FS_V .



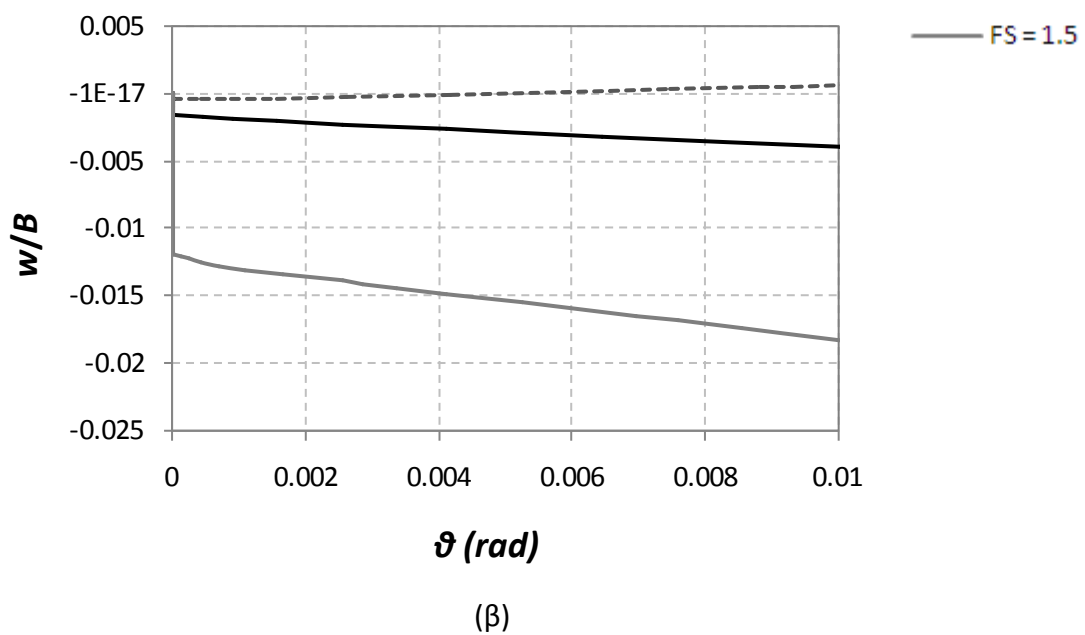
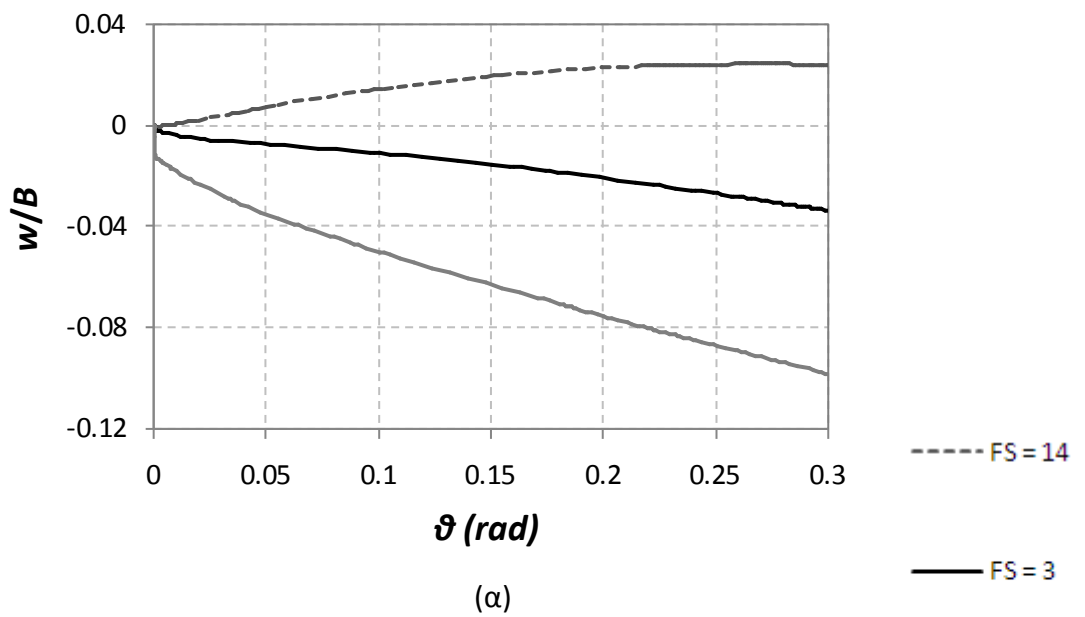
Σχήμα 4.4 Σκαρίφημα των διαγραμμάτων ελεύθερου σώματος συστημάτων επιφανειακής και εγκιβωτισμένης θεμελίωσης υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση.



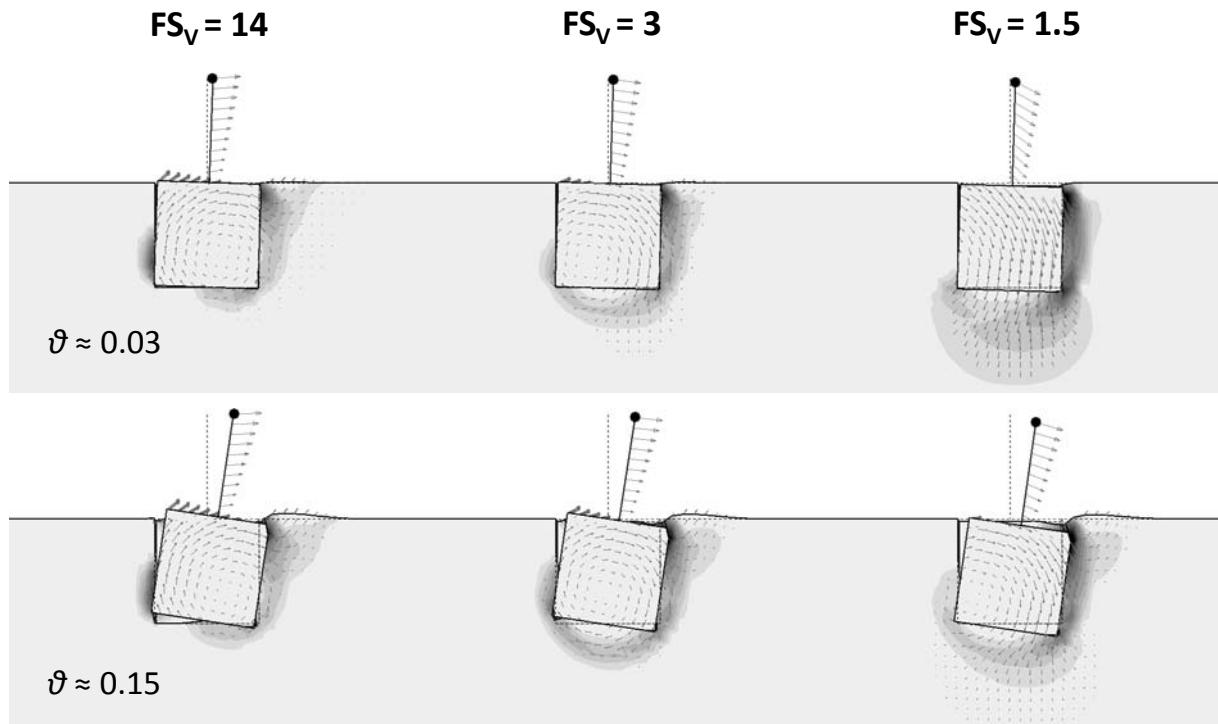
Σχήμα 4.5 Αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής εγκιβωτισμένου θεμελίου ($D/B = 1$) υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση.



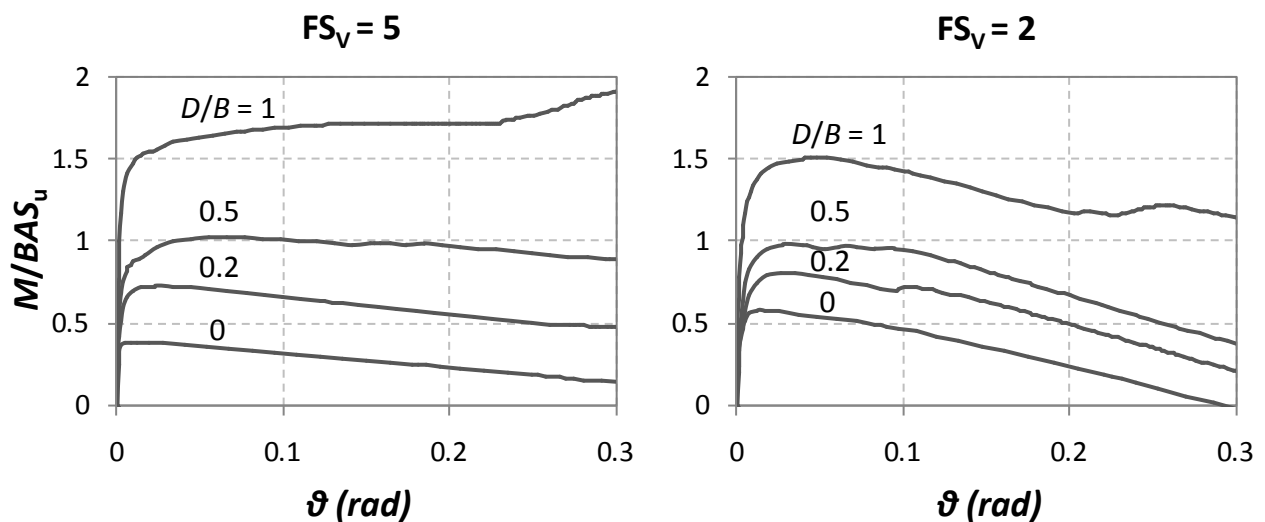
Σχήμα 4.6 Ποιοτική απεικόνιση της εξέλιξης των τάσεων στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους, (α) σημεία αναφοράς των κατανομών τάσεων (β) κατανομές τάσεων.



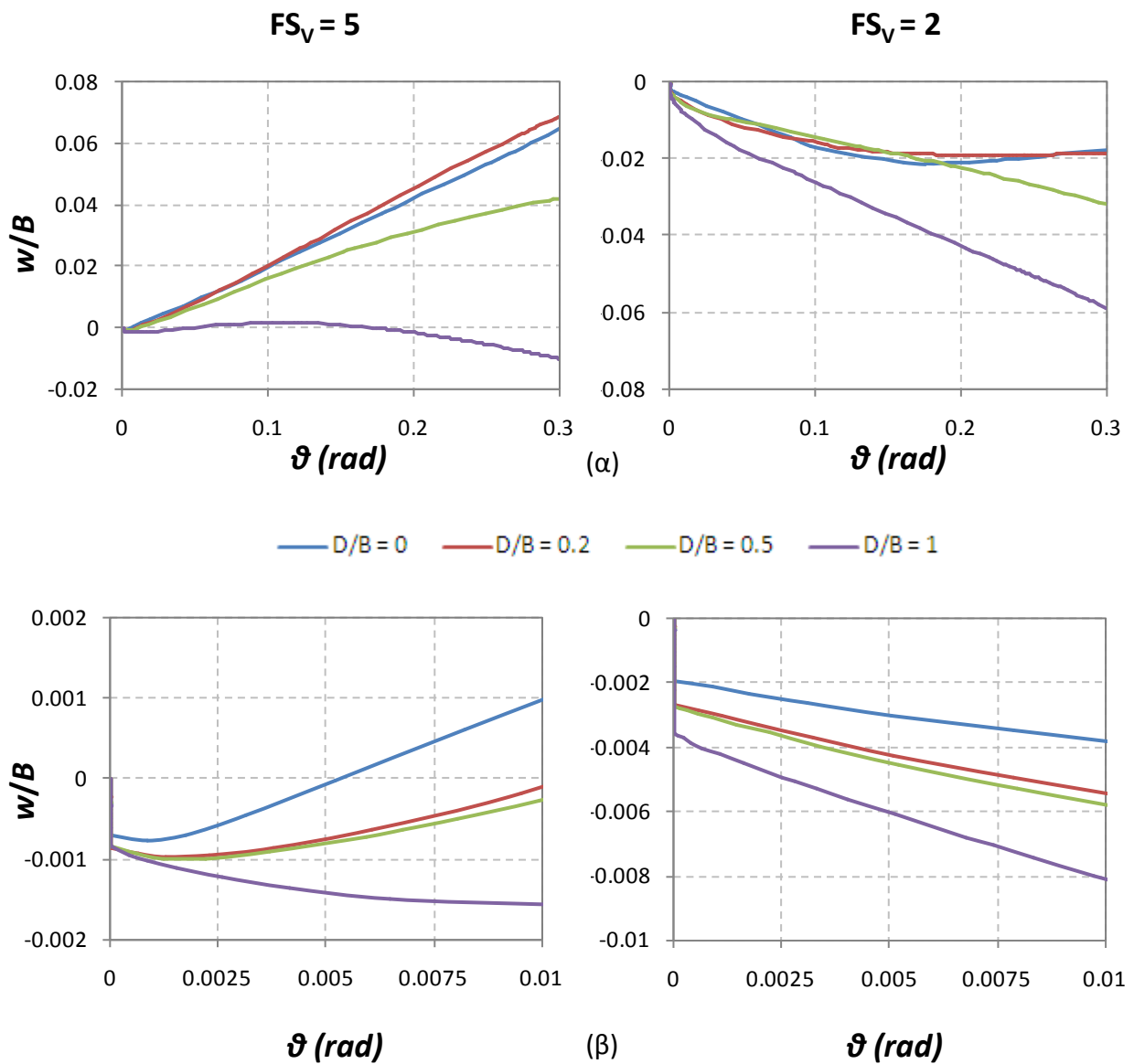
Σχήμα 4.7 Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης – στροφής εγκιβωτισμένου θεμελίου ($D/B = 1$) υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση : (α) γενικό διάγραμμα καθίζησης – στροφής (β) μεγέθυνση στην περιοχή των μικρών γωνιών στροφής.



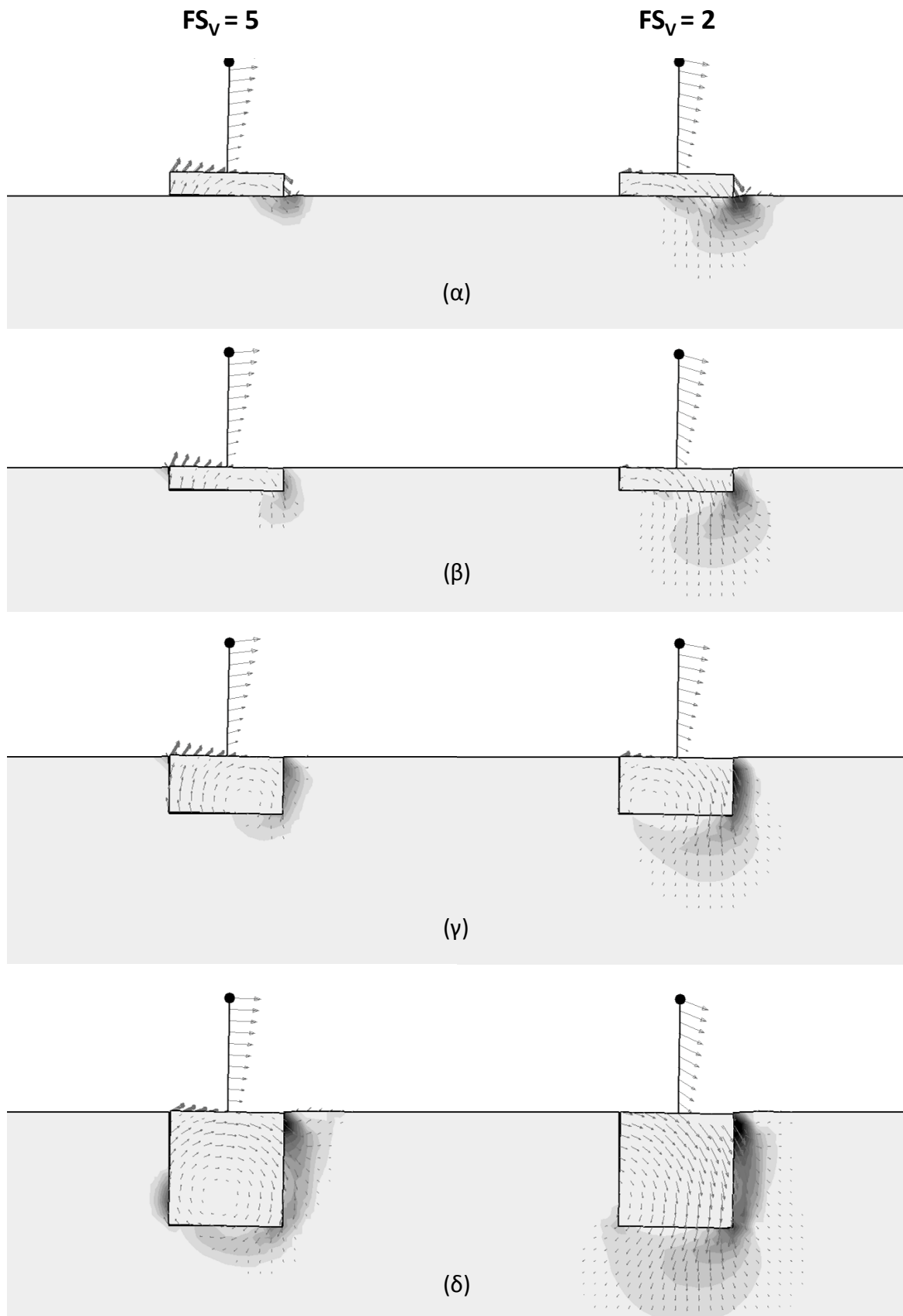
Σχήμα 4.8 Οι πλαστικές παραμορφώσεις του εδάφους σε δύο χαρακτηριστικές τιμές της γωνίας στροφής : $\vartheta = 0.03$ και 0.15 rad : σύγκριση μεταξύ συστημάτων με διαφορετικό στατικό συντελεστή ασφαλείας FS_V .



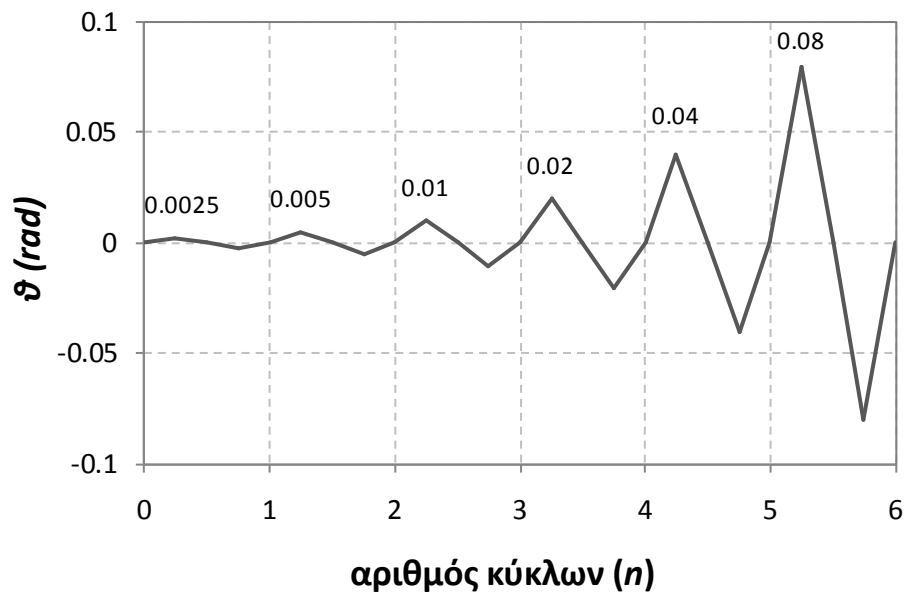
Σχήμα 4.9 Αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής θεμελιώσεων διαφόρων βαθμών εγκιβωτισμού ($D/B = 0, 0.2, 0.5$ και 1) υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση.



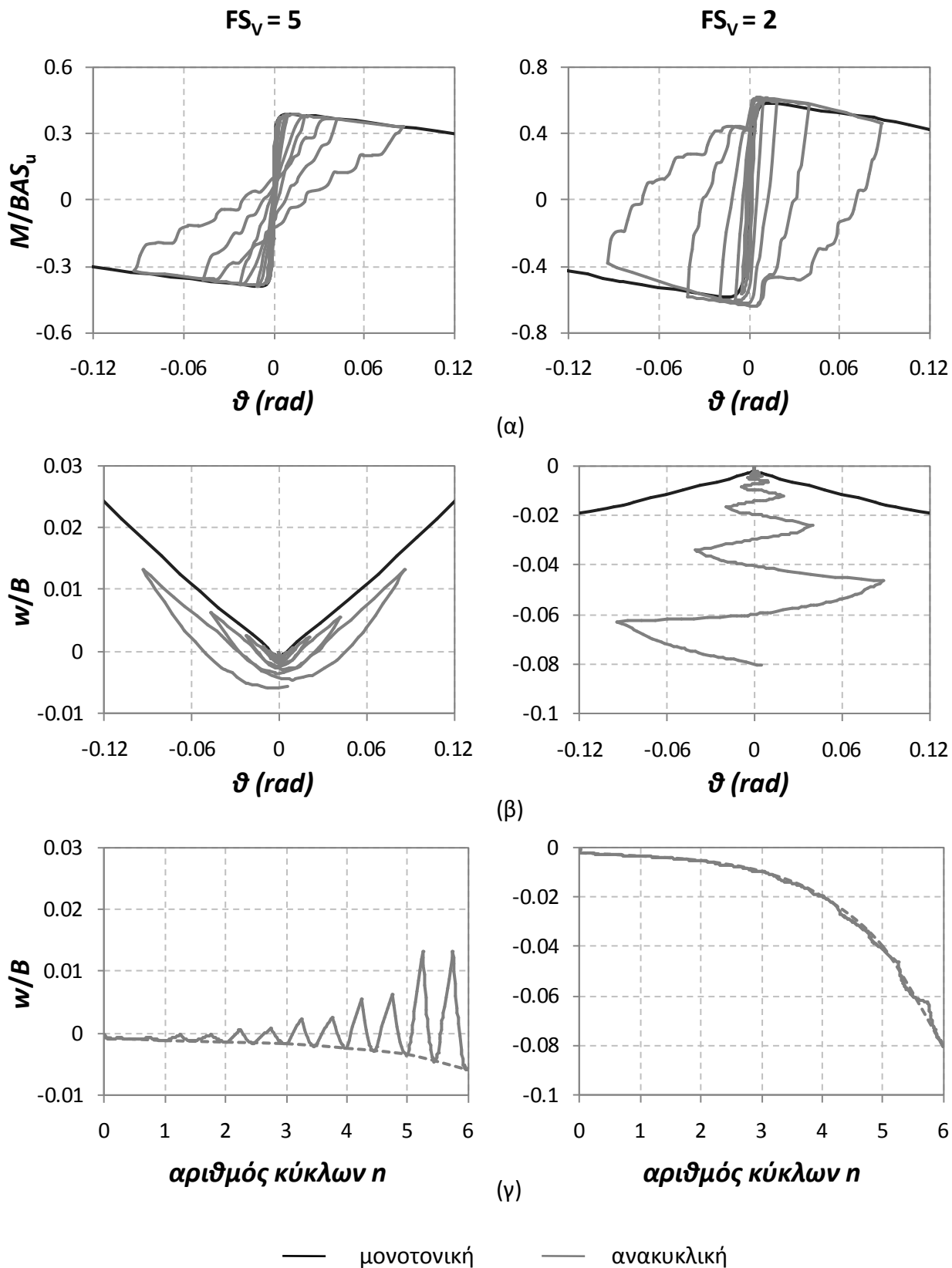
Σχήμα 4.10 Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης – στροφής θεμελιώσεων διαφόρων βαθμών εγκλιβωτισμού ($D/B = 0, 0.2, 0.5$ και 1) υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση : (α) γενικό διάγραμμα καθίζησης στροφής (β) μεγέθυνση στην περιοχή των μικρών γωνιών στροφής.



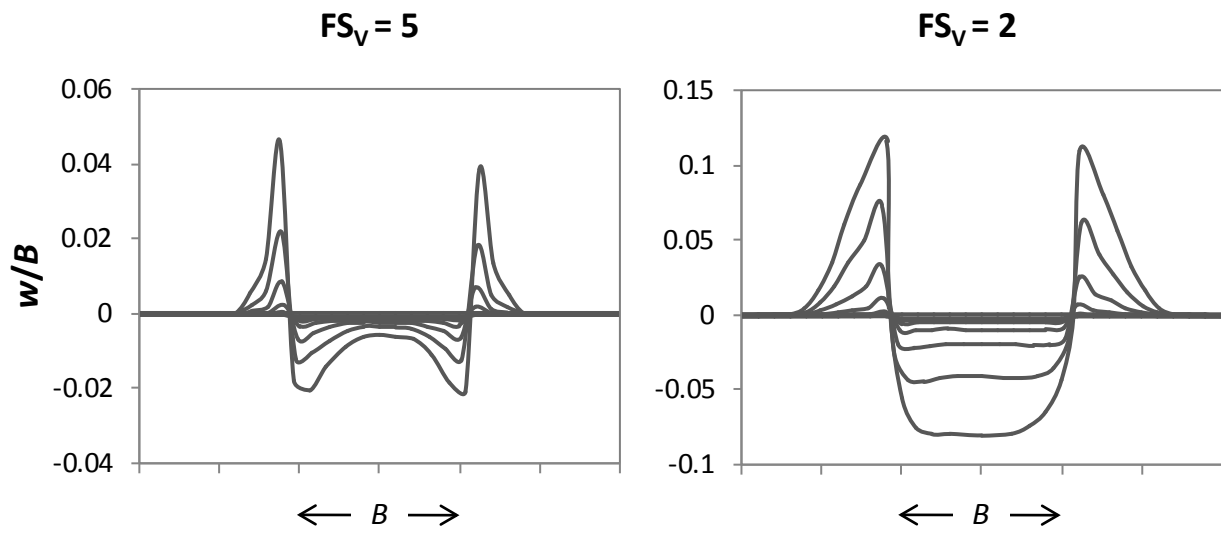
Σχήμα 4.11 Μηχανισμοί αστοχίας θεμελιώσεων υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση :
 (α) $D/B = 0$ (β) $D/B = 0.2$ (γ) $D/B = 0.5$ και (δ) $D/B = 1$.



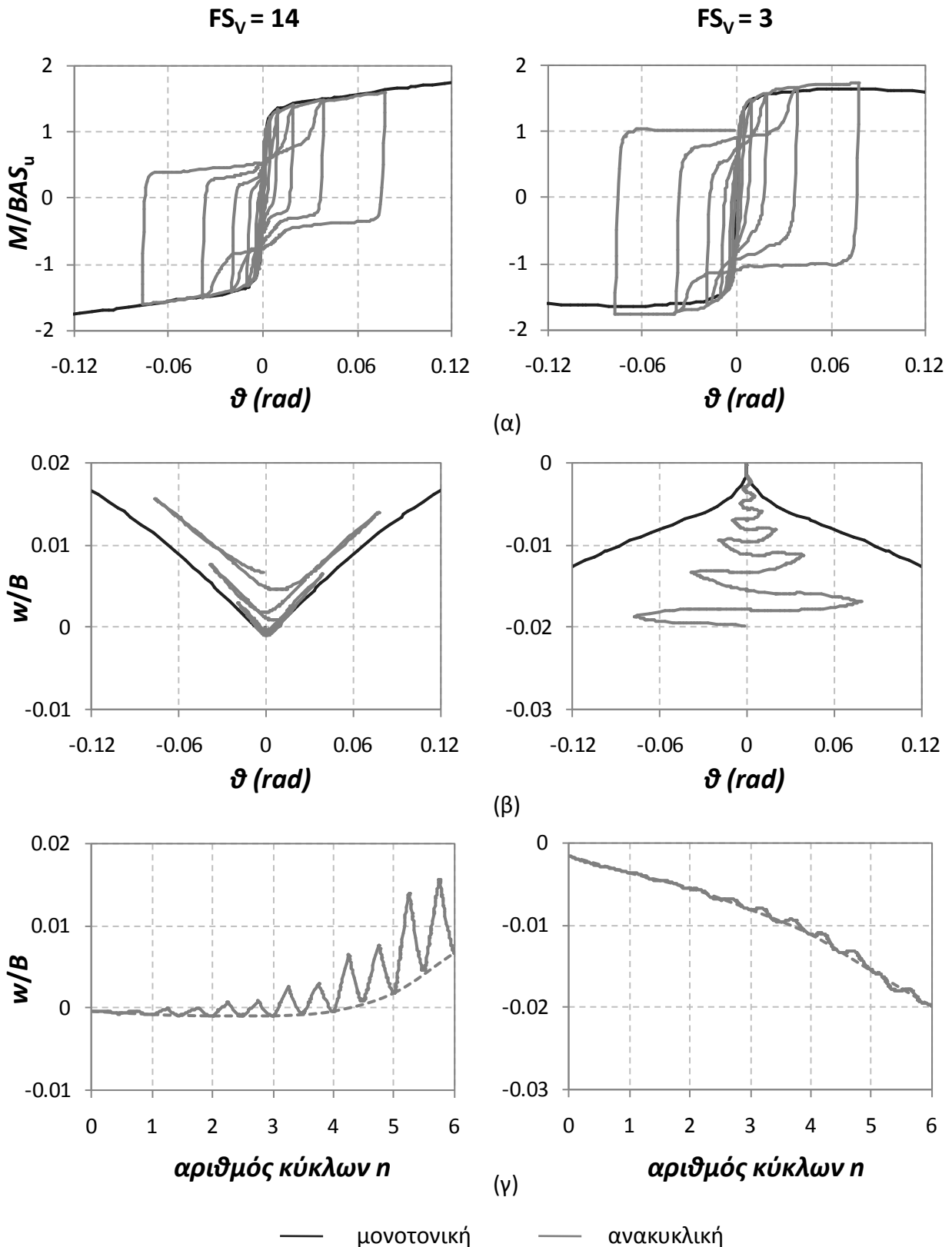
Σχήμα 4.12 Επιβαλλόμενο πρωτόκολλο φόρτισης για την αποτίμηση της ανακυκλικής συμπεριφοράς του συστήματος.



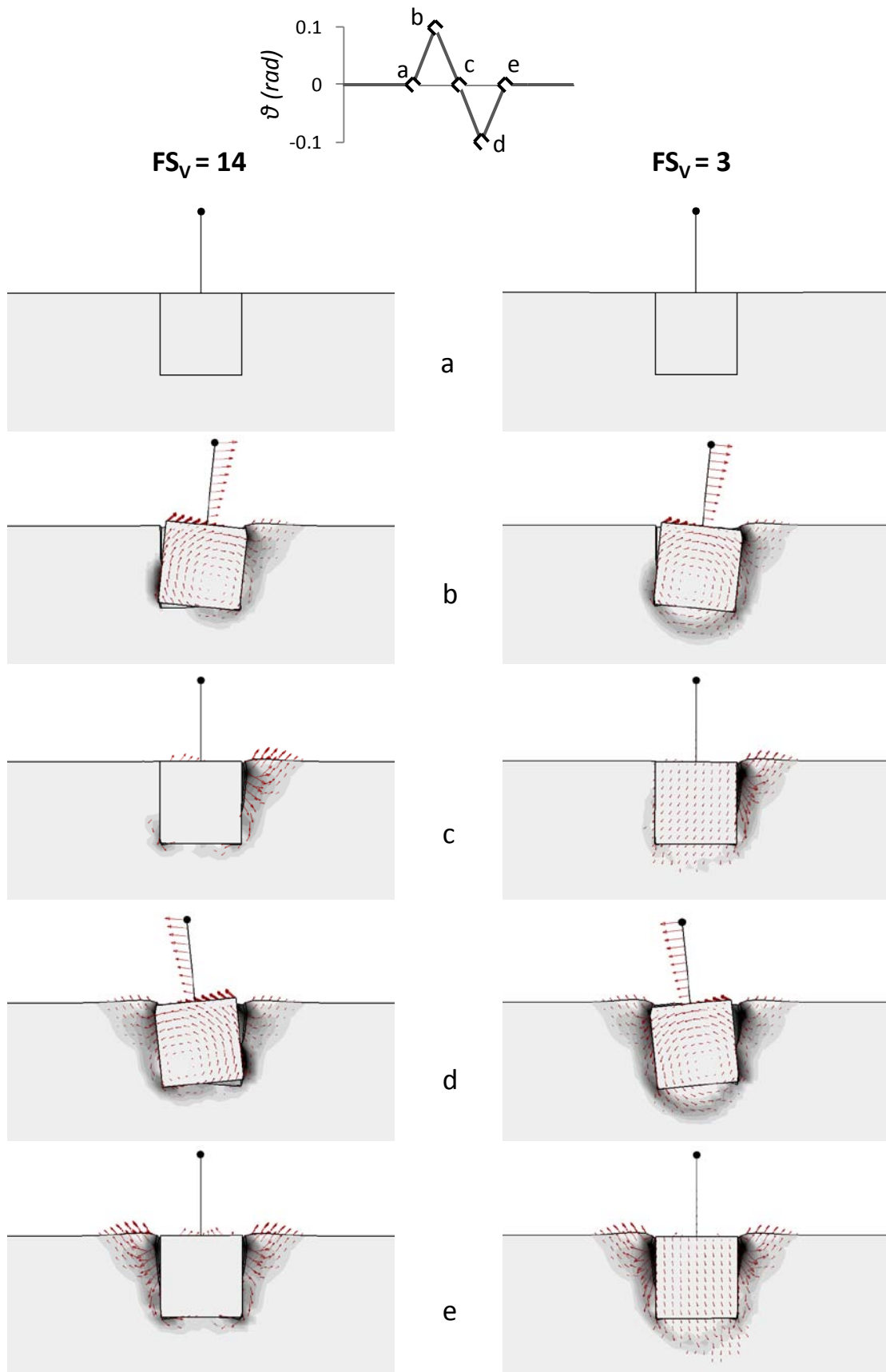
Σχήμα 4.13 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για επιφανειακό θεμέλιο υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



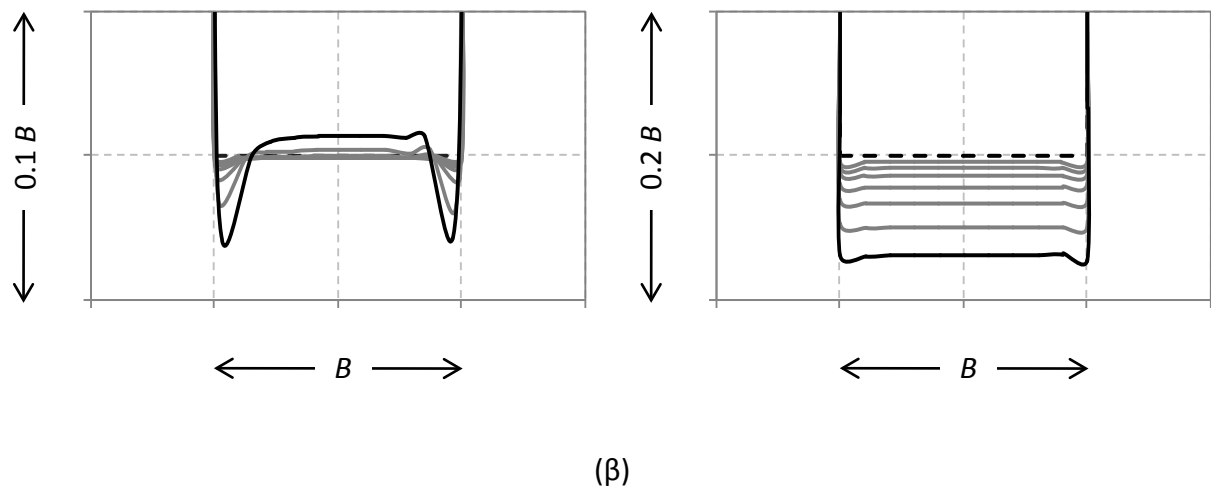
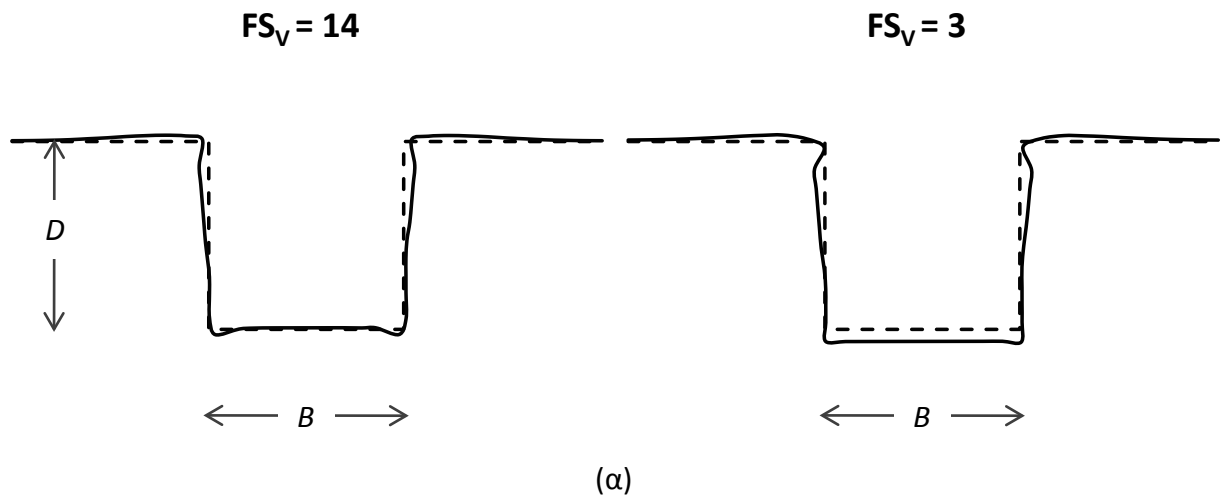
Σχήμα 4.14 Η εξέλιξη των παραμορφώσεων κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους : απεικόνιση της παραμορφωμένης εδαφικής επιφάνειας στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης.



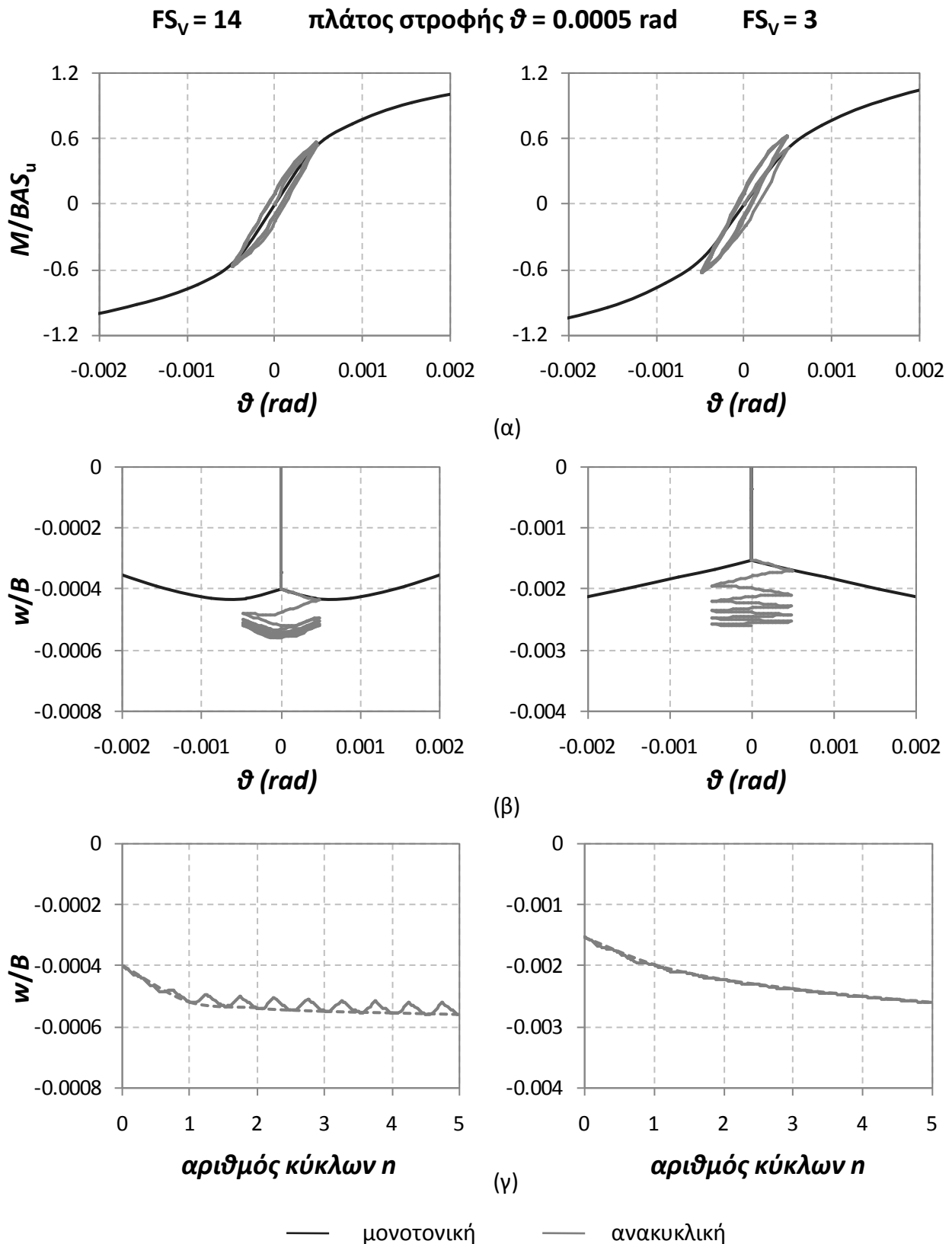
Σχήμα 4.15 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



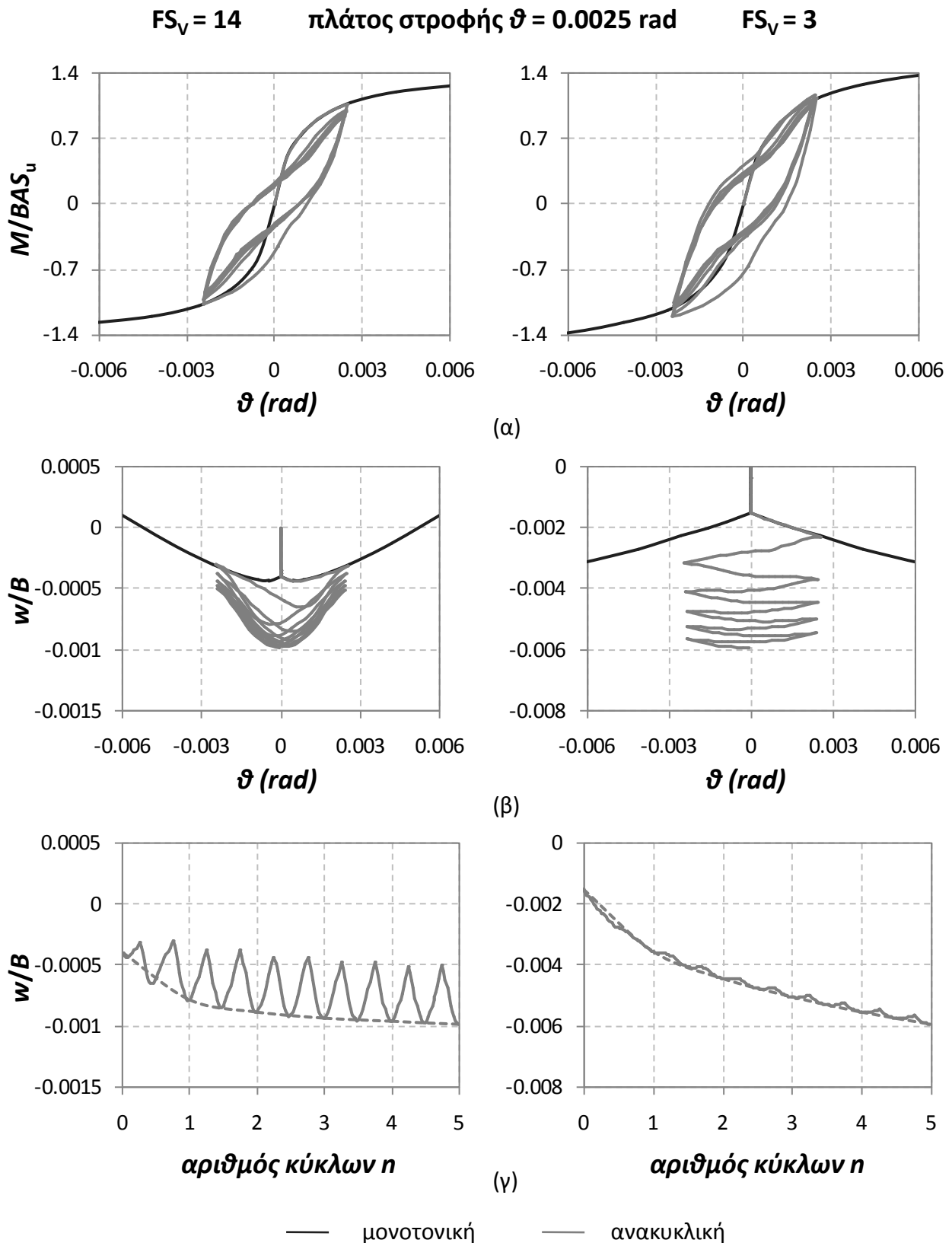
Σχήμα 4.16 Πλαστικές παραμορφώσεις και διανύσματα μετατοπίσεων σε χαρακτηριστικές “στιγμές” ενός κύκλου φόρτισης πλάτους γωνίας στροφής 0.1 rad.



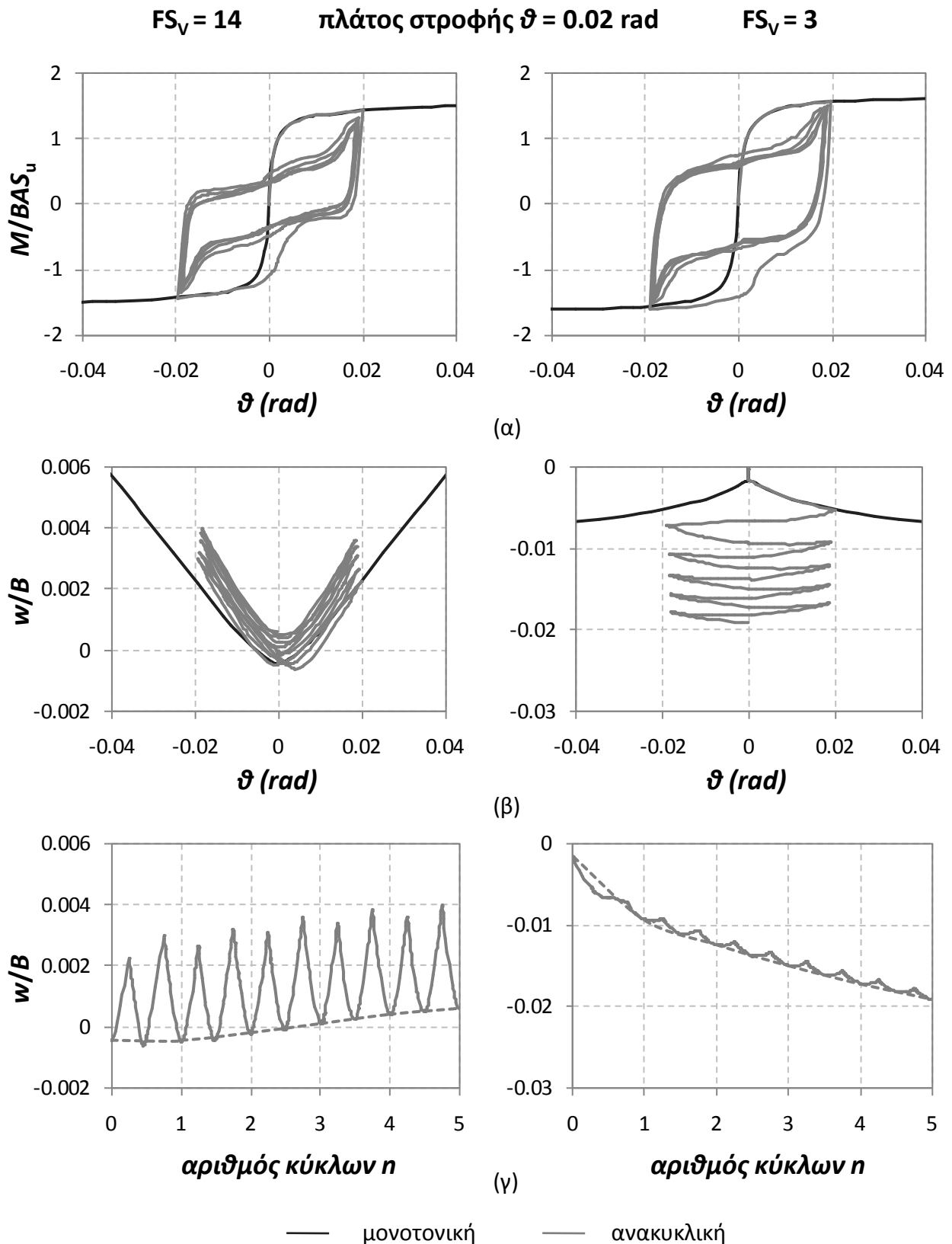
Σχήμα 4.17 Η εξέλιξη των παραμορφώσεων κατά μήκος της επιφάνειας του εδάφους : (α) απεικόνιση του συνόλου της παραμορφωμένης εδαφικής επιφάνειας στο τέλος της φόρτισης (β) μεγέθυνση στην περιοχή της βάσης του θεμελίου : απεικόνιση της παραμορφωμένης εδαφικής επιφάνειας στο τέλος κάθε κύκλου φόρτισης. Με διακεκομμένη γραμμή αναπαρίσταται η αρχική κατάσταση της εδαφικής επιφάνειας, με μαύρη συνεχή γραμμή αναπαρίσταται η παραμορφωμένη επιφάνεια στο τέλος της φόρτισης, ενώ με γκρι γραμμή αναπαρίστανται οι ενδιάμεσοι κύκλοι φόρτισης.



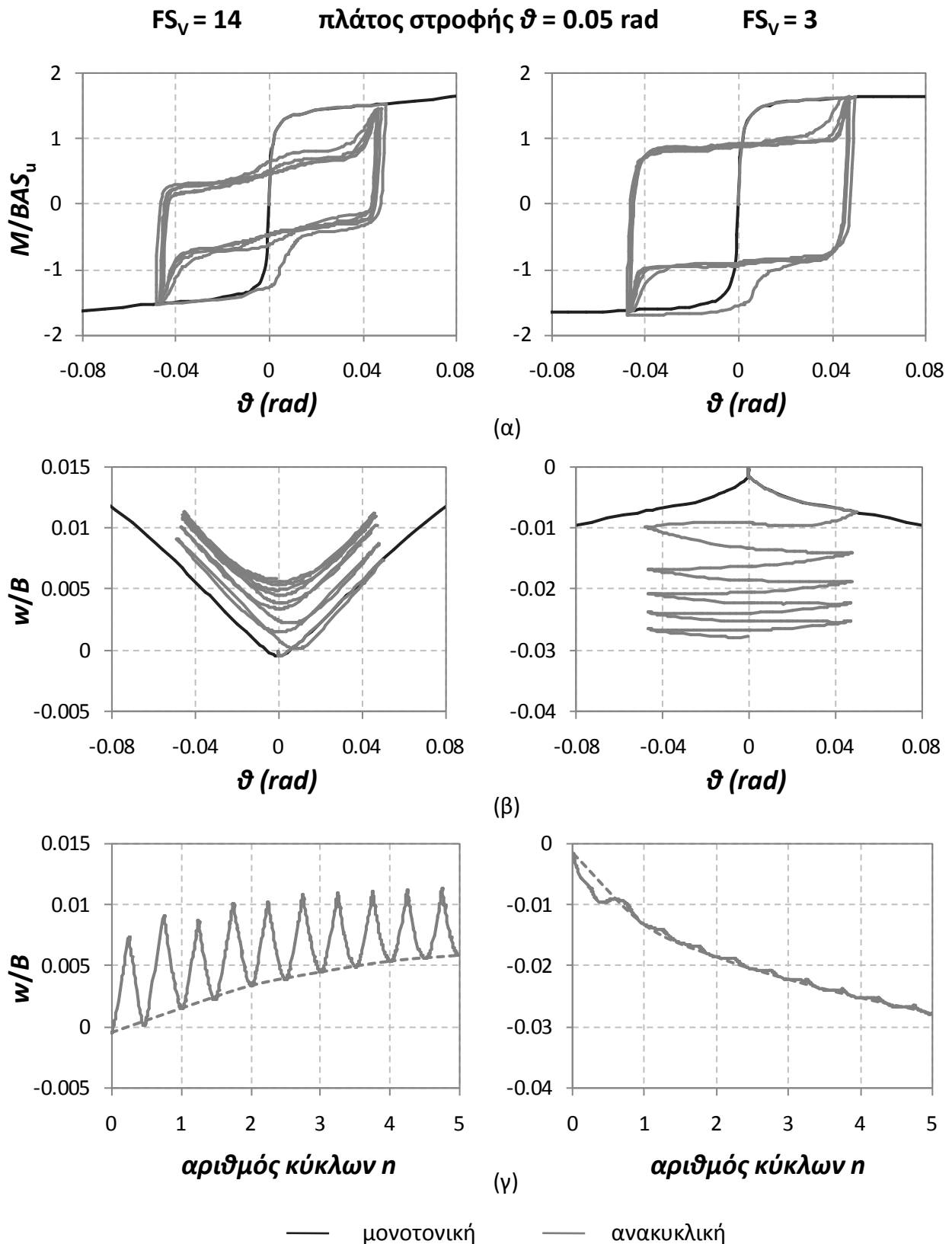
Σχήμα 4.18 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση σταθερού πλάτους στροφής $\vartheta = 0.0005$ rad. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



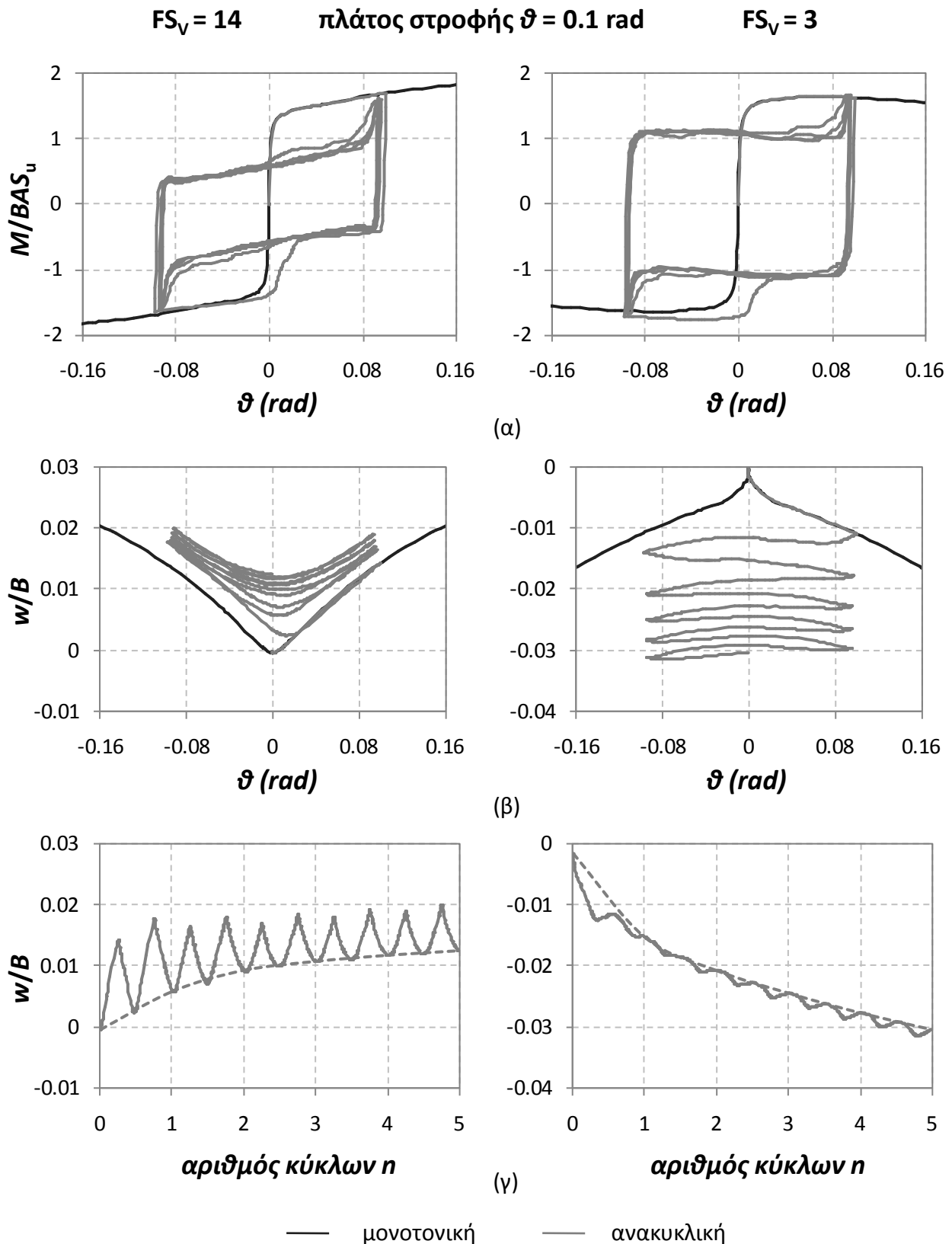
Σχήμα 4.19 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) ιστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση σταθερού πλάτους στροφής $\vartheta = 0.0025$ rad. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



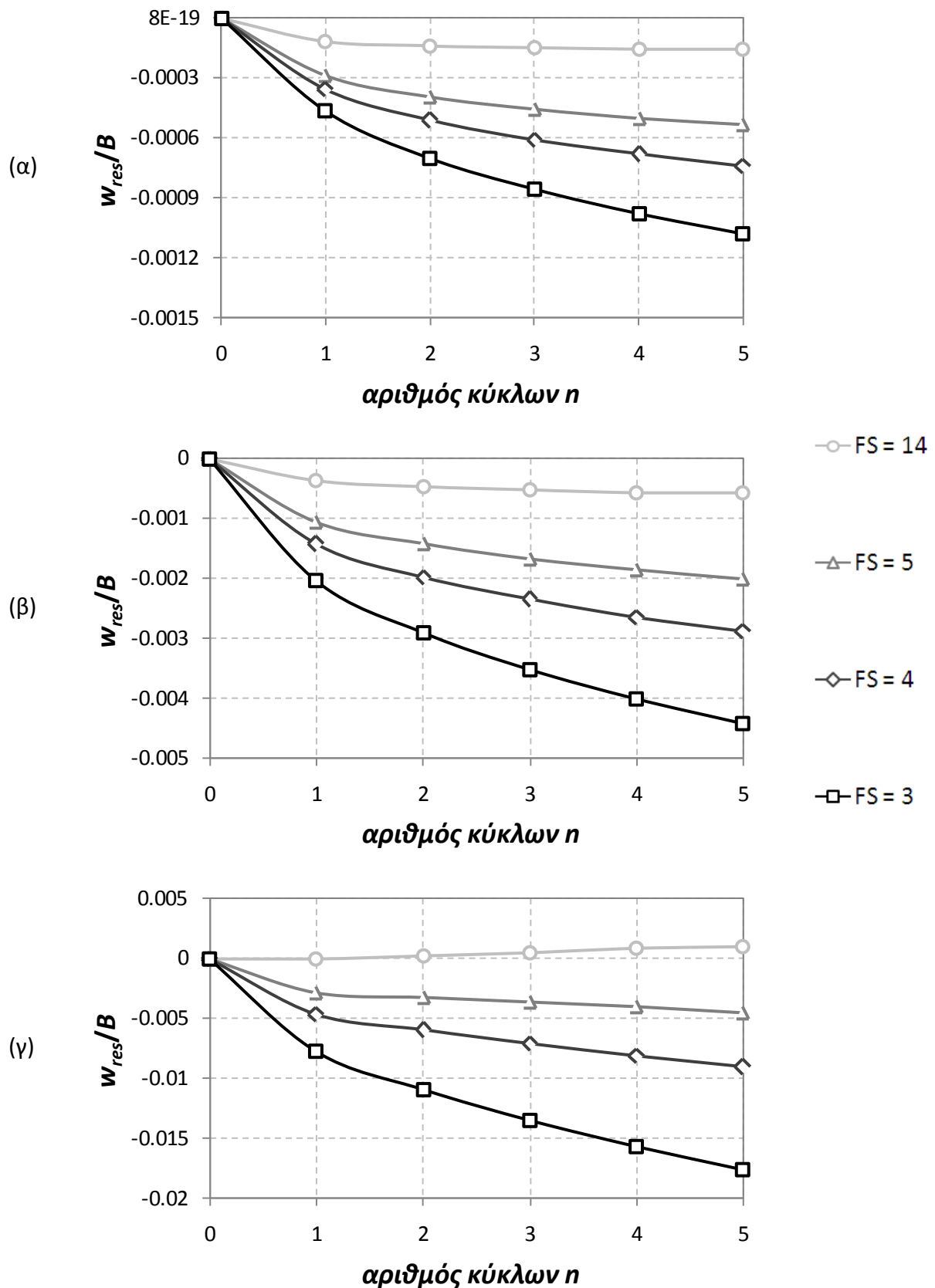
Σχήμα 4.20 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονιοιστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση σταθερού πλάτους στροφής $\vartheta = 0.02$ rad. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



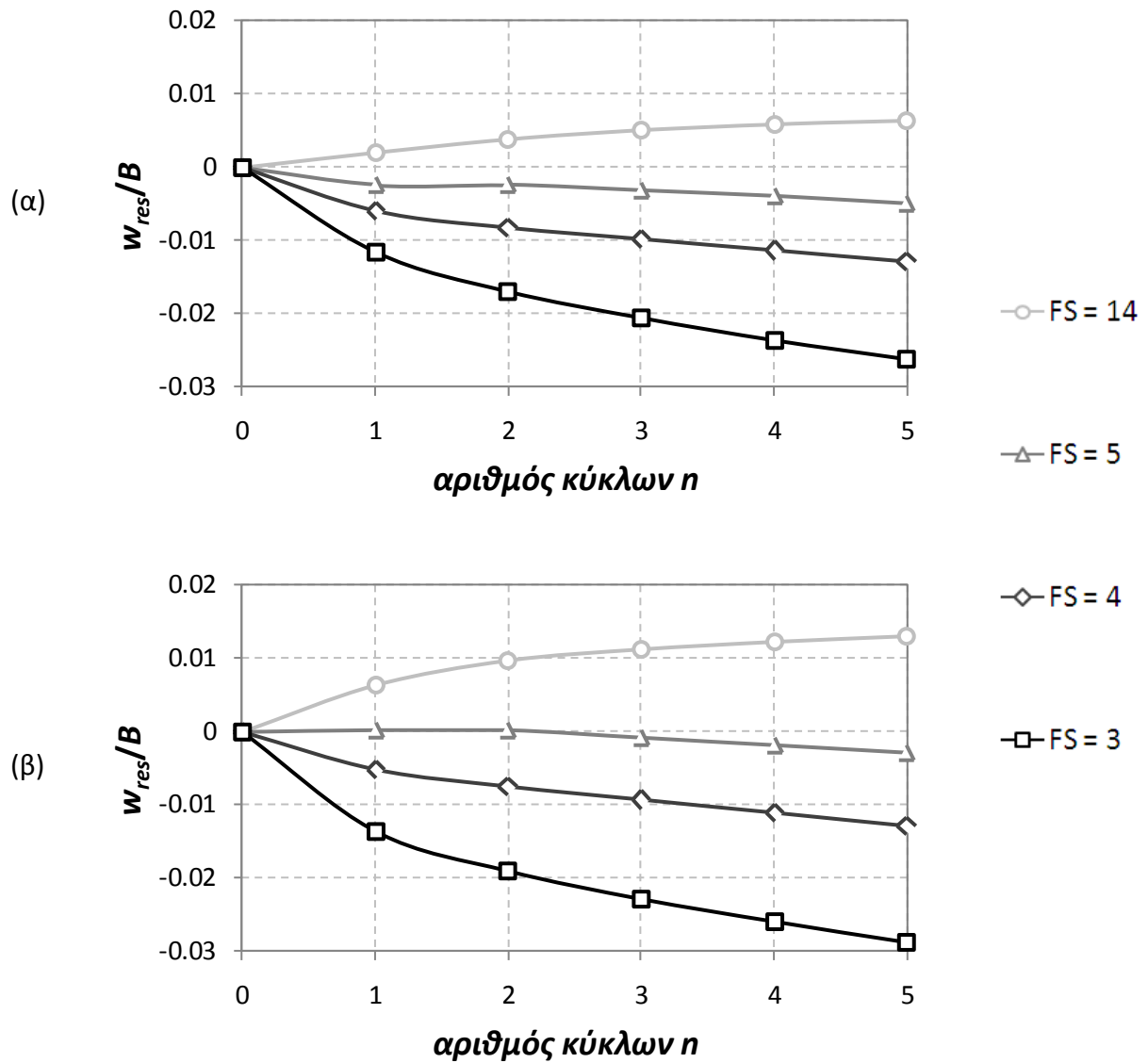
Σχήμα 4.21 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση σταθερού πλάτους στροφής $\vartheta = 0.05$ rad. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



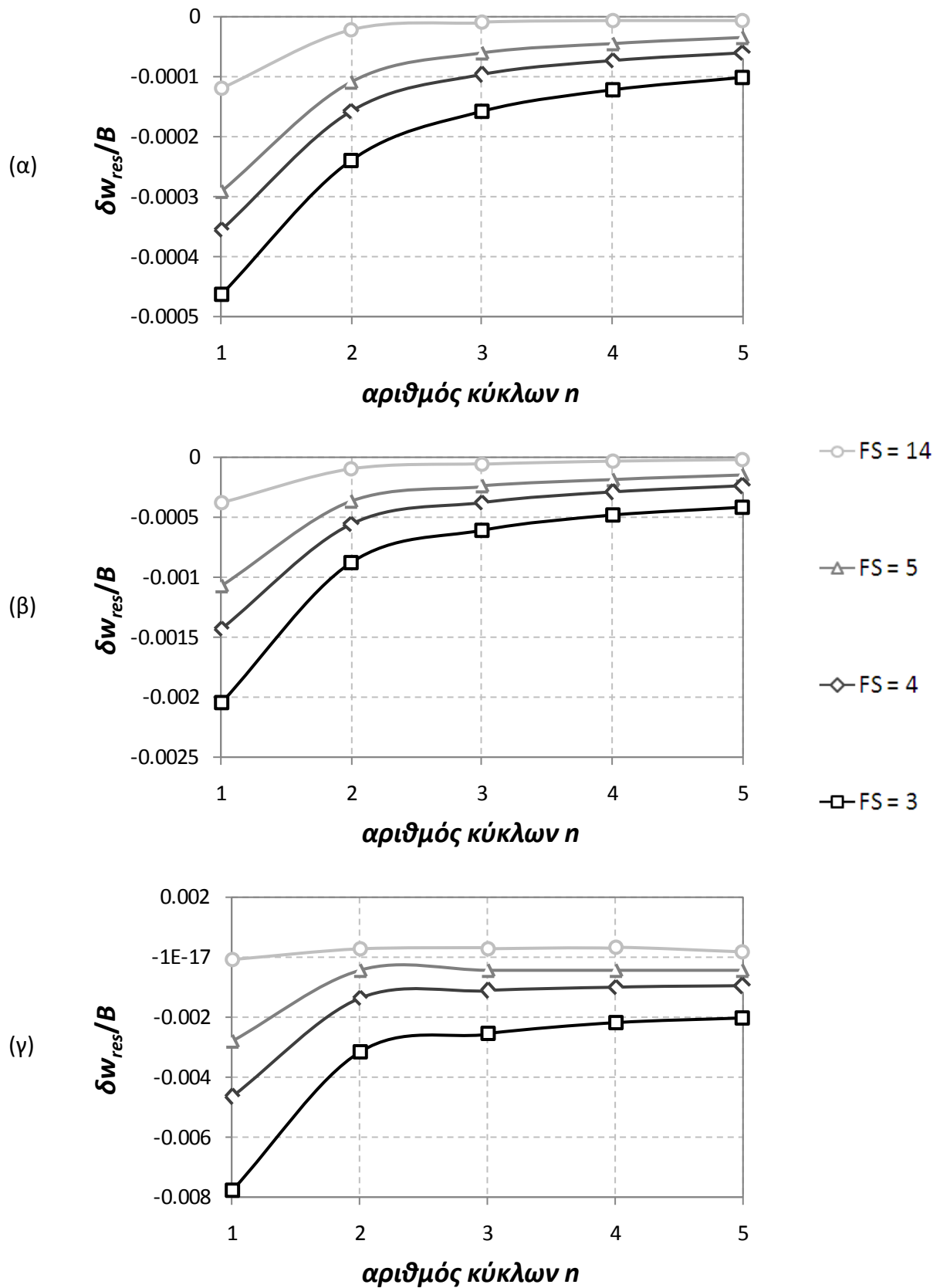
Σχήμα 4.22 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονιοστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση σταθερού πλάτους στροφής $\vartheta = 0.1$ rad. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



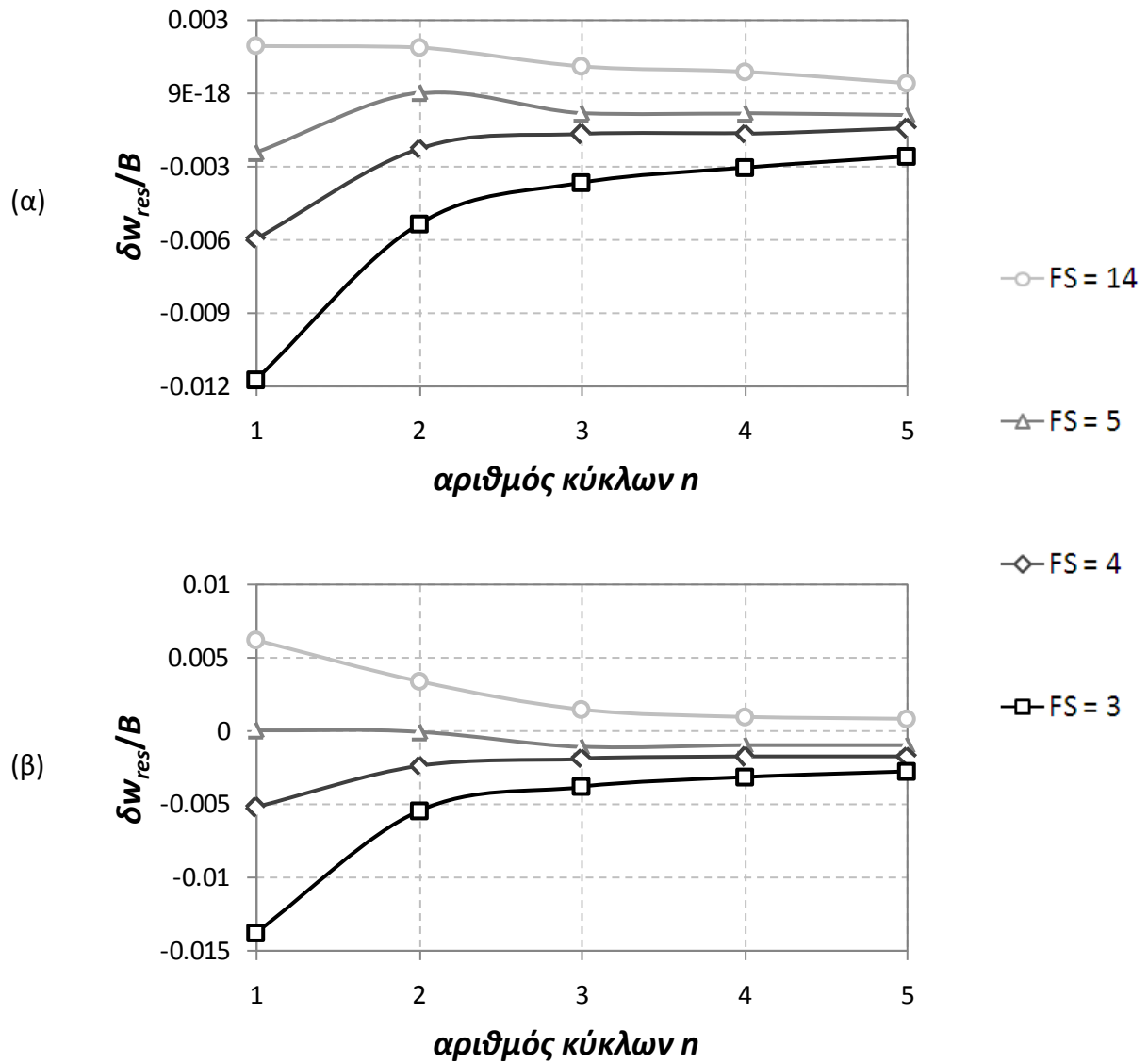
Σχήμα 4.22 Η συνολική παραμένουσα καθίζηση λόγω της ανακυκλικής φόρτισης συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης για σταθερό πλάτος στροφής (α) $\vartheta = 0.0005$ rad (β) $\vartheta = 0.0025$ και (γ) $\vartheta = 0.02$.



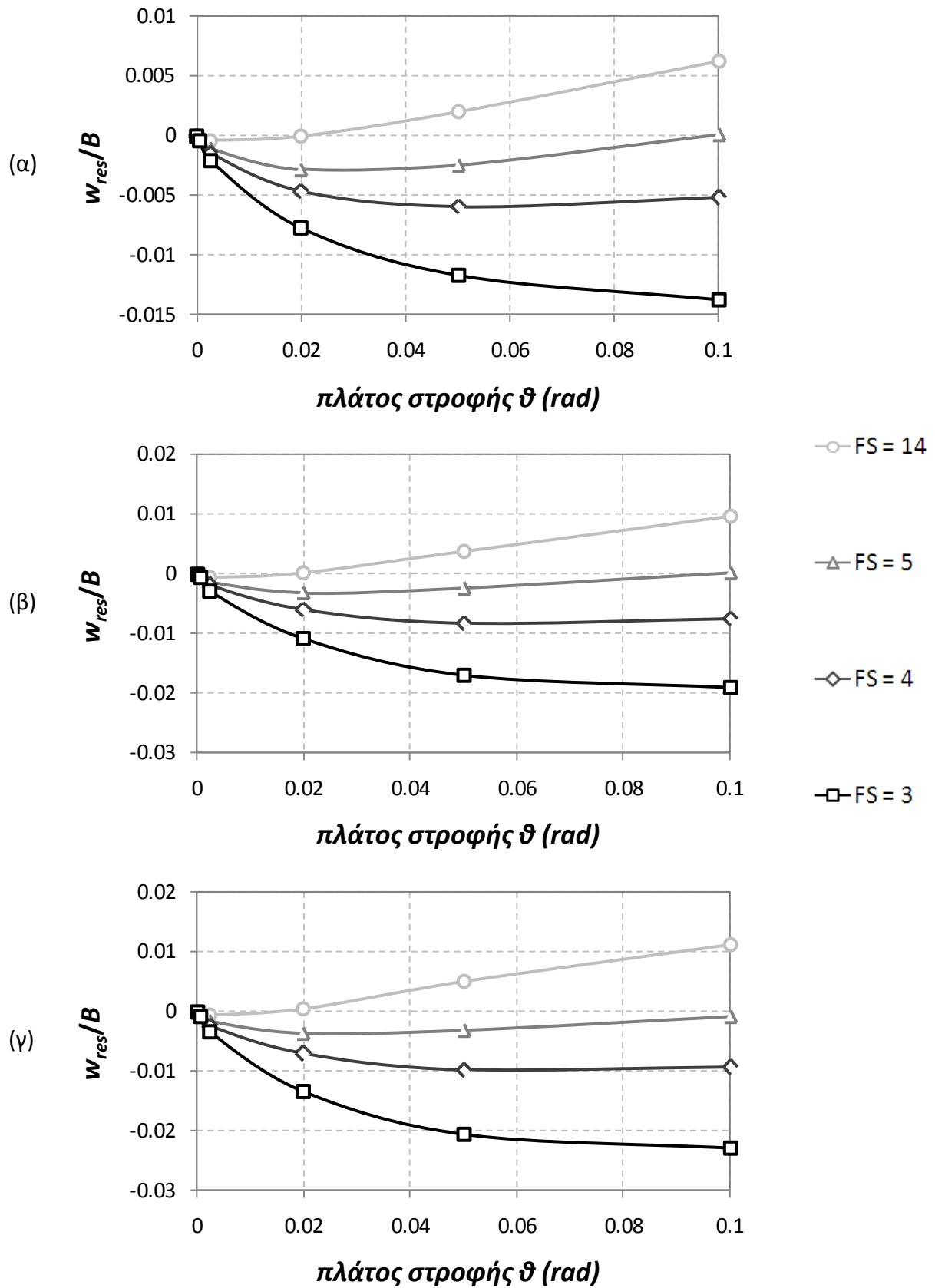
Σχήμα 4.23 Η συνολική παραμένουσα καθίζηση λόγω της ανακυκλικής φόρτισης συναρτήσει του αριθμού των κύκλων φόρτισης για σταθερό πλάτος στρόφης (α) $\vartheta = 0.05$ rad και (β) $\vartheta = 0.1$.



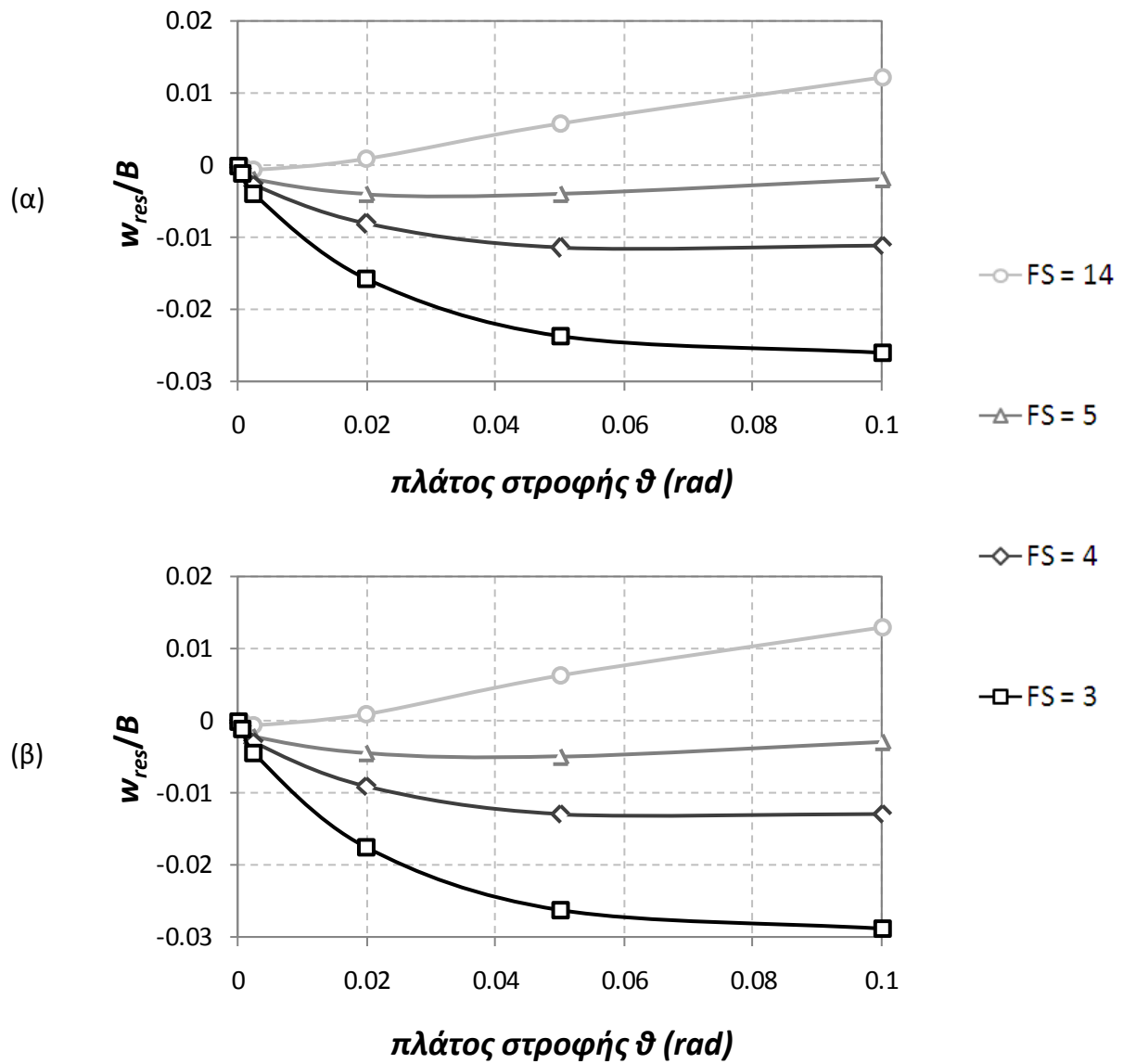
Σχήμα 4.24 Η πρόσθετη παραμένουσα ανά κύκλο καθίζηση λόγω της ανακυκλικής φόρτισης για σταθερό πλάτος στροφής (α) $\vartheta = 0.0005$ rad (β) $\vartheta = 0.0025$ και (γ) $\vartheta = 0.02$.



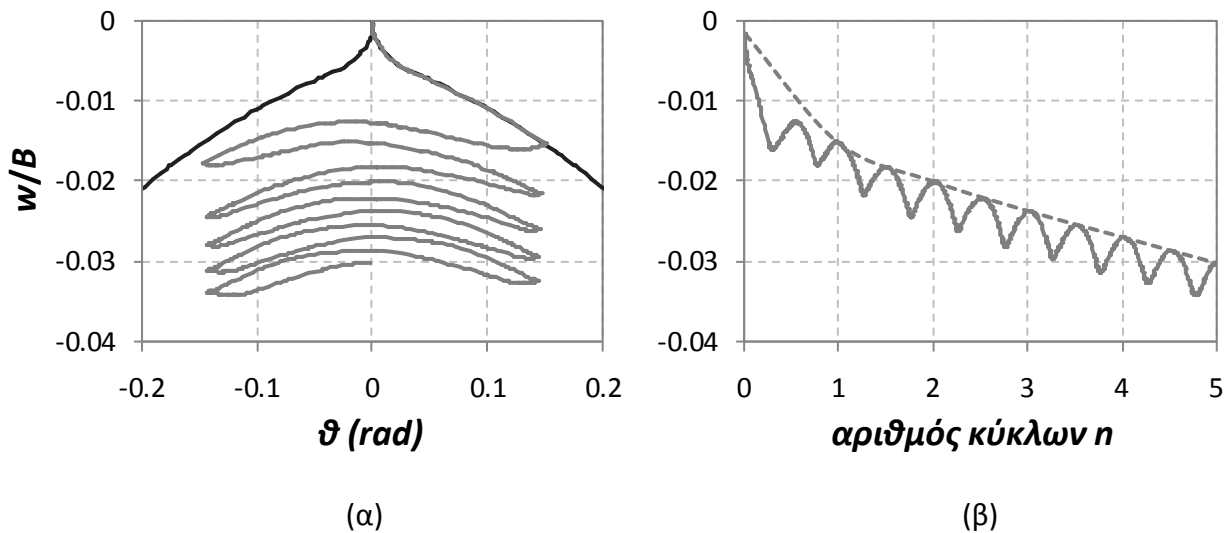
Σχήμα 4.25 Η πρόσθετη παραμένουσα ανά κύκλο καθίζηση λόγω της ανακυκλικής φόρτισης για σταθερό πλάτος στροφής (α) $\vartheta = 0.05$ rad και (β) $\vartheta = 0.1$.



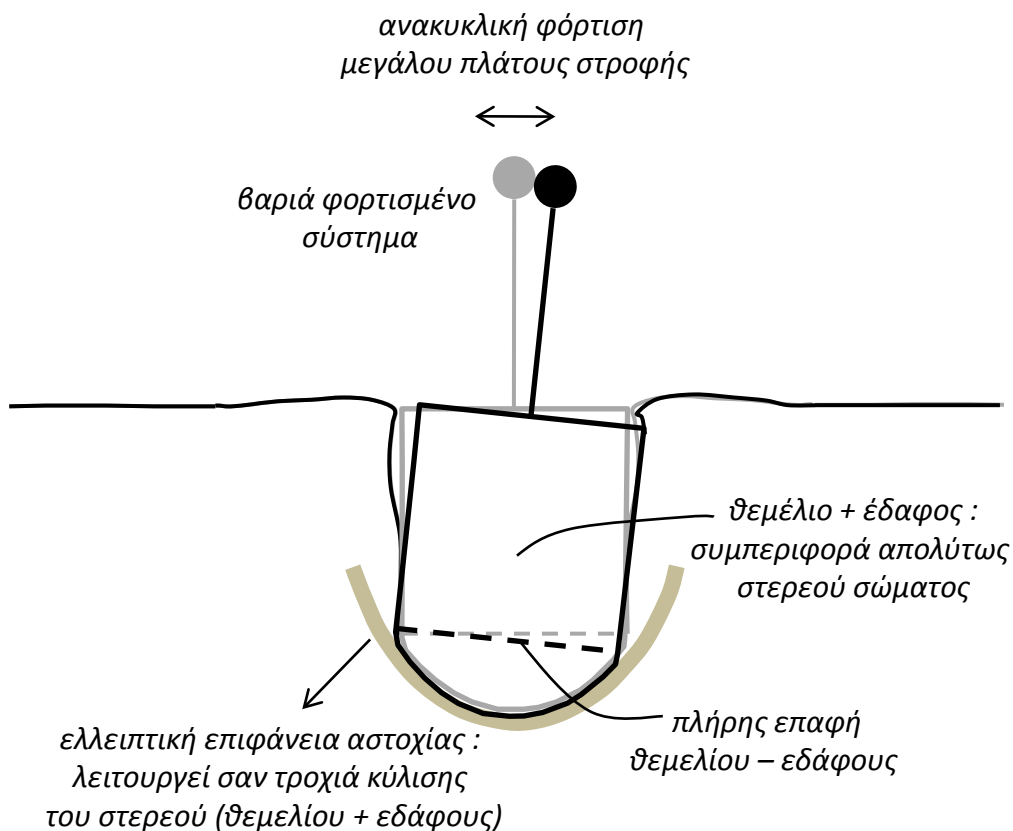
Σχήμα 4.26 Η συνολική παραμένουσα καθίζηση λόγω της ανακυκλικής φόρτισης συναρτήσει του σταθερού πλάτους στροφής μετά (α) τον 1^ο κύκλο (β) τον 2^ο κύκλο και (γ) τον 3^ο κύκλο.



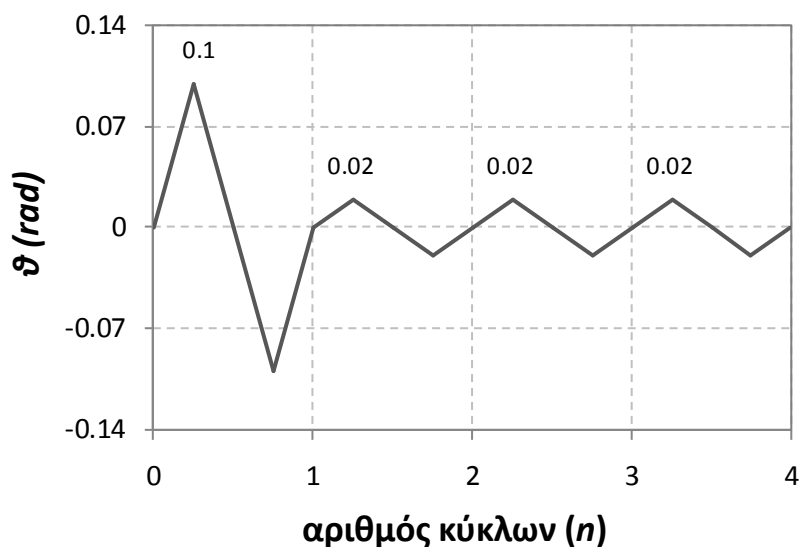
Σχήμα 4.27 Η συνολική παραμένουσα καθίζηση λόγω της ανακυκλικής φόρτισης συναρτήσει του σταθερού πλάτους στροφής μετά (α) τον 4^ο κύκλο και (β) τον 5^ο κύκλο.



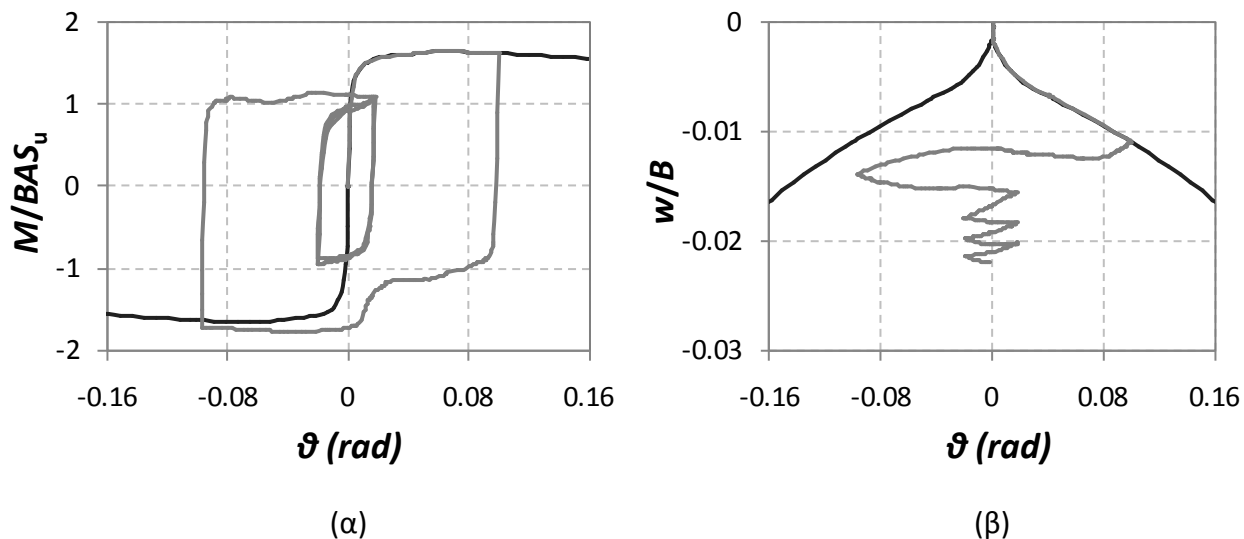
Σχήμα 4.28 Αδιάστατες καμπύλες (α) καθίζησης – στροφής και (β) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$ με συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 3$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση σταθερού πλάτους στροφής $\vartheta = 0.15$ rad. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



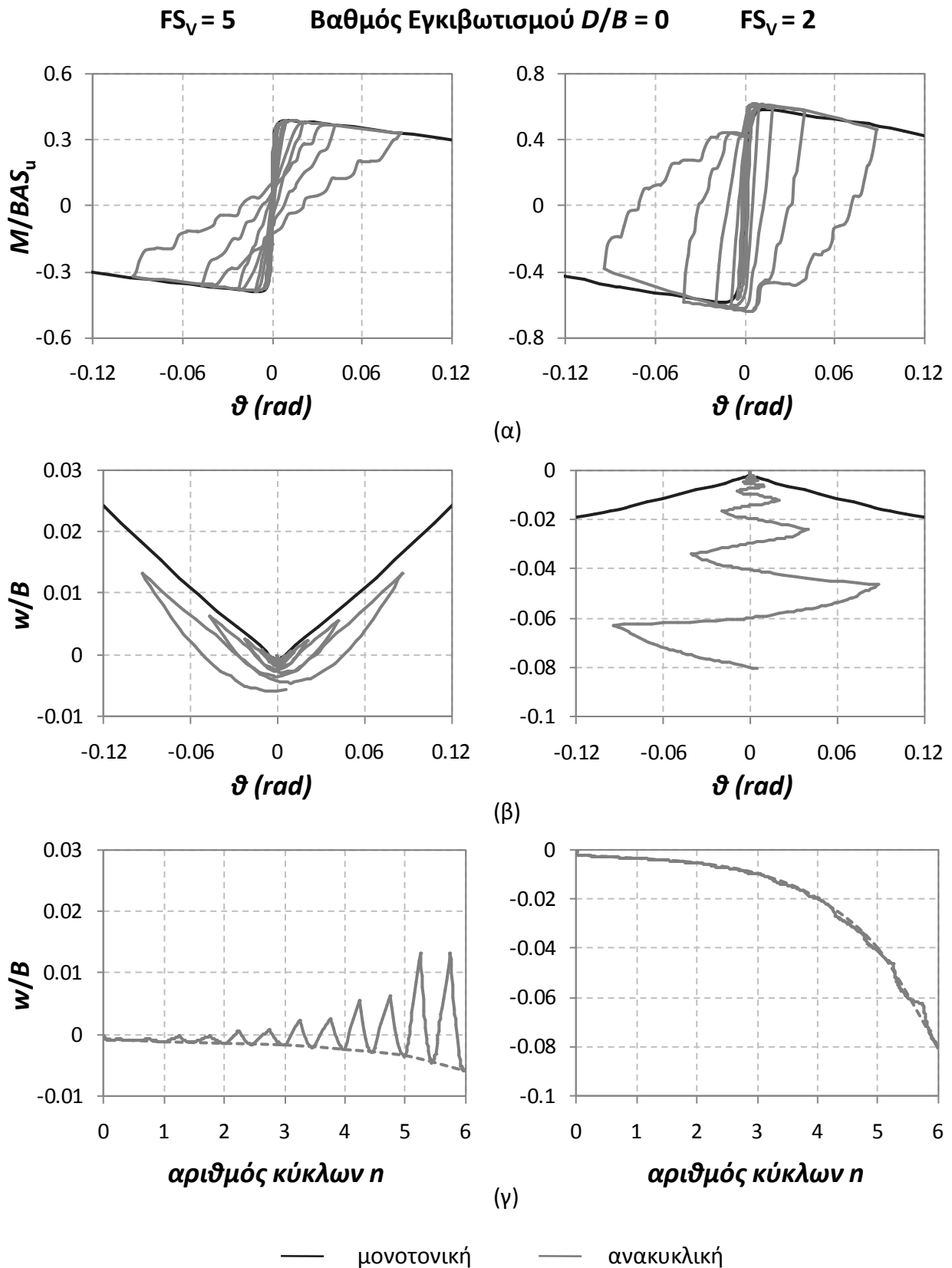
Σχήμα 4.29 Σκαριφηματική απεικόνιση του μηχανισμού παραμόρφωσης βαριά φορτισμένων εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό την επιβολή ανακυκλικής φόρτισης μεγάλου πλάτους στροφής.



Σχήμα 4.30 Επιβαλλόμενο πρωτόκολλο φόρτισης για την αποτίμηση της σημασίας της αλληλουχίας των παλμών της φόρτισης.



Σχήμα 4.31 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής και (β) καθίζησης – στροφής για εγκλιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$ με συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 3$, υπό την ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση του Σχήματος 4.30. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

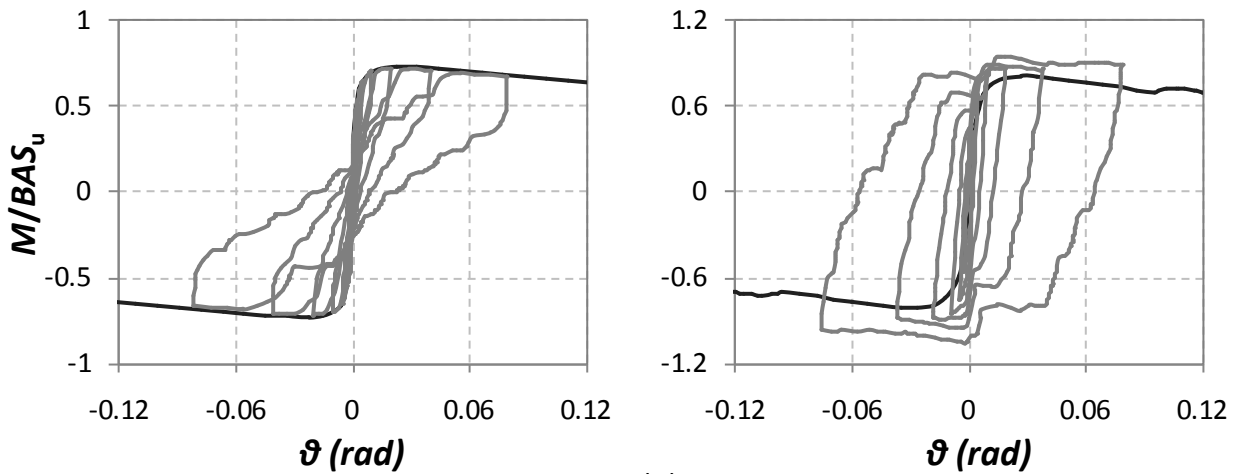


Σχήμα 4.32 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για επιφανειακό θεμέλιο $D/B = 0$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση. Η γκρί γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

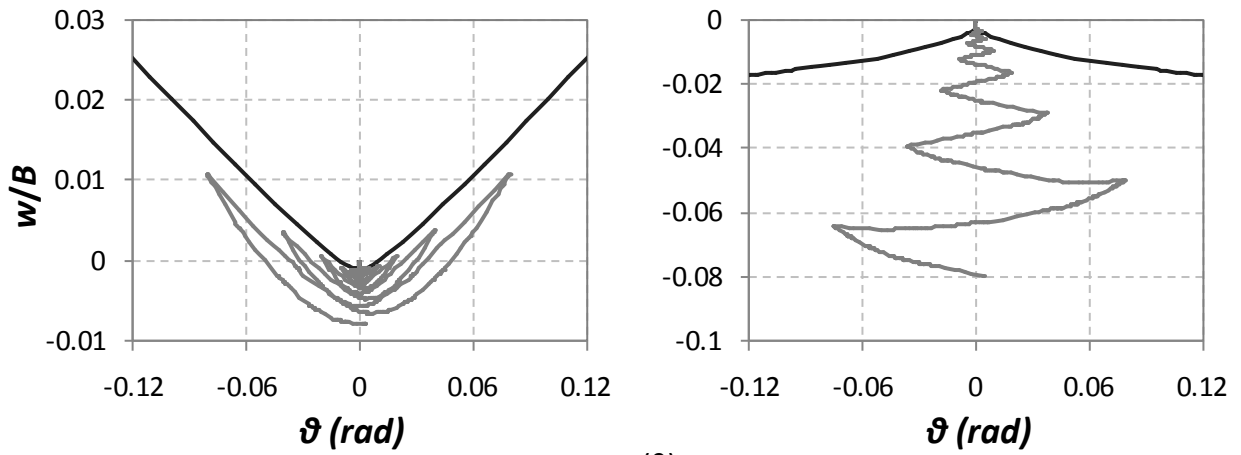
$FS_V = 5$

Βαθμός Εγκιβωτισμού $D/B = 0.2$

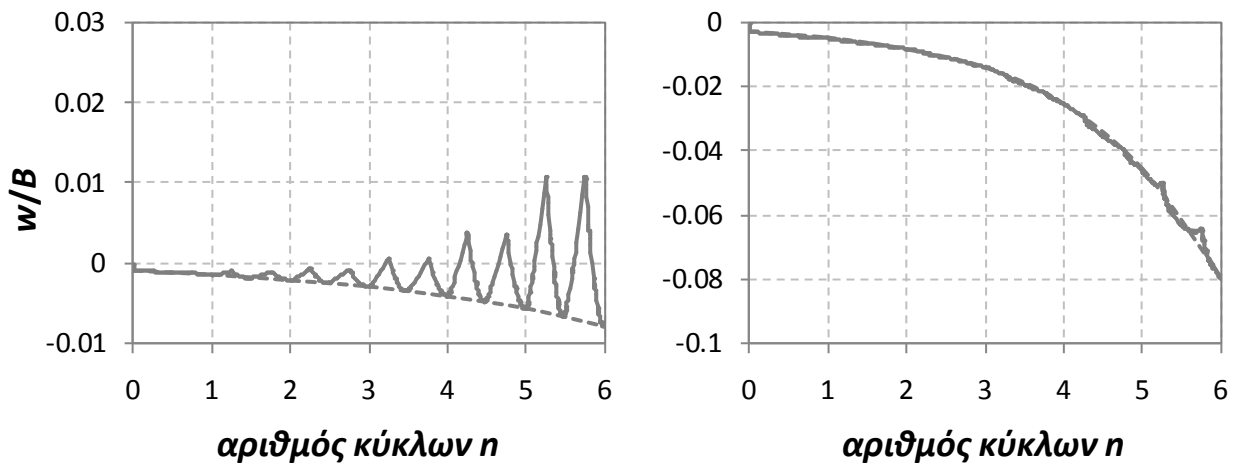
$FS_V = 2$



(α)



(β)



(γ)

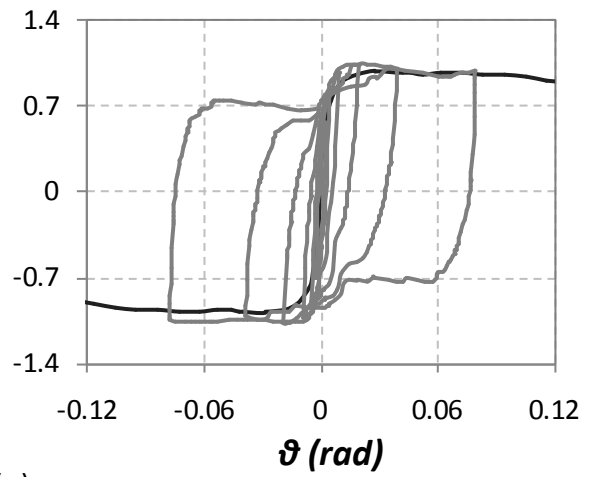
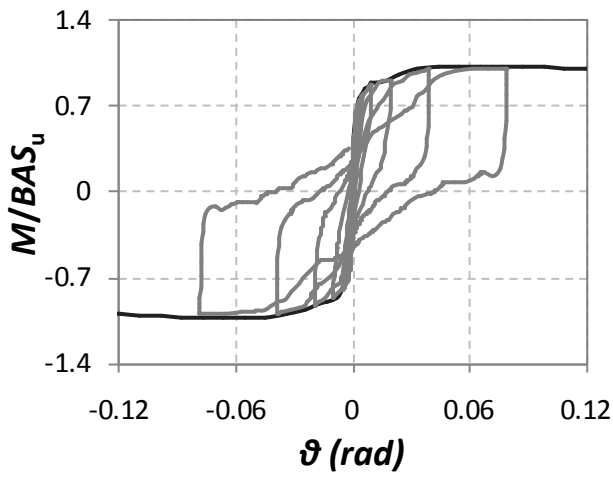
— μονοτονική — ανακυκλική

Σχήμα 4.33 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 0.2$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

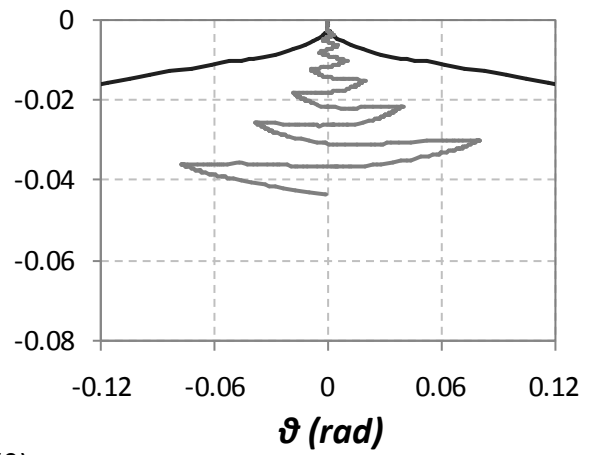
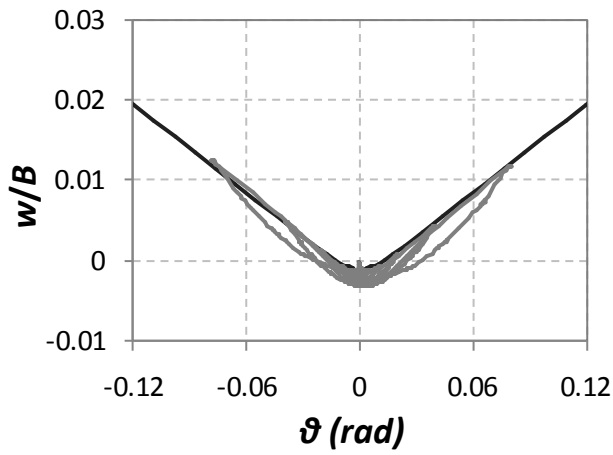
$FS_V = 5$

Βαθμός Εγκιβωτισμού $D/B = 0.5$

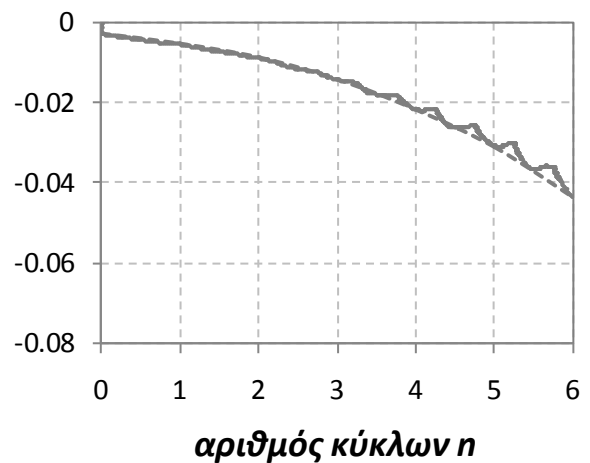
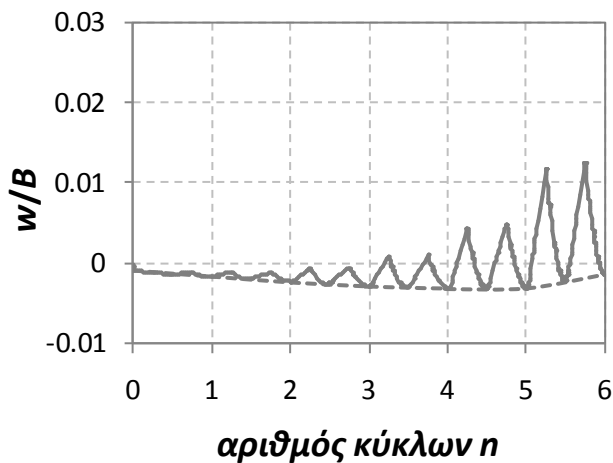
$FS_V = 2$



(α)



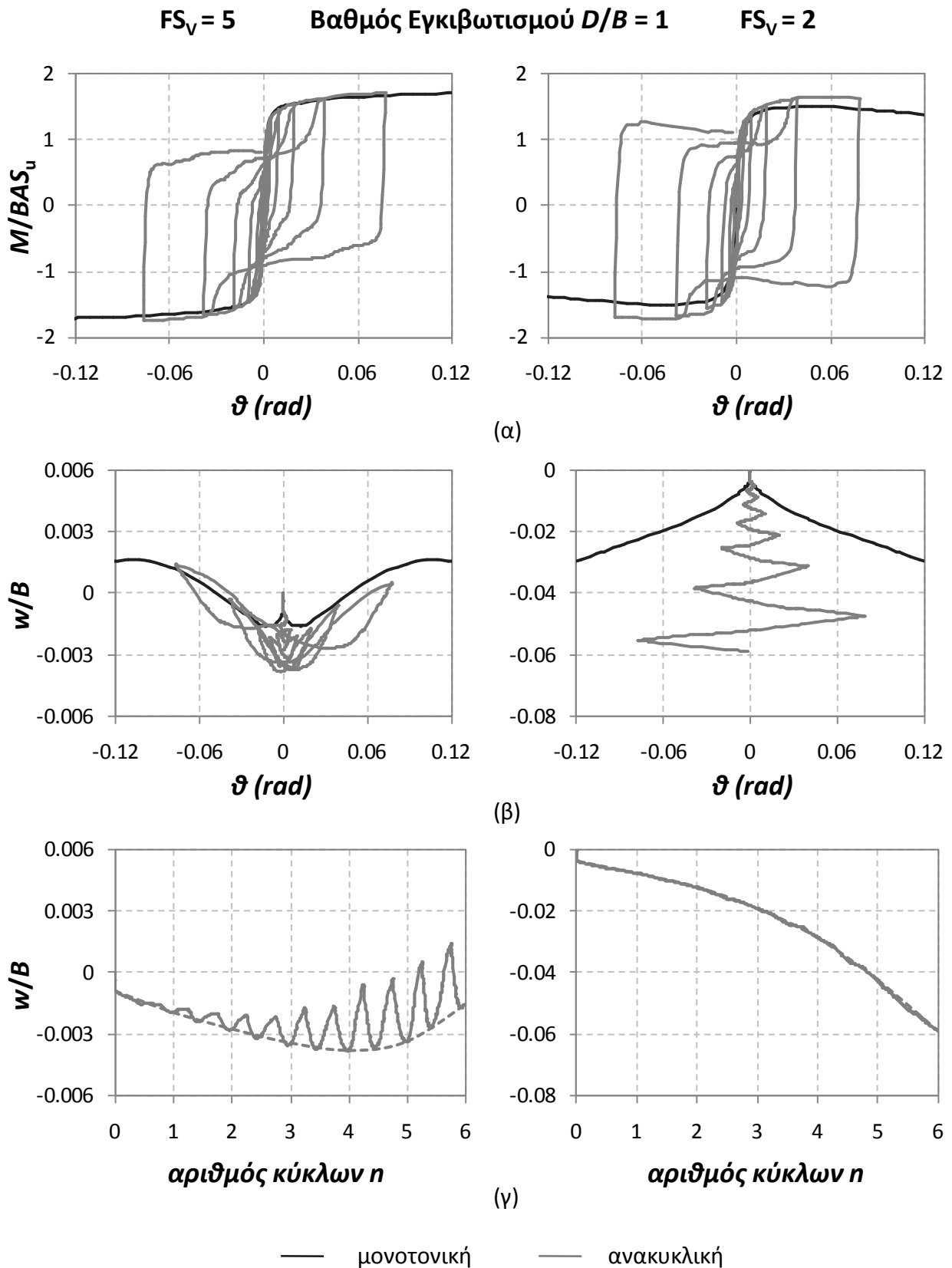
(β)



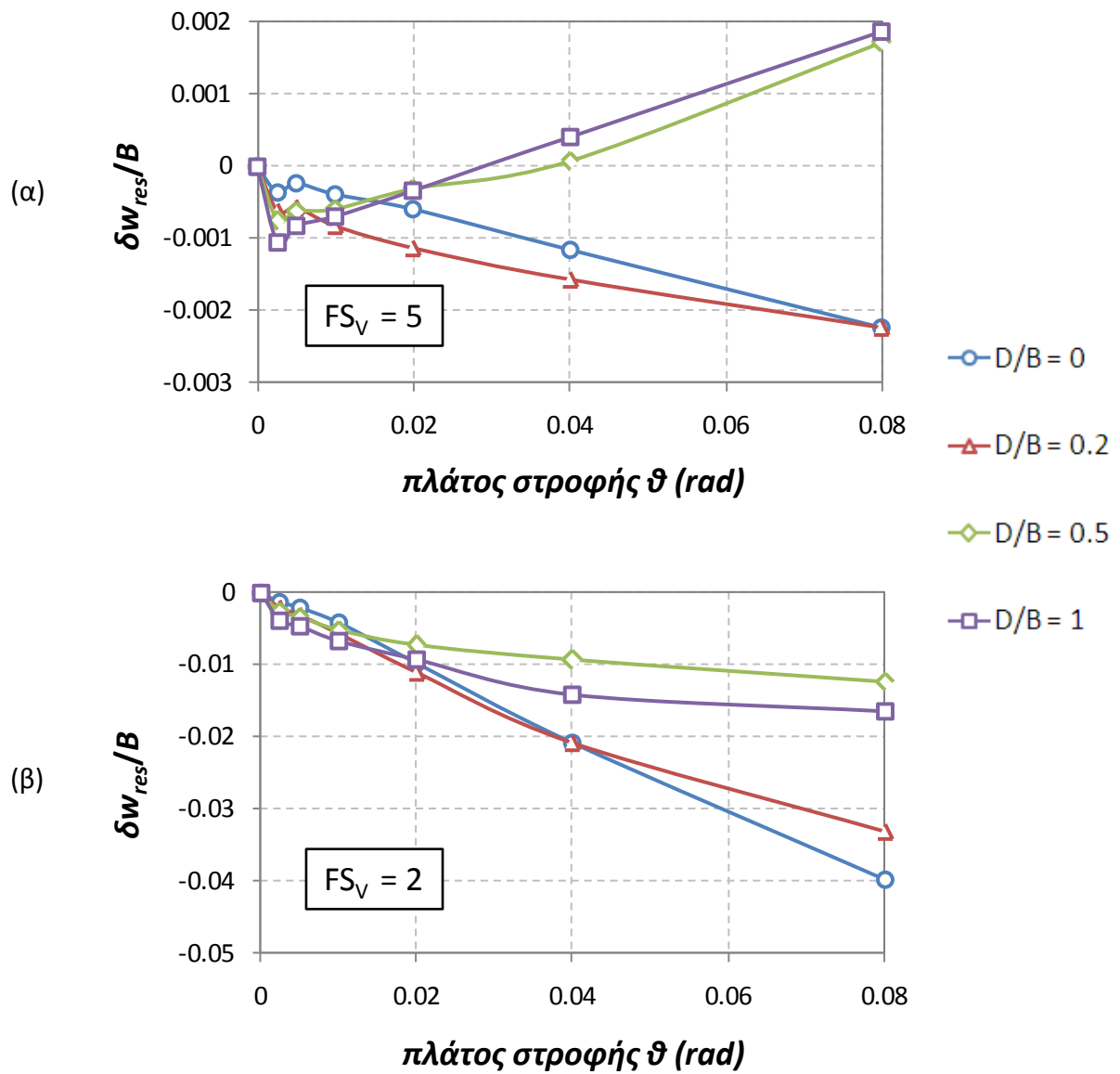
(γ)

— μονοτονική — ανακυκλική

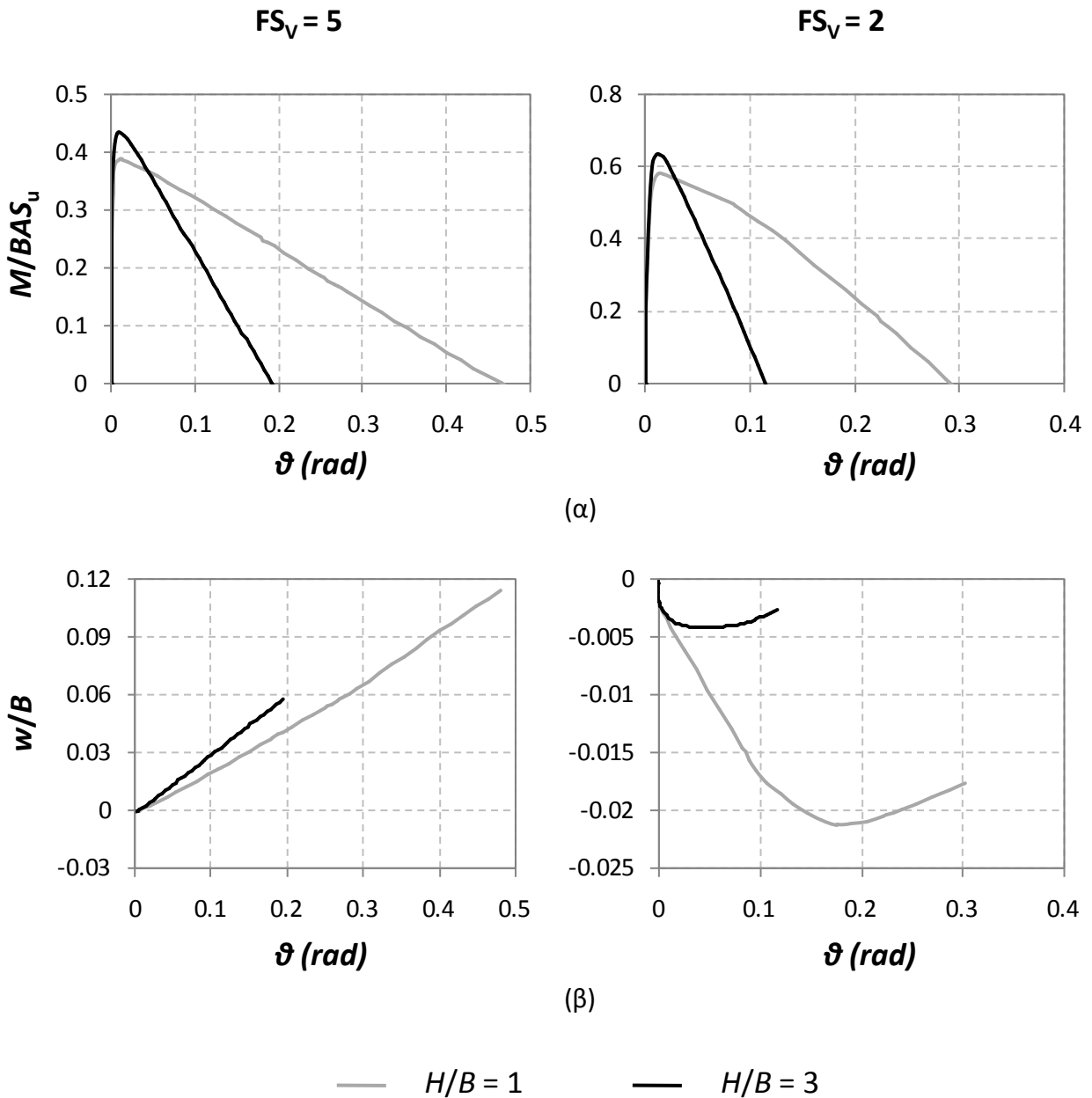
Σχήμα 4.34 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 0.5$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



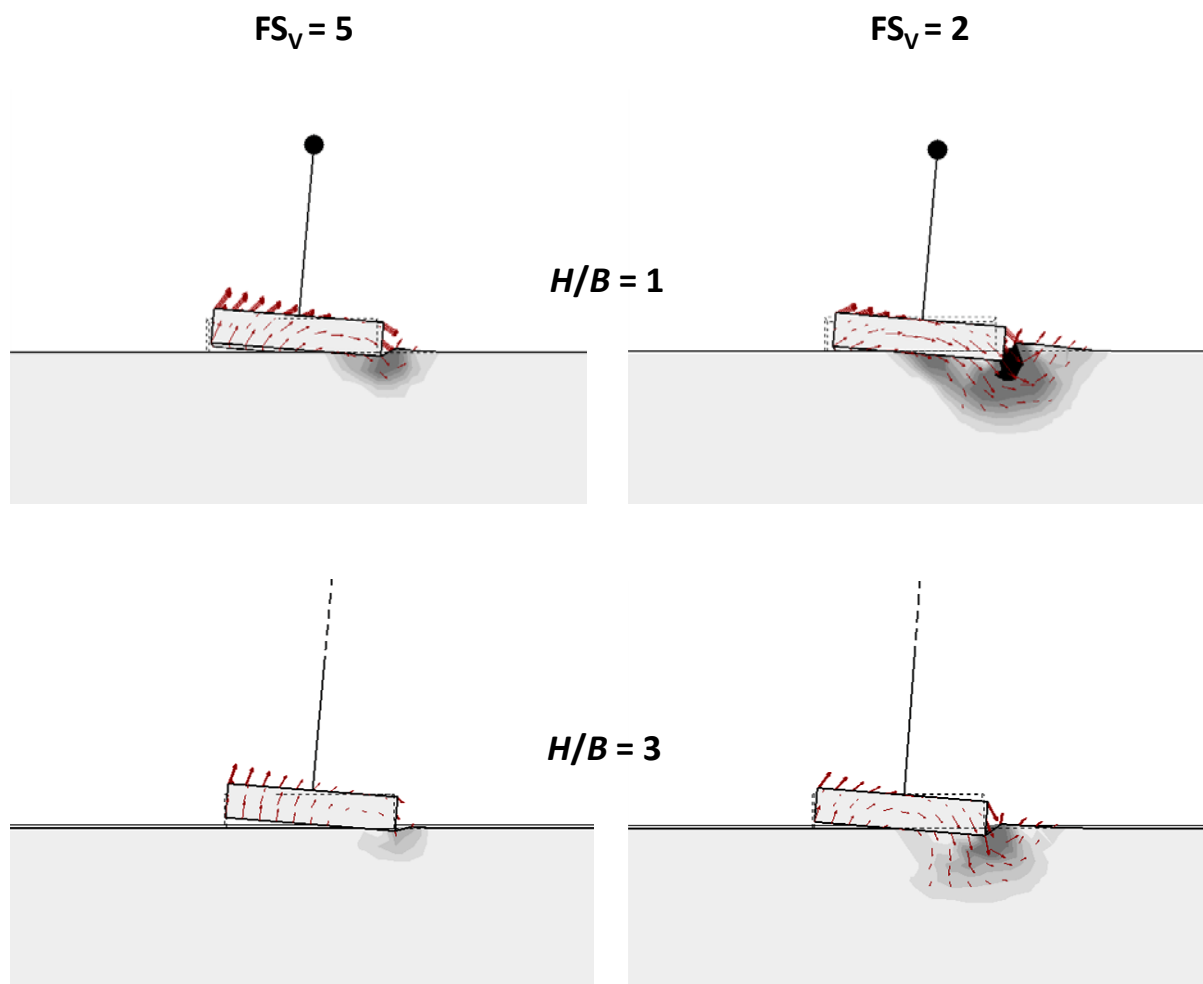
Σχήμα 4.35 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση. Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



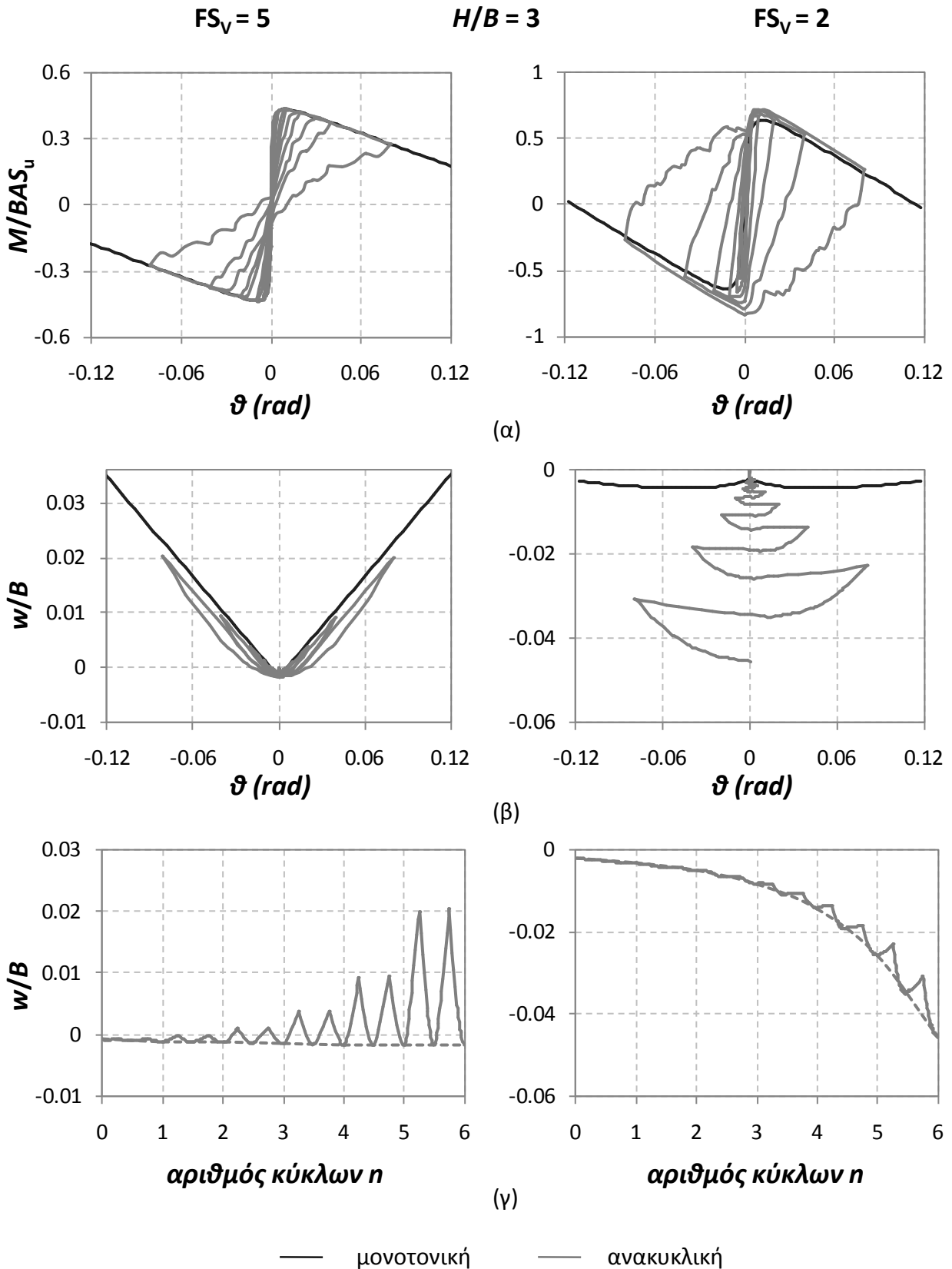
Σχήμα 4.36 Η πρόσθετη ανά κύκλο παραμένουσα καθίζηση συναρτῆσει του πλάτους στροφής του κύκλου για τους διάφορους βαθμούς εγκιβωτισμού της θεμελίωσης (α) $FS_V = 5$ και (β) $FS_V = 2$.



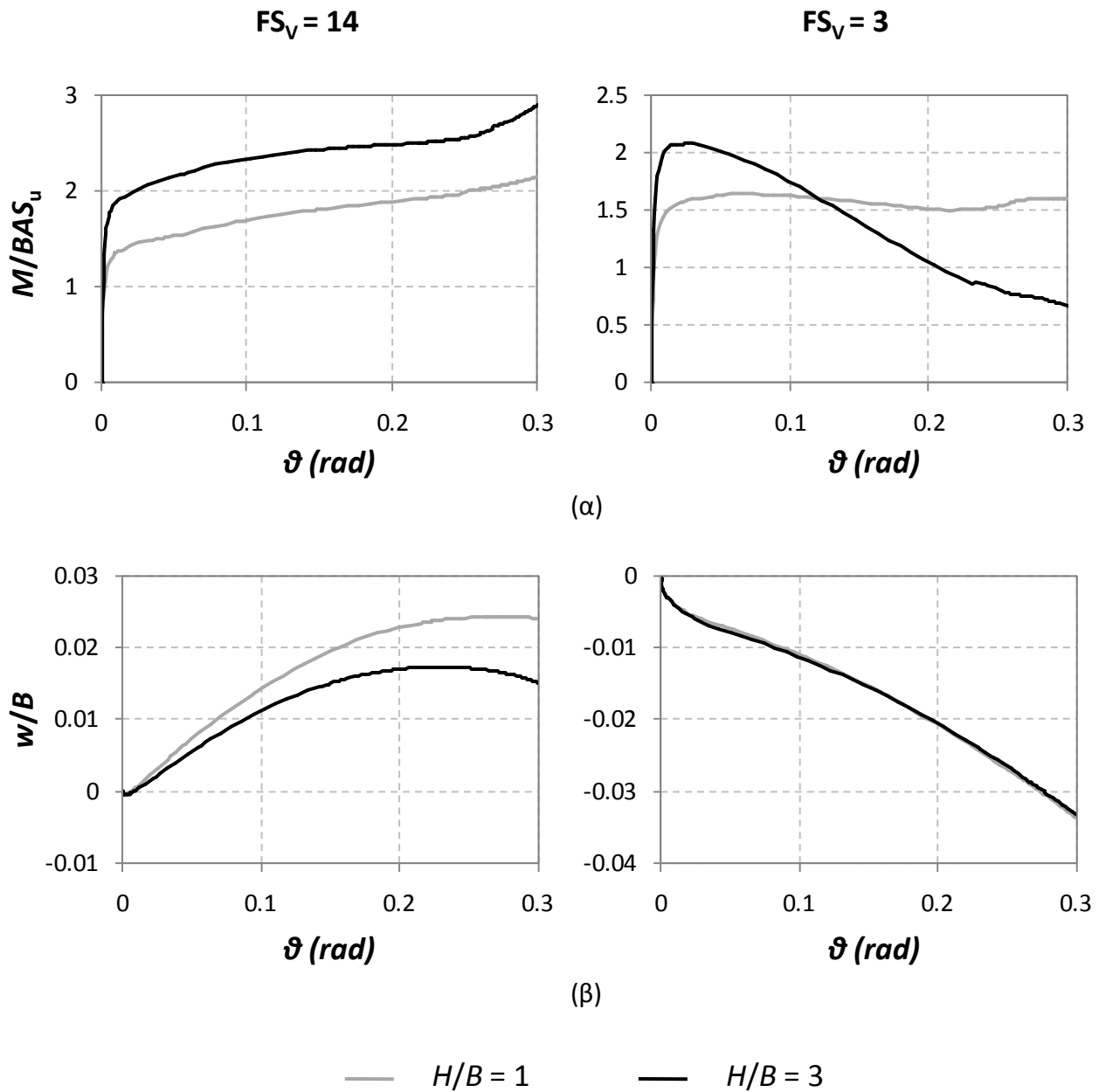
Σχήμα 4.37 Διαγράμματα (α) ροπής – στροφής και (β) καθίζησης – στροφής επιφανειακού θεμελίου υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση : σύγκριση μεταξύ συστημάτων με διαφορετικό λόγο λυγηρότητας H/B .



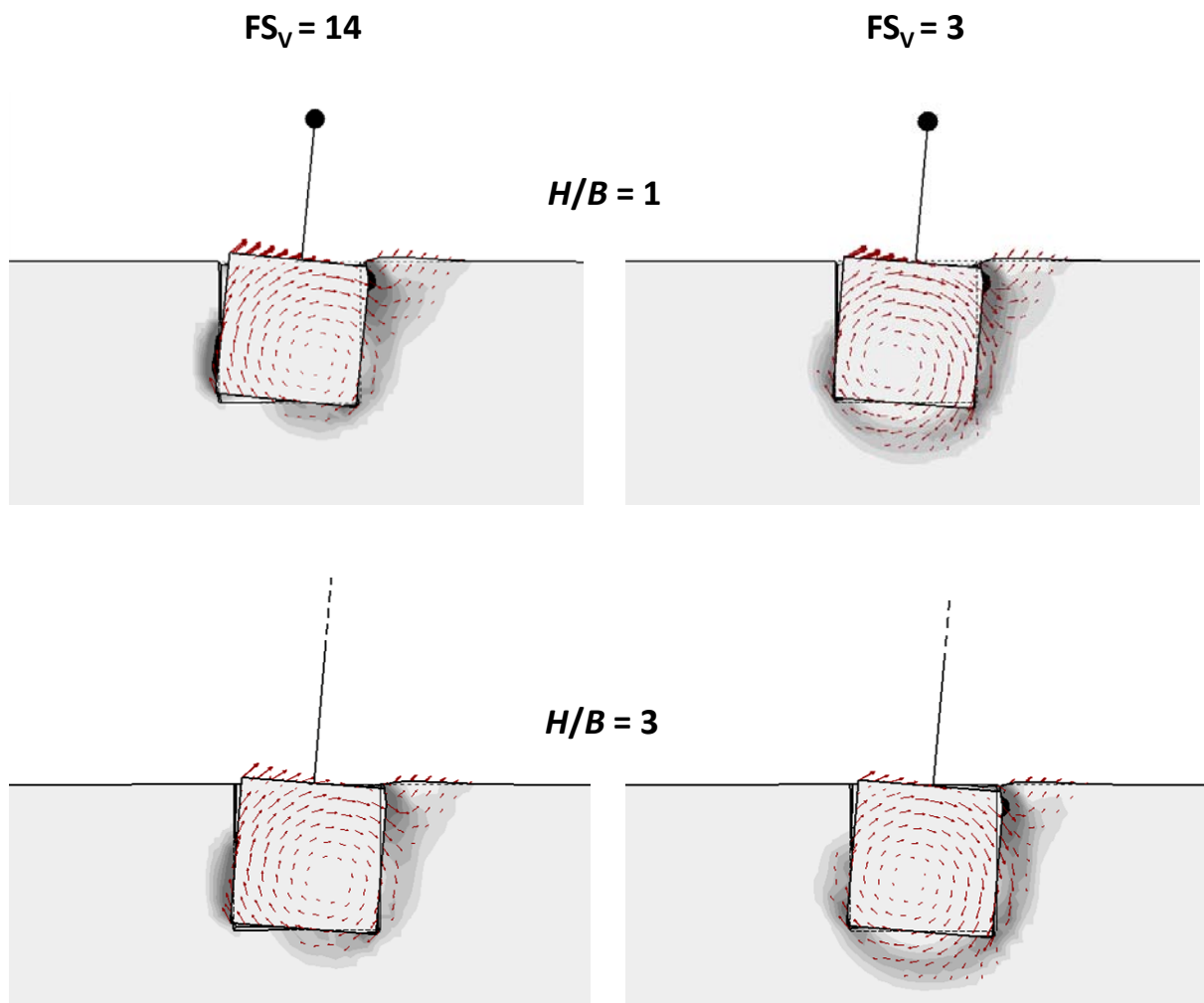
Σχήμα 4.38 Ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους και διανύσματα μετατοπίσεων για γωνία στροφής $\vartheta \approx 0.08$ rad : σύγκριση μεταξύ συστημάτων με διαφορετικό λόγο λυγηρότητας H/B .



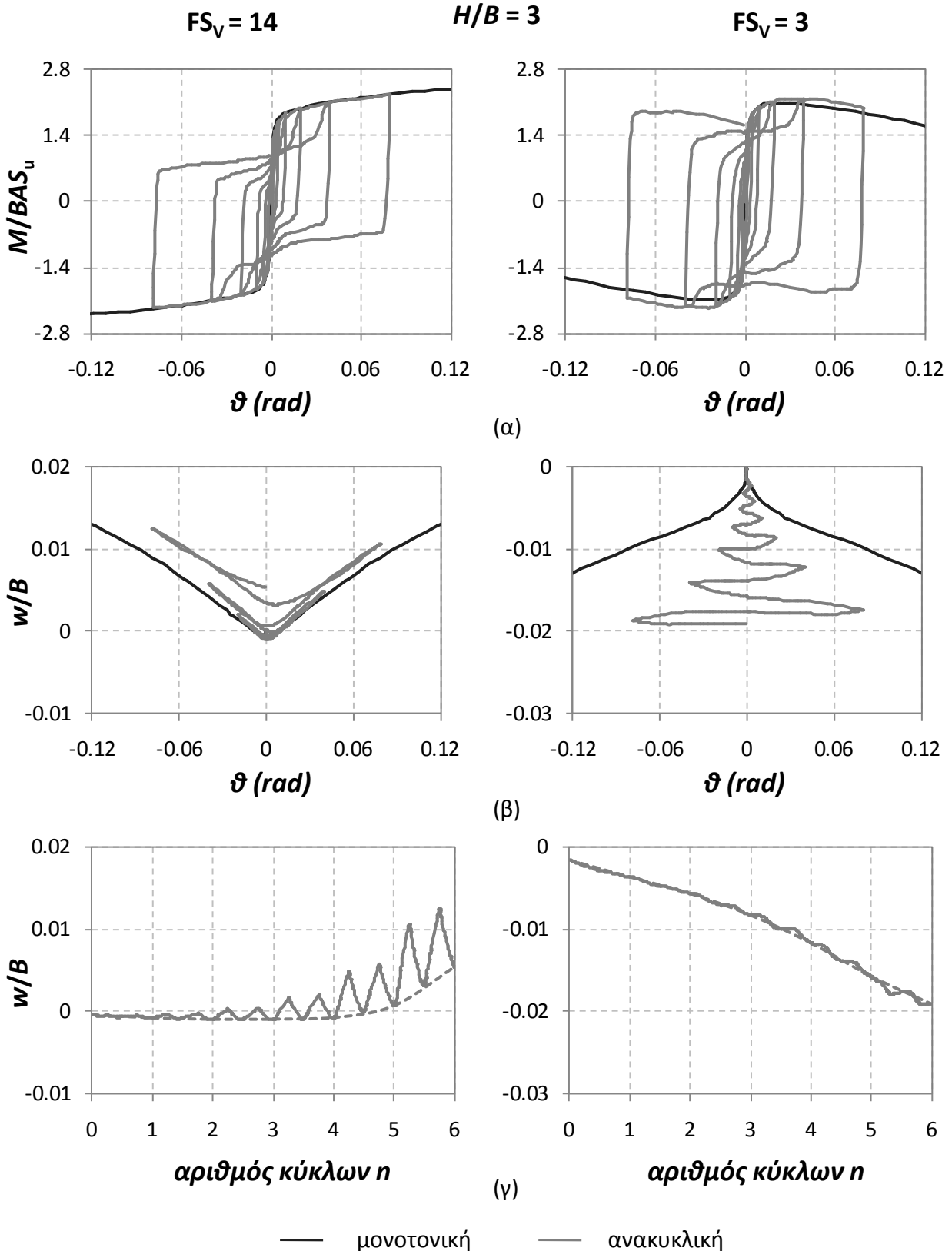
Σχήμα 4.39 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονιοστορίας καθίζησης για επιφανειακό θεμέλιο $D/B = 0$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση (λόγος λυγηρότητας $H/B = 3$). Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.



Σχήμα 4.40 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 .



Σχήμα 4.41 Ισοϋψείς των πλαστικών παραμορφώσεων του εδάφους και διανύσματα μετατοπίσεων για γωνία στροφής $\vartheta \approx 0.08$ rad : σύγκριση μεταξύ συστημάτων με διαφορετικό λόγο λυγηρότητας H/B .



Σχήμα 4.42 Αδιάστατες καμπύλες (α) ροπής – στροφής (β) καθίζησης – στροφής και (γ) χρονοϊστορίας καθίζησης για εγκιβωτισμένο θεμέλιο $D/B = 1$, υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση (λόγος λυγηρότητας $H/B = 3$). Η γκρι γραμμή αναπαριστά την ανακυκλική φόρτιση, ενώ η μαύρη την μονοτονική.

Κεφάλαιο 5 : Συμπεράσματα

5 Συμπεράσματα

Στην παρούσα εργασία παρουσιάζονται αποτελέσματα από τρισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με σκοπό τη διερεύνηση της ανελαστικής απόκρισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό μονοτονική και ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση. Συγκεκριμένα, μελετάται η απόκριση θεμελιώσεων τετραγωνικής κάτοψης, βαθμού εγκιβωτισμού $D/B = 0, 0.2, 0.5$ και 1 επί ομοιογενούς στιφρού αργλικού εδάφους, υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Ειδικότερα, η εργασία χωρίζεται σε δύο μέρη. Στο πρώτο μέρος εξετάζεται η φέρουσα ικανότητα του συστήματος εδάφους – θεμελίωσης υπό συνδυασμένη μονοτονική φόρτιση αξονικής (N), τέμνουσας δύναμης (Q) και ροπής ανατροπής (M), και παράγονται οι περιβάλλουσες αστοχίας σε χαρακτηριστικές τομές του τρισδιάστατου MQN χώρου φόρτισης. Στο δεύτερο μέρος προσομοιώνεται το σύνολο του συστήματος εδάφους – θεμελίου – ανωδομής, όπου η ανωδομή αναπαρίσταται από ένα απλό άκαμπτο στοιχείο δοκού με συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του. Οι εξεταζόμενοι συνδυασμοί φόρτισης περιορίζονται τώρα από το λόγο λυγηρότητας της ανωδομής και εν προκειμένω εξετάζονται δύο χαρακτηριστικές τιμές αυτού : $H/B = 1$ και 3 . Το σύστημα υποβάλλεται σε μονοτονική και ανακυκλική οριζόντια φόρτιση στο επίπεδο της συγκεντρωμένης μάζας της ανωδομής, ενώ λαμβάνονται υπόψη τα φαινόμενα $P - \delta$. Πέρα από τη φέρουσα ικανότητα, μελετάται επιπλέον και η μεταπλαστική φάση της απόκρισης του συστήματος, ενώ έμφαση δίνεται στην ανακυκλική συμπεριφορά, τους μηχανισμούς αστοχίας και τις παραμένουσες παραμορφώσεις. Τα κύρια συμπεράσματα της εργασίας συνοψίζονται παρακάτω :

- Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στη φέρουσα ικανότητα του συστήματος αποδείχθηκε καταλυτική, τόσο ως προς το μέγεθος, όσο και ως προς το σχήμα των περιβαλλουσών αστοχίας. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η εγκάρσια φόρτιση των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων (διάγραμμα αλληλεπίδρασης τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής) λόγω της σύζευξης του οριζόντιου μετακινησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης. Σε αυτήν την περίπτωση, οι περιβάλλουσες αστοχίας εμφανίζουν έντονη ασυμμετρία καθώς αυξάνεται ο

βαθμός εγκιβωτισμού, όταν το σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται στη βάση ή στην κορυφή του θεμελίου. Ένα πιο συμμετρικό σχήμα φαίνεται να επιτυγχάνεται όταν το σημείο αναφοράς λαμβάνεται στο κέντρο βάρους του θεμελίου. Γενικά, η ύπαρξη διαφορετικών μηχανισμών αστοχίας με τη μεταβολή του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης εξηγεί τη διαφορετική μορφή των περιβαλλουσών αστοχίας.

- Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων και η μορφή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης των εντατικών μεγεθών είναι ιδιαίτερα ευαίσθητες στα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους. Η θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους υπερεκτιμά σημαντικά τη φέρουσα ικανότητα έναντι της περισσότερο ρεαλιστικής θεώρησης όπου μη γραμμικά φαινόμενα (αποκόλληση, ολίσθηση) λαμβάνουν χώρα στη διεπιφάνεια θεμελίου – εδάφους. Στην πρώτη περίπτωση, η μέγιστη αντοχή σε εγκάρσια φόρτιση κινητοποιείται απουσία εξωτερικού κατακόρυφου φορτίου, σε αντίθεση με τη δεύτερη, όπου η μέγιστη αντοχή κινητοποιείται σε ενδιάμεσες τιμές του κατακόρυφου φορτίου.
- Η μονοτονική περιστροφική απόκριση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων διαφέρει σημαντικά από αυτή των επιφανειακών. Πέρα από την αυξημένη ροπή αντοχής των συστημάτων εγκιβωτισμένης θεμελίωσης, σημαντική είναι και η αύξηση της πλαστιμότητας του συστήματος με τον εγκιβωτισμό. Τα βελτιωμένα χαρακτηριστικά του διαγράμματος ροπής – στροφής των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων οφείλονται κατά κύριο λόγο στην παρουσία των πρόσθετων εδαφικών αντιδράσεων στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου. Επιπλέον, η αύξηση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης συνεπάγεται μικρότερο ανασήκωμα στα ελαφριά φορτισμένα συστήματα και μεγαλύτερη βύθιση στα βαριά φορτισμένα συστήματα.
- Η ανακυκλική λικνιστική απόκριση των θεμελιώσεων εξαρτάται άμεσα από το βαθμό εγκιβωτισμού. Σε όρους ροπής – στροφής, η συμπεριφορά των ελαφριά φορτισμένων επιφανειακών θεμελιώσεων χαρακτηρίζεται από τις μικρές παραμένουσες στροφές και τη σταδιακή υποβάθμιση της περιστροφικής δυσκαμψίας με την ανακύκλιση. Αποτέλεσμα είναι το χαρακτηριστικό σχήμα “S” του βρόχου ροπής – στροφής που εγγυάται την αυτοεπαναφορά του συστήματος μετά την αποφόρτιση. Από την άλλη, βαριά φορτισμένα θεμέλια σχηματίζουν πιο

διογκωμένους βρόχους υστέρησης, ενδεικτικό της αυξημένης κατανάλωσης ενέργειας, χαρακτηρίζονται από τη συσσώρευση υπεραντοχών με την ανακύκλιση, καθώς και τις υψηλές παραμένουσες στροφές. Αντίθετα, οι εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($D/B = 1$) υποφέρουν από υψηλές παραμένουσες στροφές ακόμα και για τα πολύ ελαφριά φορτισμένα συστήματα, εξαιτίας της εκτεταμένης εδαφικής διαρροής. Το σχήμα των βρόχων υστέρησης μεταβάλλεται σημαντικά σε σχέση με αυτό των επιφανειακών, με κύρια χαρακτηριστικά τη μειωμένη ροπή διαρροής κατά την επαναφόρτιση και την απότομη αύξηση της ροπής στα άκρα κάθε βρόχου. Η μορφή αυτή αποδίδεται στο σχηματισμό κενού μεταξύ των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους (*gapping effect*).

- Σημαντικές διαφορές μεταξύ των δύο συστημάτων, επιφανειακής και εγκιβωτισμένης θεμελίωσης, παρατηρούνται και στις καθιζήσεις οι οποίες συσσωρεύονται με την ανακύκλιση καθώς και στη σχέση αυτών με το πλάτος της επιβαλλόμενης στροφής. Σε μικρά πλάτη στροφής, η αύξηση του πλάτους φόρτισης συνεπάγεται αύξηση των καθιζήσεων, με το ρυθμό αύξησης ωστόσο να μειώνεται καθώς αυξάνεται ο κατακόρυφος συντελεστής ασφαλείας. Σε μεγαλύτερα πλάτη φόρτισης, και ενώ στα επιφανειακά θεμέλια συνεχίζεται η αύξηση των καθιζήσεων, στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις υπάρχει ένα κρίσιμο πλάτος στροφής από το οποίο και έπειτα οι παραμένουσες καθιζήσεις μειώνονται με την αύξηση του πλάτους, με την εμφάνιση ακόμα και θετικών σωρευτικών κατακόρυφων μετακινήσεων στα ελαφριά φορτισμένα συστήματα.
- Γενικά, τόσο ως προς τη μονοτονική όσο και ως προς την ανακυκλική φόρτιση, οι ρηχά εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις $D/B = 0.2$ εμφανίζουν συμπεριφορά παρόμοια με τις επιφανειακές θεμελιώσεις, ενώ οι μετρίως εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις $D/B = 0.5$ βρίσκονται πιο κοντά στη συμπεριφορά των βαθιά εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων $D/B = 1$.
- Η αύξηση του λόγου λυγηρότητας της ανωδομής επιδρά έντονα στη συμπεριφορά των επιφανειακών θεμελιώσεων, με κύρια χαρακτηριστικά τη μείωση της πλαστιμότητας του συστήματος και τη δραστική μείωση των καθιζήσεων που συσσωρεύονται με την ανακύκλιση. Αντίθετα, σε βαθιά εγκιβωτισμένα θεμέλια, η διατιθέμενη πλαστιμότητα, παρά τη μείωση, παραμένει πρακτικά άπειρη ακόμα και

στα βαριά φορτισμένα υψίκορμα συστήματα, ενώ οι μηχανισμοί παραμόρφωσης και οι καθιζήσεις δε μεταβάλλονται παρά ελάχιστα.

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., 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 Geoenv. 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.

Apsel 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.
- Crocker A., Nadim F. (1996) "Guidelines for Offshore Structural Reliability Analysis – Examples for Jack-ups" DNV Research 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 Engng*, 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.

