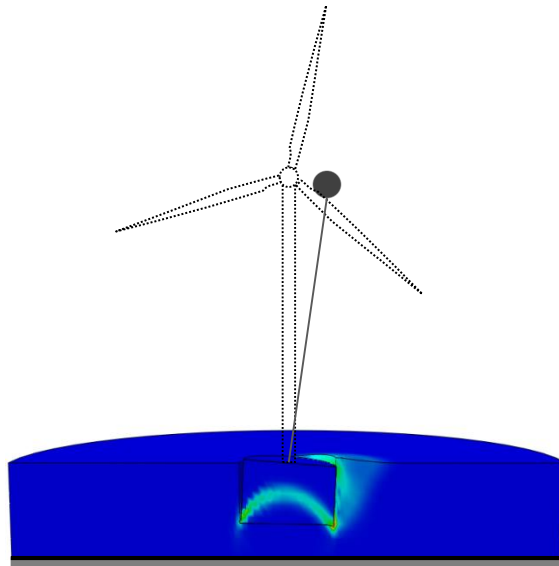




Διπλωματική Εργασία
Ειρήνης Γεωργίου

Επιβλέπων:
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

Στατική και Δυναμική Απόκριση Κοίλων
Κυλινδρικών Φρεάτων υπό Συνδυασμένη
Τρισδιάστατη Φόρτιση



Static and Dynamic Analysis
of Suction Caissons
under Combined 3D Loading

Diploma Thesis by
Irene Georgiou

Supervised by:
Professor G. Gazetas

Ευχαριστίες...

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής μου εργασίας, θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθειά μου αυτή με άμεσο ή έμμεσο τρόπο.

Πρώτα και σημαντικότερα θα ήθελα να ευχαριστήσω τον καθηγητή μου κ. Γ. Γκαζέτα που μου έδωσε την ιδέα και το κίνητρο για να διερευνήσω το θέμα αυτό υπό την καθοδήγησή του, αλλά και για όλες τις πολύτιμες συμβουλές και προτάσεις του καθ'όλη την διάρκεια των σπουδών μου.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλω στους διδάκτορες Ρ. Κουρκουλή και Φ. Γελαγώτη για την διαρκή υποστήριξή τους και τις συμβουλές τους στην προσπάθειά μου αυτή.

Τέλος, θα ήθελα να ευχαριστήσω την οικογένειά μου, τους συμφοιτητές και φίλους μου για την συνεχή και αμέριστη συμπαράσταση κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Πίνακας περιεχομένων

1	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	1
1.1	Εισαγωγή	3
1.1.1	Σκοπός της εργασίας	3
1.1.2	Η Θεμελίωση του Κοίλου Κυλινδρικού Φρέατος	4
1.2	Φορτίσεις Ανεμογεννήτριας	6
1.2.1	Δυνάμεις λόγω του Ανέμου	7
1.2.2	Δυνάμεις λόγω των Θαλάσσιων Κυματισμών	8
1.2.3	Σεισμικά Φορτία	10
1.3	Ορισμός Γεωμετρικών Μη Γραμμικοτήτων στον Σχεδιασμό Κοίλων Φρεάτων	11
1.4	Φέρουσα Ικανότητα Θεμελιώσεων	13
1.4.1	Εισαγωγή	13
1.4.2	Συμβατική Θεωρία Φέρουσας Ικανότητας	15
1.4.3	Εναλλακτικές Μέθοδοι Υπολογισμού Φέρουσας Ικανότητας – Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης	19
1.4.4	Φέρουσα Ικανότητα Κοίλων Θεμελιώσεων	20
1.4.5	Φέρουσα Ικανότητα σε Φόρτιση 6 Βαθμών Ελευθερίας	24
	ΤΕΛΟΣ 1^{ου} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ	27
2	ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	43
2.1	Ορισμός του Προβλήματος	45
2.2	Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης	48
2.2.1	Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων	48
2.2.2	Καταστατικό Προσομοίωμα Εδάφους	50
2.2.3	Σύμβαση Προσώμων	54
2.2.4	Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης	54
2.2.5	Στατική Μονοτονική και Ανακυκλική Φόρτιση	56
2.2.6	Αξιολόγηση του Προσομοιώματος (“ <i>Model Validation</i> ”)	56

ΤΕΛΟΣ 2^{ου} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ	59
3 ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ	71
3.1 Γενικά Στοιχεία	73
3.2 Αναγκαιότητα Μετατόπισης του Σημείου Αναφοράς των Εντατικών Μεγεθών .	76
3.2.1 Θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου	76
3.2.1.1. Αντοχή σε αξονική δύναμη	76
3.2.1.2. Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη	78
3.2.1.3. Αντοχή σε ροπή ανατροπής	81
3.2.1.4. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης-ροπής ανατροπής	82
3.2.2 Θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής εδάφους-θεμελίου.....	86
3.2.2.1. Αντοχή σε αξονική δύναμη	86
3.2.2.2. Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη	87
3.2.2.3. Αντοχή σε ροπή ανατροπής	89
3.2.2.4. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης-ροπής ανατροπής	90
3.3 Φέρουσα Ικανότητα υπό Ταυτόχρονο Στρεπτικό Φορτίο	91
3.3.1 Θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου	92
3.3.1.1. Αντοχή σε στρεπτική ροπή.....	92
3.3.1.2. Αλληλεπίδραση κατακόρυφου φορτίου-στρεπτικής ροπής	92
3.3.1.3. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης-στρεπτικής ροπής	93
3.3.1.4. Αλληλεπίδραση ροπής ανατροπής-στρεπτικής ροπής.....	95
3.3.1.5. Απόκριση υπό Συνδυασμένη Φόρτιση	96
3.3.2 Θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής εδάφους-θεμελίου.....	97
3.3.2.1. Αντοχή σε στρεπτική ροπή.....	97
3.3.2.2. Αλληλεπίδραση κατακόρυφου φορτίου-στρεπτικής ροπής	98
3.3.2.3. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης-στρεπτικής ροπής	98
3.3.2.4. Αλληλεπίδραση ροπής ανατροπής-στρεπτικής ροπής.....	99
3.4 Συμπεράσματα	100
ΤΕΛΟΣ 3^{ου} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ	101

4	ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΕ ΟΡΙΖΟΝΤΙΑ ΦΟΡΤΙΣΗ ΔΥΟ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΩΝ	133
4.1	Γενικά Στοιχεία.....	135
4.2	Μονοτονική Φόρτιση	135
4.3	Ανακυκλική Φόρτιση.....	137
4.4	Συμπεράσματα.....	138
ΤΕΛΟΣ 4^{ου} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ		139
5	ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΑΝΕΜΟΓΕΝΝΗΤΡΙΑΣ ΕΠΙ ΚΟΙΛΟΥ ΚΥΛΙΝΔΡΙΚΟΥ ΦΡΕΑΤΟΣ	151
5.1	Γενικά Στοιχεία.....	153
5.2	Απλοποιημένη Ανωδομή.....	154
5.2.1	Μονοτονική Φόρτιση	154
5.2.2	Ανακυκλική Φόρτιση	156
5.3	Ανάλυση Τυπικής Ανεμογεννήτριας Ισχύος 5MW.....	159
5.3.1	1 ^ο Σενάριο Φόρτισης	161
5.3.2	2 ^ο Σενάριο Φόρτισης	165
ΤΕΛΟΣ 5^{ου} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ		167
6	ΑΠΟΚΡΙΣΗ ΣΕ ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΕΞΑΙΤΙΣΗ ΔΥΟ ΔΙΕΥΘΥΝΣΕΩΝ	191
6.1	Χαρακτηριστικά Αριθμητικού Προσομοιώματος.....	193
6.2	Απόκριση σε Παλμικές Διεγέρσεις.....	195
6.3	Απόκριση σε Πραγματικές Καταγραφές	200
6.3.1	Καταγραφή JMA [Κοβέ, 1995].....	200
6.3.2	Καταγραφή LXR [Κεφαλονιά, 2014]	202
ΤΕΛΟΣ 6^{ου} ΚΕΦΑΛΑΙΟΥ-ΣΧΗΜΑΤΑ		203
7	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	227
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΠΑΡΑΠΟΜΠΕΣ.....		235

1^ο Κεφάλαιο

Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Εισαγωγή

1.2 Φορτίσεις Ανεμογεννήτριας

1.3 Ορισμός Γεωμετρικών Μη Γραμμικοτήτων στον Σχεδιασμό Κοίλων
Φρεάτων

1.4 Φέρουσα Ικανότητα

1 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Εισαγωγή

1.1.1 Σκοπός της εργασίας

Τις τελευταίες δεκαετίες η ανάπτυξη των ανανεώσιμων πηγών ενέργειας (Α.Π.Ε) έχει αποτελέσει σπουδαίο αντικείμενο για τον πολιτικό μηχανικό. Συγκεκριμένα, η Ευρωπαϊκή Ένωση έχει θέσει οδηγίες στα κράτη-μέλη τουλάχιστον το 20% της ενέργειάς τους να προέρχεται από Α.Π.Ε. Ιδιαίτερως σημαντική τα τελευταία χρόνια είναι η ανάπτυξη αιολικών πάρκων και ιδίως στην θάλασσα.

Το κόστος των ανεμογεννητριών στην θάλασσα είναι πολύ μεγάλο (περίπου € 1.8 – 2 εκατομμύρια / MW) και η θεμελίωσή τους αποτελεί έως και το 35% του κόστους αυτού. Το μέγεθος αυτό οφείλεται κυρίως στην δυσκολία εγκατάστασης των θεμελιώσεων, που κατά βάση είναι μονοπάσσαλοι μήκους τουλάχιστον 20 m, ενώ η έμπηξή τους απαιτεί χρήση πολύ ακριβών μηχανημάτων.

Μία εναλλακτική λύση στους μονοπάσσάλους, που βρίσκεται σε ερευνητικό κυρίως επίπεδο, είναι τα κοίλα φρέατα. Η μορφή των θεμελιώσεων αυτών μοιάζει με «αναποδογυρισμένο κουβά» και το σημαντικότερο πλεονέκτημά τους είναι ο περιορισμός του κόστους εγκατάστασης. Η εγκατάστασή τους γίνεται μέσω άντλησης του νερού μεταξύ του εδάφους και των ελασμάτων, με την διαφορά εσωτερικής και εξωτερικής πίεσης να οδηγεί το θεμέλιο στην τελική του θέση. Ένα επίσης σημαντικό πλεονέκτημα είναι ότι θεωρητικά η εν λόγω αναρρόφηση παραμένει και κατά την λειτουργία, προσδίδοντας στο θεμέλιο την ικανότητα παραλαβής εφελκυστικών τάσεων.

Έως πρόσφατα για τον σχεδιασμό των θεμελιώσεων των υπεράκτιων ανεμογεννητριών χρησιμοποιούνταν οι κώδικες της βιομηχανίας πετρελαίου και φυσικού αερίου. Κάτι τέτοιο βέβαια οδηγεί σε ανεπαρκείς λύσεις, αφού οι οριζόντιες δυνάμεις λόγω του ανέμου και των κυμάτων ξεπερνούν το κατακόρυφο φορτίο λόγω του ιδίου βάρους κατά τουλάχιστον 60%, δημιουργώντας σημαντικές εκκεντρότητες, όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.1**. Ακόμη, ο σχεδιασμός θα πρέπει να βασιστεί στην δυναμική απόκριση και σε έλεγχο κατά της αστοχίας από κόπωση παρά σε έλεγχο στην οριακή κατάσταση αστοχίας.

Στο **Σχήμα 1.2** απεικονίζονται διάφορα είδη θεμελιώσεων των υπεράκτιων ανεμογεννητριών, αναλόγως των εδαφικών συνθηκών και του βάθους της θάλασσας [Byrne & Houlsby, 2006]. Σε ρηχά βάθη οι θεμελιώσεις βαρύτητας αποδεικνύονται επαρκείς, αφού μέσω του ιδίου βάρους τους αναλαμβάνουν τις προκαλούμενες ροπές. Σε μέτρια βάθη, κυριαρχεί ο μονοπάσσαλος, ενώ εναλλακτική επιλογή αποτελούν τα κοίλα φρέατα. Τέλος, όταν το βάθος αυξάνει σημαντικώς, η υιοθέτηση μεμονωμένης θεμελίωσης καθιστάται αντικοινομική. Συνεπώς, κατασκευάζονται ομάδες θεμελιώσεων (τρίποδες ή τετράποδες, όπως λέγονται), οι οποίες αποτελούνται είτε από μονοπασσάλους είτε από κοίλα φρέατα, τοποθετημένα συνήθως σε ίσες αποστάσεις.

1.1.2 Η Θεμελίωση του Κοίλου Κυλινδρικού Φρέατος

Τα κοίλα ανεστραμμένα φρέατα, γνωστά στην διεθνή βιβλιογραφία ως "*suction caissons*" αποτελούν μία εναλλακτική λύση θεμελίωσης, που στηρίζει την επιτυχία της στον περιορισμό του κόστους εγκατάστασης. Το σημαντικότερο πλεονέκτημά τους είναι η ευκολία στην έμπηξη, η οποία επιτυγχάνεται μέσω άντλησης του νερού που εμπεριέχεται εντός του κοίλου φρέατος και την ανάπτυξη υποπίεσης η οποία έλκει το θεμέλιο στην τελική του θέση. Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.3**, η διαφορά πίεσης εξωτερικά και εσωτερικά του φρέατος, "συγκολλά" την άνω επιφάνειά του με το έδαφος, προσδίδοντας σε αυτήν εφελκυστική αντοχή. Η απόκριση των εν λόγω θεμελιώσεων έχει διερευνηθεί και αξιολογηθεί μέσω πολυάριθμων πειραμάτων και αριθμητικών αναλύσεων [Bransby & Randolph, 1998; Byrne, 2000; Bransby & Yun, 2009; Houlsby, Kelly, Huxtable και Byrne, 2005; Houlsby, Kelly, Huxtable και Byrne, 2006; Vilabolos, Houlsby και Byrne, 2004; Kelly, Houlsby και Byrne, 2006; Supachawarote, Randolph και Gourvenec, 2004; Gourvenec, 2007].

Η χρήση τέτοιων θεμελιώσεων, ωστόσο, είναι περιορισμένη. Η πλέον δημοφιλής μέθοδος θεμελίωσης θαλάσσιων ανεμογεννητριών είναι η υιοθέτηση δύσκαμπτων μονοπασσάλων πολύ μεγάλης διαμέτρου και μήκους που υπερβαίνει τα 20 m. Καθώς η βιομηχανία είχε αναπτύξει σημαντική εμπειρία στην λύση του μονοπασσάλου, ήταν μάλλον επιφυλακτική στην υιοθέτηση μίας νέας θεμελίωσης. Ωστόσο, όσο οι εδαφικές συνθήκες γίνονται δυσμενέστερες και τα βάθη θεμελίωσης αυξάνουν, το κόστος κατασκευής τέτοιων γιγάντιων μονοπασσάλων αυξάνει εκθετικά και πολλές φορές γίνεται κρίσιμο, αν όχι

απαγορευτικό, για την απόδοση της επένδυσης. Ως εκ τούτου, η έρευνα νέου τύπου θεμελιώσεων συνεχίζεται, εστιάζοντας στην κατανόηση των μηχανισμών μεταφοράς των δυνάμεων της ανεμογεννήτριας στην θεμελίωση.

Οι Byrne [2000], Byrne et al. [2003] και Byrne & Houlsby [2003], μέσω πειραμάτων, συμπέραναν πως υπάρχει μία προσεγγιστικώς γραμμική σχέση μεταξύ της ροπής ανατροπής και του κατακόρυφου φορτίου σε μικρές τιμές του τελευταίου και κατέληξαν σε ένα απλό προκαταρκτικό διάγραμμα σχεδιασμού **[Σχήμα 1.4]**. Στο εν λόγω διάγραμμα, βασιζόμενοι στο ίδιο βάρος μιας ανεμογεννήτριας, μπορούμε να επιλέξουμε την διάμετρο και το μήκος της παράπλευρης επιφάνειας του φρέατος. Παραδείγματος χάριν, για μία τυπική θαλάσσια ανεμογεννήτρια ισχύος 3.5MW, με ίδιον βάρος περίπου 6MN, προκύπτει ένα φρέαρ διαμέτρου 27.7 m και μήκους εμπήξεως 5.54 m (βαθμός εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$).

Οι Houlsby, Kelly, Huxtable και Byrne [2005] διεξήγαγαν πειράματα ελεύθερου πεδίου μελετώντας την απόκριση μίας σειράς κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων επί αργλικού εδάφους υπό παροδική εγκάρσια φόρτιση. Βασισμένοι στην δυσκαμψία και στην αντοχή, πρότειναν μία μέθοδο εκτίμησης της διαμέτρου τέτοιων φρεάτων. Σύμφωνα με το τελευταίο, θεωρώντας ότι μία αποδεκτή στροφή για την θεμελίωση είναι περίπου 0.001 rad και ότι η καμπτική αντοχή αυξάνεται γραμμικώς με την διατμητική αντοχή του εδάφους και με το τετράγωνο του μεγέθους της θεμελίωσης, χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα του **Σχήματος 1.5**, μπορεί να εκτιμηθεί με καλή προσέγγιση η απαραίτητη διάμετρος του φρέατος.

Είναι κατανοητό ότι το μέγεθος τέτοιων θεμελιώσεων είναι αρκετά μεγάλο και η κατασκευή πλήθους εξ αυτών για ένα αιολικό πάρκο συνεπάγεται σημαντικό κόστος. Επιπλέον, ο βασιζόμενος στα οριακά φορτία σχεδιασμός είναι μάλλον μη ρεαλιστικός. Ανατρέχοντας στο παραπάνω παράδειγμα του φρέατος με διάμετρο 27 m, ο συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση για μία μέση άργιλο θα ήταν μεγαλύτερος του 20, το οποίο είναι πολύ συντηρητικό, ειδικά αν αναλογιστεί κανείς ότι η κατακόρυφη φόρτιση δεν είναι η πλέον κρίσιμη.

Συγχρόνως, η αντοχή σε εφελκυσμό που προσδίδεται από την υποπίεση δεν έχει εγγυηθεί, καθώς είναι πιθανή υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Ωστόσο, τα φορτία του ανέμου και των θαλάσσιων κυματισμών είναι ανακυκλικά, με περιόδους της τάξης των 10 s. Αυτό σημαίνει ότι οι αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, εκτός από τις περιπτώσεις τρικυμίας και σεισμικών φορτίων, αποτελούν απλοποίηση της πραγματικότητας στο θαλάσσιο περιβάλλον και δη σε αμμώδεις πυθμένες. Έτσι, πιθανώς λαμβάνουν χώρα και η ολίσθηση μεταξύ του εδάφους και της παράπλευρης επιφάνειας της θεμελίωσης και η υδατική ροή στο εσωτερικό του φρέατος, απομειώνοντας τον ευεργετικό ρόλο της υποπίεσης.

Μία ακόμη παραδοχή έγκειται στο ότι το εμπειροχόμενο έδαφος, το λεγόμενο "*soil plug*", εγκιβωτίζεται από το φρέαρ και η όλη συμπεριφορά της θεμελίωσης είναι όμοια με του κανονικού φρέατος. Συνεπώς, όλα τα φορτία μεταφέρονται στην βάση του εγκλεισμένου εδάφους. Θα αποδειχθεί εν συνεχεία ότι το εγκλεισμένο έδαφος όχι μόνον πλαστικοποιείται, αλλά η επιλογή του σημείου επιβολής της φόρτισης διαφοροποιεί τόσο την δυσκαμψία του συστήματος, όσο και την φέρουσα ικανότητα και τους μηχανισμούς αστοχίας.

1.2 Φορτίσεις Ανεμογεννήτριας

Οι θαλάσσιες ανεμογεννήτριες υποβάλλονται συνεχώς σε συνδυασμένη φόρτιση, λόγω της ανεμοπίεσης και των υδροδυναμικών φορτίσεων. Εκτός από το ίδιο βάρος τους, το οποίο δεν είναι κρίσιμο στον σχεδιασμό, οι φορτίσεις των κυμάτων και του ανέμου είναι από την φύση τους ανακυκλικές και επαναλαμβανόμενες. Έτσι, καθιστάται απαραίτητο να γνωρίζουμε την ιδιοπερίοδο της κατασκευής. Ο Van der Tempel [2005] εξήγαγε μία προσεγγιστική έκφραση για την πρώτη ιδιοπερίοδο μιας ανεμογεννήτριας, προσομοιώνοντας την ως έναν απλοποιημένο μονοβάθμιο ταλαντωτή με συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή και ομοιομόρφως κατανεμημένη μάζα στον πύργο, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.6**. Η έκφραση αυτή είναι η ακόλουθη:

$$f_{nat} \cong \frac{D_{av}}{L^2} \left(\frac{E}{104(a+0.227)\rho_{steel}} \right)^{0.5} \quad (1.1)$$

όπου $D_{av} = D - t_w$ η μέση διάμετρος του πύργου, D [m] η εξωτερική διάμετρος του πύργου και t_w [m] το πάχος των τοιχωμάτων, L [m] το ύψος του πύργου, E [Pa] το μέτρο

ελαστικότητας του πύργου, ρ [kg/m^3] η πυκνότητα του χάλυβα του πύργου και η παράμετρος α δίνεται από την σχέση:

$$\alpha = \frac{m_{top}}{\rho_{steel} \pi D_{av} t_w L} \quad (1.2)$$

όπου m_{top} [kg] η συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του πύργου

Στην παρούσα εργασία, μελετάται η απόκριση της ανεμογεννήτριας υπό τα ακόλουθα φορτία [**Σχήμα 1.7**]:

- α) Φορτία λόγω του ανέμου
- β) Φορτία λόγω των θαλάσσιων κυματισμών και των θαλάσσιων ρευμάτων
- γ) Σεισμικά φορτία

1.2.1 Δυνάμεις λόγω του Ανέμου

Οι πιέσεις που ασκεί ο άνεμος στην ανεμογεννήτρια είναι ανακυκλικές, αλλά πολύ μεγάλης περιόδου, οπότε μπορούν να μεταφραστούν σε μία συγκεντρωμένη δύναμη στο ύψος του ρότορα. Ένα παράδειγμα της χρονοϊστορίας της ταχύτητας του ανέμου, καθώς και το αντίστοιχο φάσμα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 1.8**. Το φορτίο λόγω ώθησης δρα στο ύψος του ρότορα, ενώ το συρτικό φορτίο δρα στον πύργο της ανεμογεννήτριας. Το προφίλ της ταχύτητας του ανέμου ακολουθεί έναν εκθετικό νόμο, με αυξημένες ταχύτητες μακριά από την επιφάνεια (θάλασσα ή ξηρά). Η έκφραση για την ταχύτητα του ανέμου είναι η ακόλουθη:

$$V(z) = V_{hub} \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^\alpha \quad (1.3)$$

όπου $V(z)$ η ταχύτητα του ανέμου στο ύψος z , V_{hub} η ταχύτητα του ανέμου στο κέντρο του ρότορα, z το ύψος μετρούμενο από το έδαφος, z_{hub} το ύψος του κέντρου του ρότορα και $\alpha = 0.2$

Η συγκεντρωμένη δύναμη στον ρότορα μπορεί να υπολογισθεί μέσω της ακόλουθης έκφρασης:

$$T = \left(\frac{1}{2} \rho V^2 \right) C_T (\pi R^2) \quad (1.4)$$

όπου T [N] η συγκεντρωμένη δύναμη του ανέμου, ρ η πυκνότητα του ανέμου (περίπου 1.25 kg/m^3), V η ταχύτητα του ανέμου (συνήθως λαμβάνεται 25 m/s), CT συντελεστής σχήματος (περίπου ίσος με $CT \approx 7 / V_{\text{hub}}$, ή 0.30 ως εύλογη τιμή σχεδιασμού) και R [m] η διάμετρος του ρότορα.

Συγχρόνως, η ομοιομόρφως κατανεμημένη στον πύργο δύναμη του ανέμου δίνεται από την σχέση:

$$F_d = \frac{1}{2} \rho V^2(z) C_d D(z) \quad (1.5)$$

όπου F_d [N/m], C_d συντελεστής σχήματος μιας κυκλικής διατομής που σχετίζεται με τον αριθμό Reynolds και $D(z)$ η εξωτερική διάμετρος στο ύψος z , καθώς ο πύργος είναι κωνικός.

1.2.2 Δυνάμεις λόγω των Θαλάσσιων Κυματισμών

Τα φορτία λόγω των θαλάσσιων κυματισμών είναι ανακυκλικά από την φύση τους, όπως και τα φορτία του ανέμου, αλλά με γενικώς μικρότερες περιόδους (της τάξης των 10 s περίπου). Ένα παράδειγμα της χρονοϊστορίας ανύψωσης της θαλάσσιας επιφάνειας και το αντίστοιχο φάσμα φαίνεται στο **Σχήμα 1.9**. Ένα ευρείας χρήσεως φάσμα είναι το κυματικό φάσμα των Pierson-Moskowitz. Ένα άλλο φάσμα αποτελεί το φάσμα JONSWAP, το οποίο στην πραγματικότητα είναι μία εξελιγμένη μορφή του φάσματος των Pierson-Moskowitz, προσθέτοντας έναν συντελεστή ενίσχυσης, και απεικονίζει καταστάσεις οι οποίες δεν αναπτύσσονται πλήρως υπό συνήθεις συνθήκες ανέμου. Στο **Σχήμα 1.10** συγκρίνονται τα δύο φάσματα για κοινή δεσπόζουσα περίοδο υπολογιζόμενη είτε από την περίοδο της αιχμής είτε από τον αριθμό ανά μονάδα χρόνου των σημείων μηδενισμού του φορτίου, θεωρώντας $H_s = 1.5 \text{ m}$ και $T_z = 5 \text{ s}$.

Για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών φορτίων μιας ανεμογεννήτριας, μπορεί να χρησιμοποιηθεί η εξίσωση του Morison, η οποία αποτελεί μία εμπειρική σχέση υπολογισμού των υδροδυναμικών φορτίων ανά μέτρο μήκους σε κατακόρυφα και υψίκορμα μέλη:

$$f_{\text{Morison}}(x, z, t) = f_d(x, z, t) + f_i(x, z, t) \quad (1.6)$$

$$f_d(x, z, t) = C_d \frac{1}{2} \rho_w D |u(x, z, t)| u(x, z, t) \quad (1.7)$$

$$f_i(x, z, t) = C_m \frac{\rho_w \pi D^2}{4} \dot{u}(x, z, t) \quad (1.8)$$

όπου:

f_{Morison} : διάνυσμα της υδροδυναμικής δύναμης ανά μονάδα μήκους εφαρμοζόμενο στον άξονα του μέλους $[N/m]$

f_d : διάνυσμα της συρτικής δύναμης ανά μονάδα μήκους $[N/m]$

f_i : διάνυσμα της αδρανειακής δύναμης ανά μονάδα μήκους $[N/m]$

C_d : συντελεστής συρτικής δύναμης (αδιάστατος), συνήθως λαμβάνεται 0.7 για υπολογισμούς σε κόπωση κατασκευών επί μονοπασσάλων

ρ_w : πυκνότητα του νερού $[kg/m^3]$, για θαλασσινό νερό περίπου ίση με $1025 kg/m^3$

D : ενεργός διάμετρος κυλινδρικού σωλήνα $[m]$

u : το διάνυσμα της ταχύτητας των υγρών σωματιδίων $[m/s]$

C_m : αδρανειακός συντελεστής (αδιάστατος), συνήθως λαμβάνεται ίσος με 2 για υπολογισμούς σε κόπωση κατασκευών επί μονοπασσάλων

\dot{u} : το διάνυσμα της επιτάχυνσης των υγρών σωματιδίων $[m/s^2]$

Στο **Σχήμα 1.11** απεικονίζεται μία υψίκορμη κατασκευή υπό υδροδυναμική φόρτιση. Όπως αναφέρεται, οι συντελεστές C_m και C_d ποικίλουν αναλόγως του εξεταζόμενου σεναρίου φόρτισης, του σχήματος της κατασκευής, κ.α. Οι παραπάνω προτεινόμενες τιμές χρησιμοποιούνται στην περίπτωση αστοχίας από κόπωση κατασκευών επί μονοπασσάλων, αλλά απαιτείται περισσότερη έρευνα για την διασφάλιση της καταλληλότητας των συντελεστών αυτών σε διαφορετικές συνθήκες.

Η επίδραση των θαλάσσιων ρευμάτων λαμβάνεται υπόψιν προσθέτοντας την ταχύτητά τους στο συρτικό μέρος της εξίσωσης Morison, καθώς η ταχύτητα είναι η μοναδική παράμετρος του όρου αυτού. Συνεπώς, η εξίσωση της συρτικής δύναμης μετασχηματίζεται στην παρακάτω:

$$f_d(x, z, t) = C_d \frac{1}{2} \rho_w D |u + U_c|(u + U_c) \quad (1.9)$$

όπου u και U_c η λόγω των θαλάσσιων κυματισμών και η λόγω των θαλάσσιων ρευμάτων, αντιστοίχως, ταχύτητα των υγρών σωματιδίων, σε [m/s].

Σύμφωνα με την εξίσωση του Morison, υποθέτουμε ότι τα μέλη που βρίσκονται υπό την επιφάνεια της θάλασσας δεν επηρεάζουν τα κύματα. Εάν, όμως, τα μέλη αυτά είναι σημαντικού μεγέθους, τότε προκαλείται το φαινόμενο της περιθλάσης, το οποίο επηρεάζει την αδρανειακή δύναμη και λαμβάνεται υπόψιν τροποποιώντας τον αδρανειακό συντελεστή (διόρθωση MacCamy-Fuchs, βλ. **Σχήμα 1.12**). Καθώς, όμως, στην ανοιχτή θάλασσα και σε αρκετά βαθείς πυθμένες (ας πούμε, 15 m), το μήκος του θαλάσσιου κύματος είναι πολύ μεγαλύτερο από την διάμετρο του πύργου της ανεμογεννήτριας (περισσότερο από 80 m έναντι 2-3 m), ο αδρανειακός συντελεστής δεν χρειάζεται να διορθωθεί προκειμένου να ληφθεί υπόψιν το φαινόμενο της περιθλάσεως.

Τέλος, για τον άκριβη υπολογισμό των φορτίων στα οποία υποβάλλεται μία υπεράκτια ανεμογεννήτρια υπάρχουν πολλοί παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψιν, όπως παλίρροιες, κυματοθραύστες, μεγάλης διάρκειας κύματα μεγάλου ύψους και περιόδου, κ.α.

1.2.3 Σεισμικά Φορτία

Εξαιτίας της λυγηρότητας τους, επικρατεί η άποψη ότι η απόκριση των ανεμογεννητριών δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις σεισμικές διεγέρσεις, καθώς οι ιδιοσυχνότητές τους είναι εξαιρετικά μικρές ($f < 0.33$ Hz). Τυπικά, σύμφωνα με τα πρότυπα σχεδιασμού της αιολικής βιομηχανίας απαιτείται υπολογισμός ενός αντιπροσωπευτικού οριζόντιου σεισμικού φορτίου, χρησιμοποιώντας τις αντίστοιχες διαδικασίες του οικοδομικού κανονισμού και κάνοντας υπέρθεση του φορτίου με τα λειτουργικά φορτία της ανεμογεννήτριας. Αυτή η γενική μεθοδολογία προτείνεται από τα πρότυπα σχεδιασμού της αιολικής βιομηχανίας συμπεριλαμβάνοντας τις κατευθυντήριες γραμμές IEC 64100 και DNV/Riso. Έτσι, τα σεισμικά φορτία συνήθως αμελούνται στον σχεδιασμό ανεμογεννητριών.

Η σεισμική απόκριση των ανεμογεννητριών αποτέλεσε αντικείμενο πληθώρας δημοσιεύσεων την περασμένη δεκαετία. [Bazeos et al, 2002; Lavassas et al, 2003; Ritschel et

al, 2003; Witcher et al, 2005; Haenler et al, 2006; Zhao & Maisser, 2006]. Οι Bazeos et al. [2002] μελετώντας μία ανεμογεννήτρια ισχύος 450kW, ύψους 38 m και απόσβεσης 0.5%, υποστήριξαν ότι δεν είναι αρκετά ευάλωτη σε σεισμικά φορτία, ώστε αυτά να ληφθούν υπόψιν ως καθοριστικά στον σχεδιασμό. Οι Lavassas et al. [2003] διερεύνησαν μία ανεμογεννήτρια ισχύος 1 MW και ύψους 44 m σε μία σεισμική περιοχή τύπου II με βραχώδες έδαφος, σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 3, θεωρώντας ότι οι σεισμικές τάσεις ενδέχεται να είναι κρίσιμες σε περιοχές υψηλότερης σεισμικής επικινδυνότητας. Οι Ritschel et al. [2003], επιπροσθέτως, κατέληξαν στο ότι τα σεισμικά φορτία είναι πολύ μικρά σε σύγκριση με τα φορτία σχεδιασμού ανέμου και κυμάτων υπό ακραίες συνθήκες.

Στην πραγματικότητα, όμως, κατά την διάρκεια ενός σεισμού η ανεμογεννήτρια υποβάλλεται και σε ένα πρόσθετο, πρακτικώς σταθερό, φορτίο μίας κατεύθυνσης λόγω του ανέμου και των κυματισμών, το οποίο πιθανώς προκαλεί συσσώρευση στροφών προς την φορά δράσης του, ειδικά εάν ο σεισμικός κραδασμός περιλαμβάνει πολλούς κύκλους. Το παραπάνω βέβαια δεν είναι καταστρεπτικό, καθώς οι κώδικες σχεδιασμού επιβάλλουν πολύ αυστηρά όρια στην μέγιστη στρόφη την οποία συσσωρεύει μία ανεμογεννήτρια. Ωστόσο, μπορεί να οδηγήσει σε υπέρβαση των λειτουργικών ορίων από τα πρώτα χρόνια λειτουργίας της. Τέλος, παρέχει μία πρώτη προσέγγιση της επίδρασης των εκατομμυρίων κύκλων φόρτισης κατά την διάρκεια της ζωής της.

1.3 Ορισμός Γεωμετρικών Μη-Γραμμικοτήτων στον Σχεδιασμό Κοίλων Φρεάτων

Οι πλειονότητα των εργασιών που αφορούν σε κοίλα ανεστραμμένα φρέατα επί αργιλικού εδάφους, ιδιαιτέρως όταν αναφέρονται σε υπεράκτιες ανεμογεννήτριες, υποθέτει συνθήκες πλήρους επαφής μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης [Bransby & Randolph, 1998; Gourvenec & Randolph, 2003; Gourvenec, 2007; Bransby & Yun, 2009]. Η επιλογή τους αυτή στηρίζεται σε δύο λόγους:

- α) στην φύση των φορτίων σχεδιασμού, τα οποία θεωρούνται βραχυχρόνια και
- β) στην μέθοδο εγκατάστασης, η οποία, όπως περιγράφηκε προηγουμένως, επιτρέπει στην θεμελίωση να αναπτύξει εφελκυστική αντοχή λόγω των υποπιέσεων που

αναπτύσσονται μεταξύ της άνω επιφάνειάς της (*lid*) και του εσωτερικού εδάφους καθώς το τελευταίο διογκώνεται, όταν το θεμέλιο τείνει να ανασηκωθεί.

Οι Watson et al. [2000], έδειξαν μέσω πειραμάτων σε φυγοκεντριστή, ότι η εφελκυστική και η θλιπτική αντοχή ενός τέτοιου φρέατος είναι ακριβώς ίσες. Λίγο νωρίτερα, οι Clukey & Morrison [1993] ισχυρίστηκαν ότι η αντοχή σε εφελκυσμό είναι κατά 20% μειωμένη σε σχέση με την αντοχή σε θλίψη. Πολλές άλλες πειραματικές μελέτες, μολονότι αναφέρονταν σε βαθέως εγκιβωτισμένα φρέατα με βαθμό εγκιβωτισμού (L/D) μεγαλύτερο του 2, απέδειξαν την ίδια φέρουσα αντίσταση [Fuglsang & Steensen-Bach, 1991; Steensen-Bach, 1992; Puech et al., 1993; Clukey & Morrison, 1993; Rao et al., 1997; Watson et al., 2000; Randolph & House, 2002; Luke et al., 2005].

Λιγότερη προσοχή, ωστόσο, έχει δοθεί για μικρότερους λόγους L/D (μικρότερους του 1.2), θεμελιώσεις μάλλον καταλληλότερες για την θεμελίωση μιας ανεμογεννήτριας είτε ως αυτόνομη θεμελίωση είτε ως μέρος μίας ομάδας θεμελίωσης (π.χ. τρίποδη θεμελίωση). Η διαφορά έγκειται στην ύπαρξη ευκολότερων και συντομότερων διαδρομών στράγγισης, οδηγώντας έτσι στην μείωση της ευεργετικής επίδρασης της υποπίεσης ή ακόμη και στην εξαφάνισή της. Επιπλέον, ο μικρότερος λόγος εγκιβωτισμού σημαίνει μικρότερες τάσεις του εδάφους στο επίπεδο έμπηξης, γεγονός που ενδέχεται να οδηγήσει σε έλξη προς τα έξω του εμπεριεχομένου στο φρέαρ εδάφους. Τέλος, τα φορτία μιας ανεμογεννήτριας είναι πολύ πιο παρατεταμένα και παροδικά, πλησιάζοντας τις μακροχρόνιες συνθήκες φόρτισης, καθώς προκαλούν περαιτέρω στράγγιση.

Οι House & Randolph [2001] ,εκτελώντας πειράματα σε φυγοκεντριστή, μελέτησαν την αντοχή κατά το ανασήκωμα ενός κοίλου ανεστραμμένου φρέατος μεγάλου βαθμού εγκιβωτισμού. Κατέληξαν στο συμπέρασμα ότι μεταξύ της παράπλευρης επιφάνειας και του εδάφους τόσο εσωτερικά όσο και εξωτερικά του φρέατος αναπτύσσεται ένας συντελεστής τριβής $\alpha = 0.4$, μία εύλογη τιμή σε σύγκριση με παρόμοιες εργασίες [Colliat et al., 1995; Mello et al., 1998; Andersen & Jostad, 1999]. Πιο πρόσφατες μελέτες έδειξαν ότι η θεώρηση πλήρους επαφής μεταξύ του φρέατος και του περιβάλλοντος εδάφους δεν αποτελεί ρεαλιστικό σενάριο, καθώς υπερεκτιμά την αντοχή τόσο σε εφελκυσμό όσο και σε ανασήκωμα. Οι Gourvenec et al. [2009] απέδειξαν πειραματικώς ότι σε ρηχώς

εγκιβωτισμένα φρέατα, κατά την διάρκεια παροδικού ανασηκώματος, αναπτύσσεται στην διεπιφάνεια εδάφους-τοιχωμάτων ένας συντελεστής τριβής περίπου ίσος με 0.3.

Οι Houlsby et al. [2005] απέδειξαν αναλυτικώς ότι η αντοχή σε εφελκυσμό τέτοιων φρεάτων υπό ταχεία φόρτιση σε αμμώδες έδαφος επηρεάζεται κυρίως από τον ρυθμό επιβολής του φορτίου και από την περιβάλλουσα πίεση του νερού. Χρησιμοποίησαν διεπιφάνειες εδάφους-τοιχωμάτων με συντελεστή τριβής ίσον με $K \tan \delta = \mu = 0.7$. Οι Kelly et al. [2006] διεξήγαγαν πειράματα σε θάλαμο πίεσης και έδειξαν ότι η αύξηση της περιβάλλουσας πίεσης του νερού αυξάνει την αντοχή του φρέατος σε εφελκυσμό, λόγω της αποφυγής του φαινομένου της σπηλαιώσης.

Ως εκ τούτου, στην παρούσα εργασία εξετάζονται δύο σενάρια διεπιφανειών μεταξύ του φρέατος και του εσωτερικού ή εξωτερικού εδάφους. Η κατάλληλη βαθμονόμηση των παραμέτρων τους επιτρέπει την προσομοίωση:

α) **ιδανικών συνθηκών επαφής ("full contact")**, όπου το έδαφος μπορεί να απαντύξει εφελκυστική αντοχή και η διατμητική αντοχή αυτού ισούται με την ονομαστική αντοχή του εδάφους, ήτοι $\tau_{\max} = S_u$ και

β) **ατελών συνθηκών επαφής ("low adhesion")**, όπου το έδαφος έχει μηδενική εφελκυστική αντοχή, επιτρέποντας το φαινόμενο της αποκόλλησης, και μειωμένη διατμητική αντοχή στην διεπιφάνεια επαφής $\tau_{\max} = \alpha S_u$, όπου α συντελεστής απομείωσης, επιτρέποντας το φαινόμενο της ολίσθησης. Βασιζόμενοι στα παραπάνω, η τιμή $\alpha = 1/3$ θεωρήθηκε εύλογη.

1.4 Φέρουσα Ικανότητα Θεμελιώσεων

1.4.1 Εισαγωγή

Ο υπολογισμός της φέρουσας ικανότητας μίας θεμελίωσης αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα θέματα που καλείται να επιλύσει η γεωτεχνική μηχανική. Είναι, επίσης, ιδιαίτερης σημασίας στην μελέτη της μη γραμμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής, αφού η συνδυασμένη φόρτιση του θεμελίου σε όρους ροπής (M), τέμνουσας δύναμης (H)

και αξονικής δύναμης (V), μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία του εδάφους υπό την μορφή μηχανισμών φέρουσας ικανότητας.

Αρχικώς, η φέρουσα ικανότητα σε αξονική δύναμη υπολογίστηκε αναλυτικά από τον Prandl [1921] για μία θεμελιολωρίδα επί ομοιογενούς ημιχώρου. Εν συνεχεία, η αντοχή θεμελιώσεων σε κατακόρυφο φορτίο υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης έχει μελετηθεί εκτενώς με βάση εμπειρικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθόδους, καθώς και για διάφορες συνθήκες στην διεπιφάνεια θεμελίου-εδάφους, για διαφορετικά εδαφικά προφίλ με το βάθος, κ.λ.π. [Terzaghi, 1943; Skempton, 1951; Meyerhof, 1951,1953; Brinch Hansen, 1970; Bransby & Randolph, 1998; 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, 1997,1998; Yun & Bransby, 2007; Yun & Bransby, 2009; Gourvenec., 2007]. Όσον αφορά σε πιο σύνθετους συνδυασμούς φόρτισης, όπως είναι η ταυτόχρονη ύπαρξη και του στρεπτικού φορτίου, έχει ληφθεί ακόμη λιγότερη προσοχή.

Παρά τις διαφορές μεταξύ των χερσαίων και των θαλάσσιων κατασκευών, οι κανονισμοί σχεδιασμού αντιμετωπίζουν το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας με όμοιο τρόπο, ο οποίος πηγάζει από τις κλασσικές εξισώσεις φέρουσας ικανότητας του Terzaghi [1943] για μία κατακορύφως φορτιζόμενη θεμελιολωρίδα επί ομοιογενούς εδάφους Tresca, τροποποιημένες καταλλήλως μέσω συντελεστών, ώστε να ληφθούν υπόψιν η κλίση και η εκκεντρότητα του φορτίου, το σχήμα της θεμελίωσης, ο εγκιβωτισμός της και η διατμητική αντοχή του εδάφους θεμελίωσης.

Είναι φανερό, λοιπόν, ότι μία τέτοια μεθοδολογία αποτελεί μία υπεραπλοποίηση του προβλήματος. Ως εκ τούτου, έχουν προταθεί νέες μέθοδοι σχεδιασμού, όπως αυτή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, οι οποίες θα αναλυθούν στην πορεία.

1.4.2 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.

Η κλασική θεωρία της φέρουσας ικανότητας, καθώς και οι σύγχρονες λύσεις, βασίζονται στην θεωρία πλαστικότητας. Στις λύσεις αυτές, κατά την αστοχία η συμπεριφορά του εδάφους είναι απολύτως πλαστική, χωρίς κάποια κράτυνση ή χαλάρωση. Παρά την απλότητά τους, υιοθετήθηκαν στον σχεδιασμό για περισσότερο από μισό αιώνα. Συνεπώς, αναπτύχθηκε μεγάλη εμπειρία στην προσπάθεια βελτιστοποίησης τους. Οι λύσεις που πηγάζουν από την θεωρία πλαστικότητας αποτελούν την βάση για τις μεθόδους φέρουσας ικανότητας τόσο των χερσαίων όσο και των θαλάσσιων κατασκευών. Παρακάτω, παρουσιάζονται οι κλασικές λύσεις, συγκεκριμένα για αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης.

Πρώτος ο Prandtl [1921] υπολόγισε αναλυτικώς την φέρουσα ικανότητα επιφανειακής θεμελιολωρίδας επί ομοιογενούς και συνεκτικού εδαφικού ημιχώρου υπό κεντρική κατακόρυφη φόρτιση. Η οριακή τάση αστοχίας δίνεται από την ακόλουθη έκφραση:

$$q_u = (\pi + 2)S_u \quad (1.10)$$

όπου S_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους.

Εν συνεχεία, οι Terzaghi [1943], Meyerhof [1953] και Vesic [1975] εξήγαγαν εκφράσεις για την οριακή φέρουσα ικανότητα, εισάγοντας διάφορους συντελεστές προκειμένου να ληφθεί υπόψιν το σχήμα του θεμελίου, η κλίση και η εκκεντρότητα της φόρτισης.

Η πλέον διαδεδομένη εξίσωση, η οποία χρησιμοποιείται διεθνώς, είναι μία επέκταση της έκφρασης του Terzaghi της μορφής:

$$q_u = \frac{Q_u}{BL} = cN_c\zeta_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma\zeta_\gamma + qN_q\zeta_q \quad (1.11)$$

όπου:

q_u : η οριακή τάση αστοχίας του εδάφους

Q_u : το οριακό φορτίο που μπορεί να φέρει η θεμελίωση

B, L: η μικρότερη και μεγαλύτερη, αντιστοίχως, διάσταση της θεμελίωσης

c: η συνοχή του εδάφους

q: η τάση στην στάθμη της θεμελίωσης λόγω των υπερκείμενων γαιών

γ: το ειδικό βάρος του εδάφους

N_c, N_q, N_γ : γενικοί συντελεστές φέρουσας ικανότητας, συναρτήσεως της γωνίας τριβής φ του εδάφους

$\zeta_c, \zeta_q, \zeta_\gamma$: συντελεστές μέσω των οποίων λαμβάνονται υπόψιν άλλες παράμετροι του προβλήματος, όπως το σχήμα του θεμελίου, η κλίση και η εκκεντρότητα της φόρτισης, η κλίση της επιφάνειας του εδάφους, το βάθος εγκιβωτισμού της θεμελίωσης κ.α.

Στην συνήθη περίπτωση της φόρτισης εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες η εξίσωση (1.11) λαμβάνει την μορφή:

$$q_u = (\pi + 2)S_u\zeta_c + q \quad (1.12)$$

Όπως προαναφέρθηκε, ο συντελεστής ζ_c λαμβάνει υπόψιν την επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Συνεπώς, το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αντιμετωπίζεται συμβατικά με την εισαγωγή ενός συντελεστή βάθους στην εξίσωση (1.12), ο οποίος 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 την στάθμη θεμελίωσης, αλλά επεκτείνονται και πέραν αυτής (γνωστό στην διεθνή βιβλιογραφία ως "*trench effect*"), και αφετέρου διότι στην φέρουσα ικανότητα συμβάλλουν και οι τάσεις που αναπτύσσονται στα πλευρικά τοιχώματα του θεμελίου (γνωστό στην διεθνή βιβλιογραφία ως "*sidewall effect*") [Σχήμα 1.14].

Έχουν προταθεί στην βιβλιογραφία διάφοροι συντελεστές βάθους για την εκτίμηση της οριακής φέρουσας ικανότητας εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [Skempton, 1951; Meyerhof,

1953; Brinch Hansen, 1970; Bransby & Randolph, 1999; Salgado et al, 2004; Gourvenec, 2008]. Παρατηρούνται, ωστόσο, σημαντικές διαφοροποιήσεις μεταξύ των ανωτέρω προσεγγίσεων. Οι διαφορές οφείλονται πρωτίστως στις διαφορετικές συνθήκες της διεπιφάνειας θεμελίου-εδάφους 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 και δεν λαμβάνουν υπόψιν την συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων. Το ίδιο ισχύει και για την σχέση των Salgado et al. [2004]. Αυτή έχει προκύψει από οριακές αναλύσεις ανωτέρου και κατωτέρου ορίου, χωρίς ωστόσο να λαμβάνεται υπόψιν η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων του θεμελίου. Από την άλλη πλευρά, η λύση ανωτέρου ορίου των Bransby & Randolph [1999] θεωρεί συνθήκες πλήρους συγκόλλησης θεμελίου-εδάφους, με αποτέλεσμα την πλήρη κινητοποίηση της διατμητικής αντοχής στην διεπιφάνεια. Ίδια υπόθεση στην προσομοίωση της διεπιφάνειας γίνεται και από την Gourvenec [2008], η οποία δίνει μία πιο ρεαλιστική έκφραση του συντελεστή βάθους, εκτελώντας δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων. Αξίζει να σημειωθεί εδώ, ότι οι περισσότερες από τις παραπάνω εκφράσεις αναφέρονται σε βαθμούς εγκιβωτισμού $L/D \leq 1$. Οι τελευταίες δύο εκφράσεις παρουσιάζονται στον επόμενο πίνακα:

Πίνακας 1.1

	Συντελεστής βάθους d_c
Bransby & Randolph [1999]	$1 + L/D$
Gourvenec [2008]	$1 + 0.86L/D - 0.16(L/D)^2$

Για την μελέτη της φέρουσας ικανότητας θαλάσσιων θεμελιώσεων, και συγκεκριμένα στην περίπτωση των ανεμογεννητριών, ιδιαίτερη σημασία έχουν η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή που αναπτύσσονται στην θεμελίωση. Όταν, μάλιστα, πρόκειται για εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ενδιαφέρει η σύζευξη των δύο παραπάνω βαθμών ελευθερίας. Το φαινόμενο αυτό οφείλει να τονισθεί, καθώς οι περισσότεροι ερευνητές τείνουν να αναλύουν τις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ως ισοδύναμες επιφανειακές σε έδαφος με αντοχή ίση με εκείνη στο επίπεδο έμπηξης [Bransby & Randolph, 1998; Gourvenec, 2007].

Προκειμένου να διευκρινιστεί το φαινόμενο της σύζευξης του οριζόντιου μετακινήσιου και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης, θα εξηγηθούν οι διαφορές μεταξύ ενός επιφανειακού και ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου.

Όταν ένα επιφανειακό θεμέλιο υποβάλλεται σε οριζόντια μετακίνηση, αναπτύσσει την μέγιστη τέμνουσα δύναμη υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, ίση με AS_u , όπου A το εμβαδόν της βάσης του θεμελίου και S_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Εάν η οριζόντια μετακίνηση επιβληθεί στην βάση ή στην κορυφή ενός εγκιβωτισμένου θεμελίου, τότε αυτό αναγκάζεται σε στροφή λόγω της δράσης των εγκάρσιων εδαφικών ωθήσεων και η τέμνουσα δύναμη που αναπτύσσεται δεν είναι η μέγιστη δυνατή. Στο **Σχήμα 1.15** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας δύο δισδιάστατων κοίλων φρεατοθεμελιώσεων (πλήρως συγκολλημένων στο έδαφος), με βαθμούς εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ και 1 υπό την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στην βάση με (μη μηδενική ροπή) και χωρίς (μηδενική ροπή) δέσμευση της στροφής [Bransby & Yun, 2009]. Το ίδιο συμβαίνει όταν επιβάλλεται στροφή στην βάση του θεμελίου. Η σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας προκαλεί οριζόντια μετακίνηση πλέον της στροφής. Στο **Σχήμα 1.16** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας, όταν το θεμέλιο υποβάλλεται σε στροφή με (μη μηδενική τέμνουσα) και χωρίς (μηδενική τέμνουσα) δεύσμευση της οριζόντιας μετακίνησης.

Συνοψίζοντας, σύμφωνα με την κλασική θεωρία φέρουσας ικανότητας, η συνδυασμένη φόρτιση αντιμετωπίζεται με υπέρθεση των ξεχωριστών λύσεων στους χώρους VM και VH. Σε μία θαλάσσια θεμελίωση, ωστόσο, οι οριζόντιες δυνάμεις και οι ροπές λόγω του ανέμου, των κυμάτων και των θαλάσσιων ρευμάτων πρέπει να αντιμετωπίζονται ξεχωριστά. Ακόμη, η παραπάνω μέθοδος αγνοεί τόσο την ύπαρξη εφελκυστικής αντοχής, η οποία αναπτύσσεται μεταξύ της άνω επιφάνειας και του εσωτερικού εδάφους σε ένα κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ, όσο και την αλληλεπίδραση του μετακινήσιου και στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης

1.4.3 Εναλλακτικές Μέθοδοι Υπολογισμού Φέρουσας Ικανότητας– Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης

Η αδυναμία της εξίσωσης (1.12) να αποδώσει επακριβώς την φέρουσα ικανότητα για τις ποικίλες περιπτώσεις γεωμετρίας και φόρτισης της θεμελίωσης οδήγησε στην ανάγκη εξεύρεσης νέων μεθόδων για την προσέγγιση του προβλήματος της φέρουσας ικανότητας υπό συνδυασμένη φόρτιση. Στην πρόσφατη έρευνα η φέρουσα ικανότητα υπό την αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης, τέμνουσας δύναμης και ροπής απεικονίζεται με την μορφή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης (ή καμπύλων / επιφανειών αλληλεπίδρασης ή περιβαλλουσών καμπύλων / επιφανειών αστοχίας). Η προσέγγιση αυτή προήλθε από πειραματικές εργασίες σε μη συνεκτικά εδάφη [Nova & Montrasio, 1991; Martin, 1994; Gottardi et al., 1999]. Έπειτα, ακολουθήθηκε από πολλούς ερευνητές, οι οποίοι εξέτασαν το πρόβλημα της φέρουσας ικανότητας για διάφορες γεωμετρίες θεμελίωσης, εδαφικές συνθήκες και διεπιφάνειες.

Πέραν των πειραματικών μεθόδων, τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης μπορούν να εξαχθούν είτε αναλυτικώς είτε αριθμητικώς. Στην αναλυτική μέθοδο, χρησιμοποιείται η θεωρία πλαστικότητας, από την οποία προκύπτουν λύσεις ανωτέρου και κατωτέρου ορίου επικαλούμενες συγκεκριμένους κινηματικούς μηχανισμούς αστοχίας ή τασικά πεδία στο έδαφος [Ukrirchon et al., 1998; Bransby & Randolph, 1998; Randolph & Puzrin, 2003]. Όσον αφορά στις αριθμητικές μεθόδους, τα εν λόγω διαγράμματα προκύπτουν από επιλύσεις μέσω πεπερασμένων στοιχείων ή πεπερασμένων διαφορών. Επιβάλλοντας μία προκαθορισμένη διαδρομή μετακινήσεων έως την αστοχία, ορίζεται το οριακό φορτίο και ο αντίστοιχος κινηματικός μηχανισμός αστοχίας. Έχοντας αρκετά τέτοια τερματικά σημεία, μπορεί να προκύψει η περιβάλλουσα αστοχίας [Bransby & Randolph, 1998; Taiebat & Carter, 2000, 2002; Gourvenec & Randolph, 2003; Gourvenec, 2007, 2008;].

Αυτές οι περιβάλλουσες καμπύλες συνήθως εκφράζονται σε επίπεδα σταθερού κατακόρυφου φορτίου (V), οριζόντιου φορτίου (H) ή καμπτικής ροπής (M) και μερικές φορές στον τρισδιάστατο χώρο μέσω μίας επιφάνειας αστοχίας, όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 1.17**. Η σύμβαση των προσήμων που ακολουθείται στις περισσότερες δημοσιεύσεις είναι αυτή του **Σχήματος 1.18** τόσο για το επιφανειακό όσο και για το εγκιβωτισμένο θεμέλιο. Η σημασία του σημείου επιλογής της φόρτισης οφείλει να τονισθεί, καθώς είναι

καθοριστική για την σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας, που αναφέρθηκαν προηγουμένως. Με την σύμβαση που υιοθετείται στις περισσότερες δημοσιεύσεις, το διάγραμμα αλληλεπίδρασης οριζόντιας δύναμης-ροπής ανατροπής εμφανίζει μία ασυμμετρία στο θετικό τεταρτημόριο, όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού [Σχήμα 1.19]. Στο επόμενο κεφάλαιο σκιαγραφούνται οι κυριότερες διαφορές και τονίζεται η σημασία του σημείου αναφοράς για την περίπτωση του κοίλου ανεστραμμένου φρέατος.

Οι περισσότερες εργασίες αφορούν στην φόρτιση εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες και η γενική εξίσωση της περιβάλλουσας αστοχίας είναι της μορφής:

$$f\left(\frac{V}{AS_u}, \frac{H}{AS_u}, \frac{M}{ABS_u}\right) = 0 \quad (1.13)$$

όπου V η κατακόρυφη αξονική δύναμη, H 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.

Όπως είναι φυσικό, οι περισσότερες εργασίες αφορούν στην περίπτωση των επιφανειακών θεμελιώσεων. Οι πρώτες αναφορές στην συνδυασμένη φόρτιση εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων γίνονται από τους Martin [1994] και Bransby & Randolph [1999]. Κοινή διαπίστωσή τους είναι ότι το σχήμα των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης δεν αλλάζει με τον εγκιβωτισμό του θεμελίου, απλώς αυξάνεται το μέγεθός τους. Η ίδια προσέγγιση ακολουθείται σιωπηρά και από τους περισσότερους σύγχρονους κανονισμούς με την υιοθέτηση των συντελεστών βάθους. Έτσι, μία καμπύλη κανονικοποιημένη ως προς τις οριακές αντοχές V_{ult} , H_{ult} , M_{ult} μπορεί η ίδια να χρησιμοποιηθεί για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας τόσο των επιφανειακών όσο και των εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Ωστόσο, πρόσφατες έρευνες δείχνουν ότι κάτι τέτοιο δεν συμβαίνει, καθώς το σχήμα της περιβάλλουσας αστοχίας μεταβάλλεται σημαντικά με τον εγκιβωτισμό, εξαιτίας της σύζευξης του στροφικού και του οριζόντιου μετακινησιακού βαθμού ελευθερίας του θεμελίου [Yun & Bransby, 2007; Bransby & Yun, 2009; Gourvenec, 2008].

1.4.4 Φέρουσα Ικανότητα Κοίλων Θεμελιώσεων

Οι κοίλες φρεατοθεμελιώσεις αντιμετωπίζονταν, μέχρι προσφάτως, ως ισοδύναμες επιφανειακές θεμελιώσεις με ιδιότητες αυτές του εδάφους στο επίπεδο έμπηξης [Bransby

& Randolph, 1998; Gourvenec, 2007], όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.20**. Η σημαντικότερη παραδοχή έγκειται στην αδυναμία αυτού του τύπου θεμελιώσεων να αναπτύξουν κατακόρυφη εφελκυστική αντοχή, σε αντίθεση με το υπό μελέτην κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ. Επιπλέον, λόγω του εγκλεισμένου εδάφους, παρατηρείται μία αύξηση της αντοχής σε θλιπτικό φορτίο [Bransby & Randolph, 1998].

Ο Murff [1994] πρότεινε την ακόλουθη σχέση για τον ορισμό της επιφάνειας αστοχίας τέτοιου τύπου θεμελιώσεων:

$$f = \left(\frac{V}{V_o}\right)^2 - \left(1 + \frac{V_t}{V_o}\right)\frac{V}{V_o} + \frac{V_t}{V_o} + \left[\left(\frac{H}{H_o}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_o}\right)^2\right]^{0.5} = 0 \quad (1.14)$$

όπου V_t η κανονικοποιημένη φέρουσα ικανότητα υπό καθαρώς κατακόρυφο εφελκυστικό φορτίο και H_o και M_o το οριακό οριζόντιο φορτίο και η οριακή ροπή, αντιστοίχως. Τα διαγράμματα της παραπάνω καμπύλης στο επίπεδο VM ($H=0$) για μηδενική αντοχή σε εφελκυσμό και για αντοχή σε εφελκυσμό ίση με την αντοχή σε θλίψη [Watson & Randolph, 1997] παρουσιάζονται στα **Σχήματα 1.21α** και **1.21β**, αντιστοίχως.

Επιπροσθέτως, οι Taiebat & Carter [2000] πρότειναν την παρακάτω προσεγγιστική αλγεβρική έκφραση, βασιζόμενοι σε τρισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων κυκλικής επιφανειακής θεμελίωσης σε αργιλικό έδαφος υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης:

$$f = \left(\frac{V}{V_{ult}}\right)^2 + \left[\left(\frac{M}{M_{ult}}\right)\left(1 - a\frac{HM}{H_{ult}|M|}\right)^2\right] + \left|\left(\frac{H}{H_{ult}}\right)^3\right| - 1 = 0 \quad (1.15)$$

προτείνοντας την τιμή $a=0.3$ για ομοιόμορφες εδαφικές συνθήκες.

Οι Bransby & Randolph [1998], διερεύνησαν την φέρουσα ικανότητα (επιφανειακών ή κοίλων) θεμελιώσεων υπό συνθήκες πλήρους επαφής θεμελίου-εδάφους. Βασιζόμενοι σε δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και σε οριακές αναλύσεις ανωτέρου ορίου πρότειναν την παρακάτω σχέση κλειστής μορφής για να περιγράψουν την επιφάνεια αστοχίας σε VHM χώρο φόρτισης:

$$f = \left(\frac{V}{V_{ult}}\right)^{2.5} - \left(1 - \frac{H}{H_{ult}}\right)^{1/3} \left(1 - \frac{M^*}{M_{ult}}\right) + \frac{1}{2}\left(\frac{M^*}{M_{ult}}\right)\left(\frac{H}{H_{ult}}\right)^5 = 0 \quad (1.16)$$

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

όπου L είναι το ύψος πάνω από την στάθμη θεμελίωσης του πόλου περιστροφής του θεμελίου κατά την αστοχία όταν αυτό υποβάλλεται σε στροφή στην βάση του και V_{ult} , H_{ult} , M_{ult} είναι οριακές αντοχές υπό την επιβολή αποκλειστικώς αξονικής, τέμνουσας δύναμης και ροπής, αντιστοίχως. Συμπέραναν ότι η καμπύλη αστοχίας στο επίπεδο HM αναπτύσσει μία εκκεντρότητα, που σημαίνει ότι η μέγιστη αντοχή σε ροπή επιτυγχάνεται όταν η θεμελίωση υποβάλλεται σε σημαντική οριζόντια φόρτιση, αποδεικνύοντας την σύζευξη ροπής-τέμνουσας δύναμης. Ως εκ τούτου, τέτοιου είδους θεμελιώσεις δεν πρέπει να αντιμετωπίζονται ως ισοδύναμες επιφανειακές.

Ειδικότερα, στην περίπτωση των υπεράκτιων ανεμογεννητριών, όπου το κατακόρυφο φορτίο είναι δυσαναλόγως μικρό συγκρινόμενο με την ροπή, οι Byrne & House [2003] έδειξαν ότι υπάρχει μία περίπου γραμμική σχέση μεταξύ της ροπής (M) και του κατακόρυφου φορτίου (V), για μικρές τιμές του τελευταίου, η οποία δίνεται από την εξής σχέση:

$$\frac{M}{D} = \left(f_1 + \frac{f_2}{k} \right)^{-1} (V + f_3 W) \quad (1.17)$$

όπου $k = M/(DH)$ ο λόγος ροπής προς τέμνουσα, $W = \frac{1}{4} \pi D^2 L \gamma'$ το βάρος του εγκεισμένου στην θεμελίωση εδάφους και $f_1 = 3.26$, $f_2 = 1.073$ και $f_3 = 0.71$. Χρησιμοποιώντας την παραπάνω σχέση, παρήγαγαν ένα απλό διάγραμμα σχεδιασμού για λόγο εγκιβωτισμού (L/D) ίσον με 0.2, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.4**.

Τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αναπτύσσουν μία εκκεντρότητα στο θετικό τεταρτημόριο, λόγω της σύζευξης μεταξύ του στροφικού και του οριζόντιου μετακινήσιου βαθμού ελευθερίας κίνησης, όπως πρόκειται να αποδειχθεί και στο 3^ο Κεφάλαιο. Οι Yun & Bransby [2007] πρότειναν έναν στροφικό μετασχηματισμό ώστε να παράγουν την εν λόγω εκκεντρότητα των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, χρησιμοποιώντας την ακόλουθη έκφραση:

$$f = \left(\frac{H}{H_{max}}\right)^2 + \left(\frac{M^*}{M_{ult}}\right)^2 - 1 \quad (1.18)$$

όπου $M^* = M - d^*H$ η ροπή στο μέσον του θεμελίου, $d^* = L/2$ η απόσταση του νέου σημείου αναφοράς από την στάθμη της θεμελίωσης και M η ροπή στην στάθμη της θεμελίωσης.

Η Gourvenec [2007] παρουσιάζει τους μηχανισμούς αστοχίας κοίλων εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, οι οποίες προσομοιώθηκαν ως ισοδύναμες επιφανειακές, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.22**. Στην περίπτωση καθαρώς επιβαλλόμενης ροπής ($M=M_{ult}$ και $H=0$) σχηματίζεται μία ζώνη διατμητικής αστοχίας μορφής ημικυκλίου [**Σχήμα 1.22a**]. Αντιθέτως, κατά την μέγιστη αντοχή σε ροπή, η οποία πραγματοποιείται για μεγάλη ταυτόχρονη οριζόντια δύναμη, εμφανίζεται ένας σύνθετος μηχανισμός, οποίος περιλαμβάνει ένα τόξο κύκλου, καθώς επίσης και πρόσθετες ενεργητικές και παθητικές ζώνες υπό μορφή σφήνας (γνωστός ως μηχανισμός *wedge-scoop-wedge* από τους Bransby & Randolph, 1998) [**Σχήμα 1.22b**]. Όσο το οριζόντιο φορτίο αυξάνεται, το τόξο κύκλου τείνει να αντικατασταθεί από τις διαγώνιες διατμητικές ζώνες-“σφήνες” και να μετασχηματισθεί σε έναν μηχανισμό ολισθήσεως. Υπό την παρουσία κατακόρυφου φορτίου, η μέγιστη αντοχή σε ροπή εμφανίζει έναν μηχανισμό, οποίος περιλαμβάνει ένα τόξο κύκλου, αλλά η διατμητική ζώνη υπό μορφή σφήνας σχηματίζεται μόνον έμπροσθεν (κατά την φορά φόρτισης) του θεμελίου [**Σχήμα 1.22c**]. Όταν η αστοχία επηρεάζεται κυρίως από την οριζόντια φόρτιση παρατηρείται μία ασύμμετρη διατμητική ζώνη υπό μορφή σφήνας, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.22d** και τέλος, κατά την κινητοποίηση της μέγιστης αντοχής σε ροπή ανατροπής, κυριαρχεί ο ασύμμετρος μηχανισμός τύπου Brinch Hansen [Brinch Hansen, 1970], καθώς φαίνεται στο **Σχήμα 1.22e**. Η Gourvenec προσέθεσε, ότι στην περίπτωση γραμμικώς ανομοιογενούς με το βάθος εδαφικού σχηματισμού, όλοι οι προαναφερθέντες μηχανισμοί τείνουν να σχηματιστούν πλησιέστερα της επιφάνειας, καθώς οι εδαφικές μετακινήσεις περιορίζονται στα ανώτερα, μειωμένης αντοχής, στρώματα.

Οι Bransby & Yun [2009] διερεύνησαν την φέρουσα ικανότητα κοίλων θεμελιώσεων προσομοιώνοντας τις ως δισδιάστατες θεμελιολωρίδες και παρουσίασαν μία σειρά από πέντε μηχανισμούς αστοχίας, οι οποίοι διαφέρουν από τους αντίστοιχους παρατηρηθέντες στις επιφανειακές θεμελιώσεις. Οι μηχανισμοί αυτοί απεικονίζονται στο **Σχήμα 1.23**. Αξίζει να σημειωθεί ότι κάποιοι μηχανισμοί περιλαμβάνουν πλαστικοποίηση και του

εγκλεισμένου στο φρέαρ εδάφους [Σχήματα 1.23c και 1.23e], εν αντιθέσει με ότι συμβαίνει στην περίπτωση των κανονικώς εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων. Ταυτοχρόνως, εξήγαγαν αδιάστατα και κανονικοποιημένα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, στα οποία γίνεται σύγκριση μεταξύ των κοίλων και των συμπαγών θεμελιώσεων [Σχήμα 1.24]. Αξίζει να σημειωθεί ότι είναι εμφανής η μειωμένη αντοχή των πρώτων, ενώ το σχήμα και η μορφή της περιβάλλουσας είναι πρακτικώς ίδια.

1.4.5 Φέρουσα Ικανότητα σε Φόρτιση 6 Βαθμών Ελευθερίας

Η πλειονότητα των ερευνητών, όπως πηγάζει από τα προαναφερθέντα, διερεύνησε την φέρουσα ικανότητα ποικίλων θεμελιώσεων. Περιορίστηκε, ωστόσο, μόνον στην εντός επιπέδου συνδυασμένη φόρτιση, η οποία αντιστοιχεί σε τρεις βαθμούς ελευθερίας, ήτοι το κατακόρυφο φορτίο (V), η οριζόντια τέμνουσα δύναμη (H) και η συνεπίπεδη ροπή ανατροπής (M).

Η πραγματικότητα, ωστόσο, δημιουργεί την ανάγκη διερεύνησης της φέρουσας ικανότητας λαμβάνοντας υπόψιν και τους έξι βαθμούς ελευθερίας. Η συνεχώς αυξανόμενη χρήση ρηχών θεμελιώσεων για την θεμελίωση υπεράκτιων κατασκευών απαιτεί την μελέτη όλων των πιθανών φορτίσεων στις οποίες δύναται να υποβληθούν.

Οι Murff & Miller [1977] χρησιμοποίησαν αναλύσεις ανωτέρου ορίου για να μελετήσουν την φέρουσα ικανότητα πολύποδων θεμελιώσεων για θαλάσσιες κατασκευές και διερεύνησαν την επίδραση της στρέψης στα οριακά φορτία της θεμελίωσης. Οι Finnie & Morgan [2004] απέδειξαν ότι η αντοχή σε οριζόντια δύναμη των επιφανειακών θεμελιώσεων μειώνεται σημαντικά όταν συνυπάρχει και στρεπτική ροπή. Ανέπτυξαν την παρακάτω έκφραση για την εν λόγω αλληλεπίδραση:

$$f(H, T) = \left[\left(\frac{H}{H_{max}} \right)^n + \left(\frac{T}{T_{max}} \right)^k \right] - 1 = 0 \quad (1.19)$$

όπου H_{max} η αντοχή σε οριζόντια φόρτιση και T_{max} η αντοχή σε στρεπτική ροπή. Οι παράμετροι n, k αφορούν σε επιφανειακές θεμελιώσεις. Στην περίπτωση θεμελίου τετραγωνικής κατόψεως προτείνονται οι τιμές $n = k = 1.75$, ενώ στην περίπτωση ορθογωνικής κατόψεως $n = 1 - 2$ και $k = 2 - 2.5$. Τόσο οι Murff & Miller [1977] όσο και οι

Finnie & Morgan [2004], δεν διεξήγαγαν αυστηρότερες αναλύσεις για την επαλήθευση των προτάσεών τους.

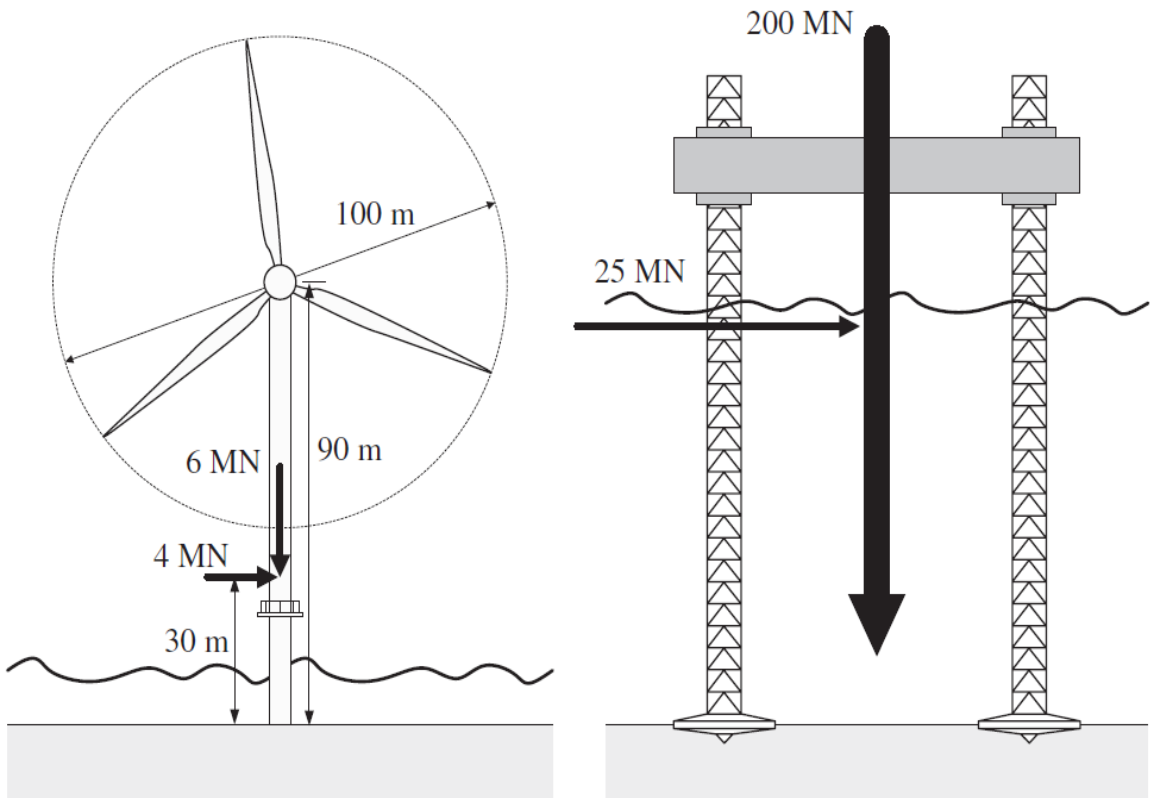
Οι Taiebat & Carter [2005] εξέτασαν την αλληλεπίδραση κατακόρυφου φορτίου, οριζόντιου φορτίου και στρεπτικής ροπής βαθιά εγκιβωτισμένου κοίλου κυλινδρικού φρέατος ($L/D=2$), υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης. Μέσω αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων, εξήγαγαν τις αντίστοιχες περιβάλλουσες αστοχίας, θεωρώντας συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-φρέατος. Στο **Σχήμα 1.27** παρουσιάζονται οι αδιάστατες περιβάλλουσες αστοχίας κατακόρυφου φορτίου-στρεπτικής ροπής (V_T), οριζόντιας δύναμης-στρεπτικής ροπής (H_T) και η τρισδιάστατη περιβάλλουσα στον χώρο VHT .

Οι Yun & Bransby [2009] διερεύνησαν, μέσω τρισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων, την αλληλεπίδραση κατακόρυφης, οριζόντιας και στρεπτικής φόρτισης ($V-H-T$) σε επιφανειακές θεμελιώσεις κυκλικής, τετραγωνικής και ορθογωνικής κατόψεως [**Σχήμα 1.28**]. Τα αποτελέσματα των τρισδιάστατων αναλύσεων τους υπερεκτιμούν την αντοχή σε καθαρή οριζόντια δύναμη και σε στρεπτική ροπή των Finnie & Morgan [2004] κατά 4% και 11%, αντιστοίχως. Επιπλέον, ανέπτυξαν κανονικοποιημένες περιβάλλουσες αστοχίες ($H/H_{max}-T/T_{max}$) τετραγωνικών και ορθογωνικών θεμελιώσεων, για διάφορους λόγους πλάτους προς μήκος (B/L). Πρέπει εδώ να σημειωθεί ότι θεώρησαν συνθήκες πλήρους επαφής μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης.

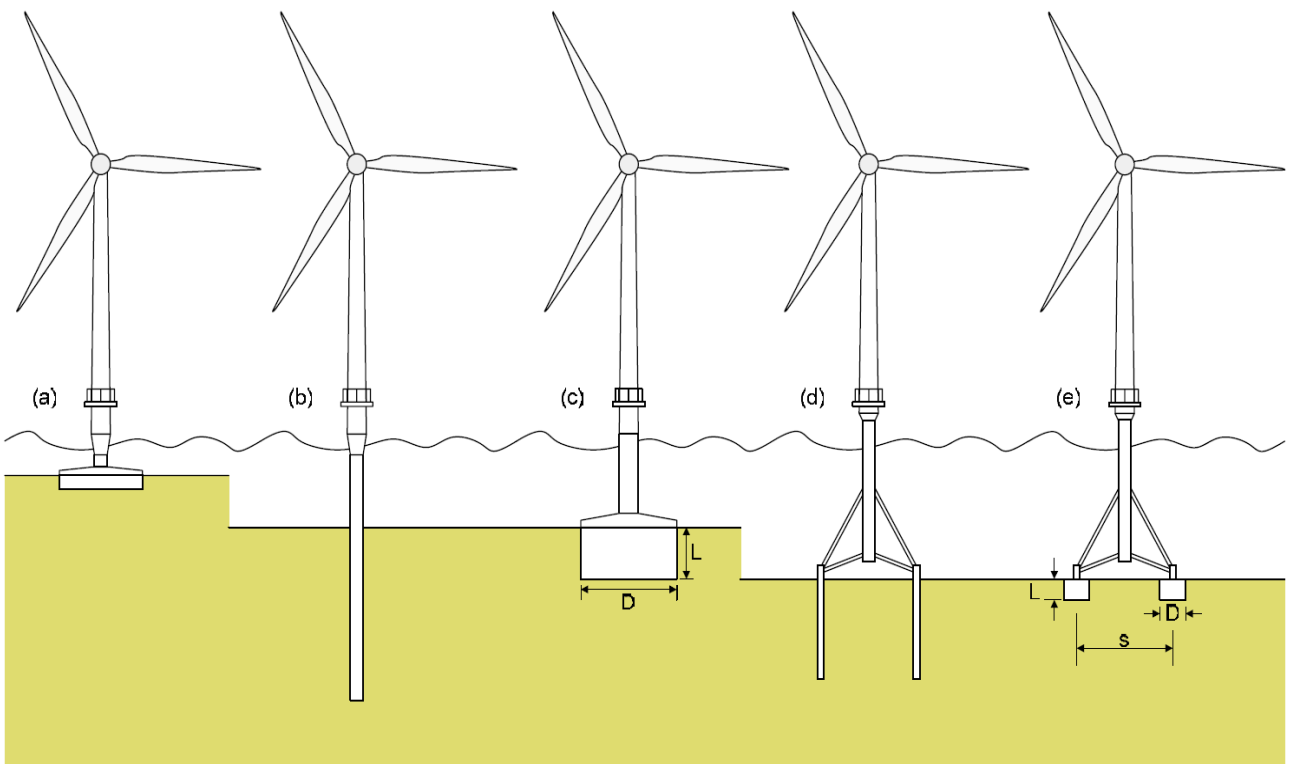
Πιο πρόσφατα, οι Aubeny et al. [2014] διερεύνησαν την φέρουσα ικανότητα ορθογωνικών και τετραγωνικών ελαφρώς εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, υποβαλλόμενων σε έκκεντρα οριζόντια φορτία. Συνέκριναν, επιπλέον, τα αποτελέσματα των τρισδιάστατων αριθμητικών αναλύσεων με τις αναλυτικές λύσεις ανωτέρου ορίου της θεωρίας πλαστικότητας.

Τέλος
1^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

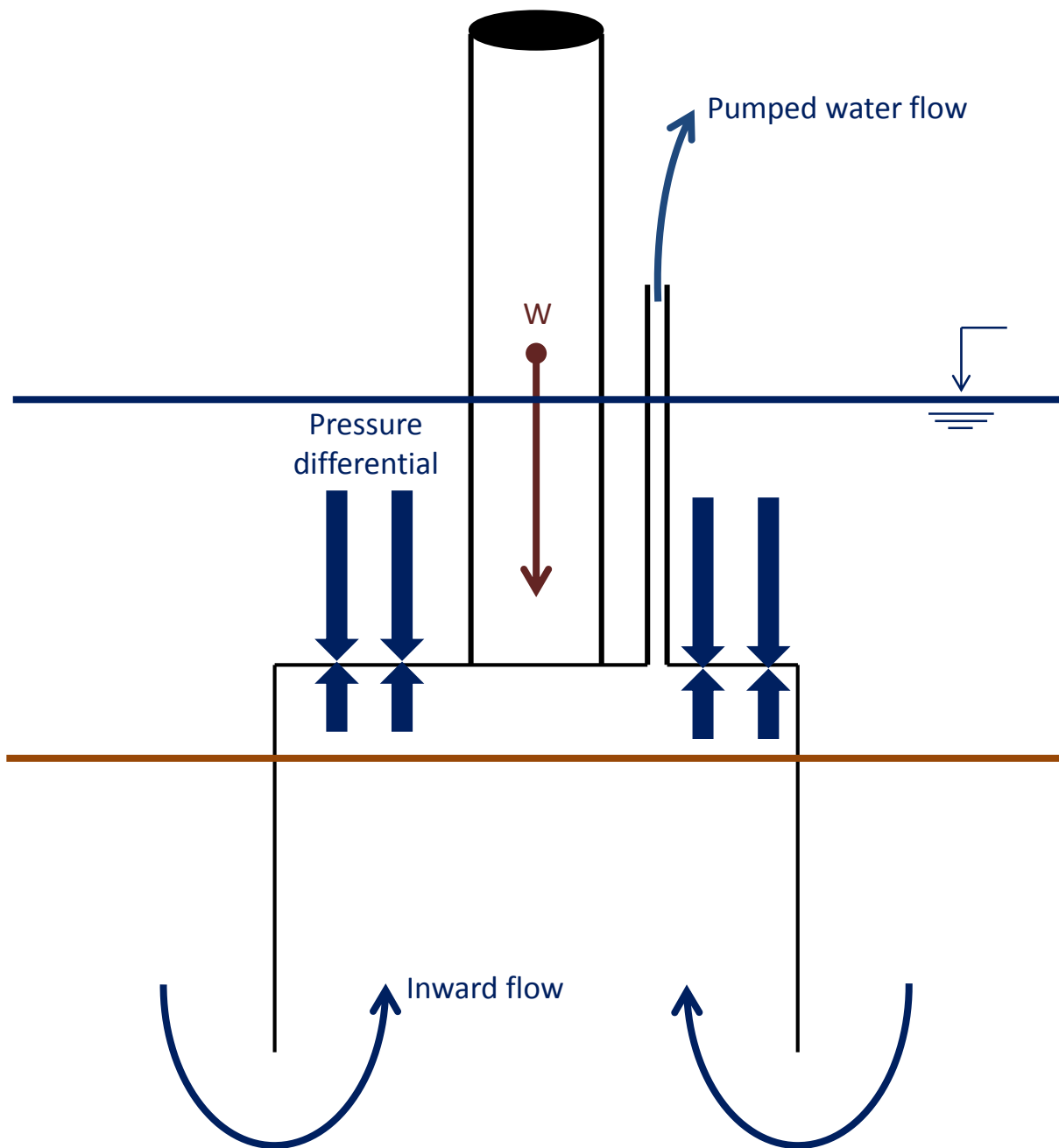
Βιβλιογραφική Ανασκόπηση



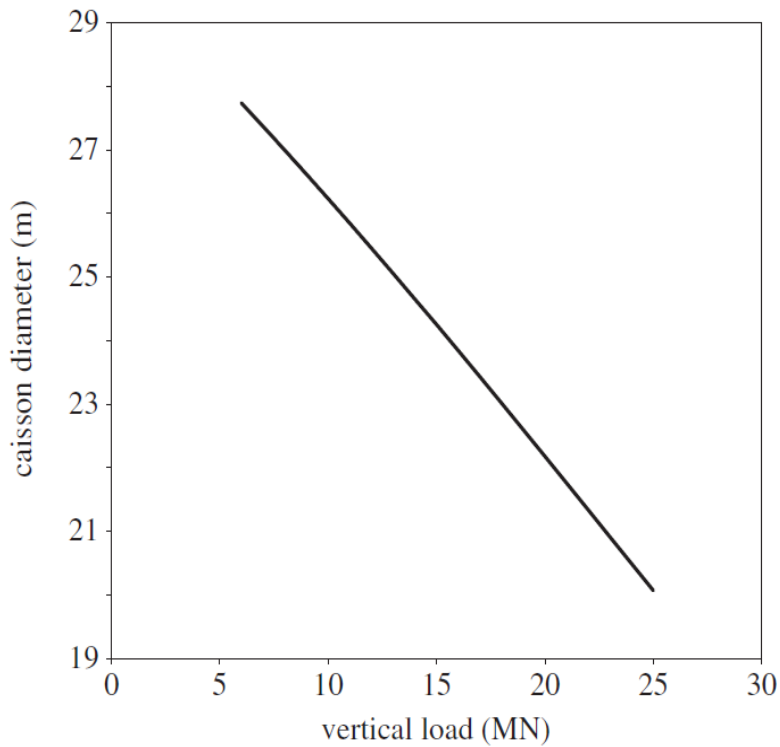
Σχήμα 1.1. Σύγκριση φορτίσεων μεταξύ μιας ανεμογεννήτριας ισχύος 3.5MW και μιας πλατφόρμας πετρελαίου [Byrne & Houlsby, 2003].



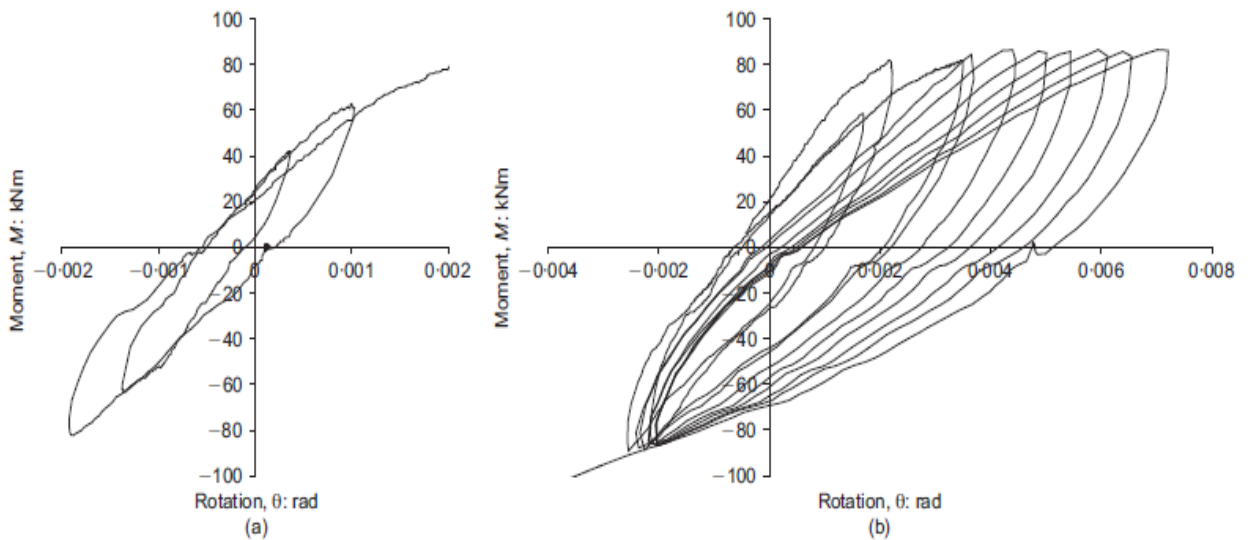
Σχήμα 1.2. Είδη θεμελιώσεων υπεράκτιων ανεμογεννητριών [Byrne & Houlsby, 2006]: (a) “Gravity base”; (b) monopile; (c) suction caisson; (d) multipod structure with 3-4 piles; (e) multipod structure with 3-4 solid or suction caissons.



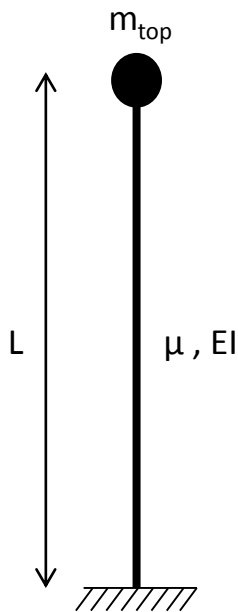
Σχήμα 1.3. Μέθοδος εγκατάστασης κούλου ανεστραμμένου φρέατος (*"suction caisson"*).



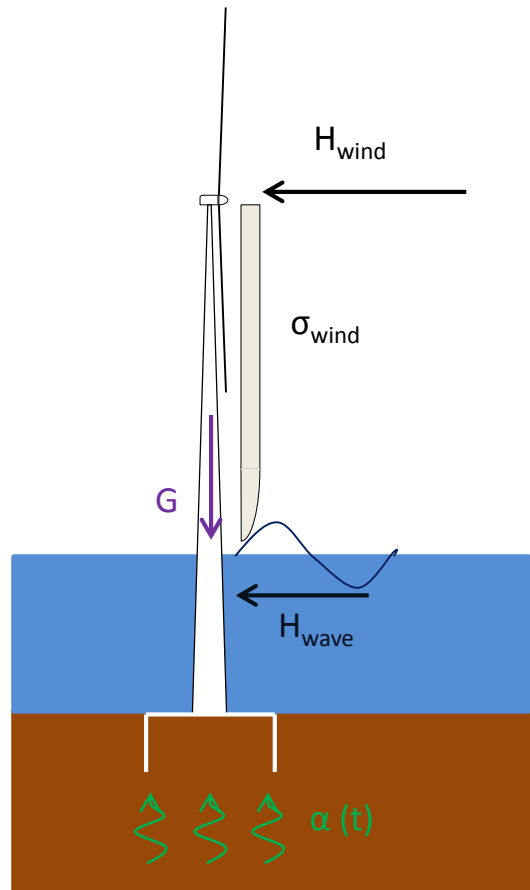
Σχήμα 1.4. Διάγραμμα σχεδιασμού κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων συναρτήσει του ίδιου βάρους της ανεμογεννήτριας [Byrne & Houlsby, 2003].



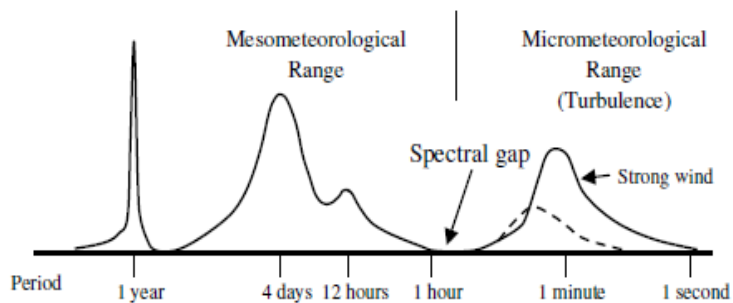
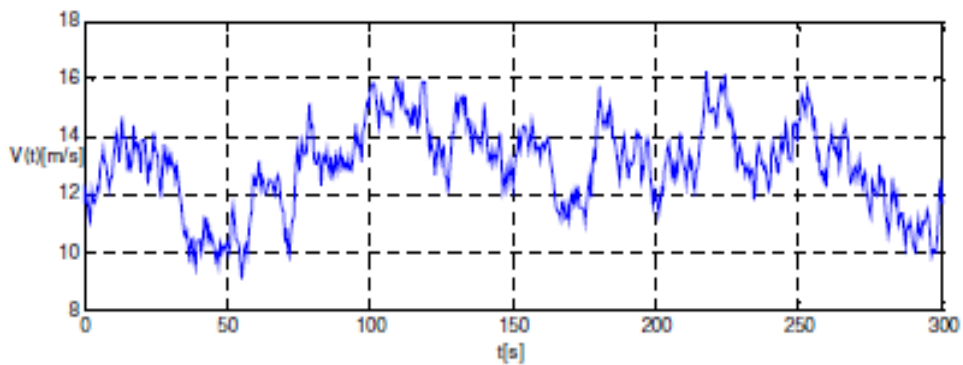
Σχήμα 1.5. Πειραματικά αποτελέσματα της αντοχής σε ροπή φρέατος διαμέτρου 3.0 m σε άργιλο Bothkennar ($G/S_u \approx 175$) [Houlsby et al., 2005]: (α) ανακύκλιση μικρού πλάτους; (β) ανακύκλιση μεσαίου πλάτους.



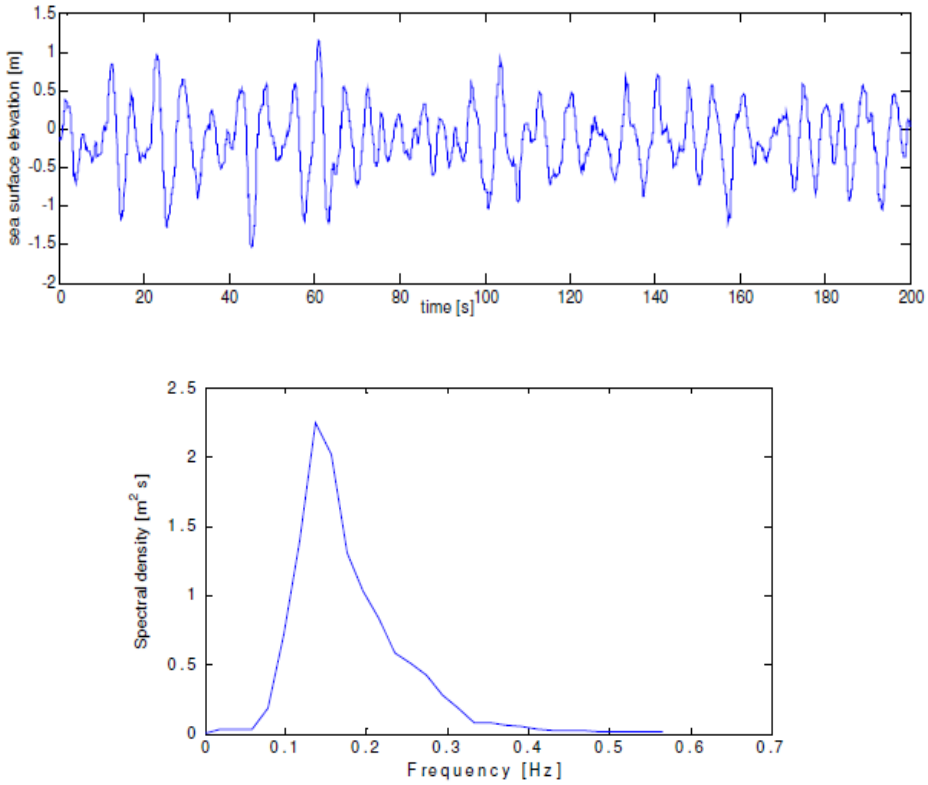
Σχήμα 1.6. Απλοποιημένο προσομοίωμα ανεμογεννήτριας.



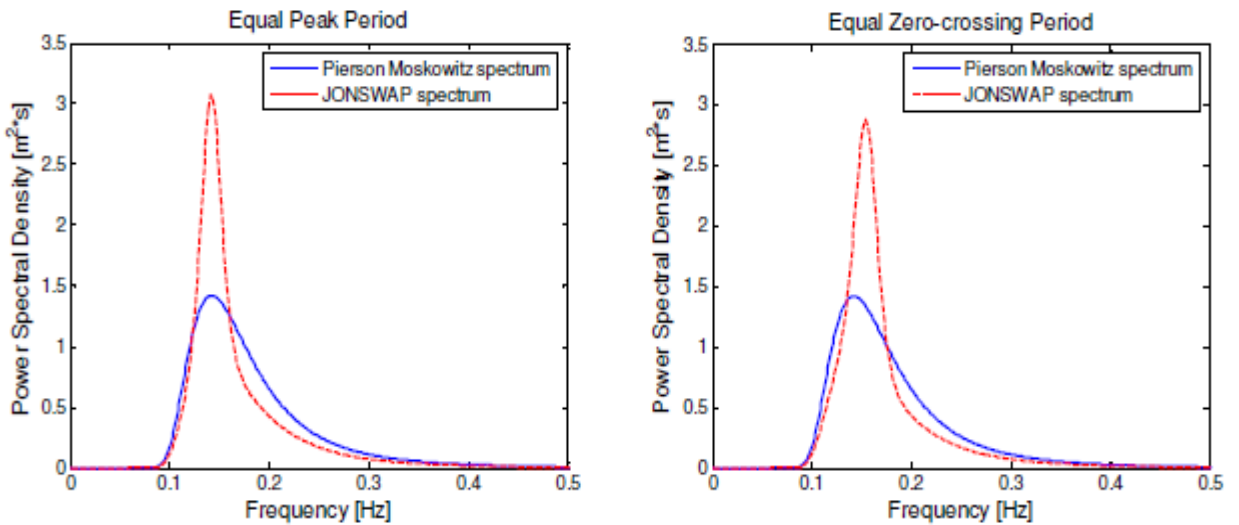
Σχήμα 1.7. Τυπικές φορτίσεις θαλάσσιας ανεμογεννήτριας.



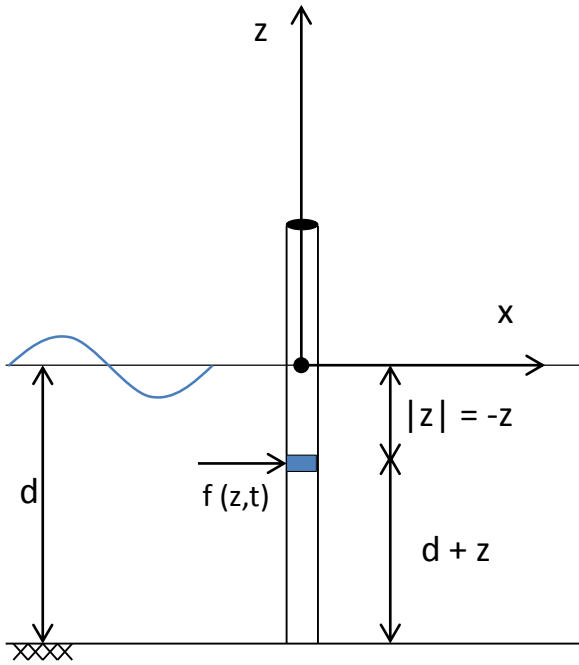
Σχήμα 1.8. Χρονιοστορία της ταχύτητας του ανέμου, καθώς και το αντίστοιχο φάσμα σε ένα μεγάλο εύρος περιόδων [Van der Tempel, 2005].



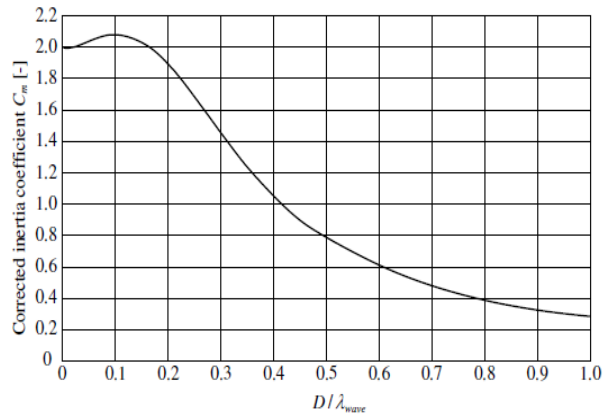
Σχήμα 1.9. Χρονιοστορία άνυψωσης της θαλάσσιας επιφάνειας, καθώς και το αντίστοιχο φάσμα [Van der Tempel, 2005].



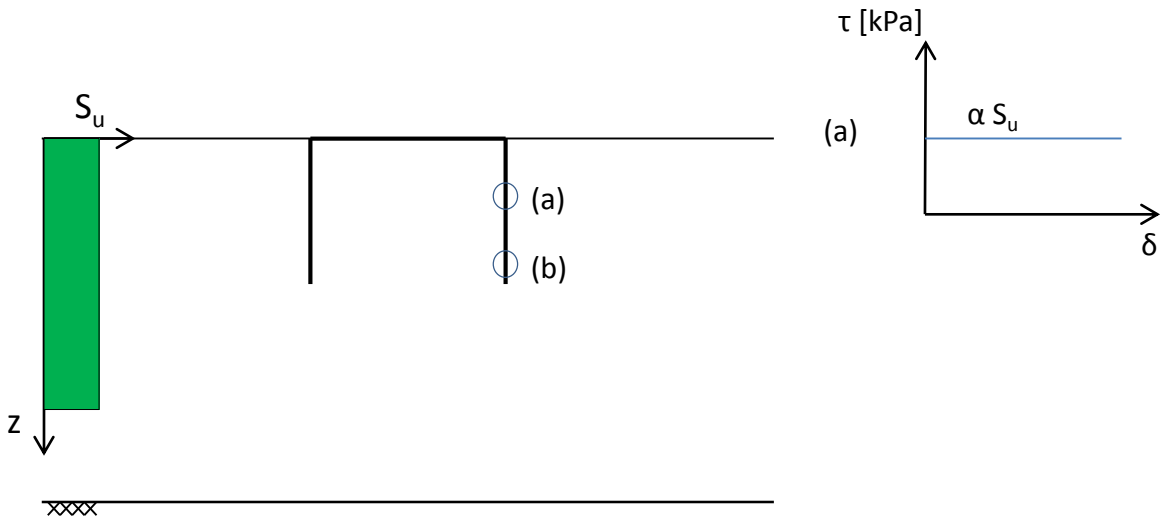
Σχήμα 1.10. Φάσματα Pierson-Moskowitz και JONSWAP για $H_s = 1.5$ m and $T_z = 5$ sec [Van der Tempel, 2005].



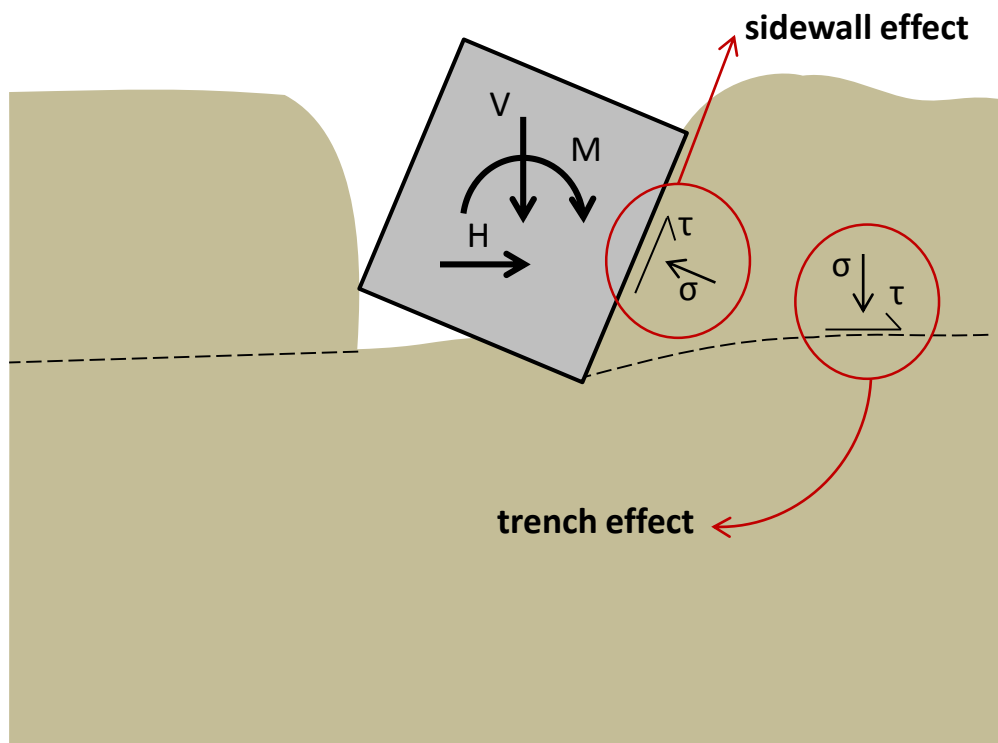
Σχήμα 1.11. Υψίκορμο μέλος υποβαλλόμενο σε υδροδυναμική φόρτιση



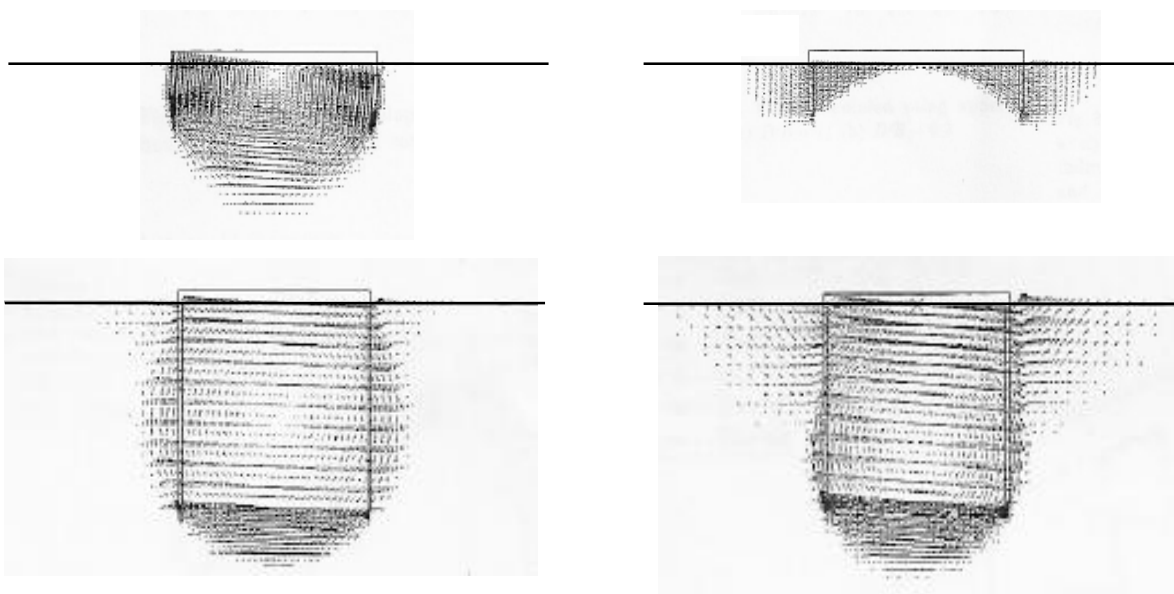
Σχήμα 1.12. Συντελεστής διόρθωσης λόγω περιθλάσεως των MacCamy-Fuchs στην εξίσωση του Morison συναρτήσει του λόγου κυλινδρικής διαμέτρου προς μήκος κύματος



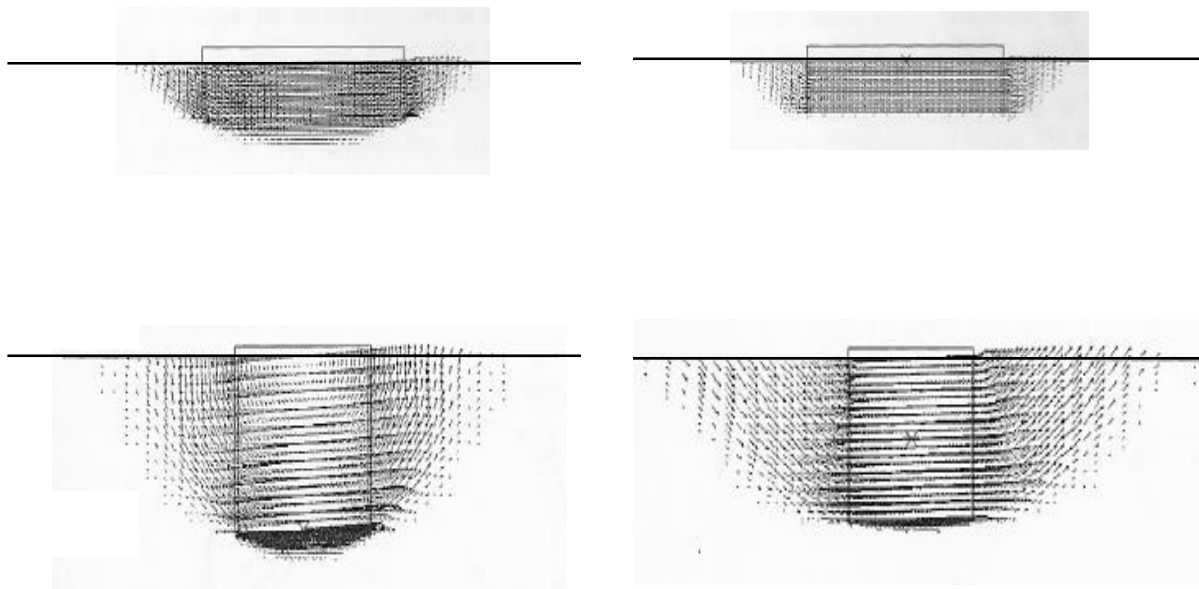
Σχήμα 1.13. Μέγιστη διατμητική αντοχή με την θεώρηση ατελούς διεπιφάνειας εδάφους-φρέατος.



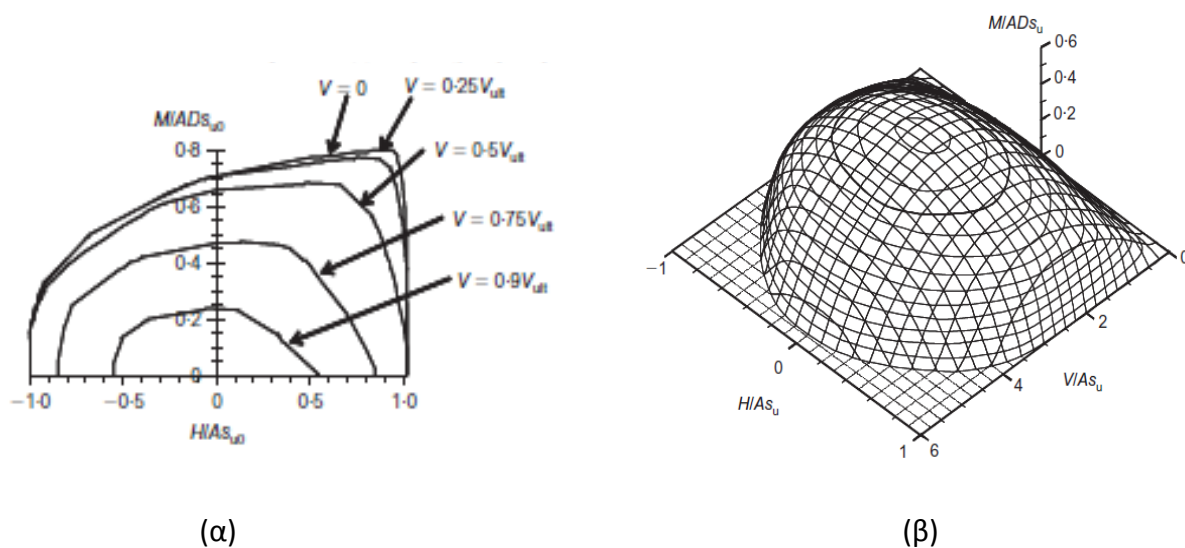
Σχήμα 1.14. Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στην 'φεορυσά ικανότητα : *trench effect* και *sidewall effect*.



Σχήμα 1.15. Μηχανισμοί αστοχίας κούλων φρεταοθεμελίωσης με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ (πάνω) and $L/D = 1.0$ (κάτω). Αριστερά: επιβολή στροφής χωρίς περιορισμό της οριζόντιας μετακίνησης; Δεξιά: επιβολή στροφής με περιορισμό της οριζόντιας μετακίνησης [Bransby & Yun, 2009].



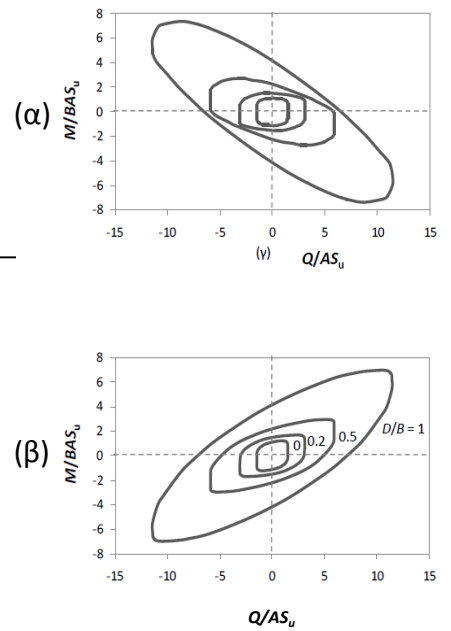
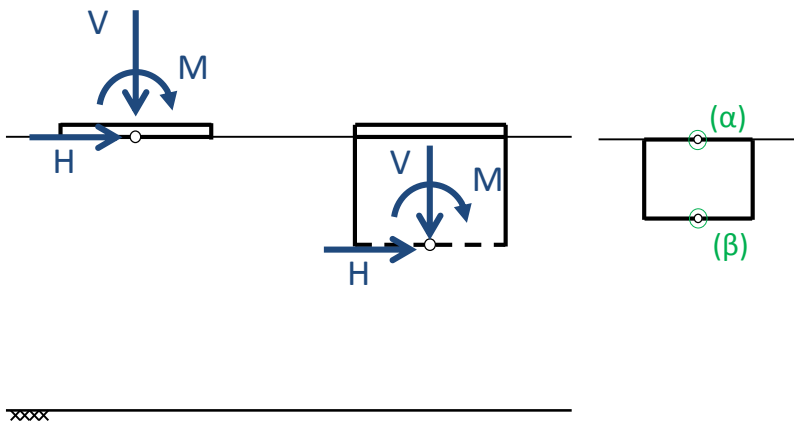
Σχήμα 1.16. Μηχανισμοί αστοχίας κοίλων φρεατοθεμελιώσεων με λόγους εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ (πάνω) and $L/D = 1$ (κάτω). Αριστερά, επιβάλλεται οριζόντια μετακίνηση χωρίς περιορισμό της στροφής και δεξιά με περιορισμό της στροφής [Bransby & Yun, 2009].



(α)

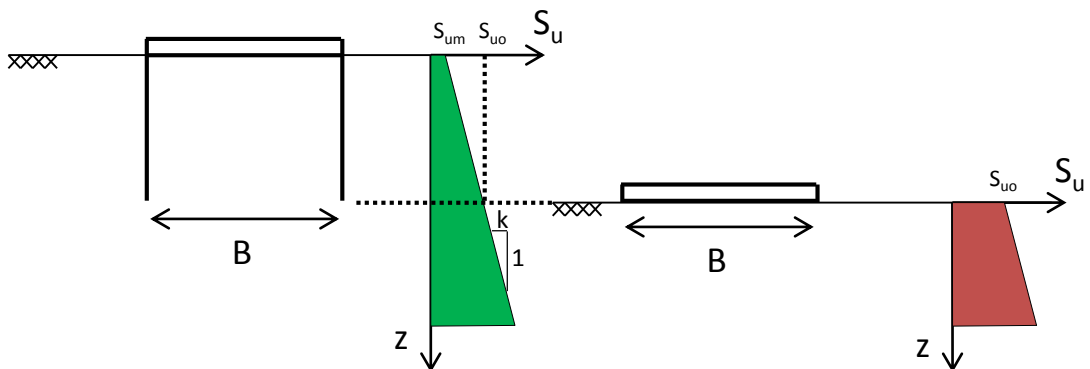
(β)

Σχήμα 1.17. Περιβάλλουσες αστοχίας στον δισδιάστατο (2D) και τρισδιάστατο (3D) χώρο: (α) Περιβάλλουσες αστοχίας κοίλων κυκλικών φρεατοθεμελιώσεων σε ομοιογενές έδαφος για διάφορα κατακόρυφα φορτία [Gourvenec, 2007]; (β) περιβάλλουσα αστοχίας στον τρισδιάστατο χώρο φόρτισης κυκλικής επιφανειακής θεμελίωσης με μηδενική εφελκυστική αντοχή επί ομοιογενούς εδάφους [Taiebat & Carter, 2002a].

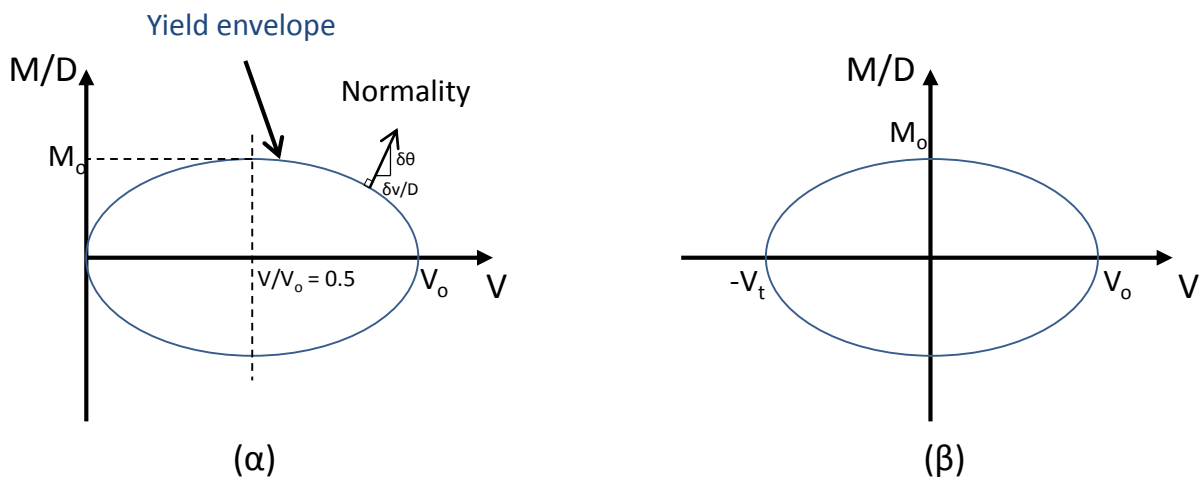


Σχήμα 1.18. Σύμβαση προσήμου (απεικονίζεται η θετική φορά των δυνάμεων) και σημεία επιβολής των φορτίων των περισσότερων δημοσιεύσεων

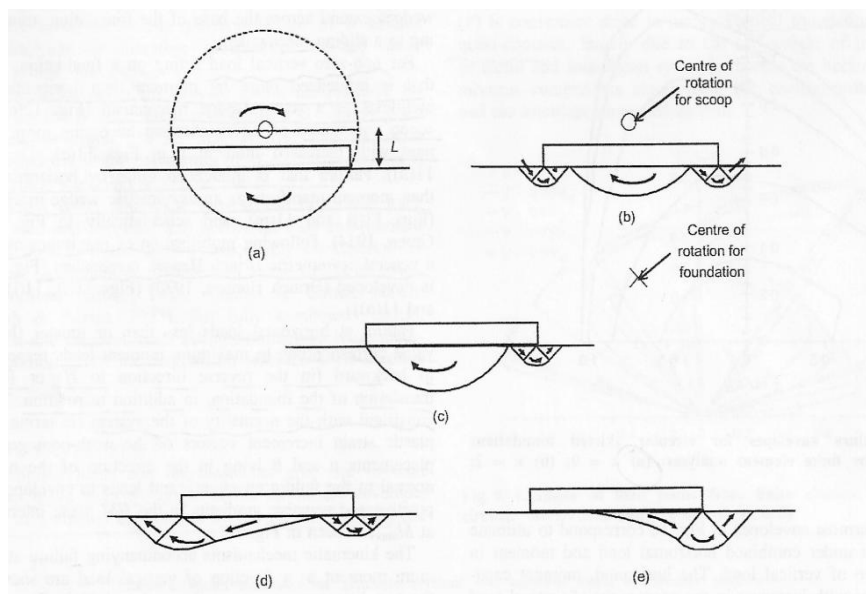
Σχήμα 1.19. Επίδραση του σημείου επιβολής της φόρτισης [Ntirtsos, 2011].



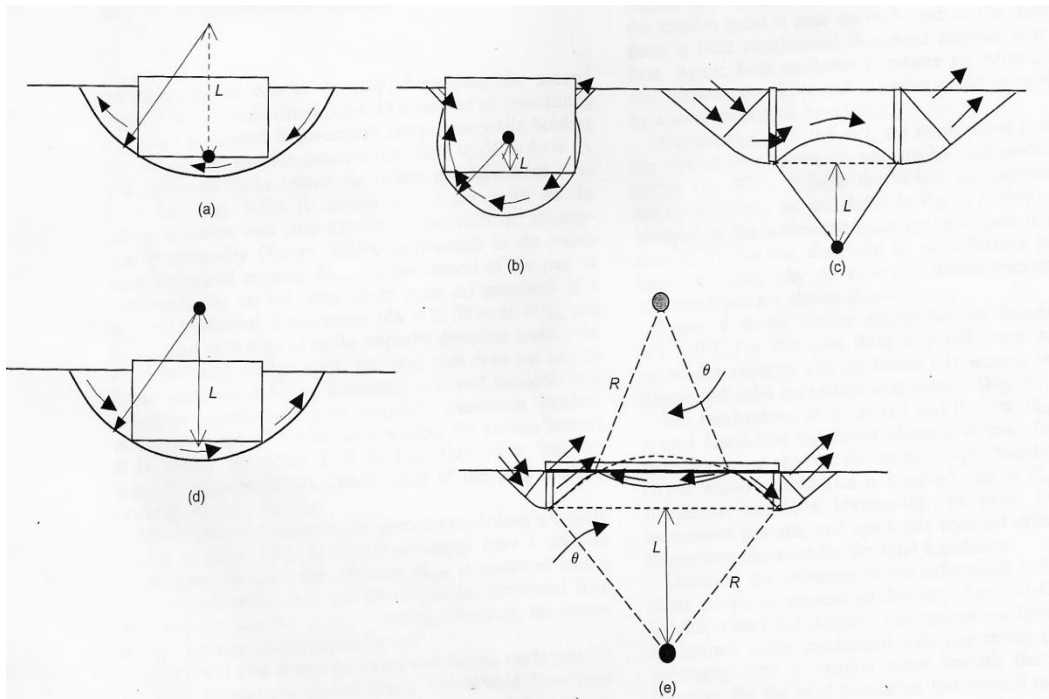
Σχήμα 1.20. Προσομοίωση μίας κοίλης φρεατοθεμελίωσης ως ισοδύναμης επιφανειακής σε έδαφος με αντοχή ίση με αυτήν στο επίπεδο έμπηξης.



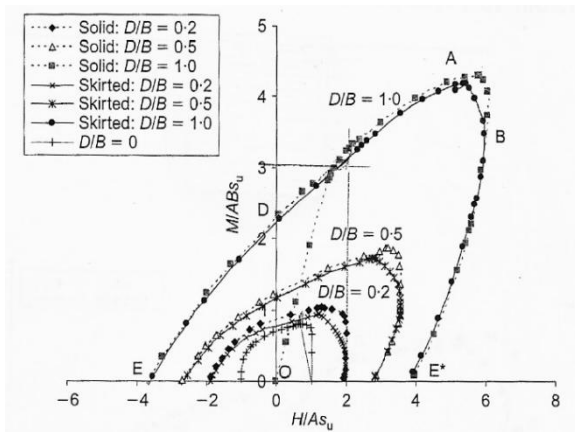
Σχήμα 1.21. Περιβάλλουσα αστοχίας θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Λύση ελλειπτικής μορφής του Murff [1994] : (α) χωρίς εφελκυστική αντοχή στην διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου και (β) με εφελκυστική αντοχή ίση με την θλιπτική αντοχή στην διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου



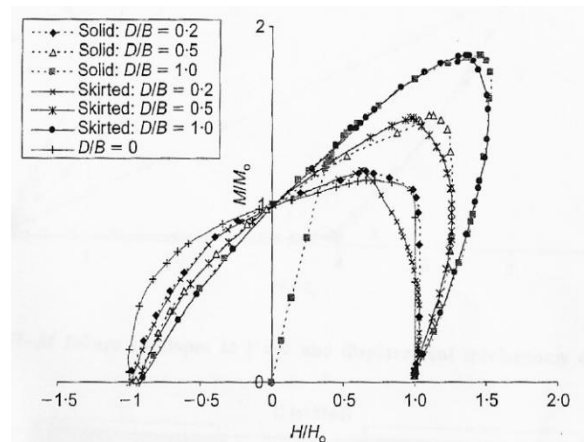
Σχήμα 1.22. Μηχανισμοί αστοχίας επιφανειακών θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση [Gourvenec, 2007]: (a) scoop; (b) wedge-scoop-wedge; (c) scoop-wedge; (d) asymmetric wedge; (e) Brinch Hansen.



Σχήμα 1.23. Μηχανισμοί αστοχίας skirted θεμελιολωρίδας υπό συνδυασμένη φόρτιση [Bransby & Yun, 2009]: (a) forward scoop; (b) scoop-slide; (c) internal Hansen; (d) reverse scoop; (e) internal double scoop.

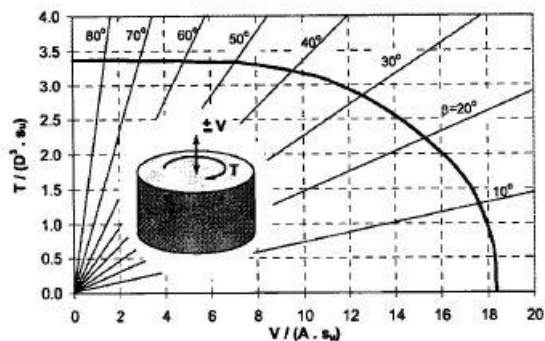


(a)

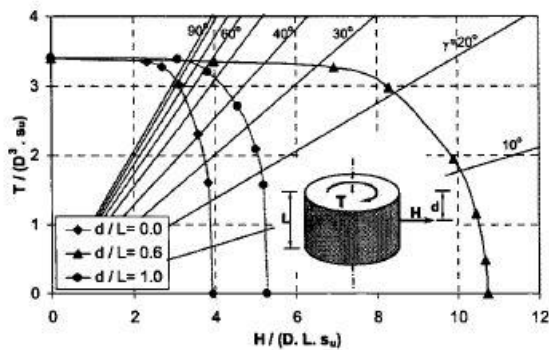


(b)

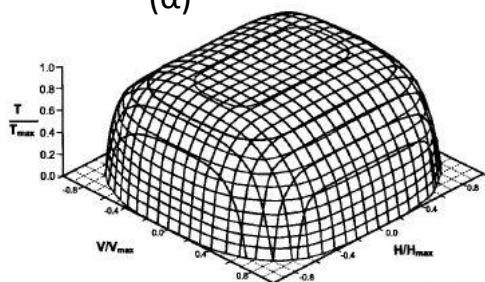
Σχήμα 1.24. (α) Αδιαστατοποιημένα και (β) Κανονικοποιημένα διαγράμματα αλληλεπίδρασης κοίλων και συμπαγών εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων [Bransby & Yun, 2009]. Παρά την ελαφρώς μικρότερη αντοχή των κοίλων θεμελιολωρίδων, η μορφή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης παραμένει ίδια αυτήν των εγκιβωτισμένων θεμελιολωρίδων.



(α)

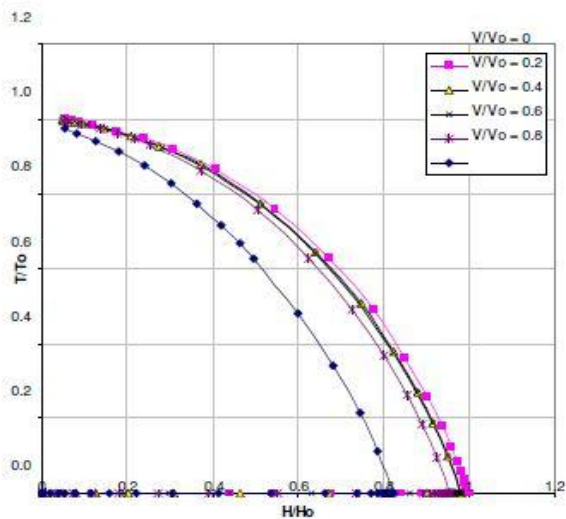


(β)

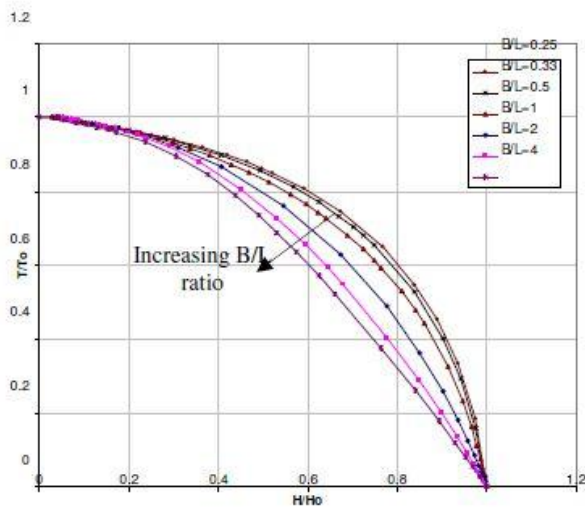


(γ)

Σχήμα 1.27. Περιβάλλουσες αστοχίας κοίλου κυλινδρικού φρέατος με βαθμό εγκλιωτισμού $L/D = 2$ υπό συνδυασμένη φόρτιση (α): αδιαστατοποιημένες στο επίπεδο κατακόρυφης δύναμης-στρεπτικής ροπής (VT), (β) αδιαστατοποιημένες στο επίπεδο οριζόντιας δύναμης – στρεπτικής ροπής (HT) και (γ) κανονικοποιημένη περιβάλλουσα στον τρισδιάστατο χώρο φόρτισης (VHT) [Taiebat & Carter, 2005].



(α)



(β)

Σχήμα 1.28. Κανονικοποιημένες περιβάλλουσες αστοχίας σε χώρο οριζόντιας δύναμης – στρεπτικής ροπής: (α) για τετραγωνικό επιφανειακό θεμέλιο υπό διαφορετικά κατακόρυφα φορτία και (β) για διαφορετικούς λόγους πλάτους προς μήκος επιφανειακών θεμελιώσεων υπό μηδενικό κατακόρυφο φορτίο [Yun & Bransby, 2009].

2^ο Κεφάλαιο

Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

2.1 Ορισμός του προβλήματος

2.2 Προσομοίωση και Μέθοδος Ανάλυσης

2 Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

2.1 Ορισμός του Προβλήματος

Όπως τονίστηκε και προηγουμένως, η θεμελίωση μέσω κοίλων κυλινδρικών φρεάτων (*suction caissons*) αποτελεί μία εναλλακτική επιλογή έναντι της συνηθέστερης θεμελίωσης των περισσότερων υπεράκτιων ανεμογεννητριών σε ρηχά έως μέτρια βάθη, τον μονοπάσσαλο.

Μέχρι προσφάτως, οι περισσότερες δημοσιεύσεις για την απόκριση των κοίλων φρεατοθεμελιώσεων υπέθεταν συνθήκες πλήρους επαφής μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης, καθώς και την ικανότητα του "*suction caisson*" να απαπτύσσει εφελκυστική αντοχή [Bransby & Randolph, 1998; Gourvenec & Randolph, 2003; Bransby & Yun, 2009]. Επιπροσθέτως, σε ορισμένες περιπτώσεις, οι κοίλες φρεατοθεμελιώσεις έχουν προσομοιωθεί ως επιφανειακές θεμελιώσεις εδραζόμενες σε έδαφος με ιδιότητες τις αντίστοιχες ιδιότητες στο επίπεδο έμπηξης, υποθέτοντας ότι όλα τα φορτία μεταφέρονται εκεί [Gourvenec & Randolph, 2003; Gourvenec, 2007]. Αυτές οι παραδοχές φαίνονται λογικές εάν η προκαλούμενη εκ της μεθόδου εγκατάστασης της εν λόγω θεμελίωσης εφελκυστική αντοχή διατηρούνταν καθ'όλη την διάρκεια ζωής της ανεμογεννήτριας.

Παρόλα αυτά, κατά την διάρκεια της ζωής της, μία υπεράκτια ανεμογεννήτρια υποβάλλεται σε εκατομμύρια κύκλους φόρτισης, κυρίως λόγω των φορτίων εκ των θαλάσσιων κυματισμών που δρουν σε αυτήν. Οι Houlisby et al. [2005] απέδειξαν αναλυτικώς ότι η ανάπτυξη εφελκυστικής αντοχής επηρεάζεται σε μεγάλο βαθμό από τον ρυθμό της φόρτισης, καθώς και από την περικλείουσα υδροστατική πίεση. Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω, είναι φανερό πως η αρχική αντοχή σε εφελκυσμό μίας τέτοιας θεμελίωσης, η οποία αναπτύσσεται κατά την εγκατάστασή της, πιθανώς μειώνεται σημαντικά, καθώς υποβάλλεται σε πολυάριθμους κύκλους φόρτισης μεγάλης περιόδου.

Συνεπώς, προκύπτει η αναγκαιότητα να διερευνηθεί η ολίσθηση καθώς και η αποκόλληση των κοίλων φρεατοθεμελιώσεων από το περιβάλλον έδαφος κατά την διάρκεια ισχυρών φορτίσεων, όπως είναι οι ισχυρές καταιγίδες και οι σεισμικές δονήσεις, οι οποίες κινητοποιούν την εδαφική φέρουσα ικανότητα. Η κινητοποίηση τέτοιων μηχανισμών εντός

του εδάφους δεν συνεπάγεται απαραίτητως αστοχία, χάρη στην ανακυκλιζόμενη φύση των φορτίων αυτών και στην κινηματική φύση του σεισμού. Απεναντίας, έχει προταθεί μία νέα φιλοσοφία σχεδιασμού, αντικρούοντας τον συμβατικό σχεδιασμό. Σύμφωνα με αυτήν, επιτρέπεται το ανασήκωμα και η αποκόλληση της θεμελίωσης από το υποκείμενο έδαφος (γεωμετρική μή-γραμμικότητα), καθώς επίσης και η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους (μή-γραμμικότητα υλικού). Πλήθος ερευνητών έχει δείξει ότι η μη-γραμμική ανελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης όχι μόνον δεν είναι επιζήμια, αλλά μπορεί να αποδειχθεί και ευεργετική για την όλη απόκριση της επικείμενης κατασκευής [Pecker, 1998; Martin & Lam, 2000; Makris & Roussos, 2000; Faccioli et al., 2001; Kutter et al., 2003; Gazetaw 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].

Παρόλο που η μή-γραμμική απόκριση των 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], οι κοίλες φρεατοθεμελιώσεις, όπως προαναφέρθηκε, ξεκίνησαν να χρήζουν σημαντικής προσοχής την τελευταία δεκαετία και οι περισσότερες δημοσιεύσεις τις προσομοιώνουν ως "συγκολλημένες" με το περιβάλλον και το εσωτερικό έδαφος, ενώ δεν λαμβάνουν υπόψιν φαινόμενα 2^{ας} τάξεως. Πέραν όμως των ιδιοτήτων της διεπιφάνειας, λαμβάνουν χώρα πληθώρα απλοποιήσεων. Η συνδυασμένη φόρτιση υπό την οποία μελετώνται συνήθως, περιορίζεται σε τρεις συνεπίπεδες φορτίσεις: την κατακόρυφη δύναμη, την οριζόντια δύναμη και την ροπή ανατροπής. Στην πραγματικότητα, ωστόσο, οι ενδεχόμενες φορτίσεις, ιδιαίτερες στις θαλάσσιες κατασκευές, είναι έξι σε αριθμό. Η όποια εκκεντρότητα στην φόρτιση ή στην κατασκευή προκαλεί μία πρόσθετη στρεπτική ροπή, ενώ, συγχρόνως, τα λειτουργικά φορτία τέτοιου είδους κατασκευών δεν δρουν απαραίτητως σε μία διεύθυνση. Ακραία καιρικά φαινόμενα, όπως οι ισχυρές καταιγίδες και ο σεισμός, έρχονται να ενισχύσουν την ως άνω υπόθεση.

Σκοπός της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι μία πληρέστερη διερεύνηση της συμπεριφοράς των κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων υπό τις πραγματικές συνθήκες

φόρτισης, προκειμένου να υιοθετηθεί ως θεμελίωση στο σύνθετο θάλασσιο περιβάλλον. Συγκεκριμένα, μελετάται ένα τέτοιο κυλινδρικό φρέαρ υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης για τρεις διαφορετικούς βαθμούς εγκιβωτισμού: $L/D = 0.2, 0.5$ και 1 . Αρχικώς, αποδεικνύεται η ανάγκη μετατόπισης του σημείου αναφοράς των φορτίσεων από το επίπεδο της έμπηξης, σημείο που υιοθετείται στις περισσότερες ήδη δημοσιευμένες εργασίες, στο μέσον της άνω επιφάνειας του φρέατος. Εν συνεχεία, μελετάται η φέρουσα ικανότητα του φρέατος υπό συνδυασμένη φόρτιση, και, κυρίως, η επιρροή του πρόσθετου στρεπτικού φορτίου (3^ο Κεφάλαιο), καθώς και της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας (4^ο Κεφάλαιο). Η θεμελίωση εδράζεται επί ανελαστικού αργλικού εδάφους, ομοιομόρφως κατανομημένης με το βάθος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής. Στο **Σχήμα 2.1** παρουσιάζεται η γεωμετρία του προβλήματος και οι συμβάσεις του προσήμου των δυνάμεων και των μετατοπίσεων. Σκοπός αυτών των αναλύσεων είναι η εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, τα οποία ορίζουν την φέρουσα ικανότητα του φρέατος υπό την συνδυασμένη αυτή φόρτιση. Πρέπει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι δεν λήφθηκαν υπόψιν φαινόμενα δευτέρας τάξεως, για λόγους συγκρίσεως με τις υπάρχουσες δημοσιεύσεις [Bransby & Randolph, 1998; Gourvenec & Randolph, 2003; Bransby & Yun, 2009; Taiebat & Carter, 2005]. Στο δεύτερο μέρος της εργασίας (5^ο και 6^ο Κεφάλαιο) μελετάται η απόκριση του πλήρως προσομοιωμένου συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής υπό ανακυκλική φόρτιση. Η ανεμογεννήτρια προσομοιώθηκε ως ένας πύργος με κατανομημένη μάζα και μία συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή του, η οποία αντιπροσωπεύει την γεωμετρία του ρότορα [**Σχήμα 2.2**]. Ως ανωδομή επιλέχθησαν δύο ανεμογεννήτριες, ονομαστικής ισχύος 3.5MW και 5MW, με λογικές διαστάσεις, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.3**. Όσον αφορά στα φορτία στα οποία υποβάλλονται, παρουσιάζονται αναλυτικά στο αντίστοιχο κεφάλαιο, καθώς διαφέρουν από τα έως τώρα θεωρούμενα. Στο τρίτο και τελευταίο μέρος της διπλωματικής εργασίας μελετάται η απόκριση του παραπάνω συστήματος σε σεισμική φόρτιση, η οποία επιβάλλεται σε δύο διευθύνσεις, για την ρεαλιστικότερη προσομοίωση του πραγματικού προβλήματος. Σημειώνεται στο σημείο αυτό ότι στο δεύτερο και στο τρίτο μέρος της εργασίας ελήφθησαν υπόψιν φαινόμενα δευτέρας τάξεως, γνωστά και ως φαινόμενα P - δ .

2.2 Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης

2.2.1 Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων

Το πρόβλημα αναλύεται μέσω μιας σειράς τρισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, v. 6.13 (2013). Το τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.4**. Λόγω της φύσης των φορτίσεων προσομοιώθηκε ολόκληρη η γεωμετρία του προβλήματος.

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 60 kPa και θεωρείται ομοιομόρφως κατανεμημένη με το βάθος. Το υπό άνωσιν ειδικό βάρος του εδάφους λαμβάνεται ίσον με $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ [**Σχήμα 2.5**].

Ο πύργος της ανεμογεννήτριας προσομοιώνεται με γραμμικώς ελαστικά στοιχεία δοκού (B31). Το μέτρο ελαστικότητάς του λήφθηκε ίσο με το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ($E = 210 \text{ GPa}$), ενώ η κατανεμημένη μάζα σε αυτόν, μ , ίση με 8.5 t/m^3 . Η πυκνότητα του χάλυβα για τον πύργο αυξάνεται σε σχέση με την συνηθέστερη τιμή της ($\rho_s' = 8.5 \text{ t/m}^3$ έναντι της $\rho_s = 7.85 \text{ t/m}^3$), προκειμένου να ληφθεί υπόψιν το πρόσθετο βάρος λόγω των συγκολλήσεων και του υπόλοιπου εξοπλισμού του πύργου. Η συγκεντρωμένη μάζα στο ύψος του ρότορα είναι διαφορετική, αναλόγως της υπό ανάλυσης ανεμογεννήτριας.

Η θεμελίωση προσομοιώνεται μέσω γραμμικώς ελαστικών επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων (S4). Το μέτρο ελαστικότητας και η πυκνότητά της λαμβάνουν τις συνήθεις τιμές για τον χάλυβα; $E_s = 210 \text{ GPa}$ και $\rho_s = 7.85 \text{ t/m}^3$. Το πάχος των πλευρικών ελασμάτων λήφθηκε ίσο με $t_s = 0.02 \text{ m}$, το οποίο κρίνεται εύλογο [Bransby & Yun, 2009]. Το πάχος της άνω επιφάνειας της θεμελίωσης (*lid*) λήφθηκε ίσο με $t_l = 0.5 \text{ m}$, που είναι αρκετό ώστε να συμπεριφερθεί ως πρακτικώς άκαμπτο, δικαιολογώντας την υψηλή τιμή του μέτρου Young στον χάλυβα.

Ο κυλινδρικός κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαιρείται σε 48 κυκλικούς τομείς. Το πλήθος των πεπερασμένων στοιχείων στην διεπιφάνεια παράπλευρων ελασμάτων-εδάφους είναι συνολικώς ίσο με 48×20 , για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$, ενώ τροποποιείται αναλογικώς για τους μικρότερους λόγους εγκιβωτισμού. Ο αριθμός των πεπερασμένων στοιχείων της άνω επιφάνειας της θεμελίωσης διατηρείται σταθέρως σε όλα τα προσομοιώματα. Ακριβώς δίπλα στην θεμελίωση, κινούμενοι προς το εξωτερικό, δημιουργήθηκαν 4 στρώματα πυκνότερων πεπερασμένων στοιχείων, προκειμένου να αποφευχθούν αριθμητικές ανακρίβειες και υπερεκτίμηση της αντοχής των εδαφικών στοιχείων, λόγω του μεγέθους τους και λόγω της συμπεριφοράς τους ως συνεχή στοιχεία. Καθώς απομακρυνόμαστε από την θεμελίωση, πραγματοποιείται αραιώση των πεπερασμένων στοιχείων, με σκοπό την μείωση του υπολογιστικού χρόνου, χωρίς, όμως να διακυβεύεται η ανακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Καθώς το αριθμητικό μοντέλο είναι κυλινδρικό, σε όρους πολικών συντεταγμένων η ακτίνα του είναι ίση με $3D$, όπου D η διάμετρος της θεμελίωσης, και το ύψος του ίσο με $2.5D$, όμοιο με το προσομοίωμα που υιοθέτησε η Gourvenec [2007], με την διαφορά ότι συμπεριλήθησαν και τα πλευρικά ελάσματα. Οι κινηματικοί περιορισμοί που επιβάλλονται στους ακραίους κόμβους του προσομοιώματος απαγορεύουν την οριζόντια μετακίνηση προς κάθε κατεύθυνση για τους ακραίους περιφερειακούς κόμβους, και συγχρόνως όλες τις μετακινήσεις για τους κόμβους της βάσης του μοντέλου.

Όσον αφορά στην δυναμική ανάλυση του συστήματος, κρίθηκε αναγκαίο να αρθούν οι κινηματικοί περιορισμοί της περιφέρειας. Όλοι οι περιφερειακοί κόμβοι κάθε κυκλικού δίσκου "δέθηκαν" με έναν κεντρικό κόμβο στο οριζόντιο επίπεδο, ώστε η συμπεριφορά του μοντέλου να πλησιάσει την συμπεριφορά μίας διατμητικής δοκού. Ο λόγος αυτού του μετασχηματισμού είναι η αποφυγή των κυματικών ανακλάσεων στα πλευρικά σύνορα του προσομοιώματος, λόγω της δυναμικής φόρτισης στην βάση του. Προκειμένου το πρόβλημα να γίνει ρεαλιστικότερο, εισήχθησαν στοιχεία αποσβεστήρων στην βάση του μοντέλου, τα οποία αποσβένουν τα προσπίπτοντα κύματα. Συγχρόνως, ο λόγος E_o/S_u θεωρήθηκε αυξημένος σε όλες τις δυναμικές αναλύσεις, καθώς οι διεγέρσεις που χρησιμοποιήθηκαν είναι ήδη πολύ ισχυρές. Λεπτομερέστερες πληροφορίες παρέχονται στο 6^ο Κεφάλαιο.

Για την ρεαλιστικότερη προσομοίωση της διεπιφάνειας εδάφους-θεμελίου, γίνεται χρήση στοιχείων διεπιφάνειας. Τα στοιχεία αυτά ενώνουν τους κόμβους του εδάφους με τους αντίστοιχους (κόμβους κοινών αρχικών συντεταγμένων) κόμβους του θεμελίου, με τους οποίους ενώ αρχικώς βρίσκονται σε επαφή, επιτρέπεται εν συνεχεία ολίσθηση κατά μήκος της διεπιφάνειας και αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος, ανάλογα με την φόρτιση.

2.2.2 Καταστατικό Προσομοίωμα Εδάφους

Στο 3^ο Κεφάλαιο, στο οποίο διερευνάται η φέρουσα ικανότητα του φρέατος υπό συνδυασμένη φόρτιση, χρησιμοποιείται το κριτήριο αστοχίας Tresca για λόγους συγκρίσεως με την υπάρχουσα δημοσιευμένη έρευνα.

Στα επόμενα κεφάλαια, 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 περιγράφει ακριβέστερα την κρατυνόμενη συμπεριφορά του εδάφους και η επιφάνεια διαρροής του είναι πιο ομαλή, σε αντίθεση με το διγραμμικό κριτήριο Tresca, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.7**.

Τόσο το καταστατικό προσομοίωμα Tresca όσο και το Von Mises είναι ικανά να προσομοιώσουν την πλάστιμη συμπεριφορά της αργίλου υπό αστράγγιστες συνθήκες, η οποία θεωρείται ανεξάρτητη από τη μέση ενεργό τάση.

Καταστατικό προσομοίωμα Tresca:

Στην ελαστική περιοχή, τα εδαφικά στοιχεία συμπεριφέρονται γραμμικώς ελαστικά και η σχέση τάσεων-παραμορφώσεων καθορίζεται από τις παραμέτρους E και ν . Ο λόγος E/S_u λήφθηκε ίσος με 500, όπου E το μέτρο ελαστικότητας.

Η αστοχία εξαρτάται από την μέγιστη διατμητική τάση, η οποία, στον χώρο των κυρίων τάσεων ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$), μπορεί να εκφρασθεί ως εξής:

$$f(\sigma, \kappa) = |\sigma_1 - \sigma_3| - \bar{\sigma}(\kappa) \quad (2.1)$$

όπου $\bar{\sigma}(\kappa)$ η μονοαξονική αντοχή διαρροής ως συνάρτηση της μεταβλητής κ . Σε αυτήν την περίπτωση, η συνάρτηση f εξαρτάται μόνον από την διάμετρο του κύκλου Mohr [**Σχήμα**

2.6]. Για εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, τα οποία υπακούουν αρκετά ικανοποιητικά στο κριτήριο Tresca, η μονοαξονική αντοχή διαρροής ισούται με το διπλάσιο της εδαφικής συνοχής ή με την αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u . Το τελευταίο συνεπάγεται ότι η επιφάνεια διαρροής στο διεκτροπικό επίπεδο είναι ανεξάρτητη από την θέση της διαγωνίου ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Η επιφάνεια διαρροής αποτελεί ένα κανονικό εξάγωνο και η τομή της με το διεκτροπικό επίπεδο απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.7**.

Το ABAQUS υιοθετεί με το παραπάνω κριτήριο αστοχίας έναν νόμο πλαστικής ροής Von Mises, ώστε να αποφευχθούν προβλήματα ορισμού του μεγέθους των σχετικών πλαστικών παραμορφώσεων στις γωνίες του εξαγωνικού κριτηρίου αστοχίας. Θεωρώντας συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής, ο ρυθμός της πλαστικής ροής δίνεται από την ακόλουθη σχέση:

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\varepsilon}^{pl} \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (2.2)$$

όπου η συνάρτηση f ορίζει την κατάσταση διαρροής ως μία γενική συνάρτηση του μητρώου των τάσεων σ , η μερική παράγωγος $\frac{\partial f}{\partial \sigma}$ αποτελεί την παράγωγο ως προς οποιαδήποτε τασική συνιστώσα από την οποία προκύπτει η έκφραση της αντίστοιχης συνιστώσας του μητρώου των πλαστικών παραμορφώσεων $\dot{\varepsilon}^{pl}$ και, τέλος, $\dot{\varepsilon}^{pl}$ είναι ο ισοδύναμος ρυθμός πλαστικής παραμόρφωσης.

Κατασταστικό προσομοίωμα Von Mises:

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

$$\sigma = \sigma_0 + \alpha \quad (2.3)$$

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 των τάσεων επιφάνεια διαρροής:

$$F = f(\sigma - \alpha) - \sigma_0 \quad (2.4)$$

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

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \bar{\varepsilon}^{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (2.5)$$

όπου $\bar{\varepsilon}^{pl}$ 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 :

$$\sigma_0 = \sigma_0 + Q_\infty (1 - e^{-b \bar{\varepsilon}^{pl}}) \quad (2.6)$$

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:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_0} (\sigma - \alpha) \bar{\varepsilon}^{pl} - \gamma \alpha \dot{\bar{\varepsilon}}^{pl} \quad (2.7)$$

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 2.8α και 2.8β** για μονοαξονική και πολυαξονική φόρτιση αντιστοίχως. Ο νόμος εξέλιξης για τη συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης υποδεικνύει ότι η παράμετρος α εμπεριέχεται σε κύλινδρο ακτίνας :

$$\sqrt{\frac{2\alpha^s}{3}} = \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{c}{\gamma} \quad (2.8)$$

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

$$\sigma_y = \frac{c}{\gamma} + \sigma_o \quad (2.9)$$

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

$$\sigma_y = \sqrt{3} S_u \quad (2.10)$$

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

$$\gamma = \frac{c}{\sqrt{3} S_u - \sigma_o} \quad (2.11)$$

Στα κεφάλαια 4, 5 και 6, ο λόγος E/S_u λήφθηκε ίσος με 1000 (διπλάσιος από αυτόν που χρησιμοποιήθηκε στο προσομοίωμα Tresca, για λόγους συγκρίσεως), ενώ στις δυναμικές αναλύσεις η τιμή επιλέχθηκε ίση με 1800. Περισσότερες πληροφορίες δίνονται στα αντίστοιχα κεφάλαια.

2.2.3 Σύμβαση Προσήμων

Στο 3^ο Κεφάλαιο αποδεικνύεται η αναγκαιότητα μετατόπισης του σημείου επιβολής των φορτίων τέτοιου είδους θεμελιώσεων από το επίπεδο έμπηξης στο μέσον της άνω επιφάνειάς τους. Η θετική φορά των δυνάμεων, των ροπών, των στροφών και των μετατοπίσεων παρουσιάστηκε στο **Σχήμα 1.18** του 1^{ου} Κεφαλαίου. Στα επόμενα κεφάλαια ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών θεωρείται το μέσον της άνω επιφάνειας της θεμελίωσης (σημείο σύνδεσης του πυλώνα της ανεμογεννήτριας με την θεμελίωση), εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά.

2.2.4 Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης

Στην ανάλυση της οριακής φέρουσας ικανότητας του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης, η φόρτιση επιβάλλεται μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης, όπως έχει προταθεί από πολλούς ερευνητές [Bransby & Randolph, 1997; Gourvenec & Randolph, 2003], ως μέθοδος η οποία οδηγεί σε ακριβή υπολογισμό των οριακών φορτίων.

Για την εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικές μέθοδοι, τα λεγόμενα "*displacement probe tests*" και τα "*sideswipe tests*". Σύμφωνα με την πρώτη μέθοδο, επιβάλλεται ένας σταθερός αδιάστατος λόγος μετακινήσεων u/w , $u/D\theta$ ή $w/D\theta$ μέχρι την αστοχία, αναλόγως του επιπέδου φόρτισης στο οποίο μελετάται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης (VH, HM, VM αντιστοίχως). Ως αποτελέσματα λαμβάνονται οι προκύπτουσες αντιδράσεις V, H, M στον κόμβο επιβολής των μετακινήσεων. Όταν μία τέτοια διαδρομή φόρτισης προσεγγίσει την περιβάλλουσα καμπύλη αστοχίας, κινείται επί της τροχιάς της μέχρι να καταλήξει σε ένα τερματικό σημείο, στο οποίο η κατεύθυνση της εφαπτομένης στην καμπύλη αστοχίας θα ισούται με τον αρχικώς επιβληθέντα 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 μόνον την αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών την στιγμή της αστοχίας, αλλά αποτελεί ταυτόχρονα και ένα πλαστικό δυναμικό που καταδεικνύει την κατεύθυνση των επαυξητικών πλαστικών παραμορφώσεων σε κάθε σημείο της. Η διαδικασία επαναλαμβάνεται για διάφορους λόγους μετακινήσεων και η

καμπύλη που συνδέει τα τερματικά σημεία όλων των διαδρομών αποτελεί την περιβάλλουσα αστοχίας.

Η δεύτερη μέθοδος (*swipe tests*) χρησιμοποιήθηκε προκειμένου να εκτιμηθεί η αξιοπιστία της για τρισδιάστατες αναλύσεις κοίλων φρεατοθεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Αρχικώς προτάθηκε από τον Tan [1990], κατά την διάρκεια πειραματικής έρευνας, και στην συνέχεια επιβεβαιώθηκε και από άλλους ερευνητές [Martin, 1994; Bransby & Randolph, 1998; Martin & Housby, 2000]. Η διαδικασία περιλαμβάνει δύο βήματα: Στο πρώτο βήμα, επιβάλλεται μία διαδρομή μετακινήσεων μέχρι την αστοχία. Έπειτα, ακολουθείται από μία δεύτερη διαδρομή μετακινήσεων, στην διάρκεια της οποίας η επαυξητική συνιστώσα της μετακίνησης του πρώτου βήματος είναι μηδενική. Έτσι, σχηματίζεται η περιβάλλουσα αστοχίας μέχρι ένα τερματικό σημείο, στο οποίο το κάθετο διάνυσμα στην εφαπτομένη της καμπύλης θα ισούται με τον επιβεβλημένο λόγο μετακίνησης του δεύτερου βήματος. Το πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ότι προκύπτει ένα σημαντικό τμήμα της περιβάλλουσας καμπύλης μέσω μίας μόνον ανάλυσης. Ωστόσο, όπως ισχυρίστηκαν οι Bransby & Randolph [1998] και οι Martin & Housby [2000], η προ της διαρροής πλαστική συμπεριφορά στο δεύτερο βήμα τέτοιου είδους αναλύσεων ενδέχεται να οδηγήσει σε "συρρίκνωση" της πραγματικής περιβάλλουσας, υποεκτιμώντας την πραγματική.

Όσον αφορά στα επίπεδα κατακόρυφης φόρτισης-οριζόντιας φόρτισης (VH) και κατακόρυφης φόρτισης-ροπής (VM), στο πρώτο βήμα επιβλήθηκε κατακόρυφη μετακίνηση μέχρι την αστοχία και στο δεύτερο βήμα επιβλήθηκε οριζόντια μετακίνηση ή στροφή, αντιστοίχως. Για τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης οριζόντιας δύναμης-ροπής (HM), επιβλήθηκε αρχικώς μία στροφή με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης μέχρι την αστοχία και εν συνεχεία μία οριζόντια μετακίνηση, διατηρώντας την στροφή του πρώτου βήματος σταθερή. Σημειώνεται, επιπλέον, ότι στην περίπτωση διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης υπό στρεπτικό φορτίο, προστίθεται στα προαναφερθέντα ένα ακόμη βήμα. Επιβάλλεται στην αρχή ένα ποσοστό του οριακού στρεπτικού φορτίου, το οποίο ελήφθη από την μονοτονική καμπύλη στρεπτικής ροπής-στροφής και, έπειτα, ακολουθείται η διαδικασία που περιγράφηκε παραπάνω.

2.2.5 Στατική Μονοτονική και Ανακυκλική Φόρτιση

Η στατική μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση στην παρούσα εργασία επιβάλλεται με δύο τρόπους, οι οποίοι επισημαίνονται σε κάθε περίπτωση:

- α) Μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης στην συγκεντρωμένη μάζα της απλοποιημένης ανωδομής
- β) Μέσω συγκεντρωμένων φορτίων, προερχόμενων από τον άνεμο και τους θαλάσσιους κυματισμούς, τα οποία δρουν στην πλήρως προσομοιωμένη ανωδομή. Η συγκεντρωμένη δύναμη λόγω του ανέμου εφαρμόζεται στην συγκεντρωμένη μάζα της κορυφής του πυλώνα, η οποία αντιπροσωπεύει την γεωμετρία του ρότορα, ενώ η δύναμη λόγω των θαλάσσιων κυματισμών εφαρμόζεται σε ύψος 8 m από το επίπεδο της θεμελίωσης.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνεται λεπτομερέστερη περιγραφή. Υπενθυμίζεται ότι οι μετακινήσεις και οι δυνάμεις αναφέρονται στο σημείο σύνδεσης του πύργου με την θεμελίωση.

2.2.6 Αξιολόγηση του Προσομοιώματος ("*Model Validation*")

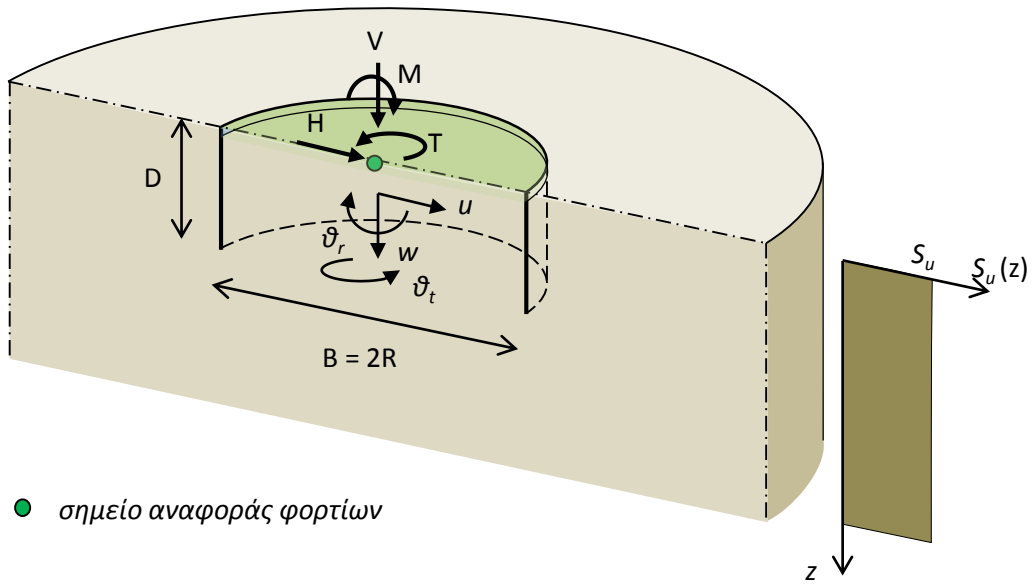
Το καταστατικό προσομοίωμα Tresca έχει χρησιμοποιηθεί από αρκετούς ερευνητές και θεωρείται ότι περιγράφει με ικανοποιητική ακρίβεια την συμπεριφορά αργιλικών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες. Επιπλέον, το δεύτερο καταστατικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στην παρούσα εργασία, δηλαδή το Von Mises, έχει επικυρωθεί έναντι αναλυτικών λύσεων και πειραμάτων σε φυγοκεντριστή από τους Anastasopoulos et al. [2012], οι οποίοι επιβεβαίωσαν την καταλληλότητά του για την προσομοίωση της ανακυκλικής συμπεριφοράς αβαθών θεμελιώσεων. Στο παρόν εδάφιο αξιολογείται η δυνατότητα του προσομοιώματος να περιγράψει την φέρουσα ικανότητα κοίλων φρεατοθεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Για τον σκοπό αυτό, τα δύο πραπάνω καταστατικά προσομοιώματα συγκρίνονται μεταξύ τους, καθώς και με ήδη δημοσιευμένες εργασίες [Bransby & Yun, 2009], οι οποίες, όπως έχει προαναφερθεί, υπέθεταν πλήρη επαφή μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης και αφορούσαν σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Για να είναι δυνατή, λοιπόν, η σύγκριση, το προσομοίωμα τροποποιείται

στο ισοδύναμο δισδιάστατο μοντέλο του **Σχήματος 2.11**. Οι διεπιφάνειες θεμελίου-εδάφους προσομοιώνονται με τέτοιο τρόπο ώστε το θεμέλιο να παραμένει σε πλήρη επαφή με το έδαφος καθ'όλη την διάρκεια της φόρτισης (απαγορεύεται η ολίσθηση και η αποκόλληση). Στην περίπτωση του κριτηρίου Tresca, υποτέθηκε λόγος $E/S_u = 500$, ενώ για το κριτήριο Von Mises $E_0/S_u = 1000$ (όπου $E_0=C$ το μέτρο ελαστικότητας που αντιστοιχεί σε μηδενική πλαστική παραμόρφωση) και $\sigma_0 = \sigma_y/10$; οι ορισμοί για τους παραπάνω όρους μπορούν να βρεθούν στην παράγραφο 2.2.3. Το σύστημα υποβλήθηκε σε φόρτιση διαφόρων λόγων $u/D\theta$, σύμφωνα με την μέθοδο που περιγράφηκε στην παράγραφο 2.2.4. Επιπλέον χρησιμοποιήθηκε και η δεύτερη προαναφερθείσα μέθοδος, το λεγόμενο *swirpe test*. Οι διαδρομές φόρτισης απεικονίζονται στο αδιάστατο επίπεδο ροπής ανατροπής-τέμνουσας δύναμης για το θεμέλιο με λόγο εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ [**Σχήμα 2.12**]. Όπως παρατηρείται στο **Σχήμα 2.13**, παρά την μικρή υπερεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας έναντι αυτής των Bransby & Yun [2009], η αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών περιγράφεται με ικανοποιητική ακρίβεια. Στα κεφάλαια που ακολουθούν δίνονται περισσότερες συγκρίσεις των εκάστοτε αποτελεσμάτων με διαθέσιμες λύσεις της βιβλιογραφίας.

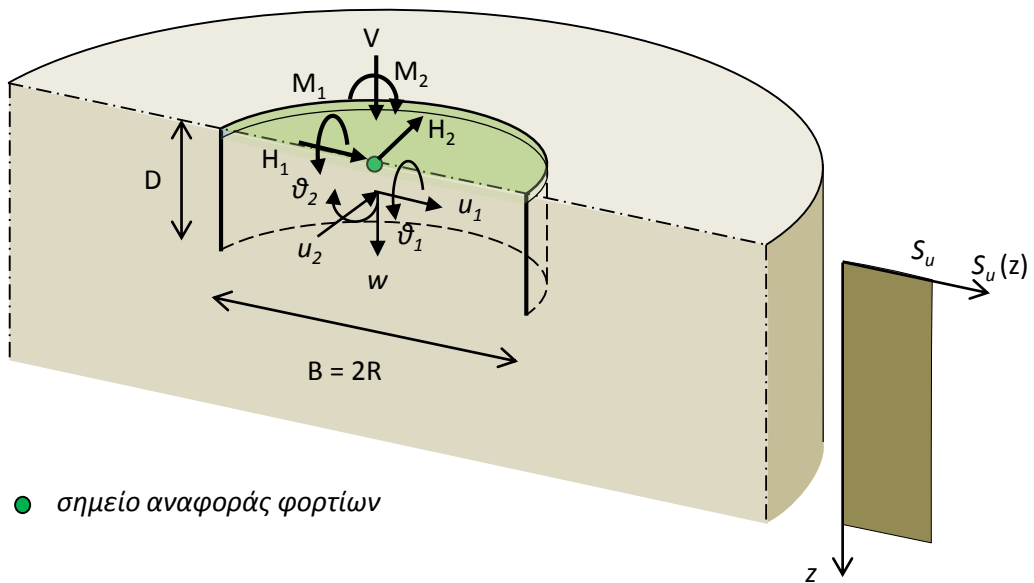
Τέλος

2^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

*Ορισμός του Προβλήματος
και Προσομοίωση*

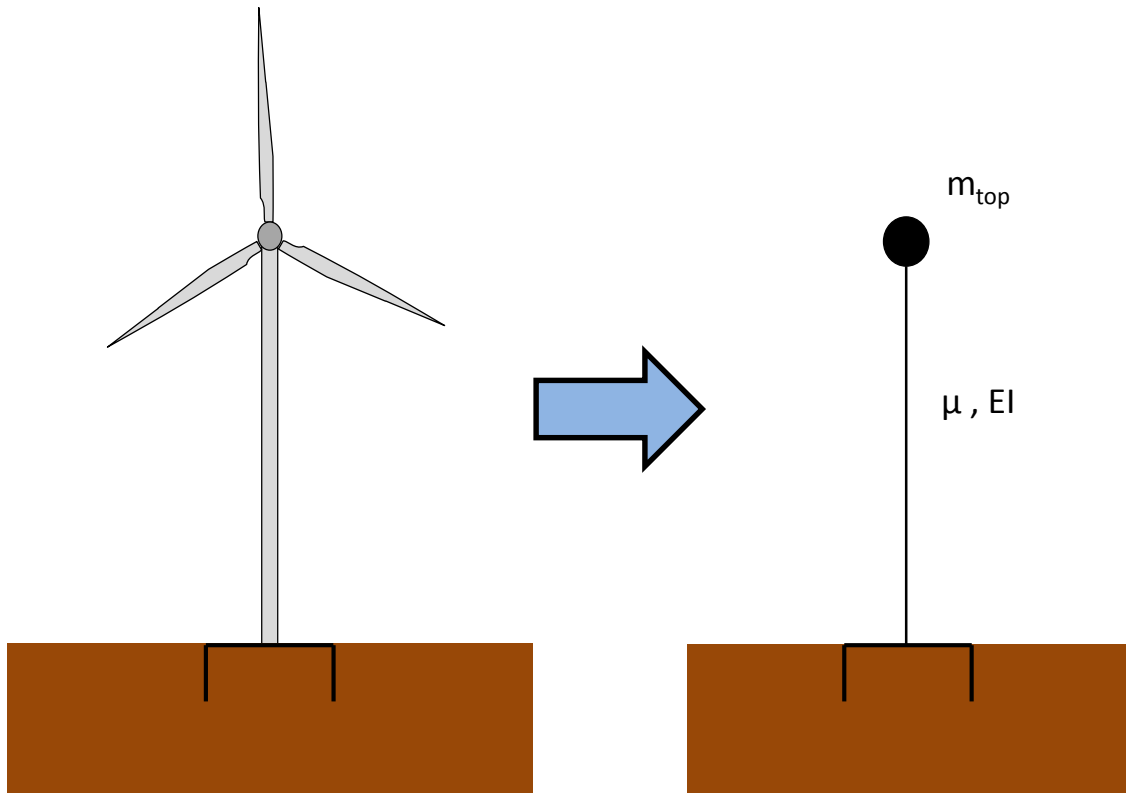


(α)

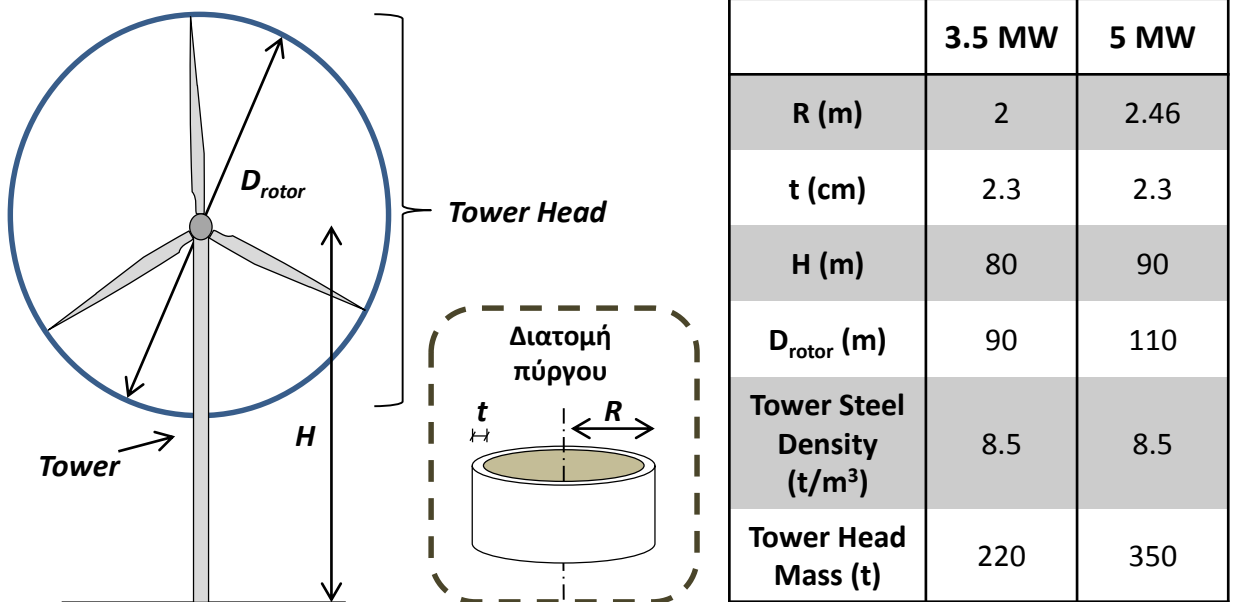


(β)

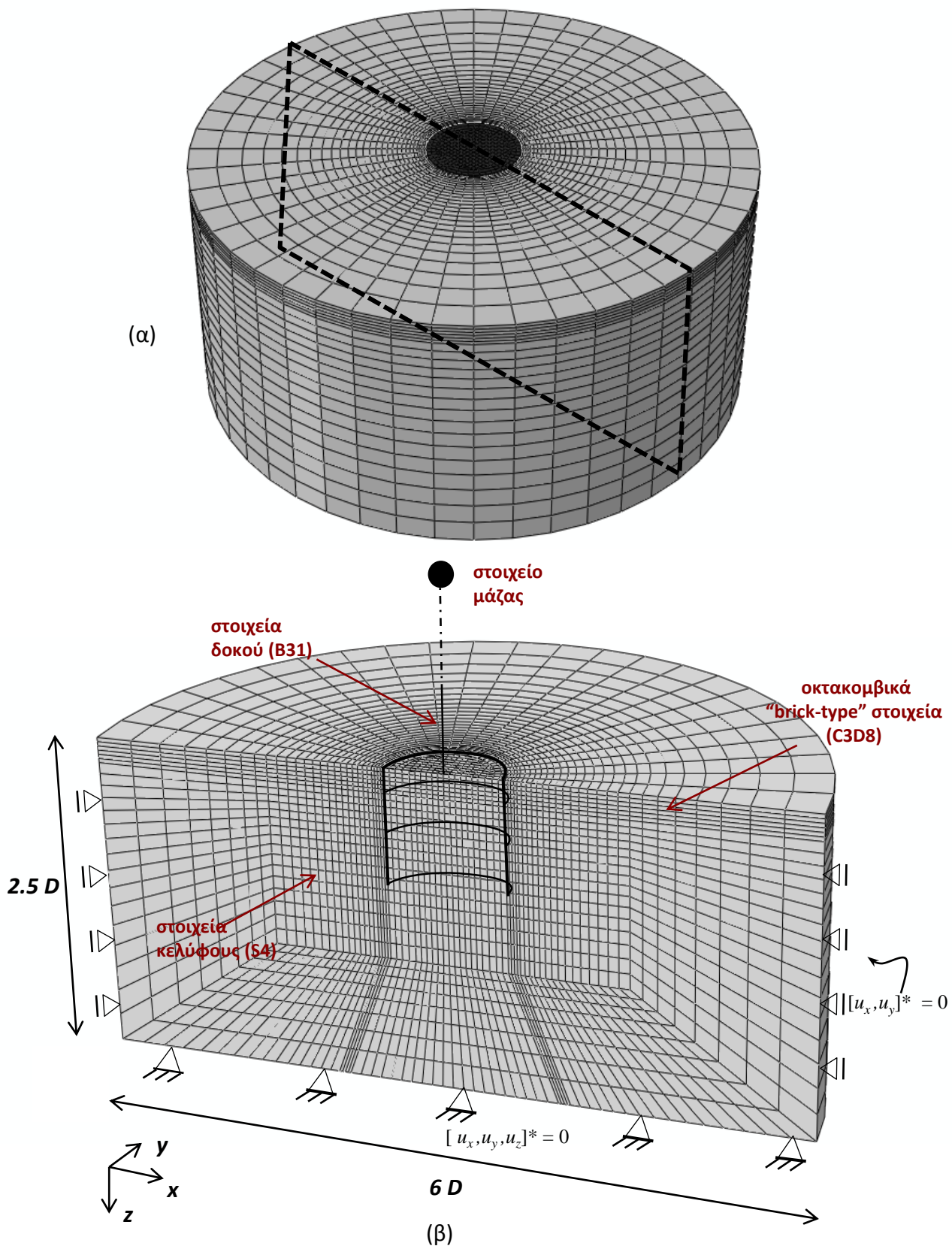
Σχήμα 2.1. Γεωμετρία του αριθμητικού προσομιώματος και σύμβαση προσήμων υπό την παρουσία (α) στρεπτικού φορτίου και (β) της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας



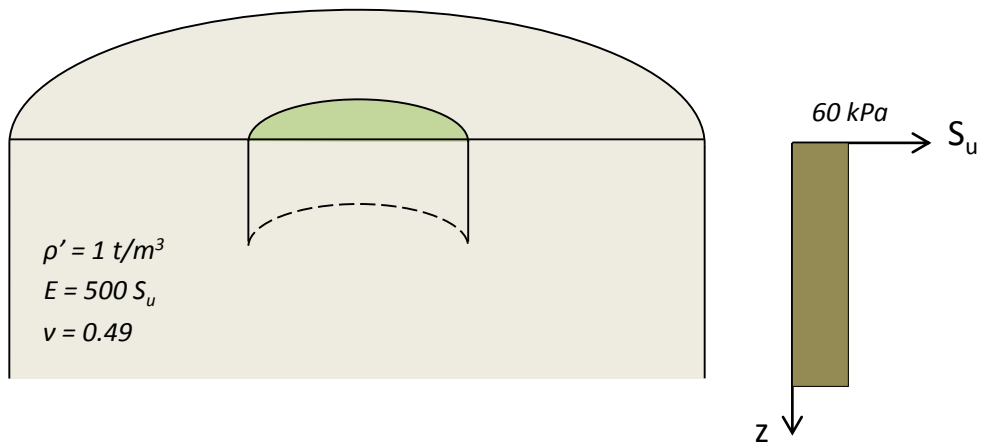
Σχήμα 2.2. Προσομοίωμα ανεμογεννήτριας, όπου ο πύργος προσομοιώνεται ως πύργος με καταναμημένα μάζα και ο ρότορας ως μία συγκεντρωμένη μάζα στην κορυφή.



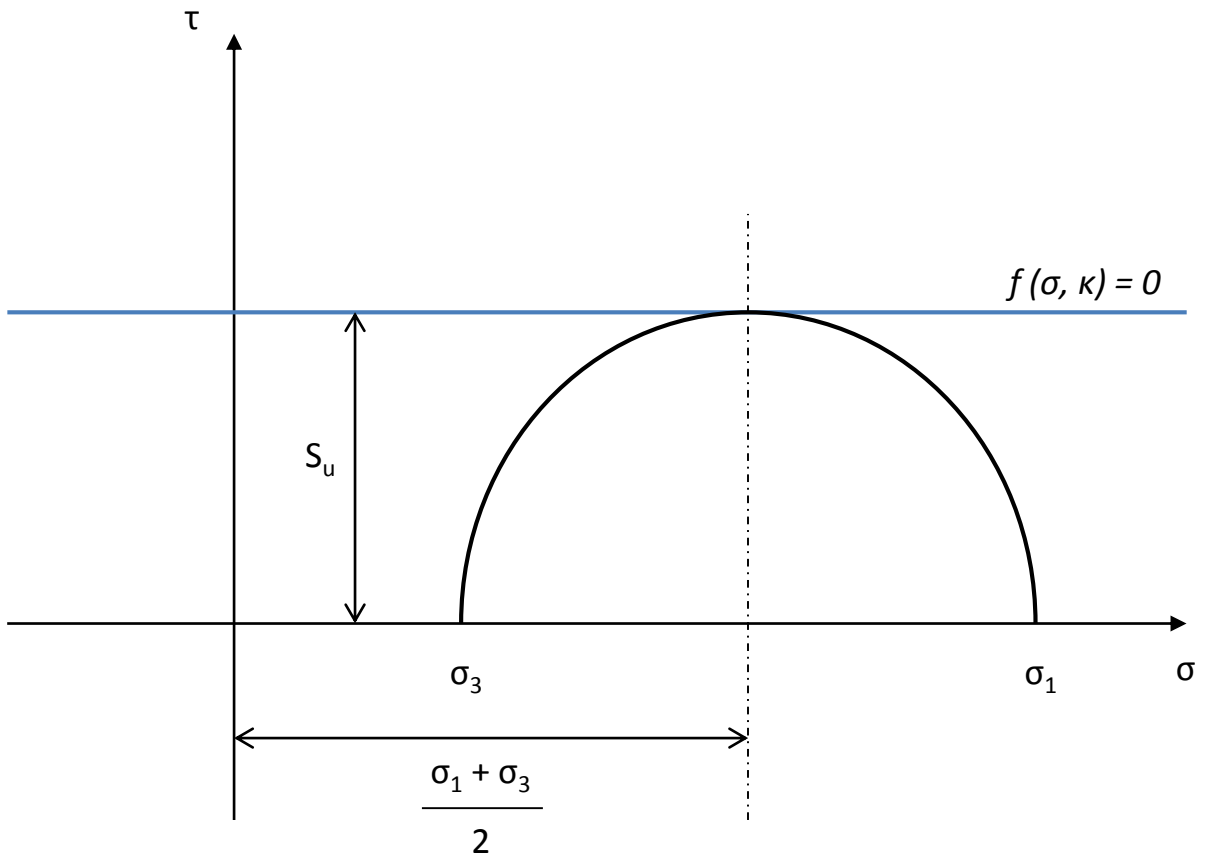
Σχήμα 2.3. Κατασκευαστικά χαρακτηριστικά των ανεμογεννητριών που χρησιμοποιούνται στην συγκεκριμένη εργασία.



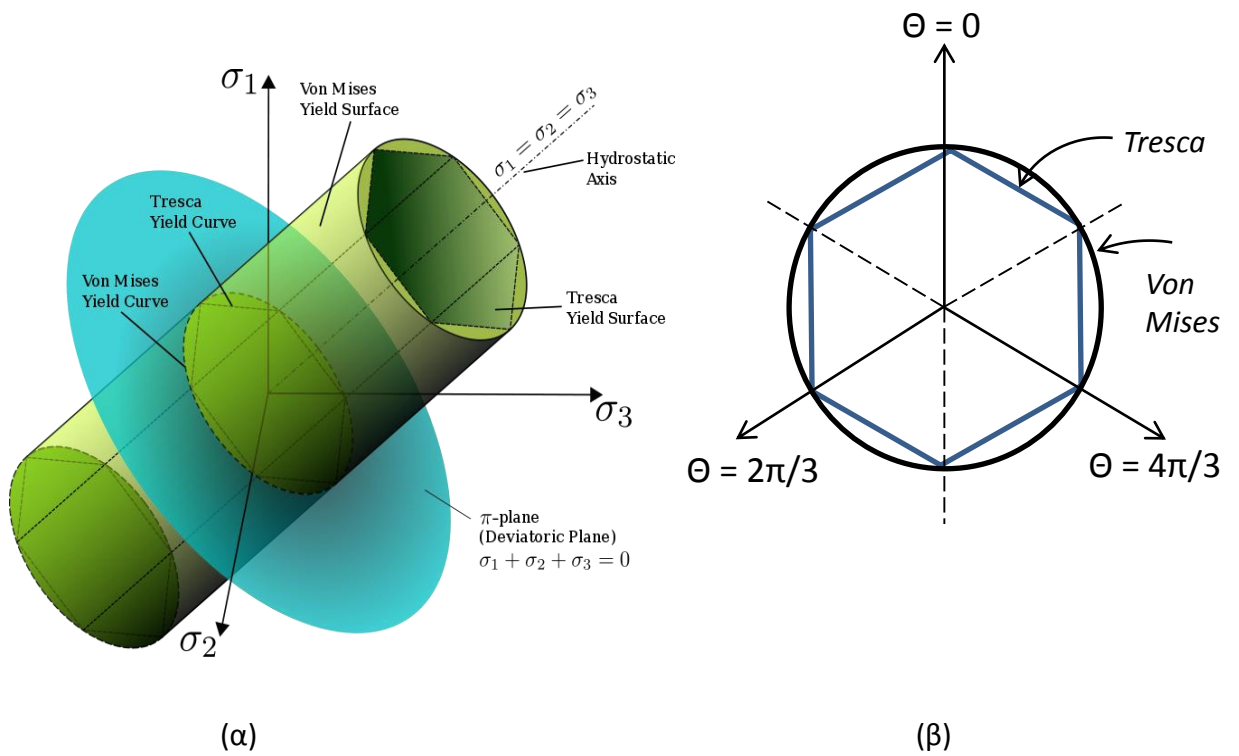
Σχήμα 2.4. Τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (ABAQUS) του προβλήματος (βαθμοί εγκιβωτισμού $L/D = 0.2, 0.5$ και 1): (α) πλήρες προσομοίωμα, (β) τομή στο επίπεδο γεωμετρικής συμμετρίας



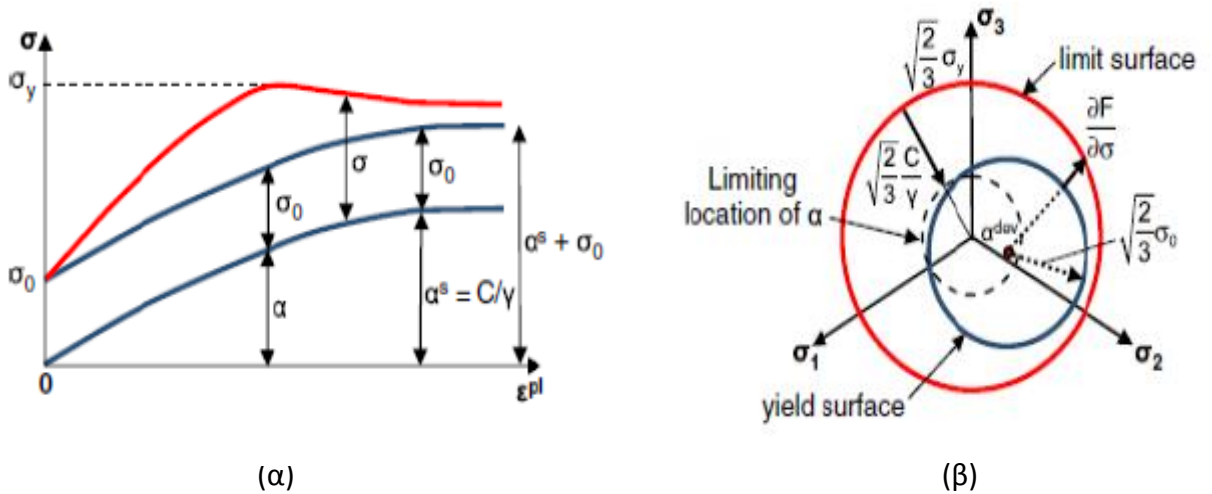
Σχήμα 2.5. Εδαφικά χαρακτηριστικά



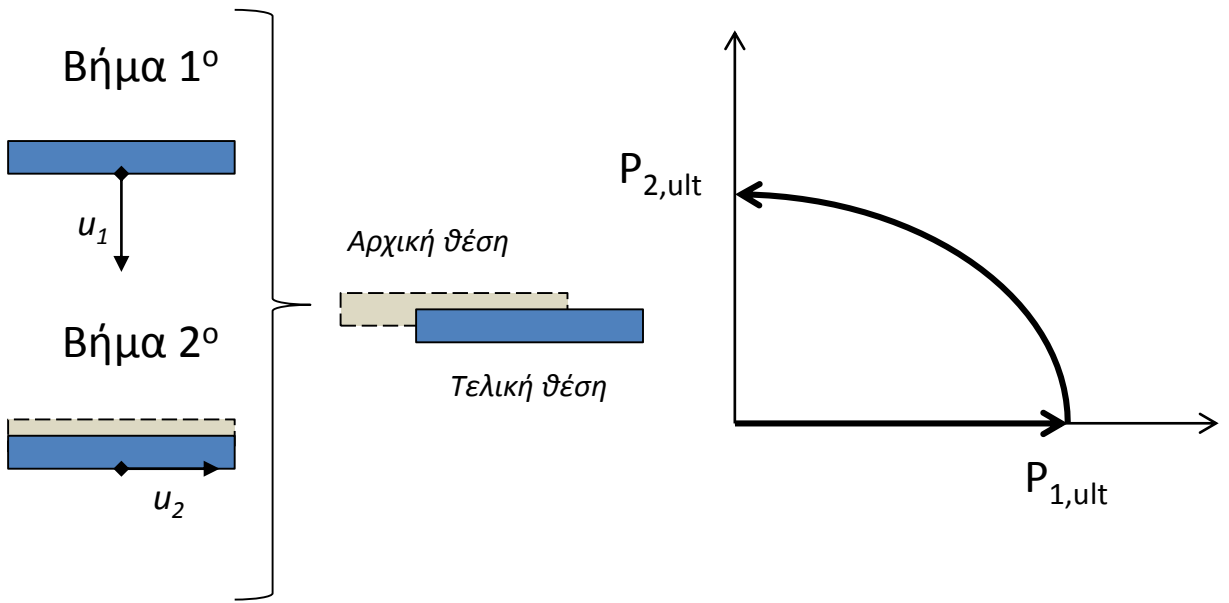
Σχήμα 2.6. Κύκλος Mohr- Coulomb , ο οποίος υποδηλώνει την ανεξαρτησία της επιφάνειας αστοχίας από την μέση ενεργό τάση



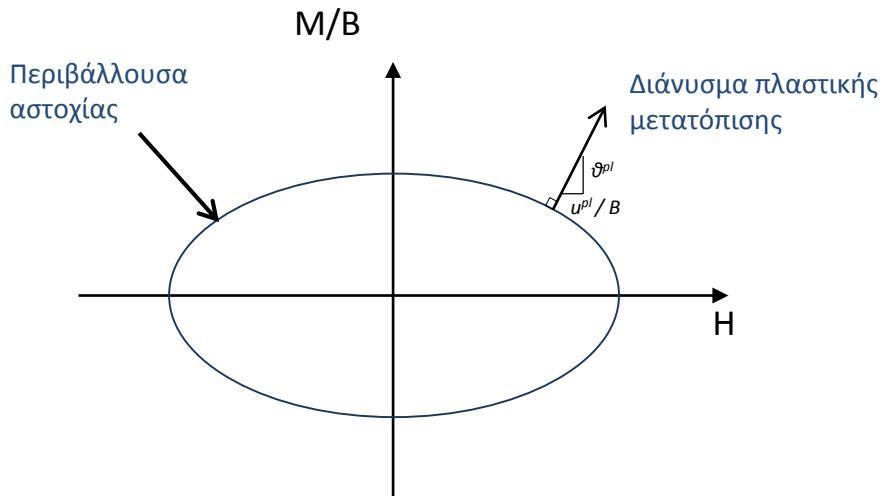
Σχήμα 2.7. Κριτήρια αστοχίας Tresca και Von Mises: (α) Πλήρεις επιφάνειες διαρροής, όπου το κριτήριο Tresca είναι ένα κανονικό εξαγωνικό πρίσμα εγγεγραμμένο στην κυλινδρική επιφάνεια αστοχίας Von Mises (Πηγή : Wikipedia) και (β) Τομή των παραπάνω επιφανειών με το διεκτροπικό επίπεδο.



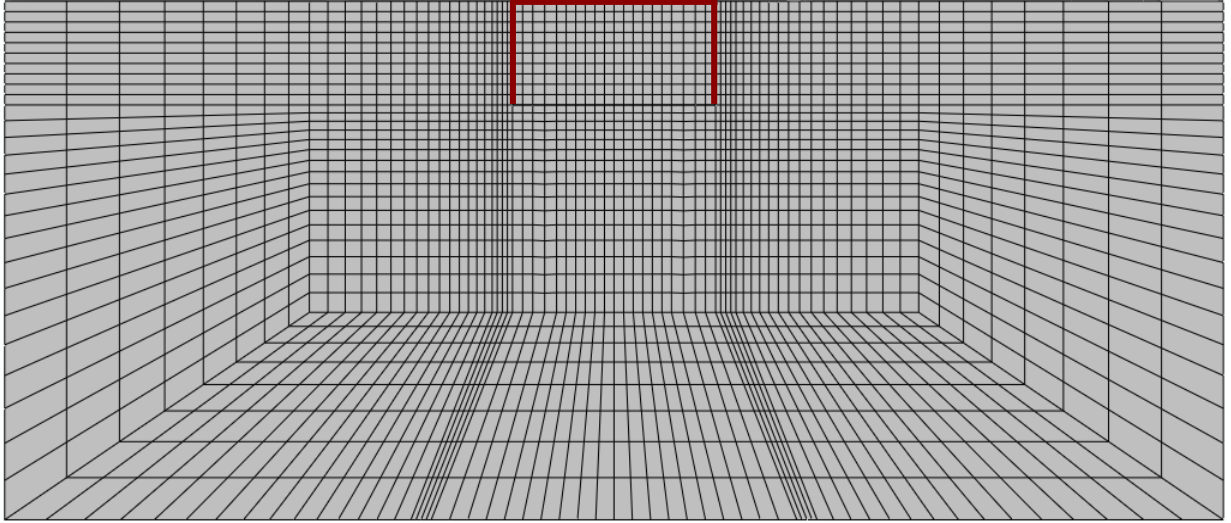
Σχήμα 2.8. Καταστατικό προσομοίωμα Von Mises: εξελίξη των συνιστωσών της κράτυσης (ισοτροπικής και κινηματικής) : (α) απλοποιημένη μονοδιάστατη απεικόνιση και (β) τρισδιάστατη απεικόνιση [Anastasopoulos et al., 2010].



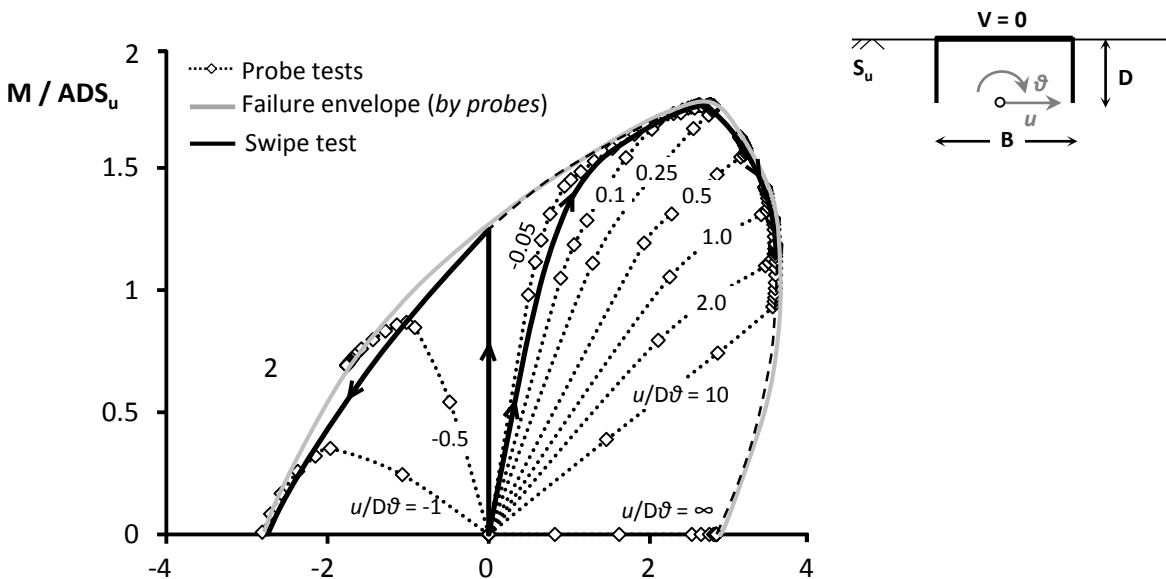
Σχήμα 2.9. Σχηματική εξήγηση ενός *swipe test*



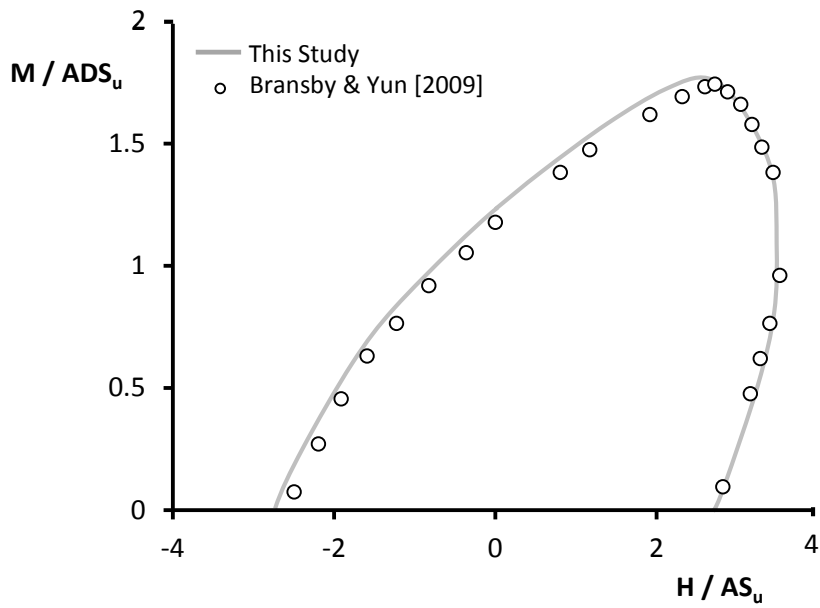
Σχήμα 2.10. Τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης HM και πλαστικές παραμορφώσεις



Σχήμα 2.11. Ισοδύναμο προσομοίωμα επίπεδης παραμόρφωσης για κοίλη θεμελιολωρίδα βαθμού εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ και συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίωσης



Σχήμα 2.12 Περιβάλλουσα αστοχίας ροπής ανατροπής(M)-τέμνουσας δύναμης(H) απουσία κατακόρυφου φορτίου($V=0$) για την θεμελίωση με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης: σύγκριση της προκύπτουσας μέσω των *swipe tests* περιβάλλουσας αστοχίας (εντόνη μαύρη καμπύλη) για το κριτήριο Tresca με την προκύπτουσα μέσω των *probe tests* (γκρι καμπύλη) για το κριτήριο Von Mises.



Σχήμα 2.12 Περιβάλλουσα αστοχίας ροπής ανατροπής(M)-τέμνουσας δύναμης(H) απουσία κατακόρυφου φορτίου($V=0$) για την θεμελίωση με βαθμό εγκλιβωτισμού $L/D=0.5$ υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης: επαλήθευση της διαδικασίας ανάλυσης μέσω σύγκρισης με τα αποτελέσματα των Bransby and Yun (2009) για το ίδιο πρόβλημα

3^ο Κεφάλαιο

Φέρουσα Ικανότητα

3.1 Γενικά Στοιχεία

3.2 Αναγκαιότητα Μετατόπισης του Σημείου Αναφοράς των Εντατικών Μεγεθών

3.3 Φέρουσα Ικανότητα υπό Ταυτόχρονο Στρεπτικό Φορτίο

3.4 Συμπεράσματα

3 Φέρουσα Ικανότητα

3.1 Γενικά Στοιχεία

Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων αποτελεί ένα από τα σημαντικότερα θέματα της γεωτεχνικής μηχανικής. Τα εξωτερικά φορτία των κατασκευών μεταφέρονται μέσω της ανωδομής στην 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 υλοποιείται με την απαραίτητη ασφάλεια. Υπό στατικές συνθήκες, η υπέρβαση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης συνεπάγεται την αστοχία του συστήματος, με τις όποιες συνέπειες αυτή φέρει, όπως π.χ. υπερβολική καθίζηση και στρόφη, ανατροπή κτλ. Ωστόσο, υπό την σεισμική εξαίτηση της κατασκευής, η κινητοποίηση της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης δεν συνεπάγεται απαραίτητως και αστοχία, χάριν του ανακυκλικού και κινηματικού χαρακτήρα της φόρτισης.

Το είδος της φόρτισης που μεταφέρεται στο επίπεδο της θεμελίωσης εξαρτάται τόσο από την αιτία και την φύση των εξωτερικών φορτίων, όσο και από τον φορέα/ τύπο της ανωδομής. Στις συνήθεις κατασκευές δεσπόζει η κατακόρυφη αξονική φόρτιση. Ωστόσο, όπως αναφέρθηκε στο 1^ο Κεφάλαιο, οι θεμελιώσεις υπεράκτιων ανεμογεννητριών υπόκεινται σε δυσαναλόγως μεγαλύτερη τέμνουσα δύναμη και ροπή συγκριτικά με το αξονικό φορτίο. Συγχρόνως, το σύνθετο καθεστώς φόρτισης λόγω του θαλάσσιου περιβάλλοντος αλλά και η ίδια η κατασκευή συνεπάγονται φορτικές εκκεντρότητες, οι οποίες με την σειρά τους προκαλούν στρεπτικά φορτία στην θεμελίωση. Ως εκ τούτου, η φέρουσα ικανότητα τέτοιου είδους θεμελιώσεων οφείλει να μελετάται υπό συνδυασμένη φόρτιση. Τις τελευταίες δεκαετίες, η φέρουσα ικανότητα υπό συνδυασμένη φόρτιση εκφράζεται με την μορφή μίας επιφάνειας αστοχίας στον VHM 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.

Όσον αφορά σε κοίλες φρεατοθεμελιώσεις, τα αποτελέσματα των περισσότερων μέχρι σήμερα εργασιών περιορίζονται από τις συνθήκες για τις οποίες εξήχθησαν. Συγκεκριμένα,

είτε προσομοίωναν την θεμελίωση ως ισοδύναμη επιφανειακή με τις ιδιότητες του εδάφους σε επίπεδο ίσο με το βάθος εμπήξεως [όπως οι Bransby & Randolph, 1998; Gourvenec, 2007], είτε ελάμβαναν υπόψιν την παράπλευρη επιφάνεια, αλλά υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης [Bransby & Yun, 2009]. Επιπλέον, υπέθεταν συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίωσης, κατά τις οποίες δεν επιτρέπεται ούτε η αποκόλληση ούτε η ολίσθηση. Πρώτοι οι Kourkoulis et al. [2012] μελέτησαν ένα κοίλο κυλινδρικό φρέαρ, προσομοιώνοντας πλήρως το τρισδιάστατο πρόβλημα και εξετάζοντας ατελείς συνθήκες διεπιφανειών. Ωστόσο, στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας, η οποία περιορίστηκε στον χώρο VHM, θεωρήθηκε ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών το μέσον της θεμελίωσης στο επίπεδο εμπήξης.

Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται μία επέκταση των παραπάνω εργασιών, κατά την οποία τονίζεται η αναγκαιότητα μετατόπισης του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών και παρουσιάζεται η απόκριση της θεμελίωσης υπό την επίδραση ταυτόχρονης στρεπτικής φόρτισης. Για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας χρησιμοποιείται το πλήρες τρισδιάστατο προσομοίωμα ενός κοίλου κυλινδρικού φρέατος. Παρουσιάζονται και αναλύονται χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας ,ενώ συγχρόνως πραγματοποιείται σύγκριση με την υπάρχουσα βιβλιογραφία. Ως προς τις συνθήκες της διεπιφάνειας εξετάζονται δύο περιπτώσεις : (α) συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους–θεμελίωσης, όπου το έδαφος είναι ικανό να αναπτύξει εφελκυστική αντοχή και η διατμητική του αντοχή ισούται με την ονομαστική αντοχή του εδάφους, και (β) ατελείς συνθήκες επαφής, όπου επιτρέπεται η αποκόλληση του θεμελίου από το περιβάλλον έδαφος κατά την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων, ενώ η διατμητική αντοχή στην διεπιφάνεια λαμβάνεται μειωμένη. Οι μη γραμμικότητες στον ορισμό των διεπιφανειών παίζουν σημαντικό ρόλο τόσο στην στατική όσο και στην δυναμική απόκριση μίας εγκιβωτισμένης θεμελίωσης [Gerolymos & Gazetas, 2006], ενώ η θεώρησή τους στην ανάλυση και στον σχεδιασμό κρίνεται αναγκαία, από την στιγμή που η εν λόγω μη γραμμική συμπεριφορά είναι αναπόφευκτη κατά την διάρκεια ισχυρών σεισμικών διεγέρσεων.

Σε αυτό το σημείο οφείλει να τονισθεί ότι και στις δύο εξεταζόμενες περιπτώσεις διεπιφανειών διατηρείται η πλήρης επαφή, απεριόριστης εφελκυστικής αντοχής, μεταξύ

της άνω επιφάνειας της θεμελίωσης (*lid*) και του υποκείμενου εδάφους. Ταυτοχρόνως, η υπόθεση ατελών συνθηκών «συγκόλλησης» στην διεπιφάνεια αναφέρεται μόνον στην εξωτερική παρεία των πλευρικών ελασμάτων, ενώ στην εσωτερική παρεία ισχύουν συνθήκες πλήρους επαφής. Η τελευταία υπόθεση (μή γραμμικότητες μόνον εξωτερικά) κρίνεται εύλογη, αναλογιζόμενοι ότι η υποπίεση/αναρρόφηση διατηρείται στο εσωτερικό του φρέατος, λόγω της μεθόδου εγκατάστασής του, όπως περιγράφηκε στο 1^ο Κεφάλαιο. Επιπλέον, υιοθετήθηκε η υπόθεση απεριόριστης εφελκυστικής αντοχής στην άνω επιφάνεια της θεμελίωσης, καθώς είναι το τελευταίο θεωρητικώς τμήμα της που πρόκειται να ανασηκωθεί στην περίπτωση εξαιρετικής ανατροπής. Ο λόγος είναι ότι οι ροϊκές γραμμές από την επιφάνεια αυτή έως το εξωτερικό περιβάλλον είναι μεγαλύτερες σε μήκος, επομένως η εφελκυστική αντοχή λόγω της υποπίεσης διατηρείται για μεγαλύτερο χρονικό διάστημα.

Σε γενικές γραμμές, ο εγκιβωτισμός αυξάνει τόσο την αντοχή όσο και την δυσκαμψία της θεμελίωσης για οποιαδήποτε κατάσταση φόρτισης. Αυτό οφείλεται σε δύο κυρίως παράγοντες: (α) στην τοποθέτηση του θεμελίου όχι στην ελεύθερη επιφάνεια αλλά σε όρυγμα (***trench effect***) και (β) στην συμβολή των πλευρικών ελασμάτων του θεμελίου (***sidewall effect***), όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 3.2**. Η συμβολή του *trench effect* μπορεί να περιγραφεί ως εξής: Εάν φανταστούμε ένα οριζόντιο επίπεδο που τέμνει το θεμέλιο στην «βάση» του, τότε, ενώ στην 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 αυτό, οι οποίες παρεμποδίζουν την παραμόρφωση του. Το παραπάνω συμβαίνει ακόμη και για εγκιβωτισμένο θεμέλιο χωρίς πλευρικά τοιχώματα (ή με λεία πλευρικά τοιχώματα στην περίπτωση της κατακόρυφης φόρτισης). Ως εκ τούτου, μία κοίλη φρεατοθεμελίωση θα μπορούσε να ισοδυναμεί με μία επιφανειακή εδραζόμενη σε έδαφος με ιδιότητες αυτές του επιπέδου έμπηξης. Η επίδραση 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 στην παράπλευρη επιφάνεια αυτού, καθώς βρίσκεται σε επαφή με το περιβάλλον έδαφος. Η συμβολή των επιμέρους παραγόντων στην αύξηση της δυσκαμψίας και της αντοχής της

θεμελίωσης εξαρτάται τόσο από το είδος της φόρτισης όσο και από τα χαρακτηριστικά της διεπιφάνειας θεμελίου–εδάφους. Γενικώς, η συμβολή της παράπλευρης επιφάνειας είναι μεγαλύτερη όταν οι δυνάμεις μεταβιβάζονται στο έδαφος μέσω ορθών κυρίως τάσεων στις επιφάνειες των τοιχωμάτων, όπως συμβαίνει στην περίπτωση της εγκάρσιας φόρτισης.

Στις επόμενες παραγράφους αναλύεται η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στην φέρουσα ικανότητα με απώτερο σκοπό την εξαγωγή των περιβαλλουσών αστοχίας στους VH, VM, HM, VT, HT και MT χώρους φόρτισης. Είναι ωστόσο απαραίτητο να προσδιοριστεί αρχικώς η φέρουσα ικανότητα για απλές καταστάσεις φόρτισης (αντοχή σε αξονική δύναμη, σε τέμνουσα δύναμη, σε ροπή ανατροπής και σε στρεπτική ροπή), οι οποίες, ταυτοχρόνως, προσδιορίζουν και τα ακραία σημεία των περιβαλλουσών αυτών στον χώρο. Σε αυτό το πλαίσιο, εξετάζεται η διαφοροποίηση των μηχανισμών αστοχίας αναλόγως του βαθμού εγκιβωτισμού και της κατάστασης φορτίσεως της θεμελίωσης, ενώ μελετάται και η επιρροή των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας στην οριακή φέρουσα ικανότητα του συστήματος.

3.2 Αναγκαιότητα Μετατόπισης του Σημείου Αναφοράς των Εντατικών Μεγεθών

Σύμφωνα με την πλειονότητα των εργασιών για κοίλες φρεατοθεμελιώσεις, τα φορτία μεταφέρονται από την επιφάνεια στο επίπεδο έμπηξης. Ωστόσο, η πλαστικοποίηση του εμπεριεχομένου εδάφους, όπως έδειξαν οι Koukoulis et al. [2012], καθιστά την παραπάνω υπόθεση λανθασμένη. Στο εδάφιο αυτό σκιαγραφούνται οι διαφορές ανάμεσα στα δύο διαφορετικά σημεία αναφοράς τόσο ως προς τους μηχανισμούς αστοχίας όσο και ως προς την οριακή αντοχή και την δυσκαμψία.

3.2.1 Θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους–θεμελίου

3.2.1.2 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 ίδιου βάρους της κατασκευής. Για την εκτίμηση της αντοχής σε αξονική δύναμη επιβάλλεται στο θεμέλιο κατακόρυφη μετακίνηση w μέχρι την αστοχία.

Στο **Σχήμα 3.3α** απεικονίζονται σε αδιάστατη μορφή οι καμπύλες φορτίου–καθίζησης για τους τρεις εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Καταρχήν, διαπιστώνεται ότι η επιλογή του σημείου επιβολής της κατακόρυφης μετακίνησης δεν επηρεάζει ούτε την αντοχή ούτε την δυσκαμψία, ανεξαρτήτως βαθμού εγκιβωτισμού. Η αύξηση της αντοχής αλλά και της δυσκαμψίας εξαιτίας του εγκιβωτισμού είναι εμφανής. Παρατηρείται, επιπλέον, ότι αυξανόμενου του εγκιβωτισμού απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση για να κινητοποιηθεί πλήρως η αντοχή του συστήματος ($w/D \approx 0.06$ για λόγο εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ έναντι της $w/D \approx 0.15$ για λόγο εγκιβωτισμού $L/D = 1$).

Στο **Σχήμα 3.3β** 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 (*conventional approach* ή *CA*). Μία συνοπτική περιγραφή της τελευταίας, καθώς και των χρησιμοποιούμενων συντελεστών έχει δοθεί στο εδάφιο 1.4.2. Ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας λήφθηκε ίσος με 6.05 για κυκλική επιφανειακή θεμελίωση [Martin, 2001], ενώ η επίδραση του εγκιβωτισμού λήφθηκε υπόψιν μέσω του συντελεστή βάθους d_c που πρότειναν οι Bransby & Randolph [1999]. Καθώς φαίνεται, τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπερεκτιμούν την αντοχή έναντι της συμβατικής θεωρίας σε ποσοστό λιγότερο από 5%.

Οι μηχανισμοί αστοχίας [**Σχήμα 3.4**] διαφέρουν από τους κλασσικούς μηχανισμούς γενικής διατμητικής αστοχίας που έχουν παρατηρηθεί από τους Prandtl [1921] και Terzaghi [1943]. Οι τελευταίοι, ωστόσο, αφορούν σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Στην περίπτωση των εγκιβωτισμένων κοίλων φρεατοθεμελιώσεων υπό συνθήκες πλήρους επαφής, η παρουσία των υπερκείμενων γαιών τείνει να περιορίσει σημαντικά ($L/D = 0.2$), ή και να εξουδετερώσει ($L/D = 1.0$) την πλευρική διόγκωση του εδάφους γύρω από το θεμέλιο. Συγχρόνως, στην παράπλευρη επιφάνεια του φρέατος κινητοποιείται πλήρως η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του περιβάλλοντος εδάφους, αφού απαγορεύονται τα φαινόμενα της ολίσθησης και της αποκόλλησης. Παρατηρείται, επίσης, ότι το εμπειριεχόμενο στο φρέαρ έδαφος δεν πλαστικοποιείται, επομένως το σύστημα συμπεριφέρεται πρακτικώς ως ένα κανονικώς εγκιβωτισμένο φρέαρ, στο οποίο η φόρτιση μεταφέρεται σχεδόν αυτούσια στην βάση.

3.2.1.2 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

Η ανάλυση της φέρουσας ικανότητας υπό εγκάρσια φόρτιση έχει ιδιαίτερη σημασία στην περίπτωση των υπεράκτιων ανεμογεννητριών, όπως τονίστηκε στο 1^ο Κεφάλαιο, αλλά και στην σεισμική απόκριση των κατασκευών. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το φαινόμενο της σύζευξης του οριζόντιου μετακινήσιου και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Το τελευταίο είναι απόρροια των «παρασιτικών» ενεργητικών και παθητικών ωθήσεων της παράπλευρης επιφάνειας, οι οποίες σε συνδυασμό με την οριζόντια δύναμη αναγκάζουν την θεμελίωση σε ταυτόχρονη στροφή. Η μέγιστη τέμνουσα δύναμη που μπορεί να αναπτυχθεί κατά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης, χωρίς δέσμευση της στροφής, αναφέρεται ως H_0 . Για να κινητοποιηθεί, ωστόσο, η μέγιστη δυνατή τέμνουσα H_{max} , απαιτείται δέσμευση της στροφής και κατά συνέπεια μη μηδενική ροπή.

Στα **Σχήματα 3.5** έως **3.10** απεικονίζονται οι αδιάστατες καμπύλες οριζόντιου φορτίου–μετακίνησης για τους τρεις βαθμούς εγκιβωτισμού, οι οποίες προκύπτουν από την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης είτε στο επίπεδο έμπηξης (γκρι καμπύλη) είτε στην κορυφή της θεμελίωσης (μαύρη καμπύλη). Τα αριστερά διαγράμματα αντιστοιχούν στην H_0 (χωρίς δέσμευση της στροφής – μηδενική ροπή) και τα δεξιά διαγράμματα στην H_{max} (με δέσμευση της στροφής– μη μηδενική ροπή). Η σημασία του σημείου αναφοράς των φορτίσεων είναι εμφανής.

Στην περίπτωση του ελαφρώς εγκιβωτισμένου θεμελίου, $L/D=0.2$ [**Σχήμα 3.5**], δεν παρατηρείται σημαντική επιρροή του σημείου επιβολής των φορτίσεων. Τόσο η δυσκαμψία όσο και η αντοχή σε οριζόντια δύναμη με δέσμευση της στροφής (H_{max}) είναι ακριβώς η ίδια είτε αυτή επιβάλλεται στην κορυφή, είτε επιβάλλεται στην βάση. Ως εκ τούτου, οι μηχανισμοί αστοχίας των δύο άνωθεν περιπτώσεων είναι όμοιοι [**Σχήμα 3.6**]: το έδαφος αστοχεί παθητικά και ενεργητικά έμπροσθεν και όπισθεν του θεμελίου, αντιστοίχως, με την μορφή σφήνας που κινείται διαγωνίως υπό γωνία 45° , ενώ η διατμητική ζώνη που σχηματίζεται στο επίπεδο έμπηξης είναι πρακτικώς οριζόντια. Στην περίπτωση καθαρής οριζόντιας δύναμης, παρατηρείται μία μικρή υπεραντοχή, της τάξεως του 4%, όταν η φόρτιση επιβάλλεται στην κορυφή. Η διαφορά αυτή οφείλεται στους ελάχιστα

διαφορετικούς μηχανισμούς αστοχίας: σχηματισμός διατμητικής ζώνης μορφής ημικυκλίου (*scorr*) όταν η μετακίνηση επιβάλλεται στο επίπεδο έμπηξης, έναντι του ελαφρώς ανεστραμμένου ημικυκλίου όταν η μετακίνηση επιβάλλεται την κορυφή. Επιπροσθέτως, σε ελαφρώς εγκιβωτισμένα θεμέλια, οι πλευρικές εδαφικές ωθήσεις είναι μικρές, με αποτέλεσμα η αντοχή σε καθαρή τέμνουσα δύναμη (H_0) να είναι περίπου ίση με την αντοχή σε μέγιστη τέμνουσα δύναμη (H_{max}) και για τα δύο σημεία αναφοράς, αφού η σύζευξη είναι σαφώς περιορισμένη.

Όσον αφορά στην μετρίως εγκιβωτισμένη θεμελίωση, $L/D=0.5$ [Σχήμα 3.7], όταν επιβάλλεται οριζόντια μετακίνηση με δέσμευση της στροφής η οριακή αντοχή είναι η ίδια, ανεξαρτήτως του σημείου επιβολής. Ο μηχανισμός που σχηματίζεται, κοινός και στις δύο περιπτώσεις, μοιάζει με αυτόν του ελαφρώς εγκιβωτισμένου θεμελίου, ήτοι οριζόντια διατμητική ζώνη στο επίπεδο έμπηξης και διαγώνιες διατμητικές ζώνες υπό γωνία 45° μπροστά και πίσω από το θεμέλιο. Ωστόσο, παρατηρείται μία διαφορά στην δυσκαμψία του συστήματος. Ενδεικτικώς, για την πλήρη κινητοποίηση της αντοχής του, απαιτείται οριζόντια μετακίνηση στην βάση ίση με $u \approx 0.01D$, ενώ στην κορυφή ίση με $u \approx 0.02D$. Αυτή η διαφορά έγκειται στο ότι στην περίπτωση κατά την οποία η μετακίνηση επιβάλλεται στην κορυφή, η πλαστικοποίηση ξεκινά από την επιφάνεια του περιβάλλοντος εδάφους, στην οποία οι τάσεις είναι μηδενικές. Αντιθέτως, όταν η επιβολή γίνεται στο βάθος του επιπέδου έμπηξης, η πλαστικοποίηση ξεκινά από το έδαφος στο επίπεδο της έμπηξης, το οποίο έχει τώρα πρόσθετες διατμητικές και ορθές τάσεις, λόγω των υπερκείμενων γαιών. Συνεπώς, στην πρώτη περίπτωση υπεισέρχεται και η ευκαμψία του φρέατος, οδηγώντας σε μειωμένη δυσκαμψία του συστήματος.

Κατά την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης χωρίς δέσμευση της στροφής, η διαφορά μεταξύ των δύο σημείων αναφοράς είναι εμφανέστερη σε όρους οριακής αντοχής. Όταν η οριζόντια μετακίνηση επιβάλλεται στο επίπεδο έμπηξης, ο μηχανισμός που σχηματίζεται αποτελείται, όπως και στο ελαφρώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο, από μία διατμητική ζώνη μορφής ημικυκλίου στην βάση και δύο διατμητικές ζώνες – σφήνες υπό γωνία 45° μπροστά και πίσω από το θεμέλιο [Σχήμα 3.8 – επάνω αριστερά]. Όταν, όμως, το σημείο αναφοράς μετατοπίζεται στο μέσον της άνω επιφάνειας του κυκλικού θεμελίου, ο μηχανισμός που

σχηματίζεται είναι εντελώς διαφορετικός [Σχήμα 3.8 – κάτω αριστερά]. Καταρχήν, το εντός της θεμελίωσης έδαφος πλαστικοποιείται δημιουργώντας μία διατμητική ζώνη ανεστραμμένου ημικυκλίου, ενώ το έδαφος κάτω από το επίπεδο έμπηξης παραμένει σχεδόν ελαστικό. Ταυτοχρόνως, δεν δημιουργούνται πλέον οι διαγώνιες διατμητικές ζώνες, αλλά η πλαστικοποίηση της παράπλευρης επιφάνειας περιορίζεται σε βάθος περίπου μισού μήκους έμπηξης έμπροσθεν και όπισθεν του θεμελίου. Ως προς την δυσκαμψία, ισχύει ό,τι και στην περίπτωση της οριζόντιας μετακίνησης με δέσμευση της στροφής. Επιπλέον, αξίζει να σημειωθεί ότι καθώς ο βαθμός εγκιβωτισμού είναι αυξημένος, η σύζευξη του στροφικού και του οριζόντιου μετακινησιακού βαθμού ελευθερίας είναι εντονότερη. Το τελευταίο αποδεικνύεται στην περίπτωση της καθαρής τέμνουσας δύναμης. Όπως παρατηρείται στους μηχανισμούς αστοχίας, η στροφή δεσπάζει έναντι της μετακίνησης, δημιουργώντας μία δεξιόστροφη ροπή όταν αναφερόμαστε στην κορυφή και μία αριστερόστροφη ροπή όταν αναφερόμαστε στο επίπεδο έμπηξης.

Στην τρίτη και τελευταία εξεταζόμενη περίπτωση, του βαθέως εγκιβωτισμένου θεμελίου, $L/D = 1.0$, οι διαφορές είναι εντονότερες [Σχήματα 3.9 και 3.10]. Ενώ η αντοχή σε μέγιστη τέμνουσα δύναμη (H_{max}) είναι η ίδια, ανεξαρτήτως που σημείου αναφοράς, η διαφορά της δυσκαμψίας είναι περίπου πενταπλάσια. Η αιτία, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως, είναι η διαφορά ως προς την έναρξη των πλαστικοποιήσεων, ήτοι στην εδαφική επιφάνεια έναντι του εδάφους στο επίπεδο έμπηξης. Αυξανόμενου, λοιπόν, του βαθμού εγκιβωτισμού, η διαφορά αυτή γίνεται εντονότερη, αφού το μεγαλύτερο βάθος προσδίδει μεγαλύτερες διατμητικές και ορθές τάσεις λόγω την υπερκείμενων γαιών. Ενδιαφέρον προκαλεί, ωστόσο, το γεγονός ότι στην περίπτωση της καθαρής τέμνουσας δύναμης τα αποτελέσματα αντιστρέφονται. Ενώ στους δύο προηγούμενους βαθμούς εγκιβωτισμού υπήρχε μία μικρή υπεροχή σε όρους αντοχής όταν η επιβολή γινόταν στην κορυφή, στο βαθέως εγκιβωτισμένο θεμέλιο ισχύει το αντίθετο. Η αντοχή σε καθαρή τέμνουσα δύναμη είναι μεγαλύτερη όταν η επιβολή γίνεται στο επίπεδο έμπηξης. Η τελευταία παρατήρηση θα μπορούσε να εξηγηθεί ως εξής: Σε μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού ο σχηματισμός διατμητικής ζώνης στο εμπεριέχον στην θεμελίωση έδαφος συνεπάγεται αυξημένη αντοχή έναντι της διατμητικής ζώνης μορφής ημικυκλίου στο έδαφος κάτω από το επίπεδο έμπηξης. Όσο αυξάνεται, όμως, ο βαθμός εγκιβωτισμού, η εσωτερική διατμητική ζώνη

παύει να δημιουργείται και η πλαστικοποίηση στο κάτω του επιπέδου έμπηξης εδάφους, αναδύεται μέσω των πλευρικών ελασμάτων στην ελεύθερη επιφάνεια. Το συνολικό έργο του μηχανισμού αυτού είναι μικρότερο από αυτό της σχεδόν κυκλικής επιφάνειας ολίσθησης (*scoop-slide*), η οποία εμφανίζεται όταν η επιβολή γίνεται στο επίπεδο έμπηξης, οδηγώντας σε μικρότερη αντοχή.

3.2.1.3 Αντοχή σε ροπή ανατροπής

Ο προσδιορισμός της αντοχής σε ροπή ανατροπής είναι θεμελιώδους σημασίας για την περίπτωση λυγηρών κατασκευών, μεγάλου ύψους. Οι ανεμογεννήτριες αποτελούν χαρακτηριστικό παράδειγμα τέτοιου είδους κατασκευών, καθώς, έχοντας ύψη που υπερβαίνουν τα 100 m και δυσαναλόγως μικρό ίδιον βάρος, είναι ιδιαίτερα επιρρεπείς σε ανατροπή. Ο άνεμος στην κορυφή του πυλώνα προκαλεί τεράστιες καμπτικές ροπές στην θεμελίωση, σε σύγκριση με το κατακόρυφο και το οριζόντιο φορτίο.

Ομοίως με την περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, η σύζευξη του οριζόντιου μετακινήσιμου και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης προκαλεί οριζόντια μετακίνηση όταν επιβάλλεται στροφή. Έτσι, ως M_0 θα αναφέρεται η αντοχή σε ροπή που προκύπτει από την επιβολή στροφής χωρίς δέσμευση της μετακίνησης και ως M_{max} η μέγιστη αντοχή σε ροπή, που προκύπτει εάν δεσμευτεί η οριζόντια μετακίνηση του θεμελίου.

Στο **Σχήμα 3.11** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες ροπής-στροφής για το ρηχώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο. Ως προς την αντοχή σε καθαρή ροπή (αριστερό διάγραμμα) παρατηρείται ότι είναι η ίδια, είτε η στροφή επιβάλλεται στο επίπεδο έμπηξης είτε στην κορυφή. Ο μηχανισμός που σχηματίζεται είναι αυτός της διατμητικής ζώνης μορφής ημικυκλίου, γνωστός ως *scoop mechanism* [**Σχήμα 3.12**]. Ωστόσο, η διαφορά της δυσκαμψίας μεταξύ των δύο σημείων αναφοράς είναι εμφανής και οφείλεται πάλι στο λεγόμενο *trench effect*. Στην περίπτωση της επιβαλλόμενης στροφής με δέσμευση της μετακίνησης εμφανίζονται διαφορές τόσο στην αντοχή όσο και στην δυσκαμψία. Όταν η στροφή επιβάλλεται στην κορυφή δημιουργείται ο προαναφερθείς μηχανισμός, εξού και η απουσία σύζευξης για μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού. Όταν, όμως, η στροφή επιβάλλεται

στο επίπεδο έμπηξης παρατηρείται μία πρόσθετη διατμητική ζώνη ανεστραμμένου ημικυκλίου στο εμπειρέχον έδαφος, γνωστός ως *retina mechanism* από τους Kourkoulis et al. [2012]. Όταν αυτή η εσωτερική διατμητική ζώνη σχηματίζεται χωρίς ταυτόχρονη διατμητική ζώνη κάτω από το επίπεδο έμπηξης, προσδίδει μεγαλύτερη αντοχή στο σύστημα, όπως συνέβαινε στην περίπτωση της καθαρής τέμνουσας δύναμης. Αντιθέτως, όταν σχηματίζεται πλήρως ο μηχανισμός *retina* η αντοχή του συστήματος είναι μειωμένη, όπως συμβαίνει στην παρούσα περίπτωση.

Εν συνεχεία, στα ίδια συμπεράσματα καταλήγουμε και στην περίπτωση του μετρίως εγκιβωτισμένου θεμελίου [Σχήμα 3.13]. Αξίζει να σημειωθεί, ωστόσο, ότι εδώ η σύζευξη είναι εντονότερη και αποδεικνύεται από τους διαφορετικούς μεταξύ τους μηχανισμούς αστοχίας [Σχήμα 3.14].

Τέλος, στην περίπτωση του βαθύτερα εγκιβωτισμένου φρέατος, $L/D = 1$ [Σχήματα 3.15 και 3.16], κατά την επιβολή στροφής χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης, ισχύει ότι και στους προηγούμενους βαθμούς εγκιβωτισμού, ήτοι ίδια οριακή αντοχή αλλά μεγαλύτερη δυσκαμψία όταν ως σημείο αναφοράς θεωρείται το μέσον της θεμελίωσης στο επίπεδο έμπηξης. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση της στροφής με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης. Ενώ στο ρηχώς και στο μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο ο μηχανισμός *retina* οδηγούσε σε μειωμένη αντοχή του συστήματος, προχωρώντας σε μεγαλύτερα βάθη εγκιβωτισμού η πλαστικοποίηση περιορίζεται στην παράπλευρη επιφάνεια και ο μηχανισμός αυτός δεν σχηματίζεται. Έτσι, η αντοχή σε μέγιστη ροπή ανατροπής είναι μεγαλύτερη όταν αυτή αναφέρεται στην κορυφή της θεμελίωσης, καθώς ο μηχανισμός αστοχίας περιστροφικού τύπου επικρατεί έναντι του μηχανισμού τύπου ολισθήσεως.

3.2.1.4 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης–ροπής ανατροπής

Όπως τονίστηκε στις προηγούμενες παραγράφους, στην περίπτωση των υπεράκτιων ανεμογεννητριών μεταφέρονται στην θεμελίωση δυσαναλόγως μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις και ροπές ανατροπής συγκριτικά με τις αξονικές δυνάμεις. Συνεπώς προκύπτει ότι οι χώροι φόρτισης VH και VM δεν είναι κρίσιμοι για το συγκεκριμένο πρόβλημα, καθώς η μείωση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα δύναμη και σε ροπή ανατροπής λόγω του κατακόρυφου φορτίου είναι αμελητέα. Ως εκ τούτου, το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στον

σημαντικότερο και συνηθέστερο για μια ανεμογεννήτρια χώρο φόρτισης, αυτόν της συνδυασμένης τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής (HM). Έχει ήδη δειχθεί στα προηγούμενα ότι η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής M_{max} είναι μεγαλύτερη από την αντοχή M_0 και συμβαίνει παρουσία θετικής τέμνουσας όταν ως σημείο αναφοράς θεωρείται η βάση της θεμελίωσης, ενώ όταν θεωρείται η κορυφή της συμβαίνει παρουσία αρνητικής τέμνουσας. Συγχρόνως, στις εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα H_{max} είναι μεγαλύτερη από την αντοχή H_0 και επιτυγχάνεται για μη μηδενική ροπή. Στο παρόν εδάφιο μελετώνται περαιτέρω τα διάφορα φαινόμενα που απορρέουν από την σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας και παράγεται η περιβάλλουσα αστοχίας στο HM επίπεδο φόρτισης για μηδενικό εξωτερικό κατακόρυφο φορτίο. Τέλος, αποδεικνύεται ότι η επιλογή του σημείου αναφοράς των φορτίσεων είναι καθοριστικής σημασίας για τέτοιου είδους θεμελιώσεις, καθώς το εσωτερικό έδαφος δεν παραμένει ελαστικό, με αποτέλεσμα να αποτελεί λανθασμένη παραδοχή το ότι τα εξωτερικά φορτία μεταφέρονται αυτούσια στο επίπεδο έμπτυξης.

Καταρχάς, θεωρώντας ως σημείο αναφοράς το μέσον της θεμελίωσης στο επίπεδο έμπτυξης, παρουσιάζονται οι προκύπτουσες περιβάλλουσες αστοχίας και συγκρίνονται με την υπάρχουσα βιβλιογραφία. Για την εξαγωγή τους χρησιμοποιήθηκαν και οι δύο μέθοδοι που περιγράφησαν στο 1^ο Κεφάλαιο, τα λεγόμενα *probe tests* και *swipe tests*. Στο **Σχήμα 3.17α** απεικονίζονται οι καμπύλες αλληλεπίδρασης HM στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης για τους τρεις βαθμούς εγκιβωτισμού που εξετάστηκαν. Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης αποδεικνύεται καταλυτική τόσο σε όρους μεγέθους της φέρουσας ικανότητας όσο και σε όρους σχήματος της περιβάλλουσας αστοχίας. Το τελευταίο εκφράζεται μέσω της αυξημένης εκκεντρότητας καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού. Στο **Σχήμα 3.17β** παρουσιάζονται τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και συγκρίνονται με προηγούμενες εργασίες, οι οποίες αφορούν σε επιφανειακές θεμελιώσεις. Συμπεραίνουμε ότι η εξίσωση του Murff [1994] δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί για την περιγραφή των παραπάνω καμπύλων αστοχίας, καθώς αυτές έχουν τιμές μεγαλύτερες της μονάδας και συνεπώς αποκλίνουν από την μορφή του ημικυκλίου. Από την άλλη πλευρά, η σχέση των Taiebat & Carter [2000] για επιφανειακή θεμελίωση, θεωρώντας την τιμή του συντελεστή α ίση με 0.3 (για ομοιόμορφες εδαφικές συνθήκες), υπερεκτιμά

την μέγιστη αντοχή σε ροπή M_{max} ενώ συγχρόνως υποεκτιμά την μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα δύναμη H_{max} , συγκρινόμενη με την καμπύλη του ελαφρώς εγκιβωτισμένου θεμελίου.

Στα **Σχήματα 3.18** και **3.19** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για τους δύο ακραίους εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού, αντιστοίχως, και συγκρίνονται με την σχέση των Bransby & Yun [2007] και με τις αντίστοιχες περιβάλλουσες αστοχίας των Bransby & Yun [2009] υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Όπως είναι φυσικό, οι καμπύλες που προκύπτουν μέσω των τρισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων είναι μεγαλύτερες από αυτές που προκύπτουν από δισδιάστατες αναλύσεις, λόγω των πρόσθετων επιφανειών της κυλινδρικής θεμελίωσης και της αυξημένης εδαφικής αντίστασης παρουσία φαινομένων τριαξονικότητας. Στην περίπτωση του ρηχώς εγκιβωτισμένου θεμελίου, η περιβάλλουσα γενικώς αυξάνεται σε μέγεθος, εντούτοις το σχήμα της παραμένει πρακτικώς ίδιο. Η σχέση των Bransby & Yun [2007] μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ένα κάτω όριο, διότι ενώ προσεγγίζει ικανοποιητικώς την αλληλεπίδραση, υποεκτιμά την καμπύλη σε όρους αντοχής. Αντιθέτως, συγκρίνοντας με την τροποποιημένη σχέση από τους Kourkoulis et al. [2012] παρατηρείται σχεδόν πλήρης ταύτιση.

Εν αντιθέσει με το ρηχώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο, εξετάζοντας αυτό με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$, διαπιστώνεται ότι αυξάνεται όχι μόνον το μέγεθος, αλλά και η εκκεντρότητα της περιβάλλουσας αστοχίας σε σύγκριση με την αντίστοιχη υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Η αύξηση της εκκεντρότητας απορρέει από την εντονότερη σύζευξη μεταξύ των H_0 και H_{max} στον τρισδιάστατο χώρο. Η λύση των Bransby & Yun [2007] υπερεκτιμά την μέγιστη αντοχή σε ροπή, υποεκτιμώντας συγχρόνως την μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα δύναμη. Η τροποποιημένη σχέση των τελευταίων από τους Kourkoulis et al [2012] οδηγεί και πάλι σε πλήρη περιγραφή της καμπύλης.

Οι μηχανισμοί αστοχίας, οι οποίοι έχουν ήδη περιγραφεί, παρουσιάζονται σε χαρακτηριστικά σημεία της καμπύλης αλληλεπίδρασης. Οι μηχανισμοί στην τομή της καμπύλης με τον οριζόντιο και τον κατακόρυφο άξονα (σημεία A, D) αντιστοιχούν στην καθαρή τέμνουσα δύναμη (μηδενική ροπή) και στην καθαρή ροπή ανατροπής. Οι

μηχανισμοί στα ακραία σημεία της καμπύλης (B και C) αντιστοιχούν στην μέγιστη ροπή ανατροπής (μη μηδενική τέμνουσα) και στην μέγιστη τέμνουσα δύναμη (μη μηδενική ροπή).

Σημειώνεται σε αυτό το σημείο ότι οι άνωθεν περιβάλλουσες αστοχίας αντιστοιχούν σε φορτίσεις οι οποίες έχουν ως σημείο αναφοράς το μέσον στο επίπεδο έμπηξης. Σκοπός αυτών των αναλύσεων ήταν αφενός η επαλήθευση του μοντέλου με υπάρχουσες μελέτες και σχέσεις της βιβλιογραφίας και αφετέρου η πλήρης εξήγηση της σημασίας του σημείου αναφοράς των φορτίσεων για μία τέτοιου είδους θεμελίωση. Στο **Σχήμα 3.20** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες περιβάλλουσες αστοχίας, όταν ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών θεωρείται η κορυφή της θεμελίωσης. Ενώ στην περίπτωση των κανονικώς εγκιβωτισμένων θεμελίων, τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης διατηρούν την ασυμμετρία τους με αντίθετο όμως πρόσημο, δεν φαίνεται να συμβαίνει το ίδιο στην περίπτωση των κοίλων κυλινδρικών φρεάτων, καθώς το εμπειροχόμενο σε αυτά έδαφος δεν συμπεριφέρεται ελαστικά. Επομένως, η θεώρηση ότι τα εντατικά μεγέθη μεταφέρονται αυτούσια στην βάση του θεμελίου προκύπτει ανακριβής. Ταυτοχρόνως, η μετατόπιση του σημείου επιβολής των φορτίσεων αμβλύνει την σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας στο ρηχώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο, με αποτέλεσμα το διάγραμμα αλληλεπίδρασης να πλησιάζει ικανοποιητικώς την μορφή του ημικυκλίου, όπως πρότεινε ο Murff [1994] για επιφανειακές θεμελιώσεις. Στα **Σχήματα 3.21** και **3.22** παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες περιβάλλουσες αστοχίας για τους λόγους εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ και 1 , αντιστοίχως, όταν το σημείο αναφοράς βρίσκεται στην κορυφή του θεμελίου. Στο ίδιο σχήμα απεικονίζονται και οι αντίστοιχες περιβάλλουσες με σημείο αναφοράς στο επίπεδο έμπηξης αλλά με αντίθετου προσήμου τέμνουσα δύναμη. Ενώ, λοιπόν, στο κανονικώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο οι δύο περιβάλλουσες συμπίπτουν, στο κοίλο κυλινδρικό φρέαρ παρατηρούνται σημαντικές αποκλίσεις. Καταρχήν, στο ρηχώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο [**Σχήμα 3.21**], υπερεκτιμάται η περιβάλλουσα αστοχίας για όλους τους συνδυασμούς φόρτισης, πλην αυτών που περιλαμβάνουν μικρές επιβαλλόμενες ροπές. Αντιθέτως στο βαθύτερο θεμέλιο [**Σχήμα 3.22**] παρατηρείται υποεκτίμηση της αντοχής σε ροπή για οποιαδήποτε τιμή της τέμνουσας δύναμης (πλην της μηδενικής), ενώ, συγχρόνως, υπερεκτιμάται η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη για οποιαδήποτε τιμή της ροπής ανατροπής. Στα ίδια σχήματα

απεικονίζονται και οι μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία των καμπύλων, οι οποίοι αναλύθηκαν σε προηγούμενα εδάφια, προκειμένου να γίνουν κατανοητές οι διαφορές αυτές.

3.2.2 Θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής εδάφους–θεμελίου

Η θεώρηση ιδεατών συνθηκών επαφής μεταξύ του φρέατος και του περιβάλλοντος εδάφους αποτελεί κάτι περισσότερο από υπεραπλοποίηση της πραγματικότητας. Παρόλο που σε μία τέτοιου είδους θεμελίωση, υπό αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, η πλήρης επαφή θα μπορούσε να επιτευχθεί, η εφελκυστική ικανότητα του εδάφους μειώνεται σταδιακά, και σε εξαιρετικές περιπτώσεις φόρτισης δύναται να λάβουν χώρα φαινόμενα όπως η ολίσθηση και η αποκόλληση του περιβάλλοντος εδάφους. Συγχρόνως, η διατάραξη που υφίσταται το έδαφος κατά την φάση έμπηξης συνεπάγεται αρχικές πλαστικοποιήσεις αυτού. Στο παρόν εδάφιο, λοιπόν, εξετάζεται η περίπτωση μη γραμμικών διεπιφανειών εδάφους–θεμελίου, στις οποίες επιτρέπονται φαινόμενα όπως η αποκόλληση (αδυναμία του εδάφους στην παραλαβή εφελκυστικών τάσεων) και η ολίσθηση (λόγω της μειωμένης διατμητικής αντοχής στην παράπλευρη επιφάνεια). Υπενθυμίζεται εδώ, ότι οι ανωτέρω γεωμετρικές μη γραμμικότητες διέπουν την εξωτερική επιφάνεια των παράπλευρων ελασμάτων. Τόσο η εσωτερική τους επιφάνεια όσο και η άνω πλευρά της θεμελίωσης παραμένουν πλήρως συγκολλημένες με το εσωτερικό έδαφος.

3.2.2.1 Αντοχή σε αξονική δύναμη

Στο **Σχήμα 3.23α** απεικονίζονται οι καμπύλες κατακόρυφου φορτίου–καθίζησης υπό ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ του εδάφους και της παράπλευρης επιφάνειας της θεμελίωσης για κάθε έναν από τους τρεις εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Παρατηρείται ότι καθώς αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού της θεμελίωσης, η σχέση φορτίου–καθίζησης αποκτά μία κρατυνόμενη συμπεριφορά μετά την διαρροή, ενώ η μετακίνηση που απαιτείται για την κινητοποίηση της πλήρους αντοχής του συστήματος σταδιακά αυξάνεται.

Στο **Σχήμα 3.23β** παρουσιάζεται η μεταβολή της κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης. Στο ίδιο σχήμα απεικονίζονται: (α)

η αντοχή που προκύπτει από την θεώρηση ιδανικών συνθηκών επαφής εδάφους – θεμελίου και (β) η αντοχή που προκύπτει από την κλασική εξίσωση φέρουσας ικανότητας. Σύμφωνα με την τελευταία, στην περίπτωση της κυκλικής επιφανειακής θεμελίωσης η οριακή αντοχή σε κατακόρυφη φόρτιση δίνεται από την σχέση :

$$q_{ult} = 6.05S_u + (q + \gamma D) \quad (3.1)$$

όπου q η επιφόρτιση στην εδαφική επιφάνεια, γ το ειδικό βάρος του εδάφους και D το βάθος στο οποίο βρίσκεται η θεμελίωση. Δεδομένου ότι η παραπάνω σχέση αγνοεί την συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων, προβλέπει ικανοποιητικώς την φέρουσα ικανότητα, όταν η διεπιφάνεια εδάφους–θεμελίου κατέχει μειωμένη διατμητική αντοχή. Σε κάθε περίπτωση, η αύξηση της φέρουσας ικανότητας λόγω του εγκιβωτισμού, με θεώρηση μη γραμμικών διεπιφανειών, είναι σαφώς μειωμένη σε σχέση με την θεώρηση πλήρους επαφής. Η διαφορά αυτή εντείνεται σε μεγάλες τιμές του λόγου L/D , καθώς με την αύξηση του εγκιβωτισμού αυξάνεται και η συνεισφορά των πλευρικών τοιχωμάτων στην οριακή φέρουσα ικανότητα του πλήρως συγκολλημένου στο έδαφος θεμελίου.

Τα παραπάνω αποτελέσματα επαληθεύονται από τους αντίστοιχους μηχανισμούς αστοχίας [Σχήμα 3.24]. Η διατμητική ζώνη που σχηματίζεται στο έδαφος κάτω από το επίπεδο έμπηξης είναι πλέον εντονότερη, λόγω της απώλειας της συνεισφοράς των παράπλευρων ελασμάτων. Τέλος, το εγκλεισμένο στην θεμελίωση έδαφος συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά, με αποτέλεσμα η μεταφορά του κατακόρυφου φορτίου από την κορυφή στο επίπεδο έμπηξης να αποτελεί εύλογη παραδοχή. Στο ίδιο συμπέρασμα είχαμε καταλήξει και στην περίπτωση των συνθηκών πλήρους επαφής.

3.2.2.2 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

Στο Σχήμα 3.25 απεικονίζονται οι καμπύλες τέμνουσας δύναμης–οριζόντιας μετακίνησης στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης για τους τρεις εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Αυξανόμενου του βαθμού εγκιβωτισμού, η επιρροή του σημείου αναφοράς είναι εντονότερη, με σαφώς μεγαλύτερη αντοχή και δυσκαμψία στην περίπτωση που αυτό λαμβάνεται στο επίπεδο έμπηξης. Στο ίδιο σχήμα παρουσιάζονται και οι προκύπτοντες μηχανισμοί αστοχίας, μέσω των ισοψών των πλαστικών παραμορφώσεων. Ο σχηματισμός

της εσωτερικής διατμητικής ζώνης, όταν η μετακίνηση επιβάλλεται στην κορυφή, καταδεικνύει την ανωτέρω διαφορά. Ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός ότι ενώ στην περίπτωση της θεώρησης ιδεατών συνθηκών επαφής εδάφους-θεμελίου η επιβαλλόμενη μετακίνηση στην κορυφή οδηγούσε σε μεγαλύτερη αντοχή έναντι της βάσης για βαθμούς εγκιβωτισμού μικρότερους του $L/D = 0.5$, όταν εισάγονται μη γραμμικές διεπιφάνειες συμβαίνει το αντίθετο. Ανατρέχοντας στους μηχανισμούς αστοχίας με την θεώρηση πλήρους επαφής, παρατηρείται ότι όταν ως σημείο αναφοράς θεωρείται η κορυφή του φρέατος, μεγάλο μέρος των πλαστικών παραμορφώσεων λαμβάνει χώρα στην παράπλευρη επιφάνεια, εν αντιθέσει με την περίπτωση του σημείου αναφοράς στο επίπεδο έμπηξης. Η εισαγωγή, λοιπόν, μη γραμμικών φαινομένων στην διεπιφάνεια επηρεάζει μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής αντοχής στην πρώτη περίπτωση, οδηγώντας την σε μικρότερη φέρουσα ικανότητα. Συγχρόνως, η αποκόλληση της μίας παρειάς συνεπάγεται μία είδους «απομόνωση» της διατμητικής ζώνης και καθώς η τελευταία αδυνατεί να αναδυθεί στην επιφάνεια, «εκτονώνεται» στο εσωτερικό έδαφος.

Παρακάτω, στο **Σχήμα 3.26** παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αδιαστατοποιημένα διαγράμματα στην περίπτωση της μέγιστης τέμνουσας δύναμης, δηλαδή δεσμεύοντας συγχρόνως τον στροφικό βαθμό ελευθερίας. Τα συμπεράσματα ως προς την επιρροή του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών είναι τα ίδια με αυτά υπό συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου, δηλαδή ίδια οριακή αντοχή αλλά μεγαλύτερη δυσκαμψία όταν η μετακίνηση επιβάλλεται στο επίπεδο έμπηξης. Καθώς οι οριακές αντοχές είναι ίσες, οι μηχανισμοί αστοχίας είναι κοινί ανεξαρτήτως του σημείου αναφοράς. Ως εκ τούτου παρουσιάζονται μία φορά στο ίδιο σχήμα. Οι διαφορές που παρατηρούνται σε σύγκριση με την θεώρηση πλήρους επαφής έγκεινται στην απουσία της ενεργητικής αστοχίας του εδάφους και στον σχηματισμό κλασσικής παθητικής αστοχίας. Η μηδενική εφελκυστική αντοχή στην διεπιφάνεια σε συνδυασμό με την ικανότητα της αργίλου να διατηρεί κατακόρυφα πρηνή, επιτρέπουν την αποκόλληση του θεμελίου από το έδαφος και τον σχηματισμό ανοιχτής ρωγμής στην όπισθεν (της φοράς φόρτισης) πλευρά του θεμελίου.

3.2.2.3 Αντοχή σε ροπή ανατροπής

Ακολουθώντας την ίδια λογική, στο **Σχήμα 3.27** παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες καμπύλες ροπής–στροφής χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης και οι αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας. Τα συμπεράσματα ως προς την επιρροή του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών είναι κοινά ανεξαρτήτως των χαρακτηριστικών που διέπουν την διεπιφάνεια εδάφους–θεμελίου. Ομοίως με τις συνθήκες πλήρους επαφής, οι οριακές αντοχές είναι ίσες, ενώ η δυσκαμψία είναι σημαντικώς μεγαλύτερη όταν ως σημείο επιβολής θεωρείται το μέσον του θεμελίου στο επίπεδο έμπηξης. Συγκρίνοντας τους μηχανισμούς αστοχίας είναι εμφανής ο σχηματισμός εσωτερικής διατμητικής ζώνης στους μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού, καθώς και η διατμητική ζώνη υπό μορφή σφήνας έμπροσθεν του θεμελίου, όπου αναπτύσσονται παθητικές τάσεις στο έδαφος.

Η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής M_{max} κινητοποιείται υπό την επιβολή στροφής με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης ($u = 0$). Ενώ υπό συνθήκες πλήρους επαφής η αντοχή είναι μεγαλύτερη όταν ως σημείο αναφοράς θεωρείται η κορυφή του θεμελίου για μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού, όπως εξηγήθηκε σε προηγούμενο εδάφιο, στην περίπτωση των μη γραμμικών συνθηκών διεπιφάνειας ισχύει το αντίθετο [**Σχήμα 3.28**]. Η εξήγηση είναι ανάλογη αυτής που δόθηκε για την αντοχή σε καθαρή τέμνουσα δύναμη. Όταν ως σημείο επιβολής θεωρείται η κορυφή του θεμελίου, η διαφορά των μηχανισμών έγκειται στην απουσία της διατμητικής ζώνης ολίσθησης από την πλευρά όπου γίνεται αποκόλληση του θεμελίου και στον σχηματισμό ρωγμής στο κάτω δεξιά τμήμα του θεμελίου, σε σύγκριση με τις συνθήκες πλήρους επαφής. Αντιθέτως, στην περίπτωση επιβεβλημένης στροφής στο επίπεδο έμπηξης παρατηρούνται τα εξής: Όταν η παράπλευρη επιφάνεια είναι πλήρως συγκολλημένη με το περιβάλλον έδαφος, μεγάλο μέρος των πλαστικών παραμορφώσεων συγκεντρώνεται στην διεπιφάνεια. Η θεώρηση μειωμένης αντοχής στην τελευταία, οδηγεί σε σημαντική μείωση της συνολικής αντοχής, η οποία εντείνεται όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού. Η αδυναμία των πλευρικών τοιχωμάτων στην ανάληψη τάσεων οδηγεί σε μετασχηματισμό του μηχανισμού αστοχίας. Έτσι, η εσωτερική διατμητική ζώνη ανεστραμμένου ημικυκλίου είναι πλέον εντονότερη, σε σχέση με τις συνθήκες πλήρους επαφής, και για τους τρεις βαθμούς εγκιβωτισμού Η παράπλευρη επιφάνεια συμμετέχει

στην αντοχή, πλέον, μέσω της κλασσικής παθητικής αστοχίας που σχηματίζεται στο άνω και εμπροσθεν τμήμα του θεμελίου.

Στα **Σχήματα 3.29** και **3.30** παρουσιάζεται υπό μορφή διαγράμματος η επίδραση του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών συναρτήσει του λόγου εγκιβωτισμού και για τους δύο εξεταζόμενους τύπους διεπιφανειών. Υπό συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους–θεμελίωσης, με απεριόριστη εφελκυστική αντοχή του εδάφους, η θεώρηση ότι τα εντατικά μεγέθη μεταβιβάζονται αυτούσια στο επίπεδο έμπηξης του θεμελίου οδηγεί σε μικρή υποεκτίμηση της αντοχής σε καθαρή τέμνουσα δύναμη και συγχρόνως, σε μικρή υπερεκτίμηση της μέγιστης αντοχής σε ροπή ανατροπής, για μικρούς βαθμούς εγκιβωτισμού ($L/D < 0.5$). Καθώς αυξάνεται ο λόγος L/D λαμβάνει μεγαλύτερες τιμές, υπερεκτιμάται η αντοχή σε καθαρή τέμνουσα, ενώ υποεκτιμάται η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής (κατά περίπου 18% και 8% ,αντιστοίχως, για $L/D=1$).. Κατά την θεώρηση μη γραμμικών διεπιφανειών, όπου λαμβάνουν χώρα φαινόμενα αποκόλλησης και ολίσθησης μεταξύ της παράπλευρης επιφάνειας και του περιβάλλοντος εδάφους, η θεώρηση ότι τα εντατικά μεγέθη μεταβιβάζονται αυτούσια στο επίπεδο έμπηξης οδηγεί σε εντονότερες διαφορές, ήτοι υπερεκτίμηση της αντοχής σε καθαρή τέμνουσα δύναμη και υποεκτίμηση της μέγιστης αντοχής σε ροπή ανατροπής σε μεγαλύτερα ποσοστά απ’ότι υπό συνθήκες πλήρους επαφής (περίπου 40% για το H_0 και 24% για το M_{max} , για $L/D=1$) Αυξανόμενου του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης οι ανωτέρω διαφορές εντείνονται.

3.2.2.4 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης–ροπής ανατροπής

Όπως έχει τονισθεί και προηγουμένως, ο κρισιμότερος συνδυασμός φόρτισης στο πρόβλημα των θαλάσσιων ανεμογεννητριών είναι αυτός της τέμνουσας δύναμης και της ροπής ανατροπής. (HM). Στην περίπτωση της πλήρους επαφής μεταξύ της θεμελίωσης και του περιβάλλοντος εδάφους, για την εξαγωγή των περιβαλλουσών αστοχίας διενεργήθηκαν δύο μέθοδοι, τα λεγόμενα *probe tests* και *sideswipe tests*. Αποδείχθηκε ότι τα αποτελέσματα σχεδόν ταυτίζονται, με μία μικρή υποεκτίμηση της δεύτερης μεθόδου. Ωστόσο, στην περίπτωση των μη γραμμικών διεπιφανειών δεν ισχύει το ίδιο. Η εισαγωγή μη γραμμικών φαινομένων στην ανάλυση, οδηγεί σε εκτεταμένη πλαστικοποίηση στο τέλος του πρώτου βήματος (αποκόλληση της παράπλευρης επιφάνειας κλπ), η οποία

συνεπάγεται σημαντική υποεκτίμηση της πραγματικής περιβάλλουσας αστοχίας, ιδιαίτερα σε μεγάλες τέμνουσες δυνάμεις. Ως εκ τούτου, τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης του συγκεκριμένου εδάφιου προέκυψαν με χρήση μόνον της πρώτης μεθόδου, δηλαδή ικανοποιητικού αριθμού διαδρομών φόρτισης.

Η επιρροή των ιδιοτήτων της επιφάνειας επαφής εδάφους-θεμελίου στο συνδυασμένο επίπεδο φόρτισης HM συνοψίζεται στο **Σχήμα 3.31**. Είναι φανερό πως η θεώρηση ατελών διεπιφανειών προκαλεί σημαντική συρρίκνωση των περιβαλλουσών αστοχίας, ενώ και η έντονη ασυμμετρία που διαπιστώθηκε υπό συνθήκες πλήρους επαφής απομειώνεται εμφανώς. Περισσότερο πάντως επηρεάζεται η απόκριση του βαθιά εγκιβωτισμένου θεμελίου ($L/D=1$), όπου το εμβαδόν της παράπλευρης επιφάνειας είναι μεγαλύτερο και επόμενως σημαντικότερη είναι η επιρροή της μειωμένης αντοχής επ' αυτής στην συνολική αντοχή του θεμελίου. Στα **Σχήματα 3.32** και **3.33** παρουσιάζεται ξεχωριστά η επιρροή των συνθηκών επαφής για το ρηχώς και το βαθύς εγκιβωτισμένο θεμέλιο, αντιστοίχως, μέσω των διαφορετικών μηχανισμών αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της καμπύλης.

3.3 Φέρουσα ικανότητα υπό Ταυτόχρονο Στρεπτικό Φορτίο

Στα προηγούμενα εδάφια μελετήθηκε η φέρουσα ικανότητα κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων υπό την συνδυασμένη φόρτιση αξονικής δύναμης, τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής. Η πλειονότητα των ερευνητών περιορίζεται στον ανωτέρω συνδυασμό φόρτισης, καθώς είναι συνήθης στις περισσότερες κατασκευές. Στο θαλάσσιο περιβάλλον, ωστόσο, η φύση των φορτίων και η ευαισθησία των κατασκευών γεννά την ανάγκη μελέτης όλων των δυνατών συνδυασμών φόρτισης, προκειμένου να διερευνηθεί πλήρως η απόκριση της θεμελίωσης. Καθώς η πραγματικότητα έγκειται σε συνδυασμένη φόρτιση που περιλαμβάνει και τους έξι βαθμούς ελευθερίας, στο παρόν εδάφιο μελετάται η συμπεριφορά των κοίλων κυλινδρικών φρεάτων υπό την επίδραση ταυτόχρονου στρεπτικού φορτίου για δύο διαφορετικές θεωρήσεις ως προς την διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου. Εξετάστηκαν δύο βαθμοί εγκιβωτισμού, $L/D = 0.2$ και 0.5 και επιλέχθησαν διότι αποτελούν τις συνηθέστερες περιπτώσεις θεμελίωσης υπεράκτιων ανεμογεννητριών. Σκοπός είναι η εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης στον συνδυασμένο χώρο VHMT και των αντίστοιχων μηχανισμών αστοχίας. Οφείλει να σημειωθεί ότι το σημείο

αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται στην κορυφή της θεμελίωσης, καθώς, όπως αποδείχθηκε στα προηγούμενα, η ανελαστική συμπεριφορά του εμπεριεχομένου εδάφους καθιστά λανθασμένη την θεώρηση μεταφοράς των φορτίων στο επίπεδο έμπηξης.

3.3.1 Θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους–θεμελίου

3.3.1.1 Αντοχή σε στρεπτική ροπή

Στο **Σχήμα 3.34α** παρουσιάζονται οι καμπύλες στρεπτικής ροπής–στροφής για τους δύο εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού, καθώς και για την επιφανειακή θεμελίωση. Παρατηρείται σημαντική επιρροή του βαθμού εγκιβωτισμού στην αντοχή της θεμελίωσης σε στρέψη. Συγκεκριμένα, διπλασιάζοντας σχεδόν την παράπλευρη επιφάνεια, η φέρουσα ικανότητα διπλασιάζεται. Συγχρόνως, για το ρηχό θεμέλιο απαιτείται στροφή περίπου ίση με 0.03 rad για την κινητοποίηση της πλήρους αντοχής, ενώ για το βαθύτερο απαιτείται περίπου η διπλάσια στροφή. Στο διπλανό σχήμα [**Σχήμα 3.34β**] γίνεται μία σύγκριση των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με την αναλυτική σχέση των Taiebat & Carter [2005] για κοίλα κυλινδρικά φρέατα. Προκύπτει ότι η ανάλυση μέσω πεπερασμένων στοιχείων υπερεκτιμά την αντοχή σε στρέψη κατά περίπου 11% και 9% για το ρηχώς και το μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο, αντιστοίχως.

3.3.1.2 Αλληλεπίδραση κατακόρυφου φορτίου–στρεπτικής ροπής

Αφού υπολογίστηκε η αντοχή της θεμελίωσης υπό καθαρώς στρεπτικό φορτίο, το ενδιαφέρον τώρα επικεντρώνεται στην φέρουσα ικανότητα στους χώρους συνδυασμένης φόρτισης. Στο παρόν εδάφιο εξετάζεται η αλληλεπίδραση της στρέψης με το κατακόρυφο φορτίο, καθώς αποτελεί έναν συχνό συνδυασμό φόρτισης των θεμελιώσεων πλωτών ανεμογεννητριών. Στο **Σχήμα 3.35** παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες καμπύλες κατακόρυφου φορτίου–βύθισης σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου για τους δύο εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Όντας αναμενόμενο, η επίδραση της στρέψης στην αντοχή σε αξονική δύναμη είναι σχεδόν αμελητέα (μείωση κατά 9% για $L/D = 0.2$ και 11% για $L/D = 0.5$ υπό στρεπτικό φορτίο ίσον με το 75% της αντοχής σε στρέψη). Η τελευταία παρατήρηση επαληθεύεται από το κανονικοποιημένο ως προς τις μέγιστες αντοχές διάγραμμα αλληλεπίδρασης του **Σχήματος 3.36**. Κατά την επιβολή στρεπτικού

φορτίου αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις τόσο στην άνω κυκλική επιφάνεια της θεμελίωσης («βάση») όσο και στα παράπλευρα ελάσματα. Συγχρόνως, κατά την επιβολή κατακόρυφου φορτίου αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στα παράπλευρα ελάσματα, αλλά η άνω επιφάνεια αντιδρά μέσω ορθών τάσεων. Για σχετικώς ρηχώς εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ($L/D \leq 0.2$), λοιπόν, οι πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω του στρεπτικού φορτίου μειώνουν κυρίως την αντίσταση της παράπλευρης επιφάνειας, ενώ ελάχιστα επηρεάζουν την «βάση». Όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού, όμως, αυξάνεται η συνεισφορά της πλευρικής επιφάνειας στην συνολική αντοχή σε κατακόρυφη φόρτιση έναντι της βάσης. Συνεπώς, η στρέψη επηρεάζει μεγαλύτερο ποσοστό αυτής, άρα η μείωση που προκαλεί είναι μεγαλύτερη. Το τελευταίο καταδεικνύεται μέσω της σύγκρισης με το αντίστοιχο διάγραμμα αλληλεπίδρασης των Taiebat & Carter [2005] για κοίλο κυλινδρικό φρέαρ με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 2$. Ενδεικτικώς, για στρεπτικό φορτίο ίσο με το 80% της αντοχής σε στρέψη, η μείωση της αντοχής σε κατακόρυφη φόρτιση είναι περίπου 10% για $L/D = 0.2$, και περίπου 30% για $L/D = 2$.

3.3.1.3 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – στρεπτικής ροπής

Εν αντιθέσει με τον προηγούμενο συνδυασμό φόρτισης, η αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης–στρεπτικής ροπής χρήζει μεγαλύτερου ενδιαφέροντος. Μια εκκεντρότητα στην οριζόντια φόρτιση, άλλωστε, αρκεί για να προκαλέσει ταυτόχρονη στρεπτική ροπή. Πλήθος ερευνητών έχουν μελετήσει το συγκεκριμένο πρόβλημα, εστιάζοντας στις επιφανειακές θεμελιώσεις, καθώς στην περίπτωση αυτών αναπτύσσονται σχεδόν αποκλειστικώς διατμητικές τάσεις, τόσο κατά την στρεπτική όσο και κατά την οριζόντια φόρτιση.

Στο **Σχήμα 3.37** παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες καμπύλες τέμνουσας δύναμης–οριζόντιας μετακίνησης σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου για τους δύο εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Η μείωση της αντοχής σε τέμνουσα δύναμη λόγω της ταυτόχρονης στρέψης είναι εμφανώς μεγαλύτερη συγκριτικά με την αντίστοιχη σε αξονική δύναμη. Ενδεικτικώς, για στρεπτικό φορτίο ίσο με το 75% του οριακού, η αντοχή σε τέμνουσα δύναμη μειώνεται κατά περίπου 27% και κατά 20% για το ρηχώς και το μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο, αντιστοίχως.

Μεγαλύτερο ενδιαφέρον, ωστόσο, προκαλεί η επίδραση του βαθμού εγκιβωτισμού στην ανωτέρω μείωση. Ενώ αυξανόμενου του βαθμού εγκιβωτισμού η επίδραση της στρέψης στην αντοχή σε αξονική δύναμη είναι μεγαλύτερη, στην περίπτωση της τέμνουσας δύναμης ισχύει ακριβώς το αντίθετο, όπως απεικονίζεται και στο **Σχήμα 3.38**. Το μέγεθος της κανονικοποιημένης καμπύλης, πράγματι, αυξάνεται όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού. Η εξήγηση, ακολουθώντας την ίδια λογική, είναι η ακόλουθη: Κατά την επιβολή τέμνουσας δύναμης, αναπτύσσονται διατμητικές τάσεις στην άνω επιφάνεια της θεμελίωσης και στις διατεμνόμενες πλευρές της παράπλευρης επιφάνειας, ενώ ορθές τάσεις αναπτύσσονται στις έμπροσθεν και όπισθεν της θεμελίωσης πλευρές. Προκειμένου να αποφευχθεί η σύγχυση, λέγοντας ορθές τάσεις δεν αναφερόμαστε σε καθαρώς ορθές τάσεις, αφού η μορφή κελύφους του εν λόγω φρέατος απαγορεύει την χρήση του αυστηρού όρου. Ωστόσο, όταν η κάθετη στην παράπλευρη επιφάνεια συνιστώσα της τάσης είναι πολύ μεγαλύτερη από την εφαπτομενική, θα χρησιμοποιείται ο όρος ορθή τάση. Στην αντίθετη περίπτωση θα χρησιμοποιείται ο όρος διατμητική τάση. Αυξανόμενου λοιπόν του βαθμού εγκιβωτισμού, αυξάνεται η συνεισφορά των παράπλευρων ελασμάτων στην αντοχή σε τέμνουσα δύναμη. Το τμήμα αυτών το οποίο αντιδρά μέσω ορθών κυρίως τάσεων θεωρητικώς δεν επηρεάζεται σημαντικά από τις πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω του στρεπτικού φορτίου. Όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενα κεφάλαια, η συμβολή των παράπλευρων ελασμάτων στην συνολική αντοχή είναι μεγαλύτερη όταν οι δυνάμεις μεταβιβάζονται στο έδαφος μέσω ορθών κυρίως τάσεων στις επιφάνειές τους.

Στην ακραία περίπτωση της επιφανειακής θεμελίωσης, το μέγεθος του διαγράμματος αλληλεπίδρασης φθίνει σημαντικώς. Απουσία της παράπλευρης επιφάνειας, οι τάσεις που αναπτύσσονται και κατά τις δύο φορτίσεις είναι κατεξοχήν διατμητικές στην άνω επιφάνεια της θεμελίωσης. Στο **Σχήμα 3.39** συγκρίνονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων με την καμπύλη που προκύπτει από την κλειστής μορφής έκφραση των Finnie & Morgan [2005] για κυκλική επιφανειακή θεμελίωση, η οποία προέκυψε από ανάλυση οριακής ισορροπίας. Παρατηρείται ότι η τελευταία υπερεκτιμά την αντοχή στην συνδυασμένη αυτήν φόρτιση. Στο ίδιο διάγραμμα παρατίθεται και η καμπύλη αλληλεπίδρασης των Yun & Bransby [2009], η οποία προέκυψε μέσω τρισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων και αφορά σε τετραγωνικό επιφανειακό θεμέλιο.

Ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός ότι η ανωτέρω κανονικοποιημένη περιβάλλουσα αστοχίας ταυτίζεται με αυτήν του κυκλικού επιφανειακού θεμέλιου, οδηγώντας στο συμπέρασμα ότι η αλληλεπίδραση στρέψης-τέμνουσας δύναμης δεν διαφέρει σε κυκλικό και σε τετραγωνικό επιφανειακό θεμέλιο. Επαληθεύεται, συνεπώς, η αξιοπιστία της σχέσης των Finnie & Morgan [2005], όπως τροποποιήθηκε από τους Yun & Bransby [2009] μέσω διόρθωσης των εκθετών n και m ($n = 1.95$ και $m = 1.32$), για την περιγραφή της περιβάλλουσας αστοχίας στον κανονικοποιημένο χώρο φόρτισης στρεπτικής ροπής και τέμνουσας δύναμης.

3.3.1.4 Αλληλεπίδραση ροπής ανατροπής-στρεπτικής ροπής

Στην περίπτωση των επιφανειακών θεμελίων, αναμένεται η επίδραση της στρέψης στην ροπή ανατροπής να είναι μηδαμινή, όπως συμβαίνει και με το κατακόρυφο φορτίο, αφού πρόκειται για συνδυασμό δράσεων οι οποίες οδηγούν στην ανάπτυξη διαφορετικού είδους τάσεων: η μεν στρέψη προκαλεί διατμητικές τάσεις, η δε ροπή ορθές τάσεις. Όπως αποδείχθηκε, όμως, προηγουμένως με το κατακόρυφο φορτίο, η γενίκευση αυτή δεν ισχύει στα εγκιβωτισμένα θεμέλια. Η συμμετοχή των πλευρικών τοιχωμάτων μέσω διατμητικών τάσεων στην ανάληψη του κατακόρυφου φορτίου, αναγκάζει σε μείωση της αντοχής όταν συνυπάρχουν πρόσθετες διατμητικές τάσεις λόγω της στρέψης, και η μείωση αυτή είναι μεγαλύτερη όσο μεγαλύτερη είναι και η συμμετοχή των τοιχωμάτων στην αντοχή, ήτοι όσο μεγαλύτερος ο βαθμός εγκιβωτισμού. Στο **Σχήμα 3.40** παρουσιάζονται οι αδιαστατοποιημένες καμπύλες ροπής-στροφής σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου για τους δύο εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Παρατηρείται μία μείωση ίση περίπου με 20% και για τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού.

Στο **Σχήμα 3.41** απεικονίζεται το διάγραμμα αλληλεπίδρασης στον αδιάστατο και στον κανονικοποιημένο χώρο καμπτικής ροπής-στρεπτικής ροπής. Ως προς την κανονικοποιημένη περιβάλλουσα παρατηρούμε ότι είναι σχεδόν μοναδική. Το γεγονός ότι στο μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο η επιρροή είναι λίγο μικρότερη από αυτήν στο ρηχώς εγκιβωτισμένο πηγάζει από το φαινόμενο της σύζευξης του στροφικού και του μετακινησιακού βαθμού ελευθερίας. Στο μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο η συμμετοχή της παράπλευρης επιφάνειας είναι μεν σημαντική σε όρους διατμητικών τάσεων, αλλά είναι

επίσης σημαντική σε όρους ορθών τάσεων, αφού η επιβολή στροφής συνεπάγεται και ταυτόχρονη οριζόντια μετακίνηση λόγω των παθητικών και των ενεργητικών ωθήσεων εμπροσθεν και όπισθεν (της φοράς φόρτισης), αντιστοίχως.

3.3.1.5 Απόκριση υπό Συνδυασμένη Φόρτιση

Σε συνδυασμό με τα παραπάνω, στο παρόν εδάφιο παρουσιάζονται και αναλύονται τα συνήθη εξεταζόμενα διαγράμματα αλληλεπίδρασης, ήτοι VH, VM και HM, για διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου. Στο **Σχήμα 3.42** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας των δύο εξεταζόμενων βαθμών εγκιβωτισμού στον αδιάστατο συνδυασμένο χώρο αξονικής δύναμης–τέμνουσας δύναμης (VH) υπό μηδενική ροπή για διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου. Αυξανόμενου του στρεπτικού φορτίου, η μείωση του μεγέθους της περιβάλλουσας αστοχίας δεν είναι συμμετρική. Ως επαλήθευση των ανωτέρω, για μεγάλες τιμές του κατακόρυφου φορτίου, η επίδραση της στρέψης στην τέμνουσα δύναμη είναι μικρότερη, καθώς η έντονη πλαστικοποίηση της παράπλευρης επιφάνειας λόγω της αξονικής δύναμης καθιστά μηδαμινή την συμμετοχή τους στην αντοχή σε τέμνουσα δύναμη μέσω διατμητικών τάσεων. Όπως παρατηρείται από τους αντίστοιχους μηχανισμούς αστοχίας, η παρουσία στρεπτικού φορτίου οδηγεί σε ελαφρώς ανυψωμένη διατμητική ζώνη, καθώς η έντονη πλαστικοποίηση των πλευρικών ελασμάτων, αναχαιτίζει την μεταφορά του φορτίου στα βαθύτερα εδαφικά στρώματα. Το ίδιο συμπέρασμα προκύπτει και από το **Σχήμα 3.43**, στο οποίο απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας των δύο εξεταζόμενων θεμελίων στον αδιάστατο συνδυασμένο χώρο αξονικής δύναμης–ροπής ανατροπής (VM) υπό μηδενική τέμνουσα δύναμη για διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου. Για μεγάλες τιμές του κατακόρυφου φορτίου, η επίδραση της στρέψης στην αντοχή σε ροπή ανατροπής είναι μικρότερη. Φυσικά, υπό τον συνδυασμό μεγάλου κατακόρυφου φορτίου και μεγάλης ροπής ανατροπής το προαναφερθέν φαινόμενο είναι εντονότερο.

Στον πιο ενδιαφέρων συνδυασμό φόρτισης για την περίπτωση των υπεράκτιων ανεμογεννητριών, αυτόν της τέμνουσας δύναμης και της ροπής ανατροπής, η συρρίκνωση της περιβάλλουσας καμπύλης είναι σχεδόν συμμετρική, καθώς αυξάνεται το ταυτόχρονο στρεπτικό φορτίο, ενώ συγχρόνως διατηρείται η εκκεντρότητά της [**Σχήμα 3.44**].

Τέλος, στα **Σχήματα 3.45 και 3.46** παρουσιάζονται τα κανονικοποιημένα διαγράμματα αλληλεπίδρασης τέμνουσας δύναμης–στρεπτικής ροπής και ροπής ανατροπής–στρεπτικής ροπής, αντιστοίχως, για διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου. Όσον αφορά στο πρώτο σχήμα, η συρρίκνωση της περιβάλλουσας καμπύλης αυξανόμενου του κατακόρυφου φορτίου είναι εμφανής. Ενώ στο αφόρτιστο αξονικά θεμέλιο σχηματίζεται ο γνωστός μηχανισμός *retina*, στο ισχυρώς φορτισμένο ο μηχανισμός αστοχίας είναι εντελώς διαφορετικός. Η έντονη πλαστικοποίηση των πλευρικών ελασμάτων λόγω του συνδυασμού τέμνουσας δύναμης–στρεπτικής ροπής, ενισχύεται από τις διατμητικές τάσεις που επιβάλλονται λόγω του κατακόρυφου φορτίου. Το φαινόμενο αυτό είναι εντονότερο στην έμπροσθεν πλευρά, η οποία, λόγω της σύζευξης στροφής–οριζόντιας μετακίνησης, δέχεται πρόσθετες διατμητικές τάσεις κατά την ίδια φορά με αυτές του κατακόρυφου φορτίου. Η εν λόγω επίδραση του κατακόρυφου φορτίου εμφανίζεται και στην περίπτωση της ροπής ανατροπής. Η έντονη πλαστικοποίηση της έμπροσθεν πλευράς οδηγεί σε μετατόπιση της διατμητικής ζώνης προς τα δεξιά [**Σχήμα 3.26**].

3.3.2 Θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής εδάφους–θεμελίου

3.3.2.1 Αντοχή σε στρεπτική ροπή

Οι καμπύλες στρεπτικού φορτίου–στροφής με θεώρηση μη γραμμικοτήτων στην διεπιφάνεια θεμελίου–εδάφους απεικονίζονται στο **Σχήμα 3.47α** για κάθε έναν από τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού. Συγχρόνως [**Σχήμα 3.47β**] παρουσιάζεται η οριακή αντοχή σε στρέψη συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού και για τις δύο συνθήκες διεπιφανειών. Η μείωση της οριακής αντοχής σε σχέση με τις συνθήκες πλήρους επαφής προκύπτει περίπου 45% και 55% για το ρηχώς και το μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο, αντιστοίχως. Ενδιαφέρον προκαλεί, ωστόσο, η επίδραση του βαθμού εγκιβωτισμού. Η εισαγωγή μη γραμμικών φαινομένων, όπως η αποκόλληση και η ολίσθηση, καθιστούν μικρότερη την συμμετοχή της παράπλευρης επιφάνειας στην συνολική αντοχή σε στρέψη. Αυξανόμενου, λοιπόν, του βαθμού εγκιβωτισμού, η αύξηση της εν λόγω οριακής αντοχής είναι σαφώς μειωμένη συγκριτικά με τις συνθήκες πλήρους επαφής ανάμεσα στην θεμελίωση και στο περιβάλλον έδαφος. Επιπλέον, αξίζει να σημειωθεί ότι η αντοχή σε στρεπτική ροπή υπό ατελείς

συνθήκες επαφής εδάφους–θεμελίου μπορεί να περιγραφεί από την σχέση των Taiebat & Carter [2005] με τον ακόλουθο μετασχηματισμό:

$$T_o = S_u \pi D^2 \left(\frac{aL}{2} + \frac{D}{12} \right)$$

όπου α ο συντελεστής απομείωσης της διατμητικής αντοχής της διεπιφάνειας, L το μήκος της παράπλευρης επιφάνειας και D η διάμετρος της θεμελίωσης.

3.3.2.2 Αλληλεπίδραση κατακόρυφου φορτίου–στρεπτικής ροπής

Στο **Σχήμα 3.48** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας κατακόρυφου φορτίου–στρεπτικής ροπής στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης για τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού. Το μέγεθος της καμπύλης μειώνεται σημαντικώς, συγκριτικά με τις αντίστοιχες υπό συνθήκες πλήρους επαφής μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης. Επιπλέον, αξίζει να σημειωθεί ότι η μειωμένης αντοχής παράπλευρη διεπιφάνεια οδηγεί σε μεγαλύτερη μείωση της αντοχής σε στρεπτική ροπή όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκιβωτισμού, καθώς η ολίσθηση, η οποία λαμβάνει χώρα, επηρεάζει μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής αντοχής. Ως εκ τούτου, η εισαγωγή μη γραμμικών φαινομένων οδηγεί σε μεταβολή τόσο του μεγέθους όσο και της μορφής του διαγράμματος αλληλεπίδρασης. Ωστόσο, όπως αποδείχθηκε και στην περίπτωση της πλήρους επαφής, η αλληλεπίδραση των δύο εντατικών μεγεθών είναι αμελητέα για ρηχώς εγκιβωτισμένα θεμέλια, αφού διέπονται πρακτικώς από διαφορετικό τασικό πεδίο.

3.3.2.3 Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης–στρεπτικής ροπής

Η επιρροή των χαρακτηριστικών της διεπιφάνειας είναι εντονότερη στον συνδυασμένο χώρο τέμνουσας δύναμης–στρεπτικής ροπής (HT) [**Σχήμα 3.49**].

Στην περίπτωση του ρηχώς εγκιβωτισμένου θεμελίου, τα κανονικοποιημένο διάγραμμα του **Σχήματος 3.50** αποδεικνύουν την μεγαλύτερη αλληλεπίδραση των δύο εντατικών μεγεθών υπό συνθήκες ατελούς επαφής. Η αποκόλληση της όπισθεν του θεμελίου πλευράς και η ολίσθηση στις διατεμνόμενες επιφάνειες καθιστά μεγαλύτερη την συμμετοχή της βάσης στην ανάληψη της τέμνουσας δύναμης. Συνεπώς, η επιρροή της στρέψης, η οποία επιβάλλει πρόσθετες διατμητικές τάσεις στην άνω επιφάνεια, στην αντοχή σε τέμνουσα

δύναμη είναι πολύ μεγαλύτερη εν συγκρίσει με τις συνθήκες πλήρους επαφής. Μάλιστα, το ρηχώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο με ατελείς συνθήκες επαφής πλησιάζει την απόκριση του επιφανειακού θεμελίου στον συγκεκριμένο συνδυασμό φόρτισης. Αυξανόμενου, ωστόσο, του βαθμού εγκιβωτισμού η ανωτέρω επιρροή μειώνεται αισθητά, αφού η έμπροσθεν του θεμελίου πλευρά, η οποία δρα μέσω ορθών τάσεων, αποτελεί μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής αντοχής σε τέμνουσα δύναμη.

3.3.2.4 Αλληλεπίδραση ροπής ανατροπής–στρεπτικής ροπής

Στο **Σχήμα 3.51** απεικονίζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας στο αδιάστατο επίπεδο ροπής ανατροπής–στρεπτικής ροπής και για τις δύο θεωρήσεις διεπιφανειών. Παρατηρείται, λοιπόν, ότι η ύπαρξη γεωμετρικών μη γραμμικοτήτων οδηγεί όχι μόνον σε συρρίκνωση της καμπύλης, αλλά και σε μεταβολή της μορφής της. Συγκεκριμένα, υπό ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους–θεμελίου, η αλληλεπίδραση των δύο μεγεθών είναι κατά πολύ μεγαλύτερη. Ενδεικτικώς, για στρεπτικό φορτίο ίσο με το 50% του οριακού, η μείωση της αντοχής σε ροπή είναι 7% για συνθήκες πλήρους επαφής, ενώ 17% για ατελείς συνθήκες επαφής, στην περίπτωση της ρηχώς εγκιβωτισμένης θεμελίωσης (άνω διάγραμμα). Η αιτία της αυξημένης αλληλεπίδρασης εντοπίζεται στον μηχανισμό αστοχίας. Όπως παρατηρείται στο ίδιο σχήμα, ο μηχανισμός αστοχίας στην περίπτωση των μη γραμμικών διεπιφανειών αποτελείται από δύο διατμητικές ζώνες μορφής ημικυκλίου: μία στο έδαφος κάτω από το επίπεδο έμπηξης και μία στο εσωτερικό έδαφος. Η εσωτερική, λοιπόν, ζώνη, που δημιουργείται λόγω της ροπής, επηρεάζει την άνω επιφάνεια της θεμελίωσης, η οποία συνεισφέρει με το μεγαλύτερο ποσοστό στην αντοχή σε στρεπτική ροπή και αντιστρόφως.

Στο μετρίως εγκιβωτισμένο θεμέλιο η αλληλεπίδραση αυτή είναι μειωμένη. Ενδεικτικώς, για στρεπτικό φορτίο ίσο με το 50% του οριακού, η μείωση της αντοχής σε ροπή είναι 7% για συνθήκες πλήρους επαφής, ενώ 11% για ατελείς συνθήκες επαφής. Η αυξημένη συμμετοχή της παράπλευρης επιφάνειας μέσω ορθών τάσεων στην αντοχή σε ροπή, ανακουφίζει το εσωτερικό έδαφος και η εσωτερική διατμητική ζώνη δεν σχηματίζεται τόσο έντονα όσο σε μικρότερους βαθμούς εγκιβωτισμού.

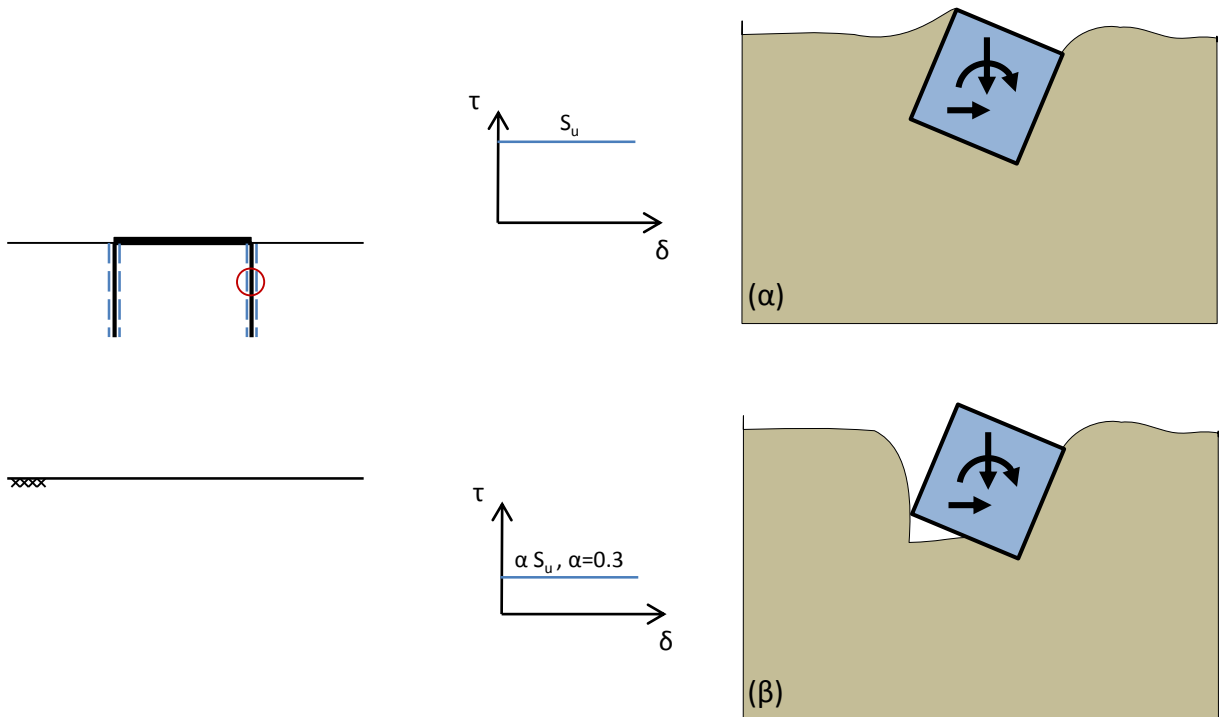
3.4 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο, μελετήθηκε η φέρουσα ικανότητα ανεστραμμένων κοίλων φρεάτων. Αρχικώς, διερευνήθηκε η σημασία του σημείου αναφοράς των εντατικών μεγεθών. Η υιοθέτηση από την πλειονότητα των ερευνητών του σημείου αναφοράς στο επίπεδο έμπηξης της θεμελίωσης αποδείχθηκε ανακριβής. Η πλαστικοποίηση του εμπεριεχομένου στο φρέαρ εδάφους, ιδιαιτέρως στις συνήθεις φορτίσεις των ανεμογεννητριών, ήτοι τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής, επηρεάζει όχι μόνον την οριακή αντοχή (υπό μεμονωμένη και υπό συνδυασμένη φόρτιση), αλλά κυρίως οδηγεί σε σημαντική υπερεκτίμηση της πραγματικής δυσκαμψίας του συστήματος, τόσο υπό ιδεατές όσο και υπό ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους. Ως εκ τούτου, αποκλίνοντας από ότι συνηθίζεται για τις κανονικώς εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, στην περίπτωση των κοίλων θεμελιώσεων προτείνεται να λαμβάνεται ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών το μέσον της άνω επιφάνειάς τους.

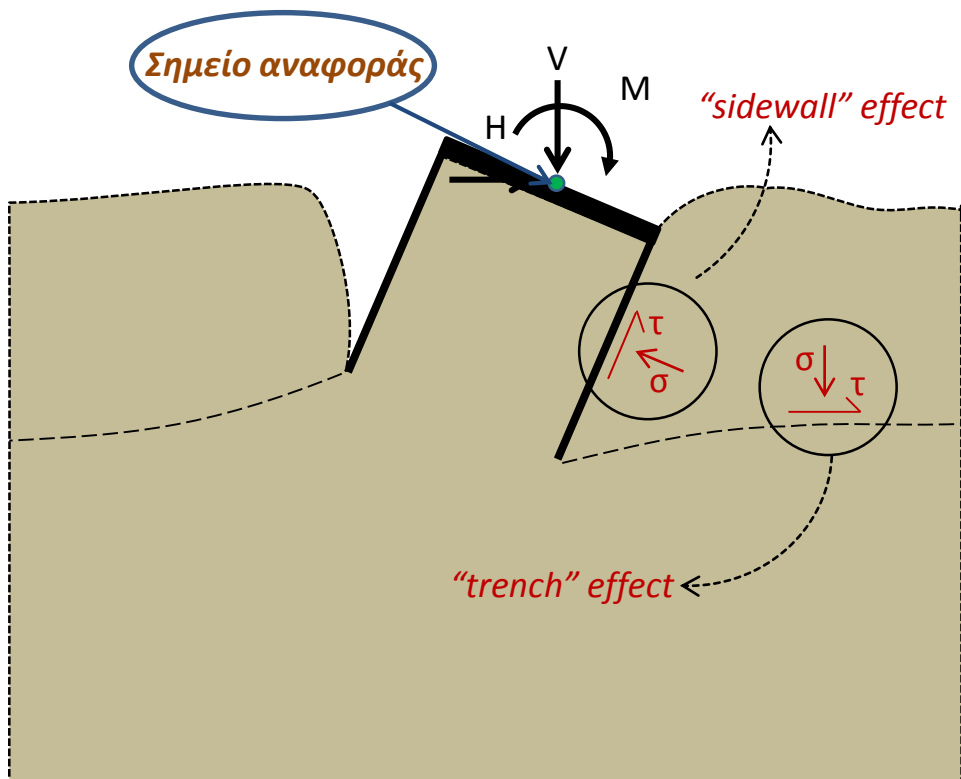
Στο δεύτερο μέρος του κεφαλαίου, μελετήθηκε η απόκριση του εν λόγω φρέατος υπό συνδυασμένη φόρτιση στρεπτικής ροπής, αξονικής δύναμης, τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής. Παρά την γεωμετρική συμμετρία της θεμελίωσης, η ασυμμετρία στην φόρτιση οδηγεί σε υποβάθμιση της αντοχής της. Ενώ η επίδραση της στρέψης στην φέρουσα ικανότητα σε αξονική δύναμη είναι σχεδόν αμελητέα για $L/D \leq 0.5$, δεν ισχύει το ίδιο και για τις άλλες δύο φορτίσεις. Η μείωση που προκαλείται λόγω της στρέψης στην αντοχή στις συνήθεις φορτίσεις, εντείνεται όταν λαμβάνονται υπόψιν γεωμετρικές μή γραμμικότητες στην διεπιφάνεια εδάφους–θεμελίωσης. Συνεπώς η θεώρηση ιδανικών συνθηκών επαφής εδάφους–θεμελίου σε συνδυασμό με την αγνόηση του στρεπτικού φορτίου δύναται να οδηγήσει σε μή συντηρητικό σχεδιασμό.

Τέλος
3^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

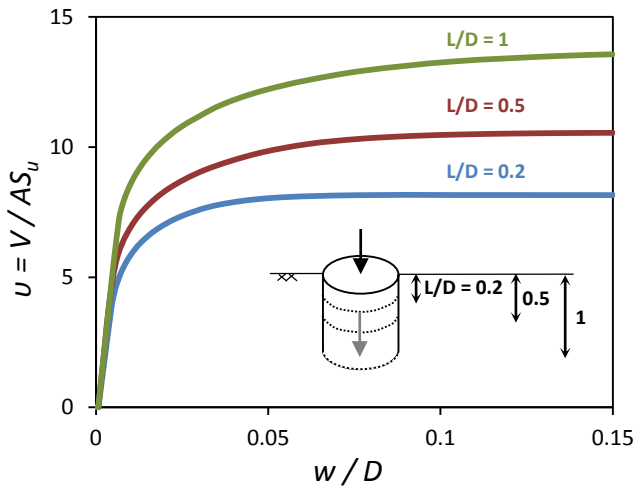
Φέρουσα Ικανότητα



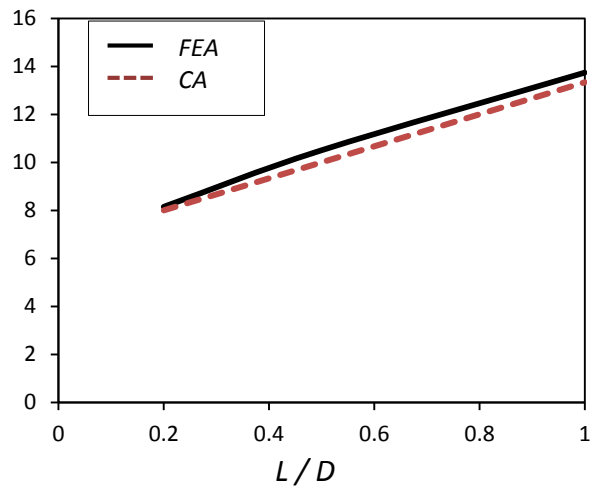
Σχήμα 3.1. Συνθήκες επαφής θεμελίου εδάφους : (α) πλήρης επαφή, με απεριόριστη εφελκυστική αντοχή και $\tau = S_u$ και (β) ατελής επαφή, με μηδενική εφελκυστική αντοχή και $\tau = \alpha S_u$, όπου $\alpha = 0.3$



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

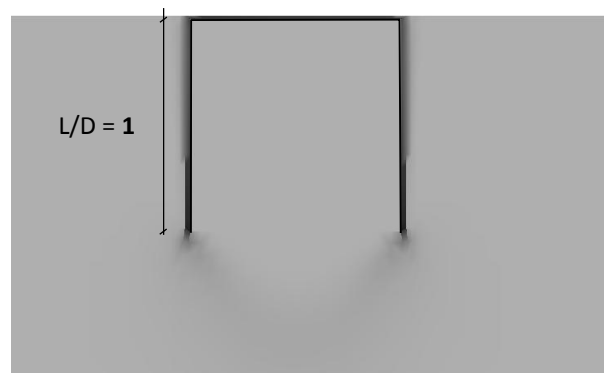
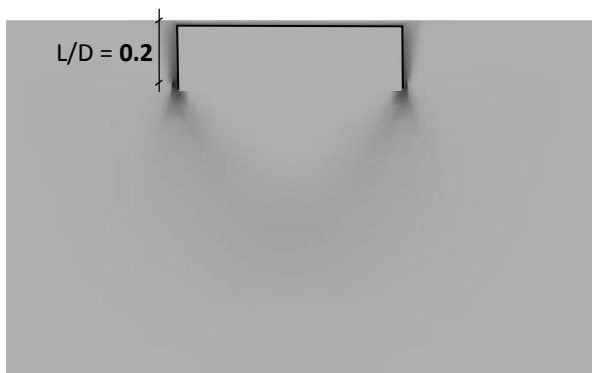


(α)

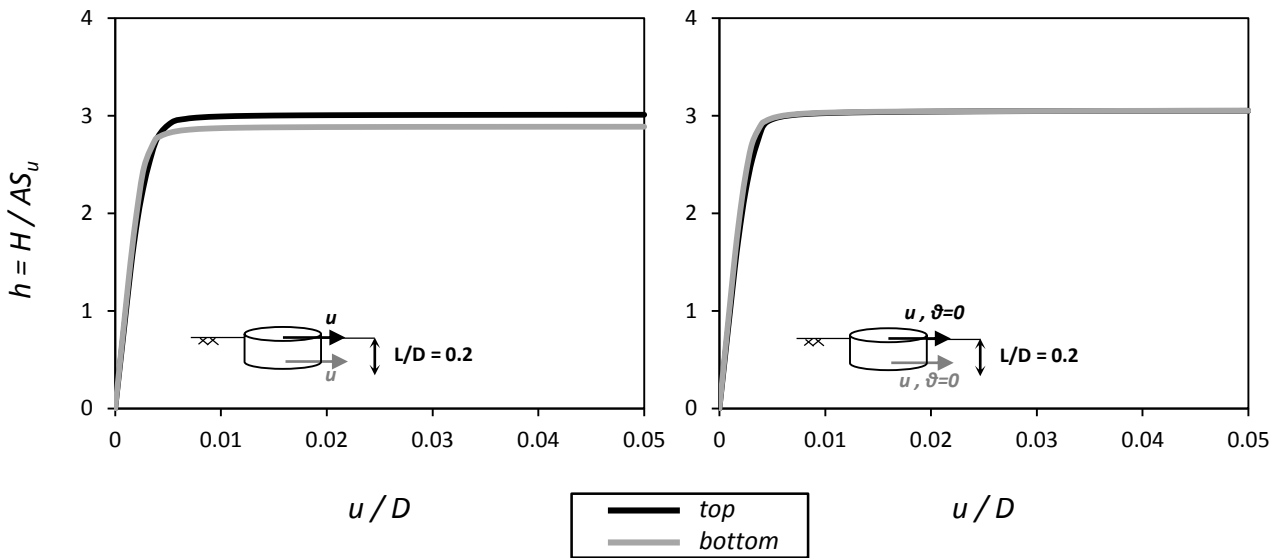


(β)

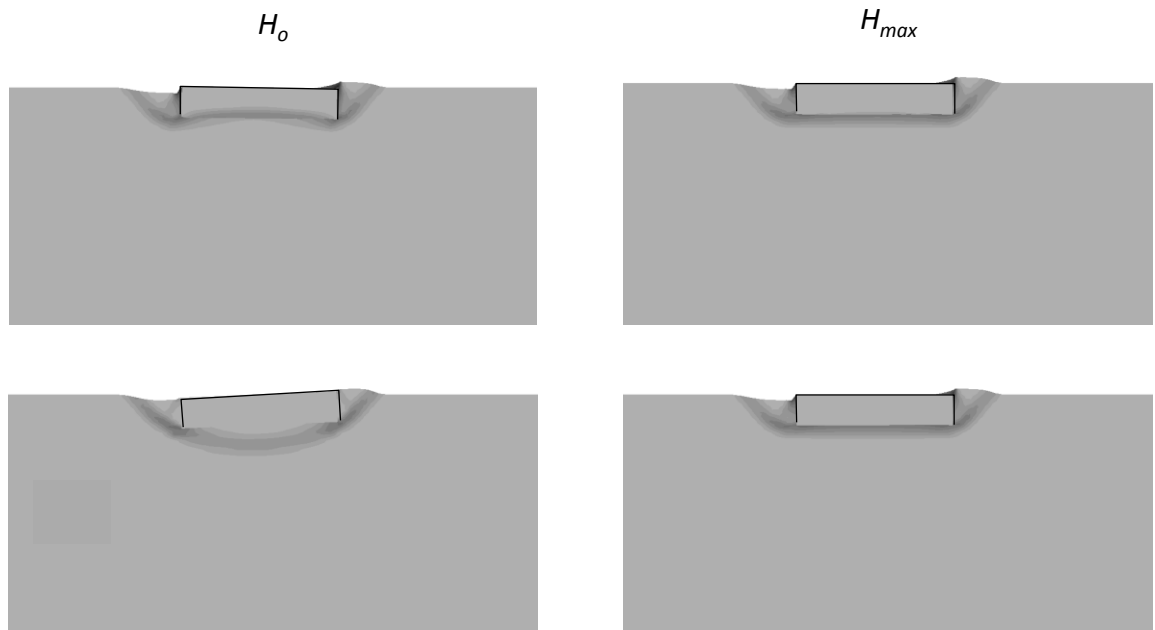
Σχήμα 3.3. α) Αδιάστατες καμπύλες κατακόρυφου φορτίου-καθίζησης και β) φέρουσα ικανότητα συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού : σύγκριση της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (FEA) με τις λύσεις της συμβατικής θεωρίας φέρουσας ικανότητας (CA).



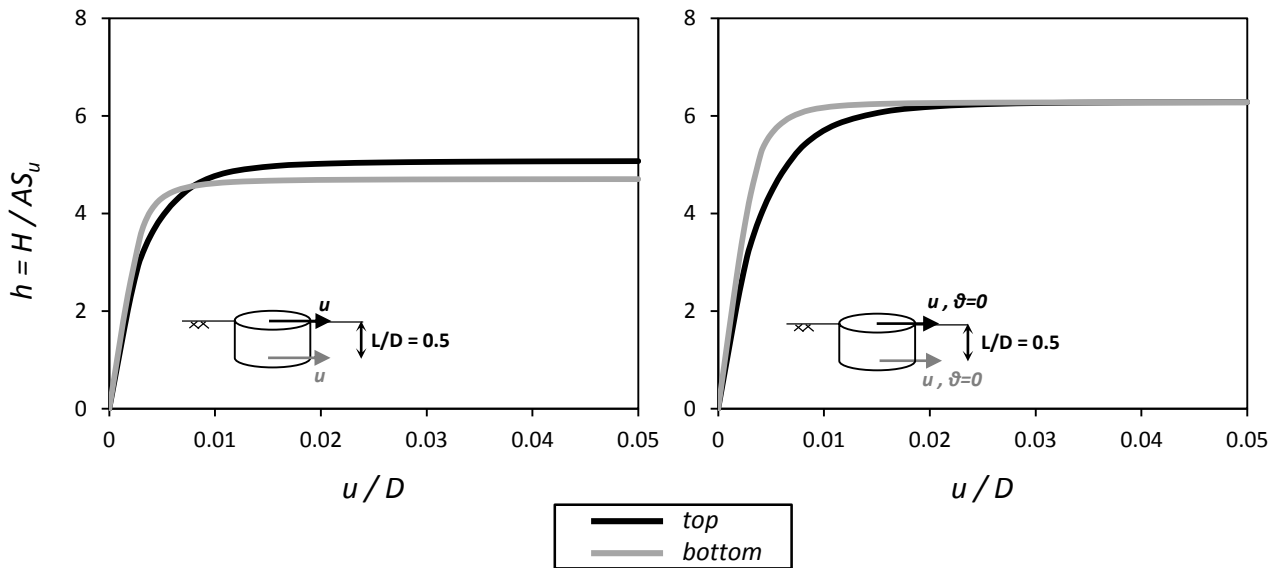
Σχήμα 3.4. Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση, $L/D = 0.2$ και 1 .



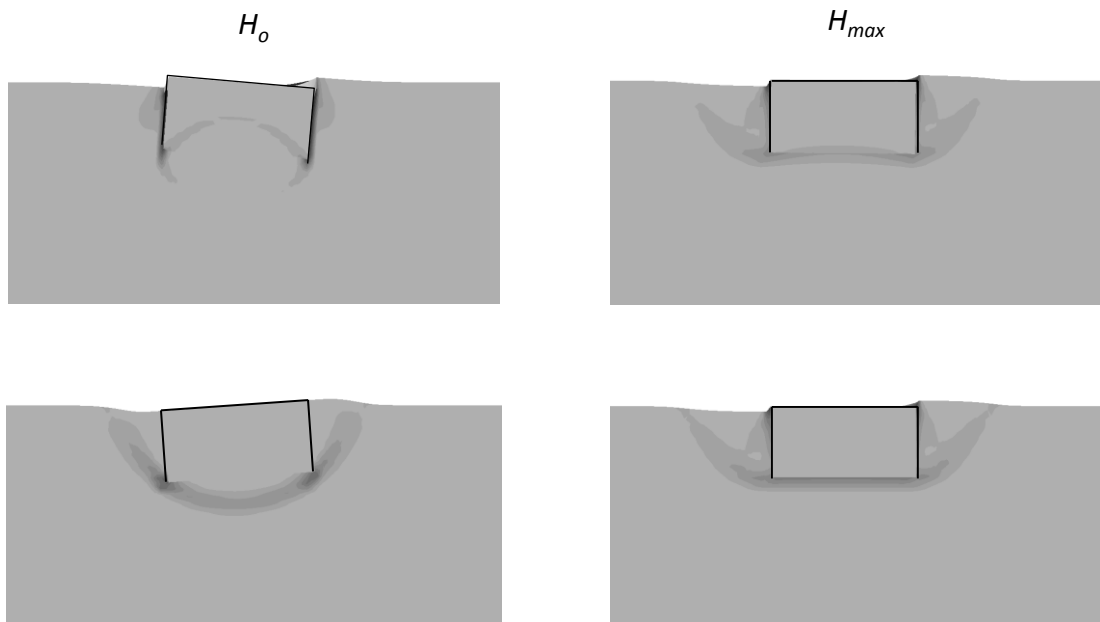
Σχήμα 3.5. Αδιάστατες καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της στροφής (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή - *top* (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπηξης - *bottom* (γκρι καμπύλη)



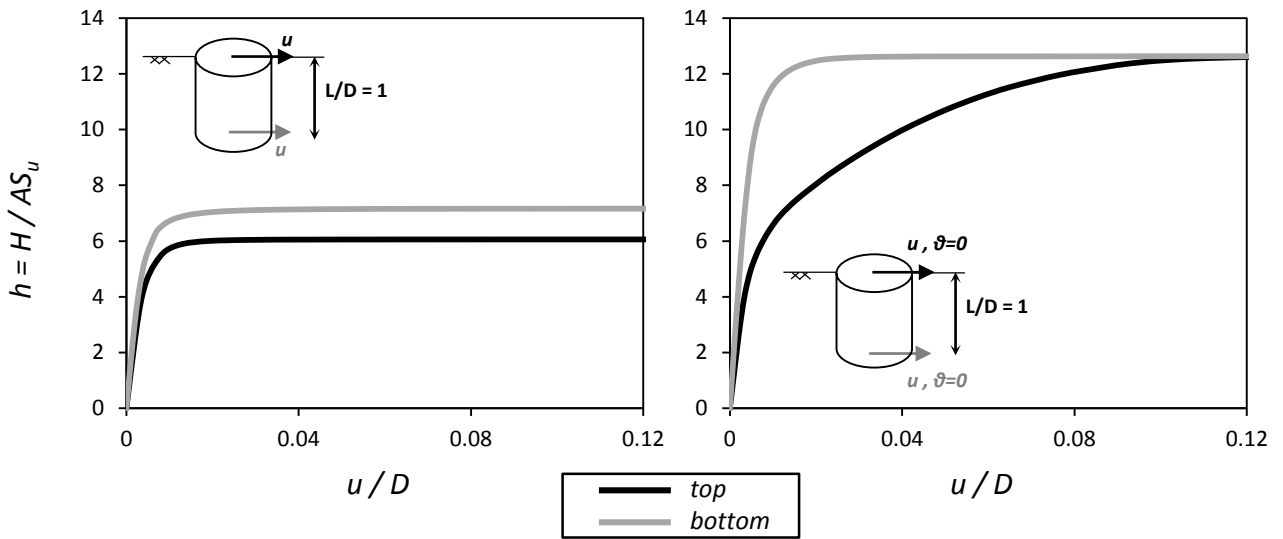
Σχήμα 3.6. Μηχανισμοί αστόχιας υπό οριζόντια φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερά) και με δέσμευση της στροφής (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπηξης (κάτω)



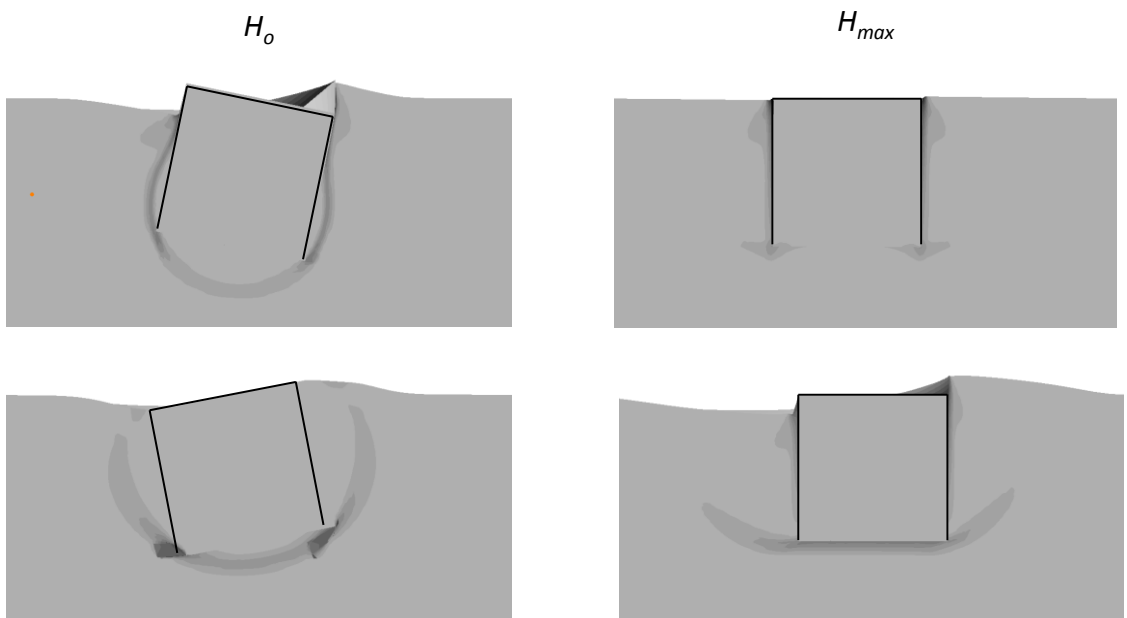
Σχήμα 3.7. Αδιάστατες καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης για το θεμέλιο με λόγο εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της στροφής (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπηξης (γκρι καμπύλη)



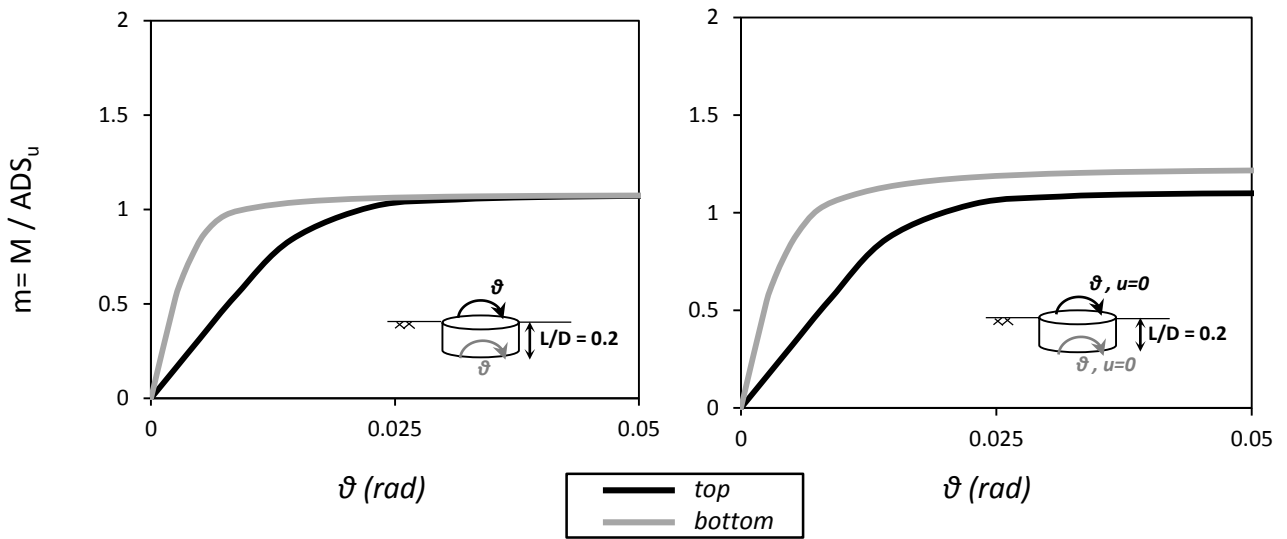
Σχήμα 3.8. Μηχανισμοί αστόχιας υπό οριζόντια φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερά) και με δέσμευση της στροφής (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπηξης (κάτω)



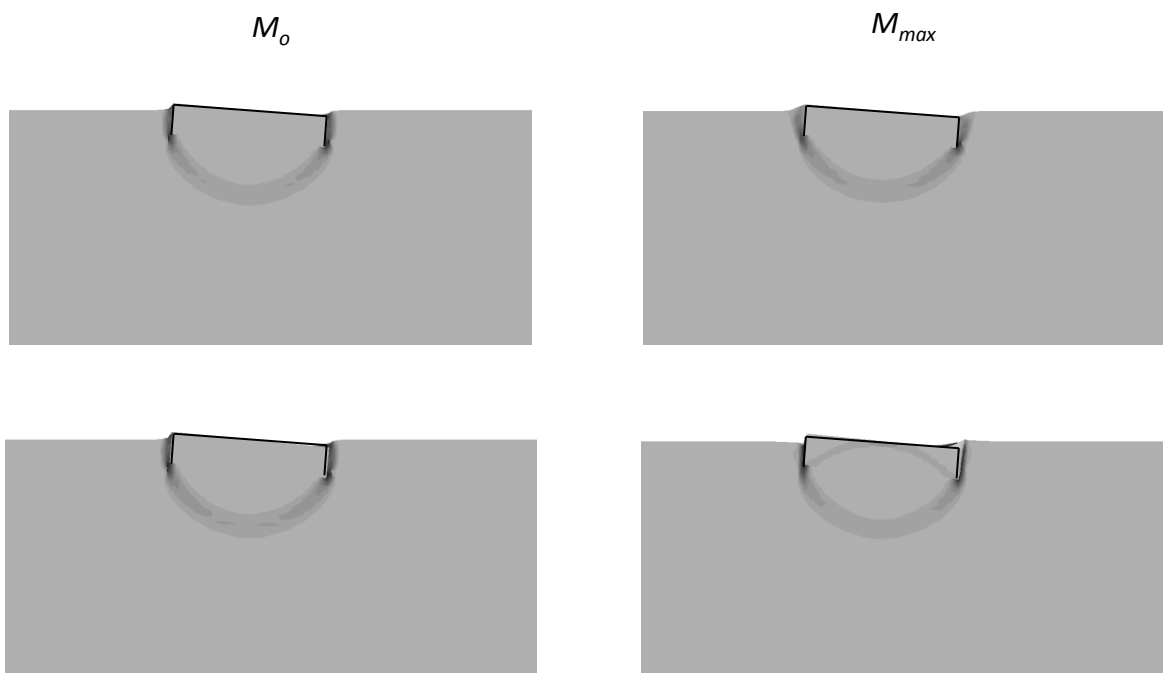
Σχήμα 3.9. Αδιάστατες καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της στροφής (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπτυξης (γκρι καμπύλη)



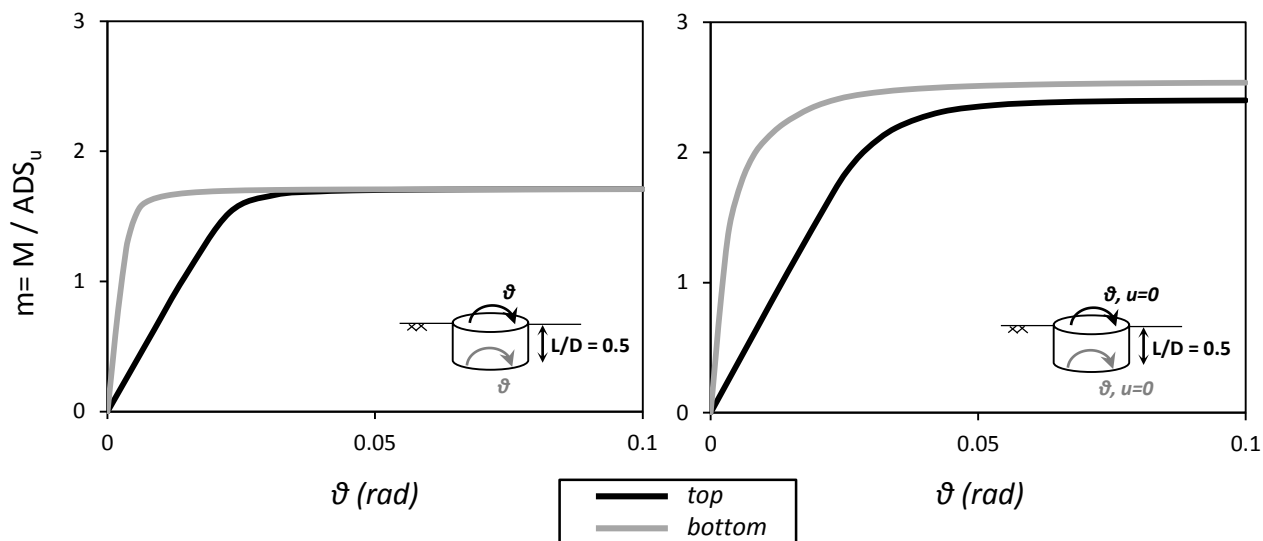
Σχήμα 3.10. Μηχανισμοί αστόχιας υπό οριζόντια φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερά) και με δέσμευση της στροφής (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπτυξης (κάτω)



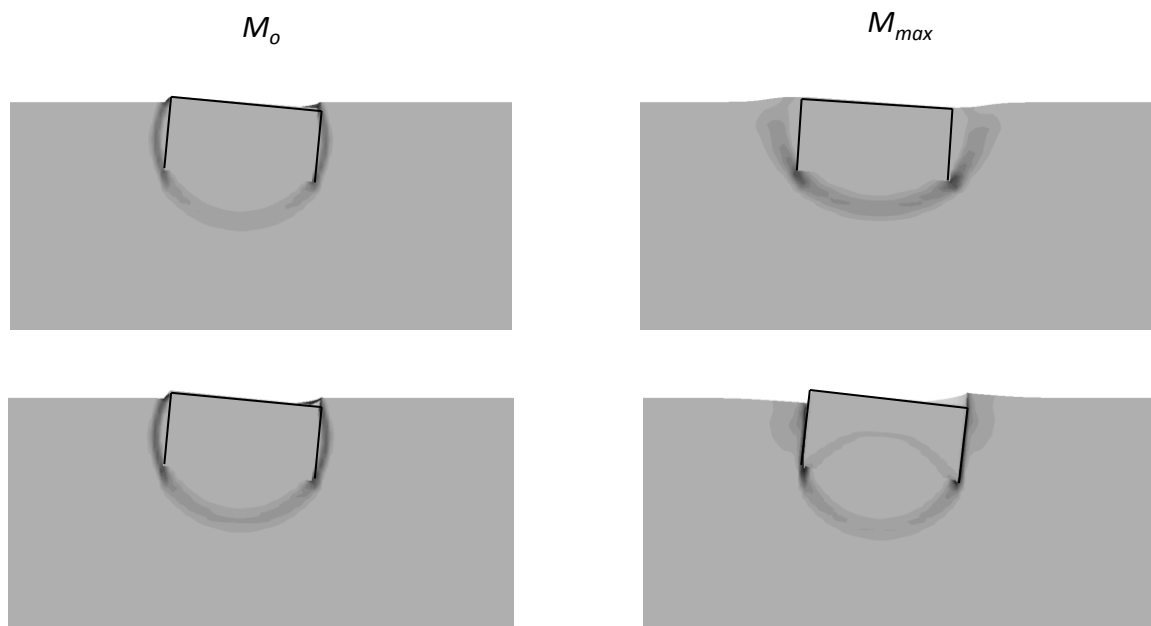
Σχήμα 3.11. Αδιάστατες καμπύλες ροπής-στροφής για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπηξης (γκρι καμπύλη)



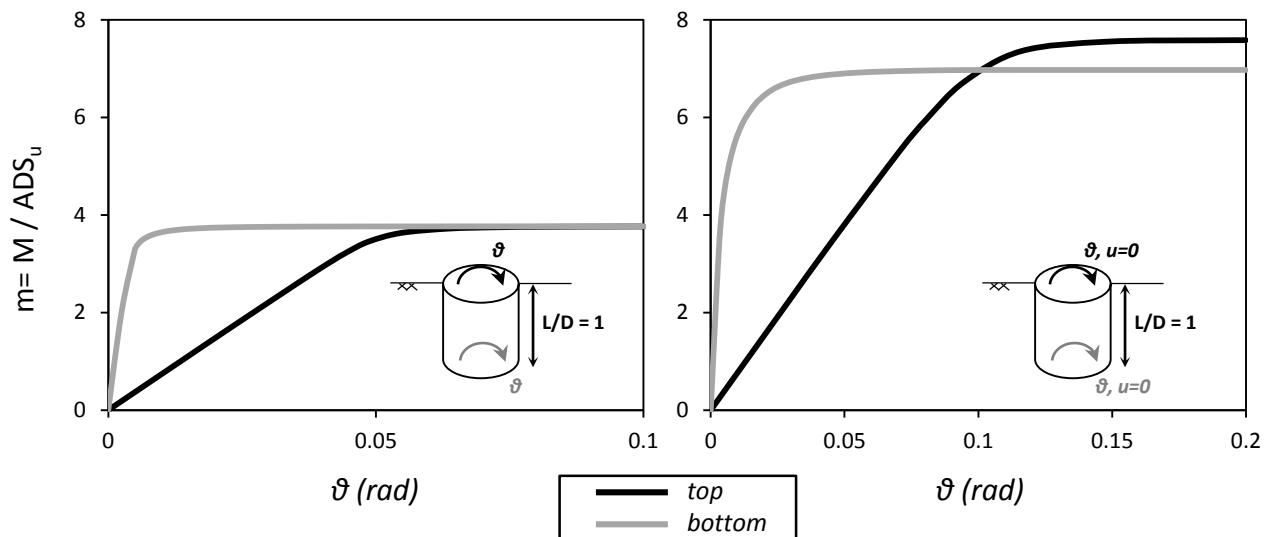
Σχήμα 3.12. Μηχανισμοί αστόχιας υπό περιστροφική φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερά) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπηξης (κάτω)



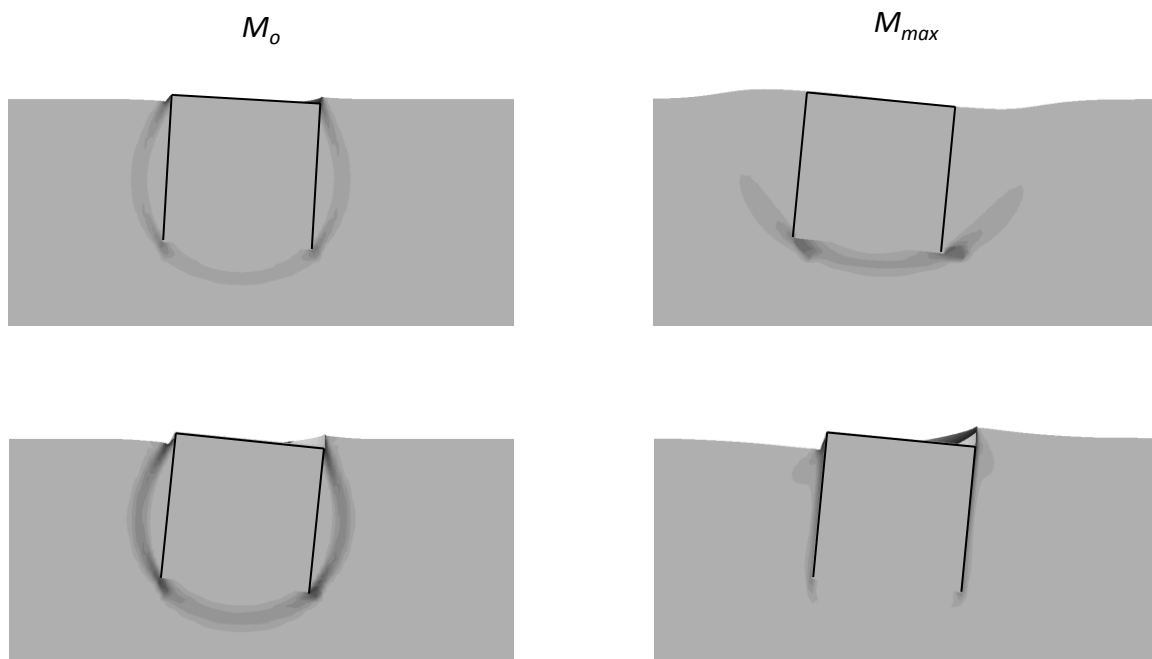
Σχήμα 3.13. Αδιάστατες καμπύλες ροπής-στροφής για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπηξης (γκρι καμπύλη)



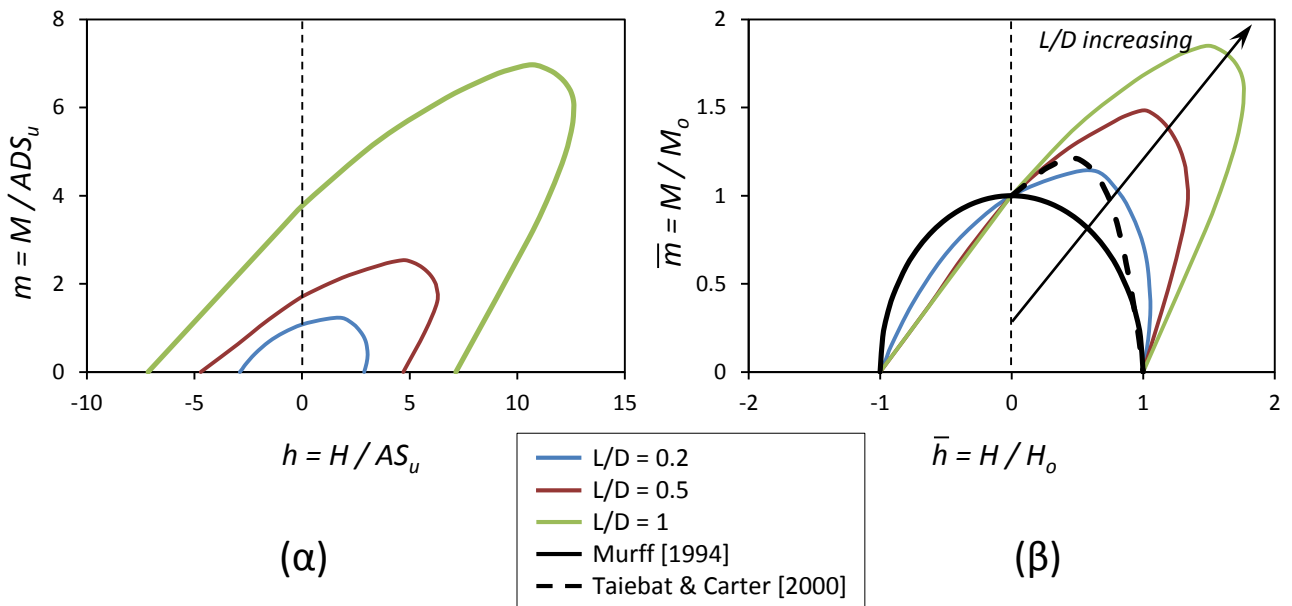
Σχήμα 3.14. Μηχανισμοί αστόχιας υπό περιστροφική φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερά) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπηξης (κάτω)



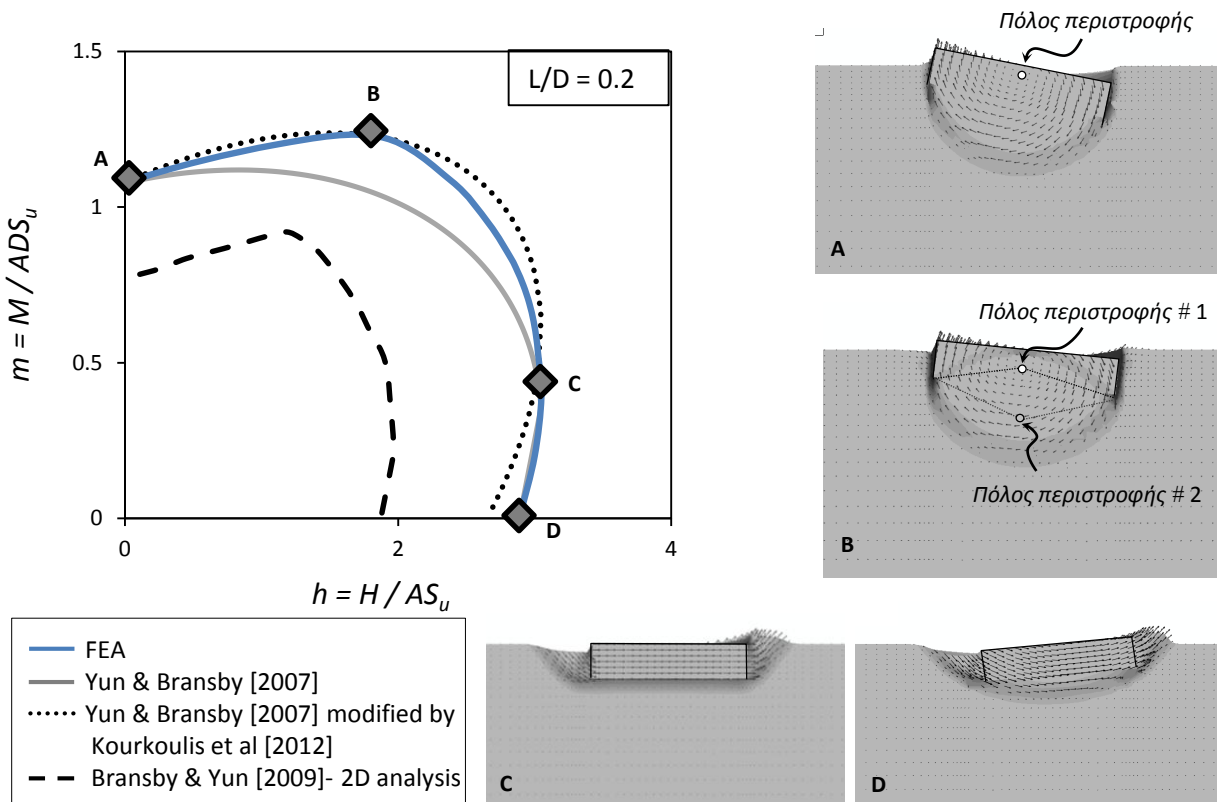
Σχήμα 3.15. Αδιάστατες καμπύλες ροπής-στροφής για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπηξης (γκρι καμπύλη)



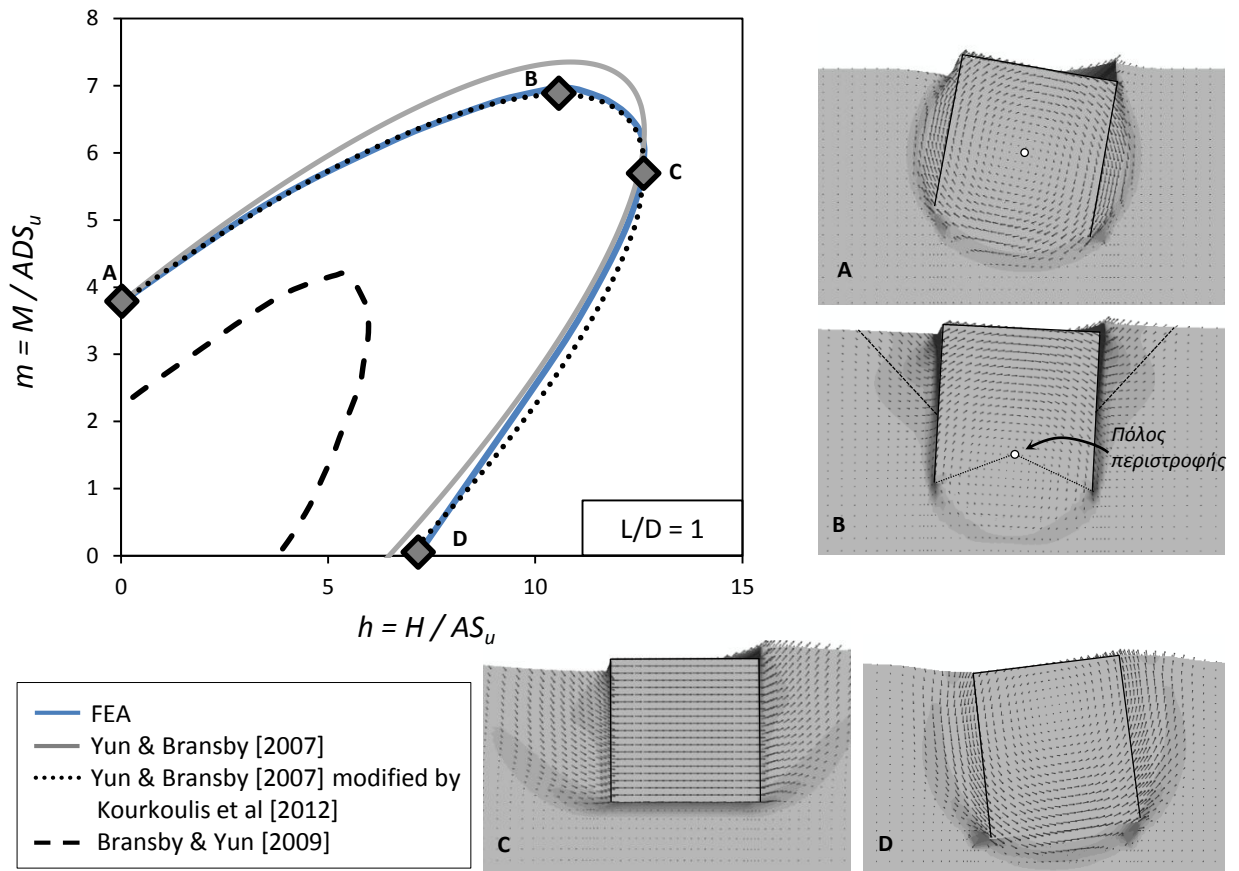
Σχήμα 3.16. Μηχανισμοί αστόχιας υπό περιστροφική φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερά) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπηξης (κάτω)



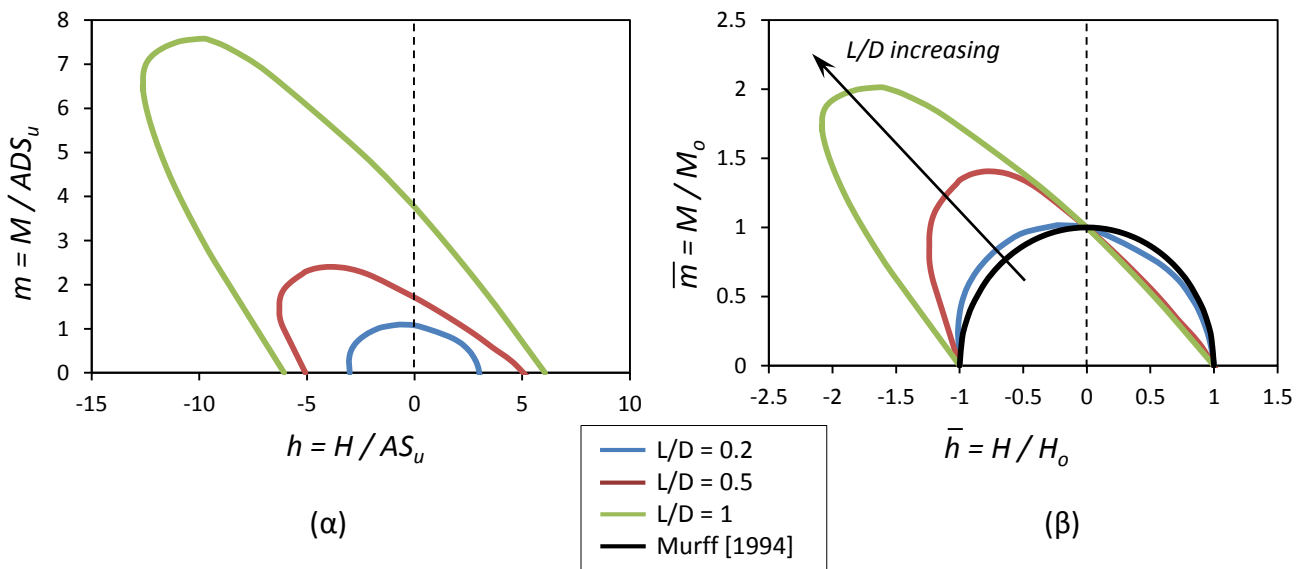
Σχήμα 3.17. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) : περιβάλλουσες αστοχίες σε (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης . Το σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται στο επίπεδο έμπτυξης.



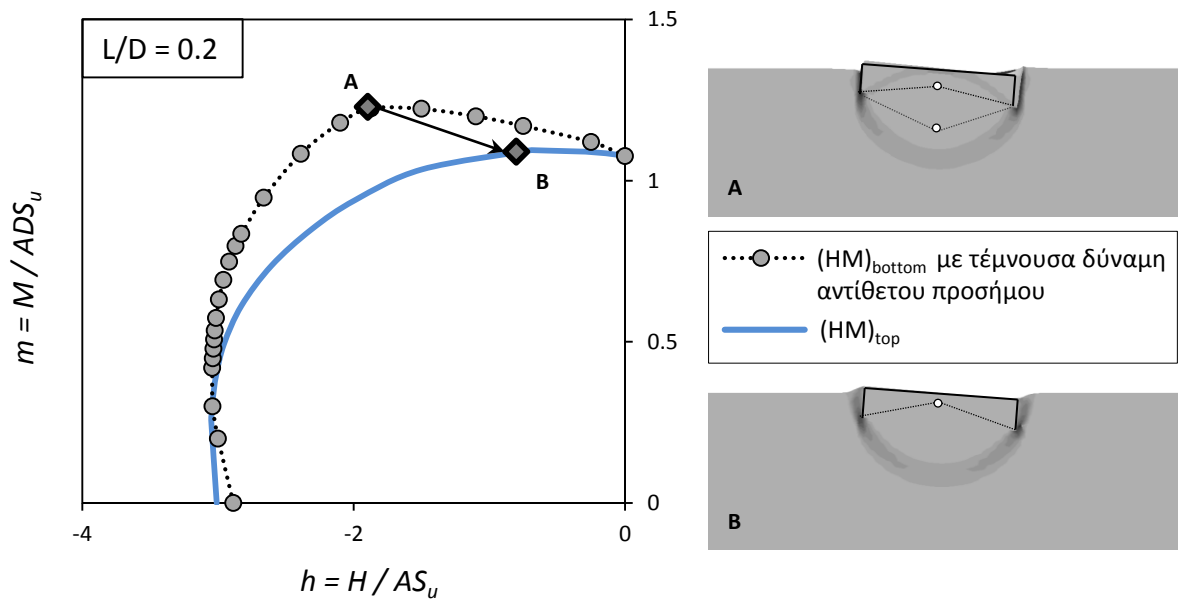
Σχήμα 3.18. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) για την θεμελίωση με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$: μηχανισμοί σε χαρακτηριστικά σημεία της καμπύλης



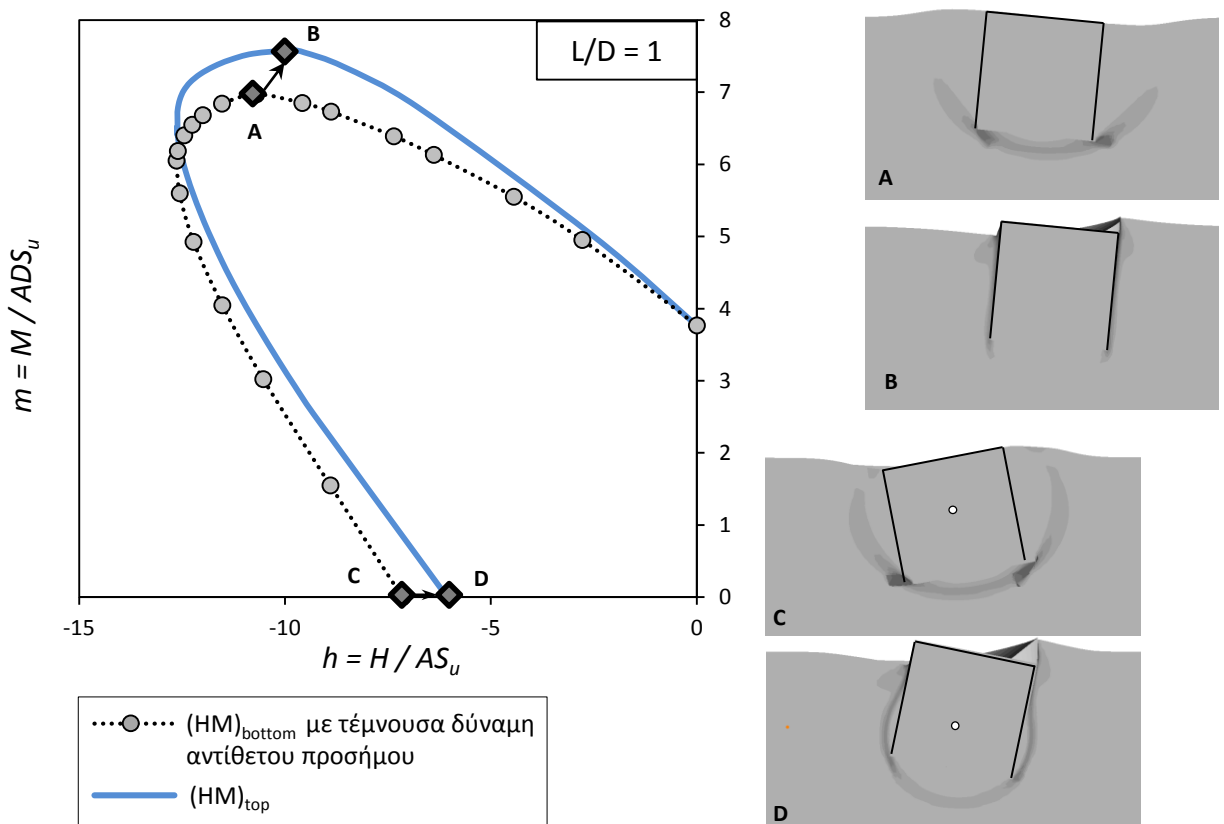
Σχήμα 3.19. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) για την θεμελίωση με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$: μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία της καμπύλης



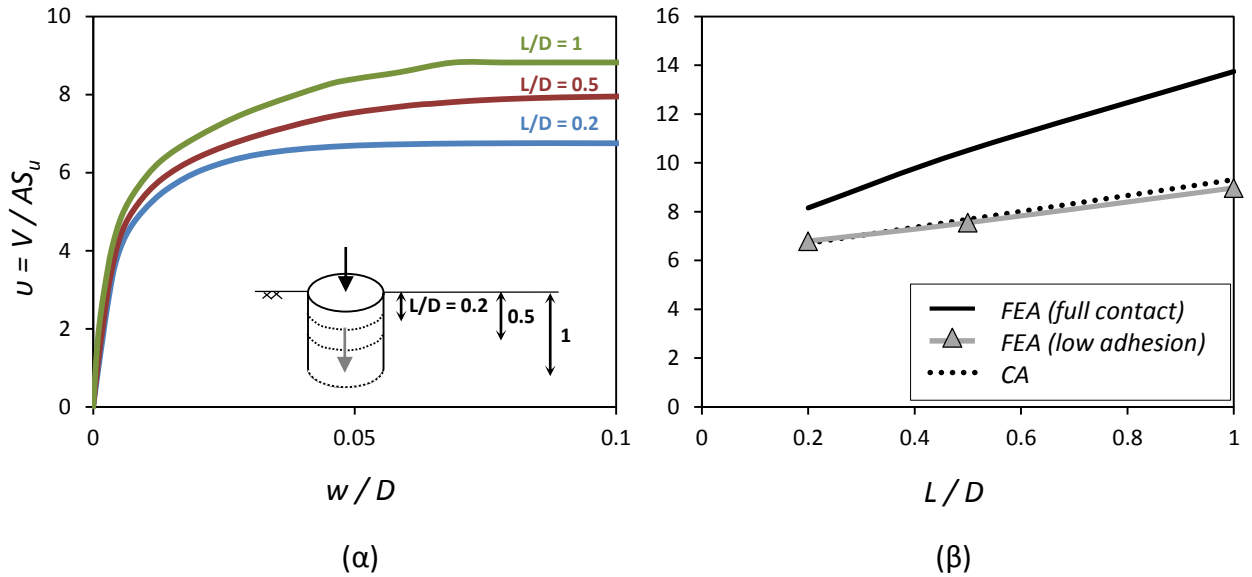
Σχήμα 3.20. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) : περιβάλλουσες αστοχίας σε (α) αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και (β) κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης . Το σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται στην άνω επιφάνεια της θεμελίωσης.



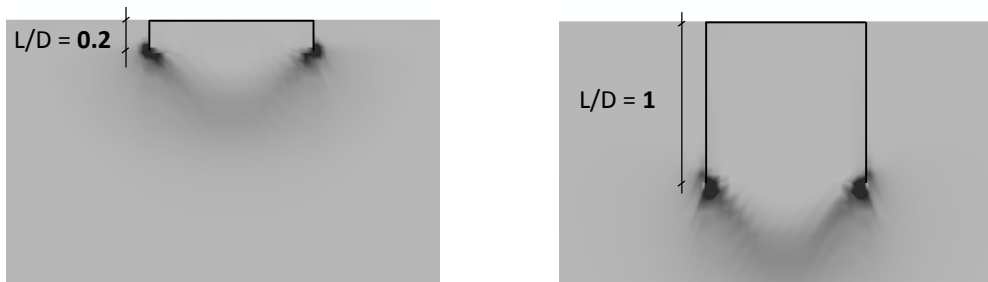
Σχήμα 3.21. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) για την θεμελίωση με λόγο εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$: σύγκριση ως προς το σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



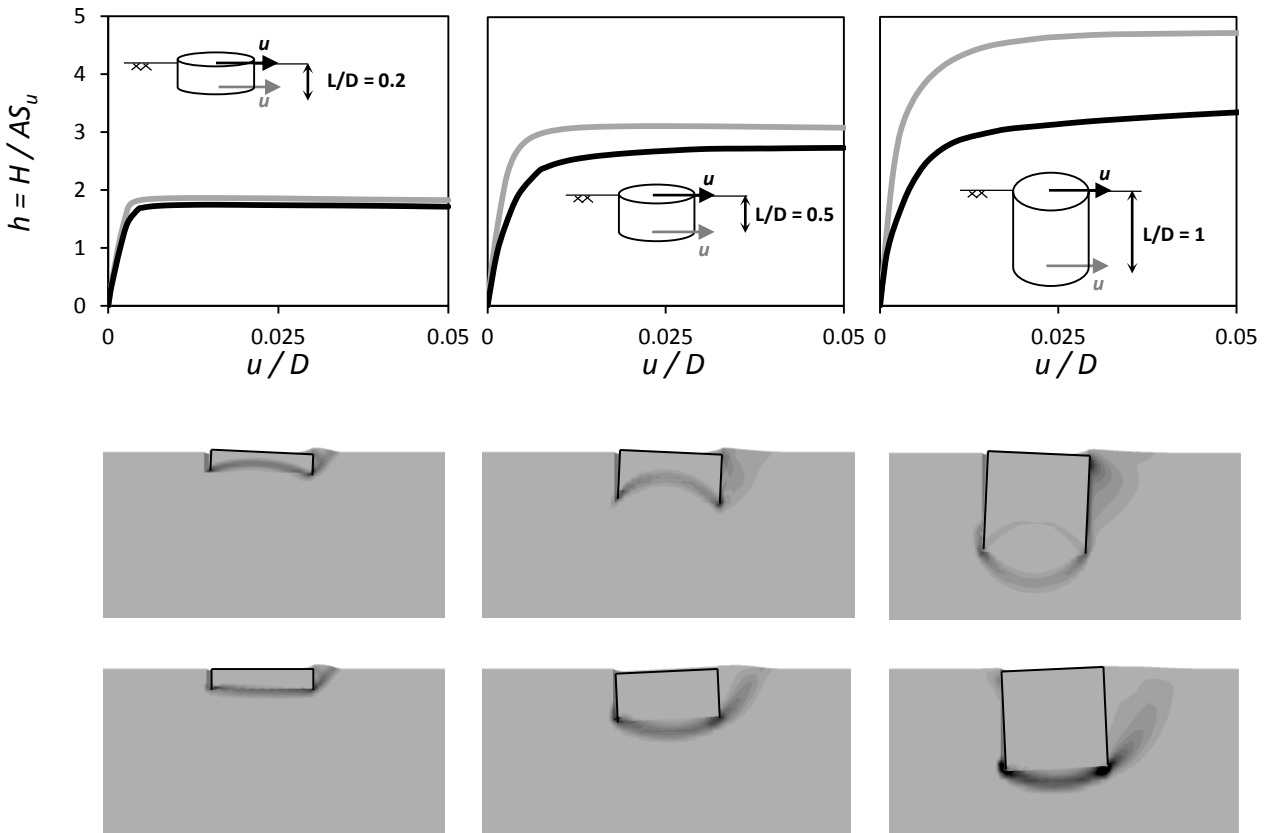
Σχήμα 3.22. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) για την θεμελίωση με λόγο εγκιβωτισμού $L/D = 1$: σύγκριση ως προς το σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



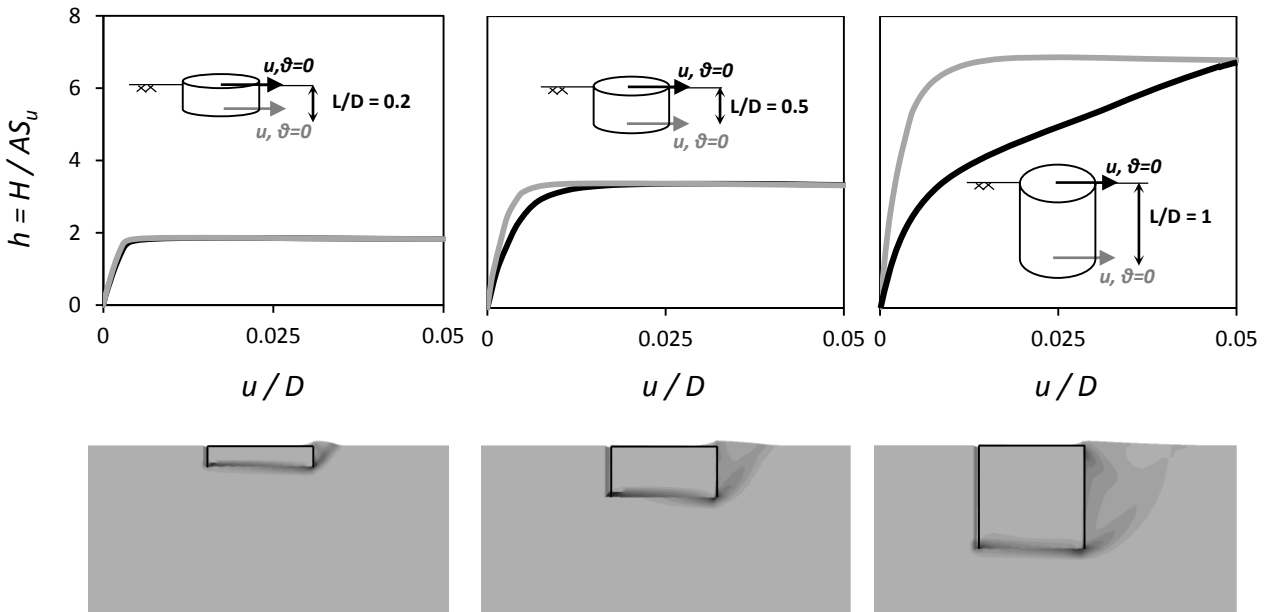
Σχήμα 3.23. α) Αδιάστατες καμπύλες κατακόρυφου φορτίου-καθίζησης υπό ατελείς συνθήκες επαφής θεμελίου – εδάφους και β) φέρουσα ικανότητα συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού : σύγκριση της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (FEA) για τις διαφορετικές συνθήκες προσομοίωσης της διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους : *full contact* : θεωρήση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους, *low adhesion* : θεωρήση μειωμένης διατμητικής αντοχής διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους και *CA* : λυσεις της συμβατικής θεωρίας φέρουσας ικανότητας



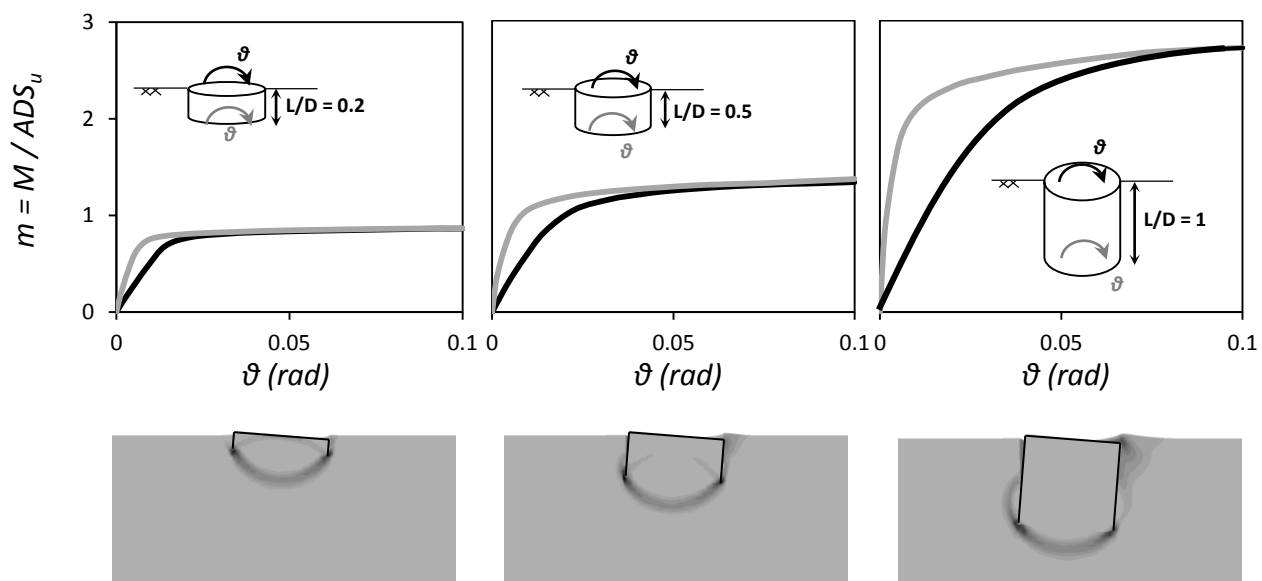
Σχήμα 3.24. Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση, $L/D = 0.2$ και 1 , με θεώρηση μη γραμμικής διεπιφάνειας θεμελίου – εδάφους, μειωμένης διατμητικής αντοχής.



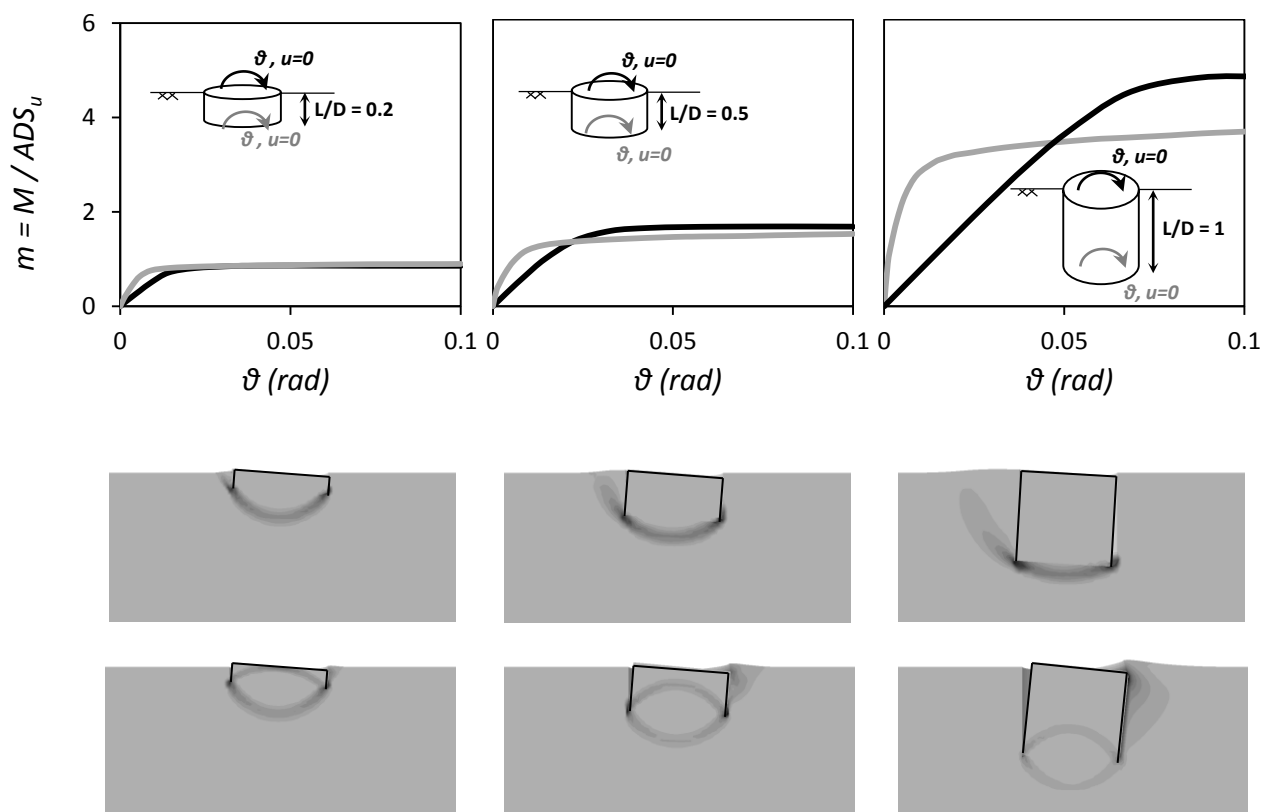
Σχήμα 3.25. Αδιάστατες καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης χωρίς δέσμευση της στροφής και αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη και άνω μηχανισμοί) και στο επίπεδο έμπτυξης (γκρι καμπύλη και κάτω μηχανισμοί)



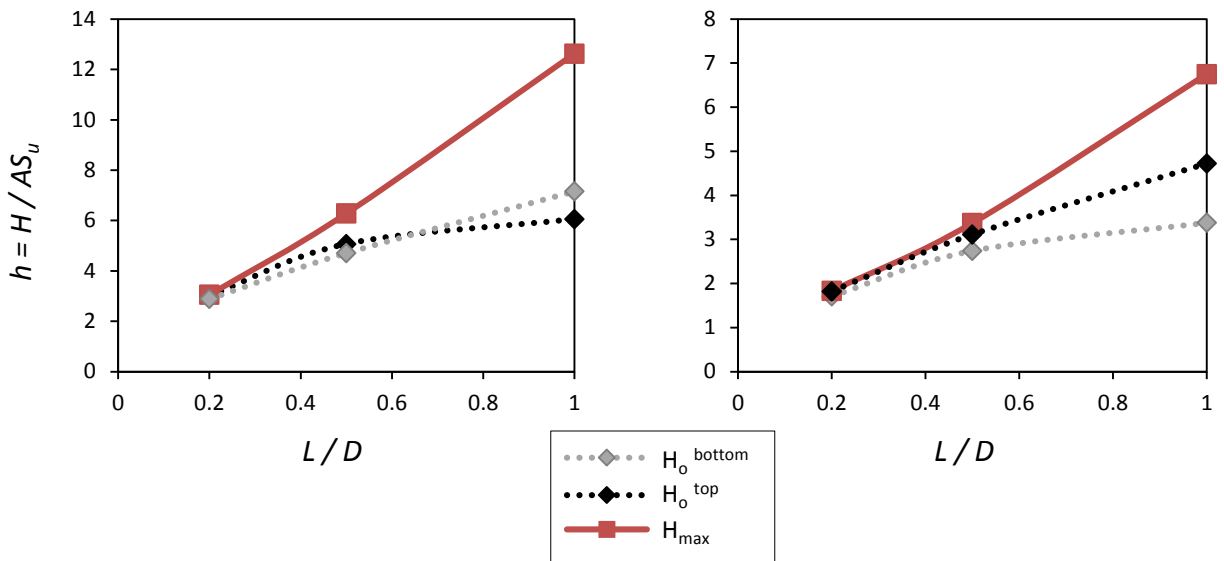
Σχήμα 3.26. Αδιάστατες καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης με δέσμευση της στροφής και αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπτυξης (γκρι καμπύλη). Οι μηχανισμοί αστοχίας είναι όμοιοι και για τα δύο σημεία αναφοράς.



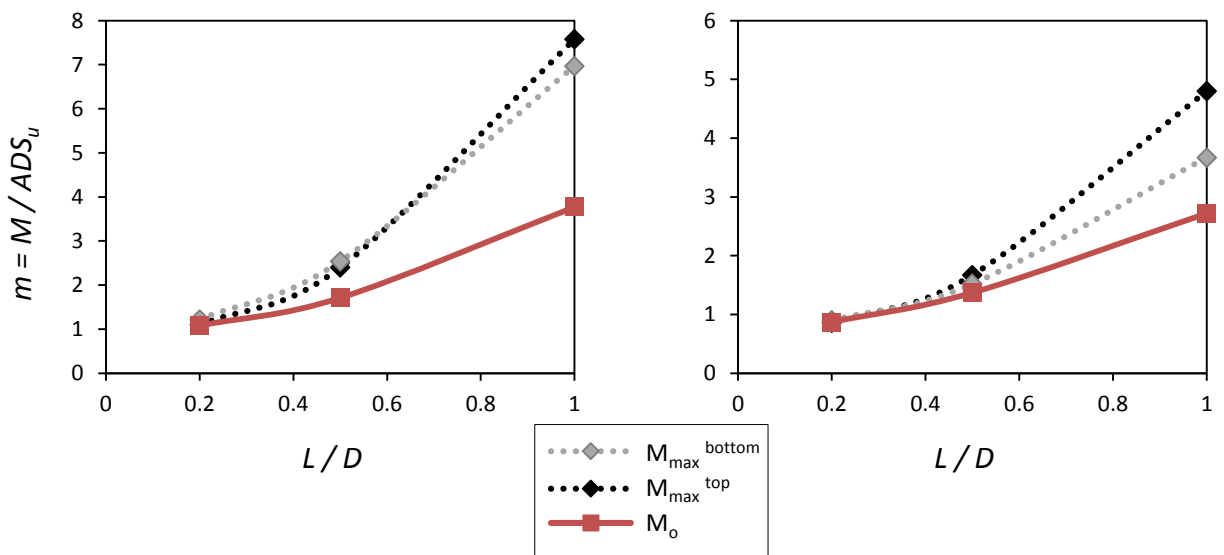
Σχήμα 3.27. Αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης και αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπληξης (γκρι καμπύλη). Οι μηχανισμοί αστοχίας είναι όμοιοι και για τα δύο σημεία αναφοράς.



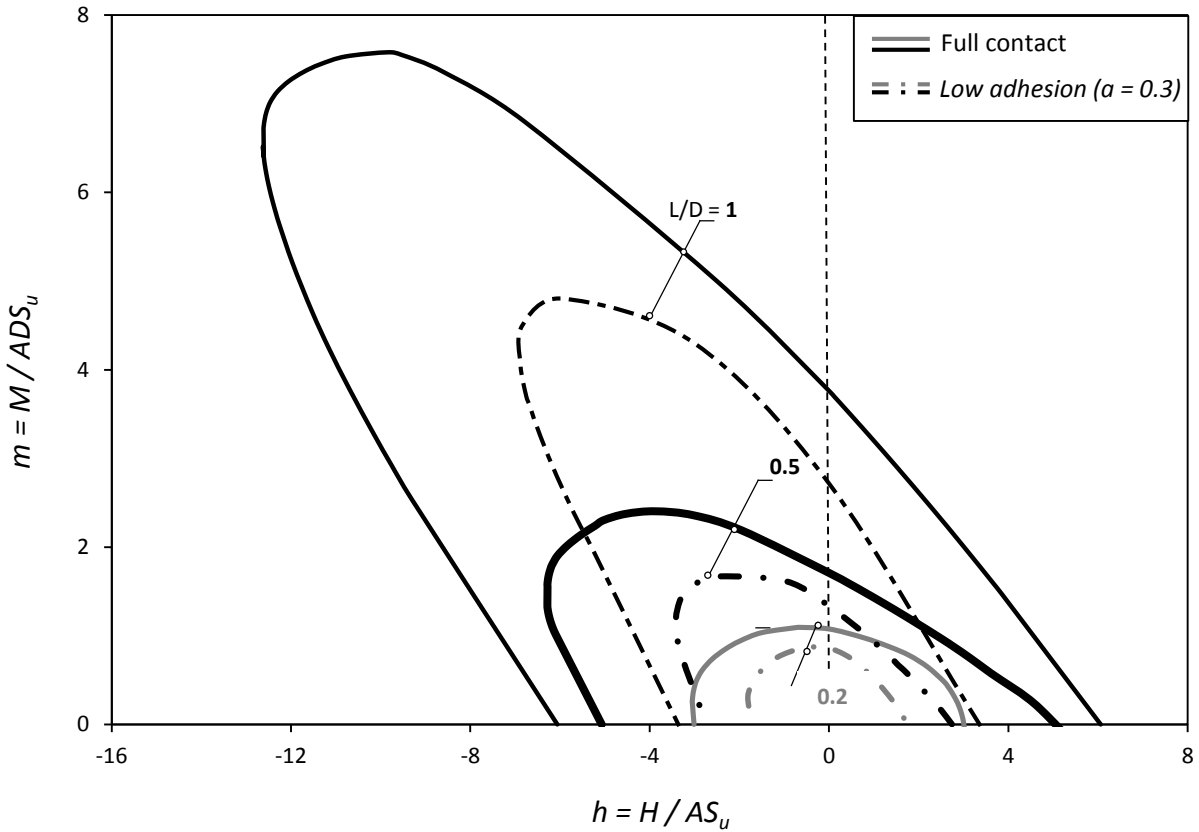
Σχήμα 3.28. Αδιάστατες καμπύλες ροπής – στροφής με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης και αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη και άνω μηχανισμοί) και στο επίπεδο έμπληξης (γκρι καμπύλη και κάτω μηχανισμοί)



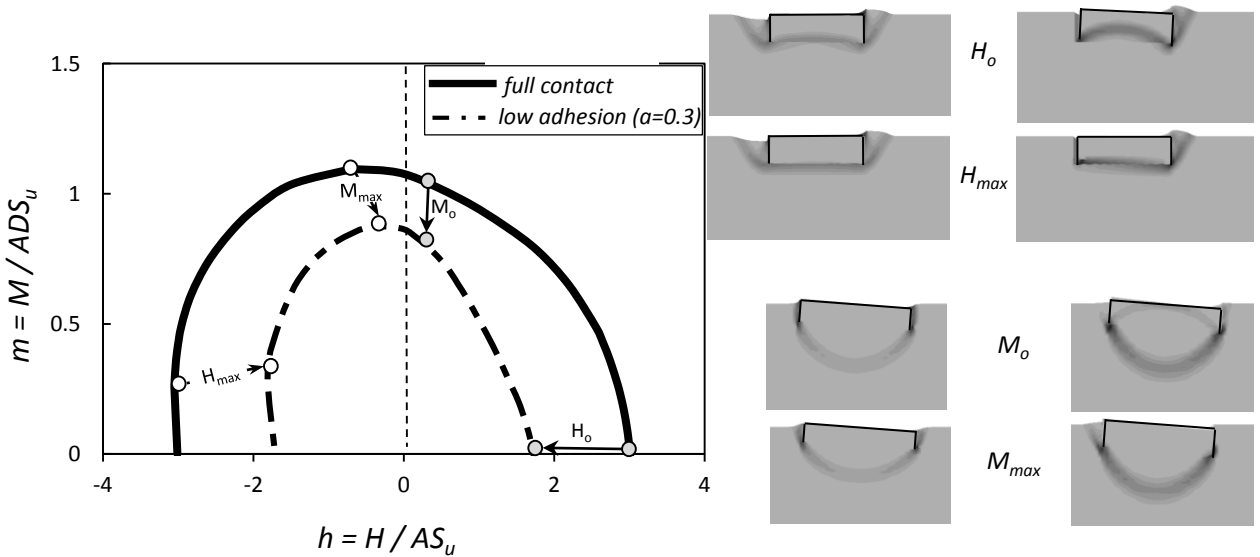
Σχήμα 3.29. Φέρουσα ικανότητα σε τέμνουσα δύναμη ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης: σύγκριση των οριακών μεγεθών που προκύπτουν για σημείο αναφοράς στην κόρυφή της θεμελίωσης και στο επίπεδο έμπηξης. Αριστερά: θεώρηση πλήρους επαφής. Δεξιά: θεώρηση μη γραμμικής διεπιφάνειας θεμελίου - εδάφους



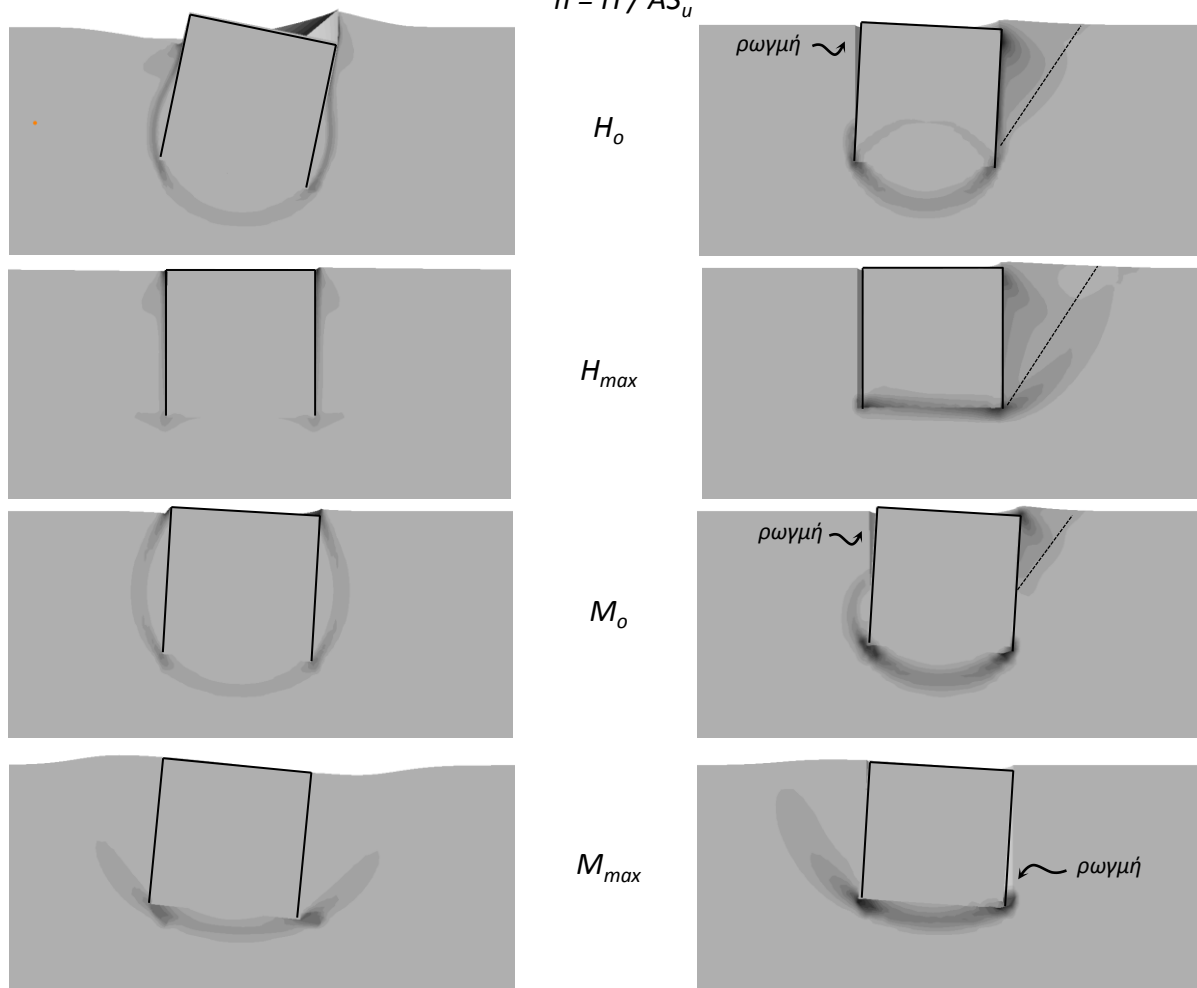
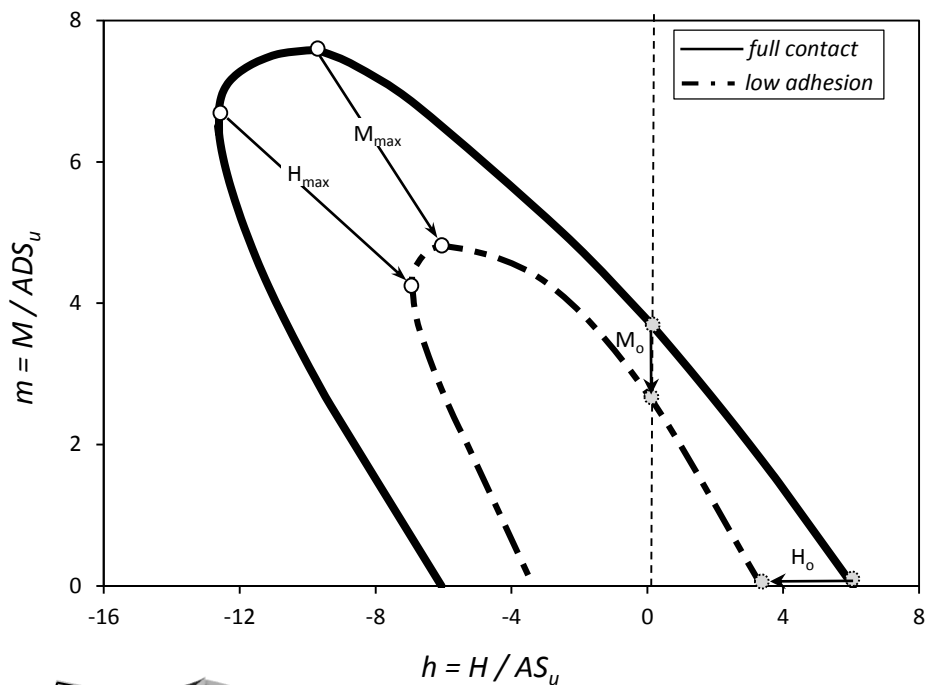
Σχήμα 3.30. Φέρουσα ικανότητα σε ροπή ανατροπής ως συνάρτηση του βαθμού εγκιβωτισμού της θεμελίωσης: σύγκριση των οριακών μεγεθών που προκύπτουν για σημείο αναφοράς στην κόρυφή της θεμελίωσης και στο επίπεδο έμπηξης. Αριστερά: θεώρηση πλήρους επαφής. Δεξιά: θεώρηση μη γραμμικής διεπιφάνειας θεμελίου - εδάφους



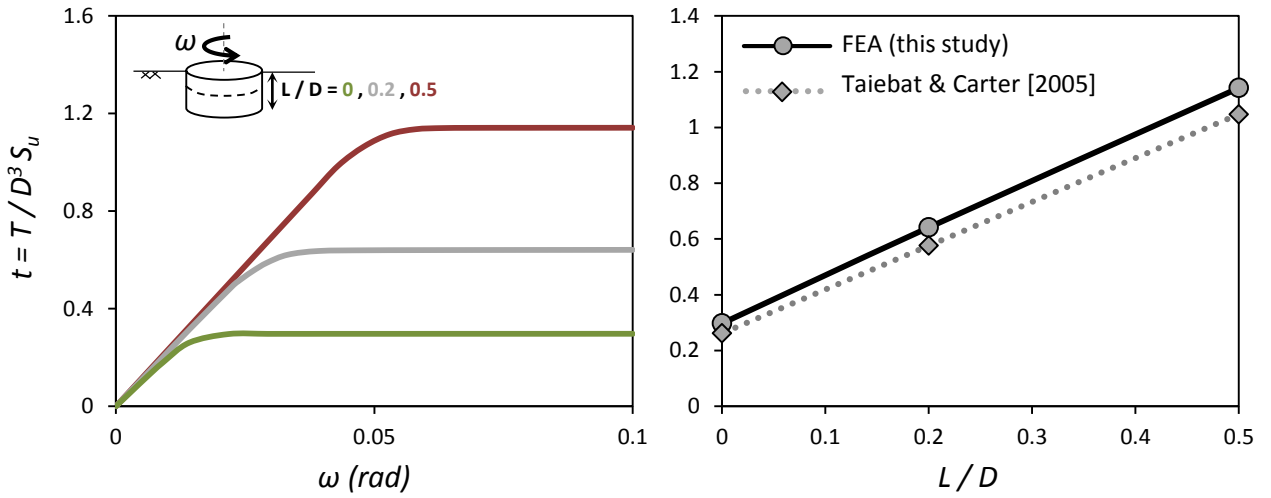
Σχήμα 3.31. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : θεώρηση πλήρους επαφής θεμελίου – εδάφους (*full contact*) και θεώρηση μη γραμμικών διεπιφανειών μειωμένης διατμητικής αντοχής (*low adhesion* – $\alpha=0.3$): διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο αδιάστατο επίπεδο τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) για τους τρεις εξεταζόμενους βαθμούς εγκλιβωτισμού



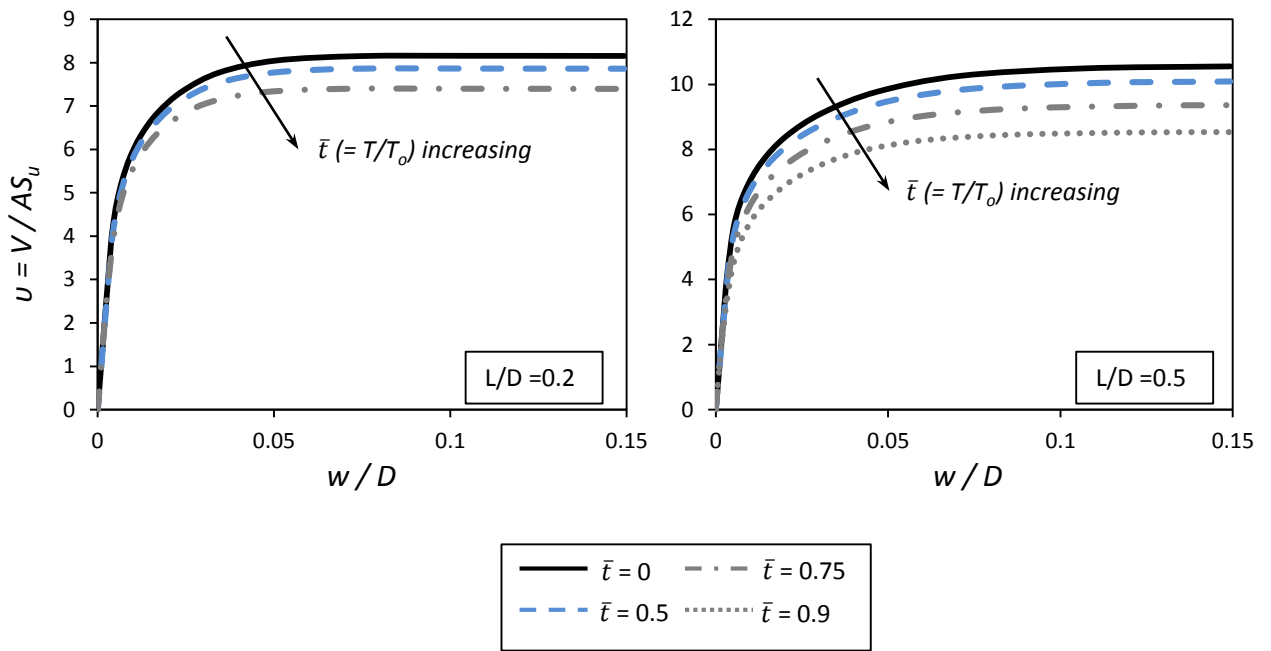
Σχήμα 3.32. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *full contact* και *low adhesion*: διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο αδιάστατο επίπεδο τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) για την θεμελίωση με βαθμό εγκλιβωτισμού $L/D = 0.2$ και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας (αριστερά: *full contact* και δεξιά: *low adhesion*).



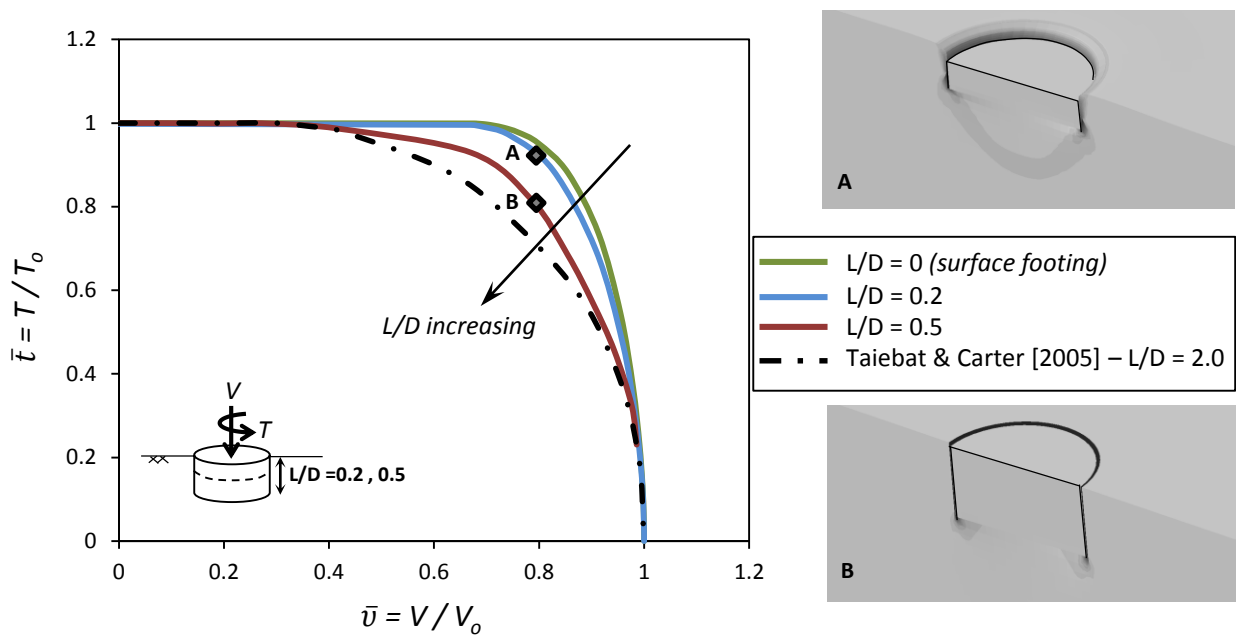
Σχήμα 3.33. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *full contact* και *low adhesion*: διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο αδιάστατο επίπεδο τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής ($V=0$) για την θεμελίωση με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$ και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



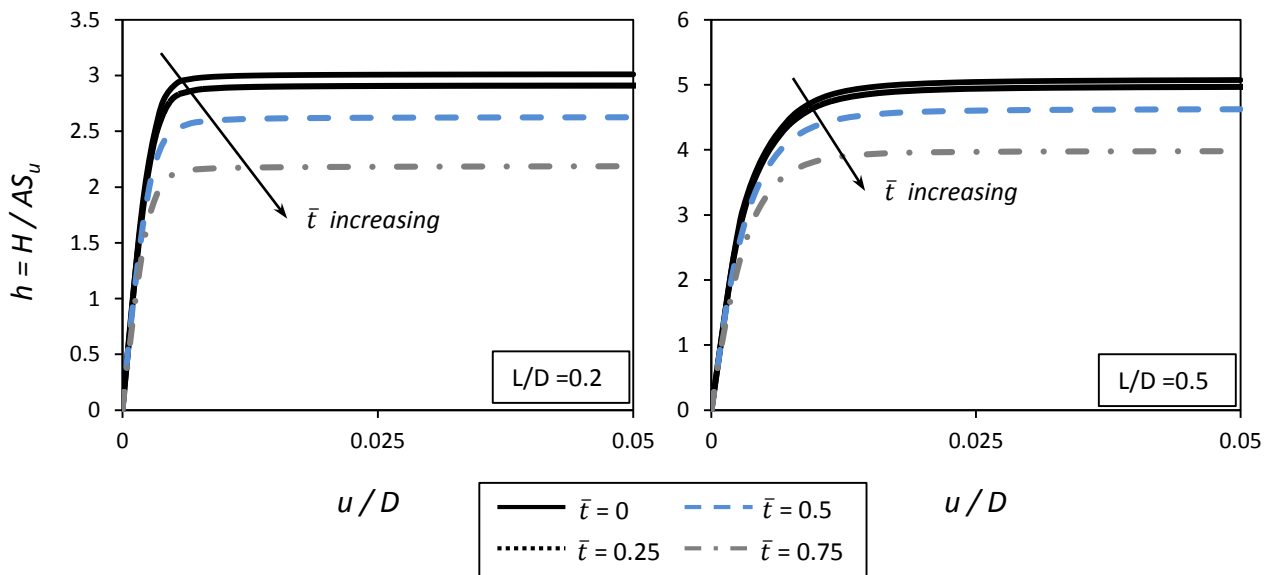
Σχήμα 3.34. α): Αδιάστατες καμπύλες στρεπτικής ροπής-στροφής για τους δύο εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού ($L/D = 0.2$ και 0.5) και β) η στρεπτική φέρουσα ικανότητα συναρτήσει του βαθμού εγκιβωτισμού : σύγκριση της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (FEA) με σχέσεις της βιβλιογραφίας



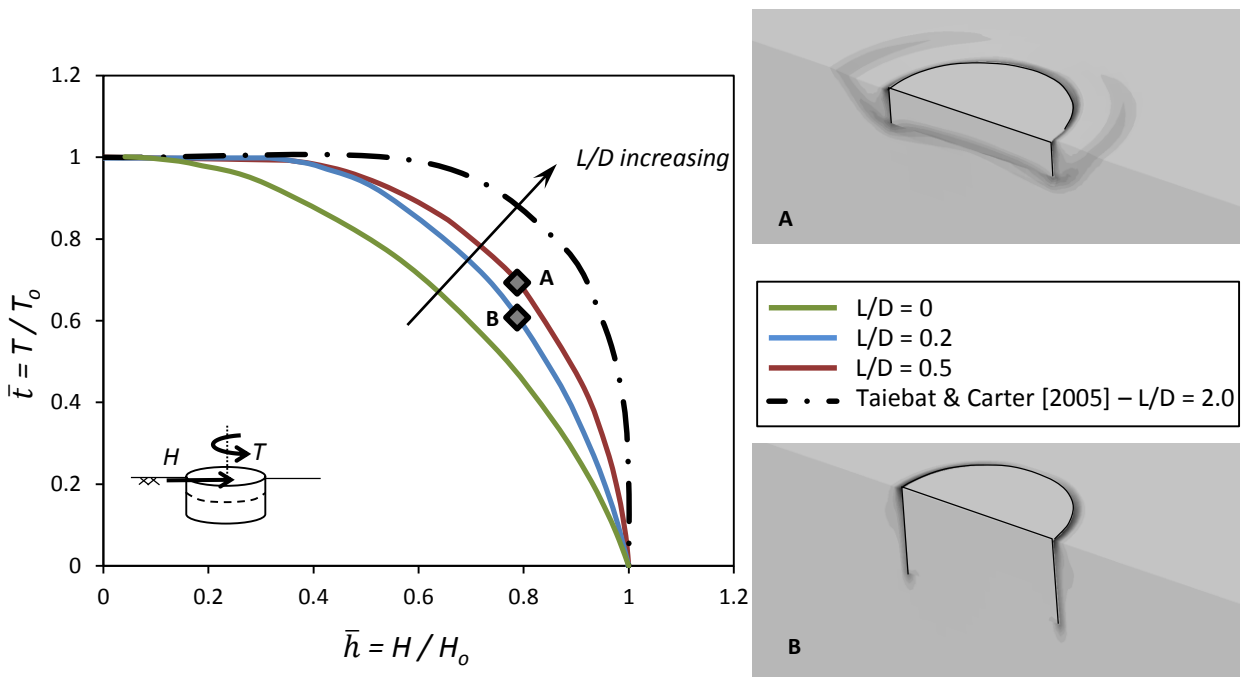
Σχήμα 3.35. Αδιάστατες καμπύλες κατακόρυφου φορτίου – καθίζησης σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου ($\bar{t} = T/T_0 = 0, 0.5, 0.75$) για τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού : $L/D = 0.2$ (αριστερά) και $L/D = 0.5$ (δεξιά)



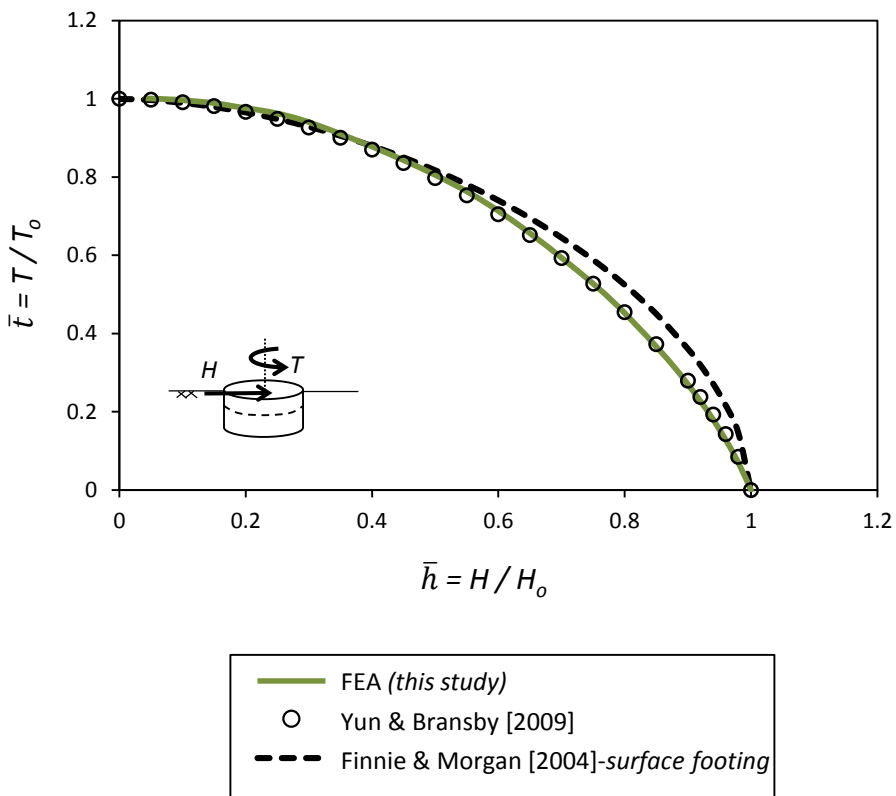
Σχήμα 3.36. Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – στρεπτικής ροπής : περιβάλλουσες αστοχίες σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας.



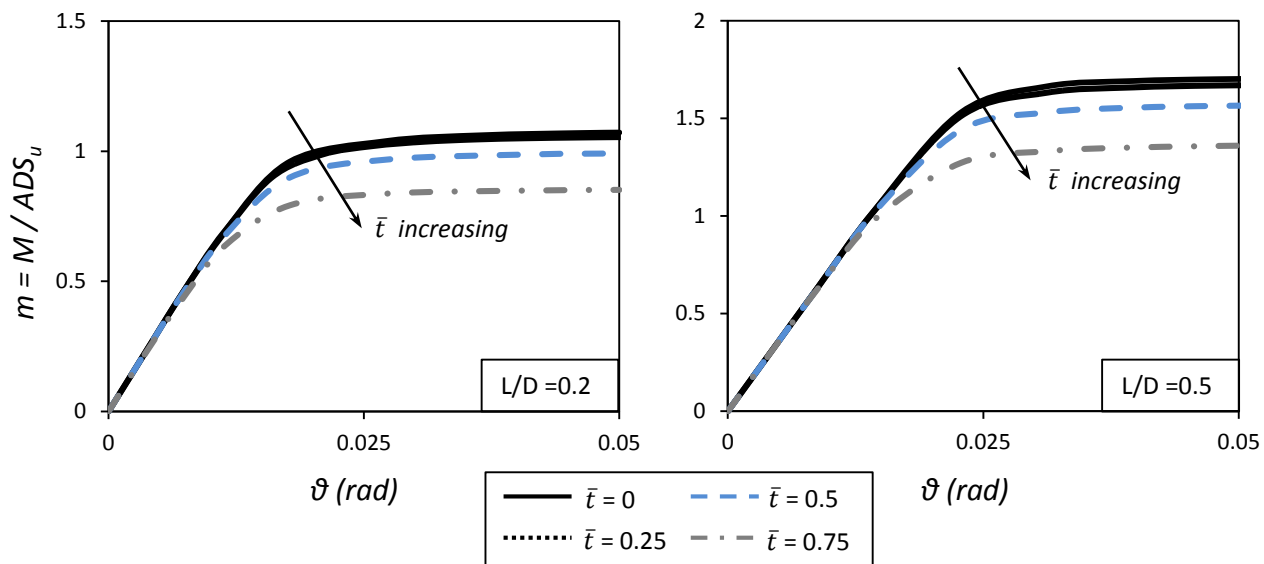
Σχήμα 3.37. Αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης – οριζόντιας μετακίνησης σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου ($\bar{\tau} = T/T_0 = 0, 0.25, 0.5$ και 0.75) για τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού : $L/D = 0.2$ (αριστερά) και $L/D = 0.5$ (δεξιά)



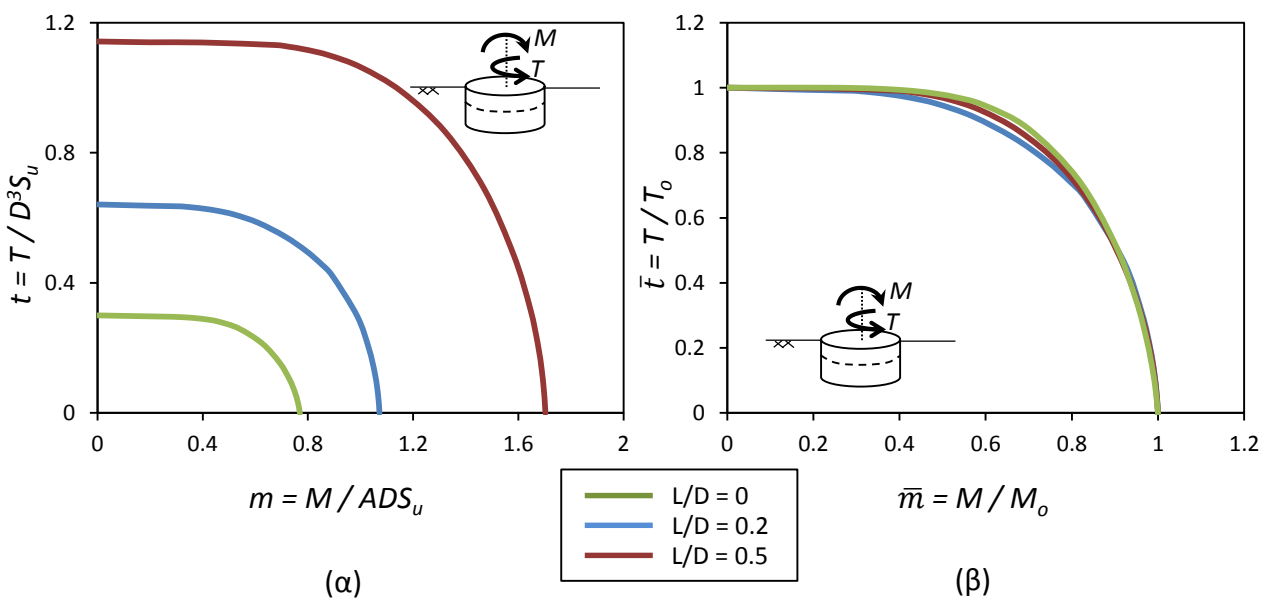
Σχήμα 3.38. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – στρεπτικής ροπής : περιβάλλουσες αστοχίας σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας.



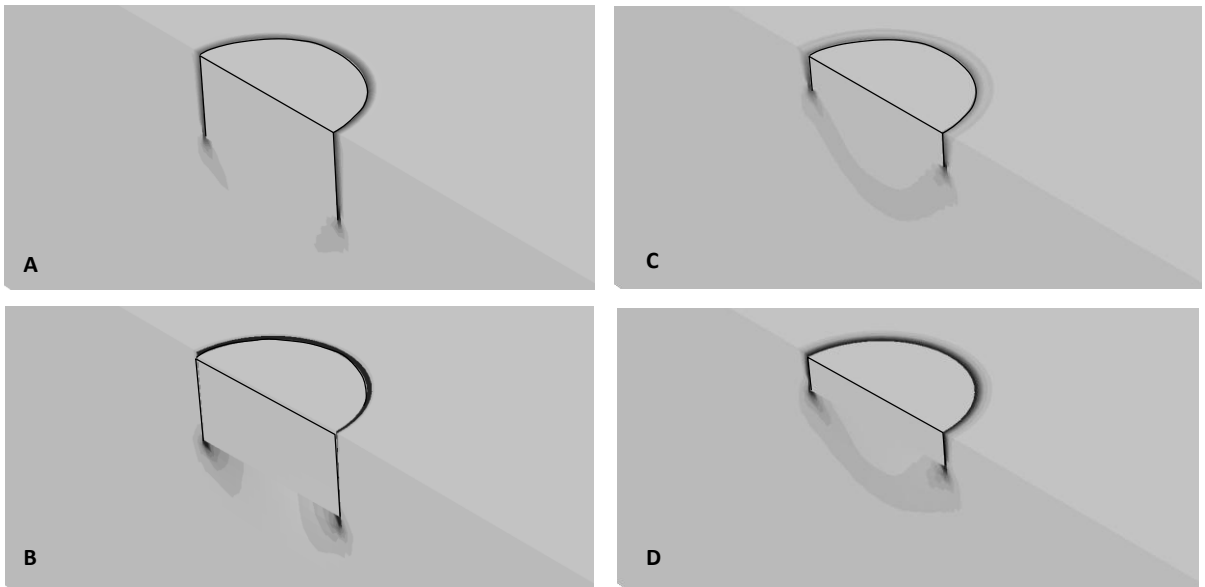
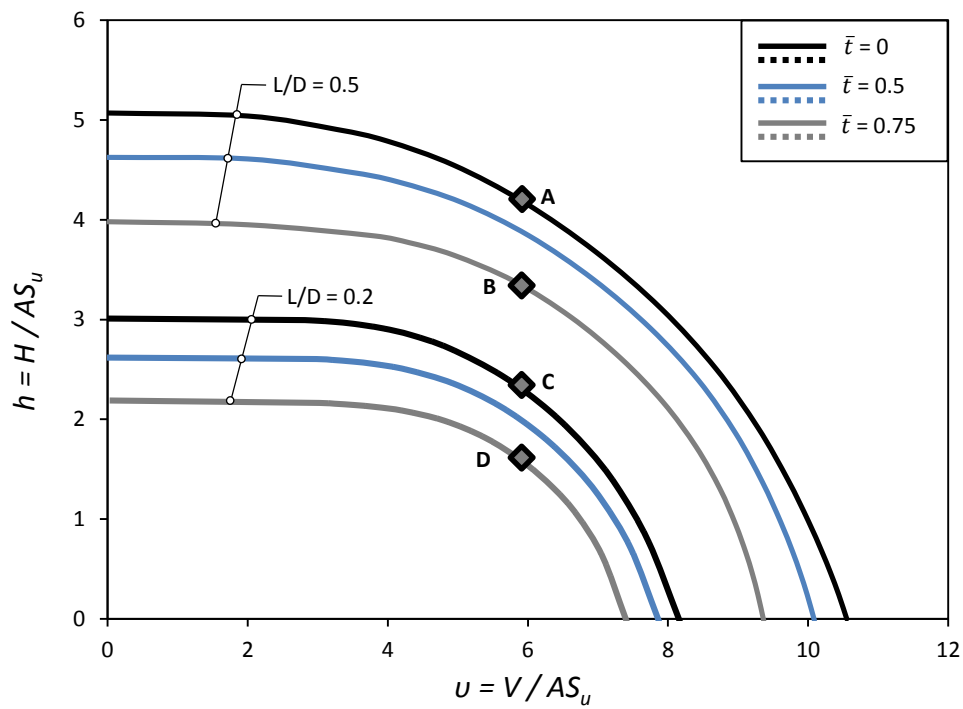
Σχήμα 3.39. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – στρεπτικής ροπής : περιβάλλουσες αστοχίας σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης για κυκλικό επιφανειακό θεμέλιο



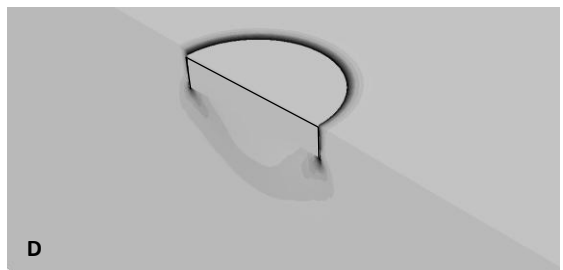
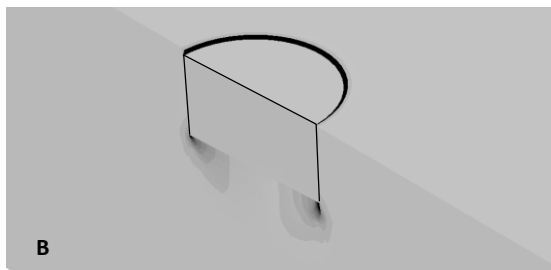
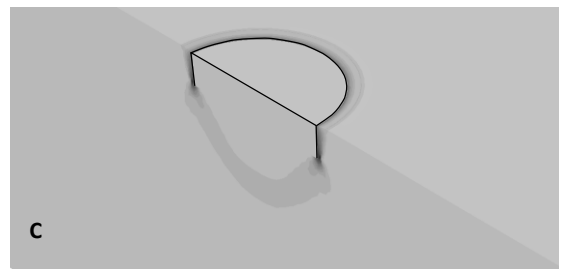
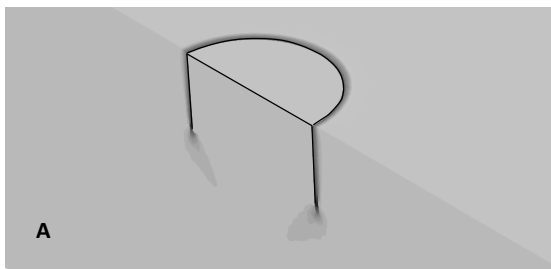
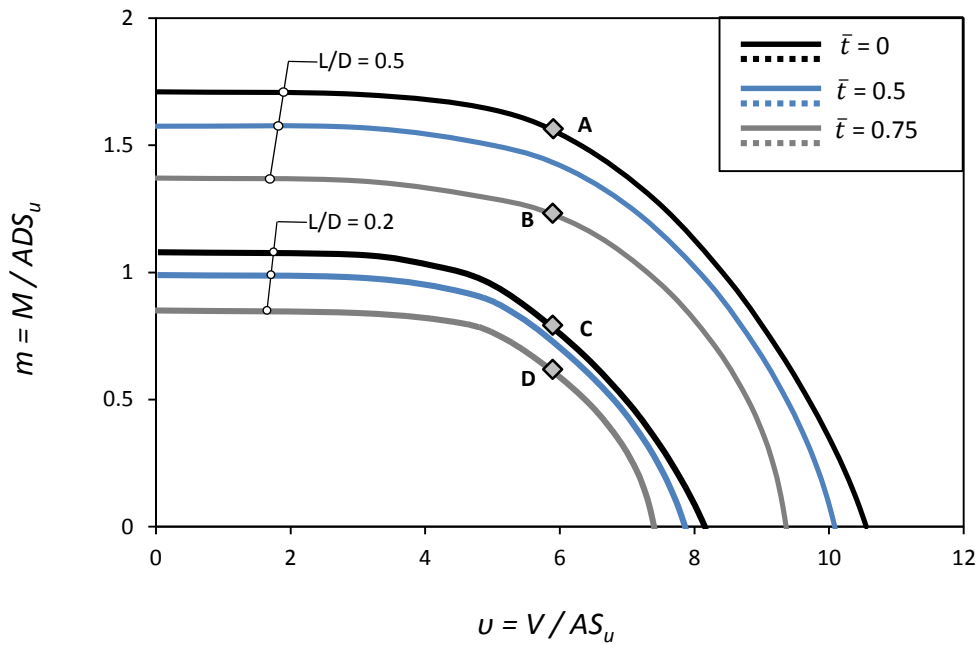
Σχήμα 3.40. Αδιάστατες καμπύλες ροπής ανατροπής - στρωφής σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου ($\bar{t} = T/T_o = 0, 0.25, 0.5$ και 0.75) για τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού : $L/D = 0.2$ (αριστερά) και $L/D = 0.5$ (δεξιά)



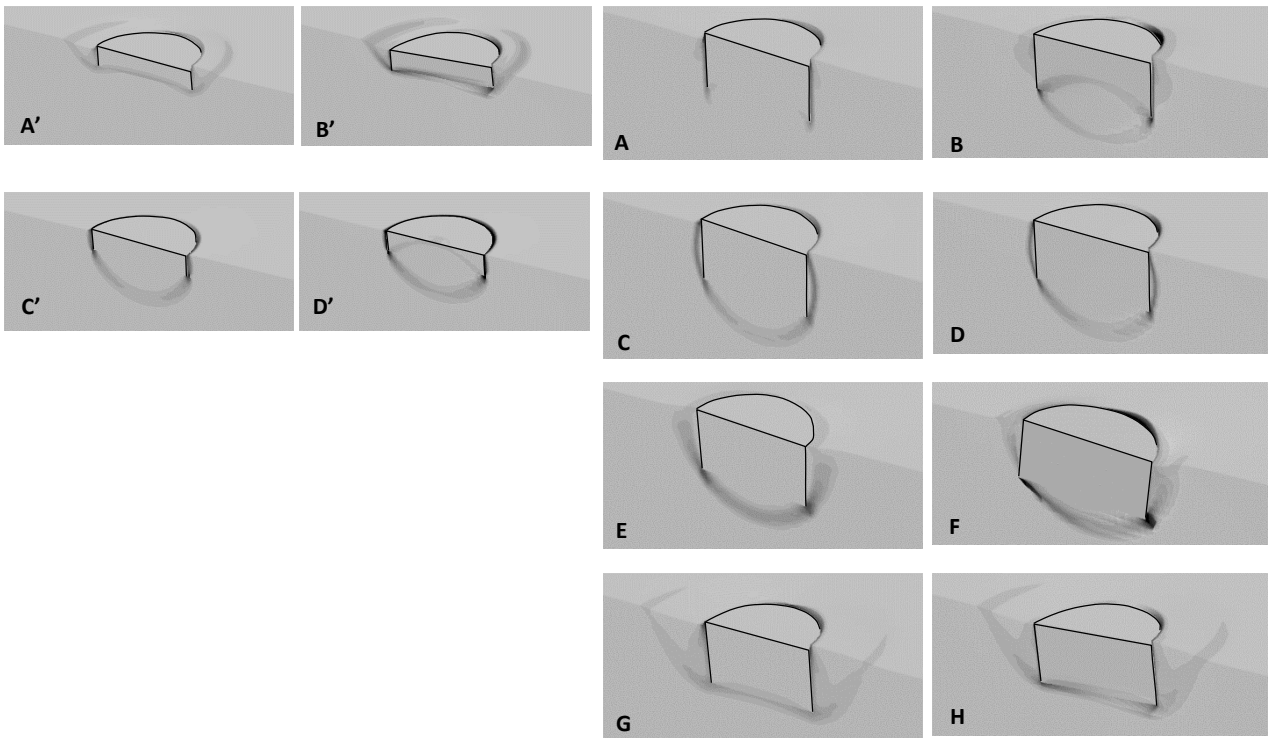
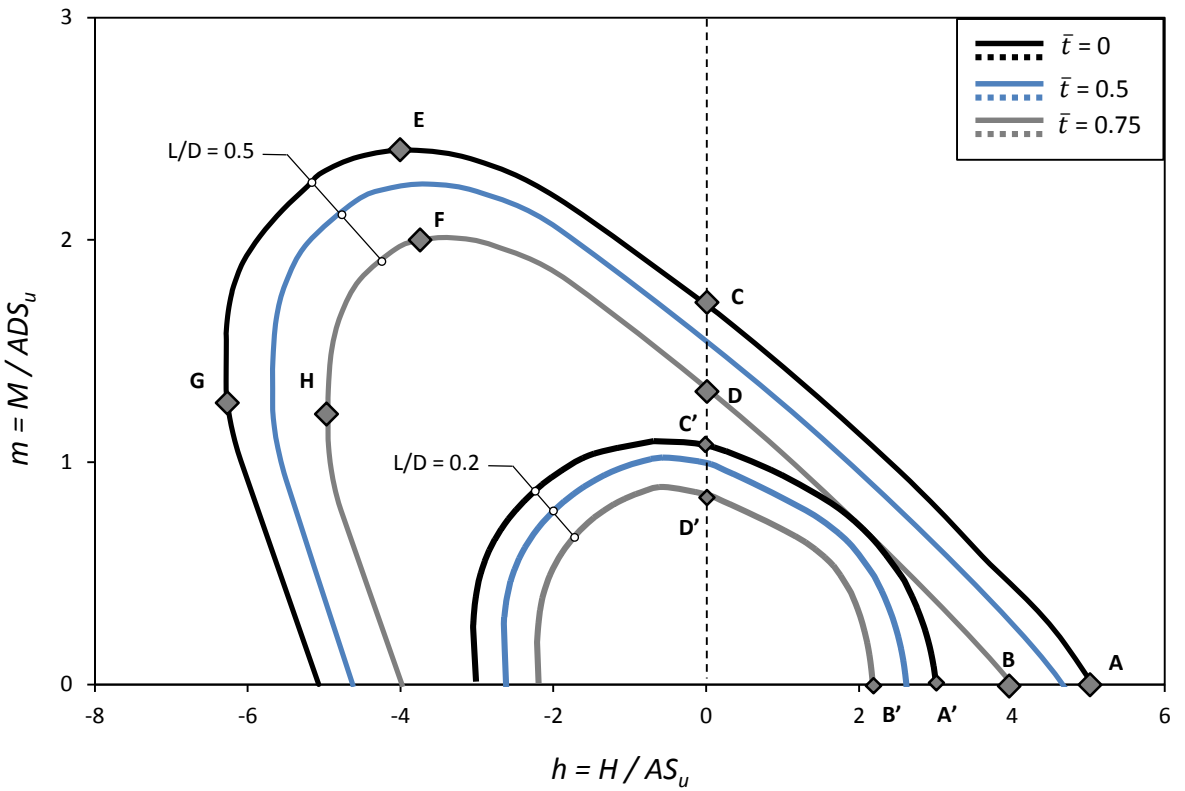
Σχήμα 3.41. Αλληλεπίδραση ροπής ανατροπής- στρεπτικής ροπής : περιβάλλουσες αστοχίας α) σε αδιάστατο και β) σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης.



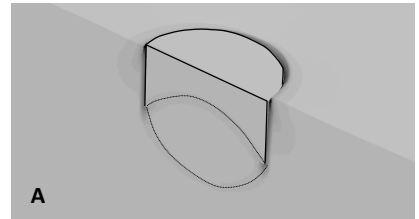
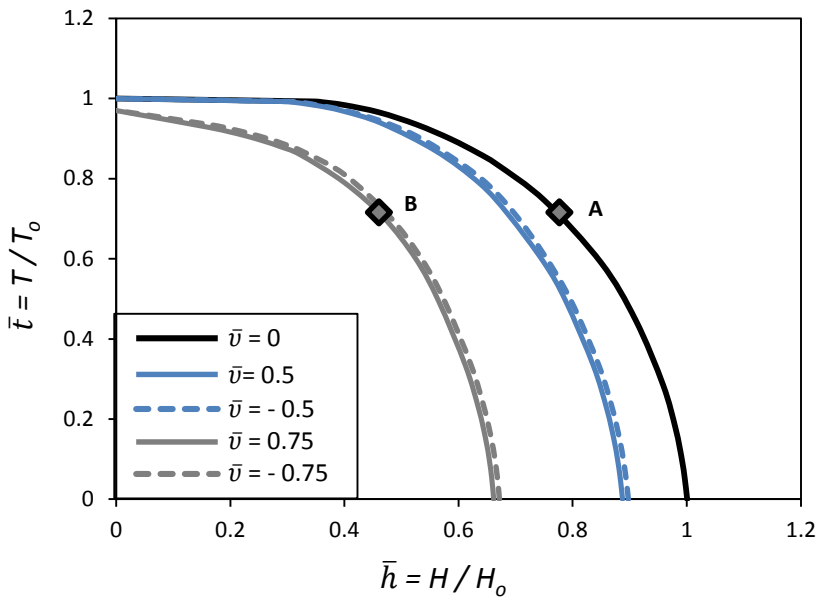
Σχήμα 3.42. Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – τέμνουσας δύναμης σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου ($\bar{t} = T/T_0 = 0, 0.5$ και 0.75) : απεικόνιση στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



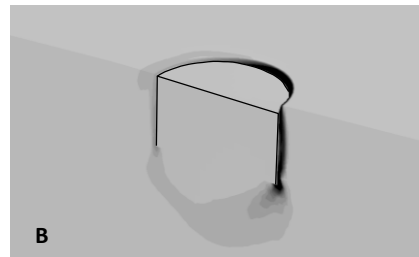
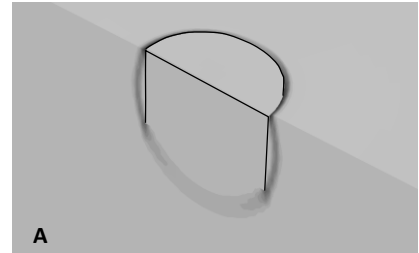
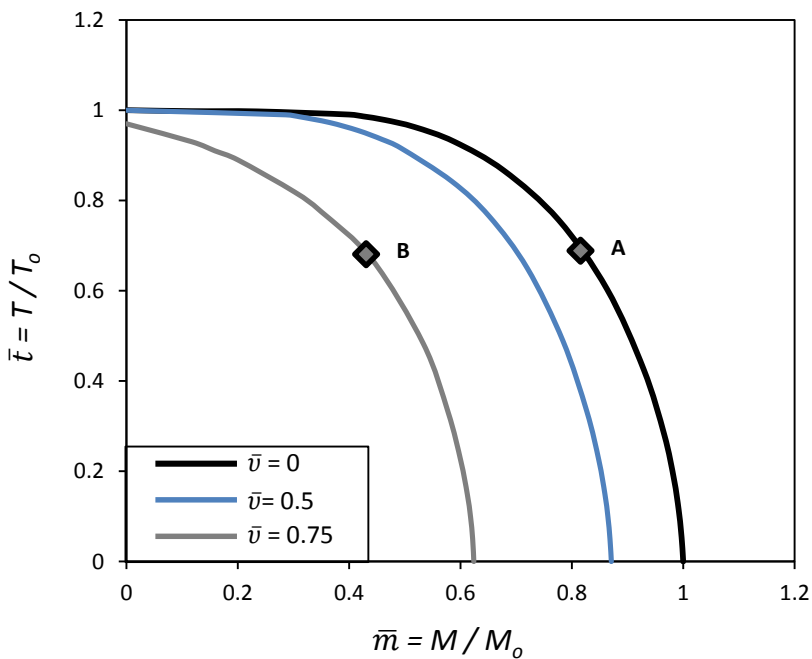
Σχήμα 3.43. Αλληλεπίδραση αξονικής δύναμης – ροπής ανατροπής σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου ($\bar{t} = T/T_0 = 0, 0.5$ και 0.75) : απεικόνιση στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



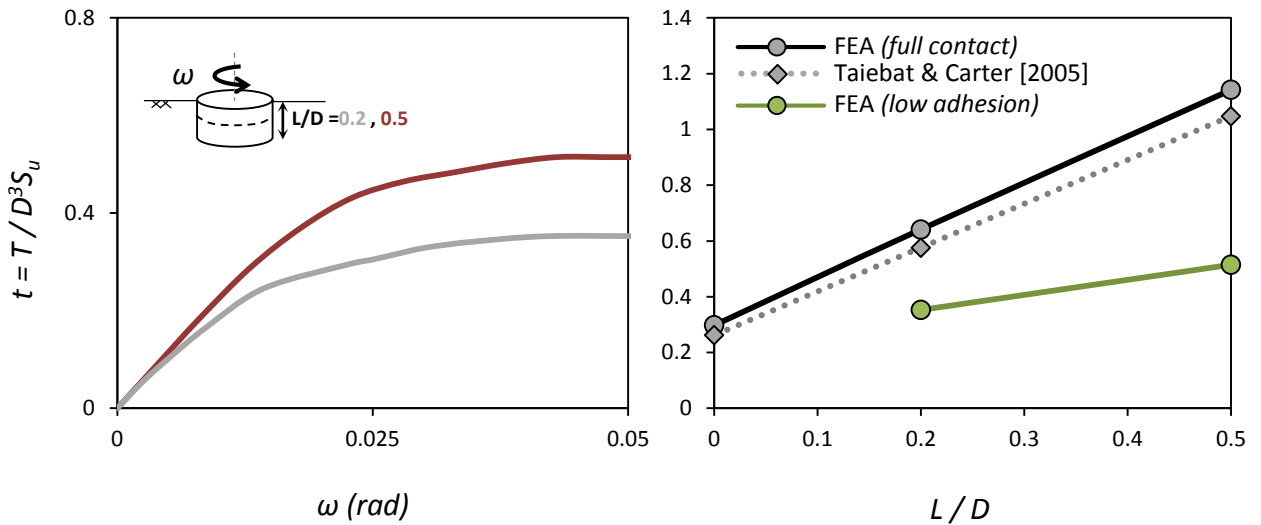
Σχήμα 3.44. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής σε διάφορες στάθμες του στρεπτικού φορτίου ($\bar{t} = T/T_0 = 0, 0.5$ και 0.75) : απεικόνιση στο αδιάστατο επίπεδο φόρτισης και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



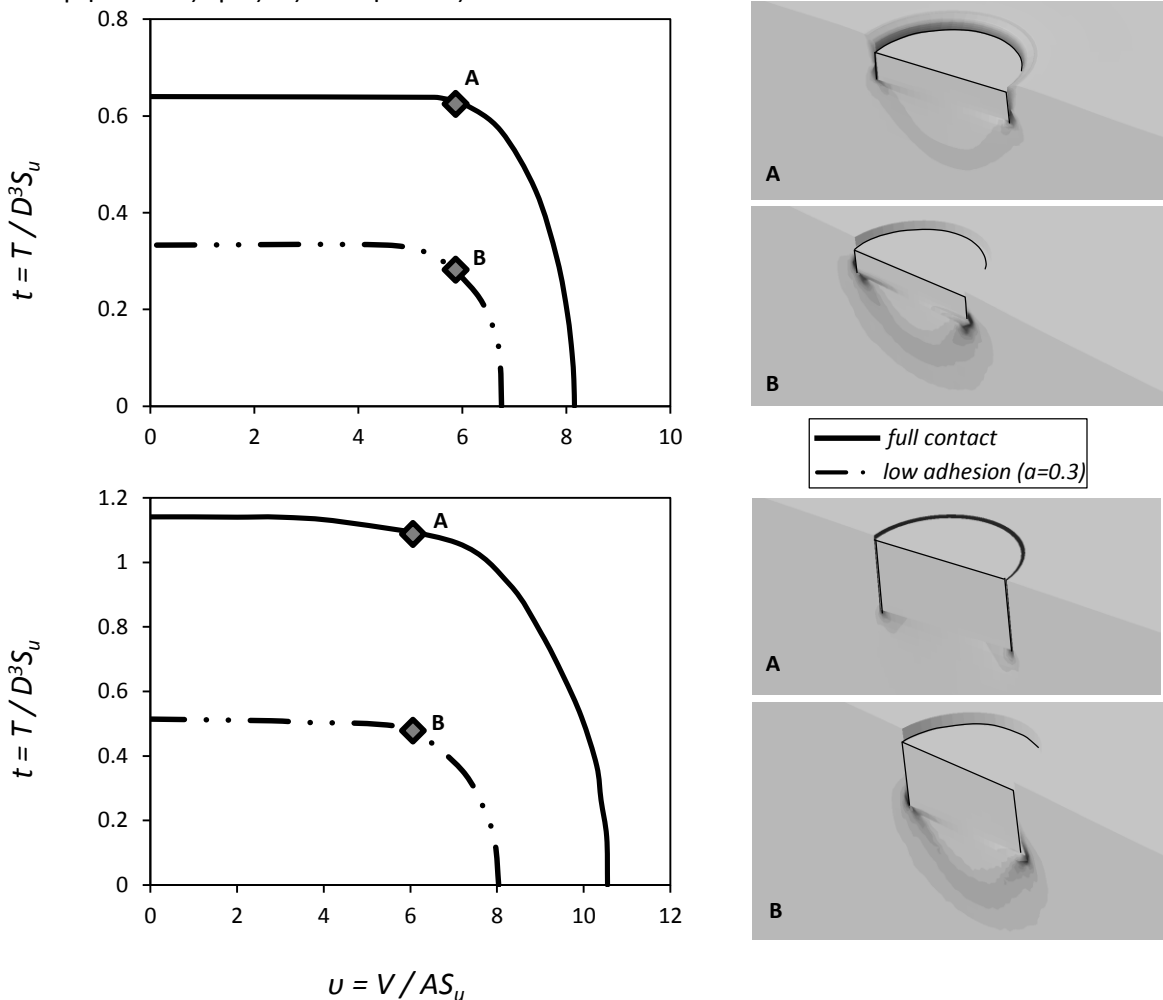
Σχήμα 3.45. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – στρεπτικής ροπής σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου ($\bar{v} = V/V_0 = -0.75, -0.5, 0, 0.5$ και 0.75) : απεικόνιση στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



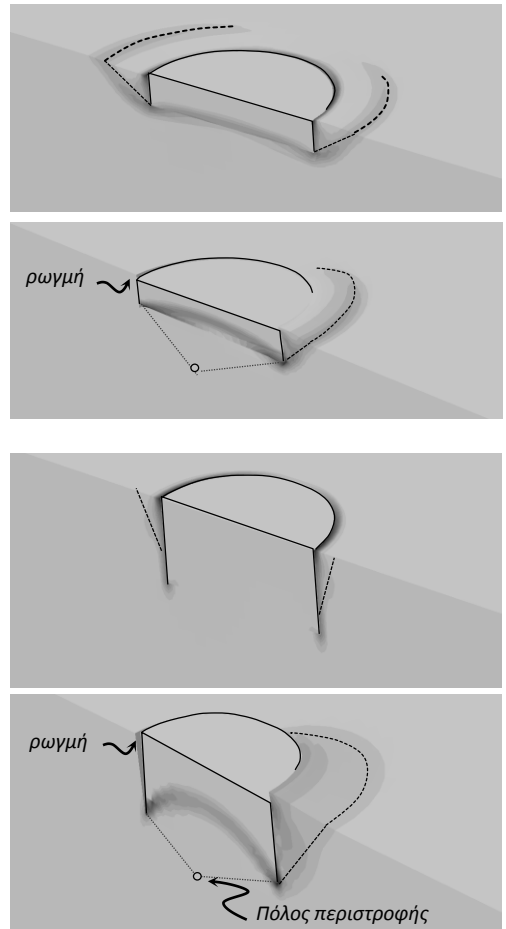
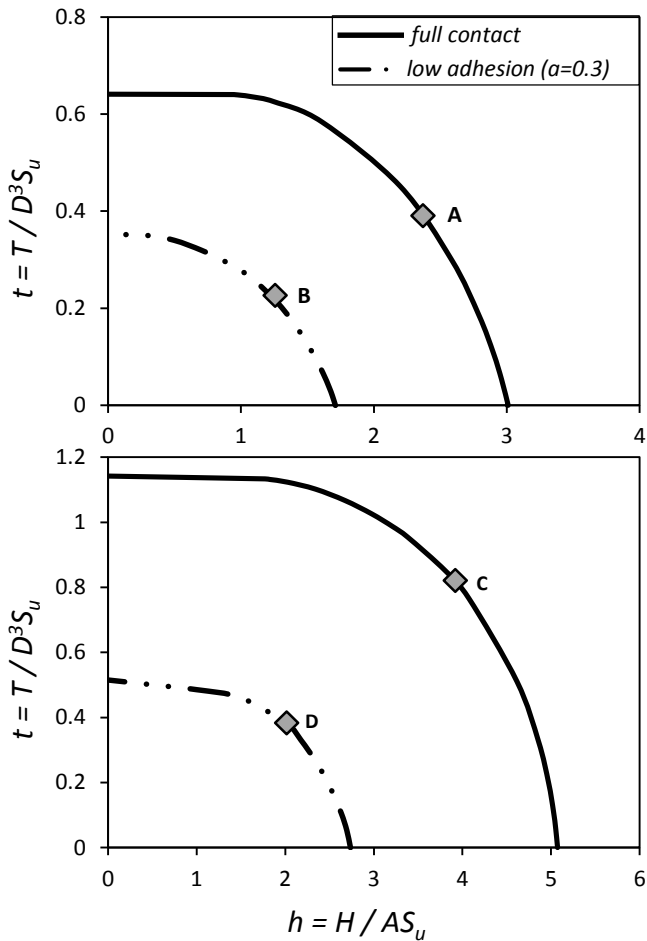
Σχήμα 3.46. Αλληλεπίδραση ροπής ανατροπής – στρεπτικής ροπής σε διάφορες στάθμες του κατακόρυφου φορτίου ($\bar{v} = V/V_0 = 0, 0.5$ και 0.75) : απεικόνιση στο κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



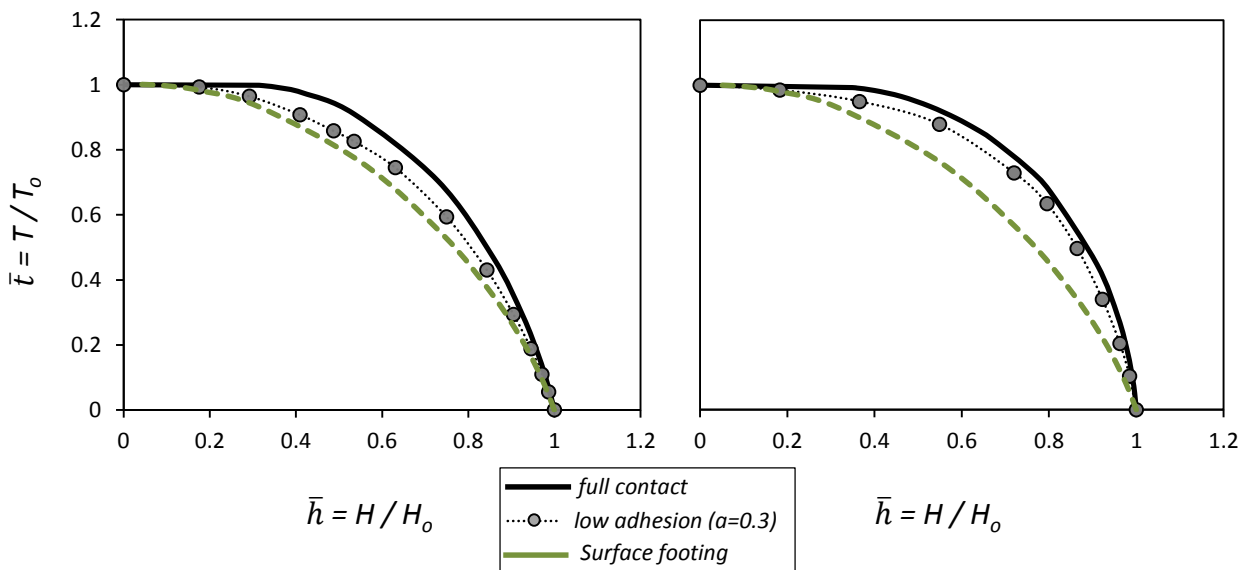
Σχήμα 3.47. α): Αδιάστατες καμπύλες στρεπτικής ροπής-στροφής υπό συνθήκες ατελούς επαφής εδάφους - θεμελίωσης για τους δύο εξεταζόμενους βαθμούς εγκλιβωτισμού ($L/D = 0.2$ και 0.5) και β) η στρεπτική φέρουσα ικανότητα συναρτήσει του βαθμού εγκλιβωτισμού : σύγκριση μεταξύ των δύο θεωρήσεων ως προς τις διεπιφάνειες



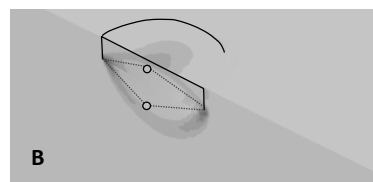
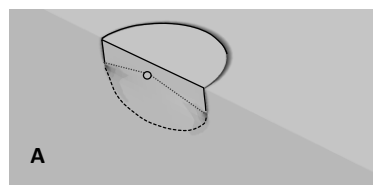
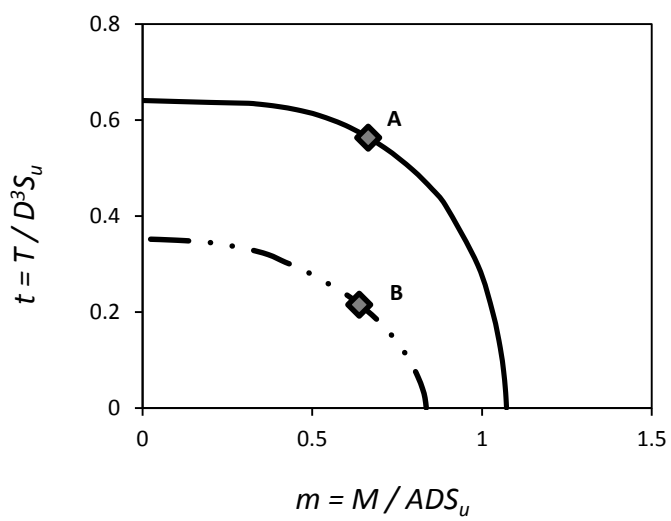
Σχήμα 3.48. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *full contact* και *low adhesion*: διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο αδιάστατο επίπεδο αξονικής δύναμης – στρεπτικής ροπής για $L/D = 0.2$ (επάνω) και $L/D = 0.5$ (κάτω), καθώς και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



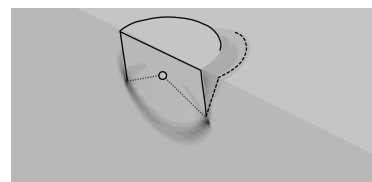
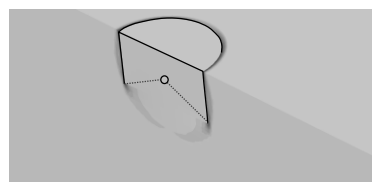
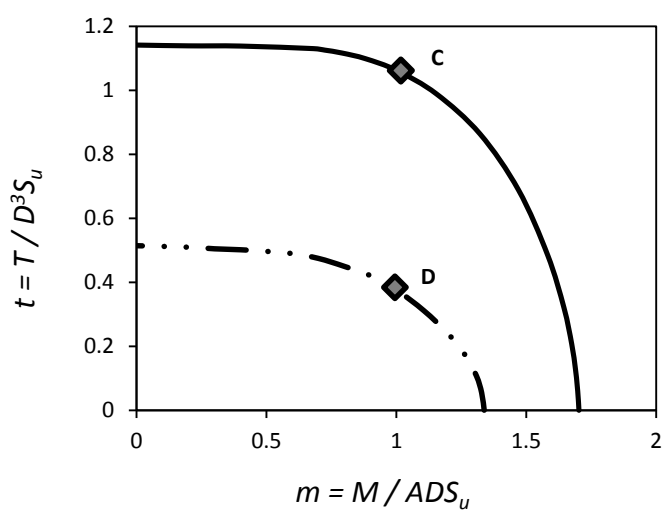
Σχήμα 3.49. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *full contact* και *low adhesion*: διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο αδιάστατο επίπεδο τέμνουσας δύναμης – στρεπτικής ροπής για $L/D = 0.2$ (επάνω) και $L/D = 0.5$ (κάτω), καθώς και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας



Σχήμα 3.50. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *full contact* και *low adhesion*: διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο κανονικοποιημένο επίπεδο τέμνουσας δύναμης – στρεπτικής ροπής για $L/D = 0.2$ (αριστερά) και $L/D = 0.5$ (δεξιά)



full contact
 low adhesion ($\alpha=0.3$)



Σχήμα 3.51. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας μεταξύ των δύο διαφορετικών θεωρήσεων της διεπιφάνειας : *full contact* και *low adhesion*: διαγράμματα αλληλεπίδρασης στο αδιάστατο επίπεδο ροπής ανατροπής – στρεπτικής ροπής για $L/D = 0.2$ (επάνω) και $L/D = 0.5$ (κάτω), καθώς και χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας

4^ο Κεφάλαιο

Απόκριση σε Οριζόντια Φόρτιση Δύο Διευθύνσεων

1.1 Γενικά Στοιχεία

1.2 Μονοτονική Φόρτιση

1.3 Ανακυκλική Φόρτιση

1.4 Συμπεράσματα

4 Απόκριση σε οριζόντια φόρτιση δύο διευθύνσεων

4.1 Γενικά Στοιχεία

Έχοντας μελετήσει την απόκριση των κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων υπό πλήρως συνδυασμένη φόρτιση, στο παρόν εδάφιο το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στην επίδραση της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας στην συνολική αντοχή του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης, τόσο υπό στατική όσο και υπό ανακυκλική φόρτιση.

Το σύνθετο περιβάλλον, στο οποίο βρίσκονται οι υπεράκτιες κατασκευές, γεννούν την ανάγκη διερεύνησης όλων των πιθανών φορτίσεων στις οποίες υποβάλλονται. Τόσο οι δυνάμεις λόγω του ανέμου και των κυματισμών, όσο και οι δυνάμεις λόγω των θαλάσσιων ρευμάτων δεν δρουν απαραίτητως σε μία διεύθυνση, αλλά κυρίως δεν δρουν στην ίδια διεύθυνση για όλη την διάρκεια ζωής των υπεράκτιων κατασκευών, ήτοι περίπου 20 έτη. Επιπροσθέτως, ακραία φαινόμενα όπως οι ισχυρές καταιγίδες και ο σεισμός, καθιστούν μη ρεαλιστική την υιοθέτηση μόνον της μίας οριζόντιας διεύθυνσης για την μελέτη της εν λόγω απόκρισης του συστήματος.

Η σύμβαση των προσήμων των εντατικών μεγεθών και των μετακινήσεων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.1**. Σημειώνεται ότι το σημείο αναφοράς τους λαμβάνεται στο μέσον της άνω επιφάνειας του φρέατος, ενώ το εδαφικό καταστατικό προσομοίωμα που υιοθετήθηκε είναι το λεγόμενο Von Mises, όπως έχει αναλυθεί στο 2^ο Κεφάλαιο της εργασίας. Μελετώνται δύο βαθμοί εγκιβωτισμού ($L/D = 0.2$ και 0.5), υπό ιδεατές και υπό ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου.

4.2 Μονοτονική Φόρτιση

Στο πρώτο μέρος του παρόντος κεφαλαίου μελετάται η επίδραση της δεύτερης οριζόντιας διεύθυνσης στην αντοχή, και κυρίως στην δυσκαμψία, υπό τέμνουσα δύναμη. Προς τούτο, η διαδικασία που ακολουθήθηκε περιλαμβάνει δύο βήματα: 1. επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στην δεύτερη διεύθυνση, η οποία αντιστοιχεί σε κάποια στάθμη της οριακής αντοχής σε τέμνουσα δύναμη (ίδια και στις δύο διευθύνσεις, λόγω της απόλυτης γεωμετρικής συμμετρίας) και 2. επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στην άλλη διεύθυνση, διατηρώντας σταθερή την μετακίνηση του πρώτου βήματος. Σχηματική περιγραφή της

διαδικασίας απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.2**. Η παραπάνω ακολουθία φορτίσεων θα μπορούσε να αντιπροσωπεύει μία ισχυρή καταιγίδα ή ένα σεισμικό επεισόδιο, που προκάλεσαν μία παραμένουσα μετακίνηση (ή στροφή) στην μία διεύθυνση. Η επερχόμενη φόρτιση λόγω των κυματισμών και των ανέμου δρα πλέον σε ένα ήδη παραμορφωμένο σύστημα. Αλλά ακόμη και η ίδια φόρτιση (π.χ. τα λειτουργικά φορτία της ανεμογεννήτριας) θα μπορούσε, όπως τονίστηκε παραπάνω, να αλλάξουν διεύθυνση κατά την διάρκεια ζωής του έργου, έχοντας όμως προκαλέσει ήδη μία παραμόρφωση στην αρχική δρώσα διεύθυνση.

Στο **Σχήμα 4.3** υπενθυμίζονται οι αδιάστατες μονοτονικές καμπύλες τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης για τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού υπό συνθήκες πλήρους και ατελούς επαφής μεταξύ του εδάφους και της παράπλευρης επιφάνειας του φρέατος. Συγχρόνως, στο **Σχήμα 4.4** απεικονίζονται οι διάφορες στάθμες της οριακής αντοχής σε τέμνουσα δύναμη στην κανονικοποιημένη καμπύλη, οι οποίες χρησιμοποιήθηκαν στο πρώτο βήμα των αναλύσεων.

Ξεκινώντας με τις ιδεατές συνθήκες επαφής εδάφους-φρέατος, στα **Σχήματα 4.5** και **4.6** παρουσιάζονται οι αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης, καθώς και το κανονικοποιημένο διάγραμμα της αντίστοιχης στιβαρότητας/δυσκαμψίας στην διεύθυνση 1-1, για τους βαθμούς εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ και 0.5 , αντιστοίχως. Προκειμένου να αποφευχθεί η σύγχυση, ως διεύθυνση 1-1 αναφέρεται η διεύθυνση της φόρτισης του δεύτερου βήματος, ενώ η διεύθυνση 2-2 αντιπροσωπεύει την διεύθυνση της φόρτισης του πρώτου βήματος. Η κανονικοποίηση της δυσκαμψίας γίνεται με την αρχική ελαστική δυσκαμψία εάν δεν ληφθεί υπόψιν η δεύτερη διεύθυνση (δηλαδή απουσία του πρώτου βήματος). Ενώ, λοιπόν, η ύπαρξη της δεύτερης διεύθυνσης δεν μεταβάλλει καθόλου την φέρουσα ικανότητα, δεν ισχύει το ίδιο και σε όρους δυσκαμψίας. Η πλαστικοποίηση του εδάφους κατά το πρώτο βήμα φόρτισης προκαλεί μείωση της δυσκαμψίας στην διεύθυνση 1-1, καθώς απαιτείται μεγαλύτερη μετακίνηση για την ενεργοποίηση του ίδιου οριακού φορτίου. Η μείωση αυτή παρουσιάζεται λίγο μεγαλύτερη στο βαθύτερα εγκιβωτισμένο φρέαρ, καθώς αυξάνει η συνεισφορά της παράπλευρης επιφάνειας, η οποία πλαστικοποιήθηκε στο πρώτο βήμα, στην συνολική αντοχή.

Το φαινόμενο είναι εντονότερο υπό ατελείς συνθήκες επαφής, όπου λαμβάνουν χώρα μη γραμμικά φαινόμενα, όπως η αποκόλληση και η ολίσθηση. Η μείωση πλέον δύναται να φτάσει έως και το 50%, ενώ είναι και πάλι εντονότερη στο βαθύτερα εγκιβωτισμένο φρέαρ [Σχήματα 4.7 και 4.8]. Η αποκόλληση που υφίσταται η μία πλευρά κατά το πρώτο βήμα φόρτισης, αναιρεί την συμμετοχή της στην συνολική αντοχή στο 2^ο βήμα. Η έντονη μη γραμμικότητα είναι εμφανής στα κανονικοποιημένα διαγράμματα δυσκαμψίας, καθώς η μείωση αυτής ξεκινά από πολύ μικρές παραμορφώσεις. Αντιθέτως, απουσία της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας, η συμπεριφορά χαρακτηρίζεται αρχικώς ελαστική (αρχική οριζόντια κλίση στο διάγραμμα).

4.3 Ανακυκλική Φόρτιση

Στην παράγραφο αυτή η θεμελίωση υποβάλλεται σε ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης στροφής. Η δράση των φορτίσεων θεωρείται πλέον ταυτόχρονη στις δύο διευθύνσεις, προκειμένου να γίνει μία προκαταρκτική εκτίμηση της απόκρισης σε συνδυασμένη σεισμική εξάιτιση, η οποία παρουσιάζεται στο τελευταίο κεφάλαιο της εργασίας. Έτσι επιλέχθηκε να αναλυθούν δύο σενάρια, αυτό της εντός φάσεως ανακυκλικής φόρτισης και αυτό της εκτός φάσεως, όπως ορίζονται στο Σχήμα 4.9. Το επιλεχθέν πλάτος της ανακύκλισης θεωρήθηκε ίσο με 0.05 rad , αντιπροσωπεύοντας μία εντόνως ανελαστική συμπεριφορά, όπως προέκυψε από τις μονοτονικές καμπύλες.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συνοψίζονται στο Σχήμα 4.10 για την ρηχώς εγκιβωτισμένη θεμελίωση. Καταρχάς, η εισαγωγή ατελών διεπιφανειών μειώνει μεν τους βρόχους M-θ, ωστόσο δεν μεταβάλλει σημαντικά την μορφή τους, συγκριτικά με αυτήν υπό συνθήκες πλήρους επαφής. Όσον αφορά στην δεύτερη διεύθυνση, όταν βρίσκεται σε φάση με την πρώτη οδηγεί σε μικρότερη προφανώς ροπή αντοχής. Ενδιαφέρον παρουσιάζει το ιδιόρρυθμο σχήμα του βρόχου στην περίπτωση της εκτός φάσεως δεύτερης διεύθυνσης. Όταν η θ_2 μηδενίζεται, η θ_1 κατέχει την μέγιστη τιμή της. Έπειτα, αυξανόμενης της θ_2 (με αντίθετο πρόσημο), η θ_1 μειώνεται, ανακουφίζοντας την παράπλευρη επιφάνεια. Συνεπώς, η κλίση της καμπύλης αυξάνει μέχρις ότου συναντήσει την αντίστοιχη καμπύλη της φόρτισης σε μία διεύθυνση.

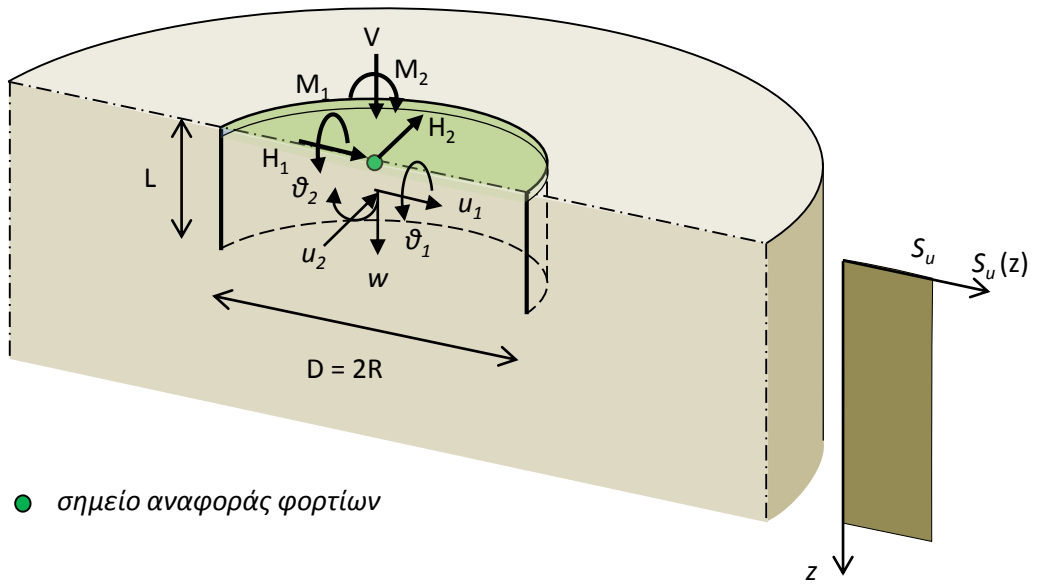
Τα αντίστοιχα διαγράμματα παρουσιάζονται για την θεμελίωση με μεγαλύτερο μήκος έμπηξης ($L/D = 0.5$) στο **Σχήμα 4.11**. Ενώ, λοιπόν, η επίδραση της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας παραμένει η ίδια με του ρηχώς εγκιβωτισμένου φρέατος, η θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής μεταβάλλει σημαντικώς την μορφή των βρόχων. Η υστερητική απόκριση του συστήματος αποκλίνει από την θεωρητικώς ρομβοειδή μορφή και λαμβάνει ένα χαρακτηριστικό γωνιώδες σχήμα. Πράγματι, καθώς το θεμέλιο συσσωρεύει στροφή προς μία κατεύθυνση (κατά την διάρκεια του 1^{ου} κύκλου φόρτισης) προκαλεί έντονη πλαστικοποίηση και παραμένουσα παραμόρφωση στο αντιδρών έδαφος, η οποία δεν ανακτάται ακόμη και όταν η φορά της επιβαλλόμενης μετακίνησης αντιστρέφεται. Επομένως, κατά την εκκίνηση του 2^{ου} κύκλου φόρτισης, η εδαφική αντίσταση είναι πλέον πολύ μικρή, το οποίο και αποτυπώνεται στην πρακτικώς οριζόντια κλίση του βρόχου. Φυσικά, καθώς η επιβαλλόμενη μετακίνηση αυξάνει, η επαφή με το αντιδρών έδαφος ανακτάται εκ νέου και η κλίση του βρόχου αιφνιδίως αυξάνει [**Σχήμα 4.12**].

4.4 Συμπεράσματα

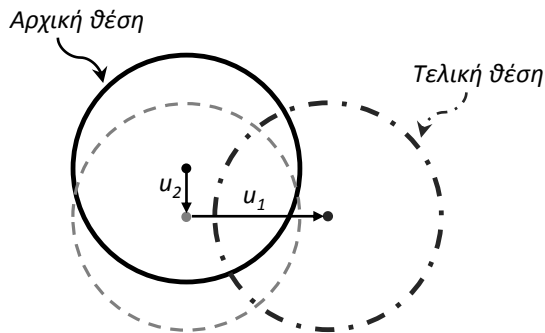
Σύμφωνα με τα παραπάνω, η αλληλουχία των φορτίσεων και η δράση τους σε δύο διευθύνσεις επηρεάζει σημαντικά την συνολική απόκριση. Όταν η δράση των δύο μεταξύ τους κάθετων φορτίσεων δεν είναι ταυτόχρονη, τότε η μείωση της δυσκαμψίας του συστήματος αποδείχθηκε σημαντική ήδη από το πεδίο των μικρών παραμορφώσεων. Καθώς η αλληλουχία των φορτίσεων είναι πιο σύνθετη στην πραγματικότητα, η δεύτερη διεύθυνση δεν μπορεί να αγνοηθεί ιδιαίτερος σε τέτοιου είδους κατασκευές, στις οποίες τα μετακινησιακά μεγέθη οφείλουν να είναι αρκετά μικρά, διασφαλίζοντας την αποδοτική λειτουργία τους. Ακόμη, όμως, και στην περίπτωση κατά την οποία δρουν ταυτοχρόνως, όπως π.χ. σε ένα σεισμικό επεισόδιο, επέρχεται μεταβολή της υστερητικής απόκρισης της θεμελίωσης.

Τέλος
4^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

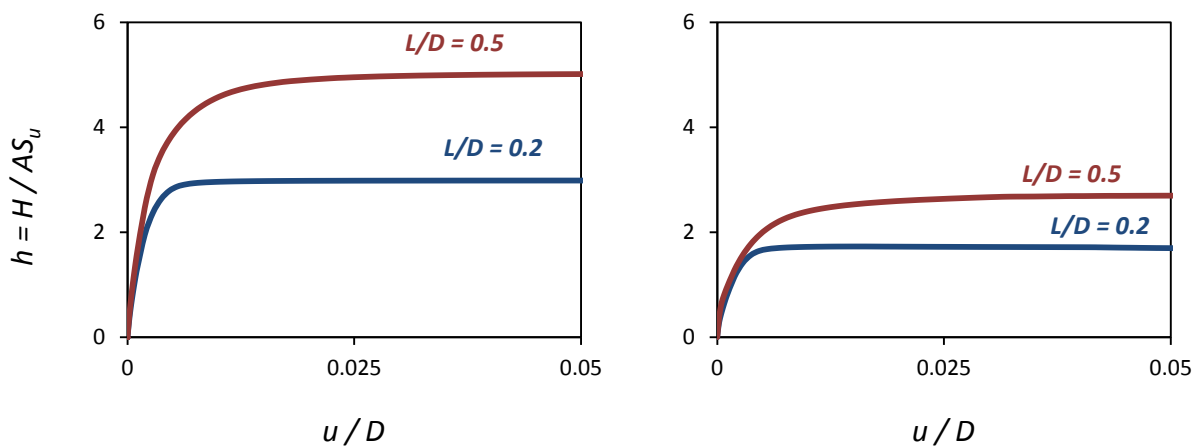
*Απόκριση σε Οριζόντια Φόρτιση Δύο
Διευθύνσεων*



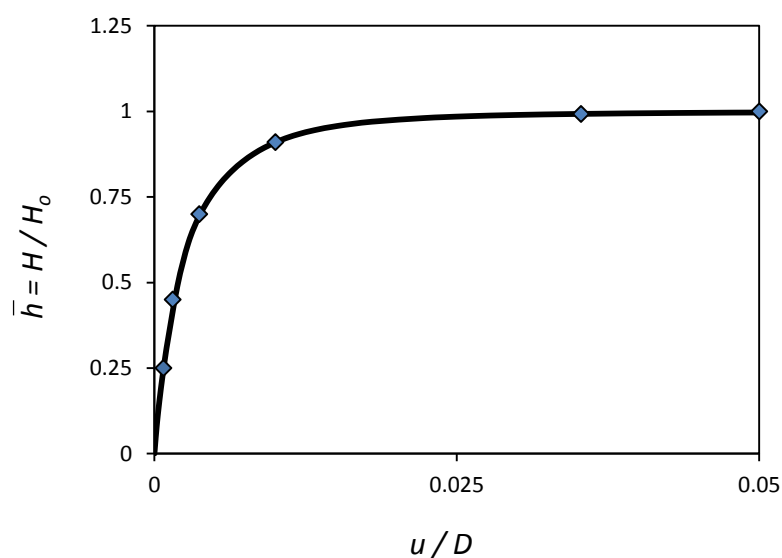
Σχήμα 4.1. Γεωμετρία του προσομοιώματος και σύμβαση προσήμων υπό την παρουσία της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας



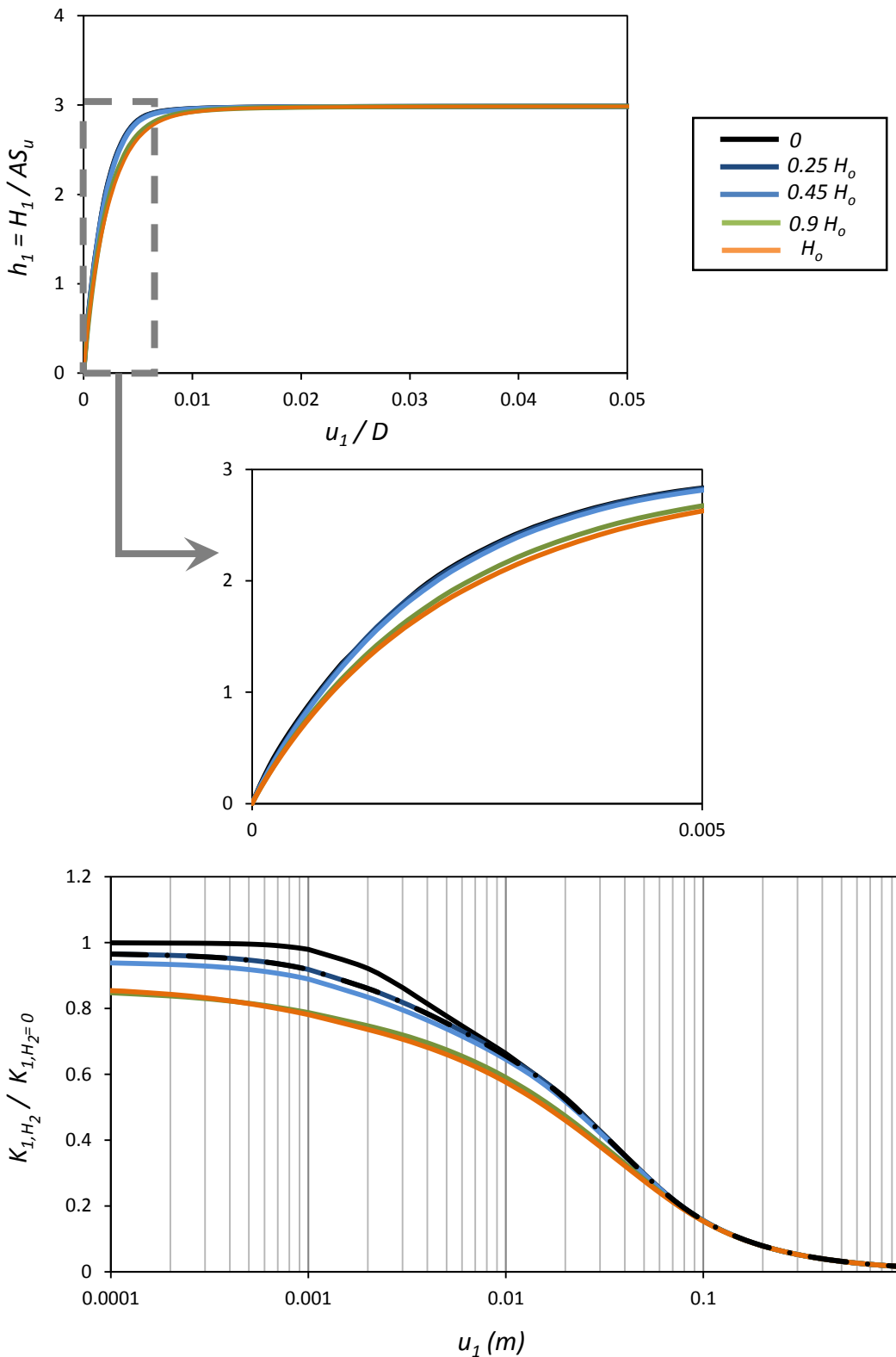
Σχήμα 4.2. Σχηματική απεικόνιση της συνδυασμένης στατικής φόρτισης.



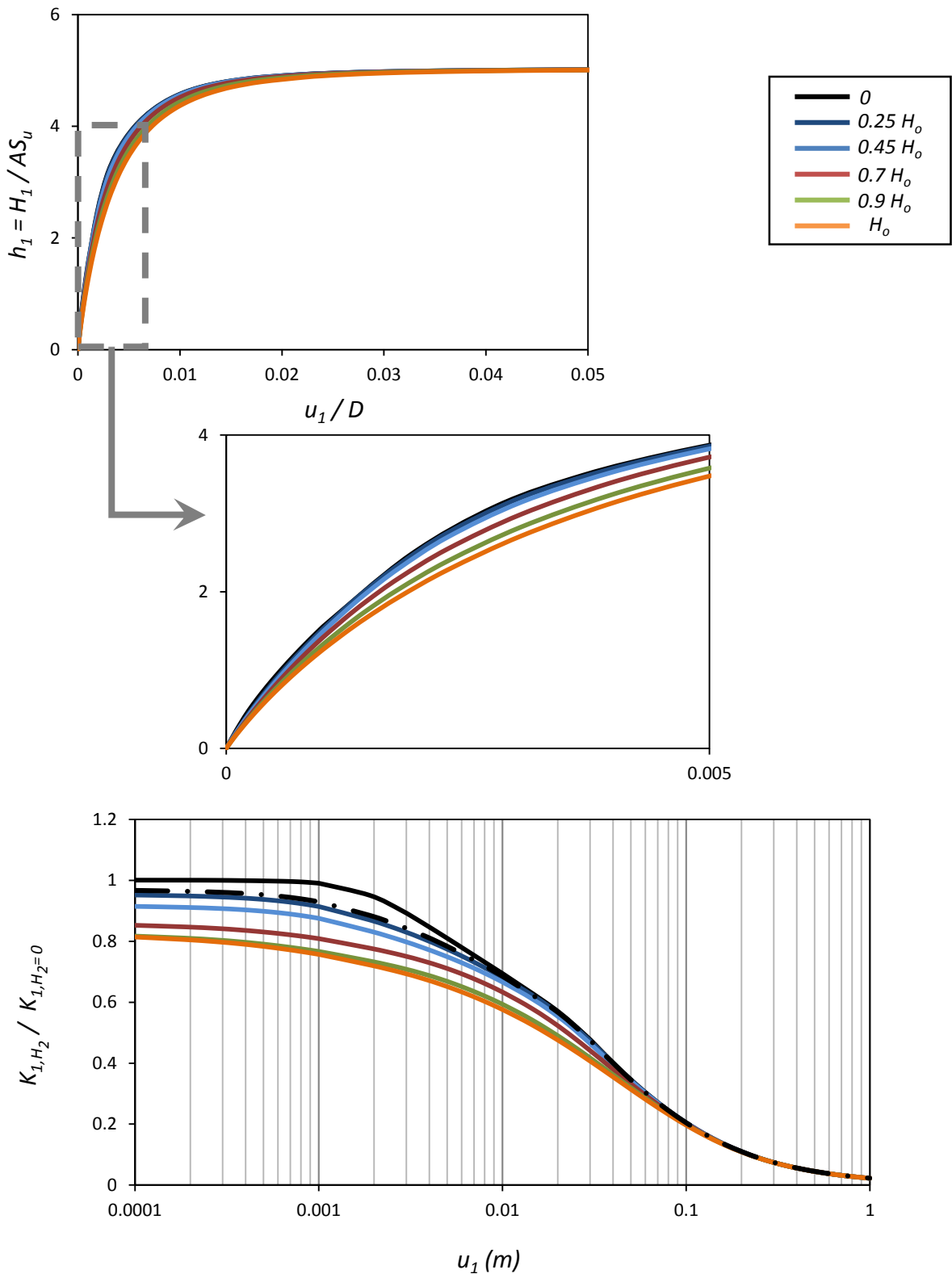
Σχήμα 4.3. Αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης σε μία διεύθυνση. Αριστερά: ιδεατές συνθήκες επαφής. Δεξιά: ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου.



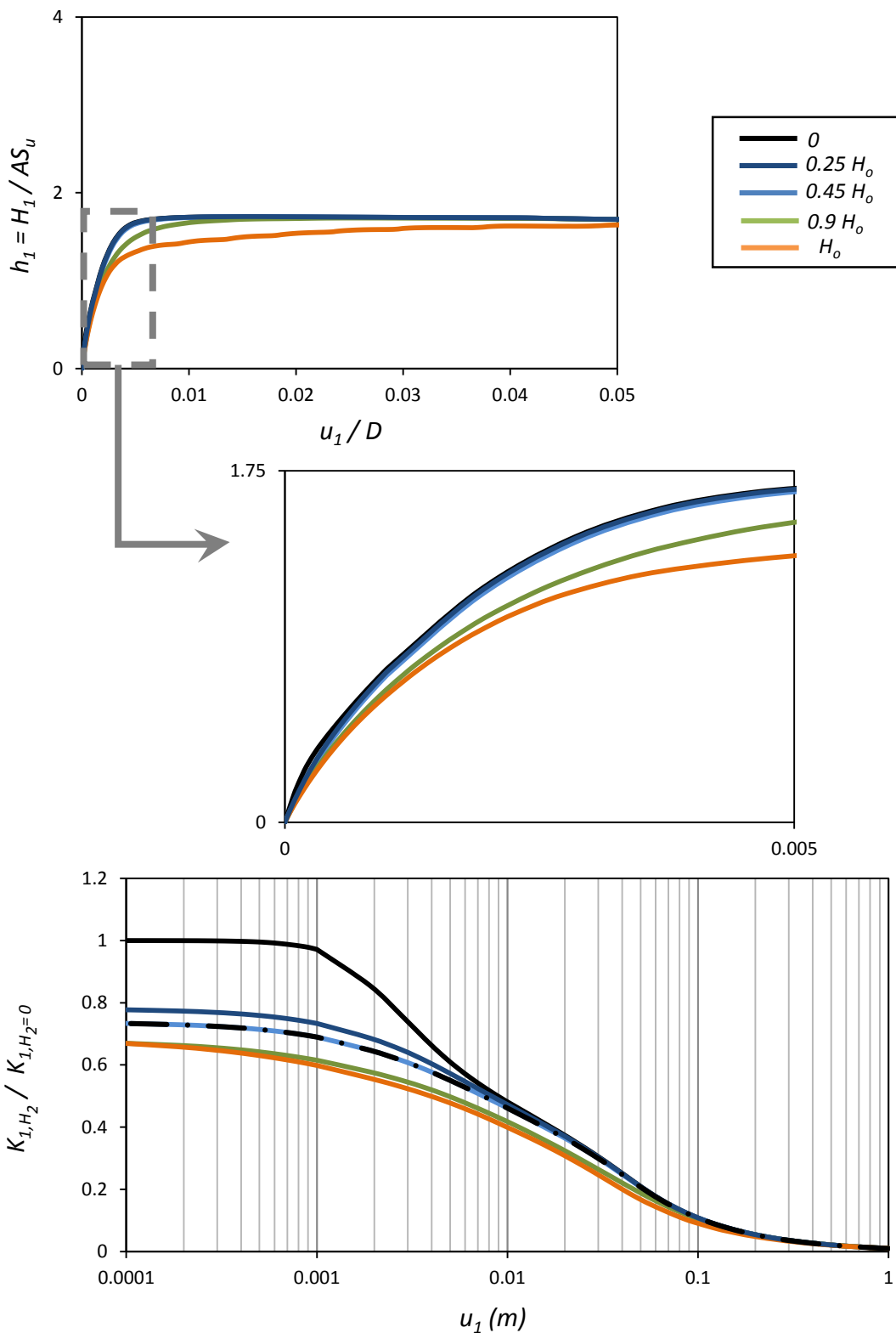
Σχήμα 4.4. Κανονικοποιημένο διάγραμμα τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης και χαρακτηριστικές στάθμες της φέρουσας ικανότητας.



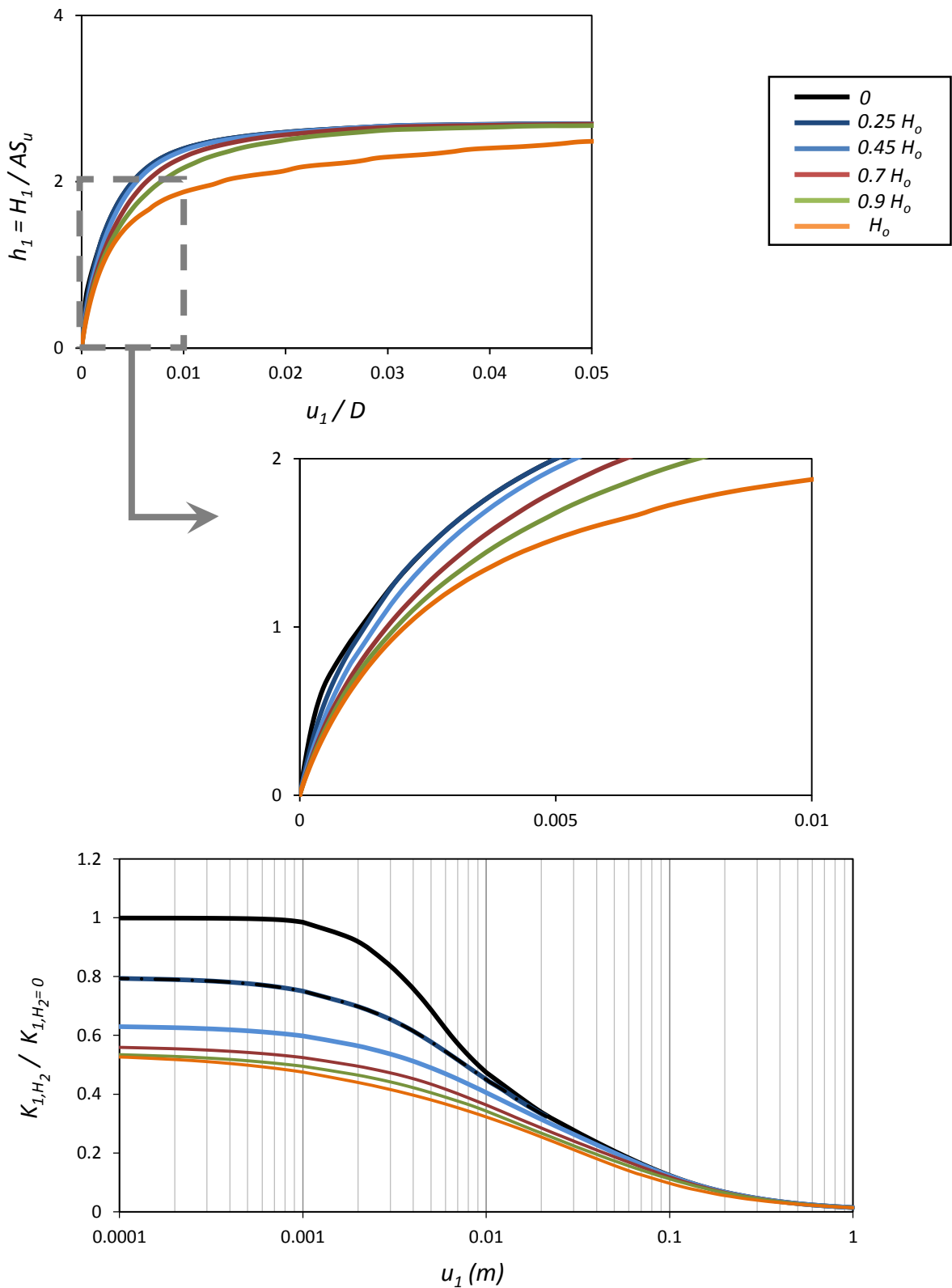
Σχήμα 4.5. Ιδεατές συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου ($L/D=0.2$): **(α)** Αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. **(β)** Κανονικοποιημένο διάγραμμα δυσκαμψίας-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. Με διακεκομμένη μαύρη γραμμή απεικονίζεται η καμπύλη που αντιστοιχεί στα φορτία της ανεμογεννήτριας ισχύος 5MW.



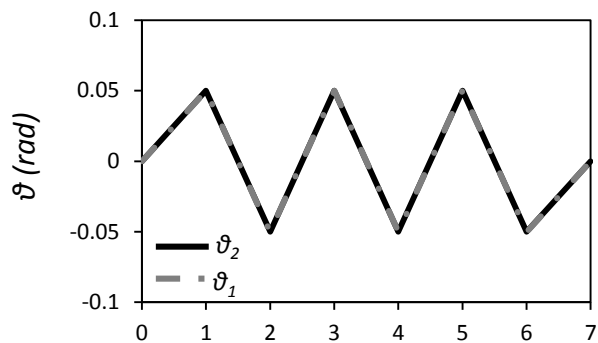
Σχήμα 4.6. Ιδεατές συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου ($L/D=0.5$): **(α)** Αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. **(β)** 'Κανονικοποιημένο διάγραμμα δυσκαμψίας-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της 'τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. Με διακεκομμένη μαύρη γραμμή απεικονίζεται η καμπύλη που αντιστοιχεί στα φορτία της ανεμογεννήτριας ισχύος 5MW.



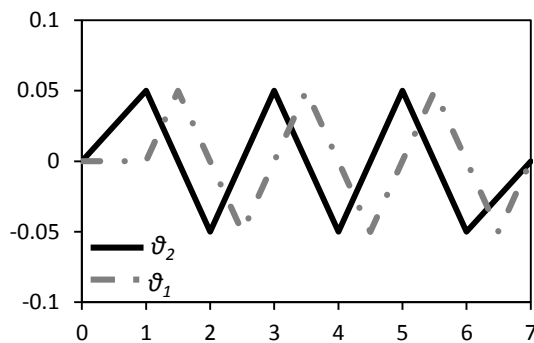
Σχήμα 4.7. Ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου ($L/D=0.2$): (α) Αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. (β) 'Κανονικοποιημένο διάγραμμα δυσκαμψίας-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. Με διακεκομμένη μαύρη γραμμή απεικονίζεται η καμπύλη που αντιστοιχεί στα φορτία της ανεμογεννήτριας ισχύος 5MW.



Σχήμα 4.8. Ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου ($L/D=0.5$): **(α)** Αδιάστατες καμπύλες τέμνουσας δύναμης-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. **(β)** 'Κανονικοποιημένο διάγραμμα δυσκαμψίας-οριζόντιας μετακίνησης στην διεύθυνση 1-1 για διάφορες στάθμες της 'τέμνουσας δύναμης στην διεύθυνση 2-2. Με διακεκομμένη μαύρη γραμμή απεικονίζεται η καμπύλη που αντιστοιχεί στα φορτία της ανεμογεννήτριας ισχύος 5MW.

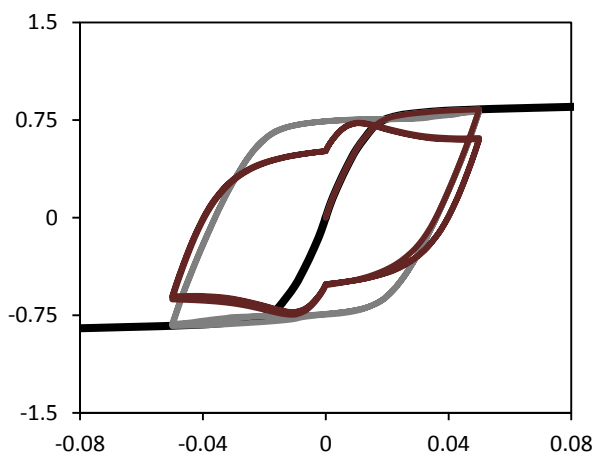
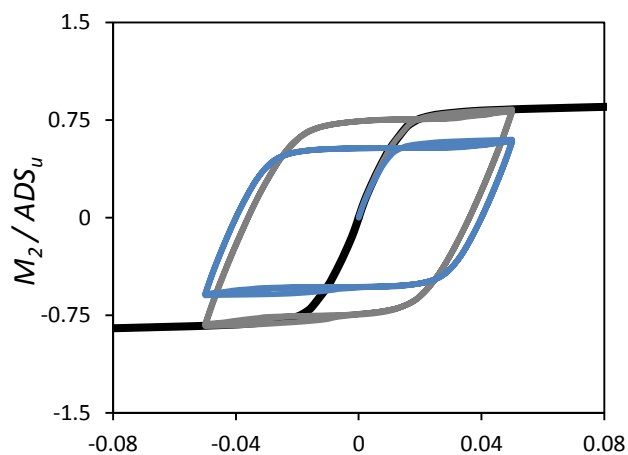
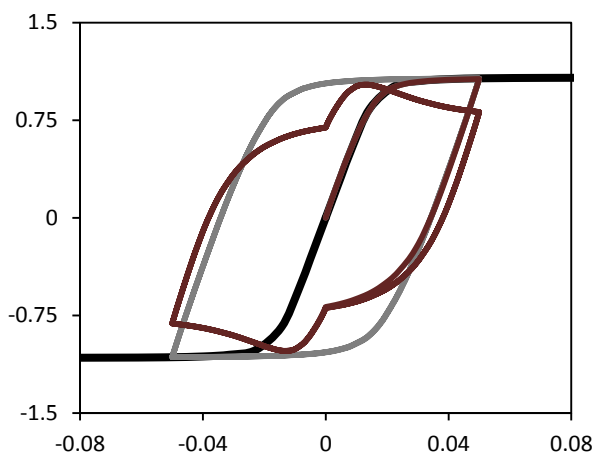
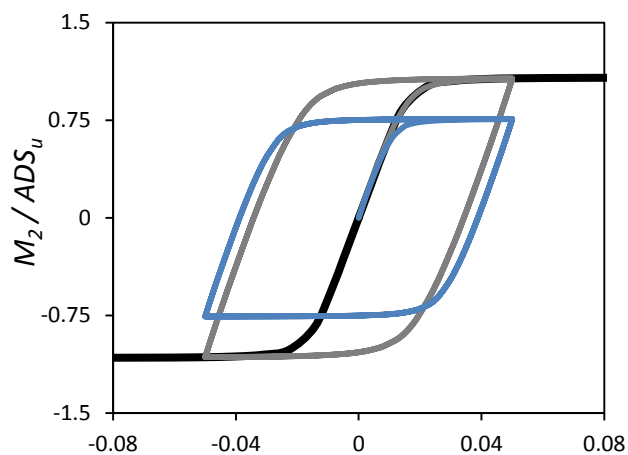


Αριθμός βημάτων



Αριθμός βημάτων

Σχήμα 4.9. Χρονοϊστορες επιβαλλόμενων στροφών σε δύο διευθύνσεις. Αριστερά: εντός φάσεως φόρτιση. Δεξιά: εκτός φάσεως φόρτιση.

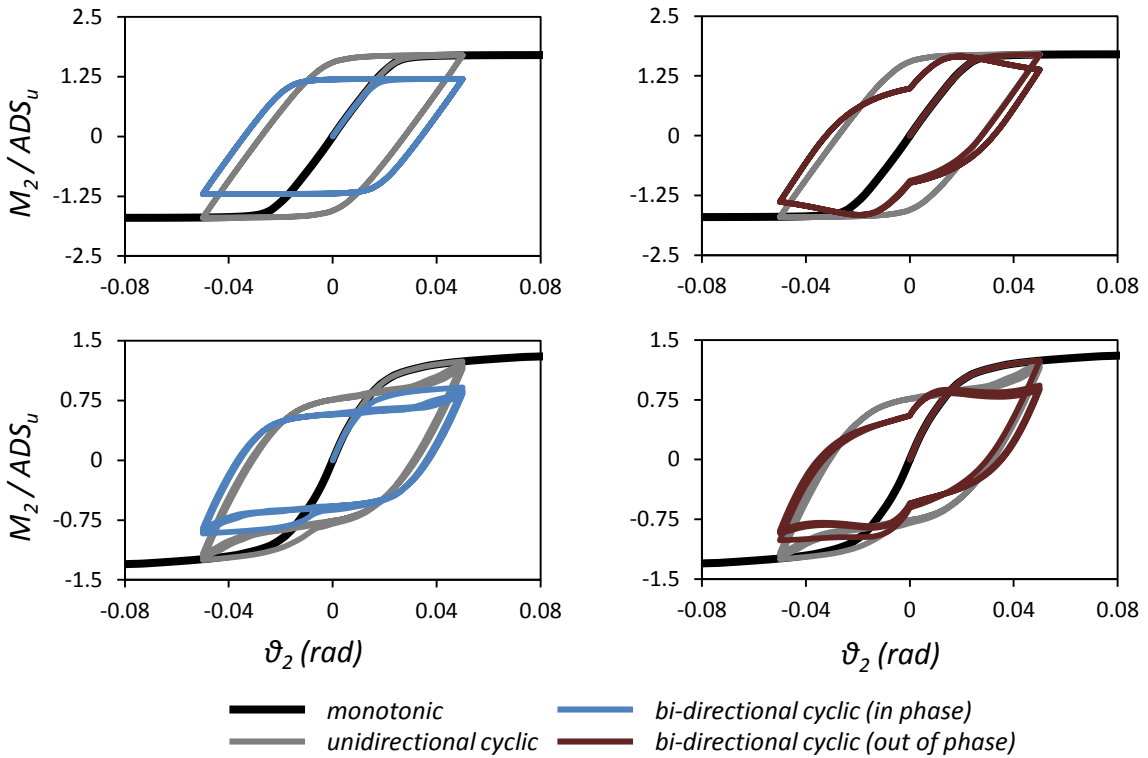


ϑ_2 (rad)

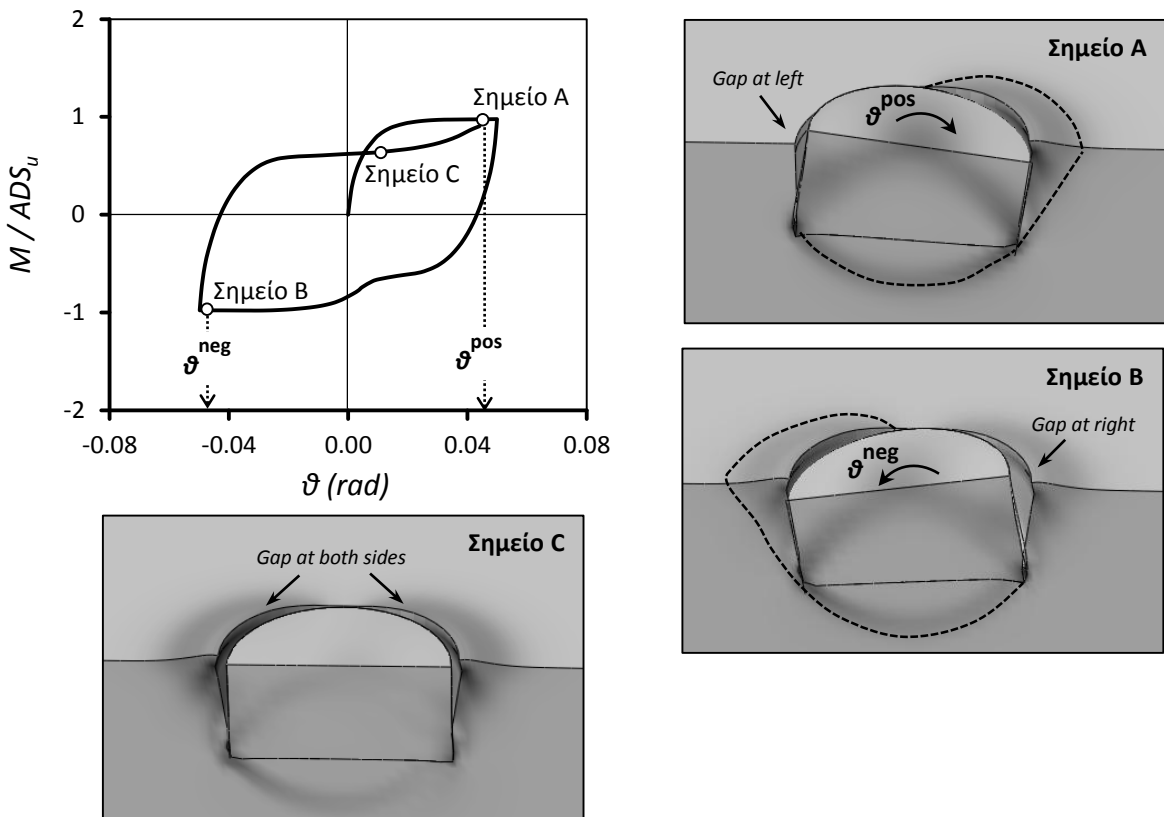
ϑ_2 (rad)

- monotonic*
- bi-directional cyclic (in phase)*
- unidirectional cyclic*
- bi-directional cyclic (out of phase)*

Σχήμα 4.10. Αδιάστατες καμπύλες ροπής–στροφής υπό ανακυκλική φόρτιση για $L/D = 0.2$. Επάνω: συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου. Κάτω: ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους–θεμελίου.



Σχήμα 4.11. Αδιάστατες καμπύλες ροπής–στροφής υπό ανακυκλική φόρτιση για $L/D = 0.5$. *Επάνω:* συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου. *Κάτω:* ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους–θεμελίου.



Σχήμα 4.12. Ανάλυση των βρόχων $M-\vartheta$ μέσω χαρακτηριστικών μηχανισμών υπό ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους–θεμελίου για $L/D = 0.5$.

5^ο Κεφάλαιο

Φορτίσεις Ανεμογεννήτριας επί Κοίλου Κυλινδρικού Φρέατος

5.1 Γενικά Στοιχεία

5.2 Απλοποιημένη Ανωδομή

5.3 Ανάλυση Ανεμογεννήτριας ισχύος 5MW

5 Φορτίσεις Ανεμογεννήτριας επί Κοίλου Κυλινδρικού Φρέατος

5.1 Γενικά Στοιχεία

Στο πλαίσιο σχεδιασμού της θεμελίωσης μιας υπεράκτιας ανεμογεννήτριας δεν αρκεί μόνον η γνώση της φέρουσας ικανότητας, αλλά είναι απαραίτητη και η καταγραφή της συμπεριφοράς της υπό τις πραγματικές συνθήκες φόρτισης.

Οι φορτίσεις που καταλήγουν στην θεμελίωση της ανεμογεννήτριας αποτελούνται από μία συνιστώσα αεροδυναμικού χαρακτήρα λόγω του ανέμου και από μία συνιστώσα υδροδυναμικού χαρακτήρα λόγω των θαλάσσιων κυματισμών και των ρευμάτων. Τόσο ο άνεμος όσο και οι θαλάσσιοι κυματισμοί λόγω του δυναμικού τους χαρακτήρα, υποβάλλουν το σύστημα εδάφους–θεμελίου–ανωδομής σε εκατομμύρια κύκλους φόρτισης και αποφόρτισης. Πέραν, όμως, των φορτίων λειτουργίας, η ανεμογεννήτρια δύναται να υποβληθεί και σε μερικούς κύκλους μεγάλου πλάτους, λόγω ακραίων καιρικών συνθηκών (π.χ. ισχυρή καταιγίδα). Και οι δύο περιπτώσεις φόρτισης είναι ικανές να προκαλέσουν στο έδαφος μόνιμες παραμορφώσεις, καθώς σε μεγάλο αριθμό κύκλων ακόμα και μία ελάχιστη παραμόρφωση οδηγεί σε μεγάλη συσσώρευση μόνιμων παραμορφώσεων. Τα αποτελέσματα ενδέχεται να είναι καταστροφικά για την ανωδομή, καθώς η μεγάλη συσσώρευση μόνιμων στροφών μπορεί να οδηγήσει σε απώλεια της λειτουργικότητάς της ή ακόμη και σε πλήρη ανατροπή.

Στο παρόν κεφάλαιο επιλέχθηκε η μελέτη μίας τυπικής ανεμογεννήτριας ονομαστικής ισχύος 5MW, τα χαρακτηριστικά της οποίας περιγράφησαν στο 2^ο κεφάλαιο της εργασίας. Στο πρώτο μέρος του κεφαλαίου αυτού, η ανωδομή προσομοιώνεται ως ένας μονοβάθμιος ταλαντωτής, με συγκεντρωμένη μάζα στο κέντρο μάζας και άπειρη δυσκαμψία στον πυλώνα [Σχήμα 5.1.α]. Η διαδικασία που ακολουθήθηκε είναι αυτή της σταδιακώς αυξανόμενης μετακίνησης στο κέντρο μάζας, προκειμένου να εξαχθούν οι μονοτονικές καμπύλες ροπής-στροφής (*M-θ pushover tests*). Σημειώνεται ότι όλα τα εντατικά μεγέθη και οι μετακινήσεις αναφέρονται στο σημείο σύνδεσης του πυλώνα με την θεμελίωση, ήτοι στο μέσον της άνω επιφάνειας του φρέατος. Έπειτα, η ανεμογεννήτρια υποβάλλεται σε ανακυκλική φόρτιση (ολίγων κύκλων) ελεγχόμενης μετακίνησης και μελετάται η απόκριση του συστήματος για τις

διάφορες συνθήκες διεπιφανειών. Έχει αποδειχθεί ότι οι ανακυκλικές φορτίσεις μπορούν να προσεγγίσουν ικανοποιητικώς αρκετές παραμέτρους του πραγματικού δυναμικού προβλήματος, αν και φαίνεται πως υποεκτιμούν σε έναν βαθμό τις καθιζήσεις [Gajan et al., 2005; Ugalde et al., 2010].

Στο δεύτερο μέρος του παρόντος κεφαλαίου ο πυλώνας της ανεμογεννήτριας προσομοιώνεται με το πλήρες ύψος του και την πραγματική του δυσκαμψία. Η μάζα του θεωρείται κατανεμημένη, ενώ η μάζα του ρότορα θεωρείται συγκεντρωμένη στην κορυφή του πύργου [Σχήμα 5.1.β]. Μελετώνται δύο κύρια σενάρια φόρτισης: (α) σταθερής φόρτισης ανέμου και ανακυκλικής φόρτισης θαλάσσιων κυματισμών και (β) ανακυκλικής φόρτισης ανέμου. Ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην επίδραση της κατεύθυνσης της φόρτισης, η οποία μεταβάλλει σημαντικώς την συνολική απόκριση.

5.2 Απλοποιημένη Ανωδομή

5.2.1 Μονοτονική Φόρτιση

Στο Σχήμα 5.2 απεικονίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων της μονοτονικής εγκάρσιας φόρτισης σε όρους ροπής-στροφής για τους δύο εξεταζόμενους βαθμούς εγκιβωτισμού. Σημειώνεται ότι ο μεγάλος συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφη φόρτιση (μικρό ίδιον βάρος ανεμογεννήτριας) σε συνδυασμό με τον μεγάλο μοχλοβραχίονα (υψηλός λόγος ροπής προς τέμνουσας δύναμης M/H) οδηγεί σε καμπτική αντοχή πρακτικώς ίση με την αντοχή υπό καθαρώς επιβαλλόμενη ροπή ανατροπής M_0 .

Η επίδραση των συνθηκών της διεπιφάνειας εδάφους–θεμελίου είναι εμφανής. Στο ρηχώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο ($L/D=0.2$) η μειωμένη αντοχή της διεπιφάνειας προκαλεί μείωση τόσο στην δυσκαμψία όσο και στην μέγιστη αντοχή του συστήματος. Ενδιαφέρον, ωστόσο, προκαλεί το γεγονός ότι η θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής τόσο στην εξωτερική όσο και στην εσωτερική παρειά της παράπλευρης επιφάνειας ελάχιστα μειώνει την συνολική αντοχή έναντι της θεώρησης ατελών συνθηκών επαφής μόνον στην εξωτερική παρειά. Το τελευταίο υποδεικνύει ότι το φαινόμενο της αποκόλλησης κατέχει κυρίαρχο ρόλο στην απόκριση της θεμελίωσης, ενώ η πρόσθετη ολίσθηση στην εσωτερική επιφάνεια οδηγεί σε ελάχιστη μείωση της αντοχής.

Όσον αφορά στην μετρίως εγκιβωτισμένη θεμελίωση ($L/D=0.5$), η επίδραση της μη γραμμικής διεπιφάνειας είναι εντονότερη. Η συνολική αντοχή είναι σαφώς αυξημένη συγκρινόμενη με την ρηχώς εγκιβωτισμένη θεμελίωση, λόγω των πρόσθετων ορθών και διατμητικών τάσεων της βαθύτερης παράπλευρης επιφάνειας. Η θεώρηση, όμως, ατελών συνθηκών επαφής επηρεάζει μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής αντοχής και οδηγεί σε μείωση κατά περίπου 30% (έναντι του 18% για $L/D=0.2$).

Η σύγκριση των διαφορετικών συνθηκών διεπιφάνειας σε όρους καθίζησης-στροφής συνοψίζεται στο **Σχήμα 5.3**. Όσον αφορά στο ρηχώς εγκιβωτισμένο φρέαρ [**Σχήμα 5.3α**] παρατηρείται ότι η θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής οδηγεί σε ελάχιστα μεγαλύτερη καθίζηση συγκρινόμενη με αυτήν υπό συνθήκες πλήρους επαφής. Όταν, όμως, οι μη γραμμικές διεπιφάνειες διέπουν και την εσωτερική παρειά των παράπλευρων ελασμάτων η συμπεριφορά είναι εντελώς διαφορετική. Ενώ σε μικρές στροφές κυριαρχεί η καθίζηση, σε μεγαλύτερες στροφές εμφανίζεται ανασήκωμα της θεμελίωσης. Η διαφορά εξηγείται μέσω των αντίστοιχων μηχανισμών αστοχίας [**Σχήμα 5.4γ**]. Υπό συνθήκες πλήρους επαφής, λοιπόν, σχηματίζεται μία διατμητική ζώνη μορφής ημικυκλίου κάτω από το επίπεδο έμπτηξης της θεμελίωσης σε συνδυασμό με ολίσθηση στην παράπλευρη επιφάνεια. Όταν οι μη γραμμικές διεπιφάνειες διέπουν μόνον την εξωτερική παράπλευρη επιφάνεια, τότε η αδυναμία των τοιχωμάτων στην παραλαβή διατμητικών τάσεων οδηγεί σε εντονότερη πλαστικοποίηση του εδάφους της βάσης και σε έναν πρόσθετο μηχανισμό ανάστροφου ημικυκλίου στο εσωτερικό της θεμελίωσης (θα αναφέρεται στο εξής ως *εσωτερική διατμητική ζώνη*). Στην περίπτωση όπου οι μη γραμμικές διεπιφάνειες διέπουν την παράπλευρη επιφάνεια και εσωτερικά και εξωτερικά, ο κυρίαρχος μηχανισμός αστοχίας είναι η ανεστραμμένη διατμητική ζώνη. Η ολίσθηση που λαμβάνει χώρα στην εσωτερική παρειά οδηγεί σε ολίσθηση επί της ανεστραμμένης διατμητικής ζώνης και συνεπώς σε ανύψωση του της θεμελίωσης.

Στα ίδια συμπεράσματα καταλήγουμε και για το βαθύτερο φρέαρ ($L/D=0.5$). Ωστόσο, το αυξημένο μήκος των παράπλευρων ελασμάτων οδηγεί σε βαθύτερους μηχανισμούς αστοχίας, ώστε η καθίζηση να επικρατεί του ανασηκώματος [**Σχήμα 5.4β**].

5.2.2 Ανακυκλική Φόρτιση

Αφού μελετήθηκε η απόκριση του συστήματος σε μονοτονική φόρτιση, στην παράγραφο αυτή η ανεμογεννήτρια υποβάλλεται σε ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης. Εξετάζονται, όπως προηγουμένως, και οι τρεις περιπτώσεις συνθηκών επαφής μεταξύ της θεμελίωσης και του περιβάλλοντος και εσωτερικού εδάφους, υπό καθεστώς μικρών και μεγάλων παραμορφώσεων. Προς τούτο επιλέχθησαν δύο αντιπροσωπευτικά πλάτη επιβαλλόμενης μετακίνησης: $\vartheta=0.01 \text{ rad}$ (πρακτικώς ελαστική απόκριση του θεμελίου) και $\vartheta=0.05 \text{ rad}$ (εντόνως ανελαστική συμπεριφορά). Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.5** με την μορφή βρόχων $M-\vartheta$ στην βάση του ρηχώς και του βαθύτερα εγκιβωτισμένου φρέατος.

Παρατηρείται ότι εφόσον το πλάτος της επιβαλλόμενης μετακίνησης είναι σχετικώς μικρό, η μορφή των παραγόμενων βρόχων παραμένει πρακτικώς ανεπηρέαστη από τις συνθήκες επαφής. Εντούτοις, καθώς το πλάτος της διατμητικής παραμόρφωσης αυξάνει (μαύρη γραμμή), η υστερητική απόκριση του συστήματος θεμελίου-εδάφους αποκλίνει από την θεωρητικώς ρομβοειδή μορφή και λαμβάνει ένα χαρακτηριστικό γωνιώδες σχήμα. Πράγματι, καθώς το θεμέλιο συσσωρεύει στροφή προς μία κατεύθυνση (κατά την διάρκεια του 1^{ου} κύκλου φόρτισης) προκαλεί έντονη πλαστικοποίηση και παραμένουσα παραμόρφωση στο αντιδρών έδαφος, η οποία δεν ανακτάται ακόμη και όταν η φορά της επιβαλλόμενης μετακίνησης αντιστρέφεται. Επομένως, κατά την εκκίνηση του 2^{ου} κύκλου φόρτισης, η εδαφική αντίσταση είναι πλέον πολύ μικρή, το οποίο και αποτυπώνεται στην πρακτικώς οριζόντια κλίση του βρόχου. Φυσικά, καθώς η επιβαλλόμενη μετακίνηση αυξάνει, η επαφή με το αντιδρών έδαφος ανακτάται εκ νέου και η κλίση του βρόχου αιφνιδίως αυξάνει. Η ανωτέρω επίδραση των συνθηκών επαφής στην μορφή των βρόχων $M-\vartheta$ είναι σαφώς εντονότερη στην βαθιά εγκιβωτισμένη θεμελίωση. Όσο ο βαθμός εγκιβωτισμού μειώνεται, η απόκριση του συστήματος καθορίζεται κυρίως από την προσφερόμενη αντίσταση της βάσης, ενώ η πλευρική αντίσταση και συνεπώς η πιθανή αποκόλληση, ελάχιστα τροποποιεί την συμπεριφορά στους μετέπειτα κύκλους φόρτισης. Ακόμη, σημειώνεται ότι η θεώρηση μη γραμμικών διεπιφανειών και στις δύο παρειές της παράπλευρης επιφάνειας μεταβάλλει ελάχιστα την υστερητική απόκριση του συστήματος σε όρους $M-\vartheta$, σε σχέση με την περίπτωση μη γραμμικής διεπιφάνειας μόνον στην εξωτερική παρειά.

Οι διαφορές που επιφέρουν οι συνθήκες επαφής είναι εντονότερες σε όρους καθιζήσεων. Στα **Σχήματα 5.6** και **5.7** απεικονίζονται οι καμπύλες καθίζησης-στροφής, καθώς και οι μηχανισμοί αστοχίας σε χαρακτηριστικά σημεία, για το ρηχώς και το βαθύτερα εγκιβωτισμένο φρέαρ, αντιστοίχως. Ξεκινώντας με την ρηχώς εγκιβωτισμένη θεμελίωση, η θεώρηση ατελούς επαφής στην εξωτερική παρειά της παράπλευρης επιφάνειας παρουσιάζει πρακτικώς την ίδια καθίζηση με τις συνθήκες πλήρους επαφής τόσο σε μικρό όσο και σε μεγάλο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης. Ο κυρίαρχος μηχανισμός αστοχίας είναι η εξωτερική διατμητική ζώνη και η ολίσθηση επ'αυτής προκαλεί την προοδευτική συσσώρευση καθιζήσεων σε κάθε κύκλο φόρτισης. Η εσωτερική διατμητική ζώνη που δημιουργείται αντικαθιστά τις διαγώνιες «σφήνες» (υπό συνθήκες πλήρους επαφής) και ως εκ τούτου, η επίδρασή της σε όρους καθιζήσεων είναι αμελητέα. Όταν, όμως, οι μη γραμμικές επιφάνειες διέπουν και την εσωτερική παράπλευρη επιφάνεια η απόκριση του συστήματος διαφέρει σημαντικά από τις δύο προηγούμενες περιπτώσεις, ιδιαιτέρως στην ανακύκλιση μεγάλου πλάτους. Όπως συνέβαινε και στην μονοτονική φόρτιση, υπό μεγάλες επιβαλλόμενες μετακινήσεις το ανασήκωμα του θεμελίου κυριαρχεί έναντι της καθίζησης. Η μείωση, ωστόσο, της ενεργού επιφάνειας της θεμελίωσης (λόγω του ανασηκώματος) οδηγεί σε αυξημένη πλαστικοποίηση του εδάφους, η οποία συνεπάγεται τελικώς κάποια συσσώρευση καθίζησης κατά την διάρκεια κάθε κύκλου φόρτισης-αποφόρτισης-επαναφόρτισης. Φυσικά, ο ρυθμός της εν λόγω συσσώρευσης είναι σημαντικά μικρότερος και η τελική καθίζηση είναι περίπου η μισή αυτής που προκύπτει από τις άλλες δύο συνθήκες επαφής. Σε μικρά πλάτη επιβαλλόμενης μετακίνησης (πρακτικώς ελαστική συμπεριφορά), μέρος της καθίζησης ενός κύκλου φαίνεται να αναιρείται στον επόμενο. Εντούτοις, η αποκόλληση και η ολίσθηση είναι σαφώς περιορισμένες, οδηγώντας σε μικρή πλέον διαφορά εν συγκρίσει με τις άλλες δύο συνθήκες επαφής.

Καθώς ο βαθμός εγκιβωτισμού αυξάνει, ενώ οι συνθήκες επαφής τροποποιούσαν σημαντικά τους βρόχους M-θ, σε όρους καθίζησης-στροφής επηρεάζουν σε μικρότερο ποσοστό την συνολική απόκριση του συστήματος [**Σχήμα 5.7**]. Το αυξημένο μήκος έμπηξης προσδίδει μεγαλύτερη αντοχή κατά μήκος της περιφέρειας του φρέατος, μειώνοντας έτσι την ικανότητά του τελευταίου για ανασήκωμα. Η θεώρηση μη γραμμικών διεπιφανειών και στις δύο

παρειές της παράπλευρης επιφάνειας οδηγεί και πάλι σε ελαφρώς μειωμένη τελική καθίζηση, λόγω του σχηματισμού της εσωτερικής ανεστραμμένης διατμητικής ζώνης.

Στο σημείο αυτό, τονίζεται ότι τα παραπάνω αποτελέσματα αφορούν στην ανεμογεννήτρια ισχύος 5 MW. Ενδιαφέρον, ωστόσο, παρουσιάζει η απόκριση του συστήματος όταν η ανωδομή διαφέρει. Προς τούτο, η μονοτονική και οι ανακυκλικές φορτίσεις επανελήφθησαν για την ίδια θεμελίωση (και για τους δύο βαθμούς εγκιβωτισμού), αλλά θεωρώντας ως ανωδομή την ανεμογεννήτρια των 3.5 MW. Σε όρους M-θ οι διαφορές είναι μηδαμινές, για αυτό και δεν παρουσιάζονται. Καθώς ο λόγος λυγηρότητας (M/H) διαφέρει σημαντικά για τις δύο ανεμογεννήτριες, θα περιμέναμε μεγαλύτερη απαίτηση σε ροπή για την μεγάλη ανεμογεννήτρια. Ωστόσο, η τελευταία είναι περίπου 1.5 φορά πιο βαριά από την μεσαία ανεμογεννήτρια. Το ένα δρα αντίθετα του άλλου, με αποτέλεσμα να εξισορροπούν στην ίδια τελική αντοχή. Ως εκ τούτου, η προσοχή επικεντρώνεται στην προκαλούμενη καθίζηση. Εξετάζονται οι δύο ακραίες περιπτώσεις διεπιφανειών: οι ιδανικές συνθήκες επαφής και οι ατελείς συνθήκες επαφής της παράπλευρης επιφάνειας τόσο με το περιβάλλον όσο και με το εγκλεισμένο έδαφος. Όσον αφορά στην ρηχώς εγκιβωτισμένη θεμελίωση [Σχήμα 5.8], η μεγαλύτερη ανωδομή συνεπάγεται και μεγαλύτερη καθίζηση. Η αιτία έγκειται στην εντονότερη επιρροή των φαινομένων P-δ. Η μεγαλύτερη πρόσθετη ροπή λόγω του βάρους της πλευρικά μετατοπισμένης μάζας οδηγεί σε αυξημένη πλαστικοποίηση του εδάφους και σε περιορισμό του ανασηκώματος της θεμελίωσης. Ο παράγοντας αυτός είναι καθοριστικότερος στις ατελείς συνθήκες επαφής, καθώς η πλαστικοποίηση περιορίζεται στο έδαφος που βρίσκεται προς την πλευρά της στροφής (αφού η άλλη πλευρά έχει αποκολληθεί). Ενδεικτικώς, σε μεγάλο πλάτος διατμητικής παραμόρφωσης η αύξηση της καθίζησης λόγω της μεγαλύτερης ανεμογεννήτριας είναι περίπου 50% υπό ατελείς συνθήκες επαφής, έναντι του 20% υπό ιδανικές συνθήκες επαφής. Στα ίδια πρακτικώς συμπεράσματα καταλήγουμε και στην περίπτωση του βαθύτερα εγκιβωτισμένου φρέατος, όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 5.9.

Εν κατακλείδι, οι γεωμετρικές μη γραμμικότητες κατέχουν καθοριστικό ρόλο στην απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής σε ανακυκλική φόρτιση. Όπως αποδείχθηκε, αγνοώντας την ύπαρξη μη γραμμικών φαινομένων, όπως η αποκόλληση και η ολίσθηση, και θεωρώντας ιδανικές συνθήκες επαφής μεταξύ του εδάφους και της

θεμελίωσης, οδηγούμαστε σε εντελώς διαφορετική απόκριση, η οποία καθιστά τον συμβατικό σχεδιασμό μη συντηρητικό [Kourkoulis et al. 2012]. Εκτός από την πρόκληση πρόσθετης καθίζησης, ή ακόμη και ανασηκώματος, η εισαγωγή ατελών συνθηκών επαφής οδηγεί κυρίως σε σημαντική μείωση της υστερητικής απόσβεσης του συστήματος, η οποία αντικατοπτρίζεται στην μεταβολή του σχήματος των βρόχων M-θ. Η εν λόγω μείωση, ιδιαιτέρως σημαντική στο δυναμικό πρόβλημα και δη στο σεισμικό, δύναται να οδηγήσει σε σημαντική υποεκτίμηση της πραγματικής σεισμικής εξάιτισης στην απόκριση του συστήματος.

1.3 Ανάλυση Τυπικής Ανεμογεννήτριας Ισχύος 5 MW

Έχοντας διερευνήσει την συμπεριφορά του συστήματος υπό ανακυκλική φόρτιση, μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής, στο παρόν εδάφιο μελετάται το εν λόγω σύστημα υπό τις πραγματικές φορτίσεις μίας πλήρως προσομοιωμένης τυπικής ανεμογεννήτριας ισχύος 5 MW. Η διερεύνηση αφορά τόσο στην επιρροή της διαμέτρου και του μήκους έμπηξης στην συνολική απόκριση όσο και στην επιλογή των αντιπροσωπευτικών φορτίσεων για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς της ανεμογεννήτριας στην διάρκεια της ζωής της. Ως προς τις συνθήκες επαφής φρέατος-εδάφους εξετάζονται δύο περιπτώσεις : (α) ιδανικές συνθήκες επαφής, όπως έχουν ορισθεί και στα προηγούμενα εδάφια και (β) ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ της εξωτερικής παρειάς της παράπλευρης επιφάνειας και του περιβάλλοντος εδάφους. Η θεώρηση μη γραμμικοτήτων στην εσωτερική παράπλευρη επιφάνεια δεν λαμβάνεται υπόψιν στο εξής, καθώς, όπως αποδείχθηκε στο προηγούμενο εδάφιο, δεν μεταβάλλει σημαντικά την συνολική απόκριση του συστήματος υπό καθεστώς μικρών παραμορφώσεων (στο οποίο εμπίπτουν οι πραγματικές φορτίσεις της ανεμογεννήτριας). Συγχρόνως, η υποπίεση που αναπτύσσεται στο εσωτερικό του φρέατος λόγω της μεθόδου εγκατάστασης, καθιστά μειωμένη την πλαστικοποίηση που υφίσταται το εσωτερικό έδαφος κατά την φάση έμπηξης. Υπενθυμίζεται πως η άνω επιφάνεια της θεμελίωσης βρίσκεται σε πλήρη επαφή με το έδαφος για όλα τα σενάρια διεπιφανειών.

Τα φορτία του ανέμου και των θαλάσσιων κυματισμών υπολογίστηκαν σύμφωνα με τις εξισώσεις που περιγράφησαν στο 2^ο Κεφάλαιο της εργασίας. Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν (επιλέχθησαν οι δυσμενέστερες υπέρ της ασφαλείας του σχεδιασμού) και

οι προκύπτουσες τιμές των φορτίων παρουσιάζονται στους **Πίνακες 5.1** και **5.2**. Σημειώνεται ότι η δύναμη του ανέμου ασκείται στο ύψος του ρότορα, ενώ η δύναμη των θαλάσσιων κυματισμών ασκείται σε ύψος 8 m από το επίπεδο του πυθμένα.

Μελετήθηκαν δύο κύρια σενάρια φόρτισης :

1. Ανακυκλική φόρτιση ανέμου μίας κατεύθυνσης
2. Σταθερή φόρτιση ανέμου και ανακυκλική φόρτιση θαλάσσιων κυματισμών διπλής κατεύθυνσης

Στο **Σχήμα 5.10** απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των φορτίσεων, καθώς και οι αντίστοιχοι συνδυασμοί ροπής ανατροπής-τέμνουσας δύναμης που δρουν στην θεμελίωση. Σημειώνεται ότι, τα φορτία επιβάλλονται ψευδοστατικώς σε συνεχόμενα βήματα εναλλασσόμενου προσήμου, μολονότι στην πραγματικότητα είναι δυναμικού χαρακτήρα. Αναλογιζόμενοι ότι δεν λαμβάνουν χώρα φαινόμενα συντονισμού, η ανωτέρω προσέγγιση κρίνεται ικανοποιητική, ενώ, συγχρόνως, οδηγεί σε σημαντική μείωση του υπολογιστικού χρόνου.

Επιπλέον, ιδιαίτερη έμφαση δίνεται στην επίδραση της δεύτερης διεύθυνσης της φόρτισης στην συνολική απόκριση του συστήματος. Η πλειονότητα των υπεράκτιων ανεμογεννητριών εμφανίζει την ικανότητα περιστροφής γύρω από τον κατακόρυφο άξονά τους, με σκοπό να αποκτήσουν την βέλτιστη θέση για την καλύτερη δυνατή εκμετάλλευση του κυριάρχου ανέμου. Προς τούτο, θεωρήθηκε ότι η δεύτερη διεύθυνση δρα υπό γωνίαν 180°. Η σημασία της αλληλουχίας των κύκλων φόρτισης περιγράφεται αναλυτικώς στην συνέχεια.

Όσον αφορά στις επιτρεπόμενες μετακινήσεις και στροφές τέτοιου είδους κατασκευών, τα κριτήρια σχεδιασμού συνοψίζονται στα εξής :

- καθίζηση: $w_{max}=0.05 D$
- στροφή: $\vartheta_{max}=0.001 \text{ rad}$ [Houslby et al., 2005], ή
 $\vartheta_{max}=0.5^\circ=0.0087 \text{ rad}$ [DNV]

5.3.1 1^ο Σενάριο Φόρτισης

Όπως προαναφέρθηκε, το 1^ο σενάριο φόρτισης έγκειται σε μία σταθερή δύναμη λόγω του ανέμου στο ύψος του ρότορα και σε μία ανακυκλική δύναμη διπλής κατεύθυνσης λόγω των θαλάσσιων κυματισμών και των ρευμάτων σε ύψος περίπου 8 m από την βάση της θεμελίωσης. Αρχικώς, επιβάλλονται τα ίδια βάρη της θεμελίωσης και της ανωδομής. Στο επόμενο βήμα, επιβάλλεται η σταθερή δύναμη του ανέμου. Τέλος, έπονται 10 κύκλοι φόρτισης λόγω των θαλάσσιων κυματισμών. Πρόκειται για την συνηθέστερη περίπτωση φόρτισης κατά την διάρκεια ζωής του έργου, αφού οι θαλάσσιοι κυματισμοί έχουν περίοδο της τάξης των 10 s, ενώ ο άνεμος παραμένει σταθερός για πολύ μεγαλύτερο χρονικό διάστημα (>10 min). Συγχρόνως, αποτελεί και το δυσμενέστερο σενάριο, καθώς η ανεμογεννήτρια υποβάλλεται σε έκκεντρη ταλάντωση λόγω των φορτίων των κυματισμών.

Στο **Σχήμα 5.11** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής-στροφής, καθίζησης-στροφής, καθώς και η χρονοϊστορία της στροφής. Εξετάζονται πέντε διαφορετικές θεμελιώσεις ($D=20$ και $L/D=0.5$, $D=25$ και $L/D=0.2$, $D=25$ και $L/D=0.2$, $D=30$ και $L/D=0.2$, $D=30$ και $L/D=0.5$) υπό ιδανικές (αριστερά διαγράμματα) και υπό ατελείς συνθήκες επαφής με το έδαφος (δεξιά διαγράμματα). Όταν, λοιπόν, η παράπλευρη επιφάνεια θεωρείται πλήρως συγκολλημένη με το περιβάλλον έδαφος, το φρέαρ με την μικρότερη διάμετρο ($D=20$) υπερβαίνει το όριο λειτουργικότητας σε στροφή, ήδη από τον πρώτο κύκλο φόρτισης. Οι μεγαλύτερης διαμέτρου θεμελιώσεις, αντιθέτως, παραμένουν εντός των λειτουργικών ορίων και μετά το πέρας των 10 κύκλων. Επιπλέον, όπως παρατηρήθηκε από τους Kourkoulis et al. [2012], για την βελτίωση της απόκρισης της θεμελίωσης είναι προτιμητέο και αποδοτικότερο να υιοθετηθεί φρέαρ μεγαλύτερης διαμέτρου και όχι μεγαλύτερου βάθους εγκιβωτισμού. Συγκρίνοντας τις θεμελιώσεις $D=20$ m, $L/D=0.5$ και $D=25$ m, $L/D=0.2$, ενώ σε όρους κόστους υλικού είναι πρακτικώς ισοδύναμες, η θεμελίωση με την μεγαλύτερη διάμετρο και το μικρότερο μήκος έμπηξης εμφανίζει καλύτερη συμπεριφορά. Το ανωτέρω συμπέρασμα επεκτείνεται και σε φρέατα μεγαλύτερης διαμέτρου ($D=30$ m, $L/D=0.2$ έναντι της $D=25$ m, $L/D=0.5$). Όσον αφορά στην καθίζηση, σημειώνεται ότι στα διαγράμματα έχει αφαιρεθεί η καθίζηση λόγω του ιδίου βάρους της θεμελίωσης και της ανωδομής, προκειμένου το ενδιαφέρον να επικεντρωθεί στην πρόσθετη καθίζηση λόγω των εξωτερικών φορτίων. Όντας

αναμενόμενο, όσο αυξάνονται οι διαστάσεις της θεμελίωσης, τόσο μικρότερη τιμή λαμβάνει η καθίζηση.

Η υιοθέτηση ατελών συνθηκών επαφής, όπου λαμβάνουν χώρα γεωμετρικές μη γραμμικότητες, οδηγεί σε σαφώς δυσμενέστερη απόκριση. Η αποκόλληση σε συνδυασμό με την μειωμένη διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας, συνεπάγεται αυξημένες στροφές. Ενδεικτικότερα, για την θεμελίωση με διάμετρο $D=20\text{m}$ η μέγιστη στρόφη διπλασιάζεται, ενώ σημαντική είναι η αύξηση και στην θεμελίωση με διάμετρο $D=25\text{ m}$ (περίπου 53% και 50%, για $L/D=0.2$ και $L/D=0.5$, αντιστοίχως). Μάλιστα, η μικρότερη θεμελίωση ($D=20\text{ m}$ και $L/D=0.5$) καθιστάται ακατάλληλη ήδη από την επιβολή μόνον του ανέμου, ενώ η επερχόμενη ανακυκλική φόρτιση των κυματισμών αυξάνει περαιτέρω την συσσώρευση. Το ίδιο συμβαίνει και για το φρέαρ με διάμετρο $D=25\text{m}$ και βάθος εγκιβωτισμού $L=5\text{m}$ ($L/D=0.5$). Υπενθυμίζεται ότι αγνοώντας την ύπαρξη ατελών συνθηκών επαφής, η τελευταία θεμελίωση βρισκόταν εντός των επιτρεπτών ορίων. Για τις μεγαλύτερης διαμέτρου εξεταζόμενες θεμελιώσεις ($D=30\text{m}$) η αύξηση αγγίζει το 36% και 25% για την ρηχώς και την βαθύτερα εγκιβωτισμένη, αντιστοίχως. Ως προς την υιοθέτηση της αποδοτικότερης λύσης, η υπεροχή της αύξησης της διαμέτρου έναντι της αύξησης του βάθους εγκιβωτισμού είναι προφανής και υπό ατελείς συνθήκες επαφής.

Σε όρους καθιζήσεων, η μείωση της διατμητικής αντίστασης της διεπιφάνειας συνεπάγεται σχεδόν διπλάσιες τιμές καθίζησης. Σημειώνεται στο σημείο αυτό, ότι, για την ίδια διάμετρο, τα φρέατα με τον μικρότερο βαθμό εγκιβωτισμού παρουσιάζουν ελαφρώς μικρότερη καθίζηση λόγω, αποκλειστικώς, των εξωτερικών φορτίων (μειωμένη κλίση στο αντίστοιχο διάγραμμα). Το τελευταίο οφείλεται στην κινητοποίηση του εγκλεισμένου εδάφους εξαιτίας της αποκόλλησης της αντίθετης προς την φορά φόρτισης πλευράς, όπως εξηγήθηκε και σε προηγούμενο εδάφιο. Ωστόσο, η καθίζηση δεν αποτελεί κρίσιμη παράμετρο για την καταλληλότητα της θεμελίωσης, καθώς απέχει αρκετά από την τιμή σχεδιασμού. Όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 5.12**, λαμβάνοντας υπόψιν και τα ίδια βάρη, η τελική καθίζηση αποτελεί μόλις το 1.5% περίπου της επιτρεπόμενης τιμής, ήτοι $w_{max}=0.05D=0.1\text{ m}$ (αναφερόμενοι στο φρέαρ διαμέτρου $D=20\text{ m}$).

Εν συνεχεία, εξετάζεται η επίδραση της δεύτερης διεύθυνσης, υποθέτοντας ότι δρα υπό γωνία 180°. Προς τούτο, πριν την έναρξη της σταθερής ανεμοπίεσης και των επακόλουθων ανακυκλικών κυματισμών, προηγείται ακριβώς το ίδιο σενάριο αλλά με αντίθετης φοράς ανεμοπίεση. Η χρονοϊστορία των εν λόγω φορτίων απεικονίζεται στο **Σχήμα 5.13**. Ενώ, λοιπόν, μέχρι τους πρώτους 10 κύκλους η απόκριση είναι η ίδια, λόγω της απόλυτης συμμετρίας του προβλήματος, όταν επέλθει αλλαγή της φοράς φόρτισης τα αποτελέσματα διαφέρουν.

Ξεκινώντας με τις συνθήκες πλήρους επαφής μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης, στο **Σχήμα 5.14** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής-στροφής και οι χρονοϊστορίες της στροφής για τις τρεις μικρότερες σε μέγεθος θεμελιώσεις ($D=20\text{m}$ και $L/D=0.5$, $D=25\text{m}$ και $L/D=0.2$, $D=25\text{m}$ και $L/D=0.5$). Καταρχάς, παρατηρείται ότι η αλλαγή της φοράς του ανέμου συνεπάγεται μείωση της στροφής πριν την έναρξη της ανακυκλικής φόρτισης των κυματισμών (περίπου 16% και για τις τρεις θεμελιώσεις). Οι μηχανισμοί που διέπουν το πρόβλημα είναι οι εξής [**Σχήμα 5.15**]:

α) Η αρχική στροφή της θεμελίωσης κατά τους πρώτους δέκα κύκλους φόρτισης συνεπάγεται εκτροπή της μάζας από την αρχική της θέση. Κατά την αντιστροφή της φόρτισης λοιπόν, η ίδια δύναμη καλείται πλέον να αντιμετωπίσει και μία ροπή επαναφοράς λόγω του βάρους (φαινόμενα 2^{ας} τάξεως). Συνεπώς, όσο μεγαλύτερη είναι η αρχική στροφή τόσο πιο ευεργετική (οδηγώντας σε μείωση της τελικής στροφής) είναι η δράση της ανωτέρω ροπής.

(β) Η πλαστικοποίηση που υφίσταται το έδαφος κατά τους πρώτους δέκα κύκλους φόρτισης συνεπάγεται μειωμένη αντίσταση κατά την αντιστροφή της φοράς, αφού η μη γραμμική συμπεριφορά είναι μη αναστρέψιμη. Ο μηχανισμός αυτός δρα ανασταλτικά, καθώς όσο μεγαλύτερη είναι η αρχική στροφή τόσο εντονότερη η αρχική εδαφική πλαστικοποίηση, άρα τόσο πιο μειωμένη η μετέπειτα παρεχόμενη αντίσταση.

Τα αντίστοιχα διαγράμματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.16** θεωρώντας ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης. Τα ανωτέρω συμπεράσματα επαληθεύονται και μάλιστα σε εντονότερο βαθμό. Η μείωση της στροφής πριν την έναρξη της ανακυκλικής φόρτισης είναι 23%, 17% και 39% για τις τρεις θεμελιώσεις, αντιστοίχως. Τα ποσοστά μείωσης είναι αυξημένα, αφού η παραμένουσα στροφή πριν την αλλαγή

κατεύθυνσης είναι μεγαλύτερη απ'ότι στις συνθήκες πλήρους επαφής, άρα αυξάνεται η ευεργετική συνεισφορά της ροπής λόγω P-δ. Ωστόσο, εντύπωση προκαλεί το γεγονός ότι η μικρότερη σε μέγεθος θεμελίωση ($D=20\text{m}$ και $L/D=0.5$) παρουσιάζει την μισή μείωση απ'ότι η μεγαλύτερη ($D=25$ και $L/D=0.5$). Η αιτία οφείλεται στον δεύτερο μηχανισμό: η πολύ μεγαλύτερη αρχική στροφή της μικρότερης θεμελίωσης οδηγεί μεν σε μεγαλύτερη ευεργετική ροπή αλλά συνεπάγεται και εντονότερη πλαστικοποίηση του εδάφους. Συνεπώς η παρεχόμενη από το έδαφος αντίσταση κατά την αντιστροφή της φόρτισης είναι σημαντικώς μειωμένη. Τέλος, στην περίπτωση της ρηχώς εγκιβωτισμένης θεμελίωσης, ωστόσο, οι συνθήκες επαφής δεν επηρεάζουν σημαντικώς την εν λόγω μείωση, αφού η παράπλευρη επιφάνεια συμμετέχει σε μικρό ποσοστό στην συνολική αντοχή της θεμελίωσης.

Επεκτείνοντας την παραπάνω διερεύνηση, στα **Σχήμα 5.18** απεικονίζεται η στροφή συναρτήσει του αριθμού των κύκλων και οι καμπύλες καθίζησης-στροφής για ιδανικές και ατελείς συνθήκες επαφής. Ωστόσο, κατά την αντιστροφή της φοράς φόρτισης έπονται 20 κύκλοι λόγω των θαλάσσιων κυματισμών [**Σχήμα 5.17**]. Ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός ότι μετά από ένα σύνολο 30 κύκλων φόρτισης, η προκύπτουσα στροφή εξακολουθεί να είναι μικρότερη, έναντι αυτής των 10 κύκλων χωρίς αλλαγή της φοράς της ανεμοπίεσης. Συνεπώς, η επίδραση της δεύτερης διεύθυνσης και η αλληλουχία των φορτίσεων οφείλει να λαμβάνεται υπόψιν, καθώς μπορεί να αποδειχθεί ευεργετική για την συνολική απόκριση του συστήματος. Εξάριση, φυσικά, αποτελεί η προκύπτουσα καθίζηση, η οποία είναι προφανώς αυξημένη, αλλά με φθίνοντα ρυθμό, που αντικατοπτρίζεται στην μείωση της κλίσης του διαγράμματος κατά την αντιστροφή της φοράς φόρτισης.

Επιχειρώντας την πρόβλεψη της απόκρισης κατά την διάρκεια ζωής της ανεμογεννήτριας, στο **Σχήμα 5.19** παρουσιάζεται η λογαριθμική προεκβολή της μέγιστης στροφής από τους πρώτους 10 κύκλους φόρτισης. Τόσο υπό ιδανικές όσο και υπό ατελείς συνθήκες επαφής, η αντιστροφή της φοράς δρα ευεργετικά για όλες τις εξεταζόμενες θεμελιώσεις. Σημειώνεται ότι οι 10 κύκλοι φόρτισης δεν προσφέρουν ικανοποιητική λογαριθμική πρόβλεψη [Lekkakis, 2012], ωστόσο το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στην επίδραση της αλλαγής της φοράς και όχι στην απόλυτη τιμή της στροφής.

5.3.2 2^ο Σενάριο Φόρτισης

Η αυξητική τάση που παρουσιάζεται ως προς το μέγεθος των ανεμογεννητριών, το βάθος της θάλασσας και την απόσταση από την ακτή, καθιστά αυξημένες τις απαιτήσεις της θεμελίωσης. Συνεπώς, η εξέταση ενός μόνον σεναρίου φόρτισης δεν αρκεί για την πλήρη κατανόηση της απόκρισης του συστήματος. Στο συγκεκριμένο εδάφιο, λοιπόν, εξετάζεται η ανακυκλική φόρτιση μόνον της δύναμης του ανέμου, η οποία υπενθυμίζεται ότι επιβάλλεται στην κορυφή της ανωδομής (ύψος του ρότορα). Η κατάσταση αυτή αντιπροσωπεύει την έναρξη και την παύση λειτουργίας της ανεμογεννήτριας. Η φορά του ανέμου παραμένει σταθερή για μεγάλα χρονικά διαστήματα, ενώ το μέγεθος που μεταβάλλεται εντόνως ανά δεκάλεπτο είναι η ταχύτητά του. Συνεπώς, επιλέχθηκε να αναλυθεί, αρχικώς, προς μία μόνον κατεύθυνση.

Στο **Σχήμα 5.20** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής-στροφής, χρονοϊστορίας στροφής και καθίζησης-στροφής (αφαιρώντας ή μη τα ίδια βάρη της ανωδομής και της θεμελίωσης). Τα αποτελέσματα αφορούν στις ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης, επί το δυσμενέστερον. Η μικρότερη σε διαστάσεις θεμελίωση ($D=20$ m και $L/D=0.5$) αποδείχθηκε λειτουργικώς ακατάλληλη από το 1^ο σενάριο φόρτισης. Ωστόσο, επιλέχθηκε να αναλυθεί για λόγους συγκρίσεως. Όπως παρατηρείται, ξεπερνά εκ νέου το όριο λειτουργικότητας σε στροφή, ενώ ο ρυθμός συσσώρευσης στροφών και καθιζήσεων είναι εμφανώς αυξημένος. Σημειώνεται ότι ο εν λόγω ρυθμός συσσώρευσης τόσο της στροφής όσο και της καθίζησης είναι μεγαλύτερος έναντι αυτού του 1^{ου} σεναρίου φόρτισης, αφού το πλάτος της ταλάντωσης λόγω της ανακύκλισης του ανέμου είναι αυξημένο σε όρους ροπής ανατροπής. Η δεύτερη σε μέγεθος θεμελίωση ($D=25$ m και $L/D=0.2$) ξεπερνά την μέγιστη επιτρεπόμενη στροφή, παρόλο που η συσσώρευση λόγω της ανακύκλισης είναι αισθητά μειωμένη. Τέλος, διατηρώντας την ίδια διάμετρο αλλά αυξάνοντας τον βαθμό εγκιβωτισμού κατά 1.5 φορές, η θεμελίωση κινείται επί του ελαστικού κλάδου (αμελητέος ρυθμός συσσώρευσης), καθώς η προσφερόμενη αντίσταση σε ροπή από την παράπλευρη επιφάνεια αυξάνεται σημαντικώς.

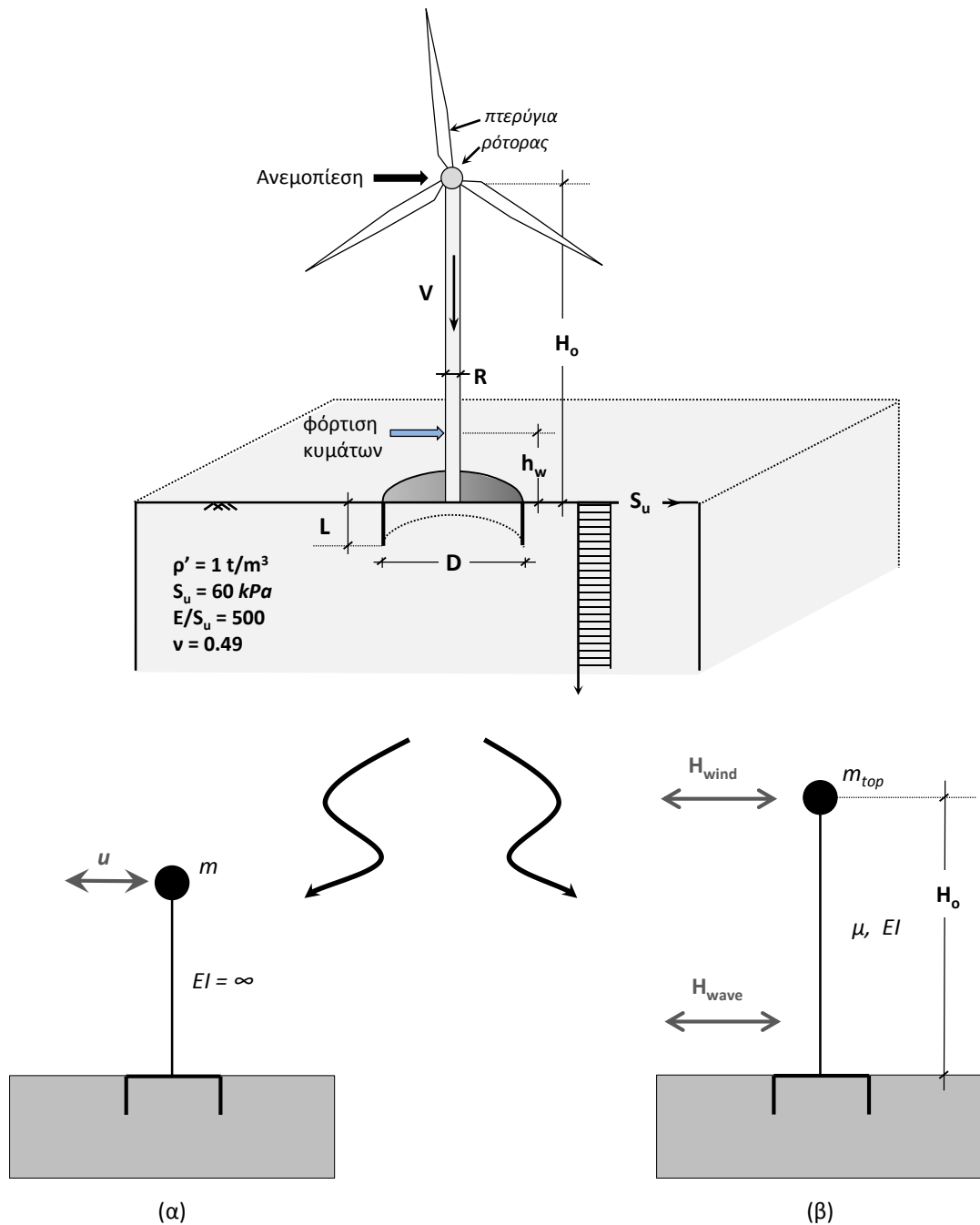
Εξετάζοντας, εν συνεχεία, την επίδραση της δεύτερης κατεύθυνσης της φόρτισης, μέσω αλλαγής της φοράς της ανακύκλισης, οδηγούμαστε στα ίδια, γενικώς, συμπεράσματα με

αυτά του 1^{ου} σεναρίου. Συγκεκριμένα, οι 10 κύκλοι φόρτισης ανέμου προς την μία κατεύθυνση οδηγούν σε μεγαλύτερη τελική στροφή, έναντι αυτής των 20 κύκλων φόρτισης προς την ίδια κατεύθυνση, αφού, όμως, έχουν προηγηθεί άλλοι 10 κύκλοι αντίθετης φοράς. [Σχήματα 5.21 και 5.22]. Οι διαφορές μεταξύ των δύο περιπτώσεων συνοψίζονται στο **Σχήμα 5.23**. Αρχικώς, συγκρίνουμε την μέγιστη στροφή στον πρώτο κύκλο φόρτισης της μίας κατεύθυνσης, όταν προηγούνται ή μη 10 κύκλοι προς την αντίθετη κατεύθυνση. Η μείωση είναι περίπου 46% για την μικρότερη θεμελίωση, 29% για $D=25$ m και $L/D=0.2$ και 40% για $D=25$ m και $L/D=0.5$. Ενώ θα ήταν αναμενόμενο, όσο μεγαλύτερη είναι η αρχική εκκεντρότητα τόσο μεγαλύτερη να είναι η μείωση της στροφής κατά την αλλαγή της φοράς, τα αποτελέσματα του 1^{ου} σεναρίου επαληθεύονται και σε αυτό το σενάριο, με αυξημένα όμως ποσοστά, λόγω μικρότερης αρχικής στροφής, άρα μικρότερης αρχικής εδαφικής πλαστικοποίησης.

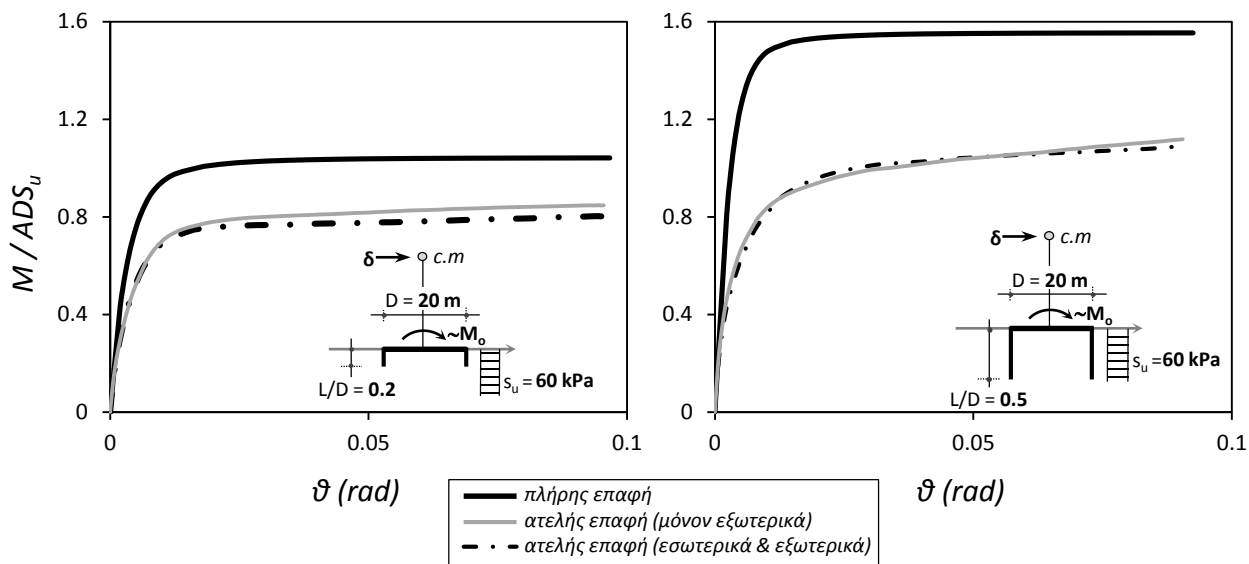
Τέλος

5^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

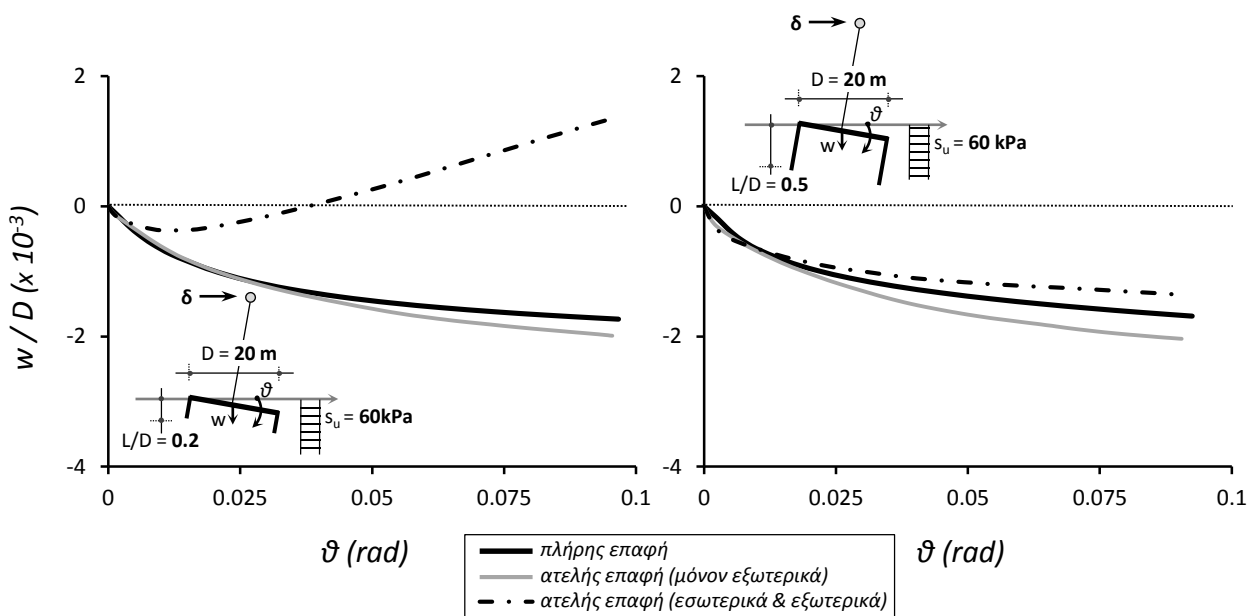
*Φορτίσεις Υπεράκτιας Ανεμογεννήτριας επί
Κοίλου Ανεστραμμένου Φρέατος*



Σχήμα 5.1. Απεικόνιση του προβλήματος και αριθμητική προσομοίωση της ανωδομής : (α) ως απλοποιημένος μονοβάθμιος ταλαντωτής με συγκεντρωμένη μάζα στο κέντρο μάζας και πυλώνα άπειρης δυσκαμψίας και (β) με το πλήρες ύψος και την πραγματική δυσκαμψία του πυλώνα



Σχήμα 5.2. Αδιάστατες καμπύλες ροπής–στροφής υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση για την ανεμογεννήτρια ισχύος 5MW. Αριστερά : $D = 20$ m και $L/D = 0.2$. Δεξιά : $D = 20$ m και $L/D = 0.5$.

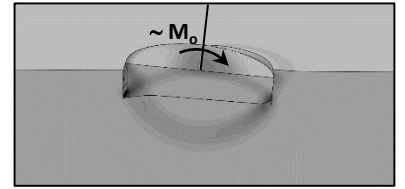
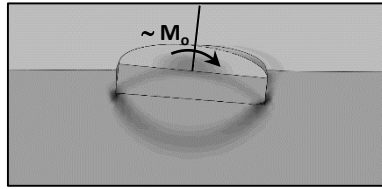
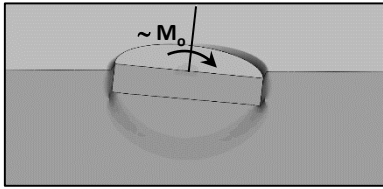


Σχήμα 5.3. Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης–στροφής υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση για την ανεμογεννήτρια ισχύος 5MW. Αριστερά : $D = 20$ m και $L/D = 0.2$. Δεξιά : $D = 20$ m και $L/D = 0.5$.

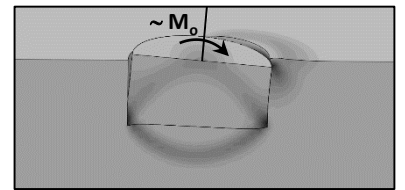
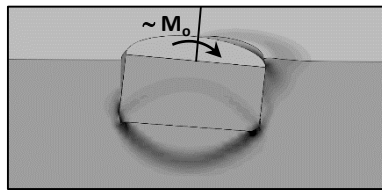
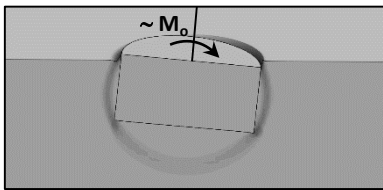
πλήρης επαφή

ατελής επαφή
(μόνον εξωτερικά)

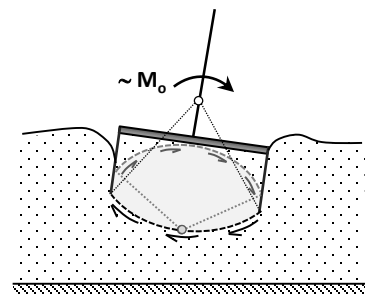
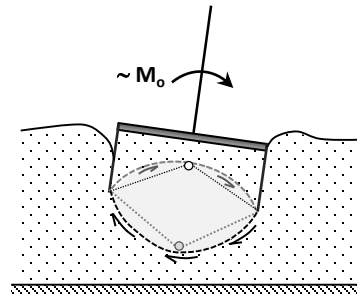
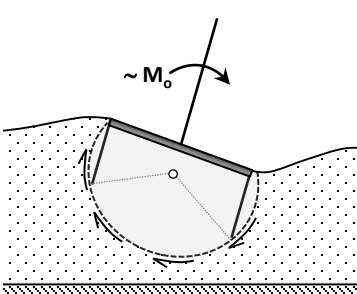
ατελής επαφή
(εσωτερικά & εξωτερικά)



(α)

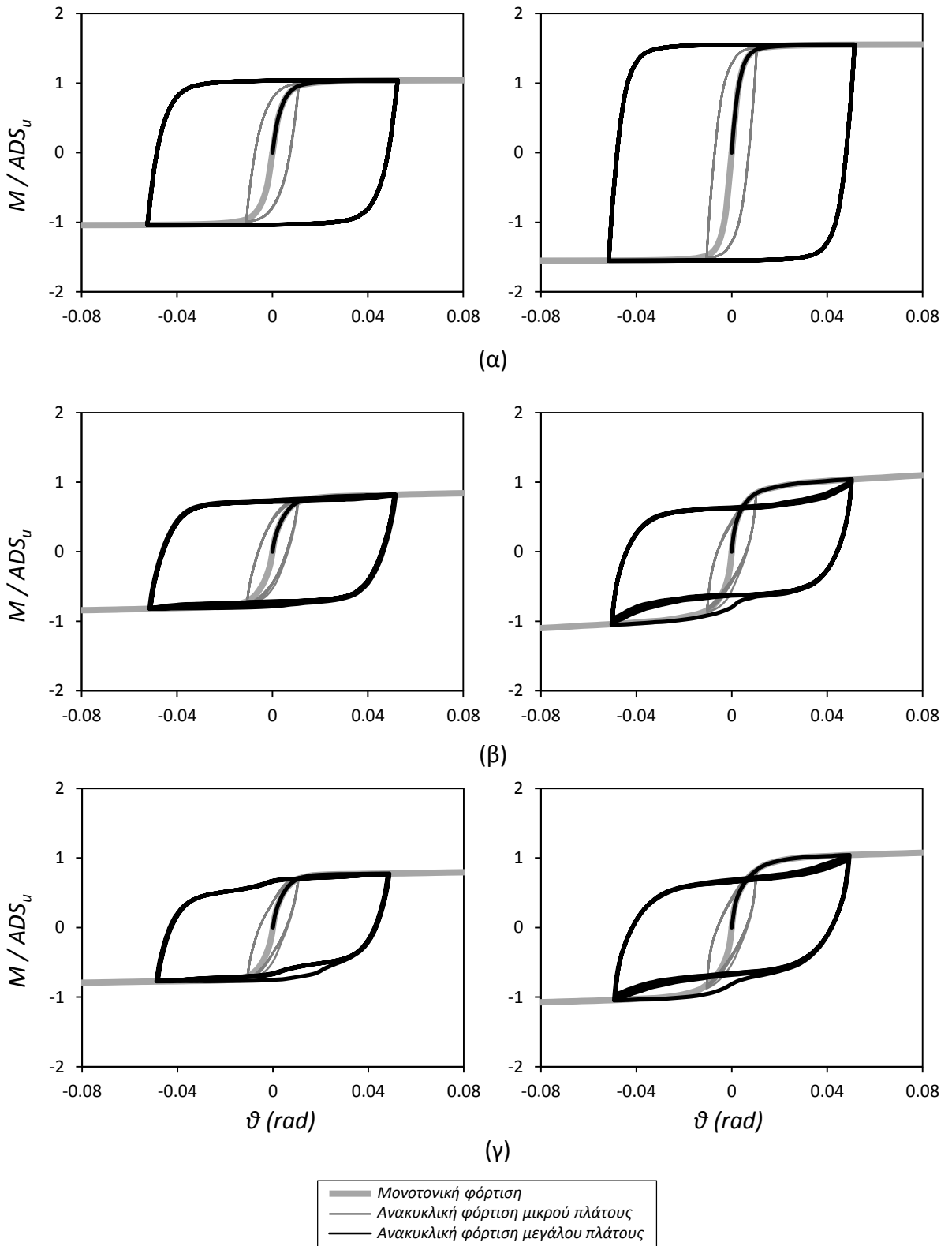


(β)

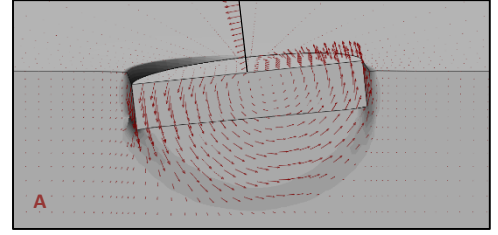
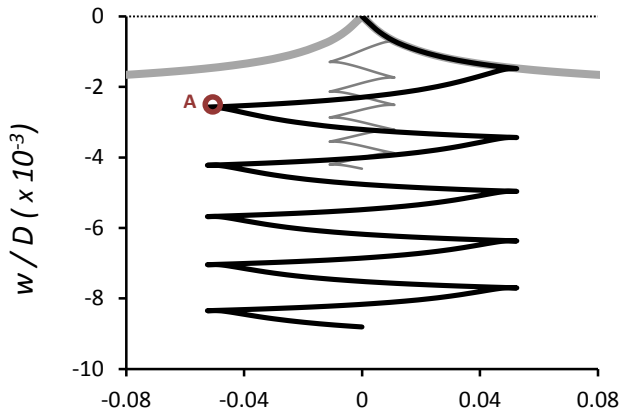


(γ)

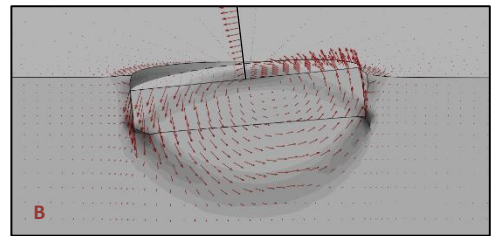
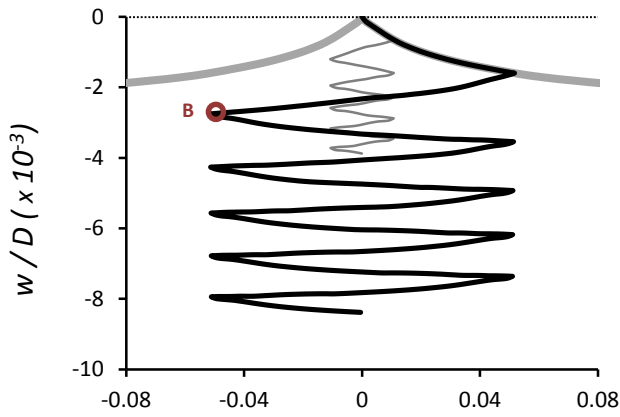
Σχήμα 5.4. Χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό μονοτονική εγκάρσια φόρτιση : (α) $D = 20$ m και $L/D = 0.2$, (β) $D = 20$ m και $L/D = 0.5$ και (γ) σκαριφηματική επεξήγηση των μηχανισμών



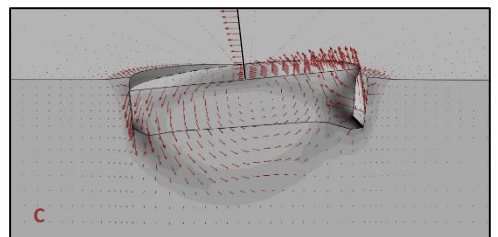
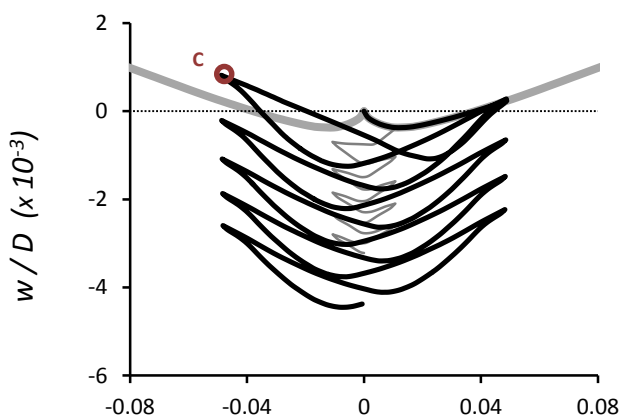
Σχήμα 5.5. Αδιάστατες καμπύλες ροπής–στροφής υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για την ανεμογεννήτρια ισχύος 5MW : (α) συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου, (β) ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου και (γ) ατελείς συνθήκες επαφής στην εσωτερική και στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Αριστερά : $D = 20$ m και $L/D = 0.2$. Δεξιά : $D = 20$ m και $L/D = 0.5$.



(α)



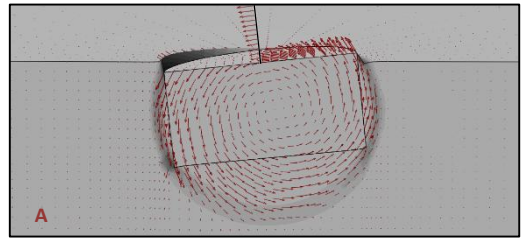
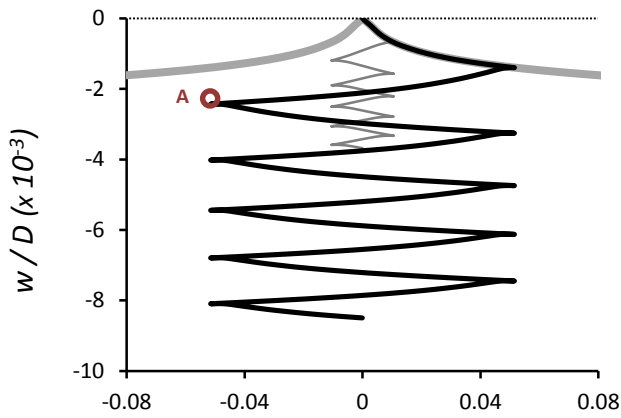
(β)



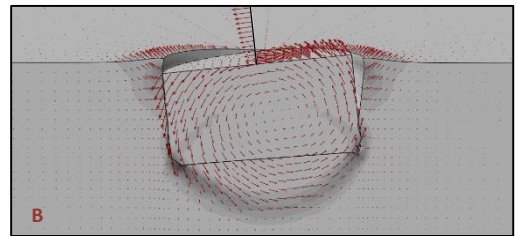
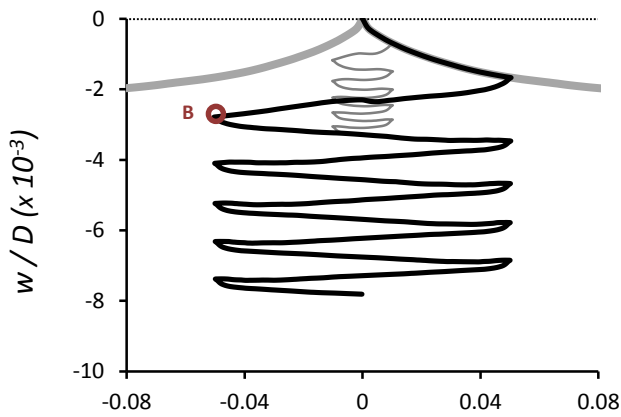
(γ)

- Μονοτονική φόρτιση
- Ανακυκλική φόρτιση μικρού πλάτους
- Ανακυκλική φόρτιση μεγάλου πλάτους

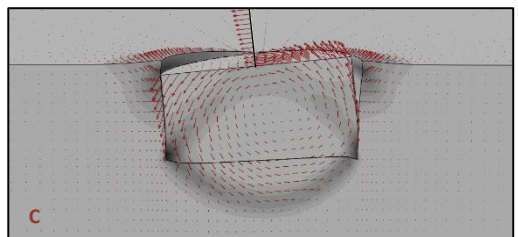
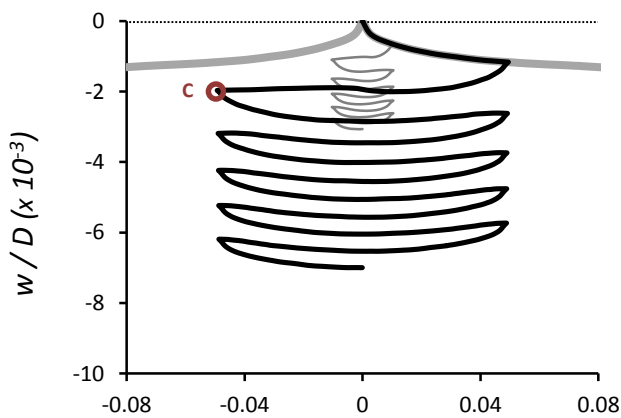
Σχήμα 5.6. Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης–στροφής υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για την ανεμογεννήτρια ισχύος 5MW : (α) συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου, (β) ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου και (γ) ατελείς συνθήκες επαφής στην εσωτερική και στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Οι καμπύλες αφορούν στην ρηχώς εγκιβωτισμένη ($L/D = 0.2$) θεμελίωση, διαμέτρου $D = 20m$



(α)

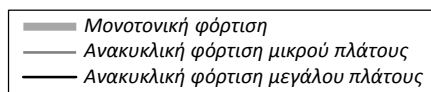


(β)

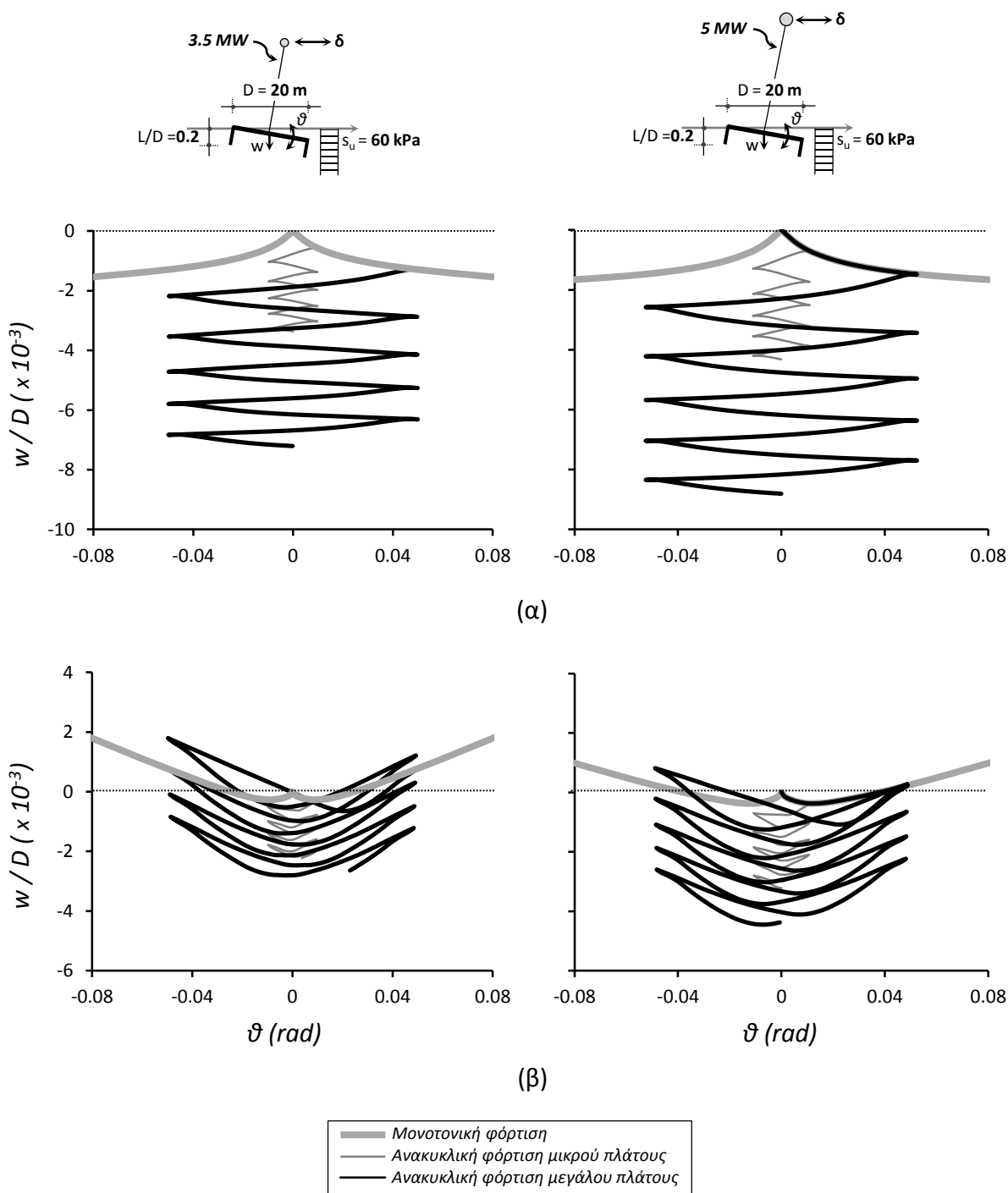


θ (rad)

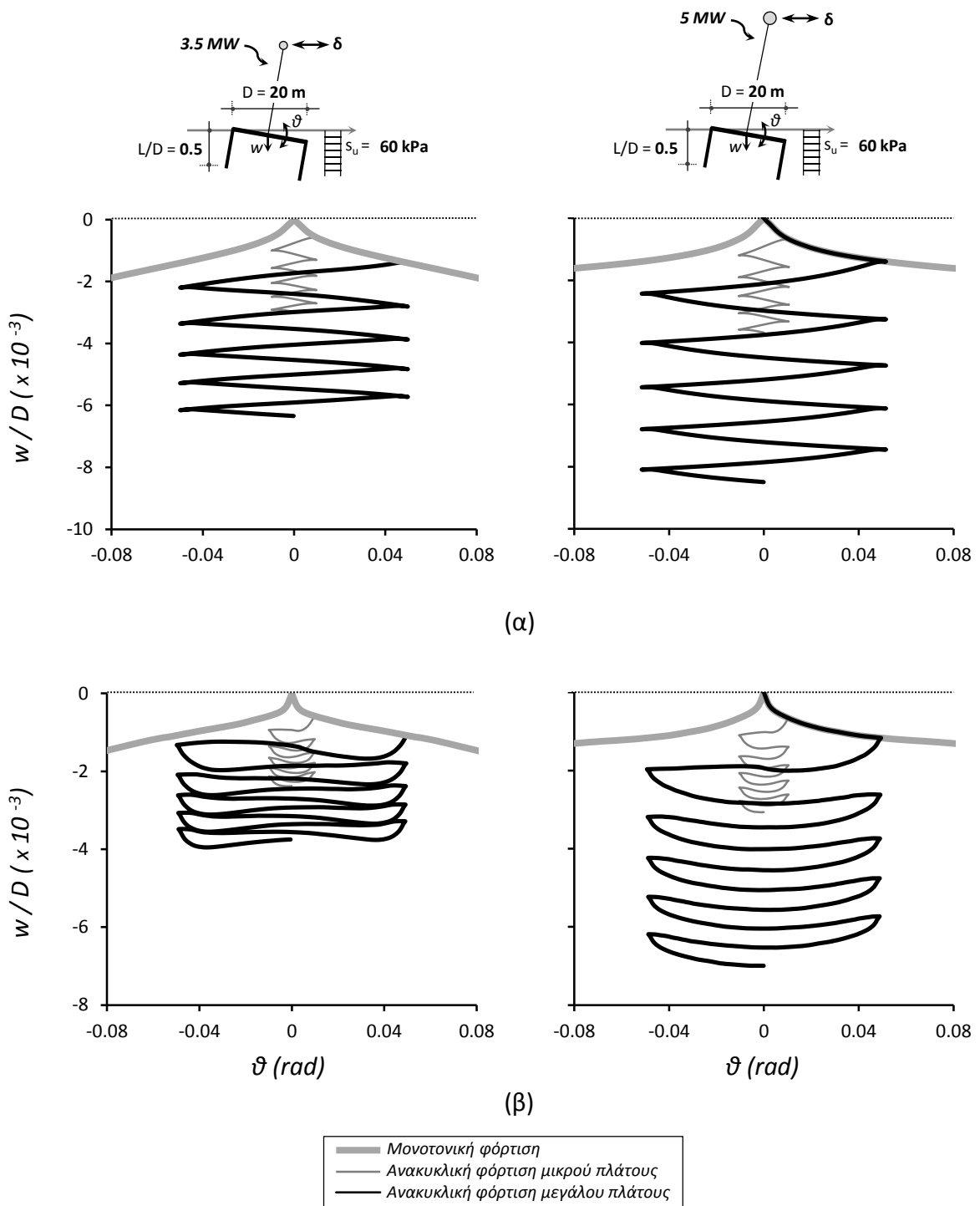
(γ)



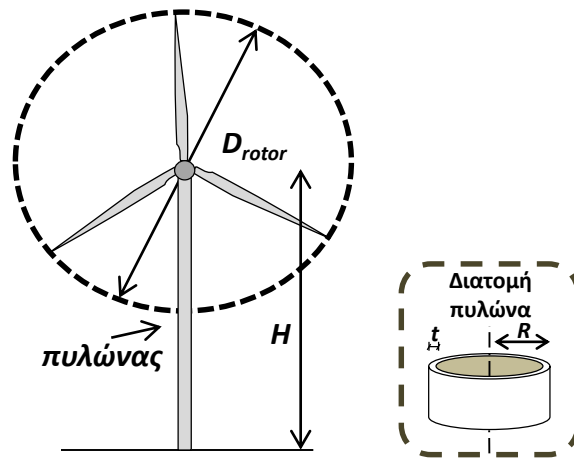
Σχήμα 5.7. Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης–στροφής υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για την ανεμογεννήτρια ισχύος 5MW : (α) συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου, (β) ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου και (γ) ατελείς συνθήκες επαφής στην εσωτερική και στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Οι καμπύλες αφορούν στην μετρίως εγκλιβωτισμένη ($L/D = 0.5$) θεμελίωση, διαμέτρου $D = 20\text{m}$



Σχήμα 5.8. Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης–στροφής υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για την ρηχώς εγκιβωτισμένη ($L/D = 0.2$) θεμελίωση, διαμέτρου $D = 20\text{m}$: (α) συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου, (β) ατελείς συνθήκες επαφής στην εσωτερική και στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Αριστερά : ανεμογεννήτρια ισχύος 3.5 MW. Δεξιά : ανεμογεννήτρια ισχύος 5 MW



Σχήμα 5.9. Αδιάστατες καμπύλες καθίζησης–στροφής υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση για την μετρίως εγκιβωτισμένη ($L/D = 0.5$) θεμελίωση, διαμέτρου $D = 20\text{m}$: (α) συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου, (β) ατελείς συνθήκες επαφής στην εσωτερική και στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου. Αριστερά : ανεμογεννήτρια ισχύος 3.5 MW. Δεξιά : ανεμογεννήτρια ισχύος 5 MW



$P = w/g$	$V : \text{m/sec}$	C_g	$D : \text{m}$	$H_{\text{wind}} : \text{kN}$
1.25	25	0.3	120	1500

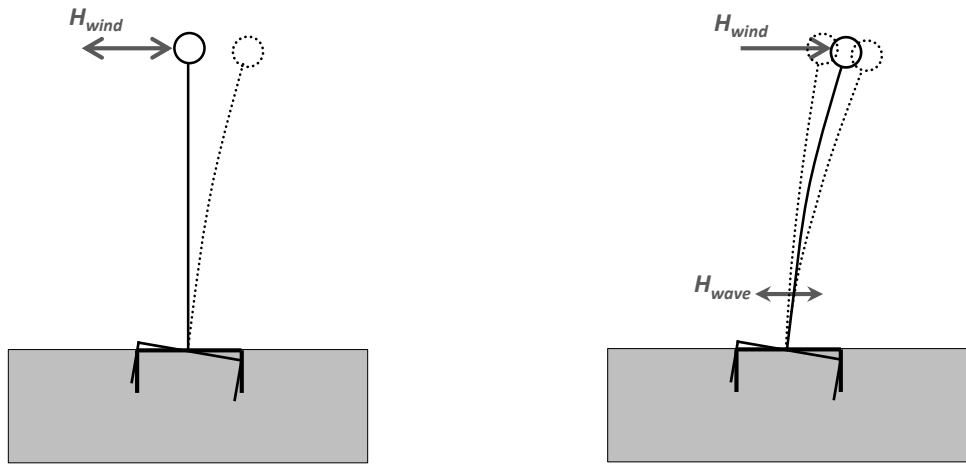
$$F = \frac{w}{2g} V^2 C_g A \quad (\text{API 1993})$$

Πίνακας 1. Υπολογισμός φορτίου λόγω του ανέμου για την ανεμογεννήτρια ισχύος 5MW

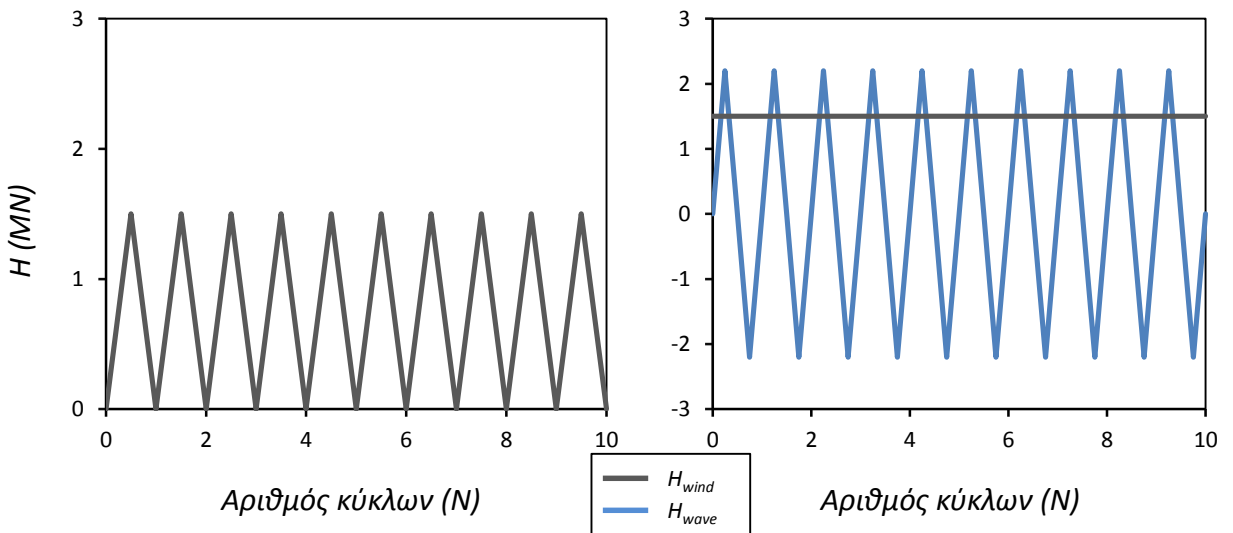
$T : \text{sec}$	$H : \text{m}$	$\lambda : \text{m}$	$f : \text{Hz}$	$d : \text{m}$	$H_{\text{wave}} : \text{kN}$
15.4	14.4	180	0.0649	15	2200

$$p = p_D + p_M = C_D \frac{1}{2} \gamma_w D u |u| + C_M \frac{\gamma_w \pi D^2}{g} \frac{1}{4} \dot{u} \quad (\text{Morison, 1950})$$

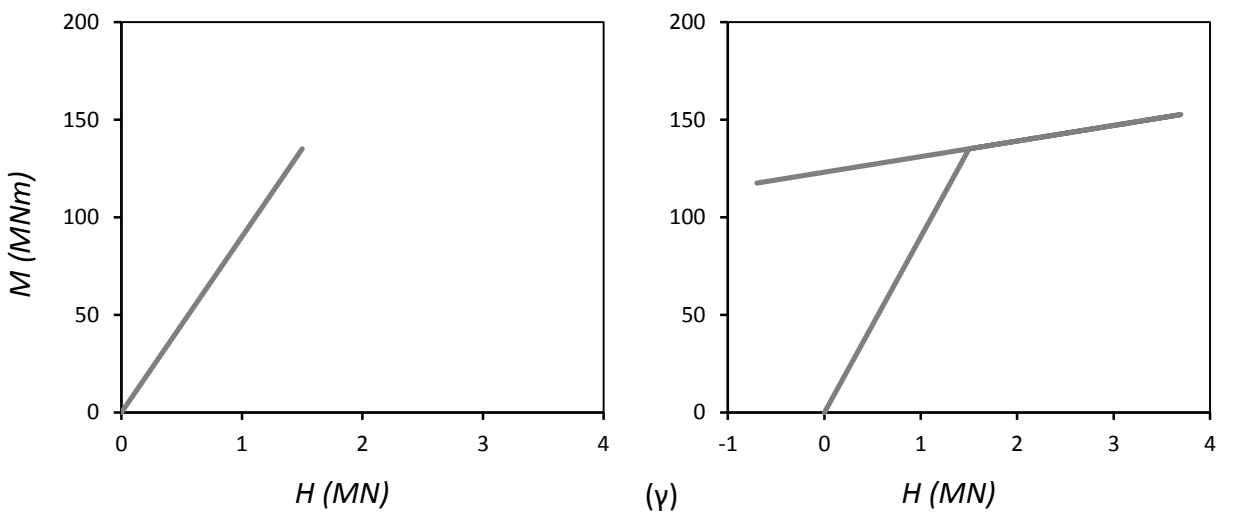
Πίνακας 2. Υπολογισμός φορτίου λόγω των θαλάσσιων κυματισμών και των ρευμάτων για την ανεμογεννήτρια ισχύος 5MW



(α)

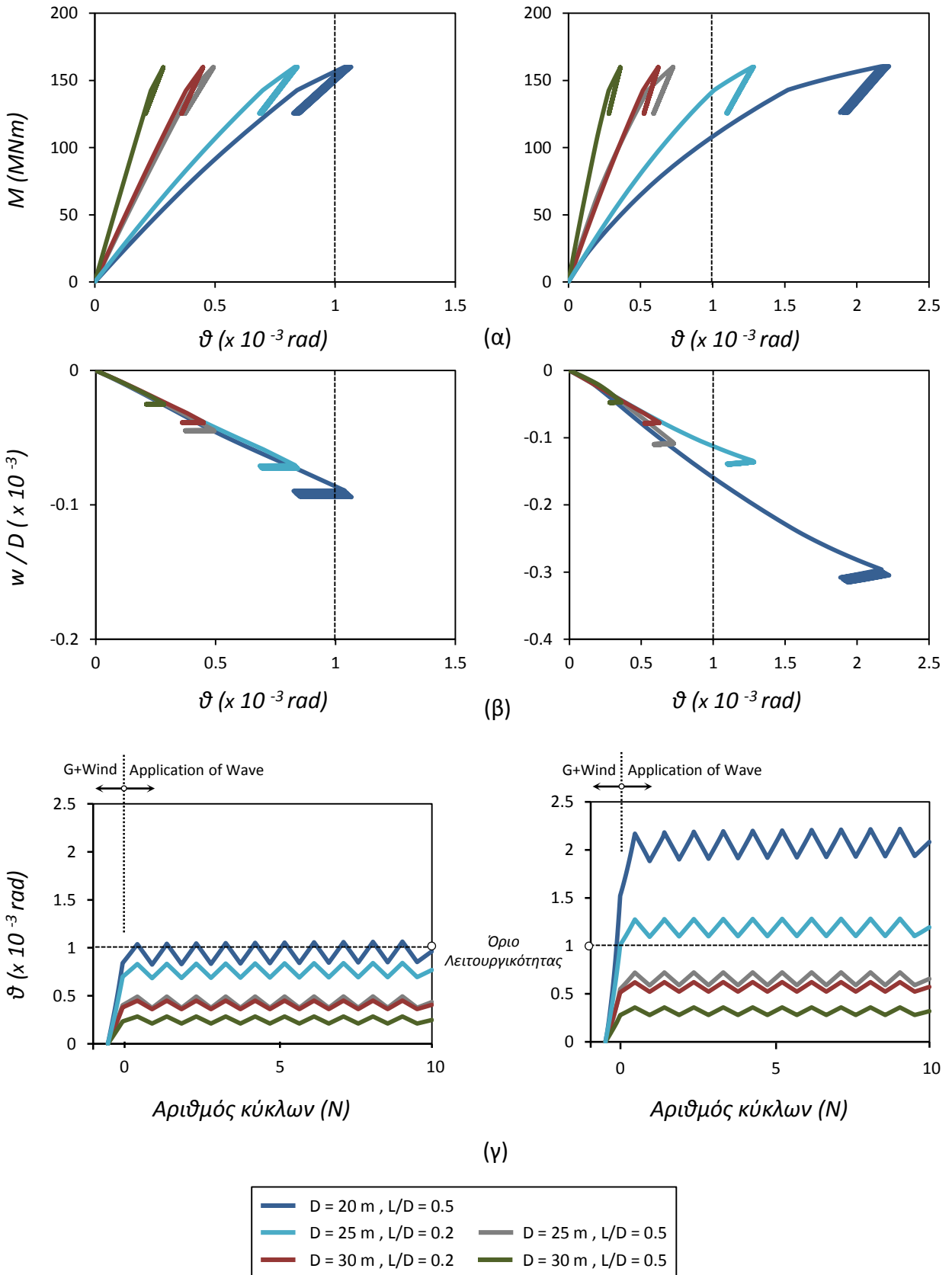


(β)

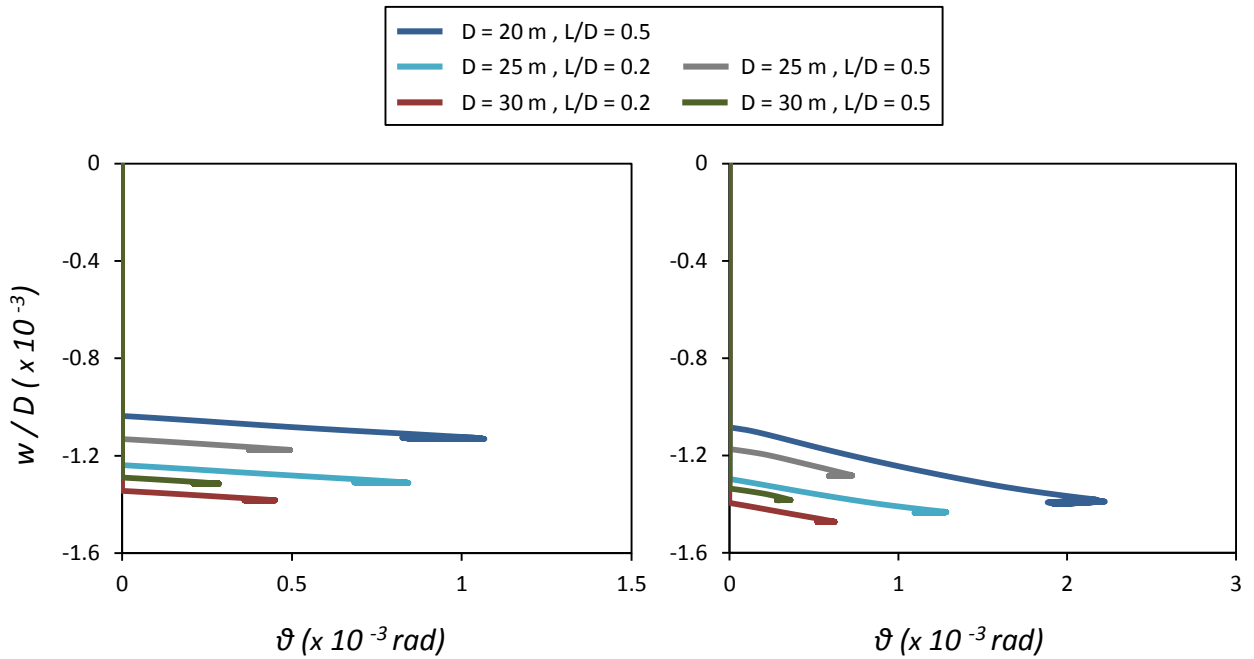


(γ)

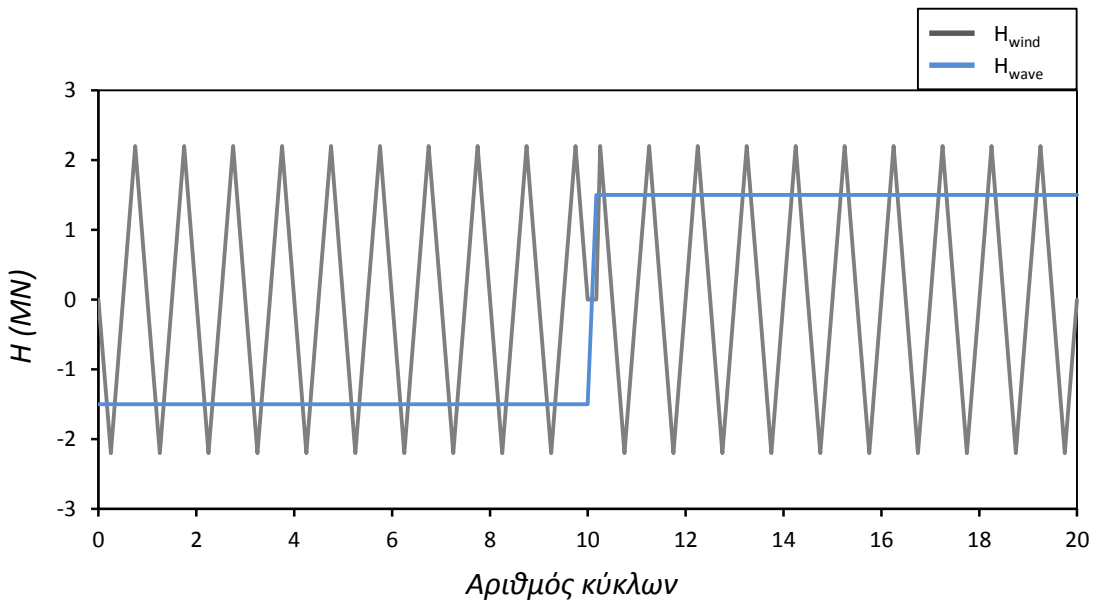
Σχήμα 5.10. Σενάρια φόρτισης της ανεμογεννήτριας ισχύος 5MW : (α) Σκαριφηματική απεικόνιση, (β) χρονοϊστορία φορτίων ανέμου (H_{wind}) και κυματισμών (H_{wave}) και (γ) συνδυασμός ροπής ανατροπής- τέμνουσας δύναμης στην βάση της θεμελίωσης. Αριστερά : ανακυκλική φόρτιση ανέμου μιας κατεύθυνσης. Δεξιά : σταθερή δύναμη ανέμου και ανακυκλική δύναμη κυματισμών διπλής κατεύθυνσης



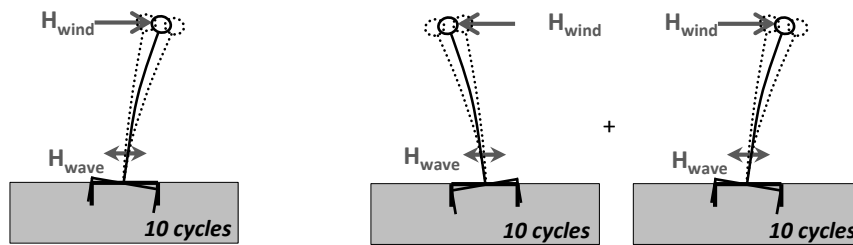
Σχήμα 5.11. Διαγράμματα (α) ροπής-στροφής, (β) καθίζησης-στροφής και (γ) χρονιοστορίας στροφής στην βάση της θεμελίωσης για το 1^ο σενάριο φόρτισης. Αριστερά: ιδανικές συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου. Δεξιά: ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου



Σχήμα 5.12. Διαγράμματα καθίζησης-στροφής στην βάση της θεμελίωσης για το 1^ο σενάριο φόρτισης. Αριστερά: ιδανικές συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου. Δεξιά: ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου

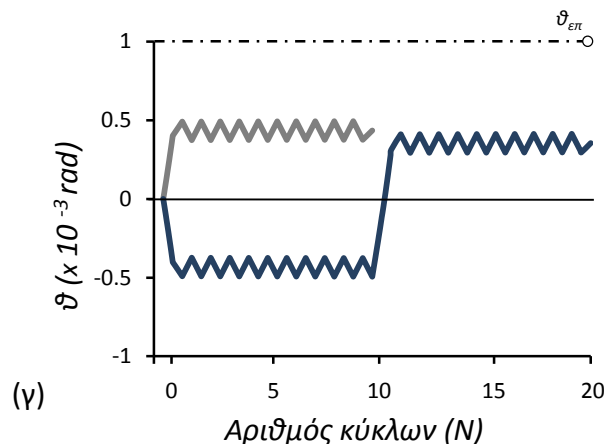
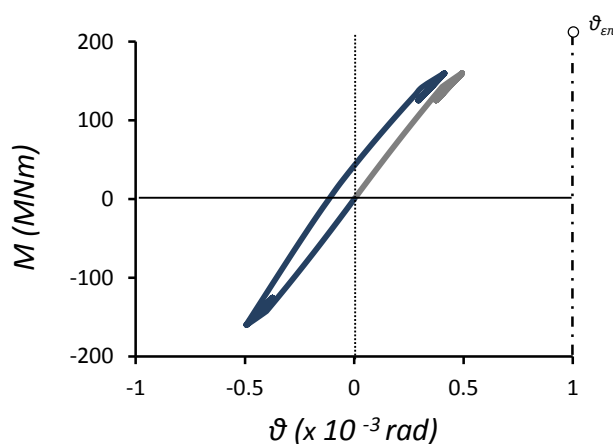
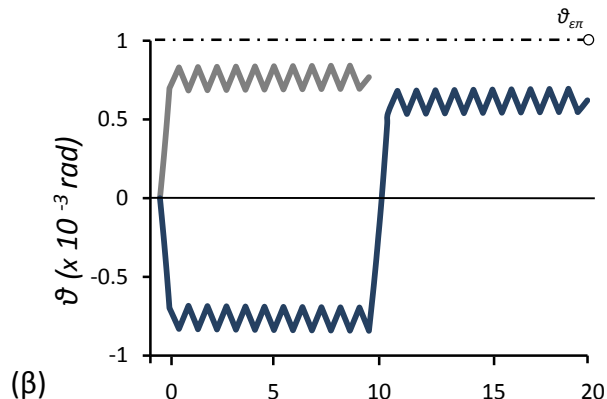
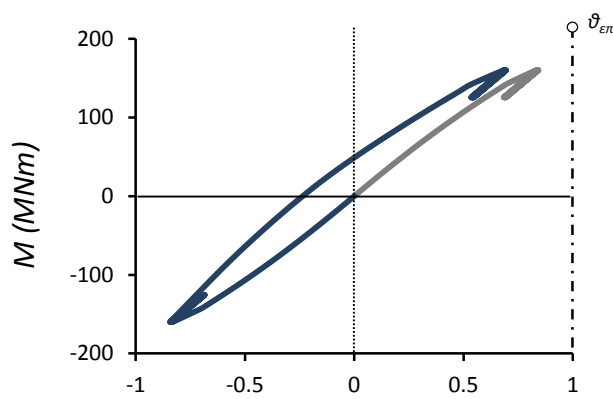
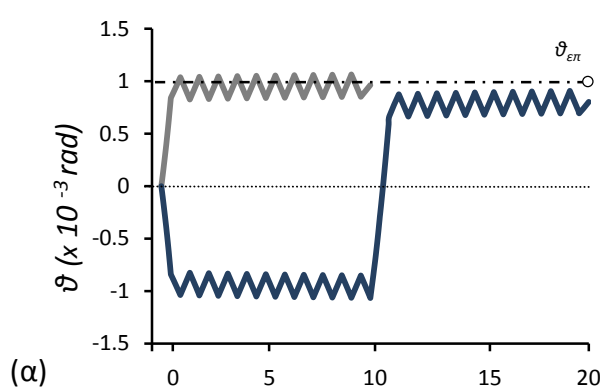
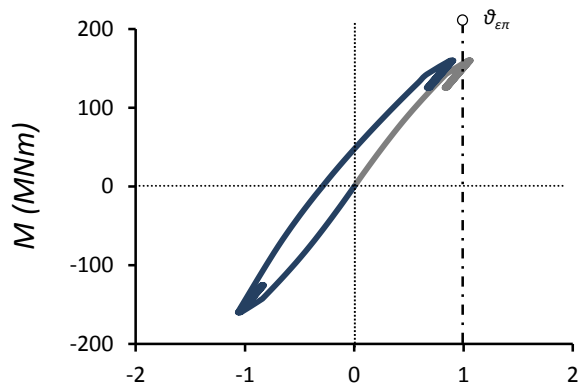


Σχήμα 5.13. Χρονοϊστορία φόρτισης: σταθερή δύναμη ανέμου (H_{wind}) και ανακυκλική δύναμη κυματισμών διπλής κατεύθυνσης (H_{wave}). Μετά το πέρας των πρώτων 10 κύκλων φόρτισης, η φορά της ανεμοπίεσης αντιστρέφεται.

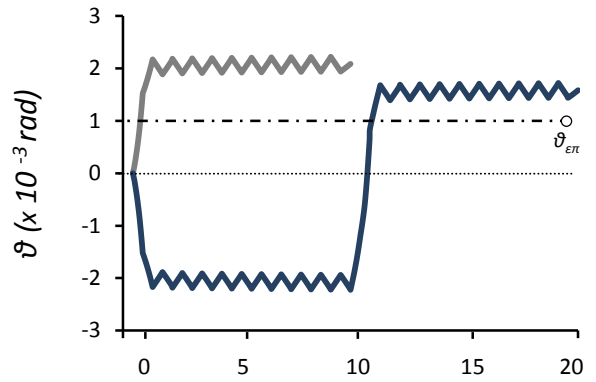
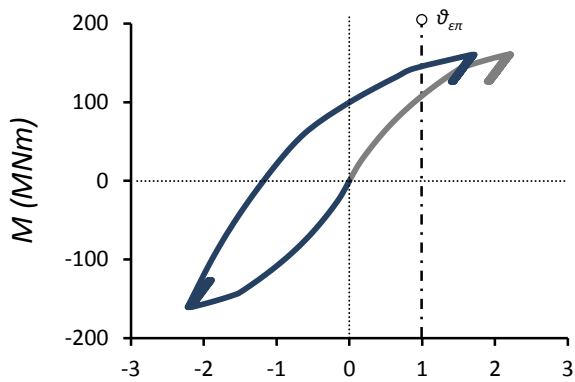


φόρτιση Α

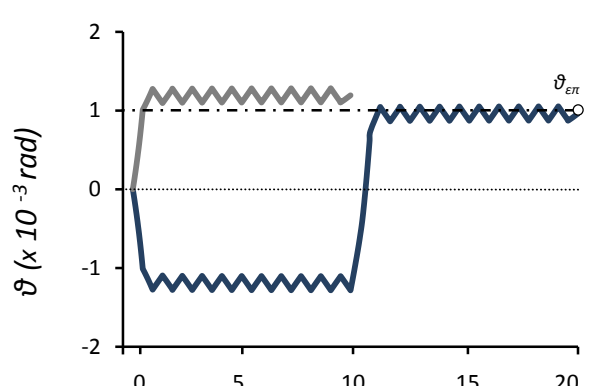
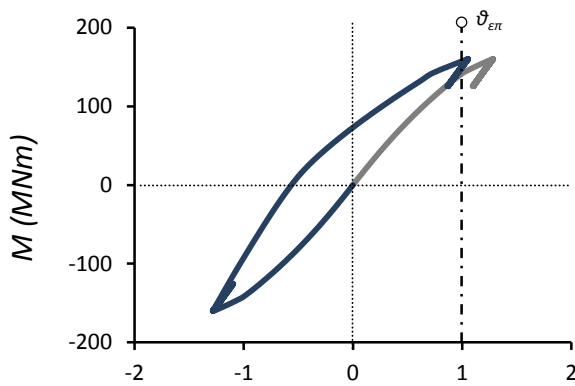
φόρτιση Β



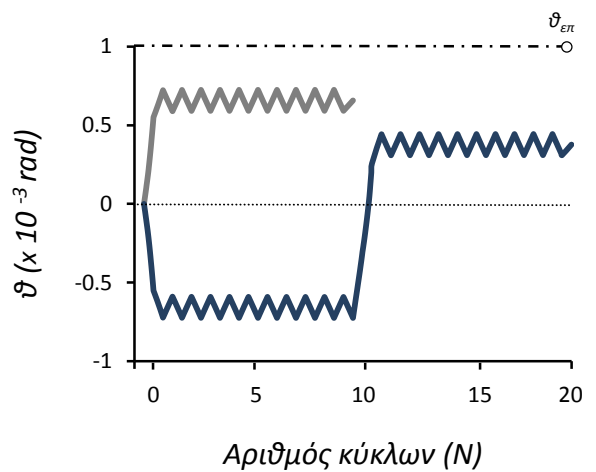
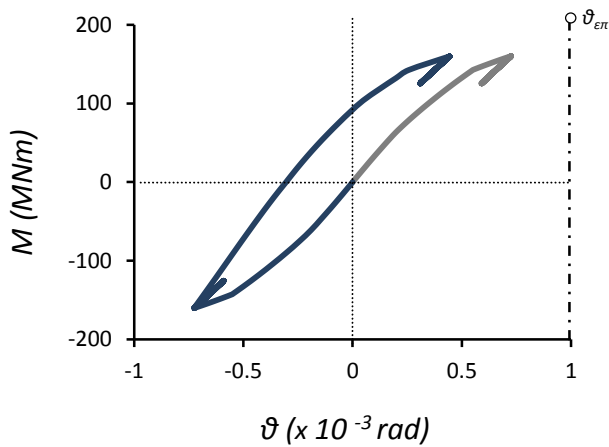
Σχήμα 5.14. Διαγράμματα ροπής–στροφής (αριστερά) και ιστορία στροφής (δεξιά), υπό ιδανικές συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίωσης. Συγκρίνονται δύο διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης : η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην “φόρτιση Α”, ενώ η γκρι γραμμή στην “φόρτιση Β”. Τα διαγράμματα αφορούν στις θεμελιώσεις : (α) $D = 20 \text{ m}$ και $L/D = 0.5$, (β) $D = 25 \text{ m}$ και $L/D = 0.2$ και (γ) $D = 25 \text{ m}$ και $L/D = 0.5$.



(α)

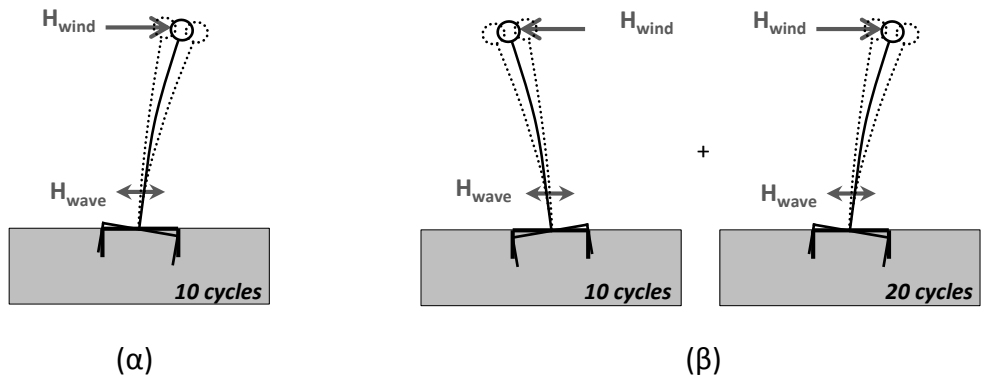


(β)

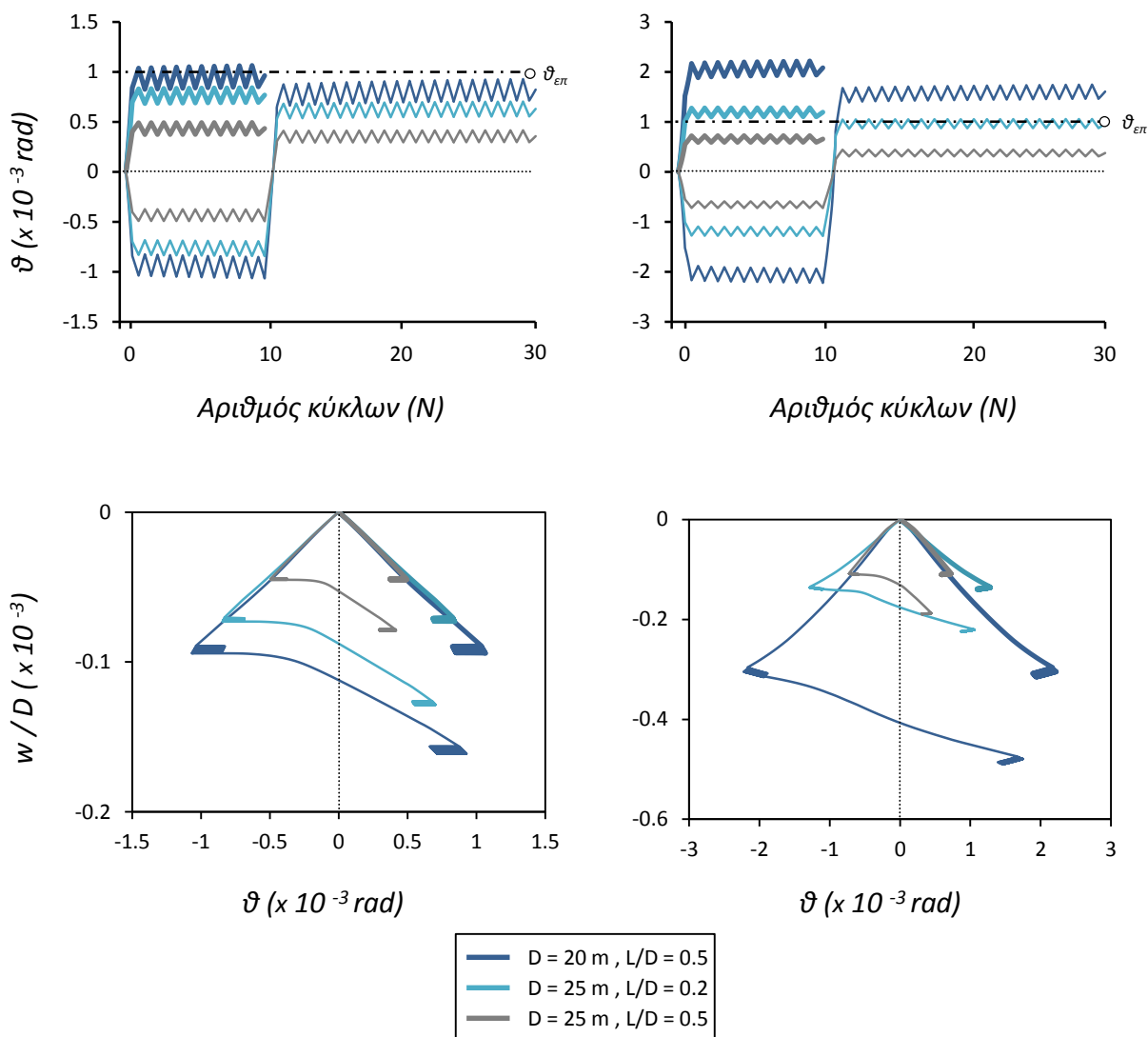


(γ)

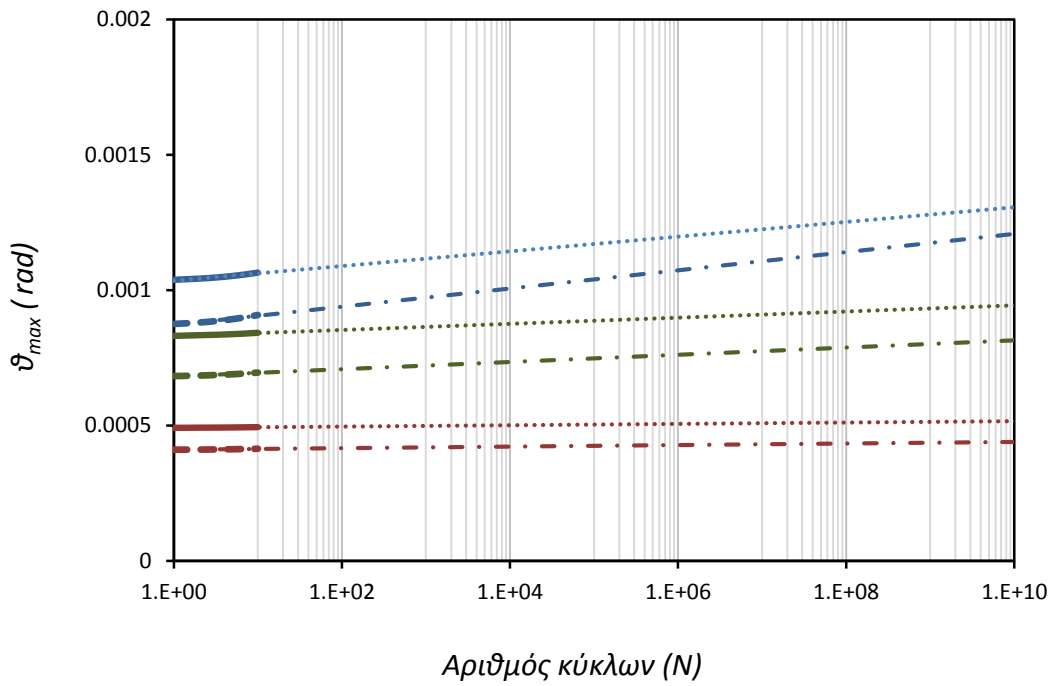
Σχήμα 5.16. Διαγράμματα ροπής–στροφής (αριστερά) και χρονοϊστορία στροφής (δεξιά), υπό ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίωσης. Συγκρίνονται δύο διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης: η μπλε γραμμή αντιστοιχεί στην “φόρτιση Α”, ενώ η γκρι γραμμή στην “φόρτιση Β”. Τα διαγράμματα αφορούν στις θεμελιώσεις : (α) $D = 20$ m και $L/D = 0.5$, (β) $D = 25$ m και $L/D = 0.2$ και (γ) $D = 25$ m και $L/D = 0.5$.



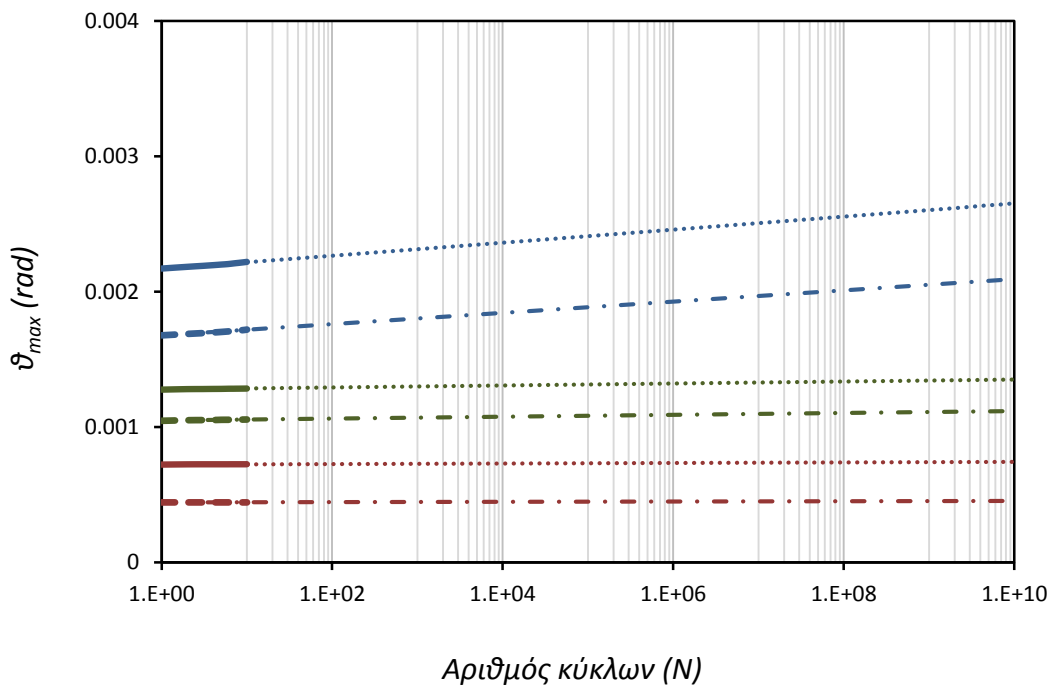
Σχήμα 5.17. Σκαριφηματική απεικόνιση των συγκρινόμενων φορτίσεων : (α) 10 κύκλοι φόρτισης κυματισμών υπό σταθερή ανεμοπίεση θετικής φοράς (“φόρτιση Α”) και (β) 10 κύκλοι φόρτισης κυματισμών υπό σταθερή ανεμοπίεση αρνητικής φοράς και 20 κύκλοι φόρτισης κυματισμών υπό σταθερή ανεμοπίεση θετικής φοράς (“φόρτιση Γ”)



Σχήμα 5.18. Διαγράμματα χρονιοιστορίας στροφής στην βάση της θεμελίωσης (επάνω) και καθίζησης-στροφής (κάτω). Οι έντονες συνεχείς γραμμές αφορούν στην “φόρτιση Α” του σχήματος 5., ενώ οι λιγότερο έντονες στην “φόρτιση Γ” του ίδιου σχήματος. Αριστερά: ιδανικές συνθήκες επαφής εδάφους-θεμελίου. Δεξιά: ατελείς συνθήκες επαφής.

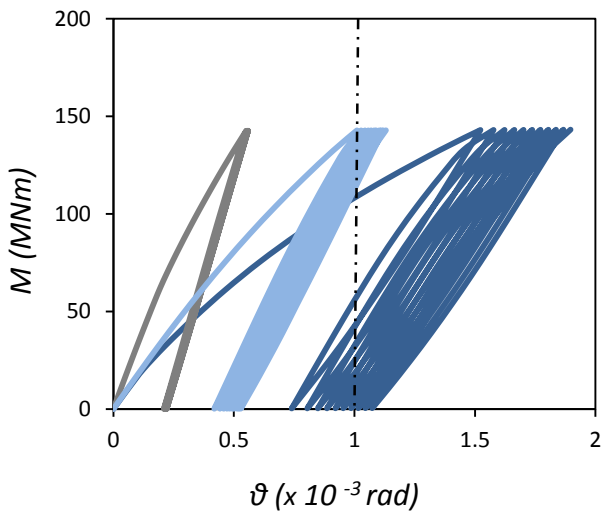


(α)

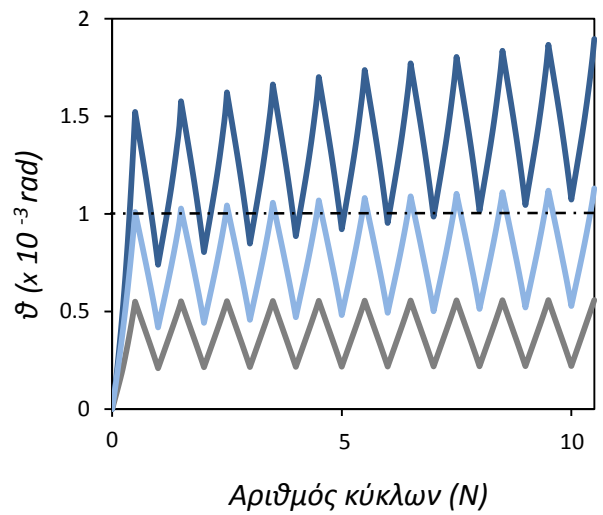


(β)

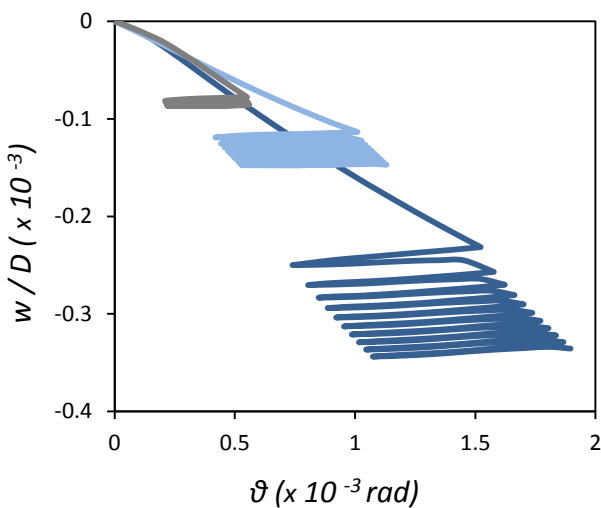
Σχήμα 5.19. Λογαριθμική προεκβολή της μέγιστης στροφής σε μεγάλο αριθμό κύκλων υπό (α) ιδανικές συνθήκες επαφής και (β) ατελείς συνθήκες επαφής. Η πρόβλεψη αφορά στην “φόρτιση Α” (συνεχείς γραμμές) και στην “φόρτιση Β” (διακεκομμένες γραμμές).



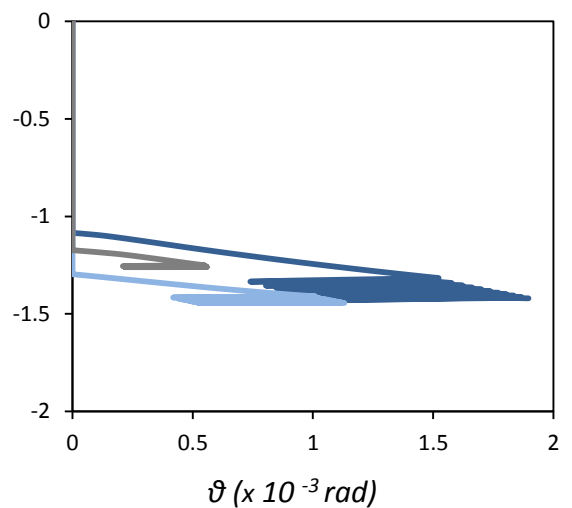
(α)



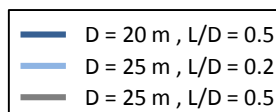
(β)



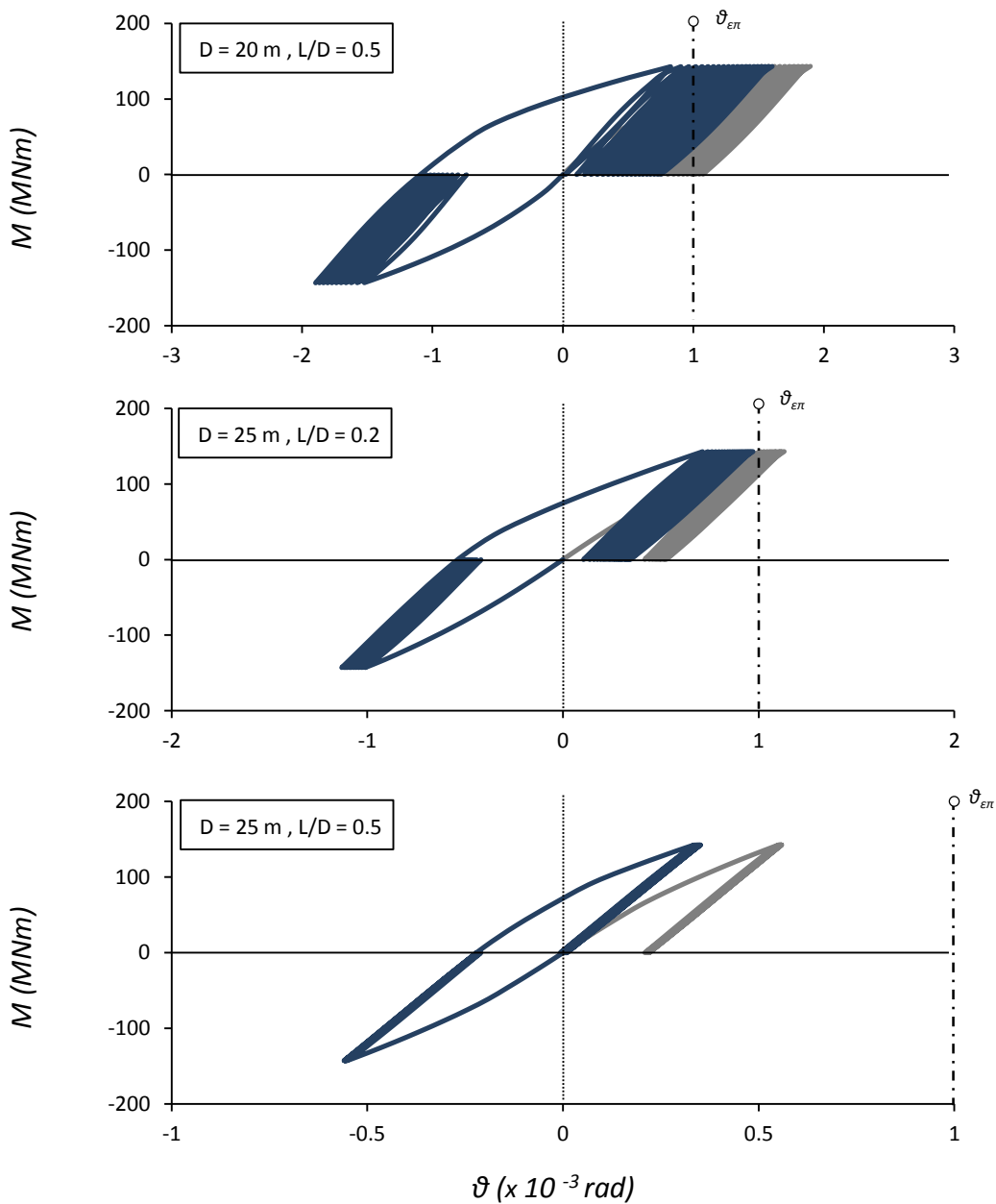
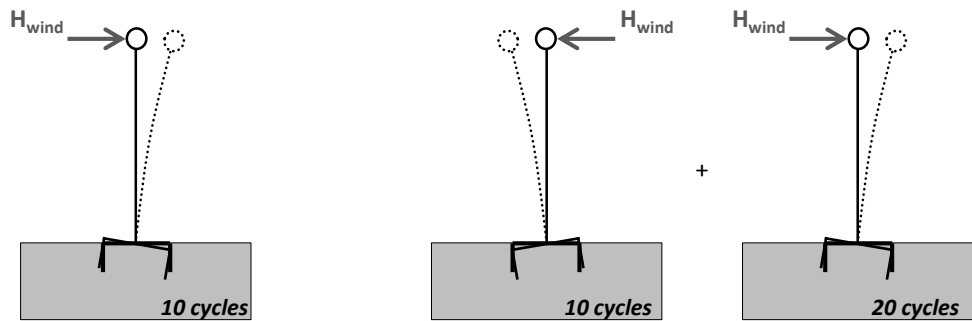
(γ)



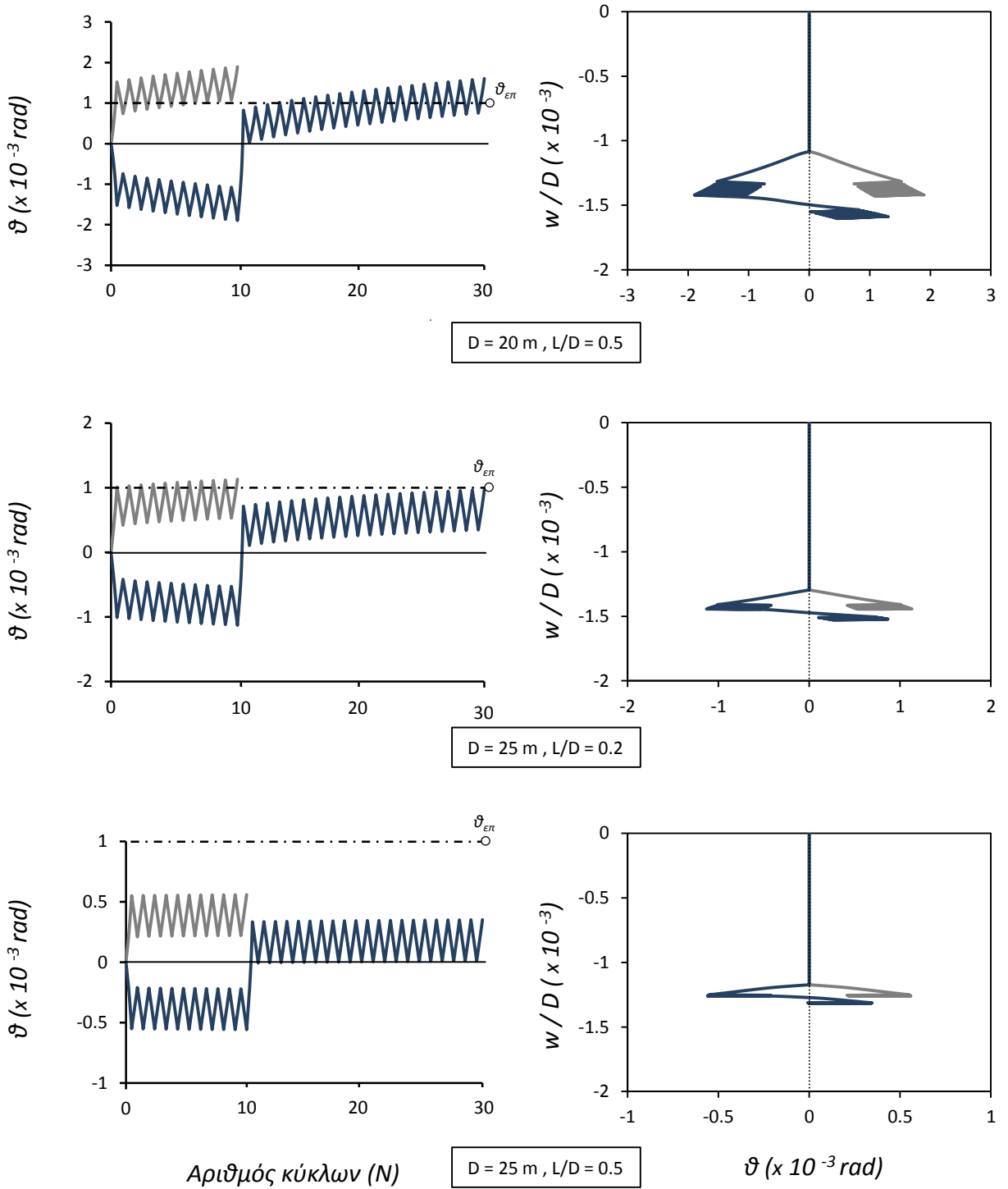
(δ)



Σχήμα 5.20. 2^ο σενάριο φόρτισης: ανακυκλική δύναμη ανέμου μίας κατεύθυνσης. Διαγράμματα (α) ροπής-στροφής, (β) χρονοϊστορίας στροφής, (γ) καθίζησης-στροφής αφαιρώντας το ίδιο βάρος της θεμελίωσης και της ανωδομής και (δ) συνολικής καθίζησης – στροφής υπό ατελείς συνθήκες διεπιφάνειας εδάφους-φρέατος.



Σχήμα 5.21. Διαγράμματα ροπής-στροφής στην βάση της θεμελίωσης για το 2^ο σενάριο φόρτισης: ανακυκλική δύναμη μόνον του ανέμου. Σύγκριση μεταξύ της ανακυκλικής φόρτισης προς μία κατεύθυνση (γκρι γραμμή) και της ανακυκλικής φόρτισης με αντιστροφή της κατεύθυνσης κατά 180° (μπλε γραμμή).



Σχήμα 5.22. Χρονοϊστορίες στροφής (αριστερά) και διαγράμματα καθίζησης-στροφής (δεξιά) για το 2^ο σενάριο φόρτισης: ανακυκλική δύναμη μόνον του ανέμου. Σύγκριση μεταξύ της ανακυκλικής φόρτισης προς μία κατεύθυνση (γκρι γραμμή) και της ανακυκλικής φόρτισης με αντιστροφή της κατεύθυνσης κατά 180° (μπλε γραμμή).

6^ο Κεφάλαιο

Απόκριση σε Σεισμική Εξαίτιση Δύο Διευθύνσεων

6.1 Χαρακτηριστικά Αριθμητικού Προσομοιώματος

6.2 Απόκριση σε Παλμικές Διεγέρσεις

6.3 Απόκριση σε Πραγματικές Καταγραφές

6 Απόκριση σε Σεισμική Εξαίτιση Δύο Διευθύνσεων

6.1 Χαρακτηριστικά Αριθμητικού Προσομοιώματος

Στα προηγούμενα κεφάλαια διερευνήθηκε η απόκριση κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων υπό στατική φόρτιση και υπό ανακυκλική φόρτιση (ψευδοστατικώς επιβαλλόμενη). Το σεισμικό πρόβλημα, ωστόσο, είναι καθαρώς δυναμικής φύσεως. Η σεισμική διέγερση προκαλεί κυρίως εγκάρσια φόρτιση στο φρέαρ. Ο κινηματικός και ανακυκλικός όμως, χαρακτήρας της, δεν συνεπάγεται απαραίτητως αστοχία. Από την μία πλευρά, η κατασκευή δεν δύναται να φέρει φορτίο μεγαλύτερο της φέρουσας ικανότητάς της. Από την άλλη, ακόμη και αν φτάσει στην οριακή της αντοχή, δεν επέρχεται απαραίτητως αστοχία, καθώς πρόκειται για στιγμιαίως επιβαλλόμενη φόρτιση.

Μέχρι προσφάτως, η σεισμική απόκριση των θεμελιώσεων μελετάται κυρίως σε μία διεύθυνση. Ο σεισμός, ωστόσο, περιλαμβάνει τρεις συνιστώσες, δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη. Ιδιαίτερως στην περίπτωση των ανεμογεννητριών, οι οποίες λόγω της ευκαμψίας τους και των μεγάλων ιδιοπεριόδων τους θεωρούνται λιγότερο ευαίσθητες σε σεισμικές διεγέρσεις, ελάχιστες μελέτες μέχρι σήμερα διερευνούν την σεισμική τους απόκριση.

Στην ενότητα αυτή επιχειρείται μία προκαταρκτική μελέτη της σεισμικής απόκρισης της ανεμογεννήτριας, ονομαστικής ισχύος 5MW, λαμβάνοντας υπόψιν και τις δύο οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες. Στο πρώτο μέρος, η εξαίτιση περιλαμβάνει παλμικές διεγέρσεις, ενώ στο δεύτερο μέρος διερευνάται η απόκριση υπό πραγματικές σεισμικές καταγραφές. Προς τούτο, τοποθετήθηκαν κινηματικές δεσμεύσεις στα πλευρικά σύνορα του καννάβου, προκειμένου να αποδοθεί ρεαλιστικά η απόκριση του ελεύθερου πεδίου, και αποσβεστήρες στην βάση για την ορθή προσομοίωση της απόσβεσης ακτινοβολίας [Σχήμα 6.1]. Ο συντελεστής απόσβεσης των αποσβεστήρων δίνεται από την ακόλουθη σχέση :

$$C = \rho V_s A_d \quad (6.1)$$

όπου, ρ η πυκνότητα, V_s η ταχύτητα διάδοσης του διατμητικού κύματος και A_d η ενεργός επιφάνεια του αποσβεστήρα (εξαρτώμενη από την διακριτοποίηση του καννάβου).

Χρησιμοποιήθηκαν επτά ομάδες αποσβεστήρων, εξαρτώμενοι από την μέση επιφάνεια των εδαφικών στοιχείων, ενώ οι ιδιότητες του εδαφικού υποβάθρου που αντιπροσωπεύουν, παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.1:

Πίνακας 6.1. Χαρακτηριστικά αποσβεστήρων

S_u : kPa	G_o / S_u	ρ : t/m ³	V_s : m/s
120	600	2	190

Η υστερητική απόσβεση του εδάφους λήφθηκε ίση με $\xi_s = 3\%$, προκειμένου να επιτευχθεί ιξωδοελαστική συμπεριφορά στο πεδίο των μικρών παραμορφώσεων. Όσον αφορά στην απόσβεση του πύργου, λήφθηκε ίση με $\xi_t = 1\%$, σύμφωνα με τον κανονισμό σχεδιασμού ανεμογεννητριών IEC 61400/2005.

Επιπλέον, σημειώνεται ότι λόγω της σφοδρότητας των εξεταζόμενων καταγραφών, ο αρχικός λόγος του μέτρου ελαστικότητας του εδάφους προς την αστράγγιστη διατμητική του αντοχή, E_o/S_u , αυξήθηκε από την τιμή 1000 στην τιμή 1800. Το τελευταίο σε συνδυασμό με την εισαγωγή των αποσβεστήρων, αντιπροσωπεύουν ένα ρεαλιστικότερο σεισμικό σενάριο.

Λαμβάνοντας υπόψιν τα παραπάνω, στο **Σχήμα 6.2** παρουσιάζονται οι εξεταζόμενοι παράμετροι της παρούσας ενότητας. Το φρέαρ διαμέτρου $D = 20$ m και βαθμού εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ κρίθηκε ακατάλληλο για την θεμελίωση μιας ανεμογεννήτριας των 5MW, όπως παρουσιάστηκε στο 5^ο Κεφάλαιο. Ωστόσο, διερευνάται για λόγους συγκρίσεως μεταξύ μιας υποδιαστασιολογημένης και μίας υπερδιαστασιολογημένης θεμελίωσης ($D = 30$ m, $L/D = 0.5$). Υπενθυμίζουμε ότι η τελευταία παρουσίαζε πρακτικώς ελαστική συμπεριφορά υπό τα λειτουργικά φορτία της ανεμογεννήτριας, ενώ η στροφή της περιοριζόταν στο μισό της επιτρεπόμενης, όπως ορίζουν τα λειτουργικά κριτήρια σχεδιασμού. Εξετάζονται μόνον οι ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ των παράπλευρων ελασμάτων και του περιβάλλοντος εδάφους, καθώς η εισαγωγή μη γραμμικοτήτων να μειώνει την καμπτική καταπόνηση του συστήματος, αυξάνει ωστόσο τις παραμένουσες μετακινήσεις στο επίπεδο του ρότορα. Στο σημείο αυτό, τονίζεται ότι η σεισμική εξαίτιση του συστήματος έπεται της επιβολής σταθερών δυνάμεων ανέμου και κυματισμών. Η σύγχρονη δράση των λειτουργικών φορτίων και της σεισμικής διέγερσης προκαλεί παραμένουσα στροφή στο επίπεδο της θεμελίωσης, η

οποία δύναται να οδηγήσει σε σημαντικές δυσλειτουργίες του έργου [Kourkoulis et al., 2014]. Οι τιμές των ταυτόχρονων λειτουργικών φορτίων ($H_{wind} = 1.5 \text{ MN}$ και $H_{wave} = 2.2 \text{ MN}$) λήφθηκαν σύμφωνα με τις σχέσεις της βιβλιογραφίας, όπως παρουσιάστηκε στο 1^ο Κεφάλαιο, ενώ θεωρήθηκαν σταθερές, αφού η διάρκειά τους είναι πολύ μεγαλύτερη συγκριτικά με την διάρκεια της σεισμικής δόνησης.

Στο **Σχήμα 6.3** απεικονίζονται οι δύο πρώτες ιδιομορφές του πυλώνα (μη λαμβάνοντας υπόψιν φαινόμενα λυγισμού). Ο πυλώνας προσομοιώνεται είτε πλήρως, μέσω επιφανειακών στοιχείων κελύφους, είτε απλοποιητικώς, μέσω στοιχείων δοκού. Όπως φαίνεται στον **Πίνακα 6.2**, η απόκλιση μεταξύ των δύο προσομοιώσεων είναι ιδιαιτέρως μικρή. Ως εκ τούτου, κατά την ανάλυση των σεισμικών σεναρίων χρησιμοποιήθηκαν ελαστικά στοιχεία δοκού, μειώνοντας έτσι το υπολογιστικό κόστος. Τέλος, παρατηρείται ότι ικανοποιητικώς μικρή παραμένει και η απόκλιση με τις αναλυτικές σχέσεις της βιβλιογραφίας.

Πίνακας 6.2. Ιδιοσυχνότητες ανεμογεννήτριας και σύγκριση με βιβλιογραφία

5MW	Σχέση Βιβλιογραφίας (1.1)	Προσομοίωση πυλώνα (FEA)		Απόκλιση μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων	Μέγιστη απόκλιση από βιβλιογραφία
		Πλήρης (στοιχεία κελύφους)	Απλοποιημένη (στοιχεία δοκού)		
$f_1 : \text{Hz}$	0.24761	0.2362	0.23608	0.05%	4.6%
$f_2 : \text{Hz}$	-	2.6474	2.6477	0.01%	-

6.2 Απόκριση σε Παλμικές Διεγέρσεις

Στο πρώτο μέρος του κεφαλαίου, όπως προαναφέρθηκε, μελετάται η απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-ανωδομής υπό την επιβολή παλμικών διεγέρσεων στην βάση του αριθμητικού προσομοιώματος. Προς τούτο, επιλέχθησαν οι παλμοί Ricker δύο συχνοτήτων, $f = 0.5 \text{ Hz}$ και $f = 0.3 \text{ Hz}$ και μέγιστης επιτάχυνσης της διεγερσης $\alpha_{max} = 0.24g$. Η μορφή των ανωτέρω παλμών, με την επιρροή μεγάλου εύρους συχνοτήτων, βοηθά στην

βαθύτερη κατανόηση του προβλήματος. Συγχρόνως, γίνεται σύγκριση και με έναν παλμό μεγαλύτερης επιτάχυνσης ($\alpha_{max}=1g$), προκειμένου να διερευνηθεί η επίδραση του πλάτους της διέγερσης. Οι χρονοϊστορίες και τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης απεικονίζονται στο **Σχήμα 6.4**. Οι διεγέρσεις επιβλήθηκαν είτε σε μία διεύθυνση, είτε σε δύο διευθύνσεις με διαφορά φάσης [**Σχήμα 6.5**] και χωρίς διαφορά φάσης.

Ξεκινώντας με την υποδιαστασιοποιημένη θεμελίωση, στο **Σχήμα 6.6** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες των επιταχύνσεων και τα αντίστοιχα ελαστικά φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης και στο ύψος του ρότορα για τον παλμό με την μεγαλύτερη συχνότητα και σχετικώς μικρή μέγιστη επιτάχυνση, ήτοι $f=0.5\text{ Hz}$ και $\alpha_{max}=0.24g$. Βάσει της χρονοϊστορίας στο επίπεδο του φρέατος, παρατηρείται ότι ενισχύονται, κυρίως, οι δύο μικρότεροι σε πλάτος κύκλοι του παλμού, ενώ η πρόσθετη διέγερση στην δεύτερη διεύθυνση επιφέρει ελάχιστες μεταβολές. Από το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα συμπεραίνεται ότι λαμβάνει χώρα ενίσχυση στην περίοδο περί των 0.5s, η οποία πλησιάζει την 2^η ιδιοπερίοδο της ανεμογεννήτριας. Η ανελαστική συμπεριφορά της θεμελίωσης οδηγεί σε μικρές αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις στο ύψος του ρότορα. Ο πύλώνας ταλαντώνεται κυρίως στην 2^η ιδιοσυχνότητά του, όπως φαίνεται τόσο στην χρονοϊστορία (κυματοειδής μορφή) όσο και στο αντίστοιχο φάσμα. Ενδιαφέρον, ωστόσο, προκαλεί η επίδραση της δεύτερης διεύθυνσης της φόρτισης, η οποία αντικατοπτρίζεται στο φάσμα απόκρισης στο ύψος του ρότορα. Οι φασματικές τιμές στην 2^η ιδιοπερίοδο της ανεμογεννήτριας διπλασιάζονται όταν λαμβάνεται υπόψιν και η 2^η συνιστώσα της διέγερσης. Αυτή η έντονη ταλάντωση σε μικρές περιόδους δύναται να οδηγήσει την ανωδομή σε σημαντικές δυσλειτουργίες, ήτοι καταστροφή του ηλεκτρομηχανολογικού εξοπλισμού, κίνδυνο τοπικού λυγισμού, ακόμη και συντονισμό των λεπίδων. Εν συνεχεία, αυξάνοντας την μέγιστη επιτάχυνση της διέγερσης ($f=0.5\text{ Hz}$ και $\alpha_{max}=1g$), επαληθεύονται τα ανωτέρω συμπεράσματα. Ενώ η δεύτερη διεύθυνση επιδρά ευεργετικώς μέχρι το επίπεδο της θεμελίωσης (μειώνοντας τις αναπτυσσόμενες επιταχύνσεις σε όλο το εύρος συχνοτήτων), στο επίπεδο του ρότορα προκαλεί εκ νέου επαυξημένες επιταχύνσεις στην 2^η ιδιοσυχνότητα του πύλωνα [**Σχήμα 6.7**]. Σημειώνεται, ωστόσο, ότι η σφοδρότητα του παλμού οδηγεί σε εμφανέστερη διέγερση της 2^{ης} ιδιοσυχνότητας της ανεμογεννήτριας ήδη από το επίπεδο της θεμελίωσης.

Στην περίπτωση της υπερδιαστασιολογημένης θεμελίωσης. ($D = 30 \text{ m}$, $L/D = 0.5$), η απόκριση είναι πρακτικώς η ίδια όταν η διέγερση επιβάλλεται σε δύο διευθύνσεις, όπως απεικονίζεται στα **Σχήματα 6.8** και **6.9**. Ωστόσο, οι φασματικές επιταχύνσεις στο ύψος του ρότορα παρουσιάζονται αυξημένες ακόμη και όταν αναφερόμαστε σε μία μόνον διεύθυνση. Το τελευταίο οφείλεται στην πρακτικώς ελαστική απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίου (περιορισμένες στροφές και μετακινήσεις), προσφέροντας συνθήκες πλήρους πάκτωσης στην ανωδομή. Ως εκ τούτου, λόγω της ευκαμψίας του πυλώνα, οι μεταβιβαζόμενες επιταχύνσεις είναι σαφώς αυξημένες.

Στα **Σχήματα 6.10** και **6.11** παρουσιάζονται οι αντίστοιχες χρονοϊστορίες και τα φάσματα απόκρισης για τις δύο θεμελιώσεις, αντιστοίχως, υπό παλμική διέγερση μικρότερης πλέον συχνότητας ($f=0.3\text{Hz}$), σενάριο δυσμενέστερο για την ανεμογεννήτρια, λόγω της μεγαλύτερης δεσπόζουσας περιόδου. Πράγματι, τα ελαστικά φάσματα στο επίπεδο της θεμελίωσης παρουσιάζουν μεγάλες φασματικές επιταχύνσεις περί τα 2.5s , ενώ εμφανής είναι και η ενίσχυση σε μικρότερες περιόδους (περί τα 0.6s). Συγχρόνως, όπως αναμενόταν, το φάσμα στο ύψος του ρότορα υποδεικνύει ότι διεγείρεται τόσο η πρώτη όσο και η δεύτερη ιδιοπερίοδος της ανεμογεννήτριας. Τα παραπάνω αφορούν στην διέγερση σε μία οριζόντια διεύθυνση, και ισχύουν και για τα δύο μεγέθη θεμελιώσεων. Η πρόσθετη δράση και της δεύτερης οριζόντια συνιστώσας του σεισμικού κραδασμού συνεπάγεται μεν μειωμένες φασματικές τιμές στο επίπεδο της θεμελίωσης και για τις δύο θεμελιώσεις, ωστόσο ως προς την συμπεριφορά του πυλώνα διακρίνονται έντονες διαφορές. Στην υποδιαστασιολογημένη θεμελίωση, η δεύτερη διεύθυνση ενισχύει περαιτέρω τις τιμές στην πρώτη ιδιοσυχνότητα της ανεμογεννήτριας, αλλά μειώνει κατά 67% (σε σχέση με την διέγερση σε μία διεύθυνση) τις αντίστοιχες φασματικές τιμές στην δεύτερη ιδιοσυχνότητα. Αντιθέτως, στην μεγαλύτερη θεμελίωση αυξάνει τις φασματικές τιμές στο ύψος του ρότορα και για τις δύο ιδιοσυχνότητες.

Συνεπώς, η δεύτερη διεύθυνση της σεισμικής διέγερσης δρα ευεργετικά σε όρους φασματικών επιταχύνσεων στο επίπεδο της θεμελίωσης και για τις δύο θεμελιώσεις, σε όλες τις εξεταζόμενες παλμικές διεγέρσεις. Η συμπεριφορά, ωστόσο, διαφοροποιείται όταν αναφερόμαστε στο ύψος του ρότορα. Στην περίπτωση της μικρότερης σε διαστάσεις θεμελίωσης, η δεύτερη διεύθυνση αποδεικνύεται επιζήμια για περισσότερο υψίσυχνες

διεγέρσεις, ενώ ευεργετική όταν διεγείρεται κυρίως η πρώτη ιδιοσυχνότητα της ανεμογεννήτριας. Αντιθέτως, όσον αφορά στην μεγαλύτερη θεμελίωση, γενικώς η επιρροή της είναι αρκετά μικρή, ενώ αποδεικνύεται ίσως επιζήμια μόνον σε μεγαλύτερης περιόδου παλμούς.

Έχοντας μελετήσει την απόκριση σε όρους επιταχύνσεων, το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στα αναπτυσσόμενα μετακινησιακά μεγέθη της θεμελίωσης. Στο **Σχήμα 6.12** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της ροπής και της στροφής στην βάση του μικρότερου σε μέγεθος φρέατος για την παλμική διέγερση Ricker συχνότητας $f = 0.5\text{Hz}$ και $\alpha_{max}=0.24g$. Η δεύτερη συνιστώσα της διέγερσης, όταν δρα εκτός φάσης με την πρώτη, οδηγεί σε αύξηση της παραμένουσας στροφής κατά περίπου 19%. Όσον αφορά στην οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του πυλώνα, η οποία είναι πρακτικώς καμπτικής φύσεως και λιγότερο στροφικής, [**Σχήμα 6.13α**], οι διαφορές είναι ασήμαντες. Η καθίζηση της θεμελίωσης εμφανίζεται μεγαλύτερη όταν η διέγερση επιβάλλεται σε δύο διευθύνσεις [**Σχήμα 6.13β**], χωρίς ωστόσο να αποτελεί κρίσιμη παράμετρο του προβλήματος, καθώς απέχει αρκετά από το μέγιστο λειτουργικό όριο. Τα αντίστοιχα διαγράμματα παρουσιάζονται στα **Σχήματα 6.14** και **6.15** για την μεγαλύτερη θεμελίωση ($D=30\text{ m}$). Ενδιαφέρον προκαλεί το γεγονός ότι η αύξηση της στροφής λόγω της εκτός φάσεως δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας είναι περίπου ίση με 21%, μολονότι βρίσκεται αρκούτως χαμηλότερα από το μέγιστο επιτρεπτό όριο. Η οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή του πυλώνα είναι σαφώς μικρότερη [**Σχήμα 6.15α**], ενώ η μεγαλύτερη συνολική καθίζηση αποδίδεται στο μεγαλύτερο ίδιον βάρος της και όχι στην καθίζηση κατά την διάρκεια του σεισμού [**Σχήμα 6.15β**].

Αυξανομένης της μέγιστης επιτάχυνσης της διέγερσης (από 0.24g σε 1g), στην μικρότερη θεμελίωση αυξάνεται τόσο η ροπή όσο και η στροφή της θεμελίωσης σε απόλυτα μεγέθη [**Σχήμα 6.16**]. Η επίδραση της δεύτερης διεύθυνσης, εντούτοις, παραμένει σχεδόν η ίδια, ήτοι αύξηση περίπου 21% της στροφής. Συγχρόνως, αυξάνει η στροφική συνιστώσα της οριζόντιας μετακίνησης του πυλώνα, καθώς και οι καθιζήσεις. [**Σχήμα 6.17**]. Διαφοροποίηση της απόκρισης παρατηρείται στην μεγαλύτερη θεμελίωση [**Σχήματα 6.18** και **6.19**]. Προφανώς η σφοδρότητα του παλμού οδηγεί σε μεγαλύτερα μετακινησιακά μεγέθη. Όταν η διέγερση επιβάλλεται σε μία διεύθυνση, η μέγιστη στροφή ξεπερνά πλέον το λειτουργικό κριτήριο. Συγχρόνως, η παρουσία της δεύτερης συνιστώσας αποδεικνύεται εντονότερη. Όταν

βρίσκεται σε φάση με την πρώτη συνιστώσα, οδηγεί σε μείωση τόσο της μέγιστης στροφής όσο και της παραμένουσας. Αντιθέτως, όταν βρίσκεται εκτός φάσης με την πρώτη συνιστώσα, οδηγεί σε μείωση της μέγιστης στροφής, όμως αυξάνει την παραμένουσα στροφή κατά 40%, ποσοστό διπλάσιο από αυτό της διέγερσης μικρότερου πλάτους.

Τέλος, στην περίπτωση της παλμικής διέγερσης χαμηλότερης συχνότητας, $f=0.3\text{Hz}$, και μικρού πλάτους επιτάχυνσης, $\alpha_{max}=0.24g$, η αύξηση της στροφής λόγω της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας είναι ελαχίστως μειωμένη, φτάνοντας περίπου το 16%, και για τις δύο θεμελιώσεις [Σχήματα 6.20 και 6.22]. Η οριζόντια μετακίνηση στο ύψος του ρότορα λαμβάνει μεγαλύτερες τιμές, καθώς ο πυλώνας κινείται με βάση την πρώτη του ιδιομορφή, ενώ οι καθιζήσεις κυμαίνονται στα ίδια επίπεδα [Σχήματα 6.21 και 6.23].

Συμπεράσματα

1. Σε μικρού πλάτους παλμούς:
 - α) Όσο πιο υψίσυχη είναι η διέγερση (κινητοποίηση της δεύτερης κυρίως ιδιομορφής του πυλώνα), στην μικρότερη θεμελίωση η 2^η διεύθυνση οδηγεί σε μεγαλύτερες φασματικές επιταχύνσεις στο ύψος του ρότορα (στην 2^η ιδιοπερίοδο) και σε αυξημένη παραμένουσα στροφή της θεμελίωσης, είτε επιβάλλεται εντός, είτε εκτός φάσεως [Σχήμα 6.24].
 - β) Στην μεγαλύτερη θεμελίωση, όσο πιο υψίσυχη είναι η διέγερση, η 2^η διεύθυνση οδηγεί σε μικρότερες φασματικές επιταχύνσεις στο ύψος του ρότορα (στην 2^η ιδιοπερίοδο) και σε αυξημένη παραμένουσα στροφή στην θεμελίωση [Σχήμα 6.25].
2. Σε παλμούς κοινής συχνότητας
 - α) Στην περίπτωση της μεγαλύτερης θεμελίωσης: όταν η επιτάχυνση της διέγερσης είναι μικρή, τότε η 2^η διεύθυνση οδηγεί σε αύξηση της στροφής, η οποία είναι μεγαλύτερη όταν η επιβολή γίνεται εκτός φάσεως. Αντιθέτως, σε μεγαλύτερες επιταχύνσεις, η 2^η διεύθυνση προκαλεί μείωση της μέγιστης στροφής. Ωστόσο, η παραμένουσα στροφή αυξάνεται περαιτέρω όταν η επιβολή γίνεται εκτός φάσεως, ενώ μειώνεται όταν οι διεγέρσεις βρίσκονται σε φάση.

β) Στην μικρότερη θεμελίωση, όταν η επιταχυνση είναι μικρή, η 2^η διεύθυνση οδηγεί σε αύξηση της στροφής, ομοίως με την μεγαλύτερη θεμελίωση. Όταν, από την άλλη, η διέγερση περιλαμβάνει μεγαλύτερες επιταχύνσεις η στροφή είναι λιγότερο αυξημένη υπό την δράση δύο διευθύνσεων. Ωστόσο, η αύξηση της σφοδρότητας της διέγερσης δεν είναι τόσο έντονη στην μικρότερη θεμελίωση, καθώς η συμπεριφορά της διέπεται από έντονη πλαστικοποίηση, ήδη από τις μικρότερες επιταχύνσεις.

6.3 Απόκριση σε Πραγματικές Καταγραφές

Αφού μελετήθηκε η απόκριση του συστήματος σε παλμικές διεγέρσεις, στην παρούσα ενότητα επιχειρείται η διερεύνηση της απόκρισης και η επαλήθευση των ανωτέρω συμπερασμάτων σε πραγματικά σεισμικά περιστατικά. Προς τούτο, εξετάστηκαν δύο σφοδρά σεισμικά σενάρια: το πρώτο αφορά στον σεισμό της Ιαπωνίας, στην περιοχή Kobe [1995], ενώ το δεύτερο αφορά στον πρόσφατο σεισμό της Ελλάδας, στην περιοχή της Κεφαλονιάς [2014].

6.3.1 Καταγραφή JMA [Kobe, 1995]

Το επιταχυνσιογράφημα JMA (000) αποτελεί μία από τις ισχυρότερες καταγραφές, με ιδιαίτερως μεγάλες επιταχύνσεις, οι οποίες πλησιάζουν την τιμή του 1g. Οι πολυάριθμοι συνεχόμενοι παλμοί περί τα 10 s συνεπάγονται τεράστιες φασματικές επιταχύνσεις στις περιόδους $0 < T < 1s$, ενώ όχι αμελητέες είναι και αυτές μέχρι τα 2 s. Ίδιας πρακτικώς μορφής είναι και η καταγραφή στην δεύτερη οριζόντια διεύθυνση, JMA (090), με λίγο μικρότερες ωστόσο φασματικές επιταχύνσεις, οι οποίες περιορίζονται μέχρι την περίοδο του 1 s [Σχήμα 6.26].

Στα Σχήματα 6.27 και 6.28 παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης, τόσο στο επίπεδο της θεμελίωσης όσο και στο ύψος του ρότορα, για την μικρή ($D = 20$ m) και την μεγαλύτερη θεμελίωση ($D = 30$ m), αντιστοίχως. Όπως παρατηρείται από τα φάσματα στο επίπεδο της θεμελίωσης, οι φασματικές επιταχύνσεις για την μεγαλύτερη θεμελίωση είναι μειωμένες, ιδιαίτερως κοντά στην 2^η ιδιοπερίοδο της ανεμογεννήτριας (≈ 0.4 s), ενώ η δεύτερη οριζόντια συνιστώσα παρουσιάζει μικρή επίδραση

(ευεργετική) και στις δύο περιπτώσεις. Στο ύψος, όμως, του ρότορα τα φάσματα διαφοροποιούνται. Η μεγαλύτερη θεμελίωση, πλέον, παρουσιάζει τις μεγαλύτερες φασματικές τιμές, οι οποίες περιορίζονται στην 2^η ιδιοσυχνότητα της ανεμογεννήτριας. Οι καλύτερες συνθήκες πάκτωσης που επιτυγχάνονται μέσω της μεγάλης θεμελίωσης, οδηγούν σε πολύ σημαντικότερη ενίσχυση του σεισμικού κραδασμού.

Ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα αναπτυσσόμενα μετακινησιακά μεγέθη στο επίπεδο των φρεάτων. Στην θεμελίωση διαμέτρου $D = 20$ m η σφοδρότητα της διέγερσης προκαλεί υπερβολικά μεγάλη στροφή, ξεπερνώντας κατά πολύ το κριτήριο σχεδιασμού [Σχήμα 6.29]. Μη λειτουργική καθιστάται και η μεγαλύτερη θεμελίωση, με μικρότερη ωστόσο παραμένουσα στροφή. Ας δούμε, τώρα, ποια είναι η επίδραση της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας. Ενώ στην μικρότερη θεμελίωση η τελική παραμένουσα στροφή είναι κατά 20% περίπου μεγαλύτερη, στην μεγαλύτερη θεμελίωση η προκύπτουσα στροφή δεν διαφέρει πολύ από αυτήν της μίας οριζόντιας διεύθυνσης. Η εξήγηση της παραπάνω συμπεριφοράς επιτυγχάνεται μέσω της ανάλυσης της διέγερσης. Η ομοιότητα των δύο καταγραφών σε όρους περιόδων και αλληλουχίας παλμών, οδηγεί σε αντιστοιχία με μία εντός φάσεως εκτεταμένη παλμική διέγερση, με σημαντικού πλάτους παλμούς μέχρι τα 12 s, και μειωμένου πλάτους μετέπειτα παλμούς. Η μικρή, λοιπόν, θεμελίωση εμφανίζει ελαφρώς μεγαλύτερη στροφή στα πρώτα 12s της διέγερσης, ενώ στην υπόλοιπο τμήμα η διαφορά αιφνιδίως αυξάνει (υπενθυμίζουμε ότι η αύξηση της στροφής ήταν μεγαλύτερη στην διέγερση Ricker $f = 0.5$ Hz και $a_{max} = 0.24g$). Αντιθέτως, η μεγαλύτερη θεμελίωση παρουσιάζει συνεχώς μικρότερη στροφή στα πρώτα 12 s (εμπίπτει στην περίπτωση Ricker $f = 0.5$ Hz και $a_{max} = 1g$), ενώ η επίδραση των μικρότερου πλάτους μετέπειτα κύκλων οδηγεί σε σχεδόν ίδια παραμένουσα στροφή, καθώς δεν είναι ικανή να ανατρέψει πλήρως την προηγούμενη μείωση [Σχήμα 6.31].

Σε όρους οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή του πυλώνα, η δεύτερη διεύθυνση αποδεικνύεται ευεργετική στην μεγαλύτερη θεμελίωση, αλλά επιζήμια στην μικρότερη, ενώ αύξηση προκαλείται και στις καθιζήσεις [Σχήματα 6.30 και 6.32].

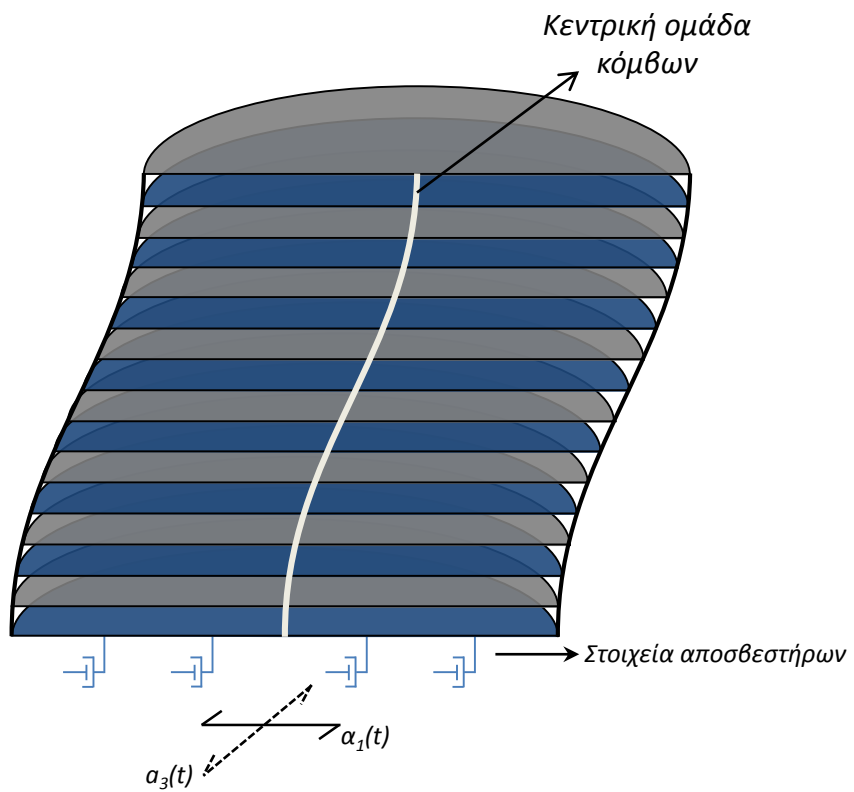
6.3.1 Καταγραφή LXR [Κεφαλονιά, 2014]

Η καταγραφή LXR-EW αποτελεί μία από τις ισχυρότερες καταγραφές που έχουν εμφανιστεί στον ελλαδικό χώρο. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.33** , αποτελείται από τρεις κυρίως παλμούς μεγάλης επιτάχυνσης και σχετικώς μεγάλης διάρκειας, διεγείροντας ένα μεγάλο εύρος περιόδων, όπως απεικονίζεται και στο αντίστοιχο ελαστικό φάσμα. Η δεύτερη συνιστώσα του σεισμού (LXR-NS) χαρακτηρίζεται ως περισσότερο υψίσουχνη, με μεγάλες ωστόσο φασματικές επιταχύνσεις. Η διαφορά με την καταγραφή JMA έγκειται, λοιπόν, στις διαφορετικές συχνότητες τις οποίες εγείρουν οι δύο συνιστώσες.

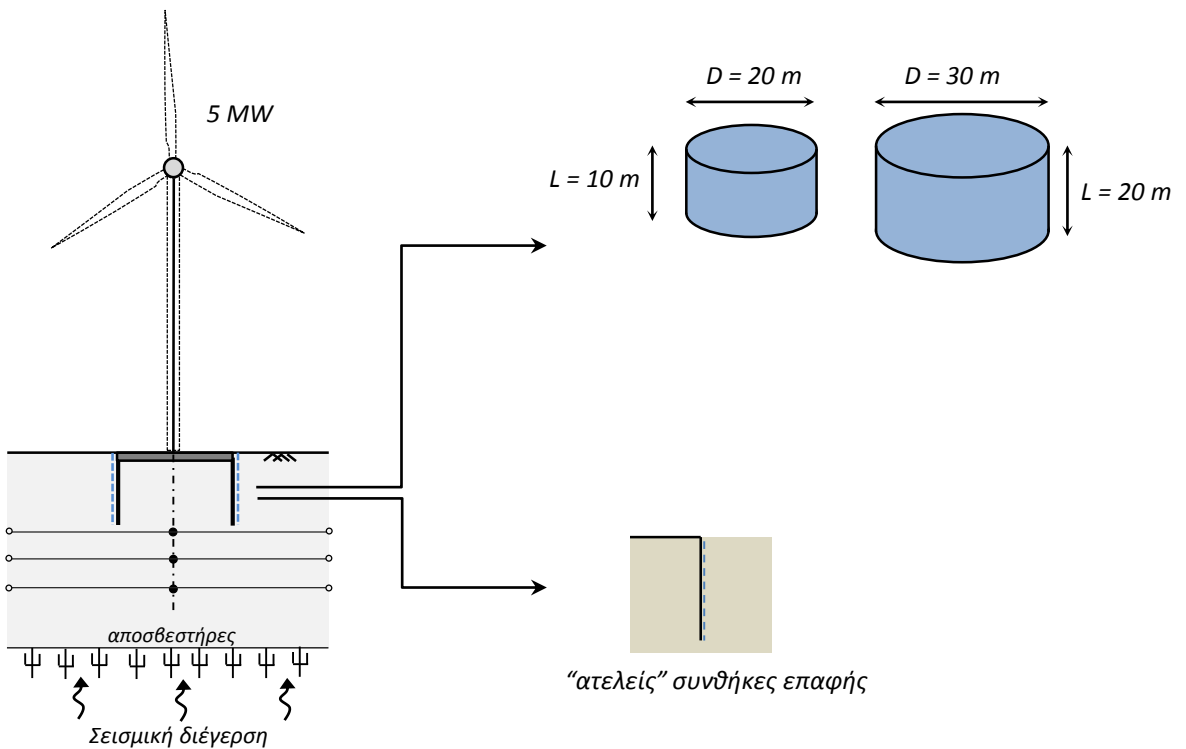
Στα **Σχήματα 6.34** και **6.45** παρουσιάζονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης, τόσο στο επίπεδο της θεμελίωσης όσο και στο ύψος του ρότορα, για την μικρή ($D = 20$ m) και την μεγαλύτερη θεμελίωση ($D = 30$ m), αντιστοίχως. Όπως παρατηρείται, οι δύο θεμελιώσεις παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά, ενώ οι φασματικές επιταχύνσεις στο ύψος του ρότορα είναι κατά πολύ μειωμένες λόγω της δεύτερης σεισμικής συνιστώσας. Όσον αφορά στα μετακινησιακά μεγέθη των φρεάτων, παρατηρείται ότι πλέον η δεύτερη σεισμική συνιστώσα οδηγεί σε αυξημένες παραμένουσες στροφές τόσο στην υποδιαστασιολογημένη όσο και στην υπερδιαστασιολογημένη θεμελίωση [**Σχήματα 6.36** και **6.38**]. Υπενθυμίζεται, ότι στην καταγραφή JMA, η μεγαλύτερη σε μέγεθος θεμελίωση παρουσίαζε μικρότερη παραμένουσα στροφή υπό τις δύο σεισμικές συνιστώσες. Τέλος, σε όρους καθιζήσεων οι δύο θεμελιώσεις παρουσιάζουν κοινή πρακτικώς τελική καθίζηση [**Σχήματα 6.37** και **6.39**].

Τέλος
6^{ου} Κεφαλαίου: Σχήματα

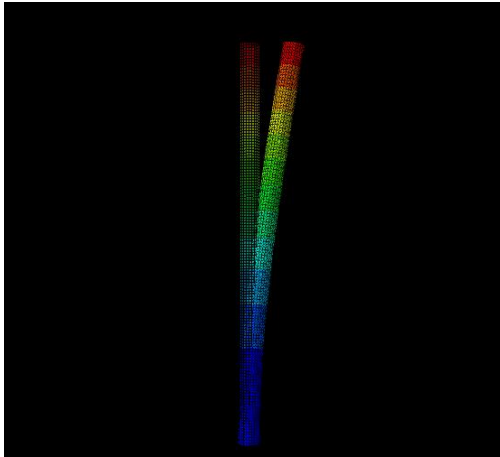
*Απόκριση σε Σεισμική Εξαίτιση Δύο
Διευθύνσεων*



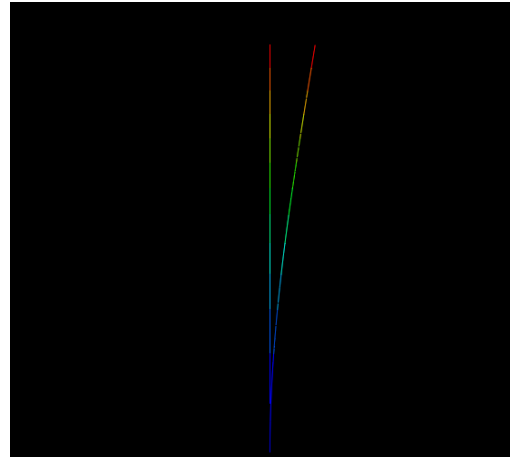
Σχήμα 6.1. Κινηματικές δεσμεύσεις στα σύνορα του αριθμητικού προσομιώματος για το σεισμικό σενάριο φόρτισης.



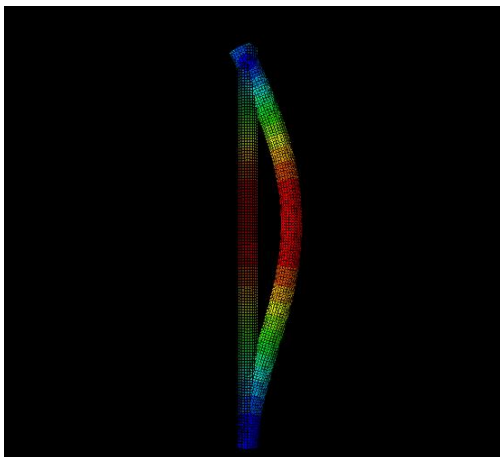
Σχήμα 6.2. Απεικόνιση του προβλήματος. Διαστάσεις φρεάτων και εξεταζόμενοι παράμετροι στο σεισμικό σενάριο..



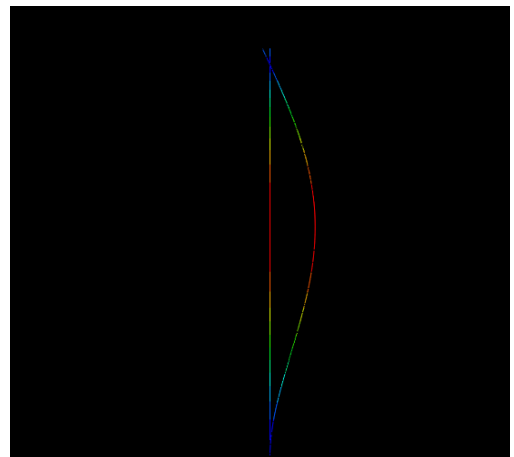
$$f_1^{shell} = 0.23620 \text{ Hz}$$



$$f_1^{beam} = 0.23608 \text{ Hz}$$

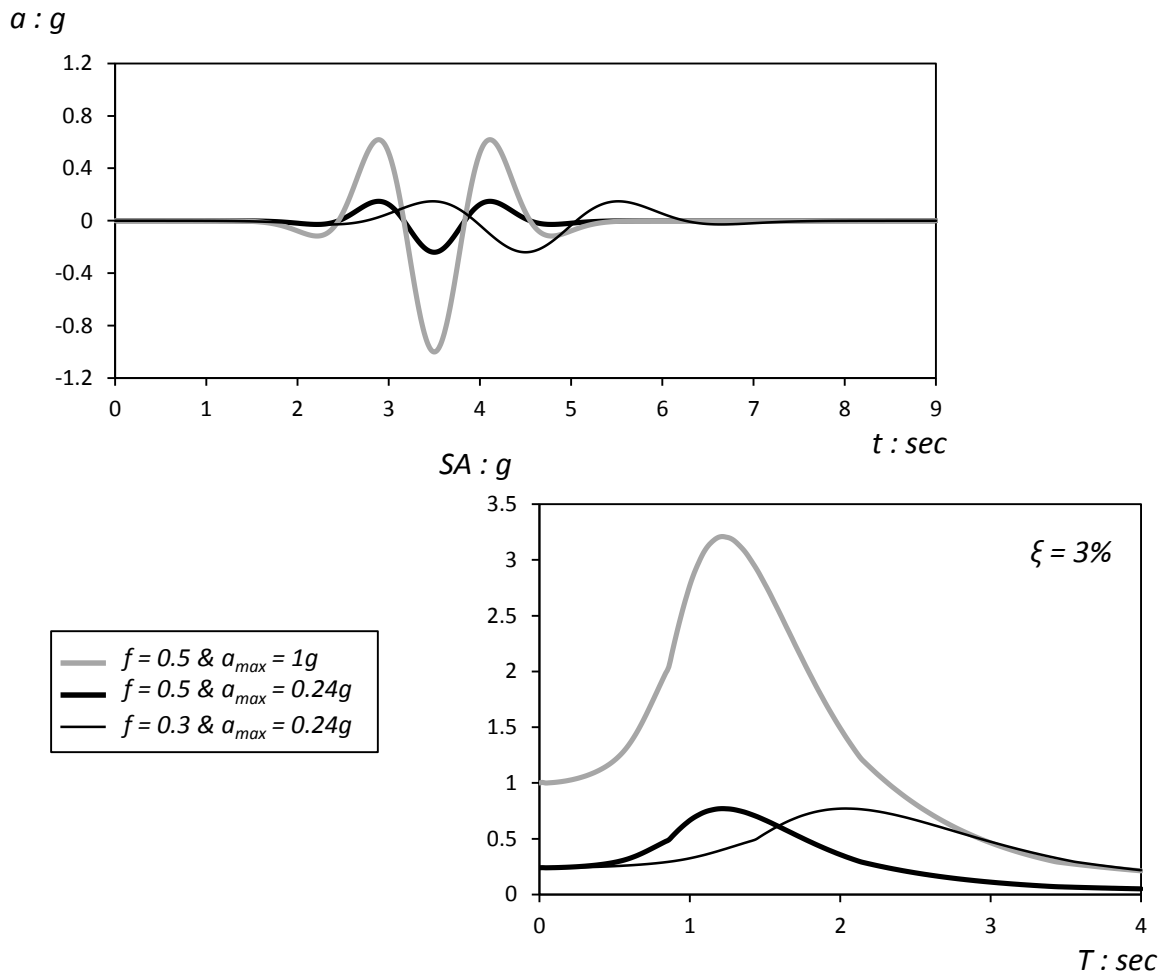


$$f_2^{shell} = 2.6474 \text{ Hz}$$

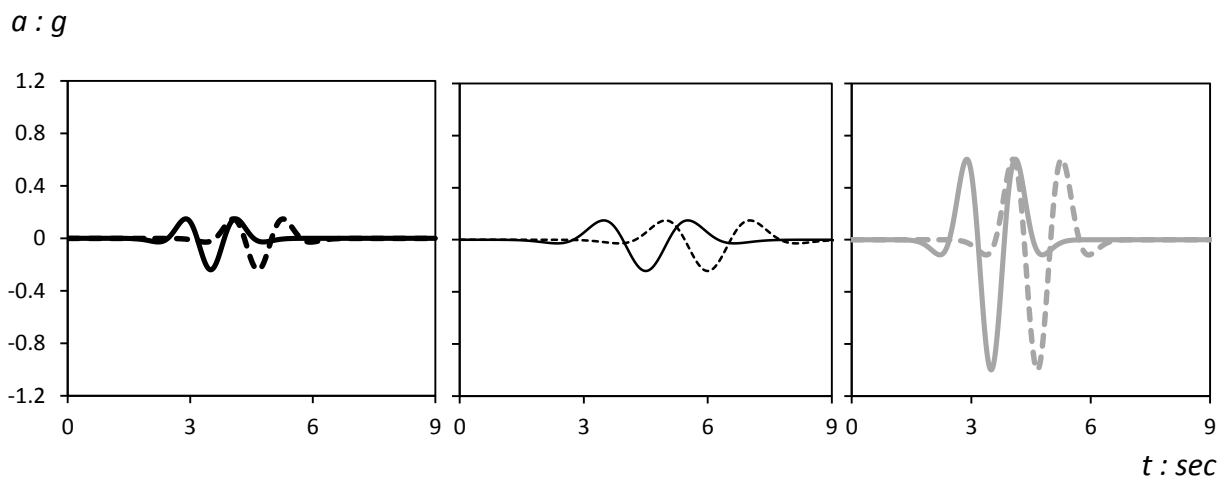


$$f_2^{beam} = 2.6477 \text{ Hz}$$

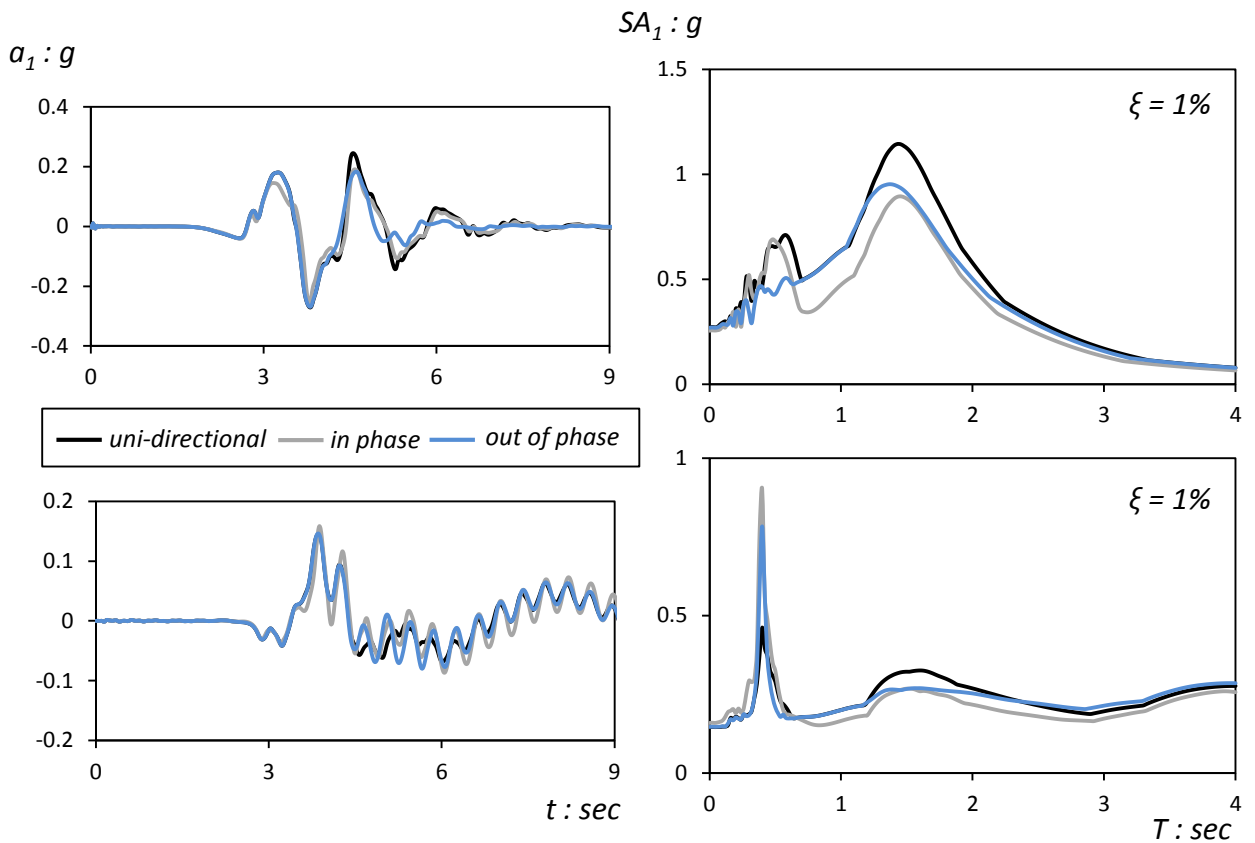
Σχήμα 6.3. 1η και 2η ιδιομορφή της ανεμογεννήτριας των 5MW. Αριστερά: Πλήρης προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων κελύφους (*shell elements*). Δεξιά: απλοποιημένη προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων δοκού (*beam elements*).



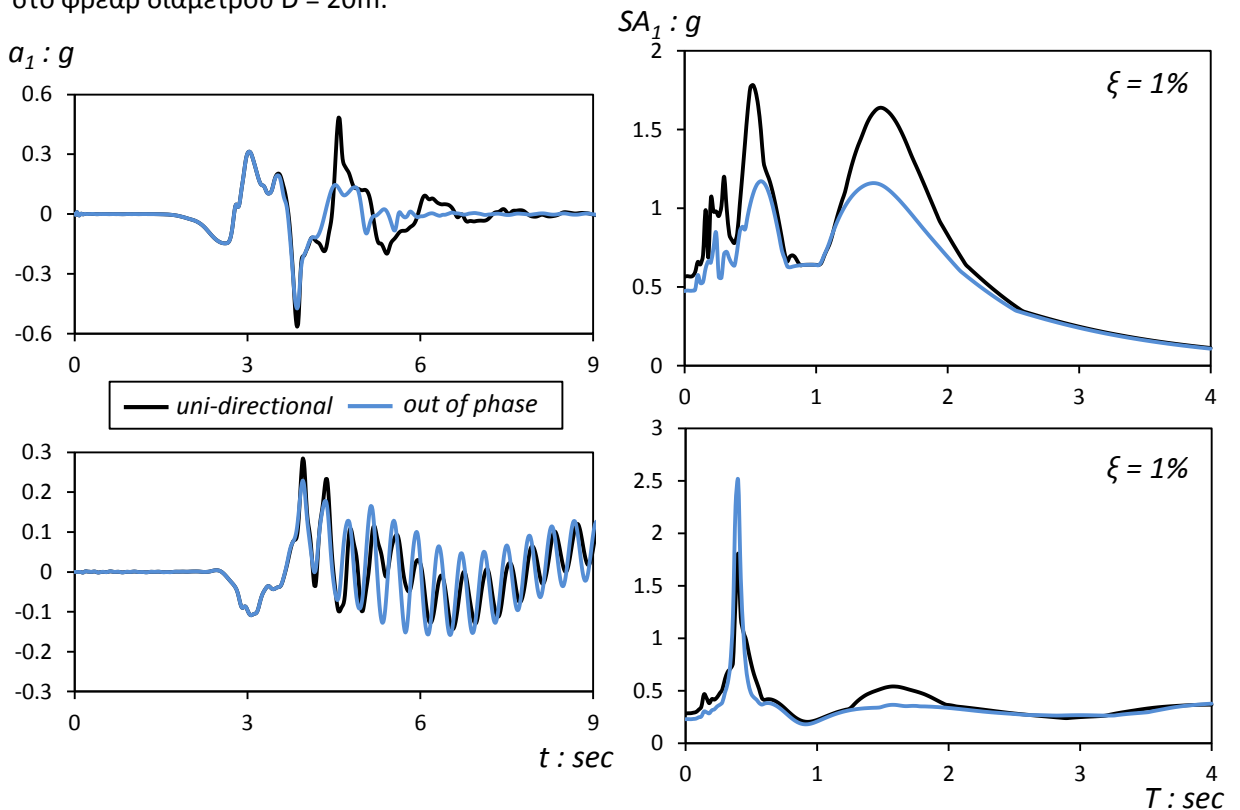
Σχήμα 6.4. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων των επιβαλλόμενων (στην βάση του αριθμητικού προσομοιώματος) παλμικών διεγέρσεων (*Rickers*) και ελαστικά φάσματα απόκρισης.



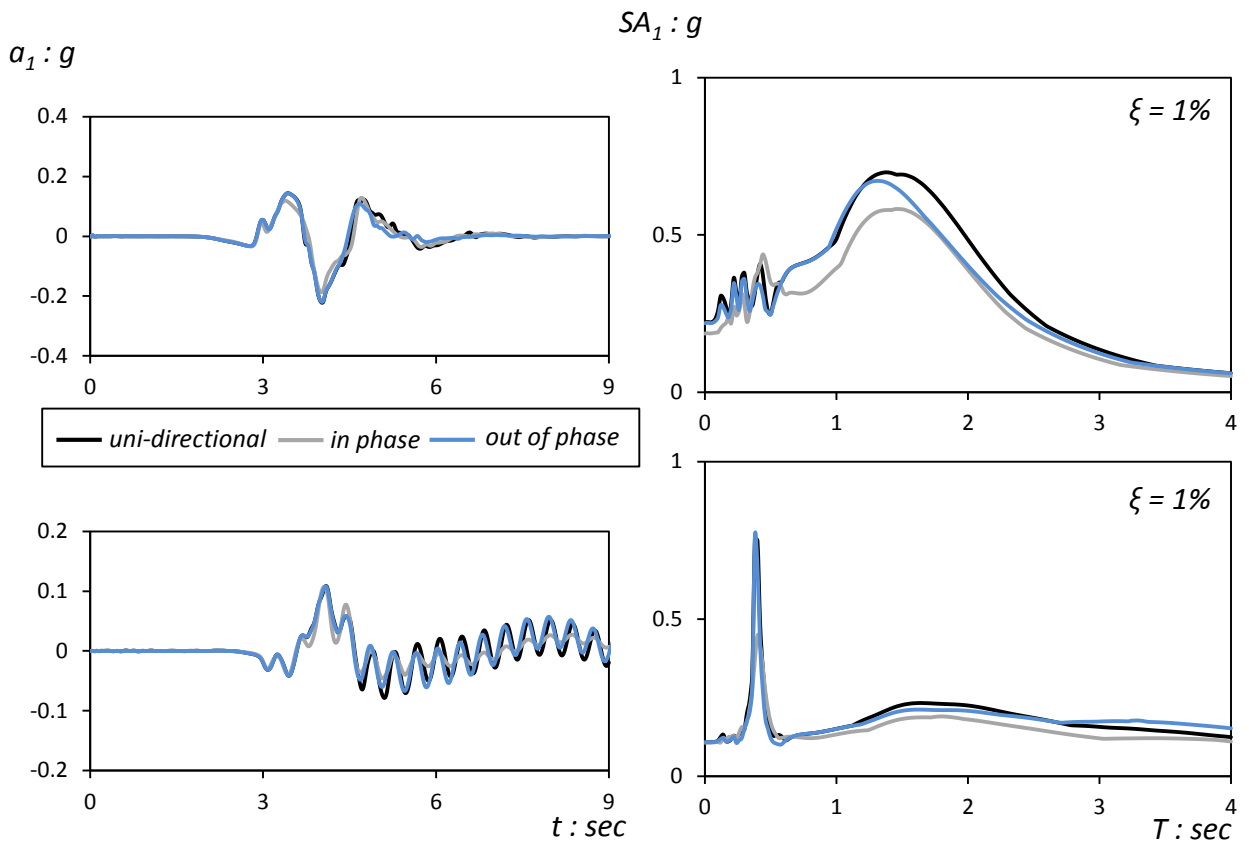
Σχήμα 6.5. Χρονοϊστορίες επιταχύνσεων των επιβαλλόμενων (στην βάση του αριθμητικού προσομοιώματος) παλμικών διεγέρσεων (*Ricker*). Σεισμική εξαίτιση σε δύο διευθύνσεις με διαφορά φάσης. Η συνεχής γραμμή αντιστοιχεί στην «κυρίαρχη» οριζόντια διεύθυνση (στην οποία δρουν η ανεμοπίεση και οι κυματισμοί), ενώ η διακεκομμένη αντιστοιχεί στην δεύτερη οριζόντια συνιστώσα.



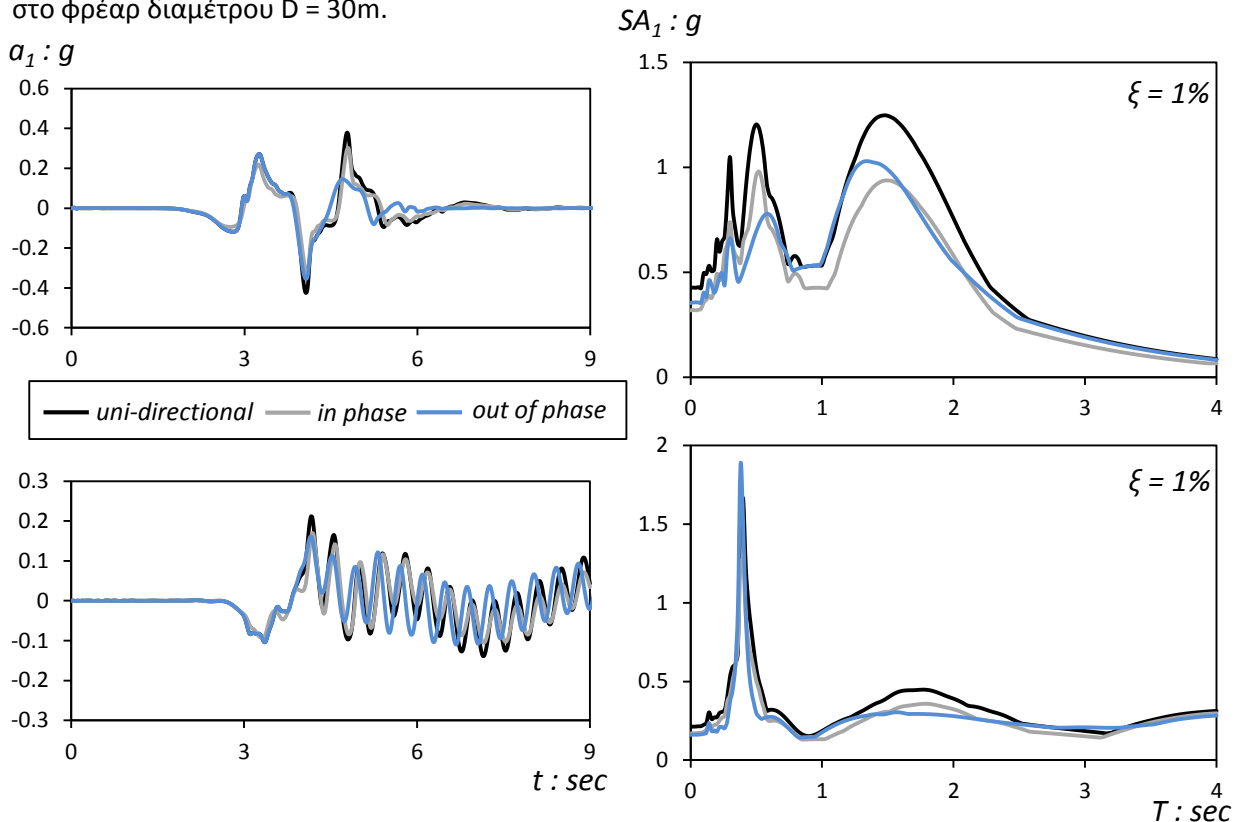
Σχήμα 6.6. Ricker [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 20\text{m}$.



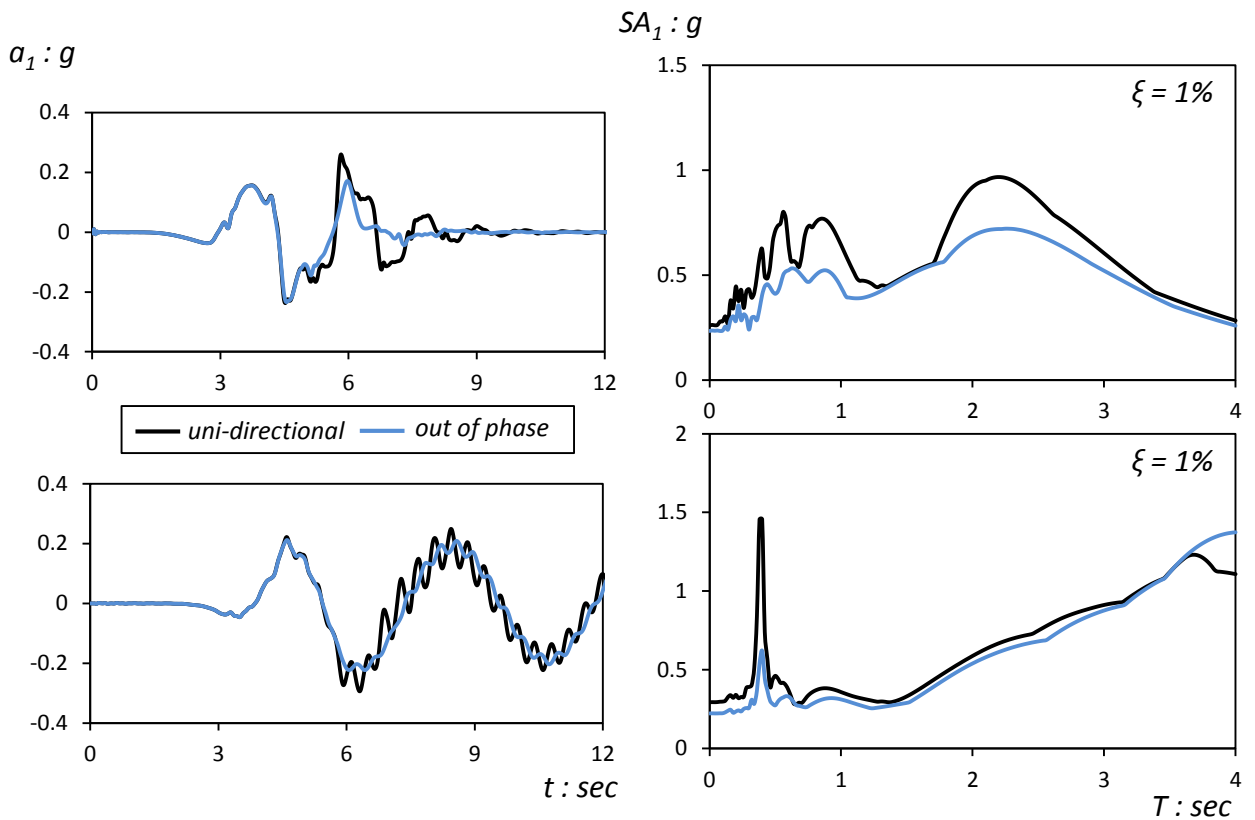
Σχήμα 6.7. Ricker [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 1 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 20\text{m}$.



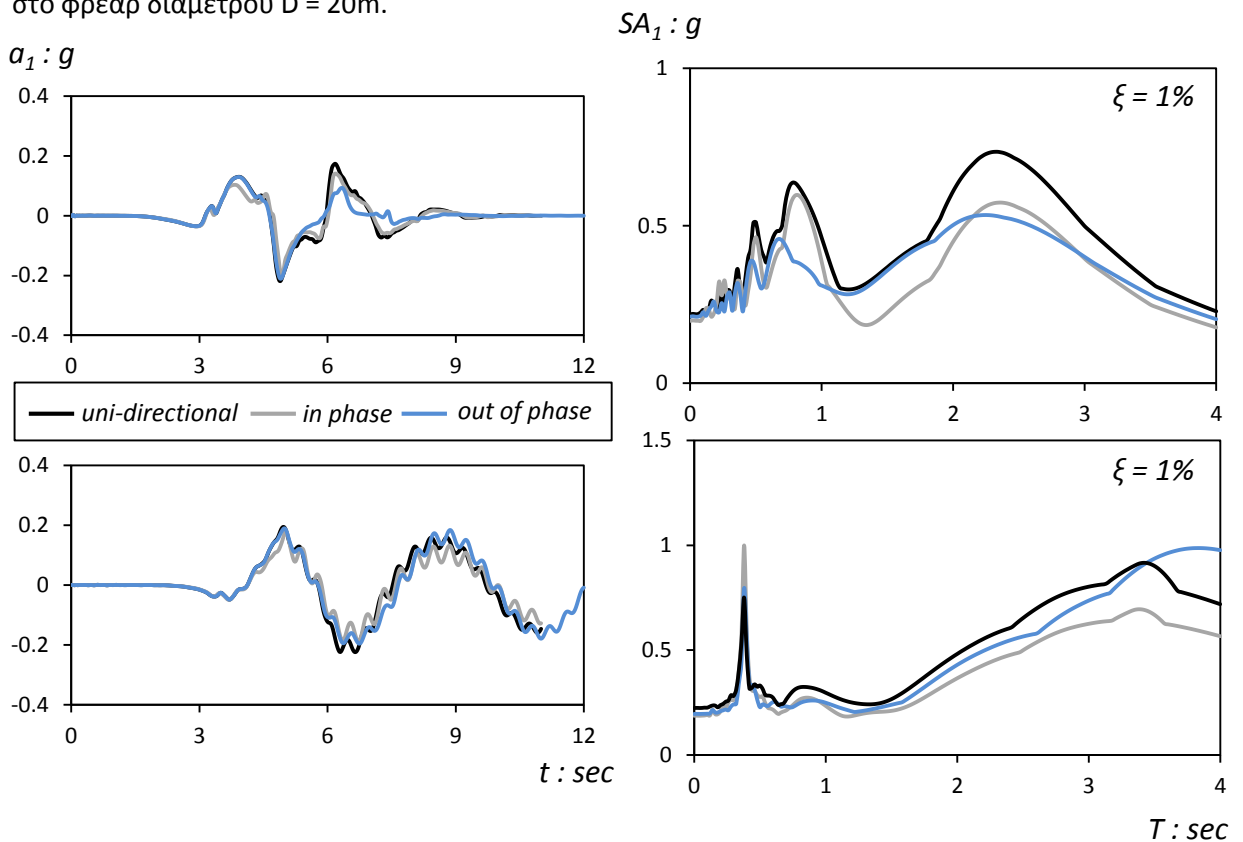
Σχήμα 6.8. Ricker [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 30\text{m}$.



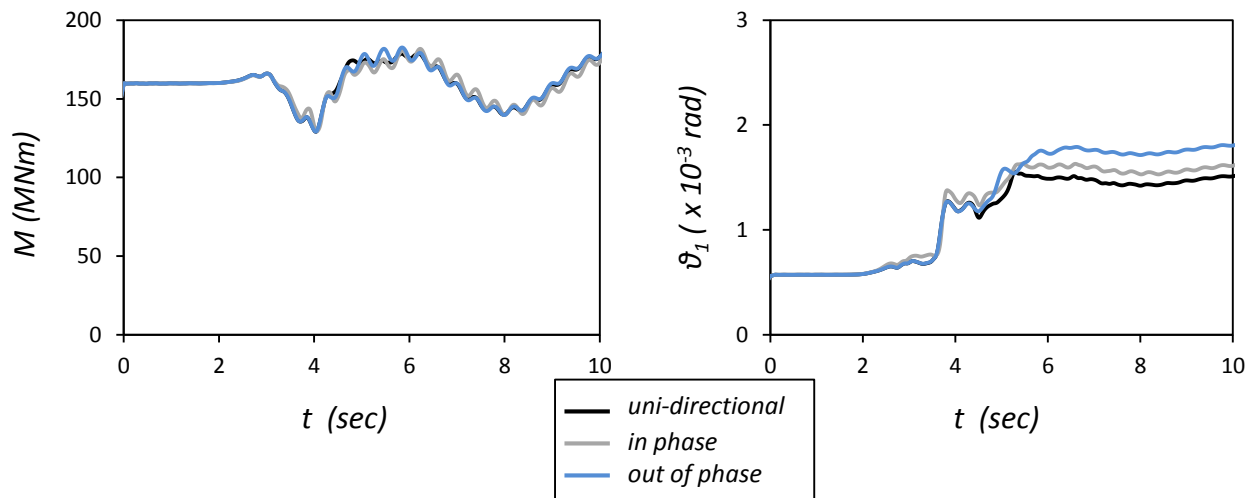
Σχήμα 6.9. Ricker [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 1 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 30\text{m}$.



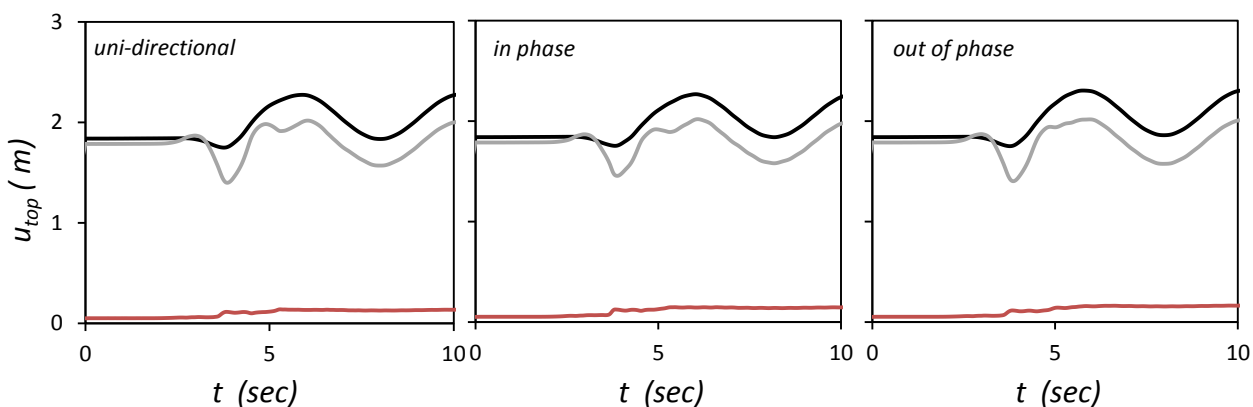
Σχήμα 6.10. Ricker [$f = 0.3 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 20\text{m}$.



Σχήμα 6.11. Ricker [$f = 0.3 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 30\text{m}$.

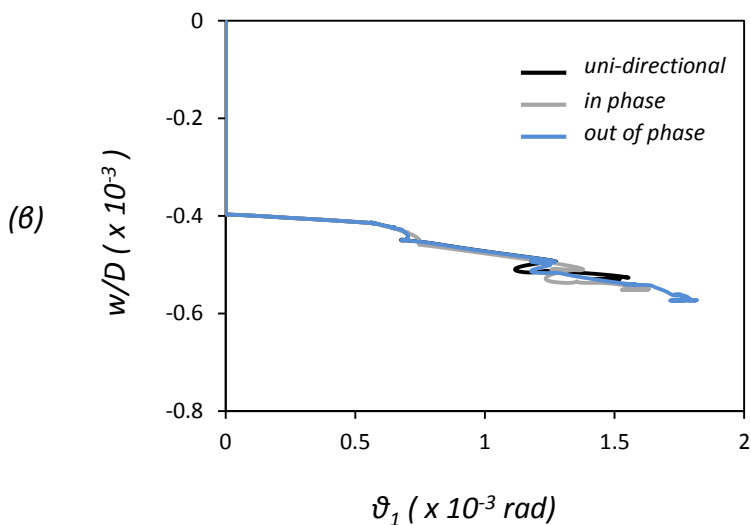


Σχήμα 6.12. Ricker [$f = 0.5$ Hz , $\alpha_{max} = 0.24$ g] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20$ m.



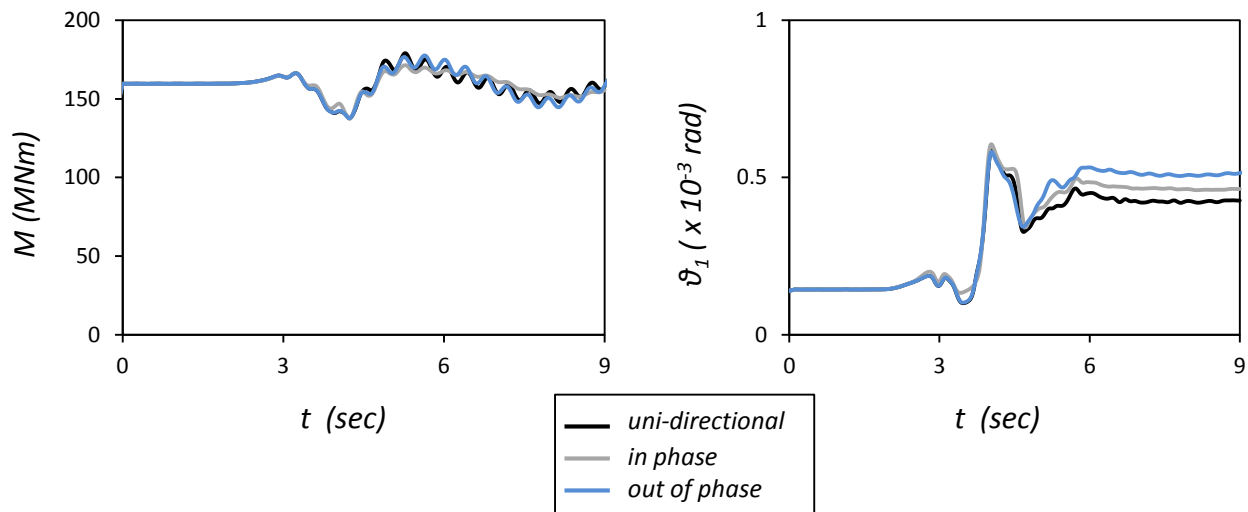
— συνολική — καμπτική — στροφική

(α)

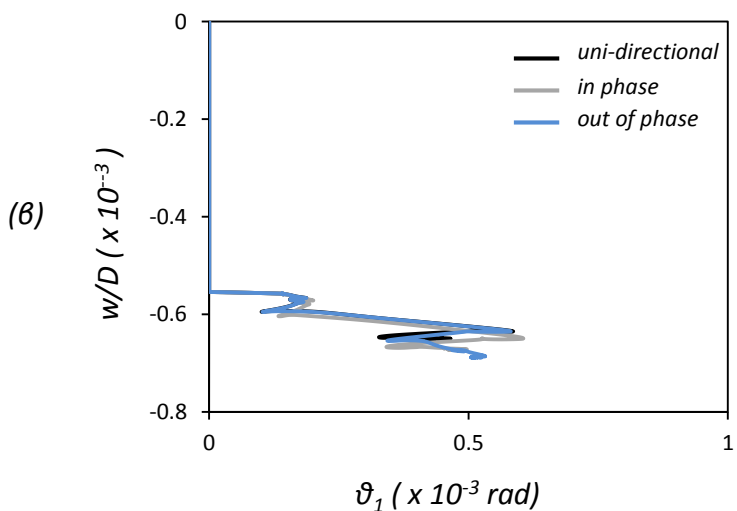
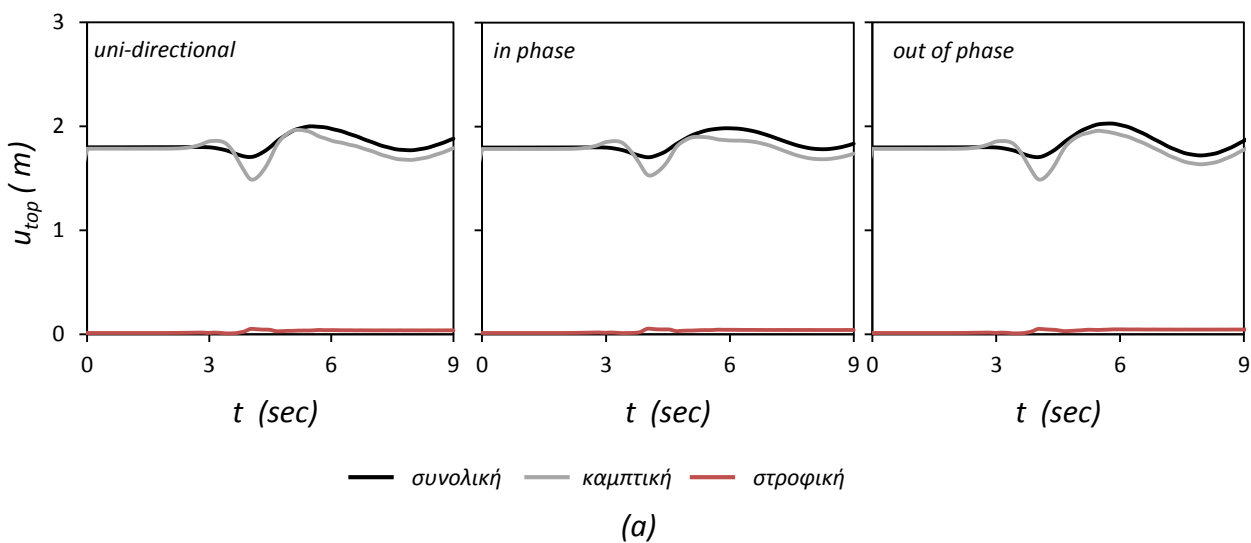


(β)

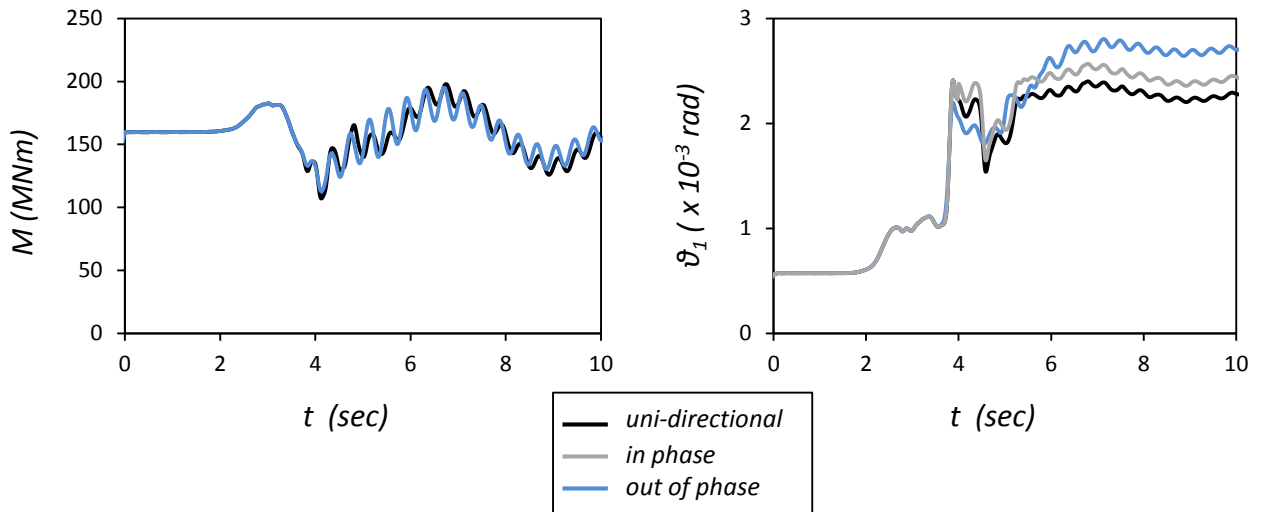
Σχήμα 6.13. Ricker [$f = 0.5$ Hz , $\alpha_{max} = 0.24$ g] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20$ m.



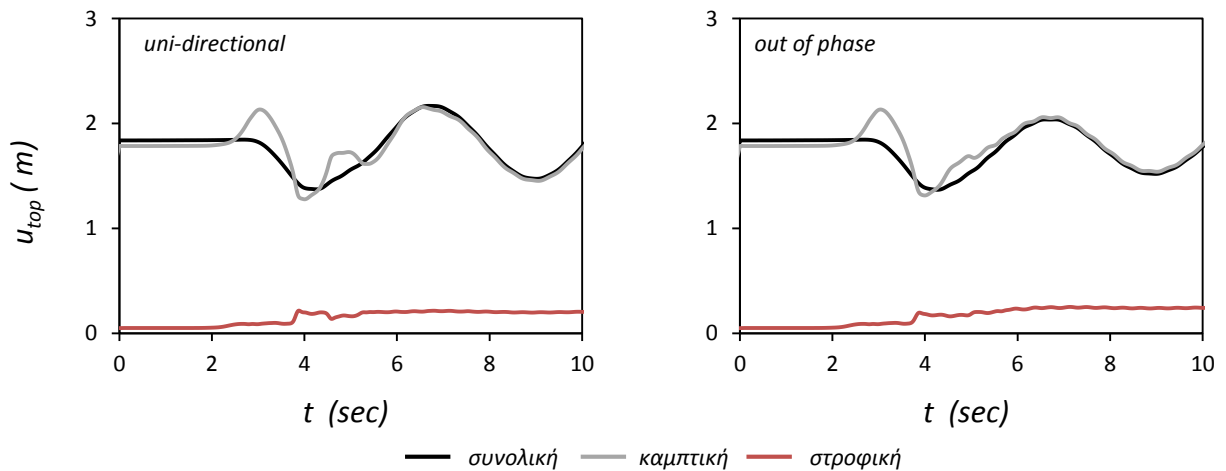
Σχήμα 6.14. *Ricker* [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30 \text{ m}$.



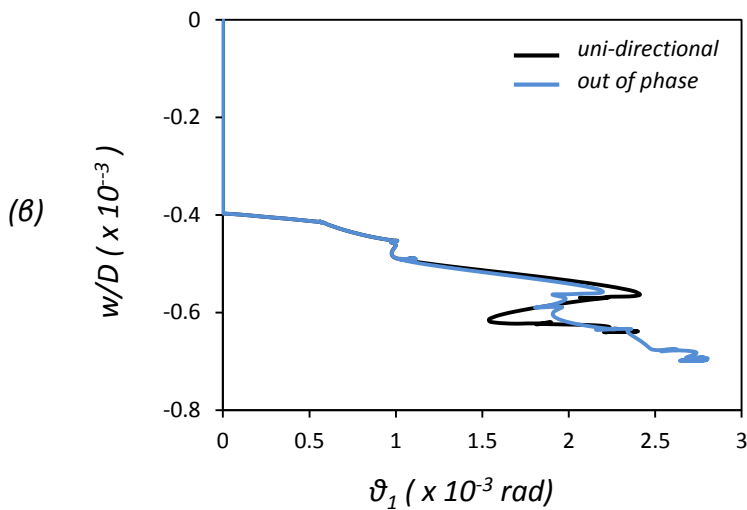
Σχήμα 6.15. *Ricker* [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30 \text{ m}$.



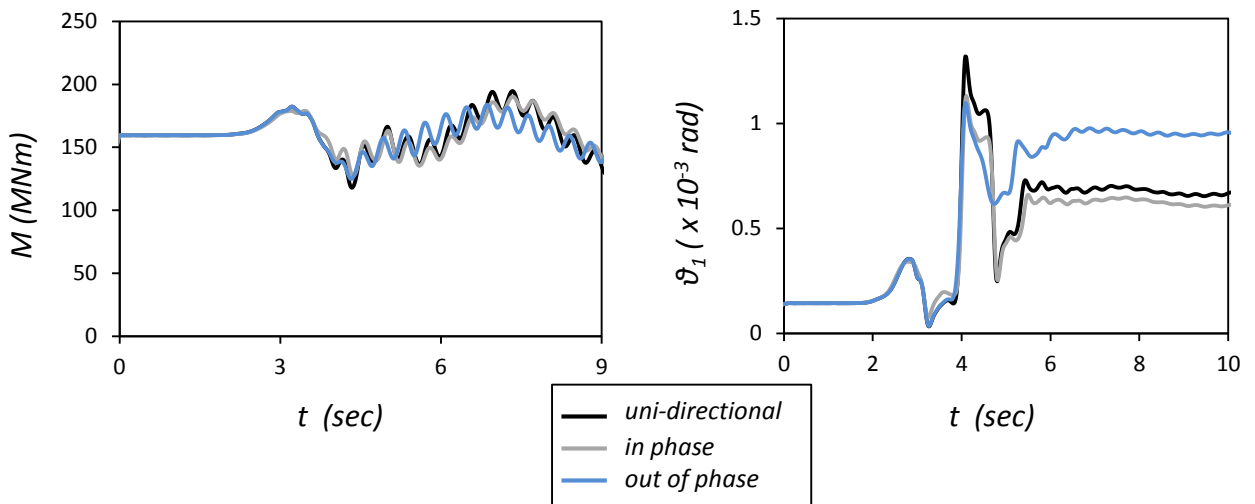
Σχήμα 6.16. Ricker [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 1 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20 \text{ m}$.



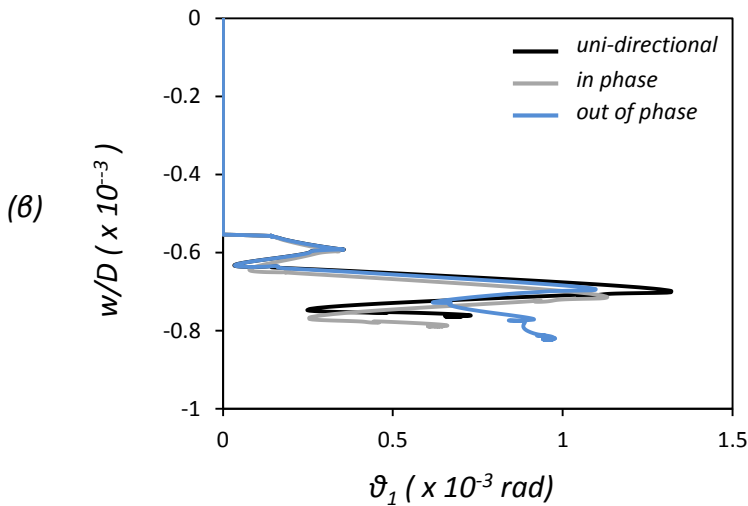
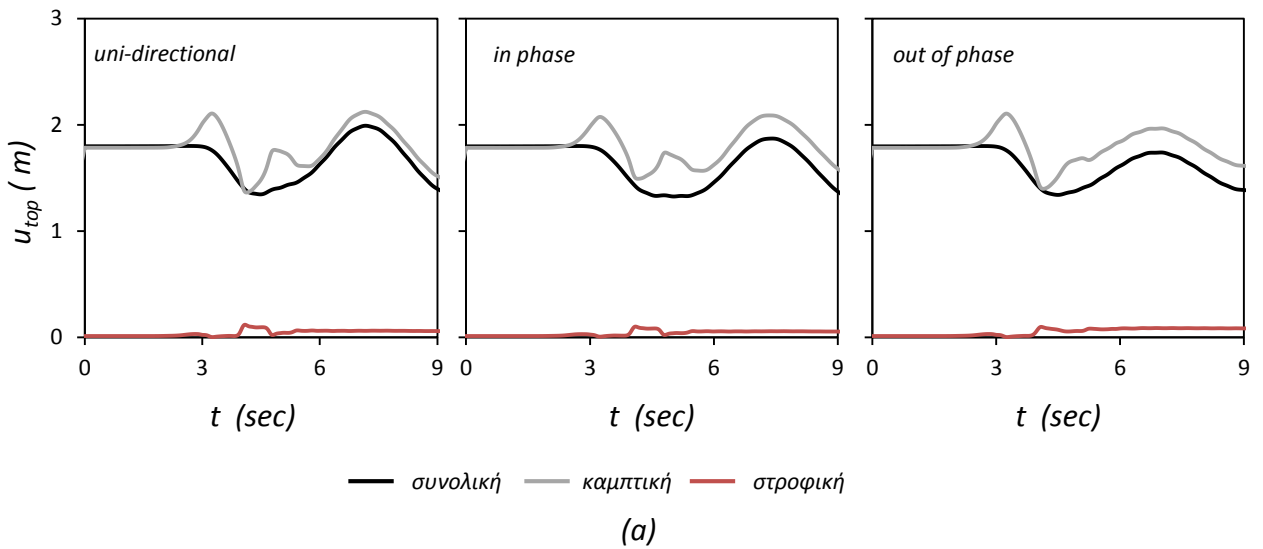
(a)



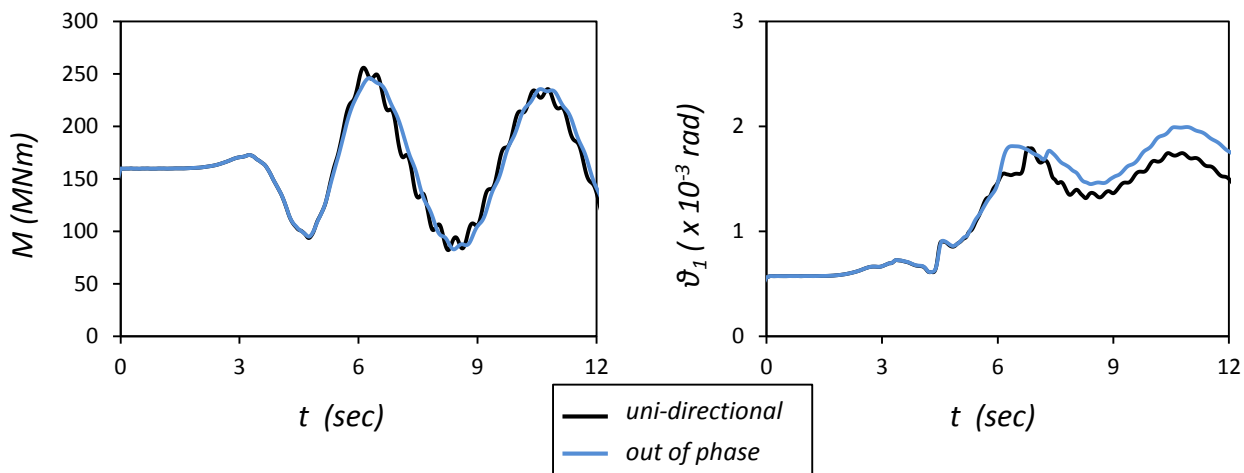
Σχήμα 6.17. Ricker [$f = 0.5 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 1 \text{ g}$] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20 \text{ m}$.



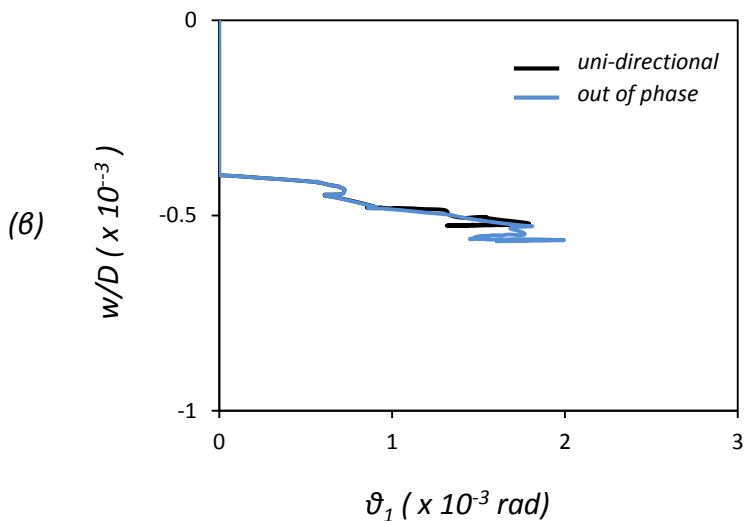
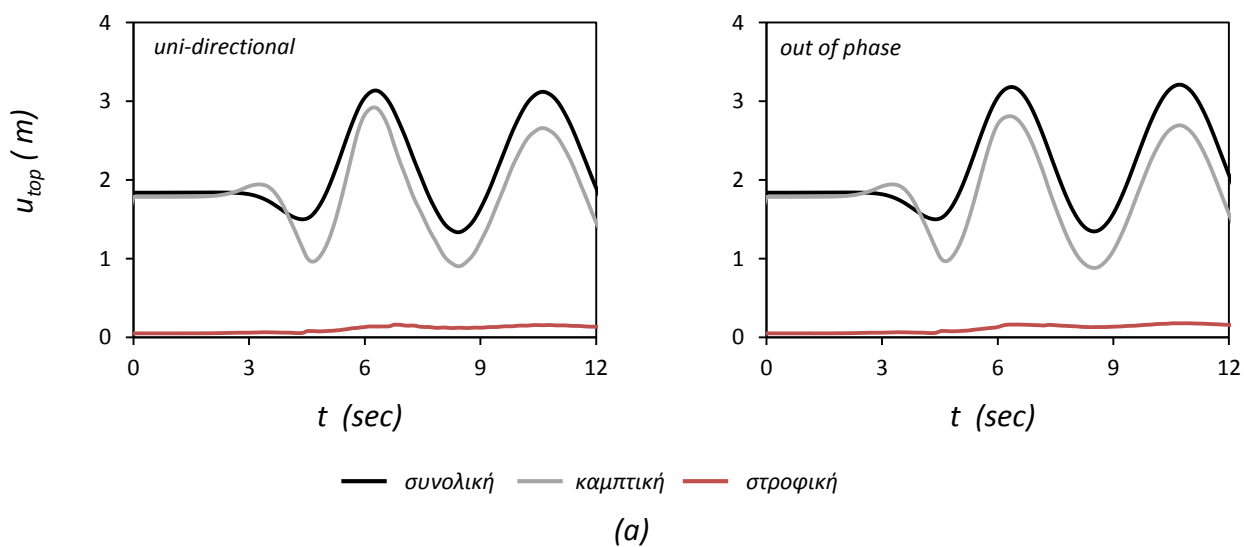
Σχήμα 6.18. Ricker [$f = 0.5$ Hz , $\alpha_{max} = 1$ g] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.



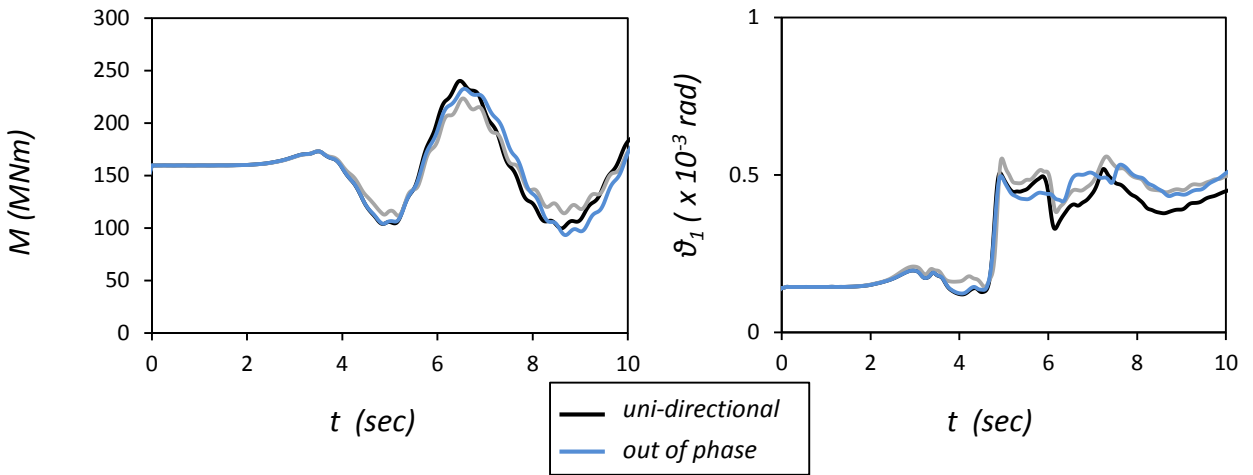
Σχήμα 6.19. Ricker [$f = 0.5$ Hz , $\alpha_{max} = 1$ g] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.



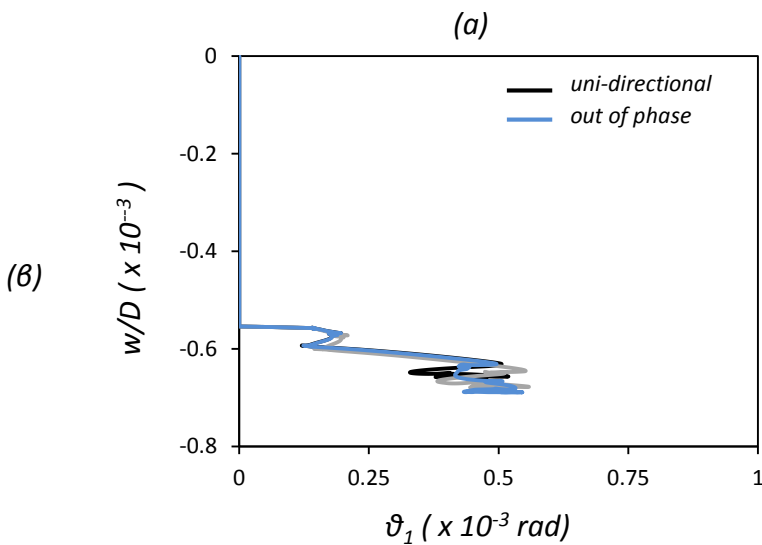
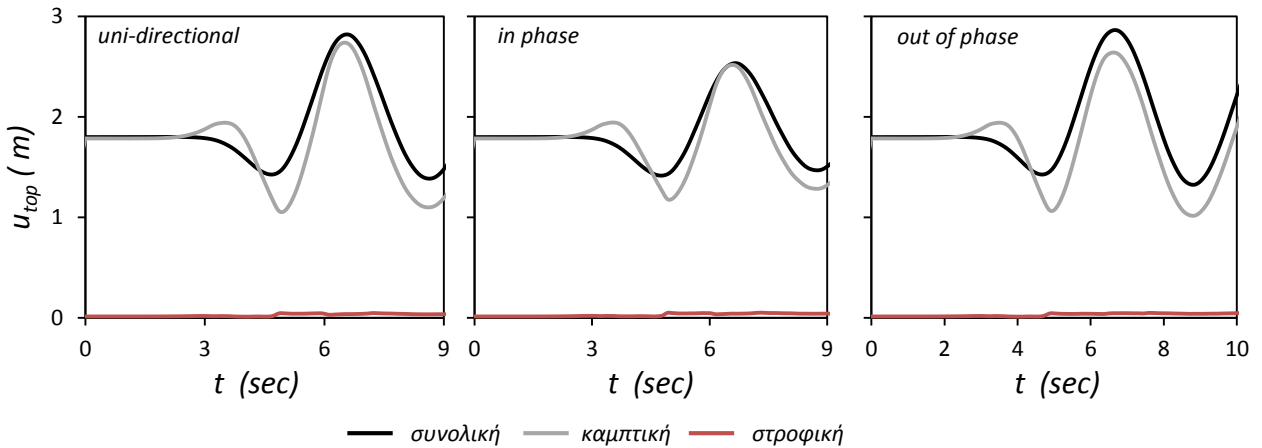
Σχήμα 6.20. Ricker [$f = 0.3 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20 \text{ m}$.



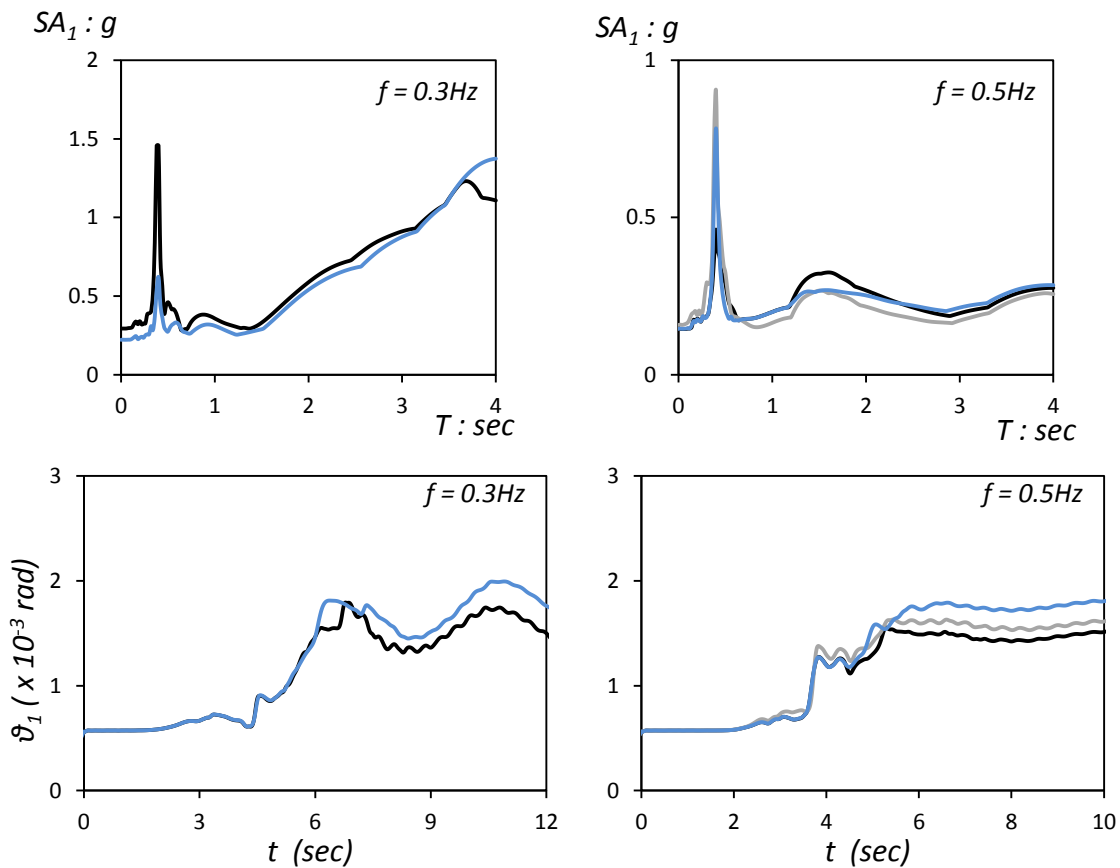
Σχήμα 6.21. Ricker [$f = 0.3 \text{ Hz}$, $\alpha_{max} = 0.24 \text{ g}$] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20 \text{ m}$.



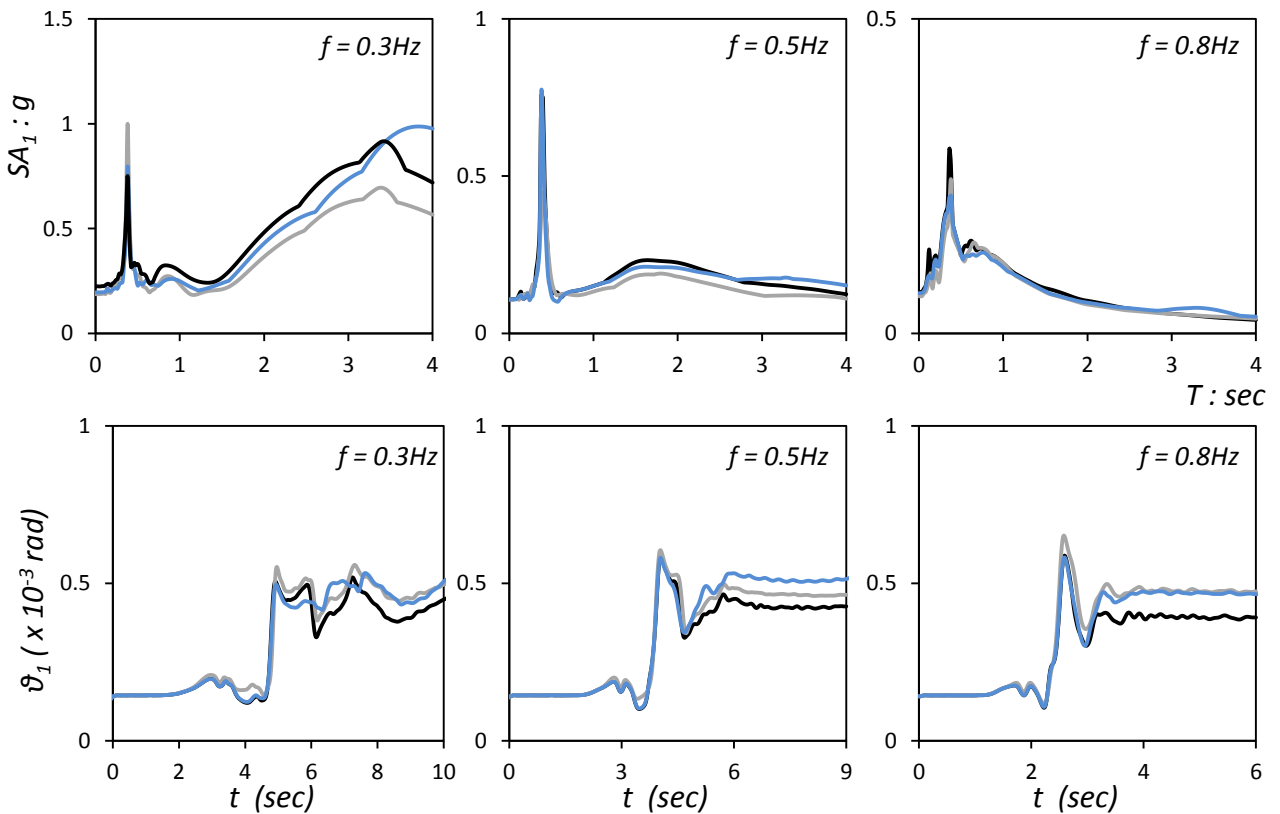
Σχήμα 6.22. Ricker [$f = 0.3$ Hz , $\alpha_{max} = 0.24$ g] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.



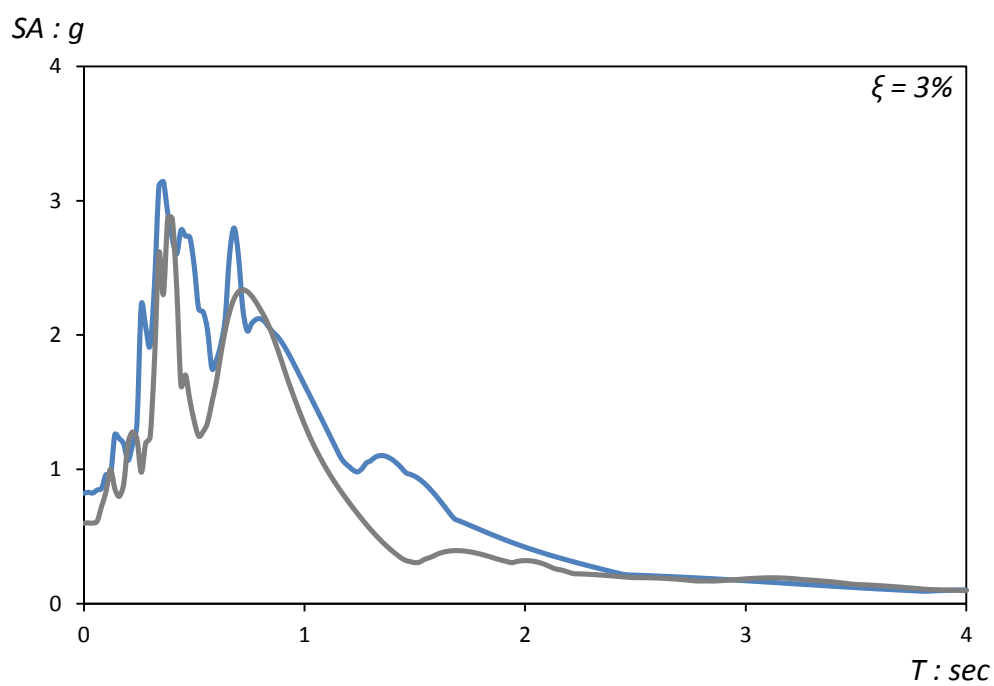
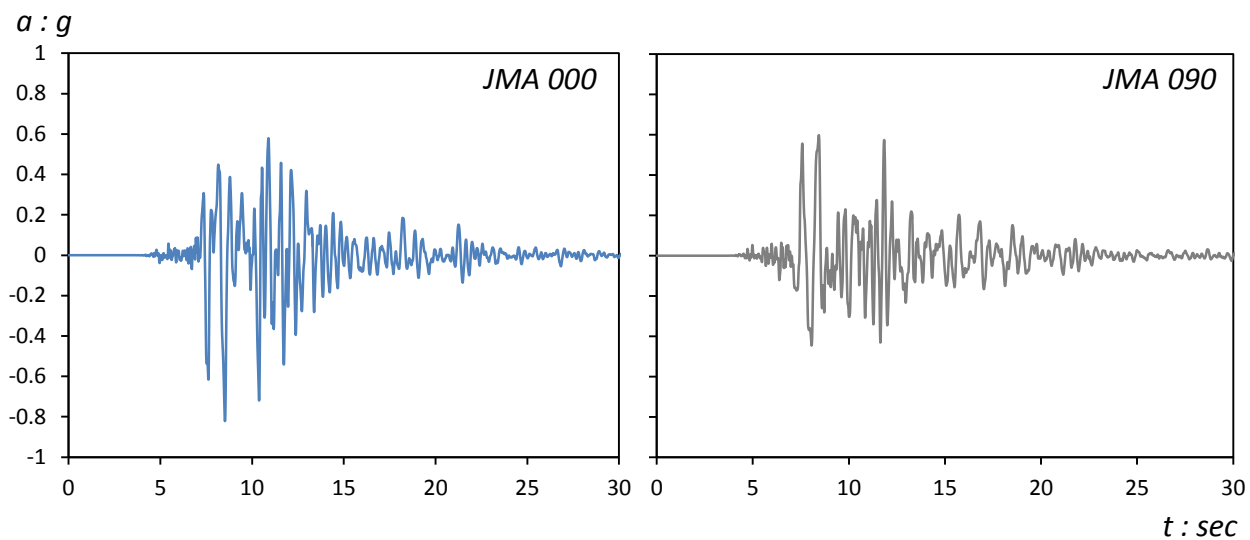
Σχήμα 6.23. Ricker [$f = 0.3$ Hz , $\alpha_{max} = 0.24$ g] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.



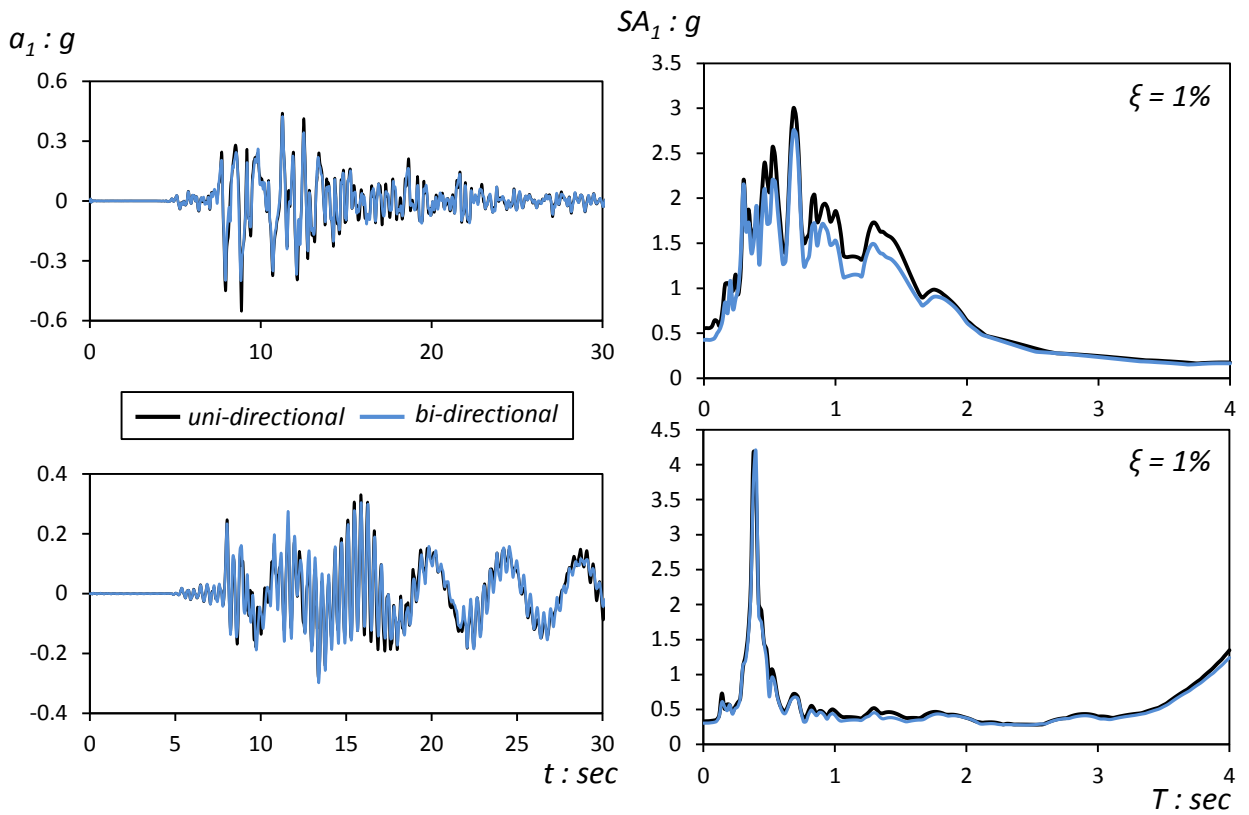
Σχήμα 6.24. $D = 20 m$: Επάνω: φάσματα απόκρισης στο επίπεδο του ρότορα. Κάτω: χρονοϊστορίες στροφής στην βάση της θεμελίωσης



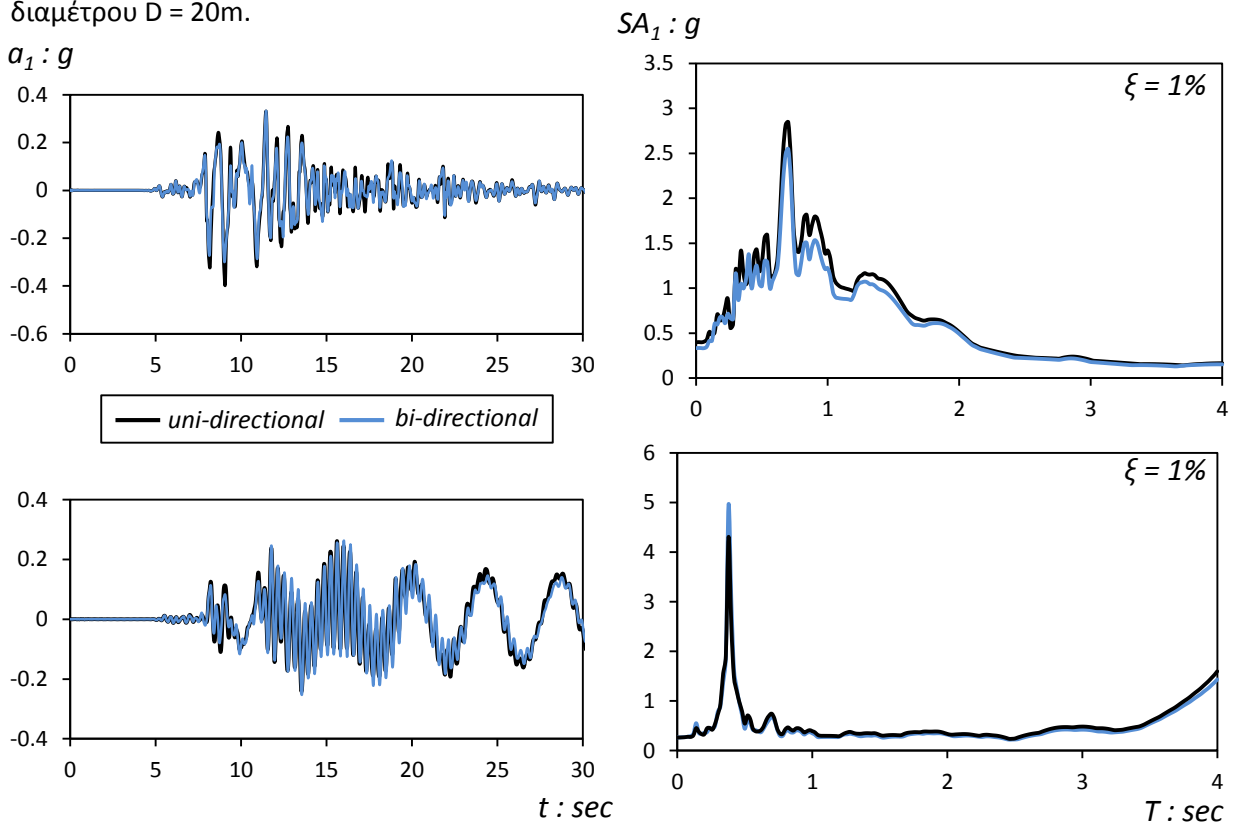
Σχήμα 6.25. $D = 30 m$: Επάνω: φάσματα απόκρισης στο επίπεδο του ρότορα. Κάτω: χρονοϊστορίες στροφής στην βάση της θεμελίωσης



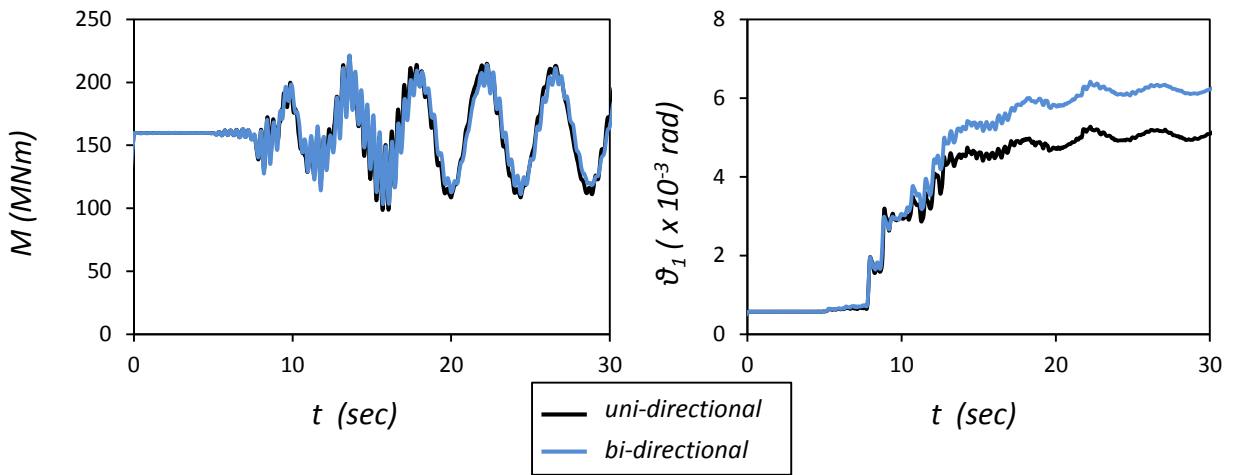
Σχήμα 6.26. Καταγραφές JMA στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης.



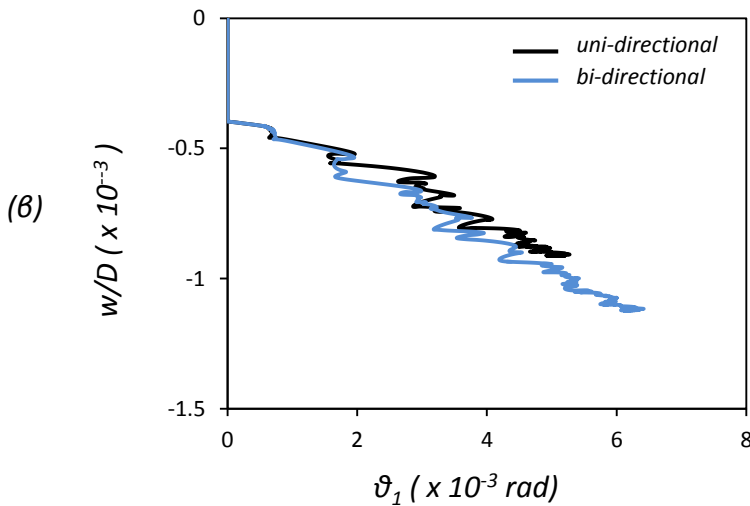
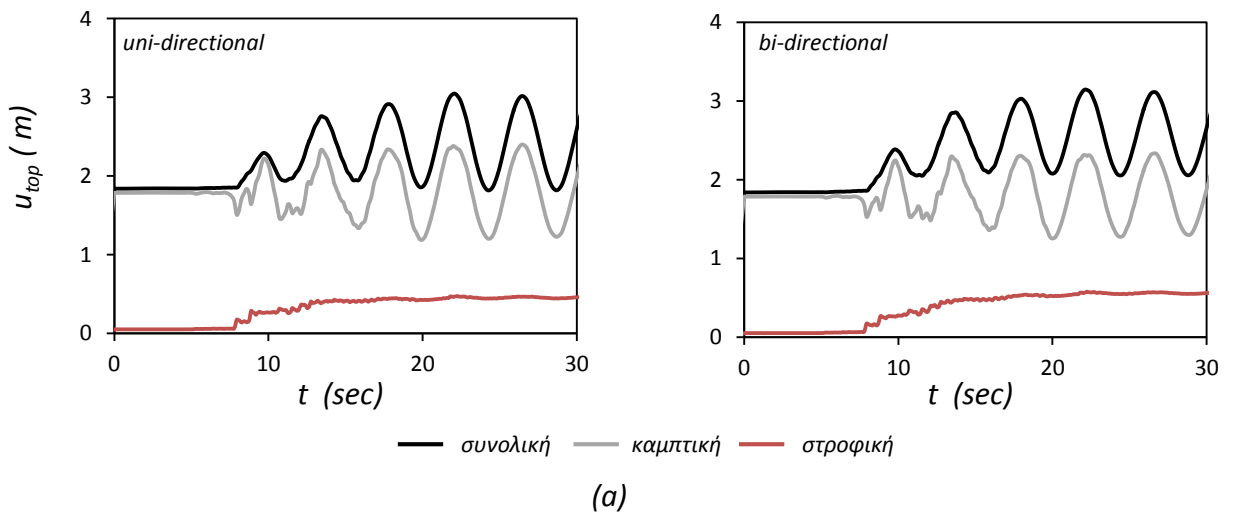
Σχήμα 6.27. JMA [Kobe, 1995] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 20\text{m}$.



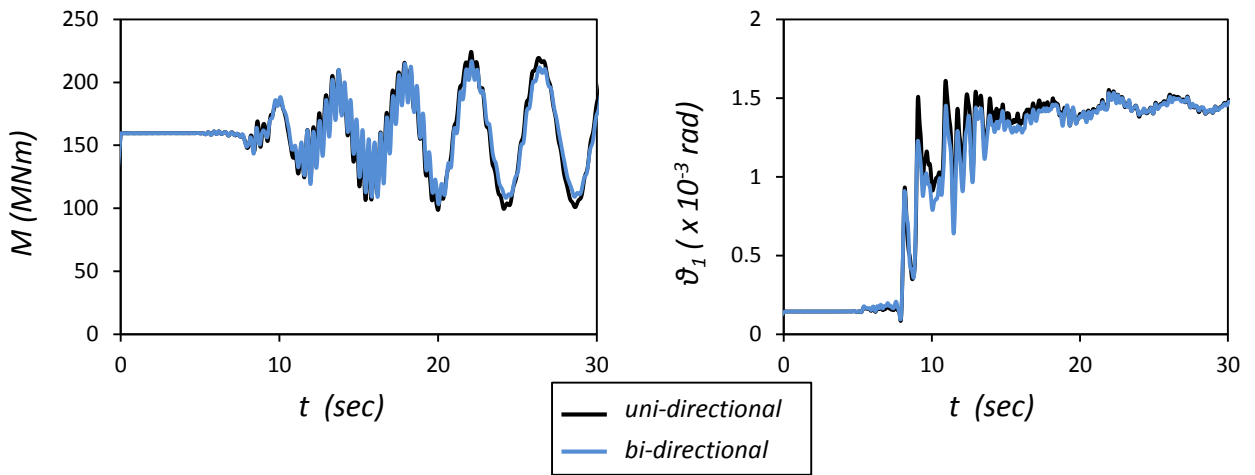
Σχήμα 6.28. JMA [Kobe, 1995] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 30\text{m}$.



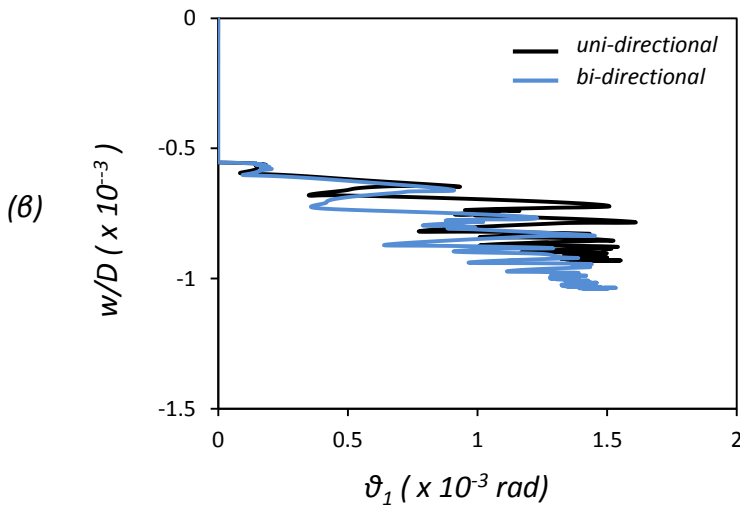
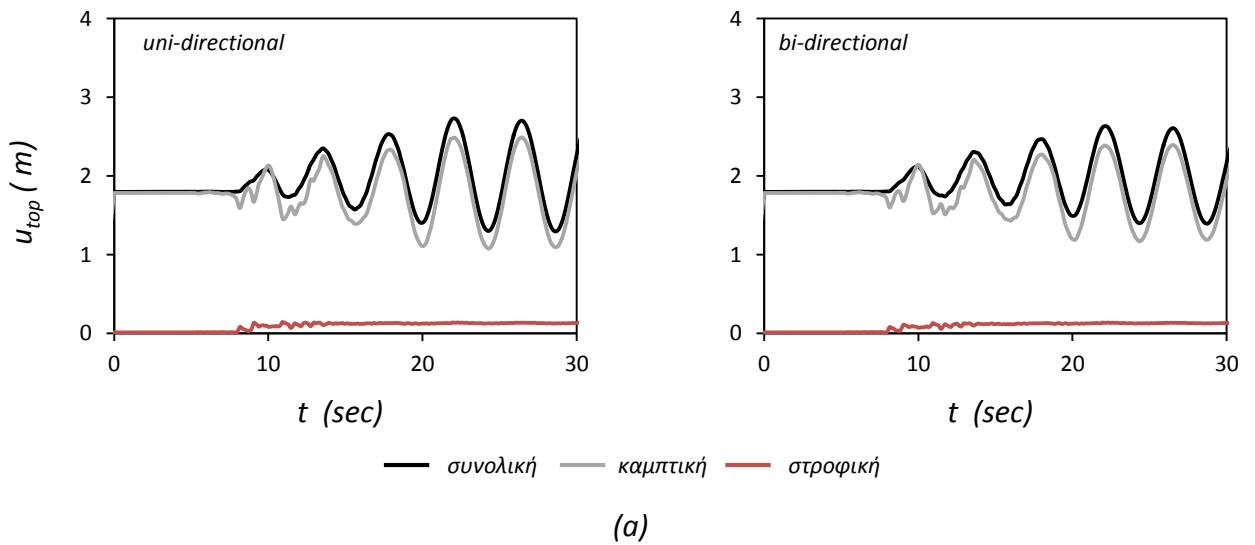
Σχήμα 6.29. JMA [Kobe, 1995] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20$ m.



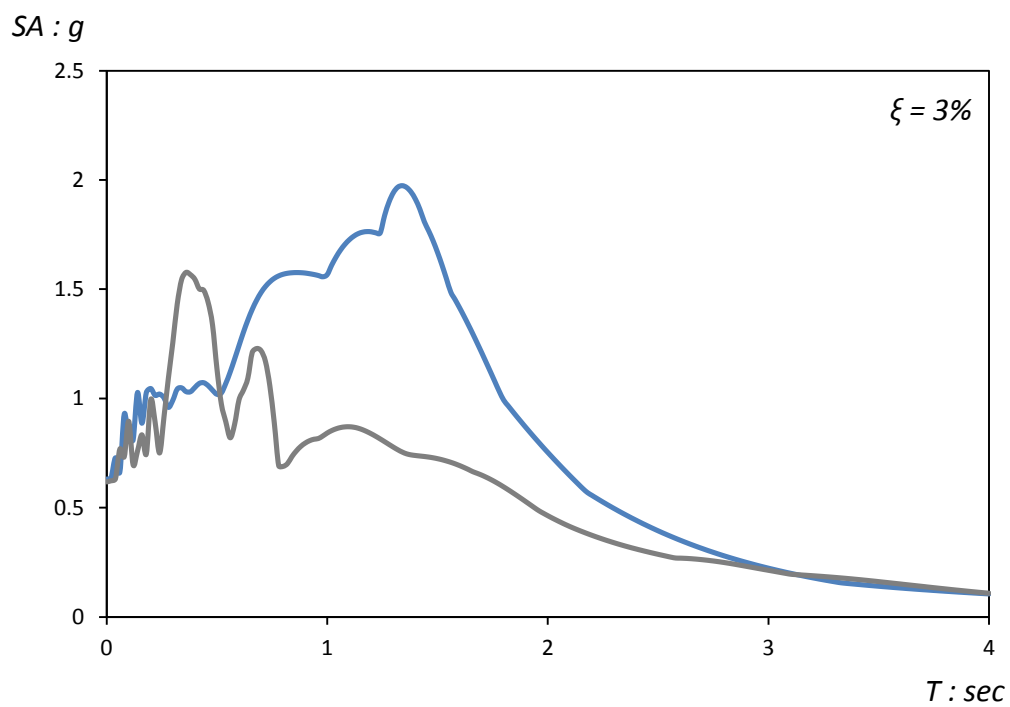
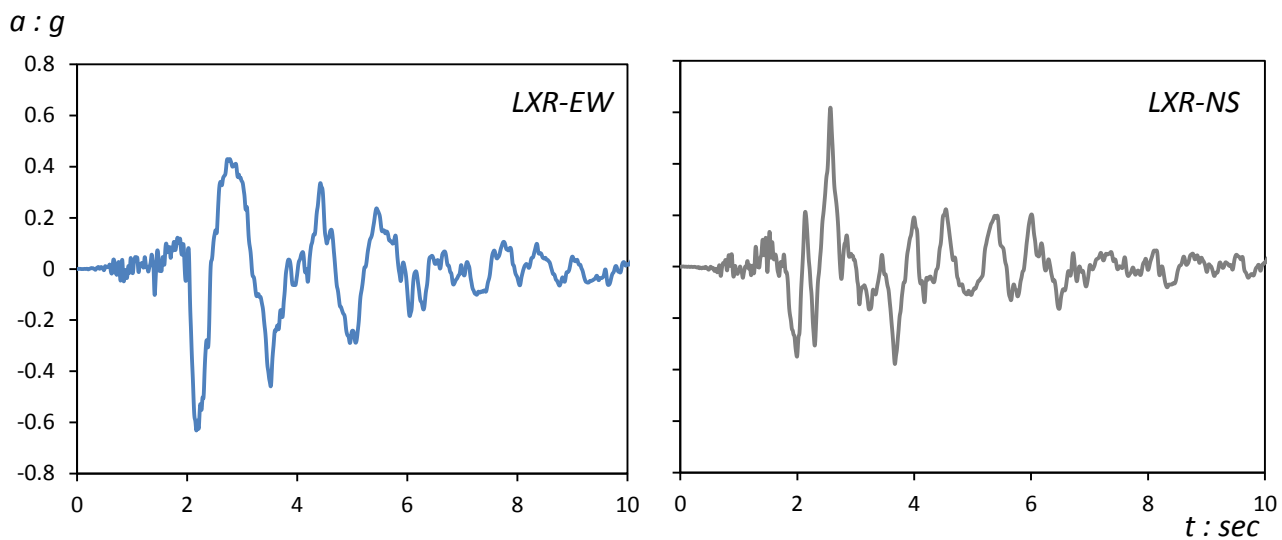
Σχήμα 6.30. JMA [Kobe, 1995] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20$ m.



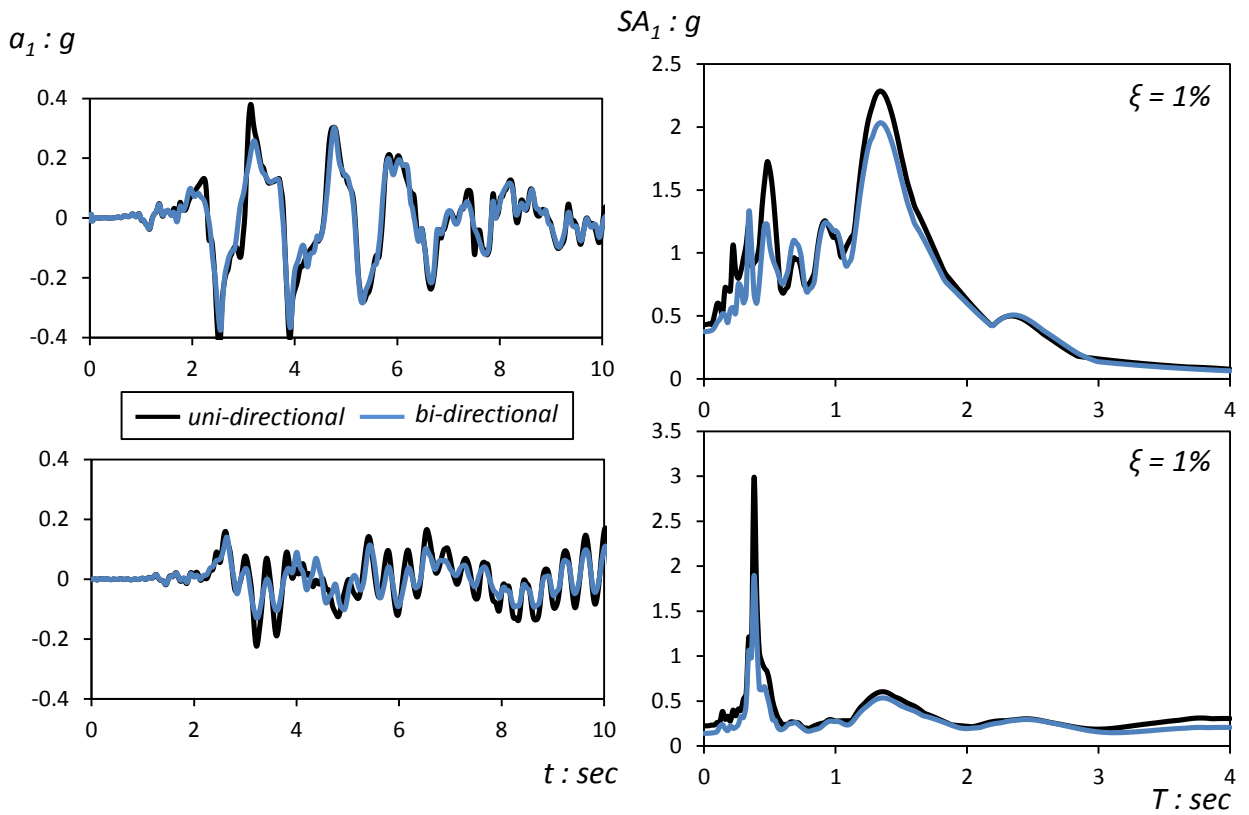
Σχήμα 6.31. JMA [Kobe, 1995] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.



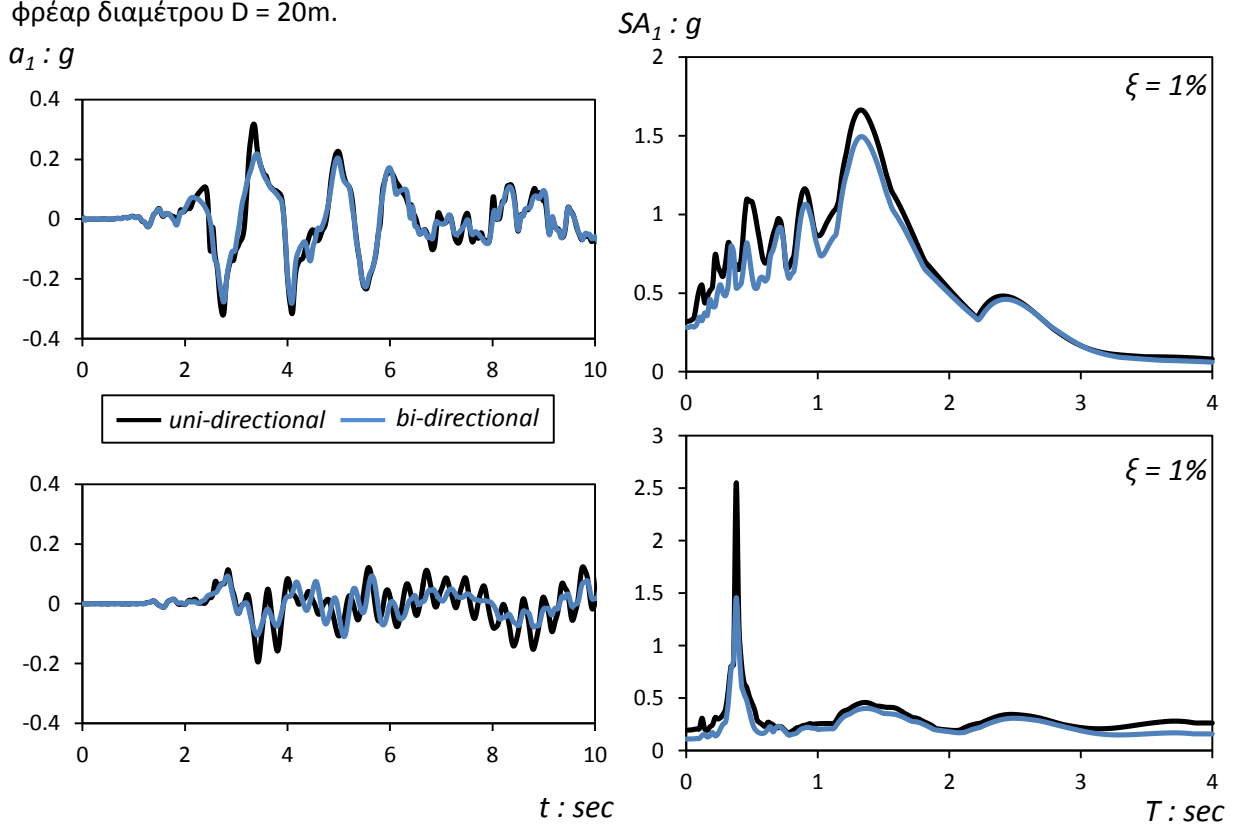
Σχήμα 6.32. JMA [Kobe, 1995] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.



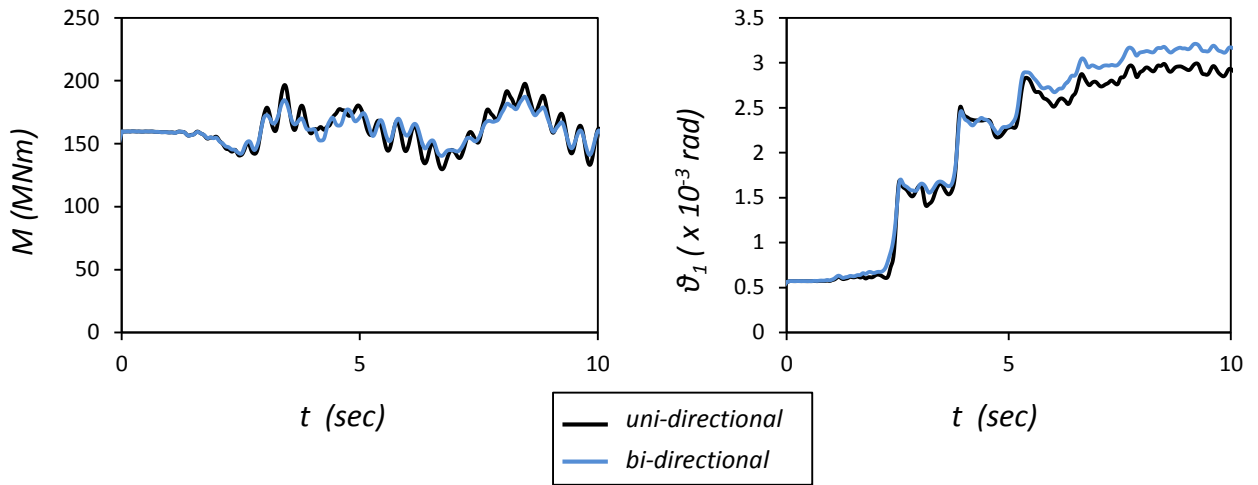
Σχήμα 6.33. Καταγραφές LXR στις δύο οριζόντιες διευθύνσεις: Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης.



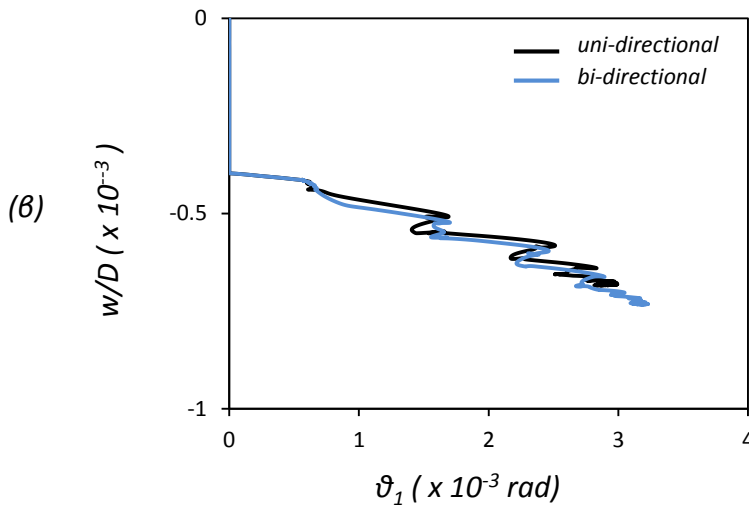
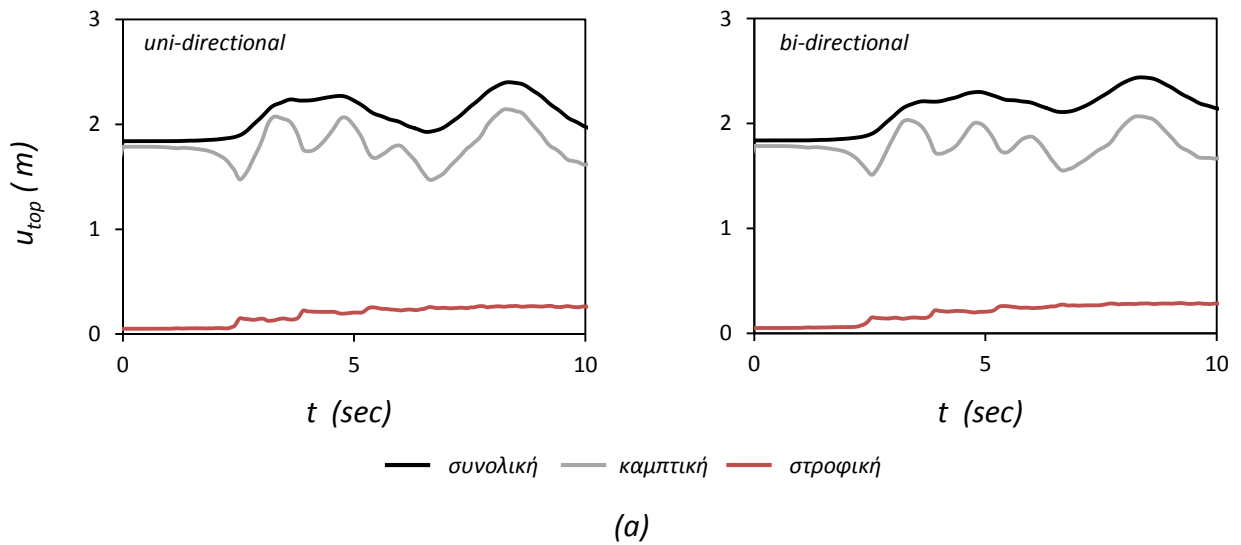
Σχήμα 6.34. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 20\text{m}$.



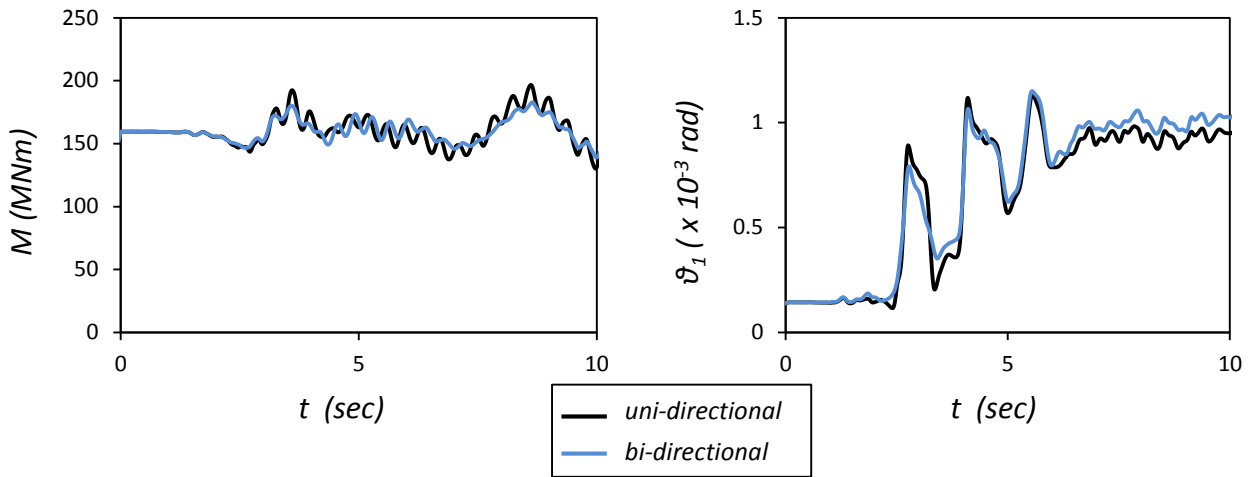
Σχήμα 6.35. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος του ρότορα (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 30\text{m}$.



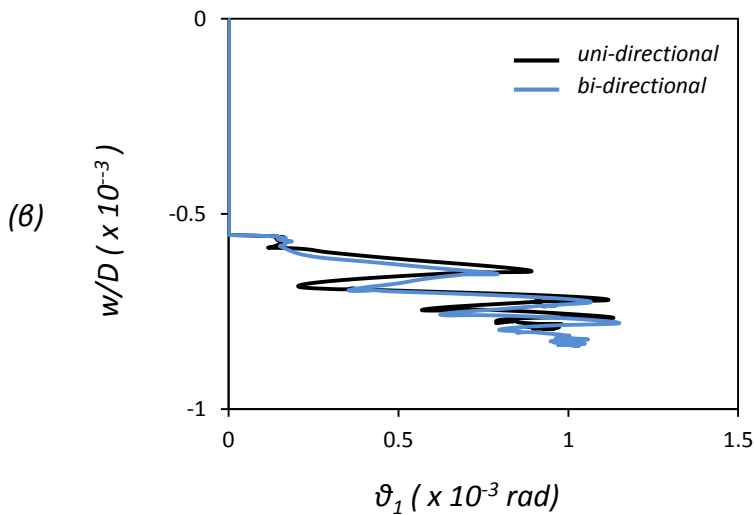
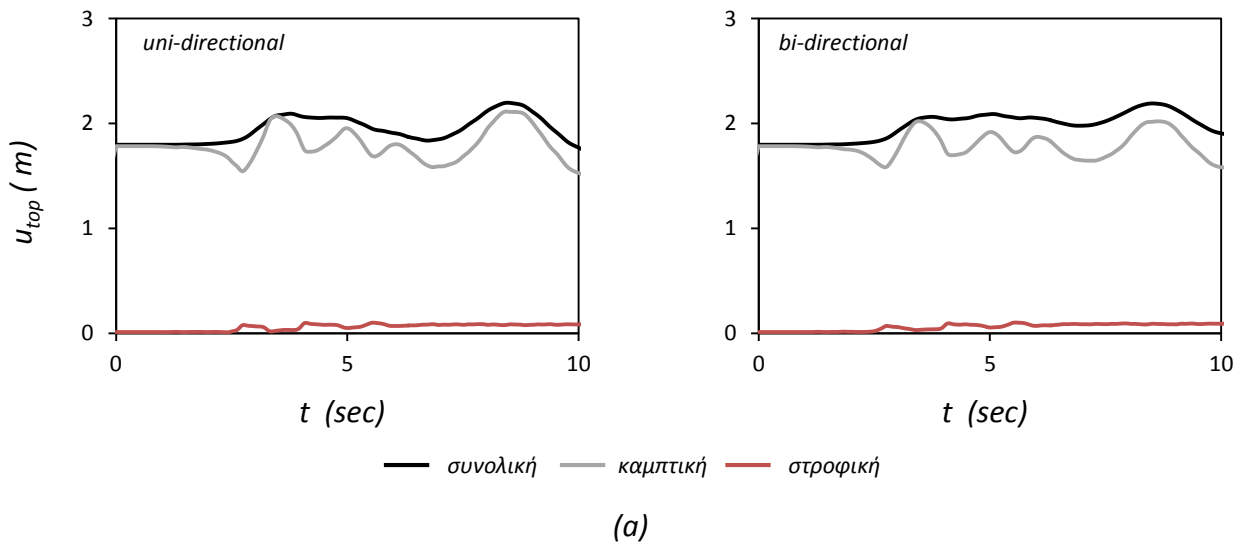
Σχήμα 6.36. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20$ m.



Σχήμα 6.37. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 20$ m.



Σχήμα 6.38. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες ροπής και στροφής στο επίπεδο της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.



Σχήμα 6.39. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του ρότορα και (β) αδιάστατη καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης διαμέτρου $D = 30$ m.

7^ο Κεφάλαιο

Συμπεράσματα

7 Συμπεράσματα

Τις τελευταίες δεκαετίες η προώθηση των ανανεώσιμων πηγών ενέργειας αποτελεί σημαντική προτεραιότητα των χωρών της Ευρωπαϊκής Ένωσης. Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η εγκατάσταση μίας θαλάσσιας ανεμογεννήτριας είναι ένα εξαιρετικά ενδιαφέρον έργο μεγάλων απαιτήσεων και για τον γεωτεχνικό μελετητή. Η πλέον δημοφιλής μέθοδος θεμελίωσης είναι η υιοθέτηση δύσκαμπτων μονοπασσάλων. Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η ανάλυση της συμπεριφοράς κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων, γνωστών στην διεθνή βιβλιογραφία με τον όρο “*suction caissons*” ως εναλλακτική λύση θεμελίωσης.

Προς τούτο, διενεργήθηκαν μη γραμμικές αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων του πλήρους συστήματος εδάφους-θεμελίου-ανωδομής για τρεις βαθμούς εγκιβωτισμού $L/D = 0.2, 0.5$ και 1 . Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε τόσο στις εξεταζόμενες φορτίσεις, μέσω της εισαγωγής του στρεπτικού φορτίου και της πρόσθετης φόρτισης στην δεύτερη οριζόντια διεύθυνση, όσο και στην ρεαλιστική προσομοίωση των συνθηκών επαφής εδάφους-θεμελίου. Διερευνήθηκαν οι συνθήκες πλήρους επαφής και οι ατελείς συνθήκες επαφής, στις οποίες η εφελκυστική αντοχή του εδάφους είναι μηδενική και η διατμητική αντοχή στην διεπιφάνεια επαφής λαμβάνεται μειωμένη. Η εργασία εστιάζει κυρίως σε 3 περιοχές ενδιαφέροντος:

- Στην φέρουσα ικανότητα τέτοιου είδους θεμελιώσεων
- Στην επίδραση της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας της φόρτισης σε όρους δυσκαμψίας και οριακής αντοχής του συστήματος εδάφους-θεμελίου
- Στην απόκριση του πλήρους συστήματος εδάφους-φρέατος-ανεμογεννήτριας σε μονοτονική, ανακυκλική και σεισμική φόρτιση

Τα βασικά συμπεράσματα συνοψίζονται ως ακολούθως:

Φέρουσα Ικανότητα

Η υιοθέτηση από την πλειονότητα των ερευνητών του σημείου αναφοράς στο επίπεδο έμπηξης της θεμελίωσης αποδείχθηκε ανακριβής. Η πλαστικοποίηση του εμπεριεχομένου στο φρέαρ εδάφους, ιδιαιτέρως στις συνήθεις φορτίσεις των ανεμογεννητριών, ήτοι τέμνουσα δύναμη και ροπή ανατροπής, επηρεάζει όχι μόνον την οριακή αντοχή (υπό μεμονωμένη και υπό συνδυασμένη φόρτιση), αλλά κυρίως οδηγεί σε σημαντική υπερεκτίμηση της πραγματικής δυσκαμψίας του συστήματος, τόσο υπό ιδεατές όσο και υπό ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ του θεμελίου και του περιβάλλοντος εδάφους. Ως εκ τούτου, αποκλίνοντας από ότι συνηθίζεται για τις κανονικώς εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις, στην περίπτωση των κοίλων θεμελιώσεων προτείνεται να λαμβάνεται ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών το μέσον της άνω επιφάνειάς τους.

Έπειτα, μελετήθηκε η απόκριση του εν λόγω φρέατος υπό συνδυασμένη φόρτιση στρεπτικής ροπής, αξονικής δύναμης, τέμνουσας δύναμης και ροπής ανατροπής και παρήχθησαν τα αντίστοιχα διαγράμματα αλληλεπίδρασης. Παρά την γεωμετρική συμμετρία της θεμελίωσης, η ασυμμετρία στην φόρτιση οδηγεί σε υποβάθμιση της αντοχής της. Ενώ η επίδραση της στρέψης στην φέρουσα ικανότητα σε αξονική δύναμη είναι σχεδόν αμελητέα για $L/D \leq 0.5$, δεν ισχύει το ίδιο και για τις άλλες δύο φορτίσεις. Η μείωση που προκαλείται λόγω της στρέψης στην αντοχή στις συνήθεις φορτίσεις, εντείνεται όταν λαμβάνονται υπόψιν γεωμετρικές μη γραμμικότητες στην διεπιφάνεια εδάφους–θεμελίωσης. Συνεπώς η θεώρηση ιδανικών συνθηκών επαφής εδάφους–θεμελίου σε συνδυασμό με την αγνόηση του στρεπτικού φορτίου δύναται να οδηγήσει σε μή συντηρητικό σχεδιασμό.

Οριζόντια φόρτιση σε δύο διευθύνσεις

Στην παρούσα ενότητα διερευνήθηκε η επιρροή της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας της φόρτισης υπό στατικώς μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση. Αποδείχθηκε ότι η αλληλουχία των δύο συνιστωσών παίζει καθοριστικό ρόλο στην δυσκαμψία του συστήματος, καθώς η μείωση που προκαλεί δύναται να φτάσει έως και το 50%. Στην περίπτωση τέτοιων κατασκευών, λοιπόν, όπου δίνεται ιδιαίτερη προσοχή στο πεδίο των μικρών μετακινήσεων (και στροφών) η απλοποίηση του προβλήματος σε τρεις συνεπίπεδες φορτίσεις οδηγεί σε υπερεκτιμημένη πρόβλεψη της συμπεριφοράς. Στην περίπτωση της ανακυκλικής φόρτισης,

όπου θεωρήθηκε ταυτόχρονη δράση στις δύο διευθύνσεις, η επιζήμια επιρροή της συνδυασμένης φόρτισης περιορίζεται στο πεδίο των μεγάλων μετατοπίσεων, ενώ υπό πρακτικώς ελαστική συμπεριφορά αποδείχθηκε αμελητέα.

Απόκριση σε μονοτονική, ανακυκλική και σεισμική φόρτιση

Στο τελευταίο μέρος της εργασίας προσομοιώθηκε πλήρως το σύστημα, περιλαμβάνοντας και την ανωδομή μιας τυπικής ανεμογεννήτριας ονομαστικής ισχύος 5MW, ενώ μελετήθηκαν κοίλα φρέατα υπό ποικίλες διαστάσεις. Στην περίπτωση της ανακυκλικής φόρτισης μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης στο κέντρο μάζας της ανωδομής, οι υστερητικοί βρόχοι απόκρισης του συστήματος τροποποιούνται σημαντικά όταν εισάγονται ατελείς συνθήκες διεπιφάνειας, λόγω της απώλειας επαφής των παράπλευρων ελασμάτων με το έδαφος.

Έπειτα, διερευνήθηκε η απόκριση της συστήματος υπό τα πραγματικά φορτία λειτουργίας (ανεμοπίεση και θαλάσσιοι κυματισμοί). Εξετάστηκαν δύο σενάρια φόρτισης, προκειμένου να ληφθεί υπόψιν η επίδραση του πλάτους της ανακύκλισης. Συγχρόνως, αποδείχθηκε ότι η μεταβολή της κατεύθυνσης των φορτίων τροποποιεί σημαντικά την προκύπτουσα στροφή στην θεμελίωση (ιδιαίτερως υπό ατελείς συνθήκες επαφής). Η τροποποίηση αυτή καθιστά την συνήθη θεώρηση των φορτίων προς μία κατεύθυνση ένα αρκετά συντηρητικό σενάριο σχεδιασμού. Αναλογιζόμενοι, ωστόσο, ότι η μεταβολή της φοράς φόρτισης δύναται να συμβεί πολλές φορές κατά την διάρκεια ζωής μια ανεμογεννήτριας, το σενάριο μίας σταθερής φοράς μπορεί να οδηγήσει σε αρκετά αντιοικονομικό σχεδιασμό.

Εν κατακλείδι, για την σεισμική εξ αίτιση του συστήματος μελετήθηκαν δύο θεμελιώσεις. Η μεν μικρότερη σε μέγεθος αντιπροσωπεύει μία σχετικώς υποδιαστασιολογημένη θεμελίωση με εντόνως ανελαστική συμπεριφορά, ενώ η άλλη αντιπροσωπεύει μία υπερδιαστασιολογημένη θεμελίωση με πρακτικώς ελαστική συμπεριφορά. Ιδιαίτερη έμφαση δόθηκε στην επιρροή της δεύτερης οριζόντιας συνιστώσας του σεισμικού κραδασμού, τόσο σε παλμικές διεγέρσεις όσο και σε πραγματικές καταγραφές. Παρατηρήθηκε ότι όταν η πρόσθετη δεύτερη συνιστώσα έχει πρακτικώς την ίδια καταγραφή με την πρώτη, τότε η μεγαλύτερη θεμελίωση δεν παρουσιάζει ιδιαίτερη διαφορά ως προς τις φασματικές τιμές και την προκύπτουσα στροφή. Για την δε μικρότερη θεμελίωση, η επιρροή της δεύτερης συνιστώσας καθιστάται επιζήμια, καθώς οδηγεί σε μεγαλύτερες μέγιστες και

παραμένουσες στροφές. Αντιθέτως, όταν οι δύο συνιστώσες παρουσιάζουν διαφορές κυρίως ως προς τις δεσπόζουσες περιόδους, τότε και οι δύο θεμελιώσεις παρουσιάζουν δυσμενέστερη συμπεριφορά σε όρους στροφής, ενώ σημαντική είναι η μείωση των φασματικών επιταχύνσεων. Σε όλες τις περιπτώσεις, ωστόσο, τα μετακινησιακά μεγέθη δεν ξεπερνούν τα κριτήρια σχεδιασμού, αλλά υπερβαίνουν κατά πολύ τα λειτουργικά κριτήρια. Συνεπώς, η δράση του σεισμού οφείλει να λαμβάνεται υπόψιν, καθώς δύναται να οδηγήσει την ανεμογεννήτρια σε απώλεια της λειτουργικότητάς της πολύ νωρίτερα από το τέλος της διάρκειας ζωής της.

Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα

Τα κοίλα κυλινδρικά φρέατα μπορούν να αξιοποιηθούν ως οικονομική εναλλακτική λύση έναντι των μονοπασσάλων. Πρόκειται, ωστόσο, για μία νέου τύπου θεμελίωση με περιορισμένη πρακτική εφαρμογή και πολλά ακόμη περιθώρια έρευνας. Ως αντικείμενα μετέπειτα εργασιών προτείνονται τα ακόλουθα:

- ανασήκωμα της βάσης
- εισαγωγή πρόσθετων εσωτερικών παράπλευρων ελασμάτων και διερεύνηση της συμπεριφοράς του εμπεριεχομένου στο φρέαρ εδάφους
- πλήρης προσομοίωση του πύργου της ανωδομής (περιλαμβάνοντας ανάλυση σε κόπωση) και προσπάθεια πρόβλεψης των παραμορφώσεων σε μεγάλο αριθμό κύκλων φόρτισης
- ανάλυση ανεμογεννήτριας θεμελιωμένης σε ομάδα κοίλων φρεάτων
- σύγκριση μεταξύ του κοίλου φρέατος και του μονοπασσάλου για μία τυπική ανεμογεννήτρια
- διερεύνηση της απόκρισης μιας υβριδικής θεμελίωσης, αποτελούμενης από τον συνδυασμό κοίλου φρέατος-μονοπασσάλου

Βιβλιογραφικές Παραπομπές

ABAQUS 6.10. [2010]. Standard user's manual. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.

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

Andersen, K. H. and Jostad, H. P. [1999]. "Foundation design of skirted foundations and anchors in clay", *Proc. 31st Offshore Tech. Conf.*, Houston, Paper OTC 10824.

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.

Bazeos, N., Hatzigeorgiou, G. D., Hondros, I. D., Karamaneas, H., Karabalis, D. L. and Beskos, D. E. [2002]. "Static, Seismic and Stability Analyses of a Prototype Wind Turbine Steel Tower", *Eng. Struct.*; Vol. 24, 2002; 1015.

Bell, R. W. [1991]. "The analysis of offshore foundations subjected to combined loading", MSc thesis, University of Oxford, Oxford, U.K.

Bransby, M. F., Randolph, M. F. [1997]. "Shallow foundations subject to combined loadings" *Proc. 9th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomechanics*, 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.

Bransby, M. F. and Yun, G. J. [2009]. "The undrained capacity of skirted strip foundations under combined loading", *Geotechnique*, 59 (2), 115-125.

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.

Chakrabarti, S.K. [1987]. "Hydrodynamics of Offshore Structures", ISBN 0-905451-66-X Computational Mechanics Publications Southampton.

Clukey, E. C. and Morrison, J. [1993]. "A centrifuge and analytical study to evaluate suction caissons for TLP applications in the Gulf of Mexico", In *Design and Performance of Deep Foundations: Piles and Piers in Soil and Soft Rock*, ASCE Geotechnical Special Publication 38, 141-156.

Colliat, J-L., Boisard, P., Andersen, K. and Schroder, K. [1995]. "Caisson foundations as alternative anchors for permanent mooring of a Process Barge Offshore Congo", Proc. 27th Offshore Tech. Conf., Houston, Paper OTC 7797, 919-929.

Davis, E. H. and Booker, J. R. [1973]. "The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays", *Geotechnique*, 23 (4), 551-563.

Davis, R. O. and Selvadurai, A. P. S. [2002]. "Plasticity and Geomechanics", Cambridge University Press.

Det Norske Veritas (DNV) [2001]. "Guidelines for Design of Wind Turbines", Copenhagen: Det Norske Veritas.

Doherty, J. P. and Deeks, A. J. [2003]. "Elastic response of circular footings embedded in a non-homogeneous half-space", *Geotechnique*, 53(8), 703-714.

Doherty, J.P. and Deeks, A.J. [2005], "Adaptive coupling of the finite-element and scaled boundary finite-element methods for non-linear analysis of unbounded media", *Computers and Geotechnics*, 32, 6, pp. 436-444.

Doherty, J. P., Houlsby, G. T. and Deeks, A. J. [2005]. "Stiffness of flexible caisson foundations embedded in nonhomogeneous elastic soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 131 (12), 1498-1508.

Elsabee, F. and Morray, J. P. [1977]. "Dynamic behavior of embedded foundations", Research Rep. R77-33, MIT.

Faccioli, E., Paolucci, R. and 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.

Fuglsang, L. D. and Steensen-Bach, J. O. [1991]. "Breakout resistance of suction piles in clay", Proc. Int. Conf. On Centrifuge Modeling: Centrifuge 91, Boulder, Colorado, 163-159.

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

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

Gazetas, G. [1983]. "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2 (1), 2-42.

Gazetas, G. [1987]. "Simple physical methods for foundation impedances", Dynamics of Foundations and Buried Structures, Benerjee PK and Butterfield R., editors, Elsevier Applied Science, Chapter 2, 44-90.

Gazetas, G. [1991]. "Formulas and charts for impedances of surface and embedded foundations", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117 (9), 1129-1141.

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

Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Adamidis, O. and Kontoroupi, T. [2012]. "Nonlinear rocking stiffness of foundations", submitted for publication.

Gazetas, G., Apostolou, M. and 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 uplifting and soil yielding", Proceedings of the 3rd US-Japan Workshop on Soil-Structure Interaction, Menlo Park, California.

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

- Gerolymos, N. and 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.
- Gottardi, G., Houlsby, G. T. & Butterfield, R. [1999]. "The plastic response of circular footings on sand under general planar loading", *Geotechnique*, 49 (4), 453-470.
- Gourvenec, S. [2007]. "Failure envelopes for offshore shallow foundations under general loading", *Geotechnique*, 57 (9), 715-728.
- Gourvenec, S. [2008]. "Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading", *Geotechnique*, 58 (3), 177-185.
- Gourvenec, S., Acosta-Martinez, H. E. and Randolph, M. F. [2009]. "Experimental study of uplift resistance of shallow skirted foundations in clay under transient and sustained concentric loading", *Geotechnique*, 59 (6), 525-537.
- Gourvenec, S. and Randolph, M. F. [2003]. "Effect of strength non-homogeneity on the shape of failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay", *Geotechnique*, 53 (6), 575-586.
- Green, A. P. [1954]. "The plastic yielding of metal junctions due to combined shear and pressure", *J. Mech. Phys. Solids* 2, No. 3, 197-211.
- Haenler, M., Ritschel, U. and Warnke, I. [2006]. "Systematic Modelling of Wind Turbine Dynamics and Earthquake Loads on Wind Turbines", *European Wind Energy Conference and Exhibition*, European Wind Energy Association, Athens, Greece, 2006; 1-6.
- Hasselmann et al., [1973]. "Measurements of wind wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project", *Deutsche Hydro. Zeitschr. Riehe*, A8.
- Houlsby, G. T., Kelly, R. B. and Byrne, B. W. [2005]. "The tensile capacity of suction caissons in sand under rapid loading", *Frontiers in Offshore Geotechnics*, Taylor & Francis Group, London, ISBN 0-415-39063-X.
- Houlsby, G. T., Kelly, R. B., Huxtable, J. and Byrne, B. W. [2005]. "Field trials of suction caissons in clay for offshore wind turbine foundations", *Geotechnique*, 55 (4), 287-296.
- Houlsby, G. T. and Martin, C. M. [2003]. "Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay" *Géotechnique*, 53 (5), 513-520.
- Houlsby, G. T. and Wroth, C. P. [1983]. "Calculation of stresses on shallow penetrometers and footings", *Proc. IUTAM/IUGG Seabed Mechanics*, Newcastle, pp. 107-112.

- House, A. R. and Randolph, M. F. [2001]. "Installation and pull-out capacity of stiffened suction caissons in cohesive sediments", Proc. Eleventh (2001) Intl. Offshore and Polar Engng Conf., Vol. 2, ISBN 1-880653-2.
- Kausel, E. and Ushijima, R. [1979]. "Vertical and torsional stiffness of cylindrical footings", Research Rep. R76-6, MIT.
- Kawashima, K., Nagai, T. and 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.
- Kelly, R. B., Houlsby, G. T. and Byrne, B. W. [2006]. "Transient vertical loading of model suction caissons in a pressure chamber", *Geotechnique*, 56 (10), 665-675.
- Kourkoulis, R., Anastasopoulos, I., Gelagoti, F., Kokkali, P. [2012]. "Dimensional Analysis of SDOF Systems Rocking on Inelastic Soil", *Journal of Earthquake Engineering* (in press).
- Kourkoulis, R., Gelagoti, F. and Kaynia, A. [2012]. "Seismic response of offshore wind turbine foundations", 15th WCEE, Lisbon, 2012.
- Kutter, B. L., Martin, G., Hutchinson, T. C., Harden, C., Gajan, S., Phalen, J. D. [2003]. "Workshop on modeling of nonlinear cyclic load-deformation behavior of shallow foundations", Report of the PEER Workshop, University of California, Davis.
- Lavassas, I., Nikolaidis, G., Zervas, P., Efthimiou, E., Doudoumis, I. N. and Baniotopoulos, C. C. [2003]. "Analysis and Design of the Prototype of a Steel 1-MW Wind Turbine Tower", *Eng. Struct.*; Vol. 25(8), 2003; 1097–1106.
- Liingard, M., Andersen, L. and Ibsen, L. B. [2007]. "Impedance of flexible suction caissons", *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2007; 36:2249-2271.
- Luke, A. M., Rauch, A. F., Olson, R. E. and Mecham, E. C. [2005]. "Components of suction caisson capacity measured in axial pull-out tests", *Ocean Engng*, No. 32, 878-891.
- Makris, N. and Roussos, Y. [2000]. "Rocking Response of rigid blocks under near source ground motions", *Geotechnique*, 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, C. M. & Houlsby, G. T. [2000]. "Combined loading of spudcan foundations on clay: laboratory tests", *Geotechnique* 50, No. 4, 325–338.
- Martin, G. R. and Lam, I. P. [2000]. "Earthquake Resistant Design of Foundations: Retrofit of Existing Foundations", Proc. GeoEng 2000 Conference, Melbourne.

Mello, J. R. C., Moretti, M. J., Sparrevik, P., Schroder, K. and Hansen, S. B. [1998]. "PI9 and P26 moorings at the Marlim field. The first permanent taut leg mooring with fibre rope and suction anchors", Proc. FPS '98 Conf., London.

Meyerhof, G. G. [1951]. "The ultimate bearing capacity of foundations", *Geotechnique*, 2 (4), 301-332.

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.

Murff, J. D. [1994]. "Limit analysis of multi-footing foundation systems", Proc. 8th Int. Conf. Comput. Methods, Adv. Geomech., Morgantown 1, 440-445.

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

Ntritsos, N. [2011]. "Inelastic response of embedded foundations", Diploma thesis, NTUA.

Paolucci, R., Shirato, M. and 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.

Pierson, W. J., Moskowitz, L. A. [1964]. "A proposed spectral form of fully developed wind seas based on the similarity theory of S.A. Kitaigorodshii", *J. Geophys. Res.*, Vol. 69.

Poulos, H. G. and Davis, E. H. [1974]. "Elastic solutions for soil and rock mechanics", published by John Wiley & Sons, Inc., New York, London, Sydney, Toronto.

Prandtl, L. [1921]. "Über die Eindringungsfestigkeit (Harte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden", *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, 1 (1), 15–20.

Puech, A., Iorio, J-P., Garnier, J. and Foray, P. [1993]. "Experimental study of suction effects under mudmat type foundations", Proceedings of Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering, St. John's, Newfoundland, Vol. 3, 1062-1080.

Randolph, M. F. and Gourvenec, S. [2011]. "Offshore geotechnical engineering", published by Spon Press.

Randolph, M. F. and House, A. R. [2002]. "Analysis of suction caisson capacity on clay", Proc. Annual Offshore Tech. Conf., Houston, Paper OTC 14236.

Randolph, M. F. and Puzrin, A. M. [2003]. "Upper bound limit analysis of circular foundations on clay under general loading", *Geotechnique*, 53 (9), 785-796.

Rao, S. N., Ravi, R. and Ganapathy, C. [1997]. "Pullout behaviour of model suction anchors in soft marine clays", Proc. Int. Offshore and Polar Engng Conf., ISOPE '97, Honolulu 1, 740-744.

Ritschel, U., Warnke, I., Kirchner, J. and Meussen, B. [2003]. "Wind Turbines and Earthquakes", Second World Wind Energy Conference, World Wind Energy Association, Cape Town, South Africa, 2003.

Roesset, J. M. [1980]. "Stiffness and damping coefficients of foundations", *Dynamic Response of Foundations: Analytical Aspects*, M.W. O'Neil and R. Dobry (eds), ASCE, 1-30.

Roesset J. M. [1980]. "The use of simple models in soil-structure interaction", *Civil Engineering and Nuclear Power*, ASCE, Vol. 1, 1-25.

Salgado, R., Lyamin, A. V., Sloan, S. W. and 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.

Steensen-Bach, J. O. [1992]. "Recent model tests with suction piles in clay and sand", Proc. Annual Offshore Tech. Conf., Houston, Paper OTC 1882.

Taiebat, H. A. and 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.

Taiebat, H. A. and Carter, J. P. [2002]. "Bearing Capacity of Strip and Circular Foundations on Undrained Clay Subjected to Eccentric Loads", *Geotechnique*, 52 (1), 61-64.

Tan, F. S. C. [1990]. "Centrifuge and numerical modelling of conical footings on sand", PhD thesis, University of Cambridge.

Taylor, P.W., Bartlett, P.E. and 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.
- Ukritchon, B., Whittle, A. J. and Sloan, S. W. [1998]. "Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay", *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 124 (3), 265-276.
- Van der Tempel, J. [2006]. "Design of support structures for offshore wind turbines", PhD thesis.
- Vesic, A.S. [1975]. "Bearing capacity of shallow foundations", *Foundation Engineering Handbook*, Eds Winterkorn & Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, 121-147.
- Watson, P. G. and Randolph, M. F. [1997a]. "Vertical capacity of suction caisson foundations in calcareous sediments", *Proc. 7th Int. Offshore Polar Engng Conf. Honolulu 1*, 784-790.
- Watson, P. G., Randolph, M. F. and Bransby, M. F. [2000]. "Combined lateral and vertical loading of caisson foundations", *Proc. Annual Offshore Tech. Conf., Houston*, Paper OTC 12195.
- Witcher, D. [2005]. "Seismic Analysis of Wind Turbines in the Time Domain", *Wind Energy*; Vol. 8; p. 81.
- Yun, G. and Bransby, M. F. [2007]. "The horizontal-moment capacity of embedded foundations in undrained soil" *Can. Geotech. J.*, 44 (4), 409-424.
- Zhao, X. and Maisser, P. [2006]. "Seismic Response Analysis of Wind Turbine Towers Including Soil-Structure Interaction", *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: J. Multi-Body Dynamics*; Vol. 220, 2006; p. 53.

