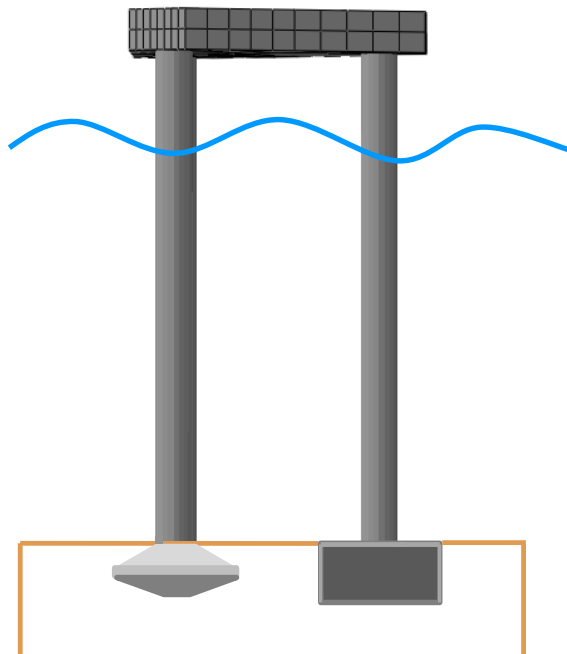




Διπλωματική Εργασία
Αντώνης Μάντακας Νίκος Σαββόπουλος
Επιβλέπων:
Καθηγητής Γ. Γκαζέτας

Θεμελίωση Τρίποδης Πλατφόρμας
Άντλησης Πετρελαίου:
Απόκριση Εναλλακτικών Συστημάτων υπό
Στατική και Δυναμική Φόρτιση



Static and Dynamic Analysis
of Alternative Foundations
for Mobile Jack-Up Platforms

Diploma Thesis by
Antonis Mantakas Νίκος Savvopoulos
Supervised by:
Professor G. Gazetas

Ευχαριστίες...

Φτάνοντας στο τέλος της εκπόνησης της διπλωματικής μας εργασίας, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε όλους όσους συνέβαλαν στην προσπάθειά μας αυτή.

Αρχικά θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε θερμά τον καθηγητή μας Γ. Γκαζέτα που μας τίμησε με την εμπιστοσύνη του και μας έδωσε την ευκαιρία να εργαστούμε υπό την επίβλεψη και την καθοδήγησή του σε ένα πολύ δημιουργικό και ευχάριστο περιβάλλον. Οι συμβουλές του και η καθοδήγησή του υπήρξαν πολύτιμες για μας όλα αυτά τα χρόνια.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες οφείλουμε στους διδάκτορες Ρ. Κουρκουλή και Φ. Γελαγώτη για την διαρκή υποστήριξή τους και τις συμβουλές τους στην προσπάθειά μας αυτή καθώς και τον καθηγητή μας Ν. Γερόλυμο.

Ολοκληρώνοντας, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε τα υπόλοιπα παιδιά του Εργαστηρίου Εδαφομηχανικής και ιδιαίτερα τους Ε. Γεωργίου και τον Α. Τσάτση που στήριξαν ενεργά την προσπάθειά μας κατά την διάρκεια της εργασίας αυτής.

Τέλος, θα θέλαμε να ευχαριστήσουμε την οικογένειά μας, τους συμφοιτητές και φίλους μας για την συνεχή και αμέριστη συμπαράσταση κατά την διάρκεια εκπόνησης της εργασίας αυτής.

Πίνακας περιεχομένων

1	ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ	1
1.1	Γενικά Στοιχεία	3
1.1.1	Σκοπός της εργασίας	3
1.1.2	Η θεμελίωση του Srudcan.....	5
1.1.3	Η θεμελίωση του κοίλου ανεστραμμένου φρέατος	6
1.2	Φορτίσεις Τρίποδης Πλατφόρμας Άντλησης Πετρελαίου	8
1.2.1	Δυνάμεις λόγω των θαλάσσιων κυματισμών	8
1.2.2	Δυνάμεις λόγω του ανέμου	11
1.3	Φέρουσα Ικανότητα Θεμελιώσεων	12
1.3.1	Εισαγωγή	12
1.3.2	Συμβατική Θεωρία Φέρουσας Ικανότητας	13
1.3.3	Εναλλακτικές Μέθοδοι Υπολογισμού Φέρουσας Ικανότητας – Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης	18
1.3.4	Φέρουσα Srudcans υπό συνδυασμένη φόρτιση	20
1.3.5	Φέρουσα Ικανότητα σε κοίλων θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση	21
	Σχήματα 1^ο Κεφαλαίου	25
2	ΟΡΙΣΜΟΣ ΤΟΥ ΠΡΟΒΛΗΜΑΤΟΣ ΚΑΙ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΣΗ	41
2.1	Ορισμός του προβλήματος	43
2.2	Προσομοίωμα και Μέθοδος Ανάλυσης	46
2.2.1	Προσομοίωμα Πεπερασμένων Στοιχείων	46
2.2.2	Καταστατικό Προσομοίωμα Εδάφους.....	49
2.2.3	Σύμβαση Προσέμων	53
2.2.4	Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης.....	53
2.2.5	Στατική Μονοτονική και Ανακυκλική Φόρτιση	55
2.3	Αξιολόγηση του Προσομοιώματος	56
	Σχήματα 2^ο Κεφαλαίου	59

3	ΦΕΡΟΥΣΑ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑ.....	73
3.1	Γενικά Στοιχεία.....	75
3.2	Φέρουσα Ικανότητα σε Όρους VHM για Δύο Σημεία Αναφοράς των Εντατικών Μεγεθών	79
3.2.1	Αντοχή σε αξονική δύναμη	79
3.2.2	Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη.....	82
3.2.2.1	Σύγκριση των τριών Θεμελίων με Βάση την Αντοχή τους σε Τέμνουσα Δύναμη.....	85
3.2.3	Αντοχή σε ροπή ανατροπής.....	87
3.2.3.1	Σύγκριση των τριών Θεμελίων με Βάση την Αντοχή τους σε Ροπή Ανατροπής.....	89
3.3	Αλληλεπίδραση Τέμνουσας Δύναμης Ροπής Ανατροπής για το Θεμέλιο Τύπου Sprudcan	90
3.4	Σύνοψη.....	92
	Σχήματα 3^{ου} Κεφαλαίου	95
4	Προσομοίωση της συμπεριφοράς του συστήματος πλατφόρμας-θεμελίων σε οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος.....	113
4.1	Γενικά Στοιχεία.....	115
4.2	Προσομοίωμα Πλατφόρμας Άντλησης Πετρελαίου	116
4.3	Φόρτιση Της πλατφόρμας στον Οριζόντιο Βαθμό Ελευθερίας με Σκοπό τον Υπολογισμό της Μεταβολής των Αξονικών Δυνάμεων των Υποστυλωμάτων της	118
4.4	Συμπεράσματα.....	119
	Σχήματα 4^{ου} Κεφαλαίου	121
5	Συμπεριφορά εξεταζόμενων θεμελίων υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης του καταστρώματος	131
5.1	Γενικά Στοιχεία.....	133
5.2	Μονοτονική Φόρτιση	135
5.3	Ανακυκλική Φόρτιση.....	138

5.3.1	Ανακυκλική Φόρτιση για Κατακόρυφο Φορτίο $V=0$	138
5.3.2	Ανακυκλική Φόρτιση για Κατακόρυφο Φορτίο $V=0.3Vult$	139
5.3.3	Ανακυκλική Φόρτιση για Κατακόρυφο Φορτίο $V=0.9Vult$	141
5.3.4	Ανακυκλική Φόρτιση για Μεταβαλλόμενο Κατακόρυφο Φορτίο	143
5.3.5	Επεξήγηση Φαινομένου Υπεραντοχής Κατά την Ανακύκλιση	144
Σχήματα 5^{ου} Κεφαλαίου		147
6	Απόκριση του Προσομοιώματος σε Σεισμικές Διεγέρσεις	171
6.1	Χαρακτηριστικά Αριθμητικού Προσομοιώματος.....	173
6.2	Απόκριση σε Πραγματικές Καταγραφές	177
6.2.1	Καταγραφή LXR [Κεφαλονιά, 2014]	177
6.2.2	Καταγραφή Loma Prieta [Northern California, 1989]	180
Σχήματα 6^{ου} Κεφαλαίου		183
7	Εγκατάσταση Θεμελιώσεων	203
7.1	Γενικά Στοιχεία.....	205
7.2	Αριθμητικό Προσομοίωμα	206
7.3	Εγκατάσταση Θεμελίων και Διερεύνηση της Συμπεριφοράς τους.....	208
Σχήματα 7^{ου} Κεφαλαίου		213
8	Συμπεράσματα.....	223
Βιβλιογραφικές Παραπομπές.....		231

Περίληψη

Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η εγκατάσταση μίας πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου στην θάλασσα είναι ένα εξαιρετικά ενδιαφέρον έργο μεγάλων απαιτήσεων για τον γεωτεχνικό μελετητή. Οι δυσκολίες και οι συνθήκες που επικρατούν στα ανοιχτά της θάλασσας κινούν το ενδιαφέρον για εύρεση αποτελεσματικών και ταυτόχρονα οικονομικών λύσεων θεμελίωσης. Στην παρούσα εργασία, εξετάζονται τρεις εναλλακτικές θεμελιώσεις για τρίποδη δικτυωτή πλατφόρμα άντλησης πετρελαίου (Jack-Up Platform) και συγκρίνονται οι αποκρίσεις τους σε στατική και δυναμική φόρτιση.

Συγκεκριμένα, τα επιλεγμένα θεμέλια είναι δύο κοίλα ανεστραμμένα φρέατα (Suction Caissons) με βαθμούς εγκιβωτισμού $L/D=0.2$ και 1 καθώς και ένα θεμέλιο τύπου Spudcan το οποίο αποτελεί και τη συνηθέστερη επιλογή θεμελίωσης για το συγκεκριμένο είδος πλατφόρμας. Πραγματοποιούνται αναλύσεις, με τον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, για την εκτίμηση της συμπεριφοράς των παραπάνω θεμελίων σε μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση με την χρήση ενός απλοποιημένου προσομοιώματος της πλατφόρμας. Εξετάζεται επίσης και η απόκριση της κατασκευής σε σεισμικές διεγέρσεις και γίνεται προσπάθεια διεξαγωγής συμπερασμάτων για την απόδοση της κάθε λύσης.

Τέλος, γίνεται χρήση της μεθόδου ανάλυσης CEL (Coupled Eulerian-Lagrangian), η οποία επιτρέπει μεγάλες παραμορφώσεις χωρίς στρέβλωση των αποτελεσμάτων, με σκοπό την προσομοίωση της εγκατάστασης των παραπάνω θεμελιώσεων.

1^ο Κεφάλαιο

Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Γενικά Στοιχεία

1.2 Φορτίσεις Τρίποδης Πλατφόρμας Άντλησης Πετρελαίου στη Θάλασσα

1.3 Φέρουσα Ικανότητα

1 Βιβλιογραφική Ανασκόπηση

1.1 Γενικά Στοιχεία

1.1.1 Σκοπός της Εργασίας

Η άντληση υδρογονανθράκων από την θάλασσα αποτελεί ένα τεράστιο ποσοστό της συνολικής άντλησης υδρογονανθράκων παγκοσμίως και αποτελεί αντικείμενο μελέτης και έρευνας εδώ και πολλά χρόνια. Συγκεκριμένα, η θεμελίωση και σταθεροποίηση μίας πλατφόρμας στις συνθήκες που επικρατούν στα ανοιχτά της θάλασσας αποτελεί από μόνη της αντικείμενο που απασχολεί τους μηχανικούς και έχει κινήσει το ενδιαφέρον της βιομηχανίας πετρελαίου, έτσι ώστε οι λύσεις που θα χρησιμοποιούνται να είναι αποτελεσματικές και ταυτόχρονα οικονομικές. Ανάλογα με το βάθος της θάλασσας, η άντληση πραγματοποιείται με διαφορετικούς τρόπους και η θεμελίωση απαιτεί τελείως διαφορετικό τρόπο προσέγγισης. Στο **Σχήμα 1.2**, φαίνονται διάφορα είδη πλατφόρμας ανάλογα με το βάθος άντλησης καθώς και ο τρόπος θεμελίωσής τους. Η εργασία αυτή, επικεντρώνεται σε ένα συγκεκριμένο είδος πλατφόρμας που χρησιμοποιείται σε ρηχά έως μεσαίου βάθους νερά και ερευνά διαφορετικές λύσεις θεμελίωσης.

Το μεγαλύτερο μέρος των υπεράκτιων εξορύξεων πετρελαίου σε ρηχά έως μεσαίου βάθους νερά, πραγματοποιείται από κινητές τρίποδες πλατφόρμες γνωστές ως jack up platforms. Η τυπική μονάδα εξόρυξης αποτελείται από ένα πλωτό, τριγωνικού σχήματος, κατάστρωμα το οποίο στηρίζεται σε τρία ανεξάρτητα δικτυωτά υποστυλώματα (**Σχήμα 1.1**), με το ίδιο βάρος της κατασκευής και του εξοπλισμού να ισομοιράζεται στα τρία πόδια. Ένας μηχανισμός που αποτελείται από γρανάζια και οδοντωτούς σχηματισμούς χρησιμοποιείται έτσι ώστε τα πόδια να μετακινούνται πάνω και κάτω, ανάλογα με το αν η πλατφόρμα βρίσκεται σε διαδικασία μετακίνησης ή σε φάση άντλησης

Η θεμελίωση του κάθε υποστυλώματος της πλατφόρμας πραγματοποιείται συνήθως από μεγάλους σε διάμετρο ανεστραμμένους κώνους γνωστούς στην βιβλιογραφία ως “Spudcans”. Τα Spudcans είναι κυκλικά σε κάτοψη θεμέλια τα οποία αποτελούνται από δύο ενωμένους ανεστραμμένους κόλινους κώνους και μία αιχμή στην άκρη τους η οποία διευκολύνει την έμπηξη τους. Στο **Σχήμα 1.3** φαίνεται η τυπική γεωμετρία και διαστάσεις των θεμελίων αυτών τα οποία για μεγάλες κατασκευές μπορούν να ξεπεράσουν τα 20m σε διάμετρο.

Το μέγεθος των υποστυλωμάτων της πλατφόρμας άντλησης εξαρτάται από την κατασκευή και από τα βάθη για τα οποία έχει σχεδιαστεί να λειτουργεί και μπορούν να φτάσουν τα 170m ενώ το μήκος του καταστρώματος συνήθως κυμαίνεται στα 50-70m.

Μία εναλλακτική λύση θεμελίωσης, που βρίσκεται σε ερευνητικό κυρίως επίπεδο, θα μπορούσε να είναι τα κοίλα φρέατα (Caisson). 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. Τέτοιου είδους θεμελίωση έχει χρησιμοποιηθεί για πλατφόρμες πετρελαίου σε ρηχά κυρίως νερά και θα μπορούσε άρα να είναι μία λύση θεμελίωσης και για το είδος της πλατφόρμας στο οποίο αναφέρεται η συγκεκριμένη έρευνα.

Σκοπός της εργασίας αυτής, είναι να γίνει σύγκριση της απόκρισης των κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων και των Spudcans με σκοπό να κριθεί αν τα Caissons θα μπορούσαν να αποτελέσουν μία εναλλακτική λύση θεμελίωσης μίας τρίποδης δικτυωτής πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου. Έτσι, με την βοήθεια προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων αναλύεται η συμπεριφορά του κάθε θεμελίου για διάφορα είδη

φόρτισης και συνθηκών και γίνεται προσπάθεια αξιολόγησης των αποτελεσμάτων που προκύπτουν.

1.1.2 Η θεμελίωση του Spudcan

Τα Spudcans όπως ειπώθηκε και παραπάνω είναι κυκλικά σε κάτοψη θεμέλια τα οποία αποτελούνται από δύο ενωμένους ανεστραμμένους κόλourους κώνους και είναι ο κύριος τρόπος θεμελίωσης των κινητών τρίποδων πλατφορμών άντλησης πετρελαίου. Το είδος αυτό πλατφόρμας έχει ρόλο ζωτικής σημασίας στην βιομηχανία των υπεράκτιων κατασκευών άντλησης υδρογονανθράκων χάρη στο χαμηλό κόστος κατασκευής και λειτουργίας. Αυτό συμβαίνει λόγω της αυτονομίας που έχει στην εγκατάσταση. Η πλατφόρμα μεταφέρεται μέχρι το σημείο εγκατάστασής της με τα υποστυλώματά της ανεβασμένα έξω από το νερό όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.4 (α)**. Έπειτα, τα υποστυλώματα βυθίζονται στον πυθμένα της θάλασσας έως ότου υπάρξει επαρκής αντοχή για να ανυψωθεί το κατάστρωμα έξω από το νερό **Σχήμα 1.4 (β)**. Στη συνέχεια, η θεμελίωση προφορτίζεται γεμίζοντας τις δεξαμενές της με νερό, το οποίο αντλεί από την θάλασσα, και τα Spudcans βυθίζονται στην εδαφική στρώση αποκτώντας έτσι μεγαλύτερη ικανότητα παραλαβής φορτίων. Τελικά, οι δεξαμενές αδειάζουν και η πλατφόρμα είναι έτοιμη για λειτουργία **Σχήμα 1.4 (γ)**. Κατά την προφόρτιση αυτής, το βάρος της κατασκευής διπλασιάζεται έως και τριπλασιάζεται πραγματοποιώντας έναν ουσιαστικό έλεγχο στο σύστημα εδάφους θεμελίωσης.

Οι παράμετροι που πρέπει να ληφθούν υπόψιν κατά την έμπηξη, λειτουργία αλλά και αφαίρεση της θεμελίωσης της τρίποδης πλατφόρμας είναι πολλοί. Κάποιοι από αυτούς είναι μοναδικοί για το συγκεκριμένο είδος θεμελίωσης. Κατά την έμπηξη, σημαντικός παράγοντας κινδύνου είναι η περίπτωση δίστρωτου σχηματισμού εδάφους με δύσκαμπτη άνω στρώση και σχετικά εύκαμπτη κάτω. Στην περίπτωση αυτή, υπάρχει σοβαρός κίνδυνος η προφόρτιση της κατασκευής να οδηγήσει σε απότομη κάταρρευση της άνω στρώσης με αποτέλεσμα απότομες καθιζήσεις οι οποίες θα μπορού-

σαν να προκαλέσουν σοβαρότατες ζημιές στην ανωδομή (punch-through failure)(**Σχήμα 1.5**). Επιπλέον, κατά την λειτουργία της η πλατφόρμα υπόκειται σε ισχυρές ανακυκλικές φορτίσεις λόγω του κυματισμού της θάλασσας και της δύναμης του ανέμου οι οποίες σε συνδυασμό με το πολύ μεγάλο ίδιο βάρος της κατασκευής επιβαρύνουν την θεμελίωση σε ταυτόχρονη κατακόρυφη και τέμνουσα δύναμη καθώς και σε ροπή ανατροπής αλλά και στρέψη. Το είδος των φορτίσεων που δέχεται το θεμέλιο φαίνεται και στο **Σχήμα 1.6**. Τέλος, ανάλογα με το γεωγραφικό σημείο που βρίσκεται η κατασκευή, μπορεί να χρειαστεί να αντιμετωπίσει και σεισμικές φορτίσεις οι οποίες θα μπορούσαν να αποδειχθούν κρίσιμες για τον σχεδιασμό της θεμελίωσης.

1.1.3 Η θεμελίωση του κοίλου ανεστραμμένου 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 1.7**, 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 δικτυωτών πλατφορμών πετρελαίου (jack up rigs) είναι η υιοθέτηση δύσκαμπτων θεμελιών, των Spudcans, μεγάλης διαμέτρου που υπερβαίνει τα 20 m. Καθώς η βιομηχανία είχε αναπτύξει σημαντική εμπειρία στην λύση του Spudcan,

ήταν μάλλον επιφυλακτική στην υιοθέτηση μίας νέας θεμελίωσης. Ωστόσο, χρήση των κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων για την θεμελίωση πλατφορμών είναι αρκετά διαδεδομένη για σταθερές πλατφόρμες σε ρηχά νερά. Ως εκ τούτου, η έρευνα για χρήση νέου τύπου θεμελιώσεων συνεχίζεται, εστιάζοντας στην κατανόηση των μηχανισμών μεταφοράς των δυνάμεων της πλατφόρμας στην θεμελίωση.

Οι Houlsby, Kelly, Huxtable και Byrne [2005] διεξήγαγαν πειράματα ελεύθερου πεδίου μελετώντας την απόκριση μίας σειράς κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων επί αργιλικού 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 1.9**, μπορεί να εκτιμηθεί με καλή προσέγγιση η απαραίτητη διάμετρος του φρέατος.

Παρά όλα αυτά, υπάρχουν πολλές αβεβαιότητες για την συμπεριφορά των Caisson και η επιλογή των διαστάσεων τους δεν μπορεί να γίνει με ευκολία. Η αντοχή σε εφελκυσμό που προσδίδεται από την υποπίεση δεν έχει εγγυηθεί, καθώς είναι πιθανή μόνο 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 εμπεριεχόμενο 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. Στην πραγματικότητα, όπως έχει αποδειχθεί και θα φανεί και στη συνέχεια το έδαφος στο εσωτερικό της θεμελίωσης πλαστικοποιείται με αποτέλεσμα τα φορτία να μην περνάνε αυτούσια στη βάση.

1.2 Φορτίσεις Τρίποδης Πλατφόρμας Άντλησης Πετρελαίου

Οι πλατφόρμες άντλησης πετρελαίου έχουν ως κύριο φορτίο το κατακόρυφο, το οποίο οφείλεται στο μεγάλο ίδιο βάρος τους αλλά και στο κινητό βάρος που έχουν και προέρχεται από τον εξοπλισμό που διαθέτουν, καθώς και από την ποσότητα πετρελαίου που αποθηκεύουν στις δεξαμενές κατά την λειτουργία τους. Παράλληλα με τα κατακόρυφα φορτία, η πλατφόρμα καταπονείται και από τις δυνάμεις που της επιβάλλονται από το περιβάλλον **Σχήμα 1.10**. Οι δυνάμεις αυτές προέρχονται κυρίως από τον κυματισμό και τα ρεύματα της θάλασσας, που έχουν ως αποτέλεσμα την ανακυκλική φόρτιση της δεξαμενής, καθώς και από την δύναμη του ανέμου. Οι φορτίσεις αυτές μεταφέρουν στην θεμελίωση τέμνουσα δύναμη και σαν αποτέλεσμα αυτής μεγάλη ροπή ανατροπής λόγω του μεγάλου ύψους των υποστυλωμάτων της (μεγάλο μήκος μοχλοβραχίονα). Τέλος, οι σεισμικές διεγέρσεις, ανάλογα με την περιοχή στην οποία η πλατφόρμα λειτουργεί, μπορούν να αποτελέσουν άλλον ένα παράγοντα φόρτισης της κατασκευής και πρέπει να λαμβάνονται υπόψιν στο σχεδιασμό τόσο της ανοδομής όσο και της θεμελίωσης.

1.2.1 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 1.12**. 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 1.13** 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 $H_s = 1.5$ m και $T_z = 5$ s.

Για τον υπολογισμό των υδροδυναμικών φορτίων στα υποστυλώματα μιας πλατφόρμας πετρελαίου, 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:

$$f_{Morison}(x, z, t) = f_d(x, z, t) + f_i(x, z, t) \quad (1.1)$$

$$f_d(x, z, t) = C_d \frac{1}{2} \rho_w D |u(x, z, t)|u(x, z, t) \quad (1.2)$$

$$f_i(x, z, t) = C_m \frac{\rho_w \pi D^2}{4} \dot{u}(x, z, t) \quad (1.3)$$

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 έως 1 για υπολογισμούς σε πόδια πλατφόρμας άντλησης σύμφωνα με τον SNAME (Society of Naval Architects and Marine Engineers) [Offshore Geotechnical Engineering, M.Randolph, S.Gourvenec 2011]

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

D: ενεργός διάμετρος υποστυλώματος [m]

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

C_m : αδρανειακός συντελεστής (αδιάστατος), συνήθως λαμβάνεται ίσος με 1.8 έως 1 για υπολογισμούς σε πόδια πλατφόρμας άντλησης σύμφωνα με τον SNAME (Society of Naval Architects and Marine Engineers) [Offshore Geotechnical Engineering, M.Randolph, S.Gourvenec 2011]

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

Στο **Σχήμα 1.14** 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 του συγκεκριμένου είδους πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου (jack up), 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:

$$f_d(x, z, t) = C_d \frac{1}{2} \rho_w D |u + U_c|(u + U_c) \quad (1.4)$$

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 περίθλασης, το οποίο επηρεάζει την αδρανειακή δύναμη και λαμβάνεται υπόψιν τροποποιώντας τον αδρανειακό συντελεστή (διόρθωση MacCamy-Fuchs, βλ. **Σχήμα 1.15**). Καθώς, όμως, στην

ανοιχτή θάλασσα και σε αρκετά βαθείς πυθμένες (ας πούμε, 70 m), το μήκος του θαλάσσιου κύματος είναι μεγαλύτερο από την διάμετρο του ποδιού της πλατφόρμας (περισσότερο από 80 m έναντι 20 m), ο αδρανειακός συντελεστής δεν χρειάζεται να διορθωθεί προκειμένου να ληφθεί υπόψιν το φαινόμενο της περιθλάσεως.

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

1.2.2 Δυνάμεις Λόγω του Ανέμου

Οι δυνάμεις που ασκεί ο άνεμος στο κατάστρωμα και στα πόδια της τρίποδης πλατφόρμας(jack up) είναι γενικά πολύ μικρότερες σε σχέση με τις υδροδυναμικές και αποτελούν περίπου το 15% της συνολικής οριζόντιας δύναμης των περιβαλλοντικών φορτίων πάνω στην πλατφόρμα [Patel 1989, Vugts 1990]. Ωστόσο, εξαιτίας του μεγάλου μοχλοβραχίονα, της τάξης των 100m, η ροπή που μεταβιβάζεται λόγω του ανέμου στο κάθε θεμέλιο μπορεί να αποτελεί σημαντική επιβάρυνση του συστήματος θεμελίου-εδάφους.

Λόγω του γεγονότος ότι η ταχύτητα του ανέμου μεταβάλλεται με τον χρόνο αλλά και το ύψος, ο SNAME (2002) προτείνει την μέτρηση της ταχύτητας σε ύψος 10m από το μέσο ύψος της θάλασσας (z_{ref}) και την χρήση της ως ταχύτητα αναφοράς(V_{ref}). Οι ταχύτητες σε διαφορετικό ύψος μπορούν να υπολογιστούν από τον παρακάτω τύπο:

$$V(z) = V_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^{\frac{1}{N}} \quad (1.5)$$

Όπου z είναι το σημείο πάνω από το μέσο ύψος της θάλασσας και ο συντελεστής $1/N$ λαμβάνεται συνήθως ίσος με 0.1

Η δύναμη F_d του ανέμου στην προβαλλόμενη επιφάνεια του καταστρώματος ή του υποστρώματος υπολογίζεται σύμφωνα με την εξίσωση του Morison:

$$F_d = \frac{1}{2} \rho V(z)^2 C_s A \quad (1.6)$$

όπου ρ η πυκνότητα του αέρα, C_s ο συντελεστής σχήματος της προβαλλόμενης περιοχής και A το εμβαδόν της περιοχής.

1.3 Φέρουσα Ικανότητα Θεμελιώσεων

1.3.1 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 ανατροπής (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 αναλυτικώς 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 υπέρβαση 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 υπόψη 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.

1.3.2 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 ίδιου βάρους της ανωδομής.

Η κλασσική 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 κλασσικές 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:

$$q_u = (\pi + 2)S_u \quad (1.7)$$

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:

$$q_u = \frac{Q_u}{BL} = cN_c\zeta_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma\zeta_\gamma + qN_q\zeta_q \quad (1.8)$$

όπου:

q_u : η οριακή τάση αστοχίας του εδάφους

Q_u : το οριακό φορτίο που δύναται 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, συναρτήσσει 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 (1.8) λαμβάνει την μορφή:

$$q_u = (\pi + 2)S_u\zeta_c + q \quad (1.9)$$

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 1.17) .

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]. Η τελευταία 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 διδιάστατες 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 πλατφορμών πετρελαίου, ιδιαίτερη σημασία έχουν η οριζόντια μετακίνηση και η στροφή που αναπτύσσονται στην θεμελίωση σε συνδυασμό με το μεγάλο κατακόρυφο φορτίο. Όταν, μάλιστα, πρόκειται για εγκιβωτισμένες θεμελιώσεις ενδιαφέρον παρουσιάζει 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 μετακινησιακού 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 1.19** 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 1.18** απεικονίζονται οι κινηματικοί μηχανισμοί αστοχίας, όταν το θεμέλιο υποβάλλεται σε στροφή με (μη μηδενική τέμνουσα) και χωρίς (μηδενική τέμνουσα) δέσμευση 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 αλλά και της κάτω επιφάνειας του Sprud-can όταν αναφερόμαστε σε αστράγγιστες συνθήκες φόρτισης, όσο και την αλληλεπίδραση του μετακινησιακού και στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης.

1.3.3 Εναλλακτικές Μέθοδοι Υπολογισμού Φέρουσας Ικανότητας–Διαγράμματα Αλληλεπίδρασης

Η αδυναμία της εξίσωσης (1.9) 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 γεωμετρικές 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 1.20**. Η σύμβαση των προσήμων που ακολουθείται στις περισσότερες δημοσιεύσεις είναι αυτή του **Σχήματος 1.21** 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 1.22**).

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

$$f\left(\frac{V}{AS_u}, \frac{H}{AS_u}, \frac{M}{ABS_u}\right) = 0 \quad (1.10)$$

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 κανονι-

σμούς 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].

1.3.4 Φέρουσα Ικανότητα Spudcans υπό Συνδυασμένη Φόρτιση

Για την δημιουργία των καμπύλων αλληλεπίδρασης των Spudcans, στην πλειονότητα των περιπτώσεων μέχρι τώρα χρησιμοποιήθηκαν πειραματικές δοκιμές για πυκνές και χαλαρές άμμους [Tan 1990, Nova and Montrasio 1991, Gottardi and Butterfield 1993, 1995, Gottardi et al. 1999, Byrne 2000, Cassidy and Cheong 2005, Bienen et al. 2006, 2007, Cassidy 2007], και για αργίλους με αυξανόμενη διατμητική αντοχή με το βάθος [Martin 1994, Martin and Houlsby 2000, Byrne and Cassidy 2002, Cassidy et al. 2004]. Κυρίαρχο κομμάτι των πειραμάτων, ήταν τα swiipe tests όπου το θεμέλιο μετακινείται κατακόρυφα μέχρι ένα συγκεκριμένο σημείο και έπειτα υποβάλλεται σε στροφική ή οριζόντια μετατόπιση ή συνδυασμό αυτών. Για το θεμέλιο η διαδρομή αυτή οδηγεί σε συσσώρευση του οριζόντιου (και στροφικού) φορτίου με ταυτόχρονη μείωση του κατακόρυφου. Ο Tan (1990) είπε ότι η διαδρομή αυτή φόρτισης μπορεί να θεωρηθεί ως διαδρομή που ακολουθεί την περιβάλλουσα αστοχίας.

Για τα θεμέλια Spudcan , η καμπύλη αυτή αστοχίας για συνδυασμένη φόρτιση σε έξι βαθμούς ελευθερίας μπορεί να γραφτεί ως:

$$\left(\frac{H_3}{h_0 V_0}\right)^2 + \left(\frac{M_2/D}{m_0 V_0}\right)^2 - 2a \frac{H_3 M_2/D}{h_0 m_0 V_0^2} + \left(\frac{H_2}{h_0 V_0}\right)^2 + \left(\frac{M_3/D}{m_0 V_0}\right)^2 + 2a \frac{H_2 M_3/D}{h_0 m_0 V_0^2} + \left(\frac{Q/D}{q_0 V_0}\right)^2 - \left[\frac{(\beta_1 + \beta_2)^{(\beta_1 + \beta_2)}}{\beta_1^{\beta_1} \beta_2^{\beta_2}}\right]^2 \left(\frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_1} \left(1 - \frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_2} = 0$$

1.3.5 Φέρουσα Ικανότητα Κοίλων Θεμελιώσεων υπό Συνδυασμένη Φόρτιση

Οι κοίλες φρεατοθεμελιώσεις αντιμετωπίζονται, μέχρι προσφάτως, ως ισοδύναμες επιφανειακές θεμελιώσεις με ιδιότητες αυτές του εδάφους στο επίπεδο έμπηξης [Bransby & Randolph, 1998; Gourvenec, 2007], όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.23**. 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:

$$f = \left(\frac{V}{V_o}\right)^2 - \left(1 + \frac{V_t}{V_o}\right) \frac{V}{V_o} + \frac{V_t}{V_o} + \left[\left(\frac{H}{H_o}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_o}\right)^2\right]^{0.5} = 0 \quad (1.11)$$

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 1.24 (α)** και **(β)**, 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:

$$f = \left(\frac{V}{V_{ult}}\right)^2 + \left[\left(\frac{M}{M_{ult}}\right) \left(1 - \alpha \frac{HM}{H_{ult}|M|}\right)^2\right] + \left|\left(\frac{H}{H_{ult}}\right)^3\right| - 1 = 0 \quad (1.12)$$

προτείνοντας την τιμή $\alpha = 0.3$ 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 περασμένων στοιχείων και σε οριακές αναλύσεις ανωτέρου ορίου πρότειναν την παρακάτω σχέση κλειστής μορφής για να περιγράψουν την επιφάνεια αστοχίας σε VHM χώρο φόρτισης:

$$f = \left(\frac{V}{V_{ult}}\right)^{2.5} - \left(1 - \frac{H}{H_{ult}}\right)^{1/3} \left(1 - \frac{M^*}{M_{ult}}\right) + \frac{1}{2} \left(\frac{M^*}{M_{ult}}\right) \left(\frac{H}{H_{ult}}\right)^5 = 0 \quad (1.13)$$

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

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.

Τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων αναπτύσσουν μία εκκεντρότητα στο θετικό τεταρτημόριο, λόγω της σύζευξης μεταξύ του στροφικού και του οριζόντιου μετακινησιακού 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:

$$f = \left(\frac{H}{H_{max}}\right)^2 + \left(\frac{M^*}{M_{ult}}\right)^2 - 1 \quad (1.14)$$

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.

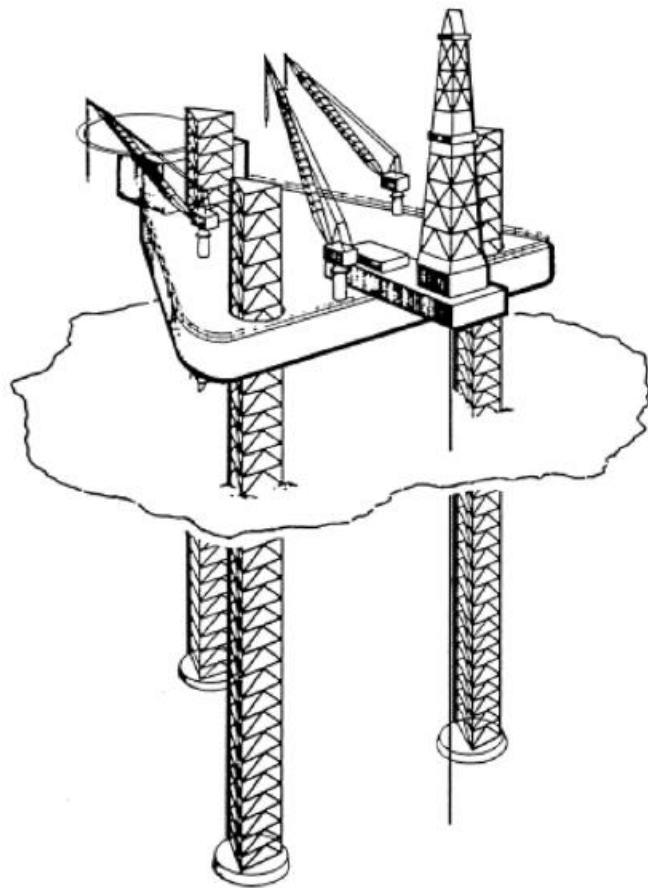
Η Gourvenec [2007] παρουσιάζει τους μηχανισμούς αστοχίας κοίλων εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, οι οποίες προσομοιώθηκαν ως ισοδύναμες επιφανειακές, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 1.25**. Στην περίπτωση καθαρώς επιβαλλόμενης ροπής ($M = M_{ult}$ και $H = 0$) σχηματίζεται μία ζώνη διατμητικής αστοχίας μορφής ημικυκλίου (**Σχήμα 1.25α**) 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 1.25β**). 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 1.25γ**). Όταν η αστοχία επηρεάζεται κυρίως από την οριζόντια φόρτιση παρατηρείται μία ασύμμετρη διατμητική ζώνη υπό μορφή σφήνας, όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 1.25δ** 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 1.25ε**. 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 τες ως δισδιάστατες θεμελιολωρίδες και παρουσίασαν μία σειρά

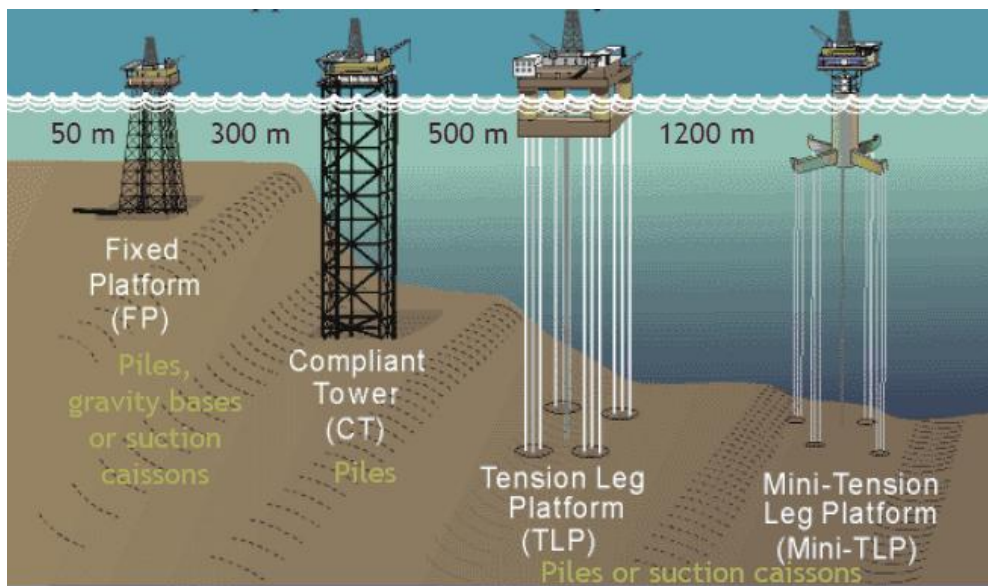
από πέντε μηχανισμούς αστοχίας, οι οποίοι διαφέρουν από τους αντίστοιχους παρατηρηθέντες στις επιφανειακές θεμελιώσεις. Οι μηχανισμοί αυτοί απεικονίζονται στο **Σχήμα 1.26**. Αξίζει να σημειωθεί ότι κάποιοι μηχανισμοί περιλαμβάνουν πλαστικοποίηση και του εγκλεισμένου στο φρέαρ εδάφους (**Σχήματα 1.26γ και 1.26ε**), 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 1.27**). Αξίζει να σημειωθεί ότι είναι εμφανής η μειωμένη αντοχή των πρώτων, ενώ το σχήμα και η μορφή της περιβάλλουσας είναι πρακτικώς ίδια.

Σχήματα 1^{ου} Κεφαλαίου

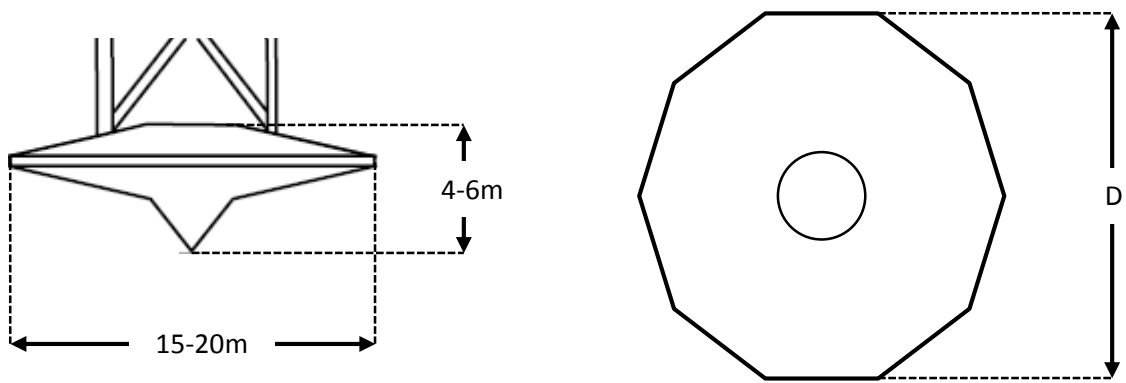
Βιβλιογραφική Ανασκόπηση



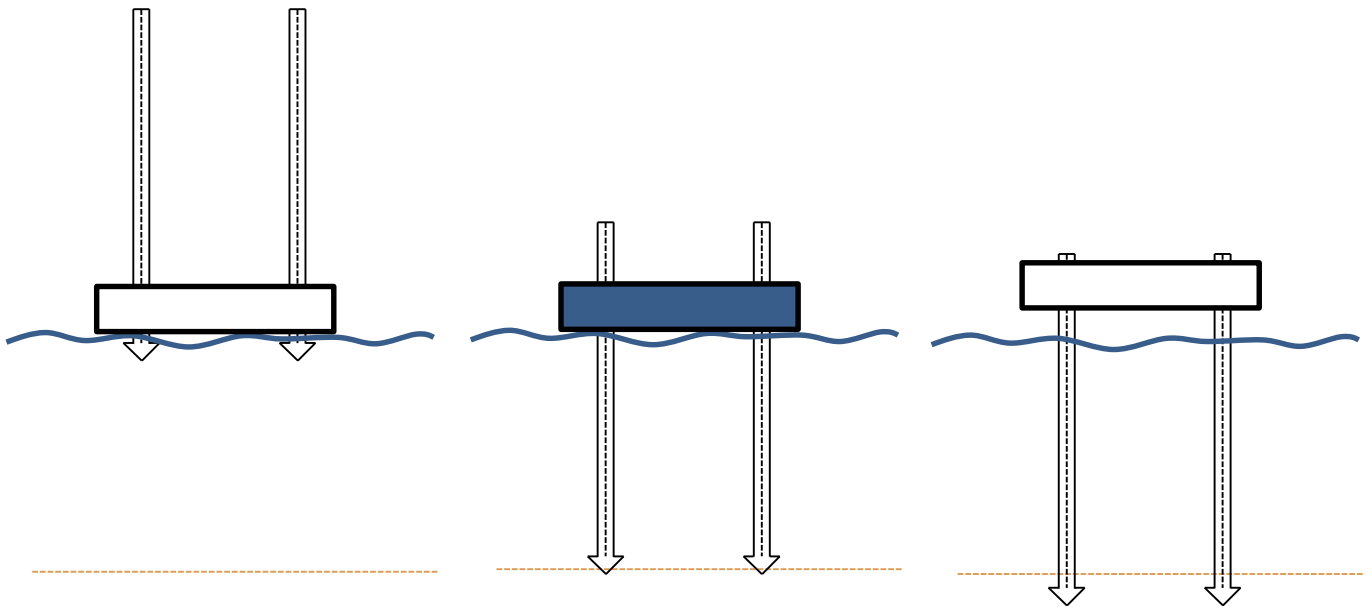
Σχήμα 1.1. Τυπική τρίποδη πλατφόρμα άντλησης πετρελαίου στην θάλασσα (Jack-Up Rig)



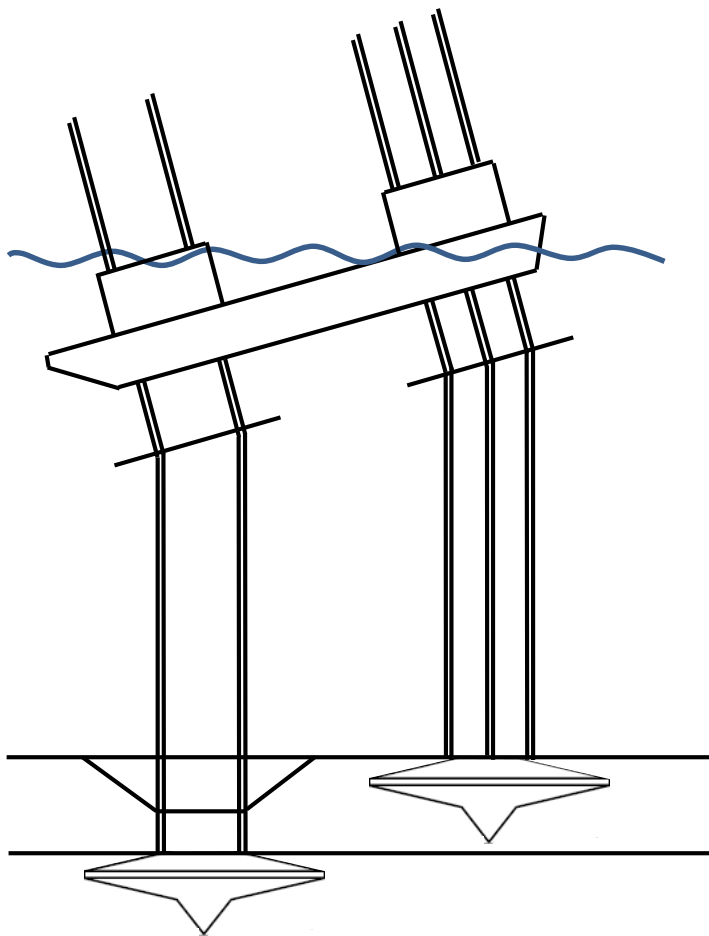
Σχήμα 1.2. Είδη πλατφόρμας πετρελαίου ανάλογα με το βάθος άντλησης καθώς και ο τρόπος θεμελίωσής τους



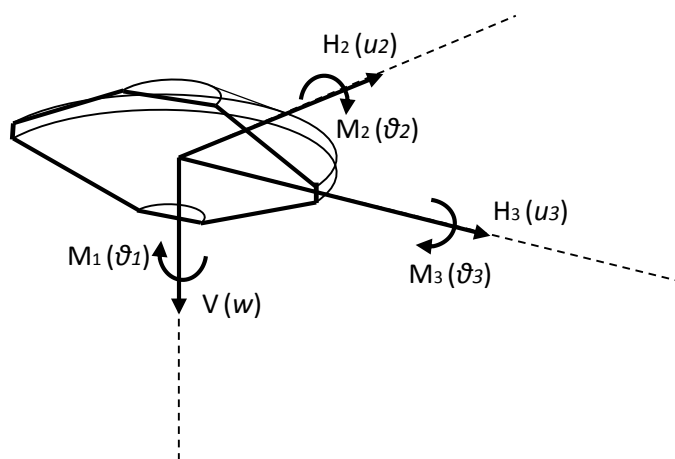
Σχήμα 1.3. Τυπική γεωμετρία και διαστάσεις των θεμελίων τύπου Sprudcan. Αριστερά: πλάγια όψη
Δεξιά: Κάτοψη



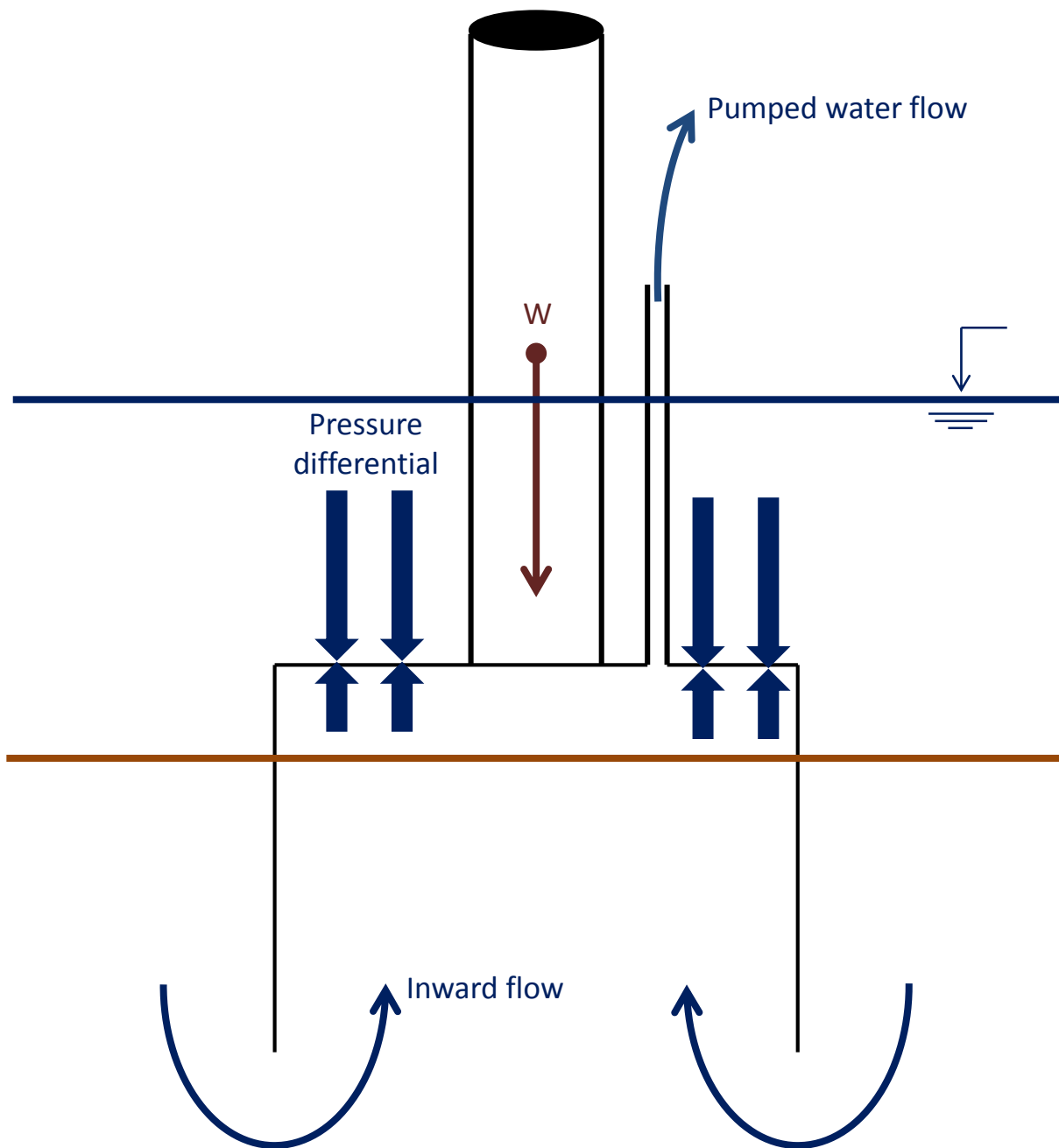
Σχήμα 1.4. Διαδικασία εγκατάστασης Jack-Up πλατφόρμας: (α) φάση μεταφοράς στο σημείο εγκατάστασης (β) προφόρτιση και έμπηξη της θεμελίωσης (γ) ανύψωση καταστρώματος και φάση λειτουργίας



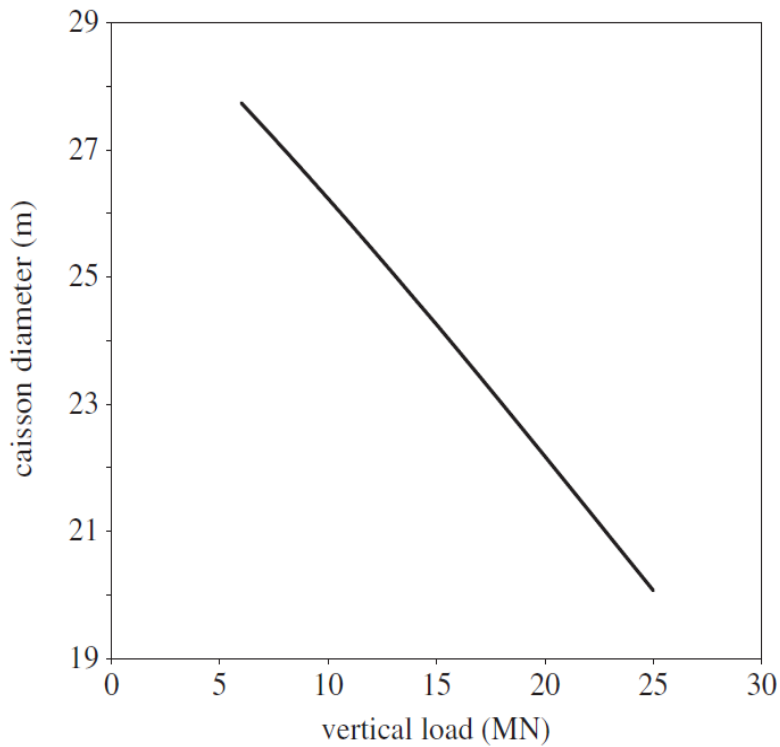
Σχήμα 1.5 Μηχανισμός αστοχίας της πλατφόρμας κατά την προφόρτιση με διάτρηση του ανώτερου δύσκαμπτου εδάφους από την θεμελίωση (punch-through failure).



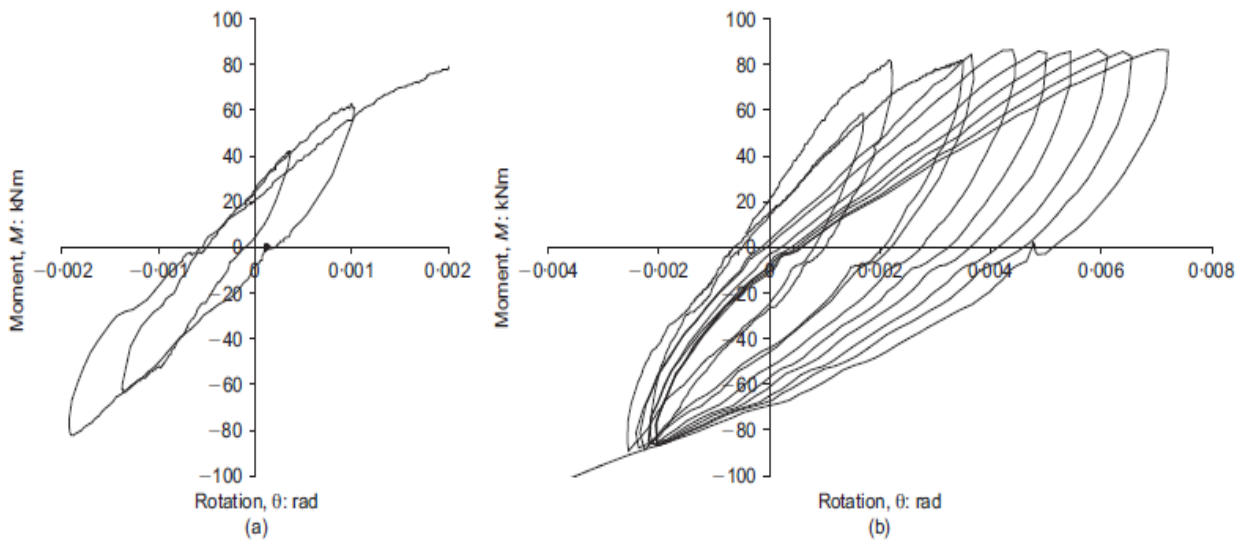
Σχήμα 1.6 Συνδυασμός φορτίσεων του θεμελίου Spudcan κατά την λειτουργία της πλατφόρμας.



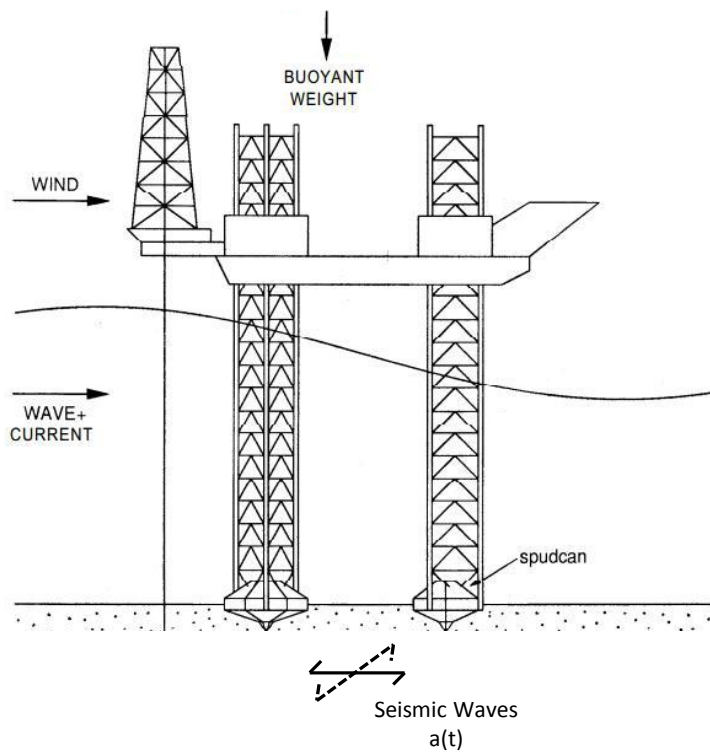
Σχήμα 1.7. Μέθοδος εγκατάστασης κοίλου ανεστραμμένου φρέατος (*"suction caisson"*).



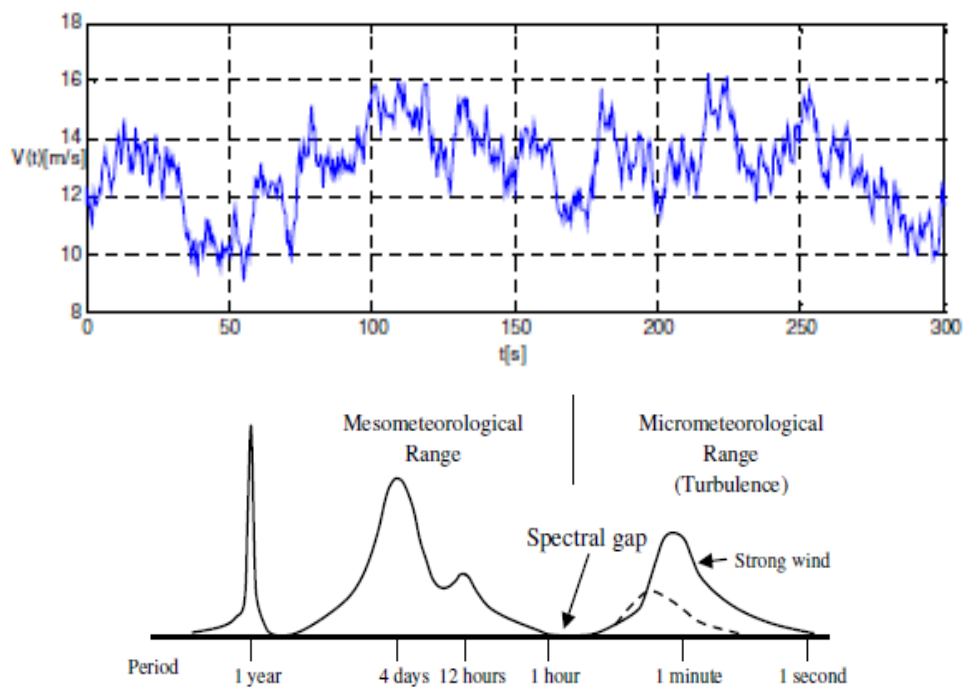
Σχήμα 1.8. Ενδεικτικό διάγραμμα σχεδιασμού κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων συναρτήσει του ίδιου βάρους της ανεμογεννήτριας [Byrne & Houlsby, 2003].



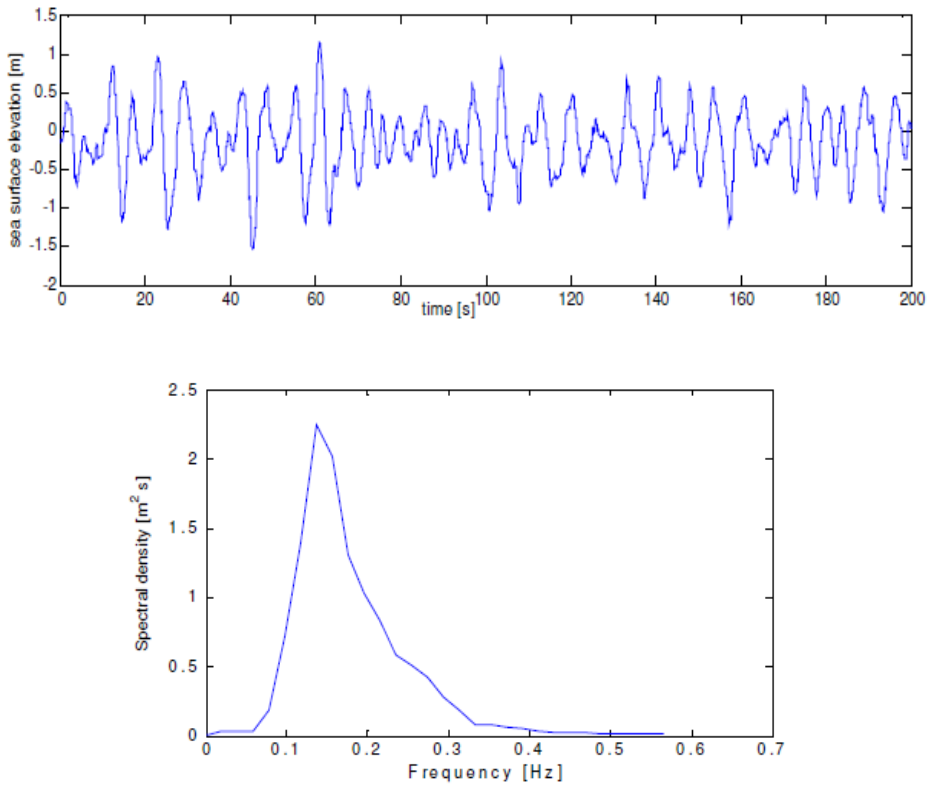
Σχήμα 1.9. Πειραματικά αποτελέσματα της αντοχής σε ροπή φρέατος διαμέτρου 3.0 m σε άργιλο Bothkennar ($G/S_u \approx 175$) [Houlsby et al., 2005]: (α) ανακύκλιση μικρού πλάτους; (β) ανακύκλιση μεσαίου πλάτους.



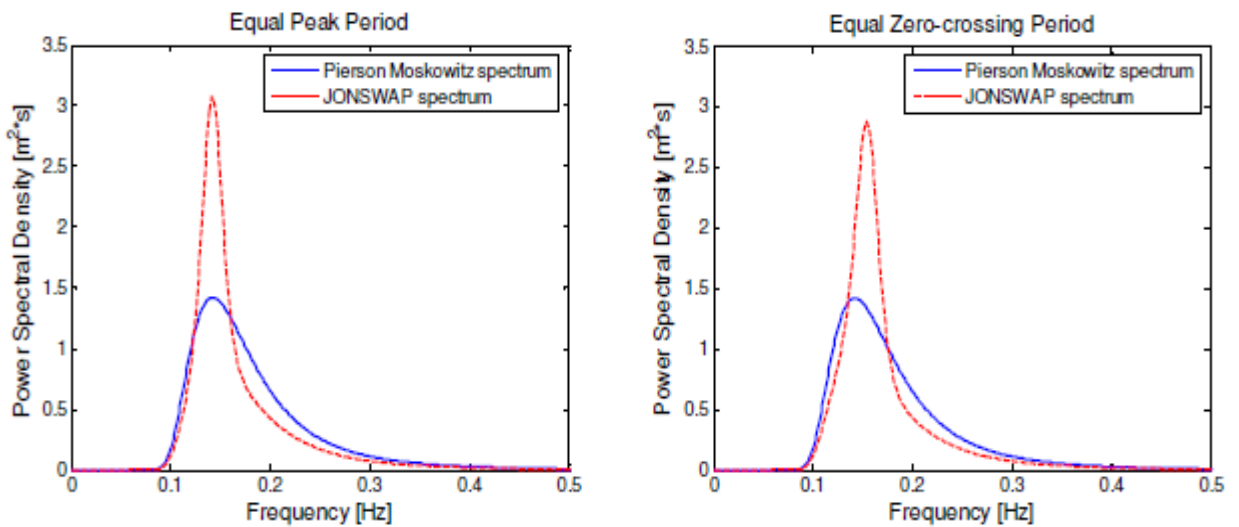
Σχήμα 1.10. Πιθανές επιβαλλόμενες φορτίσεις κατά την λειτουργία της τρίποδης πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου (Jack-Up).



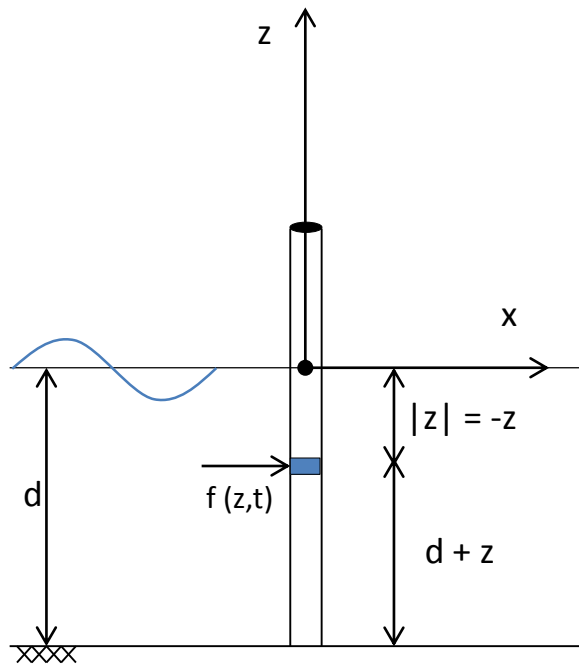
Σχήμα 1.11. Χρονοιστορία της ταχύτητας του ανέμου, καθώς και το αντίστοιχο φάσμα σε ένα μεγάλο εύρος περιόδων [Van der Tempel, 2005].



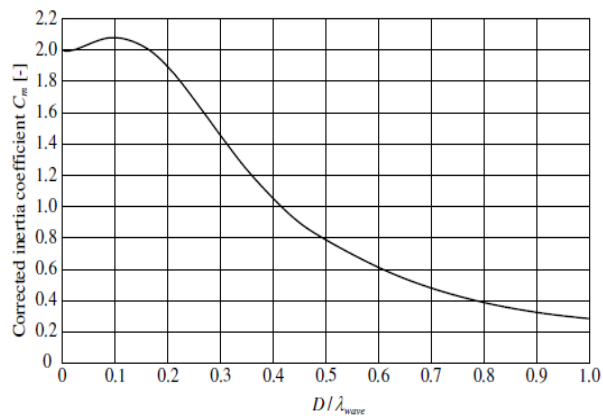
Σχήμα 1.12. Χρονοιστορία ανύψωσης της θαλάσσιας επιφάνειας, καθώς και το αντίστοιχο φάσμα [Van der Tempel, 2005].



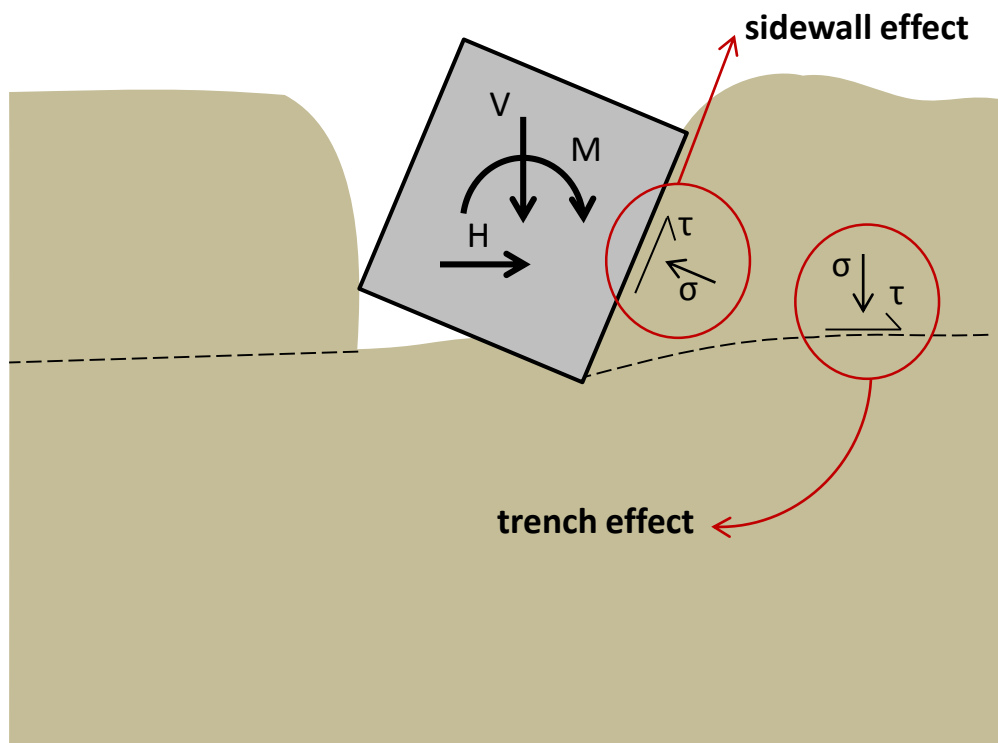
Σχήμα 1.13. Φάσματα Pierson-Moskowitz και JONSWAP για $H_s = 1.5$ m and $T_z = 5$ sec [Van der Tempel, 2005].



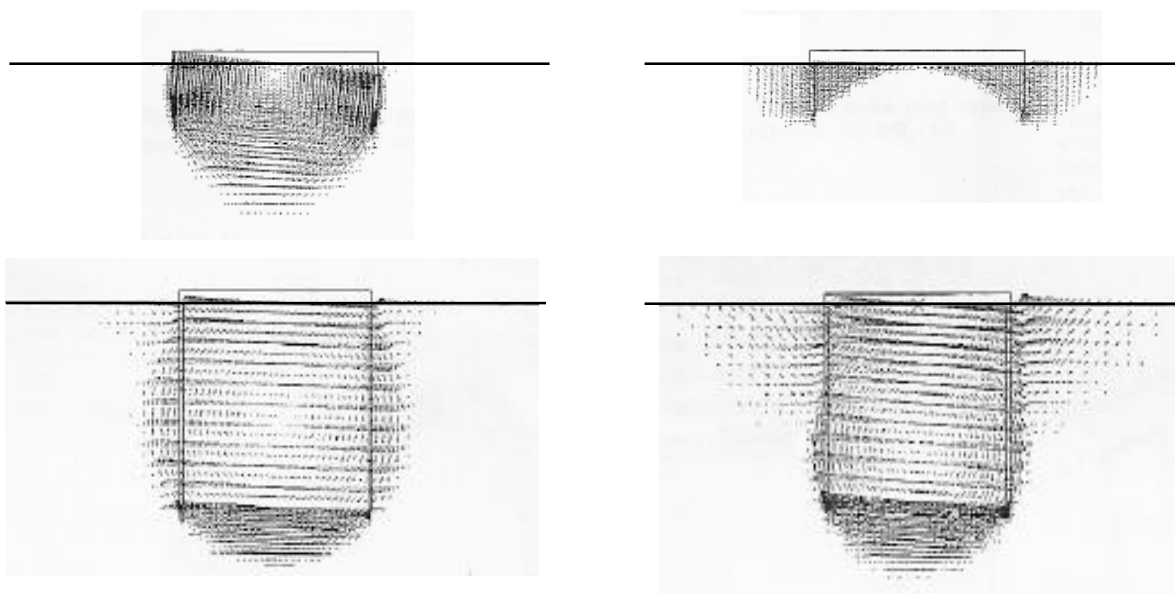
Σχήμα 1.14. Υψίκορμο μέλος υποβαλλόμενο σε υδροδυναμική φόρτιση



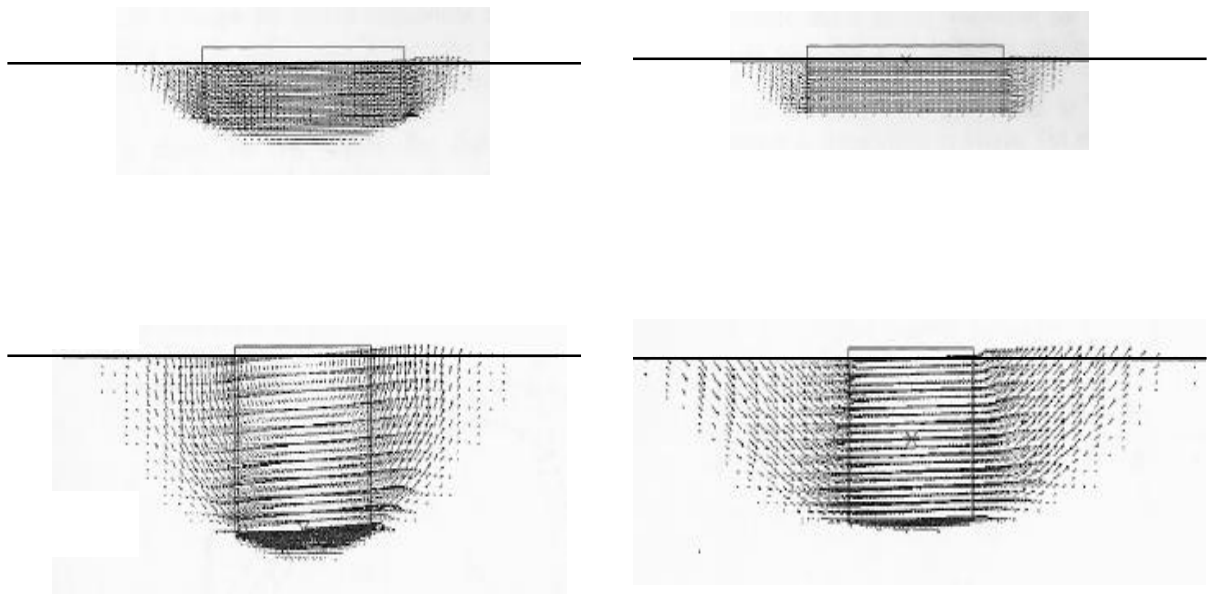
Σχήμα 1.15. Συντελεστής διόρθωσης λόγω περιθλάσεως των MacCamy-Fuchs στην εξίσωση του Morison συναρτήσει του λόγου κυλινδρικής διαμέτρου προς μήκος κύματος



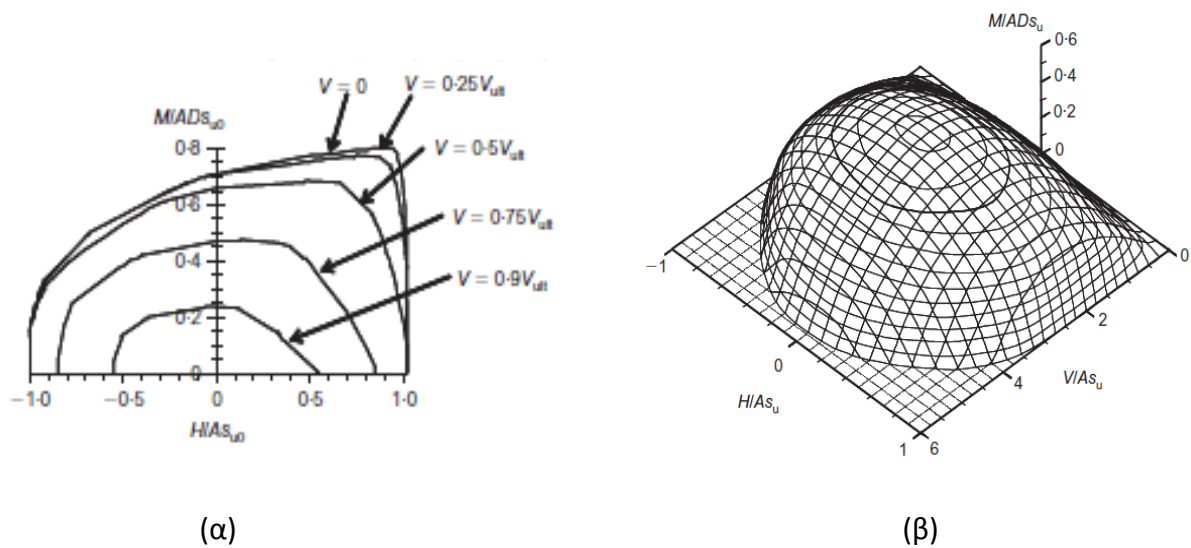
Σχήμα 1.17. Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στην 'φεορυσά ικανότητα : *trench effect* και *sidewall effect*.



Σχήμα 1.18. 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].



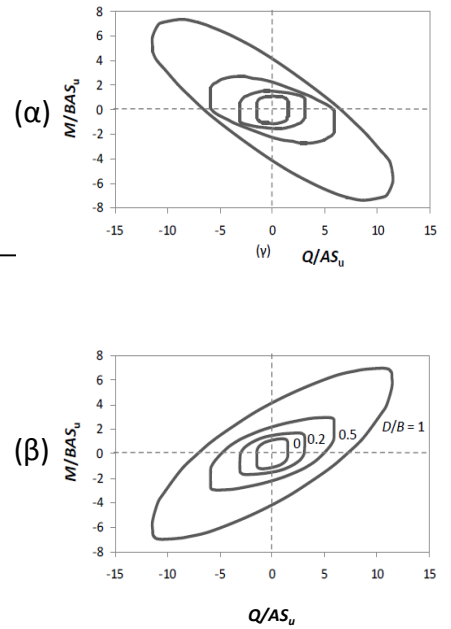
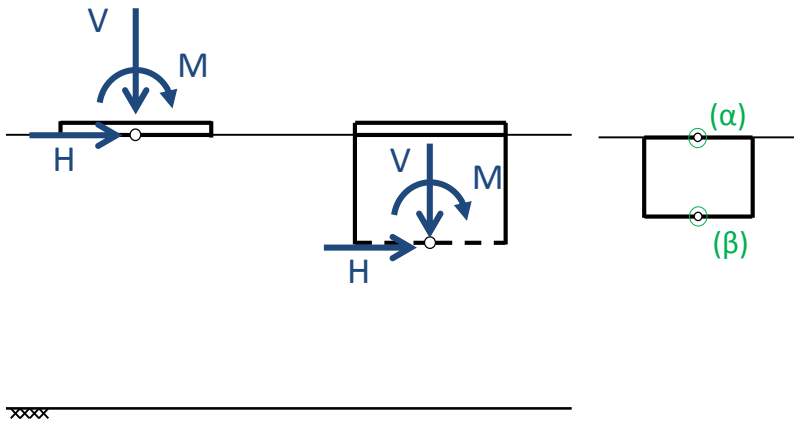
Σχήμα 1.19. Μηχανισμοί αστοχίας κοίλων φρεατοθεμελιώσεων με λόγους εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ (πάνω) and $L/D = 1$ (κάτω). Αριστερά, επιβάλλεται οριζόντια μετακίνηση χωρίς περιορισμό της στροφής και δεξιά με περιορισμό της στροφής [Bransby & Yun, 2009].



(α)

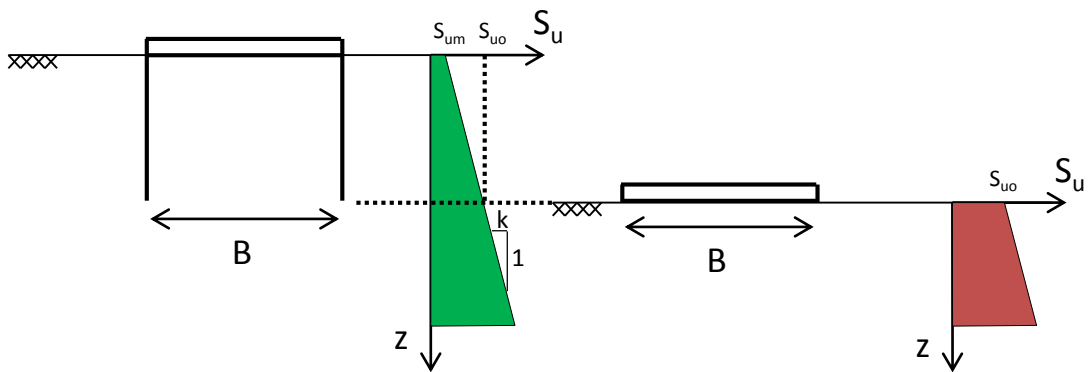
(β)

Σχήμα 1.20. 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].

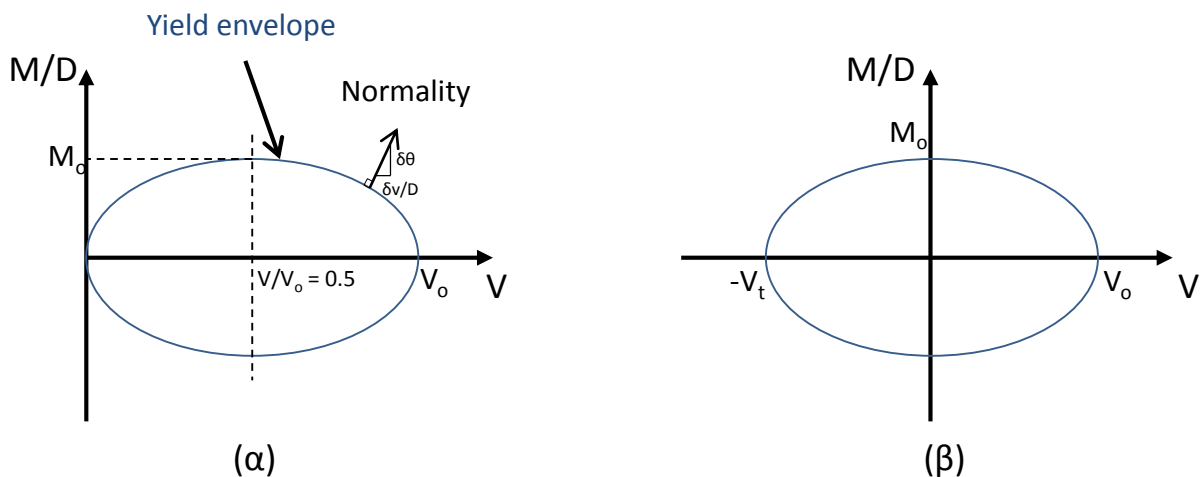


Σχήμα 1.21. Σύμβαση προσήμου (απεικονίζεται η θετική φορά των δυνάμεων) και σημεία επιβολής των φορτίων των περισσότερων δημοσιεύσεων

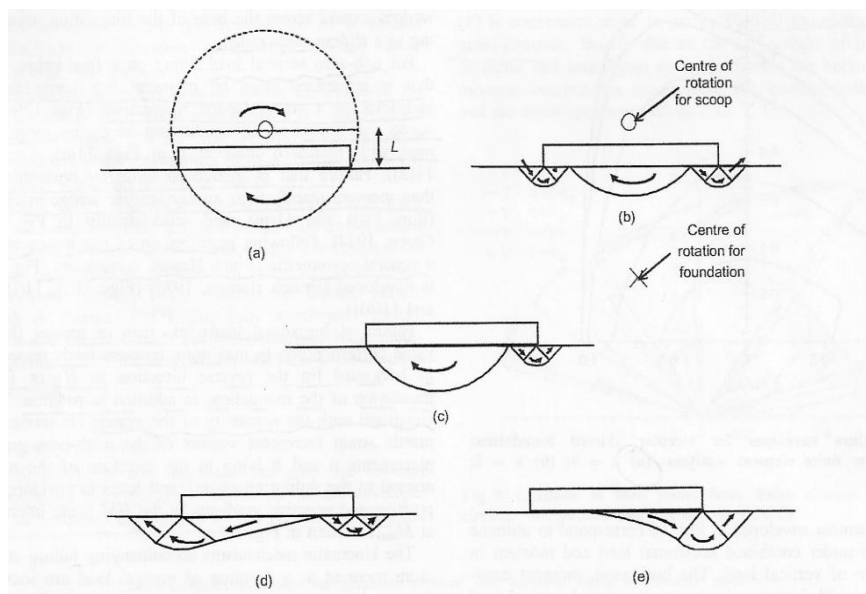
Σχήμα 1.22. Επίδραση του σημείου επιβολής της φόρτισης [Ntirtsos, 2011].



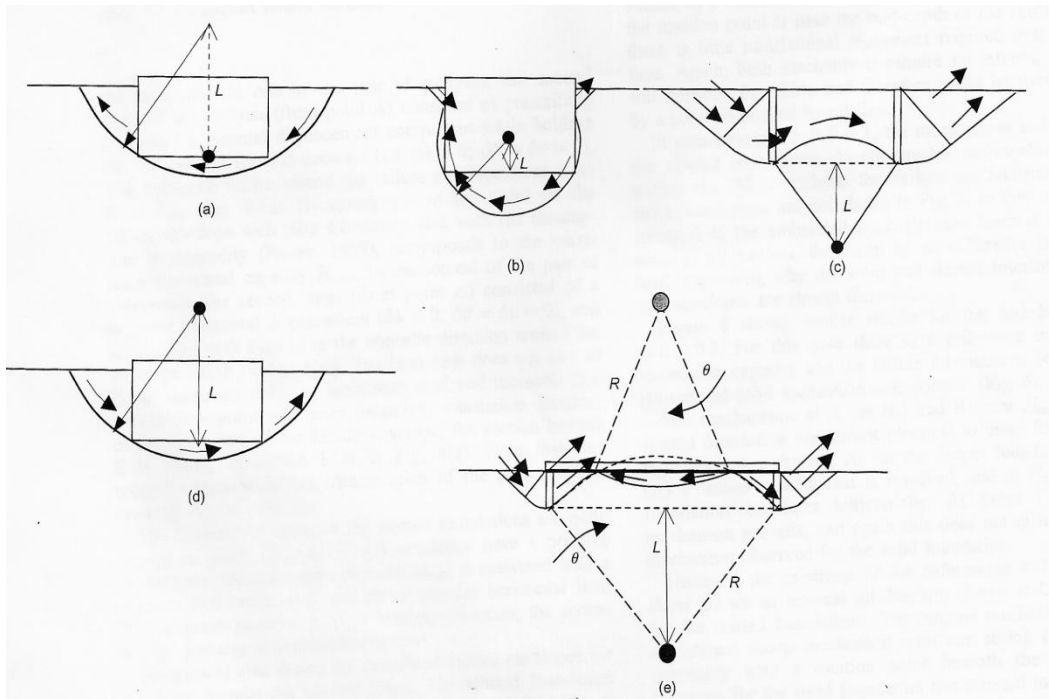
Σχήμα 1.23. Προσομοίωση μίας κοίλης φρεατοθεμελίωσης ως ισοδύναμης επιφανειακής σε έδαφος με αντοχή ίση με αυτήν στο επίπεδο έμπηξης.



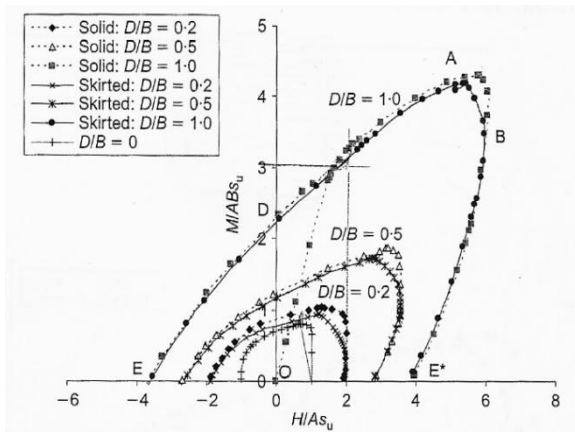
Σχήμα 1.24. Περιβάλλουσα αστοχίας θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση. Λύση ελλειπτικής μορφής του Murff [1994] : (α) χωρίς εφελκυστική αντοχή στην διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου και (β) με εφελκυστική αντοχή ίση με την θλιπτική αντοχή στην διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου



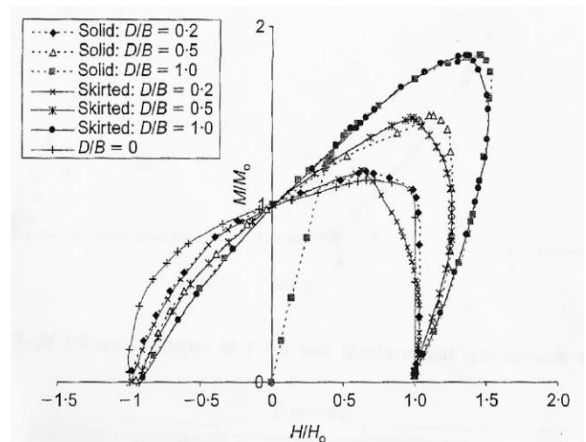
Σχήμα 1.25. Μηχανισμοί αστοχίας επιφανειακών θεμελιώσεων υπό συνδυασμένη φόρτιση [Gourvenec, 2007]: (α) scoop; (β) wedge-scoop-wedge; (γ) scoop-wedge; (δ) asymmetric wedge; (ε) Brinch Hansen.



Σχήμα 1.26. 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 1.27. (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.

2^ο Κεφάλαιο

Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

2.1 Ορισμός του Προβλήματος

2.2 Προσομοίωση και Μέθοδος Ανάλυσης

2.3 Αξιολόγηση του Προσομοιώματος ("Model Validation")

2 Ορισμός του Προβλήματος και Προσομοίωση

2.1 Ορισμός του προβλήματος

Σκοπός της εργασίας, είναι η σύγκριση της απόκρισης μεταξύ τριών εναλλακτικών λύσεων για την θεμελίωση τρίποδης πλατφόρμας πετρελαίου στη θάλασσα. Συγκεκριμένα, η έρευνα πραγματοποιείται με προτεινόμενες λύσεις ένα θεμέλιο τύπου Spudcan καθώς και δύο κοίλα ανεστραμμένα φρέατα με διαφορετικές διαμέτρους και βαθμούς εγκιβωτισμού. Το πρόβλημα επικεντρώνεται στη θεμελίωση και γίνεται προσπάθεια να γίνει σύγκριση της συμπεριφοράς της κάθε λύσης, αφού έχουν πραγματοποιηθεί οι κατάλληλες παραδοχές, με απλοποίηση και σύγκριση της συμπεριφοράς μόνο του ενός ποδιού της πλατφόρμας.

Η επιλογή της γεωμετρίας και των διαστάσεων του **Spudcan** έγιναν με βάση συγκεκριμένη κατασκευή άντλησης πετρελαίου, η οποία θεωρήθηκε ως χαρακτηριστικό παράδειγμα τρίποδης πλατφόρμας. Στο **Σχήμα 2.1**, παρουσιάζονται αναλυτικά η γεωμετρία και οι διαστάσεις της πλατφόρμας αναφοράς καθώς και τα χαρακτηριστικά της. Έτσι, επιλέγουμε για το πρόβλημά μας ένα θεμέλιο Spudcan με διάμετρο **D=18m**, το οποίο αντιστοιχεί στην συγκεκριμένη κατασκευή και βαθμό εγκιβωτισμού **W/D=1** ο οποίος είναι ενδεικτικός για τα χαρακτηριστικά του εδάφους της προσομοίωσής μας. Μετά την επιλογή της γεωμετρίας της θεμελίωσης, κατασκευάστηκε τρισδιάστατο προσομοίωμα του θεμελίου-εδάφους το οποίο θα περιγραφεί αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2.2.

Η σύγκριση της συμπεριφοράς του Spudcan αποφασίστηκε να γίνει με δύο κοίλα ανεστραμμένα φρέατα (**Caisson**) διαφορετικού βαθμού εγκιβωτισμού L/D καθώς και διαμέτρου. Επιλέχθηκαν λοιπόν, ένα ρηχώς εγκιβωτισμένο φρέαρ με $L/D=0.2$ και ένα πιο βαθύ με $L/D=1$. Η διάμετρός τους επιλέχθηκε έτσι ώστε και τα τρία θεμέλια να έχουν την ίδια αντοχή για επιβαλλόμενη στροφή στο σημείο αναφοράς φόρτισης χωρίς δέ-

σμευση της μετακίνησης (καθαρή ροπή M_0). Προκειμένου λοιπόν να γινεί αυτή η επιλογή, αρχικά έγινε υπολογισμός της αντοχής του Spudcan σε καθαρή στροφή. Έπειτα, επιλέχθηκε η κατάλληλη διάμετρος, για κάθε Caisson, για την οποία η αντοχή σε ροπή είναι ίδια με αυτή του Spudcan, σύμφωνα με τα αδιαστατοποιημένα διαγράμματα καθαρής ροπής-στροφής της διπλωματικής εργασίας της Ειρήνης Γεωργίου [2014]. Τελικά, οι διάμετροι που απαιτήθηκαν για τα δύο φρέατα είναι **D=21m** για φρέαρ με **L/D=0.2** και **D=14m** για φρέαρ με **L/D=1**.

Στη συνέχεια, κατασκευάστηκαν και τα προσομοιώματα εδάφους-θεμελίωσης για τα δύο κοίλα ανεστραμμένα φρέατα, για τα οποία δίνεται αναλυτική περιγραφή στην επόμενη παράγραφο του Κεφαλαίου. Έχοντας πια τα προσομοιώματα και των τριών εναλλακτικών, ισοδύναμων σε όρους καθαρής ροπής, λύσεων θεμελίωσης της πλατφόρμας, σκοπός της εργασίας είναι μία πληρέστερη διερεύνηση της συμπεριφοράς του Spudcan και των κοίλων ανεστραμμένων φρεάτων υπό τις πραγματικές συνθήκες φόρτισης, προκειμένου να υιοθετηθούν ως θεμελίωση στο σύνθετο θαλάσσιο περιβάλλον.

Αρχικώς, εξετάζονται και για τις τρεις λύσεις, η συμπεριφορά και οι μηχανισμοί αστοχίας για επιβολή μετακίνησης και στροφής σε δύο σημεία αναφοράς των φορτίσεων όπως φαίνεται στο **Σχήμα 2.2**. Για τα φρέατα εξετάζεται, ως σημείο επιβολής της φόρτισης, εκτός από το σημείο που βρίσκεται στο μέσον του επιπέδου της έμπηξης, σημείο που υιοθετείται στις περισσότερες ήδη δημοσιευμένες εργασίες, το μέσον της άνω επιφάνειας του φρέατος. Αντίστοιχα και για το Spudcan εξετάζεται η μετατόπιση του σημείου επιβολής της φόρτισης από το κέντρο βάρους του, στο οποίο πραγματοποιείται η φόρτιση σε προηγούμενες έρευνες [Zhang et al, 2011] , στην κορυφή της θεμελίωσης . Εν συνεχεία, μελετάται η φέρουσα ικανότητα του Spudcan υπό συνδυασμένη φόρτιση HM, και η επιρροή του κατακόρυφου φορτίου (3^ο Κεφάλαιο). Η θεμελίωση εδράζεται επί ανελαστικού αργιλικού εδάφους, ομοιομόρφως κατανεμημένης

με το βάθος αστράγγιστης διατμητικής αντοχής. Σκοπός είναι η εξαγωγή των διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης, τα οποία ορίζουν την φέρουσα ικανότητα του Spudcan υπό την συνδυασμένη αυτή φόρτιση και κατασκευάζονται τελικά, για τα δύο σημεία επιβολής της φόρτισης. Πρέπει να σημειωθεί στο σημείο αυτό ότι, για λόγους απλοποίησης του προβλήματος, για την φέρουσα ικανότητα κάθε θεμελίωσης δεν λήφθηκαν υπόψιν φαινόμενα δευτέρας τάξεως και έγινε θεώρηση πλήρους επαφής εδάφους θεμελίου. Η παραδοχή αυτή βασίζεται στο γεγονός ότι και στην περίπτωση του Spudcan αλλά και των Caisson το έδαφος κατά την ταχεία φόρτιση που του επιβάλλεται αναπτύσσει υποπίεσεις, έχοντας έτσι την δυνατότητα να παραλάβει εφελκυσμό και να εμποδίσει την αποκόλληση [Bransby & Randolph, 1998; Gourvenec & Randolph, 2003; Bransby & Yun, 2009; Zhang et al, 2003].

Στο δεύτερο μέρος της εργασίας (4^ο, 5^ο και 6^ο Κεφάλαιο), μελετάται η απόκριση του προσομοιωμένου συστήματος ποδιού-θεμελίου το οποίο χρησιμοποιείται ως απλοποίηση του ολοκληρωμένου συστήματος της τρίποδης πλατφόρμας και των θεμελίων της (**Σχήμα 2.3**). Η απλοποίηση αυτή σε καμία περίπτωση δεν μπορεί να θεωρηθεί ως απολύτως σωστή προσομοίωση της συμπεριφοράς της πλατφόρμας αλλά πραγματοποιείται για λόγους υπολογιστικού κόστους και χρόνου έτσι ώστε να κατανοηθεί η συμπεριφορά των τριών θεμελίων και να εντοπιστούν οι διαφορές της συμπεριφοράς τους.

Μελετάται λοιπόν, η απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης-υποστυλώματος υπό ανακυκλική φόρτιση για διαφορετικά σενάρια κατακόρυφου φορτίου που προέρχεται από την ανωδομή και για διαφορετικές συνθήκες επαφής θεμελίου εδάφους (**Σχήμα 2.4**): α) **ιδανικών συνθηκών επαφής ("full contact")**, όπου το έδαφος μπορεί να αναπτύξει 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. Το υποστύλωμα θεωρείται άκαμπτο και επιβάλλεται στην κορυφή του ανακύκλιση 10 κύκλων με ταυτόχρονη μέτρηση των καθιζήσεων και της σχέσης ροπής στη βάση-στροφής. Στο Κεφάλαιο 6 μελετάται η απόκριση του παραπάνω συστήματος σε σεισμική φόρτιση, η οποία επιβάλλεται σε μία διεύθυνση. Σημειώνεται, ότι σε αυτό το σημείο της εργασίας ελήφθησαν υπόψιν φαινόμενα δευτέρας τάξεως, γνωστά και ως φαινόμενα P-δ ενώ οι συνθήκες επαφής θεμελίου-εδάφους θεωρήθηκαν ατελείς, επιτρέποντας το φαινόμενο της αποκόλλησης.

Στο τελευταίο κεφάλαιο της εργασίας, δημιουργούνται δύο νέα μοντέλα και χρησιμοποιείται ένας διαφορετικός τρόπος ανάλυσης (Large Deformation Analysis) με σκοπό την αναπαράσταση της τοποθέτησης της θεμελίωσης και την κατανόηση της μεταβολής των παραμέτρων αντοχής του εδάφους κατά την διάρκεια της έμπηξης. Η περιγραφή των μοντέλων αυτών θα γίνει αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 7.

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). Τα τρισδιάστατα αριθμητικά προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις απεικονίζονται στο **Σχήμα 2.5**. Λόγω της φύσης των φορτίσεων χρησιμοποιήθηκε ημικυλινδρικό μοντέλο εκμεταλλευόμενοι με αυτόν τον τρόπο τη συμμετρία του προβλήματος.

Το αργιλικό έδαφος προσομοιώνεται με οκτακομβικά εξαεδρικά "*brick-type*" στοιχεία (C3D8R), με κατάλληλο ελαστοπλαστικό νόμο συμπεριφοράς, όπως περιγράφεται στο επόμενο εδάφιο. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους S_u λαμβάνεται ίση

με 45 kPa και θεωρείται ομοιομόρφως κατανεμημένη με το βάθος. Το υπό άνωσιν ειδικό βάρος του εδάφους λαμβάνεται ίσον με $\gamma' = 6 \text{ kN/m}^3$ (Σχήμα 2.6).

Το υποστυλωμα της πλατφόρμας προσομοιώνεται με γραμμικώς ελαστικά στοιχεία δοκού (B31). Το μέτρο ελαστικότητάς του καθώς και η μάζα του λαμβάνονται διαφορετικά για την περίπτωση της ανακυκλικής φόρτισης και για την περίπτωση της δυναμικής. Στην πρώτη περίπτωση, το μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται τάξεις μεγέθους μεγαλύτερο από το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα, καθώς γίνεται θεώρηση πλήρους ακαμψίας, ενώ η μάζα του θεωρείται αμελητέα αφού η κατακόρυφη φόρτιση πραγματοποιείται με επιβολή φορτίου στην κορυφή του. Στην περίπτωση της δυναμικής ανάλυσης, το μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται ίσο με το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ($E_s = 210 \text{ GPa}$) ενώ οι διαστάσεις του φαίνονται στο Σχήμα 2.7 και λήφθηκαν έτσι ώστε η δυσκαμψία του υποστυλώματος με την κοίλη κυκλική διατομή που επιλέχθηκε στο προσομοίωμα να ισοδυναμεί με αυτή της αντίστοιχης δικτυωτής πραγματικής κατασκευής [M. Randolph, S. Gourvenec Offshore Geotechnical Engineering]. Η πυκνότητα και η συγκεντρωμένη μάζα που τοποθετήθηκε για την δυναμική ανάλυση του συστήματος υποστυλώματος-θεμελίου, διαφέρουν για κάθε είδος θεμελίωσης και περιγράφονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο των σεισμικών φορτίσεων (Κεφάλαιο 6^ο).

Η θεμελίωση τύπου Caisson προσομοιώνεται μέσω γραμμικώς ελαστικών επιφανειακών πεπερασμένων στοιχείων (S4) ενώ για το Spudcan χρησιμοποιούνται οκτακομβικά εξαεδρικά "brick-type" στοιχεία (C3D8R). Το μέτρο ελαστικότητας του λαμβάνει, και σε αυτή την περίπτωση, τιμή τάξεων μεγέθους μεγαλύτερη από αυτή του χάλυβα, έτσι ώστε η θεμελίωση να παραμένει άκαμπτη και η πυκνότητα του στην περίπτωση της ανακυκλικής φόρτισης παίρνει πολύ μικρή τιμή καθώς το κατακόρυφο φορτίο επιβάλλεται ως δύναμη στην κορυφή του υποστυλώματος. Για την περίπτωση της σεισμικής φόρτισης η πυκνότητα του υλικού κάθε θεμελίου διαφέρει ανάλογα με την θεμελίωση (Κεφάλαιο 6). Το πάχος των πλευρικών ελασμάτων των Caisson 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 $t_l = 0.5 \text{ m}$.

Ο κυλινδρικός κάρναβος των πεπερασμένων στοιχείων διαιρείται σε 24 κυκλικούς τομείς. Κοντά στις παρειές της θεμελίωσης πραγματοποιούνται πυκνώσεις με σκοπό την αύξηση της αξιοπιστίας των υπολογισμών ενώ καθώς απομακρυνόμαστε από την θεμελίωση, πραγματοποιείται αραίωση των πεπερασμένων στοιχείων, με σκοπό την μείωση του υπολογιστικού χρόνου, χωρίς, όμως να διακυβεύεται η ανακρίβεια των αποτελεσμάτων.

Καθώς το αριθμητικό μοντέλο είναι ημικυλινδρικό, σε όρους πολικών συντεταγμένων η ακτίνα του είναι ίση με $2.5D$, όπου D η διάμετρος της θεμελίωσης τόσο για την περίπτωση του *Spudcan* όσο και για αυτή των *Caisson*, και το ύψος του ίσο με $3D$, σε αντιστοιχία με το προσομοίωμα που χρησιμοποίησαν οι Zhang et al [2011]. 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 την 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^οΚεφάλαιο.

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 2.9**.

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 1000, 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 2.8**). 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 διαγώνιου ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Η επιφάνεια διαρροής αποτελεί ένα κανονικό εξάγωνο και η τομή της με το διεκτροπικό επίπεδο απεικονίζεται στο **Σχήμα 2.9**.

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:

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

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 $\dot{\epsilon}^{pl}$ και, τέλος, $\dot{\bar{\epsilon}}^{pl}$ 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:

$$\dot{\alpha} = C \frac{1}{\sigma_o} (\sigma - \alpha) \dot{\epsilon}^{pl} - \gamma \alpha \dot{\epsilon}^{pl} \quad (2.7)$$

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

Η εξέλιξη των συνιστωσών της κινηματικής και της ιστροπικής κράτυνσης απεικονίζεται στα **Σχήματα 2.10 (α)** και **(β)** για μονοαξονική και πολυαξονική φόρτιση αντιστοίχως. Ο νόμος εξέλιξης για τη συνιστώσα της κινηματικής κράτυνσης υποδεικνύει ότι η παράμετρος α εμπεριέχεται σε κύλινδρο ακτίνας :

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

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 $\sqrt{2/3} (\sigma^s + \alpha^s)$ 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 :

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

2.2.3 Σύμβαση Προσέμων

Στο 3^ο Κεφάλαιο γίνεται ανάλυση της φέρουσας ικανότητας κάθε είδους θεμελίωσης για 2 διαφορετικά σημεία επιβολής της φόρτισης. Η θετική φορά των δυνάμεων, των ροπών, των στροφών και των μετατοπίσεων παρουσιάστηκε στο **Σχήμα 2.2** του Κεφαλαίου 2.1. Στα επόμενα κεφάλαια, ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών θεωρείται το μέσον της άνω επιφάνειας της θεμελίωσης (σημείο σύνδεσης του υποστυλώματος με την θεμελίωση) για την περίπτωση των Caisson ενώ για την περίπτωση του Spudcan το κέντρο βάρους της θεμελίωσης, εκτός εάν αναφέρεται διαφορετικά. Η διαφορά στα σημεία επιβολής της φόρτισης οφείλεται στον τρόπο με τον οποίο συνδέεται το υποστυλωμα με το θεμέλιο στην περίπτωση του Caisson και στην περίπτωση του Spudcan καθώς και στον τρόπο με τον οποίο μεταβιβάζονται τα φορτία στη θεμελίωση. Συγκεκριμένα, για τα Caisson, πρώτα στη διπλωματική εργασία της Ειρήνης Γεωργίου [2014] αλλά και στην συγκεκριμένη έρευνα φάνηκε ότι το έδαφος στο εσωτερικό των ελασμάτων πλαστικοποιείται κατά την φόρτιση και έτσι τα φορτία δεν μεταφέρονται ανεπηρέαστα στη βάση όπως συμβαίνει στην περίπτωση των κανονικών φρεάτων.

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*" (Σχήμα 2.11). 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 υιοθετήθηκε στο καταστατικό προσομοίωμα. Σύμφωνα με αυτόν, η περιβάλλουσα επιφάνεια αστοχίας δεν περιγράφει μόνον την αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών την στιγμή της αστοχίας, αλλά αποτελεί ταυτοχρόνως 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 & Houlsby, 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 & Houlsby [2000], η προ της διαρροής πλαστική συμπεριφορά στο δεύτερο βήμα τέτοιου είδους αναλύσεων ενδέχεται να οδηγήσει σε "συρρίκνωση" της πραγματικής περιβάλλουσας, υποεκτιμώντας την πραγματική.

Για τα διαγράμματα αλληλεπίδρασης οριζόντιας δύναμης-ροπής (HM) τα οποία πραγματοποιήθηκαν στην συγκεκριμένα εργασία, 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. Η διαδικασία επαναλήφθηκε για διαφορετικούς συντελεστές κατακόρυφου φορτίου (V).

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 κορυφή της απλοποιημένης ανωδομής ή μετακίνησης που επιβάλλεται στη θεμελίωση στα δύο διαφορετικά σημεία που έχουν επιλεχθεί ως σημεία αναφοράς (άνω και κάτω).
- β) Μέσω συγκεντρωμένων φορτίων, προερχόμενων από τον άνεμο, τους θαλάσσιους κυματισμούς και από το ίδιο βάρος της κατασκευής τα οποία δρουν στο απλοποιημένο μοντέλο. Η συγκεντρωμένη δύναμη λόγω του ανέμου και των θαλάσσιων κυματισμών εφαρμόζεται στην συγκεντρωμένη μάζα της κορυφής του υποστυλώματος, η οποία αντιπροσωπεύει την γεωμετρία του καταστρώματος. Αντίστοιχα, η

αξονική δύναμη που μεταφέρεται στο υποστύλωμα μέσω της ανακύκλισης, επιβάλλεται με την μορφή συγκεντρωμένου φορτίου στην κορυφή του προσομοιωμένου υποστυλώματος.

Στο 5^ο Κεφάλαιο γίνεται λεπτομερέστερη περιγραφή. Υπενθυμίζεται ότι οι μετακινήσεις και οι δυνάμεις αναφέρονται στο σημείο σύνδεσης του πύργου με την θεμελίωση και για τα Caissons είναι το μέσο της κορυφής του θεμελίου ενώ για το Spudcan το κέντρο βάρους του.

2.3 Αξιολόγηση του Προσομοιώματος ("Model Validation")

Προκειμένου να επιβεβαιωθεί ότι τα μοντέλα που χρησιμοποιήσαμε στην παρούσα εργασία είναι αξιόπιστα, έγινε αξιολόγηση τους με βάση προηγούμενα μοντέλα που έχουν χρησιμοποιηθεί σε έρευνες του παρελθόντος.

Συγκεκριμένα για το Spudcan, πραγματοποιήθηκε σύγκριση της φέρουσας ικανότητας του μοντέλου μας σε κατακόρυφη, οριζόντια μετακίνηση και στροφή με το αντίστοιχο μοντέλο των Zhang et al [2011]. Για να πραγματοποιηθεί η σύγκριση, χρησιμοποιήθηκε το καταστατικό προσομοίωμα Tresca για το έδαφος με την διαφορά ότι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του αυξανόταν γραμμικά με το βάθος με συντελεστή $k=1.2 \text{ kPa/m}$ ενώ στη συνέχεια της εργασίας, η αντοχή του εδάφους λαμβάνεται ίση με $S_u=45 \text{ kPa}$ και σταθερή με το βάθος. Από τις συγκρίσεις που πραγματοποιήθηκαν οι διαφορές σε όρους φέρουσας ικανότητας δεν ξεπέρασαν το 1%.

Όσον αφορά τα κοίλα ανεστραμμένα φρέατα, αφού κατασκευάστηκαν τα τρισδιάστατα μοντέλα τους, έγινε σύγκριση της φέρουσας ικανότητάς τους με τις αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν από την Ειρήνη Γεωργίου [2014] στην διπλωματική της εργασία, με καταστατικό προσομοίωμα Tresca για το έδαφος και αστράγγιστη διατμητική αντοχή σταθερή με το βάθος. Τα αποτελέσματα έδειξαν αποκλείσεις στις φέρουσες ικανότητες που δεν ξεπέρασαν και πάλι το 1%.

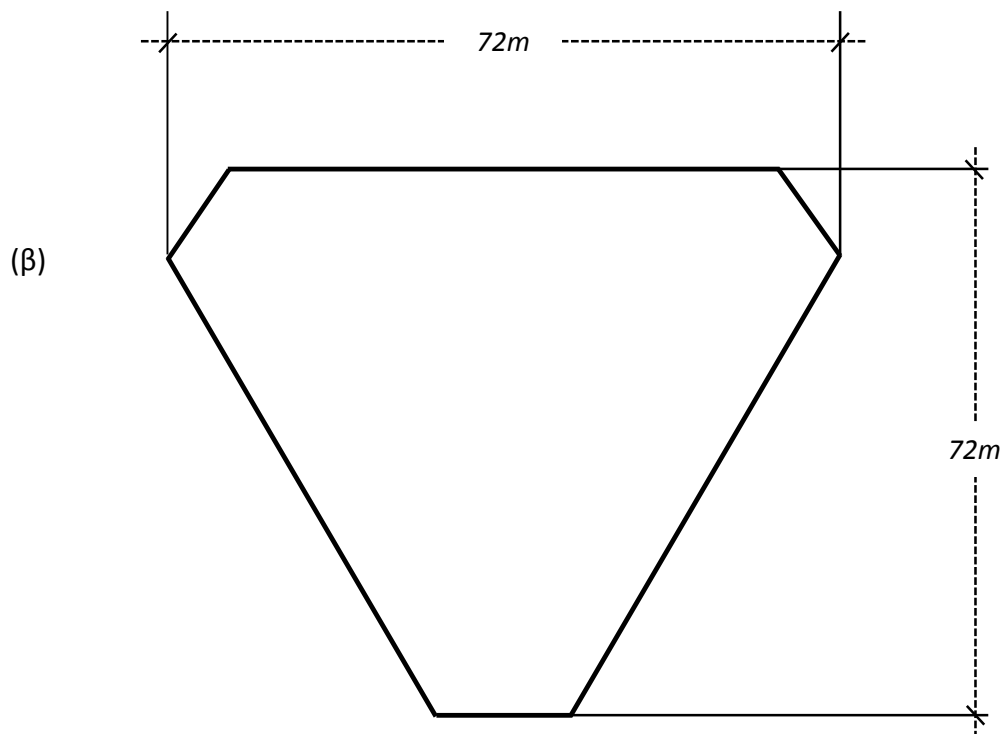
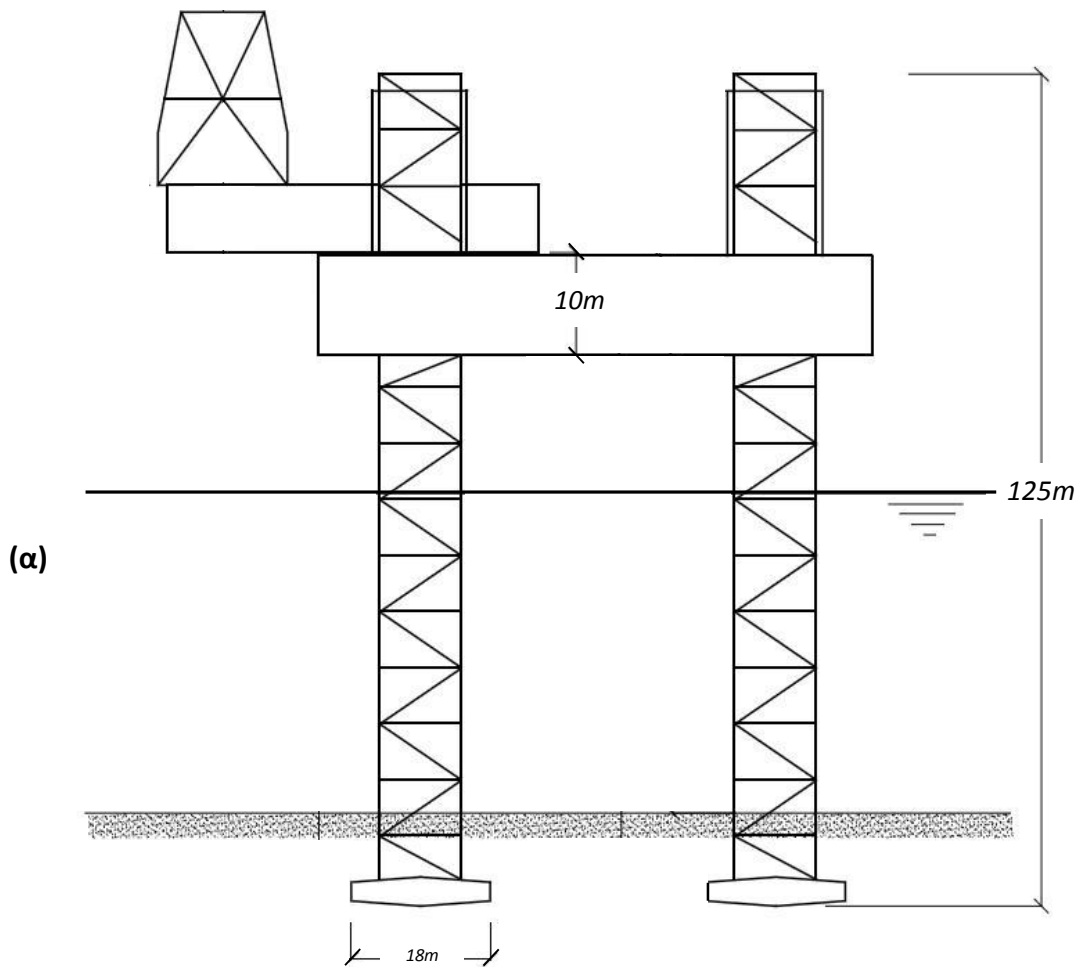
Τέλος, όπως έχει ειπωθεί και παραπάνω, η επιλογή των τριών εναλλακτικών θεμελίων πραγματοποιήθηκε έτσι ώστε και τα τρία θεμέλια να έχουν την ίδια αντοχή σε καθαρή στροφή και με γνώμονα αυτό επιλέχθηκαν οι διαστάσεις τους. Για να επιβεβαιωθεί η ισοδυναμία αυτή, ασκήθηκε στην κορυφή του υποστυλώματος οριζόντια μετακίνηση μέχρι την αστοχία του θεμελίου (**Σχήμα 2.13**). Όπως φαίνεται και από τα διαγράμματα ροπής κάμψης-στροφής για κάθε θεμέλιο, η φέρουσα ικανότητά τους στην φόρτιση αυτή πρακτικά συμπίπτει. (**Σχήμα 2.14**).

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 καθώς και των Spudcan. Για τον σκοπό αυτό, τα δύο παραπάνω καταστατικά προσομοιώματα συγκρίνονται μεταξύ τους, καθώς και με ήδη δημοσιευμένες εργασίες [Bransby & Yun, 2009], οι οποίες, υπέθεταν πλήρη επαφή μεταξύ του εδάφους και της θεμελίωσης και αφορούσαν συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Για να είναι δυνατή, λοιπόν, η σύγκριση, το προσομοίωμα τροποποιείται στο ισοδύναμο δισδιάστατο μοντέλο του **Σχήματος 2.15**. 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 $E_0/S_u = 500$, 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 2.2.2. Το σύστημα υποβλήθηκε σε φόρτιση διαφόρων λόγων $u/D\theta$, σύμφωνα με την

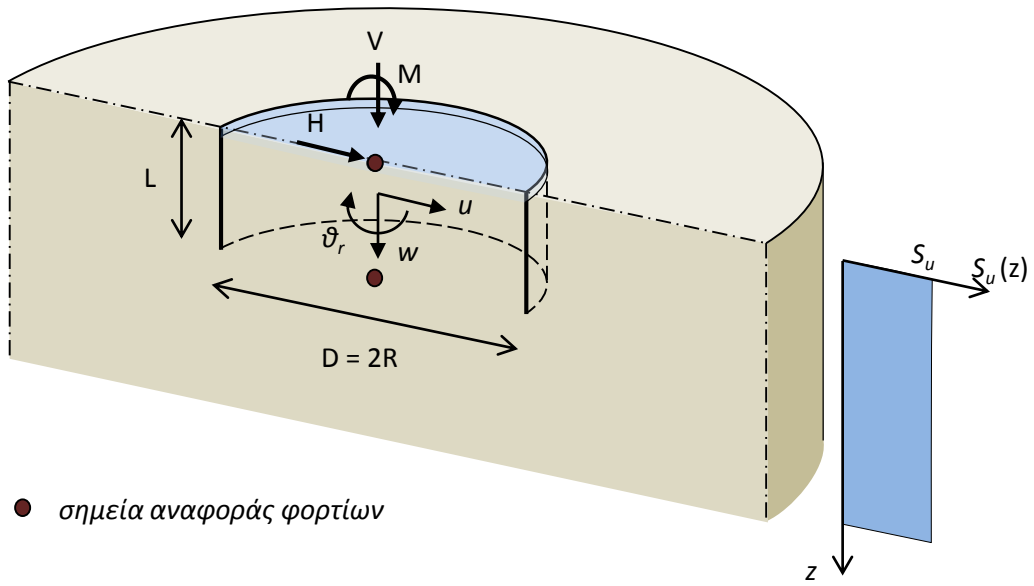
μέθοδο που περιγράφηκε στην παράγραφο 2.2.4. Επιπλέον χρησιμοποιήθηκε και η δεύτερη προαναφερθείσα μέθοδος, το λεγόμενο *swipe test*. Οι διαδρομές φόρτισης απεικονίζονται στο αδιάστατο επίπεδο ροπής ανατροπής-τέμνουσας δύναμης για το θεμέλιο με λόγο εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ (**Σχήμα 2.16**). Όπως παρατηρείται στο **Σχήμα 2.17**, παρά την μικρή υπερεκτίμηση της φέρουσας ικανότητας έναντι αυτής των Bransby & Yun, [2009], η αλληλεπίδραση των εντατικών μεγεθών περιγράφεται με ικανοποιητική ακρίβεια.

Σχήματα 2^{ου} Κεφαλαίου

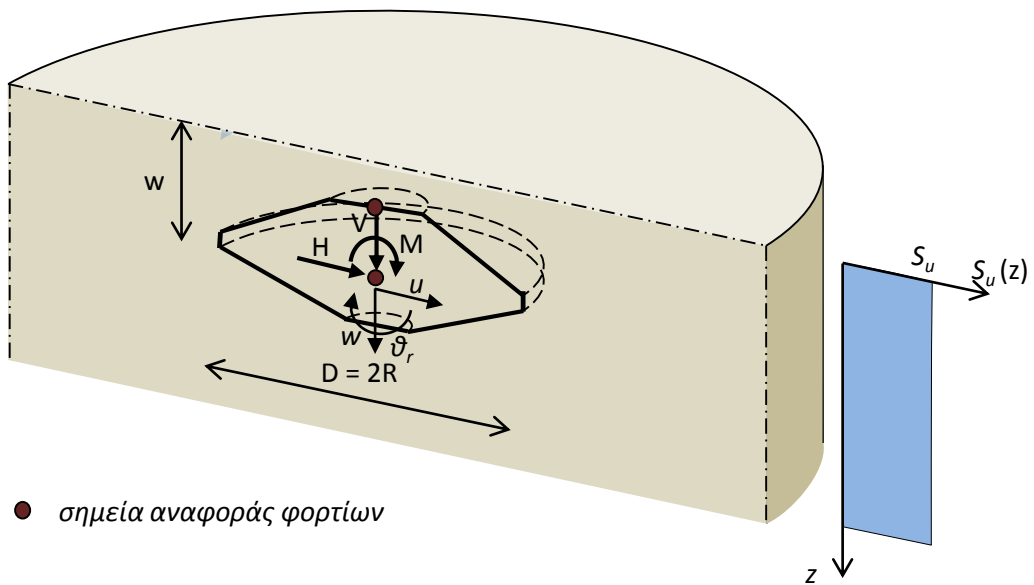
Ορισμός του προβλήματος και προσομοίωση



Σχήμα 2.1. (α) Όψη και (β) Κάτοψη της τρίποδης πλατφόρμας αναφοράς της εργασίας

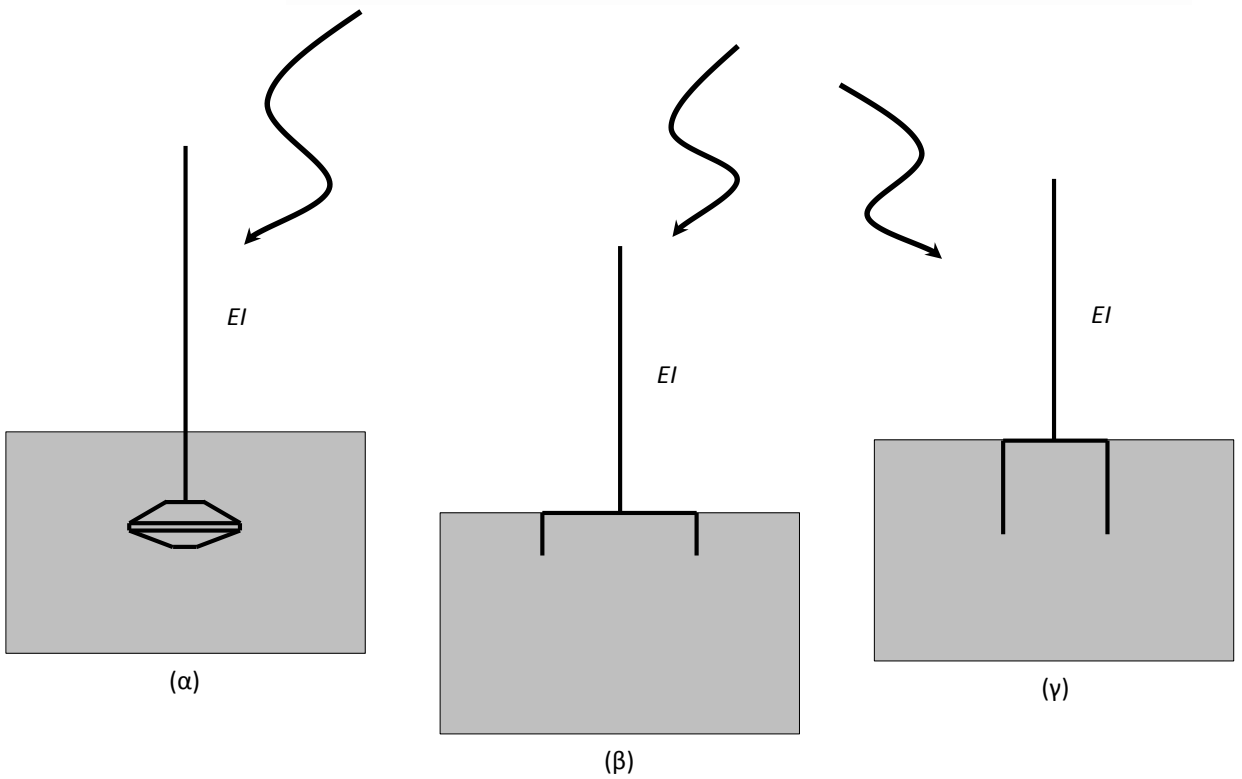
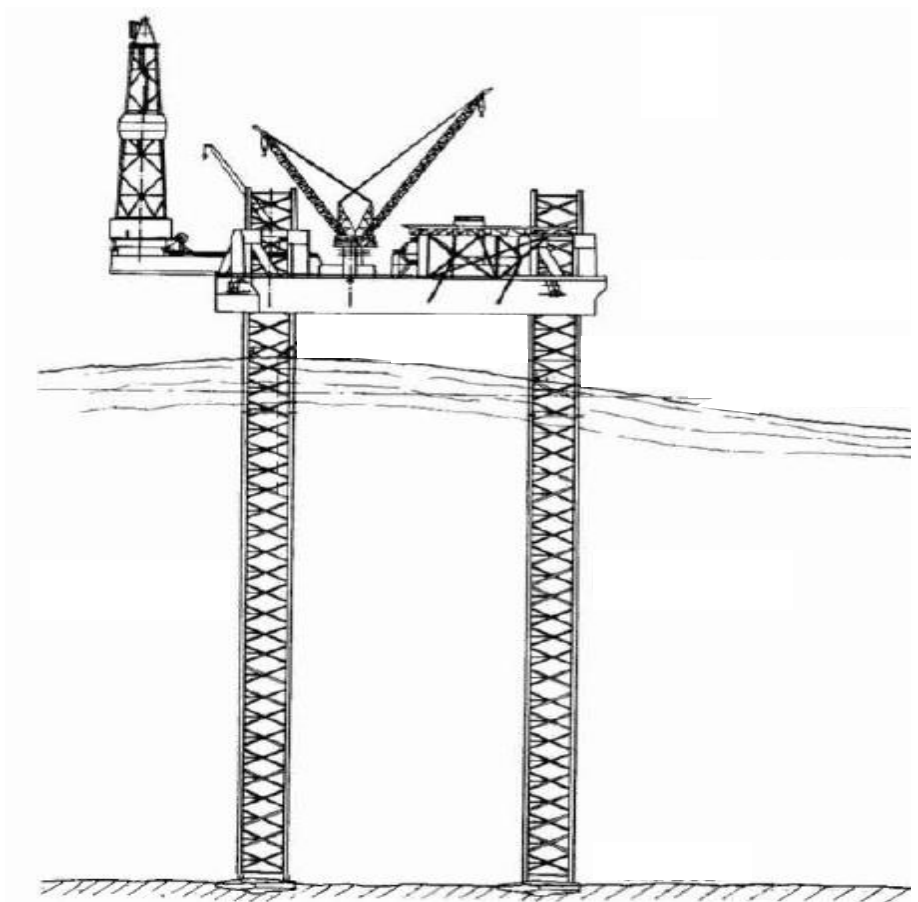


(α)

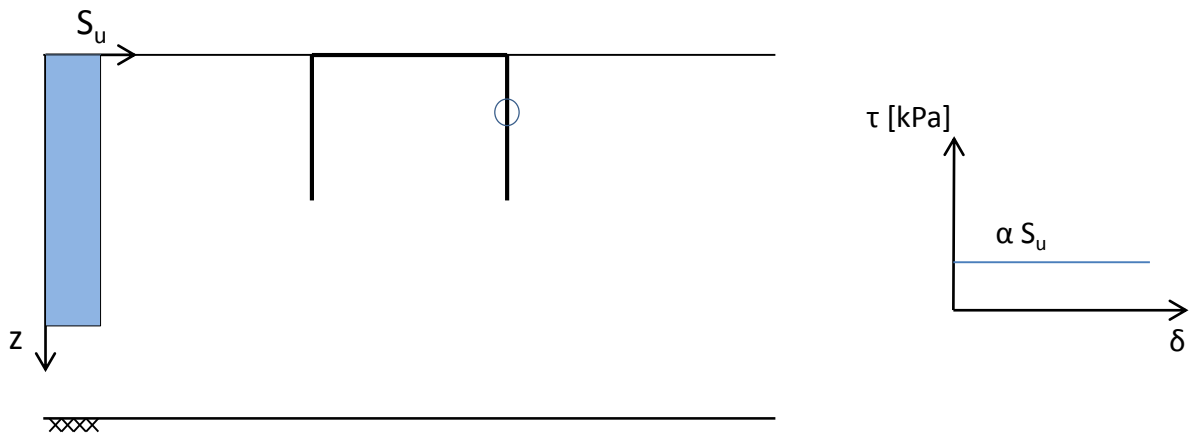


(β)

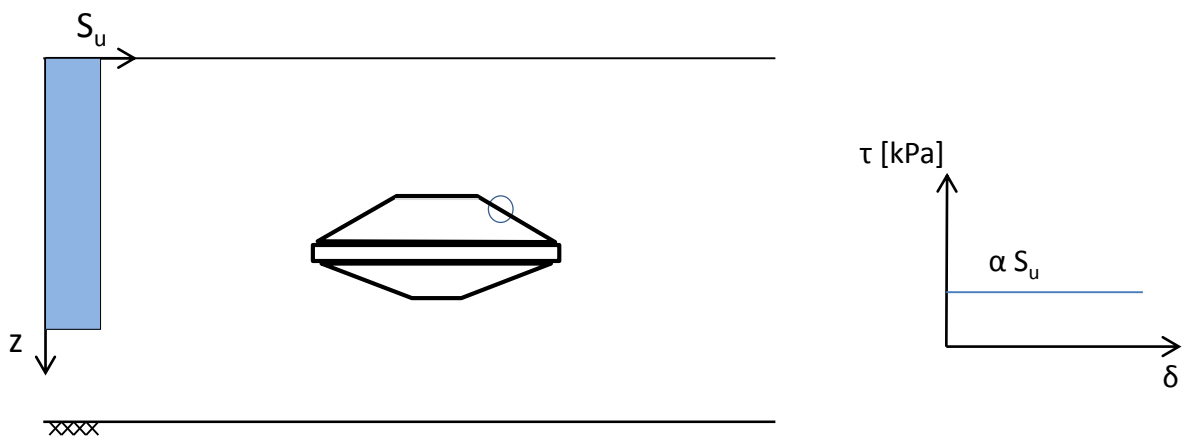
Σχήμα 2.2. Γεωμετρία του αριθμητικού προσομιώματος (α) του Caisson και (β) του Spudcan με την αντίστοιχη σύμβαση προσήμων



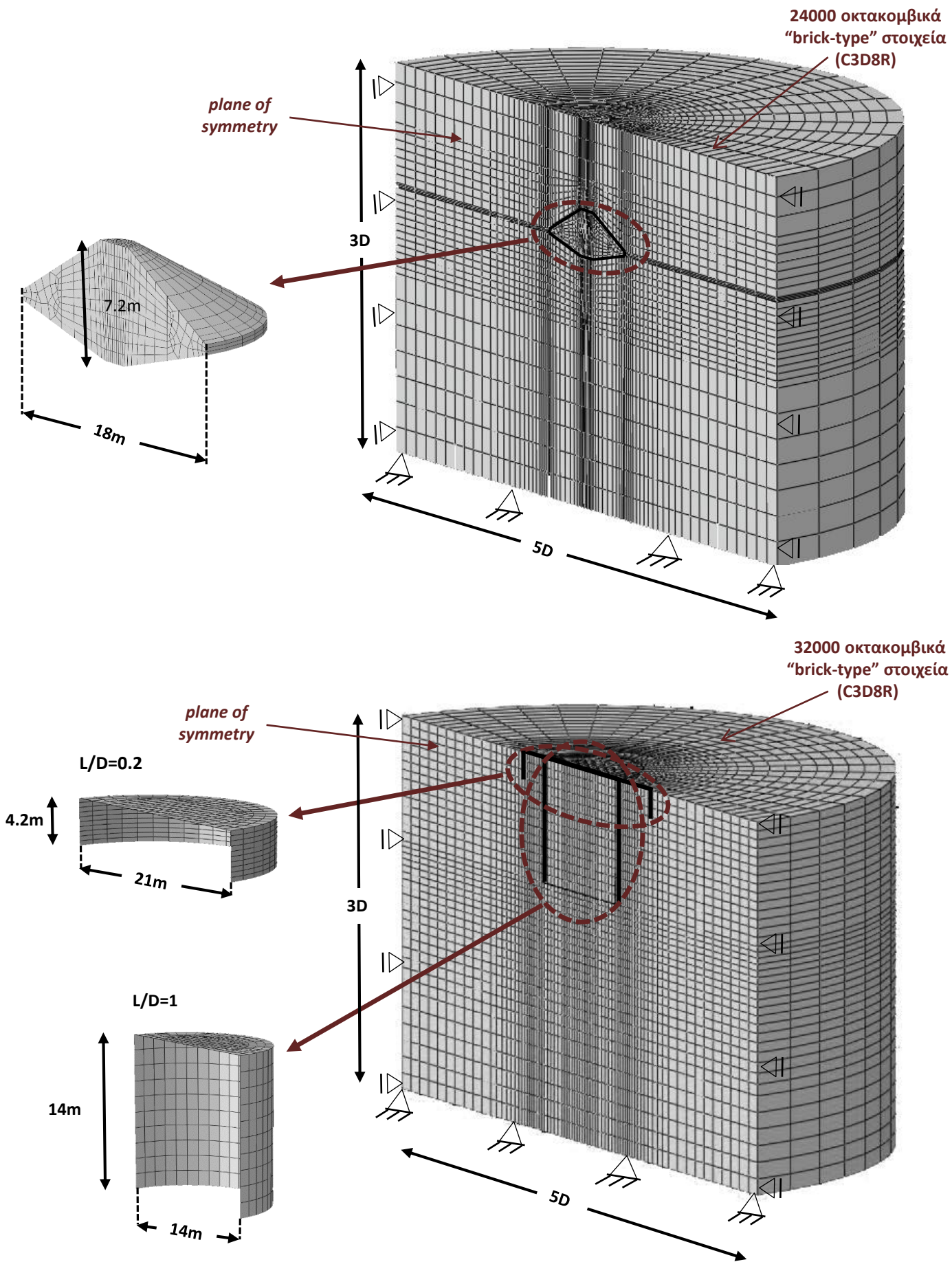
Σχήμα 2.3. Απεικόνιση του προβλήματος και αριθμητική προσομοίωση της ανωδομής ως απλοποιημένου μονοβάθμιου ταλαντωτή (α) για το Spudcan, (β) για το Caisson με $L/d=0.2$ και (γ) για το Caisson με $L/D=1$



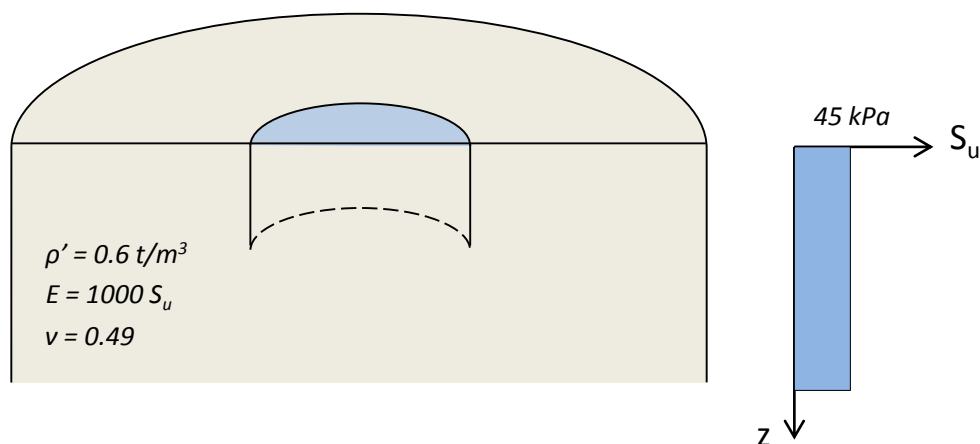
Σχήμα 2.4.(i) Μέγιστη διατμητική αντοχή για το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ με την θεώρηση ατελούς διεπιφάνειας εδάφους-φρέατος (“low adhesion”)



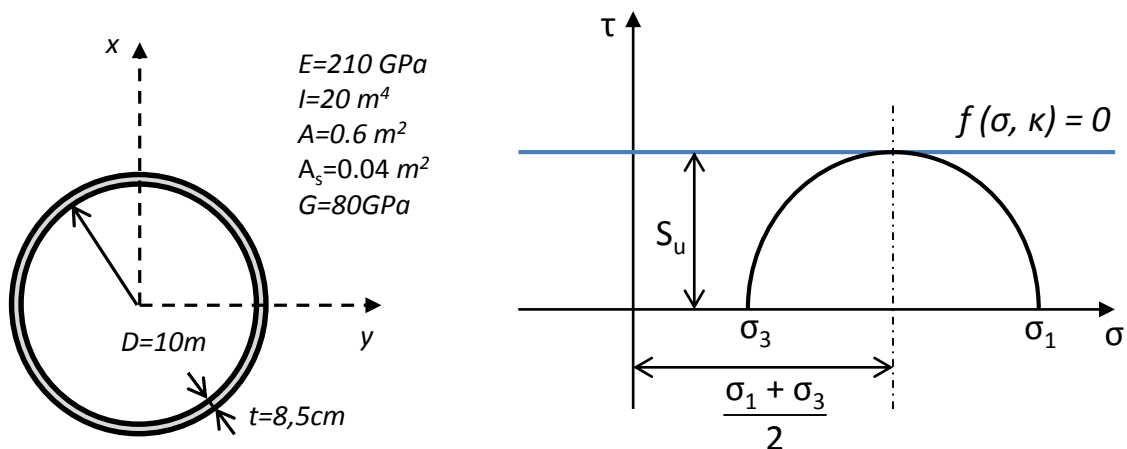
Σχήμα 2.4.(ii) Μέγιστη διατμητική αντοχή για το Spudcan με την θεώρηση ατελούς διεπιφάνειας εδάφους-φρέατος (“low adhesion”)



Σχήμα 2.5. Τρισδιάστατα προσομοίωματα πεπερασμένων στοιχείων (ABAQUS) του προβλήματος για το θεμέλιο Spudcan (άνω) και για τα Caissons με $L/D=0.2$ και $L/D=1$

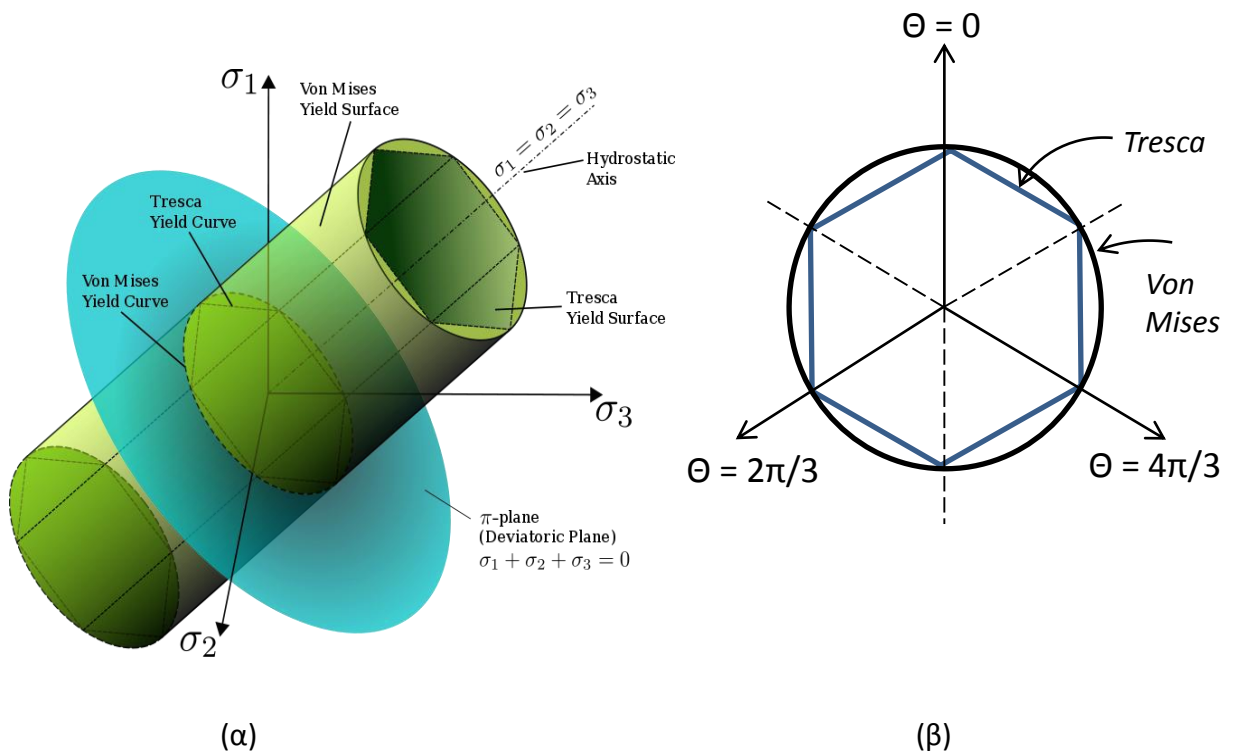


Σχήμα 2.6. Εδαφικά χαρακτηριστικά

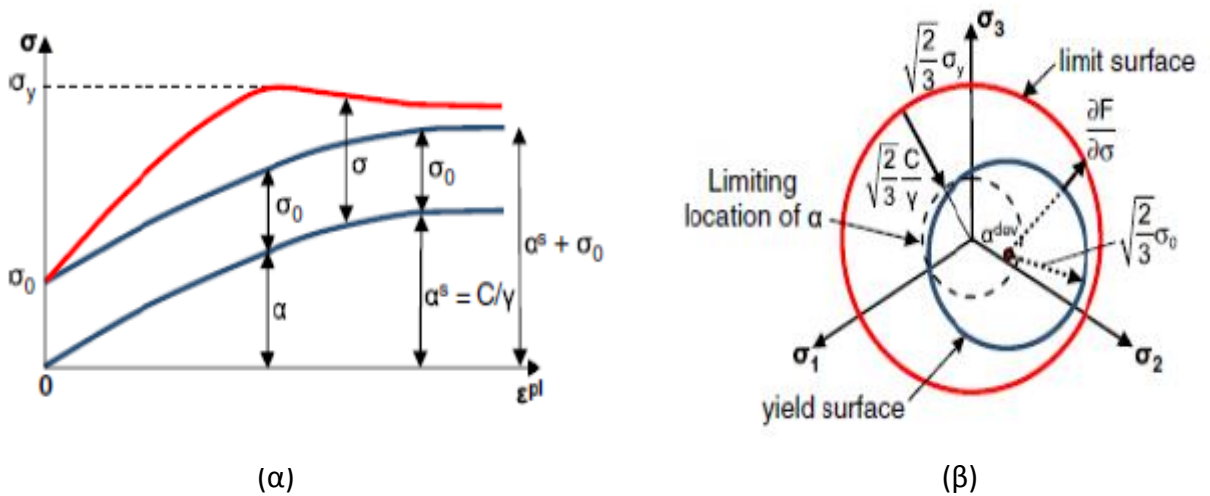


Σχήμα 2.7. Σωληνοειδής διατομή του υποστυλώματος της πλατφόρμας του μοντέλου μας με ροπή αδρανείας ίση με αυτή του υποστυλώματος που αναφέρεται ως ενδεικτικό από τους M.Randolph, S.Gourvenec [Offshore Geotechnical Engineering]

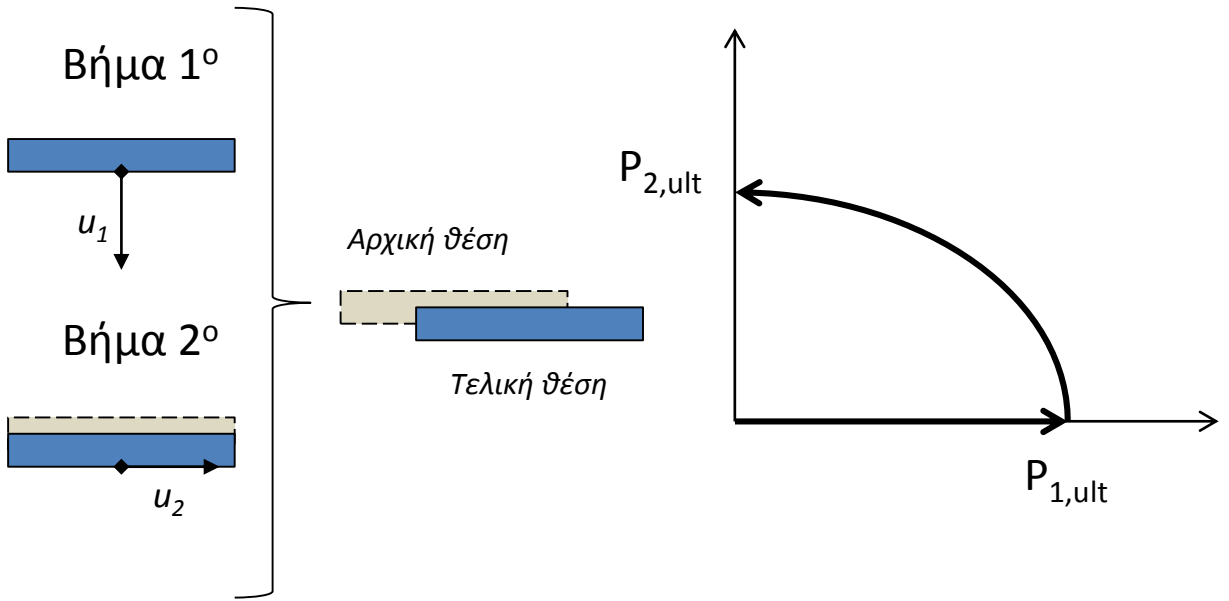
Σχήμα 2.8. Κύκλος Mohr-Coulomb, ο οποίος υποδηλώνει την ανεξαρτησία της επιφάνειας αστοχίας από την μέση ενεργό τάση



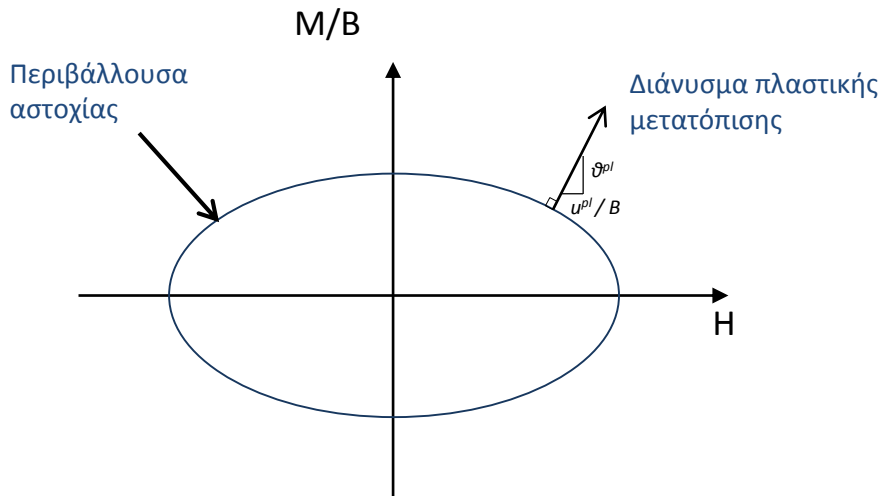
Σχήμα 2.9. Κριτήρια αστοχίας Tresca και Von Mises: (α) Πλήρεις επιφάνειες διαρροής, όπου το κριτήριο Tresca είναι ένα κανονικό εξαγωνικό πρίσμα εγγεγραμμένο στην κυλινδρική επιφάνεια αστοχίας Von Mises (Πηγή : Wikipedia) και (β) Τομή των παραπάνω επιφανειών με το διεκτροπικό επίπεδο.



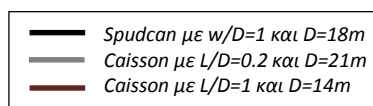
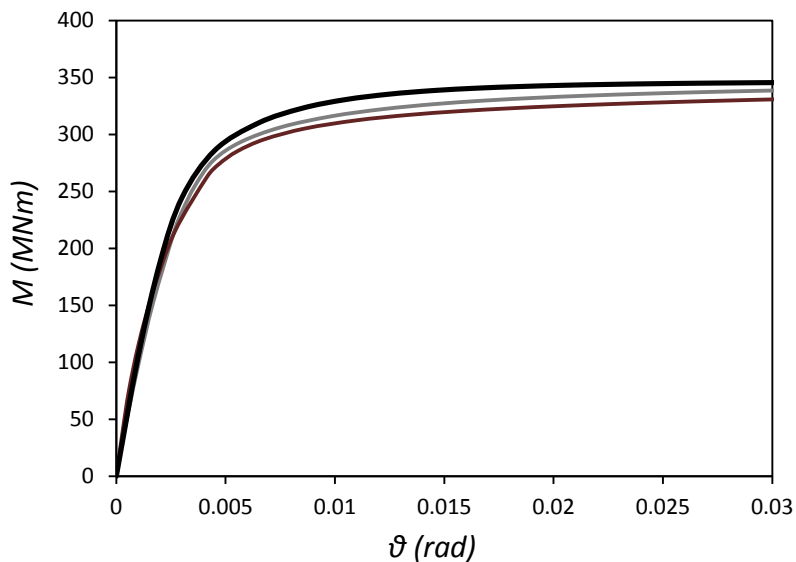
Σχήμα 2.10. Καταστατικό προσομοίωμα Von Mises: εξελίξη των συνιστωσών της κράτυσης (ισοτροπικής και κινηματικής) : (α) απλοποιημένη μονοδιάστατη απεικόνιση και (β) τρισδιάστατη απεικόνιση [Anastasopoulos et al., 2010].



Σχήμα 2.11. Σχηματική εξήγηση ενός *swipe test*

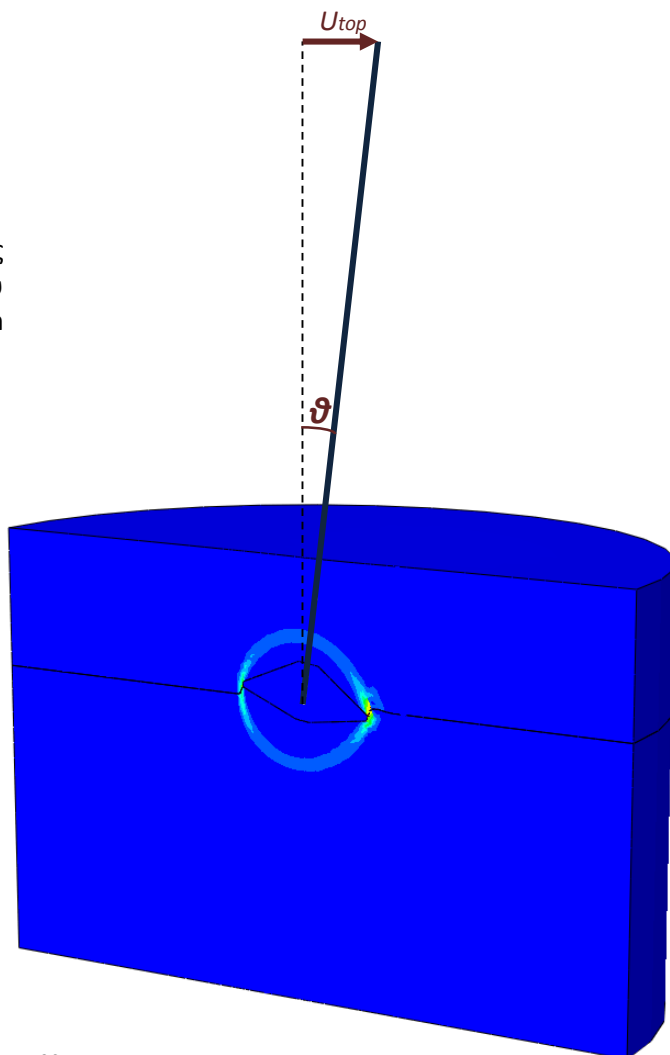


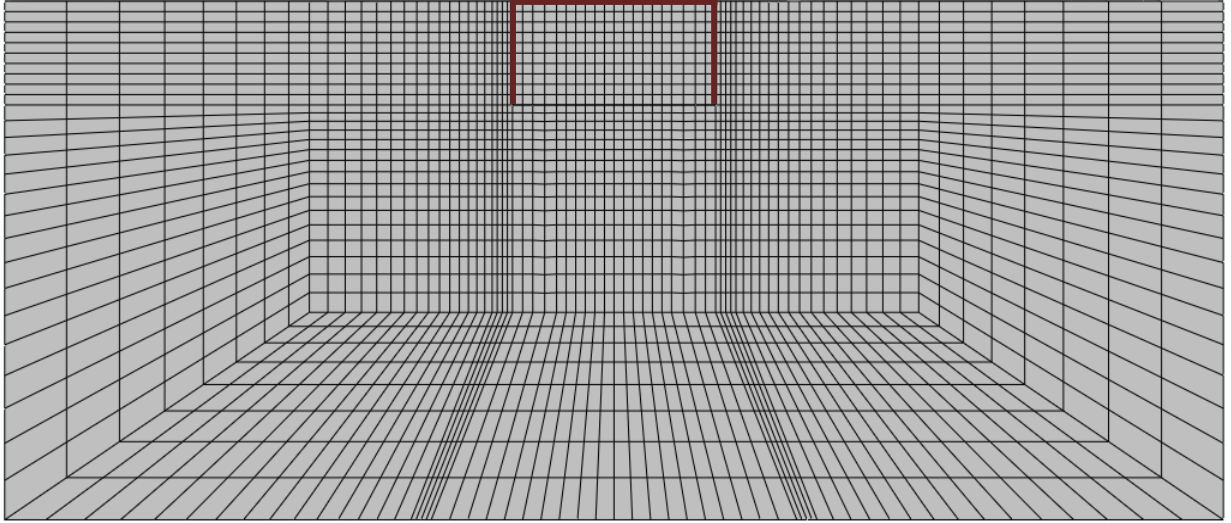
Σχήμα 2.12. Τυπικό διάγραμμα αλληλεπίδρασης HM και πλαστικές παραμορφώσεις



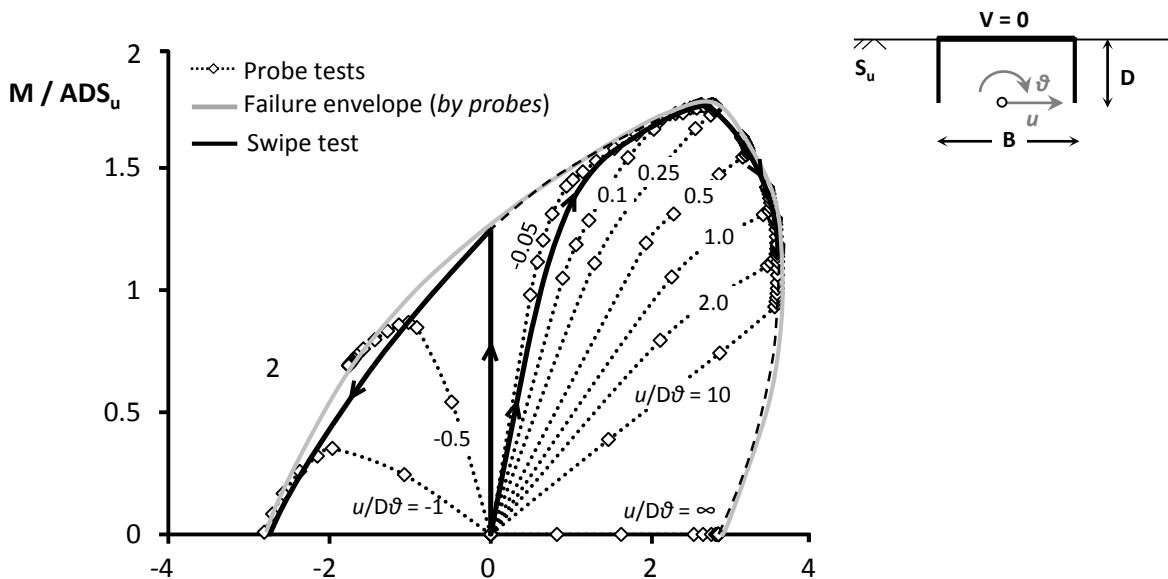
Σχήμα 2.14. Καμπύλες ροπής κάμψης-στροφής για τα τρία είδη θεμελίωσης

Σχήμα 2.13. Επιβολή οριζόντιας μετατόπισης στην κορυφή του υποστυλώματος του μοντέλου Spudcan μέχρι την αστοχία

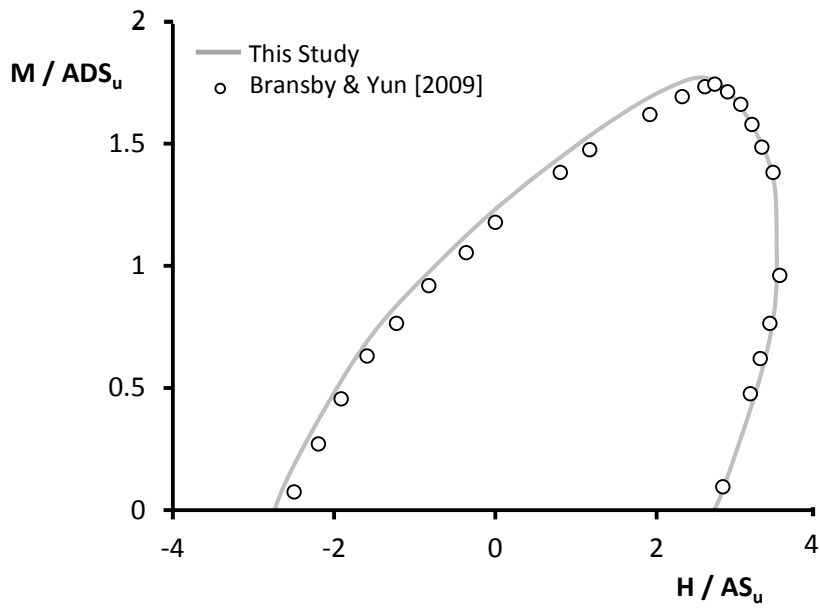




Σχήμα 2.15. Ισοδύναμο προσομοίωμα επίπεδης παραμόρφωσης για κοίλη θεμελιολωρίδα βαθμού εγκιβωτισμού $L/D = 0.5$ και συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίωσης



Σχήμα 2.16 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* περιβάλλουσα αστοχίας (εντόνη μαύρη καμπύλη) για το κριτήριο Tresca με την προκύπτουσα μέσω των *probe tests* (γκρι καμπύλη) για το κριτήριο Von Mises.



Σχήμα 2.17 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 Φέρουσα Ικανότητα σε όρους VHM για δύο σημεία αναφοράς των εντατικών μεγεθών

3.3 Αλληλεπίδραση Ροπής Τέμνουσας

3.4 Σύνοψη

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 στροφή, 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. Οι θεμελιώσεις υπεράκτιων πλατφορμών άντλησης πετρελαίου υπόκεινται σε δυσαναλόγως μεγαλύτερη αξονική δύναμη και ροπή συγκριτικά με το οριζόντιο φορτίο. Συγχρόνως, το σύνθετο καθεστώς φόρτισης λόγω του θαλάσσιου περιβάλλοντος αλλά και η ίδια η κατασκευή οδηγούν σε εκκεντρότητες, οι οποίες με την σειρά τους προκαλούν στρεπτικά φορτία στην θεμελίωση. Για το λόγο αυτό, η φέρουσα ικανότητα τέτοιου είδους θεμελιώσεων οφείλει να μελετάται υπό συνδυασμένη φόρτιση. 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.

Η φέρουσα ικανότητα διαφόρων τύπων θεμελιώσεων και υπό διάφορες εδαφικές συνθήκες έχει αποτελέσει αντικείμενο εκτεταμένης έρευνας. Όσον αφορά τα Spudcans, τα οποία όπως προαναφέρθηκε είναι η συνηθέστερη μορφή θεμελίωσης πλατφορμών άντλησης πετρελαίου σε ρηχά νερά (έως 120m) , η φέρουσα ικανότητά τους σε κατακόρυφη φόρτιση αρχικά υπολογιζόταν με απλοποιημένο τρόπο. Συγκεκριμένα, η θεμελίωση θεωρείτο ένας απλός κυκλικός δίσκος θεμελιωμένος στην επιφάνεια με ιδιότητες εδάφους ίδιες με αυτές του βάθους εμπήξεως (Houlsby and Martin 2003) χωρίς να λαμβάνεται υπόψη η σύνθετή του γεωμετρία και η επίδραση του εγκιβωτισμού. Αργότερα πραγματοποιήθηκαν αριθμητικές αναλύσεις οι οποίες προσομοίωσαν την πλήρη γεωμετρία της θεμελίωσης σε τρισδιάστατο μοντέλο ,για διαφορετικά βάθη εγκιβωτισμού, υπολογίζοντας έτσι την φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης σε όρους VHM θεωρώντας συνθήκες πλήρους επαφής μεταξύ εδάφους και θεμελίου. Σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών θεωρήθηκε το κέντρο βάρους της θεμελίωσης [Y.Zhang, M.Cassidy, S.Gourvenec,2011]. Επιπλέον, διεξήχθησαν πειραματικές δοκιμές σε φυγοκεντριστή, με πλήρη προσομοίωση του θεμελίου και του υποστρώματός του, για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητας καθώς και τον προσδιορισμό της επιρροής του υποστρώματος σε αυτή. Παράλληλα, μετρήθηκαν οι πιέσεις πόρων που αναπτύσσονται κατά την έμπηξη του Spudcan καθώς και η δύναμη που απαιτείται για να πραγματοποιηθεί [C.Gaudin, M.Hossain et al, 2011; X.Y. Zhang, 2014].

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

πεται 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. Στον υπολογισμό της φέρουσας ικανότητας σε όρους VHM , θεωρήθηκε ως σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών το μέσον της θεμελίωσης στο επίπεδο έμπηξης και στην κορυφή της.

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας επιλέχθηκαν τρεις διαφορετικές εναλλακτικές λύσεις για την θεμελίωση πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου. Συγκεκριμένα, επιλέχθηκε ένα Spudcan με βαθμό εγκιβωτισμού $W/D=1$ και $D=18m$ καθώς και δύο κοίλα ανεστραμμένα φρέατα με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D=0.2$, $D=21m$ και $L/D=1$, $D=14m$. **Η επιλογή έγινε έτσι ώστε τα τρία θεμέλια να έχουν την ίδια αντοχή σε επιβαλλόμενη οριζόντια μετακίνηση u της κορυφής του άκαμπτου υποστυλώματός τους (Βλέπε Κεφ. 2).**

Στη συνέχεια, εξετάστηκε η φέρουσα ικανότητα της κάθε θεμελίωσης ξεχωριστά σε όρους VHM για δύο διαφορετικά σημεία επιβολής της φόρτισης(πάνω και κάτω για τα φρέατα και πάνω και στο κέντρο για το Spudcan). Η προσομοίωση πραγματοποιήθηκε χρησιμοποιώντας ημικυλινδρικά μοντέλα εκμεταλλεύοντας έτσι την συμμετρία του προβλήματος ως προς το κατακόρυφο επίπεδο με σκοπό την μείωση του υπολογιστικού χρόνου και κόστους. Παρουσιάζονται και αναλύονται χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας ενώ συγχρόνως πραγματοποιείται σύγκριση των αποκρίσεων των θεμελίων μεταξύ τους καθώς και με την υπάρχουσα βιβλιογραφία και τις συμβατικές μεθόδους ανάλυσης. Στα πλαίσια της μελέτης της μονοτονικής απόκρισης των θεμελίων έγινε θεώρηση συνθηκών πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίωσης, όπου το έδαφος είναι ικανό να αναπτύξει εφελκυστική αντοχή και η διατμητική αντοχή της διεπιφάνειας ισούται με την αντοχή του εδάφους. Η θεώρηση αυτή πραγματοποιήθηκε για λόγους υπολογιστικής ευκολίας και ευκολίας στη σύγκριση και θεωρείται ρεαλιστική προσέγγιση λόγω της υποπίεσης που δημιουργείται κατά την φόρτιση, προσδίδοντας στο θεμέλιο εφελκυστική αντοχή. Το φαινόμενο αυτό έχει μάλιστα παρατηρηθεί και

σε πειραματικές δοκιμές σε φυγοκεντριστή [Purwana OA, Leung CF, Chow YK, Foo KS., 2005].

Όσον αφορά το φρέαρ, σε γενικές γραμμές, ο εγκιβωτισμός δείχνει να είναι ευεργετικός για την αντοχή 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 3.1, 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). 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.

Στην περίπτωση του Sprudcan, ο εγκιβωτισμός φαίνεται να είναι ευνοϊκός για τη θεμελίωση με δύο και πάλι τρόπους: (α) με την τοποθέτηση του θεμελίου όχι στην ελεύ-

θερη επιφάνεια αλλά σε όρυγμα (**trench effect**) και (β) λόγω της επίδρασης της εδαφικής επικάλυψης του θεμελίου, η οποία πραγματοποιείται κατά την έμπηξή του στο βυθό της θάλασσας (**soil back flow**), όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 3.3, 3.4**. Στην περίπτωση του soil back flow effect, οι υπερκείμενες γαίες που σκεπάζουν την άνω παρειά του θεμελίου λειτουργούν ευεργετικά για την αντοχή του, χάρη στις ορθές και διατμητικές δυνάμεις που δημιουργούνται λόγω του ιδίου βάρους τους. Οι δυνάμεις αυτές προσδίδουν μεγαλύτερη ευστάθεια και δυσκαμψία στο θεμέλιο.

Τέλος, κατασκευάστηκαν οι περιβάλλουσες αστοχίας σε φόρτιση **HM** για το Spudcan με $W/D=1$. Όπως ήδη έχει αναφερθεί, οι πλατφόρμες άντλησης πετρελαίου έχουν ως κύρια φόρτιση την κατακόρυφη. Για το λόγο αυτό, υπολογίστηκαν και κατασκευάστηκαν περιβάλλουσες με τρία σενάρια κατακόρυφης φόρτισης: (α) $V=0$, (β) $V=0.3 V_{ult}$, (γ) $V=0.9 V_{ult}$ όπου V_{ult} η φέρουσα ικανότητα της θεμελίωσης σε κατακόρυφη φόρτιση. Τα αποτελέσματα συγκρίθηκαν με τις αναλυτικές σχέσεις των Zhang et al, 2011 για τον προσδιορισμό περιβάλλουσας αστοχίας για Spudcan.

3.2 Φέρουσα Ικανότητα σε Όρους VHM για Δύο Σημεία Αναφοράς των Εντατικών Μεγεθών

3.2.1 Αντοχή σε αξονική δύναμη

Η φέρουσα ικανότητα των θεμελιώσεων υπό κατακόρυφη φόρτιση έχει συγκεντρώσει το μεγαλύτερο ενδιαφέρον της έρευνας, καθώς αποτελεί την κυρίαρχη κατάσταση φόρτισης εξαιτίας του ιδίου βάρους της κατασκευής. Για την εκτίμηση της αντοχής σε αξονική δύναμη επιβάλλεται στο θεμέλιο κατακόρυφη μετακίνηση w μέχρι την αστοχία.

Στο **Σχήμα 3.5** απεικονίζονται οι καμπύλες φορτίου-καθίζησης για τις τρεις θεμελιώσεις που εξετάζονται ενώ στο **Σχήμα 3.6** οι αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας. Καταρχήν, διαπιστώνεται ότι η επιλογή του σημείου επιβολής της κατακόρυφης με-

τακίνησης δεν επηρεάζει ούτε την αντοχή ούτε την δυσκαμψία, ανεξαρτήτως του είδους του θεμελίου αφού και τα τρία θεμέλια είναι πλήρως άκαμπτα και ο μηχανισμός αστοχίας τους παραμένει ίδιος.

Οι μηχανισμοί αστοχίας **[Σχήμα 3.6]** 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 εμπριεχόμενο στο φρέαρ έδαφος δεν πλαστικοποιείται, επομένως το σύστημα συμπεριφέρεται πρακτικώς ως ένα κανονικώς εγκιβωτισμένο φρέαρ, στο οποίο η φόρτιση μεταφέρεται σχεδόν αυτούσια στην βάση. Στην περίπτωση του Sprudcan, κατά την επιβολή κατακόρυφης μετακίνησης η παραγόμενη μορφή αστοχίας περιλαμβάνει πλαστικοποιήσεις τόσο στην υπερκείμενη στήλη εδάφους μέχρι την επιφάνεια, όσο και στην περιοχή γύρω του και κυρίως στην περιφέρειά του. Γενικότερα, για το Sprudcan έχει παρατηρηθεί ότι αυξανόμενου του βαθμού εγκιβωτισμού και συγκεκριμένα για $w/D > 1$, η αστοχία πρακτικά περιορίζεται στην περιοχή γύρω από το θεμέλιο.

Στην περίπτωσή μας, το Sprudcan ($D=18m$) εμφανίζει την μεγαλύτερη αντοχή σε σχέση με τα υπόλοιπα θεμέλια. Αυτό οφείλεται κυρίως στην μεγάλη διάμετρο που διαθέτει καθώς και στον βαθμό εγκιβωτισμού του ($w/D=1$) όπου το υπερκείμενο βάρος των γαιών εμποδίζει την πλευρική παραμόρφωση και διόγκωση του εδάφους στο βάθος του θεμελίου, προσδίδοντας με αυτόν τον τρόπο μεγαλύτερη αντοχή (trench effect). Στην συνέχεια, το ρηχό κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ ($L/D=0.2$) εμφανίζει την αμέσως

μεγαλύτερη αντοχή παρά το γεγονός ότι διαθέτει μεγαλύτερη διάμετρο ($D=21\text{m}$) από αυτή του Spudcan. Αυτό συμβαίνει λόγω του μικρού βαθμού εγκιβωτισμού του που του προσδίδει συμπεριφορά κοντινότερη σε αυτή του επιφανειακού θεμελίου, ενώ ταυτόχρονα η πλευρική αντίσταση που προσφέρεται από τα τοιχώματά του είναι μειωμένη λόγω του μικρού τους μήκους. Τέλος, το φρέαρ με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$ έχει εμφανώς την μικρότερη αντοχή σε αξονική δύναμη λόγω της μικρής διαμέτρου του και της μικρής συνεισφοράς των τοιχωμάτων παρά τη μεγάλη επιφάνειά τους.

Στο **Σχήμα 3.7α** 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 1.3.2. 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] ($d_c=1 + L/D$). Καθώς φαίνεται, τα αποτελέσματα των αναλύσεων υπερεκτιμούν την αντοχή έναντι της συμβατικής θεωρίας σε ποσοστό λιγότερο από 5% τόσο για το Spudcan όσο και για τα κοίλα ανεστραμμένα φρέατα. Ακόμη στο **Σχήμα 3.7β** γίνεται σύγκριση της αδιάστατης αντοχής σε κατακόρυφη φόρτιση (N) συναρτήσει του βάθους έμπηξης του Spudcan με πειράματα φυγοκεντρική, αναλυτικές λύσεις καθώς και αριθμητικές επιλύσεις που έχουν πραγματοποιηθεί έως σήμερα για γραμμικώς αυξανόμενη αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους σε σχέση με το βάθος. Γενικά, παρατηρείται μια υποεκτίμηση των παλιότερων αναλυτικών λύσεων σε σχέση με τις αριθμητικές επιλύσεις που παρουσιάζονται. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, η αυξημένη αντοχή του μοντέλου μας οφείλεται στη θεώρηση ομογενούς εδάφους με σταθερό $S_u=45 \text{ kPa}$.

3.2.2 Αντοχή σε τέμνουσα δύναμη

Η ανάλυση της φέρουσας ικανότητας υπό εγκάρσια φόρτιση έχει ιδιαίτερη σημασία στην περίπτωση των πλατφορμών άντλησης πετρελαίου λόγω των οριζόντιων δυνάμεων που ασκούνται σε αυτή από τον κυματισμό της θάλασσας και τον αέρα, όπως τονίστηκε στο 1^ο Κεφάλαιο, αλλά και της σεισμικής απόκρισής της. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το φαινόμενο της σύζευξης του οριζόντιου μετακνησιακού και του στροφικού βαθμού ελευθερίας κίνησης όσο αυξάνεται ο βαθμός εγκλιβωτισμού 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 3.8, 3.10 και 3.12** απεικονίζονται οι αδιάστατες καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης για τα τρία θεμέλια, οι οποίες προκύπτουν από την επιβολή οριζόντιας μετακίνησης είτε στο κέντρο (Spudcan) ή στο επίπεδο έμπηξης (Caisson) (**μαύρη καμπύλη**) είτε στην κορυφή της θεμελίωσης (**γκρι 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 και επεξηγείται αναλυτικά παρακάτω.

Αρχικά, το Spudcan [**Σχήμα 3.8**] δείχνει ιδιαίτερη ευαισθησία στο σημείο επιβολής της οριζόντιας φόρτισης χωρίς δέσμευση της στροφής καθώς αλλάζει εντελώς ο μηχανισμός αστοχίας που δημιουργείται. Στην περίπτωση φόρτισης στην κορυφή του, το θεμέλιο ακολουθεί μια περιστροφική κίνηση, όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.9**, η οποία ο-

δηγεί κυρίως σε διατμητική αστοχία του εδάφους γύρω του. Αντιθέτως στην περίπτωση της κεντρικής φόρτισης το θεμέλιο κινείται οριζόντια με ελάχιστη στροφή. Συνεπώς, το έδαφος αντιστέκεται με έναν συνδυασμό ορθών και διατμητικών τάσεων γεγονός που αυξάνει σημαντικά την αντοχή του σε σχέση με την φόρτιση στην κορυφή, στην οποία το έδαφος υποβάλλεται κυρίως σε διάτμηση. Στην περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης με δέσμευση της στροφής, το σημείο επιβολής της μετακίνησης δεν επηρεάζει ούτε την αντοχή ούτε τον μηχανισμό αστοχίας καθώς όπως έχει ήδη σημειωθεί το θεμέλιο έχει θεωρηθεί πλήρως άκαμπτο. Επομένως το θεμέλιο θα ακολουθήσει, αναγκαστικά ακριβώς την ίδια κίνηση είτε ασκείται η φόρτιση στην κορυφή είτε στο κέντρο του ενώ ταυτόχρονα η δυσκαμψία του συστήματος εδάφους θεμελίου παραμένει ίδια σε όλες τις περιπτώσεις. Ακόμη η H_{max} ταυτίζεται με την H_0 της φόρτισης στο κέντρο του θεμελίου **[Σχήμα 3.8, 3.9]** λόγω του παρόμοιου μηχανισμού αστοχίας που προκαλείται.

Στην περίπτωση του κοίλου ανεστραμμένου φρέατος με τον μικρό βαθμό εγκιβωτισμού $L/D=0.2$ **[Σχήμα 3.10]**, δεν παρατηρείται σημαντική επιρροή του σημείου επιβολής των φορτίσεων στο σενάριο χωρίς δέσμευση της στροφής. Πιο συγκεκριμένα, στην περίπτωση αυτή, 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 (*scour*) όταν η μετακίνηση επιβάλλεται στο επίπεδο έμπηξης, έναντι του ελαφρώς ανεστραμμένου ημικυκλίου (*retina mechanism*) 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. 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 3.11]**: το έδα-

φος αστοχεί παθητικά και ενεργητικά έμπροσθεν και όπισθεν του θεμελίου ,αντιστοιχως, με την μορφή σφήνας που κινείται διαγωνίως υπό γωνία 45° , ενώ η διατμητική ζώνη που σχηματίζεται στο επίπεδο έμπηξης είναι πρακτικώς οριζόντια αναπτύσσοντας την ίδια δύναμη (H_{max}) και για τα δύο σημεία αναφοράς, αφού η σύζευξη είναι σαφώς περιορισμένη. 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.

Στην τρίτη και τελευταία εξεταζόμενη περίπτωση, του βαθέως εγκιβωτισμένου θεμελίου με $L/D = 1.0$, οι διαφορές είναι εντονότερες **[Σχήμα 3.12]**. Ειδικότερα, λόγω του μεγάλου βάθους του θεμελίου, στην περίπτωση καθαρής τέμνουσας (H_0) στην κορυφή, το θεμέλιο αστοχεί λόγω περιστροφικής κίνησης με πόλο περιστροφής λίγο πιο ψηλά από το επίπεδο έμπηξης οδηγώντας σε αστοχία σφήνας 45° έμπροσθεν και όπισθεν στην κορυφή του θεμελίου **[Σχήμα 3.13]**. Αντιθέτως η οριζόντια φόρτιση στην κάτω παρειά του Caisson χωρίς δέσμευση παρόλο που οδηγεί και πάλι σε περιστροφική μορφή αστοχίας, αυτή πραγματοποιείται με πόλο περιστροφής που εντοπίζεται λίγο πιο ψηλά από το κέντρο βάρους του προσδίδοντας έτσι μεγαλύτερη αντοχή. Αυτό συμβαίνει διότι απαιτείται να κινητοποιηθούν εδαφικά στοιχεία στο βάθος έμπηξης τα οποία προσφέρουν και ορθή αντίσταση εκτός από διάτμητική. Ταυτόχρονα η μεγαλύτερη αντίσταση επιτυγχάνεται μέσω του ευνοϊκού γεωστατικού πεδίου στο οποίο βρίσκονται αυτά τα στοιχεία (trench effect) αλλά και μέσω του μεγαλύτερου εδαφικού όγκου που καλείται να κινητοποιηθεί σε σχέση με αυτόν της φόρτισης στην κορυφή. Η αντοχή σε μέγιστη τέμνουσα δύναμη (H_{max}) είναι η ίδια, ανεξαρτήτως του σημείου αναφοράς. Η αιτία, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως είναι η πλήρης ακαμψία του θεμελίου ενώ σε αντίθεση με τις προηγούμενες δύο λύσεις η H_{max} είναι σχεδόν διπλάσια της καθαρής τέμνουσας. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση της μέγιστης τέμνουσας ενεργοποιούνται κυρίως οι παθητικές ορθές τάσεις

των τοιχωμάτων αλλά και στην έντονη διατμητική ζώνη που δημιουργείται στο βάθος έμπηξης.

3.2.2.1 Σύγκριση των τριών Θεμελίων με Βάση την Αντοχή τους σε Τέμνουσα Δύναμη.

Η αντοχή σε όρους τέμνουσας όπως προαναφέρθηκε διαδραματίζει σημαντικό ρόλο στην απόκριση της πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου, καθώς σε ακραίες συνθήκες υπόκειται σε μεγάλη οριζόντια φόρτιση λόγω των έντονων κυματισμών αλλά και της υψηλής έντασης του αέρα. Στα πλαίσια λοιπόν της έρευνάς μας, κρίνεται αναγκαία η σύγκριση της αντοχής των εναλλακτικών θεμελιώσεων τόσο σε καθαρή τέμνουσα (H_0) όσο και σε μέγιστη (H_{max}). Ιδιαίτερη σημασία για την πραγματοποίηση της σύγκρισης δίνεται στο σημείο επιβολής της φόρτισης που επιλέγεται για το κάθε θεμέλιο. Πιο συγκεκριμένα, ως καταλληλότερο σημείο φόρτισης για το Spudcan επιλέχτηκε το κέντρο του ενώ για τα κοίλα ανεστραμμένα φρέατα επιλέχτηκε το κέντρο της κορυφής τους καθώς αυτά αποτελούν και τα κατασκευαστικά σημεία ένωσης του θεμελίου με την ανωδομή όπως περιγράφεται και στο Κεφάλαιο 2.

όπως φαίνεται στο **Σχήμα 3.14**, εμφανής είναι η υπεροχή του Spudcan όσον αφορά την καθαρή τέμνουσα (H_0) σε σχέση με τις άλλες δύο θεμελιώσεις. Η επιπλέον αντοχή που προσφέρεται από αυτό είναι της τάξης του 30% συγκριτικά με τα φρέατα και αυτό οφείλεται στο σχεδόν συμμετρικό του σχήμα το οποίο το οδηγεί σε “καθαρή” μετακίνηση ενεργοποιώντας ορθή αλλά και διατμητική αντίσταση των εδαφικών στοιχείων μέχρι το θεμέλιο να φτάσει στην αστοχία. Αντιθέτως, τα φρέατα, παρά την οριζόντια φόρτισή τους, οδηγούνται κυρίως σε περιστροφικές αστοχίες [**Σχήμα 3.15**] κατά τις οποίες προσφέρεται σε μεγαλύτερο βαθμό διατμητική αντίσταση. Επιπλέον, τα εδαφικά στοιχεία που προσφέρουν και ορθή αντίσταση στα φρέατα βρίσκονται στην επιφάνεια, γεγονός που καθιστά την επιρροή τους αρκετά μικρή σε σχέση με αυτήν των εδαφικών στοιχείων που συνεισφέρουν στο Spudcan λόγω του μεγάλου βάθους τους (trench effect) όπως περιγράφηκε αναλυτικά παραπάνω. Το ρηχό φρέαρ

διαθέτει λίγο μεγαλύτερη αντοχή από το βαθύ λόγω της μικρότερης εκκεντρότητας του η οποία το οδηγεί σε μικρότερη στροφική απόκριση. Εξετάζοντας τις δυσκαμψίες τους, το Sprudcan δείχνει να είναι πιο εύκαμπτο καθώς οδηγείται σταδιακά προς την πλαστικοποίηση.

Η κατάσταση είναι τελείως διαφορετική στην περίπτωση μέγιστης τέμνουσας (H_{max}) κατά την οποία το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ με $L/D=1$ εμφανίζει την μεγαλύτερη αντοχή και στην συνέχεια ακολουθεί το Sprudcan. Η δέσμευση της στροφής ενεργοποιεί στο μέγιστο τις παθητικές ωθήσεις οι οποίες ενεργοποιούνται πλήρως σε μεγάλο βάθος. Έτσι τα πλευρικά τοιχώματα σε αυτήν την περίπτωση υπερδιπλασιάζουν την αντοχή του υπερέχοντας του Sprudcan το οποίο αντιθέτως εμφανίζει παραπλήσιες (H_0) και (H_{max}). Επιπροσθέτως, το ρηχό κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ αντιστέκεται λιγότερο από τα τρία εξεταζόμενα θεμέλια καθώς ενεργοποιούνται μειωμένες παθητικές ωθήσεις λόγω της αστοχίας σφήνας 45° η οποία εκτείνεται σε όλο το ύψος της παράπλευρης επιφάνειας. Τέλος, οι δυσκαμψίες των θεμελίων παραμένουν ίδιες με αυτές για φόρτιση σε καθαρή τέμνουσα.

Γενικότερα, αξίζει να σημειωθεί πως και οι τρεις θεμελιώσεις εμφανίζουν παραπλήσιες ελαστικές δυσκαμψίες. Ωστόσο διαφοροποιούνται μεταβαίνοντας από τον ελαστικό κλάδο στον πλαστικό. Η πιθανότερη αιτία για αυτό το φαινόμενο είναι η μεγάλη ακαμψία που χρησιμοποιήθηκε και για τα τρία θεμέλια. Πιο αναλυτικά, όσο η φόρτιση βρίσκεται στον ελαστικό κλάδο, οποιαδήποτε μετακίνηση στο θεμέλιο μεταφέρεται αυτούσια στο έδαφος γεγονός που προσδίδει πανομοιότυπη δυσκαμψία στο σύστημα εδάφους θεμελίου και ανεξάρτητα από το σχήμα του καθενός, για τις διαστάσεις που έχουν επιλεγεί. Σημαντικές διαφορές στις δυσκαμψίες των συστημάτων εμφανίζονται όταν εμφανίζονται οι πρώτες πλαστικοποιήσεις, όπου από εκεί και πέρα η δυσκαμψία εξαρτάται από τον μηχανισμό αστοχίας που δημιουργείται σε κάθε περίπτωση. Ανάλογα με το μέγεθος των πλαστικοποιήσεων που αναπτύσσονται σε σχέση με την μετακίνηση το θεμέλιο οδηγείται με διαφορετικό τρόπο προς την

πλαστικοποίηση. Τελικά, όπως διαπιστώθηκε, η πλαστικοποίηση εξαρτάται από το σχήμα του θεμελίου αλλά και το σημείο επιβολής της φόρτισης.

3.2.3 Αντοχή σε Ροπή Ανατροπής

Ο προσδιορισμός της αντοχής σε ροπή ανατροπής είναι θεμελιώδους σημασίας για την περίπτωση λυγηρών κατασκευών, μεγάλου ύψους. Οι τρίποδες πλατφόρμες άντλησης πετρελαίου αποτελούν χαρακτηριστικό παράδειγμα τέτοιου είδους κατασκευών, καθώς, έχουν ύψη που υπερβαίνουν τα 150 m και οι ροπές που προκαλούνται από τα οριζόντια φορτία είναι αρκετά υψηλού πλάτους. Η φόρτιση γίνεται στο ύψος του καταστρώματός τους πρωτίστως από τον κυματισμό και δευτερευόντως από τον άνεμο.

Ομοίως με την περίπτωση της οριζόντιας φόρτισης εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων, και στα caisson όπως και στο Spudcan, η σύζευξη του οριζόντιου μετακινήσιου και του στροφικού βαθμού ελευθερίας, προκαλεί οριζόντια μετακίνηση όταν επιβάλλεται στροφή. Για τον λόγο αυτόν, 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 3.18** παρουσιάζονται οι καμπύλες ροπής στροφής για το Spudcan με $W/D=1$. Όσον αφορά την αντοχή σε καθαρή ροπή M_0 (αριστερό διάγραμμα) παρατηρείται ότι είναι ίδια είτε η στροφή επιβληθεί στην κορυφή είτε στο κέντρο βάρους της θεμελίωσης. Το ίδιο ισχύει και για την δυσκαμψία. Αυτό συμβαίνει καθώς η θεμελίωση όπως έχει προαναφερθεί είναι τελείως άκαμπτη και έτσι, λόγω της ελεύθερης μετακίνησης της, η περιστροφή πραγματοποιείται γύρω από τον ίδιο πόλο ακολουθώντας τον πιο εύκολο κινηματικά μηχανισμό αστοχίας [**Σχήμα 3.19**] (περιστροφικός μηχανισμός αστοχίας γύρω από το κέντρο βάρους του θεμελίου). Στην περίπτωση της αντοχής σε ροπή με δέσμευση της μετακίνησης M_{max} , η αντοχή αλλάζει ανάλογα με το σημείο επιβολής της στροφής. Το θεμέλιο αναγκάζεται να στραφεί με πόλο το σημείο επιβολής της φόρτισης και έτσι οδηγούμαστε σε διαφορετικούς μηχανισμούς

αστοχίας. Μεγαλύτερη αντοχή παρουσιάζει το θεμέλιο που στρέφεται ως προς την κορυφή του αφού, για να πραγματοποιηθεί η στροφή και να δημιουργηθεί ο συγκεκριμένος μηχανισμός, το θεμέλιο μετακινείται περισσότερο κινητοποιώντας μεγαλύτερο τμήμα του περιβάλλοντος εδάφους.

Στο **Σχήμα 3.20** παρουσιάζονται οι καμπύλες ροπής στροφής για το ρηχώς εγκιβωτισμένο κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ ($L/D=0.2$). Ως προς την αντοχή σε καθαρή ροπή M_0 παρατηρείται και πάλι 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, *scoop mechanism* [**Σχήμα 3.21**]. Διαφορά στις δυσκαμψίες δεν υπάρχει αφού το θεμέλιο είναι τελείως άκαμπτο και ο μηχανισμός αστοχίας ίδιος. Στην περίπτωση της επιβαλλόμενης στροφής με δέσμευση της μετακίνησης M_{max} εμφανίζονται διαφορές στην αντοχή ενώ η δυσκαμψία παραμένει πρακτικά ίδια. Όταν η στροφή επιβάλλεται στην κορυφή δημιουργείται ο προαναφερθείς μηχανισμός, και η αντοχή παραμένει ίδια με αυτή της ελεύθερης στροφής. Όταν, όμως, η στροφή επιβάλλεται στο επίπεδο έμπηξης παρατηρείται μία πρόσθετη διατμητική ζώνη ανεστραμμένου ημικυκλίου στο περιεχόμενο έδαφος παράγοντας τον προαναφερθέντα *retina mechanism* (Kourkoulis et al. [2012]). Όταν αυτή η εσωτερική διατμητική ζώνη σχηματίζεται, προσδίδει μεγαλύτερη αντοχή στο σύστημα αφού ενεργοποιείται μεγαλύτερο μέρος της εδαφικής στρώσης. Αυτό είναι που δικαιολογεί την μικρή αύξηση της αντοχής για επιβολή στροφής στο ύψος της έμπηξης.

Τέλος, στην περίπτωση του βαθύτερα εγκιβωτισμένου κοίλου ανεστραμμένου φρέατος ($L/D = 1$) [**Σχήματα 3.22 και 3.23**], κατά την επιβολή στροφής χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης M_0 , ισχύει ότι και στις προηγούμενες θεμελιώσεις, δηλαδή ίδια οριακή αντοχή και δυσκαμψία λόγω του άκαμπτου θεμελίου. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση της στροφής με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης M_{max} . Ενώ στο ρηχώς εγκιβωτισμένο θεμέλιο ο μηχανισμός *retina* οδηγούσε σε αυξημένη αντοχή του συστήματος, προχωρώντας σε μεγαλύτερα βάθη εγκιβωτισμού, πλέον 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 (scoop mechanism) που επικρατεί οδηγεί σε ανάπτυξη ορθών τάσεων που αντιστέκονται στην μετακίνηση σθεναρότερα έναντι του μηχανισμού ολισθήσεως των πλευρικών τοιχωμάτων, που επικρατεί όταν η θεμελίωση στρέφεται στη βάση της, η οποία οδηγεί σε ανάπτυξη κυρίως διατμητικών τάσεων και κατά συνέπεια σε γρηγορότερη αστοχία [Σχήμα 3.23].

3.2.3.1 Σύγκριση των τριών Θεμελίων με Βάση την Αντοχή τους σε Ροπή Ανατροπής

Η σύγκριση των θεμελίων σε όρους ροπής ανατροπής έχει ιδιαίτερη σημασία για την εξαγωγή συμπερασμάτων για τα πλεονεκτήματα και μειονεκτήματα της κάθε θεμελίωσης αφού, όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, οι πλατφόρμες άντλησης πετρελαίου στη θάλασσα υπόκεινται σε οριζόντιες φορτίσεις, οι οποίες με την σειρά τους οδηγούν σε τεράστιες ροπές στη θεμελίωση, λόγω του μεγάλου ύψους των υποστυλωμάτων τους. Συγκρίνονται οι αντοχές των θεμελίων για επιβολή στροφής χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης M_0 (καθαρή ροπή) καθώς και για επιβολή στροφής με δέσμευση της μετακίνησης M_{max} . Η σύγκριση πραγματοποιείται θεωρώντας ως σημεία επιβολής της φόρτισης το κέντρο βάρους του Spudcan και το κέντρο της βάσης έμπηξης των φρεάτων (caisson), καθώς, τα σημεία αυτά θεωρούνται ως αντιπροσωπευτικά για το είδος κάθε θεμελίωσης, όπως περιεγράφηκε και στο Κεφάλαιο 2

Στο Σχήμα 3.24 παρουσιάζονται σε ένα διάγραμμα οι καμπύλες ροπής στροφής για το Spudcan με $W/D=1$ και τα κοίλα ανεστραμμένα φρέατα με $L/D=0.2$ και $L/D=1$ σε καθαρή ροπή M_0 ενώ στο Σχήμα 3.15 οι αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας. Όπως είναι αναμενόμενο, η φέρουσα ικανότητα των θεμελίων για την συγκεκριμένη φόρτιση εί-

ναι σχεδόν ίδια, αφού, η επιλογή τους πραγματοποιήθηκε έτσι ώστε να έχουν ισοδύναμη αντοχή για οριζόντια μετακίνηση των υποστυλωμάτων τους στην κορυφή, οδηγώντας τα έτσι πρακτικά σε αστοχία σε καθαρή ροπή M_0 (Βλέπε Κεφάλαιο 2.3). Όσον αφορά τις δυσκαμψίες του συστήματος θεμελίου εδάφους παρατηρούνται μικρές διαφορές μεταξύ των εναλλακτικών λύσεων. Αυτό οφείλεται στην πλήρη ακαμψία των ίδιων των θεμελίων και στην μικρή επιρροή που φαίνεται να έχει στην δυσκαμψία, υπό τη συγκεκριμένη φόρτιση, το σχήμα τους.

Στη σύγκριση που πραγματοποιήθηκε με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (M_{max}), παρατηρήθηκαν διαφορές μεταξύ των θεμελίων όπως φαίνεται και στα **Σχήματα 3.26** και **3.27**. Οι αντοχές και δυσκαμψίες του ρηχώς εγκιβωτισμένου φρέατος και του *Srudcan* παρέμειναν σχεδόν ίδιες και ίσες μεταξύ τους, αφού οι μηχανισμοί αστοχίας των θεμελίων δεν άλλαξαν. Η αντοχή όμως του φρέατος με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D=1$ διπλασιάστηκε αφού ο μηχανισμός αστοχίας για την συγκεκριμένη περίπτωση οδηγεί σε ανάπτυξη μεγάλων ορθών τάσεων πέρα των διατμητικών που οδηγούν τελικά στην αστοχία.

3.3 Αλληλεπίδραση Τέμνουσας Δύναμης Ροπής Ανατροπής για το Θεμέλιο Τύπου *Srudcan*

Όπως τονίστηκε στις προηγούμενες παραγράφους, στην περίπτωση των υπεράκτιων πλατφορμών άντλησης πετρελαίου μεταφέρονται στην θεμελίωση τέμνουσες δυνάμεις και μεγάλες ροπές ανατροπής με ταυτόχρονη δράση αξονικών δυνάμεων. Συνεπώς προκύπτει η ανάγκη δημιουργίας διαγραμμάτων αλληλεπίδρασης ροπής ανατροπής τέμνουσας δύναμης (HM) για διαφορετικές τιμές του κατακόρυφου φορτίου V , καθώς η μείωση της φέρουσας ικανότητας σε τέμνουσα δύναμη και σε ροπή ανατροπής λόγω του κατακόρυφου φορτίου είναι σημαντική για το συγκεκριμένο πρόβλημα. Έχει ήδη δειχθεί στα προηγούμενα ότι η μέγιστη αντοχή σε ροπή ανατροπής M_{max} είναι μεγαλύτερη από την αντοχή M_0 και συμβαίνει παρουσία αρνητικής τέμνουσας όταν ως σημείο αναφοράς θεωρείται η κορυφή της θεμελίωσης, ενώ όταν θεωρείται

το κέντρο βάρους της συμβαίνει παρουσία μικρής θετικής τέμνουσας. Συγχρόνως, η μέγιστη αντοχή σε τέμνουσα H_{max} για σημείο αναφοράς την κορυφή είναι μεγαλύτερη από την αντοχή H_0 και επιτυγχάνεται για μη μηδενική ροπή.

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο, κατασκευάστηκαν οι περιβάλλουσες αστοχίας για το Sprudcan με βαθμό εγκιβωτισμού $W/D=1$ για τα δύο σημεία επιβολής των φορτίων (κέντρο βάρους και κορυφή) και για τρεις διαφορετικές τιμές του κατακόρυφου φορτίου όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 3.28**. Για την εξαγωγή τους χρησιμοποιήθηκαν και οι δύο μέθοδοι που περιγράφηκαν στο 1^ο Κεφάλαιο, τα λεγόμενα *probe tests* και *swipe tests*. Έτσι, κατασκευάστηκαν καμπύλες για μηδενική κατακόρυφη δύναμη ($V=0$) και για κατακόρυφη δύναμη ίση με το 0.3 και 0.9 της φέρουσας ικανότητας της θεμελίωσης ($V=0.3 V_{ult}$ και $V=0.9 V_{ult}$) προσομοιώνοντας την κατακόρυφη φόρτιση κατά την λειτουργικότητα όπου ο συντελεστής ασφαλείας είναι περίπου ίσος με 3 και κατά την έμπηξη όπου το θεμέλιο οδηγείται στην αστοχία. Παρατηρούμε ότι για τα φορτία της λειτουργικότητας, όπου το σύστημα συμπεριφέρεται ελαστικά, η μείωση της αντοχής της θεμελίωσης σε HM είναι πολύ μικρή. Αντίθετα, με την αύξηση του φορτίου στο 0.9 του V_{ult} η αντοχή μειώνεται αισθητά καθιστώντας ιδιαίτερα κρίσιμο το στάδιο της έμπηξης του θεμελίου όπου η συμπεριφορά του εδάφους είναι έντονα πλαστική. Τέλος, παρατηρείται έντονη σύζευξη της τέμνουσας με την ροπή ανατροπής για τις καμπύλες με σημείο επιβολής του φορτίου την κορυφή του θεμελίου ενώ για εκείνες με σημείο επιβολής το κέντρο βάρους της θεμελίωσης το αποτέλεσμα είναι ένα σχεδόν συμμετρικό διάγραμμα.

Στο **Σχήμα 3.29** παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες αστοχίας για το κέντρο βάρους της θεμελίωσης και συγκρίνονται με αντίστοιχες που πραγματοποιήθηκαν από τους Zhang et al [2011] για γραμμικώς αυξανόμενο έδαφος. Η υπεραντοχή που φαίνεται να υπάρχει στην παρούσα εργασία οφείλεται στο γεγονός ότι το έδαφος θεωρήθηκε ομογενές με αστράγγιστη διατμητική αντοχή S_u ίση με 45 kPa σε αντίθεση με το έδαφος των Zhang et al που έχει γραμμικώς αυξανόμενη αντοχή με αύξηση 1.2 kPa ανά

μέτρο. Στο **Σχήμα 3.30** 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 καμπύλων αστοχίας για φόρτιση στην κορυφή, καθώς αυτές έχουν τιμές μεγαλύτερες της μονάδας και συνεπώς αποκλίνουν από την μορφή του ημικυκλίου. Αντίθετα, για φόρτιση στο κέντρο βάρους, όπου η σύζευξη ροπής-τέμνουσας είναι μικρή, το ημικύκλιο του Murff λειτουργεί ικανοποιητικά έχοντας πολύ μικρές αποκλίσεις.

3.4 Σύνοψη

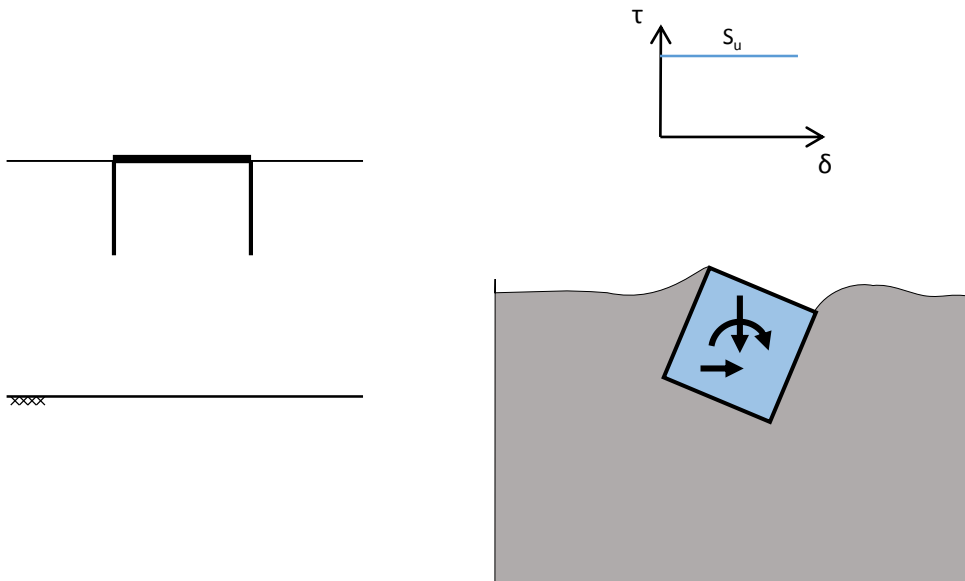
Αρχικά στο παρόν κεφάλαιο, μελετήθηκε η φέρουσα ικανότητα των επιλεγμένων θεμελιών σε φορτίσεις HVM. Η διερεύνηση αυτή σε πρώτο στάδιο πραγματοποιήθηκε για το κάθε θεμέλιο ξεχωριστά εξετάζοντας δύο περιπτώσεις με διαφορετικά σημεία επιβολής της φόρτισης. Στην συνέχεια, πραγματοποιήθηκε μια προκαταρκτική σύγκριση των φερουσών ικανοτήτων των εξεταζόμενων θεμελιών με σκοπό την εύρεση της αποδοτικότερης επιλογής για την θεμελίωση της πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου. Τα αποτελέσματα δείχνουν μια μικρή σχετικά υπεροχή του Spudcan. Όπως έχει προαναφερθεί η κατασκευή μας υπόκειται σε μεγάλα αξονικά φορτία, γεγονός που καθιστά το Spudcan την καλύτερη λύση έστω και με μικρή διαφορά σε σχέση με το ρηχό ανεστραμμένο κοίλο φρέαρ με $L/D=0.2$. Προς την ίδια κατεύθυνση κινούνται και τα αποτελέσματα από την σύγκριση της τέμνουσας δύναμης, στην οποία το Spudcan υπερέχει μεν σε όρους καθαρής τέμνουσας αλλά υστερεί έναντι του φρέατος με $L/D=1$ σε όρους μέγιστης τέμνουσας. Ακόμη, δεν εντοπίστηκαν αξιοσημείωτες διαφορές στις δυσκαμψίες των συστημάτων εδάφους θεμελίου που μελετήθηκαν. Συνεπώς, δεν μπορούμε να οδηγηθούμε σε ασφαλή και ξεκάθαρα συμπεράσματα για την καταλληλότερη λύση καθώς το πραγματικό πρόβλημα είναι πολύ πιο πολύπλοκο και σύνθετο.

Ακολούθως, κατασκευάστηκαν οι περιβάλλουσες αστοχίας σε συνδυασμένη φόρτιση HM για τρία διαφορετικά σενάρια κατακόρυφης δύναμης με επιβολή αρχικά στην

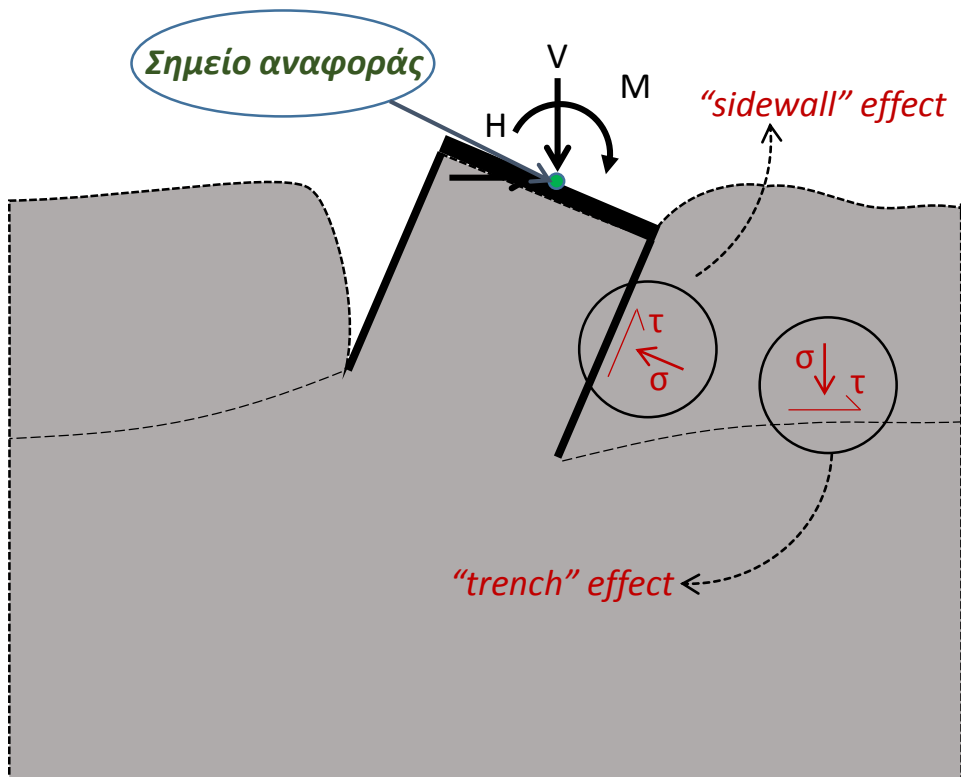
κορυφή του θεμελίου και στην συνέχεια στο κέντρο του για την καλύτερη εκτίμηση της απόκρισής του σε ρεαλιστικότερα σενάρια φόρτισης. Στα επόμενα κεφάλαια, συνεχίζεται η προσπάθεια εύρεσης της αποτελεσματικότερης θεμελίωσης λαμβάνοντας αρχικά υπόψιν την απόκριση του θεμελίου ως μέρος της πραγματικής κατασκευής καθώς και πραγματοποιούνται ανακυκλικές και σεισμικές φορτίσεις.

Σχήματα 3^{ου} Κεφαλαίου

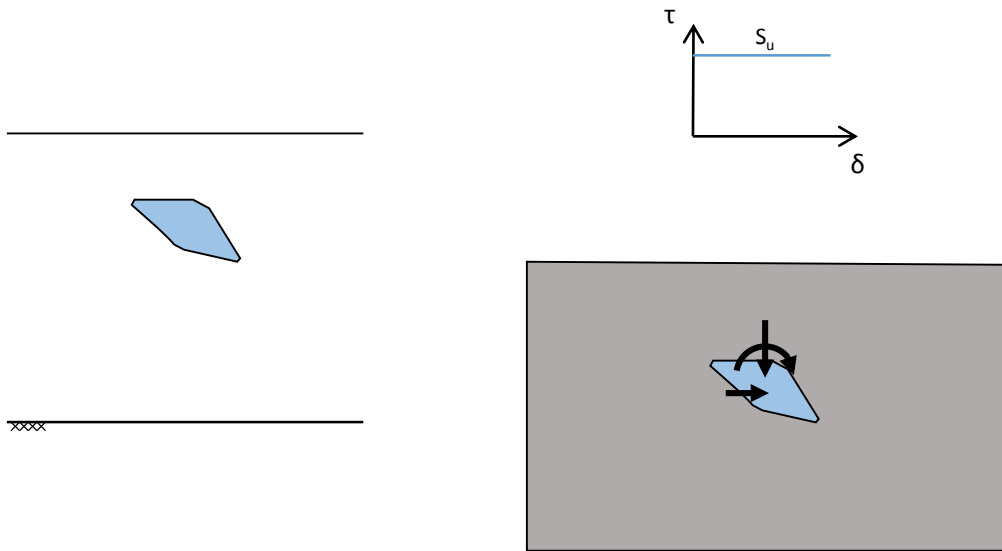
Φέρουσα Ικανότητα



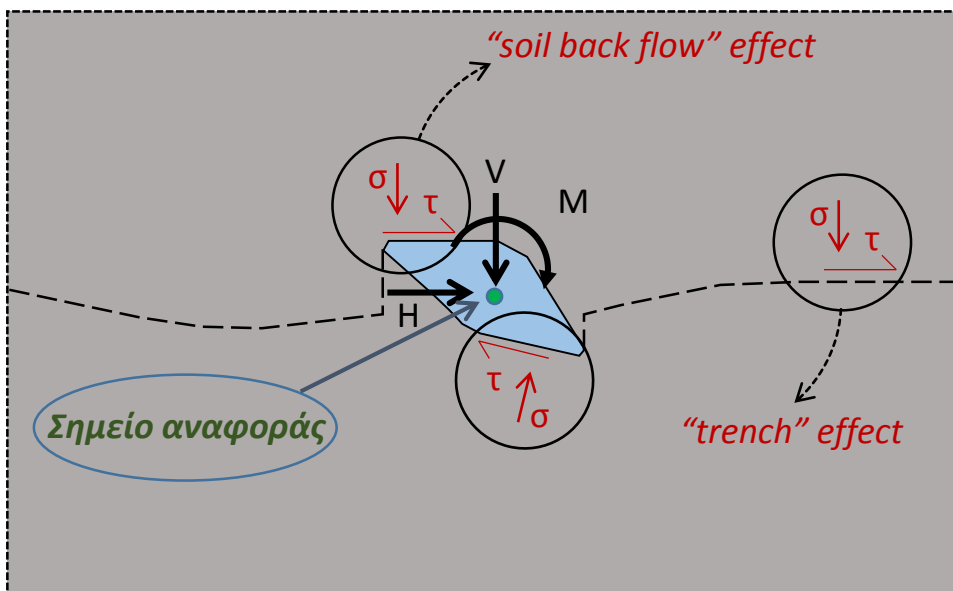
Σχήμα 3.1. Συνθήκες επαφής θεμελίου-εδάφους πλήρης, με απεριόριστη εφελκυστική αντοχή και $\tau = S_u$ χωρίς να επιτρέπεται η αποκόλληση



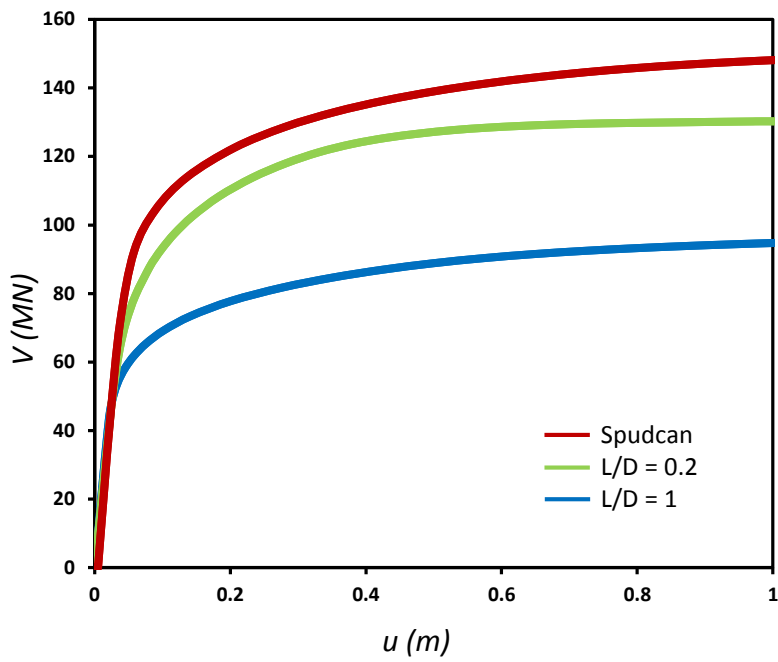
Σχήμα 3.2. Η επίδραση του εγκιβωτισμού της θεμελίωσης στην φέρουσα ικανότητα και στην δυσκαμψία του συστήματος : *trench effect* και *sidewall effect*



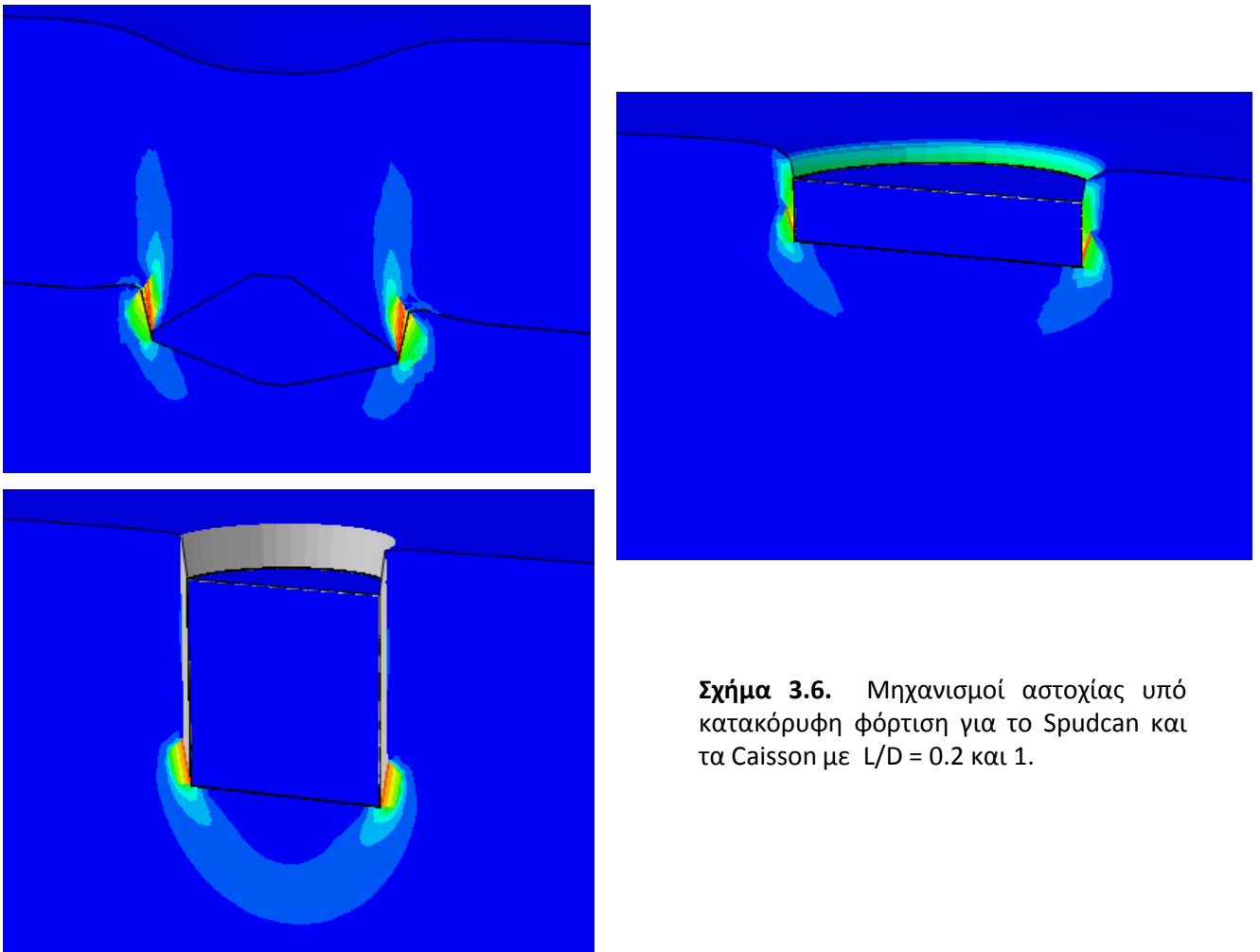
Σχήμα 3.3. Συνθήκες επαφής θεμελίου εδάφους πλήρης, με απεριόριστη εφελκυστική αντοχή και $\tau = S_u$ χωρίς να επιτρέπεται η αποκόλληση



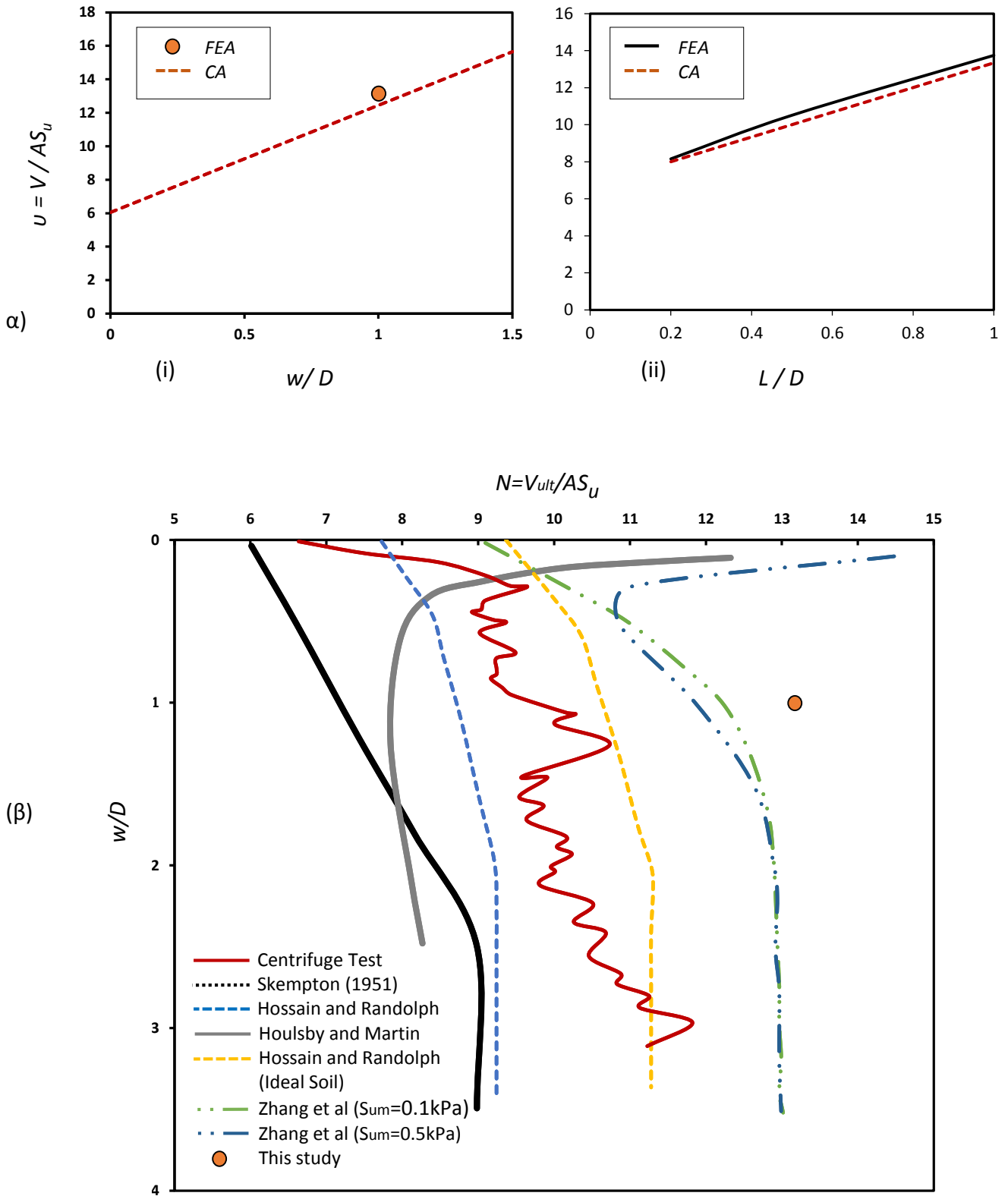
Σχήμα 3.4. Η επίδραση της εμπειξης της θεμελίωσης στην φέρουσα ικανότητα και στην δυσκαμψία του συστήματος : *trench effect* και *soil back flow effect*



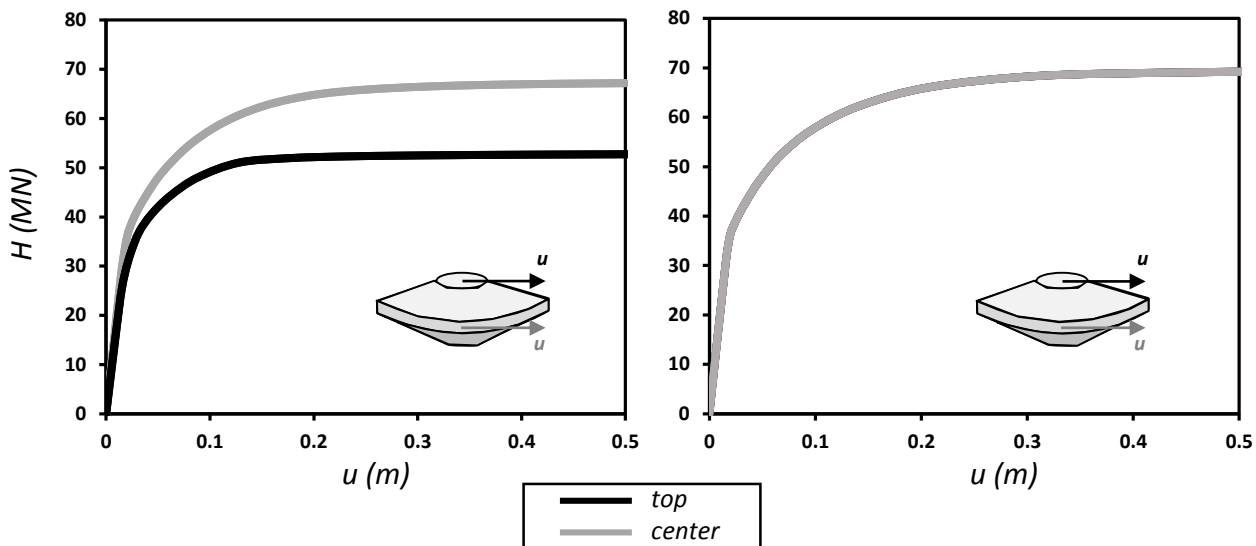
Σχήμα 3.5. Καμπύλες κατακόρυφου φορτίου-καθίζησης για το Spudcan και τα caisson με $L/D=0.2$, $L/D=1$



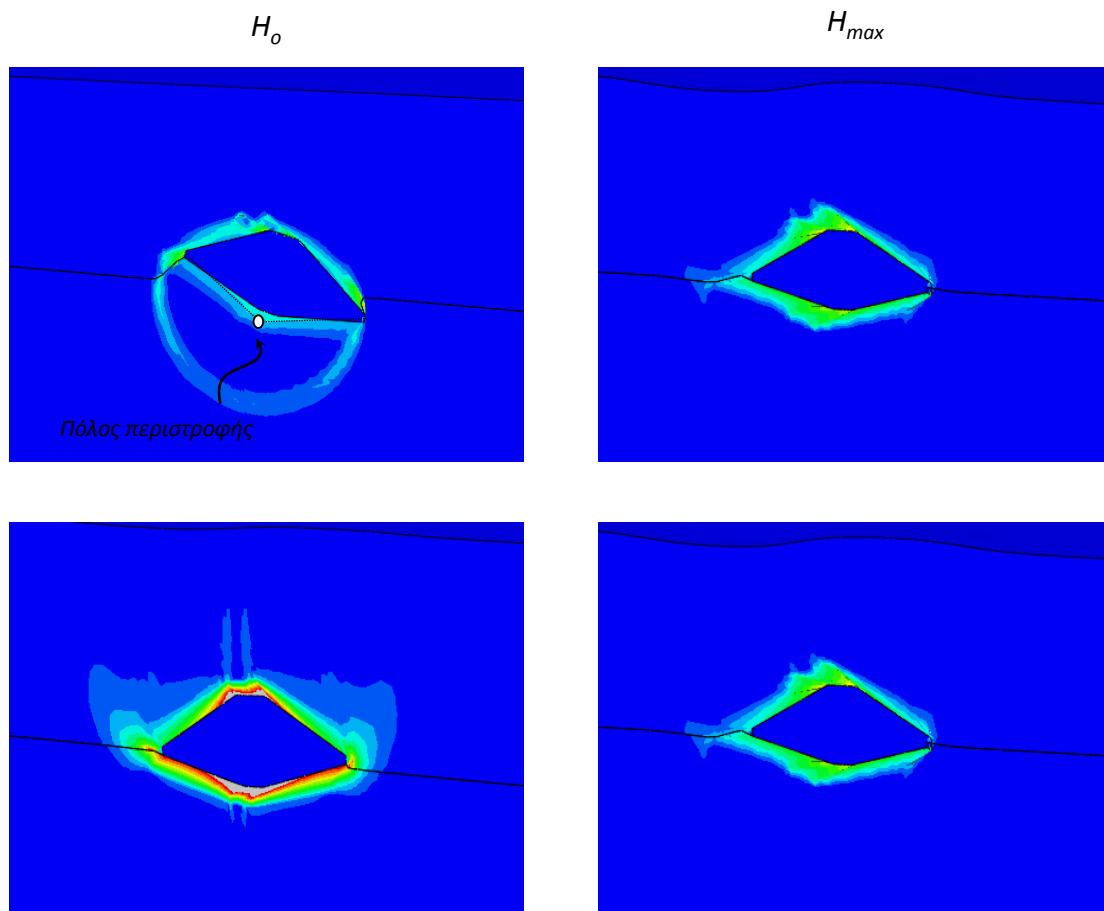
Σχήμα 3.6. Μηχανισμοί αστοχίας υπό κατακόρυφη φόρτιση για το Spudcan και τα Caisson με $L/D = 0.2$ και 1 .



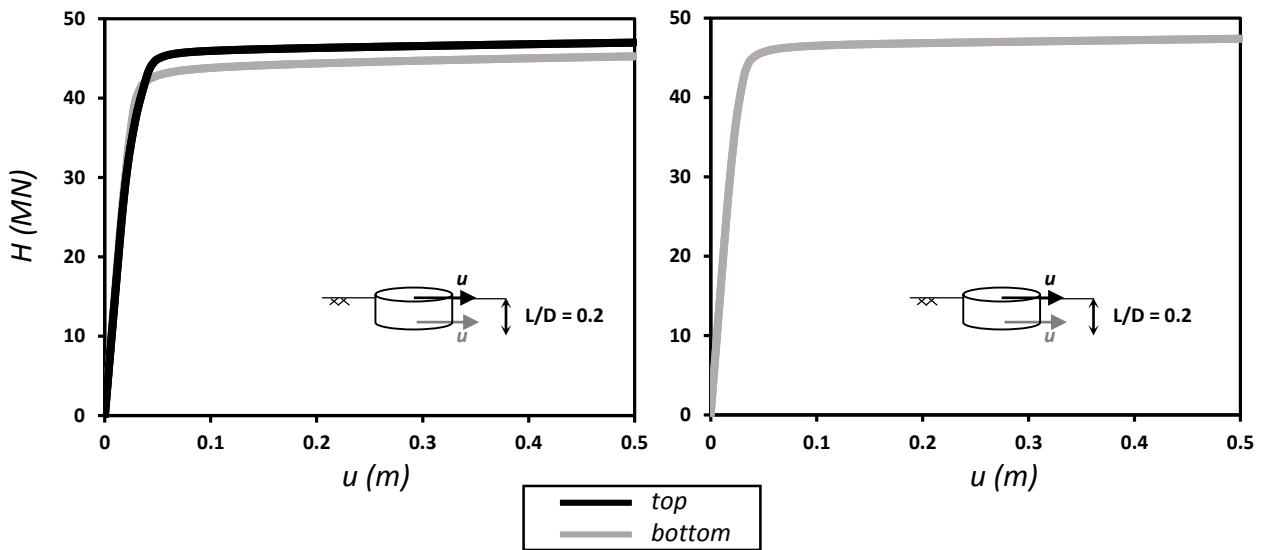
Σχήμα 3.7. α) φέρουσα ικανότητα συναρτήσεως του βαθμού εγκιβωτισμού (i) του Srudcan και (ii) του κοίλου ανεστραμένου φρέατος : σύγκριση της ανάλυσης πεπερασμένων στοιχείων (FEA) με τις λύσεις της συμβατικής θεωρίας φέρουσας ικανότητας (CA) (πάνω) β) φέρουσα ικανότητα Srudcan συναρτήσεως του βάθους εγκιβωτισμού : σύγκριση της ανάλυσης μας με πειραματικά αποτελέσματα, συμβατικές θεωρήσεις καθώς και άλλες αριθμητικές επιλύσεις (κάτω).



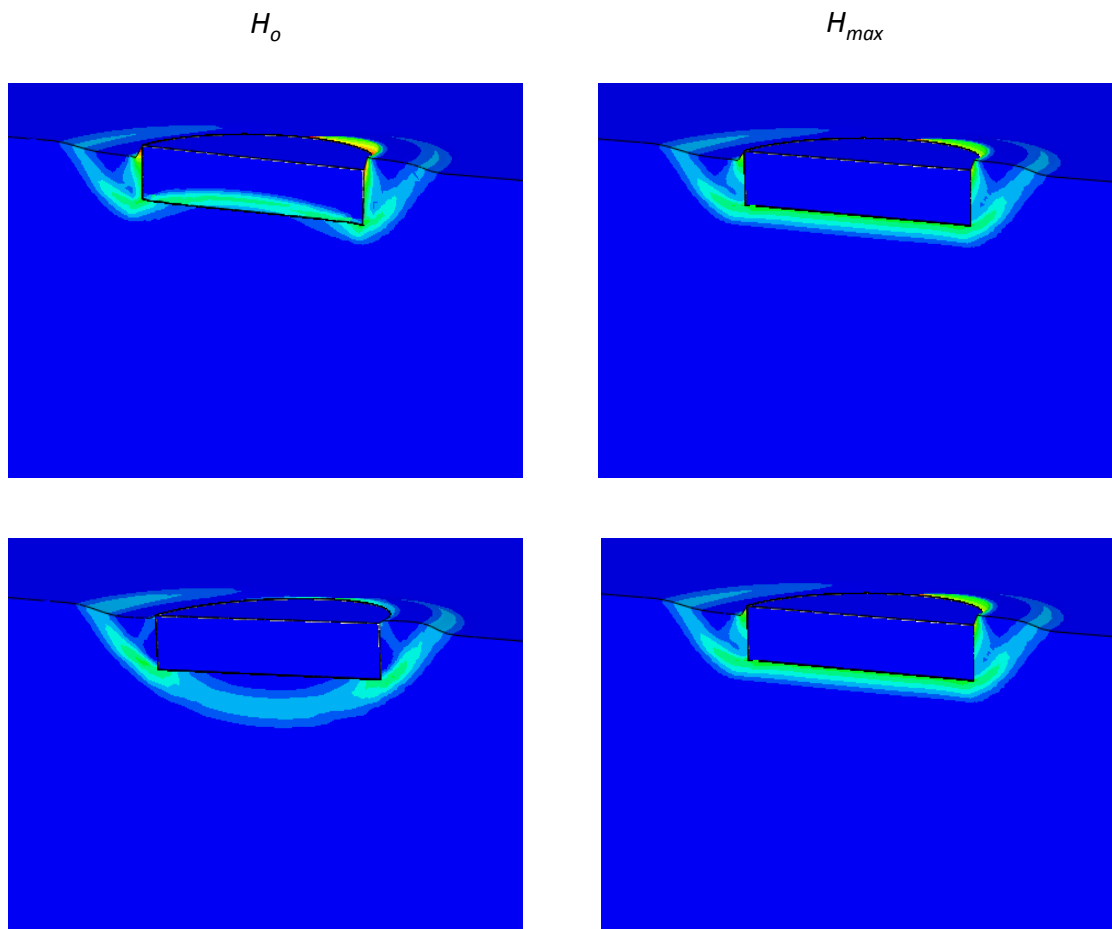
Σχήμα 3.8. Καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης για το θεμέλιο χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της στροφής (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο κέντρο του (γκρι καμπύλη)



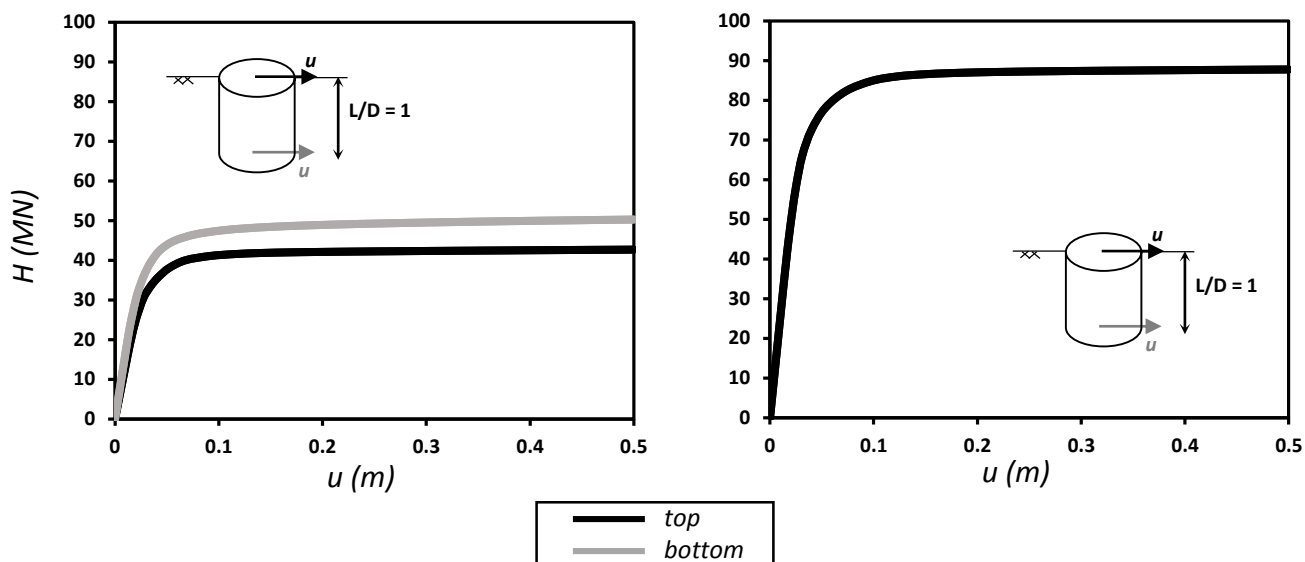
Σχήμα 3.9. Μηχανισμοί αστόχιας υπό οριζόντια φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό έμπτυξης $w/D=1$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερά) και με δέσμευση της στροφής (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο κέντρο του θεμελίου (κάτω)



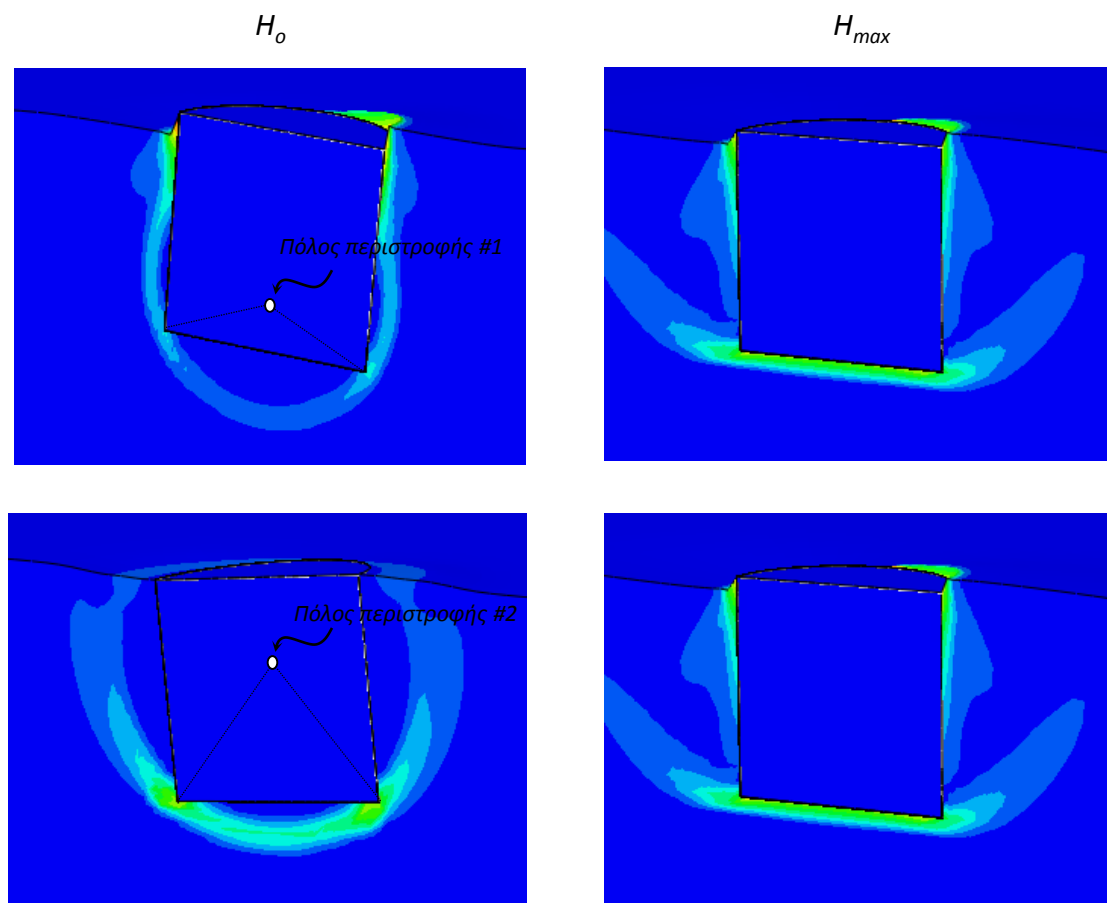
Σχήμα 3.10. Καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της στροφής (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή - *top* (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπτηξης - *bottom* (γκρι καμπύλη)



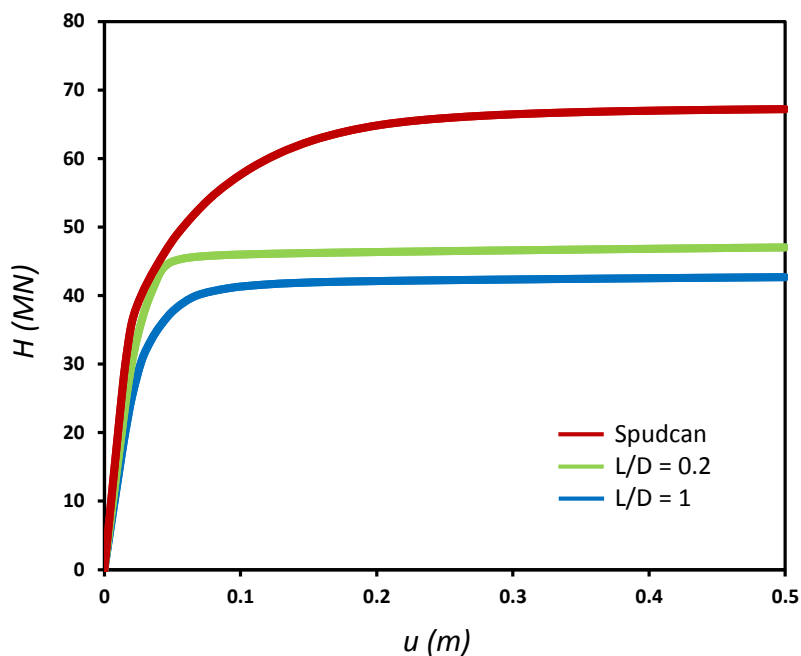
Σχήμα 3.11. Μηχανισμοί αστόχιας υπό οριζόντια φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0,2$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερά) και με δέσμευση της στροφής (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπτηξης (κάτω)



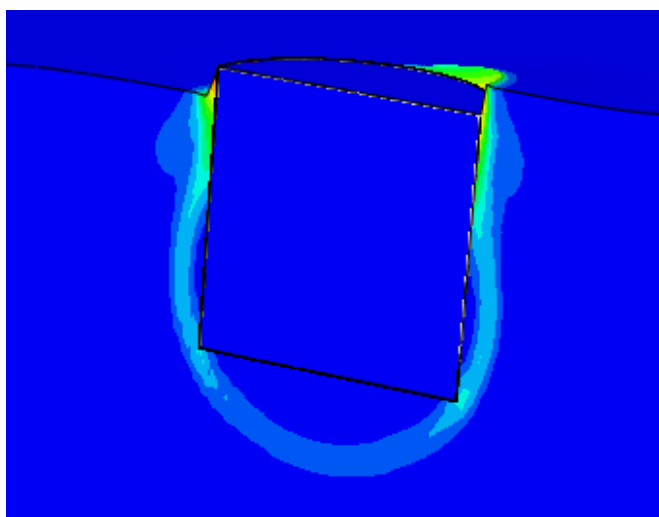
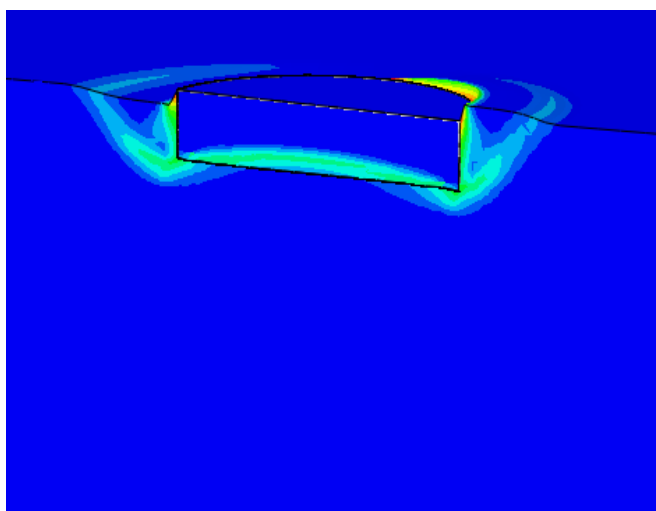
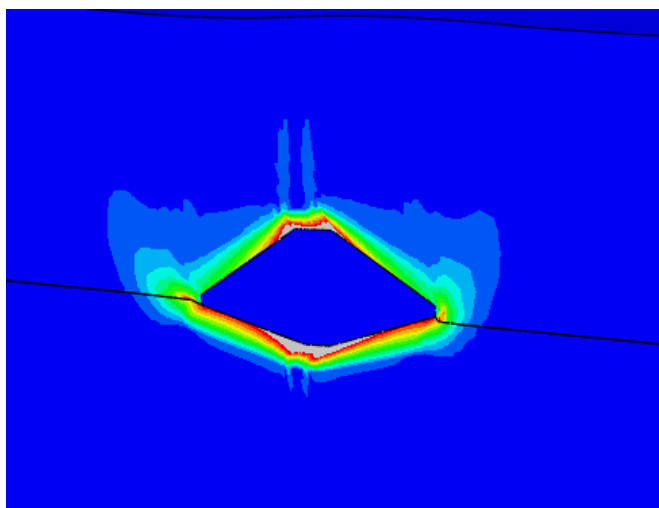
Σχήμα 3.12. Καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετακίνησης για το θεμέλιο με $L/D=1$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της στροφής (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπτυξης (γκρι καμπύλη)



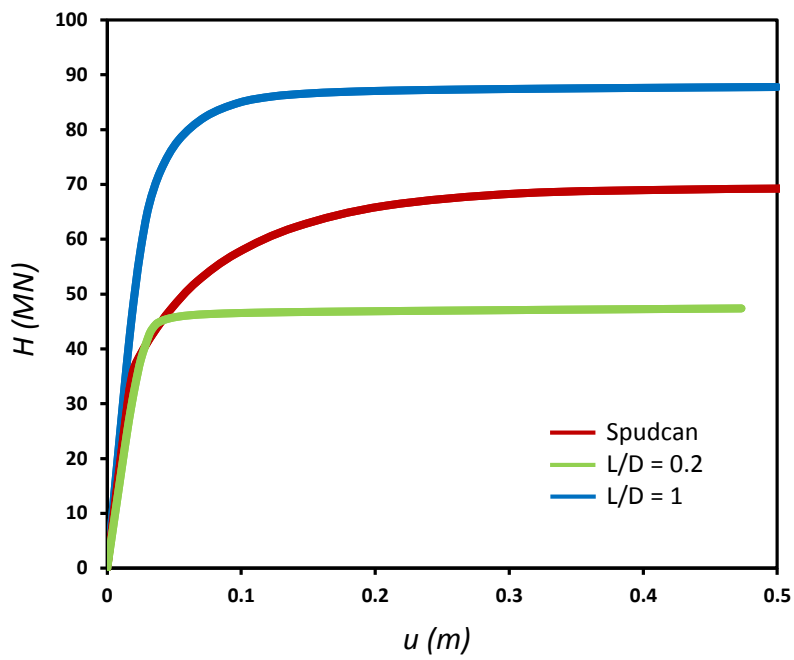
Σχήμα 3.13. Μηχανισμοί αστόχιας υπό οριζόντια φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκλιωτισμού $L/D = 1$ χωρίς δέσμευση της στροφής (αριστερά) και με δέσμευση της στροφής (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπτυξης (κάτω)



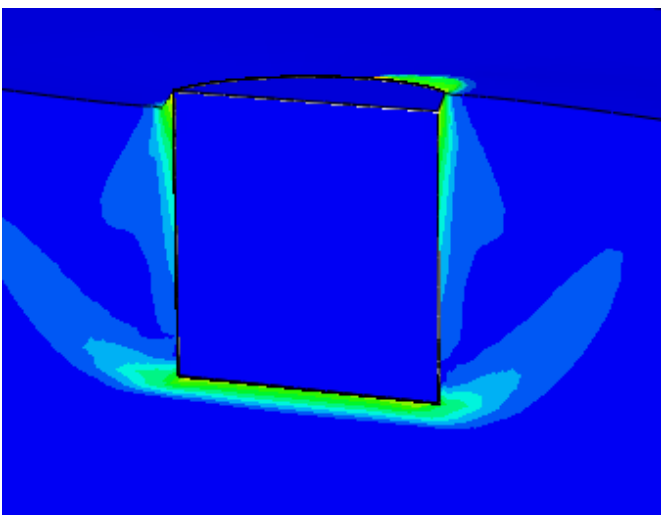
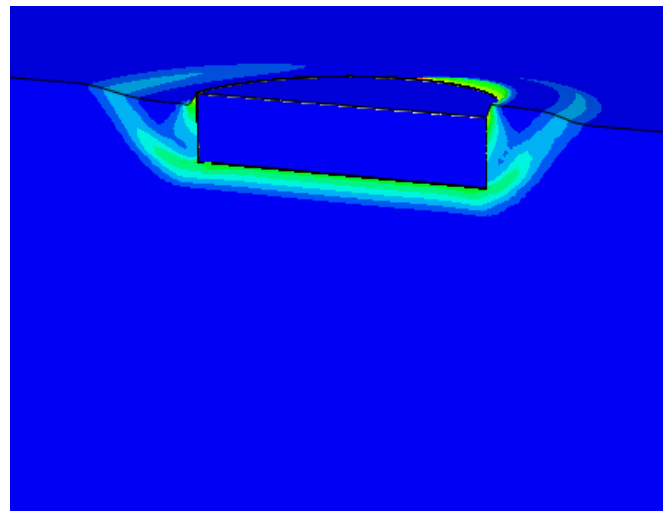
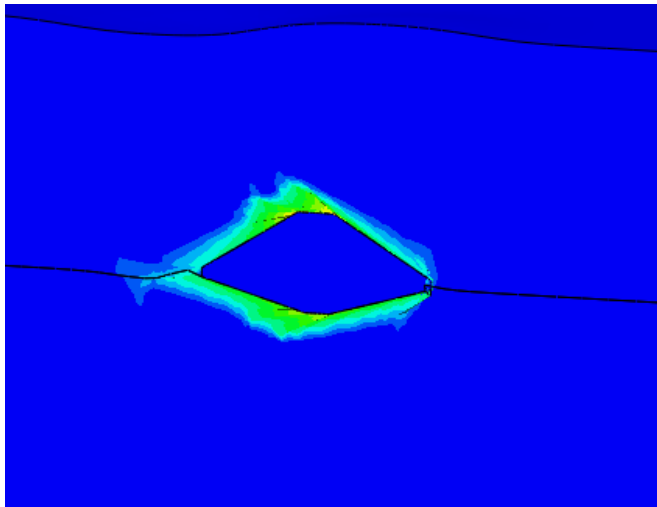
Σχήμα 3.14. Καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετατόπισης για το Spudcan και τα caisson με $L/D=0.2$, $L/D=1$ χωρίς δέσμευση της στροφής



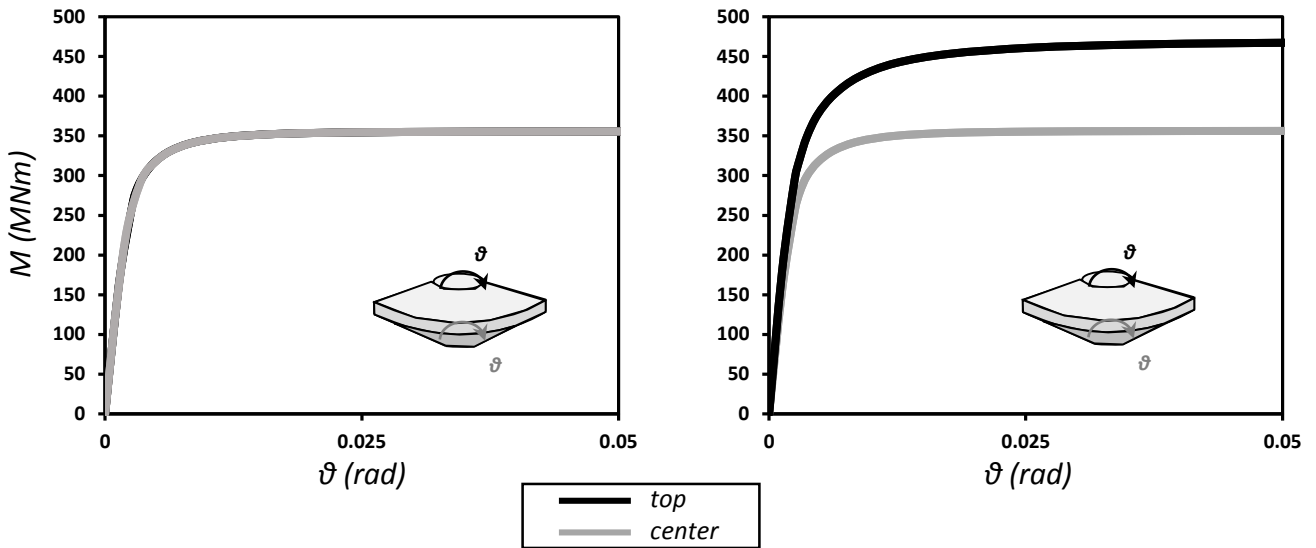
Σχήμα 3.15. Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης για το Spudcan και τα Caisson με $L/D = 0.2$ και 1.



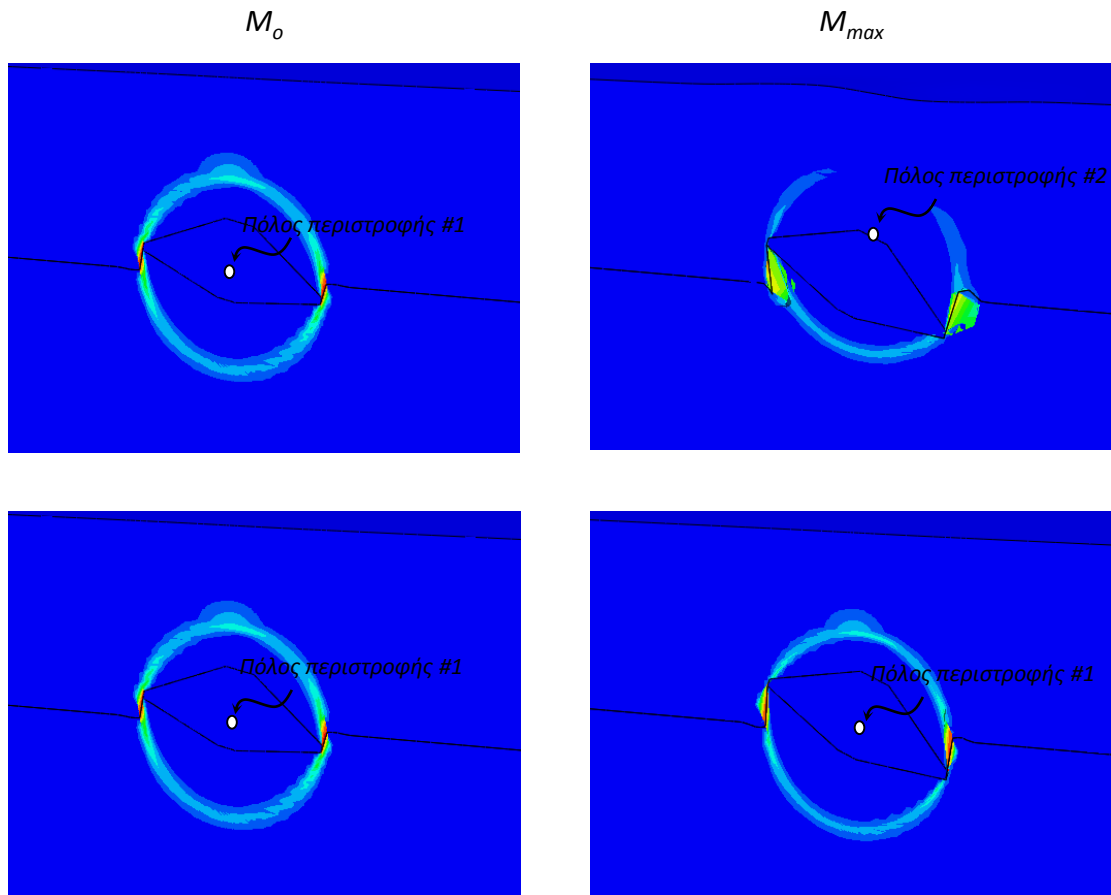
Σχήμα 3.16. Καμπύλες οριζόντιου φορτίου-μετατόπισης για το Spudcan και τα caisson με $L/D=0.2$, $L/D=1$ με δέσμευση της στροφής



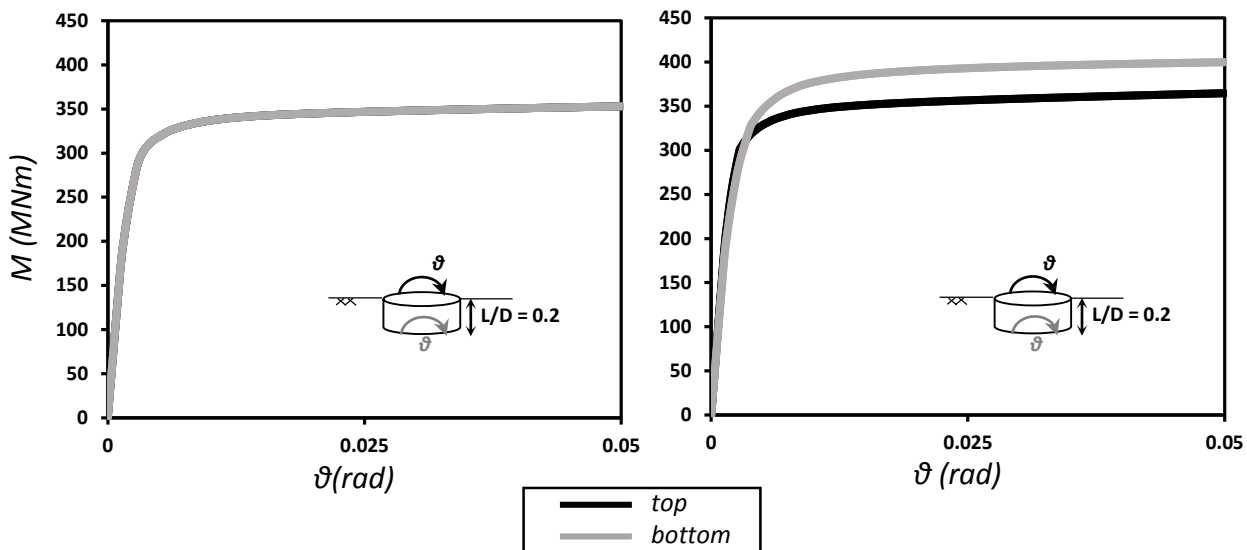
Σχήμα 3.17. Μηχανισμοί αστοχίας υπό οριζόντια φόρτιση με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης για το Spudcan και τα Caisson με $L/D = 0.2$ και 1.



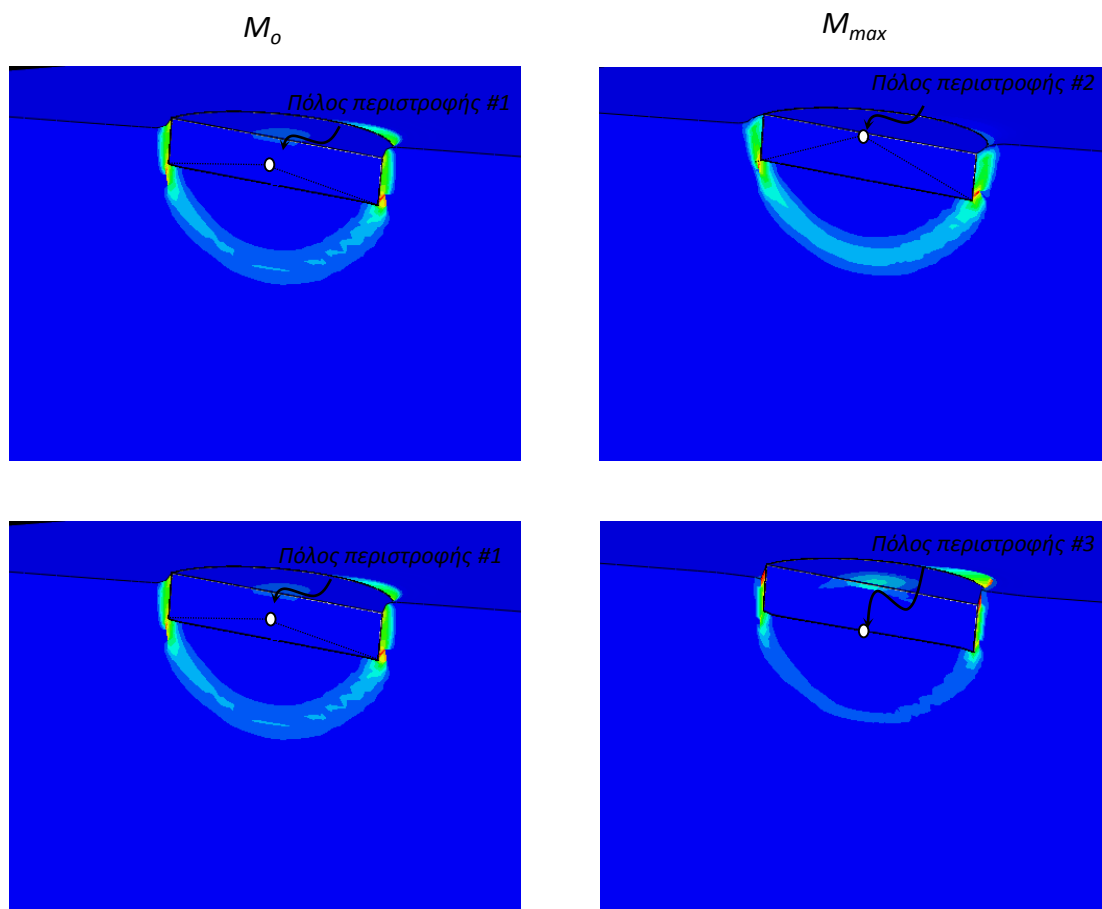
Σχήμα 3.18. Καμπύλες ροπής-στροφής για το θεμέλιο με βαθμό εγκλιβωτισμού $W/D=1$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο κέντρο του (γκρι καμπύλη)



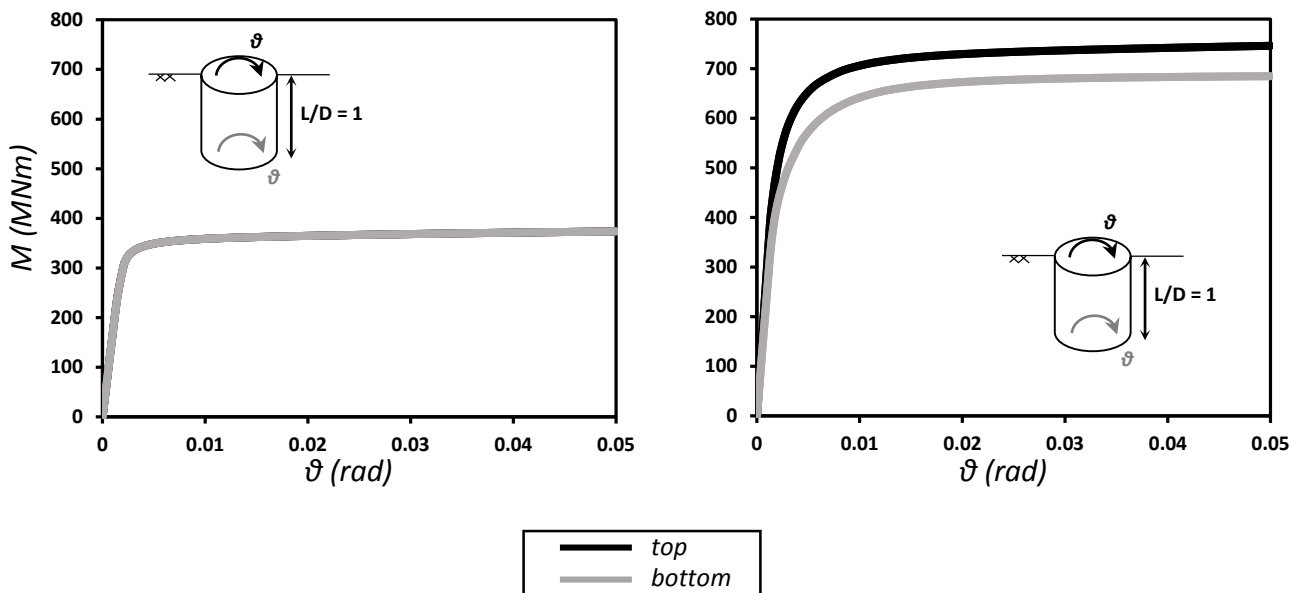
Σχήμα 3.19. Μηχανισμοί αστόχιας υπό περιστροφική φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό έμπτυξης $w/D=1$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερά) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο κέντρο του (κάτω)



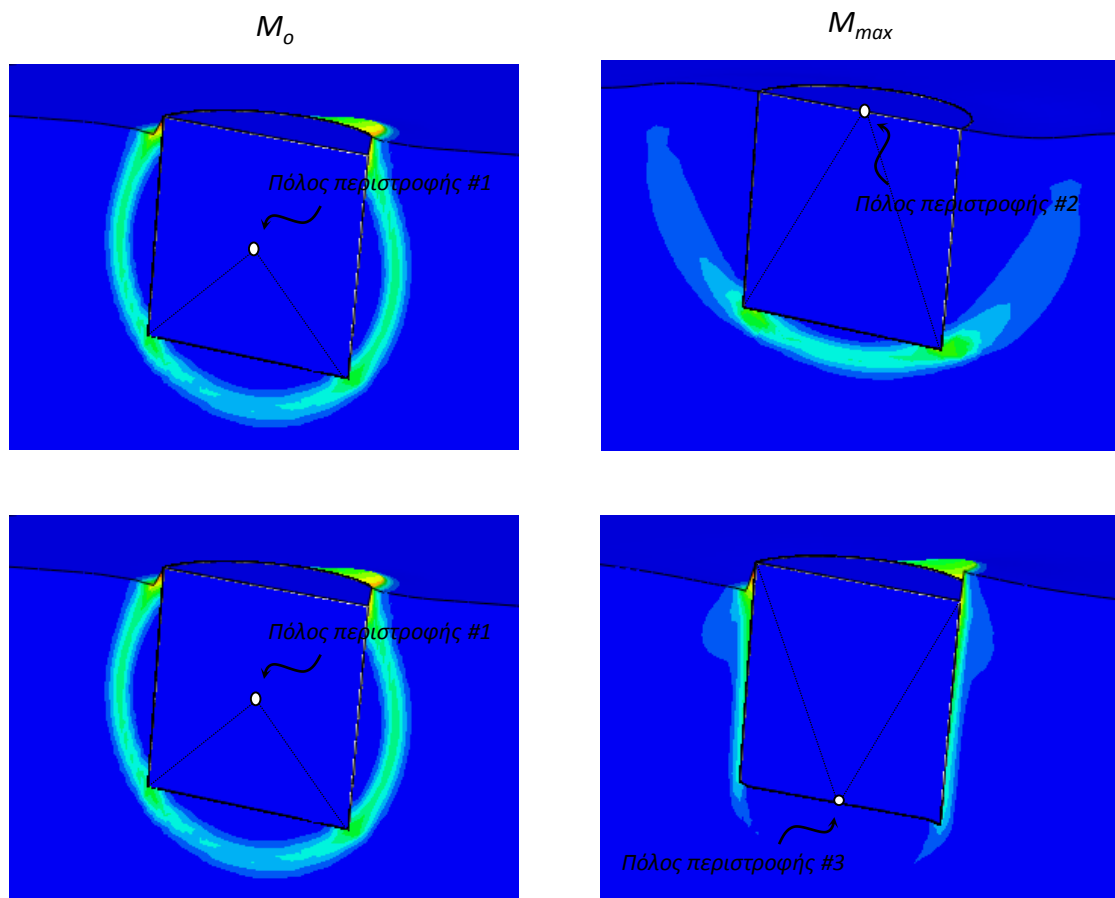
Σχήμα 3.20. Καμπύλες ροπής-στροφής για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0,2$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπηξης (γκρι καμπύλη)



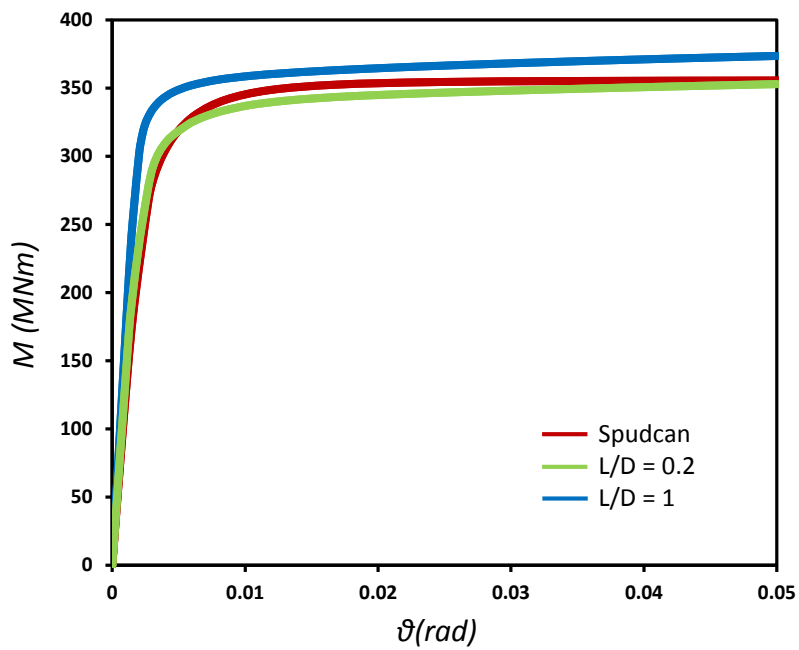
Σχήμα 3.21. Μηχανισμοί αστόχιας υπό περιστροφική φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 0.2$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερά) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπηξης (κάτω)



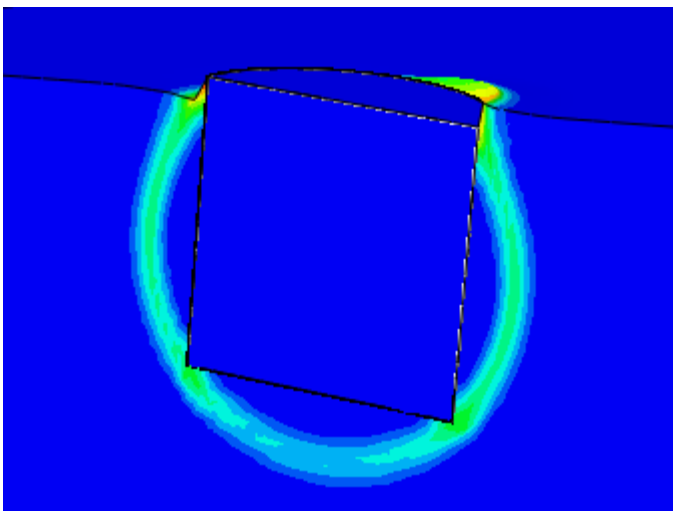
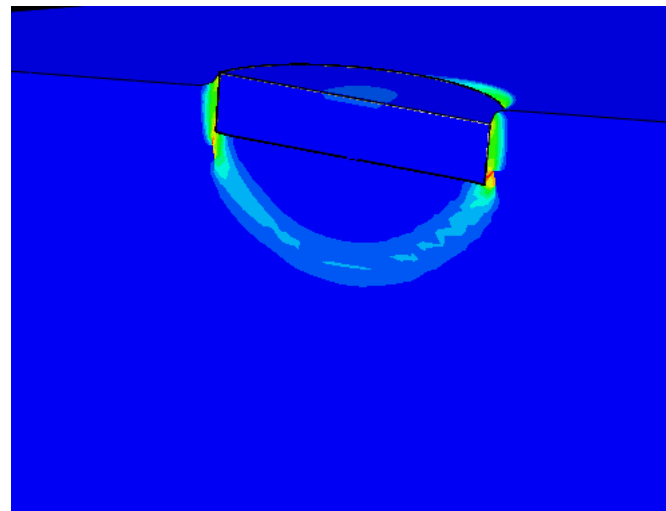
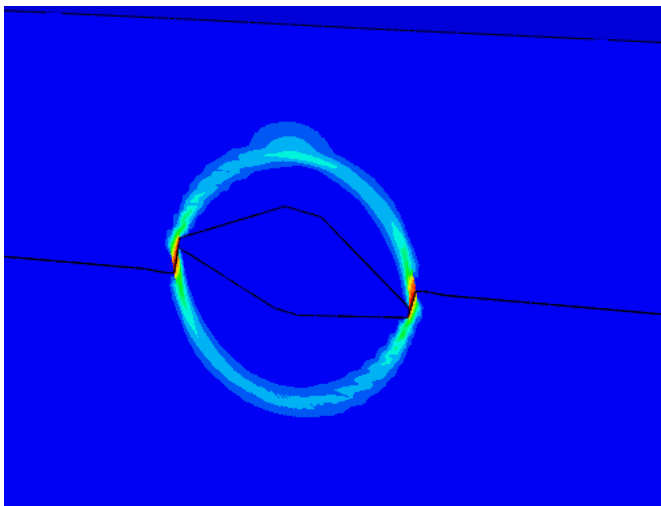
Σχήμα 3.22. Καμπύλες ροπής-στροφής για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D=1$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερό διάγραμμα) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξί διάγραμμα) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (μαύρη καμπύλη) και στο επίπεδο έμπηξης (γκρι καμπύλη)



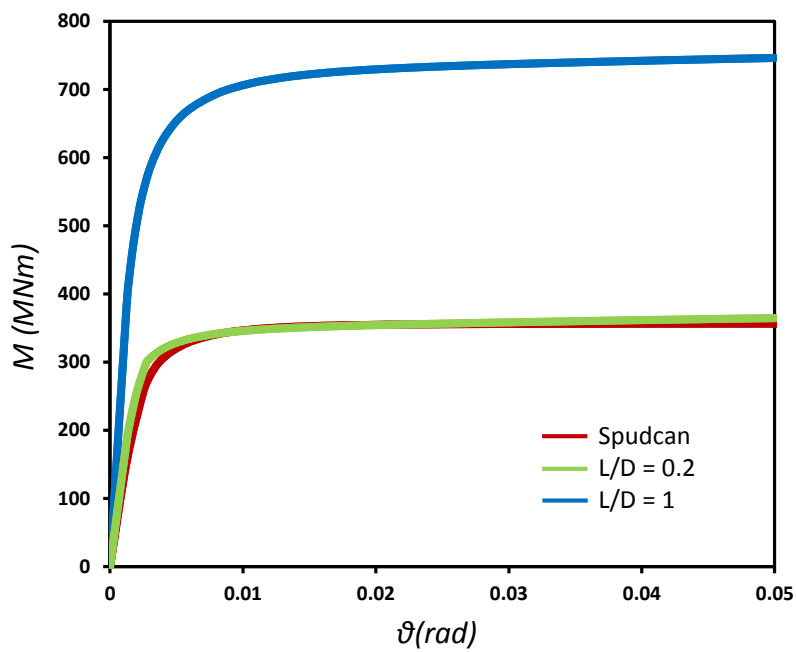
Σχήμα 3.23. Μηχανισμοί αστόχιας υπό περιστροφική φόρτιση για το θεμέλιο με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D = 1$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (αριστερά) και με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης (δεξιά) για επιβεβλημένη φόρτιση στην κορυφή (πάνω) και στο επίπεδο έμπηξης (κάτω)



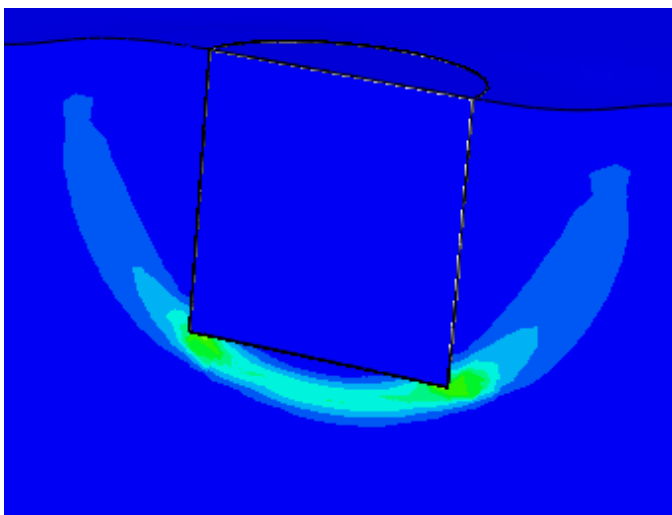
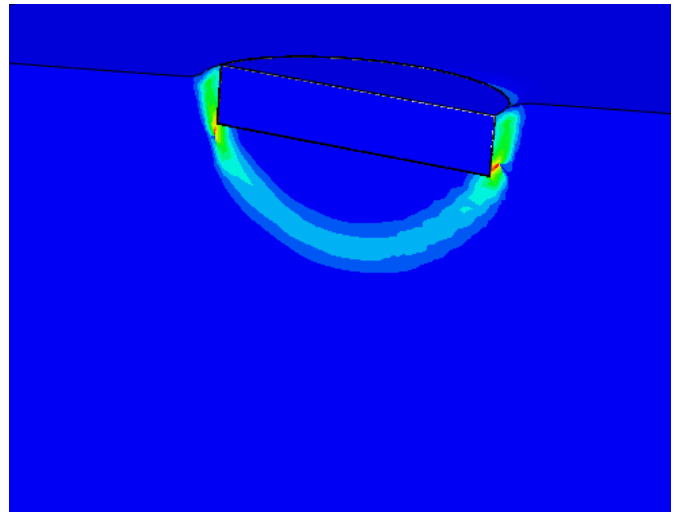
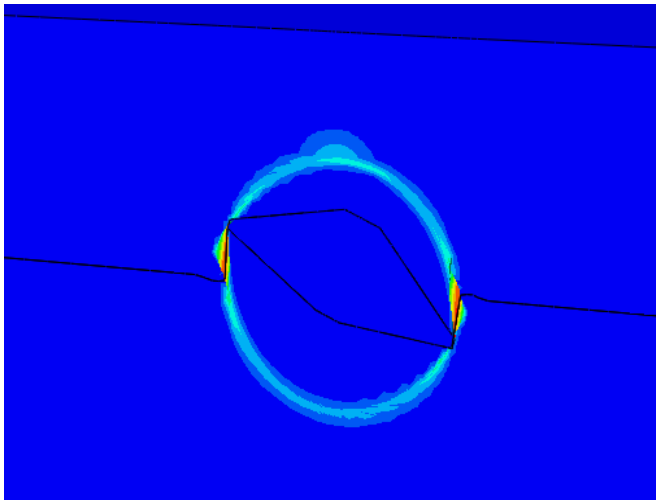
Σχήμα 3.24. Καμπύλες ροπής-στροφής για το Spudcan και τα caisson με $L/D=0.2$, $L/D=1$ χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης



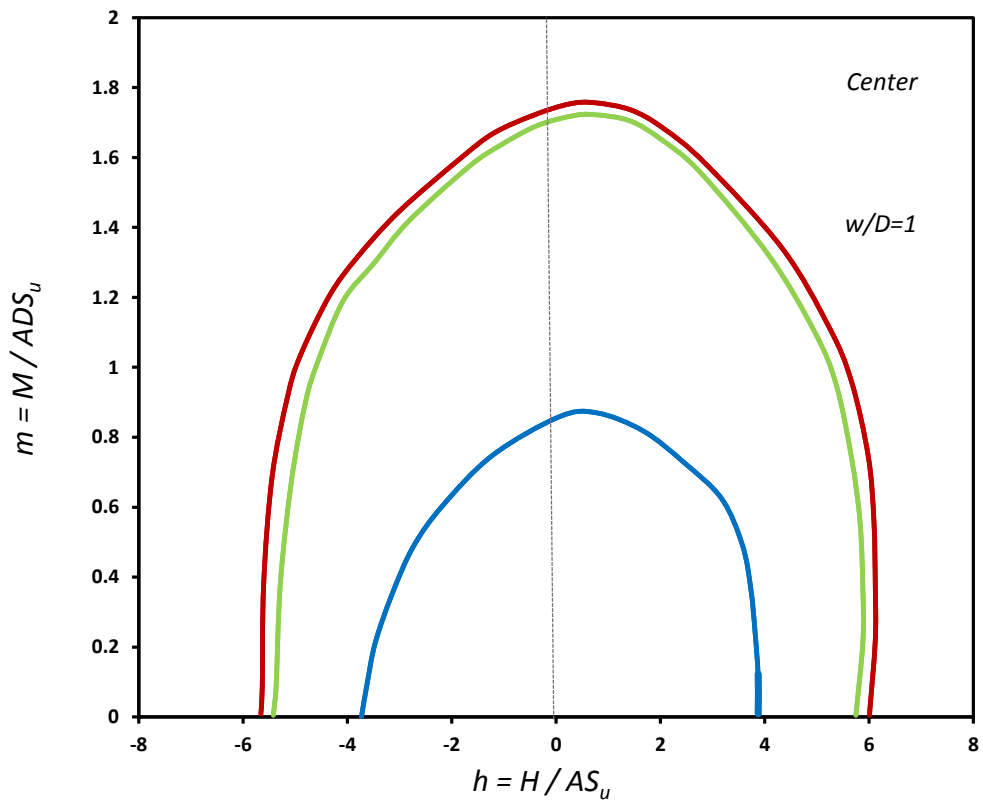
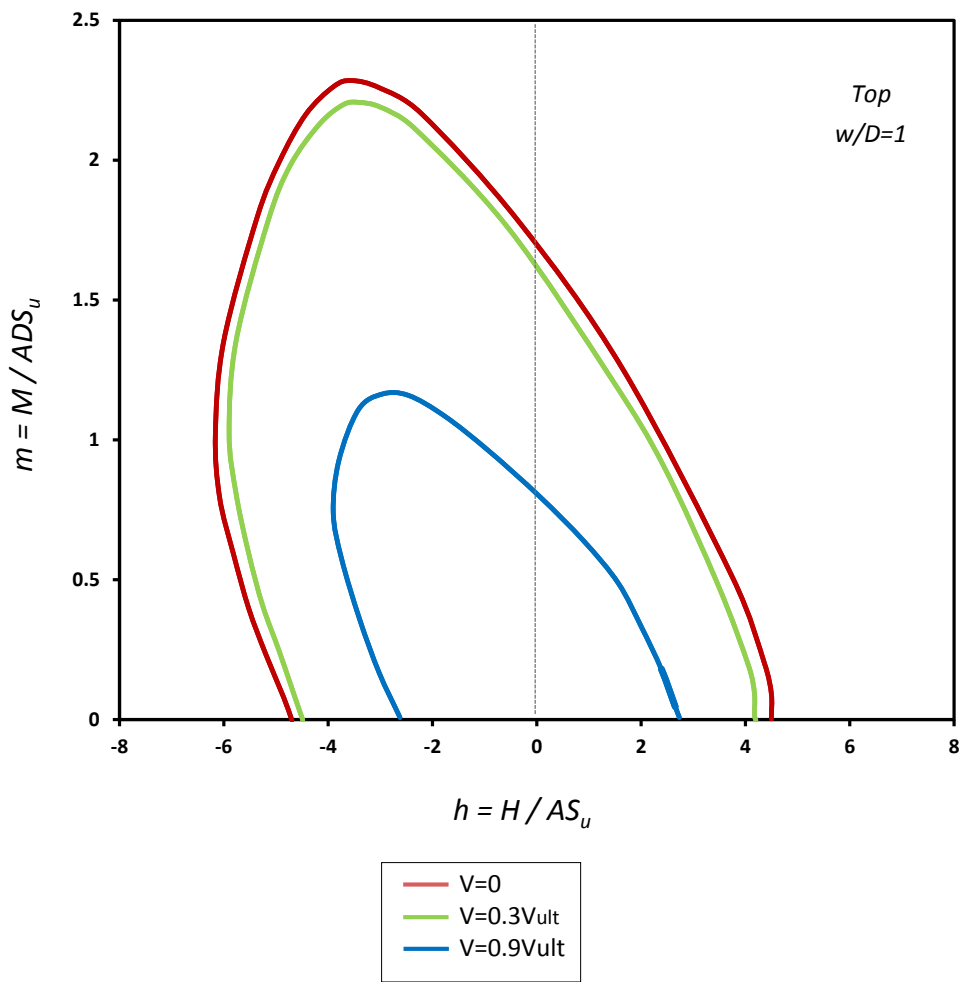
Σχήμα 3.25. Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση χωρίς δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης για το Spudcan και τα Caisson με $L/D = 0.2$ και 1 .



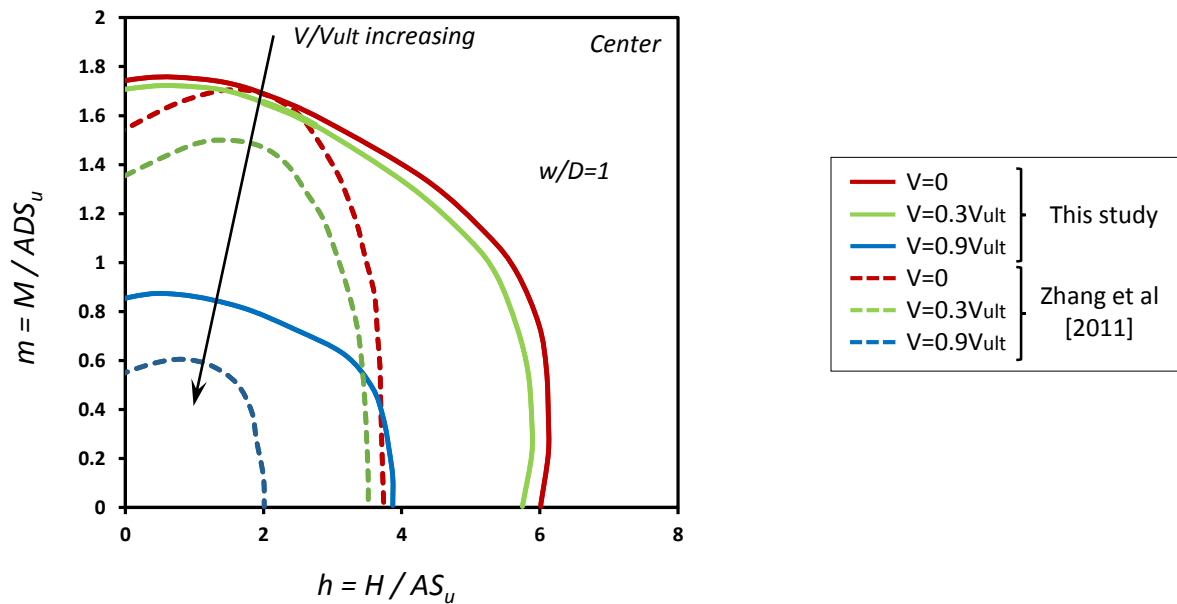
Σχήμα 3.26. Καμπύλες ροπής-στροφής για το Spudcan και τα caisson με $L/D=0.2$, $L/D=1$ με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης



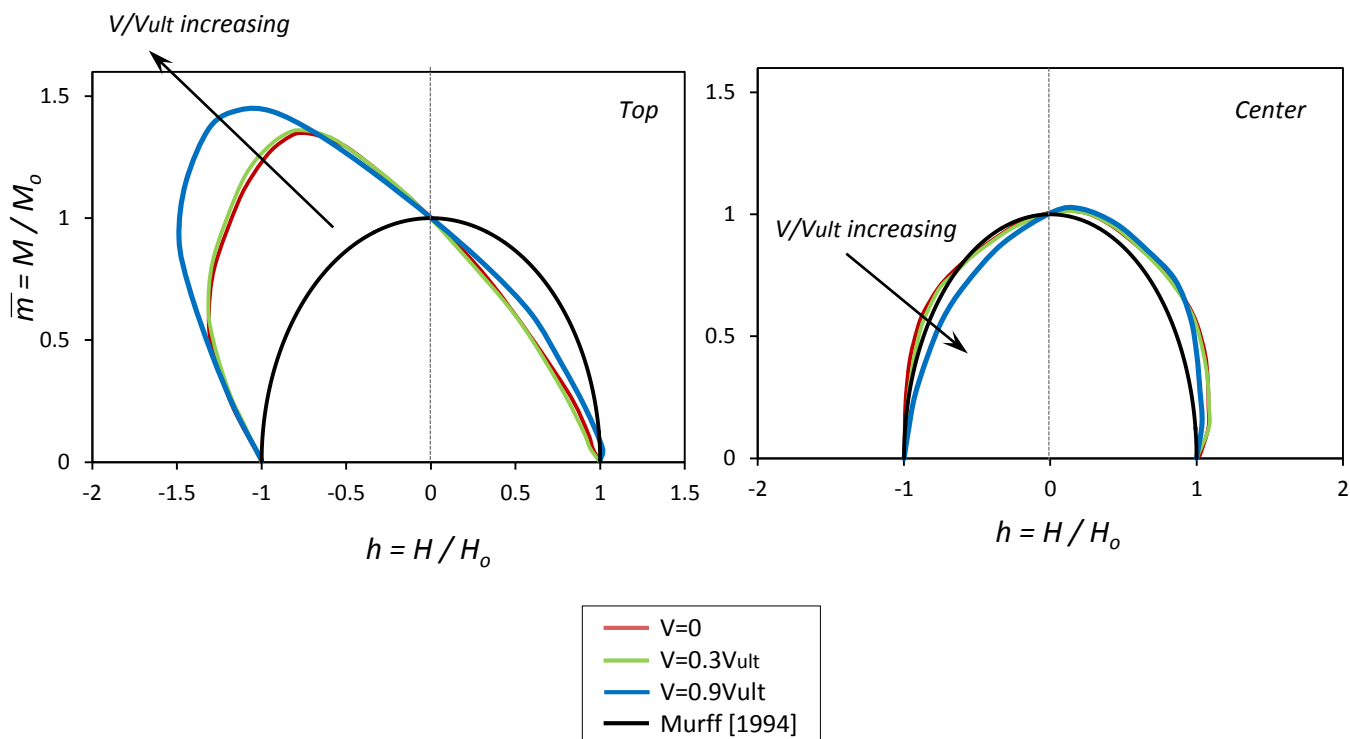
Σχήμα 3.27. Μηχανισμοί αστοχίας υπό περιστροφική φόρτιση με δέσμευση της οριζόντιας μετακίνησης για το Spudcan και τα Caisson με $L/D = 0.2$ και 1.



Σχήμα 3.28. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής : περιβάλλουσες αστοχίες του Sruccan σε επίπεδο φόρτισης στην κορυφή (πάνω) και στο κέντρο (κάτω) για τρεις περιπτώσεις κατακόρυφης δύναμης.



Σχήμα 3.29. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής για την θεμελίωση Sprudcan: σε αδιάστατο επίπεδο φόρτισης στο κέντρο του θεμελίου και σύγκριση με αναλύσεις των Zhang et al [2011] για γραμμικώς αυξανόμενο έδαφος.



Σχήμα 3.30. Αλληλεπίδραση τέμνουσας δύναμης – ροπής ανατροπής : περιβάλλουσες αστοχίας σε κανονικοποιημένο επίπεδο φόρτισης . Το σημείο αναφοράς των εντατικών μεγεθών λαμβάνεται στην κορυφή του Sprudcan (αριστερά) και στο κέντρο του (δεξιά)

4^ο Κεφάλαιο

Προσομοίωση της συμπεριφοράς του συστήματος πλατφόρμας-θεμελίων σε οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος

4.1 Γενικά Στοιχεία

4.2 Προσομοίωμα Πλατφόρμας Άντλησης Πετρελαίου

4.3 Φόρτιση Της πλατφόρμας στον Οριζόντιο Βαθμό Ελευθερίας με Σκοπό τον
Υπολογισμό της Μεταβολής των Αξονικών Δυνάμεων
των Υποστυλωμάτων της

4.4 Συμπεράσματα

4 Προσομοίωση της συμπεριφοράς του συστήματος πλατφόρμας-θεμελίων σε οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος

4.1 Γενικά Στοιχεία

Στο προηγούμενο κεφάλαιο μελετήθηκε η απόκριση του Spudcan σε συνδυασμένη φόρτιση και συγκρίθηκε η συμπεριφορά του με αυτή των αντίστοιχων ανεστραμμένων κοίλων φρεάτων σε μονοτονική φόρτιση με δύο διαφορετικά σημεία επιβολής του φορτίου. Στο παρόν κεφάλαιο το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στην προσπάθεια προσομοίωσης του συστήματος θεμελίωσης-πλατφόρμας με σκοπό την κατανόηση του τρόπου λειτουργίας του τόσο υπό στατική όσο και υπό ανακυκλική φόρτιση.

Προσπάθειες για την κατανόηση του προβλήματος έχουν γίνει και από τους P.Skrekas , A.Giaralis [2012] και από τους Hao Yu, Xiaoyu Li, Shuguang Yang [2012] (**Σχήμα 4.1**) όπου μελετήθηκε η απόκριση ολόκληρης της κατασκευής της πλατφόρμας με προσομοίωση της θεμελίωσης με ελατήρια. Έτσι λοιπόν, φάνηκε ότι κατά την οριζόντια φόρτιση της κατασκευής, η οποία μπορεί να οφείλεται σε ισχυρούς κυματισμούς και στον αέρα, στην θεμελίωση μεταφέρεται τέμνουσα δύναμη, ροπή ανατροπής αλλά και ταυτόχρονα αξονική δύναμη. Συγκεκριμένα, ανάλογα με την φορά της φόρτισης, ένα υποσύλωμα μπορεί να δέχεται αύξηση ή μείωση της θλιπτικής δύναμης που μεταβιβάζει στο θεμέλιο. Με λίγα λόγια η λειτουργία της τρίποδης πλατφόρμας πετρελαίου σε οριζόντια φόρτιση μοιάζει με αυτή του πλαισίου που δέχεται οριζόντια δύναμη (**Σχήμα 4.2**). Η ανάληψη της δύναμης και της ροπής που αυτή προκαλεί γίνεται από τις ροπές που μεταφέρονται στη βάση καθώς και από το ζεύγος αξονικών δυνάμεων που δημιουργούνται στα κάθετα μέλη. Με αντίστοιχο τρόπο συμπεριφέρονται και τα

υποστυλώματα της τρίποδης πλατφόρμας σε μία οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος και έτσι εξηγείται η αυξομείωση των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων ανάλογα με την φορά της φόρτισης.

Στην παρούσα εργασία γίνεται προσπάθεια απλοποίησης της κατασκευής με σκοπό να δοθεί έμφαση στην θεμελίωση. Έτσι λοιπόν, προσομοιάστηκε μόνο το ένα από τα τρία θεμέλια της πλατφόρμας με το υποστύλωμά του. Η επιλογή των γεωμετρικών χαρακτηριστικών των εναλλακτικών λύσεων (Sprudcan και Caisson) έγινε έτσι ώστε τα θεμέλια να έχουν την ίδια αντοχή για οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος τους (Βλέπε Κεφ. 2). Προκειμένου όμως να μελετηθεί η συμπεριφορά των επιλεγμένων θεμελίων σε ανακυκλική φόρτιση, θα ήταν ρεαλιστικότερο κατά την ανακύκλιση να αυξομειώνεται η κατακόρυφη δύναμη που δέχεται το θεμέλιο λόγω της αντίστοιχης αυξομείωσης της αξονικής δύναμης που πραγματοποιείται στα υποστυλώματα κατά την ανακυκλική φόρτιση της πλατφόρμας. Στη συνέχεια λοιπόν, γίνεται διερεύνηση του τρόπου που μεταβάλλονται οι αξονικές δυνάμεις των υποστυλωμάτων κατά την οριζόντια ανακυκλική φόρτιση της πλατφόρμας με τη δημιουργία ενός απλού μοντέλου τρίποδης πλατφόρμας στην οποία επιβάλλεται οριζόντια μετακίνηση.

4.2 Προσομοίωμα Πλατφόρμας Άντλησης Πετρελαίου

Το πρόβλημα αναλύεται μέσω αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS, v. 6.13 (2013). Το τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στις αναλύσεις απεικονίζεται στο **(Σχήμα 4.3)**. Λόγω της φύσης της φόρτισης προσομοιώθηκε ολόκληρη η γεωμετρία του προβλήματος. Οι διαστάσεις και η γεωμετρία του προσομοιώματος απεικονίζονται αναλυτικά στα **Σχήματα 4.4, 4.5** και προέκυψαν από τις διαστάσεις της πλατφόρμας αναφοράς της εργασίας, η οποία περιγράφεται αναλυτικότερα στο Κεφάλαιο 2.

Η προσομοίωση του καταστρώματος έγινε με οκτακομβικά εξαεδρικά "brick type" στοιχεία (C3D8), με ελαστικό νόμο συμπεριφοράς και μέτρο ελαστικότητας τέτοιο ώστε η πλατφόρμα να παραμένει απολύτως άκαμπτη κατά την οριζόντια μετακίνηση και η απόκριση της έτσι να ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα. Η κατανεμημένη μάζα λήφθηκε ίση με 0.6 t/m^3 , έτσι ώστε το συνολικό βάρος της πλατφόρμας να είναι 200 MN που αντιστοιχεί σε μία κατασκευή ρεαλιστική για το μέγεθος των τριών εναλλακτικών λύσεων θεμελίωσης. Τα υποστυλώματα προσομοιώθηκαν με γραμμικώς ελαστικά στοιχεία δοκού (B31). Το μέτρο ελαστικότητάς τους λήφθηκε ίσο με το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ($E = 210 \text{ GPa}$), ενώ το βάρος τους αμελήθηκε, καθώς για ευκολία συμπεριλήφθηκε στο συνολικό βάρος του καταστρώματος. Στο **Σχήμα 4.7**, φαίνονται οι διαστάσεις της σωληνοειδούς διατομής που επιλέχθηκε για την προσομοίωση έτσι ώστε η δυσκαμψία του υποστυλώματος να αντιστοιχεί στις ενδεικτικές τιμές δυσκαμψίας του αντίστοιχου δικτυωτού υποστυλώματος πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου σύμφωνα με τους M. Randolph, S. Gourvenec [Offshore Geotechnical Engineering 2011].

Το σύστημα εδάφους θεμελίωσης προσομοιώθηκε, για λόγους μείωσης του υπολογιστικού κόστους, με μη γραμμικά ελατήρια τα οποία τοποθετήθηκαν στους τρεις βαθμούς ελευθερίας που ενεργοποιούνται με την οριζόντια μετακίνηση στην κορυφή της πλατφόρμας (οριζόντιος, κατακόρυφος και στροφικός βαθμός ελευθερίας) (**Σχήμα 4.6**). Η δυσκαμψία των ελατηρίων λήφθηκε σύμφωνα με τις καμπύλες μετακίνησης-δύναμης και ροπής-στροφής (pushover) που πραγματοποιήθηκαν για το κάθε θεμέλιο (Spudcan, Caisson με $L/D=0.2$ και Caisson με $L/D=1$) και παρουσιάστηκαν αναλυτικά στο Κεφάλαιο 3. Ενδεικτικά, παρουσιάζονται οι καμπύλες pushover για το Spudcan από τις οποίες προέκυψαν τα αντίστοιχα μη γραμμικά ελατήρια (**Σχήμα 4.8**). Τελικά, κατασκευάστηκαν τα αντίστοιχα ελατήρια και για τα τρία είδη θεμελίωσης και τοποθετήθηκαν στην βάση των υποστυλωμάτων της πλατφόρμας του προσομοιώματος μας.

4.3 Φόρτιση Της πλατφόρμας στον Οριζόντιο Βαθμό Ελευθερίας με Σκοπό τον Υπολογισμό της Μεταβολής των Αξονικών Δυνάμεων των Υποστυλωμάτων της

Μετά την κατασκευή του προσομοιώματος της πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου, στόχος της εργασίας είναι η μελέτη της μεταβολής των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων της κατά την φόρτιση στον οριζόντιο βαθμό ελευθερίας, με σκοπό την χρήση των αποτελεσμάτων στις ανακυκλικές φορτίσεις που πραγματοποιήθηκαν και περιγράφονται αναλυτικότερα στο επόμενο κεφάλαιο (Κεφάλαιο 5).

Η φόρτιση πραγματοποιήθηκε με την επιβολή οριζόντιας μετατόπισης κατά τον βαθμό ελευθερίας X (οριζόντιος), πάνω στον άξονα συμμετρίας της πλατφόρμας, και μελετήθηκε η συμπεριφορά του δυσμενέστερου υποστυλώματος. Έγιναν δύο φορτίσεις, μία προς τα αρνητικά του άξονα (**Σχήμα 4.9**) και μία προς τα θετικά (**Σχήμα 4.10**), όπου το σύστημα οδηγήθηκε μέχρι την αστοχία. Έτσι, μετρήθηκε η μεταβολή της αξονικής δύναμης του υποστυλώματος αναφοράς συναρτήσει της στροφής της βάσης του (θεμελίωση). Η διαδικασία αυτή πραγματοποιήθηκε και για τις τρεις εναλλακτικές λύσεις θεμελίωσης της πλατφόρμας χρησιμοποιώντας κάθε φορά τα αντίστοιχα ελατήρια. Στο **Σχήμα 4.11 (αριστερά)** φαίνονται τα διαγράμματα αξονικής δύναμης-στροφής που κατασκευάστηκαν για τα τρία είδη θεμελίωσης (Spudcan, Caisson με $L/D=0.2$ και $L/D=1$). Παρατηρώντας τα διαγράμματα, φαίνεται ότι όταν μετακινείται η πλατφόρμα προς τα θετικά του άξονα αρχίζει να μειώνεται η αρχική θλιπτική δύναμη που ασκείται στο υποστυλόμετρο, λόγω του ιδίου βάρους της πλατφόρμας, και έπειτα αρχίζει και εφελκύεται μέχρι την αστοχία. Ωστόσο, στην περίπτωση της μετακίνησης προς τα αρνητικά του άξονα το υποστυλόμετρο παραλαμβάνει επιπλέον θλίψη μέχρι το θεμέλιο να αστοχήσει.

Στο επόμενο κεφάλαιο (Κεφάλαιο 5), περιγράφονται οι ανακυκλικές φορτίσεις, που πραγματοποιήθηκαν για τα τρία είδη θεμελίωσης, όπου προσομοιώθηκαν για λόγους

απλοποίησης και μείωσης του υπολογιστικού κόστους, μόνο το ένα πόδι της πλατφόρμας με το θεμέλιο του αντίστοιχα (**Σχήμα 4.12**). Το πόδι της πλατφόρμας θεωρήθηκε **άκαμπτο**. Έτσι, κατασκευάστηκαν από τα διαγράμματα αξονικής δύναμης-στροφής, που προέκυψαν για το υποστύλωμα αναφοράς της πλατφόρμας, τα αντίστοιχα διαγράμματα αξονικής δύναμης συναρτήσεως της μετακίνησης κορυφής του **άκαμπτου** υποστυλώματος (**Σχήμα 4.11 δεξιά**).

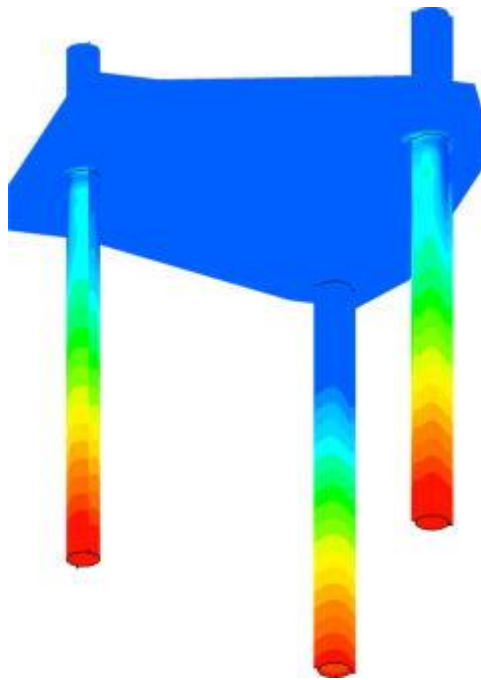
4.4 Συμπεράσματα

Στο παρόν κεφάλαιο, έγινε μία προσπάθεια κατανόησης της συμπεριφοράς των υποστυλωμάτων της πλατφόρμας, με την χρήση ενός απλού μοντέλου, για οριζόντια μετακίνηση του άκαμπτου καταστρώματος. Σκοπός ήταν να μετρηθεί η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων σε ανακυκλική φόρτιση της πλατφόρμας. Στην συνέχεια, κατασκευάστηκαν τα διαγράμματα αξονικής δύναμης-στροφής και τα αντίστοιχα αξονικής δύναμης-μετακίνησης κορυφής, που προκύπτουν για άκαμπτο υποστύλωμα.

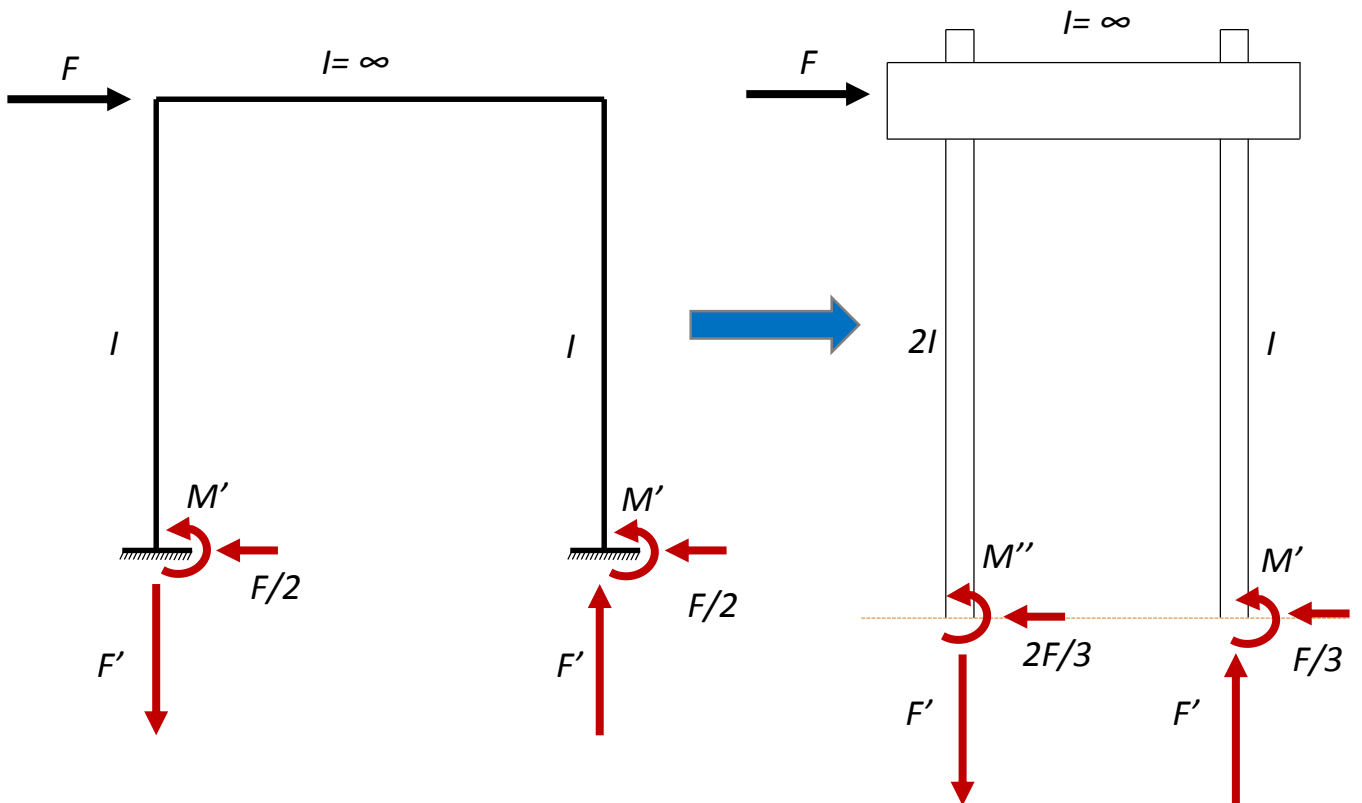
Στο επόμενο κεφάλαιο, γίνεται χρήση των παραπάνω διαγραμμάτων και των απλοποιημένων μοντέλων που αποτελούνται από το ένα θεμέλιο και υποστύλωμα της πλατφόρμας (**Σχήμα 4.12**). Έτσι, πραγματοποιούνται ανακυκλικές φορτίσεις με οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος και ταυτόχρονη μεταβολή του αξονικού φορτίου, προσομοιώνοντας με αυτόν τον τρόπο ικανοποιητικά την απόκριση της πλατφόρμας σε ανακύκλιση.

Σχήματα 4^{ου} Κεφαλαίου

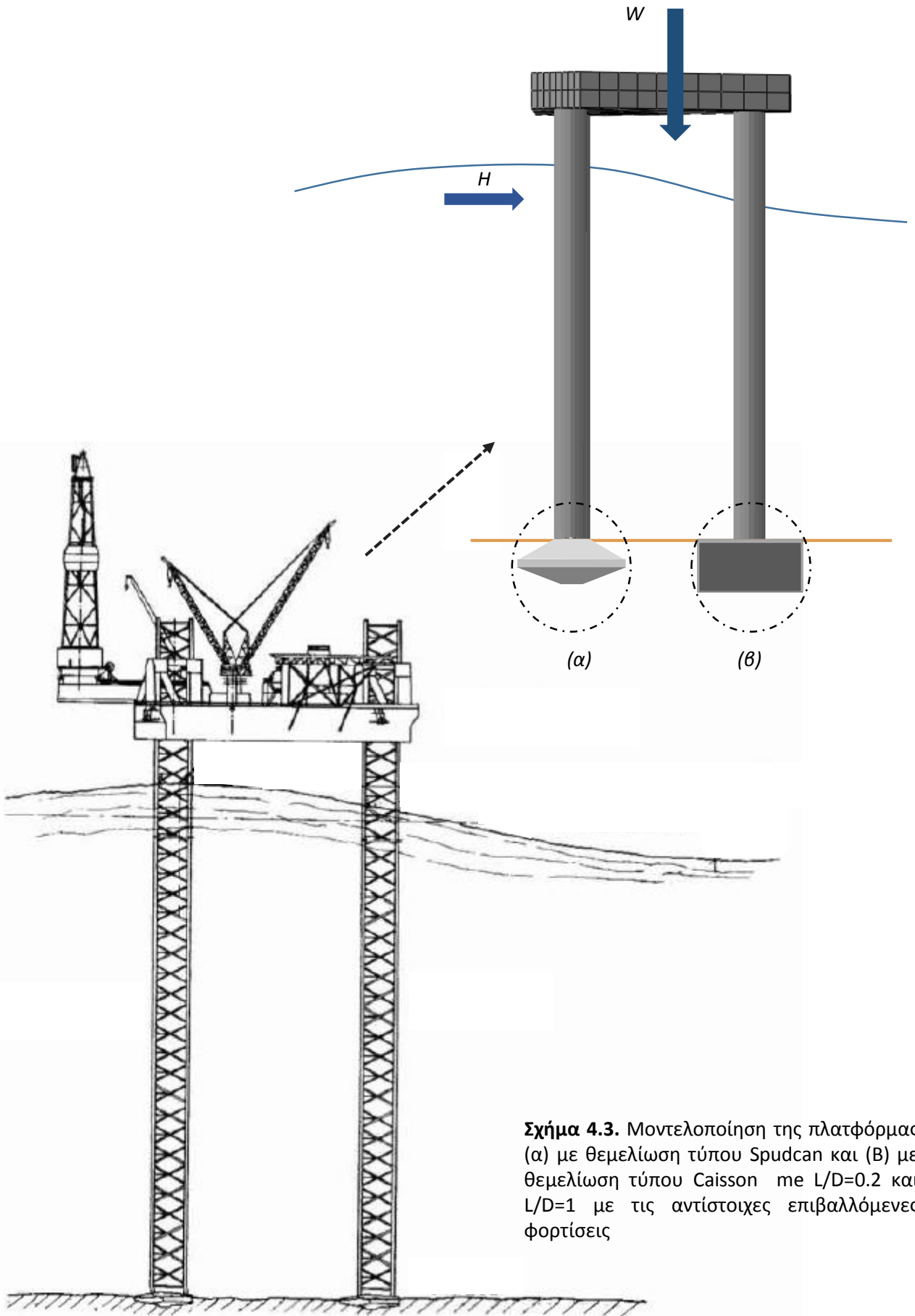
*Προσομοίωση της συμπεριφοράς του
συστήματος πλατφόρμας-θεμελίων σε
οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος*



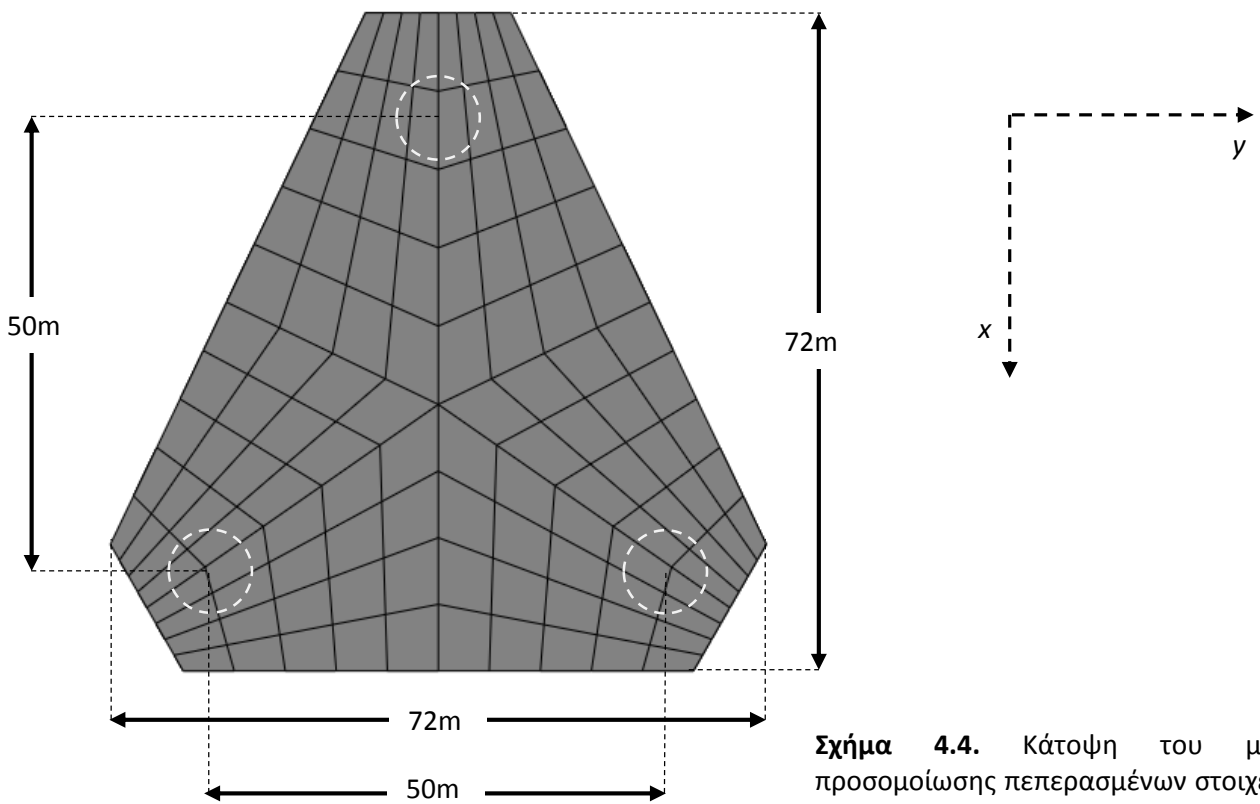
Σχήμα 4.1. Ανάλυση Πεπερασμένων Στοιχείων από τους Hao Yu, Xiaoyu Li και Shuguang Yang με προσομοίωση εδάφους μέσω μη γραμμικών ελατηρίων



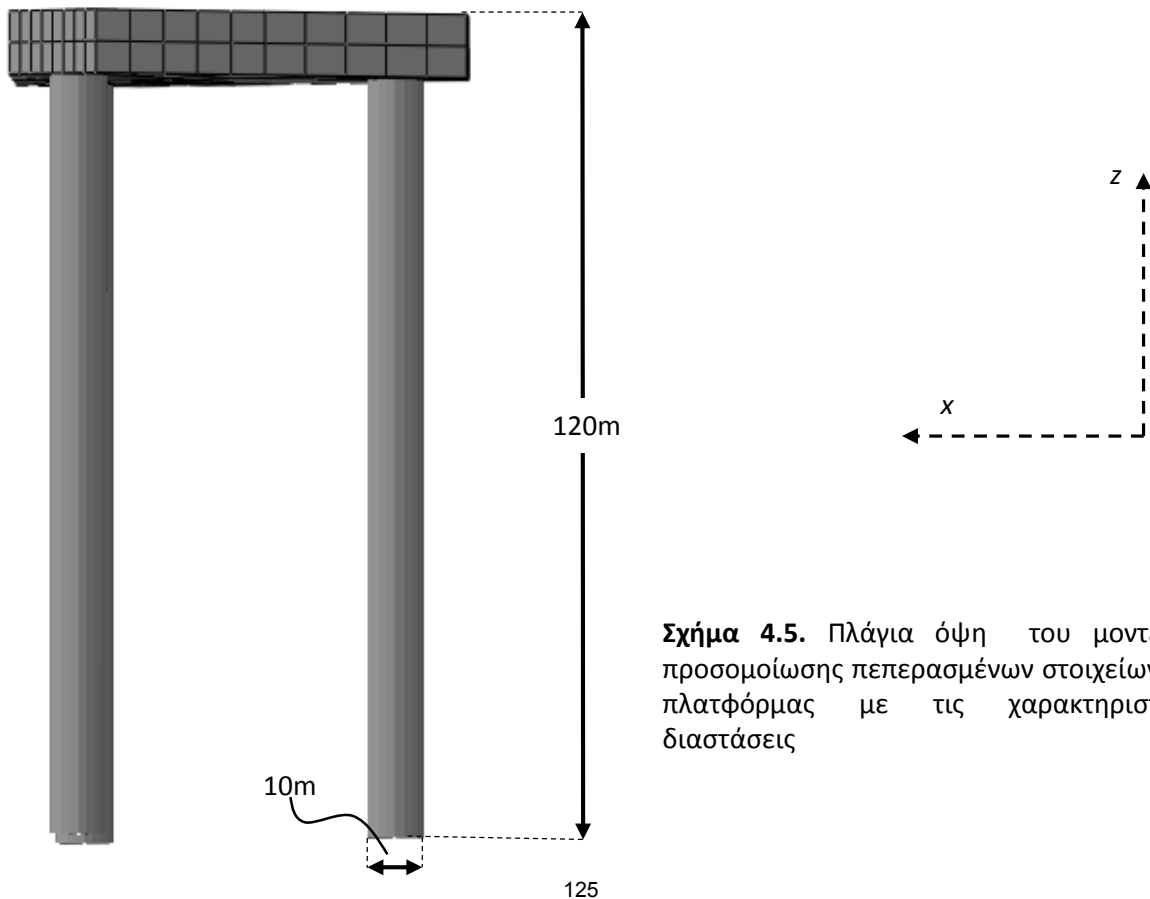
Σχήμα 4.2. Αντιστοιχία της συμπεριφοράς της πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου με ένα επίπεδο πλαίσιο



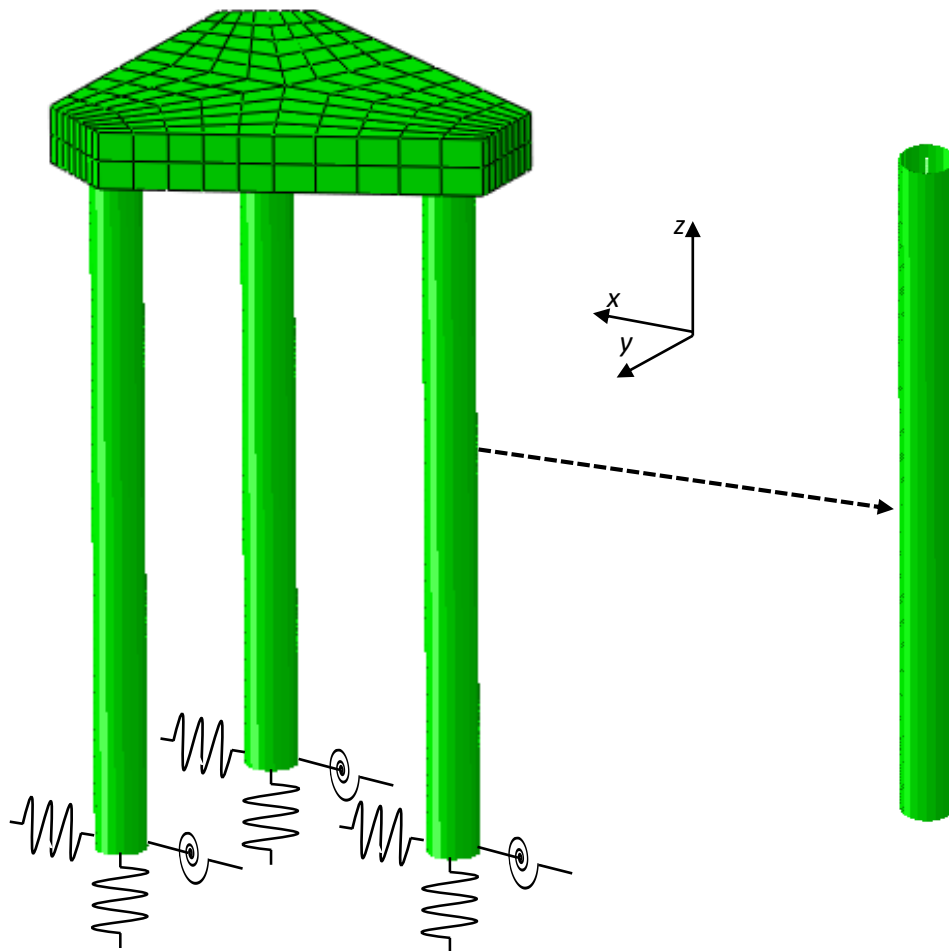
Σχήμα 4.3. Μοντελοποίηση της πλατφόρμας (α) με θεμελίωση τύπου Spudcan και (β) με θεμελίωση τύπου Caisson με $L/D=0.2$ και $L/D=1$ με τις αντίστοιχες επιβαλλόμενες φορτίσεις



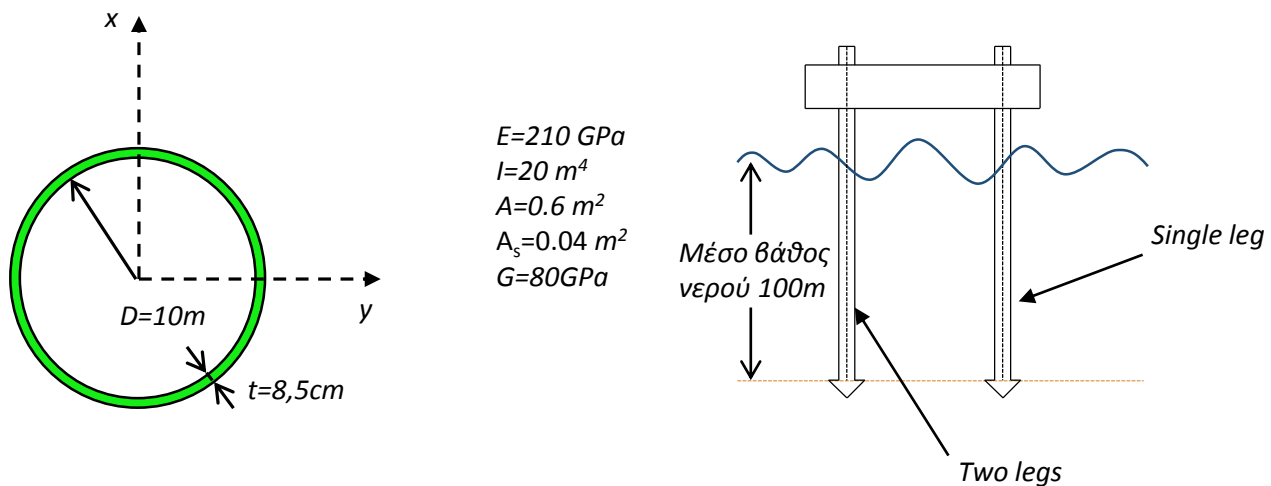
Σχήμα 4.4. Κάτοψη του μοντέλου προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων της πλατφόρμας με τις χαρακτηριστικές διαστάσεις



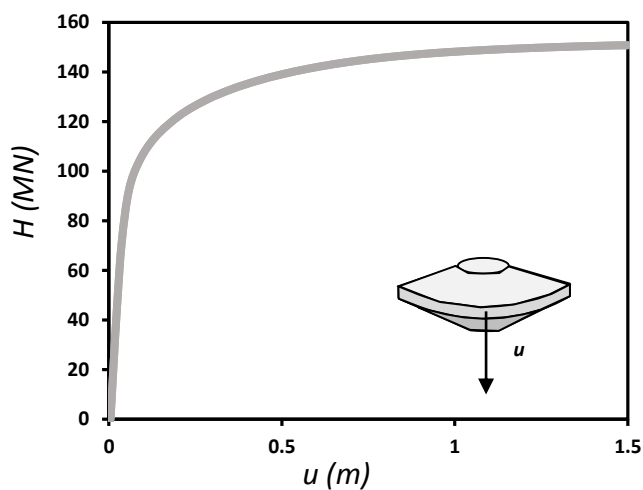
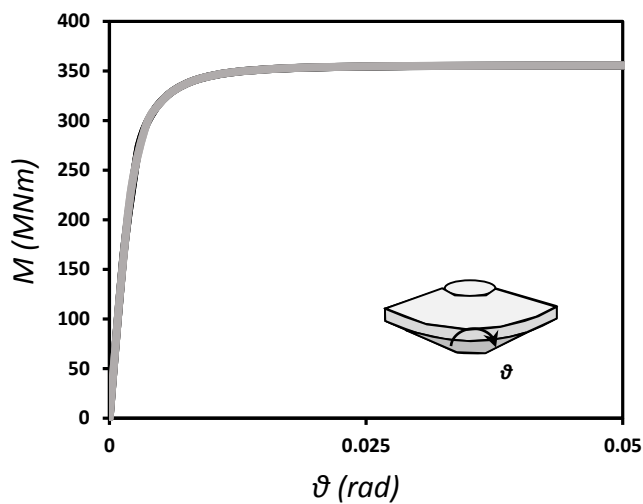
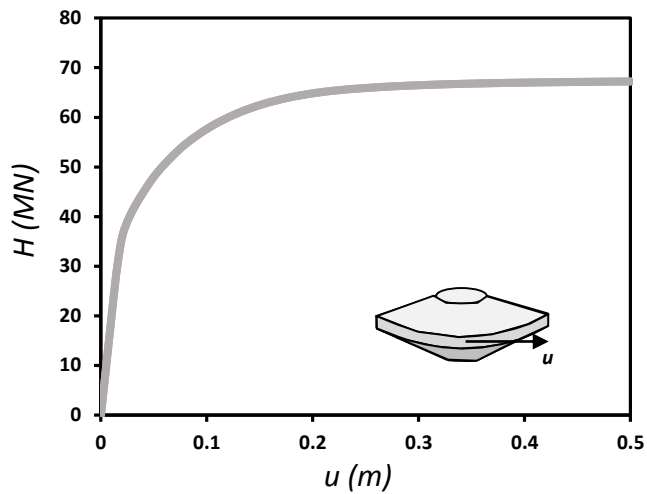
Σχήμα 4.5. Πλάγια όψη του μοντέλου προσομοίωσης πεπερασμένων στοιχείων της πλατφόρμας με τις χαρακτηριστικές διαστάσεις



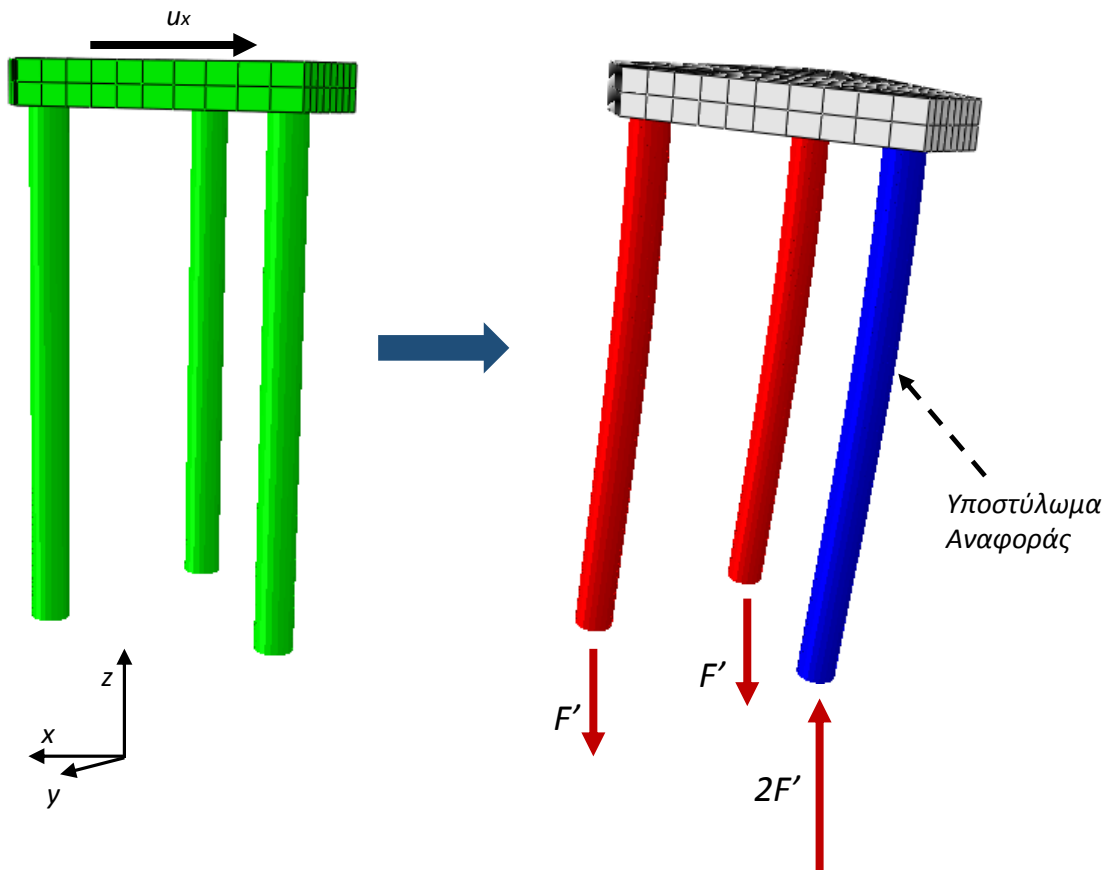
Σχήμα 4.6. (α) Προσομοίωση της αλληλεπίδρασης του συστήματος εδάφους κατασκευής (αριστερά) με τη βοήθεια μη γραμμικών ελατηρίων σε 3 βαθμούς ελευθερίας και (β) υποστυλώμα προσομοίωσης



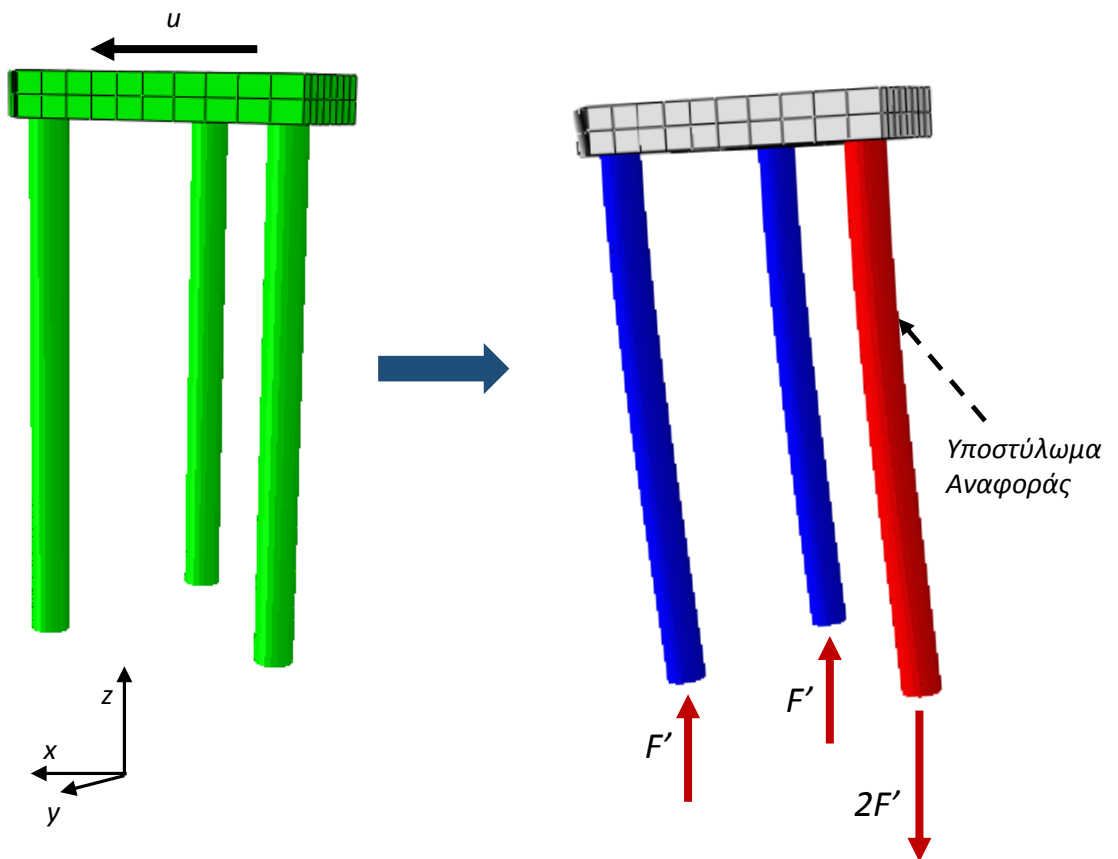
Σχήμα 4.7. (α) Σωληνοειδής διατομή του υποστυλώματος της πλατφόρμας του μοντέλου μας με ροπή αδρανείας ίση με αυτή του υποστυλώματος που αναφέρεται ως ενδεικτικό από τους M.Randolph, S.Gourvenec [Offshore Geotechnical Engineering] (β) ενδεικτική πλάγια όψη της πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου μαζί με χαρακτηριστικές τιμές των παραμέτρων της.



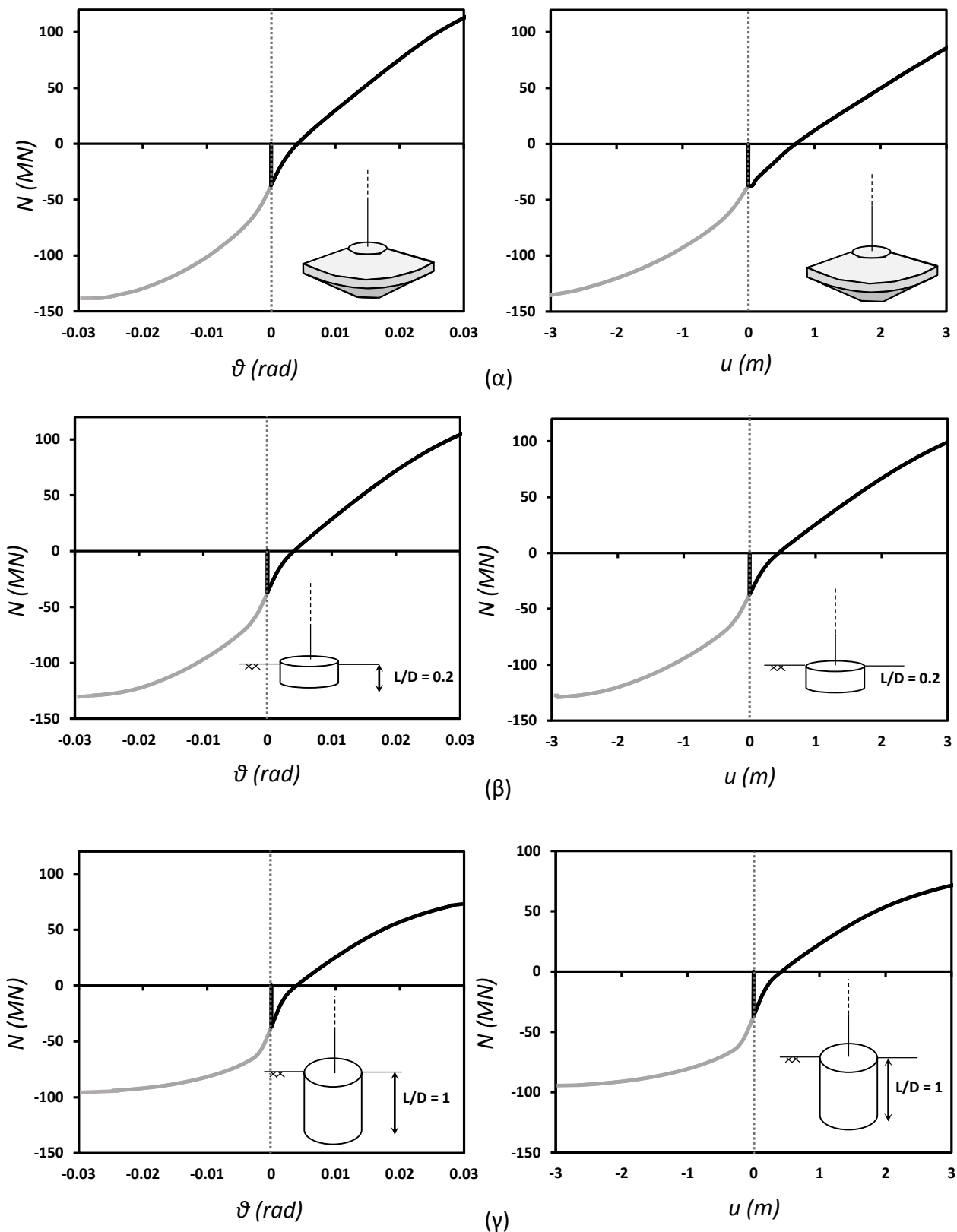
Σχήμα 4.8. Καμπύλες (α) οριζόντιου φορτίου-μετατόπισης (β) ροπής-στροφής και (γ) κατακόρυφου φορτίου-καθίζησης που αξιοποιήθηκαν για την κατασκευή των μη γραμμικών ελατηρίων που αντιστοιχούν στο Sprudcan



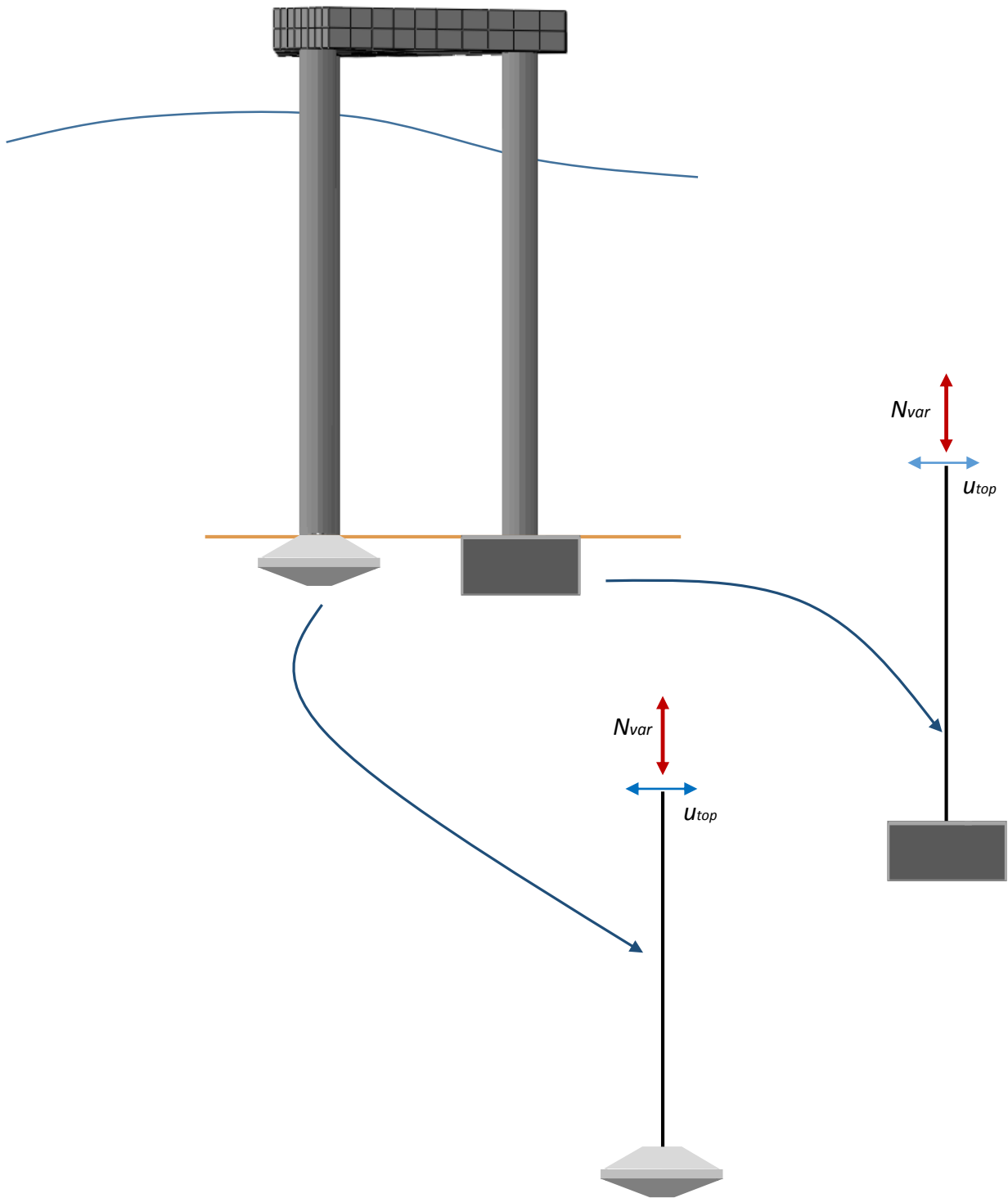
Σχήμα 4.9. Αρχική κατάσταση της πλατφόρμας (αριστερά) και παραμορφωμένη (δεξιά) μετά από επιβολή οριζόντιας μετακίνησης κατά τον άξονα x με φορά προς τα αρνητικά μέχρι την αστοχία της



Σχήμα 4.10. Αρχική κατάσταση της πλατφόρμας (αριστερά) και παραμορφωμένη (δεξιά) μετά από επιβολή οριζόντιας μετακίνησης κατά τον άξονα x με φορά προς τα θετικά μέχρι την αστοχία της



Σχήμα 4.11. (αριστερά) Καμπύλες αξονικής δύναμης του μονού υποστυλώματος συναρτήσει της στροφής της θεμελίωσης για οριζόντια μετατόπιση του καταστρώματος (α) για το Spudcan με $D=18\text{m}$, (β) για το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και (γ) για το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$. **(δεξιά)** Καμπύλες αξονικής δύναμης του μονού άκαμπτου υποστυλώματος συναρτήσει της μετακίνησης της κορυφής του για τα τρία είδη θεμελίωσης.



Σχήμα 4.12. Απλοποιημένη προσομοίωση της πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου ως ένα σύστημα θεμελίου-άκαμπτου υποστυλώματος με μεταβλητή αξονική δύναμη συναρτήσει της μετατόπισης κορυφής

5^ο Κεφάλαιο

Συμπεριφορά εξεταζόμενων θεμελίων υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης του καταστρώματος

5.1 Γενικά Στοιχεία

5.2 Μονοτονική Φόρτιση

5.3 Ανακυκλική Φόρτιση

5 Συμπεριφορά εξεταζόμενων θεμελίων υπό μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης του καταστρώματος

5.1 Γενικά Στοιχεία

Οι φορτίσεις που καταλήγουν στην θεμελίωση της πλατφόρμας πετρελαίου 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 πλατφόρμα 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.

Στο προηγούμενο κεφάλαιο, κατασκευάστηκε ένα απλοποιημένο προσομοίωμα της τρίποδης πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου με σκοπό την κατανόηση της απόκρισης του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης κατά την οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματός της. Επιβάλλοντας έτσι οριζόντια φόρτιση στην κορυφή της μέχρι την αστοχία, καταγράφηκε ο τρόπος με τον οποίο αυξομειώνεται η αξονική δύναμη των υποστυλμάτων (συγκεκριμένα του δυσμενέστερου υποστυλώματος) που μεταβιβάζεται στο θεμέλιο.

Στο παρόν κεφάλαιο, το ενδιαφέρον επικεντρώνεται στην προσπάθεια προσομοίωσης του συστήματος θεμελίωσης-πλατφόρμας με σκοπό την κατανόηση του τρόπου λειτουργίας του τόσο υπό στατική όσο και υπό ανακυκλική φόρτιση. Για τον λόγο αυτό, κατασκευάστηκαν τα απλοποιημένα προσομοιώματα θεμελίου-υποστυλώματος για το θεμέλιο τύπου Srdcan, καθώς και για τα δύο κοίλα ανεστραμμένα φρέατα με βαθμό εγκιβωτισμού $L/D=0.2$ και $L/D=1$ όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.1**. Τα προσομοιώματα αυτά αποτελούνται από ένα άκαμπτο υποστύλωμα, το οποίο πακτώνεται στο κάθε θεμέλιο, έχοντας μήκος τέτοιο ώστε η κορυφή του να βρίσκεται 107m πάνω από τον βυθό της θάλασσας, δηλαδή μήκος ίσο με αυτό των ποδιών της πλατφόρμας αναφοράς της παρούσας εργασίας. Η πάκτωση του υποστυλώματος πραγματοποιείται στο κέντρο βάρους του Srdcan ενώ στην περίπτωση των Caissons στην κορυφή τους προκειμένου να υπάρχει μία ρεαλιστική εκδοχή του πραγματικού τρόπου σύνδεσης υποστυλώματος-θεμελίου για τις τρεις εναλλακτικές λύσεις όπως έχει αναφερθεί και στο Κεφάλαιο 2. Το ίδιο βάρος του συστήματος θεμελίου-υποστυλώματος έχει πρακτικώς αμεληθεί, καθώς η πυκνότητα του υλικού έχει λάβει χαμηλή τιμή, και τα ίδια βάρη της κατασκευής επιβάλλονται μέσω κατακόρυφου φορτίου στην κορυφή του προσομοιώματος.

Σε πρωταρχικό στάδιο λοιπόν, πραγματοποιούνται μονοτονικές φορτίσεις στα προσομοιώματα ενώ στη συνέχεια ανακυκλικές μέσω ελεγχόμενης μετακίνησης της κορυφής τους. Οι φορτίσεις πραγματοποιούνται για διαφορετικούς συντελεστές κατακόρυφου φορτίου (V) οι οποίοι αντιστοιχούν στο 0.3 και στο 0.9 της συνολικής αντοχής του (**Σχήμα 5.2**) (Συντελεστής Ασφαλείας έναντι κατακόρυφου φορτίου $FS=3$ και $FS=1.1$ αντίστοιχα) καθώς και για μεταβαλλόμενη αξονική δύναμη υποστυλώματος συναρτήσει της μετακίνησης της κορυφής του. Ο τρόπος μεταβολής της αξονικής δύναμης που μεταβιβάζεται στο θεμέλιο ως κατακόρυφη δύναμη πραγματοποιείται σύμφωνα με τους υπολογισμούς του προηγούμενου κεφαλαίου και έχει σκοπό την ρεαλιστικότερη προσέγγιση της απόκρισης του συνολικού συστήματος πλατφόρμας-υποστυλωμάτων-θεμελίωσης.

5.2 Μονοτονική Φόρτιση

Καταρχάς, για να κατανοηθεί πλήρως η συμπεριφορά μιας θεμελίωσης σε ανακυκλική φόρτιση πρέπει να μελετηθεί η συμπεριφορά της σε μονοτονική φόρτιση. Ειδικότερα, οι μονοτονικές φορτίσεις πραγματοποιήθηκαν με επιβολή μετακίνησης στην κορυφή του υποστυλώματος του κάθε προσομοιώματος μέχρι την αστοχία.

Η τρίποδη πλατφόρμα άντλησης πετρελαίου, όπως έχει πολλές φορές τονιστεί, καταπονείται από μεγάλα κατακόρυφα φορτία τα οποία μεταφέρονται μέσω των υποστυλωμάτων στις θεμελιώσεις της κατασκευής. Για τον λόγο αυτό, στις μονοτονικές φορτίσεις εξετάστηκαν δύο σενάρια κατακόρυφης φόρτισης, το πρώτο με αξονική δύναμη ίση με το 0.3 της μέγιστης αντοχής ($FS=3$) και το δεύτερο με αξονική δύναμη ίση με το 0.9 ($FS=1.1$) του κάθε θεμελίου αντίστοιχα. Ακόμα, έγινε διερεύνηση των συνθηκών επαφής εδάφους-θεμελίου με δύο διαφορετικές θεωρήσεις : (α) Συνθήκες πλήρους επαφής (“full contact”) (β) Ατελείς συνθήκες επαφής (“low adhesion”) στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου.

Στο **Σχήμα 5.3** απεικονίζονται οι καμπύλες ροπής-στροφής του κάθε θεμελίου αριστερά για κατακόρυφη φόρτιση $0.3V_{ult}$ και δεξιά για $0.9V_{ult}$. Σε κάθε διάγραμμα αναπαρίστανται τόσο οι καμπύλες πλήρους επαφής (μαύρη) τόσο και οι καμπύλες ατελών συνθηκών επαφής (γκρι). Η επίδραση των συνθηκών διεπιφάνειας εδάφους-θεμελίου είναι εμφανής και στις τρεις εναλλακτικές λύσεις, κυρίως στην φέρουσα ικανότητά τους και δευτερευόντως στην δυσκαμψία τους. Επιπροσθέτως, η επιβολή κατακόρυφου φορτίου οδηγεί σε μια εύλογη μείωση της αντοχής των θεμελίων συγκριτικά με αυτήν που υπολογίστηκε στο 2^ο Κεφάλαιο για επιβολή μετακίνησης στην κορυφή των υποστυλωμάτων όπου το κατακόρυφο φορτίο ήταν μηδενικό.

Αρχικά, όσον αφορά το *Spridcan*, παρατηρείται και στα δύο σενάρια κατακόρυφης φόρτισης μείωση της αντοχής στις περιπτώσεις ατελών συνθηκών επαφής συγκριτικά

με το “full contact” προσομοίωμα. Αυτό οφείλεται κυρίως στην αποκόλληση που εμφανίζεται στις επιφάνειες πάνω αριστερά και κάτω δεξιά όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 5.5α** κινητοποιώντας έτσι μικρότερο τμήμα της εδαφικής στρώσης που προσφέρει αντίσταση, σε σχέση με αυτό της πλήρους επαφής, όπου εμφανίζεται ο περιστροφικός μηχανισμός αστοχίας ίδιος με αυτόν που περιγράφηκε στο 3^ο Κεφαλαίο. Η επίδραση των διεπιφανειών είναι εμφανέστερη στην περίπτωση του μεγάλου κατακόρυφου φορτίου όπου η ποσοστιαία μείωση της αντοχής είναι μεγαλύτερη από αυτήν του μικρού φορτίου. Το ίδιο ισχύει και για την δυσκαμψία, όπου στην περίπτωση του μικρού φορτίου, φαίνεται να μην επηρεάζεται ιδιαίτερα από τις διεπιφάνειες, ενώ όταν το φορτίο αυξάνεται και φτάνει το οριακό, το σύστημα με τις ατελείς συνθήκες επαφής είναι πιο εύκαμπτο.

Όσον αφορά το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ βαθμού εγκιβωτισμού $L/D=0.2$ και διαμέτρου $D=21m$, παρατηρείται εν γένει παρόμοια συμπεριφορά με αυτή του Spudcan, δηλαδή μείωση της αντοχής που οφείλεται στις ατελείς συνθήκες επαφής. Με την αύξηση όμως του κατακόρυφου φορτίου παρατηρείται μεγαλύτερη μείωση της αντοχής του συγκριτικά με την μείωση που πραγματοποιείται στο Spudcan. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το συγκεκριμένο θεμέλιο έχει μικρό βαθμό εγκιβωτισμού και τα πλευρικά του τοιχώματα δεν συμβάλουν τόσο στην αντοχή του σε ροπή. Κατά συνέπεια, η αντοχή του βασίζεται στο έδαφος που είναι στην κάτω παρειά του και το οποίο μετά την μεγάλη κατακόρυφη δύναμη που του επιβάλλεται φτάνει πολύ κοντά στην πλαστικοποίηση και χάνει την αντοχή του. Στο **Σχήμα 5.5β** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας για επιβολή κατακόρυφου φορτίου $0.3V_{ult}$, όπου παρατηρείται στις συνθήκες πλήρους επαφής ο περιστροφικός μηχανισμός αστοχίας scoop-slide mechanism, ενώ στις ατελείς συνθήκες επαφής παρατηρείται μερική ανάπτυξη του μηχανισμού αυτού λόγω της πλευρικής αποκόλλησης του θεμελίου στην δεξιά παρειά του.

Για το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$ η κατάσταση διαφοροποιείται. Συγκεκριμένα, με επιβολή μικρού κατακόρυφου φορτίου δυσμενέστερη είναι η προσομοίωση με ατελείς συνθήκες επαφής ενώ για κατακόρυφο φορτίο ίσο με το 0.9 του οριακού ισχύει το αντίθετο.

Στο **Σχήμα 5.6** απεικονίζονται οι μηχανισμοί αστοχίας για τα προσομοιώματα με “full contact” συνθήκες επαφής για τα δύο σενάρια κατακόρυφης φόρτισης. Όπως είναι αναμενόμενο, για κατακόρυφο φορτίο $0.3V_{ult}$ ο μηχανισμός αστοχίας που πραγματοποιείται και στις τρεις εναλλακτικές θεμελιώσεις είναι περιστροφικός και οφείλεται στην ροπή που επιβάλλεται στην θεμελίωση κατά την οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος τους. Με την αύξηση του κατακόρυφου φορτίου στο 0.9 του οριακού, επικρατεί ο κατακόρυφος μηχανισμός αστοχίας ενώ δεν εμφανίζεται ο περιστροφικός λόγω της στροφής του θεμελίου.

Η σύγκριση των διαφορετικών συνθηκών διεπιφάνειας σε όρους καθίζησης-στροφής συνοψίζεται στο **Σχήμα 5.4**. Στο σενάριο κατακόρυφης φόρτισης ίσης με $0.3V_{ult}$ οι αποκρίσεις των θεμελίων είναι πανομοιότυπες ενώ ελάχιστες διαφορές εμφανίζονται στην επιβολή φόρτισης ίσης με $0.9V_{ult}$ οι οποίες οφείλονται κυρίως στο φαινόμενο της αποκόλλησης και στις διαφορές στις δυσκαμψίες των συστημάτων τις οποίες αυτή προκαλεί. Γενικά, παρατηρείται μείωση του ρυθμού αύξησης των καθιζήσεων (κλίση της καμπύλης) λόγω της στροφής ανάλογα με την επιρροή της αποκόλλησης στο σύστημα εδάφους-θεμελίωσης. Το φαινόμενο γίνεται εντονότερο λοιπόν, στο Caisson μεγάλου εγκιβωτισμού με $L/D=1$ όπου οι ατελείς συνθήκες επαφής της μεγάλης επιφάνειας των παράπλευρων ελασμάτων του έχει ως αποτέλεσμα μικρότερες καθιζήσεις από αυτές του “full-contact” προσομοιώματος παρά την αρχική μεγαλύτερη καθίζηση που αναπτύσσει λόγω του κατακόρυφου φορτίου (**Σχήμα 5.4γ**).

5.3 Ανακυκλική Φόρτιση

Αφού μελετήθηκε η απόκριση του συστήματος σε μονοτονική φόρτιση, στην παράγραφο αυτή η τρίποδη πλατφόρμα άντλησης πετρελαίου υποβάλλεται σε ανακυκλική φόρτιση ελεγχόμενης μετακίνησης. Εξετάζονται, όπως προηγουμένως, και οι δύο περιπτώσεις συνθηκών επαφής μεταξύ της θεμελίωσης και του περιβάλλοντος και εσωτερικού εδάφους, υπό καθεστώς μικρών και μεγάλων παραμορφώσεων. Γενικά, η μέγιστη μετακίνηση που μπορεί να αναπτυχθεί στις τρίποδες πλατφόρμες άντλησης πετρελαίου αντιστοιχεί στο 1% του ύψους των υποστυλωμάτων της. Προς τούτο επιλέχθηκαν δύο αντιπροσωπευτικά πλάτη επιβαλλόμενης μετακίνησης στο άκαμπτο υποστύλωμα: $u_{top}=0.25m$ (πρακτικώς ελαστική απόκριση του θεμελίου) και $u_{top}=0.8m$ (εντόνως ανελαστική συμπεριφορά). Στο **Σχήμα 5.7** απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες των φορτίσεων 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.

5.3.1 Ανακυκλική Φόρτιση για Κατακόρυφο Φορτίο $V=0$

Στο παρόν εδάφιο πραγματοποιήθηκε ανακυκλική φόρτιση με επιβολή μετατόπισης στην κορυφή του άκαμπτου υποστυλώματος του κάθε θεμελίου. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως έγιναν ανακυκλικές φορτίσεις με μικρό πλάτος ανακύκλισης και με μεγάλο. Στο συγκεκριμένο σενάριο φόρτισης χρησιμοποιήθηκαν συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου και δεν εξετάστηκαν άλλες συνθήκες διεπιφάνειας.

Στο **Σχήμα 5.8** παρουσιάζονται τα διαγράμματα ροπής-στροφής καθώς και οι καμπύλες καθίζησης-στροφής για τις τρεις επιλεγμένες θεμελιώσεις. Αρχικά, είναι εμφανής η ελαστική απόκριση και των τριών συστημάτων στην μικρή μετακίνηση των 0.25m και στους 10 κύκλους φόρτισης. Με την αύξηση του πλάτους της μετακίνησης του υποστυλώματος στα 0.8m το σύστημα αποκτά μία πιο πλαστική συμπεριφορά καθώς

φτάνει πιο κοντά στην αστοχία του. Παρατηρείται ότι οι τρεις βρόχοι έχουν παρόμοια μορφή με διαφορές μόνο στις δυσκαμψίες κάθε θεμελίωσης. Οι δυνάμεις που απαιτούνται για να παραλάβουν τα τρία θεμέλια την στροφή αυτή είναι ίσες μεταξύ τους, κάτι το οποίο είναι αναμενόμενο καθώς οι διαστάσεις των τριών θεμελίων έχουν επιλεγεί έτσι ώστε και οι τρεις εναλλακτικές επιλογές να έχουν την ίδια αντοχή για οριζόντια μετακίνηση του υποστυλώματος τους (Κεφάλαιο 2). Στο **Σχήμα 5.9** φαίνονται οι πλαστικοποιήσεις του εδάφους μετά από τον πρώτο κύκλο φόρτισης (θέση -A). Στην περίπτωση της ανακύκλισης με πλάτος 0.25m το έδαφος συμπεριφέρεται σχεδόν ελαστικά και η κλίμακα των ισοϋψών των πλαστικοποιήσεων είναι μειωμένη για λόγους καλύτερης εποπτείας.

Όσον αφορά τις καθιζήσεις, λόγω της απουσίας κατακόρυφου φορτίου είναι εξαιρετικά μικρές και οφείλονται στο πολύ μικρό ίδιο βάρος του συστήματος υποστυλώματος-θεμελίου. Όσο προχωρούν οι κύκλοι φόρτισης παρατηρούμε ότι οι καθιζήσεις αυξάνονται με μειούμενο ρυθμό πηγαίνοντας προς την ισορροπία και τελικά το βαθιά εγκιβωτισμένο φρέαρ με $L/D=1$ καταλήγει να έχει την μικρότερη καθίζηση.

5.3.2 Ανακυκλική Φόρτιση για Κατακόρυφο Φορτίο $V=0.3V_{ult}$

Στην συνέχεια πραγματοποιήθηκαν ανακυκλικές φορτίσεις για τις εξεταζόμενες θεμελιώσεις με ταυτόχρονη επιβολή κατακόρυφης φόρτισης ίση με το 0.3 της συνολικής αντοχής του κάθε θεμελίου ξεχωριστά με σκοπό να ληφθεί υπόψη η συνδυασμένη φόρτιση, στην οποία υπόκειται η πλατφόρμα στην πραγματικότητα. Ο συντελεστής 0.3 επιλέχθηκε με σκοπό το σύστημα να διαθέτει ένα συντελεστής ασφαλείας περίπου ίσο με 3, ο οποίος θεωρείται λογικός μέσα στα πλαίσια της λειτουργικότητας της πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου. Για να ληφθεί υπόψιν η επιρροή των συνθηκών της διεπιφάνειας ανάμεσα στο έδαφος και στο θεμέλιο, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με θεώρηση πλήρους επαφής καθώς και συνθήκες ατελούς επαφής του συστήματος εδάφους-θεμελίου. Ακόμα, τονίζεται ότι επιβλήθηκαν μόνο μεγάλου πλάτους μετακινήσεις ($u_{top}=0.8m$) προκειμένου να διερευνηθεί η ανακυκλική απόκριση της

πλατφόρμας κατά την ανάπτυξη έντονων πλαστικοποιήσεων γύρω από το θεμέλιο, καθώς αυτό αποτελεί δυσμενέστερο σενάριο φόρτισης και πιο κοντά προς την αστοχία της κατασκευής.

Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 5.10** με την μορφή βρόχων M–θ αριστερά για πλήρεις συνθήκες επαφής εδάφους θεμελίου και δεξιά για ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ εδάφους-θεμελίου. Αρχικά, η απόκριση των θεμελίων στην θεώρηση “full-contact” θυμίζει πολύ αυτή με μηδενικό κατακόρυφο φορτίο σε πρώτη εκτίμηση με σχετικά μειωμένη αντοχή, κατά την μετακίνηση της κορυφής στο πλάτος +A για πρώτη φορά, λόγω της συνδυασμένης φόρτισης (V-H-M) ακολουθώντας την μονοτονική καμπύλη φόρτισης. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι κατά την μετακίνηση στο –A για πρώτη φορά η ροπή που αναπτύσσεται αυξάνεται κατά ένα ποσοστό της τάξης του 10% για το Spudcan, ενώ για τα αντίστοιχα Caissons η αύξηση αυτή είναι λίγο υψηλότερη με ένα ποσοστό περίπου 14% φτάνοντας έτσι την αντοχή σε ροπή αντίστοιχη με αυτή της ανακυκλικής φόρτισης με μηδενικό κατακόρυφο φορτίο. Η αύξηση αυτή θα επεξηγηθεί σε επόμενο εδάφιο του συγκεκριμένου κεφαλαίου. Συγκεκριμένα, με την αύξηση της αντοχής των θεμελίων μετά την πρώτη ανακύκλιση, η αρχική μείωση της αντοχής λόγω του κατακόρυφου φορτίου εξουδετερώνεται.

Όσον αφορά την απόκριση των θεμελιώσεων σε ατελείς συνθήκες, η υστερητική απόκριση του συστήματος θεμελίου–εδάφους αποκλίνει από την θεωρητικώς ρομβοειδή μορφή και λαμβάνει ένα χαρακτηριστικό γωνιώδες σχήμα. Επιπρόσθετα, ο υστερητικός βρόχος της ανακύκλισης εμφανίζεται εμφανώς μειωμένος, λόγω της αποκόλλησης που αναπτύσσεται, απορροφώντας τελικά μικρότερη ενέργεια σε κάθε κύκλο σε σχέση με αυτή της πλήρους επαφής για το κάθε θεμέλιο αντίστοιχα. Το παραπάνω φαινόμενο της αποκόλλησης ευθύνεται και για την μειωμένη δυσκαμψία και αντοχή σε ροπή που εμφανίζουν και οι τρεις θεμελιώσεις .

Στο **Σχήμα 5.11** αναπαρίστανται οι καμπύλες στροφής-καθίζησης για το κάθε θεμέλιο. Εμφανής είναι οι μικρότερες καθιζήσεις στην περίπτωση των διεπιφανειών και στις τρεις εξεταζόμενες λύσεις, όπου η αποκόλληση οδηγεί σε μικρότερη συσσώρευση των κατακόρυφων μετακινήσεων. Όπως φαίνεται, το φαινόμενο αυτό λόγω της ελεύθερης κίνησης των πλευρικών τοιχωμάτων της θεμελίωσης επιτρέπει σε αυτό να στρέφεται ελεύθερα με αποτέλεσμα ο ρυθμός αύξησης της καθίζησης σε κάθε κύκλο φόρτισης να είναι μειωμένος.

Στο **Σχήμα 5.12** φαίνονται οι μηχανισμοί παραλαβής της φόρτισης των θεμελιώσεων με και χωρίς διεπιφάνειες όπου φαίνεται και χαρακτηριστικά η αποκόλληση τμήματος του θεμελίου κατά την ανακύκλιση του.

5.3.3 Ανακυκλική Φόρτιση για Κατακόρυφο Φορτίο $V=0.9V_{ult}$

Πέρα από τις φορτίσεις με κατακόρυφη φόρτιση ίση με το $0.3V_{ult}$ πραγματοποιήθηκαν ανακυκλικές φορτίσεις για τις εξεταζόμενες θεμελιώσεις με ταυτόχρονη επιβολή κατακόρυφης φόρτισης ίση με το 0.9 της συνολικής αντοχής του κάθε θεμελίου ξεχωριστά. Ο συντελεστής 0.9 επιλέχθηκε με σκοπό το σύστημα να διαθέτει ένα συντελεστή ασφαλείας περίπου ίσο με 1.1, ο οποίος θεωρείται ότι ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα κατά την στιγμή της έμπηξης των *Spudcan*, όπου το έδαφος οδηγείται στην αστοχία. Χαμηλός συντελεστής ασφαλείας σε κατακόρυφο φορτίο επικρατεί και στη φάση λειτουργίας της πλατφόρμας την στιγμή που οι δεξαμενές της είναι γεμάτες. Για να ληφθεί υπόψιν η επιρροή των συνθηκών της διεπιφάνειας ανάμεσα στο έδαφος και στο θεμέλιο, πραγματοποιήθηκαν αναλύσεις με θεώρηση πλήρους επαφής καθώς και συνθήκες ατελούς επαφής του συστήματος εδάφους-θεμελίου. Ακόμα, τονίζεται ότι επιβλήθηκαν και σε αυτή την περίπτωση μόνο μεγάλου πλάτους μετακινήσεις ($u_{top}=0.8m$) προκειμένου να διερευνηθεί η ανακυκλική απόκριση της πλατφόρμας κατά την ανάπτυξη έντονων πλαστικοποιήσεων γύρω από το θεμέλιο με ταυτόχρονη άσκηση μεγάλου κατακόρυφου φορτίου.

Στο **Σχήμα 5.13** αριστερά παρουσιάζονται οι καμπύλες $M-\theta$ για πλήρης επαφή θεμελίου εδάφους και δεξιά για ατελείς συνθήκες διεπιφάνειας εδάφους θεμελίου. Αρχικά, η απόκριση των θεμελίων στην θεώρηση “full-contact” παρουσιάζει μία εντόνως πλαστική συμπεριφορά και η ροπή που αναπτύσσεται όταν η θεμελίωση οδηγείται για πρώτη φορά στο +A είναι πολύ μικρότερη από αυτή για μηδενικό κατακόρυφο φορτίο. Αυτό οφείλεται στην αδυναμία του εδάφους να παραλάβει επιπλέον δύναμη έπειτα από την επιβολή του μεγάλου κατακόρυφου φορτίου που το οδηγεί πρακτικά στην αστοχία. Έτσι με την οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματός του, το θεμέλιο αστοχεί έχοντας παραλάβει πολύ μικρή ροπή. Η μείωση της αντοχής σε ροπή λόγω του κατακόρυφου φορτίου είναι εντονότερη στην περίπτωση του ρηχώς εγκιβωτισμένου φρέατος ($L/D=0.2$), όπου η αντοχή είναι περίπου το 20% της αρχικής ενώ στο Caisson με $L/D=1$ και στο Spudcan η αντοχή σε ροπή ανατροπής είναι περίπου το 30% της αρχικής ($V=0$). Επιπλέον, η αύξηση της αντοχής καθώς ολοκληρώνονται οι κύκλοι φόρτισης είναι εντονότερη σε σχέση με την περίπτωση που το κατακόρυφο φορτίο είναι ίσο με το 0.3 του οριακού και πραγματοποιείται σταδιακά μέχρι να επιτευχθεί ισορροπία και η αύξηση να σταματήσει. Συγκεκριμένα, η αύξηση που πραγματοποιείται είναι της τάξης του 65% της αρχικής τιμής της ροπής που παραλαμβάνει το σύστημα θεμελίου-εδάφους για την συγκεκριμένη οριζόντια μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος.

Στην περίπτωση των ατελών συνθηκών διεπιφάνειας, όπως είναι αναμενόμενο η αντοχή είναι ακόμα πιο μειωμένη και ο βρόχος μικρότερος λόγω του φαινομένου της αποκόλλησης. Το σχήμα του βρόχου για το λόγο αυτό αλλάζει και η δυσκαμψία του συστήματος μειώνεται. Ενδιαφέρον παρουσιάζει η περίπτωση του Caisson με $L/D=1$ όπου η δυσκαμψία και η ροπή αντοχής είναι αρχικά μεγαλύτερες στην περίπτωση των ατελών συνθηκών επαφής, σε σχέση με αυτές του “full contact” μοντέλου, αλλά στο τέλος της φόρτισης, η υπεραντοχή που δημιουργείται είναι μεγαλύτερη για το μοντέλο με τις συνθήκες πλήρους επαφής.

Στο **Σχήμα 5.14** αναπαρίστανται οι καμπύλες στροφής-καθίζησης για το κάθε θεμέλιο. Εμφανής είναι οι μικρότερες καθιζήσεις στην περίπτωση των διεπιφανειών και στις τρεις εξεταζόμενες λύσεις, όπου η αποκόλληση οδηγεί σε μικρότερη συσσώρευση των κατακόρυφων μετακινήσεων όπως ακριβώς συμβαίνει και στην περίπτωση του κατακόρυφου φορτίου ίσου με $0.3V_{ult}$. Το Spudcan φαίνεται να ανταποκρίνεται πολύ καλύτερα στην φόρτιση αφού η καθίζηση του είναι μικρότερη συγκριτικά με αυτή των Caissons. Γενικά, τα μεγέθη των καθιζήσεων είναι εξαιρετικά μεγάλα και παραπέμπουν σε αστοχία του συστήματος ανωδομής-θεμελίωσης.

Τέλος, στο **Σχήμα 5.15** φαίνονται οι μηχανισμοί παραλαβής της φόρτισης κάθε θεμελίου. Λόγω του μεγάλου κατακόρυφου φορτίου επικρατεί ο κατακόρυφος μηχανισμός αστοχίας σε σχέση με τον περιστροφικό ενώ για την περίπτωση των διεπιφανειών παρατηρείται το φαινόμενο της αποκόλλησης.

5.3.4 Ανακυκλική Φόρτιση για Μεταβαλλόμενο Κατακόρυφο Φορτίο

Όπως έχει περιγραφεί και στο προηγούμενο κεφάλαιο (**Κεφάλαιο 4**) η ανακυκλική φόρτιση της πλατφόρμας οδηγεί και σε μεταβολή των αξονικών δυνάμεων των υποστυλωμάτων η οποία μεταφέρεται στο θεμέλιο ως κατακόρυφη φόρτιση. Υπολογίστηκε λοιπόν, ο τρόπος μεταβολής της αξονικής δύναμης του δυσμενέστερου υποστυλώματος για οριζόντια μετακίνηση του καταστρώματος και φτιάχτηκαν τα αντίστοιχα διαγράμματα αξονικής δύναμης-μετακίνησης κορυφής του άκαμπτου υποστυλώματος. Τα διαγράμματα αυτά χρησιμοποιήθηκαν στο παρόν κεφάλαιο όπου επιβλήθηκε στο απλοποιημένο προσομοίωμά μας μεταβαλλόμενη κατακόρυφη δύναμη συναρτήσει της οριζόντιας μετακίνησης της κορυφής του υποστυλώματος. Έτσι, για μετατόπιση προς τα θετικά του άξονα η αξονική δύναμη αυξάνεται ενώ για κίνηση προς τα αρνητικά η αξονική δύναμη μειώνεται όπως θα συνέβαινε και στο ολοκληρωμένο σύστημα πλατφόρμας-θεμελίωσης. Περισσότερες λεπτομέρειες περιγράφονται στο κεφάλαιο 4.

Στο **Σχήμα 5.16** παρουσιάζονται οι καμπύλες ροπής-στροφής καθώς και οι καμπύλες καθίζησης-στροφής για τα τρία διαφορετικά θεμέλια, για μικρού και μεγάλου πλάτους μετακίνηση της κορυφής του υποστυλώματος. Και σε αυτή την περίπτωση, όπου το φορτίο μεταβάλλεται, παρατηρείται μία υπεραντοχή η οποία είναι εντονότερη στην περίπτωση της μεγάλης μετακίνησης της κορυφής. Λόγω του μεγάλου αξονικού φορτίου που δημιουργείται κατά την μεγάλη πλάτους μετακίνηση της πλατφόρμας το διάγραμμα ροπής-στροφής παρουσιάζει πτώση η οποία είναι εντονότερη στην περίπτωση του Caisson με $L/D=1$. Καθώς στη συγκεκριμένη περίπτωση το φορτίο είναι ίδιο, και μεταβάλλεται με τον ίδιο τρόπο για όλα τα θεμέλια, είναι λογικό να επηρεάζει περισσότερο το φρέαρ με $L/D=1$, το οποίο έχει και την μικρότερη αντοχή σε κατακόρυφη δύναμη και να οδηγεί σε μεγάλη μείωση της αντοχής του. Όσον αφορά τις καθιζήσεις, οι οποίες απεικονίζονται και για μικρό και για μεγάλο πλάτος μετατόπισης, παρατηρούμε ότι κατά την μετατόπιση προς τα αρνητικά του άξονα το θεμέλιο ανασηκώνεται. Αυτό οφείλεται στην μείωση του κατακόρυφου φορτίου όταν η πλατφόρμα μετακινείται προς τα αρνητικά του άξονα. Έτσι, οι καθιζήσεις περιορίζονται. Ειδικότερα για την περίπτωση του Spudcan οι καθιζήσεις φαίνεται να είναι αποδεκτές και ίσες με περίπου 20 εκατοστά.

Στο **Σχήμα 5.17** φαίνονται οι μηχανισμοί παραλαβής του φορτίου για την συγκεκριμένη περίπτωση με μεταβαλλόμενο κατακόρυφο φορτίο. Ο μηχανισμός που επικρατεί είναι ο κατακόρυφος και ο περιστροφικός περιορίζεται λόγω της ανάπτυξης μεγάλου κατακόρυφου φορτίου

5.3.5 Επεξήγηση Φαινομένου Υπεραντοχής Κατά την Ανακύκλιση

Όπως φάνηκε στα προηγούμενα εδάφια του κεφαλαίου, η ανακυκλική φόρτιση του προσομοιώματος υποστυλώματος-θεμελίου με ελεγχόμενη μετακίνηση της κορυφής του και με ταυτόχρονη επιβολή κατακόρυφης δύναμης, οδηγεί σε ανάπτυξη υπεραντοχής ανά κύκλο φόρτισης μέχρι που το σύστημα ισορροπεί σε μία τελική τιμή. Η ανάπτυξη της υπεραντοχής πραγματοποιείται σχεδόν αποκλειστικά μετά την λήξη του

πρώτου κύκλου φόρτισης και στη συνέχεια συνεχίζεται με μειούμενο ρυθμό μέχρι την ισορροπία. Η αύξηση αυτή της αντοχής του συστήματος, είναι μεγαλύτερη όσο μεγαλύτερο είναι το κατακόρυφο φορτίο που επιβάλλεται στο μοντέλο. Στο παρόν εδάφιο, γίνεται προσπάθεια επεξήγησης του φαινομένου αυτού. Στα **Σχήματα 5.18-5.21** παρουσιάζονται τα διαγράμματα M-θ για το θεμέλιο τύπου Sprudcan για όλα τα σενάρια κατακόρυφης φόρτισης και μετακίνησης κορυφής καθώς και η υπεραντοχή τους.

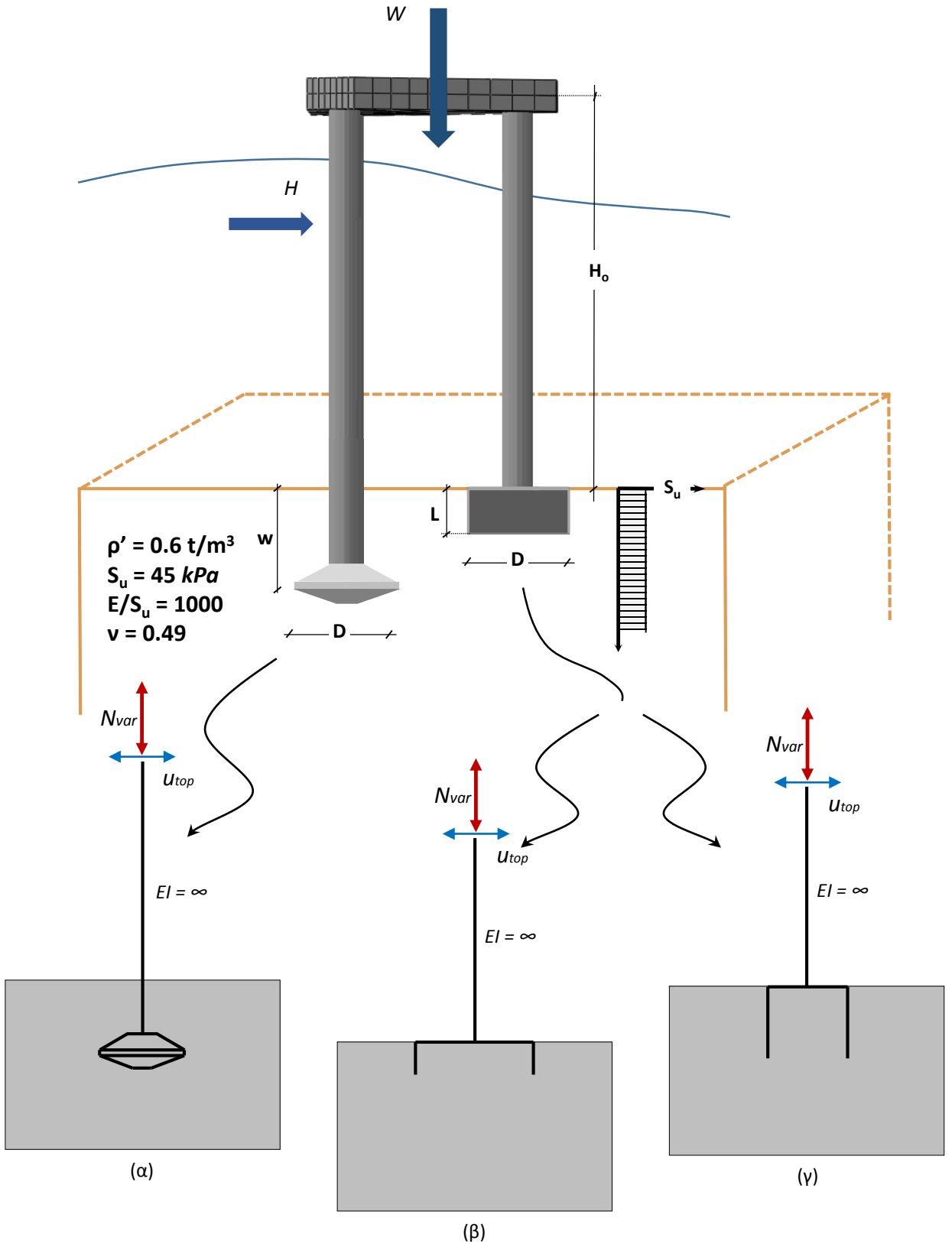
Αρχικά, στο θεμέλιο επιβάλλεται κατακόρυφο φορτίο το οποίο οδηγεί το έδαφος σε πλαστικοποιήσεις και σε παραμορφώσεις πηγαινόντάς το πιο κοντά στην αστοχία του **Σχήμα 5.22 α**. Έπειτα, με την οριζόντια μετακίνηση που επιβάλλεται στην κορυφή κρατώντας σταθερή την κατακόρυφη δύναμη το θεμέλιο υποβάλλεται σε περιστροφή με ταυτόχρονη κατακόρυφη μετακίνηση και τελικά σε αστοχία με αντοχή μειωμένη συγκριτικά με την αντοχή που έχει για οριζόντια μετακίνηση της κορυφής και κατακόρυφο φορτίο ίσο με το μηδέν. Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 5.22 β**, το οποίο μας δείχνει το στιγμιότυπο αμέσως μετά την οριζόντια μετακίνηση (πλάτος μετακίνησης +A), καθώς το θεμέλιο στρίβει ασκεί προς την πλευρά της στροφής του (αριστερά) επιπλέον τάσεις οι οποίες είναι αυτές που οδηγούν το σύστημα σε αστοχία με ταυτόχρονη όμως αποφόρτιση του τμήματος του εδάφους που βρίσκεται κάτω από την δεξιά πλευρά του. Το έδαφος στην περιοχή αυτή (δεξιά) οδηγείται σε τασικό πεδίο το οποίο βρίσκεται μακρύτερα από την αστοχία, και λόγω της συμπίεσης που έχει δεχτεί η αριστερή πλευρά, εγκιβωτίζεται, γίνεται πιο δύσκαμπτο και αποκτά μεγαλύτερη αντοχή. Οι τάσεις δηλαδή που έχουν δημιουργηθεί είναι αυτές που δημιουργούν ευνοϊκές συνθήκες, όσον αφορά την αντοχή του εδάφους, και έτσι, όταν το υποστύλωμα μετακινείται προς την αντίθετη πλευρά (πλάτος μετακίνησης -A) παρατηρείται αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας του **Σχήμα 5.23 γ**. Τελικά, η νέα αυτή στροφή οδηγεί σε περαιτέρω συμπίεση του εδάφους και με την ολοκλήρωση του πρώτου κύκλου της ανακυκλικής φόρτισης και την μετακίνηση της κορυφής στο πλάτος μετακίνησης +A το έδαφος παραλαμβάνει ακόμα μεγαλύτερη δύναμη και έχει μεγαλύτερη δυσκαμψία **Σχήμα 5.23 δ**. Στον επόμενο κύκλο, παρατηρείται το ίδιο φαινόμενο αλλά με σαφώς

μειωμένη αύξηση της αντοχής και της δυσκαμψίας και τελικά, καθώς η ανακύκλιση συνεχίζεται το σύστημα ισορροπεί σε ένα σταθερό βρόχο (σταθερή αντοχή και δυσκαμψία).

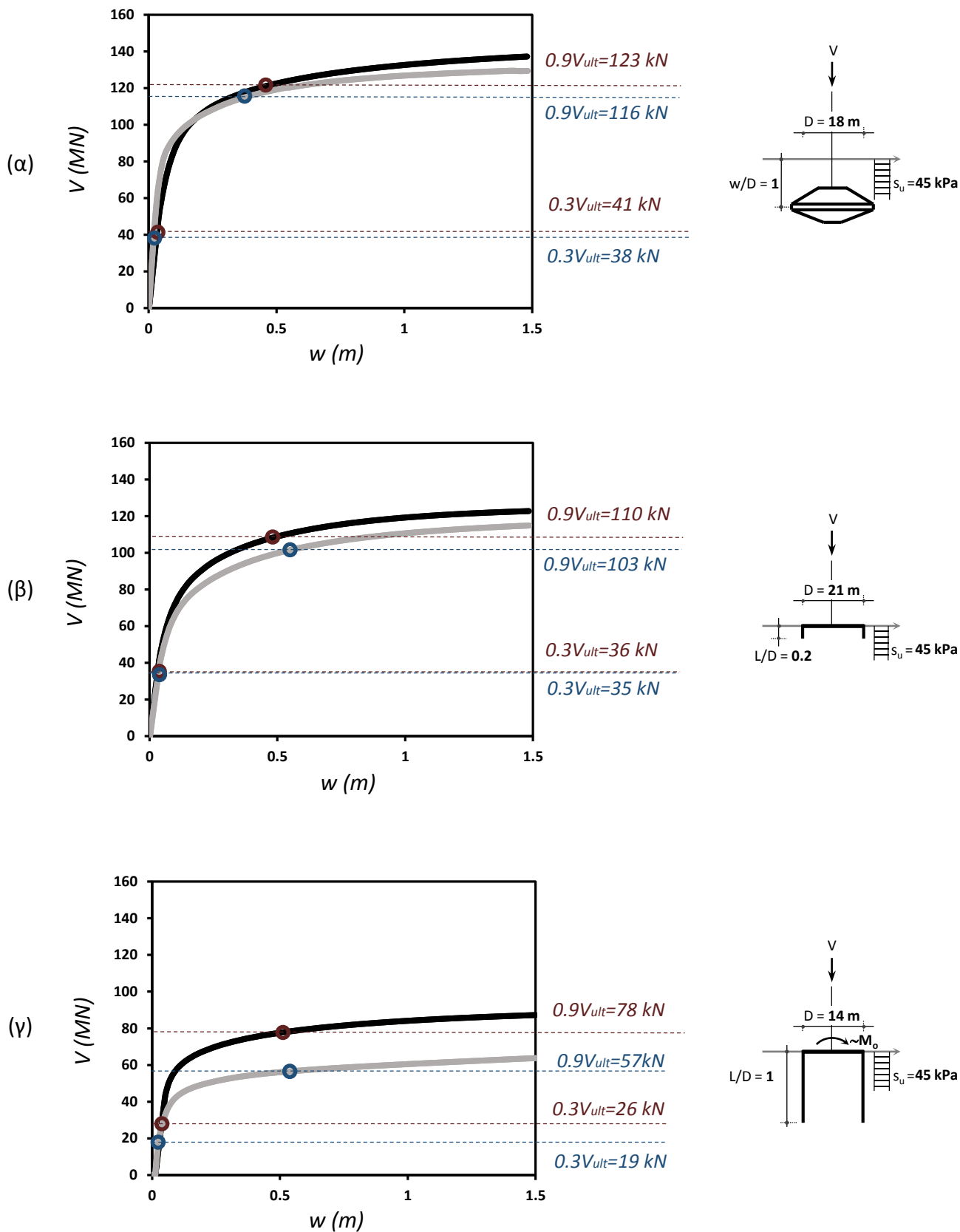
Το φαινόμενο αυτό της υπεραντοχής έχει παρατηρηθεί και από τους A. Panagiotidou, G. Gazetas, N. Gerolymos [Pushover and Seismic Response of Foundations on Stiff Clay: Analysis with P-Delta Effects, 2012] όπου η αύξηση της αντοχής όμως αποδίδεται, κατά κύριο λόγο, σε φαινόμενα P-δ και όχι στους λόγους που εξετάστηκαν. Στην περίπτωση της παρούσας εργασίας όμως, τα μη-γραμμικά φαινόμενα αγνοούνται οπότε δεν θα μπορούσαν να είναι αυτά η αιτία της υπεραντοχής. Επιπλέον, αύξηση της αντοχής διαπιστώθηκε και από τους N. Gerolymos και G. Gazetas [Static and dynamic response of massive caisson foundations with soil and interface nonlinearities—validation and results, 2005] κατά την ανακυκλική απόκριση εγκιβωτισμένων φρεάτων.

Σχήματα 5^{ου} Κεφαλαίου

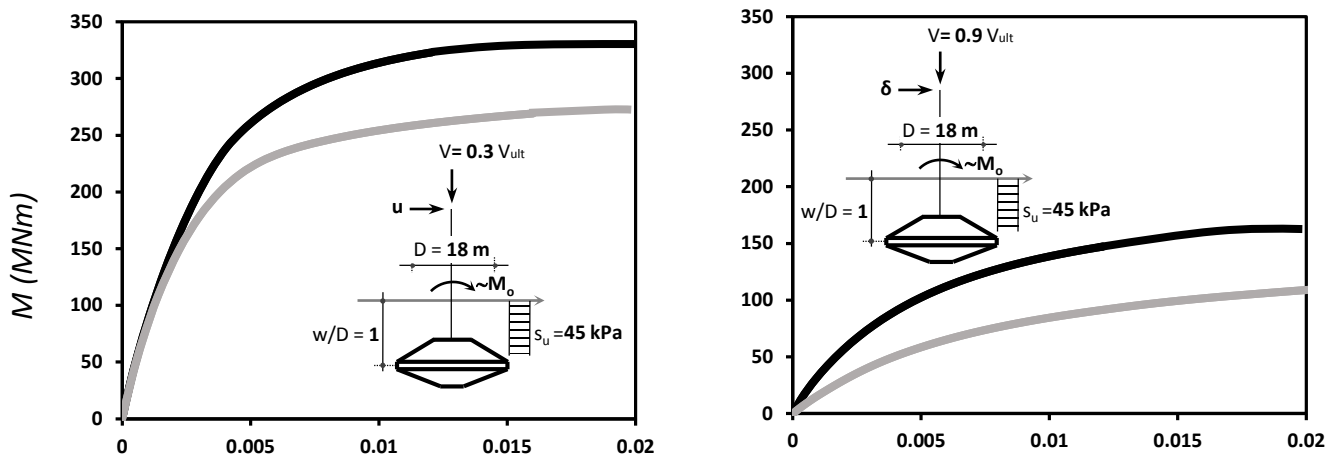
*Συμπεριφορά εξεταζόμενων θεμελίων υπό
μονοτονική και ανακυκλική φόρτιση
ελεγχόμενης μετακίνησης του καταστρώματος*



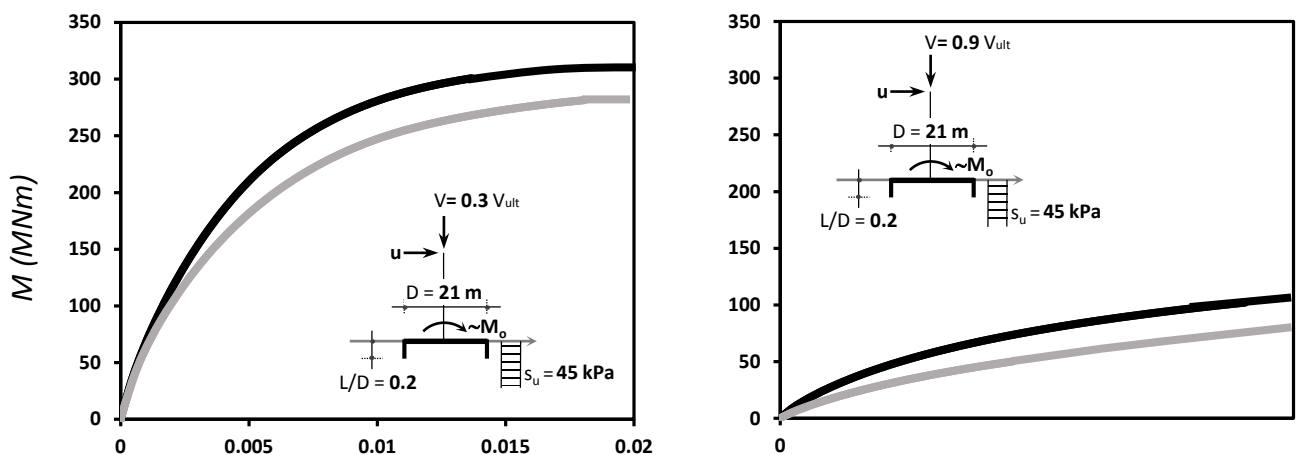
Σχήμα 5.1. Απεικόνιση του προβλήματος και αριθμητική προσομοίωση της ανωδομής ως απλοποιημένου μονοβάθμιου ταλαντωτή με πυλώνα άπειρης δυσκαμψίας και ύψος τέτοιο ώστε η κορυφή του να βρίσκεται σε ύψος 107m πάνω από τον βυθό της θάλασσας



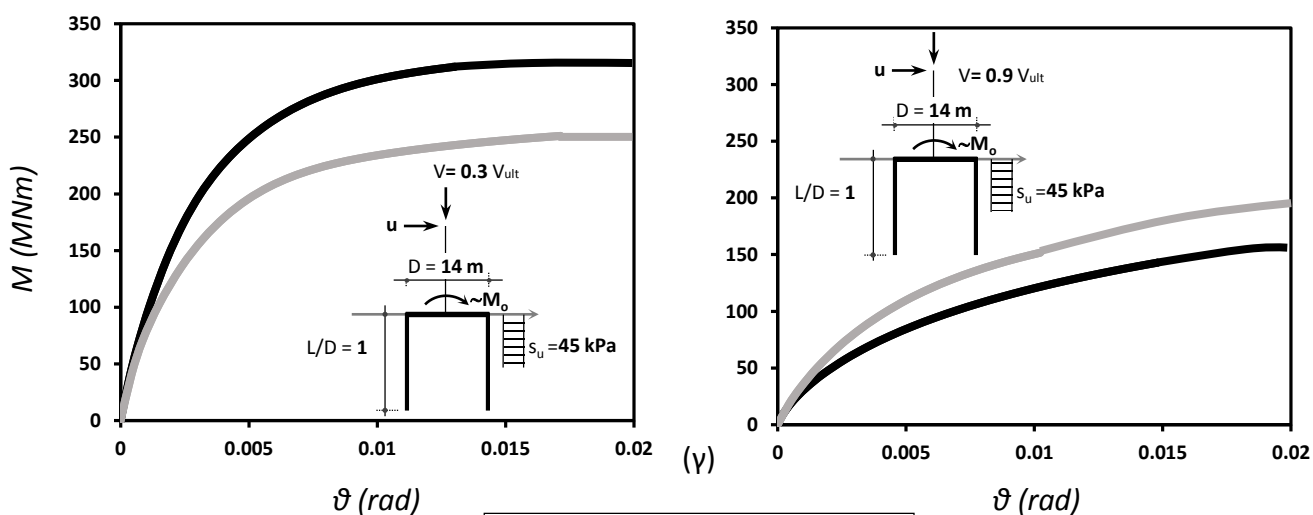
Σχήμα 5.2. Σενάρια κατακόρυφης φόρτισης για το κάθε θεμέλιο κατά την ανακύκλιση με: i) $0.3V_{ult}$ και ii) $0.9V_{ult}$ της μέγιστης αντοχής για συνθήκες πλήρους επαφής (μαύρη καμπύλη) και για ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου (γκρι καμπύλη) : (α) για το Sprudcan με $D=18m$ (β) για το Caisson με $D = 20 m$ και $L/D = 0.2$ και (γ) για το Caisson με $D=14m$ και $L/D=1$



(α)



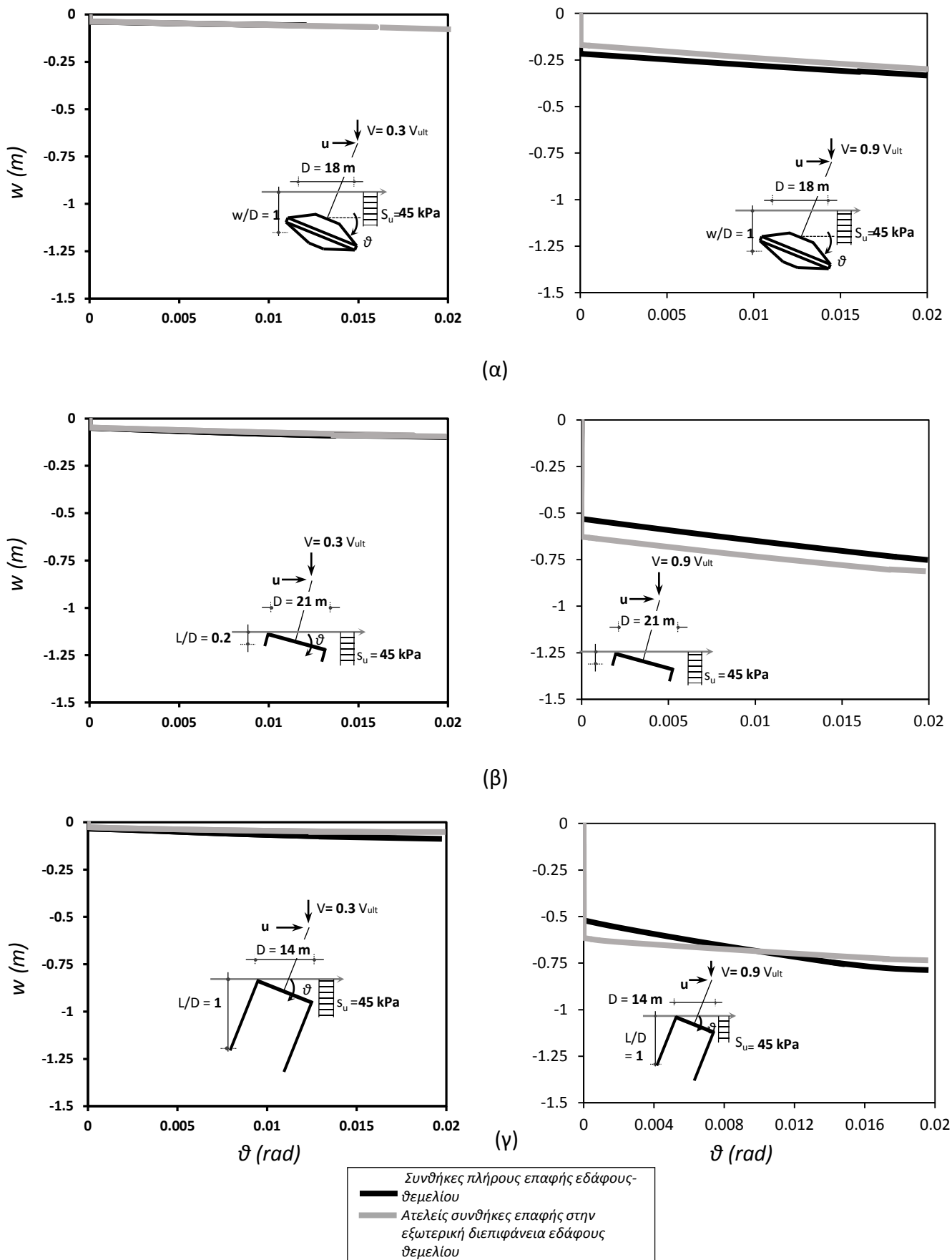
(β)



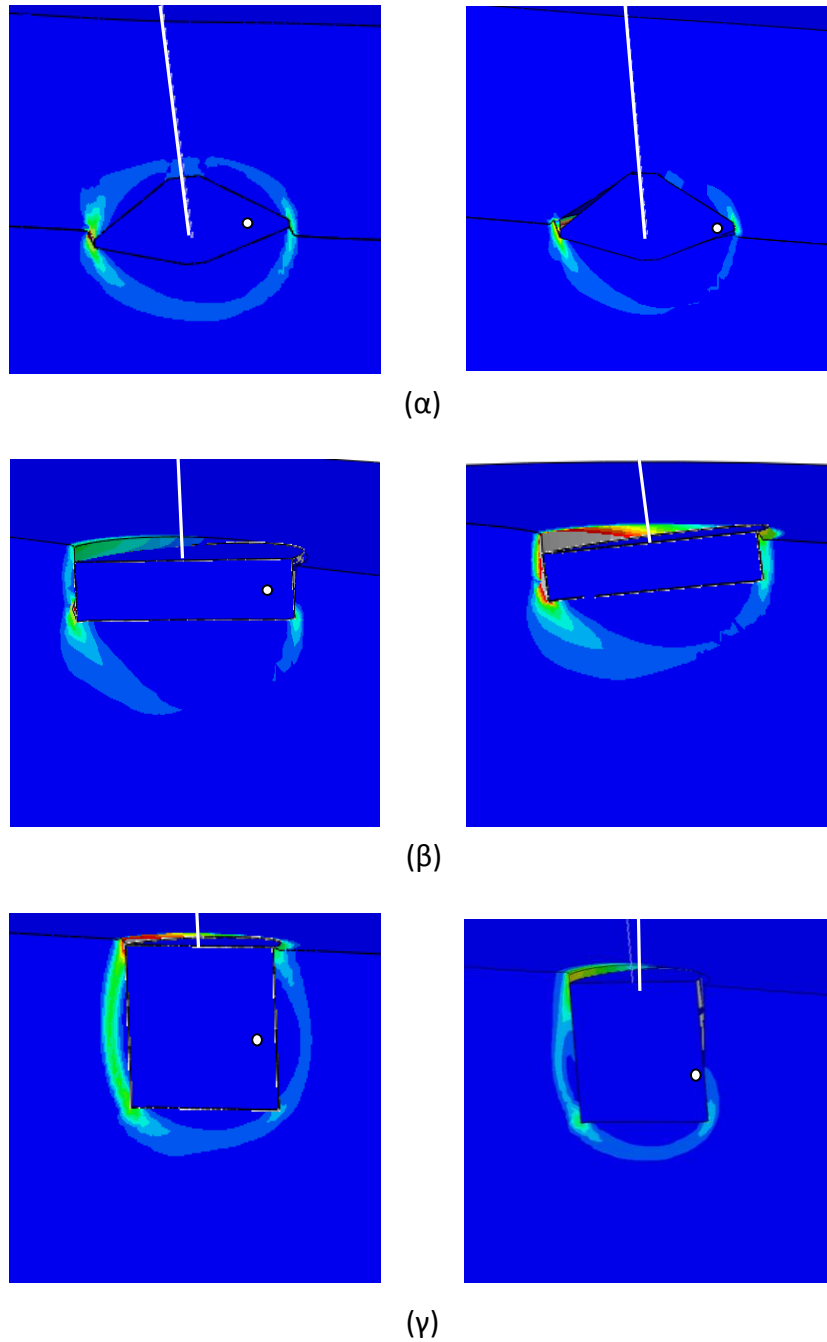
(γ)

— Συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-
 θεμελίου
 — Ατελείς συνθήκες επαφής στην
 εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους
 θεμελίου

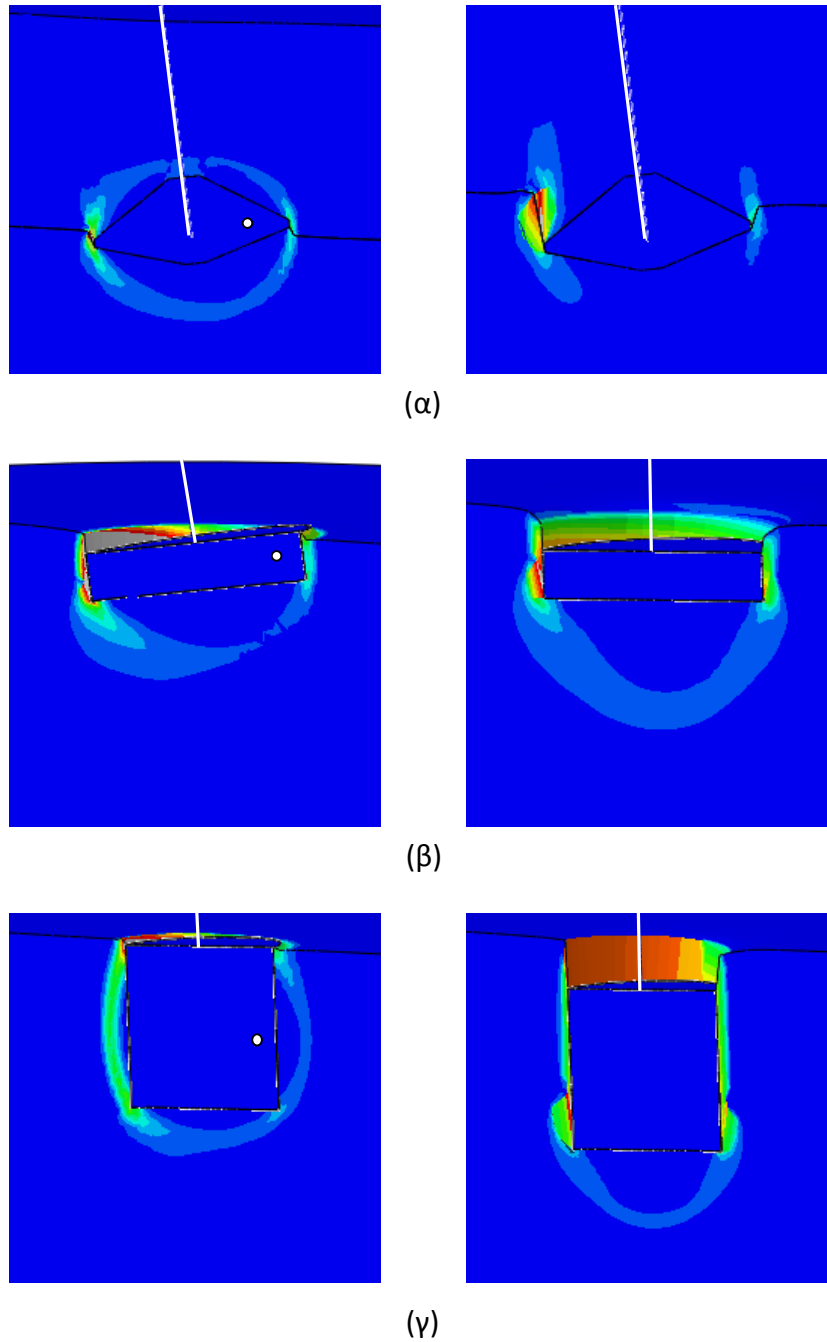
Σχήμα 5.3. Καμπύλες ροπής–στροφής υπό μονοτονική εγκάρσια μετατόπιση στην κορυφή του υποστυλώματος (α) για το Sprudcan με $D=18\text{ m}$ (β) για το Caisson με $L/D=0.2$, $D=21\text{ m}$ και (γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{ m}$. Αριστερά : $V=0.3V_{ult}$. Δεξιά : $V=0.9V_{ult}$



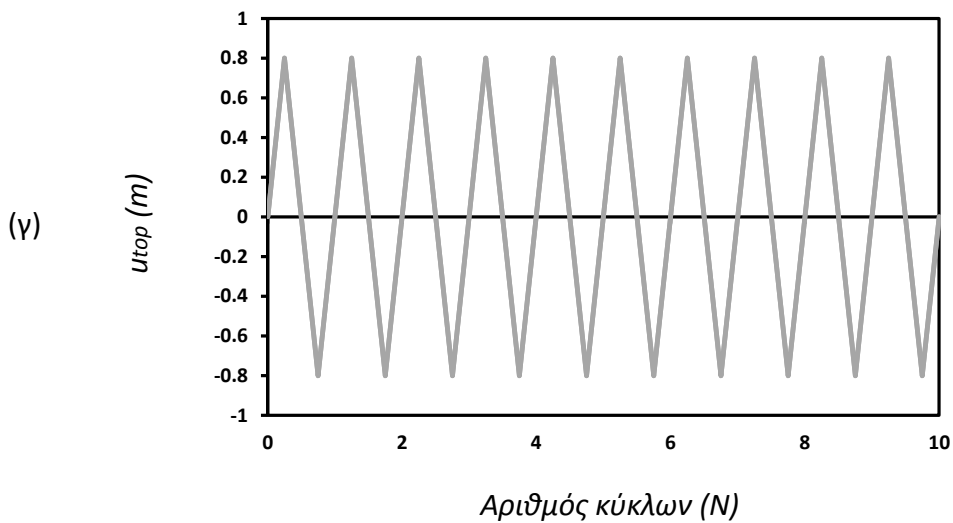
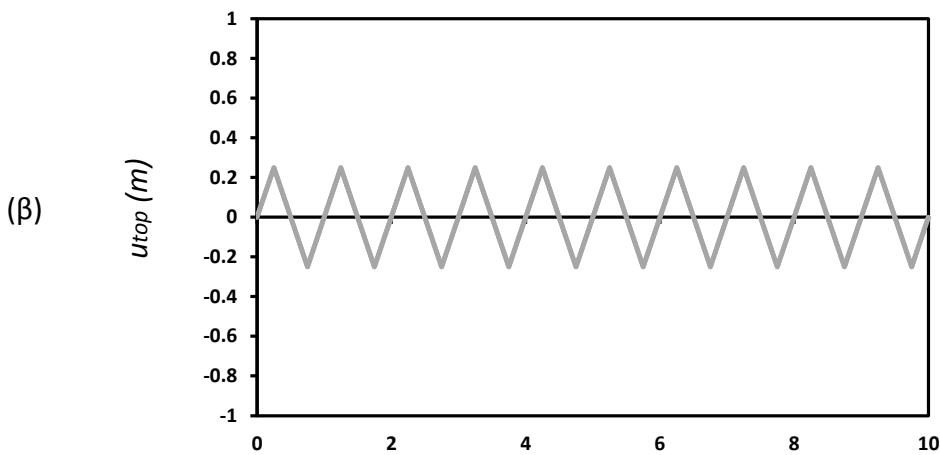
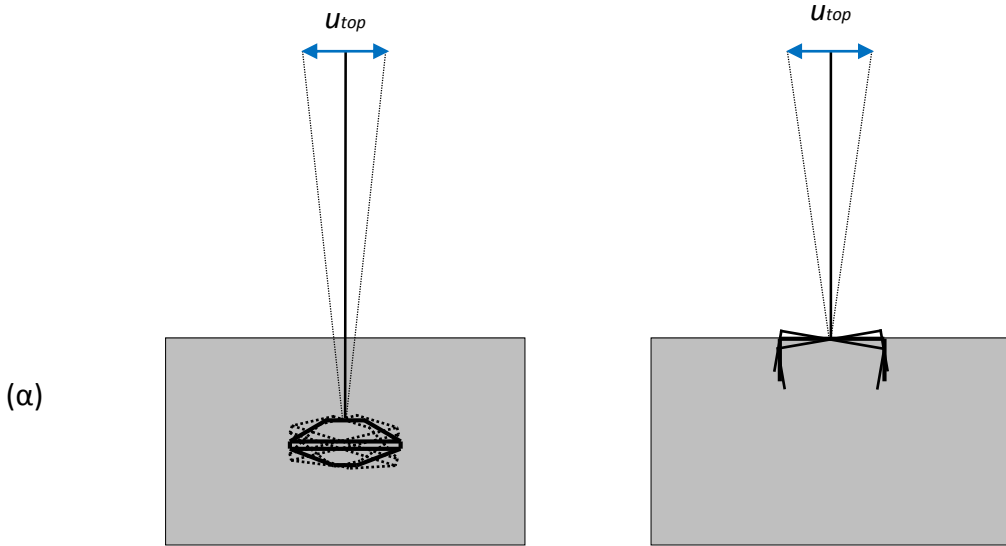
Σχήμα 5.4. Καμπύλες καθίζησης–στροφής υπό μονοτονική εγκάρσια μετατόπιση στην κορυφή του υποστυλώματος (α) για το Spudcan με $D=18\text{m}$ (β) για το Caisson με $L/D=0.2$, $D=21\text{m}$ και (γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$. Αριστερά : $V=0.3V_{ult}$. Δεξιά : $V=0.9V_{ult}$



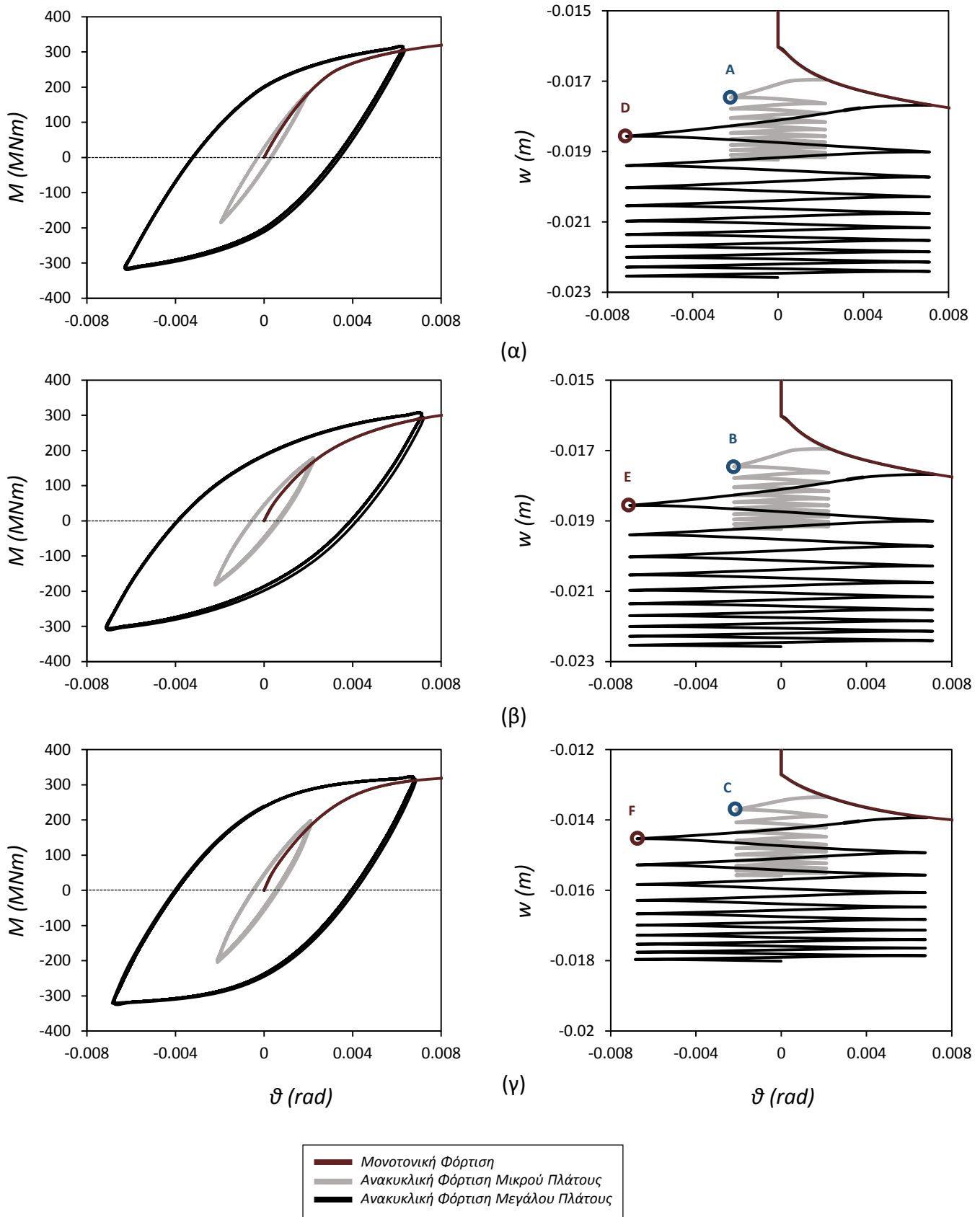
Σχήμα 5.5. Χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό μονοτονική εγκάρσια μετατόπιση για κατακόρυφο φορτίο $V=0.3V_{ult}$: (α) Spudcan με $D=18m$ (β) Caisson με $D = 20 m$ και $L/D = 0.2$ και (γ) Caisson με $D=14m$ και $L/D=1$. Αριστερά: Συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου Δεξιά: Ατελείς συνθήκες επαφής εδάφους – θεμελίου



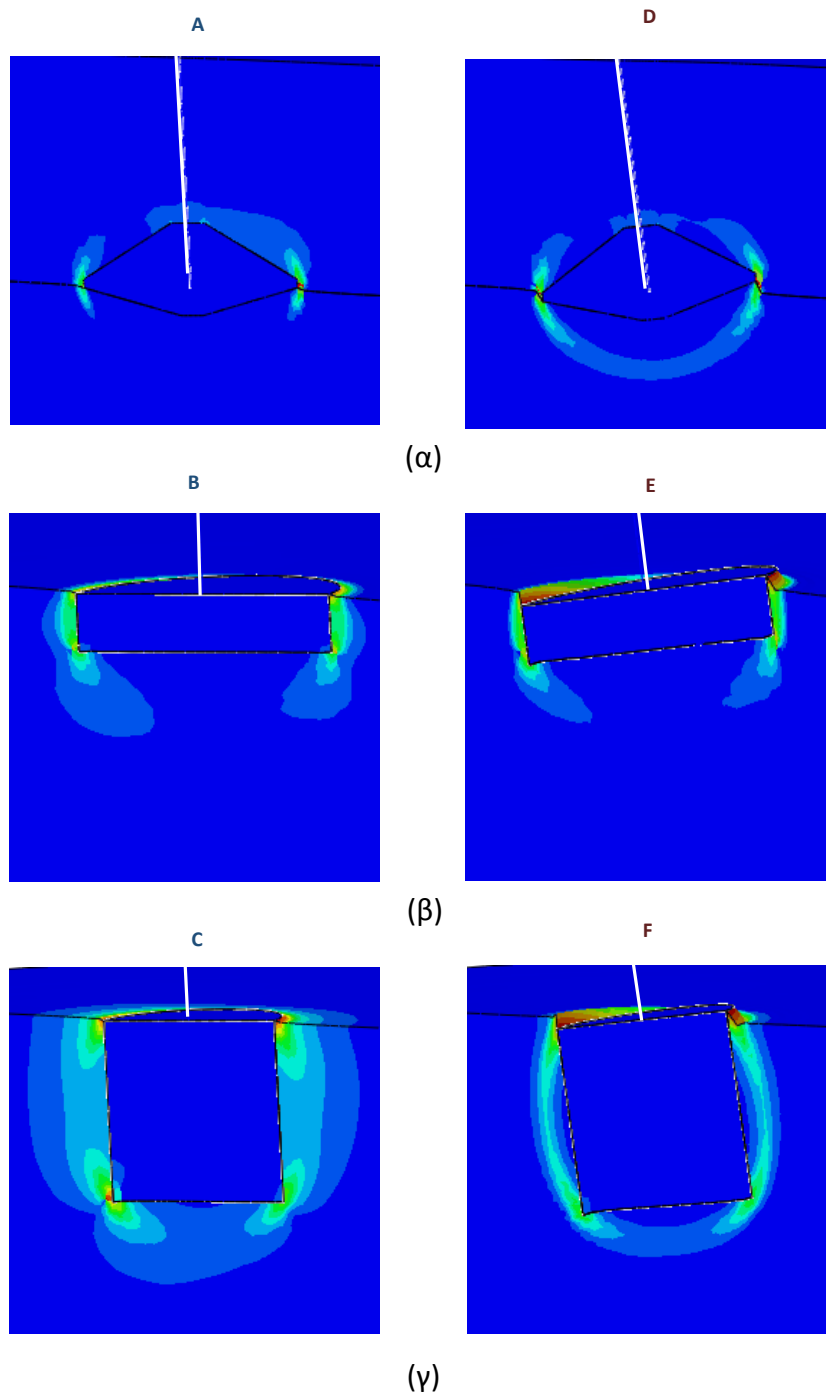
Σχήμα 5.6. Χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό μονοτονική εγκάρσια μετατόπιση για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου : (α) Spudcan με $D=18\text{m}$ (β) Caisson με $D = 20\text{ m}$ και $L/D = 0.2$ και (γ) Caisson με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$. Αριστερά: κατακόρυφο φορτίο $V=0.3V_{ult}$ Δεξιά: κατακόρυφο φορτίο $V=0.9V_{ult}$



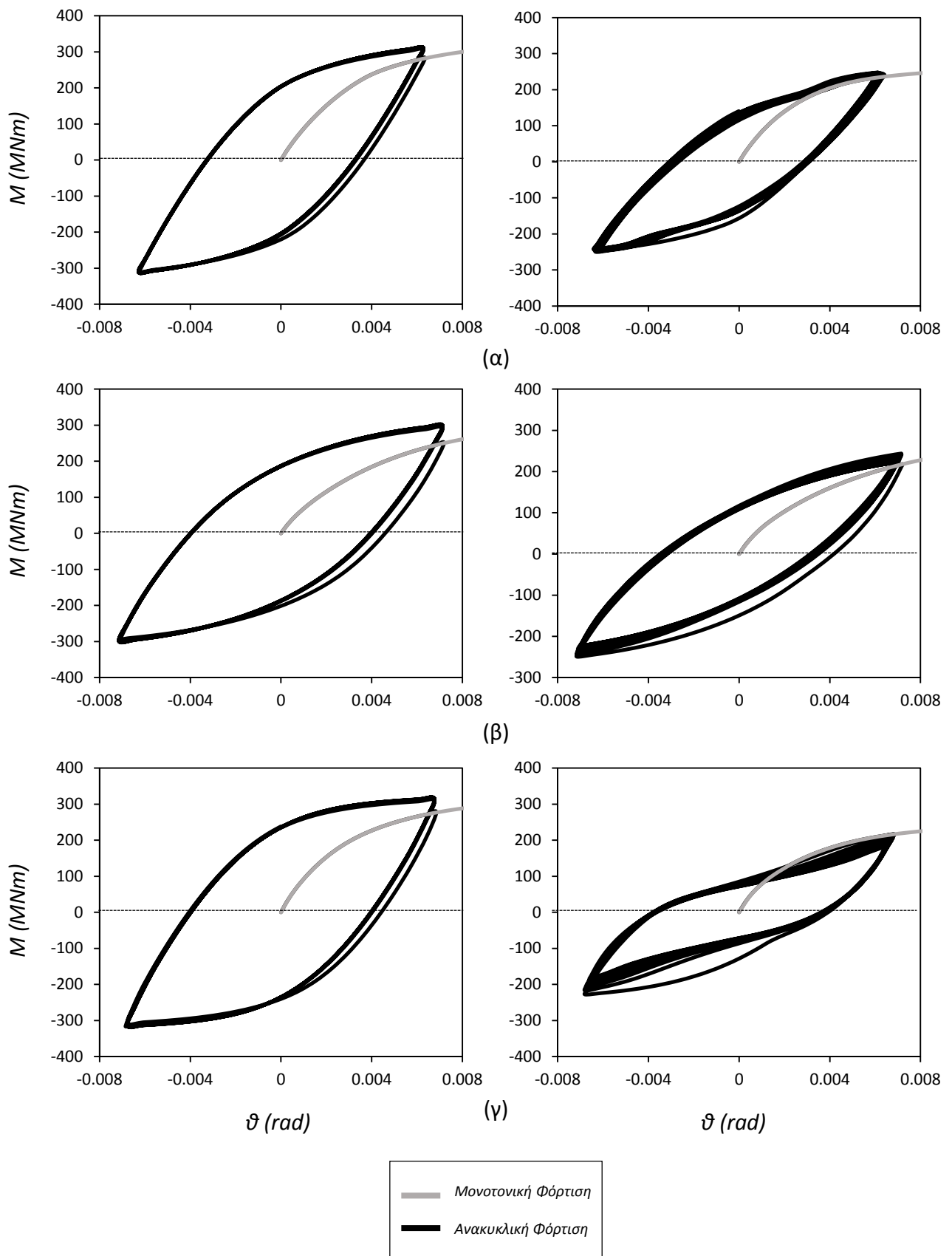
Σχήμα 5.7. Σενάρια μετατόπισης της κορυφής του υποστυλώματος: (α) Σκαριφηματική απεικόνιση, (β) χρονοϊστορία επιβολής μετατόπισης μικρού πλάτους με μέγιστη απομάκρυνση 0.25m και (γ) χρονοϊστορία επιβολής μετατόπισης μεγάλου πλάτους με μέγιστη απομάκρυνση 0.8m



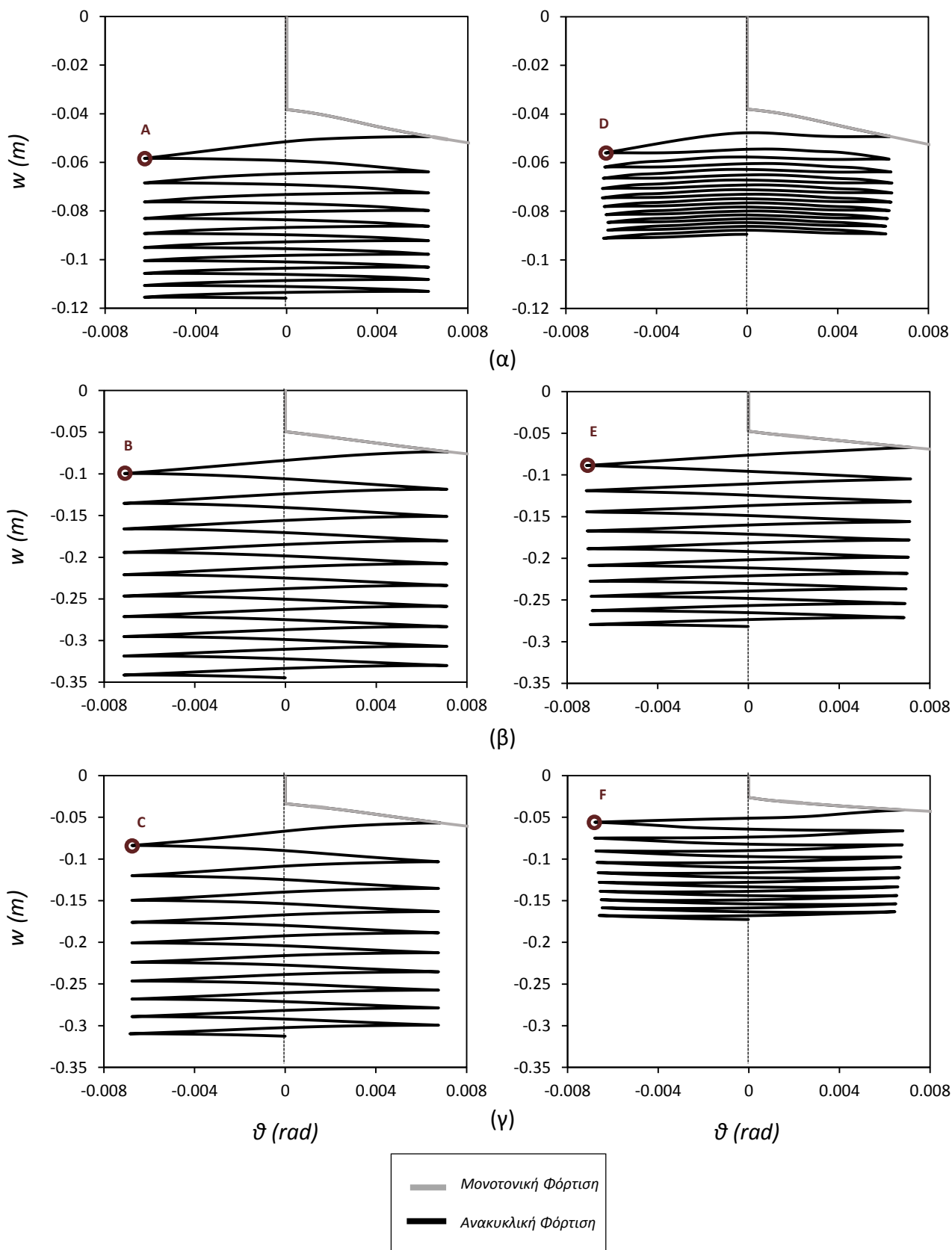
Σχήμα 5.8. Καμπύλες ροπής–στροφής (αριστερά) και καμπύλες καθίζησης–στροφής (δεξιά) υπό μονοτονική και ανακυκλική εγκάρσια μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος με μηδενική αξονική δύναμη για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου : α) για θεμέλιο τύπου Spudcan με $D=18\text{m}$ β) για το Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$



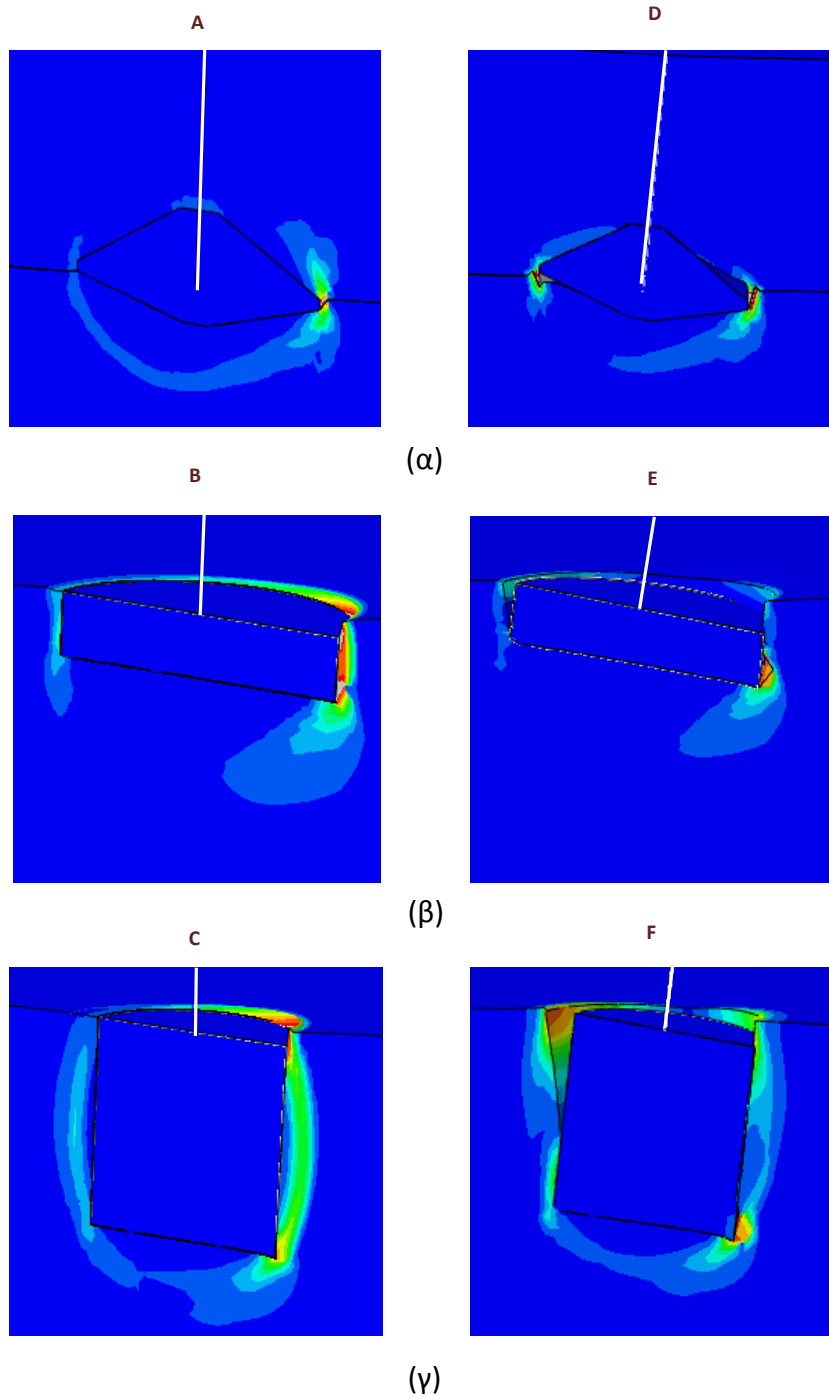
Σχήμα 5.9. Χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό ανακυκλική εγκάρσια μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος για μηδενική αξονική δύναμη με μικρό πλάτος (αριστερά) και με μεγάλο πλάτος (δεξιά) σε συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους – θεμελίου : (α) για το Sprudcan με $D=18\text{m}$ (β) για το Caisson με $D = 20\text{ m}$ και $L/D = 0.2$ και (γ) για Caisson με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$.



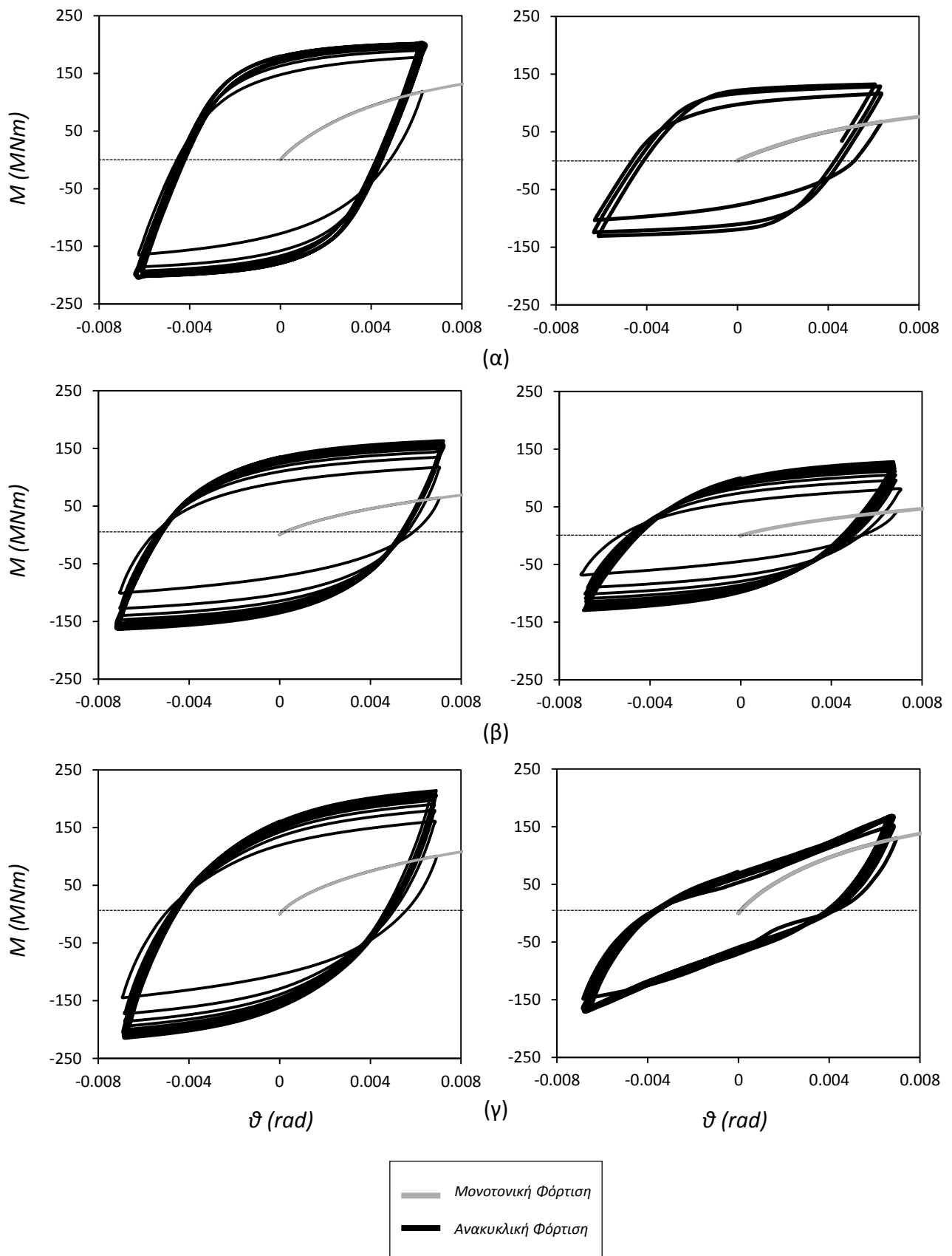
Σχήμα 5.10. Καμπύλες ροπής–στροφής υπό μονοτονική και ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση της κορυφής του υποστυλώματος με ταυτόχρονη αξονική δύναμη $V=0.3V_{ult}$ για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους–θεμελίου (αριστερά) και ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους–θεμελίου (δεξιά) : α) για θεμέλιο τύπου Sprudcan με $D=18\text{m}$ β) για το Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$



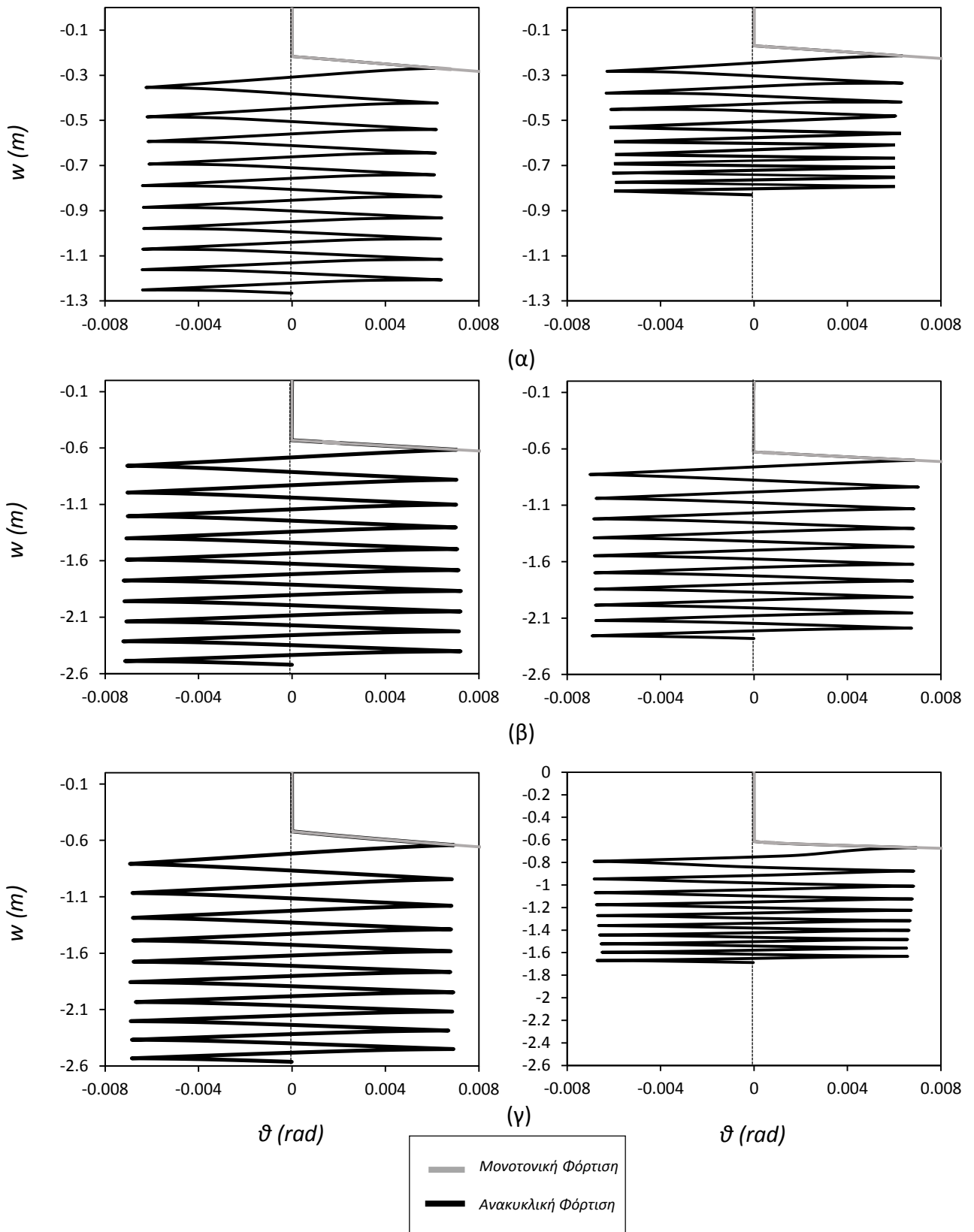
Σχήμα 5.11. Καμπύλες καθίζησης-στροφής υπό μονοτονική και ανακυκλική εγκάρσια μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος με ταυτόχρονη αξονική δύναμη $V=0.3V_{ult}$ για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου (αριστερά) και ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου (δεξιά) : α) για θεμέλιο τύπου Spudcan με $D=18\text{m}$ β) για το Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$



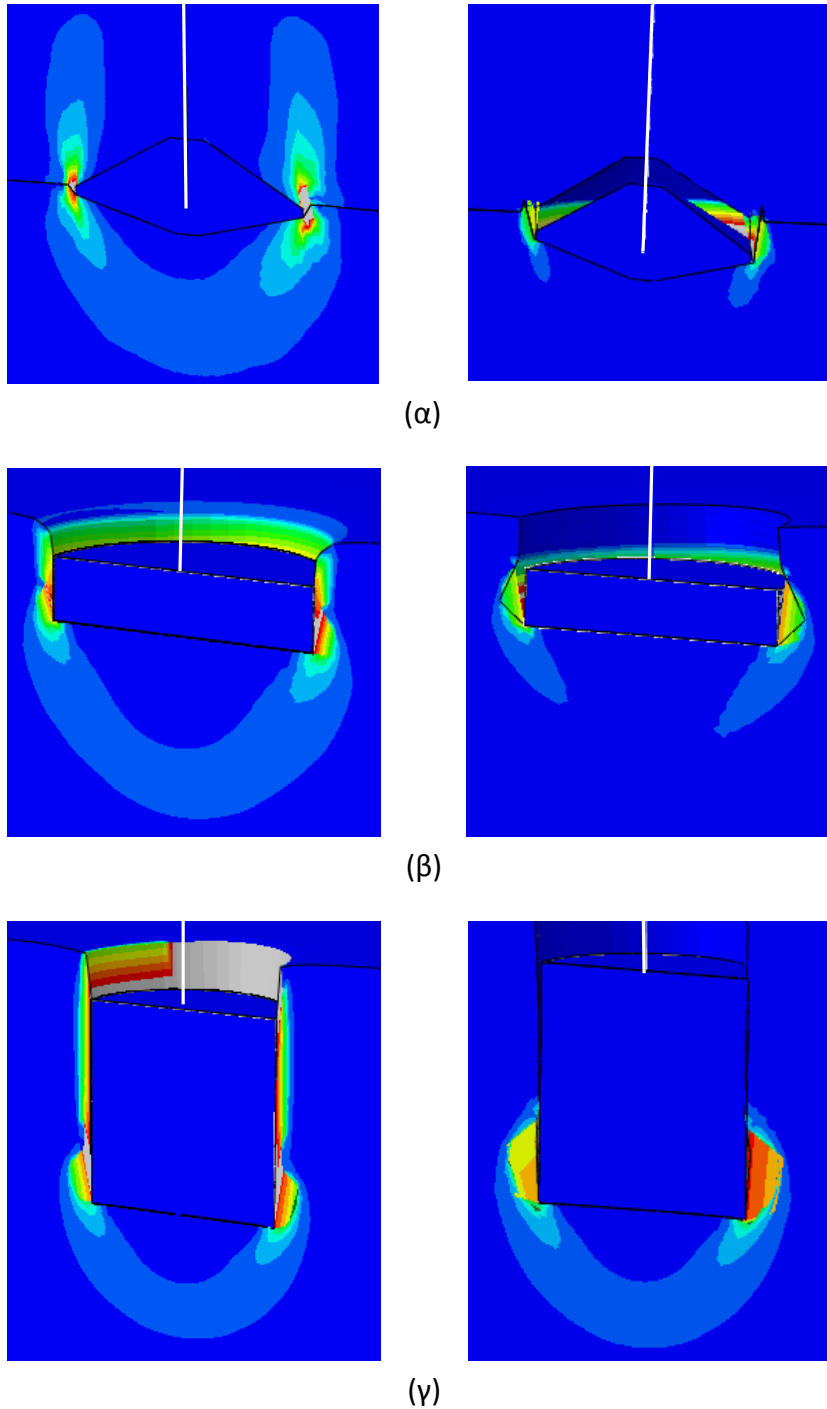
Σχήμα 5.12. Χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό ανακυκλική εγκάρσια μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος με ταυτόχρονη αξονική δύναμη $V=0.3V_{ult}$ για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου (αριστερά) και ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου (δεξιά) : (α) για το Spudcan με $D=18\text{m}$ (β) για το Caisson με $D = 20\text{ m}$ και $L/D = 0.2$ και (γ) για Caisson με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$.



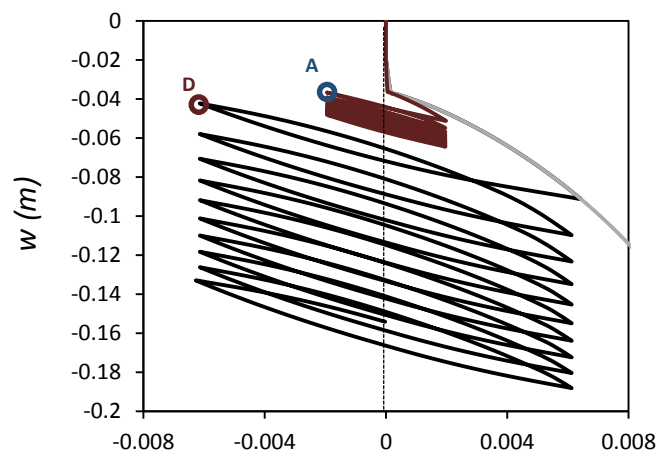
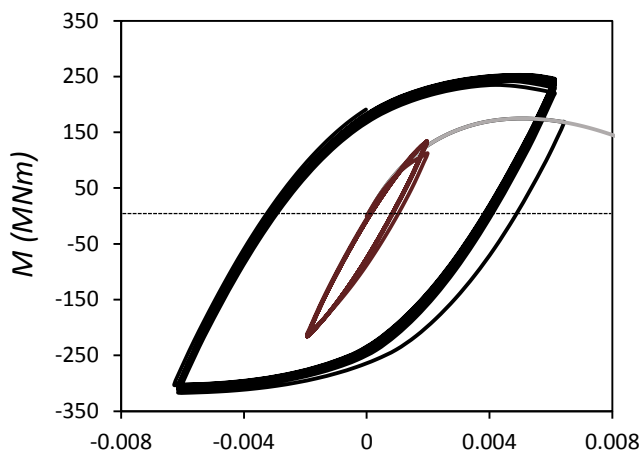
Σχήμα 5.13. Καμπύλες ροπής–στροφής υπό μονοτονική και ανακυκλική εγκάρσια μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος με ταυτόχρονη αξονική δύναμη $V=0.9V_{ult}$ για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου (αριστερά) και ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους – θεμελίου (δεξιά) : α) για θεμέλιο τύπου Sprudcan με $D=18\text{m}$ β) για το Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$



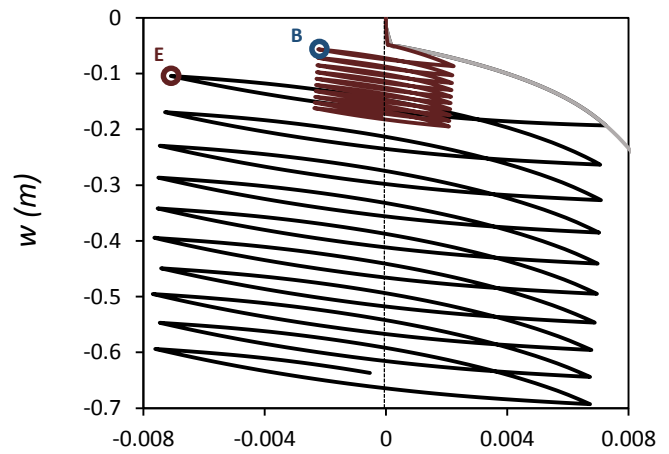
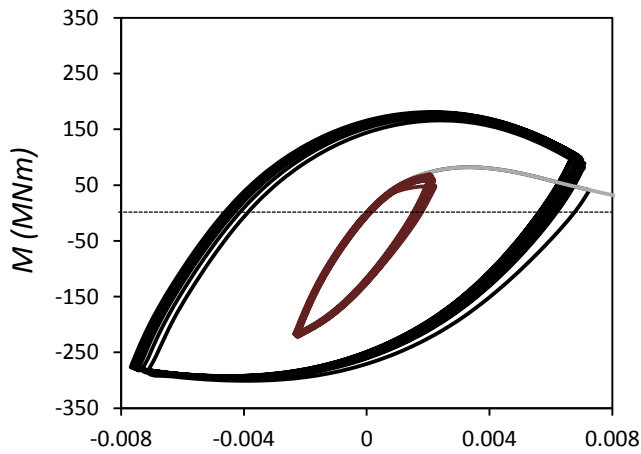
Σχήμα 5.14. Καμπύλες καθίζησης–στροφής υπό μονοτονική και ανακυκλική εγκάρσια μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος με ταυτόχρονη αξονική δύναμη $V=0.9V_{ult}$ για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου (αριστερά) και ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους–θεμελίου (δεξιά) : α) για θεμέλιο τύπου Sprudcan με $D=18\text{m}$ β) για το Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$



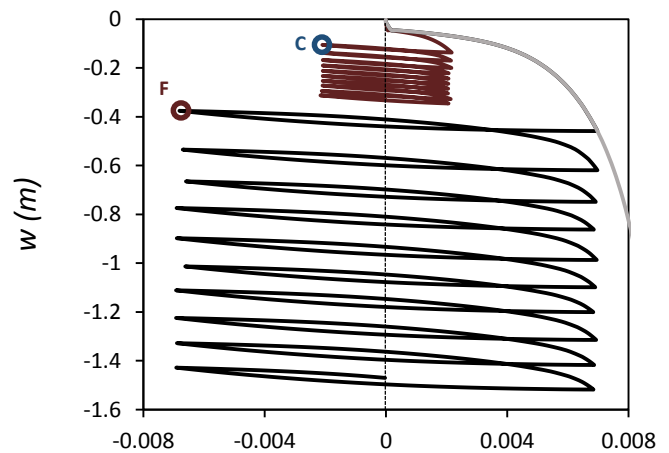
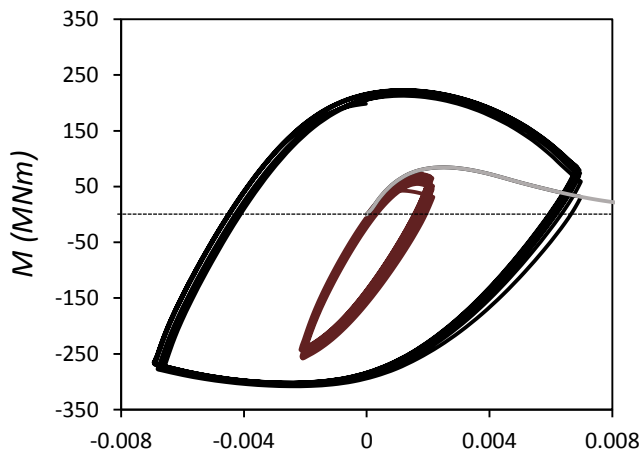
Σχήμα 5.15. Χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό ανακυκλική εγκάρσια μετατόπιση της κορυφής του υποστυλώματος με ταυτόχρονη αξονική δύναμη $V=0.9V_{ult}$ για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου (αριστερά) και ατελείς συνθήκες επαφής στην εξωτερική διεπιφάνεια εδάφους-θεμελίου (δεξιά) : (α) για το Spudcan με $D=18\text{m}$ (β) για το Caisson με $D = 20\text{ m}$ και $L/D = 0.2$ και (γ) για Caisson με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$. Αριστερά: κατακόρυφο φορτίο $V=0.3V_{ult}$ Δεξιά: κατακόρυφο φορτίο $V=0.9V_{ult}$



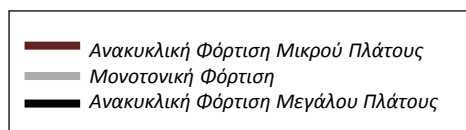
(α)



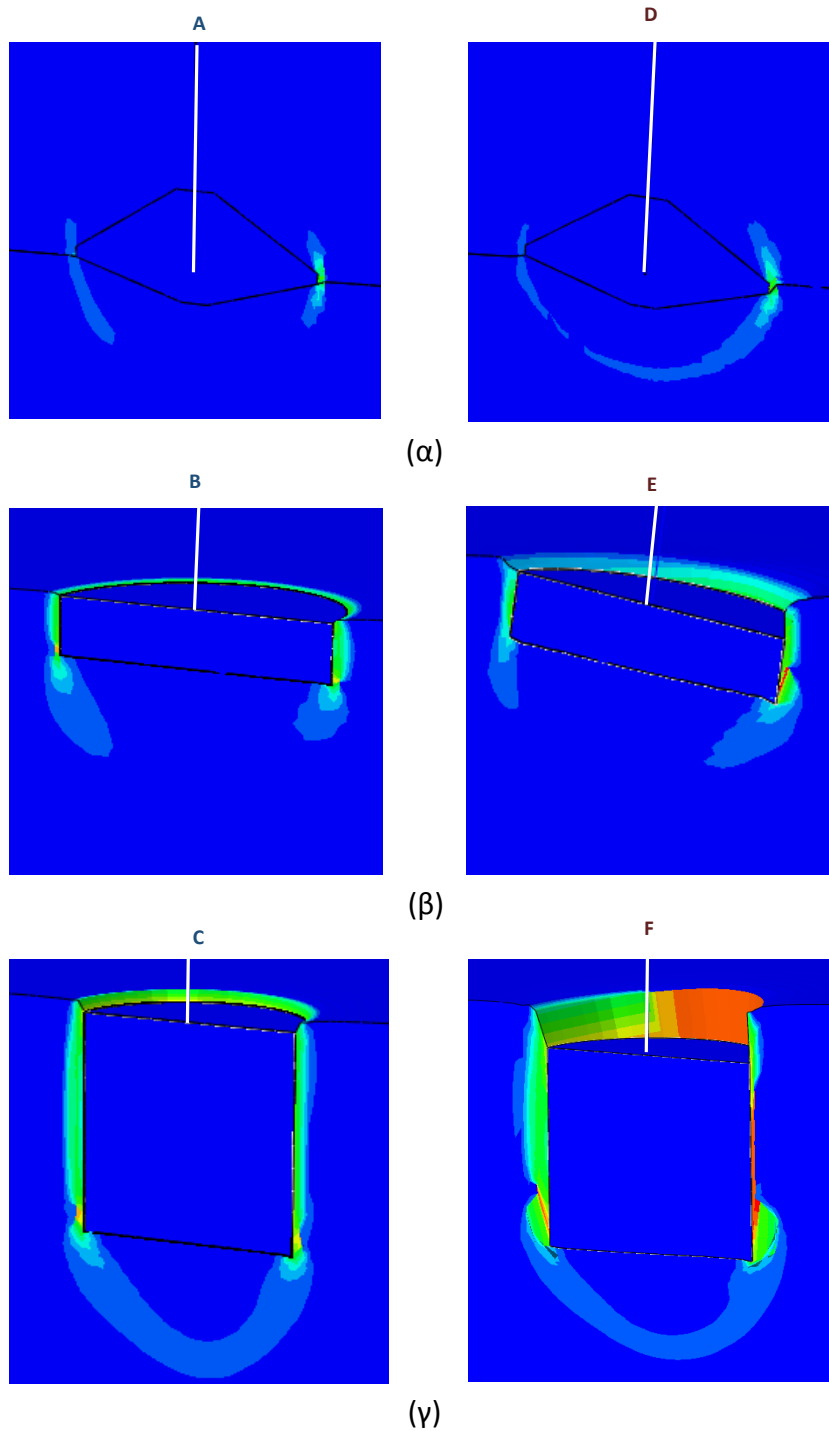
(β)



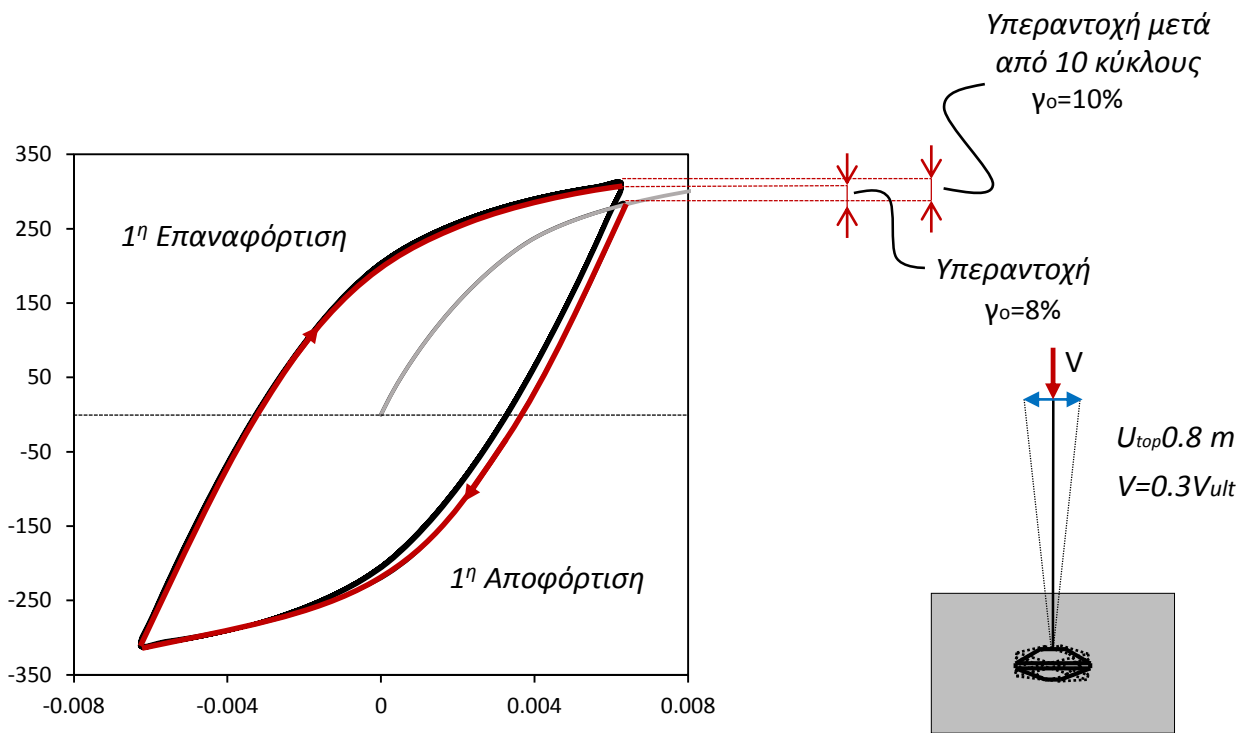
(γ)



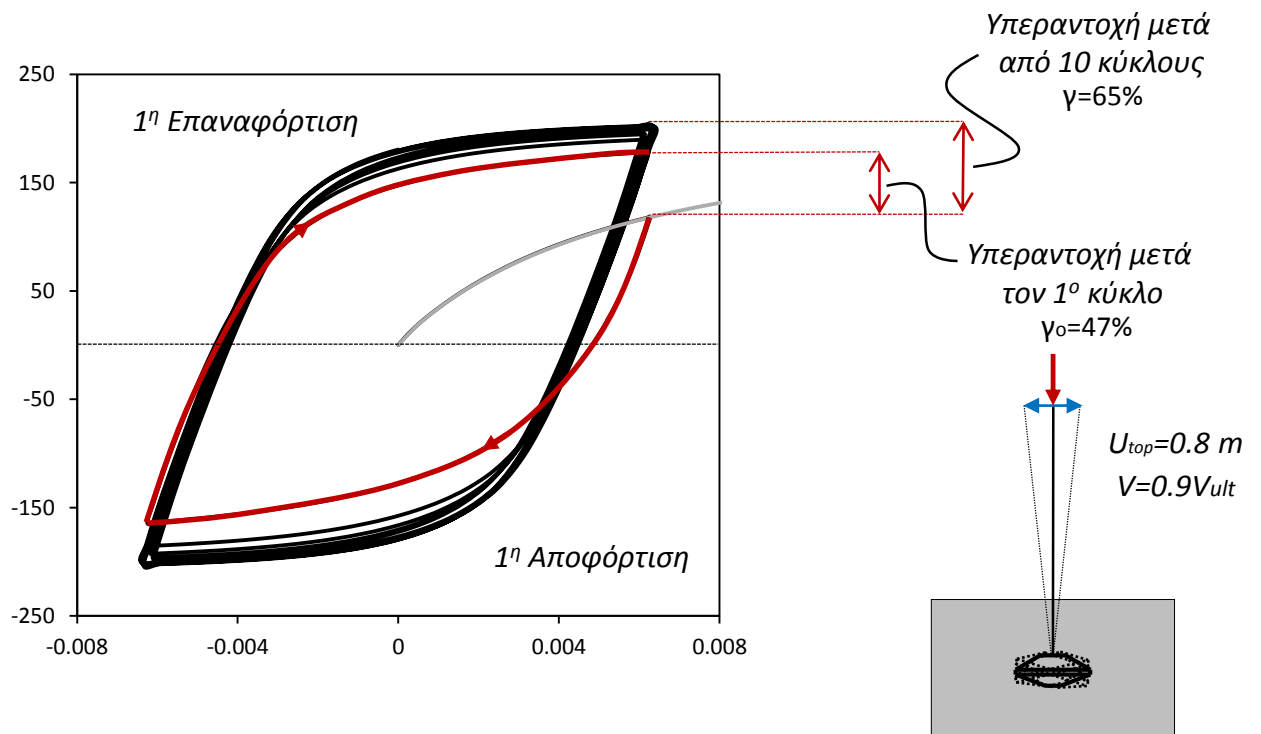
Σχήμα 5.16. Καμπύλες ροπής–στροφής (αριστερά) και καμπύλες καθίζησης–στροφής (δεξιά) υπό μονοτονική και ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση του υποστυλώματος με μεταβαλλόμενη αξονική δύναμη συναρτήσει της μετατόπισης της κορυφής του υποστυλώματος για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου : α) για θεμέλιο τύπου Sphudcan με $D=18\text{m}$ β) για το Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$



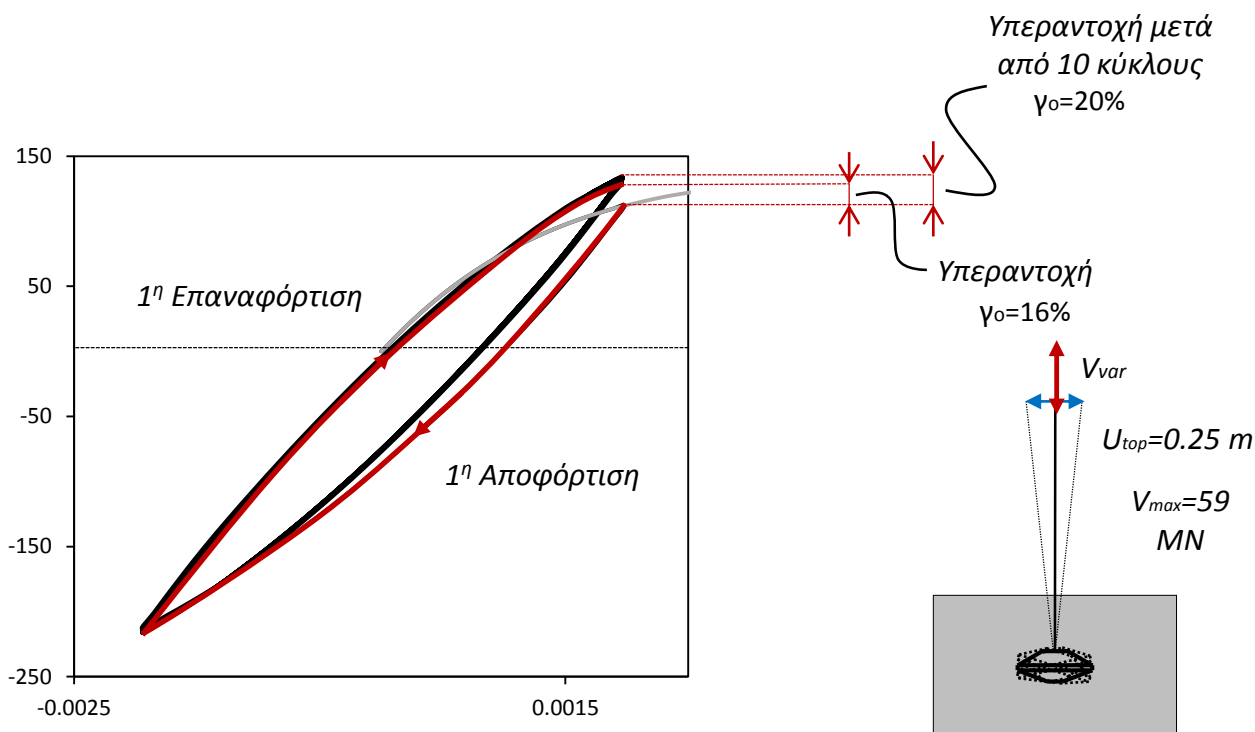
Σχήμα 5.17. Χαρακτηριστικοί μηχανισμοί αστοχίας υπό ανακυκλική εγκάρσια φόρτιση του υποστυλώματος με μεταβαλλόμενη αξονική δύναμη συναρτήσει της μετατόπισης της κορυφής του υποστυλώματος για συνθήκες πλήρους επαφής εδάφους-θεμελίου : α) για θεμέλιο τύπου Spudcan με $D=18\text{m}$ β) για το Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$ και γ) για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$
 Αριστερά: Μικρή Μετατόπιση Δεξιά: Μεγάλη Μετατόπιση



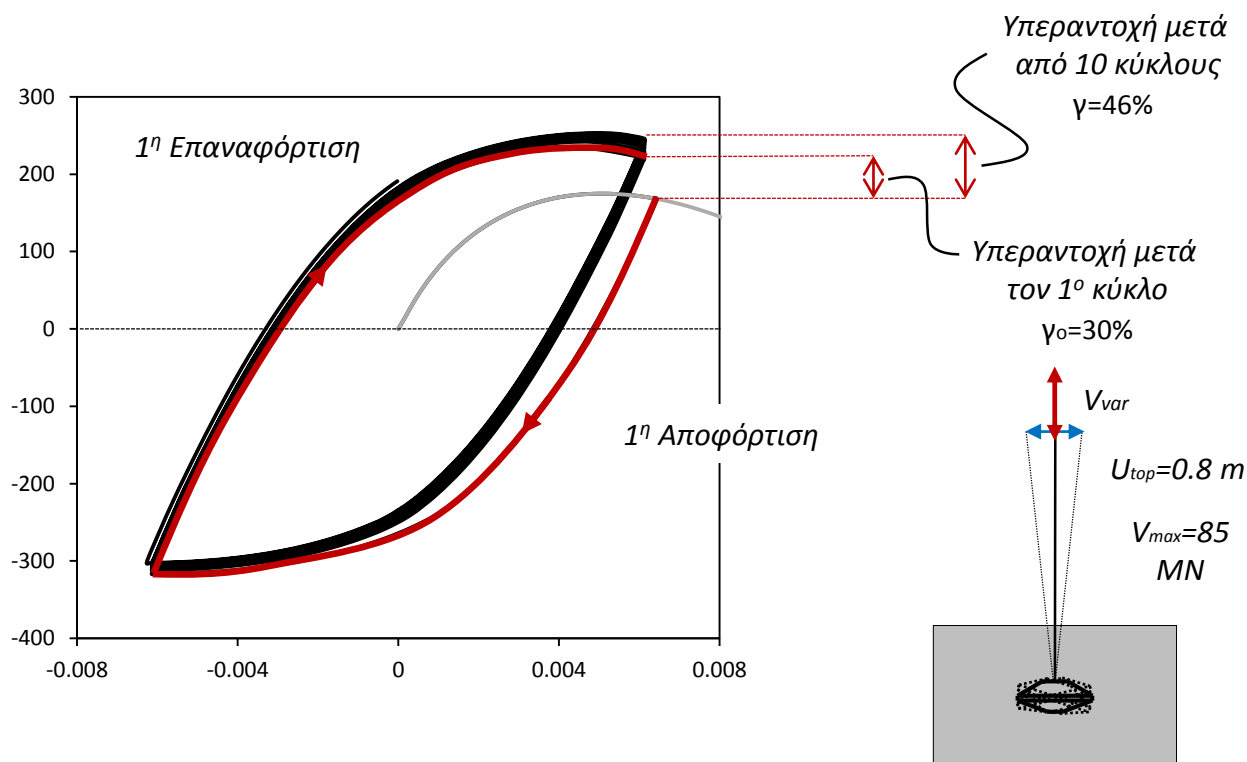
Σχήμα 5.18. Καμπύλες Ροπής-Στροφής υπό ανακυκλική μετατόπιση μεγάλου πλάτους (0.80m) της κορυφής του υποστυλώματος με αξονική δύναμη $V=0.3V_{ult}$ με εμφάνιση υπεραντοχής κατά την ανακύκλιση σε σχέση με την μονοτονική φόρτιση.



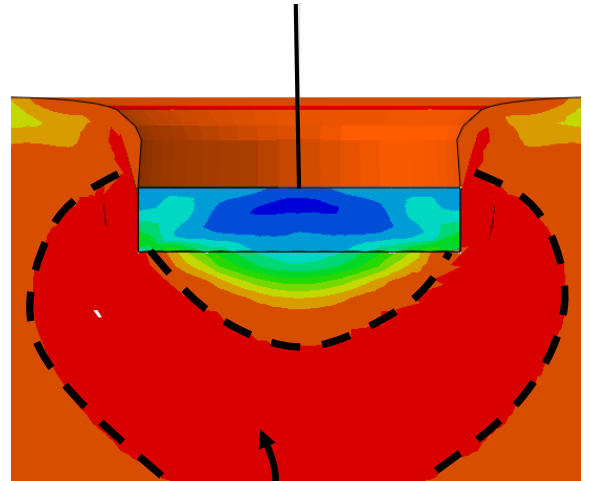
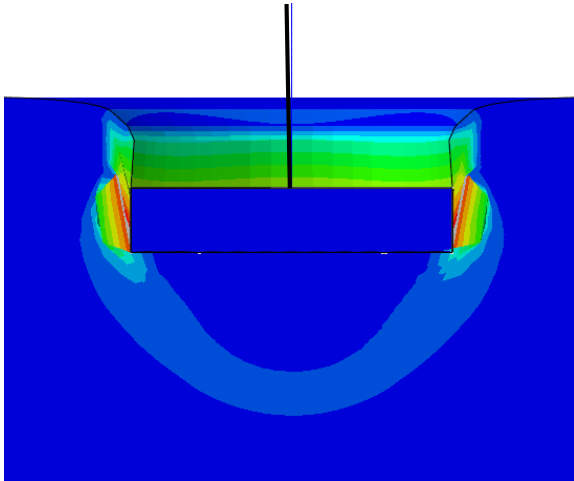
Σχήμα 5.19. Καμπύλες Ροπής-Στροφής υπό ανακυκλική μετατόπιση μεγάλου πλάτους (0.80m) της κορυφής του υποστυλώματος με μεταβλητή αξονική δύναμη συναρτήσεως της μετατόπισης με εμφάνιση υπεραντοχής κατά την ανακύκλιση σε σχέση με την μονοτονική φόρτιση.



Σχήμα 5.20. Καμπύλες Ροπής-Στροφής υπό ανακυκλική μετατόπιση μικρού πλάτους (0.25m) της κορυφής του υποστυλώματος με μεταβλητή αξονική δύναμη συναρτήσει της μετατόπισης με εμφάνιση υπεραντοχής κατά την ανακύκλιση σε σχέση με την μονοτονική φόρτιση.

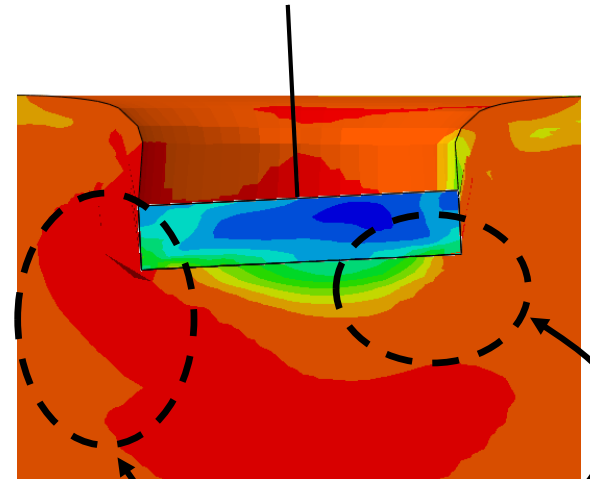
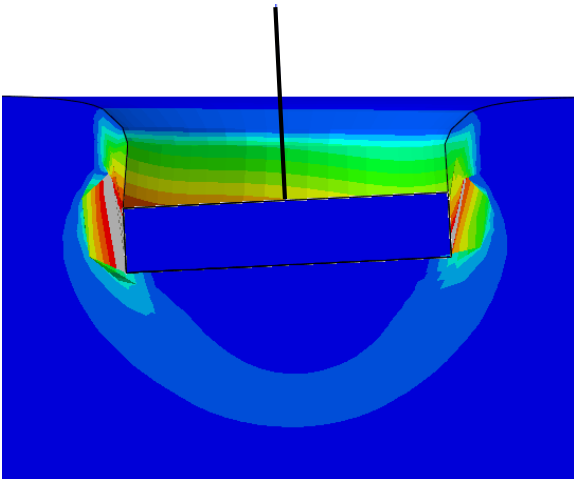


Σχήμα 5.21. Καμπύλες Ροπής-Στροφής υπό ανακυκλική μετατόπιση μεγάλου πλάτους (0.80m) της κορυφής του υποστυλώματος με μεταβλητή αξονική δύναμη συναρτήσει της μετατόπισης με εμφάνιση υπεραντοχής κατά την ανακύκλιση σε σχέση με την μονοτονική φόρτιση.



(α)

Περιοχή αυξημένων διατμητικών τάσεων κοντά στην αστοχία

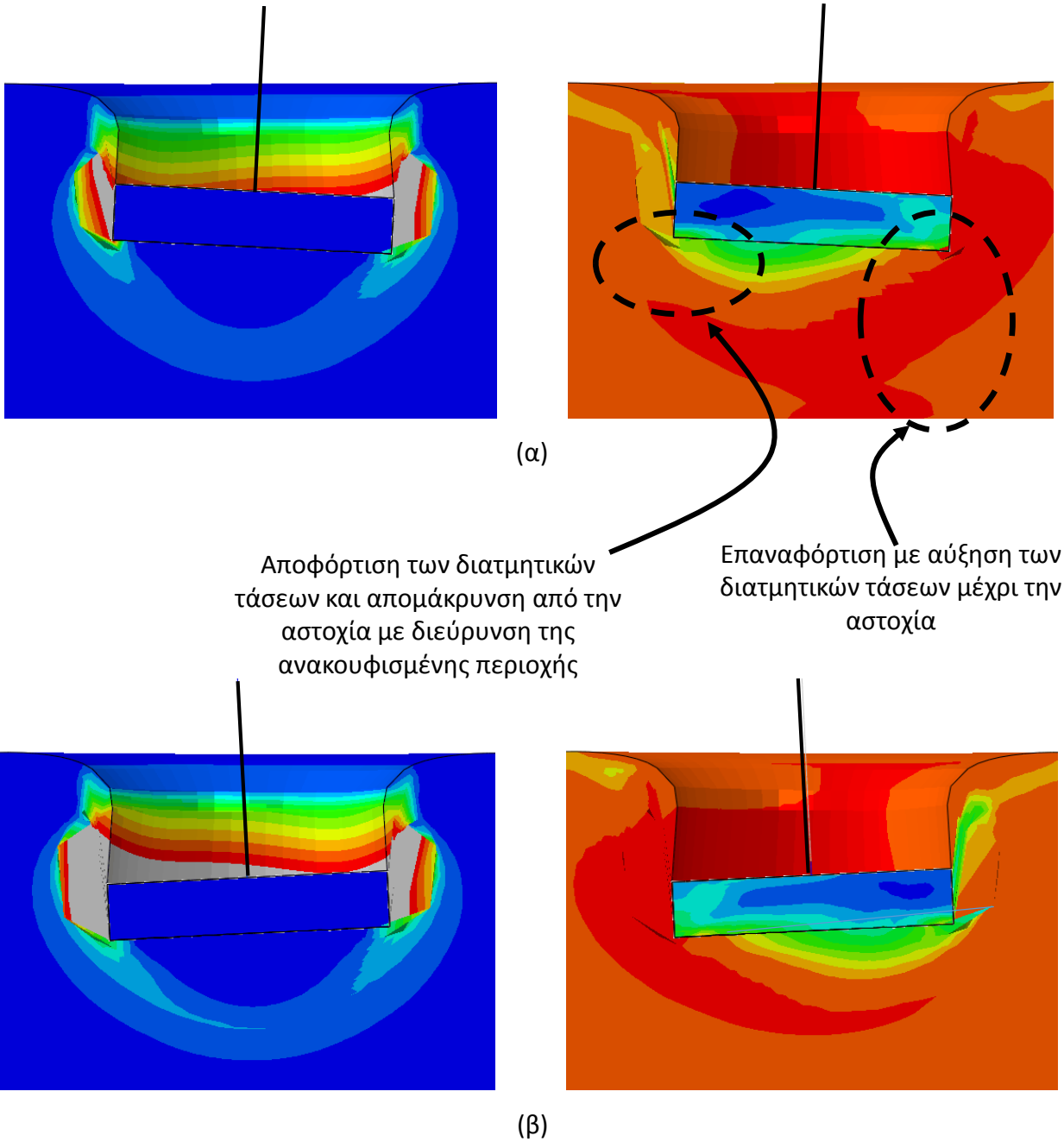


(β)

Αύξηση των διατμητικών τάσεων μέχρι την αστοχία

Μείωση των διατμητικών τάσεων με ταυτόχρονη απομάκρυνση από την αστοχία

Σχήμα 5.22. Χαρακτηριστικά στιγμιότυπα: (α) Αμέσως μετά την επιβολή του κατακόρυφου φορτίου και ακριβώς πριν την έναρξη της ανακύκλισης και (β) Στην πρώτη μέγιστη απομάκρυνση (+A) προς τα θετικά. Αριστερά: Απεικόνιση ζώνης πλαστικοποιήσεων (PEMAG). Δεξιά: Ισοϋψείς των διατμητικών τάσεων (Mises).



Σχήμα 5.22. Χαρακτηριστικά στιγμιότυπα: (α) Στην πρώτη μέγιστη απομάκρυνση (-A) προς τα αρνητικά και (β) Στην δεύτερη μέγιστη απομάκρυνση προς τα θετικά (+A). Αριστερά: Απεικόνιση ζώνης πλαστικοποιήσεων (PEMAG). Δεξιά: Ισοϋψείς των διατμητικών τάσεων (Mises).

6^ο Κεφάλαιο

Απόκριση του Προσομοιώματος σε Σεισμικές Διεγέρσεις

6.1 Χαρακτηριστικά Αριθμητικού Προσομοιώματος

6.2 Απόκριση σε Πραγματικές Καταγραφές

6 Απόκριση του Προσομοιώματος σε Σεισμικές Διεγέρσεις

6.1 Χαρακτηριστικά Αριθμητικού Προσομοιώματος

Στα προηγούμενα κεφάλαια διερευνήθηκε η απόκριση των τριών εναλλακτικών λύσεων θεμελίωσης υπό στατική φόρτιση και υπό ανακυκλική φόρτιση (ψευδοστατικής επιβαλλόμενη). Το σεισμικό πρόβλημα, ωστόσο, είναι καθαρώς δυναμικής φύσεως. Η σεισμική διεγερση προκαλεί κυρίως εγκάρσια φόρτιση στο θεμέλιο. 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.

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 τρίποδων πλατφορμών άντλησης πετρελαίου, οι οποίες λόγω της ευκαμψίας τους και των μεγάλων ιδιοπεριόδων τους θεωρούνται λιγότερο ευαίσθητες σε σεισμικές διεγέρσεις, αλλά και λόγω των μέχρι τώρα τοποθεσιών που δραστηριοποιούνται, ελάχιστες μελέτες μέχρι σήμερα διερευνούν την σεισμική τους απόκριση.

Στην ενότητα αυτή επιχειρείται μία προκαταρκτική μελέτη της σεισμικής απόκρισης της πλατφόρμας αναφοράς της εργασίας μας με την χρήση του απλοποιημένου μονόποδου μοντέλου, λαμβάνοντας υπόψιν την μία οριζόντια συνιστώσα για λόγους υπολογιστικής ευκολίας. Διερευνάται λοιπόν, 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 έως εννέα ομάδες αποσβεστήρων ανάλογα με το μοντέλο, 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 εδάφους

S_u : kPa	E_o / S_u	ρ : t/m ³	V_s : m/s
45	1800	0.6	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 υποστυλώματος, λήφθηκε ίση με $\xi_t = 2\%$, σύμφωνα με τα Guidelines for Offshore Structural Reliability-DNV Application to Jackup Structures (Det Norske Veritas)

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. Πραγματοποιούνται έτσι, αναλύσεις για τα τρία διαφορετικά θεμέλια που έχουν επιλεγεί και για σταθερό κατακόρυφο φορτίο ίσο με το $0.3Vult$ ($FS=3$) της κάθε θεμελίωσης. Το φορτίο αυτό ασκείται στην κατασκευή μέσω συγκεντρωμένης μάζας που τοποθετείται στην κορυφή του ποδιού και μέσω του ιδίου βάρους του συστήματος θεμελίωσης-υποστυλώματος. Το υποστύλωμα προσομοιάζεται με ελαστικά στοιχεία δοκού με μέτρο ελαστικότητας ίσο με το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ενώ οι διαστάσεις του λαμβάνονται όπως περιγράφηκαν στο Κεφάλαιο 1 σύμφωνα με τους M. Randolph, S. Gourvenec [Offshore Geotechnical Engineering, 2011]. Στην κορυφή του υποστυλώματος δεσμεύεται η στροφή περί τον εκτός επιπέδου άξονα προσομοιώνοντας με τον τρόπο αυτό τις συνθήκες πάκτωσης που προσφέρει το κατάστρωμα.

Εξετάζονται μόνον οι ατελείς συνθήκες επαφής μεταξύ των παράπλευρων ελασμάτων και του περιβάλλοντος εδάφους, καθώς η εισαγωγή μη γραμμικότητας να μειώνει την καμπτική καταπόνηση του συστήματος, αυξάνει ωστόσο τις παραμένουσες μετακινήσεις στην κορυφή του υποστυλώματος. 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 διεγερσης προκαλεί παραμένουσα στροφή στο επίπεδο της θεμελίωσης, η οποία δύναται να οδηγήσει σε σημαντικές δυσλειτουργίες του έργου. Οι τιμές των ταυτόχρονων λειτουργικών φορτίων 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. Πραγματοποιήθηκαν δηλαδή σεισμικές αναλύσεις για δύο σενάρια φόρτισης κάθε προσομοιώματος: (α) για μηδενικό οριζόντιο φορτίο (β) για οριζόντιο φορτίο προκαλούμενο από τον άνεμο και τους θαλάσσιους κυματισμούς το οποίο θεωρήθηκε ότι ασκείται στο ύψος της επιφάνειας της θάλασσας.

Στο **Σχήμα 6.3-6.5** 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 ι-διαίτερως 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 προσομοιωμάτων και σύγκριση με βιβλιογραφία

	Ιδιοσυχνότητες Μοντέλου	Σχέση Βιβλιογραφίας (1.1)	Προσομοίωση Υποστυλώματος (FEA)		Απόκλιση μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων	Μέγιστη απόκλιση από βιβλιογραφία
			Πλήρης (στοιχεία κελύφους)	Απλοποιημένη (στοιχεία δοκού)		
Spudcan	$f_1 : \text{Hz}$	0.3781	0.36110	0.36104	0.02%	4.5%
	$f_2 : \text{Hz}$	-	6.9564	6.9573	0.01%	-
Caisson L/D=0.2	$f_1 : \text{Hz}$	0.4989	0.48355	0.48328	0.06%	3.1%
	$f_2 : \text{Hz}$	-	9.2102	9.2084	0.02%	-
Caisson L/D=1	$f_1 : \text{Hz}$	0.6651	0.65009	0.64903	0.16%	2.3%
	$f_2 : \text{Hz}$	-	12.3981	12.409	0.08%	-

6.2 Απόκριση σε Πραγματικές Καταγραφές

Στην παρούσα ενότητα επιχειρείται η διερεύνηση της απόκρισης της κατασκευής σε πραγματικά σεισμικά περιστατικά. Προς τούτο, εξετάστηκαν δύο σφοδρά σεισμικά σενάρια: το πρώτο αφορά τον πρόσφατο σεισμό της Ελλάδας, στην περιοχή της Κεφαλονιάς [2014] και το δεύτερο τον σεισμό στην περιοχή της βόρειας California [1989]

6.2.1 Καταγραφή LXR [Κεφαλονιά, 2014]

Η καταγραφή LXR-EW αποτελεί μία από τις ισχυρότερες καταγραφές που έχουν εμφανιστεί στον ελλαδικό χώρο. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 6.6 α**, αποτελείται από τρεις κυρίως παλμούς μεγάλης επιτάχυνσης και σχετικώς μεγάλης διάρκειας, διεγείροντας ένα μεγάλο εύρος περιόδων, και κυρίως των ιδιοπεριόδων μεταξύ 0.5-2s στις οποίες αντιστοιχεί ένα μεγάλο εύρος κατασκευών. Στο **Σχήμα 6.6 β** απεικονίζεται το αντίστοιχο ελαστικό φάσμα για απόσβεση $\xi=3\%$ το οποίο ανταποκρίνεται στην απόσβεση του εδάφους της προσομοίωσης.

Στα **Σχήματα 6.7-6.8** απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης του θεμελίου **Spudcan**, τόσο στο επίπεδο της θεμελίωσης όσο και στο επίπεδο του καταστρώματος για το σενάριο της ύπαρξης οριζόντιου φορτίου λόγω του κυματισμού και του ανέμου καθώς και για αυτό με μηδενικό οριζόντιο φορτίο. Όπως φαίνεται και από τα φάσματα στο επίπεδο της θεμελίωσης αλλά και από το επιταχυνσιογράφημα στο ίδιο σημείο, οι φασματικές επιταχύνσεις μειώνονται αισθητά, ιδιαίτερα για τις ιδιοπεριόδους από 0-1s. Η μέγιστη επιτάχυνση μειώνεται από 0.63 m/s στα 0,26 m/s. Όσον αφορά το ύψος του καταστρώματος, φαίνεται από το ελαστικό φάσμα ότι η μέγιστη ενίσχυση παρατηρείται περίπου στα 2.6s, δηλαδή πολύ κοντά στην 1^η ιδιοπερίοδο της κατασκευής μας ($T=2.7s$) κάτι το οποίο φαίνεται και από την χρονοϊστορία των επιταχύνσεων αλλά και από τον τρόπο ταλάντωσης του

προσομοιώματός μας (1^η ιδιομορφή ταλάντωσης). Εξαιτίας της απόσβεσης της ίδιας της ανωδομής αλλά και της ευκαμψίας της, στο επιταχυνσιογράφημα στην κορυφή ο υψίσυχνος “θόρυβος” παύει να υπάρχει με αποτέλεσμα μία χρονοιστορία ομαλή με αρκετά μεγάλη ιδιοπερίοδο. Η πρόσθετη δράση του οριζόντιου φορτίου στην κατασκευή, κατά το σενάριο της σεισμικής φόρτισης, δεν φαίνεται να επηρεάζει το μοντέλο σε όρους επιταχύνσεων.

Όσον αφορά τις μετακινήσεις, στο **Σχήμα 6.10** φαίνεται η χρονοϊστορία των οριζόντιων μετακινήσεων στο ύψος του καταστρώματος λόγω στροφής της θεμελίωσης και κάμψης του ίδιου του υποστυλώματος. Παρατηρείται ότι η μετακίνηση που οφείλεται στην στροφή είναι η κυρίαρχη, ενώ η μετακίνηση λόγω κάμψης είναι αρκετά μικρότερη κάτι το οποίο δείχνει ότι η ευκαμψία του συστήματος οφείλεται σε πολύ μεγάλο βαθμό στην ενδοσιμότητα του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης. Αυτό επιβεβαιώνει και την θεώρηση του μοντέλου ως πακτωμένο στην κορυφή του λόγω του καταστρώματος αλλά αρθρωτού στο επίπεδο της θεμελίωσης, προκειμένου να υπολογίσουμε την ιδιοσυχνότητα του συστήματός μας. Η μέγιστη οριζόντια μετακίνηση στην περίπτωση της διέγερσης χωρίς οριζόντιο φορτίο είναι 50cm ενώ σε αυτή με το οριζόντιο είναι 55cm. Η παραμένουσα στροφή είναι 0.0017rad και 0.0024rad στην περίπτωση χωρίς και με οριζόντιο φορτίο αντίστοιχα. Στο **Σχήμα 6.9** βλέπουμε την ροπή που αναπτύσσεται στην βάση του υποστυλώματος και η οποία δεν ξεπερνά το όριο αντοχής της θεμελίωσής μας.

Στην περίπτωση του προσομοιώματος για το **Caisson** με **L/D=0.2** τα πράγματα είναι λίγο διαφορετικά. Η δυσκαμψία του συστήματος είναι μεγαλύτερη για τρεις λόγους: (α) Το υποστυλόμετρο στην περίπτωση αυτή είναι 107m έναντι του υποστυλώματος του Spudcan που είναι 125m λόγω του πρόσθετου βάθους έμπηξης (β) η μάζα στην κορυφή είναι σχετικά μικρότερη αφού επιλέχθηκε έτσι ώστε να αντιστοιχεί σε μάζα λειτουργικότητας της κατασκευής και να ασκεί κατακόρυφο φορτίο ίσο με το $0.3V_{ult}$ του θεμελίου, το οποίο όμως έχει αντοχή μικρότερη από αυτή του Spudcan και (γ), όπως

φάνηκε και στο Κεφάλαιο 3, η δυσκαμψία του Caisson με $L/D=0.2$ είναι μεγαλύτερη από αυτή του Spudcan κυρίως σε οριζόντια φόρτιση αλλά και σε στροφή. Συνεπώς, όπως φαίνεται και από το φάσμα στην κορυφή του υποστυλώματος, οι ιδιοπεριόδοι που ενισχύονται είναι πιο μικρές σε σχέση με την ενίσχυση που βλέπει κανείς στο μοντέλο με θεμέλιο Spudcan ενώ μέγιστη ενίσχυση παρατηρείται κοντά στην ιδιοπερίοδο $T=2s$, δηλαδή περί της 1^{ης} ιδιοπεριόδου του συστήματος ($T_1=2.06$) (**Σχήματα 6.11-6.12**). Από το φάσμα στην βάση του υποστυλώματος φαίνεται και η διαφορά δυσκαμψίας μεταξύ του συγκεκριμένου Caisson και του Spudcan καθώς στην περίπτωση του Caisson ενισχύονται και οι πιο μικρές ιδιοπεριόδοι κάτι το οποίο αποδεικνύει την μεγαλύτερη δυσκαμψία του. Στα **Σχήματα 6.13-6.14** φαίνονται οι καμπύλες μετακίνησης κορυφής- t (χρόνος) και καθίζησης-στροφής του θεμελίου όπου παρατηρείται μία αυξημένη καθίζηση και παραμένουσα στροφή συγκριτικά με την περίπτωση του Spudcan.

Στα **Σχήματα 6.15-6.16** απεικονίζονται οι χρονοϊστορίες της επιτάχυνσης και τα ελαστικά φάσματα απόκρισης του θεμελίου Caisson με $L/D=1$, τόσο στο επίπεδο της θεμελίωσης όσο και στο επίπεδο του καταστρώματος και για τα δύο σενάρια φόρτισης, δηλαδή με και χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου. Από το ελαστικό φάσμα στη βάση της θεμελίωσης καθώς και από το αντίστοιχο επιταχυνσιογράφημα, φαίνεται ότι υπάρχει ενίσχυση των χαμηλών ιδιοσυχνοτήτων κάτι το οποίο παραπέμπει σε θεμελίωση λιγότερο ενδόσιμη από τις προηγούμενες. Η μέγιστη επιτάχυνση μειώνεται από τα 0.63 m/s στα 0.5 m/s . Από το φάσμα στο ύψος της πλατφόρμας, παρατηρείται η ύπαρξη μεγάλης ενίσχυσης των ιδιοπεριόδων κοντά στο $1.5s$ κάτι το οποίο είναι λογικό καθώς η ιδιοσυχνότητα του συστήματος είναι $T=1.5s$. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις δηλαδή, το σύστημα ταλαντώνεται με την 1^η ιδιομορφή του, διεγείροντας άρα και την 1^η ιδιοσυχνότητα του, με την διαφορά ότι το σύστημα είναι πιο δύσκαμπτο για τους λόγους που αναφέρθηκαν και στην προηγούμενη παράγραφο για το Caisson με $L/D=0.2$. Η επιβολή του οριζόντιου φορτίου δεν επηρεάζει το σύστημα σε όρους επιταχύνσεων.

Όσον αφορά τις μετακινήσεις, στο **Σχήμα 6.18** φαίνεται ότι και σε αυτή την περίπτωση η μετακίνηση κορυφής του υποστυλώματος οφείλεται κυρίως στην στροφή της θεμελίωσης και όχι στην κάμψη του υποστυλώματος το οποίο είναι πακτωμένο στο ύψος της πλατφόρμας και αρκετά δύσκαμπτο. Η επιβολή οριζόντιας φόρτισης οδηγεί σε αύξηση της μέγιστης μετακίνησης της κορυφής του συστήματος από 0.9m σε 1.1m και σε παραμένουσα στροφή 0.0025rad από 0.0015rad.

6.2.2 Καταγραφή Loma Prieta [Northern California, 1989]

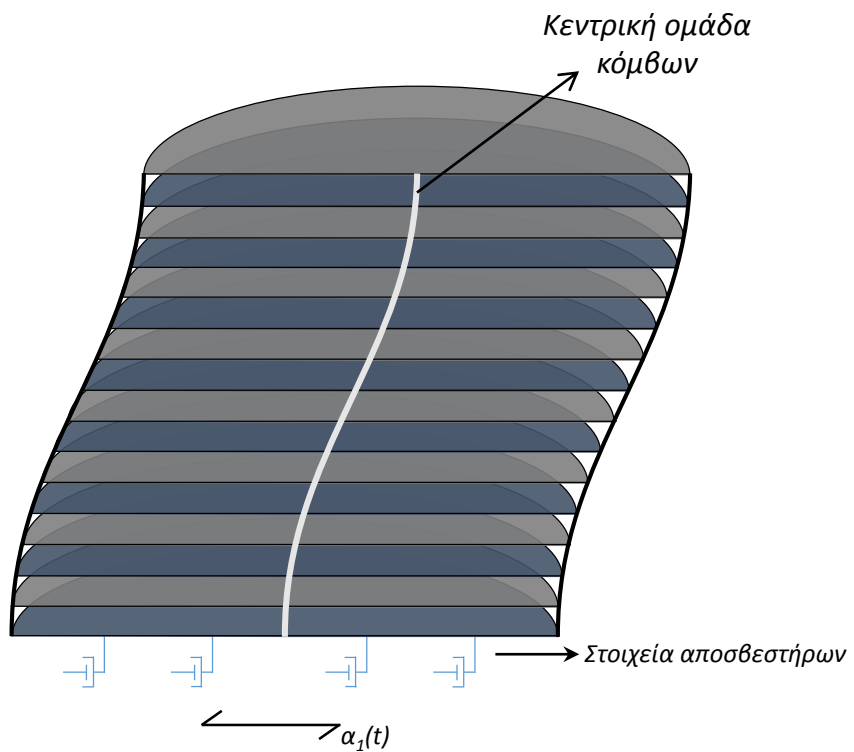
Το επιταχυνσιογράφημα του Loma Prieta αποτελεί μία από τις ισχυρές καταγραφές, με επιταχύνσεις, οι οποίες φτάνουν την τιμή του 0.6g. Οι πολυάριθμοι συνεχόμενοι παλμοί περί τα 10 s συνεπάγονται τεράστιες φασματικές επιταχύνσεις στις περιόδους $0 < T < 1s$, ενώ όχι αμελητέες είναι και αυτές μέχρι τα 2 s (**Σχήμα 6.19**). Η κύρια διαφορά του από την καταγραφή στο Ληξούρι[LXR] είναι η πολύ μικρότερη ιδιοπερίοδος του με αποτέλεσμα να επηρεάζει πολύ περισσότερο δύσκαμπτες κατασκευές καθώς και η μεγάλη του διάρκεια με αποτέλεσμα να οδηγεί σε σημαντικές ενισχύσεις στις φασματικές επιταχύνσεις.

Στα **Σχήματα 6.20-6.31** απεικονίζονται τα επιταχυνσιογραφήματα και οι καμπύλες φασματικών επιταχύνσεων στη βάση του υποστυλώματος καθώς και στο ύψος του καταστρώματος, οι μετακινήσεις στην κορυφή σε σχέση με το χρόνο και τα διαγράμματα καθίζησης-στροφής για τα τρία είδη θεμελίωσης. Επίσης εξετάζεται και η περίπτωση οριζόντιας φόρτισης. Η συμπεριφορά του συστήματος είναι παρόμοια με αυτή της περίπτωσης της διέγερσης του Ληξουρίου. Τα προσομοιώματα ταλαντώνονται με την πρώτη ιδιομορφή τους και λόγω της σχετικής ευκαμψίας του συστήματος η κατασκευή γλιτώνει τις τεράστιες επιταχύνσεις που θα προκαλούσε ο σεισμός σε μία πιο δύσκαμπτη κατασκευή. Παρατηρείται παρ' όλα αυτά, μία αύξηση των μέγιστων στροφών στο θεμέλιο και της καμπτικής δύναμης που αυτό παραλαμβάνει καθώς και στις

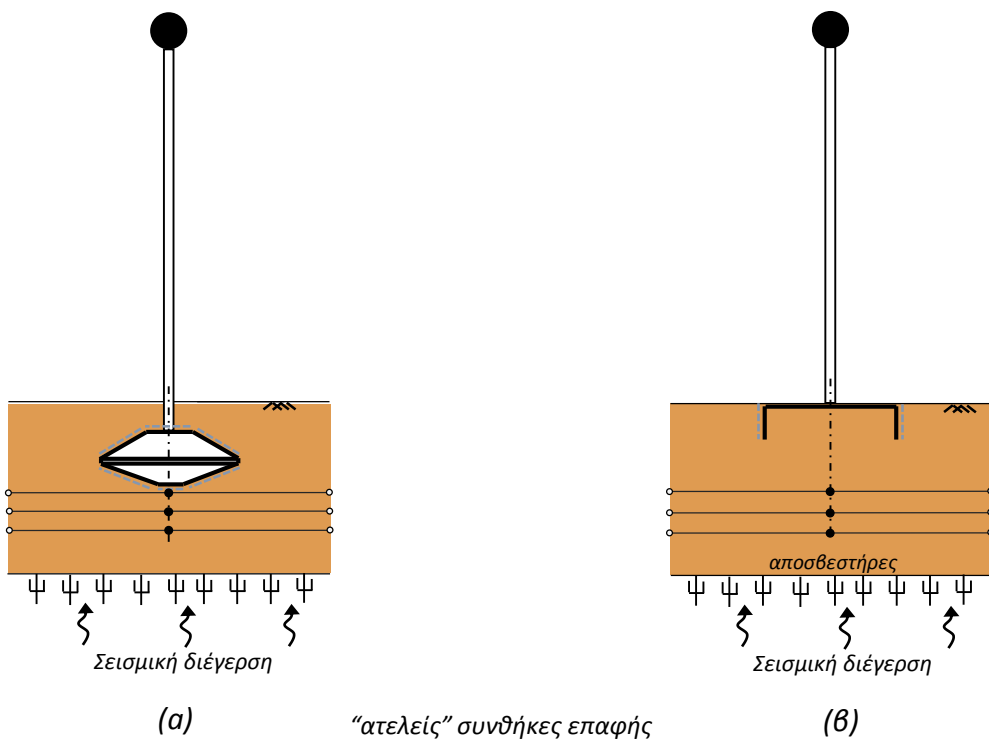
συνολικές καθιζήσεις λόγω των περισσότερων κύκλων της φόρτισης αλλά και της σφοδρότητας της (μεγάλες φασματικές επιταχύνσεις ακόμα και στις μεγάλες ιδιοπεριόδους).

Σχήματα 6^{ου} Κεφαλαίου

Σεισμική Φόρτιση



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



Σχήμα 6.2. Απεικόνιση του προβλήματος:(α) για το Spudcan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$ με ατελείς συνθήκες επαφής, (β) για τα Caisson με $L/D=0.2$, $D=21\text{m}$ και $L/D=1$, $D=14\text{m}$ με ατελείς συνθήκες επαφής μόνο στην εξωτερική διεπιφάνεια των πλευρικών τοιχωμάτων τους



$$f_1^{shell} = 0.36110 \text{ Hz}$$



$$f_1^{beam} = 0.36104 \text{ Hz}$$



$$f_2^{shell} = 6.9564 \text{ Hz}$$



$$f_2^{beam} = 6.9573 \text{ Hz}$$

Σχήμα 6.3. 1η και 2η ιδιομόρφη του υποστυλώματος με θεμελίωση τύπου Sprudcan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$. Αριστερά: Πλήρης προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων κελύφους (*shell elements*). Δεξιά: απλοποιημένη προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων δοκού (*beam elements*).



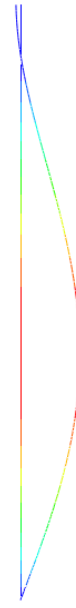
$$f_1^{shell} = 0.48355 \text{ Hz}$$



$$f_1^{beam} = 0.48328 \text{ Hz}$$



$$f_2^{shell} = 9.2102 \text{ Hz}$$



$$f_2^{beam} = 9.2084 \text{ Hz}$$

Σχήμα 6.4. 1η και 2η ιδιομορφή του υποστυλώματος για θεμελίωση τύπου Caisson με $L/D=0.2$ και $D=21\text{m}$. Αριστερά: Πλήρης προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων κελύφους (*shell elements*). Δεξιά: απλοποιημένη προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων δοκού (*beam elements*).



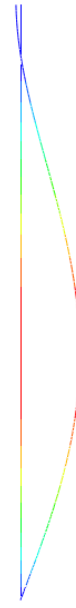
$$f_1^{shell} = 0.65009 \text{ Hz}$$



$$f_1^{beam} = 0.64903 \text{ Hz}$$

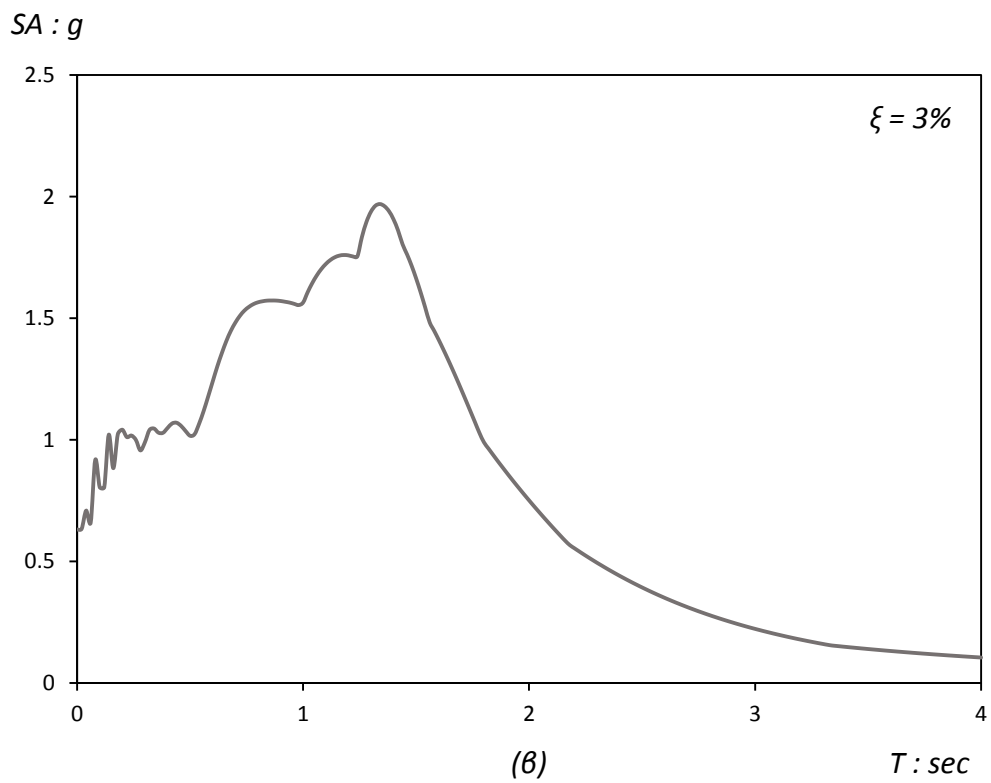
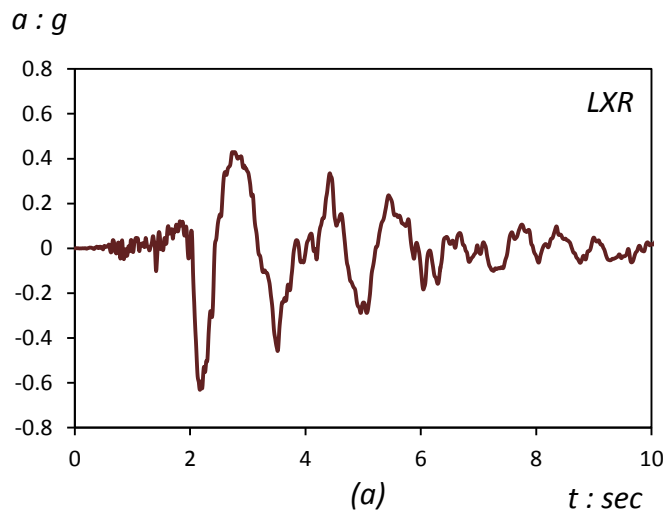


$$f_2^{shell} = 12.3981 \text{ Hz}$$

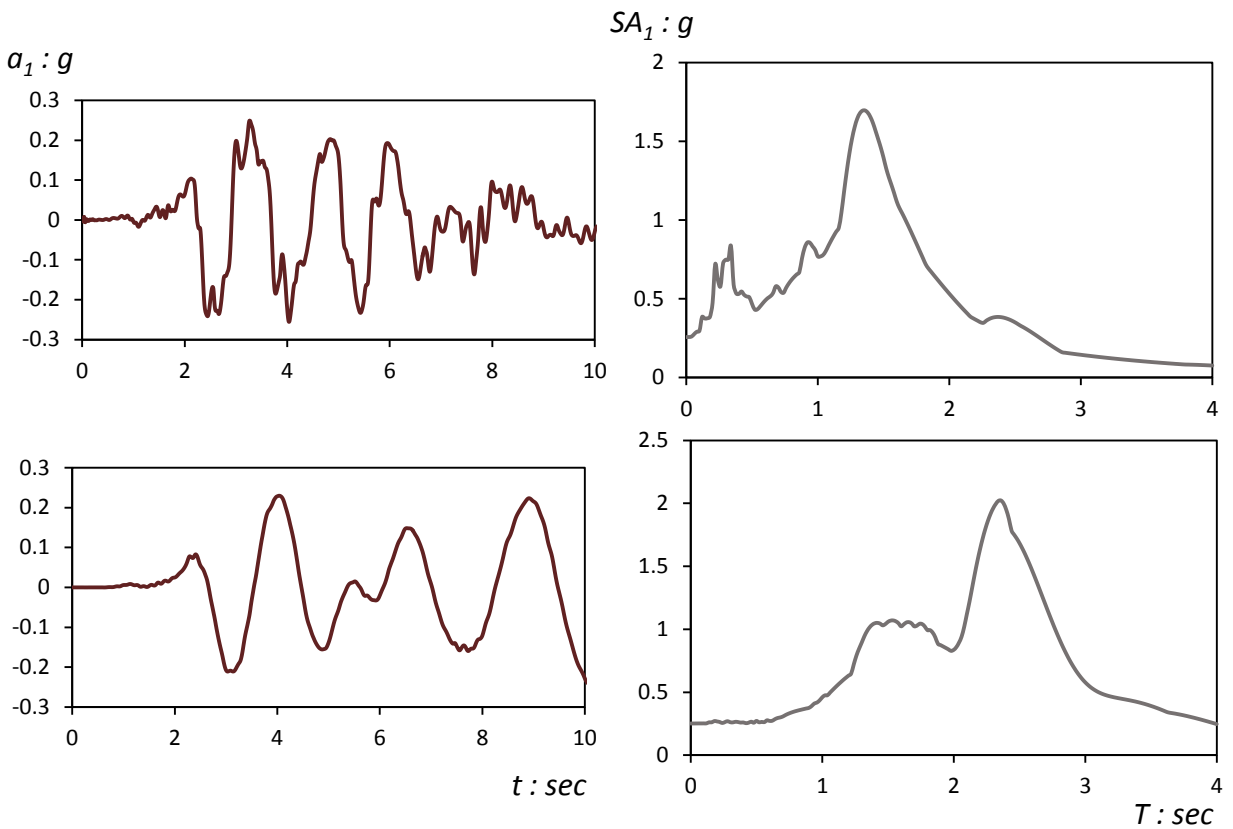


$$f_2^{beam} = 12.409 \text{ Hz}$$

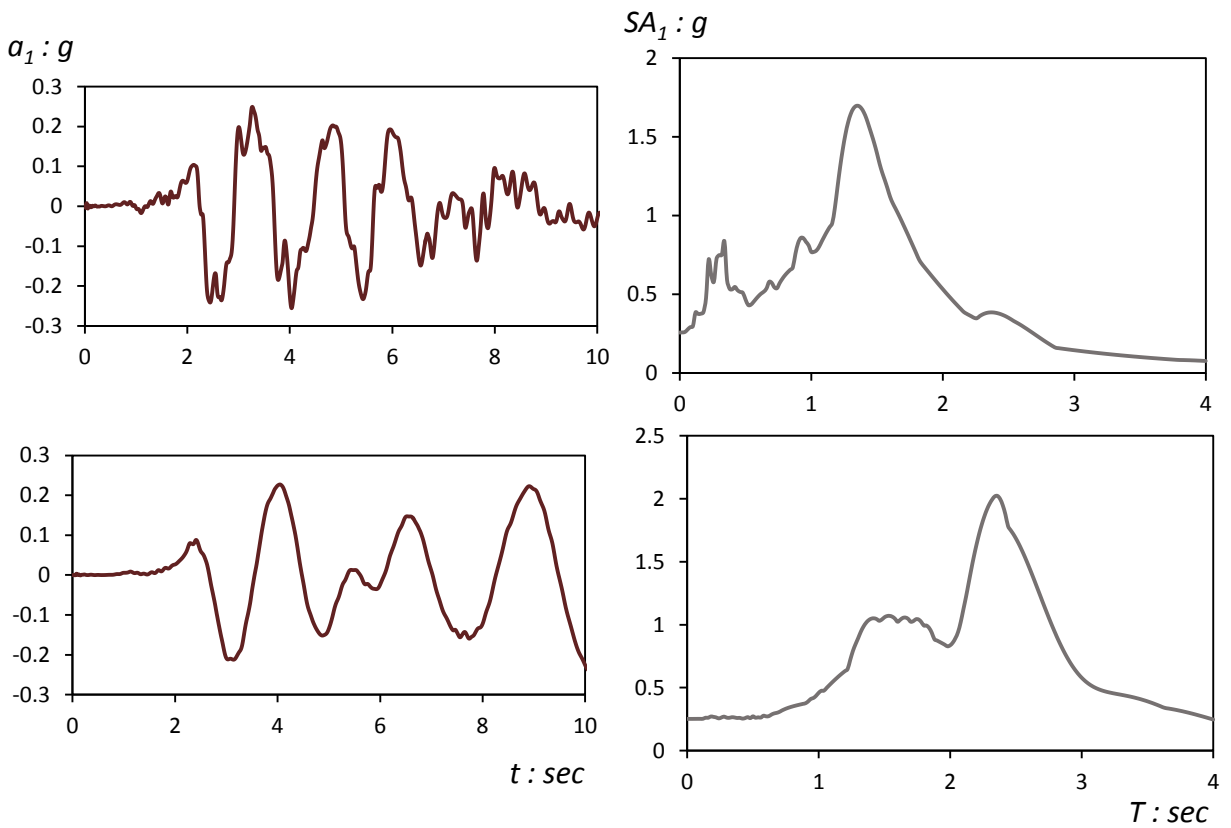
Σχήμα 6.5. 1η και 2η ιδιομορφή του υποστυλώματος για θεμελίωση τύπου Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$. Αριστερά: Πλήρης προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων κελύφους (*shell elements*). Δεξιά: απλοποιημένη προσομοίωση πυλώνα μέσω στοιχείων δοκού (*beam elements*).



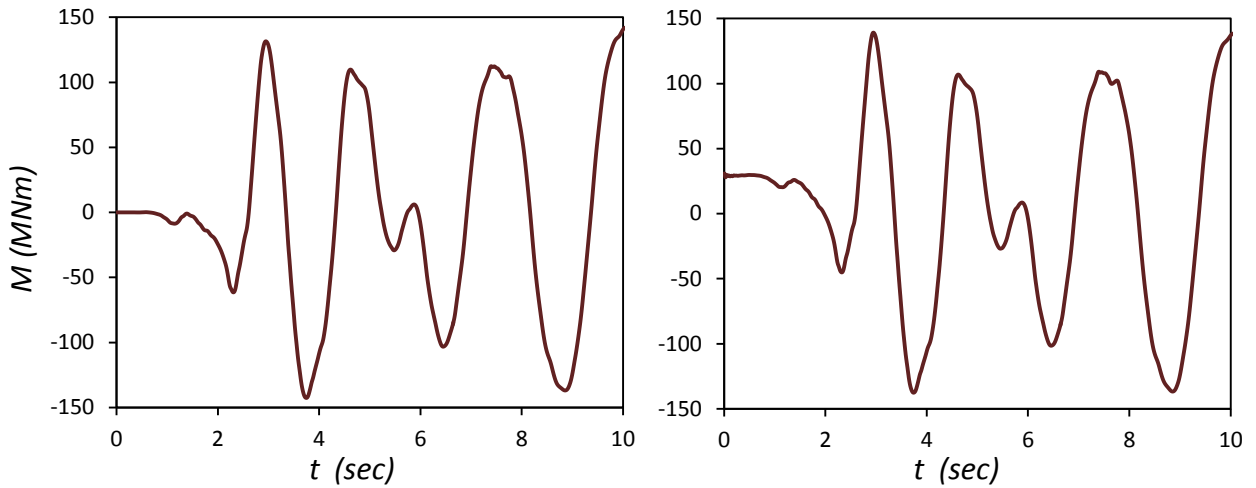
Σχήμα 6.6. Καταγραφή LXR : (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) φάσμα απόκρισης.



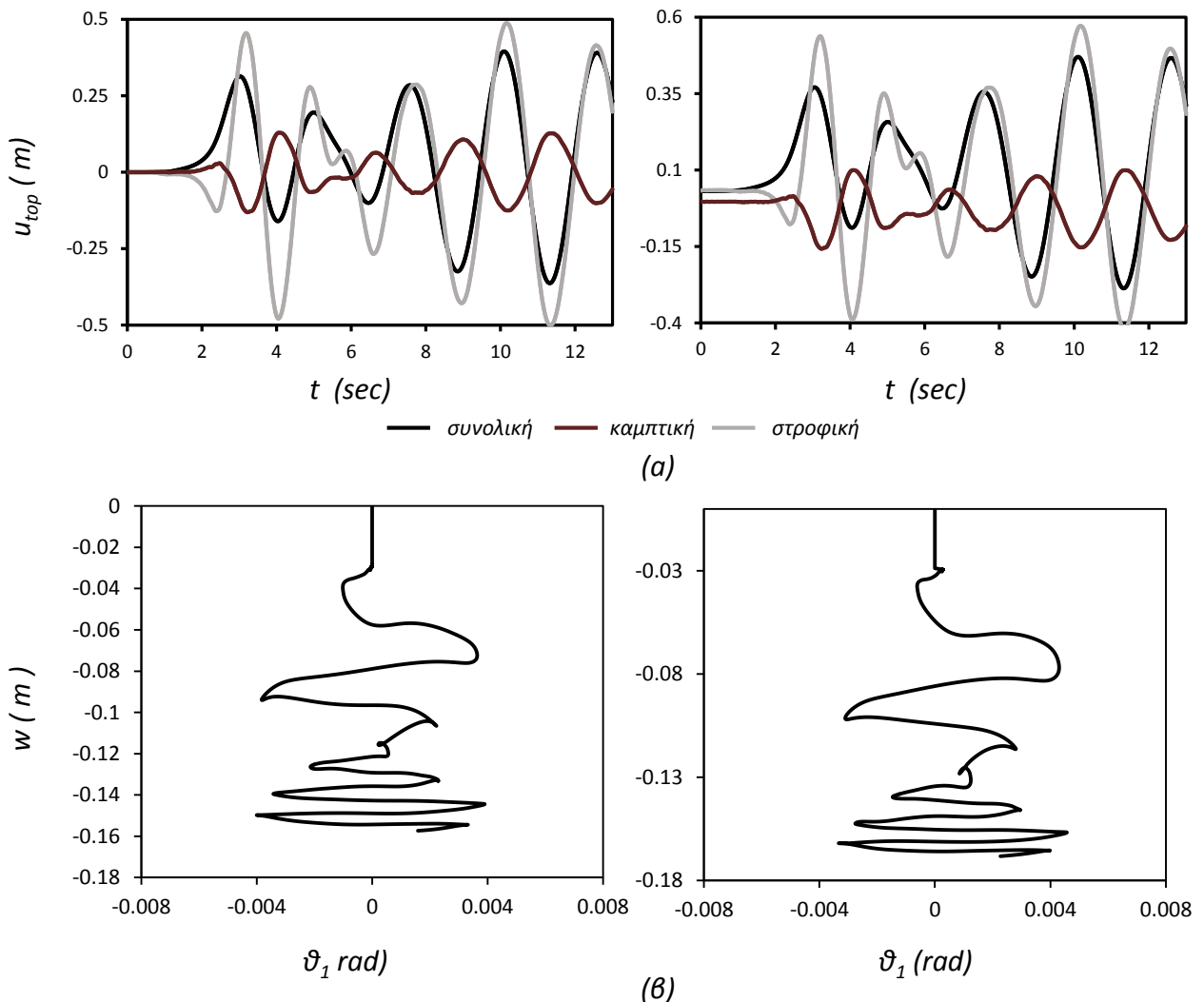
Σχήμα 6.7 LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο θεμέλιο τύπου Sprudcan με $D=18m$ και $w/D=1$.



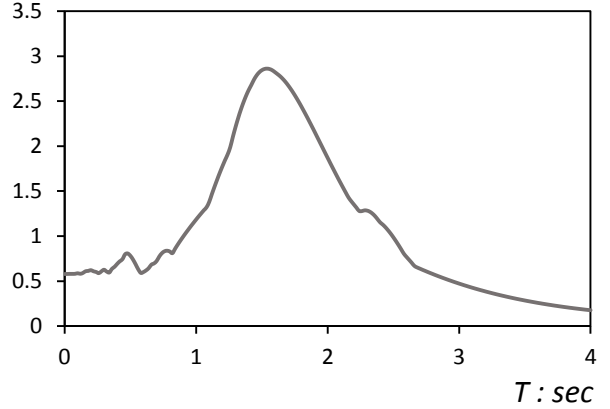
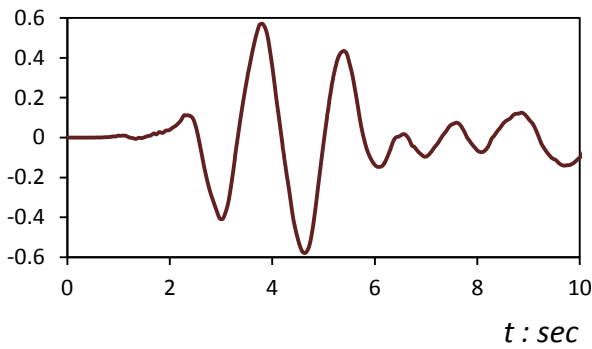
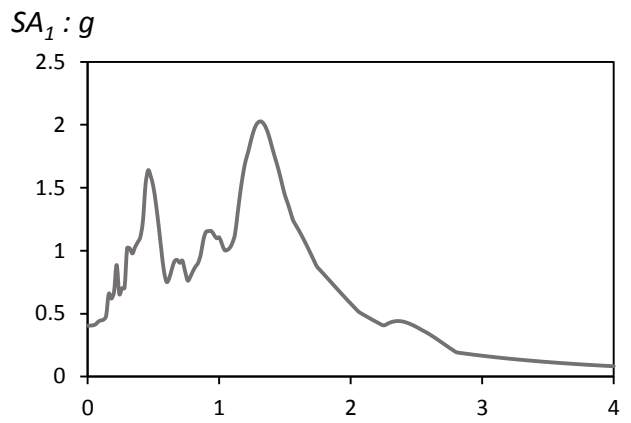
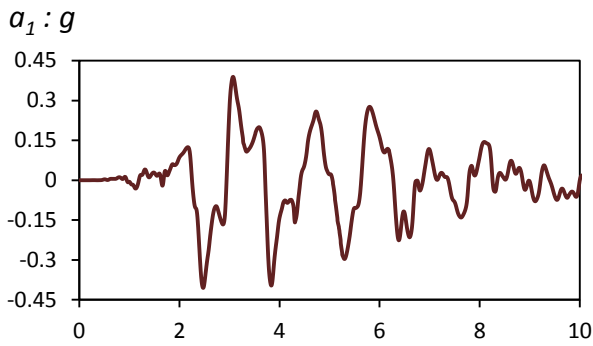
Σχήμα 6.8. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας(κάτω) με επιβολή οριζόντιας φόρτισης λόγω καιρικών συνθηκών με $H=0.3H_{ult}$. Τα διαγράμματα αφορούν στο θεμέλιο τύπου Sprudcan με $D=18m$ και $w/D=1$.



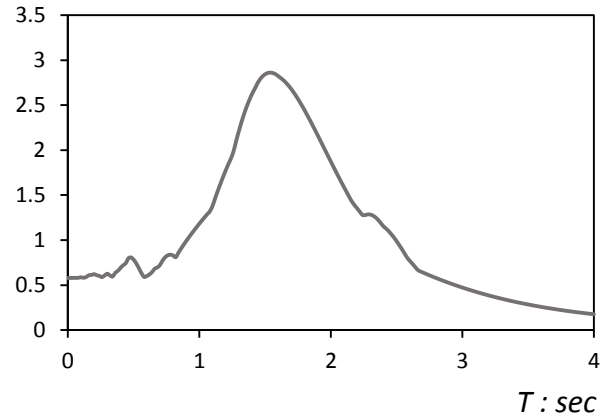
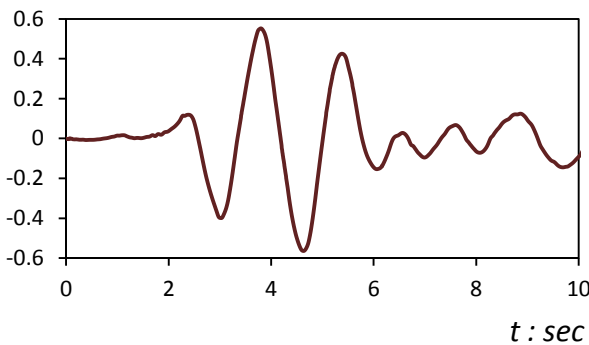
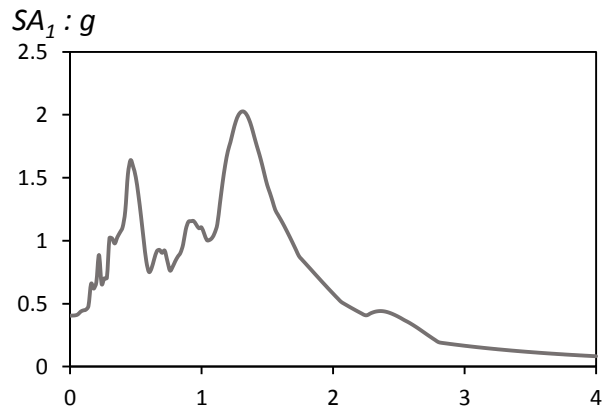
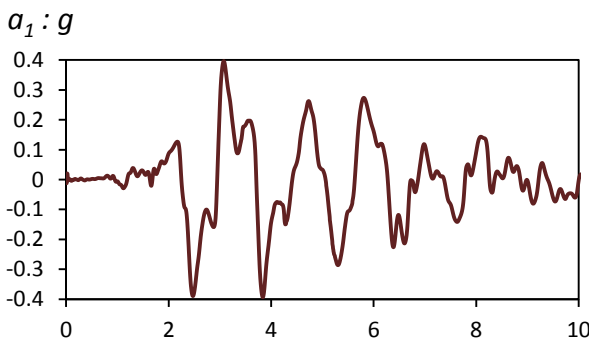
Σχήμα 6.9. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες ροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης τύπου Sprucecan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



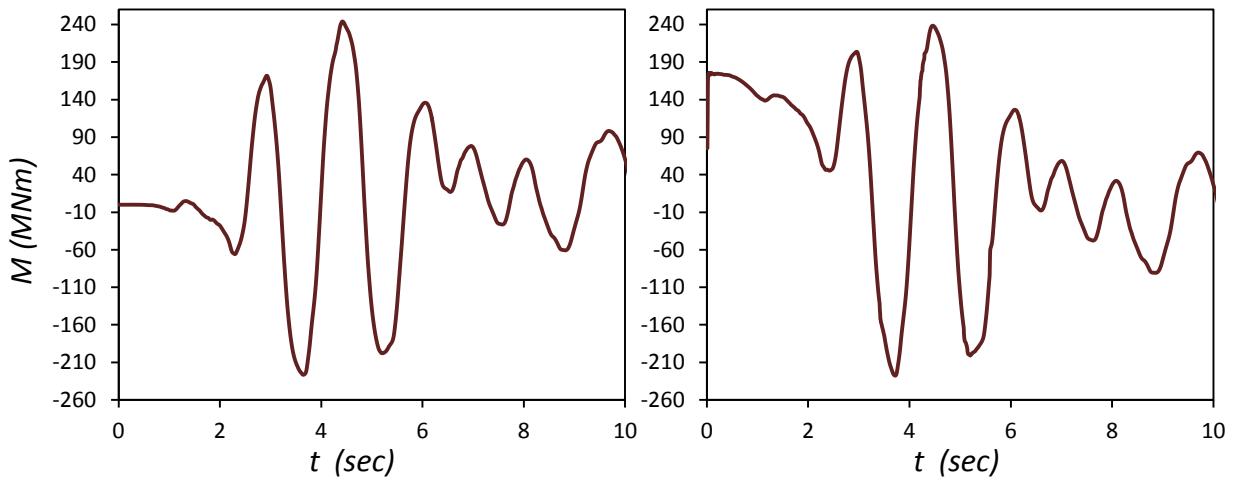
Σχήμα 6.10. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του καταστρώματος και (β) καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης τύπου Sprucecan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



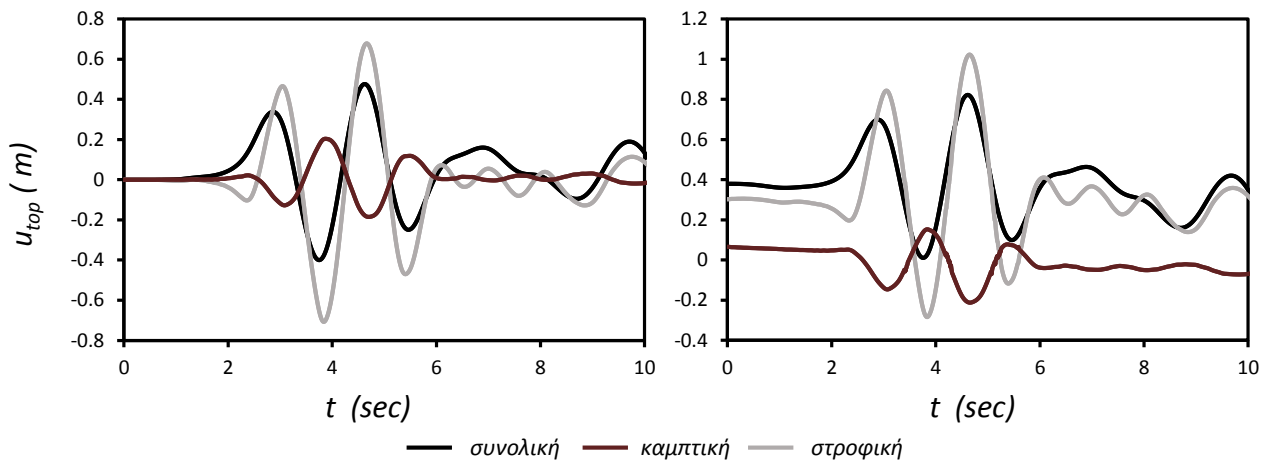
Σχήμα 6.11 LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 21\text{m}$ και $L/D=0.2$.



Σχήμα 6.12. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας(κάτω) με επιβολή οριζόντιας φόρτισης λόγω καιρικών συνθηκών με $H=0.3\text{Huit}$. Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 21\text{m}$ και $L/D=0.2$

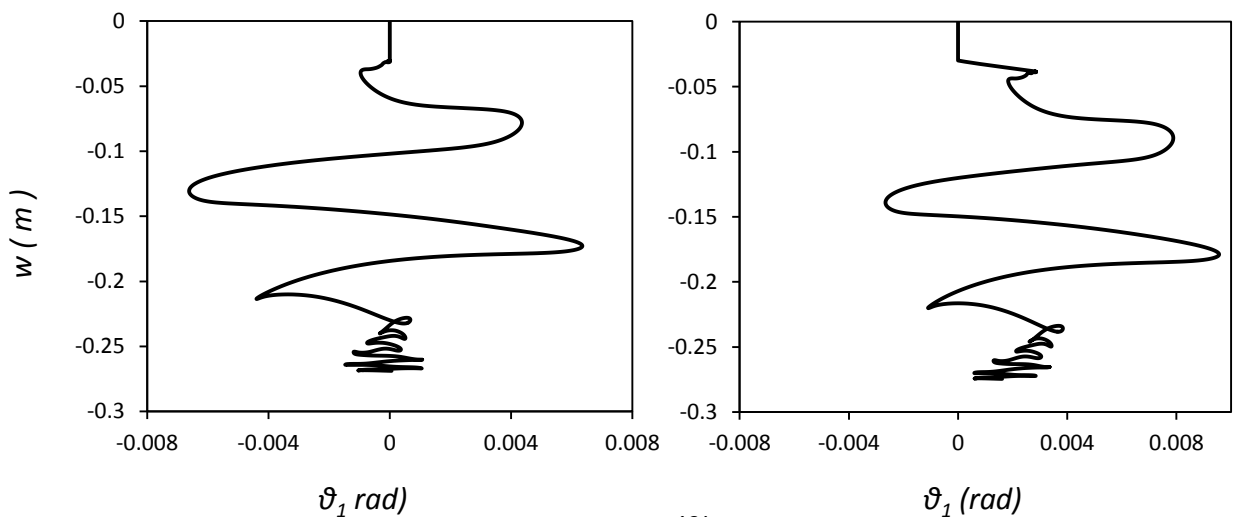


Σχήμα 6.13. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες ροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=21\text{m}$ και $L/D=0.2$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



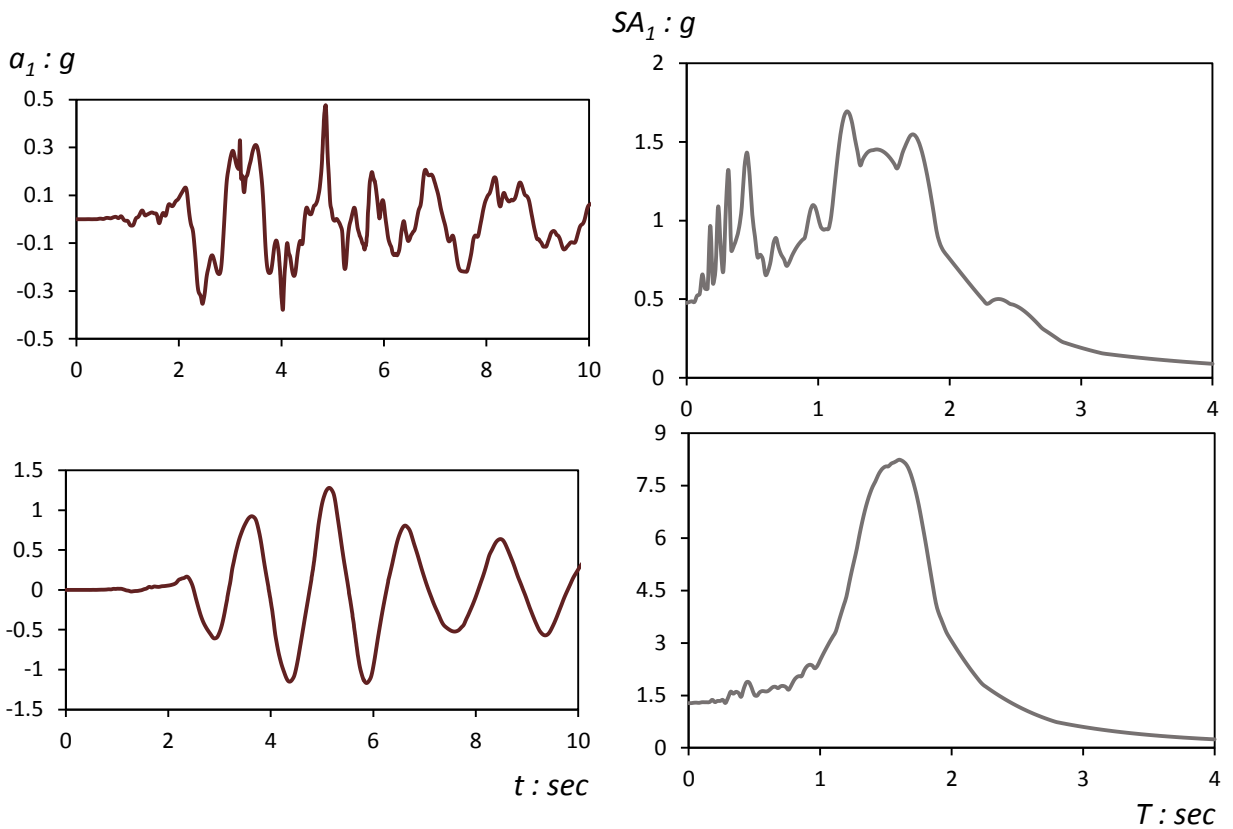
— συνολική — καμπτική — στροφική

(α)

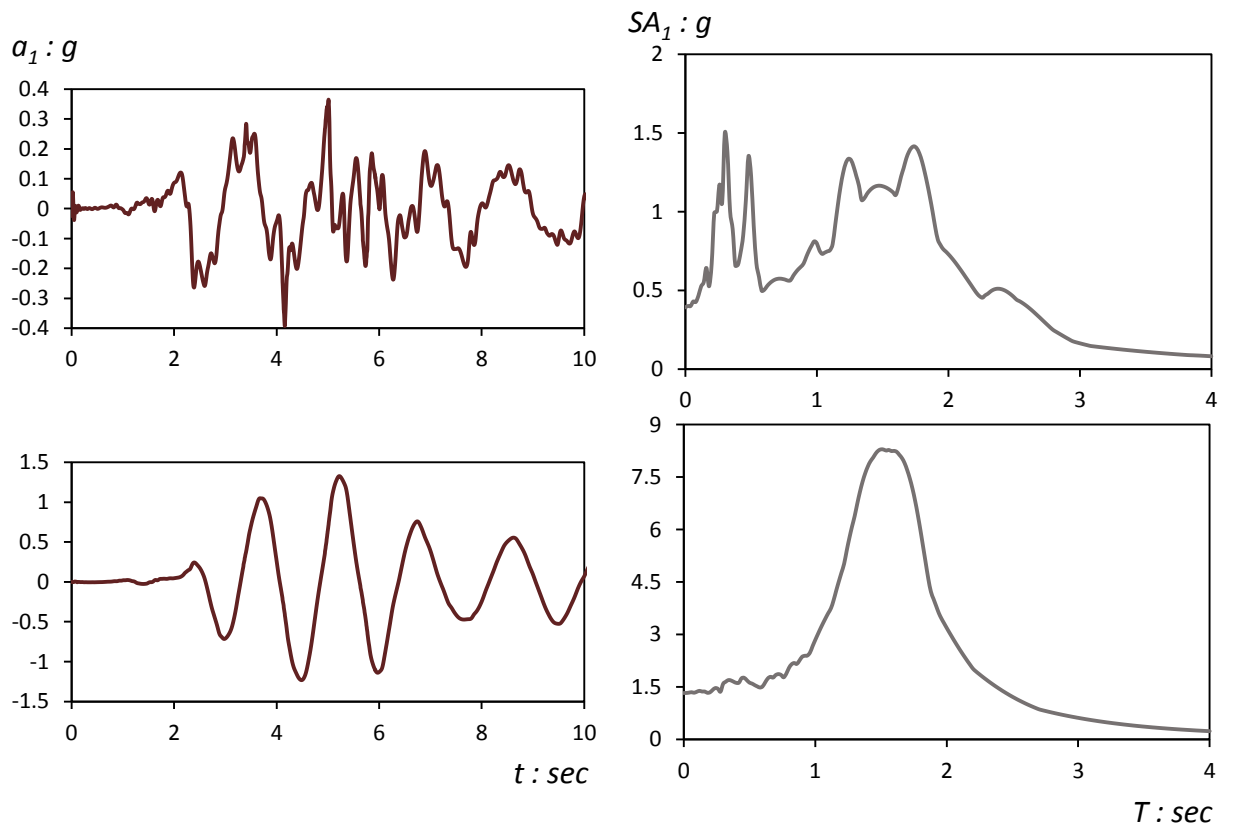


(β)

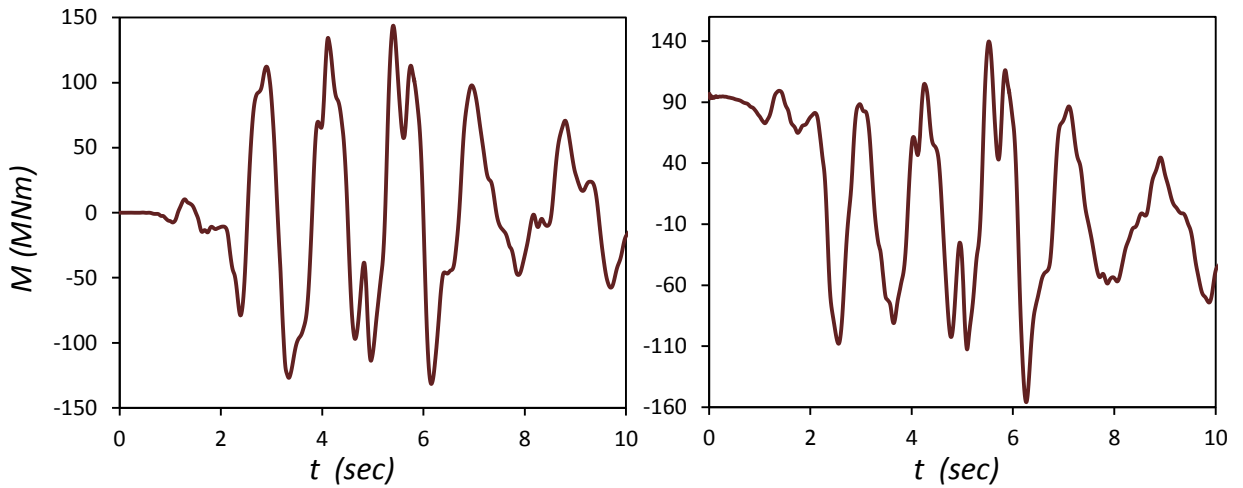
Σχήμα 6.14. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του καταστρώματος και (β) καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=21\text{m}$ και $L/D=0.2$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



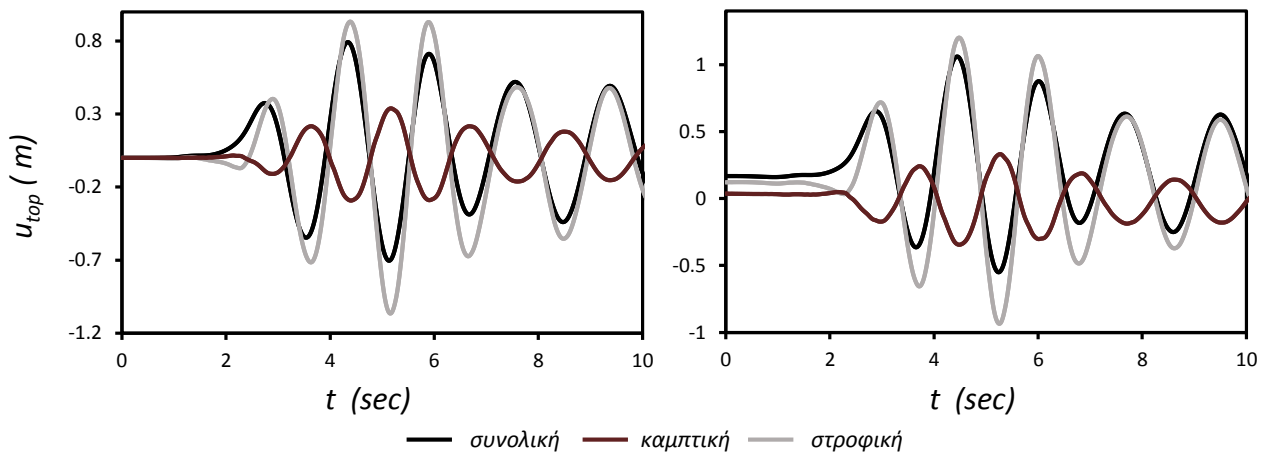
Σχήμα 6.15 LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 14m$ και $L/D=1$.



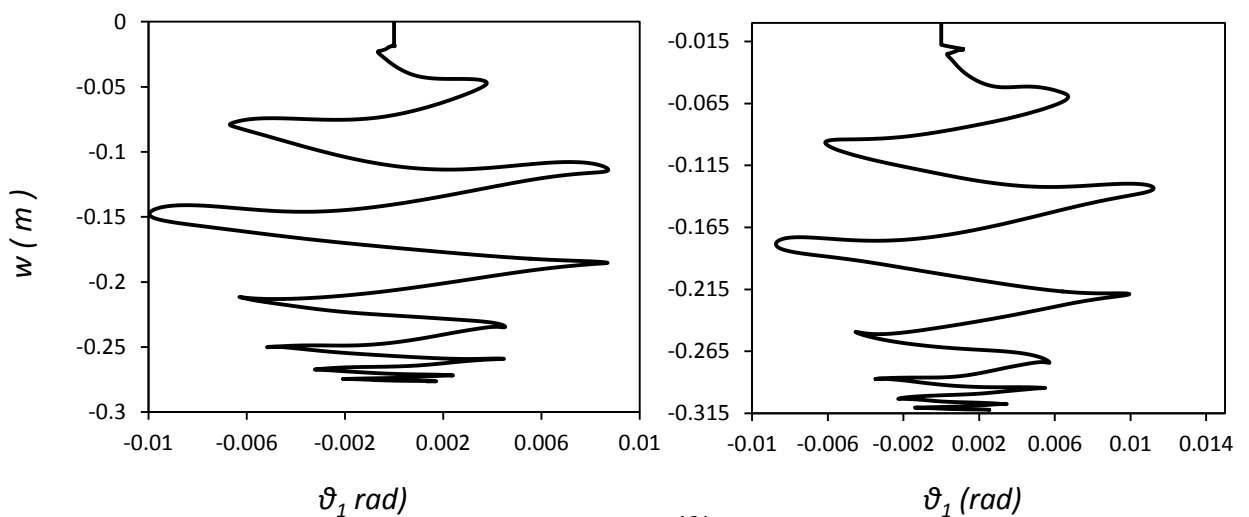
Σχήμα 6.16. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας(κάτω) με επιβολή οριζόντιας φόρτισης λόγω καιρικών συνθηκών με $H=0.3H_{ult}$. Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 14m$ και $L/D=1$.



Σχήμα 6.17. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : Χρονοϊστορίες ροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$ χωρίς επιβολή οριζώντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζώντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$

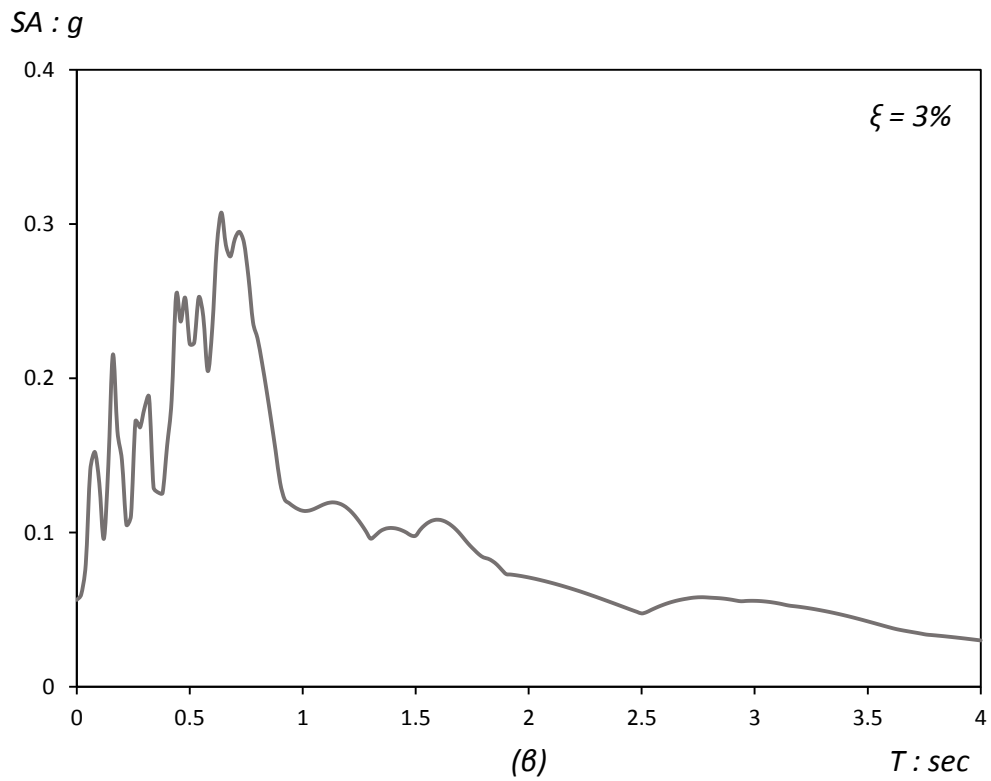
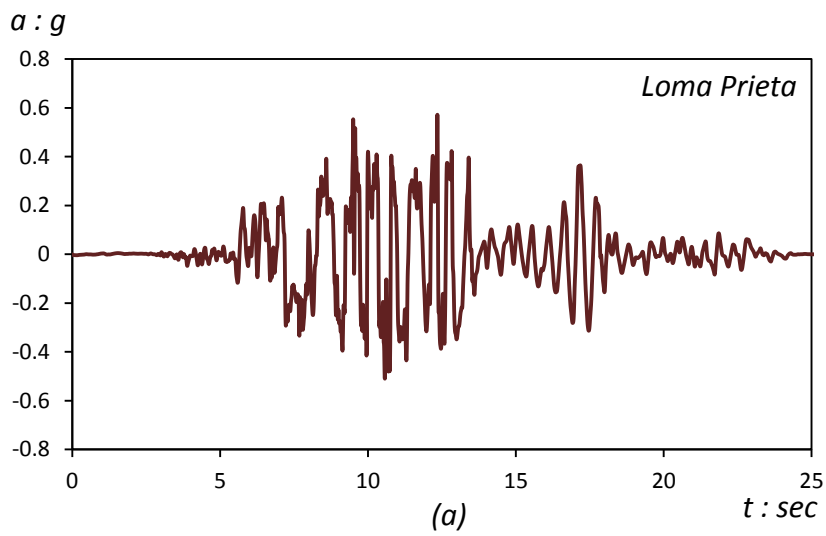


(α)

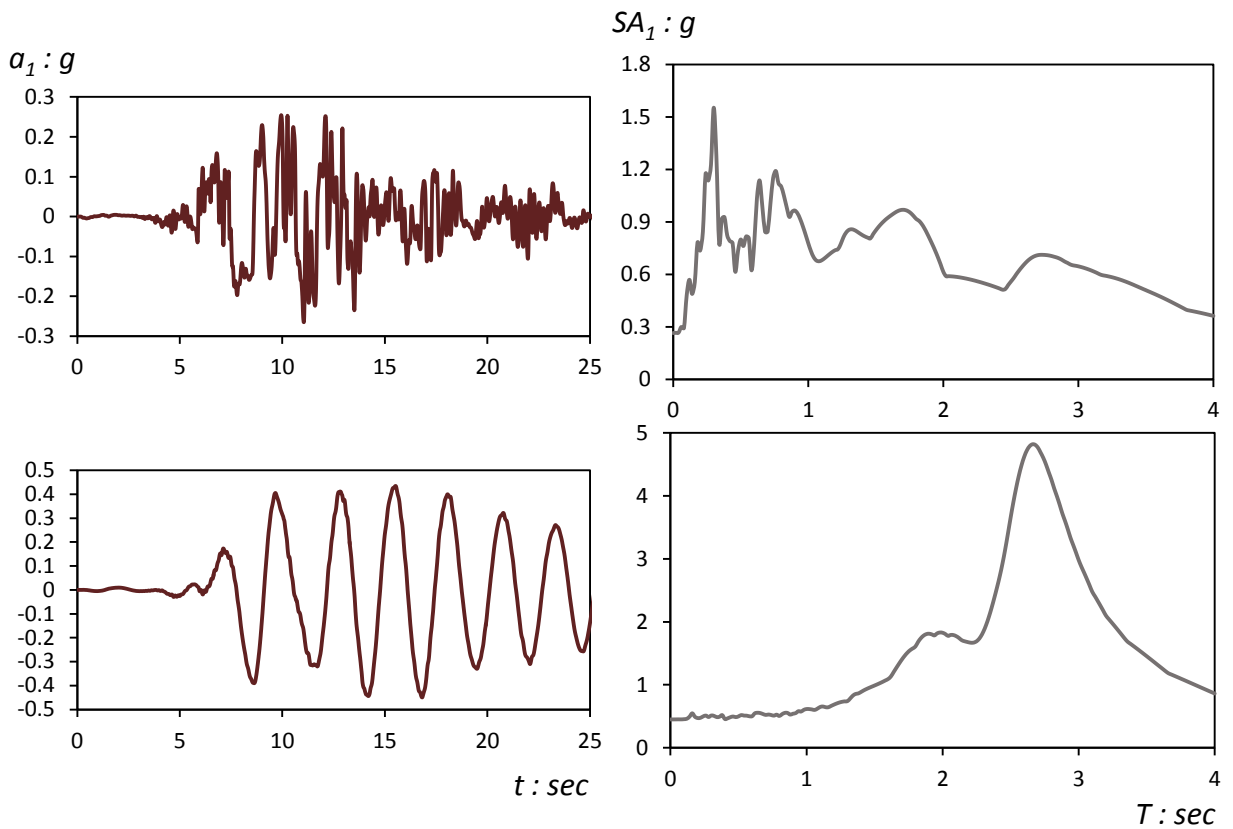


(β)

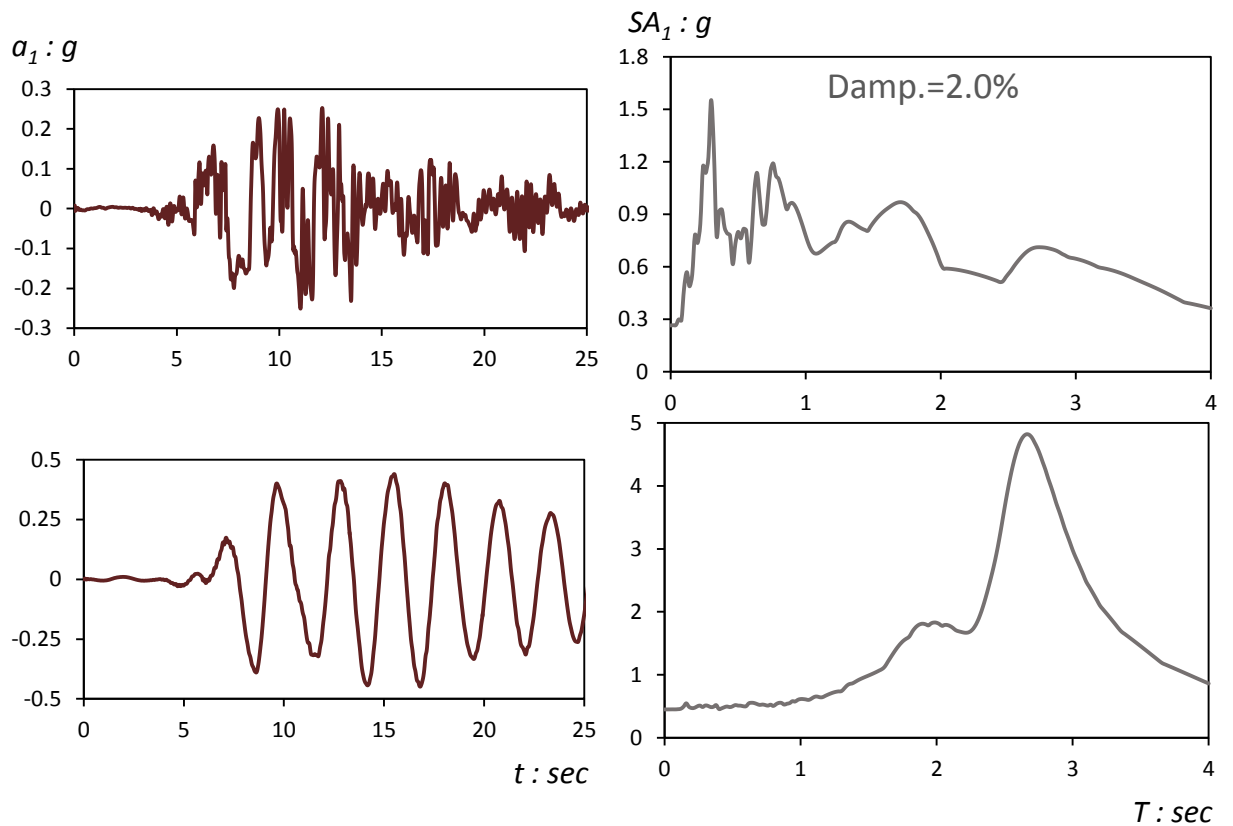
Σχήμα 6.18. LXR [Κεφαλονιά, 2014] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του καταστρώματος και (β) καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$ χωρίς επιβολή οριζώντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζώντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



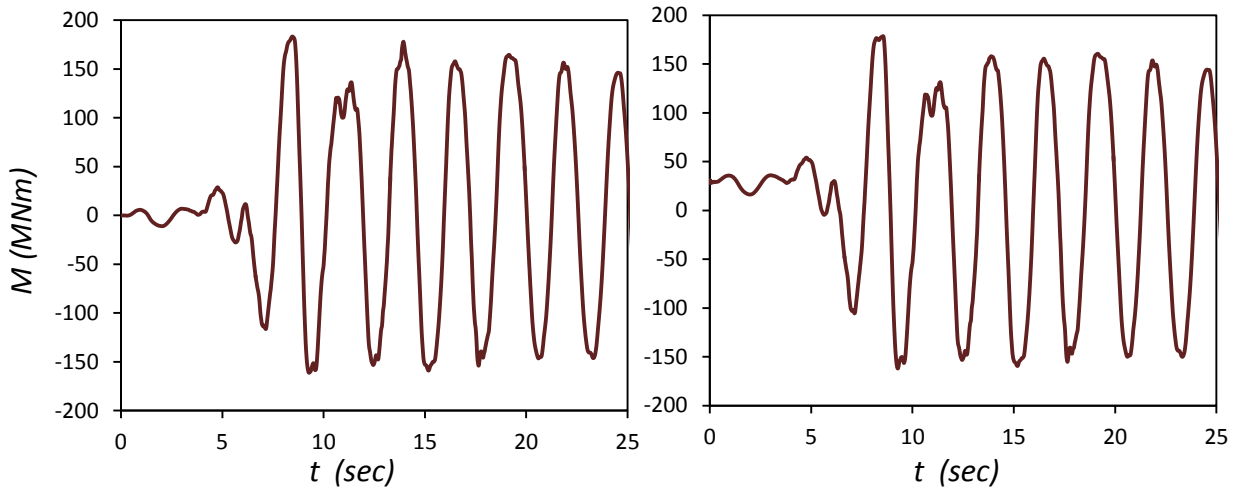
Σχήμα 6.19. Καταγραφή Loma Prieta : (α) Χρονοϊστορία επιτάχυνσης και (β) φάσμα απόκρισης.



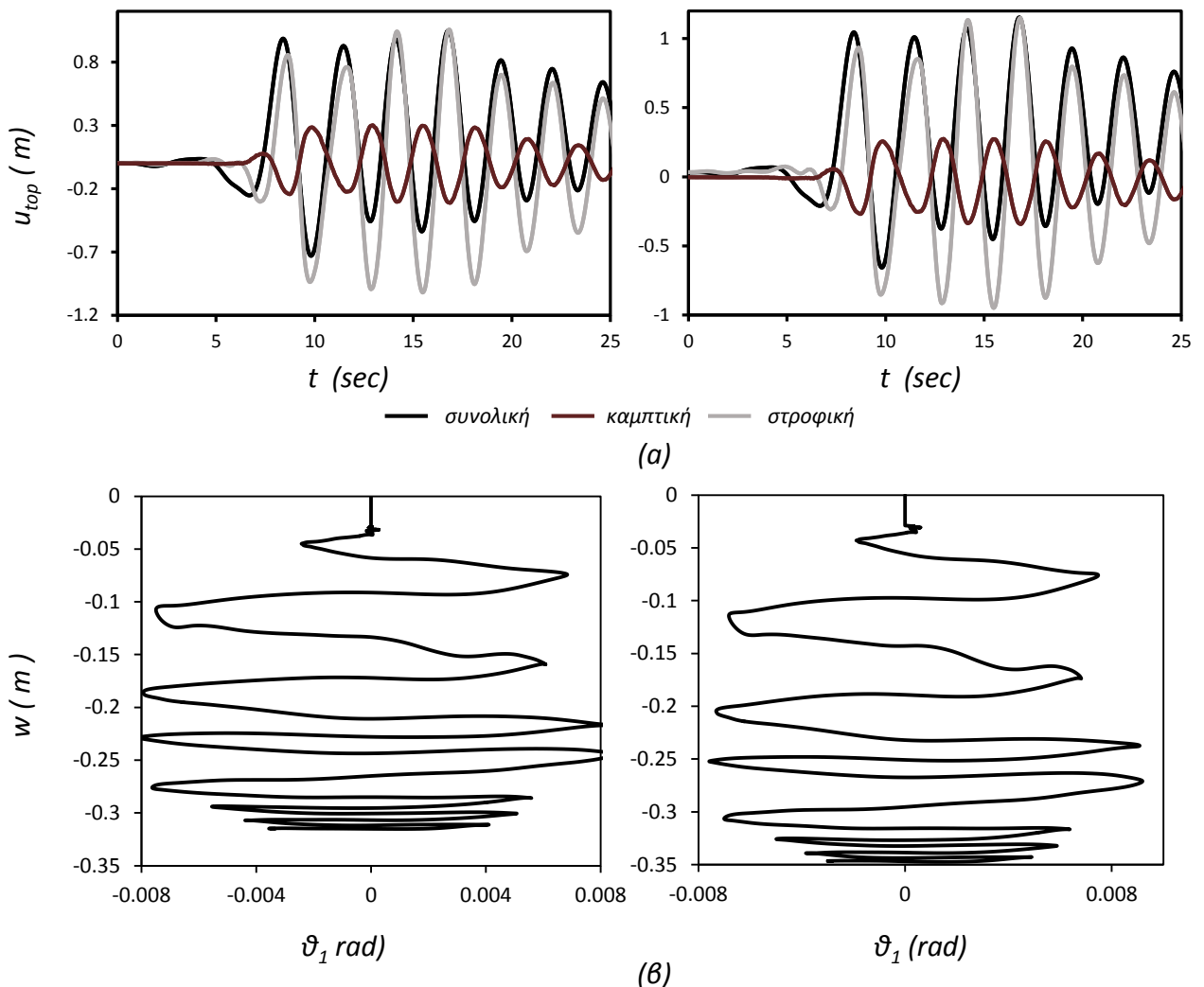
Σχήμα 6.20. Loma Prieta [Northern California, 1989] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο θεμέλιο τύπου Sprudcan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$.



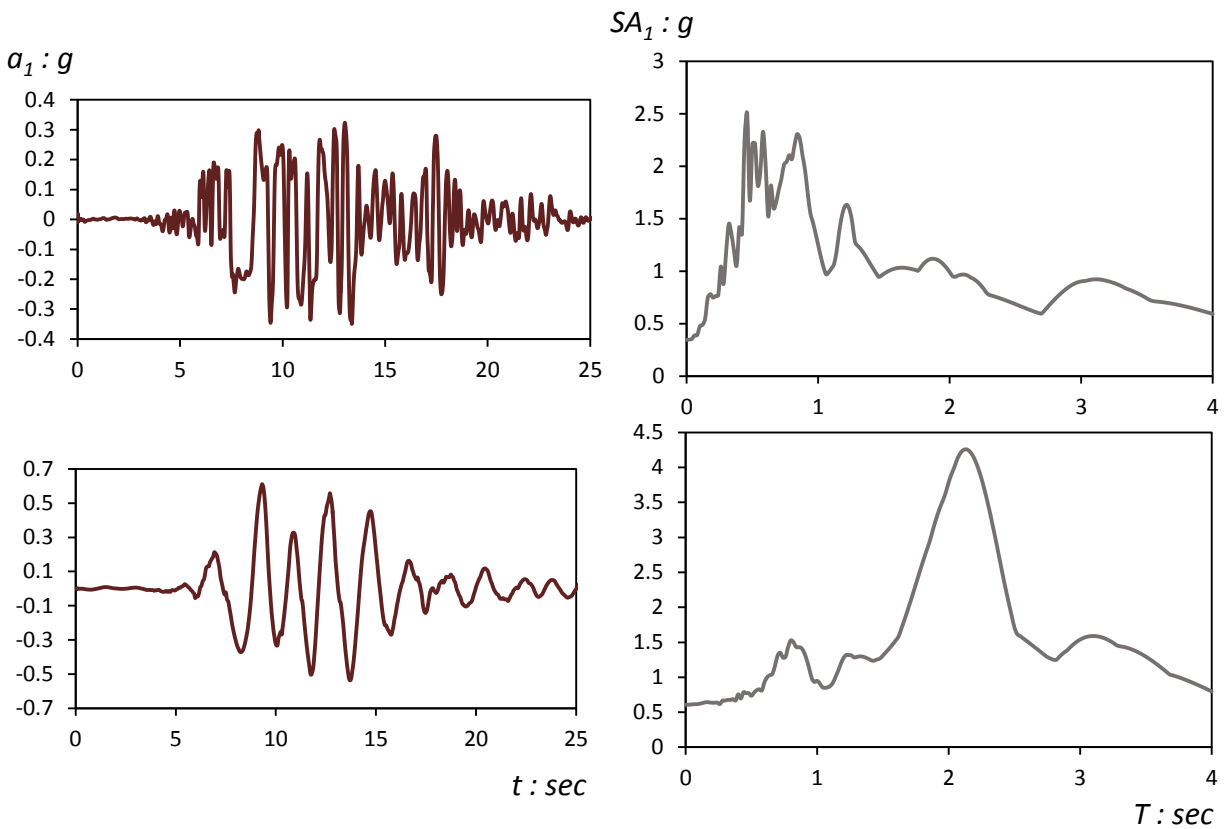
Σχήμα 6.21 Loma Prieta [Northern California, 1989] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας(κάτω) με επιβολή οριζόντιας φόρτισης λόγω καιρικών συνθηκών με $H=0.3\text{HuIt}$. Τα διαγράμματα αφορούν στο θεμέλιο τύπου Sprudcan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$.



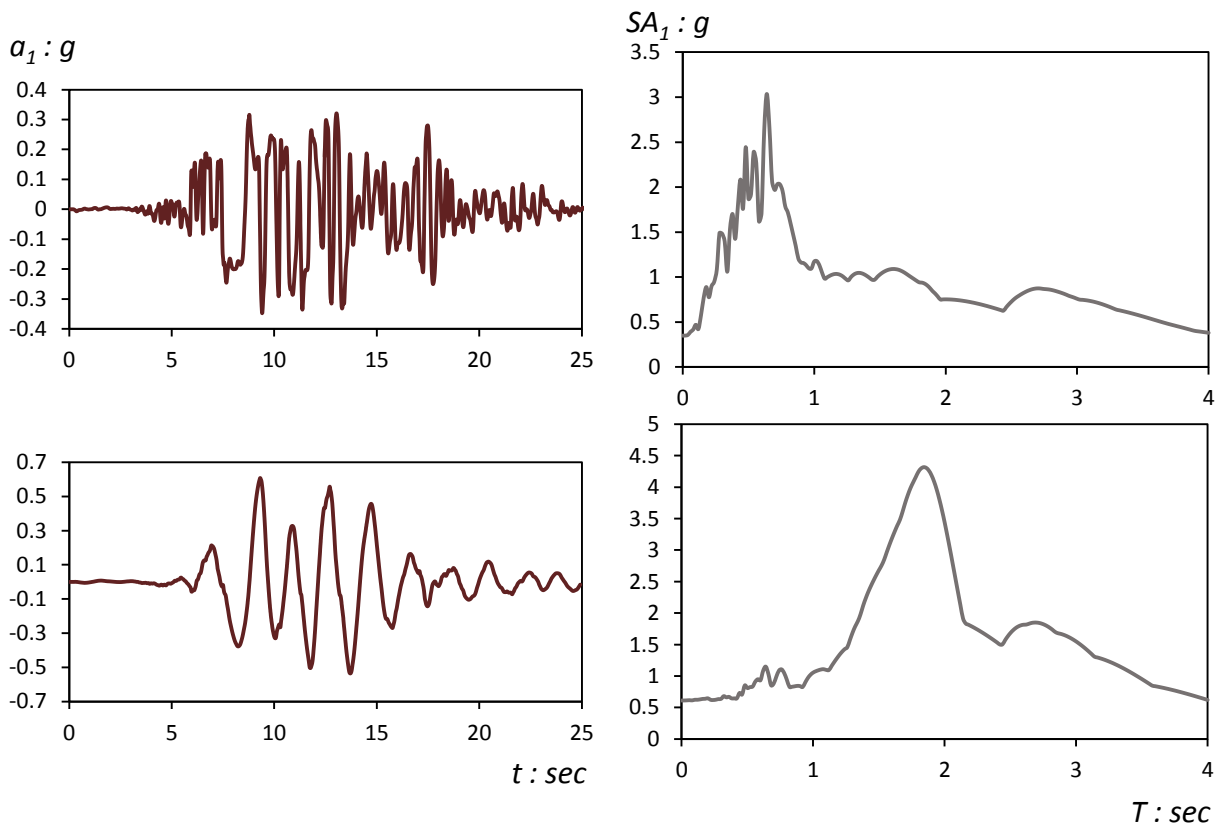
Σχήμα 6.22. *Loma Prieta [Northern California, 1989]* : Χρονοϊστορίες ροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης τύπου Spudcan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$ χωρίς επιβολή οριζώντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζώντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



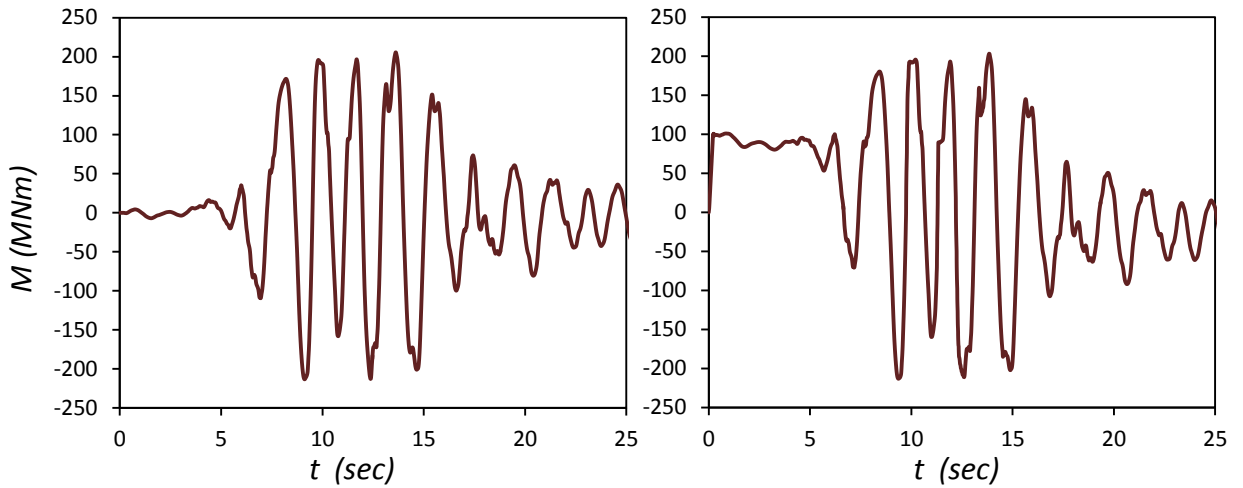
Σχήμα 6.23. *Loma Prieta [Northern California, 1989]* : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του καταστρώματος και (β) καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης τύπου Spudcan με $D=18\text{m}$ και $w/D=1$ χωρίς επιβολή οριζώντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζώντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



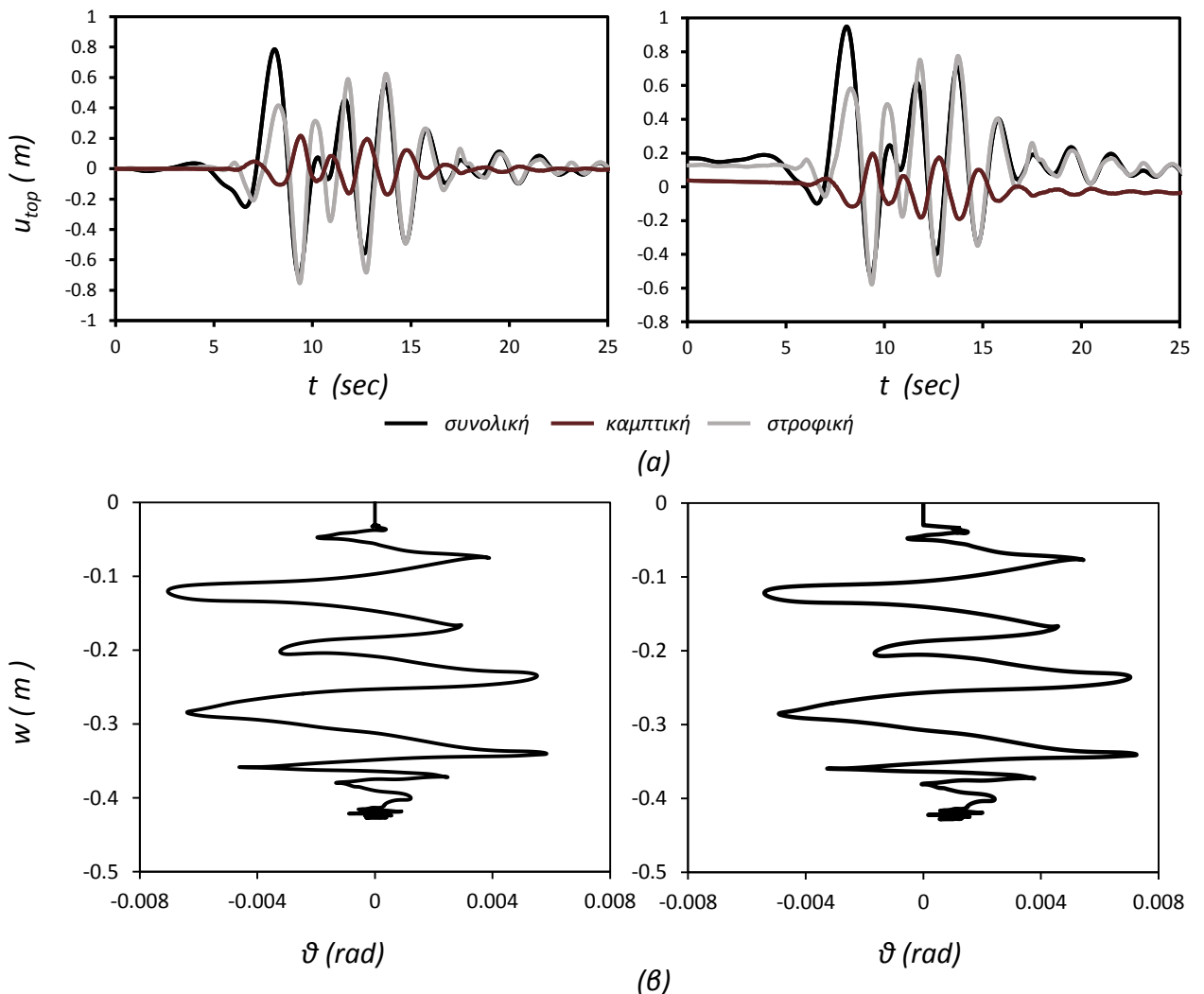
Σχήμα 6.24. Loma Prieta [Northern California, 1989] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 21\text{m}$ και $L/D=0.2$.



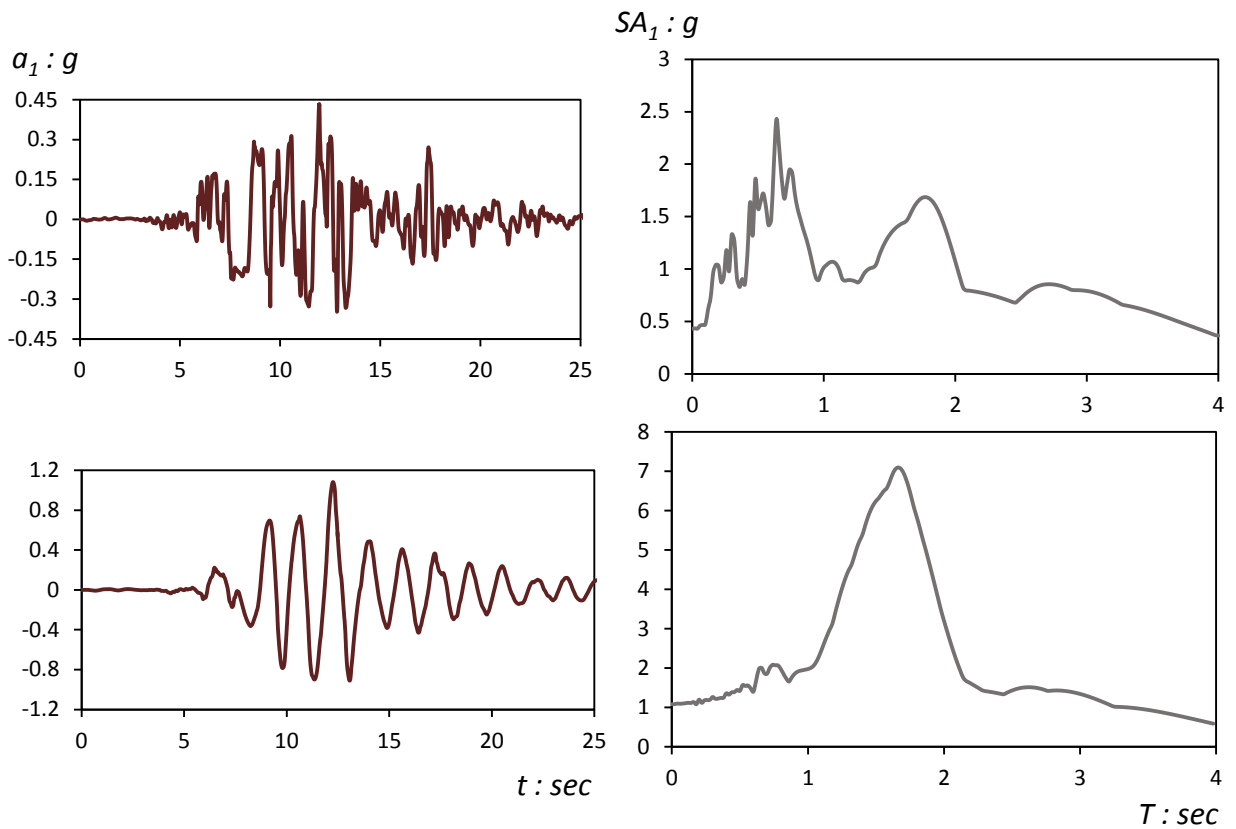
Σχήμα 6.25 Loma Prieta [Northern California, 1989] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας(κάτω) με επιβολή οριζόντιας φόρτισης λόγω καιρικών συνθηκών με $H=0.3H_{ult}$. Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 21\text{m}$ και $L/D=0.2$.



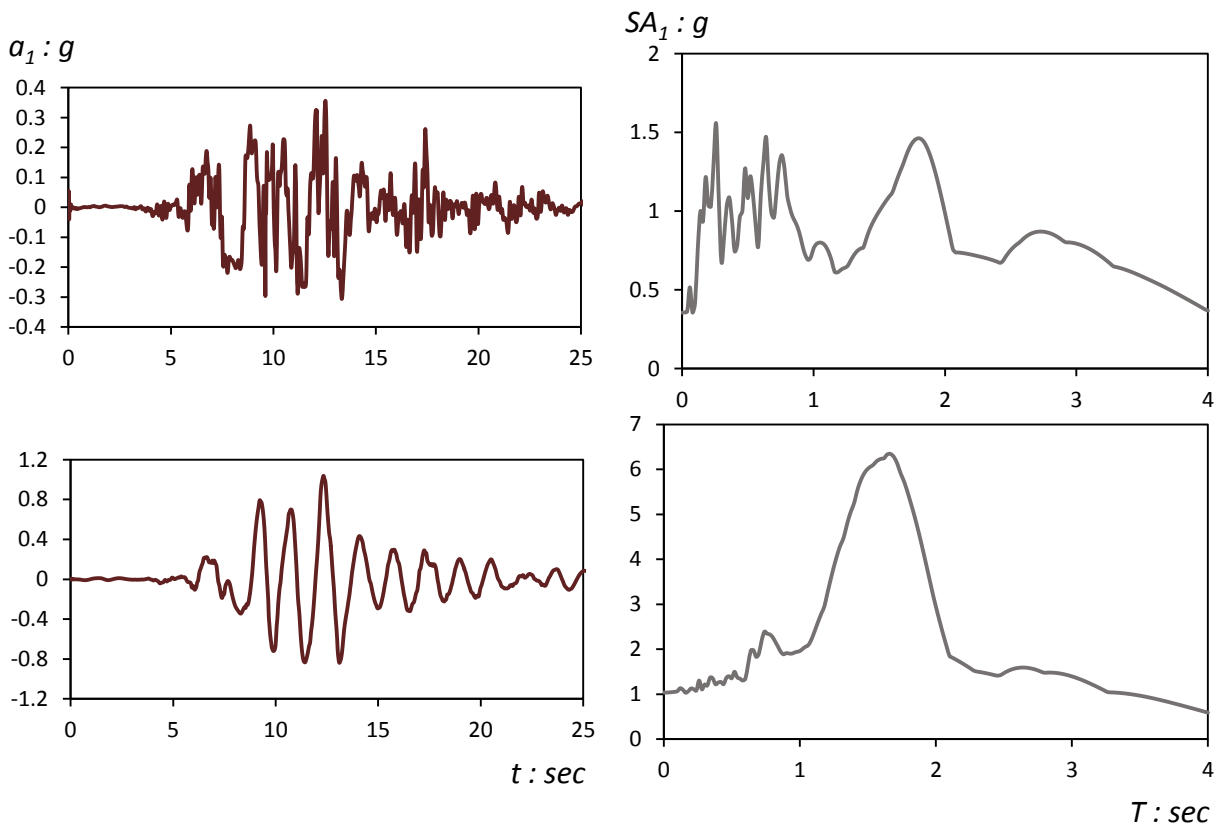
Σχήμα 6.26. *Loma Prieta [Northern California, 1989]* : Χρονοϊστορίες ροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=21\text{m}$ και $L/D=0.2$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



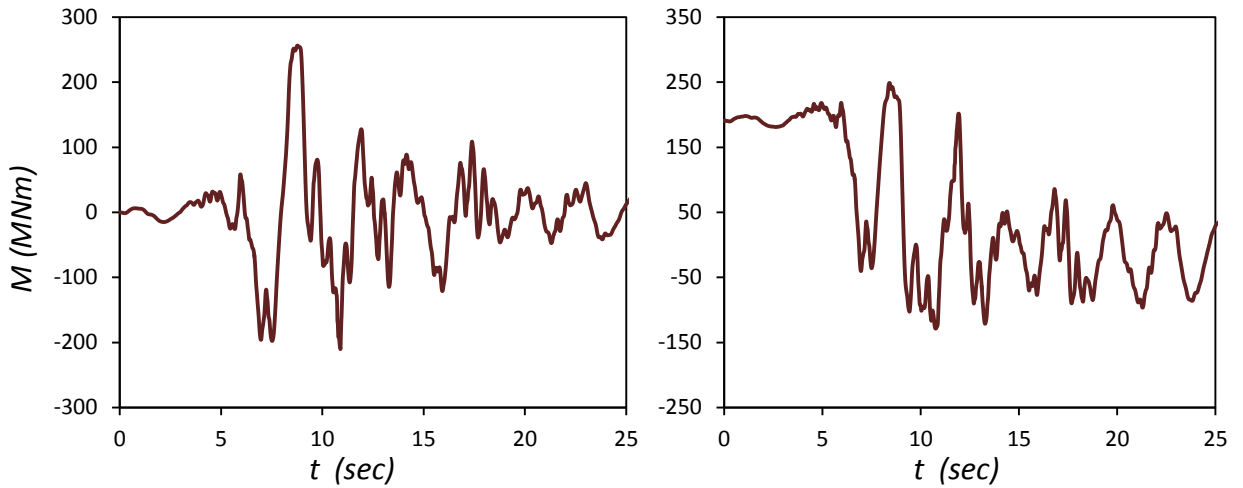
Σχήμα 6.27. *Loma Prieta [Northern California, 1989]* : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του καταστρώματος και (β) καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=21\text{m}$ και $L/D=0.2$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



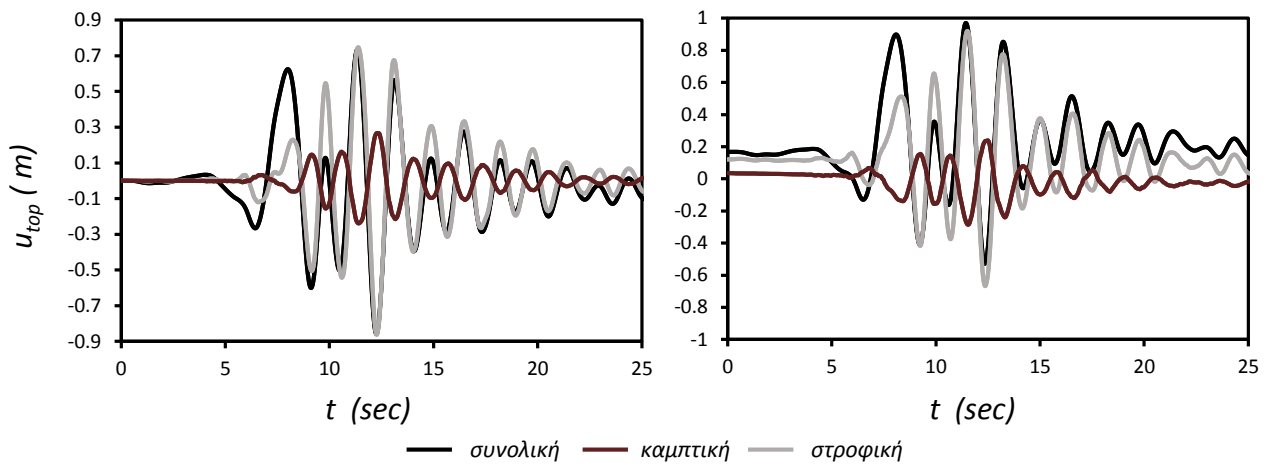
Σχήμα 6.28. Loma Prieta [Northern California, 1989] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας (κάτω). Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 14\text{m}$ και $L/D=1$.



Σχήμα 6.29 Loma Prieta [Northern California, 1989] : Χρονοϊστορίες επιτάχυνσης και φάσματα απόκρισης στο επίπεδο της θεμελίωσης (επάνω) και στο ύψος της πλατφόρμας(κάτω) με επιβολή οριζόντιας φόρτισης λόγω καιρικών συνθηκών με $H=0.3H_{ult}$. Τα διαγράμματα αφορούν στο φρέαρ διαμέτρου $D = 14\text{m}$ και $L/D=1$.

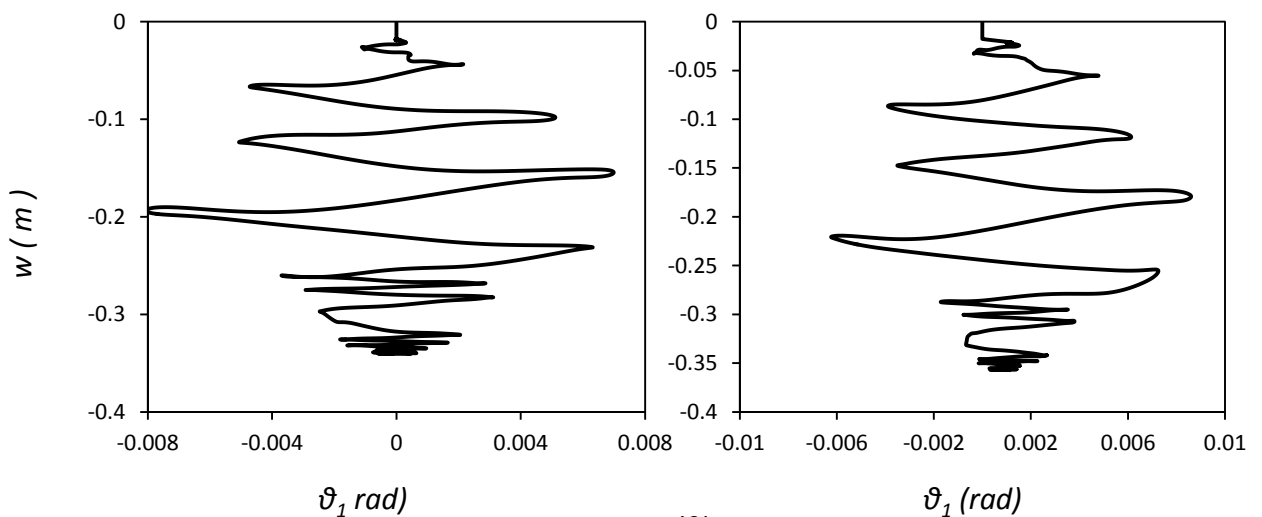


Σχήμα 6.30. Loma Prieta [Northern California, 1989] : Χρονοϊστορίες ροπής στο επίπεδο της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$



— συνολική — καμπτική — στροφική

(α)



(β)

Σχήμα 6.31. Loma Prieta [Northern California, 1989] : (α) Χρονοϊστορία οριζόντιας μετακίνησης στο επίπεδο του καταστρώματος και (β) καμπύλη καθίζησης-στροφής της θεμελίωσης ανεστραμμένου φρέατος με $D=14\text{m}$ και $L/D=1$ χωρίς επιβολή οριζόντιου φορτίου (αριστερά) και με επιβολή οριζόντιου φορτίου (δεξιά) ίσο με $H=0.3H_{ult}$

7^ο Κεφάλαιο

Εγκατάσταση Θεμελιώσεων

7.1 Γενικά Στοιχεία

7.2 Αριθμητικό Προσομοίωμα

7.3 Εγκατάσταση Θεμελίων και Διερεύνηση της Συμπεριφοράς τους

7 Εγκατάσταση Θεμελιώσεων

7.1 Γενικά Στοιχεία

Στα προηγούμενα Κεφάλαια έγινε προσπάθεια μελέτης της απόκρισης των θεμελίων που επιλέχθηκαν ως εναλλακτικές λύσεις για τη στήριξη τρίποδης πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου στη θάλασσα υπό στατική, ανακυκλική αλλά και σεισμική φόρτιση. Όλες οι αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν έγιναν με το λογισμικό ABAQUS/Standard, v. 6.13 (2013) σε κώδικα πεπερασμένων στοιχείων που επιτρέπει μικρές παραμορφώσεις (Small Deformation Analysis). Συνεπώς, τα θεμέλια θεωρήθηκαν ιδανικά τοποθετημένα στην τελική θέση τους, χωρίς να ληφθεί υπόψιν η αρχική παραμόρφωση και το τασικό πεδίο που προκαλούν κατά την εγκατάστασή τους. Επιπλέον, στην περίπτωση του Spudcan έγινε θεώρηση ότι κατά την διείσδυση του, το θεμέλιο υπερκαλύπτεται πλήρως από εδαφικό υλικό (complete soil backflow) [Y. Zhang et al. 2011]

Στην πραγματικότητα όμως, κατά την εγκατάστασή τους τα θεμέλια προκαλούν παραμορφώσεις στο έδαφος και πλαστικοποιήσεις αλλάζοντας με αυτό τον τρόπο την απόκριση του συστήματος εδάφους-θεμελίωσης στις εξωτερικές φορτίσεις που του επιβάλλονται. Αλλαγές υπάρχουν τόσο στην φέρουσα ικανότητα, όσο και στην τελική δυσκαμψία του συστήματος. Για το λόγο αυτό, κρίνεται ιδιαίτερα σημαντική η μελέτη του σταδίου της εγκατάστασης του θεμελίου, κάτι το οποίο έχει πραγματοποιηθεί μέχρι στιγμής για θεμέλια τύπου Spudcan από τους P. Hui et al., 2013 και Hossain et al., 2013, όπου δόθηκε έμφαση στην δύναμη που απαιτείται προκειμένου να γίνει η διείσδυση του θεμελίου. Επιπλέον, μελετήθηκε η πιθανότητα διάτρησης της ανώτερης στρώσης του εδάφους στην περίπτωση πολύστρωτου σχηματισμού (punch through failure, Κεφάλαιο 1)

Στην παρούσα εργασία, γίνεται μελέτη της εγκατάστασης του θεμελίου Spudcan αλλά και του κοίλου ανεστραμμένου φρέατος και γίνεται προσπάθεια κατανόησης της συμπεριφοράς τους σε φόρτιση μετά από το βήμα της εγκατάστασής τους.

7.2 Αριθμητικό Προσομοίωμα

Το πρόβλημα αναλύεται μέσω μίας σειράς τρισδιάστατων αναλύσεων πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS/Explicit, v. 6.13. Τα τρισδιάστατα αριθμητικά προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν, απεικονίζονται στα **Σχήματα 7.1-7.2**. Λόγω της φύσης του προβλήματος, δεν γινόταν να υιοθετηθεί ο κλασικός τρόπος ανάλυσης που βασίζεται σε Lagrangian στοιχεία. Αυτό συμβαίνει λόγω των πολύ μεγάλων παραμορφώσεων που προκαλεί η εγκατάσταση των συγκεκριμένων θεμελίων οι οποίες διαστρεβλώνουν την μορφή του καννάβου, καταστρέφουν τα στοιχεία και τελικά δεν γίνεται να επιτευχθεί σύγκλιση στους υπολογισμούς.

Στην Eulerian μέθοδο αντιθέτως, το υλικό ρέει σαν υγρό μέσα σε σταθερό κάνναβο πεπερασμένων στοιχείων επιτρέποντας έτσι τις μεγάλες παραμορφώσεις και μετακινήσεις. Ο κώδικας ABAQUS/Explicit προσφέρει την μέθοδο CEL (Coupled Eulerian Lagrangian) με την οποία κάποια κομμάτια του προσομοιώματος μπορούν να προσομοιωθούν ως Lagrangian ενώ άλλα ως Eulerian, επιτρέποντας όμως την μεταξύ τους αλληλεπίδραση. Έτσι, τα τμήματα που είναι πρακτικώς άκαμπτα, στην περίπτωση της εργασίας τα θεμέλια, προσομοιώνονται με στοιχεία Lagrange ενώ τα παραμορφώσιμα, όπως το έδαφος που πρόκειται να γίνει η εγκατάσταση, με στοιχεία Euler.

Συγκεκριμένα, το αργιλικό έδαφος προσομοιώνεται με Eulerian οκτακομβικά εξαεδρικά στοιχεία (EC3D8), με ελαστοπλαστικό νόμο συμπεριφοράς Tresca που περιγράφηκε αναλυτικά στο Κεφάλαιο 2. Η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους S_u λαμβάνεται ίση με 30 kPa και θεωρείται ομοιομόρφως κατανομημένη με το βάθος. Το ειδικό βάρος λαμβάνεται ίσο με $\gamma=2 \text{ kN/m}^3$.

Το υποστύλωμα προσομοιώνεται με γραμμικώς ελαστικά στοιχεία δοκού (B31). Το μέτρο ελαστικότητας του λαμβάνεται όσο το μέτρο του χάλυβα αλλά η διατομή του επιλέγεται κοίλη κυκλική με διαστάσεις τέτοιες ώστε να παραμένει πλήρως άκαμπτο. Η θεμελίωση τύπου Caisson προσομοιώνεται με γραμμικώς ελαστικά επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία (S4) ενώ για το Sprudcan χρησιμοποιούνται οκτακομβικά εξαεδρικά στοιχεία (C3D8). Το μέτρο ελαστικότητας λαμβάνεται ίσο με το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα ($E_s = 210 \text{ GPa}$) ενώ η πυκνότητα και για τα δύο θεμέλια ίση με 1000 kg/m^3 .

Όσον αφορά τις συνθήκες επαφής θεμελίου-εδάφους, έγινε θεώρηση ατελών συνθηκών επαφής. Συγκεκριμένα, στην διεπιφάνεια επιτρέπεται η αποκόλληση δίνοντας της μηδενική εφελκυστική αντοχή ενώ αναπτύσσονται συνθήκες τριβής μεταξύ εδάφους και θεμελίου με συντελεστή $\mu=0.4$. Ο μειωμένος αυτός συντελεστής πάρθηκε για ρεαλιστικότερη προσέγγιση των αστράγγιστων συνθηκών που επικρατούν κατά την φόρτιση της αργίλου. Ο λόγος που χρησιμοποιήθηκαν συνθήκες τριβής στην διεπιφάνεια αντί για μία μειωμένη διατμητική αντοχή $\tau_{\max} = \alpha S_u$ είναι ότι ο κώδικας explicit στη μέθοδο CEL δεν επιτρέπει τέτοιου είδους αλληλεπίδραση μεταξύ Lagrangian και Eulerian κομματιών.

Προκειμένου να επιτευχθούν αξιόπιστα αποτελέσματα και να μην αντιμετωπιστούν υπολογιστικά προβλήματα χρησιμοποιήθηκε πυκνός κάνναβος πεπερασμένων στοιχείων που οδήγησε στην αύξηση του αριθμού των στοιχείων σε 200000 για την περίπτωση του μοντέλου του Sprudcan, και σε 300000 για την περίπτωση του κοίλου ανεστραμμένου φρέατος. Η επίλυση πραγματοποιήθηκε με διπλή ακρίβεια (double precision analysis), κάτι το οποίο σε συνδυασμό με τον μεγάλο αριθμό των στοιχείων, οδήγησε σε αύξηση του υπολογιστικού χρόνου. Τα προσομοιώματα που χρησιμοποιήθηκαν, όπως φαίνεται και από τα **Σχήματα 7.1-7.2**, είναι ημικυλινδρικά εκμεταλλεζόμενοι την συμμετρία του προβλήματος.

Ο κάρναβος αρχικά χωρίζεται σε δύο τμήματα άνω και κάτω από τη στάθμη που ξεκινάει η εγκατάσταση όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 7.3**. Τα τμήματα αυτά ορίζουν δύο περιοχές οι οποίες έχουν διαφορετικούς συντελεστές πλήρωσης υλικού: η πάνω περιοχή (κόκκινη) έχει συντελεστή πλήρωσης υλικού μηδέν (0), και αντιστοιχεί σε περιοχή χωρίς εδαφικό υλικό ενώ η κάτω περιοχή έχει συντελεστή πλήρωσης υλικού ένα (1) και αντιστοιχεί σε περιοχή που τα στοιχεία είναι πλήρως γεμάτα με εδαφικό υλικό. Κατά την εγκατάσταση των θεμελίων, το υλικό που εκτοπίζεται από τα γεμάτα στοιχεία, ρέει προς την περιοχή που τα στοιχεία είναι άδεια πληρώνοντας τμήμα αυτών. Με λίγα λόγια, ο αρχικά άδειος κάρναβος είναι απαραίτητος ώστε το υλικό να μπορεί να μεταφερθεί κατά την διείδυση του θεμελίου. Στην περίπτωση που η άδεια άνω περιοχή δεν υπήρχε, το υλικό που θα εκτοπιζόταν κατά την εγκατάσταση θα χανόταν από το προσομοίωμα μας και δεν θα έπαιρνε μέρος στη συνέχεια της ανάλυσης.

7.3 Εγκατάσταση Θεμελίων και Διερεύνηση της Συμπεριφοράς τους

Για την προσομοίωση της εγκατάστασης των θεμελίων, εφαρμόζονται αρχικά στα προσομοιώματα που κατασκευάστηκαν οι δυνάμεις λόγω βαρύτητας. Έπειτα, τα θεμέλια οδηγούνται με σταθερή κατακόρυφη ταχύτητα μέχρι το επιθυμητό σημείο εγκατάστασης, διεισδύοντας στο έδαφος και προκαλώντας σε αυτό μεγάλες παραμορφώσεις. Η εγκατάσταση πραγματοποιείται με εφαρμογή σταθερής ταχύτητας 2 m/s σε πολλαπλά βήματα του ενός δευτερολέπτου το καθένα. Συνεπώς, για το Caisson απαιτούνται επτά βήματα προκειμένου αυτό να εισχωρήσει εξολοκλήρου μέσα (14 m συνολικά) ενώ για το Spudcan απαιτούνται εννέα βήματα (18 m συνολικά προκειμένου να επιτευχθεί ο επιθυμητός εγκιβωτισμός $W/D=1$).

Κατά την διείδυση πραγματοποιούνται στην παράπλευρη επιφάνεια και περιοχή των θεμελίων πλαστικοποιήσεις οι οποίες μεταβάλουν την αντοχή του συστήματος θεμελίου-εδάφους καθώς και την δυσκαμψία του. Στα **Σχήματα 7.5 και 7.9** φαίνονται οι ισοΰψεις των πλαστικοποιήσεων μετά το πέρας της εγκατάστασης. Είναι προφανές,

ότι το Spudcan παραμορφώνει πολύ μεγαλύτερο τμήμα του εδάφους συγκριτικά με το Caisson και κατά συνέπεια οι πλαστικοποιήσεις που επιφέρει θα οδηγήσουν σε μεγαλύτερες αλλαγές στις ιδιότητες του υλικού.

Φαίνεται λοιπόν, ότι η θεώρηση του ιδανικά τοποθετημένου θεμελίου δεν μπορεί να ισχύει και θα έχει διαφορές από την πραγματικότητα. Επιπλέον, όπως φαίνεται και από τα **Σχήματα 7.6-7.7**, το έδαφος δεν υπερκαλύπτει πλήρως το θεμέλιο μετά την εγκατάσταση. Συγκεκριμένα, υπάρχει μία κενή από έδαφος περιοχή (κοιλότητα) ύψους περίπου 10 μέτρων. Ο M. Randolph πραγματοποιώντας αναλύσεις με τη μέθοδο CEL έκανε μία εκτίμηση του ύψους της κοιλότητας που δημιουργείται πάνω από το Spudcan κατά την εγκατάσταση του ανάλογα με τα χαρακτηριστικά του εδάφους, το βάθος εγκιβωτισμού και την γεωμετρία του. Στο **Σχήμα 7.6** φαίνεται η σχέση του M. Randolph. Για την περίπτωση που εξετάζει η εργασία αυτή, σύμφωνα με την σχέση αυτή θα αντιστοιχούσε μία κοιλότητα 7.7m.

Επιπλέον, κατά την διαδικασία της εγκατάστασης μετρήθηκε η δύναμη που απαιτείται προκειμένου να εισχωρήσει το κάθε θεμέλιο μέχρι την θέση της εγκατάστασής του. Στο **Σχήμα 7.4** φαίνεται η δύναμη που δέχεται το Spudcan μέχρι να φτάσει στην τελική του θέση, σε βάθος 18m. Όπως ήταν αναμενόμενο, η δύναμη που απαιτείται για την εγκατάσταση του θεμελίου είναι πολύ κοντά στην φέρουσα ικανότητα του θεμελίου σε κατακόρυφη δύναμη, υπολογισμένη για ίδιες εδαφικές συνθήκες και γεωμετρία θεμελίου, με κλασική SDA (Small Deformation Analysis) και στοιχεία Lagrange. Ο “θόρυβος” που παρατηρείται στην καμπύλη κατακόρυφης αντίδρασης-μετατόπισης, δηλαδή οι αυξομειώσεις της κατακόρυφης δύναμης, οφείλονται στο γεγονός ότι το φαινόμενο είναι δυναμικό. Το θεμέλιο δηλαδή, καθώς εισχωρεί στο έδαφος με ταχύτητα, δημιουργεί κύματα τα οποία εγκλωβίζονται στο εσωτερικό του προσομοιώματος και δημιουργούν ανωμαλίες στα διαγράμματα των δυνάμεων. Μεταβάλλοντας την ταχύτητα διείσδυσης καθώς και παραμέτρους όπως το ιξώδες του εδάφους (bulk viscosity) και τον αριθμό των βημάτων που χωρίζει το λογισμικό την ανάλυση (steps), ο θόρυβος

μειώνεται. Μια ιδέα θα μπορούσε να είναι η τοποθέτηση αποσβεστήρων για την αποφυγή ανακλάσεων των κυμάτων που δημιουργούνται κατά την διείσδυση, κάτι το οποίο δεν δοκιμάστηκε στην παρούσα εργασία για λόγους οικονομίας χρόνου.

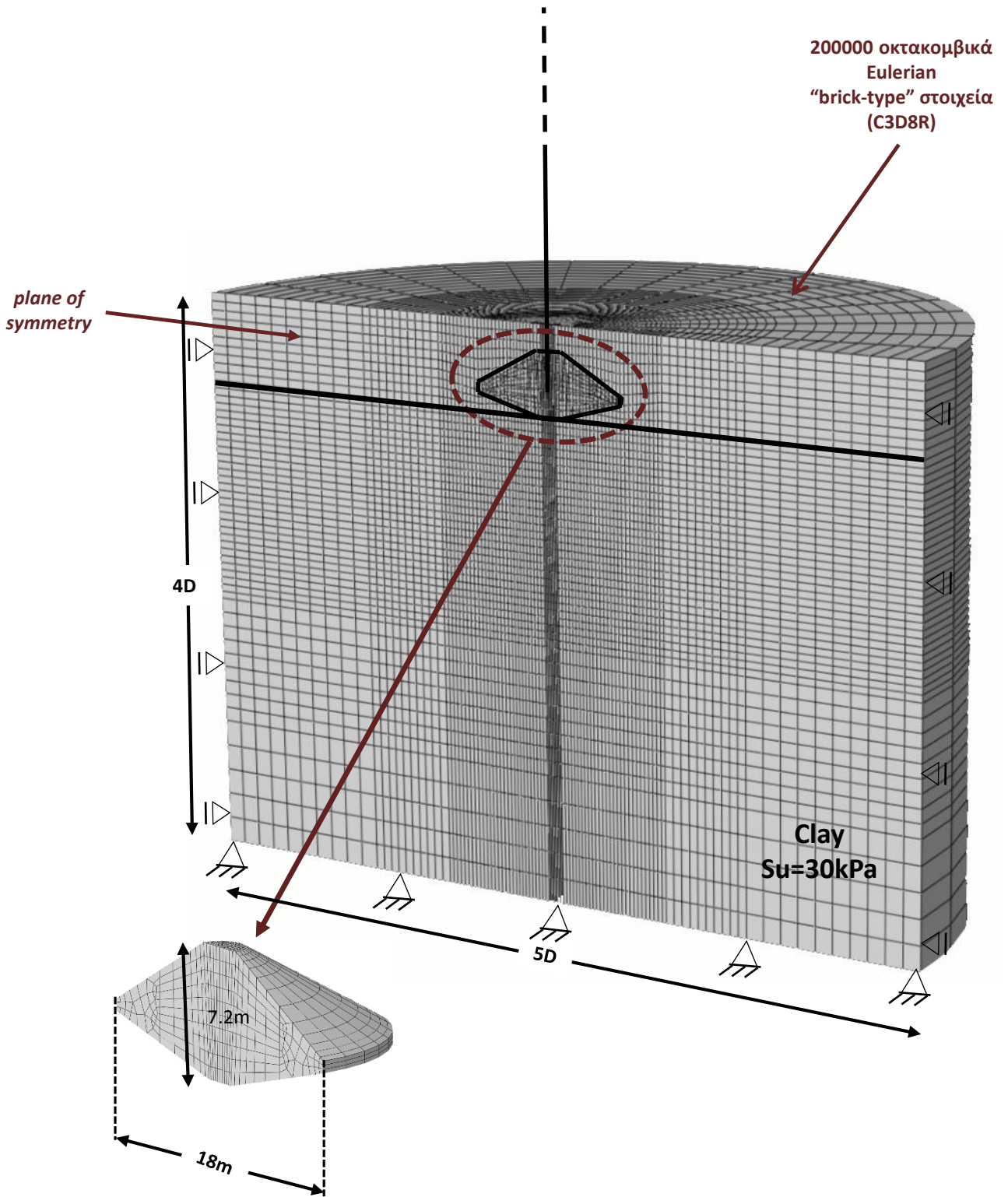
Αντίστοιχα, στο **Σχήμα 7.8** φαίνεται η δύναμη που απαιτείται για να πραγματοποιηθεί η εγκατάσταση του κοίλου ανεστραμμένου φρέατος. Το αριστερό διάγραμμα δείχνει την δύναμη που ασκείται στην αιχμή του Caisson και η οποία όπως είναι αναμενόμενο μένει σχετικά σταθερή κατά την διείσδυση. Το δεξί διάγραμμα δείχνει την δύναμη που ασκείται στην περιφέρεια λόγω τριβής με το έδαφος και όπως είναι λογικό αυξάνεται καθώς μεγαλύτερο κομμάτι του θεμελίου εισέρχεται στο έδαφος. Στο **Σχήμα 7.9** απεικονίζεται η συνολική δύναμη που απαιτείται για την εγκατάσταση του θεμελίου και προκύπτει από πρόσθεση της δύναμης που ασκείται στην αιχμή, στην εξωτερική επιφάνεια αλλά και στην εσωτερική επιφάνεια των τοιχωμάτων του θεμελίου. Στις καμπύλες φαίνεται και πάλι η επιρροή των κυμάτων που εγκλωβίζονται, λόγω της δυναμικότητας του φαινομένου, δημιουργώντας έτσι αυξομειώσεις στις δυνάμεις.

Τέλος, πραγματοποιήθηκε στροφική μετατόπιση του Sprudcan με σκοπό να συγκριθεί η φέρουσα ικανότητα του θεμελίου υπολογισμένη με την μέθοδο CEL με την κλασική SDA. Έτσι, προκειμένου να πραγματοποιηθεί η φόρτιση ως συνέχεια του βήματος της εγκατάστασης, χρησιμοποιήθηκε η εντολή restart του λογισμικού ABAQUS, ξεκινώντας έτσι νέα βήματα ανάλυσης σαν συνέχεια των προηγούμενων. Αρχικά, πραγματοποιήθηκε ένα βήμα όπου μηδενίστηκε η κατακόρυφη ταχύτητα που είχε επιβληθεί για την εισαγωγή του Sprudcan στο έδαφος και ταυτόχρονα αφέθηκε λίγος χρόνος για να ολοκληρωθεί η πτώση εδάφους στην κοιλότητα(soil backflow). Έπειτα, ασκήθηκε στο θεμέλιο στροφική ταχύτητα 0.1 rad/s για χρονική διάρκεια ενός δευτερολέπτου με αποτέλεσμα την στροφή του θεμελίου κατά 0.1 rad. Οι καμπύλες φαίνονται στα **Σχήματα 7.10-7.11** και τα αποτελέσματα φαίνεται να είναι αρκετά ρεαλιστικά. Η αρχική μεγαλύτερη αντοχή οφείλεται στο γεγονός ότι στην περίπτωση της ανάλυσης CEL το υποσύλωμα αλληλεπιδρά με το έδαφος και προσδίδει μία αύξηση στην αντοχή.

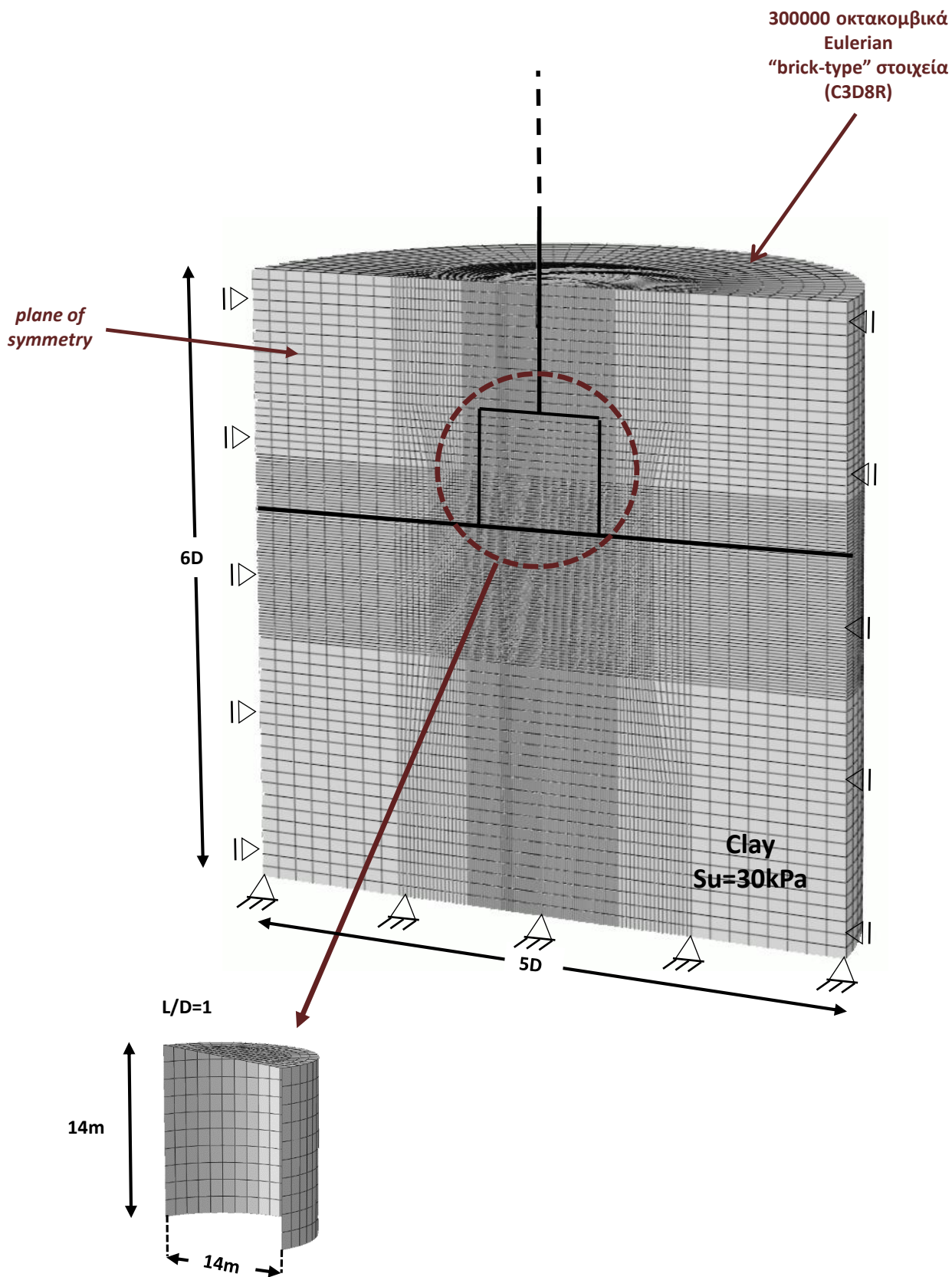
Τελικά, η αντοχή μειώνεται και φτάνει λίγο χαμηλότερα επίπεδα από την αντοχή που προκύπτει από την κλασική ανάλυση.

Σχήματα 7^{ου} Κεφαλαίου

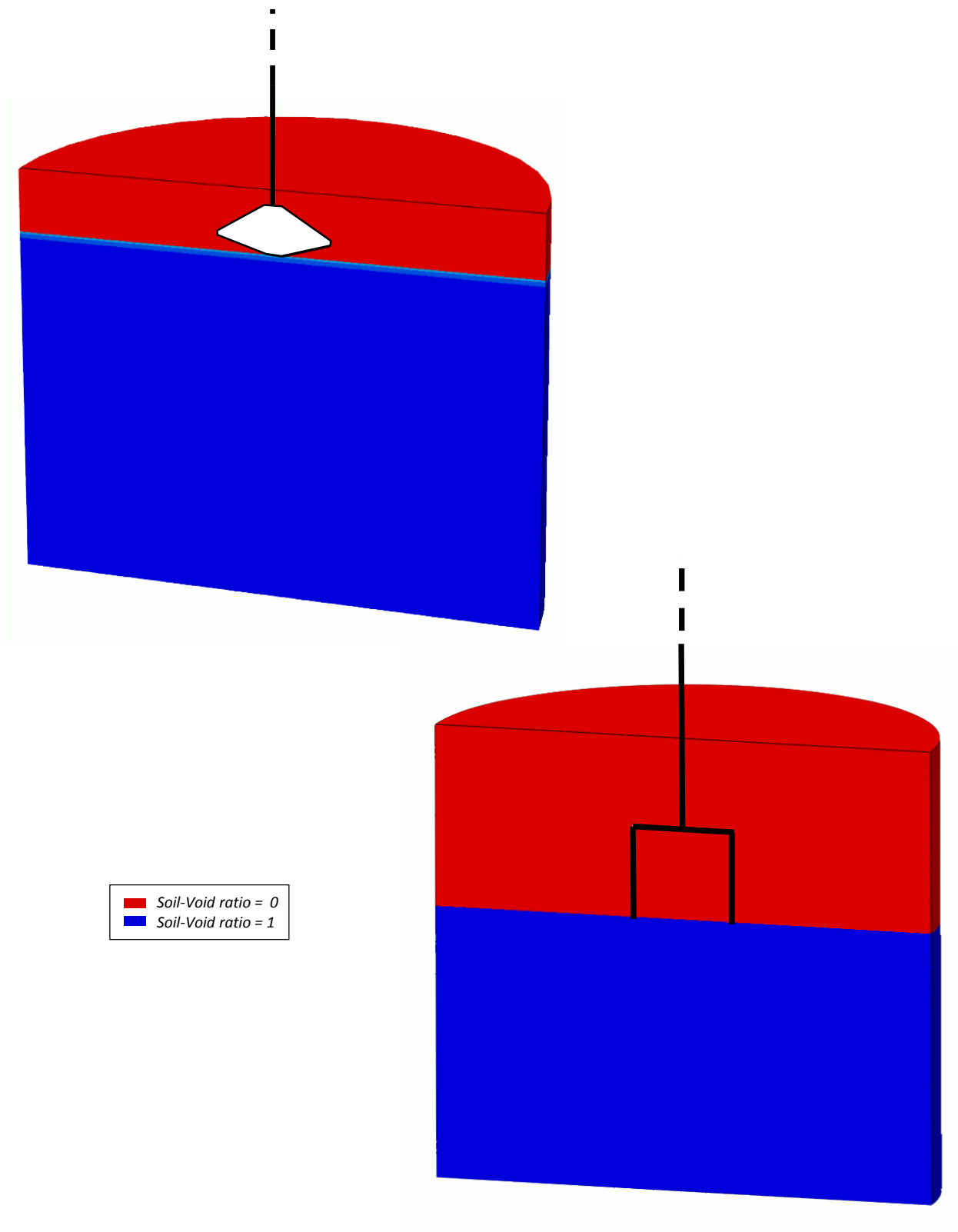
Εγκατάσταση Θεμελιώσεων



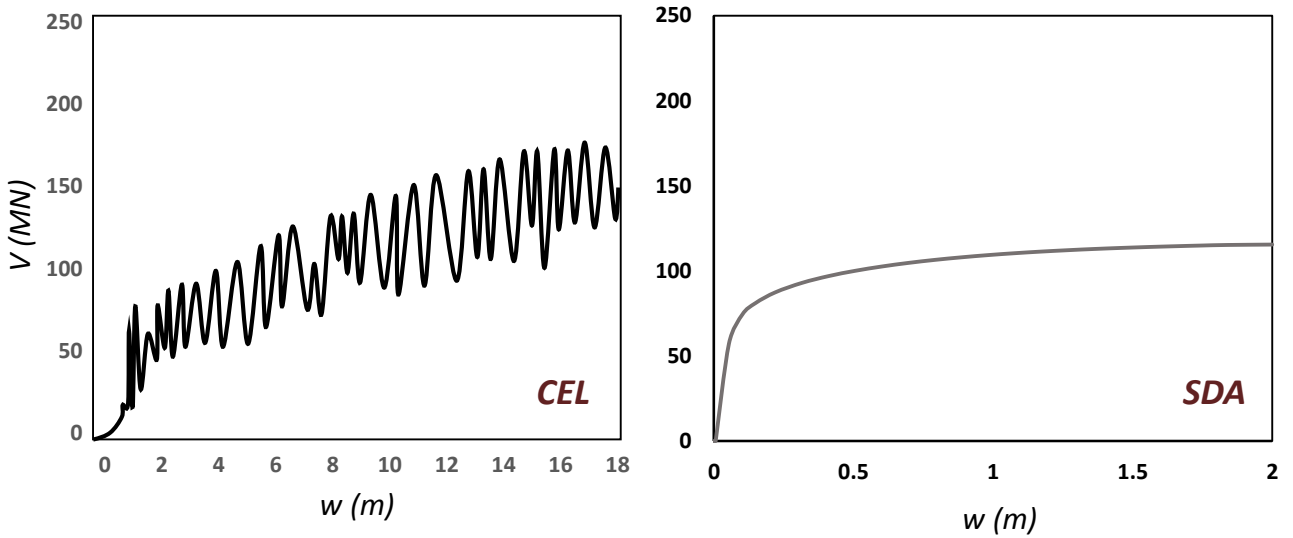
Σχήμα 7.1. Τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (ABAQUS/Explicit) του προβλήματος για το θεμέλιο τύπου Spudcan με $w/D=1$ και $D=18\text{m}$



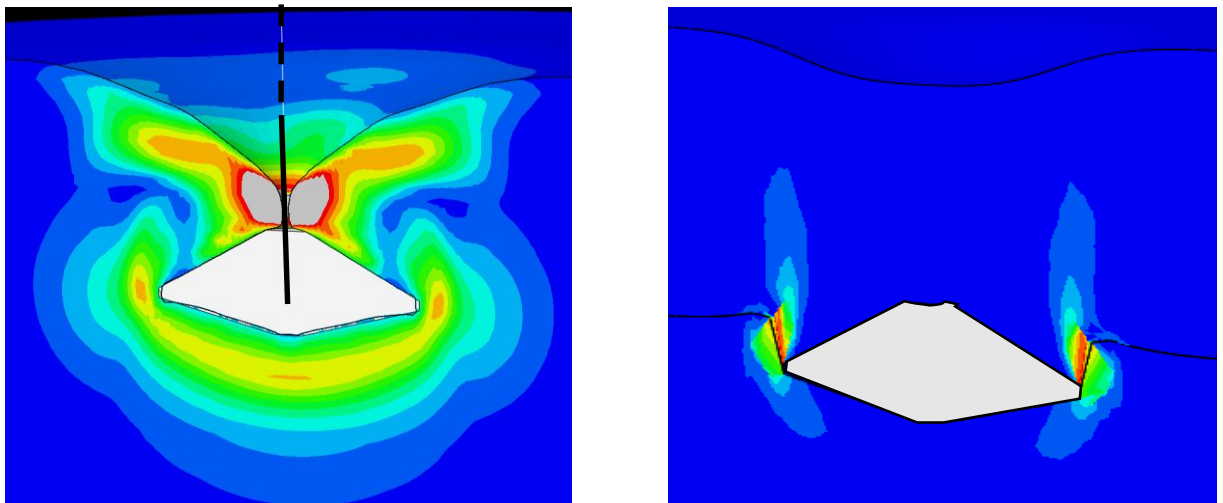
Σχήμα 7.2. Τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων (ABAQUS/Explicit) του προβλήματος για το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$



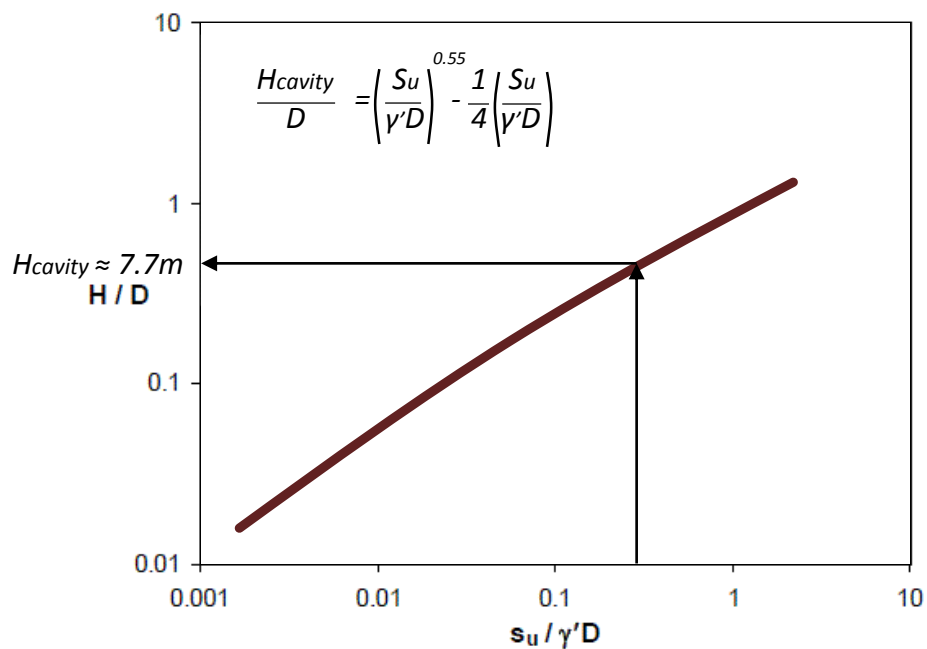
Σχήμα 7.3. Σχηματική απεικόνιση του ποσοστού του υλικού πλήρωσης στις αντίστοιχες περιοχές για το Spudcan (αριστερά) και για το Caisson με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$ (δεξιά)



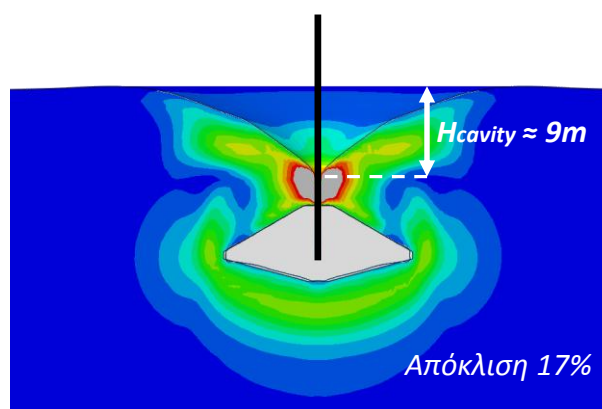
Σχήμα 7.4. Καμπύλες κατακόρυφου φορτίου-καθίζησης: (Αριστερά) κατά την έμπηξη του θεμελίου τύπου Spudcan με την μέθοδο CEL και (Δεξιά) σε όρους φέρουσας ικανότητας του θεμελίου με την μέθοδο SDA



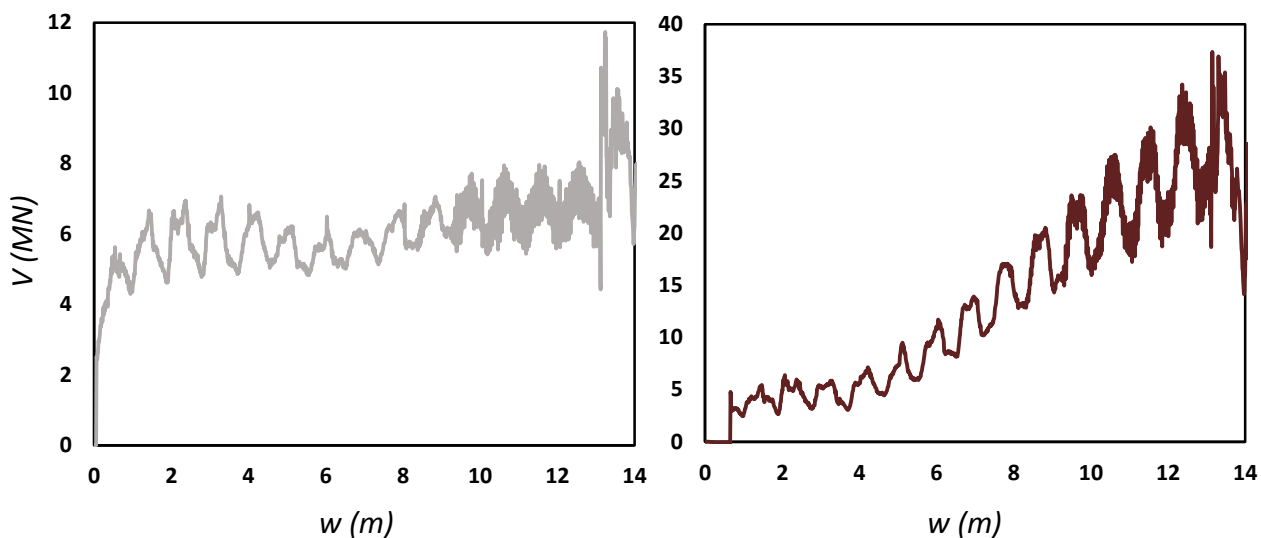
Σχήμα 7.5. Ισοϋψείς πλαστικοποιήσεων : (Αριστερά) κατά την ολοκλήρωση της έμπηξης του θεμελίου τύπου Spudcan με την μέθοδο CEL και (Δεξιά) σε όρους φέρουσας ικανότητας του θεμελίου με την μέθοδο SDA



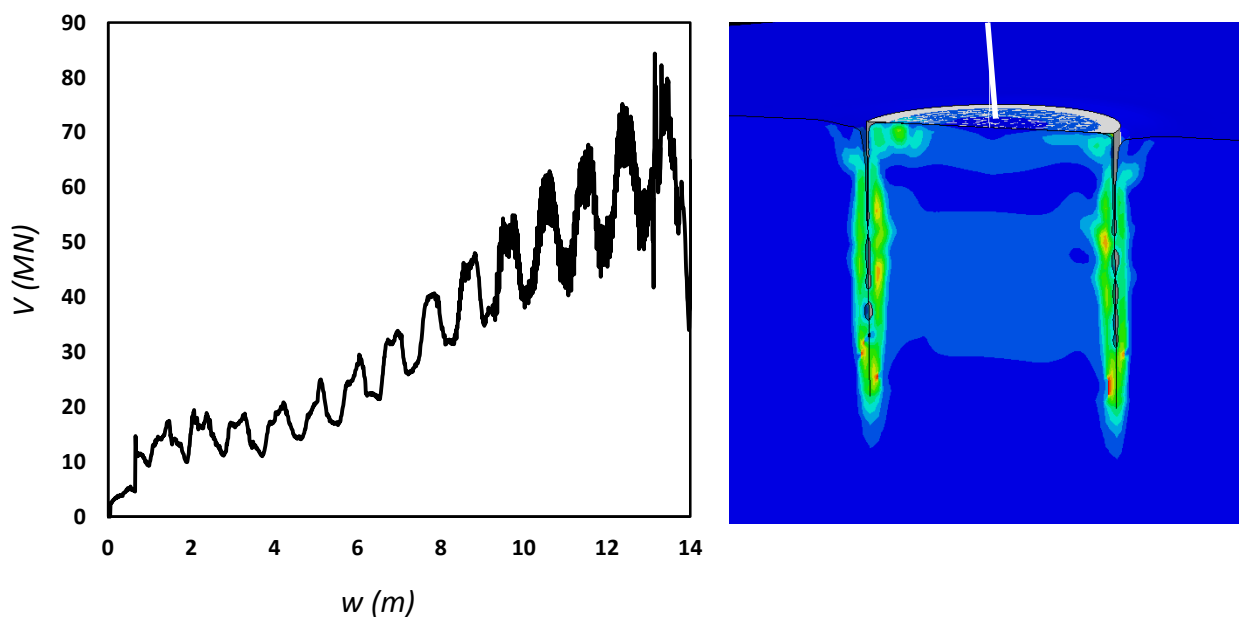
Σχήμα 7.6 Διάγραμμα εκτίμησης του βάθους της κοιλότητας πάνω από το Spudcan που δημιουργείται κατά την έμπηξη [Offshore Geotechnical Engineering, M. Randolph, S. Gourvenec, 2011]



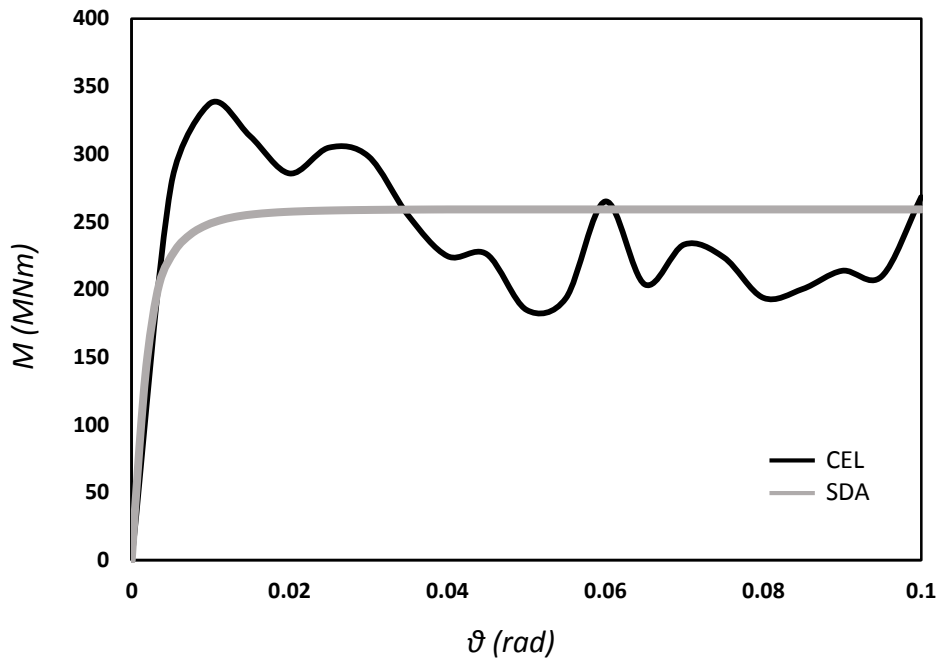
Σχήμα 7.7. Γραφική απεικόνιση του βάθους της υπερκείμενης κοιλότητας που δημιουργείται κατά την προσομοίωση της έμπηξης με την μέθοδο CEL



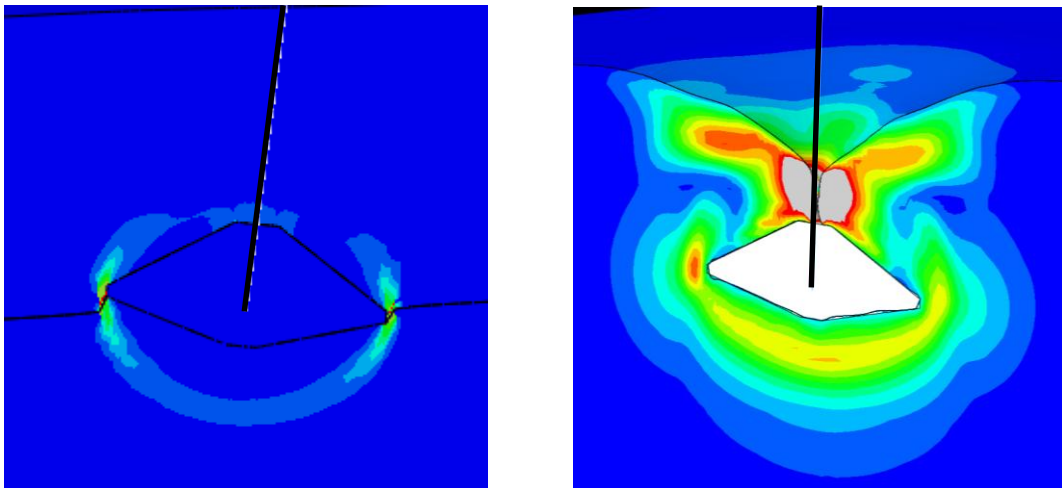
Σχήμα 7.8. Καμπύλες κατακόρυφης δύναμης-καθίζησης κατά την έμπηξη του κούλου ανεστραμμένου φρέατος με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$ στην αιχμή της παράπλευρης επιφάνειας (αριστερά) και στην παράπλευρη επιφάνεια του θεμελίου λόγω τριβής (δεξιά)



Σχήμα 7.9. Καμπύλη συνολικής κατακόρυφης δύναμης-καθίζησης κατά την έμπηξη του κούλου ανεστραμμένου φρέατος με $L/D=1$ και $D=14\text{m}$ (αριστερά) και οι ισοϋψείς των πλαστικοποιήσεων κατά την ολοκλήρωση της εγκατάστασης (δεξιά)



Σχήμα 7.10. Καμπύλες ροπής–στροφής με την μέθοδο CEL (μαύρη καμπύλη) και με την μέθοδο SDA (γκρι καμπύλη) για το θεμέλιο τύπου Spudcan με $w/D=1$ και $D=18m$ χωρίς δέσμευση της μετακίνησης



Σχήμα 7.11. Ισοϋψείς πλαστικοποιήσεων : (Αριστερά) με την μέθοδο CEL και (δεξιά) με την μέθοδο SDA για το θεμέλιο τύπου Spudcan με $w/D=1$ και $D=18m$

8^ο Κεφάλαιο

Συμπεράσματα

8 Συμπεράσματα

Εδώ και τουλάχιστον έναν αιώνα οι ενεργειακές μας ανάγκες καλύπτονται κυρίως από την καύση υδρογονανθράκων. Τα αποθέματα πετρελαίου βρίσκονται στα ανώτερα στρώματα μερικών περιοχών του φλοιού της γης. Επομένως, είναι σύνηθες να γίνεται η αξιοποίηση κοιτασμάτων τα οποία βρίσκονται σε υποθαλάσσιες περιοχές, γεγονός που καθιστά την αποτελεσματικότερη θεμελίωση των κατασκευών σε υπεράκτιες περιοχές αναγκαία. Ο σχεδιασμός, η κατασκευή και η εγκατάσταση μίας πλατφόρμας άντλησης πετρελαίου είναι ένα εξαιρετικά ενδιαφέρον έργο μεγάλων απαιτήσεων και για τον γεωτεχνικό μελετητή. Η πλέον δημοφιλής μέθοδος θεμελίωσης των κινητών τρίποδων πλατφορμών άντλησης πετρελαίου σε βάθη από 70 έως και 150m είναι τα θεμέλια τύπου Spudcan. Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η σύγκριση της παραπάνω θεμελίωσης με ισοδύναμα κοίλα ανεστραμμένα φρέατα (Suction Caissons) και η ανάλυση της συμπεριφοράς τους με σκοπό την εφαρμογή τους σε τέτοιου είδους κατασκευές.

Ειδικότερα, πραγματοποιήθηκαν μη γραμμικές αριθμητικές αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων του πλήρους συστήματος εδάφους-θεμελίου αλλά και ενός απλοποιημένου συστήματος εδάφους-θεμελίου-ανωδομής για το θεμέλιο τύπου Spudcan με βαθμό έμπηξης $w/D=1$. Όσον αφορά το κοίλο ανεστραμμένο φρέαρ εξετάστηκαν δύο βαθμοί εγκιβωτισμού με $L/D=0.2$ και 1. Επιπροσθέτως, διενεργήθηκαν αναλύσεις με διερεύνηση τόσο των πλήρων συνθηκών επαφής όσο και των ατελών, όπου αυτό κρίθηκε αναγκαίο, στις οποίες η εφελκυστική αντοχή του εδάφους είναι μηδενική και η διατμητική αντοχή στην διεπιφάνεια επαφής λαμβάνεται. Ιδιαίτερη προσοχή δόθηκε και στον συνδυασμό των φορτίσεων λόγω της συνδυασμένης έντασης που αναλαμβάνουν αυτές οι κατασκευές από την θάλασσα, τον άνεμο αλλά και από το ίδιο βάρος τους. Η εργασία αυτή εστιάζει κυρίως σε 3 περιοχές ενδιαφέροντος:

- Στην φέρουσα ικανότητα των επιλεγμένων θεμελιώσεων

- Στην ταυτόχρονη δράση του κατακόρυφου φορτίου και στην επιρροή του στις ανακυκλικές φορτίσεις
- Στην προσομοίωση της εγκατάστασης των θεμελιώσεων και στις διαφορές που προκύπτουν με τις “κλασσικές” αναλύσεις

Τα βασικά συμπεράσματα συνοψίζονται ως ακολούθως:

Φέρουσα Ικανότητα

Η σύγκριση που πραγματοποιήθηκε μεταξύ των επιλεγμένων θεμελιώσεων δείχνει πως το Srudcan ανταποκρίνεται ευνοϊκότερα σε σχέση με τα κοίλα ανεστραμμένα φρέατα. Αυτό οφείλεται κυρίως στον τρόπο με τον οποίο επιλέχθηκαν οι ισοδύναμες θεμελιώσεις σε όρους ροπής αντοχής για επιβολή μετακίνησης στην κορυφή των αντίστοιχων υποστυλωμάτων τους. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η υπεροχή του Srudcan ακόμα και στην φέρουσα ικανότητα σε όρους κατακόρυφης δύναμης, παρά το γεγονός ότι διαθέτει μικρότερη διάμετρο ($D=18\text{m}$) σε σχέση με το ρηχό Caisson ($D=21\text{m}$). Αυτή αντισταθμίζεται από τον μεγάλο βαθμό εγκιβωτισμού-έμπηξης ($w/D=1$) που διαθέτει το Srudcan, γεγονός που προσδίδει μεγαλύτερη αντοχή στα εδαφικά στοιχεία στο συγκεκριμένο βάθος λόγω του ευνοϊκότερου τασικού πεδίου στο οποίο αυτά βρίσκονται (trench effect).

Στην συνέχεια, διερευνήθηκε η επιρροή του σημείου επιβολής των φορτίσεων επιλέγοντας δύο ξεχωριστά για το καθένα. Αναλυτικότερα, επιλέχθηκαν ως σημεία επιβολής για το Srudcan η κορυφή του και το κέντρο βάρους του, ενώ για τα Caissons επιλέχθηκαν η κορυφή τους καθώς και η βάση τους. Παρατηρήθηκε, ότι ανάλογα το σημείο επιβολής διαφοροποιείται και ο μηχανισμός αστοχίας που αναπτύσσεται. Όσο πιο έκκεντρα είναι η φόρτιση που πραγματοποιείται τόσο πιο περιστροφικός είναι ο μηχανισμός αστοχίας στον οποίο οδηγείται η θεμελίωση. Στα πλαίσια της έρευνας,

πραγματοποιήθηκαν και οριζόντιες φορτίσεις με δέσμευση της στροφής αλλά και περιστροφικές με δέσμευση της μετακίνησης για την εύρεση της μέγιστης τέμνουσας και της μέγιστης ροπής αντίστοιχα.

Προσομοίωση της απόκρισης της Τρίποδης Πλατφόρμας

Η συμπεριφορά της πλατφόρμας σε οριζόντιες φορτίσεις-μετατοπίσεις μπορεί να προσομοιωθεί με αυτήν ενός πλαισίου, το οποίο αναλαμβάνει την δύναμη αυτή μέσω ροπής αντίστασης στην βάση των υποστυλωμάτων της αλλά και μέσω ενός ζεύγους δυνάμεων το οποίο αναπτύσσεται ως αξονική δύναμη στα δικτυωτά υποστυλώματα της. Κατ' αυτόν τον τρόπο πραγματοποιήθηκε μια απλοποιημένη προσομοίωση του πλήρους συστήματος πλατφόρμας-θεμελίου-εδάφους με ένα σύστημα εδάφους-θεμελίου-υποστυλώματος με ταυτόχρονη μεταβολή της αξονικής του δύναμης ανάλογα την μετατόπιση στην κορυφή του. Αξιοσημείωτη είναι η μείωση του υπολογιστικού κόστους και χρόνου λόγω του τεράστιου αριθμού πεπερασμένων στοιχείων που θα απαιτούσε μια πλήρης προσομοίωση του συστήματος έχοντας παράλληλα μια ικανοποιητική προσέγγιση της πραγματικότητας.

Απόκριση σε μονοτονική, ανακυκλική φόρτιση

Σε πρώτο στάδιο για την ευκολότερη κατανόηση των αποτελεσμάτων της ανακυκλικής φόρτισης πραγματοποιήθηκαν μονοτονικές φορτίσεις με επιβολή οριζόντιας μετακίνησης στην κορυφή των υποστυλωμάτων με διαφορετικά σενάρια κατακόρυφου φορτίου. Η επιρροή του κατακόρυφου φορτίου είναι δυσμενής στην απόκριση και των τριών συστημάτων με εμφανή μείωση της αντοχής τους σε όρους ροπής αντίστασης.

Η κατάσταση αντιστρέφεται πλήρως στην περίπτωση των ανακυκλικών φορτίσεων και για τις τρεις εξεταζόμενες θεμελιώσεις. Αρχικά, ακολουθώντας την συμπεριφορά των μονοτονικών φορτίσεων, εμφανίζεται μειωμένη η απόκριση του συστήματος κατά την πρώτη φόρτιση. Το αξιοσημείωτο είναι πως με την πρώτη εναλλαγή της φόρτισης εμφανίζεται μια αυξημένη αντίσταση σε όρους ροπής η οποία συνεχίζει να αυξάνεται

κατά την διάρκεια της ανακύκλισης αλλά με μειούμενο ρυθμό. Ακόμα μεγαλύτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός πως το ποσοστό της υπεραντοχής που αναπτύσσεται αυξάνεται όσο περισσότερο αυξάνει το κατακόρυφο φορτίο. Σε ακραίες περιπτώσεις, με κατακόρυφο φορτίο κοντά στην αστοχία ($V=0.9V_{ult}$), η υπεραντοχή που εμφανίζεται αγγίζει ακόμα και το 65%. Συμπερασματικά, η επίδραση του κατακόρυφου φορτίου επηρεάζει ευεργετικά το σύστημα κατά την διάρκεια της ανακυκλικής φόρτισης σε αντίθεση με την μονοτονική. Έμφαση πρέπει να δοθεί και στην περίπτωση ατελών συνθηκών επαφής, η οποία παρά το γεγονός ότι εμφανίζει μειωμένη αντοχή και δυσκαμψία συγκριτικά με τις συνθήκες πλήρους επαφής, παρουσιάζει μικρότερες τελικές καθιζήσεις λόγω του ανασηκώματος που αυτή επιτρέπει.

Προσομοίωση της Εγκατάστασης των Θεμελιώσεων

Στο τελευταίο μέρος της εργασίας προσομοιώθηκε πλήρως το βήμα της εγκατάστασης των θεμελιώσεων στην θέση λειτουργίας τους με σκοπό την ρεαλιστικότερη προσέγγιση της πραγματικότητας. Στις συνηθέστερες αναλύσεις, το έδαφος λαμβάνεται ανεπηρέαστο από την διείσδυση του θεμελίου μέσα σε αυτό. Όπως είναι λογικό, αυτό δεν ανταποκρίνεται πλήρως στην πραγματικότητα, καθώς κατά την έμπηξη των θεμελιώσεων, το έδαφος γύρω από αυτό πλαστικοποιείται εντόνως και φτάνει έως και την αστοχία.

Κατά την έμπηξη του θεμελίου τύπου Spudcan, εκτοπίζεται μεγάλος εδαφικός όγκος, γεγονός που δημιουργεί μια έντονα πλαστικοποιημένη ζώνη γύρω από αυτό. Επίσης, παρατηρείται μια μερική πλήρωση της κοιλότητας που δημιουργείται πάνω από αυτό. Το βήμα της εγκατάστασης προσεγγίζει ικανοποιητικά την πραγματικότητα και καθιστά την θεώρηση πλήρους κάλυψης της υπερκείμενης κοιλότητας από εδαφικό υλικό λανθασμένη. Όσον αφορά την εγκατάσταση του κοίλου ανεστραμμένου φρέατος με $L/D=1$, παρατηρείται και πάλι μια ασθενέστερη πλαστικοποιημένη ζώνη γύρω από αυτό, κυρίως λόγω της μικρότερης αντίστασης που απαιτείται για την διείσδυσή του στο έδαφος. Τέλος, τα αποτελέσματα της κατακόρυφης δύναμης που απαιτείται για

την εγκατάσταση και των δύο θεμελιώσεων δείχνουν ικανοποιητικά, καθώς είναι παραπλήσια με αυτά παρόμοιων αναλύσεων που έχουν πραγματοποιηθεί έως σήμερα.

Προτάσεις για Περαιτέρω Έρευνα

Η συγκεκριμένη διπλωματική εργασία μπορεί να αποτελέσει αφετηρία και βάση για περαιτέρω έρευνες πάνω στην εύρεση της αποδοτικότερης θεμελίωσης για τέτοιού είδους πλατφόρμες. Ως αντικείμενα μετέπειτα εργασιών προτείνονται τα ακόλουθα:

- Πραγματοποίηση αναλύσεων με την θεώρηση ανομοιογενούς εδάφους
- Προσομοίωση ολόκληρης της κατασκευής πλατφόρμας-θεμελίωσης
- Επιπρόσθετες φορτίσεις με την μέθοδο CEL
- Προσομοίωση του συστήματος δικτυωτού υποστυλώματος-θεμελίου
- Μελέτη μη-γραμμικότητας στις φορτίσεις
- Σύγκριση Caisson ισοδύναμων με το Spudcan σε όρους αντοχής σε κατακόρυφη φόρτιση
- Αναλύσεις Spudcan με σκοπό την παραμετροποίηση του βάθους έμπηξης

Βιβλιογραφικές Παραπομπές

ABAQUS 6.13. [2013]. 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 & Geoenv. Engng*, 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.

Gaudin, C., Cassidy, M., J., Bienen, B., Hossain, M., S. [2011] Recent contributions of geotechnical centrifuge modelling to understanding of jack-up Spudcan behaviour

Gazetas, G. [1983]. "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", *Soil Dynamics and Earthquake Engng*, 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*, Ptilakis 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.

Hui, P., Wang, D., Cassidy, M., Yang, Q. [2008]. *Large Deformation Analysis of Spudcan Penetration into Sand Overlying Normally Consolidated Clay*

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.
- Liingaard, 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]. "P19 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.

Panagiotidou, A., Gazetas, G., Gerolymos, N., [2012] Pushover and Seismic Response of Foundations on Stiff Clay: Analysis with P-Delta Effects

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.

Skrekas, P., Giaralis, A., [2012] *On the Use of Incremental Dynamic Analysis for Evaluating the Earthquake-Resistant Performance of Off-Shore Jack-Up Platforms*

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.

Zhang, Y., Bienen, B., Cassidy, M., J., Gourvenec, S., The undrained bearing capacity of a Spudcan foundation under combined loading in soft clay

Zheng, J., Hossain, S., 3D Large Deformation FE Analysis of Spudcan Foundations on Layered Clays Using CEL Approach

