

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Τομέας Γεωτεχνικής



NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY

School of Civil Engineering

Geotechnical Department

Διπλωματική εργασία

**ΑΡΙΘΜΗΤΙΚΗ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΤΗΣ ΑΛΛΗΛΕΠΙΔΡΑΣΗΣ
ΑΓΩΓΟΥ–ΕΔΑΦΟΥΣ ΣΕ ΕΓΚΑΡΣΙΑ ΔΙΑΞΟΝΙΚΗ ΦΟΡΤΙΣΗ**

**Numerical Modeling of Pipe-Soil Interaction under
Transverse Biaxial Loading**

Αριάδνη Τσάτση

Επιβλέπων : Αν. Καθηγητής Νίκος Γερόλυμος

Αθήνα, Ιούλιος 2020

Κεφάλαιο 1

Εισαγωγή

1.1. Προσδιορισμός του προβλήματος

Τις τελευταίες δεκαετίες, οι υπόγειοι αγωγοί έχουν αναδειχθεί ως η πιο συχνή, οικονομικά συμφέρουσα αλλά και ασφαλής μέθοδος μεταφοράς ρευστών, είτε αυτά είναι υδρογονάνθρακες (πετρέλαιο ή φυσικό αέριο), νερό για ύδρευση ή απόβλητα. Τέτοια συστήματα μπορεί να έχουν τοπική σημασία μεταφέροντας το περιεχόμενό τους σε μικρή απόσταση (μη μήκος μικρότερο από χιλιόμετρο) ή ακόμα και να εκτείνονται σε διακρατικό επίπεδο (με μήκος αρκετών χιλιάδων χιλιομέτρων) διαδραματίζοντας νευραλγικό ρόλο για τις οικονομίες ολόκληρων κρατών. Επομένως, χωρίς αμφιβολία μπορούν να θεωρηθούν ως στρατηγικής σημασίας συστήματα υποδομών, ενώ η ασφάλειά τους αποτελεί προτεραιότητα τόσο για οικονομικούς όσο και για περιβαλλοντολογικούς λόγους.

Ανάμεσα στις σημαντικότερες απειλές για την ασφάλεια των δικτύων υπογείων αγωγών συγκαταλέγονται οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις (*Permanent Ground Displacements*) (e.g. *Jennings 1971, MaCaffrey and O'Rourke 1983, Desmond et al. 1995, Nakata and Hasuda 1995, Takada et al. 1999, Youd et al. 2000, Liang and Sun 2000, O'Rourke and Liu 2011, O'Rourke et al. 2014*). Μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις μπορεί να είναι αποτέλεσμα καθιζήσεων, αστοχίας πρσανούς, ρευστοποίησης του εδάφους, εμφάνισης ρήγματος στην επιφάνεια του εδάφους ή ακόμα και διάβρωσης της εδαφικής επιφάνειας από υδατική ροή.

Η επιστημονική κοινότητα έχει στο παρελθόν αφιερώσει μεγάλη προσπάθεια για την διερεύνηση της επίδρασης εδαφικών μετακινήσεων σε υπογείους αγωγούς μέσω αναλυτικών προσεγγίσεων (π.χ. *O'Rourke and Liu, 2011; Karamitros et al., 2015; Jung et al., 2016*), αριθμητικών προσεγγίσεων (π.χ. *Cheong et al., 2011; Xie et al., 2011; Vazouras et al., 2015; Shi et al., 2018; Tsatsis et al., 2018; Banushi and Squeglia, 2018*) είτε πειραματικών προσεγγίσεων (π.χ. *O'Rourke et al., 2005; Ha et al., 2008; Rojhani et al., 2012; Sim et al., 2012; Moradi et al., 2013; Saiyar et al., 2016; Jalali et al., 2016; Ni et al., 2018*).

Οι εμπειρίες και τα διδάγματα από το πλήθος των ερευνητικών εργασιών έχουν περάσει στην πράξη, με τις σημαντικότερες αρχές ανά τον κόσμο να αναγνωρίζουν την αλληλεπίδραση αγωγού-εδάφους ως ένα μείζον θέμα στον σχεδιασμό τέτοιων υποδομών. Οι σημαντικότεροι κώδικες και κανονισμοί ανά την υφήλιο στο θέμα των υπογείων αγωγών (π.χ. *ALA 2005; PRCI 2004; IITK-GSDMA 2007*) προτείνουν την

προσομοίωση της αλληλεπίδρασης αυτής με ιδεατά στοιχεία δοκού και ελατηριωτά στοιχεία. Συγκεκριμένα, προτείνεται η μηχανική συμπεριφορά του αγωγού να αναλύεται χρησιμοποιώντας ειδικά στοιχεία τύπου δοκού, ενώ η εδαφικές δράσεις/αντιδράσεις να προσομοιώνονται με διακριτά μη γραμμικά ελατήρια, για τα οποία να εισάγεται η συμπεριφορά δύναμης–μετατόπισης ξεχωριστά σε κάθε κύριο ορθογωνικό άξονα (δηλαδή στον διαμήκη άξονα, στον εγκάρσιο άξονα, στον κατακόρυφο προς τα άνω άξονα και στον κατακόρυφο προς τα κάτω άξονα).

Χωρίς να παραβλέπουμε την αξία αυτών των προσομοιωμάτων, η οποία κυρίως βασίζεται στην ευκολία ενορχήστρωσης και βαθμονόμησης αλλά και στην ικανότητά τους να περιγράψουν επαρκώς την συμπεριφορά του συστήματος για μικρές (ελαστικές) παραμορφώσεις, τα προσομοιώματα αυτά δέχονται έντονη κριτική. Αρχικώς, η βαθμονόμηση των ελατηρίων γίνεται με σχέσεις που βασίζονται στην ελαστοπλαστική απεικόνιση της πραγματικής μη γραμμικής καμπύλης δύναμης-μετατόπισης. Επιπλέον, η χρήση διακριτών ελατηρίων αγνοεί την μεταφορά εντατικών μεγεθών από ένα ελατήριο στα διαδοχικά του. Τέλος, η θεώρηση ανεξάρτητων ελατηρίων σε κάθε κύρια διεύθυνση οδηγεί σε υπεραπλούστευση της κατά κανόνα συνδυασμένης τρισδιάστατης πραγματικότητας η οποία δημιουργεί ταυτόχρονη ανάπτυξη δυνάμεων σε περισσότερους από έναν άξονες. Ισχυρές ενδείξεις που προκύπτουν από πρόσφατες εργασίες συγκλίνουν στο συμπέρασμα πως η ταυτόχρονη δράση σε περισσότερους άξονες δημιουργεί συνδυαστικά φαινόμενα που μπορεί να μεταβάλλουν σημαντικά την αλληλεπίδραση εδάφους – αγωγού (π.χ. *Phillips et al., 2004; Yimsiri et al., 2004; Guo 2005; Hsu et al., 2006; Cocchetti et al., 2009, Daiyan et al., (2011), Pike & Kenny (2011); Nguyen & Asimaki, 2018; Ahmed & Ahmed 2019; Nguyen & Asimaki, 2020*).

Στόχος της παρούσας διπλωματικής είναι να διερευνήσει τέτοιου είδους συνδυαστικά φαινόμενα κατά την ταυτόχρονη διαξονική μετακίνηση στην εγκάρσια και κατακόρυφη διεύθυνση για περιπτώσεις μη συνεκτικών υλικών. Για το σκοπό αυτό:

(α) επιλέγεται, βαθμονομείται και επικυρώνεται ένα νέο καταστατικό προσομοίωμα με έμφαση στην ακριβή συμπεριφορά διαστολικών εδαφών

(β) ενορχηστρώνεται μια αριθμητική μεθοδολογία για την πρόβλεψη της εδαφικής αντίστασης σε μετακίνηση υπογείου αγωγού, η οποία και επικυρώνεται εκτενώς έναντι πειραματικών αποτελεσμάτων

(γ) διερευνάται παραμετρικά η επίδραση της κίνησης ενός υπογείου αγωγού υπό τυχαία γωνία και

(δ) προσδιορίζεται η φέρουσα ικανότητα του εδάφους αναλόγως της γωνίας σχετικής μετακίνησης και περιγράφεται μαθηματικά η περιβάλλουσα αστοχίας.

Τελικώς επιχειρείται η σύνταξη ενός «μακροστοιχείου», το οποίο θα μπορούσε να αντικαταστήσει τα διακριτά ελατήρια για την προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς σε μετατόπιση υπογείου αγωγού. Το πλεονέκτημα ενός τέτοιου στοιχείου έγκειται στο γεγονός πως με μικρή σχετικώς αύξηση της μαθηματικής πολυπλοκότητας, δίνεται η δυνατότητα περιγραφής της ακριβούς μη γραμμικής εδαφικής συμπεριφοράς αλλά και των φαινομένων σύζευξης των διαφόρων βαθμών ελευθερίας του συστήματος αγωγού-εδάφους.

1.2. Μονοαξονική και συνδυασμένη αλληλεπίδραση αγωγού εδάφους

Η σύγχρονη πρακτική για τον υπολογισμό της έντασης σε έναν υπόγειο αγωγό από μια πιθανή εδαφική μετακίνηση ακολουθεί την μέθοδο της προσομοίωσης των εδαφικών δράσεων μέσω ανεξάρτητων ελατηρίων σε κάθε έναν από τους κύριους ορθογωνικούς άξονες. Η πρακτική αυτή έχει οδηγήσει σε πλήθος ερευνητικών εργασιών που διερευνούν την αντίσταση του εδάφους στην οριζόντια ή κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού.

(landslide paper) Οι πρώτοι που διερεύνησαν την αντίδραση που ασκεί το έδαφος στην οριζόντια κίνηση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού ήταν οι Audibert & Nyman (1975) μέσω πειραματικής προσομοίωσης. Έκτοτε, τα ευρήματά τους εμπλουτίστηκαν από τις πειραματικές εργασίες των Trautmann and O'Rourke (1985), Hsu (1993), Calvetti et al. (2004), Guo and Stolle (2004), Turner (2005), Hsu et al. (2006), Di Prisco & Galli (2006), Karimian (2006) Wijewickreme et al (2014), Burnett (2015), Monroy et al. (2015) και Sarvanis et al. (2018) οι οποίοι κάλυψαν ένα μεγάλο εύρος διαμέτρων αγωγών και βαθών εγκιβωτισμού τόσο σε ξηρές όσο και σε μερικώς κορεσμένα άμμους. Αριθμητικές εργασίες στο παρόν αντικείμενο επίσης συναντώνται αρκετές. Ενδεικτικά, οι Yimsiri et al. (2004) χρησιμοποίησαν δύο διαφορετικά απλοποιημένα καταστατικά προσομοιώματα για να υπολογίσουν την μέγιστη δύναμη που ασκείται στον αγωγό από το έδαφος για διάφορα βάθη εγκιβωτισμού. Οι Guo and Stolle (2005) διερεύνησαν αριθμητικά την μέγιστη εδαφική αντίσταση σε περιπτώσεις μη-συνεκτικών εδαφών και κατέληξαν σε μια εξίσωση πρόβλεψης η οποία λαμβάνει υπόψη το επίπεδο της τάσης (μέσω του βάθους εγκιβωτισμού), τον λόγο διαμέτρου προς βάθος και τα εδαφικά χαρακτηριστικά. Οι Chaloulos et al. (2015) και Chaloulos et al. (2017) διερεύνησαν την επίδραση που μπορεί να έχει η τάφρος στην οποία τοποθετείται ο αγωγός στην αύξηση της εδαφικής αντίστασης σε πλευρική κίνηση του αγωγού. Οι Roy et al. (2018) μελέτησαν αριθμητικά την μέγιστη αντίσταση του εδάφους σε οριζόντια κίνηση του αγωγού και την συνέκριναν με

την αντίστοιχη μιας πλάκας αγκύρωσης, ενώ οι White & Cheuk (2008), Wang et al. (2010) και οι Chatterjee et al. (2012) εξέτασαν την εγκάρσια αντίσταση ενός μερικής θαμμένου αγωγού σε αργλικό έδαφος.

Αντίστοιχο ενδιαφέρον έχει συγκεντρώσει και η εδαφική αντίσταση σε αξονική μετακίνηση υπογείου αγωγού. Οι Capalietto et al. (1998), Paulin et al (1998), Honegger (1999), Anderson (2005), Wijewickreme et al. (2009) και οι Sarvanis et al (2018) διεξήγαγαν μια σειρά από εργαστηριακές δοκιμές και δοκιμές πεδίου τόσο σε συνεκτικά όσο και σε μη συνεκτικά εδάφη, μετρώντας την μέγιστη δύναμη εξόλκευσης του αγωγού (αξονική αντίσταση). Η σύγκριση των πειραματικών αποτελεσμάτων με τις απλοποιημένες προβλέψεις των κυρίαρχων οδηγιών (ASCE 1984, ALA 2009, PRCI 2004) ανέδειξαν ότι στις περιπτώσεις πυκνών (διαστολικών) εδαφών η πραγματική δύναμη αντίστασης είναι αρκετές φορές μεγαλύτερη από αυτήν που προβλέπουν οι απλοποιητικές σχέσεις.

Καθώς αποτελεί το κύριο παράγοντα για τον σχεδιασμό έναντι καθολικού λυγισμού ειδικά σε υποθαλάσσιους αγωγούς, ιδιαίτερη έμφαση έχει δοθεί στην διερεύνηση της εδαφικής αντίστασης στην προς τα άνω μετακίνηση εγκιβωτισμένου αγωγού. Ξηρές συνθήκες έχουν θεωρηθεί και έχουν μελετηθεί στις πειραματικές εργασίες των Trautmann (1985), Bransby et al. (2001), Chin et al. (2006), Cheuk et al. (2008), Wang et al. (2012) και Vazouras et al. (2020), ενώ πλήρως κορεσμένα εδάφη υπό στραγγιζόμενες ή αστράγγιστες συνθήκες έχουν μελετηθεί στις πειραματικές εργασίες των White et al. (2001), Palmer et al. (2003), Schupp et al. (2006), Bransby & Ireland (2009), Williams et al. (2013) και Wang et al. (2015). Αξιοσημείωτες είναι οι αριθμητικές εργασίες των Yimsiri et al. (2004) και των Roy et al. (2018).

Πρόσφατα όμως, αρκετοί ερευνητές αμφισβητούν την εγκυρότητα της μεθόδου των ανεξάρτητων ελατηρίων για την προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς. Οι Di Prisco and Galli (2006) διερεύνησαν το φαινόμενο της σύζευξης ανάμεσα στις διαφορετικές διευθύνσεις φόρτισης (εγκάρσια, κατακόρυφη και αξονική), βασισμένοι σε πειράματα επίπεδης παραμόρφωσης, αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων και αναλύσεις διακριτών στοιχείων. Παρατήρησαν μια σημαντική σύζευξη ανάμεσα στην οριζόντια και την κατακόρυφη διεύθυνση φόρτισης, ενώ θεώρησαν πως η αξονική διεύθυνση παραμένει πρακτικά ανεξάρτητη. Βασισμένοι στην παρατήρηση αυτή, οι Cocchetti et al. (2009) αντιμετώπισαν το πρόβλημα της αλληλεπίδρασης αγωγού-εδάφους υπό καθεστώς μόνιμων μετακινήσεων προσομοιώνοντας το σύστημα έδαφος – αγωγός με ένα μακροστοιχείο, βασικό χαρακτηριστικό του οποίου αποτελούσε ο γεωμετρικός τόπος της εδαφικής αστοχίας τον οποίο περιέγραψαν ως εξής:

$$f = \left(\frac{N}{N_{5,6}} \right)^\delta + \left(\frac{H}{H_{3,4}} \right)^a - \left(\frac{V_2 - V}{V_2} \right)^{2\gamma} * \left(\frac{V_1 - V}{V_1} \right)^{2\beta} = 0$$

Οι Hsu et al (2006) εξέτασαν την αντίσταση του εδάφους σε λοξή μετακίνηση του αγωγού με συνδυασμό αξονικής και οριζόντιας συνιστώσας. Μοντέλα αγωγών με μήκος 0.61 m με διαμέτρους 152.4, 228.6, and 304.8 mm εξετάστηκαν σε μικρά βάθη εγκιβωτισμού. Οι Hodder and Cassidy (2010) διερεύνησαν πειραματικά την συμπεριφορά αγωγών εντός αργιλικών εδαφών υπό αστράγγιστες συνθήκες υποβαλλόμενων σε συνδυασμένη κατακόρυφη και οριζόντια μετακίνηση. Οι Seo et al. (2011) διερεύνησα αριθμητικά την περιβάλλουσα πλαστικοποίησης για συνδυασμένη αξονική-εγκάρσια μετακίνηση σε συνεκτικά εδάφη. Οι Daiyan et al. (2011) διερεύνησαν πειραματικά την συζευγμένη αξονική-εγκάρσια συμπεριφορά υπογείων αγωγών εγκιβωτισμένων σε πυκνή άμμο. Διενήργησαν μια σειρά από πειράματα σε φυγοκεντρική, τα οποία έδειξαν πως η μέγιστη αναπτυσσόμενη αξονική και εγκάρσια δύναμη εξαρτάται από την γωνία κίνησης του αγωγού. Οι Tian & Cassidy. (2011) χρησιμοποίησαν 20 πειράματα φυγοκεντρική ενός αγωγού με διάμετρο πρωτοτύπου 1 m σε ιλυώδη άμμο σαν σημείο αναφοράς για την βαθμονόμηση ενός μοντέλου κράτυνσης της οριζόντιας αντίστασης λόγω της παράλληλης δράσης κατακόρυφης δύναμης για μη εγκιβωτισμένο αγωγό. Οι Monroy et al. (2015) εξέτασαν την εδαφική συμπεριφορά σε λοξή μετακίνηση του αγωγού σε μια προσπάθεια να προσομοιώσουν συνθήκες ανάστροφου ρήγματος. Οι Ahmed & Ahmed (2019) διερεύνησαν αριθμητικά την σύζευξη μεταξύ αξονικής και κατακόρυφης μετακίνησης του αγωγού. Τέλος, οι Nguyen & Asimaki (2020) εισάγουν ένα μακροστοιχείο με έμφαση την απεικόνιση της δυναμικής συμπεριφοράς αγωγού – εδάφους αναγνωρίζοντας την σύζευξη του οριζόντιου και κατακόρυφου μετακινησιακού βαθμού ελευθερίας.

Η παρούσα εργασία έρχεται να χτίσει πάνω στις υφιστάμενες εργασίες και να διευρύνει την κατανόηση γύρω από τους μηχανισμούς σύζευξης των βαθμών ελευθερίας του συστήματος αγωγού εδάφους. Συγκεκριμένα στοχεύει στην διερεύνηση φαινομένων σύζευξης ανάμεσα στην αντίσταση σε κατακόρυφη μετακίνηση (τόσο προς τα πάνω όσο και προς τα κάτω) και στην αντίσταση σε οριζόντια μετακίνηση του αγωγού για περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών. Παράλληλα επιχειρείται η σύνταξη ενός μακροστοιχείου το οποίο να έχει την ικανότητα να περιγράψει μακροσκοπικά την εδαφική αντίσταση σε οποιαδήποτε τυχαία κίνηση του αγωγού στο επίπεδο της διατομής του. Έχοντας τη δυνατότητα περιγραφής της πλήρους μη γραμμικής ανελαστικής εδαφικής συμπεριφοράς και της σύζευξης ανάμεσα στους δύο βαθμούς ελευθερίας στο επίπεδο της διατομής του αγωγού, ένα τέτοιο μακροστοιχείο θα μπορούσε να αντικαταστήσει την χρήση διακριτών ελατηρίων τύπου Winkler για μία ακριβέστερη ανάλυση χωρίς ιδιαίτερα αυξημένο υπολογιστικό κόστος.

Κεφάλαιο 2

Μεθοδολογία Καταστατικής Προσομοίωσης

2.1. Προσδιορισμός του προβλήματος

Σημαντικό ενδιαφέρον από την ερευνητική κοινότητα έχει λάβει η αριθμητική διερεύνηση της εδαφικής αντίστασης σε πιθανή μετακίνηση ενός εγκιβωτισμένου αγωγού (π.χ. *Yimsiri et al. 2004, Guo and Stolle 2005, Xie 2008, Daiyan et al. 2011, Jung et al. 2013*). Το καταστατικό προσομοίωμα εμφανίζεται να έχει μεγάλη επίδραση στα αποτελέσματα της προσομοίωσης (*Yimsiri et al. 2004*). Στο **Σχήμα 2.1** απεικονίζεται η τυπική συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης και μεταβολής όγκου μίας πυκνής και μίας χαλαρής άμμου κατά τη διάτμηση. Στην χαλαρή άμμο παρατηρείται συνεχής αύξηση της εδαφικής αντίστασης με παράλληλη μείωση του όγκου μέχρι τη μέγιστη αντοχή. Η συμπεριφορά της πυκνής άμμου είναι σημαντικά διαφορετική. Κατά τη φόρτιση εμφανίζεται μια κράτυνση μέχρι τη μέγιστη αντίσταση η οποία για μεγαλύτερες παραμορφώσεις παρουσιάζει σταδιακή πτώση καταλήγοντας σε μία χαμηλότερη αντοχή στην επονομαζόμενη κρίσιμη κατάσταση (*critical state*). Στο **Σχήμα 2.2** απεικονίζεται η τυπική συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης και η μεταβολή του όγκου μίας διαστολικής άμμου σε τριαξονική θλίψη υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Ο λόγος των τάσεων q/p' (όπου $q = \sigma_1 - \sigma_3$ και $p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$) αυξάνεται σταδιακά μέχρι την πλήρη ανάπτυξη της αντοχής και στη συνέχεια μειώνεται καταλήγοντας στην κρίσιμη κατάσταση (**Σχήμα 2.2.α.**). Η αξονική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη τάση (ε_{α}^p) μειώνεται για μικρότερες πλευρικές τάσεις (σ_c). Τα πειραματικά δεδομένα δείχνουν επίσης τη μείωση της αξονικής παραμόρφωσης (ε_{α}^p) με τη σχετική πυκνότητα (*Lee 1965, Kolymbas and Wu 1990, Lancelot et al. 2006*). Το διάγραμμα του **Σχήματος 2.2.β.** αποδεικνύει την αύξηση της διαστολικότητας για μικρότερη πλευρική τάση (σ_c). Ακόμα, η ογκομετρική αύξηση ξεκινά σε μικρότερες παραμορφώσεις για μικρότερες πλευρικές τάσεις. Αυτά τα χαρακτηριστικά παρατηρούνται τόσο σε τριαξονικές δοκιμές όσο και σε δοκιμές απευθείας διάτμησης για διαφορετικές ορθές τάσεις (*Lings and Dietz 2004*).

Ένα ακόμα βασικό στοιχείο που προκύπτει από τα πειραματικά αποτελέσματα είναι ότι η συμπεριφορά της πυκνής άμμου κατά την τριαξονική δοκιμή και τη δοκιμή της απλής διάτμησης διαφέρει. Από τη σύγκριση πειραματικών δοκιμών σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης και σε τριαξονικές συνθήκες φαίνεται ότι (i) η μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής που αναπτύσσεται υπο συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (φ_p^{PS}) είναι μεγαλύτερη από ότι στις τριαξονικές συνθήκες (φ_p^{TX}) και η διαφορά αυτή

$(\varphi_p^{PS} - \varphi_p^{TX})$ εμφανίζεται μεγαλύτερη σε μικρότερες ορθές τάσεις, (ii) και οι δύο τιμές $(\varphi_p^{TX}, \varphi_p^{PS})$ αυξάνονται με τη σχετική πυκνότητα Dr και (iii) μειώνονται για μεγαλύτερα επίπεδα τάσεων.

Η συντριπτική πλειοψηφία των αριθμητικών εργασιών πάνω στο θέμα της εδαφικής αντίστασης σε μετακίνηση εγκιβωτισμένου αγωγού υιοθετεί για την περιγραφή της εδαφικής συμπεριφοράς ένα ελαστοπλαστικό προσομοίωμα Mohr - Coulomb (*Moore and Booker 1987, Taleb and Moore 1999, Ellis and Springman 2001, Yimsiri et al. 2004, Guo and Stolle 2005, Daiyan et al. 2011, Almahakeri et al. 2012, Kouretzis et al 2013*). Παρότι ένα τέτοιο καταστατικό προσομοίωμα αποδεικνύεται ικανοποιητικό για να περιγράψει τα βασικά χαρακτηριστικά της συμπεριφοράς μίας χαλαρής άμμου, δεν μπορεί να λάβει υπόψη σημαντικές πτυχές της διαστολικής συμπεριφοράς όπως (α) την κράτυνση μέχρι τη μέγιστη αντοχή, (β) τη χαλάρωση μετά τη μέγιστη τιμή της αντοχής, (γ) την εξάρτηση της παραμόρφωσης κατά την οποία μεγιστοποιείται η αντοχή (ε_α^p) από την πυκνότητα και τη μέση τάση και (δ) την καθοριστική επιρροή της γωνίας εσωτερικής τριβής και της γωνίας διαστολικότητας στη σωστή προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς.

Έχοντας ως γνώμωνα την ακριβέστερη αποτύπωση της συμπεριφοράς κοκκωδών υλικών, στην παρούσα εργασία ακολουθείται μία διακριτή μεθοδολογία καταστατικής προσομοίωσης: για την περίπτωση συστολικών εδαφών υιοθετείται το βασικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr - Coulomb, ενώ για εδάφη με διαστολική συμπεριφορά χρησιμοποιείται το τροποποιημένο καταστατικό προσομοίωμα Mohr - Coulomb (MMC) των *Roy et al. 2015* με δυνατότητα ακριβέστερης περιγραφής των περίπλοκων χαρακτηριστικών της συμπεριφοράς μιας πυκνής άμμου.

2.2. Προσομοίωση της εδαφικής συμπεριφοράς

2.2.1. Βασικό προσομοίωμα Mohr – Coulomb

Στο βασικό καταστατικό προσομοίωμα Mohr - Coulomb, η εδαφική συμπεριφορά θεωρείται ελαστική μέχρι ο συνδυασμός των αναπτυσσόμενων τάσεων ξεπεράσει την επιφάνεια αστοχίας που ορίζεται από το κριτήριο αστοχίας Mohr - Coulomb. Το κριτήριο αυτό υποθέτει ότι επέρχεται πλαστικοποίηση όταν η διατμητική τάση ξεπεράσει μία τιμή που εξαρτάται γραμμικώς από την ορθή τάση που ασκείται στο ίδιο επίπεδο. Ο ορισμός του επιπέδου αστοχίας βασίζεται στην γραφική απεικόνιση κύκλων αστοχίας του Mohr για διάφορους συνδυασμούς τάσεων σε επίπεδο κυρίων τάσεων (μέγιστη κύρια και ελάχιστη κύρια

τάση), και αποτελεί την ευθεία που εφάπτεται στους κύκλους αυτούς (**Σχήμα 2.3**). Έτσι, το κριτήριο αστοχίας λαμβάνει την μορφή:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad [1]$$

Σε τρισδιάστατο χώρο, το κριτήριο αστοχίας συχνά εκφράζεται ως συνάρτηση των κυρίων τάσεων με τη μορφή:

$$\begin{cases} \pm \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \left[\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right] \sin(\varphi) + c \cos(\varphi) \\ \pm \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} = \left[\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right] \sin(\varphi) + c \cos(\varphi) \\ \pm \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = \left[\frac{\sigma_3 + \sigma_1}{2} \right] \sin(\varphi) + c \cos(\varphi) \end{cases} \quad [2]$$

2.2.2. Τροποποιημένο προσομοίωμα Mohr – Coulomb

Οι Roy et al (2015) εισήγαγαν ένα τροποποιημένο καταστατικό προσομοίωμα Mohr – Coulomb με στόχο την ακριβέστερη περιγραφή της συμπεριφοράς διαστολικών μη συνεκτικών υλικών όπως παρουσιάζονται στη συνέχεια:

Γωνία εσωτερικής τριβής σε συνθήκες τριαξονικής θλίψης και επίπεδης παραμόρφωσης

Η αντοχή του εδάφους χαρακτηρίζεται από τη γωνία εσωτερικής τριβής που κινητοποιείται σε κάθε στιγμή της φόρτισης (φ') και τη γωνία διαστολικότητας (ψ). Αρχικά, ορίζονται δύο χαρακτηριστικές τιμές της γωνίας (φ'): η μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής (φ'_p) και η γωνία εσωτερικής τριβής (φ'_c) που αντιστοιχεί στην κρίσιμη κατάσταση.

Σύμφωνα με πειραματικά αποτελέσματα η μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής (φ'_p) που ενεργοποιείται εξαρτάται από τη σχετική πυκνότητα της άμμου, από τη διεύθυνση που αναπτύσσονται οι διατμητικές τάσεις (Bolton 1986, Houlby 1991, Schanz and Vermeer 1996). Οι Kulhawy and Mayne (1990) συνέλεξαν ένα μεγάλο όγκο από πειραματικά δεδομένα και συμπέραναν ότι για πυκνές άμμους η μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής (φ'_p^{PS}) που αντιστοιχεί στην επίπεδη διάτμηση είναι 10-20% μεγαλύτερη από τη μέγιστη γωνία (φ'_p^{TX}) που αναπτύσσεται υπό τριαξονικές συνθήκες. Επίσης, τα πειραματικά αποτελέσματα δείχνουν ότι η μέγιστη γωνία (φ'_p) μειώνεται με την αύξηση της μέσης τάσης (p') (Bolton 1986).

Έχοντας λάβει υπόψη τα παραπάνω, ο Bolton (1986) εισήγαγε έπειτα από επεξεργασία πολλών πειραματικών αποτελεσμάτων τη σχέση [3]:

$$\varphi'_p = \varphi'_c + A_\psi I_R \quad [3]$$

όπου $A_\psi = 3$ για ΤΧ συνθήκες και $A_\psi = 5$ για PS, I_R : δείκτης σχετικής πυκνότητας και ορίζεται από τη σχέση $I_R = I_D(Q - \ln p') - R$, όπου $I_D = Dr(\%)/100$, $Q = 10$ και $R = 1$. Με το δείκτη σχετικής πυκνότητας (I_R) λαμβάνεται υπόψη η αύξηση της αντοχής του εδάφους για τις μικρές τάσεις (p'). Ωστόσο, σύμφωνα με τον Bolton (1986) η μέγιστη τιμή που μπορεί να λάβει είναι $I_R = 4$ ενώ, σύμφωνα με τον White et al. (2008) ένα εύλογο εύρος για την προσομοίωση αγωγών θαμμένων σε άμμο είναι $I_R = 0 \div 4$.

Σχετικά με την παράμετρο A_ψ , η τιμή της εξαρτάται από τον τύπο της άμμου και την περιεκτικότητά της σε λεπτόκοκκα υλικά. Για παράδειγμα, οι Chakraborty and Salgado (2010) έδειξαν ότι $A_\psi = 3.8$ για την Toyoura sand, οι Xiao et al (2014) βρήκαν $A_\psi = 3.0 \div 5.53$ για την Ottawa sand με περιεκτικότητα λεπτόκοκκων υλικών 0-20% και πρότειναν μία εμπειρική σχέση για τον υπολογισμό της παραμέτρου A_ψ σε συνάρτηση με την περιεκτικότητα σε λεπτόκοκκα υλικά.

Από πειραματικές δοκιμές εδαφικών υλικών η αντοχή του εδάφους κατά την κρίσιμη κατάσταση προκύπτει μεγαλύτερη υπό συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης συγκριτικά με τις τριαξονικές συνθήκες (Bishop 1961, Cornforth 1964, Tatsuoka et al. 1986, Pradhan et al. 1988, Yoshimine 2005). Για την εργασία αυτή έχει ληφθεί υπόψη $\varphi_c^{TX} = 32^\circ$ και $\varphi_c^{PS} = 32^\circ \div 36^\circ$ λαμβάνοντας υπόψη την αύξηση της αντοχής κατά την κρίσιμη κατάσταση για μικρές τάσεις (Lings and Dietz 2004).

Σύμφωνα με τον Bolton (1986) η μέγιστη γωνία διαστολικότητας (ψ_p) εξαρτάται από τη γωνία εσωτερικής τριβής κατά τη μέγιστη αντοχή και κατά την κρίσιμη κατάσταση όπως δίνεται στη σχέση [4]:

$$\psi_p = \left(\frac{\varphi'_p - \varphi'_c}{k_\psi} \right) \quad [4]$$

όπου $k_\psi = 0.8$ για τριαξονικές συνθήκες και $k_\psi = 0.5$ για συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης (Bolton 1986). Ωστόσο, η τιμή της παραμέτρου (k_ψ) διαφοροποιείται ανάλογα τον τύπο της άμμου και τη περιεκτικότητά της σε χονδρόκοκκα και λεπτόκοκκα υλικά (Simoni and Houlsby 2006, Chakraborty and Salgado 2010, Xiao et al. 2014).

Συμπεριφορά διαστολικών εδαφών σε όρους τάσης-παραμόρφωσης

Ακολουθώντας, λοιπόν, τη λογική άλλων ερευνητών (όπως *Jardine 1992, Mitchell and Soga 2005*) η συμπεριφορά τάσης – παραμόρφωσης μιας πυκνής άμμου διαχωρίζεται σε τρεις περιοχές όπως απεικονίζεται στο διάγραμμα του **Σχήματος 2.4**.

Ζώνη I: Σε αυτή την περιοχή η απόκριση του εδάφους είναι ελαστική είτε γραμμική είτε μη γραμμική. Κατά τη γραμμική ελαστική συμπεριφορά τα σωματίδια του εδαφικού υλικού δεν ολισθαίνουν μεταξύ τους. Ωστόσο, κατά τη μη γραμμική ελαστική συμπεριφορά μικρές σχετικές μετακινήσεις που πιθανόν αναπτυχθούν είναι αναστρέψιμες σε περίπτωση αποφόρτισης. Οι παραμορφώσεις σε αυτή τη ζώνη δίνονται από τις σχέσεις της ελαστικότητας.

Ζώνη II: Εάν η διάτμηση συνεχιστεί, το εδαφικό στοιχείο θα εισέλθει σε μία ζώνη κράτυνσης (*Mitchell and Soga 2005*) κατά την οποία θα αυξάνει την αντοχή του με την παραμόρφωση. Σύμφωνα με το τροποποιημένο μοντέλο Mohr - Coulomb (MMC) που χρησιμοποιείται στην παρούσα εργασία (Roy et al. 2014) χρησιμοποιείται η ενεργή γωνία εσωτερικής τριβής (φ') για να οριστεί η επιφάνεια της αστοχίας. Καθώς η εντατική κατάσταση πλησιάζει την επιφάνεια αστοχίας, ξεκινούν να αναπτύσσονται πλαστικές παραμορφώσεις για οποιαδήποτε περαιτέρω φόρτιση. Η στιγμή αυτή ορίζεται με την τιμή (φ'_{in}) η οποία αντιπροσωπεύει την αντοχή του εδάφους τη στιγμή που μπαίνει στην πλαστική συμπεριφορά. Όμως η ουσιαστική αστοχία επέρχεται κατά τη μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής που ενεργοποιείται κατά τη φόρτιση (φ'_p) η οποία υπολογίζεται από τη σχέση [3] όπως περιγράφηκε παραπάνω. Σε αυτό το μέρος της πλαστικής ζώνης (pre-peak zone) η ενεργή γωνία (φ') και η γωνία διαστολικότητας (ψ) δίνονται σε συνάρτηση με την πλαστική διατμητική παραμόρφωση (γ^p) όπως φαίνεται στο διάγραμμα του **Σχήματος 2.4**.

Στη ζώνη II, η ενεργή γωνία εσωτερικής τριβής (φ') και η γωνία διαστολικότητας (ψ) αυξάνονται από τις αρχικές τιμές τους (φ'_{in}) και (ψ_{in}) στις μέγιστες τιμές (φ'_p) και (ψ_p) για παραμόρφωση (γ^p). Σύμφωνα με τους *Rowe (1969), Mitchell and Soga (2005)* γωνία εσωτερικής τριβής (φ') που κινητοποιείται σε κάθε φόρτιση εξαρτάται από ένα σύνολο παραγόντων όπως: την αλληλεμπλοκή μεταξύ των σωματιδίων του εδαφικού υλικού, την αναδιάταξη και τη σύνθλιψη των κόκκων κατά τη φόρτιση και τη διαστολικότητα. Καθώς σε προβλήματα προσομοίωσης της κίνησης αγωγού στο έδαφος το βάθος εγκιβωτισμού είναι σχετικά μικρό, η μέση τάση (p') δεν είναι σε υψηλά επίπεδα άρα η σύνθλιψη των κόκκων κρίνεται αμελητέα. Στην αρχή των πλαστικών παραμορφώσεων θεωρείται ($\psi_{in} = 0$). Οπότε, η αλληλεμπλοκή και η διάταξη των κόκκων είναι οι βασικοί παράγοντες που επηρεάζουν την τιμή (φ'_{in}). Σύμφωνα με τους *Mitchell and Soga (2005)* που μελέτησαν τις επιρροές αυτές, στη συγκεκριμένη εργασία λαμβάνεται υπόψη $\varphi'_{in} = 29^\circ$.

Επομένως, για δεδομένη σχετική πυκνότητα και πλευρική τάση, υπολογίζεται η παράμετρος I_R και εν συνεχεία το φ'_p μέσω της εξίσωσης [3]. Μετά, με την εξίσωση [4] υπολογίζεται το ψ_p . Ωστόσο, όπως έχει ήδη προαναφερθεί η διατμητική παραμόρφωση που απαιτείται για να αναπτυχθεί το φ'_p πέφτει με τη σχετική πυκνότητα και αυξάνεται με την τάση περίσφυξης (*Lee et al. 1965, Tatsuoka et al. 1986, Hsu and Liao 1998, Lings and Dietz 2004*). Η επιρροή των παραμέτρων αυτών αποτυπώνεται στις σχέσεις [5] και [6]:

$$\gamma_p^p = \gamma_c^p \left(\frac{p'}{p_a} \right)^m \quad [5]$$

$$\gamma_c^p = C_1 + C_2 I_D \quad [6]$$

όπου γ_c^p : παραμορφωσιακή παραμέτρος χαλάρωσης, p_a : η ατμοσφαιρική πίεση (=100kPa) και C_1, C_2, m : εδαφικές παράμετροι που τίθενται προς βαθμονόμηση από τριαξονικές ή δοκιμές απλής διάτμησης.

Ενώ, οι σχέσεις που δίνουν την κατανομή της ενεργής γωνίας εσωτερικής τριβής (φ') και της γωνίας διαστολικότητας (ψ) είναι οι [7] και [8].

$$\varphi' = \varphi'_{in} + \sin^{-1} \left[\left(\frac{2\sqrt{\gamma^p \gamma_p^p}}{\gamma^p + \gamma_p^p} \right) \sin(\varphi'_p - \varphi'_{in}) \right] \quad [7]$$

$$\psi = \sin^{-1} \left[\left(\frac{2\sqrt{\gamma^p \gamma_p^p}}{\gamma^p + \gamma_p^p} \right) \sin(\psi_p) \right] \quad [8]$$

Στο **Σχήμα 2.4** παρουσιάζονται οι προαναφερθείσες καταστατικές εξισώσεις του προσομοιώματος MMC καθώς και μία τυπική κατανομή της ενεργής γωνίας τριβής φ' και της γωνίας διαστολικότητας ψ για μέση τάση $p' = 20kpa$ και σχετική πυκνότητα $Dr(\%) = 70$.

Ζώνη III: Εάν η διάτμηση συνεχιστεί, θα επέλθει σταδιακά ο σχηματισμός της ζώνης διάτμησης όπου τελικά συσσωρεύεται το σύνολο της επιπρόσθετης παραμόρφωσης. Παράλληλα με τη δημιουργία της διατμητικής αυτής ζώνης, οι τιμές των φ' και ψ αρχίζουν να μειώνονται καταλήγοντας στην κρίσιμη κατάσταση (critical state). Για να περιγραφεί αυτός ο κλάδος της χαλάρωσης της αντοχής εισάγονται οι σχέσεις [9] και [10].

$$\varphi' = \varphi'_c + \exp \left[- \left(\frac{\gamma^p - \gamma_p^p}{\gamma_c^p} \right)^2 \right] (\varphi'_p - \varphi'_c) \quad [9]$$

$$\psi = \exp \left[- \left(\frac{\gamma^p - \gamma_c^p}{\gamma_c^p} \right)^2 \right] \psi_p \quad [10]$$

Η παράμετρος γ_c^p καθορίζει την πτώση των καμπυλών αυτών. Όσο μικρότερη τιμή παίρνει η παράμετρος αυτή, τόσο γρηγορότερα μειώνεται το ψ από την τιμή ψ_p στην τιμή ψ_c .

Εν κατακλείδι, το παρόν προσομοίωμα MMC εξελίσσει σημαντικά τα ήδη υπάρχοντα καταστατικά προσομοιώματα παρόμοιου τύπου που χρησιμοποιούνται ευρέως για την αριθμητική προσομοίωση της κίνησης εγκιβωτισμένου αγωγού στο εδάφους (όπως *Guo and Stolle 2005, Robert 2010, Daiyan et al. 2011, Jung et al. 2013a,b, Pike et al. 2013*). Αρχικώς, περιγράφεται η μη γραμμική συμπεριφορά πριν και μετά την αστοχία με μία ομαλή μετάβαση. Έπειτα, η κατανομή των γωνιών φ και ψ με την πλαστική διατμητική παραμόρφωση διαμορφώνεται κατάλληλα για διαφορετικές σχετικές πυκνότητες και μέσες ενεργές τάσεις.

Ελαστική συμπεριφορά

Ο λόγος του Poisson (ν) και το μέτρο ελαστικότητας (E) του εδάφους είναι οι δύο ελαστικές παράμετροι. Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας έχει θεωρηθεί $\nu = 0.2$ καθώς για πυκνές άμμους κρίνεται ως καταλληλότερη (*Jefferies and Been 2006*). Σχετικά με το μέτρο ελαστικότητας έχει ληφθεί υπόψη η εξάρτησή του από τη μέση τάση p' σύμφωνα με τη σχέση [11] (*Hardin and Black 1966, Janbu 1963*).

$$E = K p_a \left(\frac{p'}{p_a} \right)^n \quad [11]$$

όπου K σταθερά που εξαρτάται από τον τύπο του εδάφους, p_a η ατμοσφαιρική πίεση (=100kPa) και n ο εκθέτης που καθορίζει την κατανομή του μέτρου ελαστικότητας με την τάση.

Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας το καταστατικό προσομοίωμα MMC εισάγεται στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS με τη βοήθεια υπορουτίνας USDFLD γραμμένη σε FORTRAN. Ο χρήστης εισάγει με μορφή πίνακα την κατανομή του μέτρου ελαστικότητας E με την μέση τάση p' όπου:

$$p' = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad [12]$$

με $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ τις κύριες συνιστώσες των τάσεων και την κατανομή της γωνίας εσωτερικής τριβής φ και της γωνίας διαστολικότητας ψ με τη μέση τάση p' και την οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση γ_p όπου :

$$\gamma_p = \frac{2}{3} \sqrt{(\varepsilon_{p1} - \varepsilon_{p2})^2 + (\varepsilon_{p2} - \varepsilon_{p3})^2 + (\varepsilon_{p3} - \varepsilon_{p1})^2} \quad [13]$$

με $\varepsilon_{p1}, \varepsilon_{p2}, \varepsilon_{p3}$ τις πλαστικές παραμορφώσεις κατά τους κύριους άξονες. Σε κάθε βήμα της επίλυσης η υπορουτίνα υπολογίζει και ανανεώνει τις ενεργές τάσεις και παραμορφώσεις με βάση τις οποίες γίνεται η επιλογή νέων των τιμών E, φ' και ψ .

Ενσωμάτωση φαινομένων κλίμακας

Κατά τη φάση της χαλάρωσης και μετά από το σχηματισμό της ζώνης διάτμησης, το σύνολο της επιπλέον διατμητικής παραμόρφωσης συγκεντρώνεται στη ζώνη αυτή όπως περιγράφηκε προηγουμένως ενώ, το υπόλοιπο μέρος του εδαφικού δοκιμίου εκτός της ζώνης διάτμησης συμπεριφέρεται ελαστικά όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.5. Το πάχος της διατμητικής ζώνης, d_B , είναι σταθερό για ένα εδαφικό υλικό και ίσο με $16d_{50}$ (Vardoulakis and Graf 1985), όπου d_{50} το μέσο μέγεθος των σωματιδίων της άμμου. Το γεγονός αυτό δημιουργεί ασυνέπειες στον υπολογισμό της συμπεριφοράς χαλάρωσης όταν αυτή συναρτάται με την πλαστική διατμητική παραμόρφωση. Όπως αποτυπώνεται στο Σχήμα 2.6, η ασυνέπεια αυτή με τη σειρά της μπορεί να οδηγήσει σε αδυναμία προσομοίωσης του ακριβούς εντοπισμού της ζώνης διάτμησης και κατ' επέκταση την λανθασμένη αποτύπωση της αντοχής κατά τη χαλάρωση.

Η λύση στο πρόβλημα αυτό δίνεται από τους *Anastasopoulos et al. (2007)*, όπου η πλαστική παραμόρφωση στην οποία φτάνουμε σε κρίσιμη κατάσταση συναρτάται με το μέγεθος του στοιχείου της ανάλυσης με τον ακόλουθο τύπο:

$$\gamma_f^p = \gamma_p^p + \frac{\delta x_f - \delta x_p}{d_{FE}} \quad [14]$$

όπου γ_p^p : η πλαστική διατμητική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή, δx_f : η μετατόπιση κατά την οποία τα στοιχεία της ανάλυσης φτάνουν στην κρίσιμη κατάσταση, δx_p : η μετατόπιση που αντιστοιχεί στη μέγιστη αντοχή και d_{FE} : η διάσταση των στοιχείων της ανάλυσης.

2.3. Αριθμητική προσομοίωση εδαφικών δοκιμών

Η μεθοδολογία καταστατικής προσομοίωσης του εδάφους που παρουσιάστηκε στα ανωτέρω χρησιμοποιήθηκε για την αναπαραγωγή διαφόρων αποτελεσμάτων εδαφικών δοκιμών. Ο σκοπός της αναπαραγωγής των δοκιμών αυτών είναι διττός: (α) η συλλογή δεδομένων για την βαθμονόμηση του

καταστατικού και (β) η σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων με τα πειραματικά αποτελέσματα για την επικύρωση και την επαλήθευση της μεθοδολογίας.

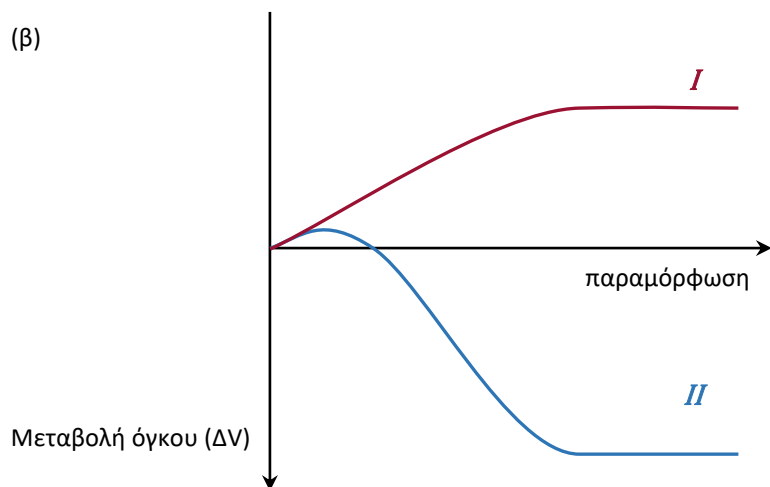
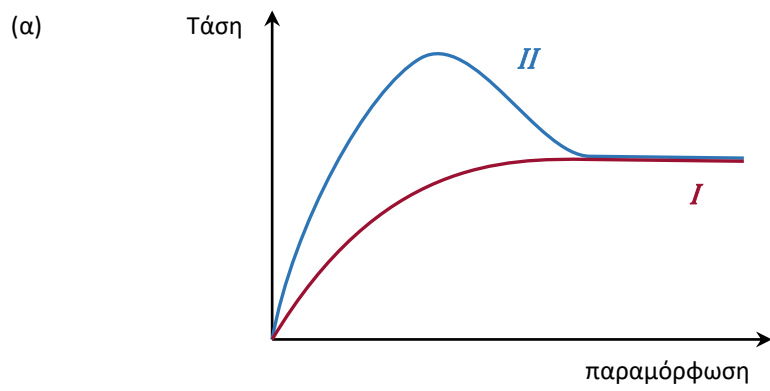
Τα πειράματα που προσομοιώθηκαν είναι δοκιμές τριαξονικής θλίψης με ελεύθερη στράγγιση (CID). Στο Σχήμα 2.7 παρουσιάζεται η σύγκριση με τις δοκιμές των *Hsu and Liao (1998)* σε πυκνή άμμο σχετικής πυκνότητας $Dr(\%) = 70$ και πλευρική τάση $\sigma_c = 20, 40, 80, 160$ και $320kpa$. Στο Σχήμα 2.8 παρουσιάζεται η σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα των *Wang and Lade (2001)* σε άμμο της Santa Monica Beach με σχετική πυκνότητα $Dr(\%) = 90$ και πλευρική τάση $\sigma_c = 49kpa$. Στο Σχήμα 2.9 παρουσιάζεται η σύγκριση με τις πειραματικές δοκιμές του *Fukushima et al. (1984)* σε άμμο Τογούρα με σχετική πυκνότητα $Dr(\%) = 42, 82$ και πλευρική τάση $\sigma_c = 100, 200kpa$ αντίστοιχα. Τέλος, στο Σχήμα 2.10 παρουσιάζεται η σύγκριση με τα πειραματικά αποτελέσματα του *Loukidis & Salgado (2009)* επίσης σε άμμο Τογούρα με σχετική πυκνότητα $Dr(\%) = 45, 39$ και πλευρική τάση $\sigma_c = 500, 100kpa$ αντίστοιχα.

Παρακάτω (Πίνακας 2.1) δίνονται οι τιμές των παραμέτρων του καταστατικού προσομοιώματος όπως προέκυψαν από τη βαθμονόμηση της παρούσας εργασίας.

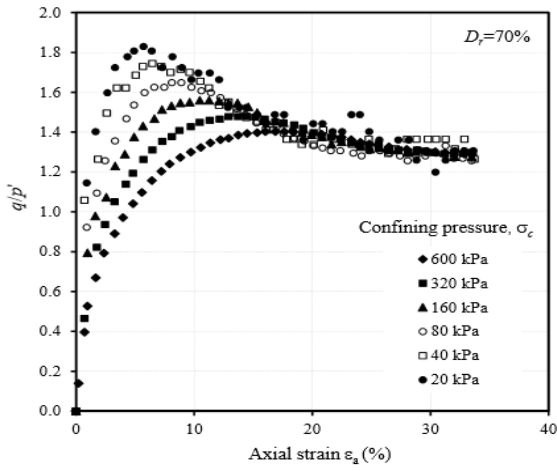
Πίνακας 2.1				
Παράμετρος	Hsu and Liao 1998	Wang and Lade 2001	Fukushima 1984	Loukidis 2009
A_ψ	3	3	3	3
k_ψ	0.8	0.8	0.8	0.8
ϕ'_{mi}	29	29	29	29
C_1	0.22	0.22	0.22	0.22
C_2	0.11	0.11	0.11	0.11
m	0.252	0.252	0.252	0.252
ϕ'_c	32	32	32	32
K	150	450	450	450
n	0.2	0.2	0.2	0.2
ν	0.2	0.2	0.2	0.2
$Dr(\%)$	70	90	42, 82	39, 45

Η αριθμητική μεθοδολογία για την αναπαραγωγή των ανωτέρω πειραματικών δοκιμών έγινε ως εξής: το εδαφικό δοκίμιο προσομοιώθηκε με αξονοσυμμετρικά στοιχεία συνεχούς μέσου (CAx4). Η ανάλυση εκτελείται σε δύο βήματα: στο πρώτο βήμα υπολογίζεται η κατάσταση γεωστατικής ισορροπίας για τη ζητούμενη τάση περίσφιξης σ_c , ενώ στο δεύτερο επιβάλλεται σταδιακώς αυξανόμενη κατακόρυφη

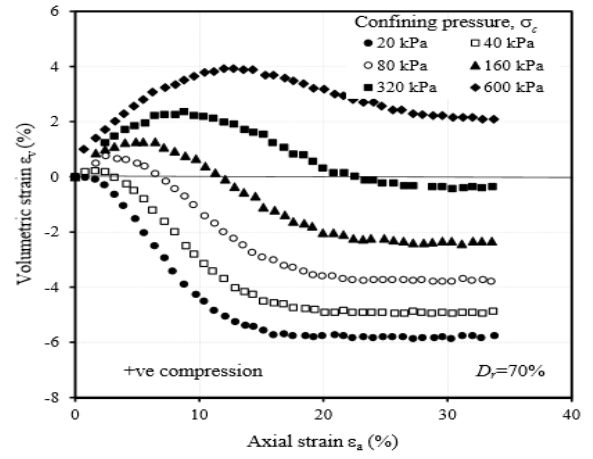
μετατόπιση μέχρι την αστοχία. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων αυτών και η σύγκρισή τους με τα αντίστοιχα πειραματικά δεδομένα εμφανίζονται στα Σχήματα 2.7 έως 2.10. Η συμφωνία των προβλέψεων με τα πειραματικά αποτελέσματα ενισχύει την εγκυρότητα της αριθμητικής μεθοδολογίας.



Σχήμα 2.1 Τυπική συμπεριφορά (α) τάσης – παραμόρφωσης και (β) μεταβολής όγκου για πυκνή και χαλαρή άμμο κατά τη διάτμηση.

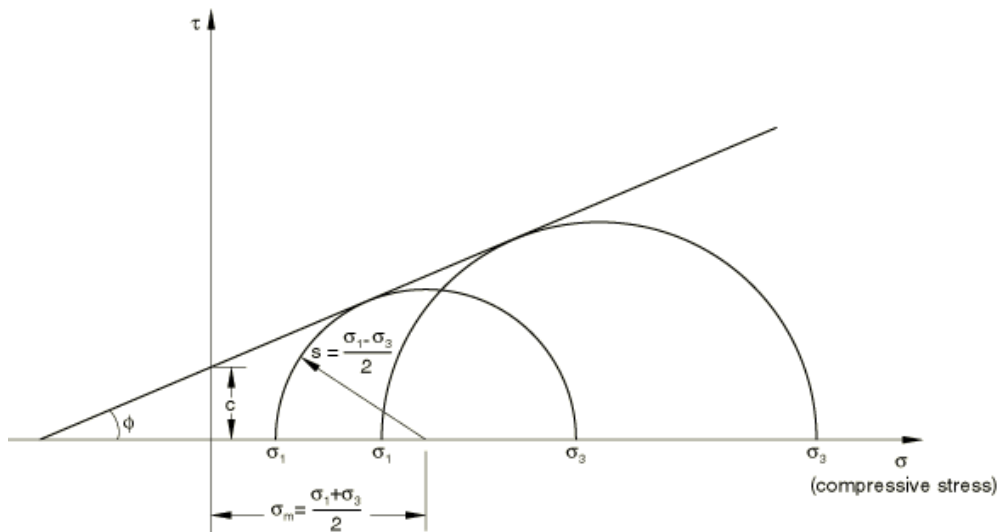


(α)



(β)

Σχήμα 2.2 Αποτελέσματα πειραματικών δοκιμών τριαξονικής θλίψης υπό στραγγιζόμενες συνθήκες σε πυκνή άμμο (Hsu and Liao 1998) (α) διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης (β) διάγραμμα μεταβολής όγκου.



Σχήμα 2.3 Κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb.

Δείκτης σχετικής πυκνότητας

$$I_R = I_D(Q - \ln p') - R$$

Μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής

$$\varphi'_p = \varphi'_c + A_\psi I_R$$

Μέγιστη γωνία διαστολικότητας

$$\psi_p = \left(\frac{\varphi'_p - \varphi'_c}{k_\psi} \right)$$

Παραμορφωσιακή παράμετρος χαλάρωσης

$$\gamma_c^p = C_1 + C_2 * I_D$$

Πλαστική παραμόρφωση για $\varphi = \varphi'_p$

$$\gamma_p^p = \gamma_c^p \left(\frac{p'}{p'_a} \right)^m$$

Ενεργή γωνία εσωτερικής τριβής στη ζώνη II

$$\varphi' = \varphi'_{in} + \sin^{-1} \left[\left(\frac{2\sqrt{\gamma^p \gamma_p^p}}{\gamma^p + \gamma_p^p} \right) \sin(\varphi'_p - \varphi'_{in}) \right]$$

Ενεργή γωνία διαστολικότητας στη ζώνη II

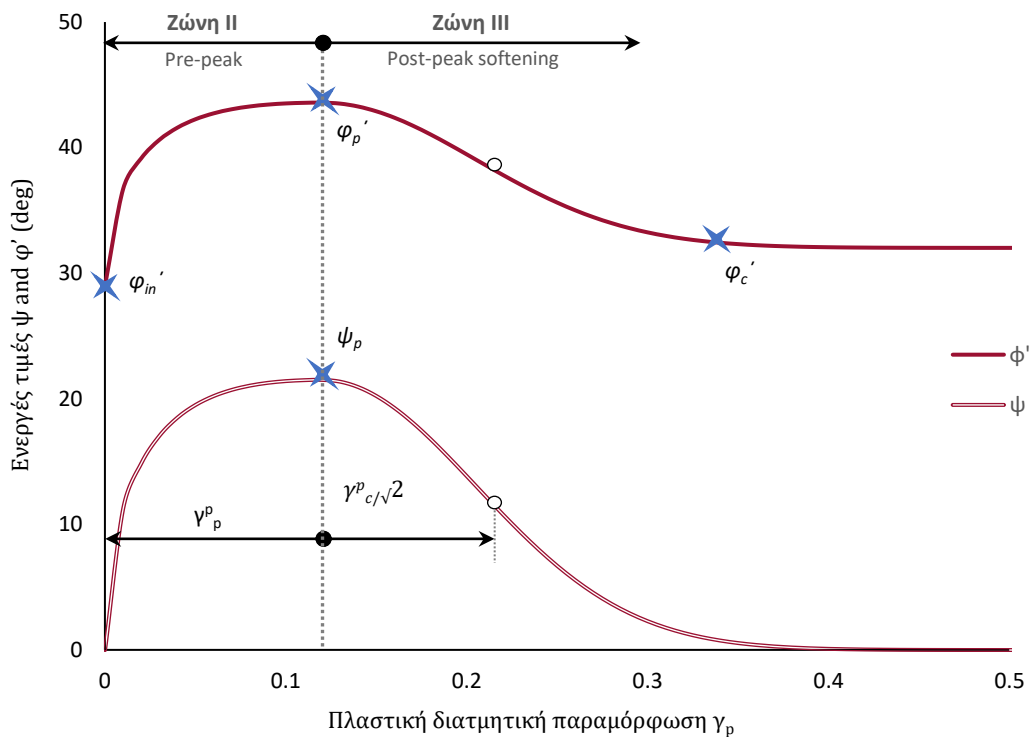
$$\psi = \sin^{-1} \left[\left(\frac{2\sqrt{\gamma^p \gamma_p^p}}{\gamma^p + \gamma_p^p} \right) \sin(\psi_p) \right]$$

Ενεργή γωνία εσωτερικής τριβής στη ζώνη III

$$\varphi' = \varphi'_c + \exp \left[- \left(\frac{\gamma^p - \gamma_p^p}{\gamma_c^p} \right)^2 \right] (\varphi'_p - \varphi'_c)$$

Ενεργή γωνία διαστολικότητας στη ζώνη III

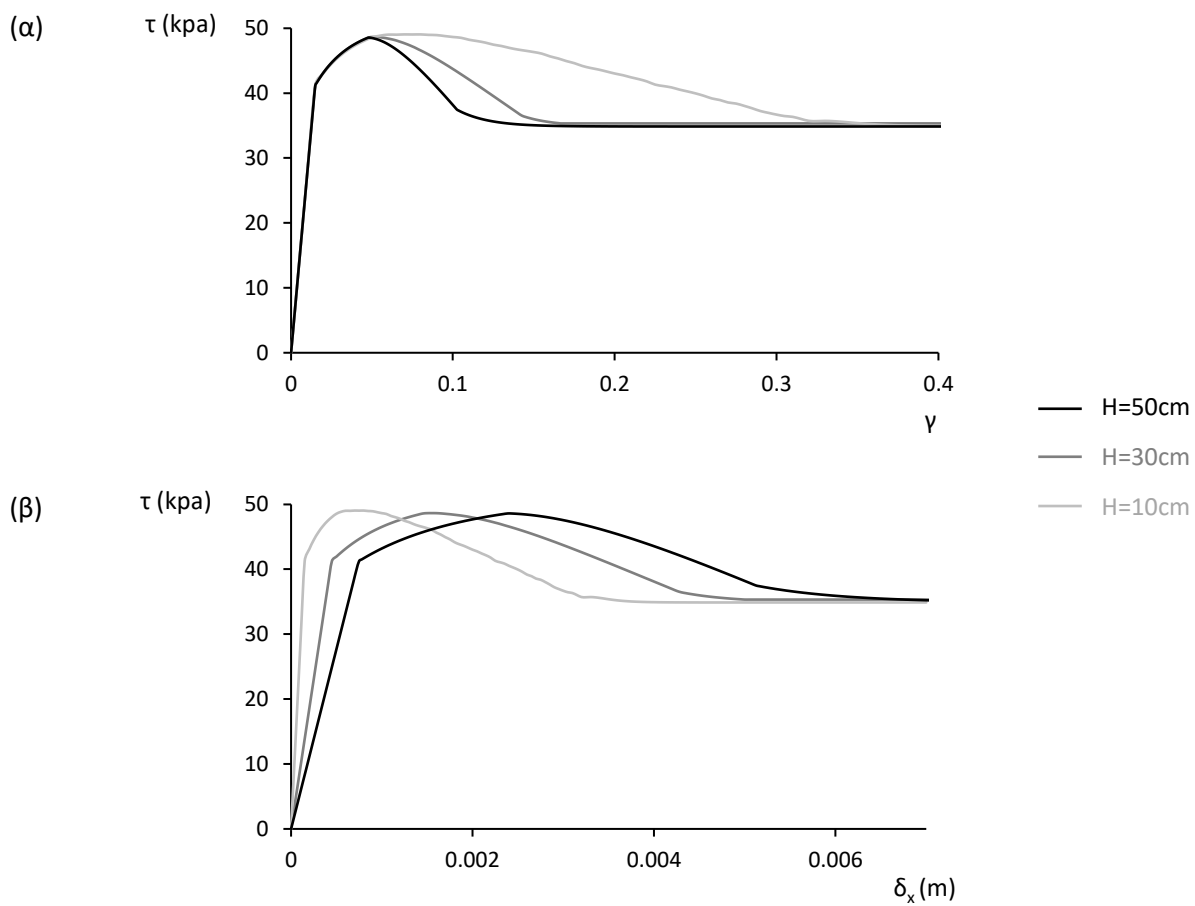
$$\psi = \exp \left[- \left(\frac{\gamma^p - \gamma_p^p}{\gamma_c^p} \right)^2 \right] \psi_p$$



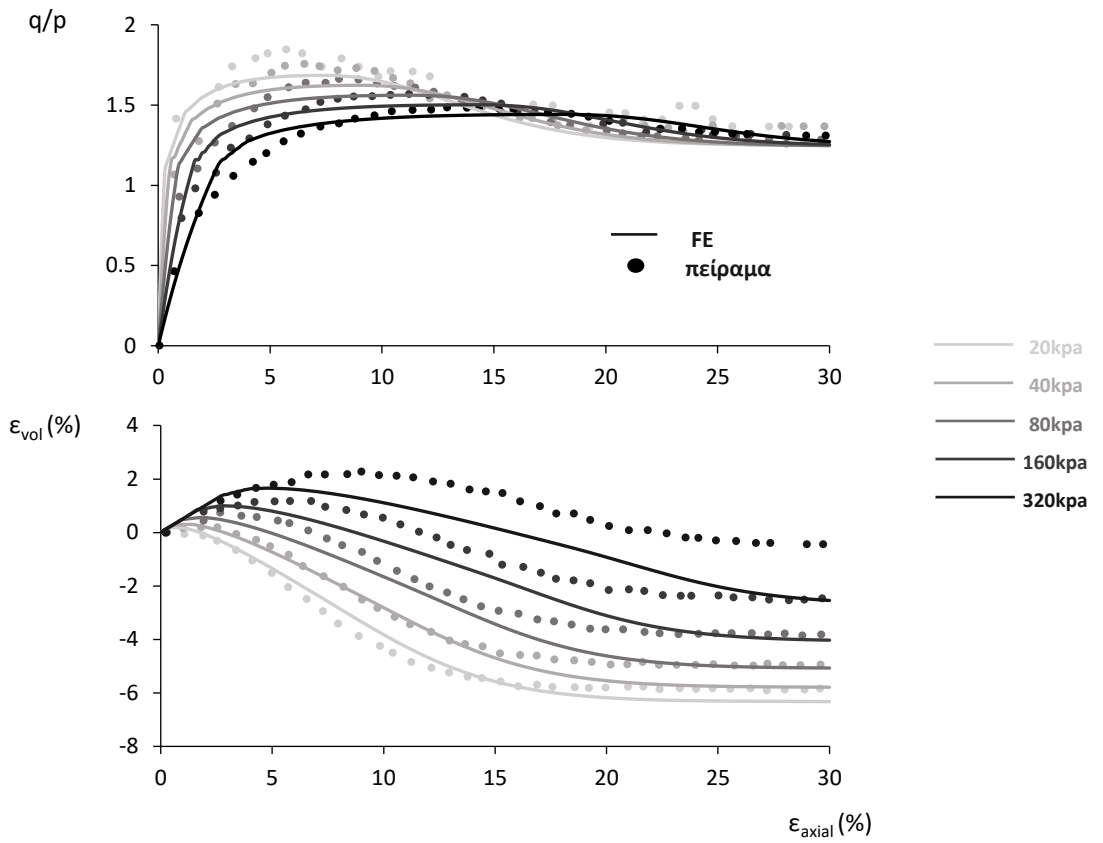
Σχήμα 2.4 Καταστατικές εξισώσεις για την περιγραφή της εδαφικής συμπεριφοράς.



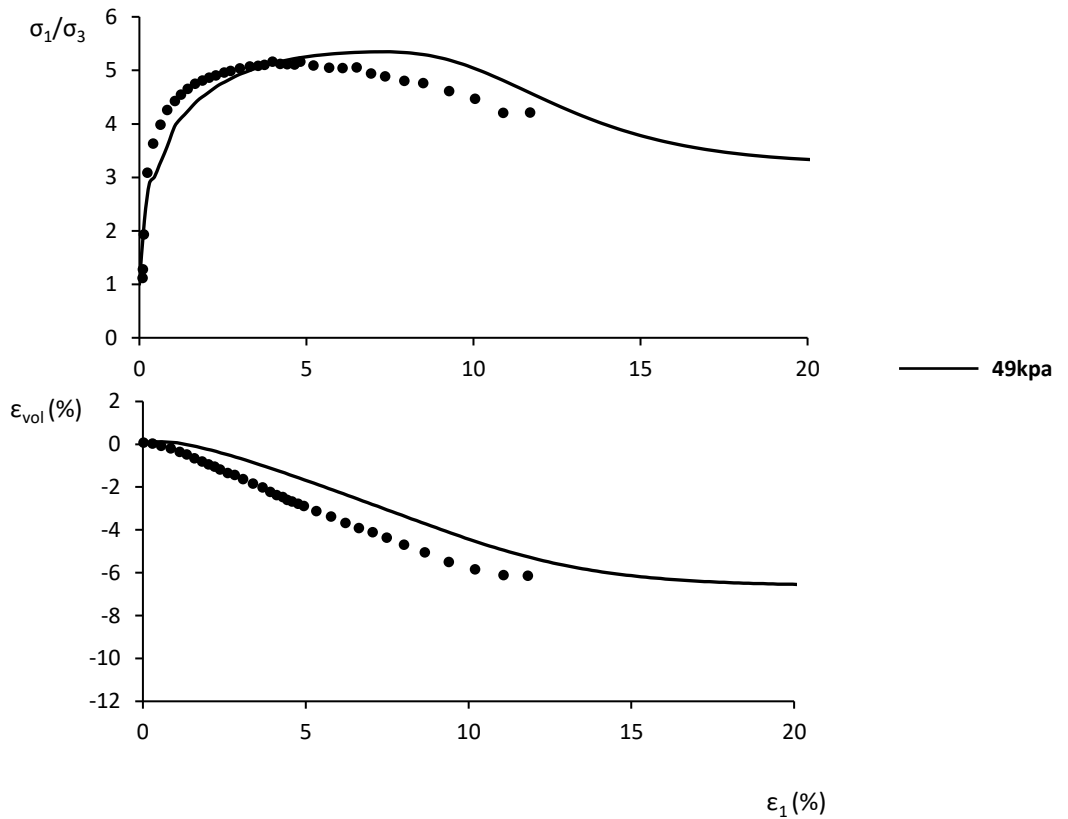
Σχήμα 2.5 Σχηματισμός ζώνης διάτμησης σε (α) ψηλό και σε (β) κοντό δοκίμο.



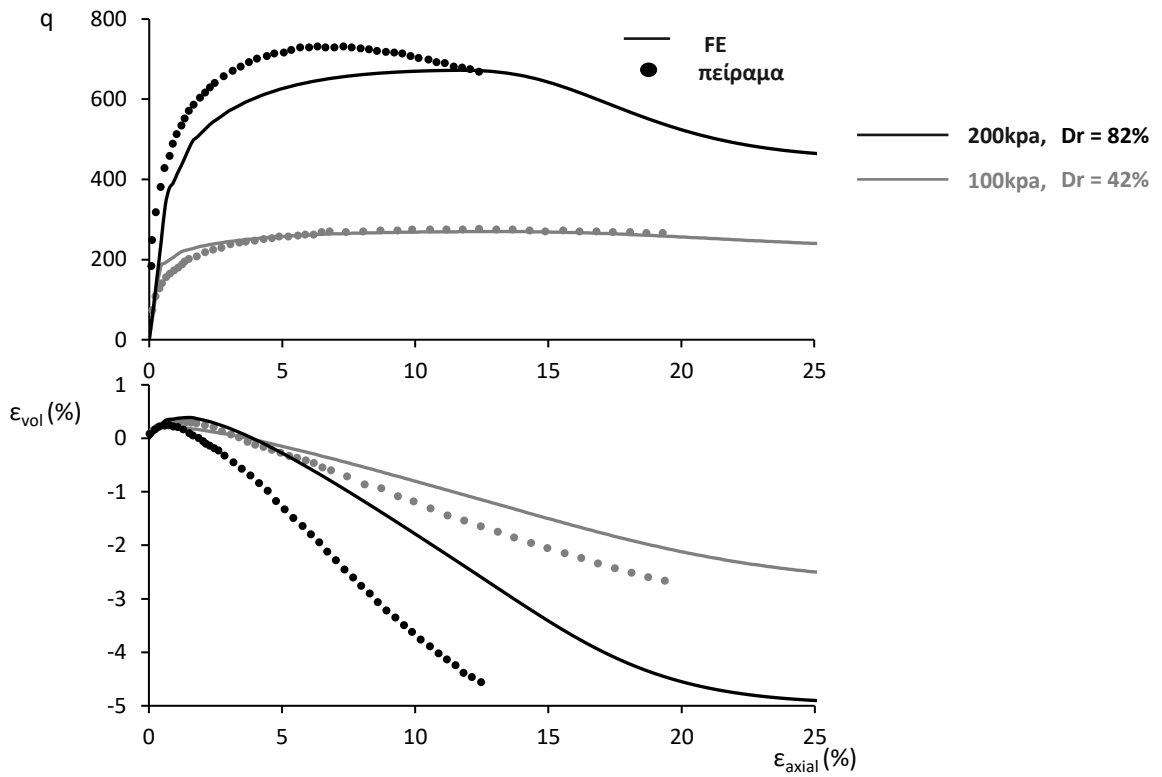
Σχήμα 2.6 (α) Διάγραμμα τάσης – παραμόρφωσης και (β) Διάγραμμα τάσης – μετατόπισης.



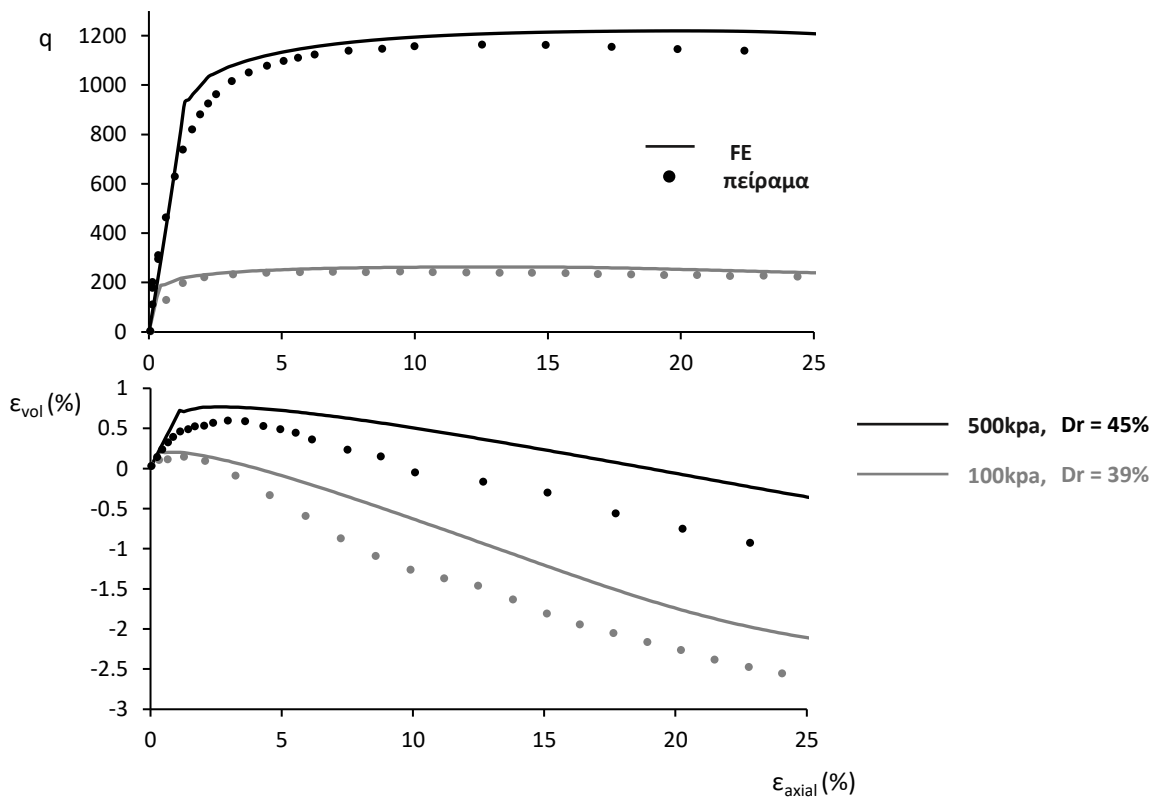
Σχήμα 2.7 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων Hsu and Liao 1998.



Σχήμα 2.8 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων Wang and Lade 2001.



Σχήμα 2.9 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων Fukushima 1984.



Σχήμα 2.10 Σύγκριση πειραματικών αποτελεσμάτων Loukidis et al. 2009.

Κεφάλαιο 3

Περιγραφή και Επικύρωση Αριθμητικής Μεθοδολογίας

3.1. Περιγραφή Αριθμητικού Προσομοιώματος

Για την περιγραφή της αλληλεπίδρασης υπογείου αγωγού-εδάφους καταρτίζεται προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων στον κώδικα ABAQUS. Στόχος της αριθμητικής διερεύνησης είναι η περιγραφή της αντίστασης του εδάφους σε μετατόπιση του αγωγού στο επίπεδό του. Για το λόγο αυτό οι αναλύσεις διεξάγονται σε συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης. Για το έδαφος χρησιμοποιούνται στοιχεία συνεχούς μέσου μειωμένης ολοκλήρωσης (CPE4R) των οποίων η συμπεριφορά του περιγράφεται από την μεθοδολογία καταστατικής προσομοίωσης όπως αυτή παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 2. Καθότι στόχος είναι η διερεύνηση αποκλειστικά της εδαφικής συμπεριφοράς, ο αγωγός θεωρείται άκαμπτος και προσομοιώνεται με άκαμπτα δισδιάστατα στοιχεία τύπου R2D2. Μεταξύ αγωγού και εδάφους ορίζεται διεπιφάνεια, η διατμητική αντίσταση της οποίας υπακούει το νόμο του Coulomb με μέγιστη διατμητική τάση $\tau_{max} = \mu * \sigma$, με συντελεστή τριβής $\mu = \tan\varphi_{\mu}$, όπου φ_{μ} η γωνία τριβής μεταξύ αγωγού και εδάφους. Οι μεγαλύτερες τιμές της φ_{μ} αντιστοιχούν σε τραχείες επιφάνειες ενώ, οι χαμηλότερες τιμές σε λείες. Σύμφωνα με τους **Yimsiri et al. (2004)** η τιμή της φ_{μ} κυμαίνεται από 50 έως 100% της μέγιστης γωνίας τριβής φ'_p , ενώ σύμφωνα με τις οδηγίες ALA 2001, το ποσοστό αυτό κυμαίνεται περί το 80% για τραχείς χαλύβδινους αγωγούς. Στην πραγματικότητα, η γωνία τριβής της διεπιφάνειας αναμένεται να μεταβάλλεται με την αναπτυσσόμενη διατμητική παραμόρφωση (όπως μεταβάλλεται η γωνία τριβής του εδάφους από φ_{peak} έως φ_{crit}). Υπέρ της απλούστευσης όμως, και χωρίς να δημιουργείται σημαντική μεταβολή στα αποτελέσματα, στα πλαίσια της παρούσας εργασίας γίνεται η θεώρηση ενός ενιαίου συντελεστή τριβής $\mu = 0.5$, ο οποίος αντιστοιχεί περίπου στο 80% της γωνίας τριβής του εδάφους στην κρίσιμη κατάσταση ($\varphi_{CS} \approx 32^\circ$). Τέλος, η διεπιφάνεια αυτή επιτρέπει την αποκόλληση στην περίπτωση ανάπτυξης ορθών εφελκυστικών τάσεων. Η επιβολή της φόρτισης γίνεται σε δύο βήματα. Αρχικά, εκτελείται το γεωστατικό βήμα κατά το οποίο με τη βοήθεια κατάλληλης υπορουτίνας αποδίδεται το μέτρο ελαστικότητας και οι γεωστατικές τάσεις που αντιστοιχούν σε κάθε κόμβο. Στο δεύτερο βήμα, επιβάλλεται σταδιακά μετατόπιση στον αγωγό και σε κάθε βήμα υπολογισμού ανανεώνονται οι τιμές της ενεργής γωνίας εσωτερικής τριβής, της γωνίας διαστολικότητας και του μέτρου ελαστικότητας ανάλογα με τη μέση τάση και την πλαστική διατμητική παραμόρφωση.

3.2. Επικύρωση Αριθμητικής Μεθοδολογίας

Έχοντας ως σκοπό την ενίσχυση της αξιοπιστίας της αριθμητικής μεθοδολογίας της παρούσας εργασίας, παρουσιάζεται η σύγκριση των αριθμητικών προβλέψεων με τα πειραματικά αποτελέσματα μετατόπισης εγκιβωτισμένων αγωγών σε οριζόντια κατεύθυνση και κατακόρυφη εξόλκευση. Για κατακόρυφη προς τα κάτω κίνηση αγωγού, λόγω έλλειψης πειραμάτων, η σύγκριση γίνεται με αναλυτικές σχέσεις της βιβλιογραφίας σε φέρουσα ικανότητα.

Πίνακας 3.1			
Παράμετρος	Πυκνή άμμος	Μέτρια άμμος	Χαλαρή άμμος
A_ψ	5	5	5
k_ψ	0.8	0.8	0.8
C_1	0.22	0.22	0.22
C_2	0.11	0.11	0.11
m	0.252	0.252	0.252
ϕ'_c	36	32	31
K	180	90	40
n	0.8	0.8	0.8
ν	0.2	0.2	0.2
k_σ	0.5	0.5	0.5
Dr (%)	80	45	0
$\gamma_{εδ}$ (kN/m ³)	17.7	16.4	14.8

Οριζόντια μετατόπιση αγωγού

Οι *Trautmann and O'Rourke (1985)* πραγματοποίησαν μια σειρά πειραμάτων με σκοπό τον προσδιορισμό της εδαφικής αντίστασης σε οριζόντια μετακίνηση αγωγού σε πυκνή, μέτρια και χαλαρή άμμο. Στα πλαίσια της συγκεκριμένης εργασίας προσομοιώθηκαν αριθμητικά τα πειράματα για αγωγό διαμέτρου $D = 0.1 \text{ m}$ σε βάθος εγκιβωτισμού $H = 0.15, 0.35, 0.55, 0.8$ και 1.1 m για κάθε μία από τις άμμους. Το βάθος εγκιβωτισμού μετράται μέχρι το κέντρο του αγωγού όπως φαίνεται και στο **Σχήμα 3.1** όπου απεικονίζεται ένας τυπικός κάρναβος που χρησιμοποιήθηκε για τις αναλύσεις της αριθμητικής

προσομοίωσης των πειραμάτων αυτών. Επίσης, στον **Πίνακα 3.1** αναγράφονται οι παράμετροι όπως προέκυψαν σύμφωνα με τη βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος.

Ακόμα, στα **Σχήματα 3.2, 3.4 και 3.6** παρουσιάζονται οι παραμορφωμένοι κάρναβοι για την πυκνή, τη μέτρια και τη χαλαρή άμμο αντίστοιχα. Ενώ, στα **Σχήματα 3.3, 3.5 και 3.7** φαίνονται τα διαγράμματα εδαφικής αντίστασης ως προς τη μετακίνηση του αγωγού.

Πίνακας 3.2		
Παράμετρος	Μέτρια - Πυκνή άμμος	Χαλαρή άμμος
A_ψ	5	5
k_ψ	0.8	0.8
C_1	0.14	0.14
C_2	0.11	0.11
m	0.252	0.252
φ'_c	31	31
K	52	60
n	0.5	0.5
ν	0.2	0.2
K_σ	0.5	0.5
Dr (%)	65	30
$\gamma_{\delta\delta}$ (kN/m ³)	15.8	14.3

Κατακόρυφη εξόλκευση αγωγού

Για την αξιολόγηση των προβλέψεων της αριθμητικής μεθοδολογίας για την αντίσταση σε προς τα πάνω μετατόπιση εγκιβωτισμένου αγωγού, χρησιμοποιούνται τα αποτελέσματα αντίστοιχων πειραμάτων των **Vazouras et al. (2020)**. Στην συγκεκριμένη εργασία χρησιμοποιήθηκε ξηρή άμμος σε δύο σχετικές πυκνότητες: μέτρια πυκνότητα ($Dr = 65\%$, $\gamma_{soil} = 15.8kN/m^3$) και χαλαρή πυκνότητα ($Dr = 30\%$, $\gamma_{soil} = 14.3kN/m^3$). Στη μέτριας πυκνότητας άμμο έχουν προσομοιωθεί πειραματικές δοκιμές για αγωγό διαμέτρου $D = 0.1m$ σε βάθος $H_c = 0.3, 0.5, 0.8m$ και για αγωγό διαμέτρου $D = 0.2m$ σε βάθος $H_c = 0.5, 0.8m$. Όπου H_c ορίζεται το βάθος κάλυψης του αγωγού μετρούμενο έως την άνω παρειά του

αγωγού όπως απεικονίζεται στο **Σχήμα 3.8** όπου φαίνεται ένας τυπικός κάρναβος από τις αναλύσεις προσομοίωσης των πειραμάτων. Στη χαλαρή άμμο έχουν οι δοκιμές που έχουν προσομοιωθεί είναι για αγωγό διαμέτρου $D = 0.1m$ σε βάθος $H_c = 0.3, 0.5, 0.8m$. Στον **Πίνακα 3.2** αναγράφονται οι τιμές των παραμέτρων του καταστατικού για την αριθμητική προσομοίωση των προαναφερθέντων πειραμάτων.

Ακόμα, στο **Σχήμα 3.9** παρουσιάζονται οι παραμορφωμένοι κάρναβοι για την πυκνή άμμο ενώ, στο **Σχήμα 3.11** για τη χαλαρή. Ακόμα, στα **σχήματα 3.10** και **3.12** φαίνονται τα διαγράμματα εδαφικής αντίστασης προς μετακίνηση του αγωγού.

Φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού

Σχετικά με την κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση του αγωγού παρατηρείται μια έλλειψη πειραματικών δεδομένων. Για τον λόγο αυτό, η επαλήθευση της αριθμητικής μεθοδολογίας γίνεται μέσω σύγκρισης των προβλέψεων με αναλυτικές σχέσεις της βιβλιογραφίας. Μία τέτοια σχέση υιοθετείται από τις οδηγίες ALA 2001 για την βαθμονόμηση των κατακόρυφων ελατηρίων προσομοίωσης της φέρουσας ικανότητας του εδάφους. Η σχέση αυτή έχει την προέλευσή της από αναλυτικές επιλύσεις σύμφωνα με τη θεωρία οριακής ισορροπίας για αντίστοιχες γεωτεχνικές κατασκευές όπως οι εγκιβωτισμένες πλάκες αγκύρωσης και τα λωριδωτά θεμέλια. Η μέγιστη εδαφική αντίσταση δίνεται από τη σχέση [1]:

$$Q_d = N_c c D + N_q \gamma H D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2} \quad [1]$$

Όπου N_c, N_q, N_γ : συντελεστές φέρουσας ικανότητας

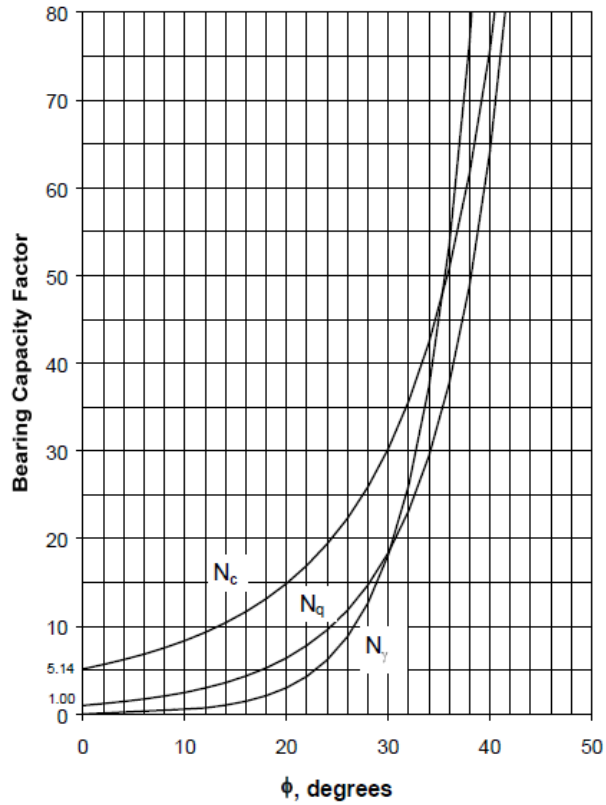
$$N_c = [\cot(\varphi + 0.001)] \{ \exp[\pi \tan(\varphi + 0.001)] \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi + 0.001}{2} \right) - 1 \}$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = e^{0.18\varphi - 2.5}$$

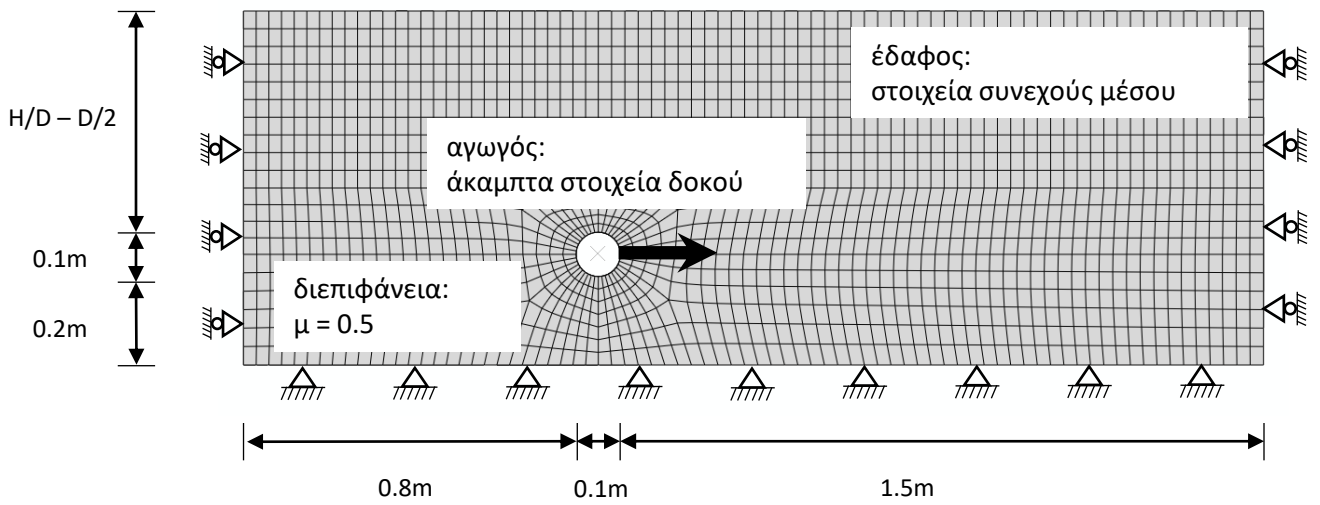
$$\gamma = \text{ειδικό βάρος του εδάφους}$$

Οι γραφικές παραστάσεις των συντελεστών N_c, N_q, N_γ δίνονται στην **Εικόνα 3.1**.

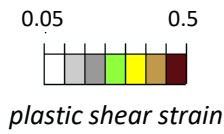


Εικόνα 3.1. Η κατανομή των συντελεστών N_c, N_q, N_γ με την εσωτερική γωνία τριβής.

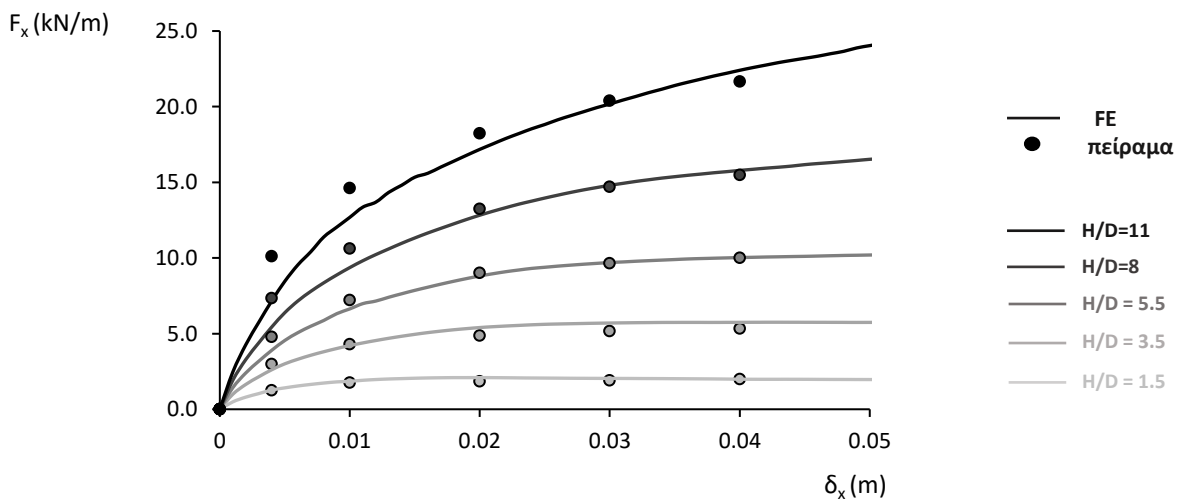
Για τη σύγκριση της αριθμητικής μεθοδολογίας με την ανωτέρω αναλυτική σχέση έχουν πραγματοποιηθεί αναλύσεις με σταθερή γωνία εσωτερικής τριβής $\phi = 32, 34, 36, 38$ και 40° και $\gamma = 16.5kN/m^3$ για αγωγό διαμέτρου $D = 0.4m$ σε σχετικά βάθη εγκιβωτισμού $H/D = 2$ και 4 . Η σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων και της πρόβλεψης της σχέσης [1] δίνεται στο **Σχήμα 3.14** ενώ, οι σχετικοί παραμορφωμένοι κάρναβοι στο **Σχήμα 3.13**.



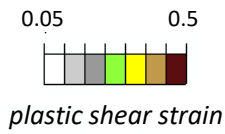
Σχήμα 3.1 Λεπτομέρειες του αριθμητικού προσομοιώματος για την προσομοίωση πειραμάτων οριζόντιας μετακίνησης αγωγού από τους Trautmann and O'Rourke (1985).



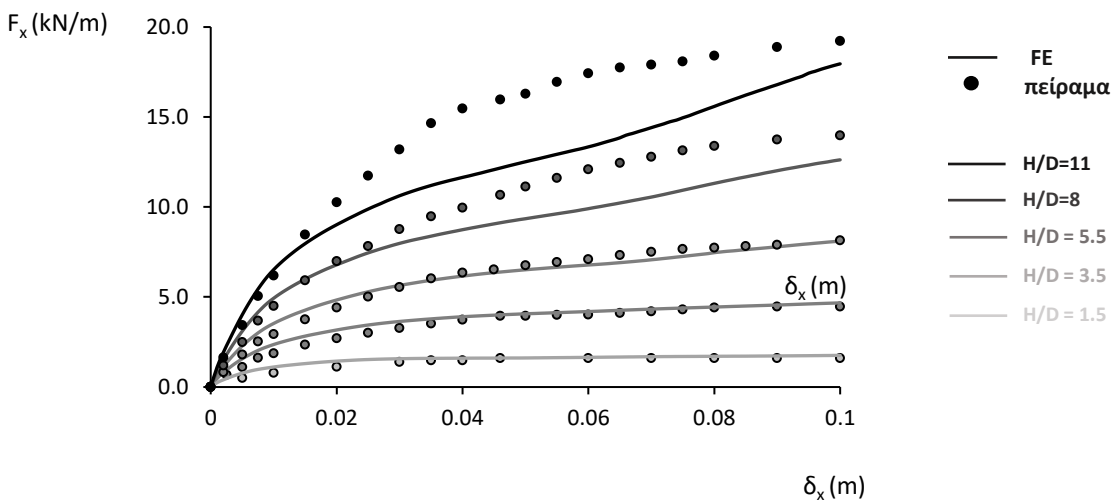
Σχήμα 3.4. Σύγκριση αριθμητικής μεθοδολογίας με αποτελέσματα πλευρικής μετατόπισης αγωγού (Trautmann and O'Rourke 1985) για άμμο με $Dr = 45\%$. Παραμορφωμένος κάρναβος με ισοΰψείς πλαστικών παραμορφώσεων (α) για $H/D = 1.5$, (β) για $H/D = 3.5$, (γ) για $H/D = 5.5$ και (δ) για $H/D = 8$.



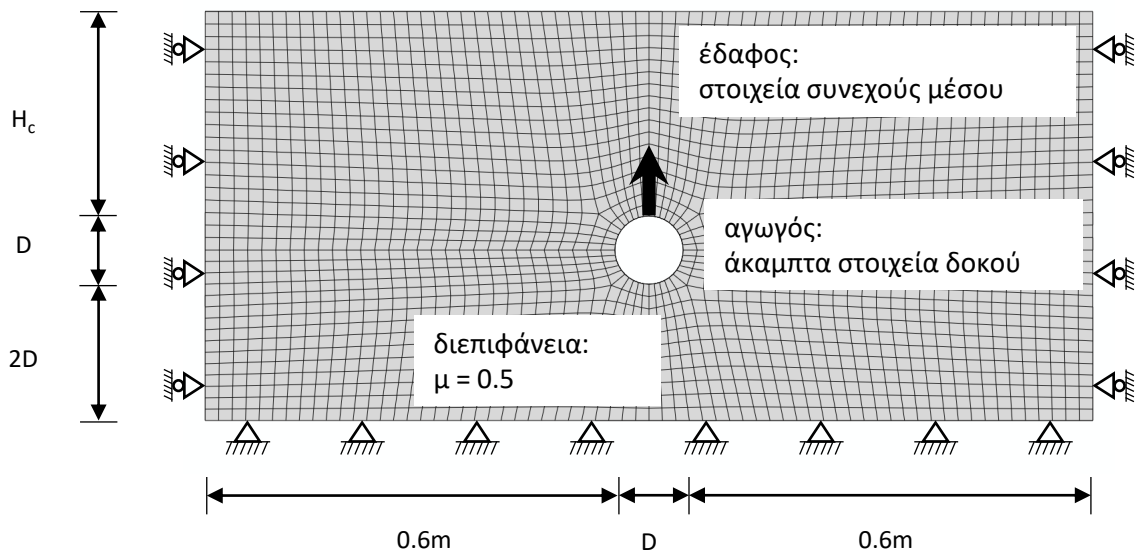
Σχήμα 3.5. Σύγκριση καμπύλων δύναμης – μετατόπισης.



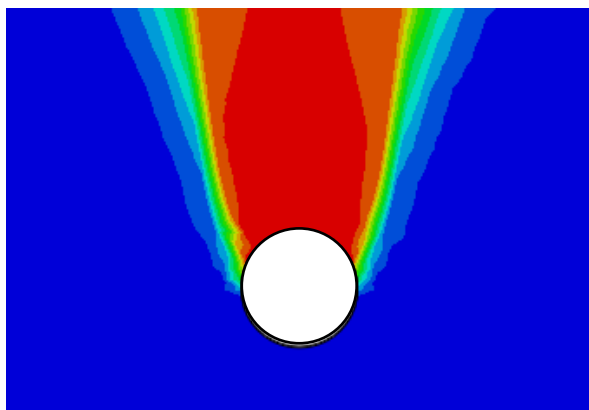
Σχήμα 3.6. Σύγκριση αριθμητικής μεθοδολογίας με αποτελέσματα πλευρικής μετατόπισης αγωγού (Trautmann and O'Rourke 1985) για άμμο με $D_r = 0\%$. Παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων (α) για $H/D = 1.5$, (β) για $H/D = 3.5$, (γ) για $H/D = 5.5$ και (δ) για $H/D = 8$.



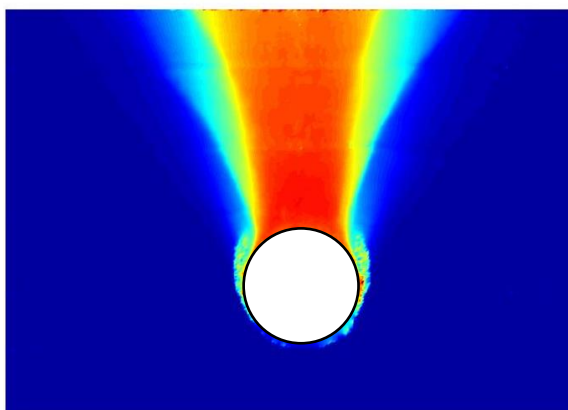
Σχήμα 3.7. Σύγκριση καμπύλων δύναμης – μετατόπισης.



Σχήμα 3.8. Λεπτομέρειες του αριθμητικού προσομοιώματος για την προσομοίωση πειραμάτων κατακόρυφης εξόλκευσης του αγωγού από Vazouras et al. (2020).

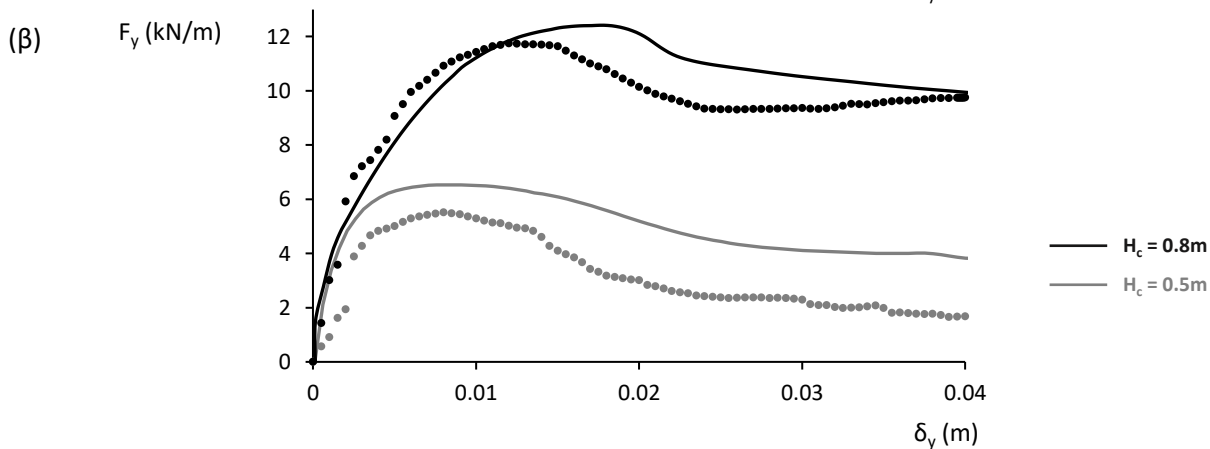
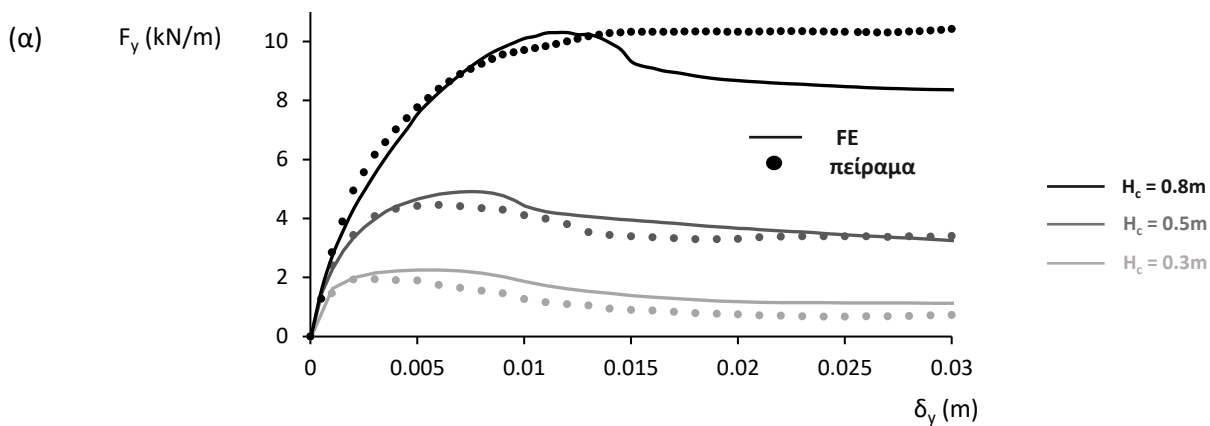


(α)

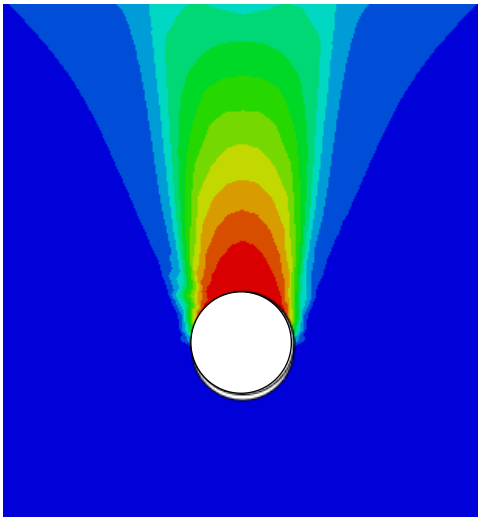


(β)

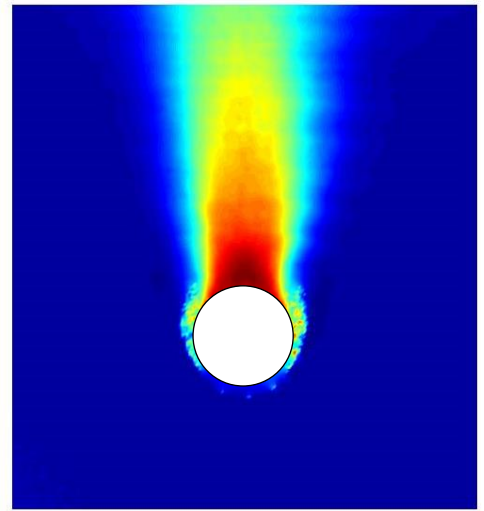
Σχήμα 3.9. Σύγκριση αριθμητικής μεθοδολογίας με αποτελέσματα κατακόρυφης εξόλκευσης αγωγού (Vazouras et al 2020) εγκιβωτισμένου σε βάθος $H_c/D = 3$, εντός άμμου με $D_r = 65\%$. (α) Παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς μετακινήσεων και (β) κατανομή των μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια του πειράματος για μετατόπιση $\Delta u = 5$ mm.



Σχήμα 3.10. Σύγκριση καμπύλης δύναμης αντίστασης-μετατόπισης για διάμετρο αγωγού (α) $D = 0.1m$, (β) $D = 0.2m$.

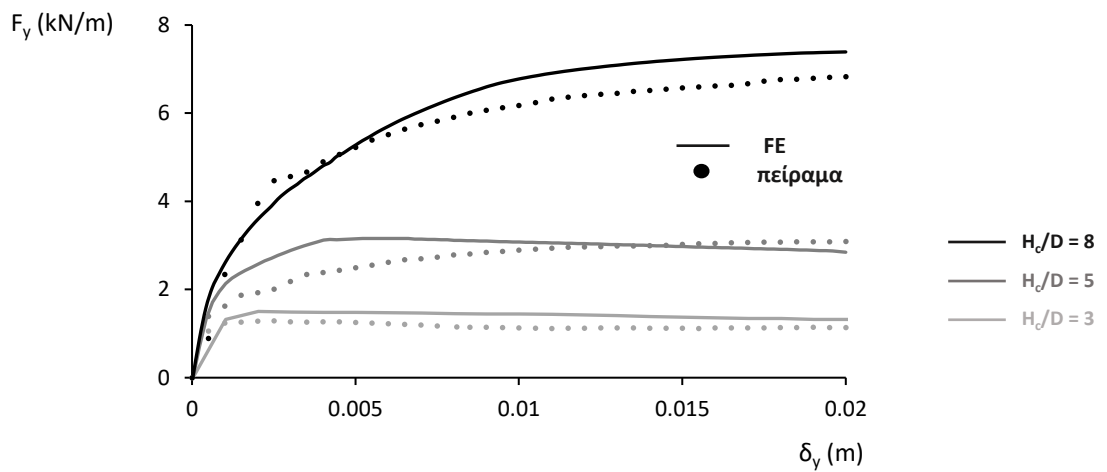


(α)

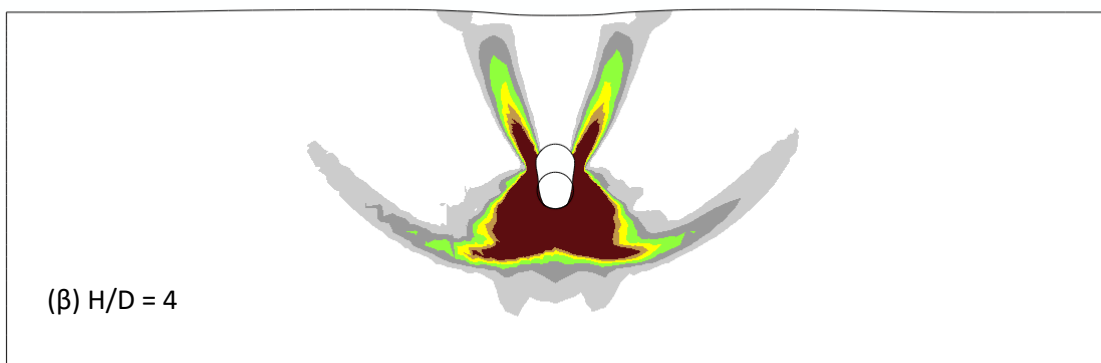
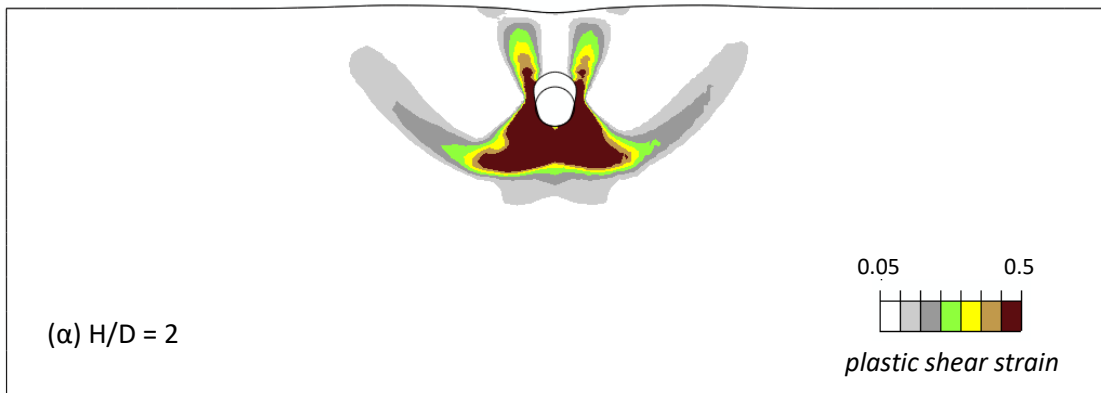


(β)

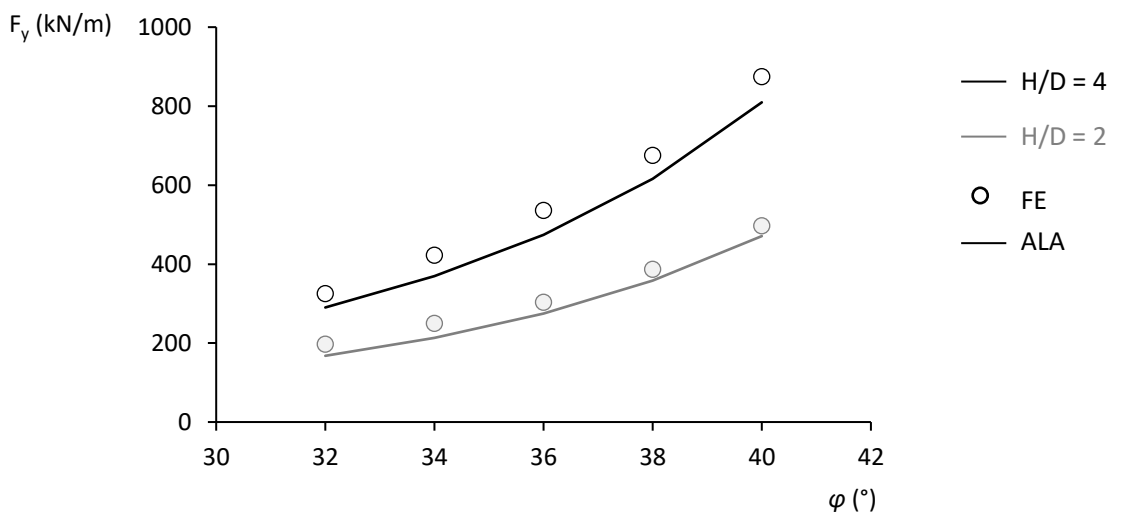
Σχήμα 3.11. Σύγκριση αριθμητικής μεθοδολογίας με αποτελέσματα κατακόρυφης εξόλκευσης αγωγού (Vazouras et al 2020) εγκιβωτισμένου σε βάθος $H_c/D = 3$, εντός άμμου με $D_r = 30\%$. (α) Παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς μετακινήσεων και (β) κατανομή των μετατοπίσεων κατά τη διάρκεια του πειράματος για μετατόπιση $\Delta u = 5 \text{ mm}$.



Σχήμα 3.12. Σύγκριση καμπύλης δύναμης αντίστασης-μετατόπισης.



Σχήμα 3.13. (α) Παραμορφωμένος κάρναβος με ισοϋψείς μέγιστων διατμητικών πλαστικών παραμορφώσεων για $H/D = 2$ και (β) $H/D = 4$.



Σχήμα 3.14. Σύγκριση αριθμητικής μεθοδολογίας με αναλυτικές σχέσεις για την φέρουσα ικανότητα εδάφους σε κατακόρυφη προς τα κάτω μετατόπιση του αγωγού κατά ALA (2001).

Κεφάλαιο 4

Εδαφική αντίσταση στους κύριους ορθογωνικούς άξονες

4.1. Εισαγωγή

Στο συγκεκριμένο κεφάλαιο εξετάζεται παραμετρικά η αντίσταση του εδάφους σε μετατόπιση του αγωγού κατά τους κύριους ορθογωνικούς άξονες. Στόχος είναι ο υπολογισμός της μέγιστης εδαφικής αντίστασης σε «καθαρή» μετακίνηση δηλαδή στις περιπτώσεις αυτές που δεν υπάρχει σύζευξη ανάμεσα στον οριζόντιο και κατακόρυφο μετακινησιακό βαθμό ελευθερίας. Διερευνώνται παραμετρικά οι σημαντικότερες παράμετροι του προβλήματος: (α) η επίδραση του λόγου εγκιβωτισμού του αγωγού θεωρώντας ένα μεγάλο εύρος ρηχών και βαθιών αγωγών, (β) η επίδραση των φαινομένων κλίμακας θεωρώντας ένα εύρος διαμέτρων του αγωγού και (γ) η αντοχή και η ενδοσιμότητα του εδάφους εξετάζοντας δύο περιπτώσεις, μια χαλαρή άμμο με $D_r = 30\%$ και μία πυκνή με $D_r = 75\%$.

4.2. Περιγραφή του προβλήματος

Όπως προαναφέρθηκε, η διερεύνηση γίνεται για δύο περιπτώσεις μη συνεκτικών εδαφών: ενός συστολικού με σχετική πυκνότητα $D_r = 30\%$ και ενός διαστολικού με $D_r = 75\%$. Σύμφωνα με την καταστατική μεθοδολογία που παρουσιάστηκε στο Κεφάλαιο 2, για την περιγραφή της συμπεριφοράς του πρώτου χρησιμοποιείται ένα προσομοίωμα Mohr-Coulomb με εξάρτηση της γωνίας τριβής ϕ και του μέτρου ελαστικότητας E με την μέση τάση p' , ενώ για το δεύτερο λαμβάνεται επιπλέον υπόψη η μείωση της αντοχής και η συγκέντρωση των πλαστικών παραμορφώσεων στη ζώνη διάτμησης μέσω των αντίστοιχων σχέσεων. Οι παράμετροι που χρησιμοποιήθηκαν για την βαθμονόμηση του καταστατικού προσομοιώματος εμφανίζονται στον **Πίνακα 4.1**. Για την πυκνή άμμο ειδικά, γίνεται η υπόθεση πως η θεωρητική κρίσιμη γωνία τριβής (που αντιστοιχεί στην κρίσιμη κατάσταση) δεν επιτυγχάνεται για μικρές τάσεις, μια υπόθεση που ακολουθεί τις ενδείξεις των πειραματικών δεδομένων. Έτσι, θεωρείται μια εκθετική συσχέτιση ανάμεσα στην «ενεργή» φ_{res} και την θεωρητική φ_{cs} η οποία και εμφανίζεται στο Σχήμα 4.1.

Επιπλέον, εξετάζεται ένα αρκετά μεγάλο εύρος λόγων εγκιβωτισμού του αγωγού, από $H/D = 1$ έως $H/D = 15$. Οι μικροί λόγοι εγκιβωτισμού αποτελούν λογικοί και συνήθεις για περιπτώσεις αγωγών μεταφοράς υδρογονανθράκων που κατά κανόνα έχουν μεγάλες διαμέτρους. Κατ' επέκταση, ο εγκιβωτισμός τους γίνεται σε μικρά σχετικά βάθη, καθώς μεγαλύτεροι λόγοι εγκιβωτισμού θα απαιτούσαν πολύ μεγάλες εκσκαφές. Αντίθετα, οι μεγάλοι λόγοι εγκιβωτισμού συναντώνται σε αγωγούς διανομής (π.χ. φυσικού αερίου) των οποίων οι διάμετροι είναι σχετικώς μικρές (περί τα 10 με 20 cm) και οι οποίοι τοποθετούνται σε ελάχιστο βάθος 1 m.

Τέλος εξετάζεται κ η επίδραση της διαμέτρου του αγωγού κρατώντας σταθερές τις άλλες παραμέτρους (λόγος εγκιβωτισμού και σχετική πυκνότητα), σε μια προσπάθεια να διερευνηθούν τα φαινόμενα κλίμακας. Επιλέγεται ένα εύρος διαμέτρων από 0.1 m έως 1 m, για να ληφθούν υπόψη τόσο αγωγοί διανομής όσο και αγωγοί μεταφοράς.

Πίνακας 4.1		
Παράμετρος	Πυκνή άμμος	Χαλαρή άμμος
A_ψ	5	5
k_ψ	0.8	0.8
C_1	0.14	-
C_2	0.11	-
m	0.252	-
K	300	120
n	0.5	0.5
ν	0.2	0.2
k_σ	0.5	0.5
Dr (%)	75	30
$\gamma_{\epsilon\delta}$ (kN/m^2)	20	20

Στο **Σχήμα 4.2** παρουσιάζεται το αριθμητικό προσομοίωμα (ενδεικτικά για την ανάλυση της οριζόντιας μετατόπισης αγωγού) που χρησιμοποιήθηκε για την αριθμητική διερεύνηση. Το έδαφος προσομοιώνεται με στοιχεία συνεχούς μέσου ενώ, ο αγωγός με άκαμπτα στοιχεία δοκού. Μεταξύ αγωγού και εδάφους ορίζεται σχέση διεπιφάνειας που διέπεται από το νόμο Coulomb με $\mu = 0.5$. Η επιβολή της φόρτισης γίνεται σε δύο βήματα. Αρχικά, εκτελείται το γεωστατικό βήμα κατά το οποίο με

τη βοήθεια κατάλληλης υπορουτίνας αποδίδεται το μέτρο ελαστικότητας και οι γεωστατικές τάσεις που αντιστοιχούν σε κάθε κόμβο. Στο δεύτερο βήμα, επιβάλλεται σταδιακά μετατόπιση στον αγωγό και σε κάθε βήμα υπολογισμού ανανεώνονται οι τιμές της ενεργής γωνίας εσωτερικής τριβής, της γωνίας διαστολικότητας και του μέτρου ελαστικότητας ανάλογα με τη μέση τάση και την πλαστική διατμητική παραμόρφωση. Σκοπός είναι η αποτύπωση της συμπεριφοράς αγωγού – εδάφους για μετακίνηση αποκλειστικά οριζόντια ή κατακόρυφη. Ωστόσο, η μετατόπιση επιβάλλεται κάθε φορά (κατά x ή κατά y) χωρίς να δεσμεύεται η μετατόπιση στον άλλον άξονα έχοντας ως στόχο τον υπολογισμό της “καθαρής” αντοχής στην αντίστοιχη κατεύθυνση.

4.3. Εδαφική αντίσταση σε οριζόντια μετατόπιση του αγωγού

Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για την εδαφική αντίσταση σε οριζόντια μετακίνηση του αγωγού αναδείξαν τρεις μηχανισμούς αστοχίας, οι οποίοι εξαρτώνται κυρίως από το σχετικό βάθος του αγωγού H/D και οι οποίοι παρουσιάζονται στο **Σχήμα 3**.

Μηχανισμός I:

Στο **Σχήμα 4.3α** παρουσιάζεται ο πρώτος γενικός μηχανισμός αστοχίας σε διάτμηση που παρατηρείται για μικρά σχετικά βάθη εγκιβωτισμού. Κατά το μηχανισμό αυτό σχηματίζονται το ενεργητικό και το παθητικό πρίσμα πίσω και μπροστά από τον αγωγό αντίστοιχα, με τις διατμητικές ζώνες να μορφώνονται περί τα πρίσματα αυτά και να εκτείνονται προς την επιφάνεια του εδάφους.

Μηχανισμός III:

Στο **Σχήμα 4.3γ** παρουσιάζεται ένας τοπικός μηχανισμός αστοχίας που παρατηρείται σε μεγαλύτερους λόγους εγκιβωτισμού. Η διατμητική ζώνη σε αυτή την περίπτωση καθώς σχηματίζεται γυρνάει γύρω από τον αγωγό και τον περικλύει δημιουργώντας μία σχεδόν κυκλική τοπική αστοχία.

Μηχανισμός II:

Στο **Σχήμα 4.3β** εμφανίζεται ένας συνδυαστικός μηχανισμός αστοχίας των δύο προηγουμένων που παρατηρείται σε ενδιάμεσα σχετικά βάθη εγκιβωτισμού. Σε αυτή την περίπτωση οι έλικες φαίνεται να εκτείνονται προς την επιφάνεια του εδάφους αν και η αστοχία προκύπτει ουσιαστικά από την τοπική ζώνη διάτμησης που σχηματίζεται γύρω από τον αγωγό η οποία δείχνει να συγκεντρώνει και τις

μεγαλύτερες πλαστικές διατμητικές παραμορφώσεις. Η εμφάνιση του μηχανισμού αυτού επισημαίνει τη μετάβαση από το μηχανισμό αστοχίας I στο μηχανισμό αστοχίας III.

Οι παρατηρήσεις αυτές είναι σύμφωνες με αντίστοιχες παρατηρήσεις της βιβλιογραφίας (π.χ. Chaloulos et al., 2015). Το αποτέλεσμα των τριών αυτών διακριτών μηχανισμών αστοχίας αποτυπώνεται γλαφυρά στις κανονικοποιημένες καμπύλες δύναμης μετατόπισης. Στο **Σχήμα 4.4α** εμφανίζονται οι κανονικοποιημένες καμπύλες δύναμης-μετατόπισης για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 1$ m, σε έδαφος πυκνότητας $D_r = 30\%$ για σχετικά βάθη $H/D = 1, 2, 5$ και 7 . Η δύναμη αντίστασης F_x κανονικοποιείται με το μέγεθος γHD , το οποίο θεωρείται μια ένδειξη της τάσης στο επίπεδο του αγωγού, ενώ η μετατόπιση κανονικοποιείται με τη διάμετρο του αγωγού. Για τις περιπτώσεις $H/D = 1$ και $H/D = 2$ εμφανίζεται μια πρακτικώς γραμμική αύξηση της μέγιστης αντοχής, συμπεριφορά η οποία είναι αναμενόμενη με δεδομένο πως και για τα δύο σχετικά βάθη ο μηχανισμός αστοχίας είναι ο ρηχός μηχανισμός I (ο οποίος αποτυπώνεται στους παραμορφωμένους καννάβους που συνοδεύουν το σχήμα). Με την αύξηση του βάθους αυξάνεται το μήκος της επιφάνειας αστοχίας και οι διατμητικές τάσεις αντίστασης ολοκληρώνονται σε μεγαλύτερο μήκος παράγοντας έτσι μεγαλύτερη δύναμη. Η εικόνα αλλάζει όμως όταν συγκρίνουμε τα δύο μεγαλύτερα βάθη $H/D = 5$ και $H/D = 7$. Για $H/D = 5$ παρατηρείται ο δεύτερος μηχανισμός αστοχίας που μαρτυρά την μετάβαση από τον ρηχό στον βαθύ μηχανισμό. Πράγματι, για $H/D = 7$ η επιφάνεια ολίσθησης περιστρέφεται γύρω από τον αγωγό και αποδεικνύεται πρακτικώς τοπική. Αποτέλεσμα της συμπεριφοράς αυτής είναι η μέγιστη κανονικοποιημένη δύναμη να μην αυξάνεται περεταίρω. Αιτία της απεξάρτησης αυτής της αναπτυσσόμενης μέγιστης κανονικοποιημένης δύναμης από το βάθος είναι το γεγονός πως ο δεύτερος μηχανισμός εμφανίζεται με συγκεκριμένη γεωμετρία ανεξαρτήτως του βάθους, σε αντίθεση με τον ρηχό μηχανισμό όπου το μήκος της επιφάνειας αστοχίας (που εκτείνεται από το βάθος του αγωγού μέχρι την επιφάνεια) προφανώς και εξαρτάται από το βάθος του αγωγού. Μια δεύτερη αλλά εξίσου έντονη αλλαγή στην περίπτωση του βαθιού μηχανισμού αστοχίας είναι η σημαντική αλλαγή στην ευκαμψία του συστήματος. Εξ ορισμού, ο βαθύς – τοπικός μηχανισμός αστοχίας είναι ένας «εύκαμπτος» μηχανισμός, καθώς το έδαφος στην περιοχή του αγωγού να εμφανίζεται περισσότερο ενδόσιμο σε σχέση με την περιοχή μακρύτερα από τον αγωγό και να «απορροφά» το σύνολο της παραμόρφωσης. Αυτή η πιο εύκαμπτη συμπεριφορά του συστήματος αποτυπώνεται στην έντονη μείωση της σχετικής δυσκαμψίας της καμπύλης κανονικοποιημένης δύναμης – κανονικοποιημένης μετατόπισης. Στο **Σχήμα 4.4β** συνοψίζονται οι μέγιστες κανονικοποιημένες δυνάμεις για όλες τις περιπτώσεις σχετικού βάθους που εξετάστηκαν για τον αγωγό διαμέτρου $D = 1$ m σε χαλαρή άμμο με $D_r = 30\%$. Για μικρά σχετικά βάθη όπου ο μηχανισμός αστοχίας I είναι κυρίαρχος, η δύναμη αυξάνεται γραμμικά. Σε σχετικά βάθη περί τα $H/D = 5$ (μηχανισμός

II) η κλίση της καμπύλης μειώνεται (δεν είναι πλέον γραμμική η αύξηση της μέγιστης δύναμης με το βάθος) καθώς εμφανίζεται μια προσαρμογή μέχρι το $H/D = 7$ όπου πλέον παρατηρείται αποκλειστικά ο βαθύς μηχανισμός αστοχίας. Με την εμφάνιση του βαθιού μηχανισμού αστοχίας δεν έχουμε περαιτέρω αύξηση της κανονικοποιημένης αντοχής. Μάλιστα, τα αποτελέσματα των αναλύσεων εμφανίζουν μια μικρή αλλά αισθητή πτώση της μέγιστης κανονικοποιημένης αντίστασης με το βάθος, γεγονός που μπορεί να αποδοθεί στην πτώση των παραμέτρων αντοχής με την αύξηση του βάθους. Με βάση το διάγραμμα αυτό και τα αποτελέσματα των αναλύσεων, η μετάβαση σε πλήρως τοπικό μηχανισμό (και το βάθος στο οποίο σταματάει η αύξηση της κανονικοποιημένης δύναμης) τοποθετείται περίπου στο $H/D = 6$.

Πέραν της επίδρασης του λόγου εγκιβωτισμού, οι αριθμητικές αναλύσεις ανέδειξαν και εμφανή επίδραση των φαινομένων κλίμακας. Στο **Σχήμα 4.5α** και στο **Σχήμα 4.5β** εμφανίζονται οι κανονικοποιημένες καμπύλες δύναμης – μετατόπισης για δύο σχετικά βάθη $H/D = 2$ και $H/D = 5$ εντός χαλαρής άμμου με $D_r = 30\%$ για τρεις διαφορετικές διαμέτρους: $D = 0.1, 0.5$ και 1 m. Πρακτικά, μιλάμε για γεωμετρική ομοιότητα ανάμεσα στους τρεις αγωγούς με τα προσομοιώματα για τους αγωγούς $D = 0.5$ m και $D = 1$ m να είναι 5 και 10 φορές αυξημένα από το αντίστοιχο προσομοίωμα για $D = 0.1$ m. Η σύγκριση αυτή αναδεικνύει την μείωση της κανονικοποιημένης αντοχής με την αύξηση της κλίμακας, συμπεριφορά που είναι αναμενόμενη με δεδομένο πως (κρατώντας σταθερές τις υπόλοιπες παραμέτρους) η μείωση της απόλυτης αναπτυσσόμενης τάσης (μείωση του απόλυτου βάθους δηλαδή) αυξάνει την ενεργή γωνία τριβής και διαστολικότητας. Παράλληλα εμφανίζεται μια αύξηση της δυσκαμψίας για μικρότερες διαμέτρους, η οποία είναι σύμφωνη με την θεώρηση συσχέτισης του μέτρου ελαστικότητας με την τετραγωνική ρίζα της μέσης τάσης (πιθανώς θεώρηση γραμμικής συσχέτισης να είχε ως αποτέλεσμα καλύτερη σύγκριση των δυσκαμψιών με την μεταβολή της διαμέτρου).

Στη συνέχεια, στο **Σχήμα 4.6** συγκεντρώνονται όλα τα αποτελέσματα για τις τρεις (3) διαμέτρους που εξετάστηκαν σε όρους κανονικοποιημένης μέγιστης εδαφικής αντίστασης – λόγου εγκιβωτισμού για έδαφος σχετικής πυκνότητας $D_r(\%) = 30$. Σε αυτό το διάγραμμα φαίνεται ότι η μετάβαση στον τοπικό μηχανισμό αστοχίας III προκύπτει για μεγαλύτερα σχετικά βάθη όσο μικραίνει η διάμετρος του αγωγού. Δηλαδή, ο αγωγός διαμέτρου $D = 1$ m μεταβαίνει στο μηχανισμό αστοχίας III για λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 6$ ενώ οι διάμετροι $D = 0.5$ και 0.1 αναπτύσσουν τοπικό μηχανισμό αστοχίας για $H/D = 7$ και 10 αντίστοιχα. Τελικώς, στο **Σχήμα 4.7** απεικονίζεται ο τρισδιάστατος χώρος της κατανομής της μέγιστης εδαφικής αντίστασης για οριζόντια μετακίνηση αγωγού σε έδαφος σχετικής πυκνότητας $D_r(\%) = 30$ ως προς τη διάμετρο του αγωγού και το λόγο εγκιβωτισμού H/D .

Εν τέλει, στο **Σχήμα 4.8** εξετάζεται η επιρροή της σχετικής πυκνότητας D_r στη μέγιστη εδαφική αντίσταση. Παρατηρείται αντίστοιχη συμπεριφορά με το χαλαρό εδαφικό υλικό με αισθητή διαφορά μόνο στο μέγεθος της μέγιστης αντίστασης και όχι στο πού αυτή αναπτύσσεται. Η ποσοτική αυτή αύξηση για το πυκνό έδαφος οφείλεται στη διαστολικότητα και την ανάπτυξη της μέγιστης εσωτερικής γωνίας τριβής φ'_p που ενεργοποιείται και αποδίδει μία συνολικά μεγαλύτερη αντίσταση ενάντια στην κίνηση του αγωγού. Όμοια με την προηγούμενη περίπτωση του χαλαρού υλικού στο **Σχήμα 4.9** δίνεται ο τρισδιάστατος χώρος της μέγιστης κανονικοποιημένης εδαφικής αντίστασης.

4.4. Εδαφική αντίσταση σε κατακόρυφη εξόλκευση του αγωγού

Σε αυτή την ενότητα, ακολουθώντας την αντίστοιχη διαδικασία, μελετάται η αντίσταση του εδάφους σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετακίνηση αγωγού. Σύμφωνα με τη διεθνή βιβλιογραφία, υπάρχουν δύο κυρίαρχα μοντέλα πρόβλεψης της κατακόρυφης δύναμης εξόλκευσης του αγωγού (**Σχήμα 4.10**). Το πρώτο, το οποίο ονομάζεται μοντέλο κατακόρυφης επιφάνειας ολίσθησης και αναπτύχθηκε από τους Schaminée et al. (1990) υποθέτει ότι η αντίσταση σε κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού πηγάζει από το βάρος των υπερκείμενων γαιών σε συνδυασμό με τις διατμητικές τάσεις που αναπτύσσονται κατά μήκος κατακόρυφων επιπέδων αστοχίας που ξεκινούν από τα πλάγια του αγωγού και διαδίδονται ως την επιφάνεια. Η προσέγγιση αυτή έχει υιοθετηθεί από τους κανονισμούς DNV (Der Norske Veritas (DNV) 2007] υπό την ακόλουθη εξίσωση πρόβλεψης:

$$\frac{R_{peak}}{\gamma HD} = 1 + \left(0.5 - \frac{\pi}{8}\right) \frac{D}{H} + f_p \left[\frac{d}{H} * \left(\frac{H}{D} + 0.5\right)^2 \right] \quad [4.1]$$

Το δεύτερο μοντέλο πρόβλεψης ονομάζεται μοντέλο κεκλιμένων επιπέδων ολίσθησης (White et al., 2001) και προβλέπει τον σχηματισμό συμμετρικών επιπέδων αστοχίας που έχουν κλίση ως προς την κατακόρυφο περίπου ίση με τη γωνία διαστολικότητας του εδάφους. Κάνοντας τη θεώρηση πως η ενεργός ορθή τάση επί των επιπέδων αστοχίας δεν αλλάζει σημαντικά κατά τη διάρκεια της κατακόρυφης εξόλκευσης του αγωγού, η μέγιστη δύναμη αντίστασης μπορεί να περιγραφεί από την παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{R_{peak}}{\gamma HD} = 1 + \left(0.5 - \frac{\pi}{8}\right) * \frac{D}{H} + \left\{ \tan\psi + \frac{1}{2} (\tan\varphi_{peak} - \tan\psi) * [(1 + K_0) - (1 - K_0)\cos 2\psi] \right\} * \left[\frac{d}{H} * \left(\frac{H}{D} + 0.5\right)^2 \right] \quad [4.2]$$

Πρόσφατες πειραματικές ενδείξεις (π.χ. Wang et al., 2010) υποδηλώνουν πως η θεώρηση κατακόρυφων επιπέδων ολίσθησης μπορούν να περιγράψουν ικανοποιητικά την αντίσταση χαλαρών συστολικών εδαφών ενώ αποτελούν παρά μια προσέγγιση της πραγματικότητας για περιπτώσεις διαστολικών εδαφών (πυκνές άμμους ή χαλαρές άμμους σε μικρά βάθη), όπου ο κυρίαρχος μηχανισμός αστοχίας εμφανίζει κεκλιμένα επίπεδα ολίσθησης.

Τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων ανέδειξαν μια περισσότερο περίπλοκη πραγματικότητα. Στο **Σχήμα 4.11**, εμφανίζονται οι διαφορετικοί μηχανισμοί αστοχίας ως εξής:

Μηχανισμός I

Για μικρά σχετικά βάθη παρατηρείται ο ρηχός μηχανισμός αστοχίας στις δύο εκδοχές όπως περιγράφηκαν πιο πάνω. Για χαλαρά συστολικά εδάφη σχηματίζεται μία κατακόρυφη επιφάνεια αστοχίας όπως φαίνεται στο **Σχήμα 4.11α**. Ενώ, για διαστολικά εδάφη ο μηχανισμός διαφοροποιείται και τα κατακόρυφα αυτά επίπεδα παίρνουν μία κλίση με την κατακόρυφο (**Σχήμα 4.11β**).

Μηχανισμός III

Για μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού, όπως και στην οριζόντια αστοχία, ο μηχανισμός γίνεται τοπικός και δε διαδίδεται προς την επιφάνεια του εδάφους αντίθετα, συσσωρεύει το σύνολο των παραμορφώσεων περιμετρικά του αγωγού (**Σχήμα 4.11δ**).

Μηχανισμός II

Μία μεταβατική μορφή αστοχίας παρατηρείται πριν τη δημιουργία του τοπικού μηχανισμού. Αυτός ο μηχανισμός αστοχίας συνδυάζει το ρηχό και το βαθύ μηχανισμό αστοχίας διαδίδοντας κάποιες παραμορφώσεις προς την επιφάνεια του εδάφους αλλά συσσωρεύοντας περιμετρικά του αγωγού το μεγαλύτερο ποσοστό αυτών (**Σχήμα 4.11γ**).

Στο **Σχήμα 4.12** αποτυπώνεται η επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού στην εδαφική αντίσταση σε κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 1$ m εντός χαλαρής άμμου με $D_r = 30\%$. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται σε κανονικοποιημένους άξονες για ευκολία σύγκρισης και διεξαγωγής συμπερασμάτων. Όπως και στην περίπτωση της οριζόντιας μετατόπισης, η εμφάνιση του βαθιού μηχανισμού αστοχίας σηματοδοτεί την μέγιστη κανονικοποιημένη δύναμη αντίστασης, ενώ σε αντίθεση με την συμπεριφορά που παρατηρήθηκε στην οριζόντια μετατόπιση, δεν συνοδεύεται με έντονη αύξηση της δυσκαμψίας. Όπως μαρτυρούν οι παραμορφωμένοι κάρναβοι και το **Σχήμα 4.12β**, η μετάβαση σε έναν καθαρά βαθύ μηχανισμό αστοχίας συμβαίνει για $H/D = 10$.

Στο **Σχήμα 4.13** συνοψίζονται οι μέγιστες κανονικοποιημένες δυνάμεις αντίστασης σε κατακόρυφη εξόλκευση του αγωγού ως συνάρτηση του λόγου εγκιβωτισμού H/D , για τις τρεις διαμέτρους που εξετάστηκαν σε άμμο με $D_r = 30\%$. Αξίζει να παρατηρήσουμε πως, όπως και στην περίπτωση της οριζόντιας μετατόπισης, η επίδραση των φαινομένων κλίμακας είναι αισθητή, με την μικρότερη διάμετρο να εμφανίζει συστηματικά τις μεγαλύτερες κανονικοποιημένες δυνάμεις. Παράλληλα, με την μείωση της κλίμακας του προβλήματος το σύστημα εμφανίζεται σχετικώς πιο δύσκαμπτο, πράγμα που καθυστερεί την εμφάνιση του βαθιού μηχανισμού αστοχίας. Στο **Σχήμα 4.14** συνοψίζονται τα αποτελέσματα των αναλύσεων στον τρισδιάστατο χώρο κανονικοποιημένης δύναμης – λόγου εγκιβωτισμού – διαμέτρου.

Στο **Σχήμα 4.15** αποτυπώνεται η επίπτωση που έχει στην μέγιστη δύναμη η αύξηση της σχετικής πυκνότητας. Παρουσιάζεται παράλληλα η μέγιστη κανονικοποιημένη δύναμη με την αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού για την περίπτωση της χαλαρής άμμου με $D_r = 30\%$ και της πυκνής άμμου για $D_r = 75\%$ (α) για διάμετρο αγωγού $D = 1$ m, (β) $D = 0.5$ m και (γ) $D = 0.1$ m. Η σύγκριση αναδεικνύει μικρή (και σε κάποιες περιπτώσεις αμελητέα) αύξηση της αντοχής με την αύξηση της σχετικής πυκνότητας. Η συμπεριφορά αυτή έχει εξήγηση: η μέγιστη δύναμη εμφανίζεται τη στιγμή που η επιφάνεια αστοχίας αναδύεται στην επιφάνεια. Τη στιγμή εκείνη όλα τα στοιχεία κατά μήκος της επιφάνειας αστοχίας βρίσκονται στην κρίσιμη κατάσταση. Καθότι η αντοχή του εδάφους στην κρίσιμη κατάσταση είναι (σχεδόν) ίδια ανεξαρτήτως της σχετικής πυκνότητας, η μετρούμενη αντίσταση δεν διαφέρει σημαντικά στην περίπτωση της χαλαρής και της πυκνής άμμου.

Στο **Σχήμα 4.16** επιχειρείται η σύγκριση με αποτελέσματα προηγούμενων εργασιών της βιβλιογραφίας. Συγκεκριμένα, παρουσιάζονται δύο διαγράμματα που αναπαριστούν τη μέγιστη κανονικοποιημένη εδαφική αντίσταση προς το λόγο εγκιβωτισμού για (α) χαλαρό και (β) πυκνό μη συνεκτικό έδαφος. Τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας συγκρίνονται με τα πειράματα των **Trautmann et al. (1985)** και τα αριθμητικά αποτελέσματα των **Yimsiri et al. (2004)** και **Kouretzis et al. (2014)**. Η απόκλιση των καμπυλών κρίνεται αμελητέα και η συμβατότητα των αριθμητικών αποτελεσμάτων της συγκεκριμένης εργασίας με τα πειραματικά και αντίστοιχα αριθμητικά δεδομένα της βιβλιογραφίας ενισχύει την εγκυρότητα της μεθοδολογίας.

4.5. Φέρουσα ικανότητα σε κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού

Αντιστοίχως με τα προηγούμενα, διερευνάται η φέρουσα ικανότητα του εδάφους σε κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση του αγωγού. Σε συμφωνία με τα προηγούμενα, οι αριθμητικές αναλύσεις ανέδειξαν την εξάρτηση του μηχανισμού αστοχίας με τον λόγο εγκιβωτισμού του αγωγού όπως εμφανίζεται στο **Σχήμα 4.16**:

Μηχανισμός I

Για σχετικώς μικρά βάθη εγκιβωτισμού εμφανίζεται ο κλασικός μηχανισμός αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα (**Σχήμα 4.17α**) με τη διπλή έλικα να σχηματίζεται στο κάτω μέρος του αγωγού και να στρέφεται προς τα πάνω μέχρι να συναντήσει την επιφάνεια του εδάφους.

Μηχανισμός III

Για μεγάλα βάθη εγκιβωτισμού ο μηχανισμός γίνεται πάλι τοπικός και περικλείει τον αγωγό, με την επιφάνεια του εδάφους να μην επηρεάζεται από την κίνηση του αγωγού. Η εικόνα του μηχανισμού αυτού παρουσιάζεται στο **Σχήμα 4.17γ**.

Μηχανισμός II

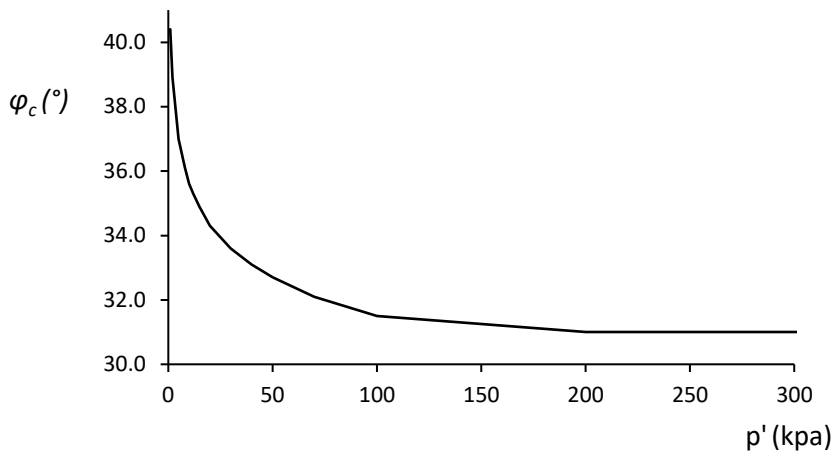
Για ενδιάμεσα βάθη εγκιβωτισμού και πριν συναντήσουμε τον τοπικό μηχανισμό σχηματίζεται ένας μεταβατικός μηχανισμός ο οποίος διαδίδει κάποιες μικρές παραμορφώσεις προς την επιφάνεια αν και οι έντονες παραμορφώσεις παρατηρούνται περιμετρικά του αγωγού. Ο μηχανισμός αυτός απεικονίζεται στο **Σχήμα 4.17β**.

Στο **Σχήμα 4.18** αναπαριστώνται οι κανονικοποιημένες καμπύλες δύναμης μετατόπισης αγωγού με διάμετρο $D = 1m$ για τους τρεις (3) λόγους εγκιβωτισμού που εξετάστηκαν ($H/D = 1, 2, 5$) για έδαφος σχετικής πυκνότητας $D_r(\%) = 30$. Σε αντίθεση με την οριζόντια και την προς τα πάνω μετατόπιση του αγωγού, στην περίπτωση της προς τα κάτω μετατόπισης του αγωγού η κανονικοποιημένη δύναμη φαίνεται να μειώνεται όσο μεγαλώνει ο λόγος εγκιβωτισμού. Η συμπεριφορά αυτή είναι σύμφωνη με τις προβλέψεις των αναλυτικών σχέσεων της βιβλιογραφίας που υιοθετούνται και από διεθνείς οδηγίες σχεδιασμού (**ALA 2001**). Στο Σχήμα 4.19 επιχειρείται μία σύγκριση των αποτελεσμάτων με τις προβλέψεις των αναλυτικών αυτών σχέσεων. Ωστόσο πρέπει να σημειωθεί πως μια τέτοια σύγκριση δεν μπορεί να γίνει άμεσα καθώς οι σχέσεις της βιβλιογραφίας υπολογίζουν την φέρουσα ικανότητα για μία μοναδική γωνία εσωτερικής τριβής, θεώρηση μη συμβατή με το καταστατικό προσομοίωμα που έχει χρησιμοποιηθεί καθώς η γωνία εσωτερικής τριβής συναρτάται με τη μέση αναπτυσσόμενη τάση και την

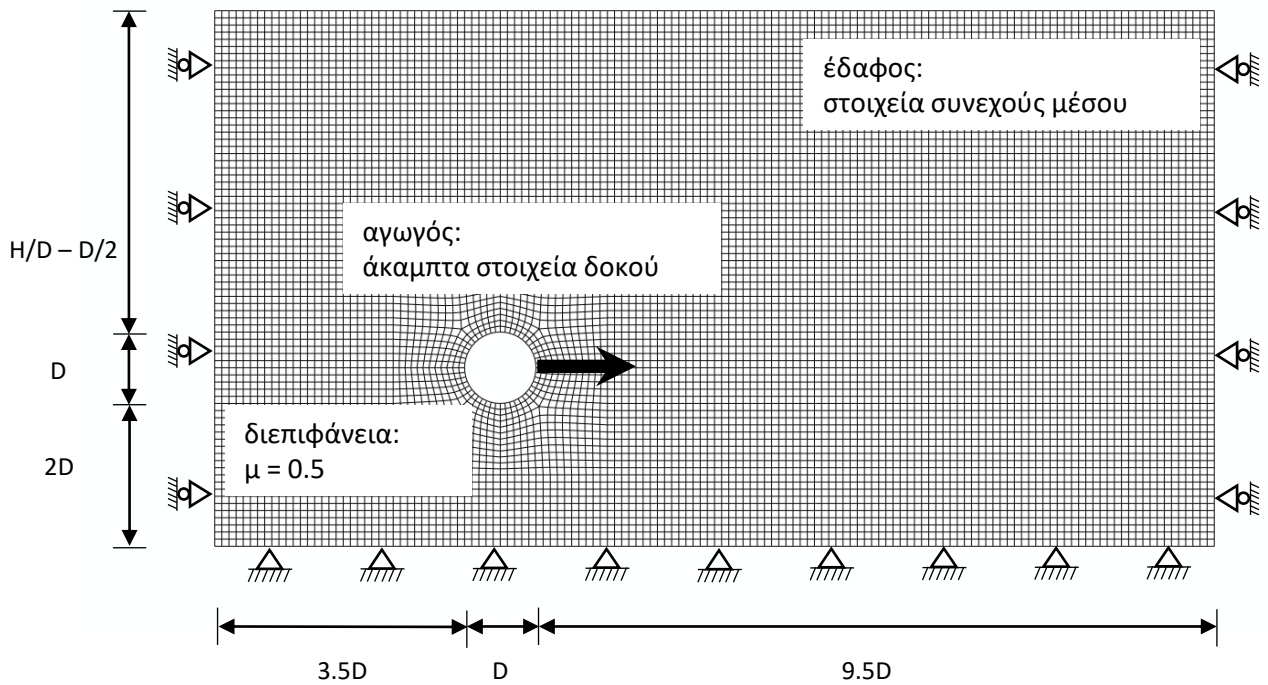
πλαστική διατμητική παραμόρφωση. Έτσι, ενδεικτικά για την περίπτωση του αγωγού με διάμετρο $D = 0.1 \text{ m}$, χρησιμοποιείται μια γωνία $\phi = 37^\circ$ για τον υπολογισμό των προβλέψεων των αναλυτικών σχέσεων η οποία περιγράφει επαρκώς την γωνία εσωτερικής τριβής που συναντάται για τάσεις 1.5 έως 7 kPa ($H = 0.1 \text{ m}$ έως 0.5 m) και η σύγκριση των προβλέψεων των αναλυτικών σχέσεων με τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.19α**. Αντίστοιχα οι ισοδύναμες γωνίες τριβής που περιγράφουν επαρκώς τις περιπτώσεις διαμέτρου $D = 0.5 \text{ m}$ και διαμέτρου $D = 1 \text{ m}$ εκτιμώνται 36° και 34° αντίστοιχα. Η σύγκριση με τις προβλέψεις των αναλυτικών σχέσεων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 4.19β** για $D = 0.5 \text{ m}$ και στο **Σχήμα 4.19γ** για $D = 1 \text{ m}$. Ομολογουμένως, οι προβλέψεις του αριθμητικού προσομοιώματος είναι λίγο μειωμένες σε σχέση με τις προβλέψεις των αναλυτικών επιλύσεων.

Ομοίως με την περίπτωση της οριζόντιας και την περίπτωση της κατακόρυφης μετακίνησης του αγωγού, τα φαινόμενα κλίμακας έχουν και εδώ σημαντική επίδραση, όπως αποτυπώνεται και στο **Σχήμα 4.20**, όπου παρουσιάζονται οι κανονικοποιημένες καμπύλες δύναμης – μετατόπισης για ίδιο σχετικό βάθος και τρεις διαμέτρους αγωγού. Τόσο η επίδραση του λόγου εγκιβωτισμού (μείωση της αντοχής με την αύξηση του βάθους) όσο και η επίδραση των φαινομένων κλίμακας (μείωση της αντοχής με την αύξηση της κλίμακας) παρουσιάζονται συνοπτικά για την περίπτωση της χαλαρής άμμου στον τρισδιάστατο χώρο του **Σχήματος 21**.

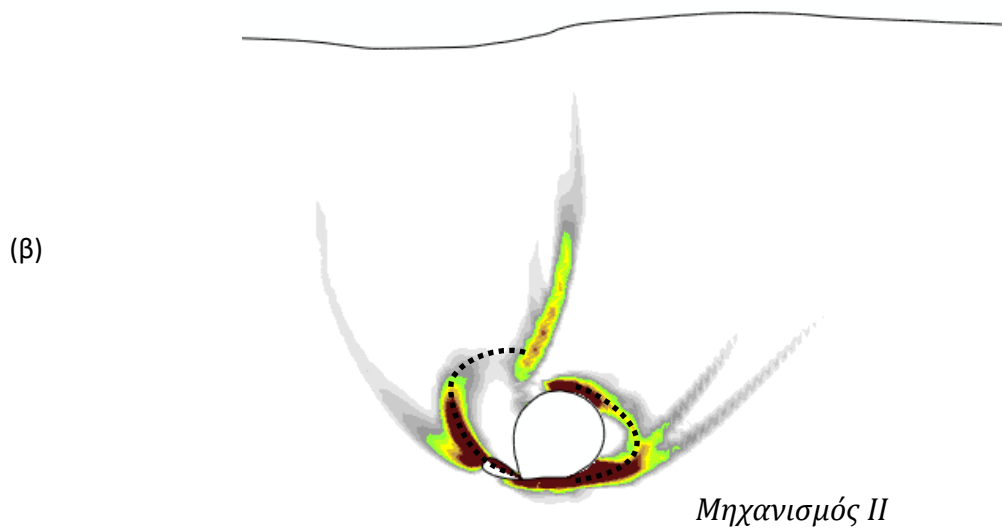
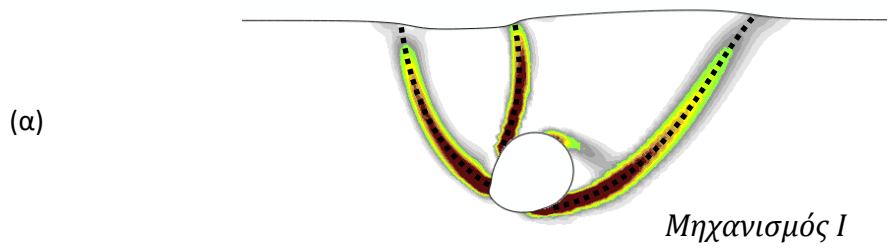
Τέλος, στο **Σχήμα 4.22** παρουσιάζεται συνοπτικά η μέγιστη κανονικοποιημένη δύναμη αντίστασης σε κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού με το λόγο εγκιβωτισμού για την περίπτωση της χαλαρής και της πυκνής άμμου. Όπως είναι αναμενόμενο, η αύξηση της αντοχής του εδάφους δημιουργεί σημαντικές υπεραντοχές στην φέρουσα ικανότητα. Στο **Σχήμα 4.23** συνοψίζεται η επίδραση που έχουν ο λόγος εγκιβωτισμού και η διάμετρος στην υπολογιζόμενη μέγιστη δύναμη αντίστασης για την περίπτωση της πυκνής άμμου στον τρισδιάστατο χώρο κανονικοποιημένης δύναμης – λόγου εγκιβωτισμού και διαμέτρου.



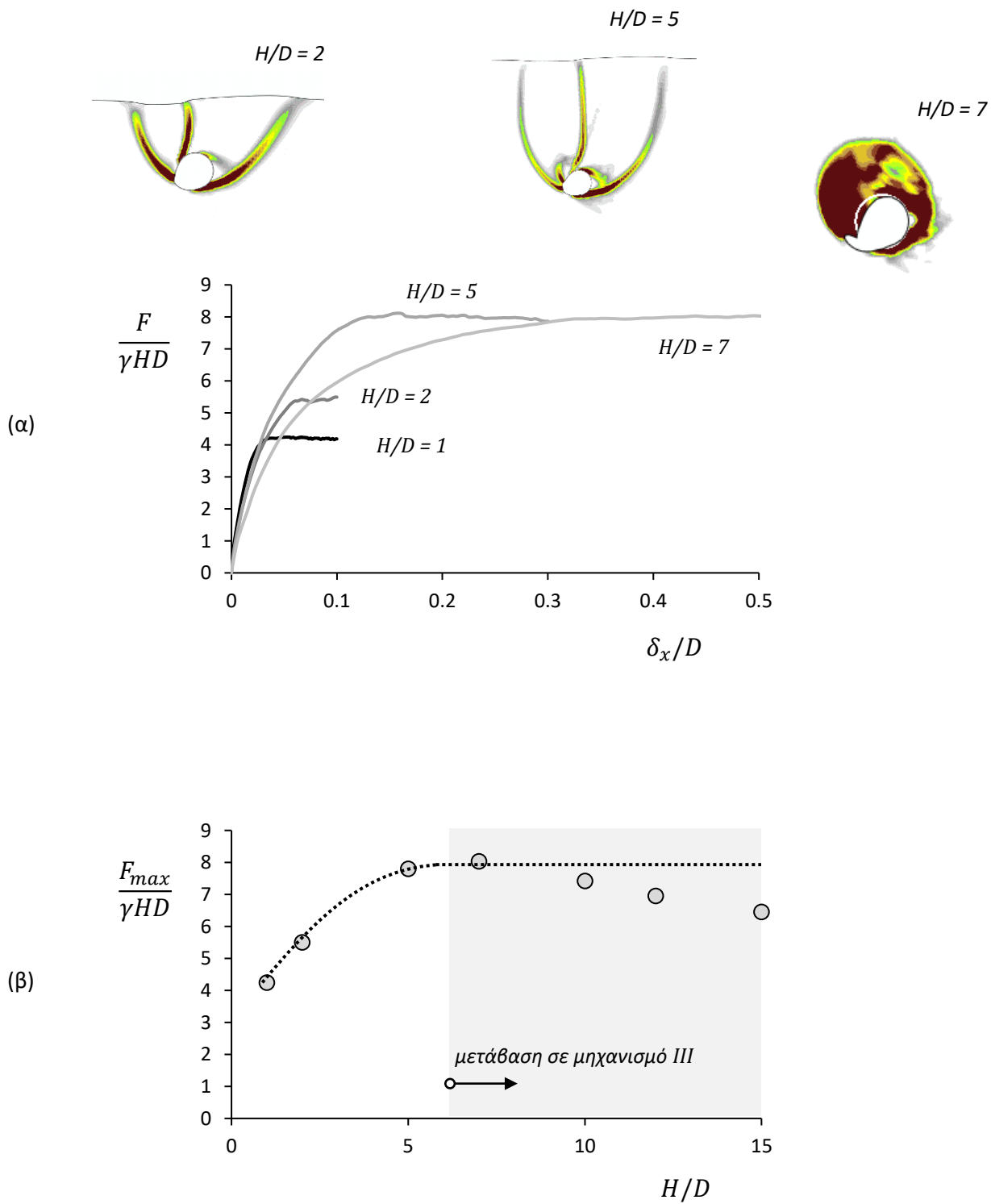
Σχήμα 4.1. Υπόθεση συσχέτισης της παραμένουσας γωνίας τριβής με τη μέση τάση



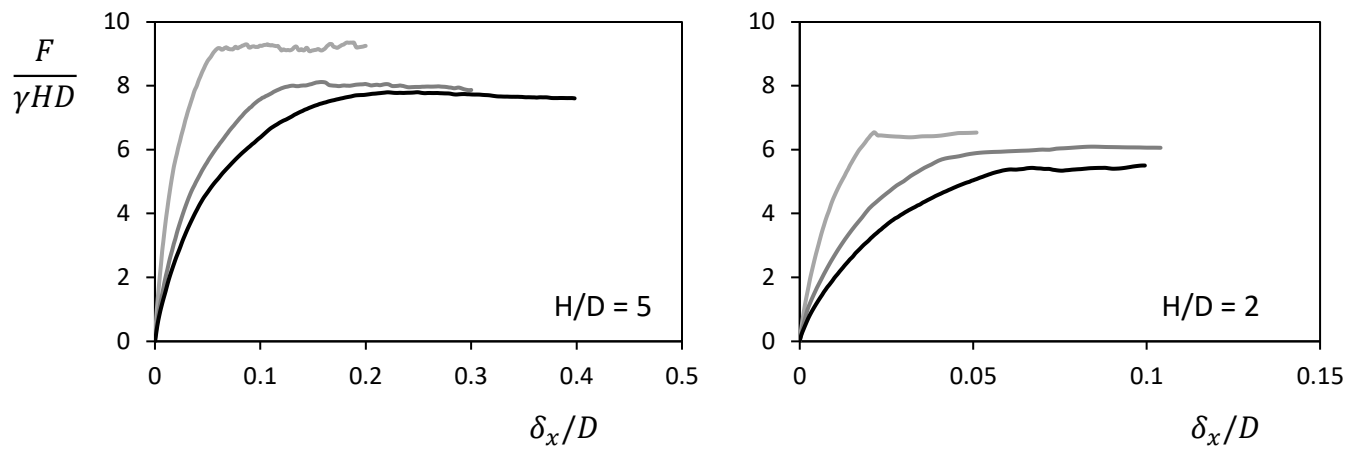
Σχήμα 4.2. Λεπτομέρειες του αριθμητικού προσομοιώματος



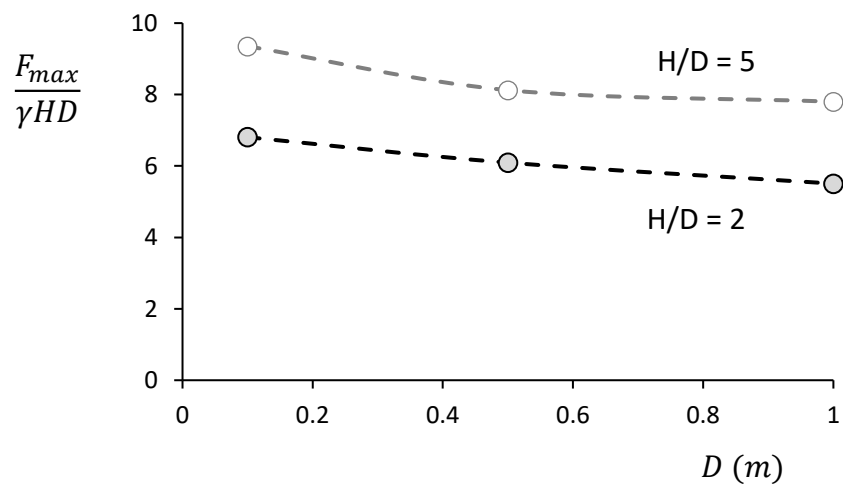
Σχήμα 4.3. Μηχανισμοί εδαφικής αστοχίας με την οριζόντια μετακίνηση του αγωγού αναλόγως του βάθους



Σχήμα 4.4. Η επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού H/D στην μέγιστη εδαφική αντίσταση σε οριζόντια μετακίνηση: η περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$

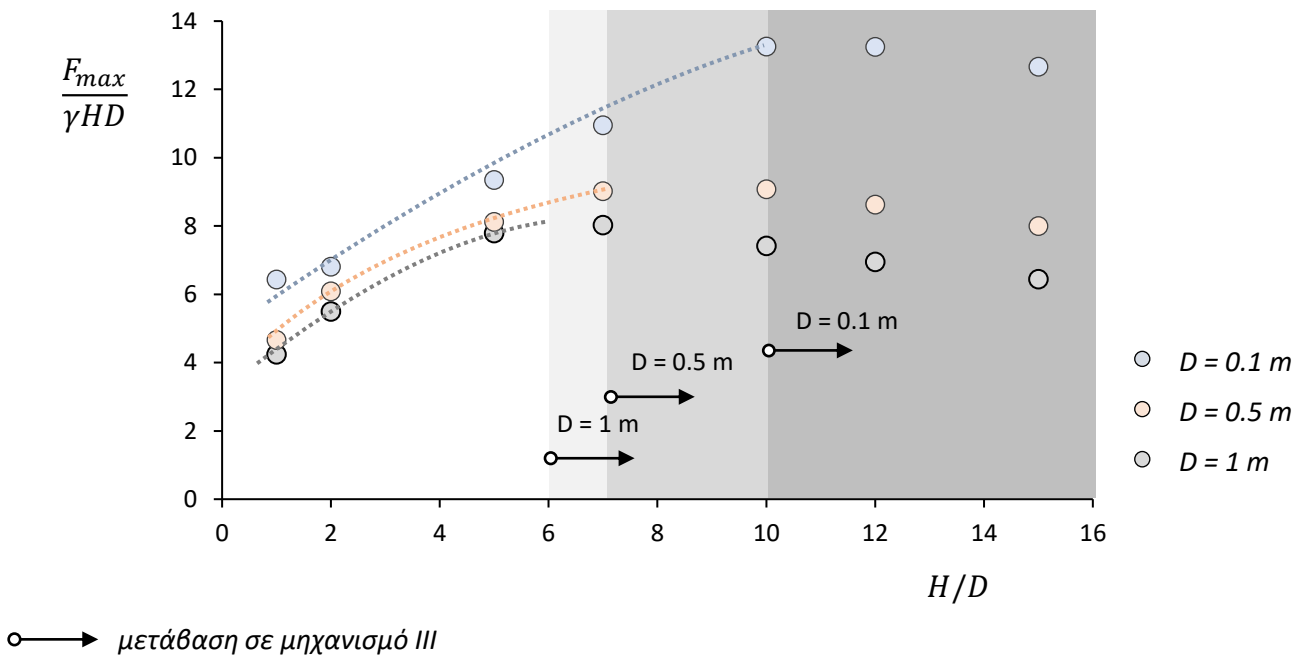


(α) (β)

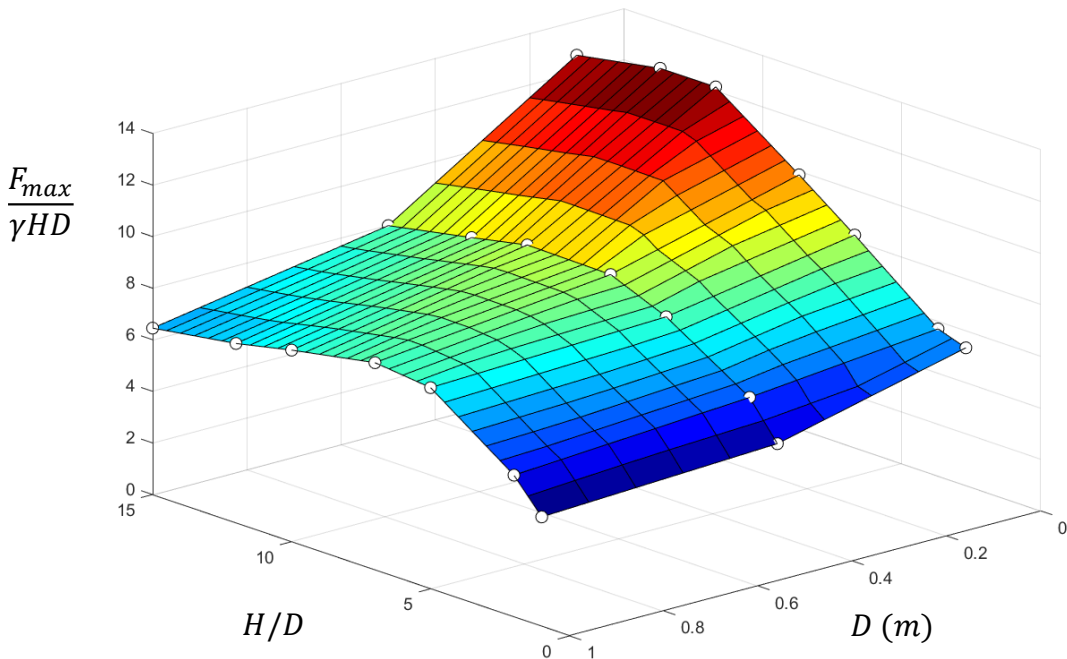


(γ)

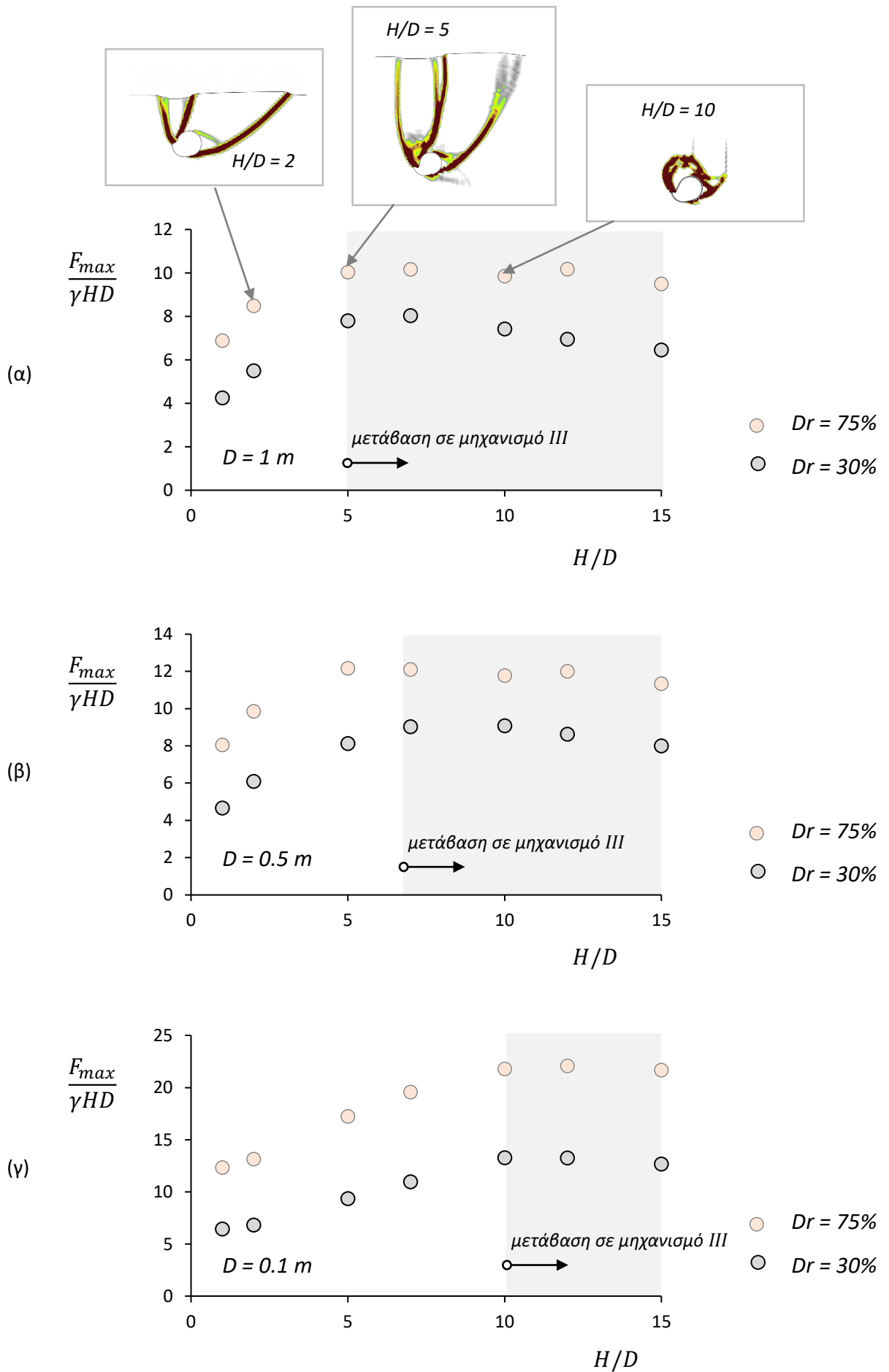
Σχήμα 4.5. Η επίδραση της διαμέτρου του αγωγού D στην μέγιστη εδαφική αντίσταση σε οριζόντια μετακίνηση: η περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$



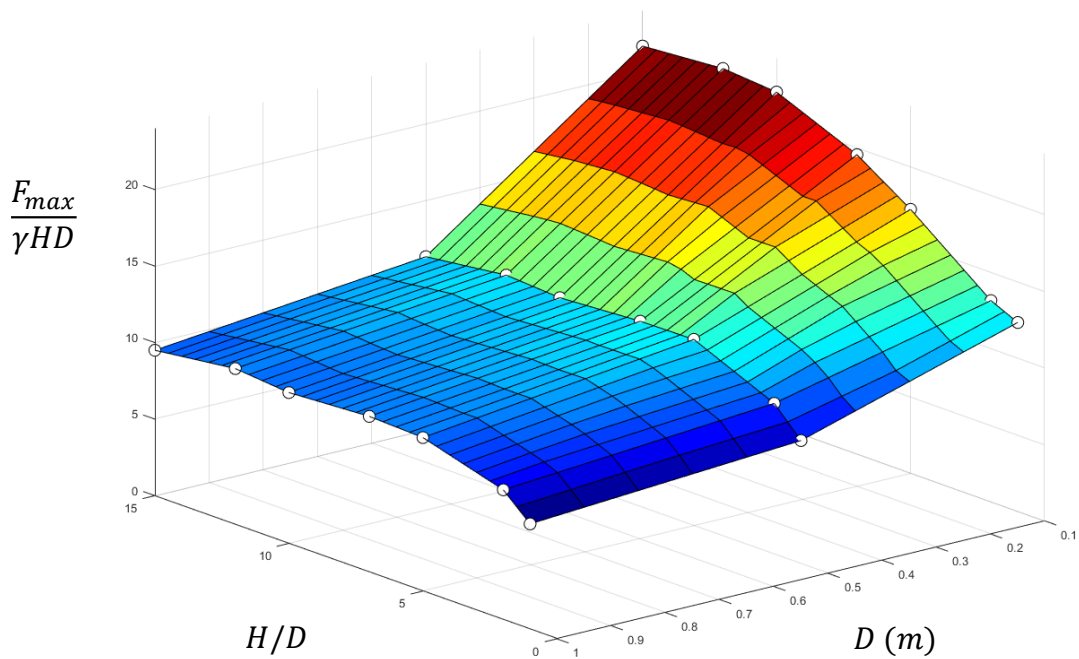
Σχήμα 4.6. Μέγιστη δύναμη αντίστασης σε οριζόντια μετατόπιση του αγωγού ως συνάρτηση του λόγου εγκιβωτισμού H/D για τις τρεις περιπτώσεις διαμέτρων που εξετάστηκαν σε άμμο με $Dr = 30\%$.



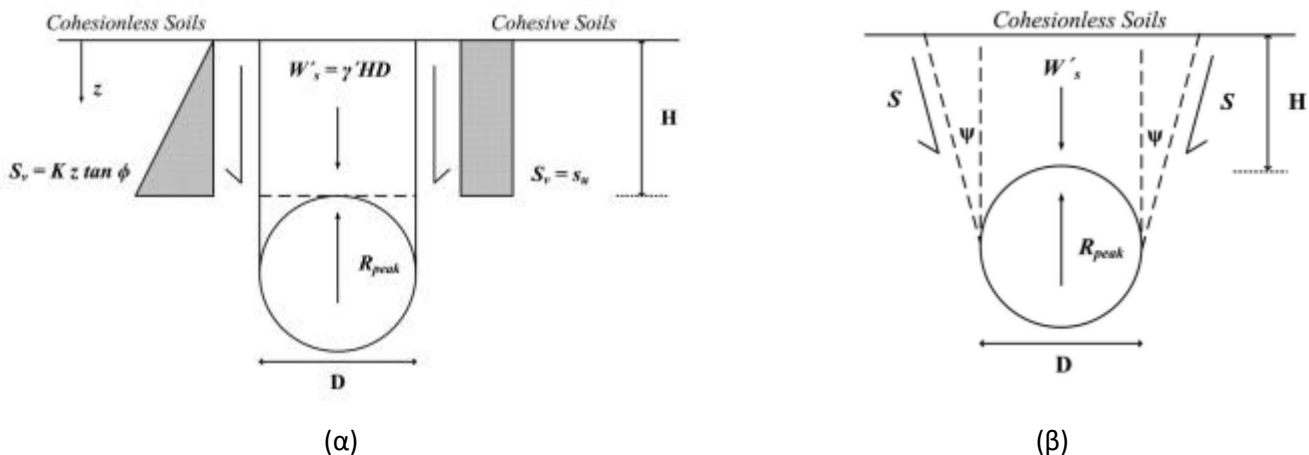
Σχήμα 4.7. Τρισδιάστατος χώρος απεικόνισης της κανονικοποιημένης μέγιστης οριζόντιας εδαφικής αντίστασης συσχετισμένης με την διάμετρο και το λόγο εγκιβωτισμού του αγωγού για την περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



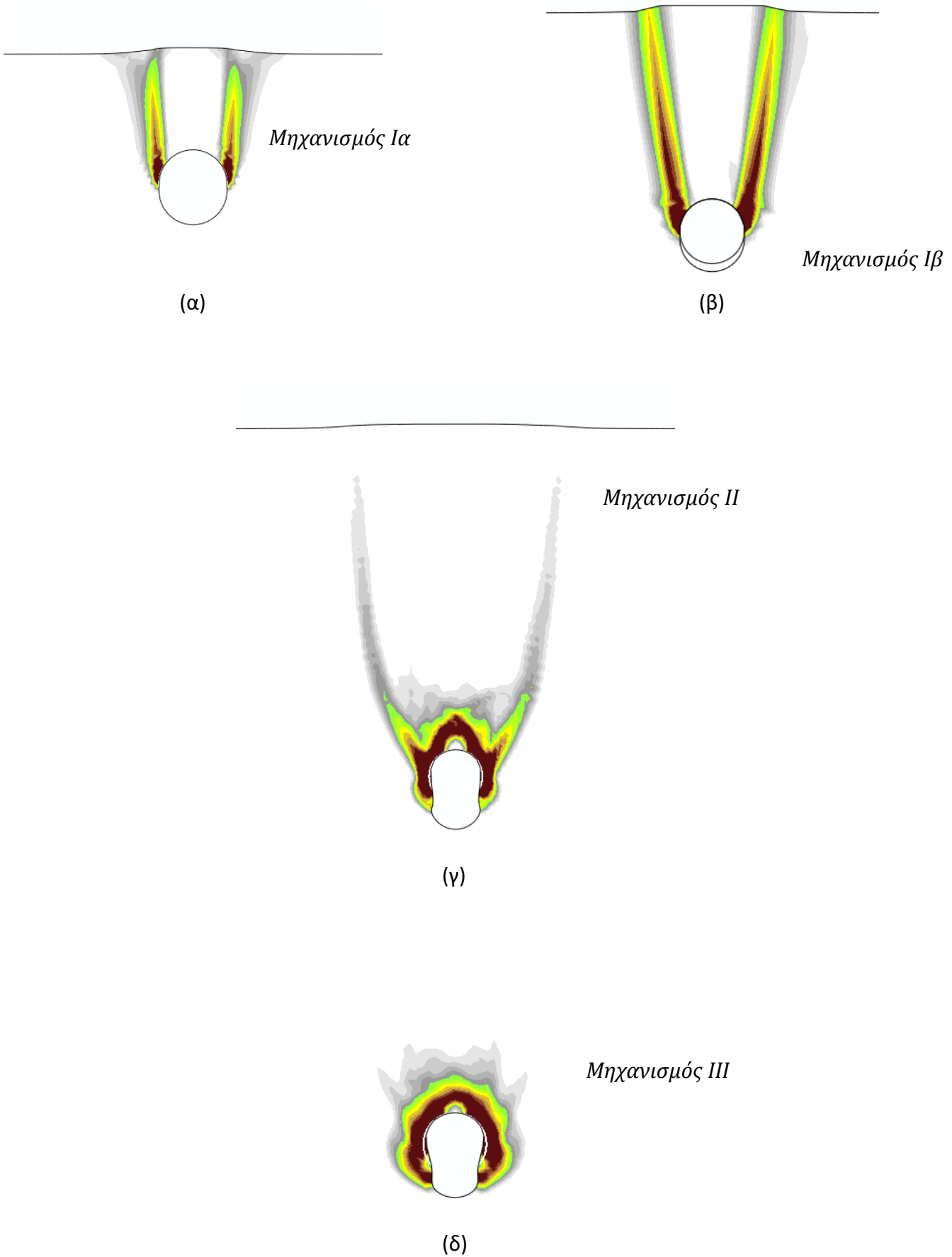
Σχήμα 4.8. Μέγιστη κανονικοποιημένη δύναμη αντίστασης με το λόγο εγκλωβτισμού για την περίπτωση της πυκνής άμμου ($Dr = 75\%$) και της χαλαρής άμμου ($Dr = 30\%$) για διάμετρο (α) $D = 1 \text{ m}$, (β) $D = 0.5 \text{ m}$ και (γ) $D = 0.1 \text{ m}$.



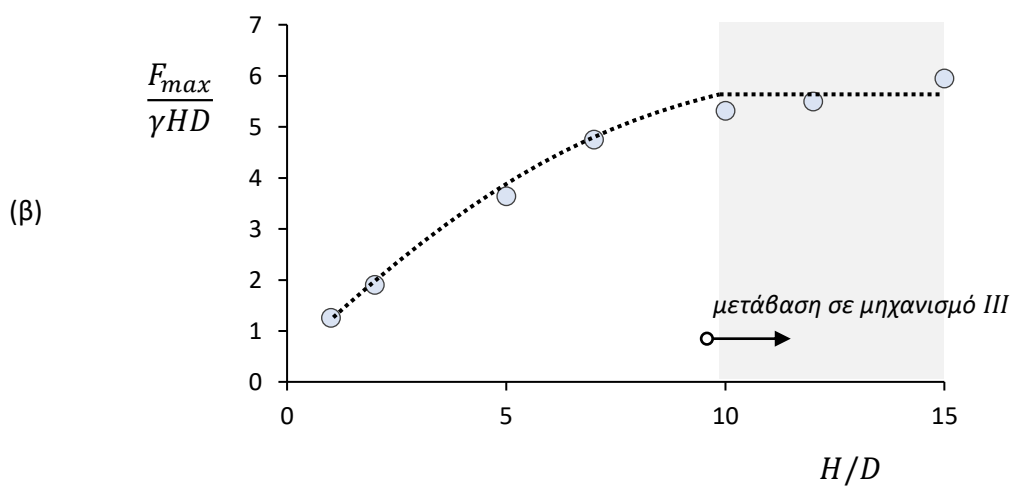
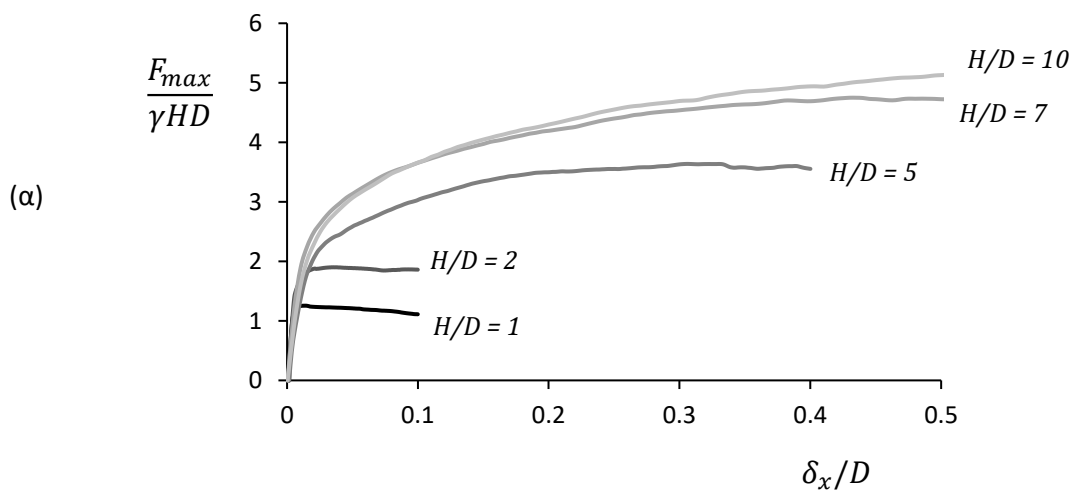
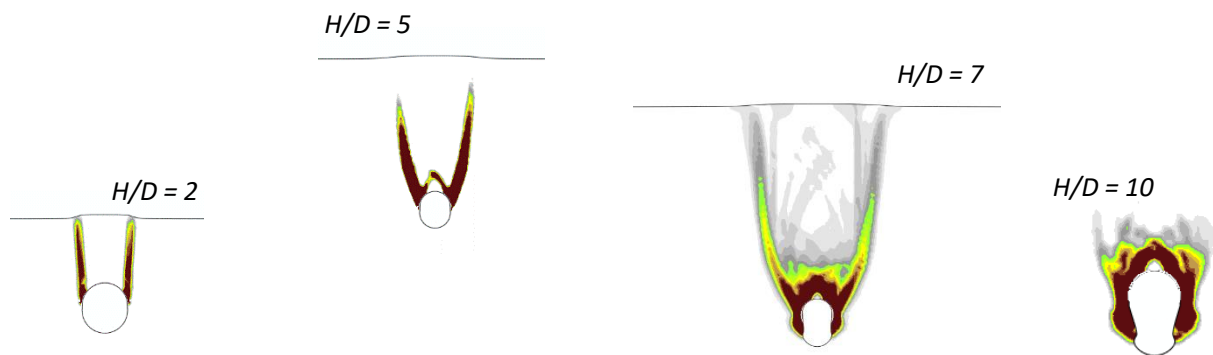
Σχήμα 4.9. Τρισδιάστατος χώρος απεικόνισης της κανονικοποιημένης μέγιστης οριζόντιας εδαφικής αντίστασης συσχετισμένης με την διάμετρο και το λόγο εγκιβωτισμού του αγωγού για την περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 75\%$.



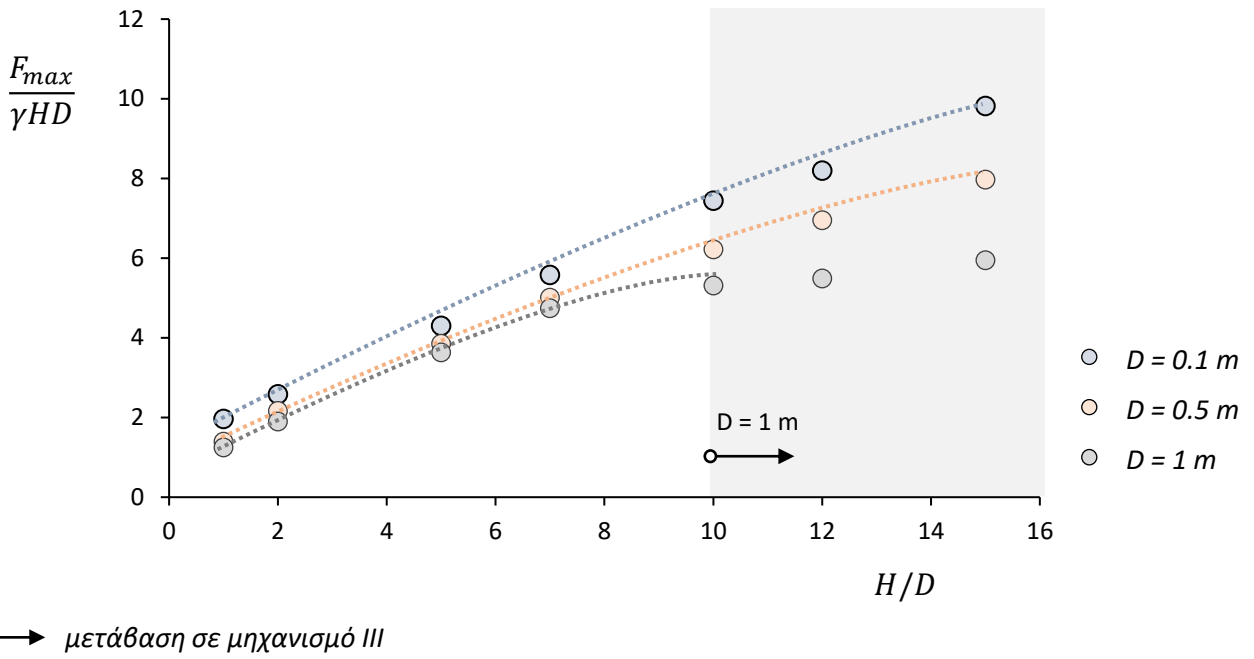
Σχήμα 4.10. Θεωρητικά μοντέλα για την προσομοίωση της εδαφικής αντίστασης στην προς τα πάνω κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού: (α) το μοντέλο κατακόρυφης επιφάνειας ολίσθησης (vertical slip-surface model) και (β) το μοντέλο κεκλιμένης επιφάνειας ολίσθησης (inclined slip-surface model).



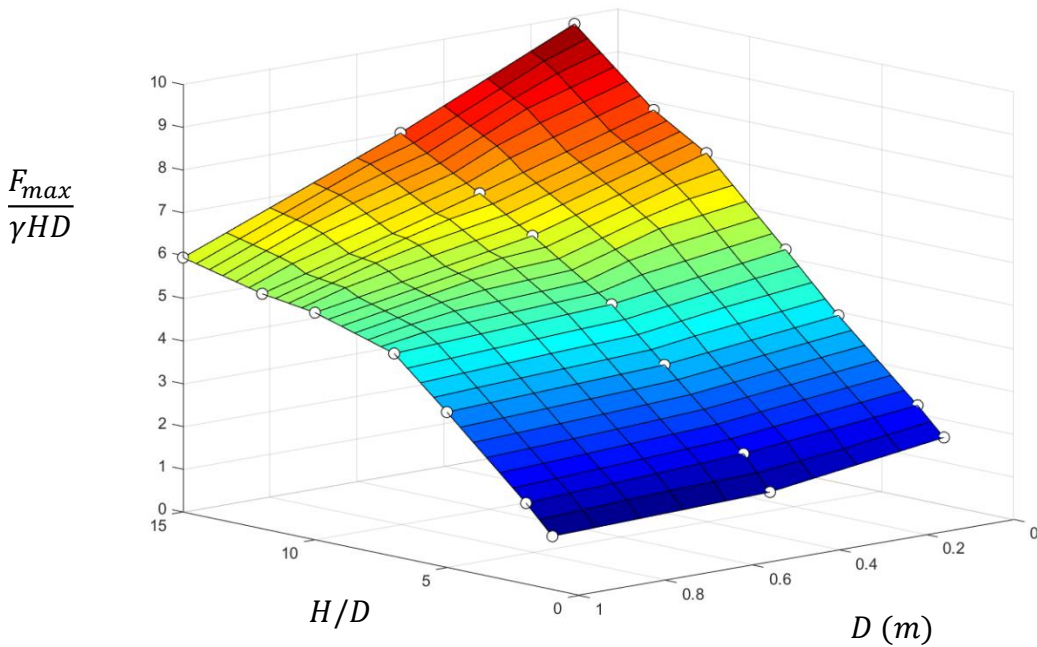
Σχήμα 4.11. Μηχανισμοί εδαφικής αστοχίας με την κατακόρυφη προς τα πάνω μετακίνηση του αγωγού αναλόγως του βάθους.



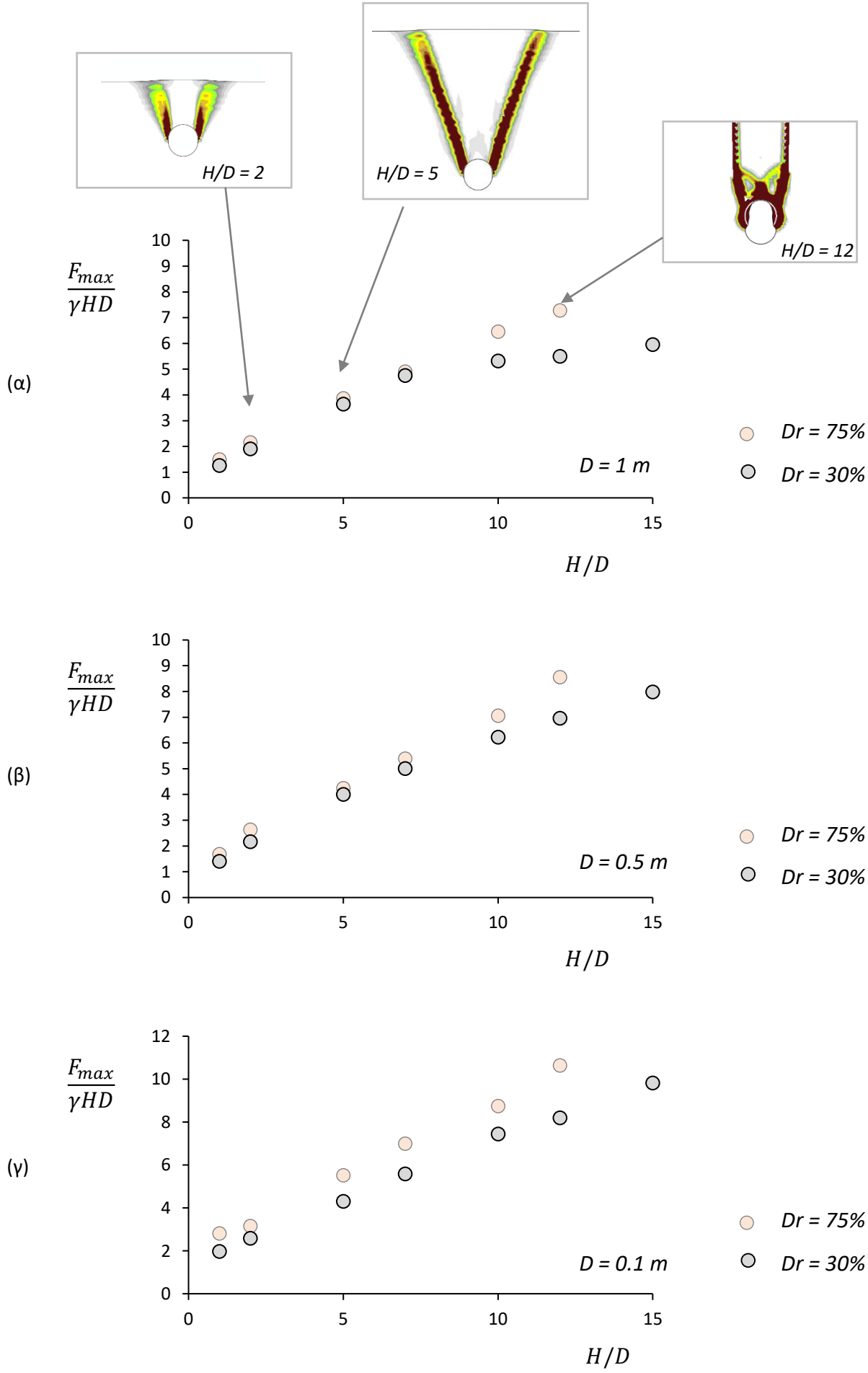
Σχήμα 4.12. Η επίδραση του βάθους εγκιβωτισμού H/D στην μέγιστη εδαφική αντίσταση σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετακίνηση: η περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$



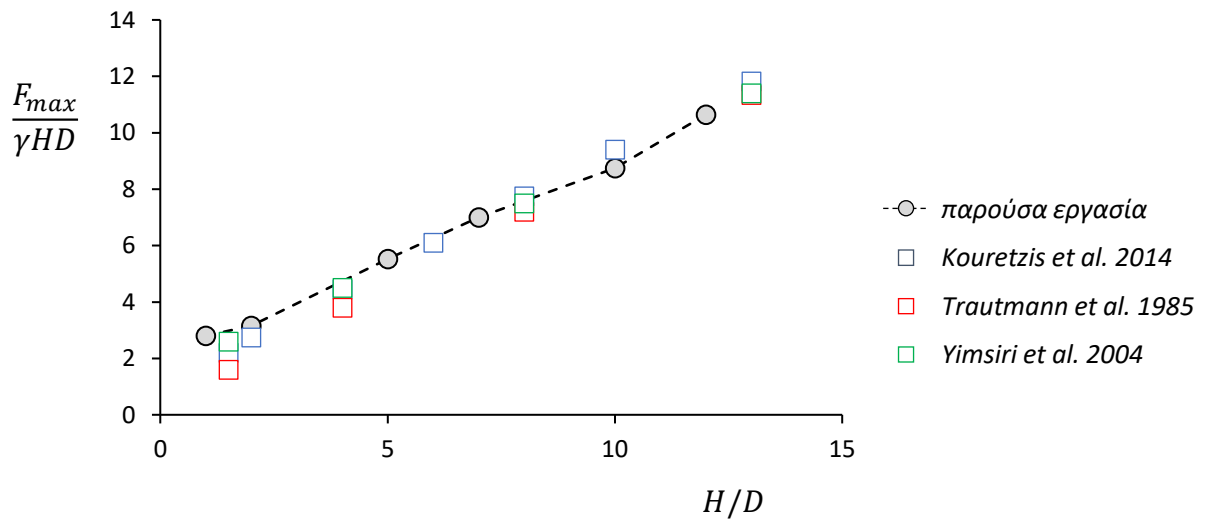
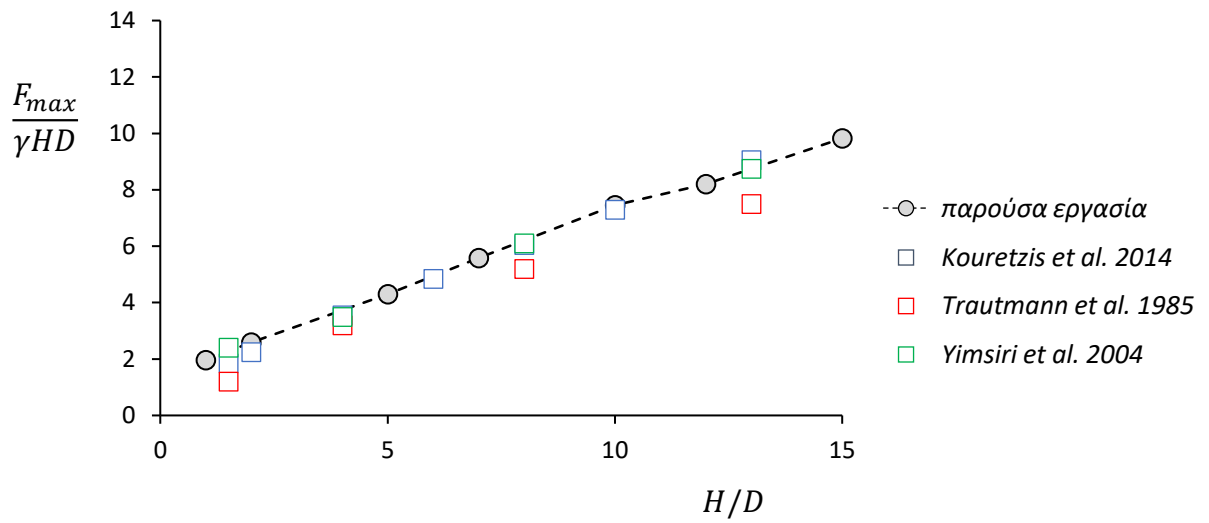
Σχήμα 4.13. Μέγιστη δύναμη αντίστασης σε κατακόρυφη προς τα πάνω μετατόπιση του αγωγού ως συνάρτηση του λόγου εγκιβωτισμού H/D για τις τρεις περιπτώσεις διαμέτρων που εξετάστηκαν σε άμμο με $Dr = 30\%$.



Σχήμα 4.14. Τρισδιάστατος χώρος απεικόνισης της κανονικοποιημένης μέγιστης εδαφικής αντίστασης σε κατακόρυφη εξόλκευση συσχετισμένης με την διάμετρο και το λόγο εγκιβωτισμού του αγωγού για την περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.

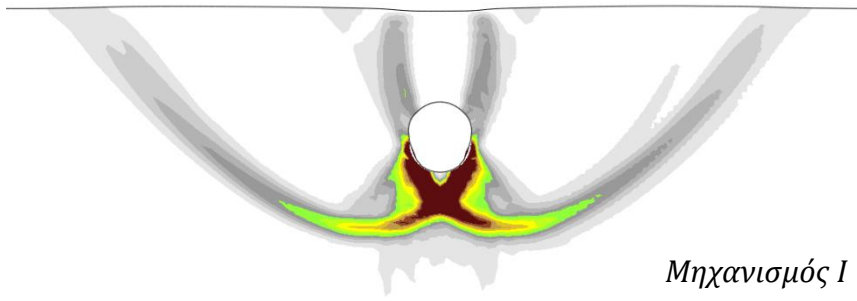


Σχήμα 4.15. Μέγιστη κανονικοποιημένη δύναμη αντίστασης με το λόγο εγκβωτισμού για την περίπτωση της πυκνής άμμου ($Dr = 75\%$) και της χαλαρής άμμου ($Dr = 30\%$) για διάμετρο (α) $D = 1 \text{ m}$, (β) $D = 0.5 \text{ m}$ και (γ) $D = 0.1 \text{ m}$.

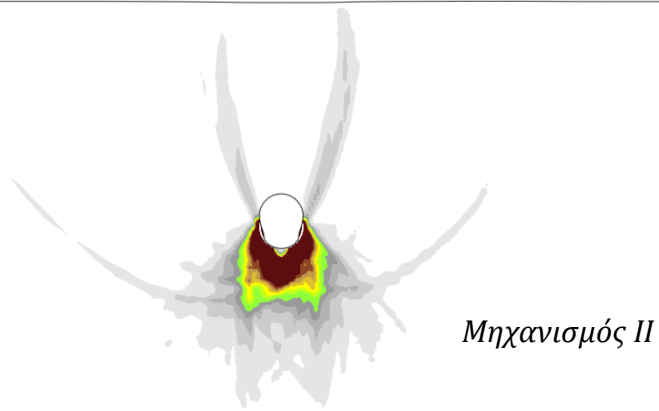


Σχήμα 4.16 Σύγκριση της μέγιστης αντίστασης σε κατακόρυφη εξόλκευση του αγωγού με αποτελέσματα προηγούμενων εργασιών της βιβλιογραφίας.

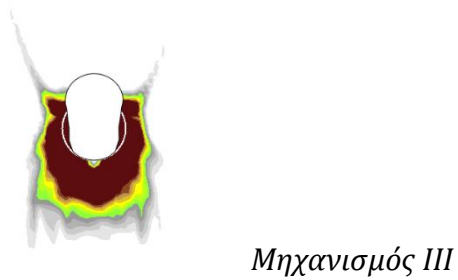
(α)



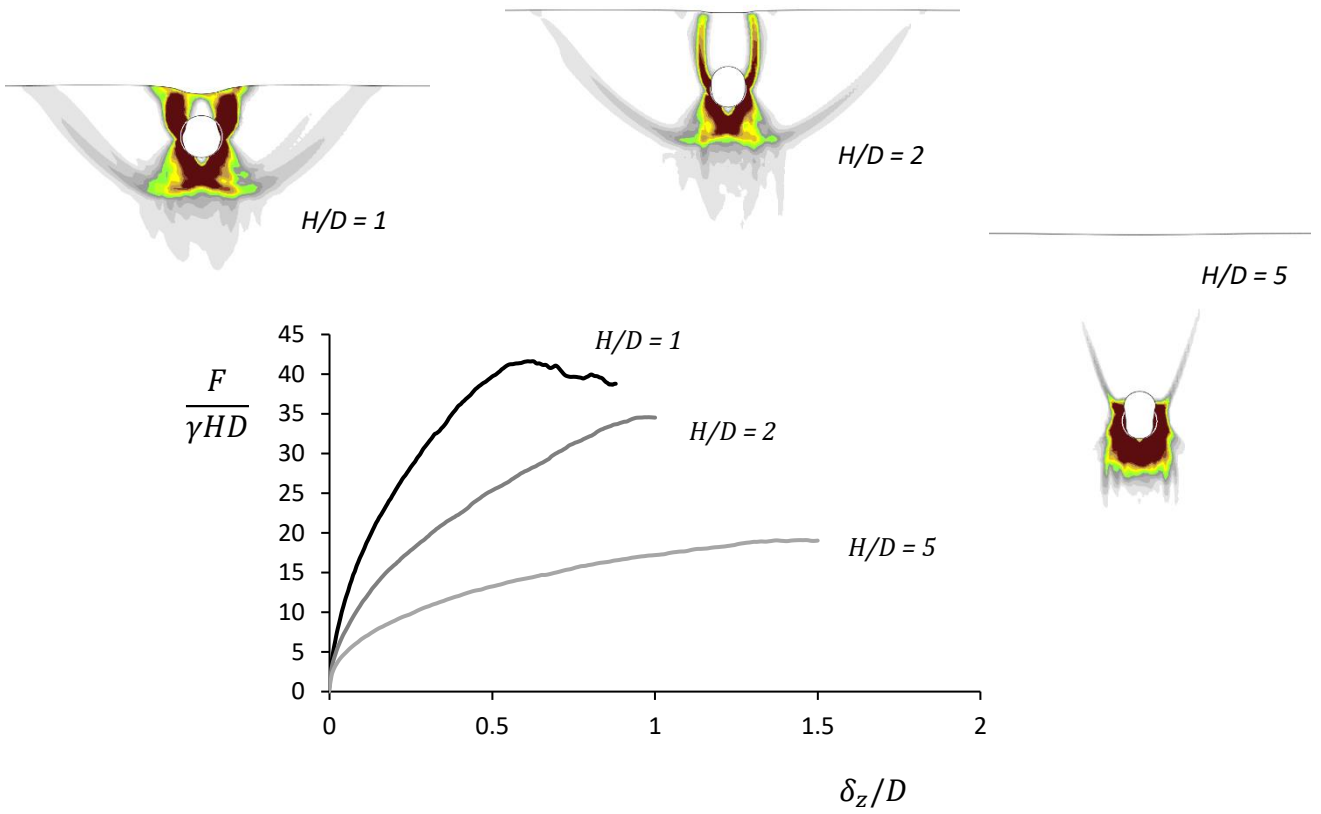
(β)



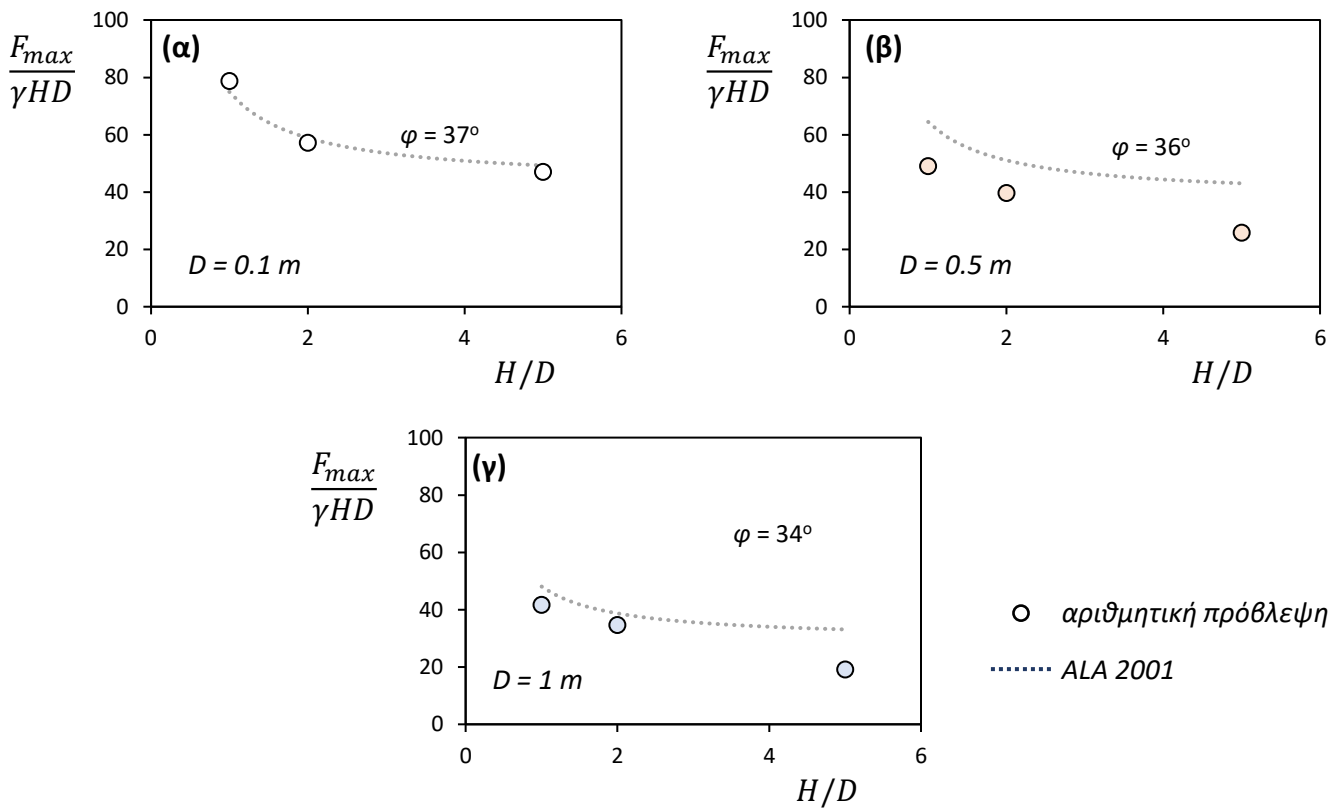
(γ)



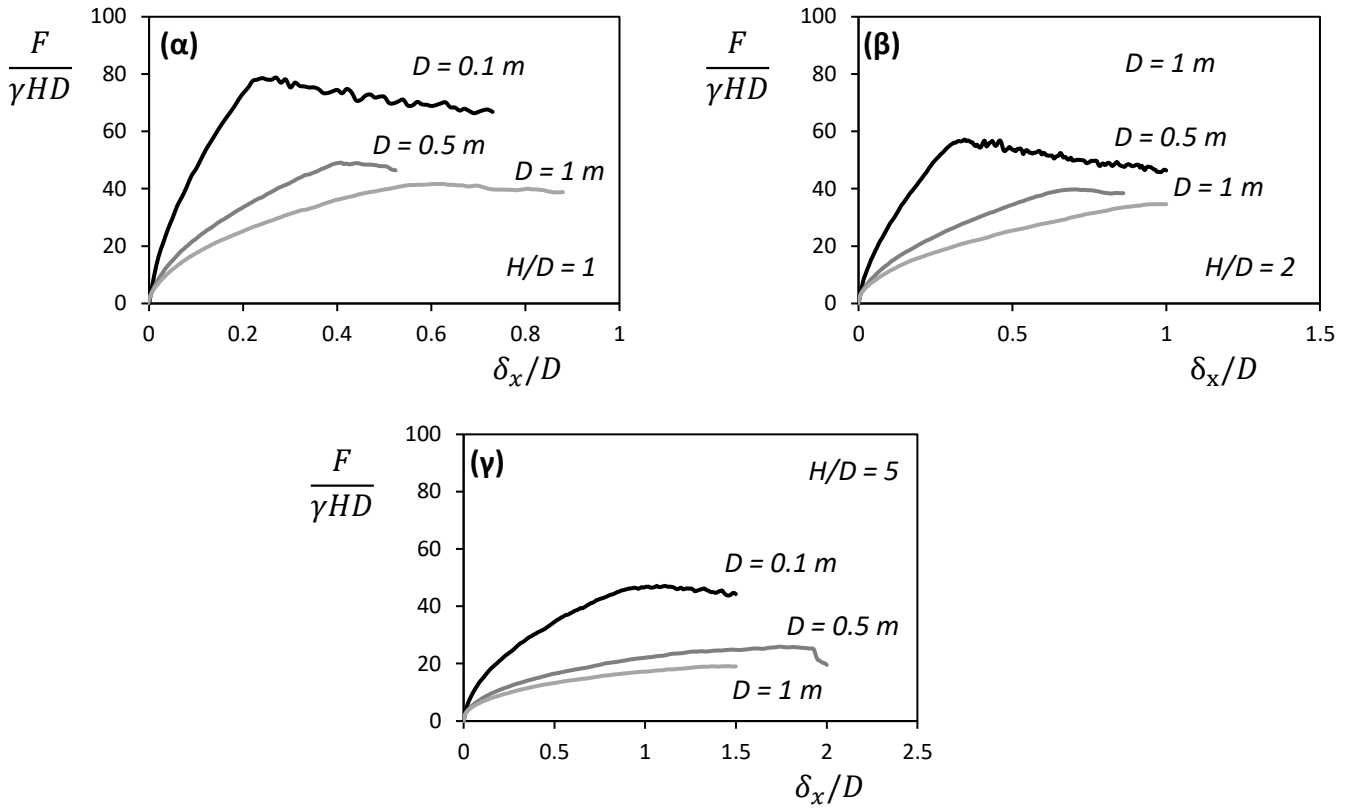
Σχήμα 4.17. Μηχανισμοί εδαφικής αστοχίας κατά την κατακόρυφη προς τα κάτω μετακίνηση του αγωγού αναλόγως του βάθους.



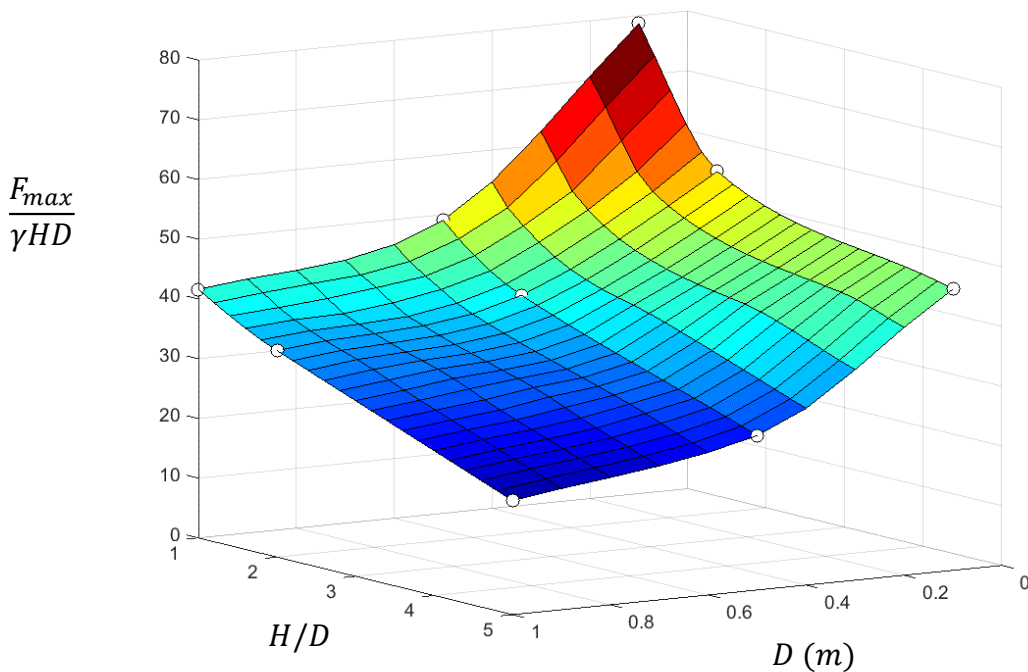
Σχήμα 4.18. Σύγκριση της μέγιστης αντίστασης σε κατακόρυφη εξόλκευση του αγωγού με αποτελέσματα προηγούμενων εργασιών της βιβλιογραφίας.



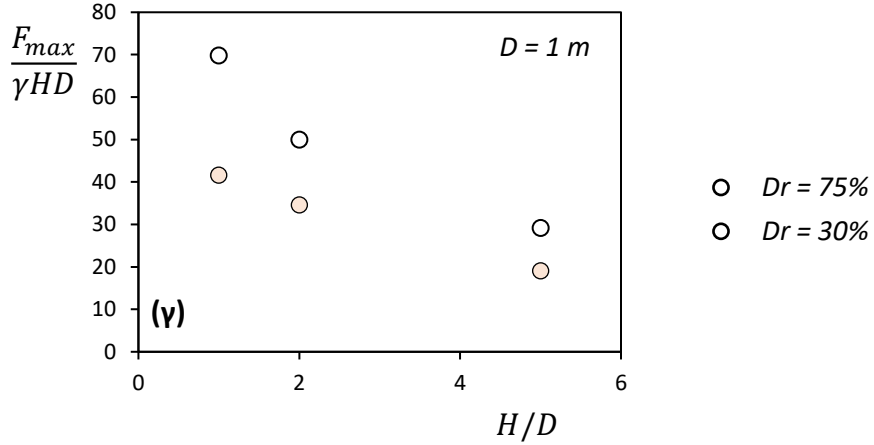
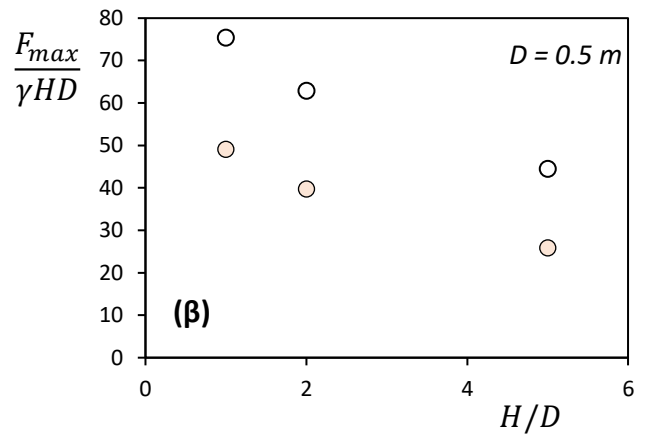
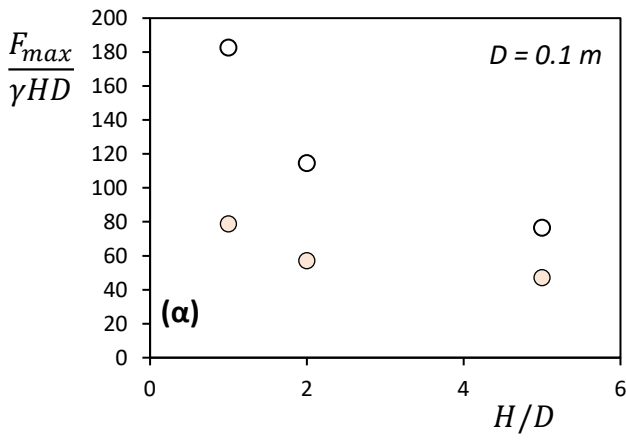
Σχήμα 4.19. Σύγκριση της φέρουσας ικανότητας του εδάφους ($D_r = 30\%$) για κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού με τις προβλέψεις αναλυτικών σχέσεων της βιβλιογραφίας.



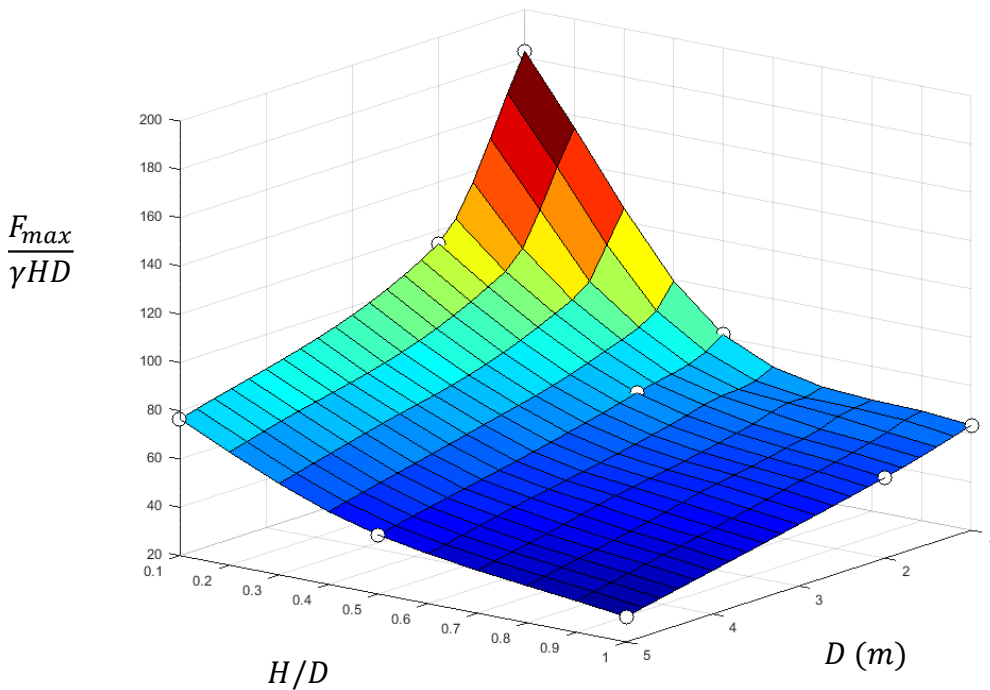
Σχήμα 4.20. Σύγκριση της μέγιστης αντίστασης σε κατακόρυφη εξόλκευση του αγωγού με αποτελέσματα προηγούμενων εργασιών της βιβλιογραφίας.



Σχήμα 4.21. Τρισδιάστατος χώρος απεικόνισης της κανονικοποιημένης μέγιστης εδαφικής αντίστασης σε κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού, συσχετισμένης με την διάμετρο και το λόγο εγκλιβωτισμού του αγωγού με την περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



Σχήμα 4.22. Τρισδιάστατος χώρος απεικόνισης της κανονικοποιημένης μέγιστης οριζόντιας εδαφικής αντίστασης συσχετισμένης με την διάμετρο και το λόγο εγκιβωτισμού του αγωγού για την περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



Σχήμα 4.23. Τρισδιάστατος χώρος απεικόνισης της κανονικοποιημένης μέγιστης οριζόντιας εδαφικής αντίστασης συσχετισμένης με την διάμετρο και το λόγο εγκιβωτισμού του αγωγού για την περίπτωση της χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.

Κεφάλαιο 5

Σύζευξης οριζόντιας και κατακόρυφης εδαφικής αντίστασης

5.1. Εισαγωγή

Στα προηγούμενα υπολογίστηκαν οι «καθαρές» αντοχές του εδάφους σε οριζόντια και κατακόρυφη μετακίνηση του αγωγού, ενώ εξετάστηκε οι επίδραση παραγόντων όπως ο λόγος εγκιβωτισμού και η διάμετρος στην ανάπτυξή τους. Στο παρόν κεφάλαιο επιχειρείται η διερεύνηση των φαινομένων σύζευξης των «καθαρών» αυτών αντοχών στην περίπτωση λοξής μετακίνησης του αγωγού. Στόχος είναι η εύρεση της περιβάλλουσας αστοχίας, δηλαδή τον γεωμετρικό τόπο των σημείων που αντιστοιχούν στον μέγιστο δυνατό συνδυασμό οριζόντιας και κατακόρυφης αντίστασης για οποιαδήποτε τυχαία μετατόπιση του αγωγού. Επιπλέον, διερευνάται η μεταβολή του γεωμετρικού αυτού τόπου (του μεγέθους και της μορφής του) με την μεταβολή των κυριότερων παραμέτρων, δηλαδή του λόγου εγκιβωτισμού, της διαμέτρου του αγωγού και της σχετικής πυκνότητας του εδάφους.

5.2. Μέθοδος επιβαλλόμενων μετακινήσεων

Για τη διερεύνηση της σύζευξης της κατακόρυφης και της οριζόντιας αντίστασης του εδάφους έναντι τυχούσας μετακίνησης αγωγού χρησιμοποιείται το αριθμητικό προσομοίωμα όπως περιγράφηκε στο προηγούμενο κεφάλαιο. Αυτή τη φορά επιβάλλεται συνοριακή συνθήκη στον αγωγό (δηλαδή μετατόπιση) τόσο στον άξονα x όσο και στον άξονα y και υπολογίζεται η συνιστώσα της δύναμη αντίστασης στον άξονα x F_x και η συνιστώσα της δύναμη αντίστασης στον άξονα y F_y . Οι επιβαλλόμενες μετατοπίσεις διατηρούν έναν σταθερό λόγο μεταξύ τους, ο οποίος αντιστοιχεί στην εφαπτομένη της γωνίας θ μετρούμενης δεξιόστροφα από την κατακόρυφη προς τα πάνω κατεύθυνση σύμφωνα με τη σχέση:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{u_x}{u_y} \right)$$

Στα επόμενα χρησιμοποιείται η γωνία αυτή θ ως χαρακτηριστική ένδειξη της εκάστοτε περίπτωσης φόρτισης. Σε αυτό το πλαίσιο, οι «καθαρές» αντοχές σε κατακόρυφη εξόλκευση, σε οριζόντια μετατόπιση και φέρουσα ικανότητα χαρακτηρίζονται από γωνίες $\theta = 0^\circ$, $\theta = 90^\circ$ και $\theta = 180^\circ$. Πρέπει όμως να

παραδεχθούμε πως η χρήση της γωνίας θ για τον διαχωρισμό των περιπτώσεων είναι καταχρηστική, καθώς στις περιπτώσεις αυτές δεν δεσμεύεται ο έτερος βαθμός ελευθερίας οπότε και στην πραγματικότητα δεν ορίζεται η γωνία αυτή.

5.3. Διερεύνηση των φαινομένων σύζευξης

Οι αριθμητικές αναλύσεις αναδεικνύουν τη σημαντική σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας. Στο **Σχήμα 5.2** εμφανίζονται οι καμπύλες κατακόρυφης δυναμής – οριζόντιας δύναμης για έξι (6) συνδυασμούς προς τα πάνω κατακόρυφης μετατόπισης – οριζόντιας μετατόπισης του αγωγού για την περίπτωση του συστολικού εδάφους με σχετική πυκνότητα $D_r(\%) = 30$, λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 2$ και αγωγό διαμέτρου $D = 1m$. Παράλληλα, παρουσιάζονται οι εικόνες των παραμορφωμένων καννάβων με ισούψείς πλαστικών παραμορφώσεων που αντιστοιχούν στους συνδυασμούς αυτούς. Ξεκινώντας με την κατακόρυφη προς τα πάνω μετακίνηση αγωγού, που αντιστοιχεί σε $\theta = 0^\circ$, εμφανίζεται ο ρηχός μηχανισμός αστοχίας όπως έχει περιγραφεί στο προηγούμενο κεφάλαιο. Έπειτα, με την προσθήκη της οριζόντιας μετατόπισης αναγνωρίζεται ο ίδιος μηχανισμός αστοχίας στραμμένος παράλληλα με το διάνυσμα της μετακίνησης γεγονός που διαπιστώνεται στον παραμορφωμένο κάρναβο για $\theta = 20^\circ$. Στη συνέχεια, για $\theta = 45^\circ$ αρχίζει να ενεργοποιείται και το ενεργητικό πρίσμα πίσω από τον αγωγό ενώ, για περαιτέρω αύξηση της οριζόντιας μετατόπισης εμφανίζεται εντονότερα ο οριζόντιος ρηχός μηχανισμός αστοχίας μέχρι την επιβολή αποκλειστικά οριζόντιας μετατόπισης όπου παρατηρείται ο κλασικός ρηχός μηχανισμός αστοχίας που παρουσιάζεται στο προηγούμενο κεφάλαιο. Χαρακτηριστική είναι η συμπεριφορά των διαδρομών φόρτισης. Για μικρές μετατοπίσεις οι δυνάμεις αντίστασης στην κατακόρυφη και στην οριζόντια διεύθυνση αυξάνονται με σταθερό ρυθμό, γεγονός που δίνει την «ελαστική» μορφή της καμπύλης F_x-F_y με την χαρακτηριστική μορφή γραμμικής αύξησης. Με την αύξηση των μετατοπίσεων οι συνδυασμένες αντοχές $F_x - F_y$ τείνουν προς τις μέγιστες τιμές τους, δηλαδή προς την επιφάνεια αστοχίας. Καθώς η καμπύλη $F_x - F_z$ τείνει προς την επιφάνεια αστοχίας καμπυλώνεται σταδιακά μέχρι που τελικώς τέμνει την επιφάνεια αστοχίας. Στην πλήρως πλαστική περιοχή (αφού τμήσει την επιφάνεια αστοχίας) η καμπύλη $F_x - F_z$ ακολουθεί την επιφάνεια αστοχίας προς την «καθαρή» αντοχή F_x0 . Η συμπεριφορά αυτή οφείλεται στην «γρηγορότερη» εξάντληση των περιθωρίων της κατακόρυφης προς τα πάνω αντίστασης, καθώς ο μηχανισμός αστοχίας για κατακόρυφη εξόλκευση εμφανίζεται σε αρκετά μικρότερες μετατοπίσεις από ότι ο αντίστοιχος μηχανισμός για

οριζόντια αντίσταση. Έχοντας εξαντλήσει την αντίσταση σε κατακόρυφη εξόλκωση, αυτή μειώνεται σταδιακά, ενώ η αντίσταση σε οριζόντια φόρτιση συνεχίζει να αυξάνεται μέχρι να επέλθει η οριζόντια μετατόπιση που θα προκαλέσει τον μηχανισμό οριζόντιας αστοχίας.

Εξίσου έντονη εμφανίζεται η σύζευξη της οριζόντιας και κατακόρυφης δύναμης αντίστασης στον αρνητικό χώρο $F_x - F_z$ (για συνδυασμένη κατακόρυφη προς τα κάτω κίνηση). Στο **Σχήμα 5.3** εμφανίζονται οι διαδρομές δυνάμεων αντίστασης για την ίδια περίπτωση αγωγού ($D = 1 \text{ m}$, $H/D = 2$, $D_r = 30\%$). Για $\theta = 180^\circ$ εμφανίζεται ο κλασικός μηχανισμός αστοχίας σε φέρουσα ικανότητα με διπλή έλικα που συναντήσαμε και στο προηγούμενο κεφάλαιο. Με την προσθήκη οριζόντιας μετατόπισης εμφανίζεται μονή έλικα προς τη διεύθυνση της επιβαλλόμενης φόρτισης. Ο μηχανισμός αστοχίας σε αυτή την περίπτωση είναι ανάλογος ενός επιφανειακού θεμελίου υπό συνδυασμό αξονικής δύναμης και ροπής. Σταδιακά, με τη μείωση της γωνίας θ όπως αυτή έχει ορισθεί, η έλικα αυτή στρέφεται παράλληλα με το διάνυσμα της μετατόπισης μέχρι την επιβολή αποκλειστικά οριζόντιας μετατόπισης όπου δημιουργείται ο κλασικός ρηχός μηχανισμός που έχουμε ξανά συναντήσει. Αξίζει να παρατηρηθεί πως με την εισαγωγή μιας μικρής συνιστώσας κατακόρυφης μετακίνησης η αντοχή οριζόντια φόρτιση αυξάνεται θεαματικά. Μάλιστα υπό συγκεκριμένη προϋπόθεση συνδυασμού με κατακόρυφο φορτίο, η μέγιστη αντίσταση σε οριζόντια φόρτιση μπορεί να διπλασιαστεί σχεδόν (από τα περίπου 220 kN/m «καθαρή» αντοχή F_{x0} στα 400 kN/m για συνδυασμό με $F_z \approx -500 \text{ kN/m}$) Αντίθετα με την συνδυασμένη κίνηση σε θετικές κατακόρυφες μετατοπίσεις, σε αυτή την περίπτωση ακολούθως της «ελαστικής» συμπεριφοράς η καμπύλη $F_x - F_z$ ακολουθεί την περιβάλλουσα αστοχίας με κατεύθυνση προς την καθαρή αντοχή σε φέρουσα ικανότητα. Σε αντίθεση με προηγουμένως λοιπόν, εξαντλείται πρώτα η διαθέσιμη αντοχή σε οριζόντια μετατόπιση με την εμφάνιση του μηχανισμού φέρουσας ικανότητας να απαιτεί πολύ μεγάλες μετακινήσεις.

Στα **Σχήματα 5.4 – 5.5** παρουσιάζεται η σύζευξη της εδαφικής αντίστασης στην οριζόντια και στην κατακόρυφη προς τα άνω διεύθυνση για τον ίδιο αγωγό ($D = 1 \text{ m}$, $D_r = 30\%$) τοποθετημένο όμως σε μεγαλύτερο βάθος ($H/D = 5$). Τα ίδια συμπεράσματα ισχύουν και στην περίπτωση του πιο βαθιά εγκιβωτισμένου αγωγού, όπου εμφανίζονται οι πιο βαθιοί μηχανισμοί αστοχίας. Αξίζει ωστόσο να αναφέρουμε την πιο απότομη πτώση της μέγιστης F_z με την αύξηση της οριζόντιας μετακινησιακής συνιστώσας σε σχέση με τον πιο ρηχό αγωγό: η καμπυλότητα της υποτιθέμενης περιβάλλουσας αστοχίας στο θετικό τεταρτημόριο μειώνεται σημαντικά. Η παρατήρηση αυτή μεταφράζεται ως εντονότερη σύζευξη των δύο βαθμών ελευθερίας στον βαθιά εγκιβωτισμένο αγωγό. Η δεύτερη συμπεριφορά άξια σχολιασμού, είναι η μείωση της υπεραντοχής στην οριζόντια αντίσταση στο αρνητικό τεταρτημόριο του

χώρου $F_x - F_z$. Η μέγιστη υπεραντοχή επί της υποτιθέμενης περιβάλλουσας αστοχίας τείνει στο 1.25 (περίπου 800 kN/m «καθαρής» αντοχής αυξάνεται στα 1000 kN/m περίπου με ταυτόχρονη δράση κατακόρυφης $F_z = -600\text{kN/m}$). Καθώς το βάθος αυξάνεται η απόκριση του συστήματος τείνει να γίνει ισοτροπική, με παρόμοια αντίσταση σε όλες τις διευθύνσεις, γεγονός που εξηγεί και την μείωση της υπεραντοχής σε λοξή προς τα κάτω φόρτιση.

Στο **Σχήμα 5.6** επιχειρείται μια αποτύπωση της επίδρασης του λόγου εγκιβωτισμού στην μορφή των διαδρομών φόρτισης και της περιβάλλουσας αστοχίας (όπως αυτή σκιαγραφείται κατά την αστοχία) για μια περίπτωση αγωγού ($D = 1\text{ m}$, $D_r = 30\%$) τοποθετημένου σε τρία διαφορετικά βάθη ($H/D = 1$, $H/D = 2$ και $H/D = 5$). Για να διεξαχθεί η σύγκριση σε ίσους όρους, τα διαγράμματα απόλυτης δύναμης αντίστασης $F_x - F_z$ κανονικοποιούνται με την εκάστοτε «καθαρή» αντοχή σε οριζόντια φόρτιση F_{x0} και την «καθαρή» αντοχή σε φέρουσα ικανότητα $F_{z0,down}$ (οι οποίες έχουν διερευνηθεί διεξοδικά στο Κεφάλαιο 4). Στους ισοδύναμους όρους λοιπόν κανονικοποιημένης οριζόντιας και κατακόρυφης δύναμης αντίστασης, η αρχικώς πεπλατυσμένη ελλειψοειδής καμπύλη για μικρά σχετικά βάθη τείνει να στρογγυλευθεί. Όχι μόνο ο συντελεστής υπεραντοχής μειώνεται, αλλά αυξάνεται παράλληλα και η αντίσταση σε κατακόρυφη εξόλκευση δίνοντας ένα σχήμα πιο ομοιόμορφο. Είναι λογικό να υποθέσουμε πως σε κάποιο (πολύ μεγάλο και μη ρεαλιστικό βάθος) η απόκριση του συστήματος γίνεται ισοτροπική και η εικόνα των διαδρομών φόρτισης θα μαρτυρούσαν μία κυκλική περιβάλλουσα αστοχίας με κέντρο την αρχή των αξόνων.

Στο **Σχήμα 5.7** αποτυπώνεται η επίδραση των φαινομένων κλίμακας. Παρουσιάζονται οι διαδρομές φόρτισης για αγωγούς διαμέτρου $D = 0.1\text{ m}$, 0.5 m και 1 m , εγκιβωτισμένοι εντός χαλαρής άμμου με λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 2$. Με την μείωση της κλίμακας, η περιβάλλουσα αστοχίας εμφανίζεται πιο πεπλατυσμένη με την υπεραντοχή της οριζόντιας αντίστασης υπό συνδυασμένη προς τα κάτω και οριζόντια μετατόπιση να είναι εμφανώς μεγαλύτερη στην περίπτωση του $H/D = 1$.

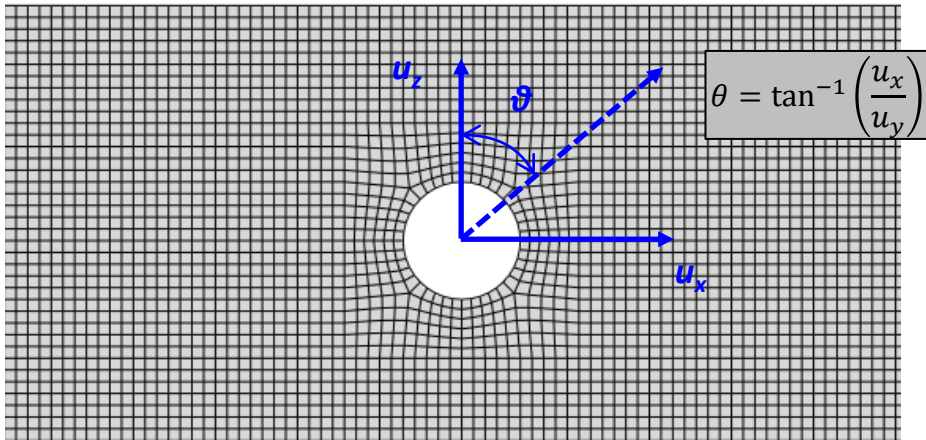
Τέλος, στο **Σχήμα 5.8** συγκεντρώνονται τα αποτελέσματα όλων των ανλύσεων που διεξήχθησαν για την πυκνή άμμο σε όρους διαδρομών φόρτισης. Σε όλες τις περιπτώσεις, ο μικρότερος αγωγός ($D = 0.1\text{ m}$) εμφανίζει την μεγαλύτερη υπεραντοχή σε οριζόντια φόρτιση. Επίσης, διακρίνεται μια τάση για «στρογγύλευση» της περιβάλλουσας αστοχίας τόσο με το βάθος εγκιβωτισμού (αρκετά έντονη και εμφανής) όσο και με την αύξηση της διαμέτρου (λιγότερο έντονη). Τέλος, τόσο με την αύξηση της διαμέτρου, όσο και με την αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού οι «καθαρές» αντοχές στον οριζόντιο και στον κατακόρυφο προς τα πάνω άξονα αυξάνονται σε σχέση με την κατακόρυφη προς τα κάτω αντοχή δημιουργώντας μια πιο στρογγυλή περιβάλλουσα αστοχίας.

Αντίστοιχες είναι οι παρατηρήσεις για την πυκνή άμμο. Στο **Σχήμα 5.9** εμφανίζονται οι διαδρομές φόρτισης για την περίπτωση αγωγού με διάμετρο $D = 1$ m και λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 2$ εντός πυκνής άμμου με $D_r = 75\%$. Η σημαντική αλλαγή σε σχέση με την χαλαρή άμμο έγκειται στο γεγονός πως ακολούθως της τομής της καμπύλης $F_x - F_z$ με την περιβάλλουσα αστοχίας, παρουσιάζεται πτώση της αντοχής. Η πτώση αυτή οφείλεται στην διαστολική συμπεριφορά της πυκνής άμμου που συνοδεύεται με συμπεριφορά χαλάρωσης ακολούθως της διατμητικής αστοχίας. Η πτώση αυτή ακολουθείται από συμπεριφορά παρόμοια με της χαλαρής άμμου: η καμπύλη $F_x - F_z$ ακολουθεί πλέον μια συρρικνωμένη περιβάλλουσα αστοχίας τείνοντας σταδιακά στην παραμένουσα αντοχή σε οριζόντια φόρτιση για το θετικό τεταρτημόριο του χώρου (**Σχήμα 5.9α**), ενώ τείνει στην παραμένουσα αντοχή σε φέρουσα ικανότητα για το αρνητικό τεταρτημόριο του χώρου (**Σχήμα 5.9β**).

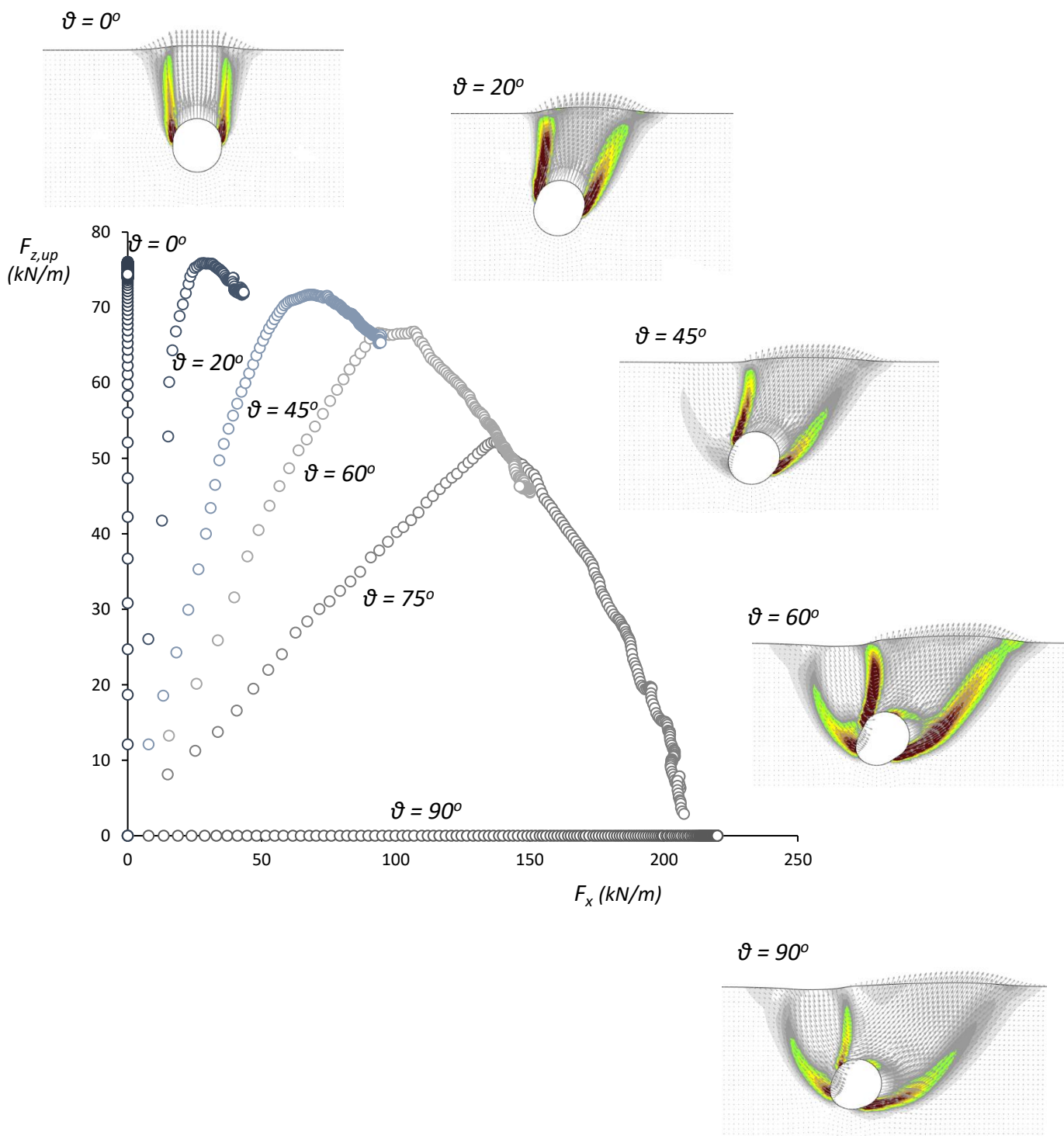
Αντιστοίχως με προηγουμένως στο **Σχήμα 5.10** συνοψίζονται όλα τα αποτελέσματα των περιπτώσεων που εξετάστηκαν στην πυκνή άμμο. Στο **Σχήμα 5.10α** εμφανίζονται οι διαδρομές φόρτισης για τρεις αγωγούς με διάμετρο $D = 0.1$ m, 0.5 m και 1 m με λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 1$, στο **Σχήμα 5.10β** τα αποτελέσματα για τους ίδιους αγωγούς για $H/D = 2$ και στο **Σχήμα 5.10γ** για $H/D = 5$. Εν γένει, σε συμφωνία με τα αποτελέσματα της χαλαρής άμμου, η μείωση της διαμέτρου του αγωγού δημιουργεί περιβάλλουσες αστοχίας περισσότερο πεπλατυσμένες, ενώ η αύξηση του λόγου εγκιβωτισμού τείνει να «στρογγυλέψει» τις ελλειψοειδής περιβάλλουσες μειώνοντας σημαντικά την υπεραντοχή σε οριζόντια φόρτιση με την εισαγωγή κατακόρυφης προς τα κάτω μετακίνησης και αυξάνοντας τις «καθαρές» αντοχές σε οριζόντια φόρτιση F_{x0} και σε κατακόρυφη εξόλκευση του αγωγού $F_{z0,up}$ σε σχέση με την αντοχή σε φέρουσα ικανότητα $F_{z0,down}$.

Στο **Σχήμα 5.13** συνοψίζεται η υπεραντοχή α της εδαφικής αντίστασης σε οριζόντια φόρτιση με την εισαγωγή περιορισμού της κατακόρυφης μετατόπισης όπως αυτή υπολογίστηκε για κάθε μια από τις περιπτώσεις που διερευνήθηκαν. Οι υπεραντοχή α λαμβάνει εν γένει μεγαλύτερες τιμές στην περίπτωση της άμμου με σχετική πυκνότητα $D_r = 75\%$ (**Σχήμα 5.13α**). Συγκεκριμένα για λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 1$ η μέγιστη υπεραντοχή φτάνει τιμές έως και 5 (η αντοχή σε οριζόντια φόρτιση κατά την κεκλιμένη προς τα κάτω κίνησης του αγωγού είναι 5 φορές μεγαλύτερη της «καθαρής» αντοχής σε οριζόντια φόρτιση) για την μικρή διάμετρο ($D = 0.1$ m) ενώ μειώνεται στο 3.5 για την μεγάλη διάμετρο στο ίδιο σχετικό βάθος. Για το μεγαλύτερο λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 5$, η υπεραντοχή α μειώνεται σημαντικά, με εύρος από περίπου 1.85 στην μικρή διάμετρο έως 1.45 στην μεγάλη διάμετρο. Αντίστοιχη είναι η κατανομή της υπεραντοχής α για την περίπτωση της χαλαρής άμμου (**Σχήμα 5.13β**) με τις τιμές που αυτή λαμβάνει

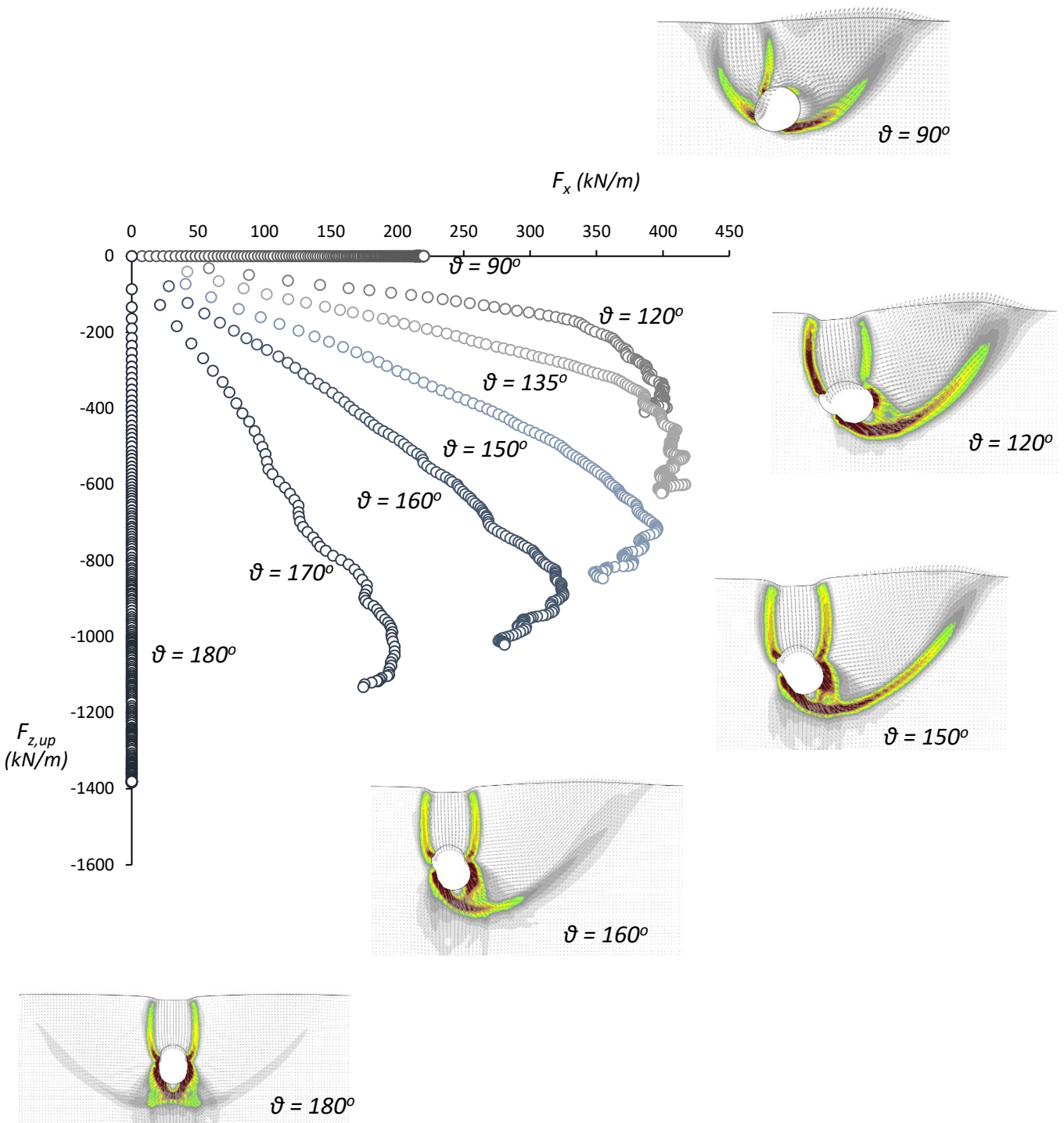
να είναι αισθητά μικρότερες. Για σχετικό βάθος $H/D = 1$ κυμαίνεται από 2.9 έως 2.5 (για διάμετρο $D = 0.1$ m και $D = 1$ m αντίστοιχα) ενώ για σχετικό βάθος $H/D = 5$ κυμαίνεται από 1.75 έως 1.3.



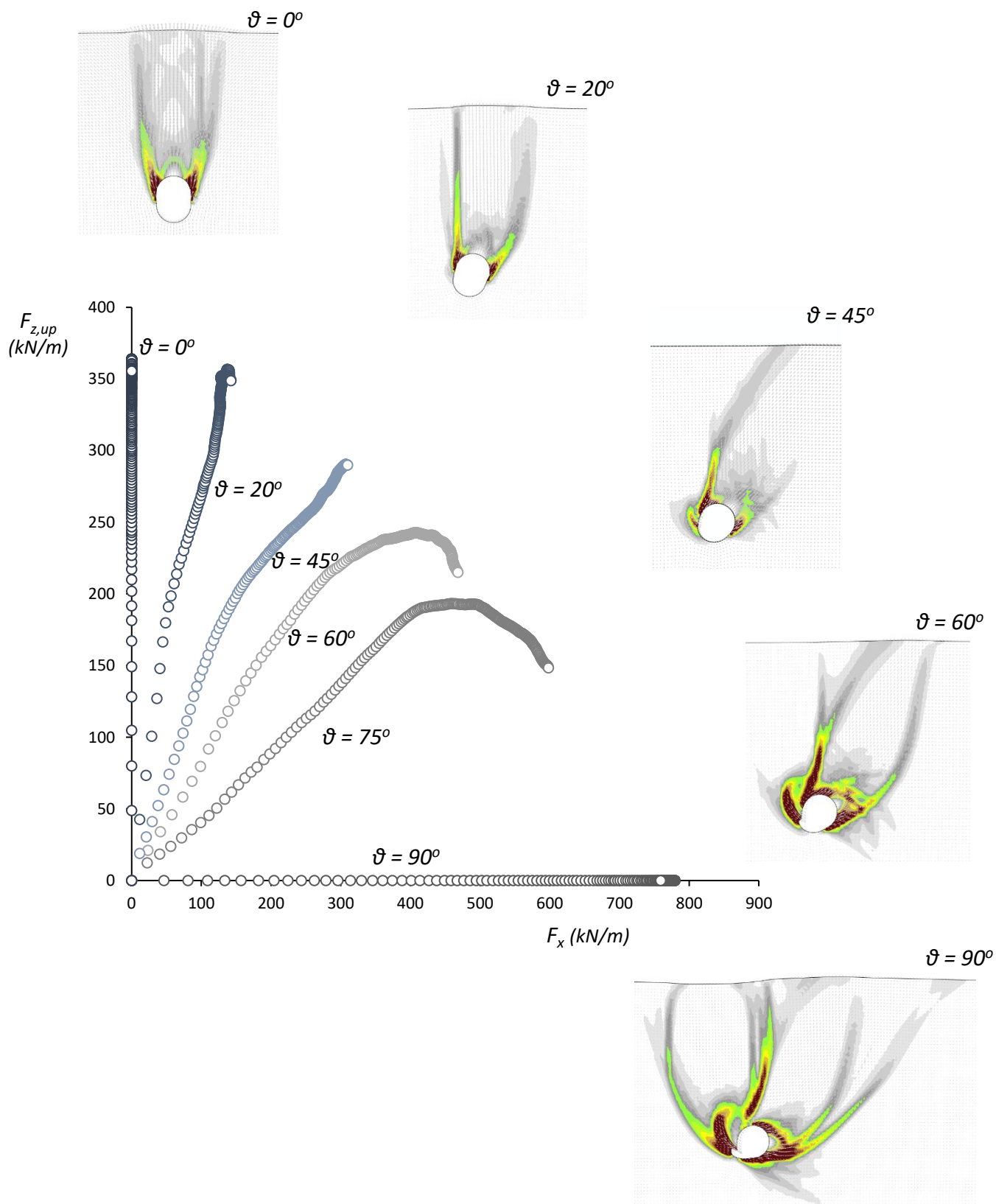
Σχήμα 5.1. Σχηματική περιγραφή της μεθόδου διερεύνησης της σύζευξης μεταξύ του οριζόντιου και κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας: επιβολή μετακίνησης στον οριζόντιο και στον κατακόρυφο άξονα με λόγο τέτοιο ώστε να σχηματίζεται συγκεκριμένη γωνία.



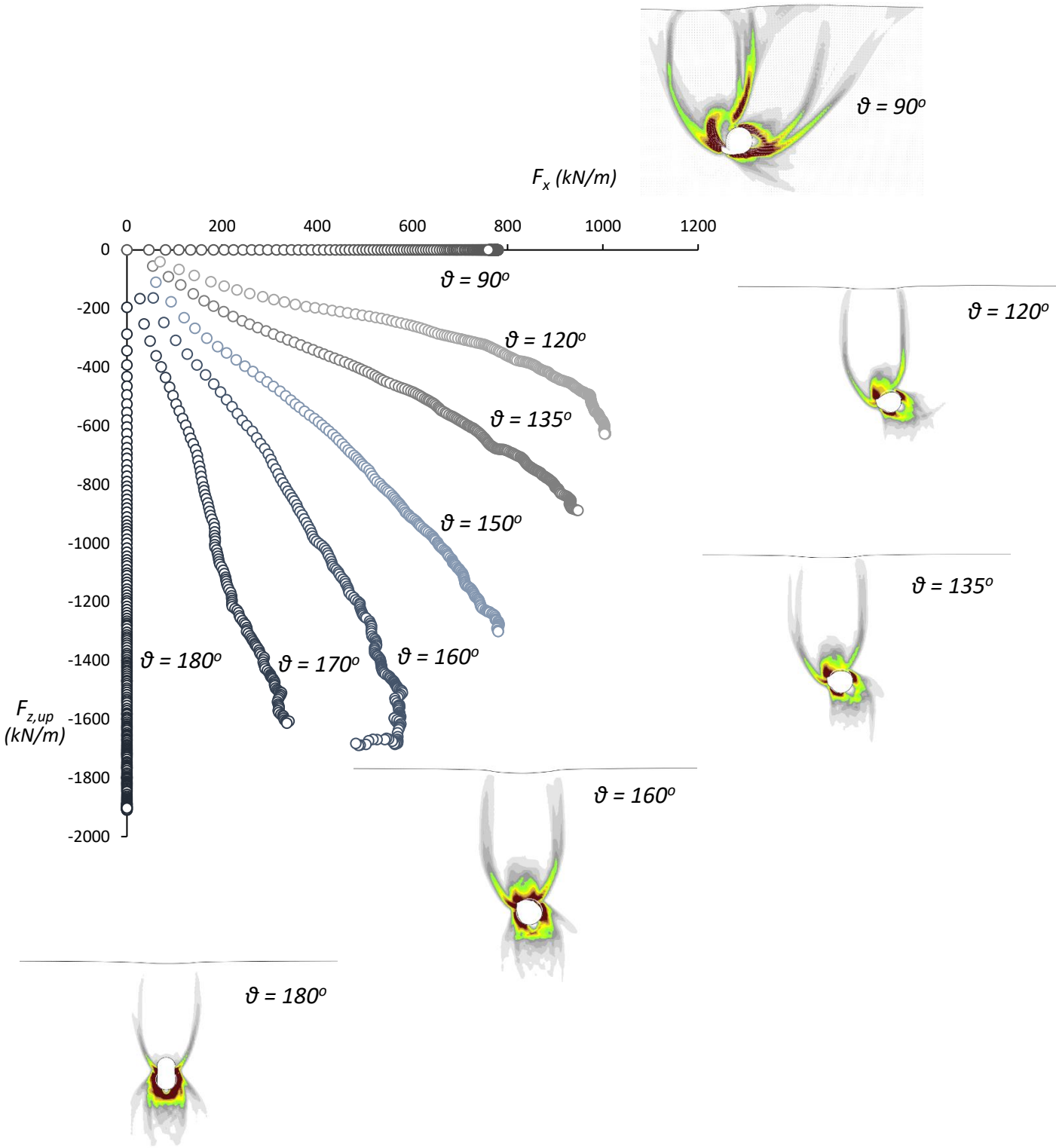
Σχήμα 5.2. Σύζευξη της εδαφικής αντίστασης στην οριζόντια και στην κατακόρυφη προς τα άνω διεύθυνση: αποτελέσματα αναλύσεων επιβαλλόμενης μετακίνησης για αγωγό $D = 1$ m εγκιβωτισμένου σε σχετικό βάθος $H/D = 2$ εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



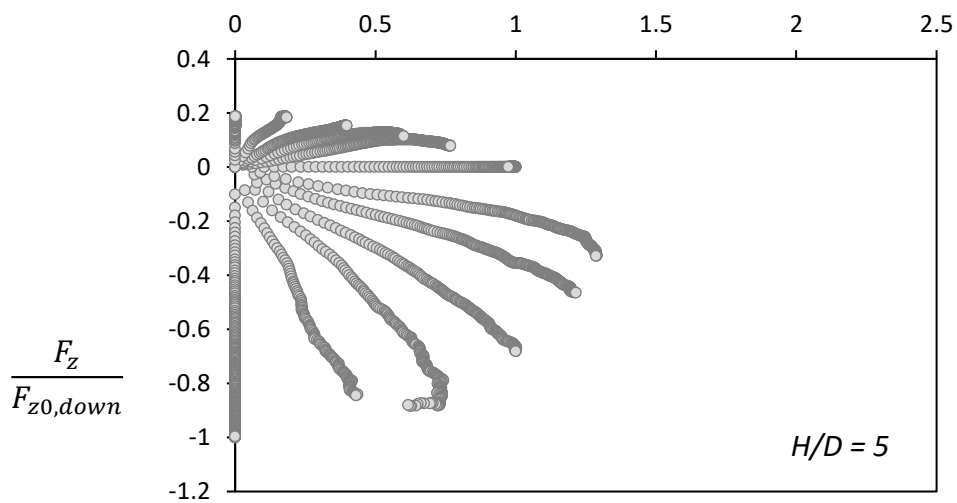
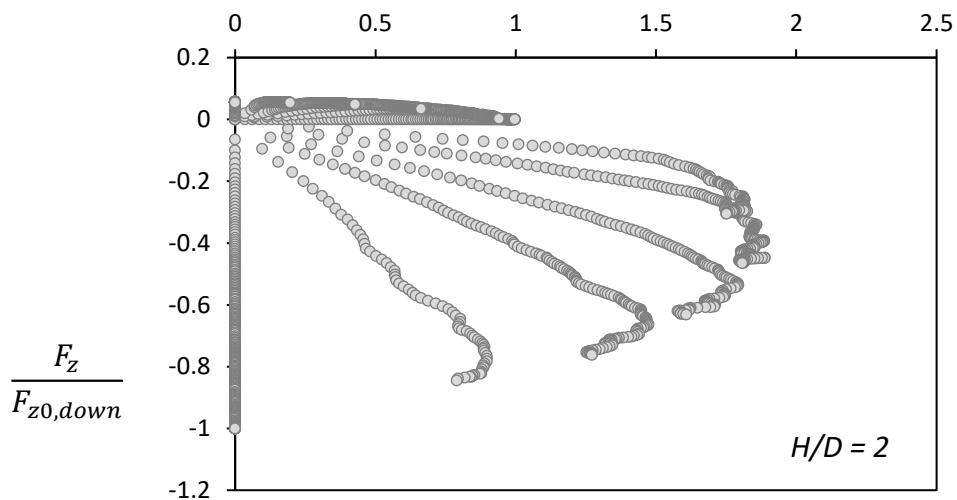
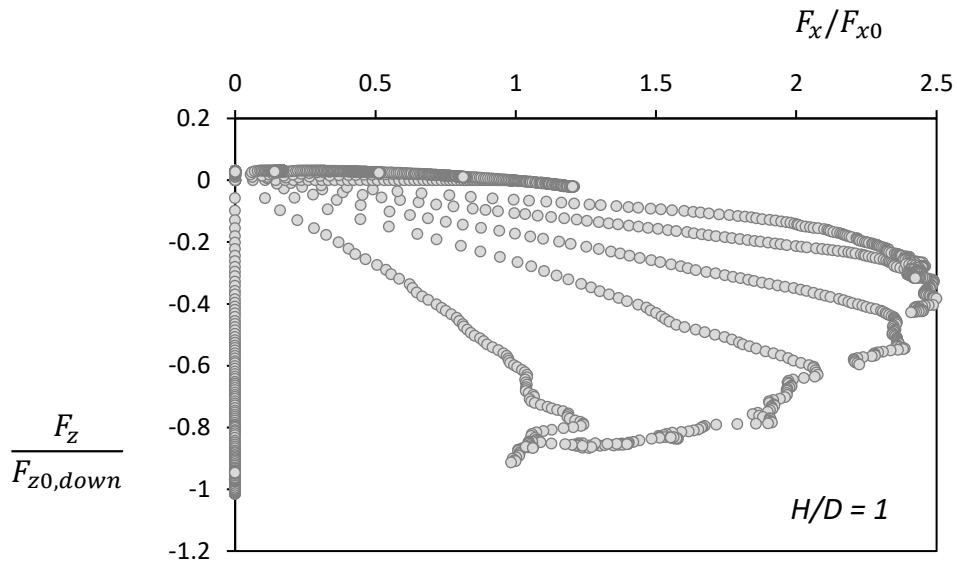
Σχήμα 5.3. Σύζευξη της εδαφικής αντίστασης στην οριζόντια και στην κατακόρυφη προς τα κάτω διεύθυνση: αποτελέσματα αναλύσεων επιβαλλόμενης μετακίνησης για αγωγό $D = 1$ m εγκιβωτισμένου σε σχετικό βάθος $H/D = 2$ εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



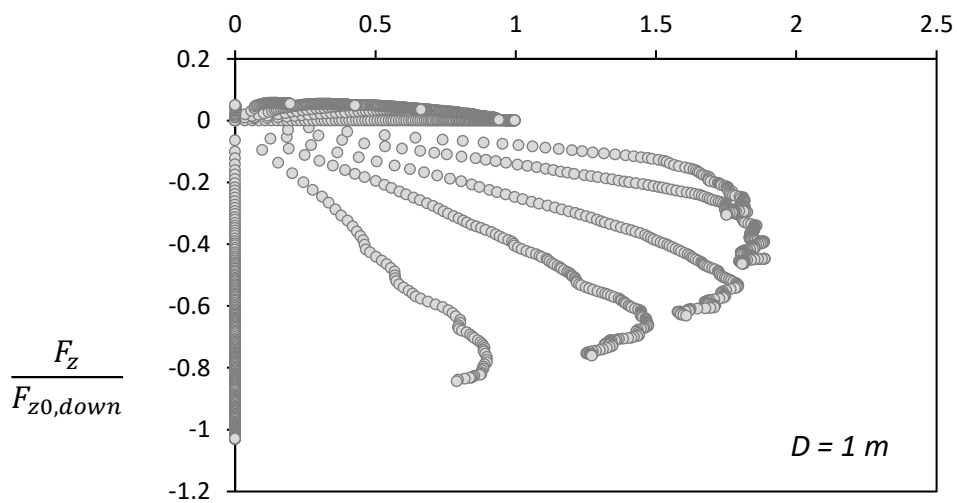
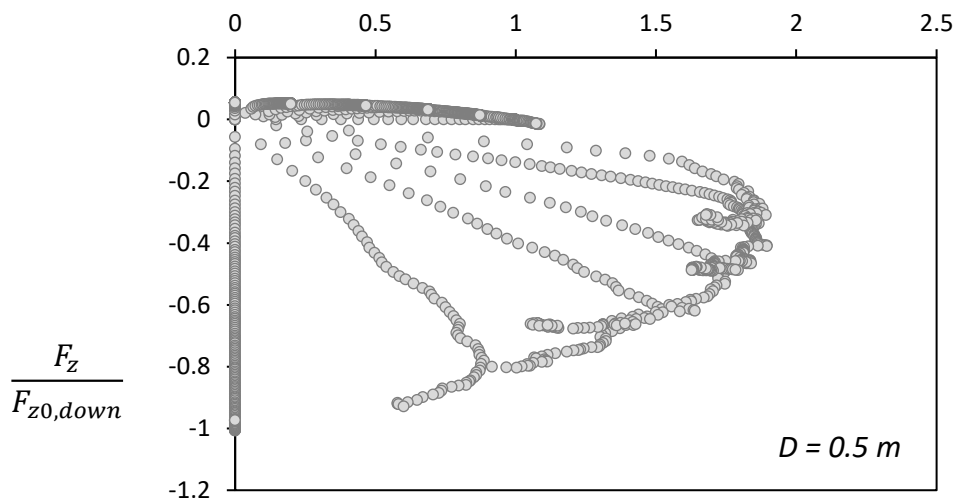
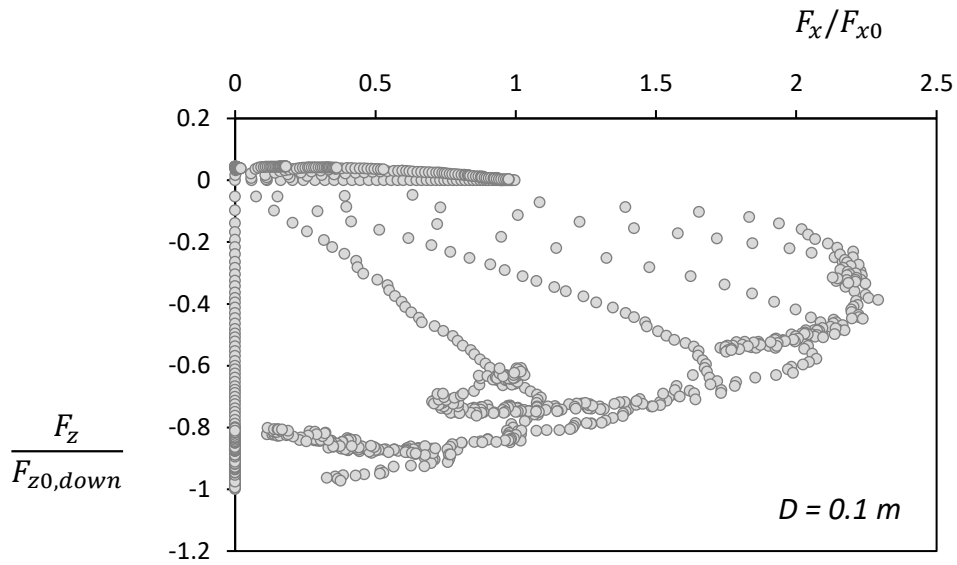
Σχήμα 5.4. Σύζευξη της εδαφικής αντίστασης στην οριζόντια και στην κατακόρυφη προς τα άνω διεύθυνση: αποτελέσματα αναλύσεων επιβαλλόμενης μετακίνησης για αγωγό $D = 1$ m εγκιβωτισμένου σε σχετικό βάθος $H/D = 5$ εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



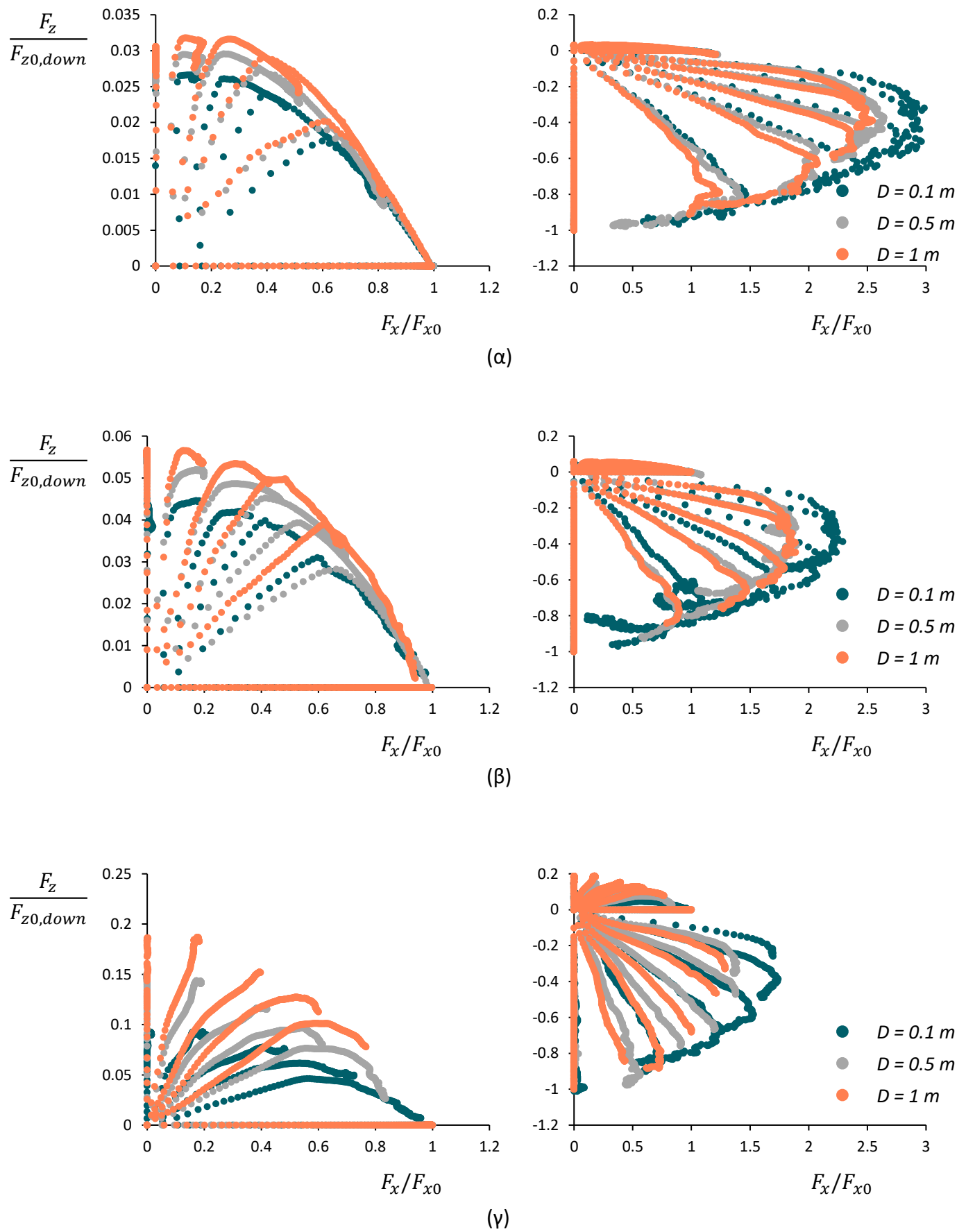
Σχήμα 5.5. Σύζευξη της εδαφικής αντίστασης στην οριζόντια και στην κατακόρυφη προς τα κάτω διεύθυνση: αποτελέσματα αναλύσεων επιβαλλόμενης μετακίνησης για αγωγό $D = 1$ m εγκιβωτισμένου σε σχετικό βάθος $H/D = 5$ εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



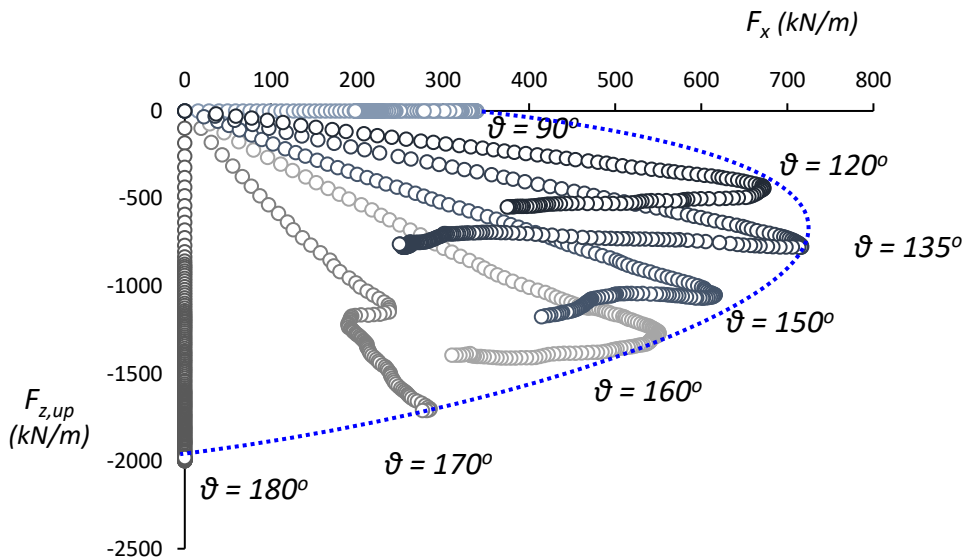
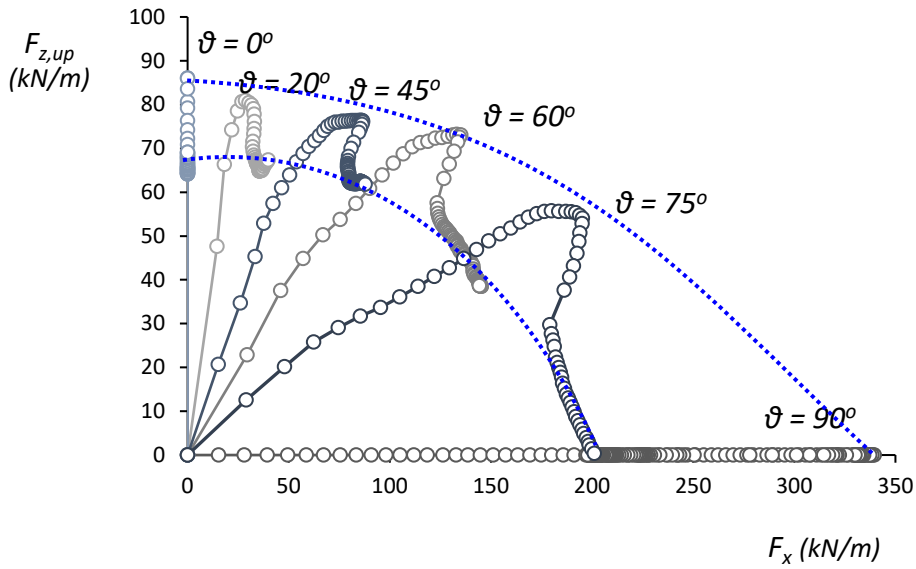
Σχήμα 5.6. Επίδραση του λόγου εγκλιβωτισμού στους δρόμους φόρτισης μέχρι την αστοχία για αγωγό διαμέτρου $D = 1$ m εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



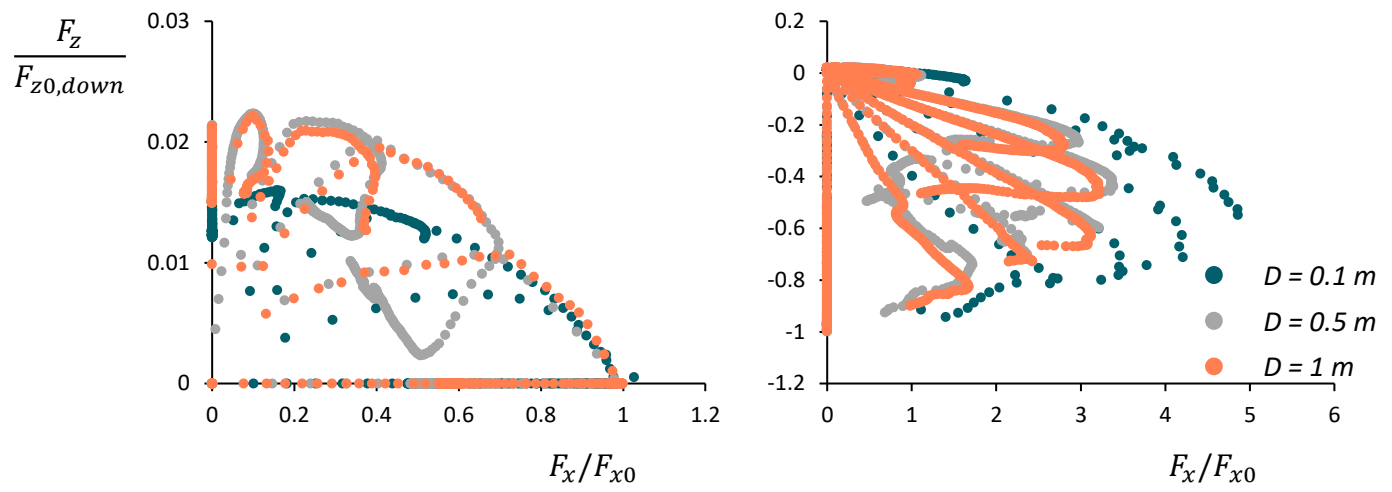
Σχήμα 5.7. Επίδραση των φαινομένων κλίμακας στους δρόμους φόρτισης μέχρι την αστοχία για αγωγούς με λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 2$ εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.



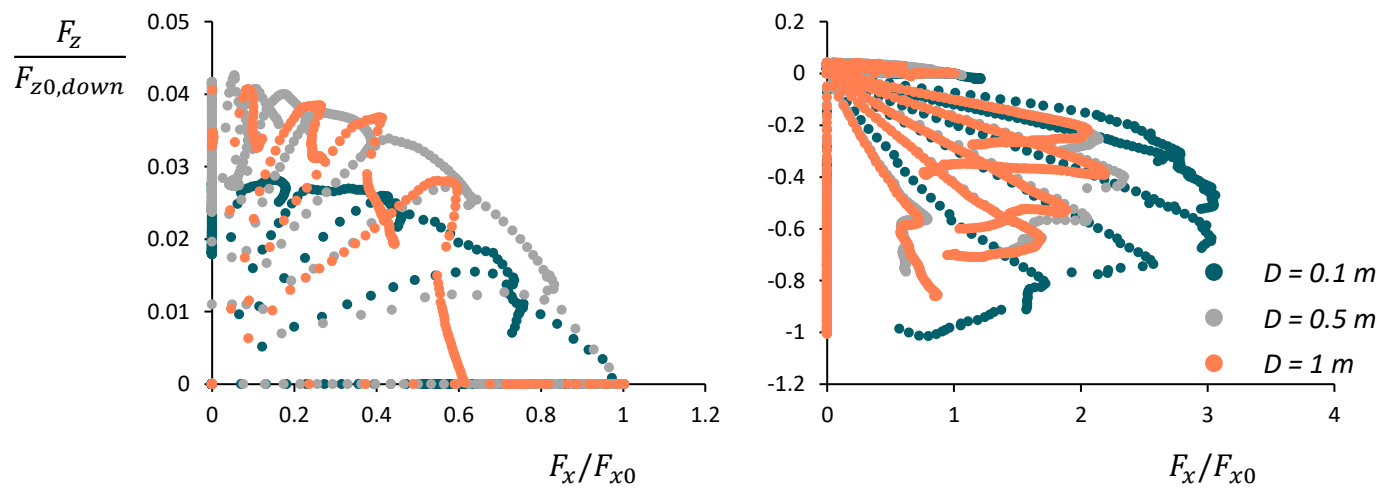
Σχήμα 5.8. Διαδρομές φόρτισης για τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$: (α) για λόγο εγκλιβωτισμού $H/D = 1$, (β) για $H/D = 2$ και (γ) για $H/D = 5$.



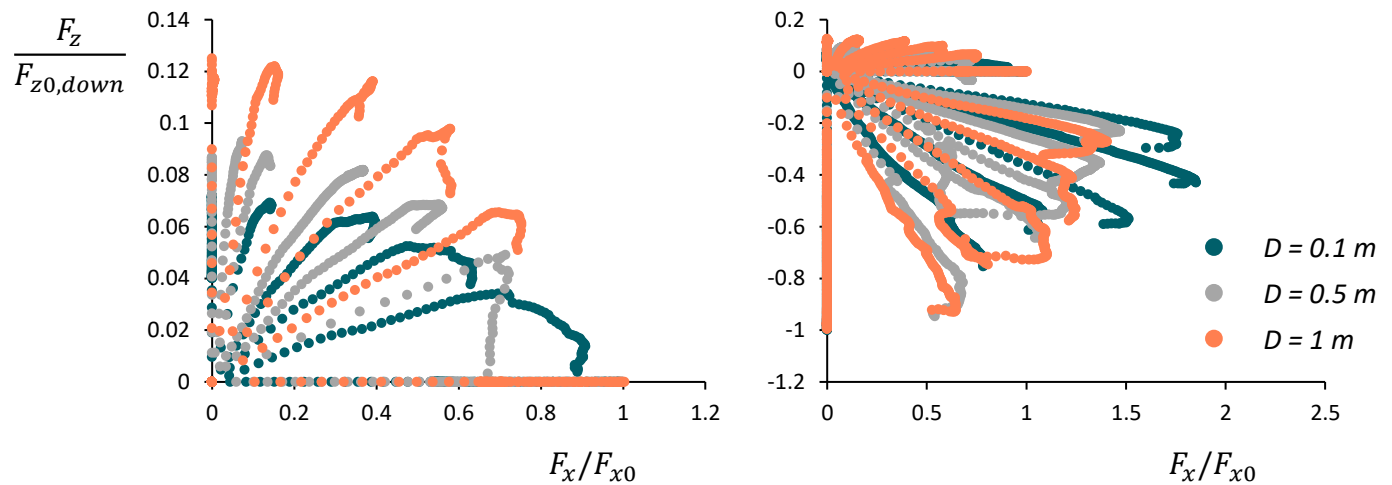
Σχήμα 5.9. Σύζευξη του οριζόντιου και κατακόρυφου βαθμού ελευθερίας για περίπτωση πυκνής άμμου: διάμετρος $D = 1$ m και λόγος εγκιβωτισμού $H/D = 2$. Διαδρομές φόρτισης (α) στον θετικό χώρο $F_x - F_y$ (συνδυασμένη προς τα πάνω κίνηση) και (β) στον αρνητικό χώρο $F_x - -F_y$ (συνδυασμένη προς τα κάτω κίνηση).



(α)

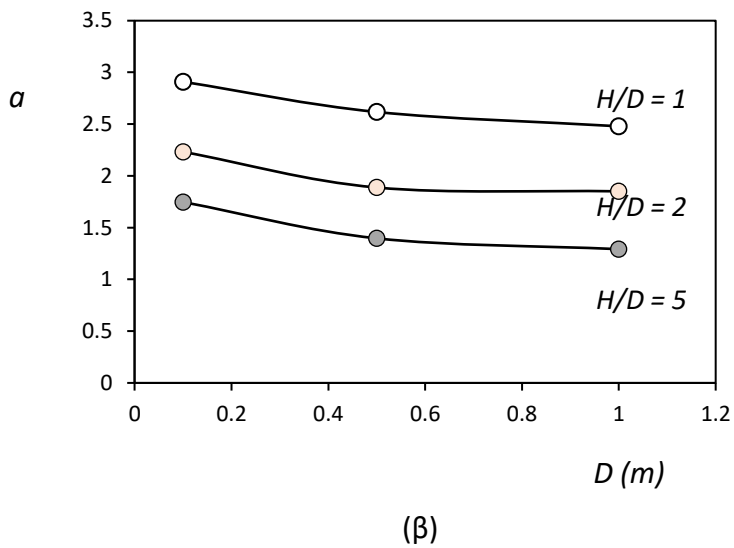
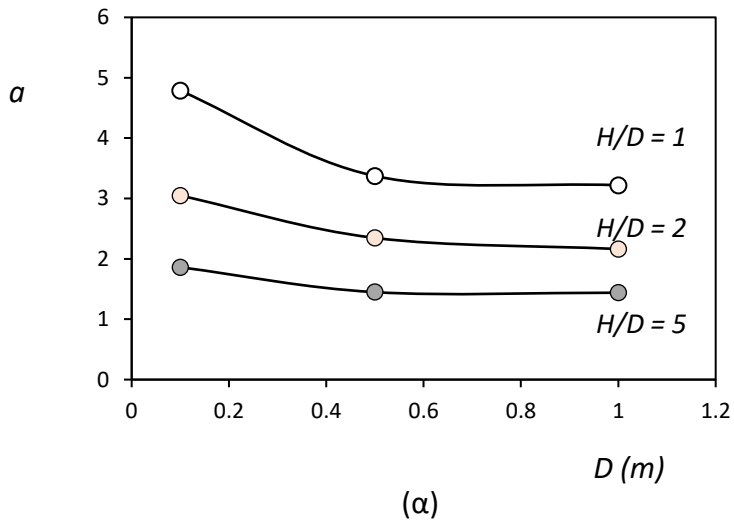


(β)



(γ)

Σχήμα 5.10. Διαδρομές φόρτισης για τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 75\%$: (α) για λόγο εγκλιβωτισμού $H/D = 1$, (β) για $H/D = 2$ και (γ) για $H/D = 5$.



Σχήμα 5.13. Συσχέτιση του συντελεστή υπεραντοχής σε οριζόντια φόρτιση με την διάμετρο και τον λόγο εγκλιβωτισμού (α) για την περίπτωση της πυκνής άμμου και (β) για την περίπτωση της χαλαρής άμμου..

Κεφάλαιο 6

Σύνταξη μακρο-στοιχείου για την σύζευξη των εδαφικών αντιδράσεων

6.1. Εισαγωγή

Η κοινή πρακτική στην ανάλυση της επίδρασης εδαφικών μετακινήσεων σε υπόγειους αγωγούς συνίσταται στην προσομοίωση εδαφικών πιέσεων μέσω ελατηριωτών στοιχείων τύπου Winkler, όπως επιτάσσουν και οι ισχύουσες διεθνείς οδηγίες (π.χ. **ALA 2005; CEN 2006; PRCI 2004; IITK-GSDMA 2007**). Συγκεκριμένα, προτείνεται η χρήση διακριτών μη γραμμικών ελατηρίων για τα οποία εισάγεται η συμπεριφορά δύναμης–μετατόπισης ξεχωριστά σε κάθε κύριο ορθογωνικό άξονα (δηλαδή στον διαμήκη άξονα, στον εγκάρσιο άξονα, στον κατακόρυφο προς τα άνω άξονα και στον κατακόρυφο προς τα κάτω άξονα). Χωρίς να παραβλέπουμε την αξία αυτών των προσομοιωμάτων, η οποία κυρίως βασίζεται στην ευκολία ενορχήστρωσης και βαθμονόμησης αλλά και στην ικανότητά τους να περιγράψουν επαρκώς την συμπεριφορά του συστήματος για μικρές (ελαστικές) παραμορφώσεις, τα προσομοιώματα αυτά δέχονται έντονη κριτική για τους εξής λόγους: (α) η βαθμονόμηση των ελατηρίων γίνεται με σχέσεις που βασίζονται στην ελαστοπλαστική απεικόνιση της πραγματικής μη γραμμικής καμπύλης δύναμης-μετατόπισης, (β) η χρήση διακριτών ελατηρίων αγνοεί την μεταφορά εντατικών μεγεθών από ένα ελατήριο στα διαδοχικά του, (γ) η θεώρηση ανεξάρτητων ελατηρίων σε κάθε κύρια διεύθυνση οδηγεί σε υπεραπλούστευση της κατά κανόνα συνδυασμένης τρισδιάστατης πραγματικότητας η οποία δημιουργεί ταυτόχρονη ανάπτυξη δυνάμεων σε περισσότερους από έναν άξονες. Ισχυρές ενδείξεις που προκύπτουν από πρόσφατες εργασίες συγκλίνουν στο συμπέρασμα πως η ταυτόχρονη δράση σε περισσότερους άξονες δημιουργεί συνδυαστικά φαινόμενα που μπορεί να μεταβάλλουν σημαντικά την αλληλεπίδραση εδάφους – αγωγού (π.χ. **Philips et al., 2004; Yimsiri et al., 2004; Guo 2005; Hsu et al., 2006; Cocchetti et al., 2009, Daiyan et al., (2009, 2010), Pike & Kenny (2011); Roy et al 2016; Ahmed & Ahmed 2017; Nguyen & Asimaki, 2020**).

Απάντηση στα προαναφερθέντα μειονεκτήματα της μεθόδου προσομοίωσης με διακριτά ελατήρια προσφέρει η χρήση της θεωρίας του μακροστοιχείου. Αυτή η νέα κατηγορία μαθηματικών προσομοιωμάτων αναπτύσσεται διαρκώς τα τελευταία χρόνια και βασίζεται στην ενιαία περιγραφή των φαινομένων αλληλεπίδρασης εδάφους- κατασκευής. Στην περίπτωση

αυτή το περιβάλλον έδαφος αντικαθίσταται από ένα και μοναδικό στοιχείο ικανό να περιγράψει την εδαφική αντίσταση σε όρους δύναμης μετακίνησης υπό οποιοδήποτε συνδυασμό φόρτισης λαμβάνοντας υπόψη τη σύζευξη μεταξύ των βαθμών αυτών ελευθερίας. Αυτή η προσέγγιση έχει χρησιμοποιηθεί ευρέως στην περίπτωση των επιφανειακών θεμελίων (*Nova and Montrasio 1991, Paolucci (1997), Pedretti (1998), Cremer et al. 2001*) και στις βαθιές θεμελιώσεις (*Gerolymos et al., 2012*). Τα τελευταία χρόνια διεξάγονται αντίστοιχες εργασίες και για την περιγραφή του συστήματος αγωγού - εδάφους (*Cocchetti et al. 2009, Nguyen & Asimaki, 2020*).

6.2. Καταστατικές σχέσεις του μακροστοιχείου

Για τη σύνταξη ενός μακροστοιχείου απαιτούνται τέσσερις βασικές συνιστώσες: (α) ο ορισμός της ελαστικής συμπεριφοράς του περιβάλλοντος εδάφους μέσω των κατάλληλων ελαστικών μητρών δυσκαμψίας για τους ενεργούς βαθμούς ελευθερίας (οριζόντια δύναμη F_x , κατακόρυφη δύναμη F_z), (β) ο ορισμός των "επιφανειών διαρροής" του συστήματος (yield surfaces), στον γενικευμένο δισδιάστατο χώρο φόρτισης $F_x - F_z$, οι οποίες εγκαθιστούν το όριο ανάμεσα στην ελαστική και στην ανελαστική συμπεριφορά του συστήματος, (γ) ο ορισμός του καταλληλότερου νόμου πλαστικής ροής (plastic flow rule) των μετακινήσεων του αγωγού, ο οποίος παρέχει την απαιτούμενη πληροφορία για το μέγεθος και την σχέση που έχουν μεταξύ τους οι στοιχειώδεις μετακινήσεις (ή οι μεταβολές αυτών - increments) κατά την διαρροή των εξεταζόμενων συστημάτων (δ) ο ορισμός του κατάλληλου νόμου κράτυνσης (hardening law), ο οποίος ορίζει το κατά πόσο (και εάν) οι πλαστικές μετακινήσεις της θεμελίωσης επηρεάζουν το σχήμα και το μέγεθος των επιφανειών διαρροής της.

Ελαστική συμπεριφορά

Η συμπεριφορά στην ελαστική περιοχή προσδιορίζεται από το ελαστικό μητρώο δυσκαμψίας το οποίο στη γενική του μορφή περιγράφεται ως:

$$K = \begin{bmatrix} K_x & K_{xz} \\ K_{zx} & K_z \end{bmatrix}$$

Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας θεωρείται απλοποιητικά ότι οι μη διαγώνιοι όροι είναι μηδενικοί. Ο υπολογισμός των διαγώνιων όρων K_x και K_z γίνεται με την κατάλληλη επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αριθμητικών αναλύσεων. Συγκεκριμένα με βάση την καμπύλη δύναμης – μετατόπισης υπολογίζεται το αρχικό μέτρο δυσκαμψίας για πολύ μικρές ελαστικές μετατοπίσεις. Για παράδειγμα, οι ελαστικές δυσκαμψίες για προς τα πάνω κίνηση $K_{z,up}$, προς τα κάτω κίνηση $K_{z,down}$ και οριζόντια μετακίνηση του αγωγού K_x για την περίπτωση αγωγών διαμέτρου $D = 0.1 \text{ m}$, 0.5 m και 1 m εγκιβωτισμένων εντός χαλαρής άμμου με λόγο εγκιβωτισμού $H/D = 2$ τείνουν για όλες τις περιπτώσεις φόρτισης (για όλες τις γωνίες θ) στις τιμές που εμφανίζονται στο **Σχήμα 6.1α**. Παρατηρείται ότι οι τιμές των δυσκαμψιών για κίνηση στις τρεις κύριες κατευθύνσεις εμφανίζουν πολύ μικρό εύρος. Με δεδομένη την ακρίβεια που επιθυμούμε στην προσέγγισή μας, αποδεχόμαστε τη θεώρηση πως η ελαστική δυσκαμψία μπορεί να περιγραφεί από μια μοναδική τιμή και για τις τρεις κύριες διευθύνσεις. Μπορούμε επίσης να παρατηρήσουμε πως οι υπολογιζόμενες δυσκαμψίες συσχετίζονται με μεγάλο βαθμό συσχέτισης με το μέτρο ελαστικότητας στο βάθος του αγωγού. Στο **Σχήμα 6.1β** συγκρίνεται η υπολογιζόμενη τιμή των ελαστικών δυσκαμψιών από τις αναλύσεις για τις ίδιες περιπτώσεις αγωγών, με το αντίστοιχο μέτρο ελαστικότητας στο επίπεδο του αγωγού το οποίο εκφράζεται από τη σχέση:

$$E = K p_a \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.5} .$$

Όπως αποτυπώνεται και στο διάγραμμα, οι ελαστικές δυσκαμψίες μπορούν να περιγραφούν σε ικανοποιητικό βαθμό από το μέτρο ελαστικότητας που αντιστοιχεί στο βάθος του αγωγού προσαυξημένο επί ένα συντελεστή 1.2.

Επιφάνεια διαρροής

Οι επιφάνειες διαρροής ορίζουν το όριο ανάμεσα στην ελαστική και την ανελαστική περιοχή του συστήματος εδάφους – αγωγού και για την περίπτωση του μακρο-στοιχείου οι επιφάνειες αυτές συμπίπτουν με τις περιβάλλουσες αστοχίας που παρουσιάστηκαν στο Κεφάλαιο 5. Με βάση τα αποτελέσματα του Κεφαλαίου 5 γίνεται η μαθηματικοποίηση των περιβαλλουσών αστοχίας. Για παράδειγμα, στο Σχήμα 2α παρουσιάζονται οι διαδρομές φόρτισης για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 1 \text{ m}$, εγκιβωτισμένου σε βάθος $H = 2 \text{ m}$ εντός χαλαρής άμμου με $D_r = 30\%$. Σε μια

πρώτη προσέγγιση η επιφάνεια αστοχίας θα μπορούσε να περιγραφεί από μια μετατοπισμένη καμπύλη τύπου έλλειψης με μεγάλο ημιάξονα (οριζόντιο) την υπεραντοχή που εμφανίζει το σύστημα σε οριζόντια φόρτιση και μικρό ημιάξονα (κατακόρυφο) την ημι-απόσταση ανάμεσα στην προς τα κάτω και στην προς τα πάνω αντοχή. Εμπνευσμένοι από αυτή την παρατήρηση, υιοθετήσαμε ως γενικό μοντέλο περιγραφής της περιβάλλουσας αστοχίας την ακόλουθη εξίσωση:

$$f(F_x, F_z) = \left[\left| \frac{F_x}{aF_{x0}} \right| \right]^{n_1} + \left[\left| \frac{F_z}{F_{z0}} - k \right| \right]^{n_2} + n_3 \left| \frac{F_x}{aF_{x0}} \right| \left(\frac{F_z}{F_{z0}} - k \right) - 1 = 0 \quad [6.1]$$

όπου

F_{x0} η «καθαρή» αντοχή σε οριζόντια φόρτιση

$F_{z0} = (|F_{z0,down}| + F_{z0,up})$ με

$F_{z0,down}$ η «καθαρή» αντοχή σε φέρουσα ικανότητα

$F_{z0,up}$ η «καθαρή» αντοχή σε κατακόρυφη εξόλκευση

a η υπεραντοχή στην οριζόντια φόρτιση με τον συνδυασμό κατακόρυφης προς τα κάτω δύναμης

$k = - (1 - F_{z0,up}/F_{z0,down}) / (1 + F_{z0,up}/F_{z0,down})$

n_1, n_2 και n_3 παράμετροι

Οι τιμές των καθαρών αντοχών μπορούν να επιλεχθούν για τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν από τα αντίστοιχα διαγράμματα του Κεφαλαίου 4, ενώ η τιμή της υπεραντοχής από το Σχήμα 5.13 του Κεφαλαίου 5. Οι παράμετροι n_1, n_2 και n_3 υπολογίζονται έτσι ώστε η εξίσωση [6.1] να περιγράφει κατά το βέλτιστο τα σημεία πάνω στην περιβάλλουσα αστοχίας. Ο υπολογισμός των παραμέτρων αυτών γίνεται ξεχωριστά για κάθε περίπτωση που εξετάστηκε. Η προσαρμογή της καμπύλης της εξίσωσης [6.1] στα αριθμητικά δεδομένα έγινε με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων με μια προσέγγιση βελτιστοποίησης στο MATLAB. Συγκεκριμένα, θεωρούμε ως μεταβλητές του προβλήματος βελτιστοποίησης τις παραμέτρους n_1, n_2 και n_3 και ζητάμε το ελάχιστο δυνατό άθροισμα των τετραγώνων των παραμενουσών τιμών (sum of the squares of the residuals) λύνοντας με τη βοήθεια του αλγορίθμου βελτιστοποίησης fminsearch. Για το παράδειγμα του αγωγού με $D = 1$ m, $H/D = 2$, εντός άμμου με $Dr = 30\%$ το αποτέλεσμα της συγκεκριμένης διαδικασίας παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.2β, όπου εμφανίζονται σημεία επί της

περιβάλλουσας αστοχίας και ταυτόχρονα η καμπύλη της εξίσωσης [6.1] που τα περιγράφει καλύτερα. Με την διαδικασία αυτή της προσαρμογής καμπύλης (curve fitting) υπολογίζονται οι παράμετροι για όλες τις περιπτώσεις και συγκεντρώνονται στον πίνακα 6.1 για την περίπτωση της χαλαρής άμμου και στον πίνακα 6.2 για την πυκνή άμμο.

Με την παραπάνω έκφραση καθίσταται εύκολος ο προσδιορισμός της κατάστασης που βρίσκεται κάθε φορά το σύστημα αγωγού - εδάφους. Σε πρώτη φάση προσδιορίζονται οι αντοχές του συστήματος εδάφους - αγωγού μέσω της ανωτέρω αναλυτικής σχέσης. Στην συνέχεια, οι αντοχές που προσδιορίστηκαν συγκρίνονται με τον εκάστοτε θεωρούμενο συνδυασμό εγκάρσιων δράσεων (οριζόντια δύναμη F_x και κατακόρυφη δύναμη F_z), και προσδιορίζεται πολύ απλά αν το εξεταζόμενο σύστημα συμπεριφέρεται "ελαστικά" (π.χ. αν ο συνδυασμός των εγκάρσιων δράσεων βρίσκεται εντός της δεδομένης επιφάνειας διαρροής), ή αν έχει επέλθει υπέρβαση των αντοχών του συστήματος.

Νόμος πλαστικής ροής

Έχοντας ορίσει την ανώτατη στάθμη φόρτισης που δύναται να παραλάβει ένας εξεταζόμενος εγκλιβωτισμένος αγωγός, μέσω των παραπάνω εξισώσεων διαρροής του συστήματος εδάφους-αγωγού, το επόμενο βήμα για την διατύπωση του ενιαίου μαθηματικού εργαλείου είναι να καθοριστούν μαθηματικά οι στοιχειώδεις μεταβολές (increments) των πλαστικών μετακινήσεων κατά την αστοχία του συστήματος. Γίνεται η θεώρηση ότι ο νόμος πλαστικής ροής είναι αντίστοιχος συσχετισμένος νόμος πλαστικής ροής των μετακινήσεων (associated plastic flow rule), με την άμεση γραφική συνέπεια αυτού την παρατήρηση της ισχύος της συνθήκης της καθετότητας (normality) στις καμπύλες αλληλεπίδρασης στο κύριο επίπεδο φόρτισης οριζόντιας δύναμης F_x και κατακόρυφης δύναμης F_z . Από τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων δείξαν ότι η θεώρηση αυτή είναι αρκετά ακριβής για ένα μεγάλο εύρος γωνιών φόρτισης (επί των αξόνων, στο σύνολο των θετικών γωνιών και σε γωνίες $\theta > 150^\circ$), ενώ για ένα μικρότερο εύρος γωνιών ίσως είναι μια καλή προσέγγιση (για γωνίες $\theta \approx 120^\circ$ όπου εμφανίζεται η μέγιστη υπεραντοχή στην οριζόντια αντίσταση). Μαθηματικά, ο συγκεκριμένος συσχετισμένος νόμος πλαστικής ροής των μετακινήσεων ιδιαίτερα εύχρηστος, εφόσον- πλέον- δεν απαιτείται η εύρεση μιας νέας εξίσωσης που να περιγράφει το δυναμικό πλαστικοποίησης (plastic potential) κατά την αστοχία του συστήματος εδάφους - αγωγού, αλλά αρκεί η χρήση των ίδιων των

εξισώσεων που περιγράφουν τις επιφάνειες διαρροής τους. Έτσι, ο συσχετισμένος νόμος πλαστικής ροής των μετακινήσεων εκφράζεται στην παρακάτω μορφή:

$$\begin{Bmatrix} \partial u_x^{pl} \\ \partial u_z^{pl} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_x^{\dot{pl}} \\ u_z^{\dot{pl}} \end{Bmatrix} = \lambda \begin{Bmatrix} \frac{\partial f}{\partial F_x} \\ \frac{\partial f}{\partial F_z} \end{Bmatrix}$$

Οι δύο παραπάνω εξισώσεις συνδέουν τις μεταβολές της εξίσωσης διαρροής f , σε σχέση με τα εντάσεις εντατικά μεγέθη F_x και F_z , με τις στοιχειώδεις μεταβολές των αντίστοιχων εντάσεων πλαστικών μετακινήσεων αστοχίας (μεταβολή της πλαστικής οριζόντιας μετατόπισης δu_x^{pl} και μεταβολή της πλαστικής κάθετης μετατόπισης δu_z^{pl}). Με λ συμβολίζεται ένας μη αρνητικός πολλαπλασιαστικός συντελεστής, ο οποίος δηλώνει το μέγεθος που έχουν οι πλαστικές μετακινήσεις κατά την αστοχία της θεμελίωσης, ανάλογα με τον λόγο των εντατικών μεγεθών F_x/F_z , με την βασική προϋπόθεση ότι ένα ελαστο-πλαστικό βήμα φόρτισης οφείλει να παραμένει επί της επιφάνειας διαρροής του συστήματος (**Cassidy, Martin, Houlsby 2004**). Ουσιαστικώς, για την πρόβλεψη της εξέλιξης των πλαστικών μετακινήσεων απαιτείται (κάθε φορά) μόνο ο υπολογισμός των μερικών παραγώγων της εξίσωσης διαρροής, f , του αγωγού.

Νόμος κράτυνσης

Σε ένα μαθηματικό μοντέλο (όπως είναι το “μακρο- στοιχείο” του εδάφους και του αγωγού) που βασίζεται στην θεωρία της πλαστικότητας, η “μακροσκοπική” συμπεριφορά της θεμελίωσης σε όρους δύναμης – μετακίνησης προσδιορίζεται με τον (ακριβώς) ίδιο τρόπο με εκείνον που χρησιμοποιείται στα καταστατικά προσομοιώματα εδαφικών υλικών, συνδέοντας τις τάσεις με τις παραμορφώσεις: η φόρτιση επιβάλλεται επαυξητικά, και το μαθηματικό μοντέλο υπολογίζει αριθμητικά τα “επικαιροποιημένα” εφαπτομενικά μητρώα δυσκαμψίας του συστήματος σε κάθε βήμα, παράγοντας τις αντίστοιχες μετακινήσεις. Όπως και στην κλασική θεωρία της πλαστικότητας, τυχόν αλλαγή στο διάνυσμα της συνδυασμένης φόρτισης του συστήματος της θεμελίωσης εντός της επιφάνειας διαρροής του, οδηγεί στην ανάπτυξη μόνον ελαστικών μετακινήσεων στην κορυφή της θεμελίωσης. Μία διαδρομή φόρτισης που τέμνει την παραπάνω επιφάνεια διαρροής (και παραμένει επί αυτής) προκαλεί την ανάπτυξη πλαστικών μετακινήσεων, οι επαυξητικές συνιστώσες των οποίων καθορίζονται επακριβώς από τον νόμο πλαστικής ροής που έχει υιοθετηθεί (στην περίπτωση μας αυτός είναι ο συσχετισμένος), καθώς

και από τον κατάλληλο νόμο κράτυνσης (hardening law). Για παράδειγμα, οι *Cassidy et al. [2004]* ανέπτυξαν ένα μαθηματικό μοντέλο βασισμένο στην θεωρία της πλαστικότητας, για την μελέτη της απόκρισης των ειδικών θεμελιώσεων κωνικού σχήματος (spudcan foundations) που έχουν καθιερωθεί στην βιομηχανία των έργων ανοικτής θαλάσσης (offshore engineering). Η εργασία τους βασίστηκε στον νόμο κράτυνσης που εξαρτάται αποκλειστικά από την κατακόρυφη μετακίνηση του συστήματος εδάφους - θεμελίωσης (single - surface strain - hardening plasticity model), επηρεάζοντας την εξέλιξη της επιφάνειας διαρροής ανάλογα με το μέγεθος της κατακόρυφης φόρτισης, διότι, λόγω της ειδικής γεωμετρίας του συγκεκριμένου τύπου θεμελίωσης, ο βαθμός εγκιβωτισμού της εξαρτάται κατά κύριο λόγο από την επιβαλλόμενη σε αυτή κατακόρυφη φόρτιση και την στάθμη της πλαστικής κατακόρυφης βύθισης που αυτή συνεπάγεται. Όσο μεγαλύτερη είναι αυτή, τόσο περισσότερο θεωρείται ότι το σύστημα της συγκεκριμένης θεμελίωσης εγκιβωτίζεται, απ' την άλλη, όμως, τόσο μειώνονται τα περιθώρια για την περαιτέρω παραλαβή της επιβαλλόμενης εγκάρσια φόρτισης, όπως αυτά περιορίζονται από την ίδια την επιφάνεια διαρροής της θεμελίωσης στην περιοχή της φέρουσας ικανότητας σε κατακόρυφη φόρτιση (στον τριδιάστατο γενικευμένο χώρο φόρτισης κατακόρυφης δύναμης V , οριζόντιας δύναμης H και ροπής M).

Στο "μακρο- στοιχείο" που αναπτύσσεται στο παρόν κεφάλαιο, υιοθετείται ο νόμος κράτυνσης της θεωρίας της πλαστικότητας που εξαρτάται από το παραγόμενο έργο του συστήματος θεμελίωσης (work- hardening plasticity theory). Συμβολίζοντας με \mathbf{F} το διάνυσμα της εγκάρσιας φόρτισης του αγωγού, και με δ το διάνυσμα των αναπτυσσόμενων εγκάρσιων μετακινήσεων, το παραγόμενο έργο W (μακροσκοπική παρατήρηση του συστήματος) ισούται με:

$$W = \mathbf{F} * \delta$$

όπου:

$$\mathbf{F} = \begin{Bmatrix} F_x \\ F_z \end{Bmatrix} \text{ και } \delta = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_z \end{Bmatrix}$$

Όπως απεικονίζεται σκαριφηματικά στο **Σχήμα 6.3**, η απόκριση του αγωγού μελετάται ανά βήματα φόρτισης ΔF , υπολογίζεται το επικαιροποιημένο εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας του συστήματος \mathbf{K}_t , και με την αντιστροφή αυτού υπολογίζονται τα επαυξητικά στοιχεία του διανύσματος των εγκάρσιων μετακινήσεων $\Delta\delta$, χρησιμοποιώντας το ανεπτυγμένο μαθηματικό

υπόβαθρο που αποκτήθηκε από τις δισδιάστατες αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων με τον τρόπο που περιγράφηκε στις προηγούμενες ενότητες. Επιπροσθέτως, εισάγονται τρεις επιπλέον παράμετροι κράτυνσης (hardening parameters), ικανοί να περιγράψουν κάθε πτυχή της απόκρισης του εξεταζόμενου συστήματος εδάφους αγωγού: (α) η παράμετρος a , (β) η παράμετρος n .

Η παράμετρος κράτυνσης n ελέγχει τον βαθμό μετάβασης από το ελαστικό τμήμα της απόκρισης έως την κατάσταση διαρροής. Μία μεγάλη τιμή της παραμέτρου n (π.χ. μεγαλύτερη του 10) αποτυπώνει προσεγγιστικά ένα διγραμμικό διάγραμμα “δύναμης- μετακίνησης”, ενώ οι μικρές τιμές αυτής εγγυώνται την ομαλότερη μετάβαση ανάμεσα στις δύο περιοχές, όπου λαμβάνουν χώρα πλαστικές μετακινήσεις ακόμα και σε χαμηλά επίπεδα φόρτισης. Το **Σχήμα 6.4α** απεικονίζει τον ρόλο της παραμέτρου κράτυνσης n , όπως διατυπώθηκε στην εργασία των **Gerolymos και Gazetas [2006]**. Επιπλέον, η παράμετρος κράτυνσης a ορίζει το μέγεθος της παρατηρούμενης κράτυνσης (σε όρους διαγραμμάτων “δύναμης- μετακίνησης”), και ισούται με τον λόγο της δυσκαμψίας του συστήματος εδάφους - αγωγού μετά την διαρροή προς την αντίστοιχη αρχική ελαστική δυσκαμψία. Στο **Σχήμα 6.4β** υποδεικνύεται η επιρροή της παραμέτρου a στις παραγόμενες μονοτονικές καμπύλες “δύναμης- μετακίνησης” εγκιβωτισμένων θεμελιώσεων (υπό σταθερή παράμετρο n), στα πλαίσια, επίσης, της προαναφερθείσας εργασίας. Στο μαθηματικό εργαλείο που αναπτύσσεται σε αυτό το κεφάλαιο, τον πιο ουσιαστικό ρόλο παίζει η παράμετρος κράτυνσης n , με την τιμή της παραμέτρου a να μην έχει έντονη επιρροή στα παραγόμενα αποτελέσματα (ενδεικτικά αναφέρεται ότι χρησιμοποιήθηκε η τιμή $a \approx 1 \%$).

6.3. Σύνταξη ενιαίου μαθηματικού εργαλείου

Οι εξισώσεις που ακολουθούν προγραμματίζονται ανά βήματα αριθμητικών αναλύσεων, με στόχο την παραγωγή των επικαιροποιημένων εφαπτομενικών μητρώων δυσκαμψίας (K_t) του συστήματος εδάφους - αγωγού σε κάθε βήμα. Συνεπώς, το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας του κάθε βήματος συνδέει τις μεταβολές των εγκάρσιων φορτίσεων με τις μεταβολές των εγκάρσιων μετακινήσεων, ως εξής:

$$\Delta F = K_t * \Delta \delta$$

Επιπλέον, η μεταβολή του παραγόμενου (μακροσκοπικά) έργου κάθε βήματος ισούται με :

$$\Delta W = \Delta F * \Delta \delta$$

Τελικώς, το ζητούμενο (“στιγμιαίο”) εφαπτομενικό μητρώο του συστήματος προκύπτει από την ακόλουθη έκφραση:

$$K_t = \begin{bmatrix} 1 - a & 0 \\ 0 & 1 - a \end{bmatrix} * K * 2 * (I - B * H_1) + \begin{bmatrix} a & 0 \\ 0 & a \end{bmatrix} * K$$

όπου:

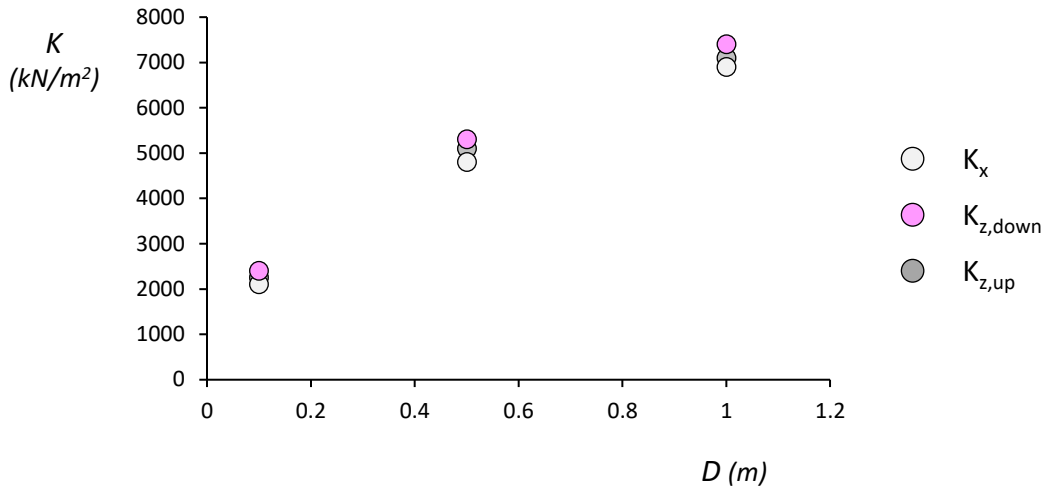
- $I = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix}$, ο μοναδιαίος πίνακας
- $B = \Phi * E * \Phi^T * K_{top}$
- $E = (\Phi^T * K_{top} * \Phi)^{-1}$
- $\Phi = \begin{Bmatrix} \partial f / \partial F_x \\ \partial f / \partial F_z \end{Bmatrix} = \frac{1}{\lambda} * \begin{Bmatrix} \partial u_x \\ \partial u_z \end{Bmatrix}$, το διάνυσμα που περιγράφει τον υιοθετούμενο συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής (associated plastic flow rule)
- $H_1 = \begin{bmatrix} f(F_x, F_z) + 1^n & 0 \\ 0 & f(F_x, F_z) + 1^n \end{bmatrix}$, όπου στην κατάσταση διαρροής ισχύει ότι $f(F_x, F_z) = 0$ και ο πίνακας H_1 υποβαθμίζεται στο μοναδιαίο πίνακα I

Έτσι, σε κάθε βήμα το παραγόμενο μητρώο K_t αντιστρέφεται, υπολογίζονται οι μεταβολές των στοιχείων του διανύσματος των εγκάρσιων μετακινήσεων, το διάνυσμα των εγκάρσιων φορτίσεων μεταβάλλεται στις τιμές του επόμενου ορισμένου βήματος και η παραπάνω υπολογιστική διαδικασία επαναλαμβάνεται διαρκώς. Στις επόμενες ενότητες παρουσιάζονται τα αποτελέσματα που παράγονται από την χρήση του ανωτέρω μαθηματικού εργαλείου, η ορθότητα του οποίου διαπιστώνεται με βάση την σύγκριση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα των τριδιάστατων αναλύσεων με πεπερασμένα στοιχεία που διεξήχθησαν.

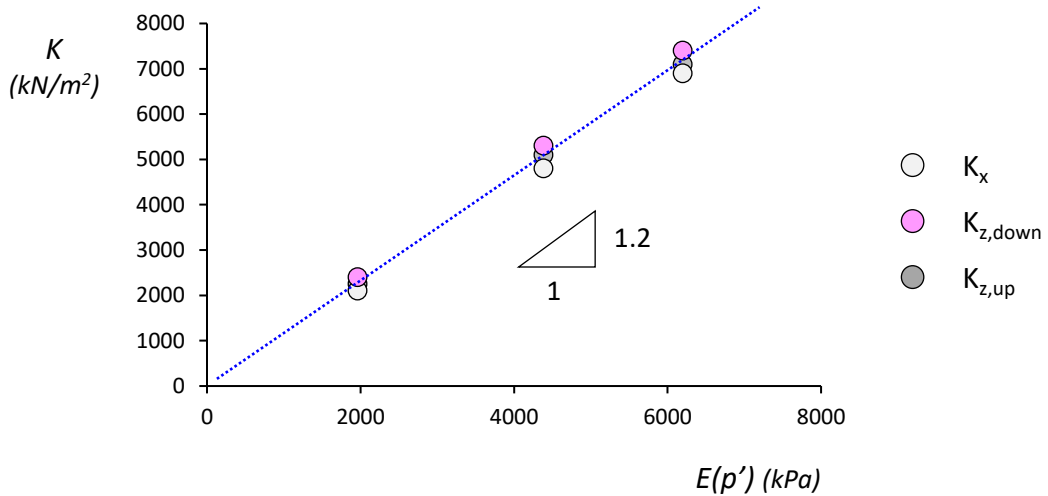
6.4. Αποτελέσματα αναλύσεων μακροστοιχείου

Σαν μια πρώτη διερεύνηση της δυνατότητας του μακροστοιχείου να περιγράψει την αλληλεπίδραση αγωγού – εδάφους για μετακινήσεις αποκλειστικά στο επίπεδο της διατομής του αγωγού, το μακροστοιχείο βαθμονομείται για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 0.5 \text{ m}$, εγκιβωτισμένου σε βάθος $H = 1 \text{ m}$ εντός χαλαρής άμμου με σχετική πυκνότητα $D_r = 30\%$. Συγκεκριμένα, για την κατάστρωση του μητρώου δυσκαμψίας επιλέγονται αρχικώς τιμές $K_x = K_y = 1.2 \cdot E(p') = 5360 \text{ kN/m}^2$. από τον πίνακα 6.1 επιλέγουμε τιμές για τις παραμέτρους $n_1 = 1.47$, $n_2 = 1.8$ και $n_3 = -0.43$, ενώ η υπεραντοχή παίρνει τιμή $\alpha = 1.89$. Οι τιμή της παραμέτρου κράτυνσης n επιλέγεται ίση με 5. Εδώ πρέπει να σημειώσουμε πως για κατακόρυφες προς τα κάτω βυθίσεις δημιουργείται μια αναντιστοιχία λόγω της μετατοπισμένης επιφάνειας διαρροής και του μεγάλου συντελεστή κράτυνσης n , η οποία οδηγεί σε καμπύλες δύναμης – μετατόπισης (για προς τα κάτω μετατόπιση) με τα κοίλα προς τα άνω. Για να ξεπεραστεί το πρόβλημα αυτό υιοθετείται μικρότερο μέτρο ελαστικότητας για την κατακόρυφη προς τα κάτω κίνηση, ίση με το μισό της θεωρητικής.

Στα **Σχήματα 6.5** έως **6.8** παρουσιάζεται συνοπτικά η ικανότητα του μακροστοιχείου να περιγράψει τη σύζευξη μεταξύ των εδαφικών αντιδράσεων, συγκρίνοντας τις προβλέψεις του με τα αποτελέσματα αριθμητικών αναλύσεων. Και στις δύο περιπτώσεις, επιβάλλουμε σταθερό λόγο κατακόρυφης προς οριζόντιας δύναμης και υπολογίζουμε τις μετατοπίσεις που αναπτύσσονται. Η σύγκριση γίνεται για τέσσερις περιπτώσεις φόρτισης: (α) για $F_z/F_x = 0.1$ δηλαδή για λοξή προς τα πάνω φόρτιση (**Σχήμα 6.5**), (β) για $F_z/F_x = 0.5$ (**Σχήμα 6.6**), (γ) για $F_z/F_x = -5$ (λοξή προς τα κάτω φόρτιση **Σχήμα 6.7**) και τελικώς για (δ) για $F_z/F_x = -8$ (**Σχήμα 6.8**). Στο σύνολο των εξεταζόμενων περιπτώσεων, η σύγκριση κρίνεται ικανοποιητική. Συγκεκριμένα, το μακροστοιχείο προβλέπει με μεγάλη ακρίβεια την μέγιστη εδαφική αντίσταση, ενώ προβλέπει επιτυχώς τη δυσκαμψία του συστήματος ειδικά για φορτίσεις στον θετικό ημιχώρο (φορτίσεις προς τα πάνω). Για φορτίσεις στον αρνητικό ημιχώρο προβλέπει μια τέμνουσα δυσκαμψία που κρίνεται επαρκής, ωστόσο υπάρχει απόκλιση, τόσο σε μικρές μετατοπίσεις που το μακροστοιχείο προβλέπει πιο εύκαμπτη συμπεριφορά, όσο και σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις όπου η θεώρηση του μεγάλου συντελεστή κράτυνσης $n = 5$ δεν αφήνει την καμπύλη να προσαρμοστεί πιο ομαλά προς την αστοχία. Περεταίρω βελτιώσεις στην σύνταξη του μακροστοιχείου θα βελτιώσουν τις αποκλίσεις αυτές.



(α)



(β)

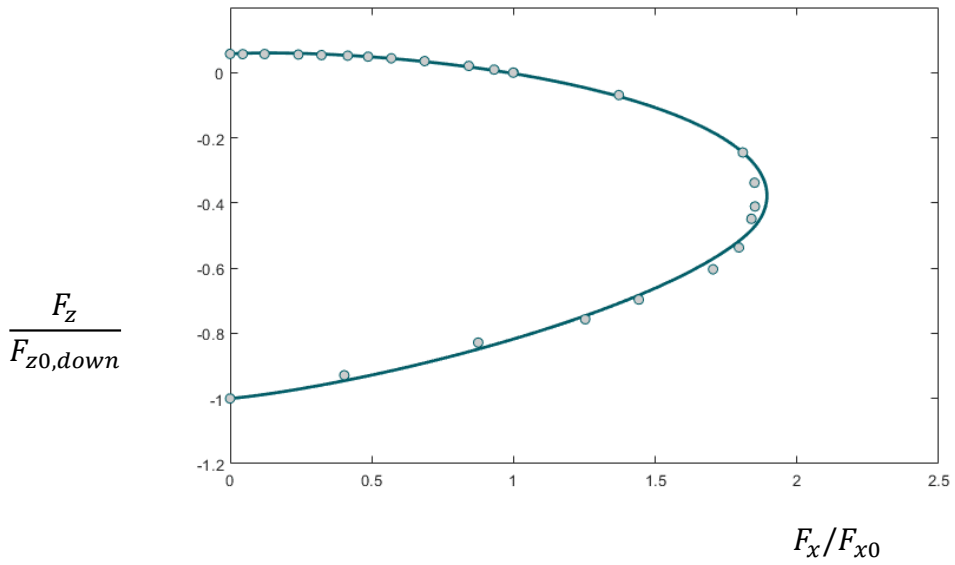
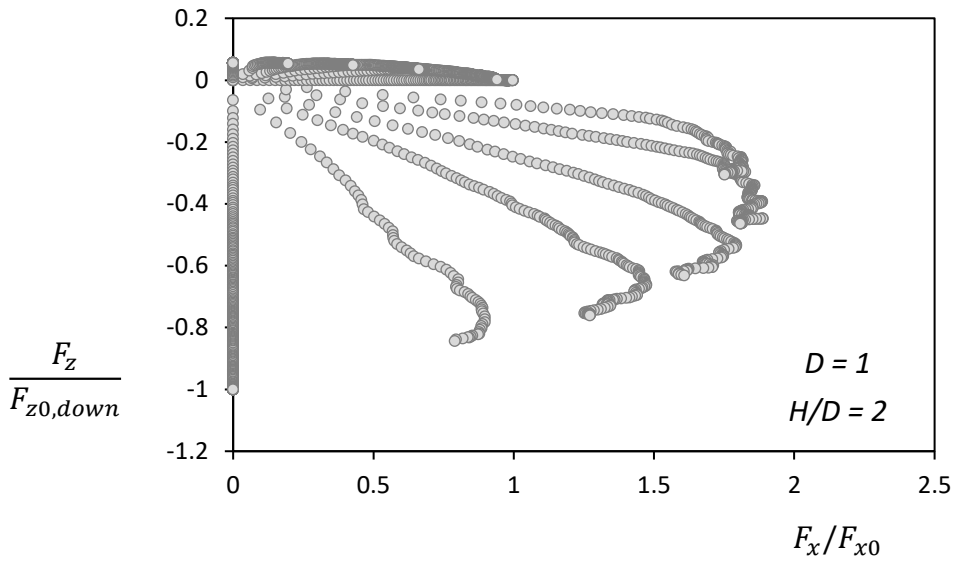
Σχήμα 6.1. (α) Τα ελαστικά μέτρα δυσκαμψίας για μετακίνηση στην οριζόντια (K_x) στην κατακόρυφη προς τα πάνω ($K_{z,up}$) και στην κατακόρυφη προς τα κάτω διεύθυνση ($K_{z,down}$), όπως υπολογίστηκαν από τις αριθμητικές αναλύσεις για πολύ μικρές ελαστικές μετατοπίσεις για περίπτωση αγωγών με $D = 0.1$ m, 0.5 m και 1 m, με $H/D = 2$ εντός χαλαρής άμμου με $D_r = 30\%$. (β) Συσχέτιση των ελαστικών δυσκαμψιών με το μέτρο ελαστικότητας για τις ίδιες περιπτώσεις αγωγών.

H/D	D	n1	n2	n3
1	0.1	1.40	2.11	-0.29
1	0.5	1.52	1.82	-0.36
1	1	1.52	2.13	-0.32
2	0.1	1.38	1.96	-0.43
2	0.5	1.47	1.80	-0.43
2	1	1.49	1.86	-0.41
5	0.1	1.37	1.81	-0.38
5	0.5	1.70	1.83	-0.21
5	1	1.41	2.13	-0.24

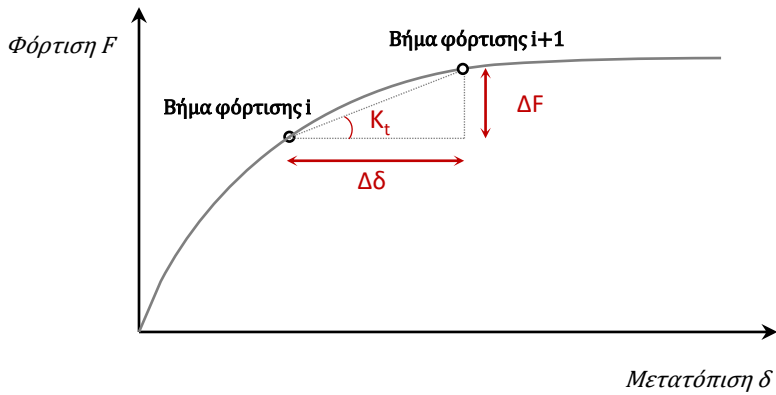
Πίνακας 6.1. Παράμετροι βαθμονόμησης της μαθηματικής έκφρασης για την περιγραφή των περιβαλλουσών αστοχίας για τις περιπτώσεις αγωγών που εξετάστηκαν εγκιβωτισμένων εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$.

H/D	D	n1	n2	n3
1	0.1	1.85	1.56	0.07
1	0.5	1.43	1.54	-0.33
1	1	1.64	1.73	-0.16
2	0.1	1.99	1.96	0.00
2	0.5	1.64	1.73	-0.16
2	1	1.44	1.81	-0.41
5	0.1	1.95	2.01	-0.20
5	0.5	1.56	2.05	-0.40
5	1	1.95	2.01	-0.20

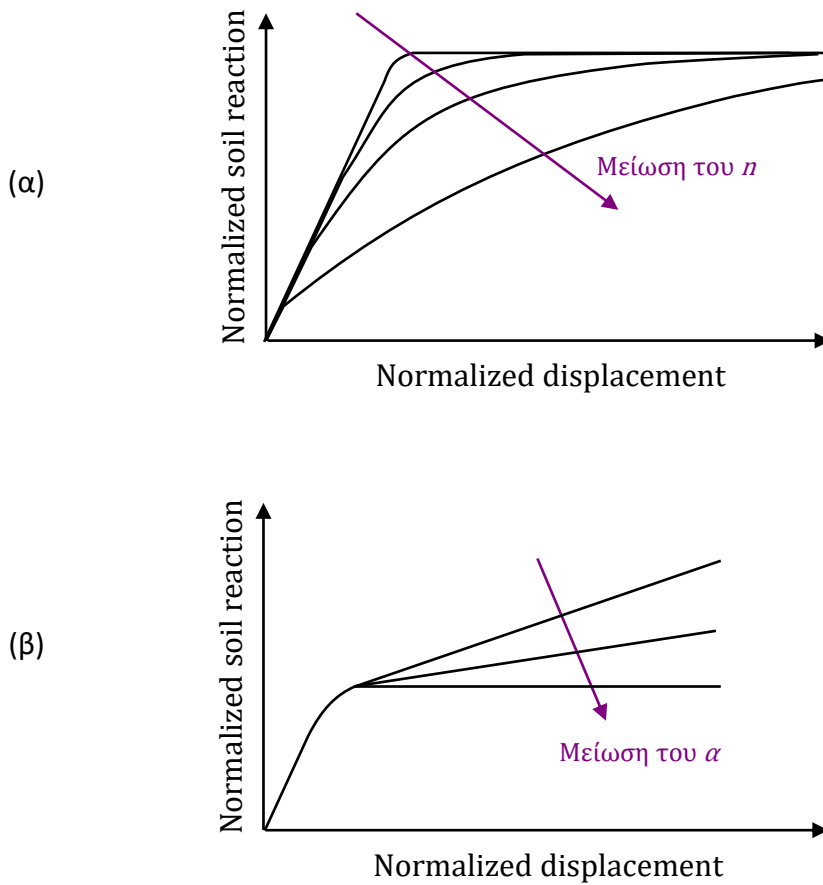
Πίνακας 6.2. Παράμετροι βαθμονόμησης της μαθηματικής έκφρασης για την περιγραφή των περιβαλλουσών αστοχίας για τις περιπτώσεις αγωγών που εξετάστηκαν εγκιβωτισμένων εντός πυκνής άμμου με $Dr = 75\%$.



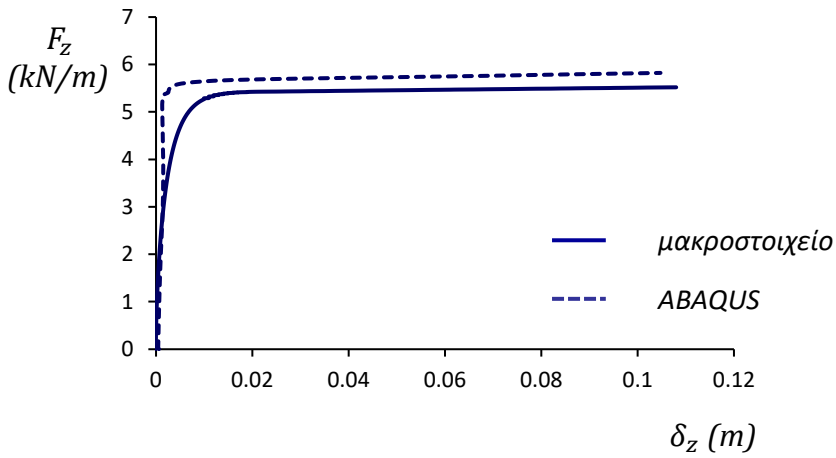
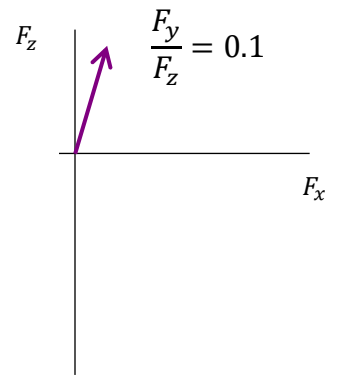
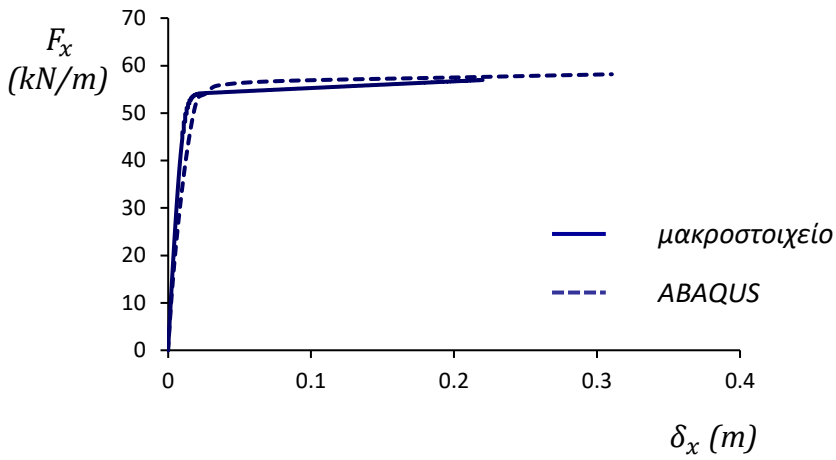
Σχήμα 6.2. (α) Οι διαδρομές φόρτισης για $D = 1$ m, $H = 2$ m και $Dr = 30\%$. (β) Επιλογή σημείων που βρίσκονται πάνω στην περιβάλλουσα αστοχίας και προσαρμογή καμπύλης (curve fitting) για την βέλτιστη περιγραφή των σημείων αυτών.



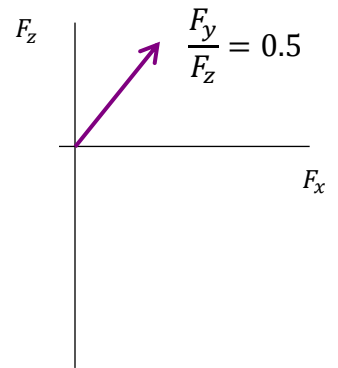
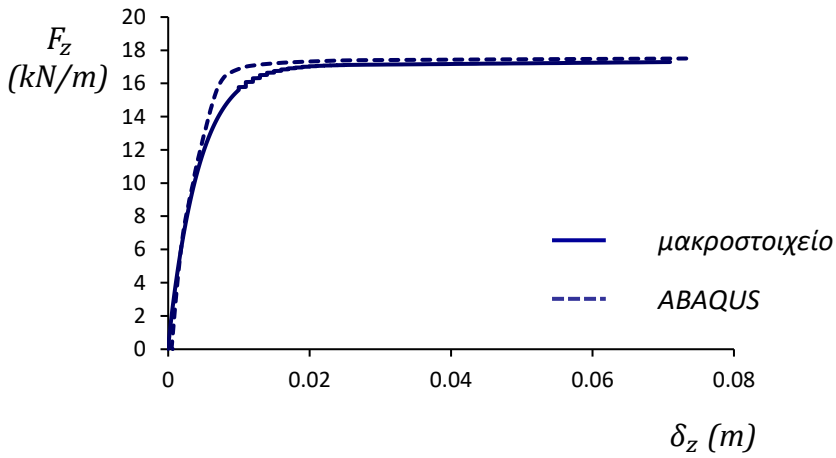
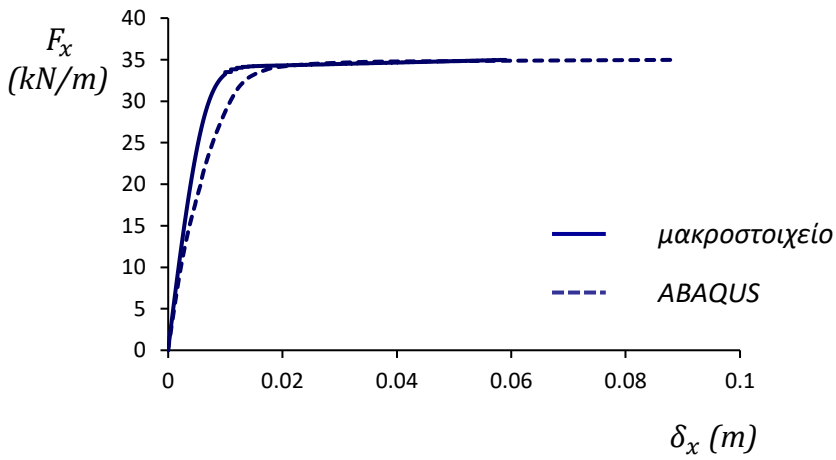
Σχήμα 6.3. Η επαναληπτική βάση ανάπτυξης του αναπτυσσόμενου μαθηματικού εργαλείου: στο βήμα φόρτισης i υπολογίζεται το εφαπτομενικό μητρώο δυσκαμψίας K_t και προκύπτει η συνεπακόλουθη μεταβολή της μετακίνησης $\Delta\delta$ μέχρι το επόμενο βήμα φόρτισης $i+1$. Όσο μικρότερο θεωρείται το διάστημα ΔF μεταξύ δύο διαδοχικών βημάτων φόρτισης, τόσο “ακριβέστερη” θεωρείται η προσέγγιση του εφαπτομενικού μητρώου δυσκαμψίας.



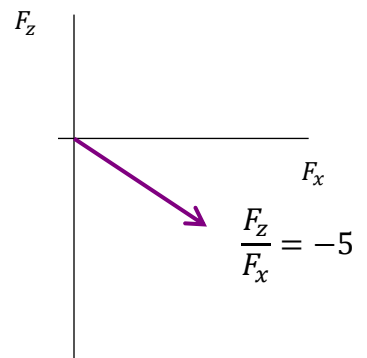
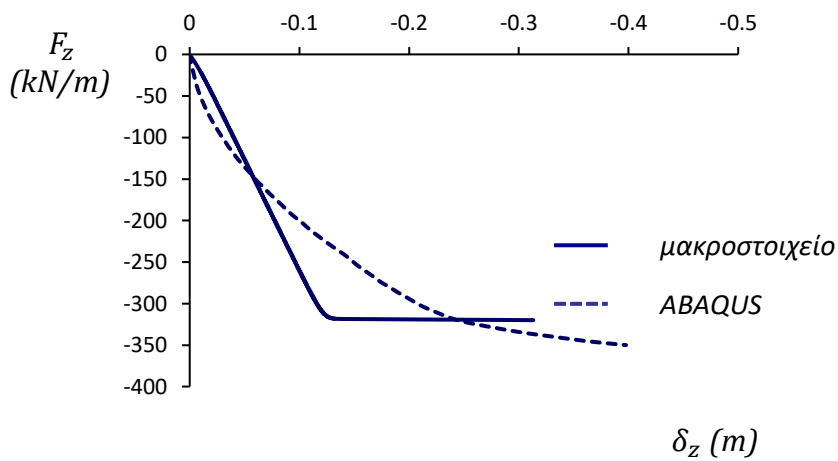
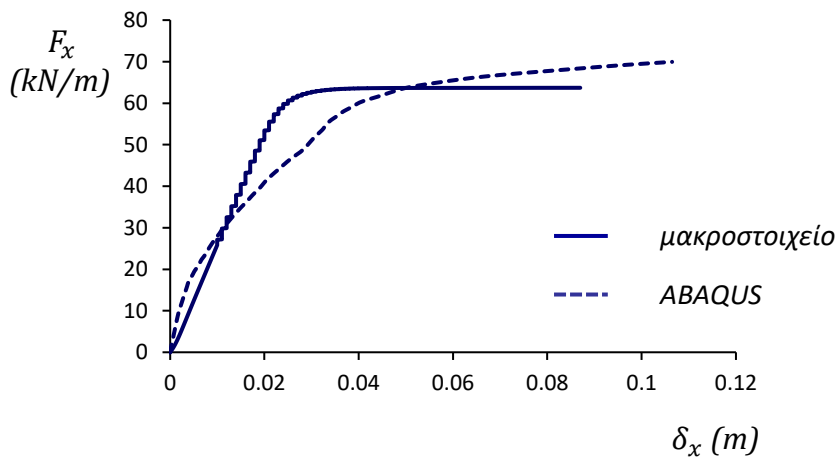
Σχήμα 6.4. Η επιρροή (α) της παραμέτρου κράτνσης n και (β) της παραμέτρου κράτνσης α στο σχήμα των μονοτονικών καμπυλών “δύναμης- μετακίνησης”.



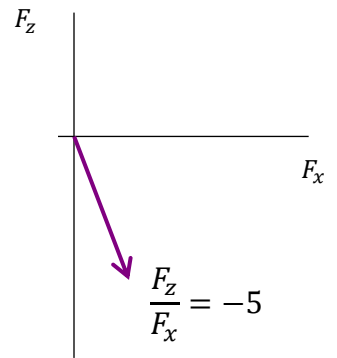
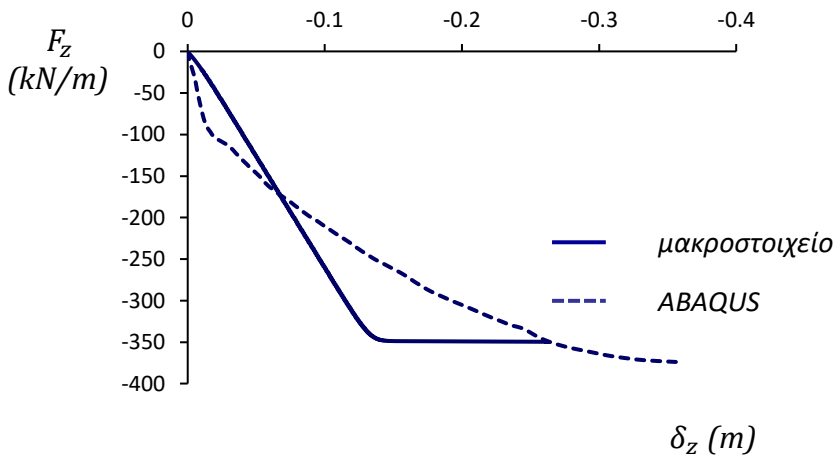
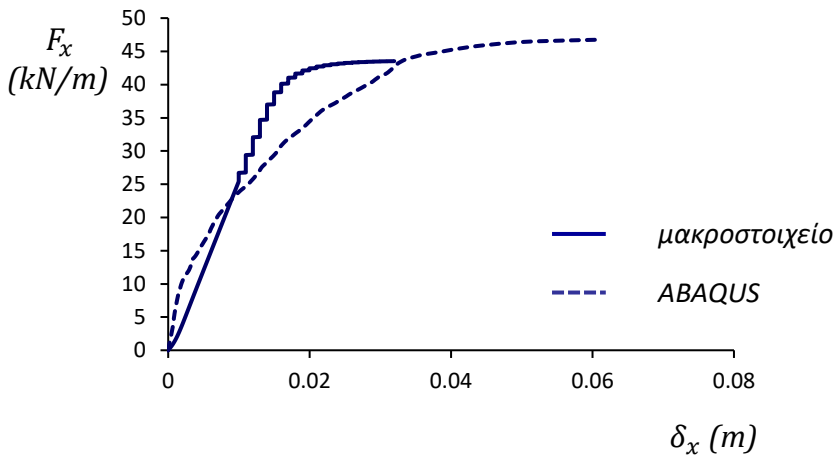
Σχήμα 6.5. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την πρόβλεψη του μακροστοιχείου για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 0.5$ m, εγκιβωτισμένου σε βάθος $H = 1$ m, εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$: αποτελέσματα για επιβολή σταθερού λόγου δύναμης $F_y/F_x = 0.1$.



Σχήμα 6.6. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την πρόβλεψη του μακροστοιχείου για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 0.5$ m, εγκιβωτισμένου σε βάθος $H = 1$ m, εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$: αποτελέσματα για επιβολή σταθερού λόγου δύναμης $F_y/F_x = 0.5$.



Σχήμα 6.7. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την πρόβλεψη του μακροστοιχείου για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 0.5$ m, εγκιβωτισμένου σε βάθος $H = 1$ m, εντός χαλαρής άμμου με $D_r = 30\%$: αποτελέσματα για επιβολή σταθερού λόγου δύναμης $F_y/F_x = -5$.



Σχήμα 6.8. Σύγκριση των αριθμητικών αποτελεσμάτων με την πρόβλεψη του μακροστοιχείου για την περίπτωση αγωγού διαμέτρου $D = 0.5$ m, εγκιβωτισμένου σε βάθος $H = 1$ m, εντός χαλαρής άμμου με $Dr = 30\%$: αποτελέσματα για επιβολή σταθερού λόγου δύναμης $F_y/F_x = -8$.

Βιβλιογραφική αναφορά

- Ahmed, S. S., & Ahmed, S. S. (2019). Finite Element Modeling of Axial-Vertical Interaction Behavior of Buried Pipelines in Dense Sand. *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, 29(01), 70-77.
- Almahakeri, M., Fam, A., and Moore, I.D. 2012. The flexural behaviour of buried steel and composite pipes pulled relative to dense sand: experimental and numerical investigation. 9th Int. Conf. on Pipelines IPC2012, September 24–28, Calgary, AB, Canada. IPC 2012-90158. pp. 9
- American Lifelines Alliance (ALA). (2005). Seismic guidelines for water pipelines.
- Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Bransby, M. F., Davies, M. C. R., & El Nahas, A. (2007). Fault rupture propagation through sand: finite-element analysis and validation through centrifuge experiments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(8), 943-958.
- Anderson C, Wijewickreme D, Ventura C, and Mitchell A (2005) Full-scale laboratory testing of soil-pipe interaction in branched polyethylene pipelines. *Experimental Techniques*, 29: 33–37.
- ASCE (American Society of Civil Engineers) (1984) Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems, Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, ASCE, New York.
- Audibert JM and Nyman KJ (1975) Coefficients of subgrade reaction for the design of buried piping. *Structural Design of Nuclear Plant Facilities, Proceedings of the American Society of Civil Engineers: Structural Design of Nuclear Plant Facilities*, 109-141.
- Banushi, G., Squeglia, N., & Thiele, K. (2018). Innovative analysis of a buried operating pipeline subjected to strike-slip fault movement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 107, 234-249.
- Bishop, A. W. 1961. Discussion on soil properties and their measurement. *Proceedings of 5th Int. Conf. on Soil mechanics and Foundation engineering*, vol. III
- Bolton, M. D. 1986. The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1):65–78.
- Bransby MF, Newson TA, Brunning P, and Davies MCR (2001) Numerical and centrifuge modeling of the upheaval resistance of buried pipelines. *In Proceedings of 20th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Rio de Janeiro, Brazil.
- Bransby MF and Ireland J (2009) Rate effects during pipeline upheaval buckling in sand. *Geotechnical Engineering*, 162:5, 247–256

- Burnett, A. (2015). *Investigation of full scale horizontal pipe-soil interaction and large strain behaviour of sand* (Doctoral dissertation).
- Calvetti F, di Prisco C and Nova R (2004) Experimental and Numerical Analysis of Soil-Pipe Interaction. *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, **130:12**, 1292-1299.
- Cappalleto A, Tagliaferri R, Giurlani G, Andrei G, Furlani G, and Scarpelli G (1998) Field full scale tests on longitudinal pipeline-soil interaction, *In Proceedings of the International Pipeline Conference*, ASME Calgary, Alberta.
- Cassidy, M. J., Martin, C. M., & Houlsby, G. T. (2004). Development and application of force resultant models describing jack-up foundation behaviour. *Marine structures*, *17*(3-4), 165-193.
- Chakraborty, T., and Salgado, R. 2010. Dilatancy and shear strength of sand at low confining pressures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *136*(3):527–532.
- Chaloulos, Y. K., Bouckovalas, G. D., & Karamitros, D. K. (2017). Trench effects on lateral py relations for pipelines embedded in stiff soils and rocks. *Computers and Geotechnics*, *83*, 52-63.
- Chaloulos, Y. K., Bouckovalas, G. D., Zervos, S. D., & Zampas, A. L. (2015). Lateral soil–pipeline interaction in sand backfill: effect of trench dimensions. *Computers and Geotechnics*, *69*, 442-451.
- Chatterjee, S., Randolph, M. F., & White, D. J. (2012). The effects of penetration rate and strain softening on the vertical penetration resistance of seabed pipelines. *Géotechnique*, *62*(7), 573-582.
- Cheong, T. P., Soga, K., & Robert, D. J. (2011). 3D FE analyses of buried pipeline with elbows subjected to lateral loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *137*(10), 939-948.
- Cheuk CY, White DJ, and Bolton MD (2008) Uplift mechanisms of pipes buried in sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **134(2)**: 154-163.
- Chin EL., Craig WH, and Cruickshank M (2006) Uplift resistance of pipelines buried in cohesionless soil, *In Proceedings of the 6th Int. Conf. on Physical Modelling in Geotechnics*,**1**: 723–728, Editors Ng, Zhang, and Wang Taylor & Francis Group, London.
- Cocchetti G, Prisco C, Galli A, and Nova R (2009). Soil-pipeline interaction along unstable slopes: a coupled three-dimensional approach. Part 1: Theoretical formulation. *Canadian Geotechnical Journal*, **46**:1289-1304.
- Conforth, D.H. 1964. Some experiments on the influence of strain conditions on the strength of sand. *Geotechnique*, *14*:143–167
- Daiyan, N., Kenny, S., Phillips, R., & Popescu, R. (2011). Investigating pipeline–soil interaction under axial–lateral relative movements in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, *48*(11), 1683-1695.

- Desmod TP, Power MS, Taylor CL, Lau RW. Behavior of large-diameter pipeline at fault crossings. ASCE, TCLEE 1995(6):296–303.
- di Prisco, C., & Galli, A. (2006, May). Soil-pipe interaction under monotonic and cyclic loads: experimental and numerical modelling. In *Proceedings of the First Euromediterranean Symposium on Advances in Geomaterials and Structures, Hammamet, Tunisia* (pp. 3-5).
- Ellis, E.A., and Springman, S.M. 2001. Modelling of soil-structure interaction for a piled bridge abutment in plane strain FEM analyses. *Computers and Geotechnics*, 28(2):79–98. doi:10.1016/S0266-352X(00)00025-2.
- Fukushima, S., & Tatsuoka, F. (1984). Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, 24(4), 30-48.
- Gerolymos, N., Zafeirakos, A., & Souliotis, C. (2012). Lateral response of caisson foundations: a macroelement approach. In *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering*.
- Guo, P. (2005). Numerical modeling of pipe–soil interaction under oblique loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2), 260-268.
- Guo, P. J., & Stolle, D. F. E. (2006). Closure to “Lateral Pipe-Soil Interaction in Sand with Reference to Scale Effect” by PJ Guo and DFE Stolle. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(10), 1372-1372.
- Ha, D., Abdoun, T., O'Rourke, M., Symans, M., O'Rourke, T., Palmer, M., & Stewart, H. (2008). Buried Hdpe Pipelines Subjected to Normal Faulting-a Centrifuge Approach. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 1733-1742
- Hardin, B .O., and Black, W. L. 1966. Sand stiffness under various triaxial stress. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 92(SM2):27–42
- Hodder, M. S., & Cassidy, M. J. (2010). A plasticity model for predicting the vertical and lateral behaviour of pipelines in clay soils. *Géotechnique*, 60(4), 247-263.
- Honegger DG (1999) Field measurements of axial soil friction forces on buried pipelines. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph, (ASCE), **16**, 703-710.
- Honegger, D. G., & Nyman, D. J. (2004). PRCI guidelines for the seismic design and assessment of natural gas and liquid hydrocarbon pipelines. *Pipeline Research Council International, published by Technical Toolboxes, Houston, Texas*.

- Houlsby, G.T. 1991. How the dilatancy of soils affects their behaviour. Invited Theme Lecture, Proceedings of the Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Florence, May 27-30, Vol. 4, ISBN 90-5410-005-2. pp. 1189–1202.
- Hsu TW (1993) Rate effect on lateral soil restraint of pipeline. *Soils and Foundations*, **33(4)**: 169-169.
- Hsu, S.T., and Liao, H.J. 1998. Uplift behaviour of cylindrical anchors in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1):70–80
- Hsu, T. W., Chen, Y. J., & Hung, W. C. (2006). Soil restraint to oblique movement of buried pipes in dense sand. *Journal of transportation engineering*, 132(2), 175-181.
- Jain, S. K., & Jaiswal, O. R. (2007). IITK-GSDMA guidelines for seismic design of liquid storage tanks. *National Information Centre of Earthquake Engineering, Kanpur*.
- Jalali, H. H., Rofooei, F. R., Attari, N. K. A., & Samadian, M. (2016). Experimental and finite element study of the reverse faulting effects on buried continuous steel gas pipelines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 86, 1-14.
- Janbu, N. 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. Proceedings, European Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Wiesbaden, Germany, Vol. 1. pp.19–25.
- Jardine, R. J. 1992. Nonlinear stiffness parameters from undrained pressuremeter Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 29(3):436–447. doi: 10.1139/t92-048.
- Jennings, P.C., 1971. Engineering features of the San Fernando earthquake February 9, 1971, California Institute of Technology Report, EERL 71–02, Pasadena, CA.
- Jefferies, M., and Been, K. 2000. Soil liquefaction: a critical state approach. Taylor & Francis, New York
- Jung, J., O'Rourke, T., and Olson, N. 2013. Lateral soil-pipe interaction in dry and partially saturated sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(12): 2028–2036.
- Jung, J., O'Rourke, T., and Olson, N. 2013. Uplift soil–pipe interaction in granular soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(7):744–753. doi: 10.1139/cgj-2012-0357
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., & Zoupantis, C. (2015). Analytical strain estimation of curved buried pipelines due to permanent ground displacements.
- Karimian SA (2006). *Response of buried steel pipelines subjected to longitudinal and transverse ground movement*, PhD thesis, University of British Columbia.

- Kolymbas, D, and Wu, W. 1990. Recent results of triaxial tests with granular materials. *Powder Technology*, 60(2):99–119
- Kouretzis, G.P., Sheng, D., and Sloan, S.W. 2013. Sand-pipeline-trench lateral interaction effects for shallow buried pipelines. *Computers and Geotechnics*, 54:53-59
- Kulhawy, F.H., and Mayne, P.W. 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EPRI-EL 6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto. pp. 306
- Lancelot, L, Shahrour, I, and Mahmoud, MA. 2006. Failure and dilatancy properties of sand at relatively low stresses. *J. Eng. Mech, ASCE*, 132(12):1396 –1399.
- Lee, K. L., and Seed, H. B. 1965. Drained strength characteristics of sands. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 93(6):117–141
- Liang, J., & Sun, S. (2000). Site effects on seismic behavior of pipelines: a review. *Journal of pressure vessel technology*, 122(4), 469-475.
- Lings, M. L., and Dietz, M. S. 2004. An improved direct shear apparatus for sand. *Geotechnique*, 54(4):245–256
- Loukidis, D., & Salgado, R. (2009). Modeling sand response using two-surface plasticity. *Computers and Geotechnics*, 36(1-2), 166-186.
- MaCaffrey MA, O'Rourke TD. Buried pipeline response to reverse faulting during the 1971 San Fernando Earthquake. ASME, PVP conference 1983;77: 151–9.
- Mitchell, J.K., and Soga, K., 2005. *Fundamentals of soil behavior*. 3rd Edition. John Wiley & Sons, Hoboken.
- Monroy, M., Wijewickreme, D., Nyman, D. J., & Honegger, D. G. (2015, November). Soil restraint on steel buried pipelines under reverse fault displacement. In *Proceedings of the 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, New Zealand*.
- Moore, I.D. and Booker, J.R., 1987. Ground failure around buried tubes. *International Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 20(4):243–260.
- Moradi, M., Rojhani, M., Galandarzadeh, A., & Takada, S. (2013). Centrifuge modeling of buried continuous pipelines subjected to normal faulting. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(1), 155-164.
- Nakata T, Hasuda K. Active fault I 1995 Hyogoken Nanbu earthquake. *Kagaku* 1995; 65:127–142
- Nguyen, K. T., & Asimaki, D. (2018). A modified uniaxial Bouc-Wen model for the simulation of transverse lateral pipe-cohesionless soil interaction. In *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*

- V: Numerical Modeling and Soil Structure Interaction* (pp. 25-36). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Nguyen, K. T., & Asimaki, D. (2020). Smooth Nonlinear Hysteresis Model for Coupled Biaxial Soil-Pipe Interaction in Sandy Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146(6), 04020035.
- Ni, P., Moore, I. D., & Take, W. A. (2018). Numerical modeling of normal fault-pipeline interaction and comparison with centrifuge tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 105, 127-138.
- O'Rourke MJ, Liu X. Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines, MCEER-12-MN04; 2011.
- O'Rourke, T. D., Jeon, S. S., Toprak, S., Cubrinovski, M., Hughes, M., van Ballegooy, S., & Bouziou, D. (2014). Earthquake response of underground pipeline networks in Christchurch, NZ. *Earthquake Spectra*, 30(1), 183-204.
- O'Rourke, T. D., Jung, J. K., & Argyrou, C. (2016). Underground pipeline response to earthquake-induced ground deformation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 91, 272-283.
- O'Rourke, M., Gadicherla, V., & Abdoun, T. (2005). Centrifuge modeling of PGD response of buried pipe. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 4(1), 69-73.
- Palmer AC, White DJ, Baumgard AJ, Baldry JAS (2003) Uplift resistance of buried submarine pipelines: comparison between centrifuge modelling and full scale tests. *Geotechnique* **53(10)**: 877–833.
- Paulin MJ, Phillips R, Clark JI, Trigg A, and Konuk I (1998) A full-scale investigation into pipeline-soil interaction, *In Proceedings of International Pipeline Conference*, Calgary, AB, ASME, 779-779.
- Phillips R, Nobahar A, and Zhou J (2004) Combined axial and lateral pipe-soil interaction relationship, *In Proceedings of the 5th Int. Pipeline Conf.*, Calgary, Alberta, Canada.
- Pike, K., Kenny, S., and Hawlader, B. 2013. Advanced analysis of pipe/soil interaction accounting for strain localization. Proceeding, GéoMontréal 2013, the 66th Canadian Geotechnical Conference and the 11th Joint CGS/IAH-CNC Groundwater Conference, Montreal, Canada
- Pike K, Seo D, and Kenny S (2011) Continuum modelling of ice gouge events: Observations and assessment. *In Procs of Arctic Technology Conf.*, Houston, TX, USA.
- Pradhan, T.B.S., Tatsuoka, F., and Horii, N. 1988. Strength and deformation characteristics of sand in torsional simple shear. *Soils and Foundations*, 28(3):131–148.
- Robert, D. J. 2010. Soil-pipeline interaction in unsaturated soils. PhD thesis, University of Cambridge, United Kingdom

- Rojhani, M., Moradi, M., Galandarzadeh, A., & Takada, S. (2012). Centrifuge modeling of buried continuous pipelines subjected to reverse faulting. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(6), 659-670.
- Rowe, P. W. 1969. The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear. *Geotechnique*, 19(1):75–86.
- Roy, K., Hawlader, B., Kenny, S., & Moore, I. (2015). Finite element modeling of lateral pipeline–soil interactions in dense sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(3), 490-504.
- Roy, K., Hawlader, B., Kenny, S., & Moore, I. (2018). Lateral resistance of pipes and strip anchors buried in dense sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(12), 1812-1823.
- Roy, K., Hawlader, B., Kenny, S., & Moore, I. (2018). Uplift failure mechanisms of pipes buried in dense sand. *International Journal of Geomechanics*, 18(8), 04018087.
- Saiyar, M., Ni, P., Take, W. A., & Moore, I. D. (2016). Response of pipelines of differing flexural stiffness to normal faulting. *Géotechnique*, 66(4), 275-286.
- Sarvanis, G. C., Karamanos, S. A., Vazouras, P., Mecozzi, E., Lucci, A., & Dakoulas, P. (2018). Permanent earthquake-induced actions in buried pipelines: Numerical modeling and experimental verification. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(4), 966-987.
- Schanz, T., and Vermeer, P. A. 1996. Angles of friction and dilatancy of sand. *Geotechnique*, 46(1):145–151.
- Schupp, J., Byrne, B. W., Eacott, N., Martin, C. M., Oliphant, J., Maconochie, A., and Cathie, D. (2006). “Pipeline unburial behaviour in loose sand.” Proc., 25th Int. Conf. on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Hamburg, Germany, OMAE2006-92541.
- Seo, D., Kenny, S., Hawlader, B., & Phillips, R. (2011). Yield Envelopes for Oblique Pipeline/Soil Interaction in Cohesive Soil Using ALE Procedure. In *Proc. Pan-Am CGS Geotechnical Conf.*
- Shi, J., Wang, Y., & Chen, Y. (2018). A simplified method to estimate curvatures of continuous pipelines induced by normal fault movement. *Canadian Geotechnical Journal*, 55(3), 343-352.
- Sim, W. W., Towhata, I., Yamada, S., & Moinet, G. M. (2012). Shaking table tests modelling small diameter pipes crossing a vertical fault. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35, 59-71.
- Simoni, A., and Houlsby, G. T. 2006. The direct shear strength and dilatancy of sand-gravel mixtures. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(3):523–549.
- Takada S, Nakayama M, Ueno J, Tajima C. Report on Taiwan Earthquake. RCUSS, Earthquake Laboratory of Kobe University, 1999. p. 2–9.

- Taleb, B. and Moore, I.D., 1999. Metal culvert response to earth loading – Performance of two-dimensional analysis. Transportation Research Record No. 1656, Underground and Other Structural Design Issues. National Research Council, Washington. pp. 25–36.
- Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T., and Fukushima, S. 1986. Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, 26(1):65–84.
- Tian, Y., & Cassidy, M. J. (2011). Pipe-soil interaction model incorporating large lateral displacements in calcareous sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(3), 279-287.
- Trautmann CH, and O'Rourke TD (1985) Lateral force – displacement response of buried pipe. *Journal of Geotechnical Engineering*, (ASCE), **111(9)**: 1077 – 1092.
- Tsatsis, A., Gelagoti, F., & Gazetas, G. (2018). Performance of a buried pipeline along the dip of a slope experiencing accidental sliding. *Géotechnique*, 68(11), 968-988.
- Turner JE, (2004) Lateral force–displacement behavior of pipes in partially saturated sand. MS thesis, Cornell University, Ithaca, NY.
- Vardoulakis, I., and Graf, B. (1985). “Calibration of constitutive models for granular materials using data from biaxial experiments.” *Geotechnique*, 35(3), 299–317
- Vazouras, P., Dakoulas, P., & Karamanos, S. A. (2015). Pipe–soil interaction and pipeline performance under strike–slip fault movements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 72, 48-65.
- Vazouras P., Tsatsis A., Dakoulas P. (2020) Thermal upheaval buckling of buried pipelines: experimental behavior and numerical modeling. *Journal of Pipeline Systems – Engineering and Practice*. (in print)
- Wang, Q., & Lade, P. V. (2001). Shear banding in true triaxial tests and its effect on failure in sand. *Journal of Engineering Mechanics*, 127(8), 754-761.
- Wang, D., White, D. J., & Randolph, M. F. (2010). Large-deformation finite element analysis of pipe penetration and large-amplitude lateral displacement. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(8), 842-856.
- Wang J, Haigh SK, Forrest G, and Thusyanthan NI (2012) Mobilization distance for upheaval buckling of shallowly buried pipelines. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, **3(4)**: 106-114.
- Wang J, Haigh SK, and Thusyanthan NI (2015) Pipe-soil interaction mechanism during pipeline upheaval buckling in loose saturated sand. *Frontiers in Offshore Geotechnics III-Proceedings of the 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, ISFOG 2015.

- White DJ, Barefoot AJ, and Bolton MD (2001) Centrifuge modeling of upheaval buckling in sand. *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*, **2(1)**: 19–28.
- White, D. J., & Cheuk, C. Y. (2008). Modelling the soil resistance on seabed pipelines during large cycles of lateral movement. *Marine structures*, *21*(1), 59-79.
- Wijewickreme D, Karimian H., and Honegger DG (2009) Response of buried steel pipelines subjected to relative axial soil movement. *Canadian Geotechnical Journal*, **46**: 735-752
- Wijewickreme D, Monroy M, Nyman DJ, and Honegger DG (2014) Response of buried pipelines subjected to ground displacements under different trench backfill conditions. *In Proceedings of the 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska, 2014.*
- Williams ES, Byrne BW and Blakeborough A (2013) Pipe uplift in saturated sand: rate and density effects. *Geotechnique*, **63 (11)**: 946–956.
- Xie, X., Symans, M. D., O'Rourke, M. J., Abdoun, T. H., O'Rourke, T. D., Palmer, M. C., & Stewart, H. E. (2011). Numerical modeling of buried HDPE pipelines subjected to strike-slip faulting. *Journal of Earthquake Engineering*, *15*(8), 1273-1296
- Xiao, Y., Liu, H., Chen, Y., and Chu, J. 2014. Strength and dilatancy of silty sand. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *140*(7)
- Yimsiri S, Soga K, Yoshizaki K, Dasari GR, and O'Rourke TD (2004) Lateral and upward soil-pipeline interactions in sand for deep embedment conditions. *J. of Geotech. and Geoenviron. Eng., (ASCE)*, **130(8)**: 830-842.
- Yoshimine, M. 2005. Archives—soil mechanics laboratory. Tokyo Metropolitan University, Retrieved from <http://geot.civil.ues.tmu.ac.jp/archives/>
- Youd, T. L., Bardet, J. P., & Bray, J. D. (2000). Kocaeli, Turkey, earthquake of August 17, 1999 reconnaissance report. *Earthquake Spectra*, *16*.