



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΧΗΜΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΑΚΤΙΩΝ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ

ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ ΧΑΤΖΗΔΑΚΗΣ

Πολιτικός Μηχανικός, M.Sc.

Επιβλέπων: Καθηγητής Ιωάννης Τσομπανάκης

Χανιά, 2021



TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE

SCHOOL OF CHEMICAL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING

COMPUTATIONAL DYNAMICS AND ENERGY LABORATORY

Ph.D. DISSERTATION

**SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT AND
MINIMIZATION OF SEISMIC RISK OF OFFSHORE
AND COASTAL ENERGY LIFELINES**

DIONYSIOS CHATZIDAKIS

Civil Engineer, M.Sc.

Supervisor: Professor Yiannis Tsompanakis

Chania, 2021



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΧΗΜΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑ ΚΑΙ ΒΕΛΤΙΣΤΗ ΑΝΤΙΜΕΤΩΠΙΣΗ ΤΗΣ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΔΙΑΚΙΝΔΥΝΕΥΣΗΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΚΑΙ ΠΑΡΑΚΤΙΩΝ ΕΝΕΡΓΕΙΑΚΩΝ ΔΙΚΤΥΩΝ

ΔΙΔΑΚΤΟΡΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ

Διονύσιος Χατζηδάκης

Χανιά, 2021

Επταμελής Εξεταστική Επιτροπή

Ιωάννης Τσομπανάκης, *Επιβλέπων Καθηγητής*

Καθηγητής Σχολής Χημικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος Πολυτεχνείου Κρήτης

Δήμος Χαρμπής, *Μέλος τριμελούς συμβουλευτικής επιτροπής*

Αναπληρωτής Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος Πανεπιστημίου Κύπρου

Μιχαήλ Φραγκιαδάκης, *Μέλος τριμελούς συμβουλευτικής επιτροπής*

Αναπληρωτής Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ

Νικόλαος Λαγάρος, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Καθηγητής Σχολής Πολιτικών Μηχανικών ΕΜΠ

Ευάγγελος Πλεύρης, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Καθηγητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών και Τεχνολογίας Ενέργειας, Μητροπολιτικό Πανεπιστήμιο Όσλο, Νορβηγία

Αναστάσιος Σέξτος, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Καθηγητής Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών Πανεπιστημίου Μπρίστολ, Ηνωμένο Βασίλειο

Κωνσταντίνος Προβιδάκης, *Μέλος επταμελούς εξεταστικής επιτροπής*

Καθηγητής Σχολής Αρχιτεκτόνων Μηχανικών Πολυτεχνείου Κρήτης



TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE

SCHOOL OF CHEMICAL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING

COMPUTATIONAL DYNAMICS AND ENERGY LABORATORY

**SEISMIC VULNERABILITY ASSESSMENT AND
MINIMIZATION OF SEISMIC RISK OF OFFSHORE AND
COASTAL ENERGY LIFELINES**

Ph.D. DISSERTATION
Dionysios Chatzidakis
Chania, 2021

Examining Committee

Professor Yiannis Tsompanakis, *Supervisor*

School of Chemical and Environmental Engineering, Technical University of Crete

Associate Professor Dimos Charmpis, *Advisor Committee Member*

Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cyprus

Associate Professor Michalis Fragiadakis, *Advisor Committee Member*

School of Civil Engineering, National, Technical University of Athens

Professor Nikos Lagaros, *Advisor Committee Member*

School of Civil Engineering, National, Technical University of Athens

Professor Vagelis Plevris, *Examining Committee Member*

Department of Civil Engineering and Energy Technology, Oslo Metropolitan University,
Norway

Professor Anastasios Sextos, *Examining Committee Member*

Department of Civil Engineering, University of Bristol, United Kingdom

Professor Costas Providakis, *Examining Committee Member*

School of Architecture, Technical University of Crete

Το έργο συγχρηματοδοτείται από την Ελλάδα και την Ευρωπαϊκή Ένωση (Ευρωπαϊκό Κοινωνικό Ταμείο) μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Ανάπτυξη Ανθρώπινου Δυναμικού, Εκπαίδευση και Διά Βίου Μάθηση», στο πλαίσιο της Πράξης «Ενίσχυση του ανθρώπινου ερευνητικού δυναμικού μέσω της υλοποίησης διδακτορικής έρευνας – 2^{ος} Κύκλος» (MIS-5000432), που υλοποιεί το Ίδρυμα Κρατικών Υποτροφιών (ΙΚΥ).



Επιχειρησιακό Πρόγραμμα
Ανάπτυξη Ανθρώπινου Δυναμικού,
Εκπαίδευση και Διά Βίου Μάθηση
Με τη συγχρηματοδότηση της Ελλάδας και της Ευρωπαϊκής Ένωσης



This research is co-financed by Greece and the European Union (European Social Fund-ESF) through the Operational Programme «Human Resources Development, Education and Lifelong Learning» in the context of the project “Strengthening Human Resources Research Potential via Doctorate Research – 2nd Cycle” (MIS-5000432), implemented by the State Scholarships Foundation (IKY).



Operational Programme
Human Resources Development,
Education and Lifelong Learning
Co-financed by Greece and the European Union



ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα Διδακτορική Διατριβή πραγματοποιήθηκε στο Εργαστήριο Υπολογιστικής Δυναμικής και Ενέργειας της Σχολής Χημικών Μηχανικών και Μηχανικών Περιβάλλοντος του Πολυτεχνείου Κρήτης, υπό την καθοδήγηση του Καθηγητή Ιωάννη Τσομπανάκη. Η ολοκλήρωση του ερευνητικού έργου δεν θα ήταν εφικτή χωρίς την ουσιαστική συμβολή και στήριξη κάποιων ανθρώπων τους οποίους μέσα από αυτό το σημείωμα θα ήθελα να ευχαριστήσω.

Αρχικά, θα ήθελα να απευθύνω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον Επιβλέποντα της Διδακτορικής Διατριβής, Καθηγητή Ιωάννη Τσομπανάκη, για την επιστημονική και ερευνητική καθοδήγηση, το συνεχές ενδιαφέρον του, αλλά και την ηθική υποστήριξη που απλόχερα μου παρείχε. Θα ήθελα επίσης να τον ευχαριστήσω για την εμπιστοσύνη που μου έδειξε όλα αυτά τα χρόνια, αρχής γενομένης από την επίβλεψη της Μεταπτυχιακής Διπλωματικής Εργασίας και καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της παρούσας Διδακτορικής Διατριβής. Η ολοκλήρωση του ερευνητικού έργου είναι αποτέλεσμα της άψογης συνεργασίας μας και της επιμονής του ώστε να υπερβούμε τα δύσκολα σημεία που βρέθηκαν μπροστά μας.

Θα ήθελα επίσης να ευχαριστήσω τα υπόλοιπα μέλη της τριμελούς συμβουλευτικής επιτροπής: Δήμο Χαρμπή, Καθηγητή του Πανεπιστημίου της Κύπρου, και Μιχάηλ Φραγκιαδάκη, Αναπληρωτή Καθηγητή του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για τις πολύτιμες συμβουλές κατά την εξέλιξη της διδακτορικής έρευνας. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω και τα υπόλοιπα μέλη της Επταμελούς Επιτροπής: Νικόλαο Λαγαρό, Καθηγητή ΕΜΠ, Ευάγγελο Πλεύρη, Καθηγητή του Oslo Metropolitan University, Αναστάσιο Σέξτο, Καθηγητή του Πανεπιστημίου του Μπρίστολ, και Κωνσταντίνο Προβιδάκη Καθηγητή του Πολυτεχνείου Κρήτης.

Ακόμα, θα ήθελα να απευθύνω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον Δρ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο, ΕΔΙΠ του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου, για την καθοδήγησή και τις συμβουλές του κατά τη διάρκεια της Διδακτορικής Διατριβής. Οι καινοτόμες ιδέες του έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην εξέλιξη του ερευνητικού έργου. Παράλληλα, ευχαριστώ θερμά τους συμφοιτητές και μέλη του Εργαστηρίου Υπολογιστικής Δυναμικής και Ενέργειας: Υποψήφιους Διδάκτορες Αλέξανδρο Τσιπανίτη και Αλέξανδρο Λυρατζάκη για τη συνεργασία και τη βοήθειά που απλόχερα παρείχαν κατά τη διάρκεια της έρευνας. Ευχαριστώ επίσης και τον Υποψήφιο Διδάκτορα Νίκο Μακράκη για τη συνεργασία μας σε θέματα που αφορούν τη βελτίωση της χάραξης αγωγών.

Θα ήθελα ακόμα να αναφέρω ότι η εκπόνηση της Διδακτορικής Διατριβής θα ήταν πρακτικά αδύνατη χωρίς τη χρηματοδότηση από το Ίδρυμα Κρατικών Υποτροφιών (ΙΚΥ) μέσω του Επιχειρησιακού Προγράμματος «Ανάπτυξη Ανθρώπινου Δυναμικού, Εκπαίδευση και Διά Βίου Μάθηση», στο πλαίσιο της Πράξης «Ενίσχυση του ανθρώπινου ερευνητικού δυναμικού μέσω της υλοποίησης διδακτορικής έρευνας» (MIS-5000432).

Οφείλω ένα μεγάλο ευχαριστώ στους γονείς μου για την αμέριστη υλική, ηθική και ψυχολογική υποστήριξη καθ' όλη τη διάρκεια των σπουδών μου. Θα τους είμαι για πάντα ευγνώμων για τα εφόδια που μου παρείχαν, έπειτα από προσωπικό τους κόπο, και κυρίως για τις αξίες τις οποίες μου μετέδωσαν. Η ολοκλήρωση της διατριβής μου ξέρω ότι τους κάνει περήφανους και αυτό κάνει κι εμένα πολύ χαρούμενο ...

Τέλος, ευχαριστώ πολύ και τη σύντροφο μου Αλεξάνδρα για τη στήριξη της κατά τη διάρκεια των διδακτορικών σπουδών και, εφόσον επέλεξε να βαδίζει κι αυτή στον ίδιο δρόμο, της εύχομαι και στα δικά της ...

Διονύσης Χατζηδάκης

Χανιά, 2021

«Οι επιστήμονες ερευνούν αυτό που υπάρχει ήδη,

οι μηχανικοί όμως δημιουργούν αυτό που δεν υπήρξε ποτέ»

Άλμπερτ Αϊνστάιν



ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ

ΣΧΟΛΗ ΧΗΜΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΚΑΙ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΠΕΡΙΒΑΛΛΟΝΤΟΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΥΠΟΛΟΓΙΣΤΙΚΗΣ ΔΥΝΑΜΙΚΗΣ ΚΑΙ ΕΝΕΡΓΕΙΑΣ

Διδακτορική διατριβή του Διονύσιου Χατζηδάκη

**Σεισμική τρωτότητα και βέλτιστη αντιμετώπιση της σεισμικής
διακινδύνευσης υποθαλάσσιων και παράκτιων ενεργειακών δικτύων**

Επιβλέπων: Καθηγητής Ιωάννης Τσομπανάκης

Περίληψη

Οι υδρογονάνθρακες, όπως το φυσικό αέριο και το πετρέλαιο, αποτελούν τη σημαντικότερη πηγή ενέργειας της εποχής μας. Λόγω των αυξανόμενων αναγκών του σύγχρονου πολιτισμού, η εξαγωγή υδρογονανθράκων συνεχίζεται διαρκώς από όλο και περισσότερα χερσαία και υποθαλάσσια κοιτάσματα. Η μεταφορά τους στα αστικά και βιομηχανικά κέντρα κατανάλωσης γίνεται -μεταξύ άλλων- μέσω αγωγών υδρογονανθράκων, οι οποίοι ανήκουν στα ενεργειακά δίκτυα κοινής ωφέλειας (ΔΚΩ). Οι αγωγοί αυτοί αποτελούν έργα υποδομής μεγάλης κλίμακας και στρατηγικής σημασίας. Η σπουδαιότητά τους γίνεται φανερή από το γεγονός ότι γίνονται συχνά αντικείμενο έντονων αντιπαράθεσεων μεταξύ εταιρειών και κρατών, αλλά και από τις δυσμενέστερες συνέπειες και τις ανυπολόγιστες ζημιές που μπορεί να προκαλέσει μία πιθανή αστοχία τους στην κοινωνία, στην οικονομία και στο περιβάλλον.

Οι αγωγοί μεταφοράς υδρογονανθράκων μπορούν να εκτείνονται σε αποστάσεις εκατοντάδων χιλιομέτρων, τόσο χερσαία όσο και υποθαλάσσια, φτάνοντας σε βάθη εκατοντάδων μέτρων υπό εξαιρετικά δυσμενείς και αβέβαιες συνθήκες. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να εκτίθενται σε ένα πολύ μεγάλο εύρος κινδύνων, τόσο φυσικών όσο και ανθρωπογενών. Ένας από τους μεγαλύτερους κινδύνους που καλούνται να αντιμετωπίσουν είναι οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι, όπως η ισχυρή εδαφική κίνηση, η

διαρρήξεις ρηγμάτων, οι κατολισθήσεις και οι ρευστοποιήσεις εδαφών. Τα παραπάνω φαινόμενα προκαλούν παροδικές και μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις, οι οποίες μπορούν να προκαλέσουν μεγάλα προβλήματα σε έναν αγωγό. Για την αντιμετώπιση των σεισμικών γεωκινδύνων έχουν πραγματοποιηθεί τις τελευταίες δεκαετίες πολλές μελέτες σε αναλυτικό, υπολογιστικό και πειραματικό επίπεδο. Από αυτές έχουν προκύψει διεθνή κι εθνικά πρότυπα και κανονισμοί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό αγωγών. Επίσης, έχουν διαμορφωθεί μεθοδολογίες για την προσομοίωση της συμπεριφοράς τους, καθώς και μία σειρά μέτρων προστασίας για την αποφυγή της αστοχίας τους. Εντούτοις, όλα τα παραπάνω επικεντρώνονται κυρίως στην περίπτωση χερσαίων αγωγών, αφήνοντας πολλά περιθώρια διερεύνησης της απόκρισης και της σεισμικής τρωτότητας των αγωγών στα υποθαλάσσια όσο και στα παράκτια τμήματα τους.

Η παρούσα Διδακτορική Διατριβή επικεντρώνεται στη μελέτη υποθαλάσσιων και παράκτιων μεταλλικών αγωγών υδρογονανθράκων, συμβάλλοντας στην ενδελεχή διερεύνηση της συμπεριφοράς τους υπό σεισμική κινηματική καταπόνηση και στην ανάπτυξη προτάσεων για τον καλύτερο δυνατό αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Ο στόχος αυτός επιτυγχάνεται μέσω της ανάπτυξης προηγμένων αναλυτικών αλλά και αριθμητικών μεθοδολογιών, χρησιμοποιώντας κλασσικές θεωρίες της μηχανικής, διάφορες αναλυτικές σχέσεις, τις μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων και πεπερασμένων διαφορών, κ.α. Στις προσομοιώσεις γίνεται χρήση ρεαλιστικών δεδομένων και παραδοχών που έχουν προκύψει από πειραματικές μελέτες, δεδομένα πεδίου και αναλυτικές μεθοδολογίες. Τα αποτελέσματα από τα παραπάνω προσομοιώματα συγκρίνονται με πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα άλλων ερευνητών για την εξασφάλιση της επίτευξης ρεαλιστικών και αξιόπιστων αποτελεσμάτων. Για την πρακτική εφαρμοσιμότητα των μεθοδολογιών, χρησιμοποιούνται ρεαλιστικά τοπογραφικά, γεωλογικά και γεωτεχνικά δεδομένα από την περιοχή της ανατολικής Μεσογείου, καθώς επίσης και δεδομένα από τον υπό κατασκευή Αδριατικό Αγωγό φυσικού αερίου (Trans Adriatic Pipeline -TAP). Το κρίσιμο ζήτημα της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού προσομοιώνεται με βάση τις μεθοδολογίες που προτείνονται σε πρόσφατους κανονισμούς.

Συνοψίζοντας, πρώτος στόχος της Διδακτορικής Διατριβής είναι η μελέτη υποθαλάσσιων αγωγών υπό κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης για διάφορες γωνίες διασταύρωσης της μετακινούμενης μάζας με τον αγωγό. Στη συνέχεια, διερευνάται η διάδοση δευτερογενών ρηγμάτων μέσα από εδαφικές στρώσεις, αλλά και η κινηματική καταπόνηση αγωγών λόγω διασταύρωσης με αυτά τα ρήγματα. Η παρουσία

δευτερογενών ρηγματών είναι ένα αρκετά συνηθισμένο φαινόμενο που δεν έχει ερευνηθεί μέχρι σήμερα αναφορικά με την επίδραση που μπορεί να έχει σε αγωγούς. Τρίτος στόχος είναι η σύγκριση της αποτελεσματικότητας διαφόρων μέτρων προστασίας που εφαρμόζονται σε υποθαλάσσιους αγωγούς μεγάλου βάθους. Οι αγωγοί αυτοί τοποθετούνται συνήθως απευθείας στην επιφάνεια του πυθμένα, ενώ το εύρος των εφαρμόσιμων μέτρων προστασίας είναι περιορισμένο λόγω του υψηλού κόστους και των τεχνικών δυσκολιών. Τέλος, οι διάφορες μεθοδολογίες που αναπτύχθηκαν εφαρμόζονται μέσω κατάλληλου υπολογιστικού εργαλείου για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών.



TECHNICAL UNIVERSITY OF CRETE

SCHOOL OF CHEMICAL AND ENVIRONMENTAL ENGINEERING

COMPUTATIONAL DYNAMICS AND ENERGY LABORATORY

Ph.D. Dissertation of Dionysios Chatzidakis

Seismic vulnerability assessment and minimization of seismic risk of offshore and coastal energy lifelines

Supervisor: **Professor Ioannis Tsompanakis**

Abstract

Hydrocarbons, such as natural gas and oil, are very important energy sources of modern era. The increasing energy demands of the modern civilization has led to the continuous exploitation of new onshore and offshore deposits. Large-scale pipeline networks are often used to transfer hydrocarbons to the industrial and urban centers. Such pipelines are strategically important infrastructure and they are often the subject of intense controversy between companies and countries. Moreover, a pipeline failure can cause incalculable damage and devastating consequences to the society, the economy and the environment.

Pipelines may extend for hundreds of kilometers, both onshore and offshore, laying on the seabed at depths of hundreds of meters, under highly adverse and uncertain conditions. As a result, they are exposed to a wide range of both natural and man-made hazards. Seismic geohazards, such as strong ground motion, fault ruptures, landslides and soil liquefaction, are among the most important hazards that pipelines have to overcome. The transient and permanent ground displacements from the above phenomena can cause major damage to pipelines. During the last decades, many analytical, computational and experimental studies have been conducted to investigate these topics. These studies have led to the development of international and national standards and regulations for the seismic design of pipelines. Moreover, several methodologies have been developed for the

simulation of pipe response, as well as for mitigation measures that can be used to protect the pipelines. However, all the above are focused mainly on onshore pipelines, and there is lack for analogous studies regarding offshore and coastal pipelines.

The present Doctoral Dissertation focuses on the investigation of offshore and coastal pipelines by thoroughly investigating their response under seismic kinematic distress and the development of methodologies for their optimal seismic design. These goals are achieved through the development of advanced analytical and numerical methodologies, utilizing classic theory of mechanics, analytical solutions, finite element and difference methods, etc. The simulations are conducted utilizing realistic data and assumptions which are derived from experimental studies, field investigations and analytical methodologies. The results of this research are compared with the corresponding ones from experimental and numerical studies to ensure that they are realistic and reliable. For the practical applicability of the proposed methodologies, realistic topographical, geological and geotechnical data are used from the east Mediterranean Sea and the Trans Adriatic Pipeline (TAP). Pipe-soil interaction is simulated according to the proposed methodologies from contemporary international guidelines.

Conclusively, the first goal of the Ph.D. Thesis is the investigation of offshore pipelines under kinematic distress due to landslides for different intersection angles of the sliding mass with the pipeline. In the sequence, the propagation of secondary faults through soil deposits is investigated. The kinematic distress of pipelines due to the intersection with secondary faults is also investigated. The presence of secondary faults is a frequently occurring phenomenon, which has not been addressed yet regarding its impact on pipeline distress. The third goal of the Doctoral Dissertation is to compare the effectiveness of different mitigation techniques when applied to deep-sea pipelines, which are usually led directly on the seabed. The range of the applicable mitigation techniques on such pipelines is limited due to the high costs and the technical difficulties involved. Finally, the developed methodologies are implemented in a suitable computational tool to achieve route optimization of offshore pipelines.

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ	i
Περίληψη	iii
Abstract.....	vii
ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ.....	ix
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ	xv
ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ.....	xxix
ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ – ΣΥΜΒΟΛΑ – ΟΡΟΛΟΓΙΑ.....	xxxi
Συντομογραφίες.....	xxxi
Λατινικά σύμβολα.....	xxxi
Ελληνικά σύμβολα.....	xxxiii
Ορολογία.....	xxxiv
1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ.....	1
1.1 Αντικείμενο της Διδακτορικής Διατριβής.....	1
1.2 Σκοπός της Διδακτορικής Διατριβής.....	7
1.3 Δομή της Διδακτορικής Διατριβής	8
2 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ.....	13
2.1 Εισαγωγή.....	13
2.2 Σεισμικοί γεωκίνδυνοι.....	13
2.2.1 Ισχυρή εδαφική κίνηση.....	14
2.2.2 Διάρρηξη σεισμικού ρήγματος	15
2.2.3 Σεισμικές κατολισθήσεις	17
2.2.4 Ρευστοποίηση εδαφών	19
2.2.5 Άλλοι γεωκίνδυνοι	20
2.3 Παραδείγματα αστοχιών δικτύων αγωγών.....	20
2.3.1 Σεισμός San Fernando (1971)	20
2.3.2 Σεισμός Northridge (1994).....	21

2.3.3	Σεισμός Kobe (1995).....	21
2.3.4	Σεισμοί Kocaeli και Duzce (1999)	22
2.3.5	Σεισμός Chi-Chi (1999)	23
2.3.6	Σεισμός Denali (2002)	24
2.4	Προσομοίωση της καταπόνησης αγωγών	25
2.4.1	Ισχυρή εδαφική κίνηση	27
2.4.2	Διάρρηξη ρήγματος	27
2.4.3	Κατολίσθηση	31
2.4.4	Ρευστοποίηση του εδάφους.....	32
2.5	Αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού	32
2.5.1	Θαμμένοι αγωγοί	33
2.5.2	Επιφανειακοί υποθαλάσσιοι αγωγοί.....	34
2.5.2.1	Μη-συνεκτικά εδάφη	35
2.5.2.2	Συνεκτικά εδάφη.....	37
2.6	Κριτήρια αστοχίας αγωγών	39
2.6.1	Εφελκυστική διάρρηξη	39
2.6.2	Τοπικός λυγισμός	40
2.6.3	Καθολικός λυγισμός.....	41
2.6.4	Ακεραιότητα πίεσης.....	42
2.6.5	Κατακόρυφη ευστάθεια.....	42
2.7	Μέτρα προστασίας αγωγών.....	43
3	ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΛΟΓΩ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΗΣ: ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ	47
3.1	Εισαγωγή	47
3.2	Πλευρική κινηματική καταπόνηση	50
3.2.1	Προτεινόμενο αναλυτικό προσομοίωμα	52
3.2.2	Η περίπτωση του αγωγού TAP	59
3.2.3	Σύγκριση του αναλυτικού προσομοιώματος	60
3.2.4	Παραμετρική διερεύνηση	64
3.2.4.1	Επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων	64
3.2.4.2	Επιρροή της δύναμης κατολίσθησης	68
3.2.4.3	Επιρροή του πλάτους κατολίσθησης	70
3.3	Λοξή κινηματική καταπόνηση.....	72
3.3.1	Προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα	73
3.3.1.1	Ανάλυση τμήματος A_1-A_2	75
3.3.1.2	Ανάλυση τμημάτων A_1-B_1 και A_2-B_2	77

3.3.1.3	Ανάλυση τμημάτων B_1-C_1 και B_2-C_2	79
3.3.1.4	Ανάλυση τμημάτων C_1-D_1 και C_2-D_2	80
3.3.1.5	Ανάλυση πλευρικής δύναμης.....	80
3.3.1.6	Διαδικασία επίλυσης.....	81
3.3.2	Σύγκριση του ημι-αναλυτικού προσομοιώματος.....	86
3.3.2.1	Περίπτωση λοξής φόρτισης	87
3.3.2.2	Περίπτωση πλευρικής φόρτισης.....	89
3.3.3	Παραμετρική διερεύνηση	91
3.3.3.1	Επιρροή της δύναμης κατολίσθησης.....	92
3.3.3.2	Επιρροή του πλάτους κατολίσθησης.....	95
3.3.3.3	Επιρροή της γωνίας διασταύρωσης	98
3.3.3.4	Επιρροή της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού.....	101
3.3.3.5	Επιρροή της διαφοράς πίεσης.....	103
3.3.3.6	Επιρροή της διαφοράς θερμοκρασίας.....	105
3.3.3.7	Σχόλια επί της εφαρμοσιμότητας του προσομοιώματος.....	108
3.4	Συμπεράσματα	108
4	ΔΙΑΔΟΣΗ ΔΕΥΤΕΡΟΓΕΝΩΝ ΡΗΓΜΑΤΩΝ ΜΕΣΑ ΑΠΟ ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ.	111
4.1	Εισαγωγή.....	111
4.2	Περιγραφή του προβλήματος	114
4.2.1	Επιτόπιες παρατηρήσεις δευτερογενών ρηγμάτων	115
4.2.2	Μηχανισμοί δημιουργίας δευτερογενών ρηγμάτων	116
4.3	Μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης	119
4.3.1	Αριθμητικό προσομοίωμα.....	120
4.3.2	Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους	122
4.3.3	Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα	124
4.4	Παραμετρική διερεύνηση	127
4.4.1	Περίπτωση κύριου ρήγματος κατά την κλίση	128
4.4.1.1	Επιρροή της μετατόπισης ρήγματος.....	129
4.4.1.2	Επιρροή του πάχους εδαφικής στρώσης	136
4.4.1.3	Επιρροή της γωνίας κλίσης ρήγματος.....	139
4.4.1.4	Επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων.....	141
4.4.2	Περίπτωση πλάγιου κύριου ρήγματος	144
4.4.2.1	Αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα.....	144
4.4.2.2	Δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα	146
4.4.2.3	Αριστερόστροφο πλαγιανάστροφο κύριο ρήγμα.....	148
4.4.2.4	Δεξιόστροφο πλαγιανάστροφο κύριο ρήγμα.....	150

4.5	Συμπεράσματα.....	151
5	ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΘΑΜΜΕΝΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΛΟΓΩ ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗΣ ΜΕ ΔΕΥΤΕΡΟΓΕΝΗ ΡΗΓΜΑΤΑ	153
5.1	Εισαγωγή	153
5.2	Περιγραφή του προβλήματος.....	155
5.3	Αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία	156
5.3.1	Αριθμητικό προσομοίωμα αγωγού	157
5.3.2	Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα.....	159
5.4	Παραμετρική διερεύνηση.....	161
5.4.1	Περίπτωση κύριου ρήγματος κατά την κλίση.....	163
5.4.1.1	Κανονικό κύριο ρήγμα	164
5.4.1.2	Ανάστροφο κύριο ρήγμα.....	168
5.4.1.3	Επιρροή του πάχους εδαφικής στρώσης.....	172
5.4.1.4	Επιρροή της γωνίας κλίσης ρήγματος.....	175
5.4.1.5	Επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων	177
5.4.2	Περίπτωση πλάγιου κύριου ρήγματος.....	179
5.4.2.1	Αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα	179
5.4.2.2	Δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα	180
5.5	Συμπεράσματα.....	182
6	ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ ΡΗΓΜΑΤΟΣ.....	185
6.1	Εισαγωγή	185
6.2	Περιγραφή του προβλήματος.....	187
6.2.1	Αριθμητικό προσομοίωμα	187
6.2.2	Ιδιότητες αγωγού και εδάφους.....	189
6.3	Αριθμητικά αποτελέσματα.....	192
6.3.1	Κανονικό ρήγμα.....	192
6.3.1.1	Επιρροή της ποιότητας χάλυβα.....	195
6.3.1.2	Επιρροή της διατομής αγωγού.....	196
6.3.1.3	Επιρροή της γωνίας διασταύρωσης.....	197
6.3.1.4	Επιρροή της διαφοράς πίεσης	198
6.3.2	Ανάστροφο ρήγμα	200
6.3.2.1	Επιρροή της ποιότητας χάλυβα.....	202
6.3.2.2	Επιρροή της διατομής αγωγού.....	204
6.3.2.3	Επιρροή της γωνίας διασταύρωσης.....	205
6.3.2.4	Επιρροή της επικάλυψης.....	207
6.3.2.5	Επιρροή της διαφοράς πίεσης	208

6.4	Συμπεράσματα	210
7	ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΧΑΡΑΞΗΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΓΕΩΚΙΝΔΥΝΩΝ	213
7.1	Εισαγωγή.....	213
7.2	Το «έξυπνο» εργαλείο απόφασης-υποστήριξης.....	215
7.3	Υποθαλάσσιος αγωγός έναντι διάρρηξης ρήγματος	217
7.4	Υποθαλάσσιος αγωγός έναντι κατολίσθησης.....	220
7.5	Συμπεράσματα	229
8	ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ	231
8.1	Εισαγωγή.....	231
8.2	Συμπεράσματα	231
8.3	Συμβολή στην πρόοδο της μηχανικής και καινοτομία.....	237
8.4	Προτάσεις για μελλοντική διερεύνηση	240
8.5	Δημοσιεύσεις Διδακτορικής Διατριβής	241
8.5.1	Δημοσιεύσεις σε επιστημονικά περιοδικά.....	241
8.5.2	Συμμετοχές σε συνέδρια - δημοσιεύσεις σε πρακτικά συνεδρίων	242
	ΑΝΑΦΟΡΕΣ	245

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΣΧΗΜΑΤΩΝ

Κεφάλαιο 1

Σχήμα 1.1. Κατανάλωση ενέργειας στην Ευρωπαϊκή Ένωση για το έτος 2019.	2
Σχήμα 1.2. Αγωγοί φυσικού αερίου στην Ευρώπη (Neumann et al., 2018).	2
Σχήμα 1.3. Η χάραξη του Αδριατικού Αγωγού (TAP, 2017).....	3
Σχήμα 1.4. Αγωγοί TAP και TANAP για τη μεταφορά φυσικού αερίου από την Κασπία Θάλασσα στην Ευρώπη (TAP, 2017).	4
Σχήμα 1.5. Η χάραξη του αγωγού TurkStream (Martin, 2018).	4
Σχήμα 1.6. Η χάραξη του αγωγού EastMed (Euronews, 2020).....	5
Σχήμα 1.7. Φωτιά έπειτα από έκρηξη υποθαλάσσιου αγωγού αερίου στον Κόλπο του Μεξικού (BNO News [@BNONews], 2021)	6

Κεφάλαιο 2

Σχήμα 2.1. Κατηγορίες υποθαλάσσιων γεωκινδύνων (Camargo et al., 2019).....	14
Σχήμα 2.2. Σχηματική απεικόνιση των βασικών τύπων ρήγματος (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).	17
Σχήμα 2.3. Διαφορετικοί τύποι υποθαλάσσιας κατολίσθησης.	19
Σχήμα 2.4. Αποκόλληση διασταύρωσης αγωγών στον σεισμό San Fernando (Nair et al., 2018).	21
Σχήμα 2.5. Αστοχία αγωγών λόγω ρευστοποίησης του εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού Kobe το 1994 (Nair et al., 2018).	22

Σχήμα 2.6. (α) Αστοχία μεταλλικού αγωγού και (β) αγωγού μεταφοράς νερού από τον σεισμό του Kocaeli (Nair et al., 2018).....	23
Σχήμα 2.7. Αστοχία μεταλλικών αγωγών από τον σεισμό Chi-Chi (Vazinram & Rasti, 2006).....	24
Σχήμα 2.8. Στηρίξεις (α) ολίσθησης και (β) αγκύρωσης του αγωγού TAPS (Hall et al., 2003).....	25
Σχήμα 2.9. Ράγες ολίσθησης του αγωγού TAPS στην περιοχή διασταύρωσής του με το ρήγμα Denali (Hall et al., 2003).	25
Σχήμα 2.10. Απώλεια δύο διαδοχικών στηρίξεων μετά τον σεισμό του 2002 (Hall et al., 2003).....	26
Σχήμα 2.11. Φυγοκεντρικό πειραματικό προσομοίωμα μικρής κλίμακας (Rojhani et al., 2012).....	28
Σχήμα 2.12. Πειραματικό προσομοίωμα μεγάλης κλίμακας (Jalali et al., 2016).	29
Σχήμα 2.13. Αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για επιφανειακό υποθαλάσσιο αγωγό και κανονικό ρήγμα (Triantafyllaki et al., 2020).....	30
Σχήμα 2.14. Πειραματική διάταξη μεγάλης κλίμακας για την προσομοίωση πλευρικής κατολίσθησης σε θαμμένο αγωγό (Sarvanis et al., 2018).....	32
Σχήμα 2.15. Τυπική διατομή μερικώς θαμμένου υποθαλάσσιου αγωγού.	35
Σχήμα 2.16. Αστοχία αγωγού λόγω τοπικού λυγισμού (Uckan et al., 2015).....	40
Σχήμα 2.17. Αστοχία αγωγού λόγω καθολικού λυγισμού (Moris Christopher et al., 2018).....	42
Σχήμα 2.18. Βέλτιστη διάσχιση ζώνης κατολίσθησης (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).....	44
Σχήμα 2.19. Τοποθέτηση μπλοκ γεωαφρών επάνω από θαμμένο αγωγό (Bartlett et al., 2015).....	45
Σχήμα 2.20. Σχηματική απεικόνιση εύκαμπτων κόμβων (Valsamis & Bouckovalas, 2020).....	45

Κεφάλαιο 3

Σχήμα 3.1. Κάτοψη και πλάγια όψη εξεταζόμενου προβλήματος για αγωγό υπό πλευρική κατολίωση.	51
Σχήμα 3.2. Προτεινόμενα προσομοιώματα (α) πλευρικής και (β) αξονικής εδαφικής αντίστασης σύμφωνα με τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a).	52
Σχήμα 3.3. Περιγραφή του αναλυτικού προσομοιώματος.	53
Σχήμα 3.4. Αξονικές δυνάμεις κατά μήκος του αγωγού.	54
Σχήμα 3.5. Πλευρική και αξονική εδαφική αντίσταση του προσομοιώματος.	55
Σχήμα 3.6. Διάγραμμα ροής της προτεινόμενης αναλυτικής μεθοδολογίας.	58
Σχήμα 3.7. Χαρακτηριστικά σημεία ελέγχου στην επιφάνεια διατομής του αγωγού.	59
Σχήμα 3.8. Η εξεταζόμενη περιοχή του αγωγού TAP.	60
Σχήμα 3.9. Σύγκριση πλευρικών μετατοπίσεων αγωγού.	62
Σχήμα 3.10. Σύγκριση αξονικών παραμορφώσεων για δύναμη κατολίωσης: (α) 2 kN/m και (β) 5 kN/m.	63
Σχήμα 3.11. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες.	66
Σχήμα 3.12. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες σύμφωνα με το (α) κάτω και (β) άνω όριο.	68
Σχήμα 3.13. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις κατολίωσης.	69
Σχήμα 3.14. Χαρακτηριστικά μήκη για διαφορετικές δυνάμεις κατολίωσης.	69
Σχήμα 3.15. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές δυνάμεις κατολίωσης.	70
Σχήμα 3.16. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικά πλάτη κατολίωσης.	71
Σχήμα 3.17. Χαρακτηριστικά μήκη για διαφορετικά πλάτη κατολίωσης.	71
Σχήμα 3.18. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικά πλάτη κατολίωσης.	72
Σχήμα 3.19. Κάτοψη και πλάγια όψη εξεταζόμενου προβλήματος για αγωγό υπό λοξή κατολίωση.	73
Σχήμα 3.20. Πλευρική και αξονική εδαφική αντίσταση του προσομοιώματος.	74
Σχήμα 3.21. Περιγραφή του αναλυτικού προσομοιώματος.	75

Σχήμα 3.22. Ανάλυση δυνάμεων για το τμήμα A ₁ -A ₂	76
Σχήμα 3.23. Ανάλυση δυνάμεων για το τμήμα A ₁ -B ₁	77
Σχήμα 3.24. Ανάλυση δυνάμεων στα τμήματα: (α) O-C1 και (β) O-C2.....	81
Σχήμα 3.25. Διάγραμμα ροής της προτεινόμενης αναλυτικής μεθοδολογίας.	85
Σχήμα 3.26. Αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις κατά μήκος του αγωγού.	85
Σχήμα 3.27. Σύγκριση πλευρικών μετατοπίσεων του αγωγού ($\theta = 45^\circ$).	88
Σχήμα 3.28. Σύγκριση οριζόντιων μετατοπίσεων του αγωγού ($\theta = 45^\circ$).	88
Σχήμα 3.29. Σύγκριση αξονικών δυνάμεων ($\theta = 45^\circ$).....	89
Σχήμα 3.30. Σύγκριση ροπών κάμψης ($\theta = 45^\circ$).....	89
Σχήμα 3.31. Σύγκριση πλευρικών μετατοπίσεων του αγωγού ($\theta = 90^\circ$).	90
Σχήμα 3.32. Σύγκριση αξονικών δυνάμεων ($\theta = 90^\circ$).....	91
Σχήμα 3.33. Σύγκριση ροπών κάμψης ($\theta = 90^\circ$).....	91
Σχήμα 3.34. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις κατολίθησης.....	93
Σχήμα 3.35. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις κατολίθησης.....	94
Σχήμα 3.36. Αξονικές παραμορφώσεις (κατάντη) για διαφορετικές δυνάμεις κατολίθησης.	94
Σχήμα 3.37. Αξονικές παραμορφώσεις (ανάντη) για διαφορετικές δυνάμεις κατολίθησης.	95
Σχήμα 3.38. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικά πλάτη κατολίθησης.....	96
Σχήμα 3.39. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικά πλάτη κατολίθησης.....	96
Σχήμα 3.40. Αξονικές παραμορφώσεις (κατάντη) για διαφορετικά πλάτη κατολίθησης.	97
Σχήμα 3.41. Αξονικές παραμορφώσεις (ανάντη) για διαφορετικά πλάτη κατολίθησης...	97
Σχήμα 3.42. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.	99
Σχήμα 3.43. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.....	99
Σχήμα 3.44. Αξονικές παραμορφώσεις (κατάντη) για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.....	100

Σχήμα 3.45. Αξονικές παραμορφώσεις (ανάντη) για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.	100
Σχήμα 3.46. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις εδαφικής αντίστασης.....	101
Σχήμα 3.47. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις εδαφικής αντίστασης.....	102
Σχήμα 3.48. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές δυνάμεις εδαφικής αντίστασης.	103
Σχήμα 3.49. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές πίεσης.	104
Σχήμα 3.50. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές πίεσης.	104
Σχήμα 3.51. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές διαφορές πίεσης.....	105
Σχήμα 3.52. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές θερμοκρασίας....	106
Σχήμα 3.53. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές θερμοκρασίας. .	107
Σχήμα 3.54. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές διαφορές θερμοκρασίας.	107

Κεφάλαιο 4

Σχήμα 4.1. Μετατοπίσεις κύριου και δευτερογενούς ρήγματος για: (α) κανονικό και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα.....	115
Σχήμα 4.2. Κύριες τάσεις κατά τη διάρρηξη ρήγματος σε βράχο.....	117
Σχήμα 4.3. (α) Κύκλος Mohr και (β) κάτοψη των ρηγμάτων.....	118
Σχήμα 4.4. Κάτοψη ή πλάγια όψη (α) διαρρήξεων διεύρυνσης και (β) συζευγμένων ρηγμάτων για οριζόντιο ή κατά την κλίση κύριο ρήγμα, αντίστοιχα.	119
Σχήμα 4.5. Κάτοψη ή πλάγια όψη εκτροπής ρήγματος με (α) μονή και (β) διπλή διάρρηξη λόγω διεπιφάνειας σε βράχο για οριζόντιο ή κατά την κλίση κύριο ρήγμα, αντίστοιχα.....	119
Σχήμα 4.6. Διαμόρφωση του αριθμητικού προσομοιώματος: (α) συνοριακές συνθήκες και (β) διαστάσεις πεπερασμένων στοιχείων.	122
Σχήμα 4.7. Αριθμητικό προσομοίωμα για την περίπτωση μεμονωμένου κανονικού ρήγματος.	125

Σχήμα 4.8. Σύγκριση επιφανειακών μετακινήσεων αριθμητικού και πειραματικού προσομοιώματος για την περίπτωση: (α) κανονικού και (β) ανάστροφου ρήγματος..	126
Σχήμα 4.9. Εξεταζόμενες οδεύσεις (tracks) στην επιφάνεια του εδάφους εγκάρσια στο κύριο και το δευτερογενές ρήγμα.	129
Σχήμα 4.10. Μοτίβα διάρρηξης για κανονικό κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης h/H : (α) 0.5%, (β) 1%, (γ) 2.5% και (δ) 5%.....	130
Σχήμα 4.11. Μοτίβα διάρρηξης για ανάστροφο κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης h/H : (α) 0.5%, (β) 1%, (γ) 2.5% και (δ) 5%.....	131
Σχήμα 4.12. Κατακόρυφες, dz , και πλευρικές, dy , επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για κανονικό κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5, 1, 2.5, 5$ και 10%.....	133
Σχήμα 4.13. Σύγκριση των κατακόρυφων επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, dz , κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για κανονικό κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης h/H : (α) 0.5% και (β) 5%.....	134
Σχήμα 4.14. Κατακόρυφες, dz , και πλευρικές, dy , επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για ανάστροφο κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5, 1, 2.5, 5$ και 10%.....	135
Σχήμα 4.15. Σύγκριση των κατακόρυφων επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, dz , κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για ανάστροφο κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης h/H : (α) 0.5% και (β) 5%.....	135
Σχήμα 4.16. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 5\%$, (α) κανονικό και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα.	136
Σχήμα 4.17. Σύγκριση κανονικοποιημένων κατακόρυφων, dz/H , και πλευρικών, dy/H , επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για κανονικό κύριο ρήγμα, κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης $h/H = 0.5$ και 5% και πάχη εδαφικής στρώσης $H = 20$ και 40 m.	138
Σχήμα 4.18. Σύγκριση κανονικοποιημένων κατακόρυφων, dz/H , και πλευρικών, dy/H , επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για ανάστροφο κύριο ρήγμα, κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης $h/H = 0.5$ και 5% και πάχη εδαφικής στρώσης $H = 20$ και 40 m.	139

Σχήμα 4.19. Μοτίβα διάρρηξης για κανονικό κύριο ρήγμα και γωνία κλίσης: (α) 30°, (β) 45°, και (γ) 60°.....	140
Σχήμα 4.20. Μοτίβα διάρρηξης για ανάστροφο κύριο ρήγμα και γωνία κλίσης: (α) 30°, (β) 45°, και (γ) 60°.....	141
Σχήμα 4.21. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$, (α) κανονικό κύριο ρήγμα με κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 5\%$ και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα με κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 10\%$	141
Σχήμα 4.22. Μοτίβα διάρρηξης για κανονικό κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.	142
Σχήμα 4.23. Μοτίβα διάρρηξης για ανάστροφο κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.	143
Σχήμα 4.24. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για κανονικό κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.	143
Σχήμα 4.25. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για ανάστροφο κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.	143
Σχήμα 4.26. Τυπική διαμόρφωση για (α) αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό και (β) δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα.	144
Σχήμα 4.27. Επιρροή συνοριακών συνθηκών και επιλογή περιοχής παρουσίασης των αποτελεσμάτων.....	145
Σχήμα 4.28. Μοτίβα διάρρηξης για αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°.....	146
Σχήμα 4.29. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°.....	146
Σχήμα 4.30. Μοτίβα διάρρηξης για δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°.....	147
Σχήμα 4.31. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°.....	148

Σχήμα 4.32. Μοτίβα διάρρηξης για αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°	149
Σχήμα 4.33. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°	149
Σχήμα 4.34. Μοτίβα διάρρηξης για δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°	150
Σχήμα 4.35. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30°	150

Κεφάλαιο 5

Σχήμα 5.1. Αγωγός παράλληλος με κύριο ρήγμα και διασταύρωση με δευτερογενή ρήγματα.	156
Σχήμα 5.2. Διαμόρφωση αγωγού και ρηγμάτων για την περίπτωση: (α) κανονικού και (β) ανάστροφου κύριου ρήγματος.	156
Σχήμα 5.3. (α) Εδαφική παραμόρφωση λόγω μετατόπισης ρήγματος και (β) αριθμητικό προσομοίωμα για την αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού.	158
Σχήμα 5.4. Σύγκριση του προτεινόμενου αποσυζευγμένου αριθμητικού προσομοιώματος με το πειραματικό προσομοίωμα και το συζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατόπιση $h/D = 0.5, 1, 1.5$ και 2 (α - δ)	161
Σχήμα 5.5. Σύγκριση του προτεινόμενου αποσυζευγμένου αριθμητικού προσομοιώματος με το πειραματικό προσομοίωμα και το συζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατόπιση $h/D = 0.5, 1, 1.5$ και 2 (α - δ)	162
Σχήμα 5.6. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της όδευσης (track) Α για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	165

Σχήμα 5.7. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της όδευσης (track) B για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	165
Σχήμα 5.8. Σύγκριση κατακόρυφων μετατοπίσεων αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	166
Σχήμα 5.9. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	167
Σχήμα 5.10. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	167
Σχήμα 5.11. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις σε διάφορες θέσεις αγωγού παράλληλα στην όδευση (track) A για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.	168
Σχήμα 5.12. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της όδευσης (track) A για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	169
Σχήμα 5.13. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της όδευσης (track) B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	169
Σχήμα 5.14. Σύγκριση κατακόρυφων μετατοπίσεων αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	170
Σχήμα 5.15. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	170
Σχήμα 5.16. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.	170
Σχήμα 5.17. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις σε διάφορες θέσεις αγωγού παράλληλα στην όδευση (track) A για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.	171

Σχήμα 5.18. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.....	173
Σχήμα 5.19. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.	173
Σχήμα 5.20. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.....	174
Σχήμα 5.21. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.	174
Σχήμα 5.22. (α) Κατακόρυφες και (β) πλευρικές μετατοπίσεις αγωγού κατά μήκος της όδευσης (track) A για κανονικό κύριο ρήγμα, μετατόπιση βάσης 1 m και διαφορετικές γωνίες κλίσης.....	175
Σχήμα 5.23. (α) Κατακόρυφες και (β) πλευρικές μετατοπίσεις αγωγού κατά μήκος της όδευσης (track) A για ανάστροφο κύριο ρήγμα, μετατόπιση βάσης 1 m και διαφορετικές γωνίες κλίσης.....	176
Σχήμα 5.24. Κατακόρυφες μετατοπίσεις αγωγού κατά μήκος της όδευσης (track) B για: (α) κανονικό και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα, και διαφορετικές γωνίες κλίσης.	176
Σχήμα 5.25. Εφελκυστικές (α, γ) και θλιπτικές (β, δ) παραμορφώσεις αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό (α, β) και ανάστροφο (γ, δ) κύριο ρήγμα.	177
Σχήμα 5.26. Εφελκυστικές (α, γ) και θλιπτικές (β, δ) παραμορφώσεις αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό (α, β) και ανάστροφο (γ, δ) κύριο ρήγμα.	178
Σχήμα 5.27. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις αγωγού σε θέσεις παράλληλα με την όδευση (track) A για αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.	180

Σχήμα 5.28. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις αγωγού σε θέσεις παράλληλα με την όδευση (track) Α για δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.	181
---	-----

Κεφάλαιο 6

Σχήμα 6.1. (α) Πλευρική όψη και (β) κάτοψη διασταύρωσης υποθαλάσσιου αγωγού με κανονικό ρήγμα.	188
Σχήμα 6.2. Αριθμητικό προσομοίωμα για την περίπτωση κανονικού ρήγματος.	188
Σχήμα 6.3. Εξισώσεις που υιοθετούνται για τον υπολογισμό της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού κατά μήκος της (α) αξονικής, (β) πλευρικής, (γ) άνωθεν και (δ) κάτωθεν κατεύθυνσης για πυθμένα από άμμο και άργιλο.	192
Σχήμα 6.4. (α) Μέγιστες και (β) ελάχιστες παραμορφώσεις αγωγού για μαλακή άργιλο.	194
Σχήμα 6.5. (α) Μέγιστες και (β) ελάχιστες παραμορφώσεις αγωγού για στιφρή άργιλο.	194
Σχήμα 6.6. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	195
Σχήμα 6.7. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	195
Σχήμα 6.8. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	196
Σχήμα 6.9. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	197
Σχήμα 6.10. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	198
Σχήμα 6.11. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	198
Σχήμα 6.12. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	199
Σχήμα 6.13. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.	200
Σχήμα 6.14. Κατακόρυφες μετατοπίσεις αγωγού για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.	201

Σχήμα 6.15. Μέγιστες (max) και ελάχιστες (min) παραμορφώσεις αγωγού για (α) μαλακή και (β) πυκνή άμμο.....	202
Σχήμα 6.16. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.....	203
Σχήμα 6.17. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.	203
Σχήμα 6.18. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.....	204
Σχήμα 6.19. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.	205
Σχήμα 6.20. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.....	206
Σχήμα 6.21. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.	206
Σχήμα 6.22. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.....	207
Σχήμα 6.23. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.	208
Σχήμα 6.24. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.....	209
Σχήμα 6.25. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.	209

Κεφάλαιο 7

Σχήμα 7.1. Διάγραμμα ροής με τα βασικά βήματα εφαρμογής του «έξυπνου» εργαλείου.....	216
Σχήμα 7.2. Σημεία έναρξης και τερματισμού του σχεδιαζόμενου αγωγού στην Κύπρο και την Κρήτη, αντίστοιχα.....	217
Σχήμα 7.3. Βαθυμετρία ανατολικής Μεσογείου Θάλασσας και ζώνες ενεργών ρηγμάτων: (i) Ανατολική Μεσογειακή Ράχη, (ii) Ελληνική Τάφρος και (iii) Ράχη Κρήτης-Ρόδου.	218
Σχήμα 7.4. Αριθμητική προσομοίωση: (α) των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων λόγω διάρρηξης ρήγματος και (β) της καταπόνησης του αγωγού.	219

Σχήμα 7.5. Προτεινόμενες εναλλακτικές χαράξεις αγωγού μεταξύ Κύπρου και Κρήτης.	219
Σχήμα 7.6. Σημεία έναρξης και τερματισμού του σχεδιαζόμενου αγωγού στην Αλβανία και την Ιταλία, αντίστοιχα.....	221
Σχήμα 7.7. Κλίσεις πυθμένα Αδριατικής Θάλασσας.....	222
Σχήμα 7.8. Τα εδαφικά χαρακτηριστικά στην εξεταζόμενη περιοχή.....	223
Σχήμα 7.9. Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (m/s^2) στην Αδριατική Θάλασσα (Slejko et al., 1999).....	225
Σχήμα 7.10. Συντελεστές ασφαλείας έναντι ολίσθησης στην εξεταζόμενη περιοχή για περίοδο επαναφοράς $T_L = 2475$ έτη.....	225
Σχήμα 7.11. Πιθανώς προβληματικές περιοχές.....	226
Σχήμα 7.12. Προτεινόμενες εναλλακτικές χαράξεις του αγωγού.....	227

ΚΑΤΑΛΟΓΟΣ ΠΙΝΑΚΩΝ

Κεφάλαιο 2

Πίνακας 2.1. Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών για την εκτίμηση της μετατόπισης ρήγματος ανάλογα με τον τύπο ρήγματος (Wells & Coppersmith, 1994).....	17
Πίνακας 2.2. Μετατοπίσεις για την ενεργοποίηση των μέγιστων δυνάμεων αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού (ALA, 2001).....	34

Κεφάλαιο 3

Πίνακας 3.1. Τα εδαφικά χαρακτηριστικά της μελέτης (TAP, 2013b).....	60
Πίνακας 3.2. Τιμές παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για τη σύγκριση.....	61
Πίνακας 3.3. Δυνάμεις εδαφικής αντίστασης και αντίστοιχες μετατοπίσεις.....	65
Πίνακας 3.4. Χαρακτηριστικά μήκη για διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες.....	67
Πίνακας 3.5. Τιμές εδαφικών αντιστάσεων.....	87
Πίνακας 3.6. Εύρος παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική διερεύνηση.....	92

Κεφάλαιο 4

Πίνακας 4.1. Ιδιότητες των εξεταζόμενων τύπων άμμου.....	127
--	-----

Κεφάλαιο 5

Πίνακας 6.1. Ιδιότητες ποιοτήτων χάλυβα API 5L.	190
Πίνακας 6.2. Εδαφικές ιδιότητες πυθμένα.	191
Πίνακας 6.3. Τιμές των μέτρων προστασίας για κανονικό ρήγμα.	193
Πίνακας 6.4. Τιμές δυνάμεων αλληλεπίδρασης και σχετικών μετατοπίσεων.	193
Πίνακας 6.5. Τιμές των μέτρων προστασίας για ανάστροφο ρήγμα.	200
Πίνακας 6.6. Τιμές δυνάμεων αλληλεπίδρασης και σχετικών μετατοπίσεων.	201

Κεφάλαιο 7

Πίνακας 7.1. Εδαφικά χαρακτηριστικά στην εξεταζόμενη περιοχή.	224
Πίνακας 7.2. Σύγκριση των θλιπτικών αξονικών δυνάμεων αγωγού για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης με την κρίσιμη δύναμη για εμφάνιση λυγισμού ($F_{cr} = 13.5 \text{ MN}$).	228

ΣΥΝΤΟΜΟΓΡΑΦΙΕΣ – ΣΥΜΒΟΛΑ – ΟΡΟΛΟΓΙΑ

Συντομογραφίες

ALA	American Lifelines Alliance
DNV GL	Det Norske Veritas - Germanischer Lloyd
LNG	Liquefied Natural Gas
PGA	Peak Ground Acceleration
PGD	Permanent Ground Displacement
TANAP	Trans Anatolian Pipeline
TAP	Trans Adriatic Pipeline
TAPS	Trans Alaska Pipeline System
ΓΣΠ	Γεωγραφικό Σύστημα Πληροφοριών
ΔΔ	Διδακτορική Διατριβή
ΔΚΩ	Δίκτυα Κοινής Ωφέλειας
ΣΑ	Συντελεστής Ασφαλείας

Λατινικά σύμβολα

A	επιφάνεια διατομής αγωγού
b	άνωση
B	πλάτος
c	συνοχή εδάφους
D	εξωτερική διάμετρος αγωγού
d	οριζόντια απόσταση από θέση ρήγματος προς υποκείμενο τέμαχος
d_{cr}	κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος
d_{FE}	διάσταση πεπερασμένου στοιχείου
dP	διαφορά εσωτερικής-εξωτερικής πίεσης αγωγού
D_r	σχετική πυκνότητα εδάφους
dT	διαφορά θερμοκρασίας
dy	πλευρικές μετακινήσεις
dz	κατακόρυφες μετακινήσεις

E	μέτρο ελαστικότητας
f	αξονική εδαφική αντίσταση
f_0	σταθερή τιμή αξονικής εδαφικής αντίστασης
f_{brk}	μέγιστη τρι-γραμμική αξονική εδαφική αντίσταση
f_{res}	υπολειπόμενη αξονική εδαφική αντίσταση
FS	συντελεστής ασφαλείας
f_u	μέγιστη δι-γραμμική αξονική εδαφική αντίσταση
G	μέτρο διάτμησης
H	βάθος εδαφικής στρώσης
h	κατακόρυφη μετατόπιση ρήγματος/βάσης
H_b	βάθος θαμμένου αγωγού από το μέσο του
h_l	πλευρική μετατόπιση βάσης
I	ροπή αδράνειας διατομής αγωγού
k	συντελεστής απόμειωσης τριβής
K_0	συντελεστής πλευρικής ώθησης εδάφους σε ηρεμία
k_e	ψευδο-στατικός σεισμικός συντελεστής
L	μήκος
L_i	χαρακτηριστικά μήκη αγωγού
L_{SW}	πλάτος κατολίθησης
M	ροπή κάμψης αγωγού
M_w	μέγεθος σεισμικής ροπής
N	οριζόντια δύναμη αγωγού
n	παράμετρος Ramberg-Osgood
p	πλευρική εδαφική αντίσταση
p_{brk}	μέγιστη τρι-γραμμική πλευρική εδαφική αντίσταση
P_e	εξωτερική πίεση αγωγού
P_i	εσωτερική πίεση αγωγού
P_{max}	μέγιστη επιτρεπόμενη πίεση αγωγού
p_{res}	υπολειπόμενη πλευρική εδαφική αντίσταση
p_u	μέγιστη δι-γραμμική πλευρική εδαφική αντίσταση
q	δύναμη κατολίθησης
Q	τέμνουσα δύναμη αγωγού
$q_{down,u}$	μέγιστη κάτωθεν εδαφική αντίσταση
$q_{up,brk}$	μέγιστη τρι-γραμμική άνωθεν εδαφική αντίσταση
$q_{up,res}$	υπολειπόμενη άνωθεν εδαφική αντίσταση
$q_{up,u}$	μέγιστη δι-γραμμική άνωθεν εδαφική αντίσταση
q_x	αξονική δύναμη κατολίθησης
q_y	πλευρική δύναμη κατολίθησης
S_t	συντελεστής ευαισθησίας του εδάφους
s_u	αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους
$s_{u,r}$	αστράγγιστη διατμητική αντοχή αναμοχλευμένου εδάφους
t	πάχος τοιχώματος αγωγού
T	αξονική δύναμη αγωγού
T_i	περίοδος επαναφοράς

u	οριζόντια μετατόπιση αγωγού
v	λόγος Poisson
V	πλευρική δύναμη αγωγού
w_s	βυθισμένο βάρος αγωγού
x_{brk}	μέγιστη τρι-γραμμική σχετική αξονική μετατόπιση εδάφους-αγωγού
x_i	χαρακτηριστικές θέσεις αγωγού
x_{res}	υπολειπόμενη σχετική αξονική μετατόπιση εδάφους-αγωγού
x_u	μέγιστη δι-γραμμική σχετική αξονική μετατόπιση εδάφους-αγωγού
y	πλευρική μετατόπιση αγωγού
y'	κλίση αγωγού
y_{brk}	μέγιστη τρι-γραμμική σχετική πλευρική μετατόπιση εδάφους-αγωγού
y_{res}	υπολειπόμενη σχετική πλευρική μετατόπιση εδάφους-αγωγού
y_u	μέγιστη δι-γραμμική σχετική πλευρική μετατόπιση εδάφους-αγωγού
z	βάθος εντός εδάφους
$z_{down,u}$	μέγιστη σχετική κάτωθεν μετατόπιση εδάφους-αγωγού
z_e	βάθος επίχωσης επιφανειακού αγωγού
$z_{up,brk}$	μέγιστη τρι-γραμμική σχετική άνωθεν μετατόπιση εδάφους-αγωγού
$z_{up,res}$	υπολειπόμενη σχετική άνωθεν μετατόπιση εδάφους-αγωγού
$z_{up,u}$	μέγιστη δι-γραμμική σχετική άνωθεν μετατόπιση εδάφους-αγωγού

Ελληνικά σύμβολα

α	κλίση ρήγματος
α_f	συντελεστής προσκόλλησης
α_p	γωνία τροχιάς ολίσθησης
$\alpha_{p,s}$	γωνία τροχιάς ολίσθησης δευτερογενούς ρήγματος
α_r	παράμετρος Ramberg-Osgood
α_s	κλίση δευτερογενούς ρήγματος
α_T	θερμικός συντελεστής
β	γωνία διασταύρωσης ρήγματος-αγωγού
γ	ολικό ειδικό βάρος εδάφους
γ_f^p	οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση αστοχίας
γ_{oct}^p	οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση
γ'	ενεργό ειδικό βάρος εδάφους
γ_I	συντελεστής σπουδαιότητας
Δd_{cr}	μεταβολή κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος
Δl	επιμήκυνση αγωγού
ε	παραμόρφωση
ε_{11}	αξονική παραμόρφωση αγωγού
$\varepsilon_{11,invert}$	αξονική παραμόρφωση στην κάτω παρειά του αγωγού
ε_c	θλιπτική παραμόρφωση αγωγού
$\varepsilon_{c,cr}$	κρίσιμη θλιπτική παραμόρφωση αγωγού
ε_{max}	μέγιστη παραμόρφωση αγωγού
ε_{min}	ελάχιστη παραμόρφωση αγωγού

$\varepsilon_{pl,max}$	μέγιστη πλαστική παραμόρφωση εδάφους
ε_t	εφελκυστική παραμόρφωση αγωγού
$\varepsilon_{t,cr}$	κρίσιμη εφελκυστική παραμόρφωση αγωγού
ζ	συντελεστής σφήνωσης
θ	γωνία διασταύρωσης κατολισθησης-αγωγού
ρ	πυκνότητα
σ	τάση
σ_{11}	αξονική τάση αγωγού
σ_h	περιμετρική τάση αγωγού
σ_u	τάση αστοχίας υλικού
σ_{VM}	τάση Von Mises
σ_y	τάση διαρροής υλικού
τ	διατμητική τάση
φ	γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους
φ_p	μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους
φ_{res}	υπολειπόμενη γωνία εσωτερικής τριβής εδάφους
ψ	γωνία διαστολής εδάφους
ψ_p	μέγιστη γωνία διαστολής εδάφους
ψ_{res}	υπολειπόμενη γωνία διαστολής εδάφους

Ορολογία

Ελληνική ορολογία	Αγγλική ορολογία
Αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού	Pipe-soil interaction
Ανάλυση ελάχιστου κόστους	Least cost path analysis
Ανάστροφο ρήγμα	Reverse fault
Αντιθετικό ρήγμα	Antithetic fault
Αποσυνζευγμένο προσομοίωμα	Decoupled model
Αριστερόστροφο ρήγμα	Left-lateral fault
Γεωκίνδυνος	Geohazard
Γωνία κλίσης ρήγματος	Fault dip angle
Γωνία τροχιάς ολίσθησης ρήγματος	Fault pitch angle
Δεξιόστροφο ρήγμα	Right-lateral fault
Δευτερογενές ρήγμα	Secondary fault
Διάδοση διάρρηξης ρήγματος	Fault rupture propagation
Διάρρηξη διεύρυνσης	Splay fault

Διατμητική ζώνη	Shear band
Διεύθυνση ρήγματος	Fault direction
Δίκτυα κοινής ωφέλειας	Lifelines
Δοκιμή άμεσης διάτμησης	Direct shear test
Επίπεδο διάρρηξης ρήγματος	Fault rupture plane
Εφελκυστική διάρρηξη	Tensile rupture
Ισοτροπική χαλάρωση	Isotropic strain softening
Καθολικός λυγισμός	Global buckling
Κανονικό ρήγμα	Normal fault
Κατακόρυφη ευστάθεια	On-bottom stability
Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους	Soil constitutive model
Κατολίσθηση	Landslide
Κριτήριο βάσει παραμορφώσεων	Strain based criterion
Κριτήριο βάσει τάσεων	Stress based criterion
Κύριο ρήγμα	Main fault
Λασπορροή	Debris flow
Μέθοδος διακριτών στοιχείων	Distinct element method
Μέθοδος πεπερασμένων διαφορών	Finite difference method
Μέθοδος πεπερασμένων στοιχείων	Finite element method
Μεμονωμένο ρήγμα	Single fault
Μοτίβο διάρρηξης	Rupture pattern
Οριζόντιο ρήγμα	Strike-slip fault
Περιμετρική τάση	Hoop stress
Πλάγιο ρήγμα	Oblique-slip fault
Πλευρική εξάπλωση	Lateral spreading
Ρεύμα θολότητας	Turbidity current
Ρήγμα κατά την κλίση	Dip-slip fault
Συζευγμένο προσομοίωμα	Coupled model
Συζευγμένο ρήγμα	Conjugate fault
Συνθετικό ρήγμα	Synthetic fault
Τοπικός λυγισμός	Local buckling
Υπερκείμενο τέμαχος	Hanging wall
Υποκείμενο τέμαχος	Footwall
Φυγοκεντρικό προσομοίωμα	Centrifuge model

Χάραξη

Routing

ΕΙΣΑΓΩΓΗ

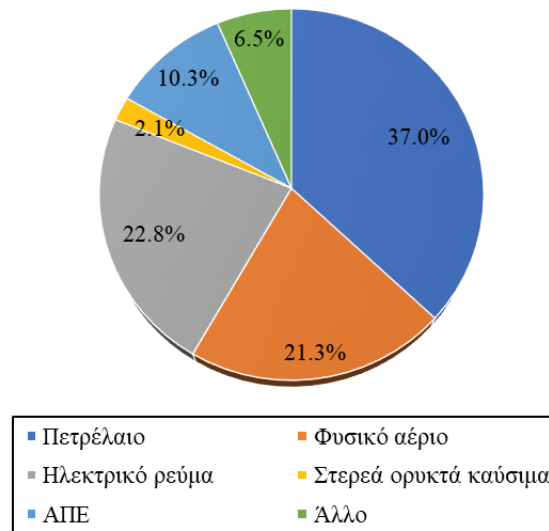
1.1 Αντικείμενο της Διδακτορικής Διατριβής

Οι υδρογονάνθρακες, όπως το φυσικό αέριο και το πετρέλαιο, αποτελούν τη σημαντικότερη πηγή ενέργειας της εποχής μας. Παρά την τάση απεξάρτησης της παραγωγής ενέργειας από τους υδρογονάνθρακες λόγω των καταστροφικών συνεπειών που προκαλούν στο περιβάλλον, οι διαρκώς αυξανόμενες ενεργειακές απαιτήσεις του σύγχρονου πολιτισμού δημιουργούν την ανάγκη εξαγωγής υδρογονανθράκων από όλο και περισσότερα χερσαία και υποθαλάσσια κοιτάσματα. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η Ευρωπαϊκή Ένωση, η οποία είναι ένας από τους μεγαλύτερους καταναλωτές ενέργειας παγκοσμίως. Όπως παρουσιάζεται και στο Σχήμα 1.1, οι ενεργειακές ανάγκες της Ευρωπαϊκής Ένωσης για το έτος 2019 καλύφθηκαν κατά 37% από πετρέλαιο, 21.3% από φυσικό αέριο και 22.8% από ηλεκτρικό ρεύμα, με το 40% της παραγωγής του οποίου να προέρχεται από υδρογονάνθρακες (Eurostat, 2021).

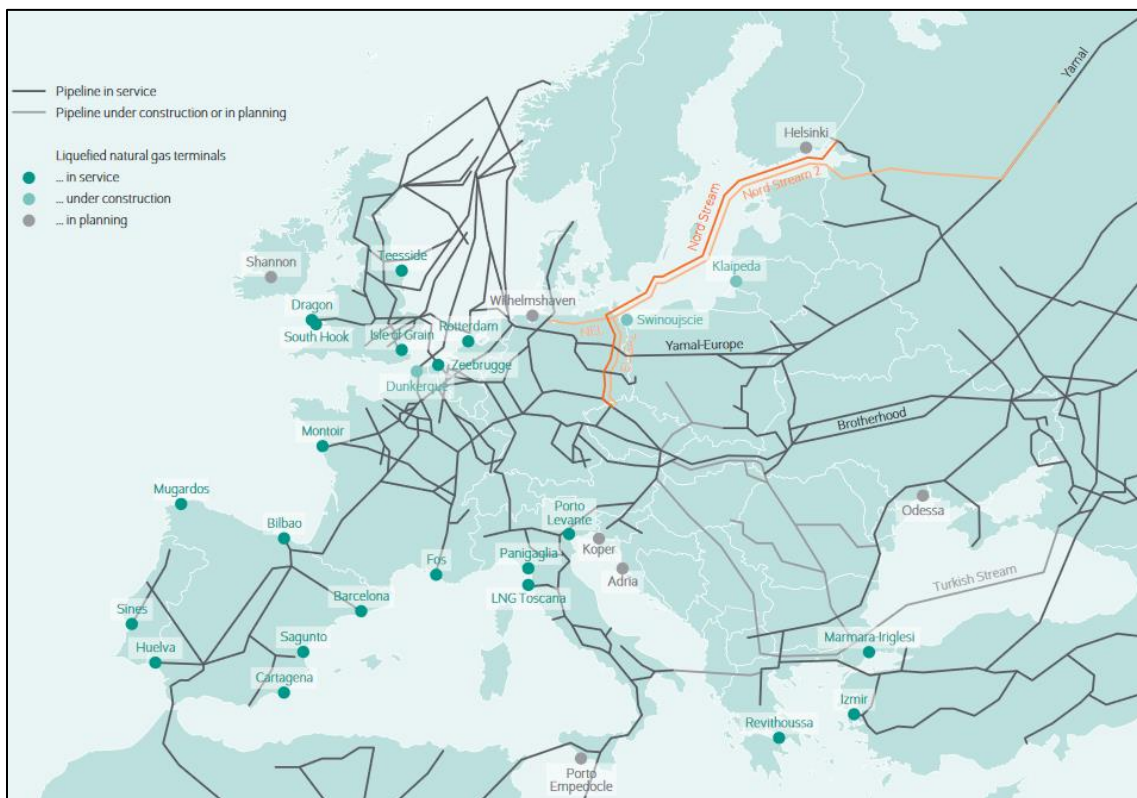
Η μεταφορά υδρογονανθράκων από τα χερσαία και υποθαλάσσια κοιτάσματα, όπου εξάγονται, στα βιομηχανικά και αστικά κέντρα κατανάλωσης αποτελεί μία όλο και δυσκολότερη διαδικασία λόγω των αυξανόμενων αποστάσεων που καλούνται να καλυφθούν. Χαρακτηριστικά, αναφέρεται ότι στην Ευρωπαϊκή Ένωση το 96.8% των αναγκών σε πετρέλαιο και το 89.7% σε φυσικό αέριο για το έτος 2019 προήλθαν από εισαγωγές (Eurostat, 2021). Συμβατικοί τρόποι μεταφοράς αποτελούν οι αγωγοί, τα φορτηγά, τα τρένα, αλλά και τα πλοία μεταφοράς πετρελαίου ή υγροποιημένου φυσικού αερίου (Liquefied Natural Gas - LNG). Τις τελευταίες δεκαετίες, η χρήση αγωγών για τη μεταφορά υδρογονανθράκων διαρκώς αυξάνεται λόγω της δυνατότητάς τους να

Εισαγωγή

μεταφέρουν μεγάλες ποσότητες, μεταξύ μεγάλων αποστάσεων και υπό συνεχή ροή, χωρίς την ανάγκη δημιουργίας μεγάλων εγκαταστάσεων αποθήκευσης και επεξεργασίας, όπως για παράδειγμα σταθμοί υγροποίησης και αεριοποίησης που χρειάζονται για τη μεταφορά LNG. Στο Σχήμα 1.2 παρουσιάζονται οι αγωγοί μεταφοράς φυσικού αερίου στην Ευρώπη.



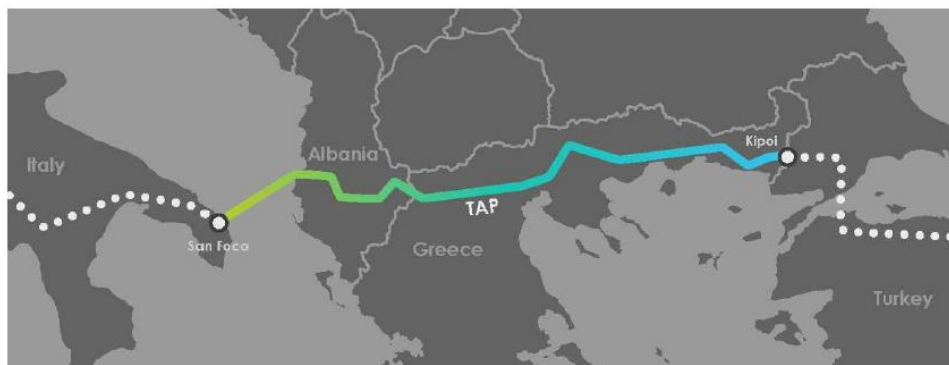
Σχήμα 1.1. Κατανάλωση ενέργειας στην Ευρωπαϊκή Ένωση για το έτος 2019.



Σχήμα 1.2. Αγωγοί φυσικού αερίου στην Ευρώπη (Neumann et al., 2018).

Οι αγωγοί υδρογονανθράκων ανήκουν στα ενεργειακά δίκτυα κοινής ωφέλειας (ΔΚΩ - lifelines) και αποτελούν έργα υποδομής μεγάλης κλίμακας και στρατηγικής σημασίας, που συχνά γίνονται αντικείμενο έντονων αντιπαραθέσεων και συγκρούσεων μεταξύ εταιρειών και κρατών. Μέχρι πρόσφατα, οι αγωγοί υδρογονανθράκων κατασκευάζονταν κυρίως σε χερσαίες περιοχές, ή υποθαλάσσια σε μικρά βάθη. Ωστόσο, οι αυξημένες ενεργειακές ανάγκες, σε συνδυασμό με την εξέλιξη της τεχνολογίας και τη συσσωρευμένη εμπειρία δεκαετιών, έχουν οδηγήσει στην κατασκευή όλο και περισσότερων αγωγών σε περιοχές με υψηλή σεισμικότητα και μεγάλα βάθη. Ειδικά στην περιοχή της ευρύτερης ανατολικής Μεσογείου, η κάλυψη των ενεργειακών αναγκών της Ευρωπαϊκής Ένωσης, σε συνδυασμό με τους γεωπολιτικούς ανταγωνισμούς, έχουν οδηγήσει στην κατασκευή και τον σχεδιασμό νέων αγωγών, οι οποίοι διασχίζουν -ή αναμένεται να διασχίσουν- εξαιρετικά σεισμογενείς περιοχές, φτάνοντας υποθαλάσσια σε μεγάλα βάθη.

Χαρακτηριστική περίπτωση αποτελεί ο Αδριατικός Αγωγός φυσικού αερίου (Trans Adriatic Pipeline - TAP), ο οποίος είναι σε προχωρημένο στάδιο κατασκευής και παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.3. Ο συγκεκριμένος αγωγός αποτελείται από ένα χερσαίο τμήμα μήκους 878 km το οποίο διασχίζει Ελλάδα, Αλβανία και Ιταλία και ένα υποθαλάσσιο τμήμα μήκους 105 km, το οποίο φτάνει σε μέγιστο βάθος 820 m στην Αδριατική Θάλασσα (TAP, 2013a). Τόσο το χερσαίο όσο και το υποθαλάσσιο τμήμα του αγωγού, διασχίζουν περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα και πολλά ρήγματα. Ο αγωγός αυτός έχει σχεδιαστεί ώστε να μεταφέρει φυσικό αέριο από τα κοιτάσματα της Κασπίας Θάλασσας στην Ευρώπη μέσω του Ανατολικού Αγωγού φυσικού αερίου (Trans Anatolian Pipeline - TANAP), που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.4. Ο αγωγός αυτός βρίσκεται ήδη σε λειτουργία από το 2018 και διασχίζει χερσαία εξαιρετικά σεισμογενείς περιοχές, όπως το ρήγμα της Βόρειας Ανατολίας το οποίο έχει προκαλέσει καταστροφικούς σεισμούς στο παρελθόν.



Σχήμα 1.3. Η χάραξη του Αδριατικού Αγωγού (TAP, 2017).



Σχήμα 1.4. Αγωγοί TAP και TANAP για τη μεταφορά φυσικού αερίου από την Κασπία Θάλασσα στην Ευρώπη (TAP, 2017).

Άλλη περίπτωση αγωγού στην ευρύτερη περιοχή της ανατολικής Μεσογείου είναι ο αγωγός φυσικού αερίου TuskStream, ο οποίος ολοκληρώθηκε το 2020 και μεταφέρει φυσικό αέριο από τη Ρωσία στην Τουρκία, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 1.5. Ο εν λόγω αγωγός έχει συνολικό μήκος 930 km και διασχίζει υποθαλάσσια τη Μαύρη Θάλασσα φτάνοντας σε βάθη έως και 2,200 m. Ο αγωγός είναι μεταλλικός, με διάμετρο 32'' και έχει σε εσωτερική πίεση έως και 30 MPa (NS Energy, 2020). Απώτερος σκοπός του αγωγού είναι η μεταφορά φυσικού αερίου στην Ευρώπη, διασχίζοντας τις βαλκανικές χώρες και την Αυστρία μέσω άλλων αγωγών που βρίσκονται υπό σχεδιασμό, όπως ο Tesla και ο Serbian Stream.



Σχήμα 1.5. Η χάραξη του αγωγού TurkStream (Martin, 2018).

Τέλος, μία ακόμα περίπτωση μεγάλου αγωγού που βρίσκεται υπό σχεδιασμό αποτελεί ο EastMed. Ο εν λόγω αγωγός αναμένεται να μεταφέρει φυσικό αέριο από τα κοιτάσματα του Ισραήλ και της Κύπρου. Όπως απεικονίζεται και στο Σχήμα 1.6, σε πρώτη φάση θα διασχίζει υποθαλάσσια την ανατολική Μεσόγειο σε μία απόσταση περίπου 700 km, ενώνοντας την Κύπρο με την Κρήτη. Η περιοχή αυτή χαρακτηρίζεται από βάθη που φτάνουν έως και τα 3,000 m και είναι εξαιρετικά σεισμογενής, με πολλά ενεργά ρήγματα, όπως η Ανατολική Μεσογειακή Ράχη, η Ελληνική Τάφρος και η Ράχη Κρήτης-Ρόδου (Makrakis et al., 2020). Απώτερος σκοπός του αγωγού είναι η μεταφορά φυσικού αερίου στην Ευρώπη, μέσω της διάσχησης της ηπειρωτικής Ελλάδας, της Αδριατικής Θάλασσας και της Ιταλίας, φτάνοντας έτσι έως και 2,000 km σε μήκος, ενώ υπολογίζεται ότι θα καλύπτει έως και το 10% των ενεργειακών αναγκών της Ευρωπαϊκής Ένωσης (Euronews, 2020).



Σχήμα 1.6. Η χάραξη του αγωγού EastMed (Euronews, 2020).

Όπως γίνεται φανερό και από τα παραπάνω, τα δίκτυα αγωγών μεταφοράς υδρογονανθράκων είναι υποδομές μεγάλης σπουδαιότητας που μπορούν να εκτείνονται σε αποστάσεις εκατοντάδων χιλιομέτρων, τόσο χερσαία όσο και υποθαλάσσια, φτάνοντας σε βάθη εκατοντάδων μέτρων κάτω από δυσμενείς και αδιευκρίνιστες συνθήκες. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να εκτίθενται σε ένα πολύ μεγάλο εύρος φυσικών αλλά και ανθρωπογενών κινδύνων, όπως ο σεισμός, οι εδαφικές αστοχίες, οι έντονες καιρικές συνθήκες, ατυχήματα, δολιοφθορές, κτλ. Σύμφωνα και με τη διεθνή εμπειρία, μία πιθανή αστοχία σε έναν αγωγό

μπορεί να έχει δυσμενέστερες συνέπειες προκαλώντας ανυπολόγιστες ζημιές στην κοινωνία, στην οικονομία και στο περιβάλλον. Ενδεικτικά αναφέρεται ότι τα τελευταία είκοσι χρόνια στις ΗΠΑ έχουν καταγραφεί πάνω από 12,000 περιστατικά βλαβών, τα οποία προκάλεσαν τον θάνατο σε 283 ανθρώπους και ζημιές περίπου 10 δις. Δολαρίων, με τα περισσότερα ωστόσο να αφορούν αγωγούς διανομής (PHMSA, 2020). Χαρακτηριστική είναι και η περίπτωση έκρηξης σε υποθαλάσσιο αγωγό αερίου στον Κόλπο του Μεξικού τον Ιούλιο του 2021, που απεικονίζεται στο Σχήμα 1.7.



Σχήμα 1.7. Φωτιά έπειτα από έκρηξη υποθαλάσσιου αγωγού αερίου στον Κόλπο του Μεξικού (BNO News [@BNONews], 2021)

Μία από τις μεγαλύτερες απειλές για τα ενεργειακά δίκτυα αγωγών είναι οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι, όπως η ισχυρή εδαφική κίνηση, οι κατολισθήσεις, οι λασπορροές, οι διαρρήξεις ρηγμάτων, ή οι ρευστοποιήσεις εδαφών. Τα φαινόμενα αυτά επιδρούν στους αγωγούς μέσω των παροδικών ή/και των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων (Permanent Ground Displacements/Deformations - PGD) και έχουν τη δυνατότητα να τους προκαλέσουν εκτεταμένες βλάβες. Για την αντιμετώπιση των σεισμικών γεωκινδύνων έχουν πραγματοποιηθεί τις τελευταίες δεκαετίες πολλές μελέτες σε αναλυτικό, υπολογιστικό και πειραματικό επίπεδο. Από αυτές έχουν προκύψει διεθνή κι εθνικά πρότυπα και κανονισμοί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό αγωγών. Επίσης, έχουν διαμορφωθεί μεθοδολογίες για την αριθμητική προσομοίωση της συμπεριφοράς τους, καθώς και μία σειρά μεθόδων και μέτρων για την αποφυγή της αστοχίας τους. Εντούτοις, όλα τα παραπάνω επικεντρώνονται κυρίως στην περίπτωση των χερσαίων αγωγών, αφήνοντας πολλά περιθώρια διερεύνησης της απόκρισης και της σεισμικής τρωτότητας των αγωγών τόσο στα υποθαλάσσια όσο και στα παράκτια τμήματά τους.

1.2 Σκοπός της Διδακτορικής Διατριβής

Βάσει του πλαισίου που τίθεται στην προηγούμενη Ενότητα, είναι φανερό ότι η κατασκευή νέων αγωγών υδρογονανθράκων, αλλά και η συντήρηση των υφιστάμενων, θα βρίσκεται στο επίκεντρο του ενδιαφέροντος τις επόμενες δεκαετίες. Οι νέοι αυτοί αγωγοί αναμένεται να καλύπτουν μεγάλες αποστάσεις, διασχίζοντας έντονα σεισμογενείς περιοχές, ενώ ένα μεγάλο μέρος τους θα είναι υποθαλάσσιο, φτάνοντας σε μεγαλύτερα βάθη από ποτέ. Τα παραπάνω αναμένεται να δημιουργήσουν προκλήσεις και να μας φέρουν αντιμέτωπους με κινδύνους που δεν είχαμε συναντήσει στο παρελθόν, και για τους οποίους δεν υπάρχει πρόβλεψη με βάση τα υπάρχοντα διεθνή και εθνικά πρότυπα. Ο βασικός επιστημονικός σκοπός της παρούσας Διδακτορικής Διατριβής (ΔΔ) είναι να συμβάλει στην κάλυψη του παραπάνω κενού, μελετώντας τη σεισμική τρωτότητα υποθαλάσσιων και παράκτιων αγωγών σε ιδιαίτερα δυσμενείς συνθήκες και παρέχοντας χρήσιμα εργαλεία που μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την καλύτερη δυνατή αντιμετώπιση της σεισμικής διακινδύνευσης.

Συγκεκριμένα, η ΔΔ επικεντρώνεται στη μελέτη υποθαλάσσιων και παράκτιων μεταλλικών αγωγών υδρογονανθράκων, συμβάλλοντας στην ενδελεχή διερεύνηση της συμπεριφοράς τους υπό σεισμική κινηματική καταπόνηση και στην ανάπτυξη προτάσεων για τον καλύτερη δυνατόν αντισεισμικό σχεδιασμό τους. Οι βασικοί στόχοι της ΔΔ είναι οι εξής:

- Η μελέτη της κινηματικής καταπόνησης υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολισθήσης.
- Η μελέτη του φαινομένου της ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος, αλλά και της κινηματικής καταπόνησης αγωγών εξαιτίας του.
- Η σύγκριση της αποτελεσματικότητας των μέτρων προστασίας για την περίπτωση επιφανειακών υποθαλάσσιων αγωγών σε μεγάλα βάθη.
- Η συνεισφορά στην ανάπτυξη και εφαρμογή ενός εργαλείου για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών έναντι διάρρηξης ρηγμάτων και κατολισθήσεων.

Οι στόχοι αυτοί επιτυγχάνονται μέσω της ανάπτυξης προηγμένων αναλυτικών αλλά και αριθμητικών μεθοδολογιών, χρησιμοποιώντας τη θεωρία της μηχανικής, τις μεθόδους πεπερασμένων στοιχείων και πεπερασμένων αδιαφορών, και άλλα χρήσιμα εργαλεία. Τόσο οι αναλυτικές όσο και οι αριθμητικές προσομοιώσεις βασίζονται στη χρήση ρεαλιστικών δεδομένων και παραδοχών που έχουν προκύψει από πειραματικές μελέτες,

δεδομένα πεδίου και άλλες αντίστοιχες μεθοδολογίες. Τα αποτελέσματα από τα παραπάνω προσομοιώματα συγκρίνονται με πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα άλλων ερευνητών για την εξασφάλιση της επίτευξης ρεαλιστικών και αξιόπιστων αποτελεσμάτων.

Για την πρακτική εφαρμοσιμότητα των μεθοδολογιών χρησιμοποιήθηκαν ρεαλιστικά τοπογραφικά, γεωλογικά και γεωτεχνικά δεδομένα από την περιοχή της Ανατολικής Μεσογείου, καθώς επίσης και δεδομένα από τον υπό κατασκευή Αδριατικό Αγωγό φυσικού αερίου TAP. Παράλληλα, πραγματοποιήθηκε ενδελεχής μελέτη των σχετικών υφιστάμενων κανονισμών, αλλά και των μεθοδολογιών για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού, όπως για παράδειγμα είναι οι κανονιστικές οδηγίες DNV GL (Det Norske Veritas - Germanischer Lloyd) και ALA (American Lifelines Alliance). Για την αυτοματοποίηση της εφαρμογής των παραπάνω μεθοδολογιών στα αριθμητικά και αναλυτικά προσομοιώματα δημιουργήθηκαν αλγόριθμοι οι οποίοι λαμβάνουν υπόψη διάφορες εδαφικές συνθήκες και χαρακτηριστικά του αγωγού (π.χ., γεωμετρία, μηχανικές ιδιότητες, κλπ).

1.3 Δομή της Διδακτορικής Διατριβής

Η παρούσα ΔΔ αποτελείται από οκτώ κεφάλαια, συμπεριλαμβανομένου του πρώτου εισαγωγικού κεφαλαίου. Στα Κεφάλαια 2 έως 8 βρίσκεται ο κύριος όγκος της έρευνας, ο οποίος περιλαμβάνει κατά σειρά: (α) τη βιβλιογραφική ανασκόπηση, (β) τη μελέτη της κινηματικής καταπόνησης υποθαλάσσιων αγωγών έναντι κατολίσθησης, (γ) τη μελέτη του φαινομένου της διάρρηξης δευτερογενών ρηγμάτων, (δ) τη μελέτη της κινηματικής καταπόνησης αγωγών από το παραπάνω φαινόμενο, (ε) τη σύγκριση μέτρων προστασίας υποθαλάσσιων αγωγών μεγάλου βάθους, (ς) τη συμβολή στην ανάπτυξη ενός εργαλείου για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών, και (στ) τα συμπεράσματα της ΔΔ. Στη συνέχεια γίνεται μία αναλυτικότερη περιγραφή των κεφαλαίων της ΔΔ.

Το **Κεφάλαιο 2** περιλαμβάνει μία εκτενή βιβλιογραφική ανασκόπηση της υφιστάμενης κατάστασης σχετικά με τη σεισμική τρωτότητα χερσαίων και υποθαλάσσιων αγωγών. Αρχικά, περιγράφονται οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι, οι οποίοι αποτελούν μεγάλη απειλή για την ακεραιότητα των δικτύων αγωγών, και αναφέρονται χαρακτηριστικά παραδείγματα αστοχιών από μεγάλους σεισμούς του παρελθόντος. Ακολούθως, αναφέρονται οι πειραματικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθοδολογίες που έχουν αναπτυχθεί από άλλους ερευνητές για την προσομοίωση της καταπόνησης των αγωγών

έναντι σεισμικών γεωκινδύνων. Τέλος, περιγράφονται οι κυριότερες μεθοδολογίες προσομοίωσης για την αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού, τα κριτήρια αστοχίας και τα μέτρα προστασίας σύμφωνα με την εφαρμοζόμενη πρακτική.

Το **Κεφάλαιο 3** επικεντρώνεται στη μελέτη υποθαλάσσιων αγωγών υπό κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης. Παρουσιάζονται τα δύο αναλυτικά προσομοιώματα, που αναπτύχθηκαν στο πλαίσιο της ΔΔ, για την προσομοίωση της καταπόνησης υποθαλάσσιου αγωγού υπό πλευρική και λοξή κατολίσθηση. Τα αναλυτικά προσομοιώματα αναπτύχθηκαν με βάση την ελαστική θεωρία δοκού των Euler-Bernoulli για μεγάλες μετατοπίσεις και τη μέθοδο των πεπερασμένων διαφορών. Τα αποτελέσματά τους συγκρίνονται με αντίστοιχα αποτελέσματα από αριθμητικά προσομοιώματα και προσεγγίσεις άλλων ερευνητών. Τα χαρακτηριστικά του αγωγού, τα εδαφικά και τα τοπογραφικά δεδομένα για την προσομοίωση λαμβάνονται με βάση τα χαρακτηριστικά στο βαθύτερο τμήμα του αγωγού TAP στην Αδριατική Θάλασσα, ενώ η αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού προσομοιώνεται με βάση το διεθνές πρότυπο DNV GL. Η παραμετρική διερεύνηση της απόκρισης υποθαλάσσιων αγωγών περιλαμβάνει διάφορες εδαφικές συνθήκες και περιπτώσεις φόρτισης, ενώ διερευνάται και η εφαρμογή διαφόρων μέτρων προστασίας του αγωγού.

Στο **Κεφάλαιο 4** διερευνάται η διάδοση δευτερογενών ρηγμάτων μέσα από εδαφική στρώση. Η παρουσία δευτερογενών ρηγμάτων είναι ένα αρκετά συνηθισμένο φαινόμενο το οποίο έχει εμφανισθεί σε πολλές περιπτώσεις παγκοσμίως και οφείλεται κυρίως σε ανακατανομές των τάσεων στη ζώνη ρηγματώσης ή/και στην παρουσία ανομοιογενειών στο βραχώδες υπόστρωμα. Συγκεκριμένα, εξετάζεται η περίπτωση ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος με κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Για τη μελέτη αναπτύχθηκε ένα τρισδιάστατο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων χρησιμοποιώντας το λογισμικό ABAQUS. Το προτεινόμενο αριθμητικό προσομοίωμα συγκρίνεται με πειραματικά αποτελέσματα για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος, ώστε να εξασφαλιστεί η ρεαλιστικότητα των αποτελεσμάτων. Η παραμετρική διερεύνηση του φαινομένου περιλαμβάνει τις περιπτώσεις κανονικού, ανάστροφου και πλάγιου κύριου ρήγματος, διάφορα μεγέθη μετατόπισης ρήγματος, γωνίες κλίσης ρήγματος, πάχη και ιδιότητες εδαφικής στρώσης.

Το **Κεφάλαιο 5** επικεντρώνεται στη διερεύνηση της κινηματικής καταπόνησης θαμμένου αγωγού εξαιτίας της ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος. Το φαινόμενο της άμεσης διασταύρωσης αγωγού με ρήγμα έχει απασχολήσει

πολλούς ερευνητές στο παρελθόν, ενώ τα αποτελέσματα των σχετικών μελετών έχουν ενσωματωθεί σε διεθνή κι εθνικά πρότυπα και κανονισμούς μέσω προτάσεων για μέτρα προστασίας, μεθόδους κατασκευής και προσομοίωσης. Παρ' όλα αυτά, στη διεθνή βιβλιογραφία απουσιάζει η μελέτη της απόκρισης αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα. Για τη μελέτη χρησιμοποιήθηκε μια αποσυζευγμένη υπολογιστική προσέγγιση με την ανάπτυξη δύο αριθμητικών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων, κατά την οποία προσομοιώνεται αρχικά η απόκριση του εδάφους και στη συνέχεια οι εδαφικές μετακινήσεις χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της απόκρισης του αγωγού. Η προτεινόμενη αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία συγκρίνεται με αντίστοιχα πειραματικά και αριθμητικά αποτελέσματα για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος, ώστε να εξασφαλιστεί η ρεαλιστικότητα των αποτελεσμάτων. Η παραμετρική διερεύνηση του φαινομένου περιλαμβάνει τις περιπτώσεις κανονικού, ανάστροφου και πλάγιου κύριου ρήγματος, διάφορα μεγέθη μετατόπισης ρήγματος, γωνίες κλίσης ρήγματος, πάχη και ιδιότητες εδαφικής στρώσης.

Το **Κεφάλαιο 6** επικεντρώνεται στη σύγκριση της αποτελεσματικότητας των μέτρων προστασίας για την περίπτωση υποθαλάσσιων αγωγών σε μεγάλα βάθη. Σύμφωνα με την εφαρμοζόμενη πρακτική, σε αυτές τις περιπτώσεις οι αγωγοί τοποθετούνται συνήθως απευθείας στην επιφάνεια του πυθμένα έχοντας μόνο μία αντιδιαβρωτική επικάλυψη. Η παραπάνω πρακτική καθιστά αδύνατη την εφαρμογή μέτρων προστασίας που είναι πολύ συνηθισμένα σε χερσαίους θαμμένους αγωγούς, όπως τα φυσικά ή συνθετικά ελαφρά υλικά επίχωσης, η χρήση γεωφασμάτων και η μείωση του πάχους επίχωσης. Μέσα από τη χρήση αριθμητικών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων, διερευνήθηκε η αποτελεσματικότητα τεχνικών που μπορούν να εφαρμοστούν εύκολα σε υποθαλάσσιους αγωγούς, όπως η χρήση ισχυρότερου χάλυβα, διαφορετικής διατομής, ή επικάλυψης και η επιλογή της γωνίας διασταύρωσης.

Στο **Κεφάλαιο 7** παρουσιάζεται η εφαρμογή ενός «έξυπνου» εργαλείου για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών έναντι διάρρηξης ρήγματος και κατολίωσης. Το εργαλείο αναπτύχθηκε σε υπολογιστικό περιβάλλον Γεωγραφικού Συστήματος Πληροφοριών (ΓΣΠ) και λαμβάνει υπόψη: (α) την ποιοτική και ποσοτική εκτίμηση των παραπάνω γεωκινδύνων, (β) την ποσοτική εκτίμηση της καταπόνησης του αγωγού, και (γ) τη βελτίωση της χάραξης. Η ποσοτική εκτίμηση της καταπόνησης του αγωγού πραγματοποιείται μέσω των αναλυτικών και αριθμητικών προσομοιωμάτων που αναπτυχθήκαν στο πλαίσιο της ΔΔ. Το εργαλείο εφαρμόζεται σε δύο χαρακτηριστικές

περιπτώσεις αγωγών στην περιοχή της Μεσογείου χρησιμοποιώντας ρεαλιστικά τοπογραφικά, γεωτεχνικά και σεισμολογικά δεδομένα.

Στο **Κεφάλαιο 8** παρατίθενται τα γενικά συμπεράσματα της παρούσας ΔΔ, η καινοτομία και η συμβολή της στην πρόοδο της μηχανικής. Επίσης, παρουσιάζονται κάποιες προτάσεις και γενικές κατευθύνσεις σχετικά με τη μελλοντική συνέχιση της έρευνας της ΔΔ. Τέλος, γίνεται αναφορά στις δημοσιεύσεις σε επιστημονικά περιοδικά και τις δημοσιεύσεις-παρουσιάσεις σε διεθνή και πανελλαδικά επιστημονικά συνέδρια που προέκυψαν μέσα από την έρευνα της ΔΔ.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΗ ΑΝΑΣΚΟΠΗΣΗ

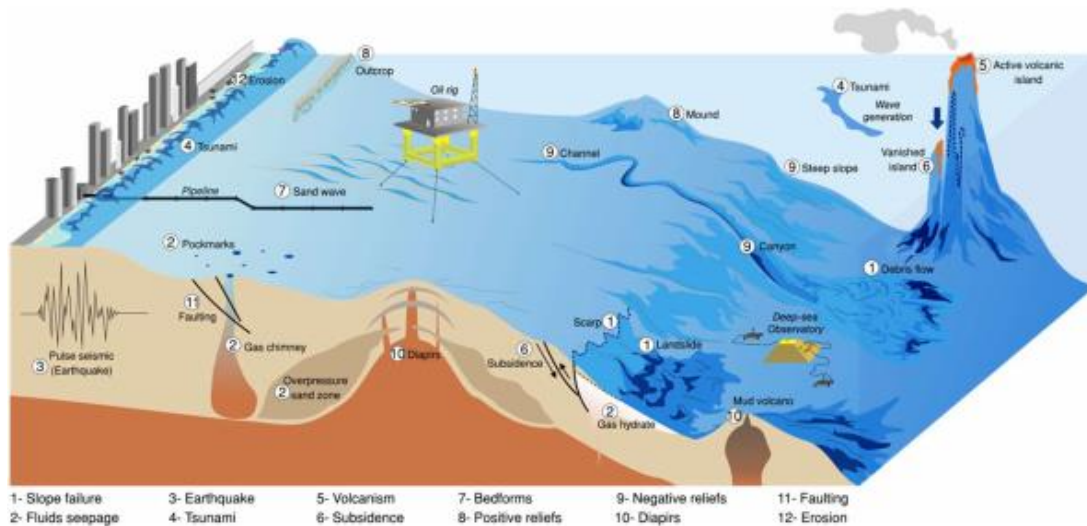
2.1 Εισαγωγή

Στο παρόν Κεφάλαιο πραγματοποιείται βιβλιογραφική ανασκόπηση σχετικά με τη σεισμική τρωτότητα χερσαίων και υποθαλάσσιων αγωγών. Στόχος είναι η εξοικείωση του αναγνώστη με το εξεταζόμενο πρόβλημα, τη σχετική ορολογία και την πρόοδο της μηχανικής μέχρι σήμερα. Αρχικά, περιγράφονται οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι, οι οποίοι ενδέχεται να απειλήσουν την ακεραιότητα δικτύων αγωγών, και αναφέρονται χαρακτηριστικά παραδείγματα αστοχιών που συνέβησαν σε σεισμούς του πρόσφατου παρελθόντος. Στη συνέχεια, γίνεται μία σύντομη αναφορά στις πειραματικές, αναλυτικές και αριθμητικές μεθοδολογίες που έχουν αναπτυχθεί για την προσομοίωση της καταπόνησης των αγωγών. Τέλος, περιγράφονται οι προτεινόμενες μεθοδολογίες προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού, τα κριτήρια αστοχίας και τα μέτρα προστασίας σύμφωνα με σύγχρονα διεθνή πρότυπα και την εφαρμοζόμενη πρακτική.

2.2 Σεισμικοί γεωκίνδυνοι

Ως γεωκίνδυνοι ορίζονται οι γεωλογικές και υδροδυναμικές καταστάσεις ή διαδικασίες που μπορούν να προκαλέσουν μετατοπίσεις εδάφους, βράχων, ρευστών ή αερίων κατά τη διάρκεια ξαφνικών επεισοδίων ή αργών προοδευτικών παραμορφώσεων (Randolph & Gourvenec, 2011). Οι γεωκίνδυνοι εμφανίζονται τόσο σε χερσαίες όσο και υποθαλάσσιες συνθήκες, έχοντας τη δυνατότητα να προκαλέσουν σοβαρές καταστροφές σε υποδομές, όπως ΔΚΩ. Στο Σχήμα 2.1, απεικονίζονται σχηματικά διάφοροι τύποι υποθαλάσσιων γεωκινδύνων. Οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι έχουν ως αιτία σεισμικά γεγονότα και μπορούν

να διακριθούν σε δύο κατηγορίες: τους άμεσους και τους έμμεσους. Στους άμεσους ανήκει η ισχυρή εδαφική κίνηση που προκαλείται από τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων και οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις που προκαλούνται απευθείας από τη διάρρηξη του ρήγματος. Στους έμμεσους ανήκουν οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις που προκαλούνται από ένα σεισμικό γεγονός, όπως κατολισθήσεις, λασπορροές και ρευστοποιήσεις εδαφών.



Σχήμα 2.1. Κατηγορίες υποθαλάσσιων γεωκινδύνων (Camargo et al., 2019).

2.2.1 Ισχυρή εδαφική κίνηση

Σύμφωνα με τη θεωρία τεκτονικών πλακών, ο φλοιός της Γης αποτελείται από μεγάλες και μικρότερες τεκτονικές πλάκες, οι οποίες βρίσκονται σε διαρκή κίνηση λόγω της αλληλεπίδρασής τους με τον ρευστό μανδύα που βρίσκεται από κάτω. Οι μετακινήσεις αυτές δημιουργούν συσσωρεύσεις δυναμικής ενέργειας σε ορισμένα σημεία του φλοιού, τα ρήγματα, οι οποίες όταν υπερβούν την αντοχή των πετρωμάτων εκτονώνονται υπό τη μορφή θερμότητας και σεισμικών κυμάτων. Τα σεισμικά κύματα διαδίδονται στον φλοιό και την επιφάνεια της Γης προκαλώντας παροδική ισχυρή εδαφική κίνηση, η οποία μπορεί να προκαλέσει μεγάλες καταστροφές σε κατασκευές και υποδομές. Τα βασικά χαρακτηριστικά της ισχυρής εδαφικής κίνησης είναι το πλάτος, το συχνотικό περιεχόμενο και η διάρκειά της, τα οποία εξαρτώνται από το μέγεθος, τη θέση του ρήγματος και τις τοπικές συνθήκες.

Τα σεισμικά κύματα διακρίνονται σε κύματα χώρου και επιφανειακά ανάλογα με το αν διαδίδονται στον χώρο -εντός του φλοιού της Γης- ή στην επιφάνεια του εδάφους, αντίστοιχα. Τα κύματα χώρου δημιουργούνται από τη διάρρηξη του ρήγματος και αποτελούνται από τα κύρια κύματα P (primary) και τα δευτερεύοντα ή διατμητικά

κύματα S (secondary ή shear). Τα κύρια κύματα είναι αυτά που καταγράφονται πρώτα λόγω της μεγάλης ταχύτητάς τους, χαρακτηρίζονται από μικρά πλάτη και δεν αποτελούν μεγάλο κίνδυνο για τις κατασκευές. Κατά τη διάδοση τους, τα σωματίδια του μέσου κινούνται παράλληλα στη διάδοση του κύματος, σχηματίζοντας πυκνώσεις και αραιώσεις. Τα δευτερεύοντα κύματα καταγράφονται μετά τα κύματα P λόγω της μικρότερης ταχύτητάς τους και είναι πιο καταστροφικά για τις κατασκευές. Κατά τη διάδοση τους, τα σωματίδια του μέσου κινούνται εγκάρσια στη διάδοση του κύματος. Από την άλλη πλευρά, τα επιφανειακά κύματα δημιουργούνται από ανακλάσεις και διαθλάσεις των κυμάτων χώρου και διακρίνονται σε κύματα Rayleigh και Love. Χαρακτηρίζονται από μικρότερες ταχύτητες σε σχέση με τα κύματα χώρου, αλλά είναι τα πιο καταστροφικά για τις κατασκευές. Κατά τη διάδοση των κυμάτων Rayleigh, τα σωματίδια της επιφάνειας κινούνται κατακόρυφα και παράλληλα της διάδοσης του κύματος, ενώ κατά τη διάδοση των κυμάτων Love, εγκάρσια και παράλληλα της διάδοσης του κύματος.

Σημαντικό χαρακτηριστικό της ισχυρής εδαφικής κίνησης είναι το πλάτος, δηλαδή οι μέγιστες τιμές των χρονοϊστοριών επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετακινήσεων. Οι παραπάνω τιμές χρησιμοποιούνται πολύ συχνά για την περιγραφή της τρωτότητας μίας κατασκευής, όπως για παράδειγμα η τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (Peak Ground Acceleration - PGA) η οποία χρησιμοποιείται στις συμβατικές κατασκευές. Άλλο σημαντικό χαρακτηριστικό είναι το συχνотικό περιεχόμενο της ισχυρής εδαφικής κίνησης, όπως αυτό μπορεί να καταγραφεί μέσα από το φάσμα απόκρισης. Κάθε σεισμός δημιουργεί κύματα πολλαπλών συχνοτήτων, με ορισμένα όμως από αυτά να καταφθάνουν σε μεγαλύτερη ποσότητα. Η ταύτιση των κυρίαρχων συχνοτήτων μιας σεισμικής διέγερσης με την ιδιοσυχνότητα μιας κατασκευής αποτελεί μία ιδιαίτερα κρίσιμη κατάσταση. Τέλος, μία ακόμα παράμετρος που έχει μεγάλη επιρροή στην έκταση των καταστροφών που μπορούν να προκληθούν σε μία κατασκευή είναι η διάρκεια της σεισμικής διέγερσης. Η παρατεταμένη καταπόνηση μπορεί να προκαλέσει κρίσιμα φαινόμενα όπως η μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής ή η μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους λόγω της αύξησης της πίεσης των πόρων.

2.2.2 Διάρρηξη σεισμικού ρήγματος

Ως ρήγματα ορίζονται οι διαρρήξεις των πετρωμάτων του φλοιού της Γης, οι οποίες συνοδεύονται από μετατόπιση των διαχωριζόμενων τεμάχων που βρίσκονται εκατέρωθεν της διάρρηξης. Οι διαρρήξεις αυτές δημιουργούνται όταν συσσωρευμένες τάσεις στον φλοιό της Γης, λόγω της κίνησης των τεκτονικών πλακών, υπερβούν την αντοχή των

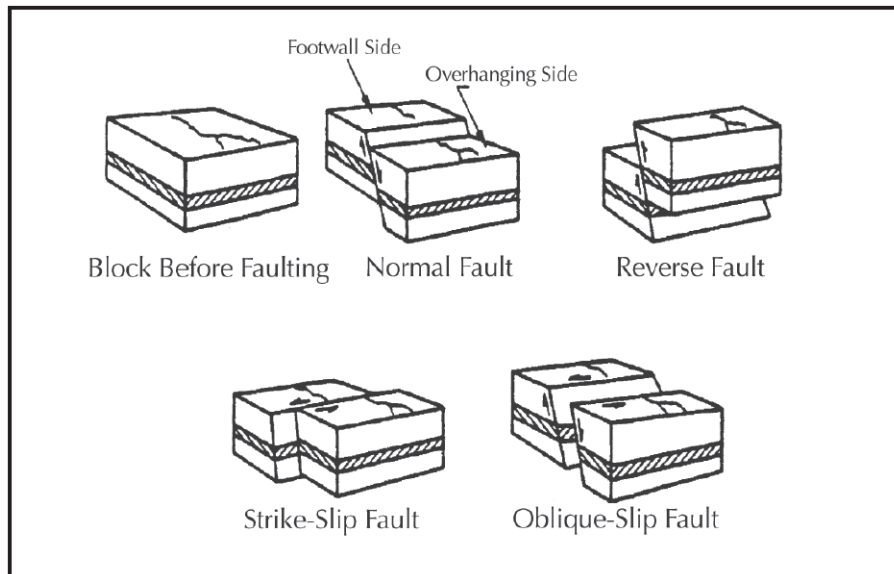
πετρωμάτων. Όταν η ενεργοποίηση της διάρρηξης συνδέεται με την εμφάνιση σεισμού, το ρήγμα ονομάζεται σεισμικό. Οι διαρρήξεις αυτές συμβαίνουν συνήθως βαθιά στον φλοιό της Γης, εντούτοις, για σεισμούς μεγάλου μεγέθους η διάρρηξη ενδέχεται να φτάσει μέχρι και την επιφάνεια του εδάφους. Όταν η διάρρηξη φτάνει στην επιφάνεια το ρήγμα ονομάζεται επιφανειακό, ενώ όταν δεν φτάνει ονομάζεται τυφλό. Τα ρήγματα που έχουν παρουσιάσει δραστηριότητα τα τελευταία 10,000 έως 500,000 χρόνια, ανάλογα με τον ορισμό του επιστημονικού οργανισμού ή ερευνητή, ονομάζονται ενεργά.

Η κατηγοριοποίηση των ρηγμάτων γίνεται ανάλογα με τη διεύθυνση της σχετικής μετατόπισης μεταξύ των τεμάχων εκατέρωθεν της διάρρηξης. Στην περίπτωση που κυρίαρχη συνιστώσα της μετατόπισης είναι η κατακόρυφη, δημιουργείται ένα κεκλιμένο επίπεδο διάρρηξης και το ρήγμα ονομάζεται κατά την κλίση (dip-slip). Το τέμαχος επάνω από το επίπεδο ονομάζεται υπερκείμενο (hanging wall), ενώ το τέμαχος κάτω από το επίπεδο υποκείμενο (footwall). Τα ρήγματα κατά την κλίση διακρίνονται σε κανονικά (normal), όταν το υπερκείμενο τέμαχος κινείται προς τα κάτω, και ανάστροφα (reverse), όταν το υπερκείμενο τέμαχος κινείται προς τα πάνω. Στην περίπτωση που κυρίαρχη συνιστώσα της μετατόπισης είναι η οριζόντια, το ρήγμα ονομάζεται οριζόντιο (strike-slip). Τα οριζόντια ρήγματα διακρίνονται σε αριστερόστροφα και δεξιόστροφα, ανάλογα με τη σχετική μετατόπιση των τεμάχων. Στην περίπτωση που η μετατόπιση έχει τόσο κατακόρυφη όσο και οριζόντια συνιστώσα, τα ρήγματα ονομάζονται πλάγια (oblique-slip). Στο Σχήμα 2.2 απεικονίζονται οι βασικοί τύποι ρηγματος που αναφέρονται παραπάνω.

Βασικό χαρακτηριστικό ενός ρηγματος είναι η σχετική μετατόπιση μεταξύ των τεμάχων. Όπως είναι προφανές, η μετατόπιση ρηγματος είναι ανάλογη του μεγέθους του σεισμού, ενώ μεγαλύτερες τιμές μετατόπισης είναι και πιο καταστροφικές για παρακείμενες κατασκευές. Υπάρχουν διάφορες εμπειρικές σχέσεις για τη συσχέτιση της μετατόπισης με το μέγεθος του σεισμού. Η πιο διαδεδομένη από αυτές είναι των Wells and Coppersmith (1994), η οποία δημιουργήθηκε από μία βάση δεδομένων 421 σεισμών σε ρήγματα διαφόρων τύπων. Σύμφωνα με τους παραπάνω, η μετατόπιση του ρηγματος, d , συνδέεται με το μέγεθος του σεισμού, M , μέσω μία εξίσωσης της μορφής:

$$d = C_1 + C_2 M \quad (2.1)$$

Οι συντελεστές C_1 και C_2 λαμβάνουν τιμές σύμφωνα με τον Πίνακα 2.1, ανάλογα με τον τύπο του ρηγματος, ενώ υπάρχει και η κατηγορία «όλα» η οποία η οποία ισχύει για όλους τους τύπους ρηγματος.



Σχήμα 2.2. Σχηματική απεικόνιση των βασικών τύπων ρήγματος (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).

Πίνακας 2.1. Προτεινόμενες τιμές των συντελεστών για την εκτίμηση της μετατόπισης ρήγματος ανάλογα με τον τύπο ρήγματος (Wells & Coppersmith, 1994).

Τύπος ρήγματος	C_1	C_2
Οριζόντιο	-6.32	0.90
Κανονικό	-0.74	0.08
Ανάστροφο	-4.45	0.63
Όλα	-4.80	0.69

2.2.3 Σεισμικές κατολισθήσεις

Ως κατολισθήση ορίζεται η μετακίνηση εδαφικών μαζών και βράχων λόγω της επίδρασης της βαρύτητας (de Blasio, 2011). Οι κατολισθήσεις διακρίνονται σε χερσαίες (onshore) και υποθαλάσσιες (submarine). Χερσαίες κατολισθήσεις μπορούν να προκληθούν από σεισμικές δονήσεις, λόγω των σεισμικών δυνάμεων, ή αυξημένη παρουσία νερού, λόγω της μείωσης της αντοχής του εδάφους. Οι υποθαλάσσιες εμφανίζονται συνήθως σε περιοχές του πυθμένα με μεγάλα πάχη εδαφικών στρώσεων από λεπτόκοκκα υλικά και μπορούν να προκληθούν από σεισμικές δονήσεις, υποθαλάσσια ρεύματα και κύματα (H. J. Lee et al., 2009).

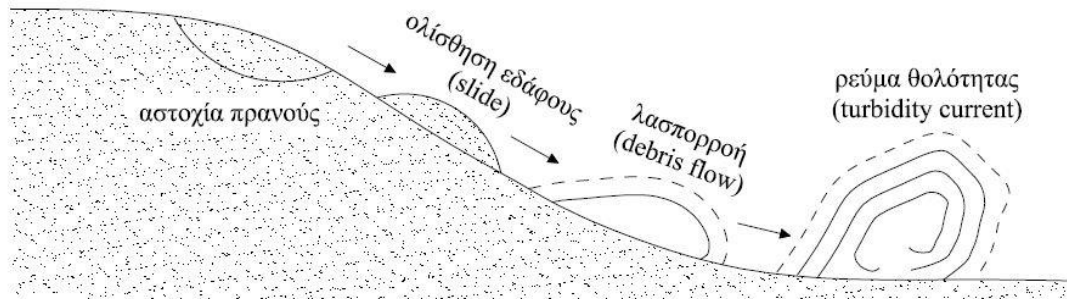
Οι χερσαίες κατολισθήσεις είναι ένα φαινόμενο που συναντάται συχνά μετά από σεισμό ή μεγάλες νεροποντές, ιδιαίτερα σε ορεινές περιοχές με μεγάλες κλίσεις εδάφους. Η κατηγοριοποίηση των χερσαίων κατολισθήσεων έχει απασχολήσει πολλούς ερευνητές

στο παρελθόν. Η πλέον διαδεδομένη κατηγοριοποίηση είναι αυτή του Varnes (1978), σύμφωνα με την οποία οι κατολισθήσεις διακρίνονται σε πέντε βασικές κατηγορίες ανάλογα με τη μετακίνηση του εδάφους, τη γεωμετρία και το υλικό. Η πρώτη κατηγορία είναι οι πτώσεις (falls) βράχων από απότομες πλαγιές, κατά την οποία το μεγαλύτερο μέρος της κίνησης είναι ελεύθερη πτώση. Η δεύτερη κατηγορία είναι οι ανατροπές (topples) βράχων, που διαφέρει από την προηγούμενη στο γεγονός ότι οι βράχοι κατέρχονται στο πρηνές περιστρεφόμενοι. Η τρίτη κατηγορία είναι οι ολισθήσεις (slides) εδαφικών μαζών κατά μήκος μίας ή περισσότερων επιπέδων αστοχίας εντός του εδάφους. Η ολίσθηση διακρίνεται σε περιστροφική (rotational) ή μεταφορική (translational), ανάλογα με την κίνηση της εδαφικής μάζας και την καμπυλότητα του επιπέδου αστοχίας. Η τέταρτη κατηγορία είναι η εξάπλωση (spreads), η οποία συμβαίνει σε μικρές κλίσεις πρηνούς και οφείλεται στην ρευστοποίηση του εδάφους. Τέλος, η πέμπτη κατηγορία είναι οι ροές (flows), κατά την οποία η εδαφική μάζα μετακινείται σαν ρευστό λόγω της αυξημένης παρουσίας νερού.

Οι υποθαλάσσιες κατολισθήσεις είναι ένας από τους πλέον επικίνδυνους και απρόβλεπτους γεωκινδύνους. Βασικό χαρακτηριστικό τους είναι η εμφάνιση τους για μικρές κλίσεις με την παράλληλη εξάπλωσή τους σε μεγάλες αποστάσεις. Τα παραπάνω συμβαίνουν λόγω της παρουσίας νερού και των γεωτεχνικών χαρακτηριστικών του θαλάσσιου πυθμένα, ο οποίος αποτελείται από αμμώδη και λεπτόκοκκα εδαφικά υλικά σε μικρότερα και μεγαλύτερα βάθη, αντίστοιχα. Οι πλέον συνηθισμένες γωνίες για τη δημιουργία υποθαλάσσιας κατολίσθησης είναι οι 4-5°, ενώ έχουν παρατηρηθεί κατολισθήσεις ακόμα και σε κλίσεις 0.5°. Οι αποστάσεις που διατρέχουν οι κατολισθήσεις μπορούν να είναι μεγάλες, με μέσο όρο τα 8 km, ενώ ο μέσος όρος του μήκους και του πλάτους μίας κατολίσθησης είναι 25 και 2.8 km, αντίστοιχα (Hance, 2003).

Σύμφωνα με τους Boukpeti et al. (2012), οι υποθαλάσσιες κατολισθήσεις χαρακτηρίζονται από ένα πιο περίπλοκο μηχανισμό εδαφικής μετακίνησης, σε σχέση με τις χερσαίες κατολισθήσεις. Λόγω της αυξημένης πυκνότητας του νερού -σε σχέση με τον αέρα- δύναται να μειωθεί η διατμητική αντοχή της κινούμενης εδαφικής μάζας ακόμα και τρεις φορές. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.3, ακριβώς μετά την αστοχία του πρηνούς, το έδαφος κινείται με μικρή ταχύτητα και μπορεί να χαρακτηριστεί σαν ολίσθηση (slide). Όμως, όσο αυξάνεται η απόσταση, αυξάνεται και η ταχύτητα της κατολίσθησης οδηγώντας σε μείωση της διατμητικής αντοχής και της πυκνότητας του κινούμενου εδάφους. Σε αυτό το σημείο η κατολίσθηση χαρακτηρίζεται ως λασπορροή (debris flow).

Ο παραπάνω τύπος κατολίσθησης είναι ο πιο συχνός σε υποθαλάσσιες συνθήκες. Τέλος, σε ακόμα πιο μεγάλες αποστάσεις, δεκάδων χιλιομέτρων, η διατμητική αντοχή και η πυκνότητα είναι τόσο μικρές που η κατολίσθηση μετατρέπεται σε ρεύμα θολότητας (turbidity current).



Σχήμα 2.3. Διαφορετικοί τύποι υποθαλάσσιας κατολίσθησης.

2.2.4 Ρευστοποίηση εδαφών

Η ρευστοποίηση του εδάφους είναι το φαινόμενο κατά το οποίο η διατμητική αντοχή ενός κορεσμένου εδάφους μειώνεται εξαιτίας της αύξησης της πίεσης του νερού των πόρων λόγω μίας σεισμικής διέγερσης. Το εν λόγω φαινόμενο μπορεί να είναι πολύ καταστροφικό για παρακείμενες κατασκευές και ΔΚΩ καθώς ενδέχεται να οδηγήσει σε κατολισθήσεις και καθιζήσεις του εδάφους. Η ρευστοποίηση συνδέεται με δύο διαφορετικές καταστάσεις ανάλογα με την κλίση του πρηνούς. Στην περίπτωση μεγάλων κλίσεων, η μειωμένη -λόγω ρευστοποίησης- διατμητική αντοχή του εδάφους ενδέχεται να είναι μικρότερη από την τάση που απαιτείται για την εξασφάλιση στατικής ισορροπίας. Σε αυτήν την περίπτωση έχουμε την εμφάνιση κατολισθήσεων τύπου ροών (flows), όπου το έδαφος μετακινείται σαν ρευστό σε μεγάλες αποστάσεις (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).

Στην περίπτωση μικρών ή μηδενικών κλίσεων, η μειωμένη -λόγω ρευστοποίησης- διατμητική αντοχή του εδάφους ενδέχεται να είναι μεγαλύτερη από την τάση που απαιτείται για την εξασφάλιση στατικής ισορροπίας. Σε αυτήν την περίπτωση έχουμε την εμφάνιση δύο φαινομένων: κατολισθήσεων τύπου πλευρικής εξάπλωσης (lateral spreading) και καθιζήσεων. Η πλευρική εξάπλωση εμφανίζεται για μικρές κλίσεις πρηνούς, οδηγεί σε μετακινήσεις εδάφους αρκετών μέτρων και μπορεί να έχει δυσμενείς συνέπειες σε κατασκευές που είναι στην επιφάνεια του εδάφους ή έχουν ρηχή θεμελίωση. Από την άλλη, καθιζήσεις λόγω ρευστοποίησης μπορούν να εμφανιστούν τόσο σε επίπεδα όσο και σε κεκλιμένα εδάφη και είναι ιδιαίτερα καταστροφικές σε όλα τα είδη των κατασκευών (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).

2.2.5 Άλλοι γεωκίνδυνοι

Πέρα από τους παραπάνω υπάρχουν και άλλοι σεισμογενείς -και μη- γεωκίνδυνοι που μπορούν να εμφανιστούν τόσο σε χερσαίες όσο και σε υποθαλάσσιες συνθήκες. Ορισμένες χαρακτηριστικές περιπτώσεις είναι τα τσουνάμι, τα ηφαίστεια, τα υποθαλάσσια ηφαίστεια λάσπης, τα μη-τεκτονικά ρήγματα, τα κύματα, τα υποθαλάσσια ρεύματα, η ανύψωση παγιδευμένων αλάτων και αερίων προς τον πυθμένα, κλπ. Τέλος, δεν πρέπει να παραλείπονται και οι γεωκίνδυνοι που οφείλονται στην ανθρώπινη δραστηριότητα, όπως για παράδειγμα εκσκαφές, επιχώσεις, εξορύξεις, εκρήξεις, κατασκευές μεγάλου βάρους, μεταβολές στην πίεση και τη θερμοκρασία του εδάφους, κλπ.

2.3 Παραδείγματα αστοχιών δικτύων αγωγών

Οι αγωγοί είναι ευάλωτοι στον σεισμικό γεωκίνδυνο, όπως έχει αποδειχθεί και στην πράξη μέσα από τις καταστροφές που έχουν υποστεί από σεισμούς. Στην παρούσα Ενότητα γίνεται μία σύντομη αναφορά σε χαρακτηριστικούς σεισμούς του παρελθόντος, οι οποίοι προκάλεσαν καταστροφές σε δίκτυα αγωγών νερού, υδρογονανθράκων και αποβλήτων. Συγκεκριμένα, αναφέρονται οι σεισμοί του 1971 στο San Fernando, 1994 στο Northridge, 1995 στο Kobe, 1999 στα Kocaeli, Duzce και Chi-Chi και 2002 στο Denali.

2.3.1 Σεισμός San Fernando (1971)

Στις 9 Φεβρουαρίου του 1971, η πόλη του San Fernando στην Καλιφόρνια των ΗΠΑ χτυπήθηκε από ισχυρό σεισμό μεγέθους $M_w = 6.6$, λόγω της ενεργοποίησης του ομώνυμου ανάστροφου ρήγματος στη ζώνη Sierra Madre. Ο σεισμός είχε βάθος 8 km και προκάλεσε επιφανειακές μετατοπίσεις της τάξης των 2 m σε μία ζώνη μήκους περίπου 10 km. Ένα ακόμα χαρακτηριστικό του σεισμού ήταν η πρόκληση εκατοντάδων μικρών και μεγαλύτερων κατολισθήσεων διαφόρων τύπων, όπως πτώσεις βράχων και λασπορροές λόγω ρευστοποίησης του εδάφους (T. D. O'Rourke & Palmer, 1996). Ο εν λόγω σεισμός ήταν ένας από τους πρώτους που προκάλεσε εκτεταμένες ζημιές σε εγκαταστάσεις δικτύων αγωγών νερού, αποβλήτων και φυσικού αερίου (Σχήμα 2.4). Συνολικά καταγράφηκαν περί τις 1400 βλάβες, οι οποίες οδήγησαν σε διακοπές παροχής και εκτεταμένες επιδιορθώσεις κατά τη διάρκεια των επόμενων ετών (McCaffney & O'Rourke, 1983). Οι περισσότερες από τις βλάβες στους μεταλλικούς αγωγούς αποδίδονται σε εδαφικές μετακινήσεις λόγω διάρρηξης ρήγματος και σε κατολισθήσεις που προέκυψαν από τη ρευστοποίηση του εδάφους (Nair et al., 2018).



Σχήμα 2.4. Αποκόλληση διασταύρωσης αγωγών στον σεισμό San Fernando (Nair et al., 2018).

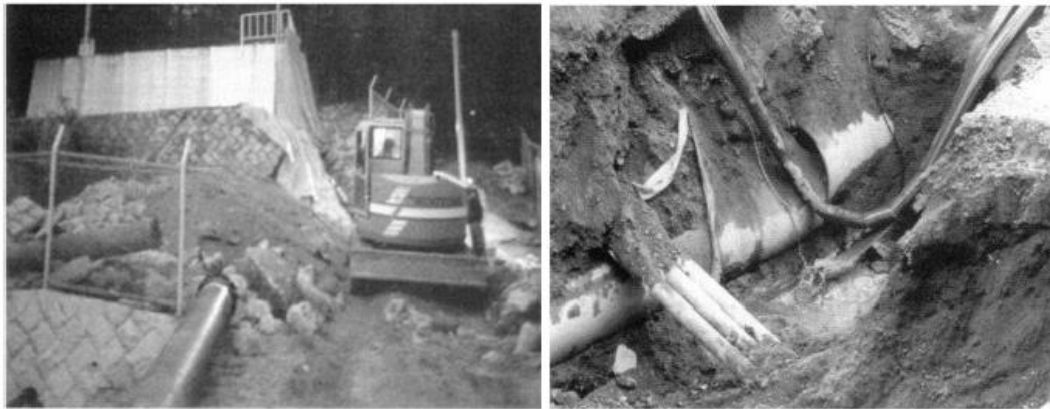
2.3.2 Σεισμός Northridge (1994)

Στις 17 Ιανουαρίου του 1994, η πόλη του Los Angeles στην Καλιφόρνια των ΗΠΑ χτυπήθηκε από ισχυρό σεισμό μεγέθους $M_w = 6.7$, λόγω της ενεργοποίησης του ανάστροφου ρήγματος Northridge. Ο σεισμός είχε βάθος 18 km και προκάλεσε μεγάλες επιφανειακές επιταχύνσεις και ταχύτητες με τις μέγιστες τιμές να φτάνουν τα 1g και 183 cm/s, αντίστοιχα. Μεγάλη ήταν επίσης και η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης, η οποία έφτασε τα 10 s για επιταχύνσεις μεγαλύτερες του 0.1g. Όσον αφορά στο δίκτυο αγωγών φυσικού αερίου, σύμφωνα με την εταιρεία παροχής, καταγράφηκαν 35 βλάβες σε αγωγούς μεταφοράς, 123 σε μεταλλικούς αγωγούς διανομής, 27 σε πλαστικούς αγωγούς και 117 σε αγωγούς εξυπηρέτησης. Οι παραπάνω βλάβες οδήγησαν σε εκτεταμένες καταστροφές λόγω των πυρκαγιών που ξέσπασαν από τις διαρροές φυσικού αερίου και στη διακοπή της παροχής για εκατοντάδες χιλιάδες κατοίκους έως και έναν μήνα μετά τον σεισμό (T. D. O'Rourke & Palmer, 1996).

2.3.3 Σεισμός Kobe (1995)

Στις 17 Ιανουαρίου του 1995, η πόλη του Kobe στην Ιαπωνία χτυπήθηκε από έναν ισχυρό σεισμό μεγέθους $M_w = 6.9$, λόγω της ενεργοποίησης του ρήγματος οριζόντιας μετατόπισης Nojima. Ο σεισμός είχε βάθος 10 km και προκάλεσε επιφανειακές μετατοπίσεις της τάξης των 1.2 m κατακόρυφα και 1.5 m οριζόντια σε μία ζώνη μήκους 9 km. Από τον σεισμό προκλήθηκαν χιλιάδες θάνατοι και μεγάλες ζημιές σε κτήρια, υποδομές και ΔΚΩ. Όσον αφορά στα ΔΚΩ, τα δίκτυα ηλεκτρικής ενέργειας και τηλεπικοινωνιών αντεπεξήλθαν του σεισμού, έχοντας μόνο διακοπές λίγων ωρών. Αντίστροφη ήταν η κατάσταση στα δίκτυα

αγωγών νερού και φυσικού αερίου. Τα δίκτυα αγωγών νερού υπέστησαν περί τις 2000 βλάβες οδηγώντας σε πολυήμερη διακοπή του συστήματος (Σχήμα 2.5). Αντίστοιχα, τα δίκτυα αγωγών φυσικού αερίου υπέστησαν περί τις 1400 βλάβες, αφήνοντας περίπου το 70% των κατοίκων χωρίς φυσικό αέριο (Scawthorn & Yanev, 1995). Μάλιστα, σύμφωνα με τους Takada et al. (2002), οι αγωγοί που ήταν κάθετοι στη διεύθυνση του ρήγματος υπέστησαν και τις μεγαλύτερες ζημιές, συγκριτικά με τους αγωγούς που ήταν παράλληλα στο ρήγμα.



Σχήμα 2.5. Αστοχία αγωγών λόγω ρευστοποίησης του εδάφους κατά τη διάρκεια του σεισμού Kobe το 1994 (Nair et al., 2018).

2.3.4 Σεισμοί Kocaeli και Duzce (1999)

Το 1999 η Τουρκία χτυπήθηκε από δύο καταστροφικούς σεισμούς στις πόλεις Kocaeli και Duzce με διαφορά λίγων μηνών, λόγω της ενεργοποίησης του ρήγματος οριζόντιας μετατόπισης της Βόρειας Ανατολίας. Ο σεισμός μεγέθους M_w 7.4 στο Kocaeli (17 Αυγούστου) δημιούργησε επιφανειακές μετακινήσεις έως και 5 m κατά μήκος μίας ζώνης 140 km (Anastasopoulos & Gazetas, 2007a; Sahin & Tari, 2000). Ο σεισμός μεγέθους M_w 7.2 στο Duzce (12 Νοεμβρίου) δημιούργησε οριζόντιες και κατακόρυφες επιφανειακές μετακινήσεις της τάξης των 3 και 5 m, αντίστοιχα, σε μία ζώνη μήκους 45 km (Sahin & Tari, 2000). Οι σεισμοί προκάλεσαν τον θάνατο χιλιάδων ανθρώπων, εκτεταμένες επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις και μεγάλες καταστροφές σε κτήρια, ναούς και ΔΚΩ.

Όσον αφορά τα δίκτυα αγωγών, εκτεταμένες καταστροφές παρατηρήθηκαν στα δίκτυα νερού και υδρογονανθράκων. Χαρακτηριστική είναι η εμφάνιση άνω των 60 βλαβών σε αγωγούς πετρελαϊκής εγκατάστασης (Saatcioglu et al., 2001) και στους αγωγούς νερού που συνδέουν τις όμορες πόλεις (Gillies et al., 2001) μετά τον σεισμό στο Kocaeli (Σχήμα 2.6). Αντίστοιχα, μεγάλες καταστροφές καταγράφηκαν και στο δίκτυο νερού

όμορων πόλεων μετά τον σεισμό στο Duzce από μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις λόγω της διάρρηξης του ρήγματος και ρευστοποίησης (Çet'in et al., 2009).



(α)



(β)

Σχήμα 2.6. (α) Αστοχία μεταλλικού αγωγού και (β) αγωγού μεταφοράς νερού από τον σεισμό του Kocaeli (Nair et al., 2018).

2.3.5 Σεισμός *Chi-Chi* (1999)

Στις 21 Σεπτεμβρίου του 1999, η Ταϊβάν χτυπήθηκε από έναν ισχυρό σεισμό μεγέθους $M_w = 7.7$, λόγω της ενεργοποίησης του ανάστροφο ρήγματος Chelungpu. Ο σεισμός είχε βάθος 33 km και δημιούργησε οριζόντιες και κατακόρυφες επιφανειακές μετατοπίσεις της τάξης των 10 και 11 m, αντίστοιχα, σε μία ζώνη μήκους 105 km, προκαλώντας εκατοντάδες θανάτους και καταστροφές σε κτήρια και ΔΚΩ (Dong et al., 2003; Kelson et al., 2001; C. W. Lin et al., 2003). Όσον αφορά στα ΔΚΩ, παρατηρήθηκαν εκτεταμένες βλάβες τόσο σε δίκτυα νερού όσο και σε φυσικού αερίου. Χαρακτηριστικά αναφέρεται ότι στο δίκτυο θαμμένων αγωγών φυσικού αερίου της πόλης Taichung, με μήκος περίπου 1,000 km καταγράφηκαν 679 βλάβες (Hwang et al., 2004). Αντίστοιχες βλάβες καταγράφηκαν και στο δίκτυο αγωγών νερού 11 πόλεων λόγω της ισχυρής εδαφικής κίνησης, και μόνιμων

εδαφικών μετατοπίσεων από τη διάρρηξη ρήγματος και ρευστοποιήσεις εδάφους (Shih & Chang, 2006). Στο Σχήμα 2.7 παρουσιάζονται χαρακτηριστικές περιπτώσεις αστοχίας μεταλλικών αγωγών λόγω του σεισμού.

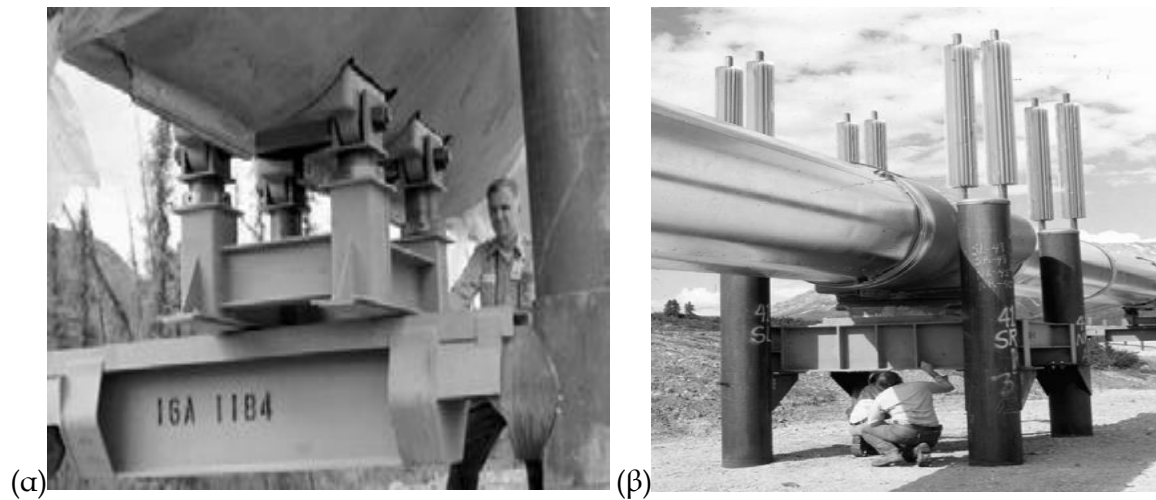


Σχήμα 2.7. Αστοχία μεταλλικών αγωγών από τον σεισμό Chi-Chi (Vazinram & Rasti, 2006).

2.3.6 Σεισμός Denali (2002)

Στις 3 Νοεμβρίου του 2002, η νότια-κεντρική Αλάσκα χτυπήθηκε από έναν ισχυρό σεισμό μεγέθους $M_w = 7.9$, λόγω της ενεργοποίησης του ρήγματος οριζόντιας μετατόπισης Denali, μήκους 336 km. Ο σεισμός είχε βάθος 13 km και προκάλεσε επιφανειακές μετατοπίσεις που έφτασαν έως τα 5.5 m οριζόντια και 0.6 m κατακόρυφα, αλλά και ρευστοποίηση του εδάφους σε ορισμένες περιοχές. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που καταγράφηκε ήταν 0.34g, η μέγιστη ταχύτητα 114 cm/s και η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης ήταν 90 s (Hall et al., 2003). Το ρήγμα Denali διασταυρώνεται με τον αγωγό πετρελαίου TAPS (Trans Alaska Pipeline System), ο οποίος είναι από τους πρώτους αγωγούς μεταφοράς με που έχει κατασκευαστεί με μέτρα προστασίας έναντι του σεισμικού γεωκινδύνου.

Συγκεκριμένα, το τμήμα του αγωγού στην περιοχή του ρήγματος έχει τοποθετηθεί επάνω από την επιφάνεια του εδάφους ώστε να μειωθεί η επιρροή των εδαφικών μετακινήσεων. Επίσης, στο συγκεκριμένο τμήμα ο αγωγός έχει τοποθετηθεί επάνω σε στηρίξεις ολίσθησης και αγκύρωσης (Σχήμα 2.8) και ράγες ολίσθησης (Σχήμα 2.9), ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει στην ισχυρή εδαφική κίνηση και τις μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις. Αποτέλεσμα των παραπάνω ήταν ο αγωγός να αποφύγει διαρροές και αστοχίες, λόγω της δυνατότητας του να μετακινείται αξονικά και πλευρικά επάνω στις στηρίξεις και ράγες ολίσθησης, αντίστοιχα. Όσον αφορά στις στηρίξεις, εμφανίστηκαν καταστροφές σε 16 από αυτές, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 2.10 για την περίπτωση απώλειας δύο διαδοχικών στηρίξεων (Hall et al., 2003).



Σχήμα 2.8. Στηρίξεις (α) ολίσθησης και (β) αγκύρωσης του αγωγού TAPS (Hall et al., 2003).



Σχήμα 2.9. Ράγες ολίσθησης του αγωγού TAPS στην περιοχή διασταύρωσής του με το ρήγμα Denali (Hall et al., 2003).

2.4 Προσομοίωση της καταπόνησης αγωγών

Στην παρούσα Ενότητα γίνεται μία σύντομη αναφορά στις μεθοδολογίες που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της καταπόνησης αγωγών έναντι σεισμικών γεωκινδύνων. Συγκεκριμένα, εξετάζονται οι περιπτώσεις της ισχυρής εδαφικής κίνησης, διάρρηξης ρήγματος, κατολίσθησης και λασπορροής. Ωστόσο, μεγαλύτερη έμφαση δίνεται στις περιπτώσεις διάρρηξης ρηγμάτων και κατολίσθησης, που αποτελούν και το βασικό αντικείμενο της παρούσας ΔΔ. Σε γενικές γραμμές, υπάρχουν τρεις διαφορετικοί τρόποι

για την προσομοίωση των αγωγών: μέσω της ανάπτυξης πειραματικών, αναλυτικών και αριθμητικών προσομοιωμάτων.



Σχήμα 2.10. Απώλεια δύο διαδοχικών στηρίξεων μετά τον σεισμό του 2002 (Hall et al., 2003).

Τα πειραματικά προσομοιώματα αποτελούν μία αρκετά κοστοβόρα και χρονοβόρα επιλογή, η οποία όμως δίνει τη δυνατότητα ρεαλιστικών προσομοιώσεων. Σε πολλές περιπτώσεις, τα πειραματικά προσομοιώματα χρησιμοποιούνται ως μέτρο σύγκρισης για την επαλήθευση αναλυτικών και αριθμητικών προσομοιωμάτων. Έτσι, μπορεί να γίνει επέκταση της εκάστοτε διερεύνησης πέρα από τα -περιορισμένα συνήθως- όρια του πειραματικού προσομοιώματος. Τα αναλυτικά προσομοιώματα αποτελούν απλοποιημένες επιλύσεις του εκάστοτε προβλήματος μέσω της κλασσικής μηχανικής. Πριν την ανάπτυξη των αριθμητικών προσομοιωμάτων, αποτελούσαν τον μοναδικό -μη πειραματικό- τρόπο προσομοίωσης ενός προβλήματος. Σήμερα, μπορούν να χρησιμοποιούνται για την αρχική μελέτη ενός προβλήματος ή συνδυαστικά με διάφορα λογισμικά, εκμεταλλευόμενα το προτέρημά τους έναντι των αριθμητικών προσομοιωμάτων που είναι η ταχύτητα επίλυσης.

Τα αριθμητικά προσομοιώματα αποτελούν μία διαρκώς εξελισσόμενη μέθοδο προσομοίωσης, εκμεταλλευόμενα τις αυξανόμενες δυνατότητες των υπολογιστών και των σχετικών λογισμικών. Τα αριθμητικά προσομοιώματα χαρακτηρίζονται από υψηλή ακρίβεια και ένα ευρύ φάσμα εφαρμοσιμότητας, κυριαρχώντας με αυτόν τον τρόπο στην επιστημονική βιβλιογραφία. Υπάρχουν διάφορες μεθοδολογίες που χρησιμοποιούνται από τα λογισμικά αριθμητικής προσομοίωσης, όπως των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Elements), των διακριτών στοιχείων (Distinct Elements), των πεπερασμένων διαφορών (Finite Differences), κ.α.

2.4.1 *Ισχυρή εδαφική κίνηση*

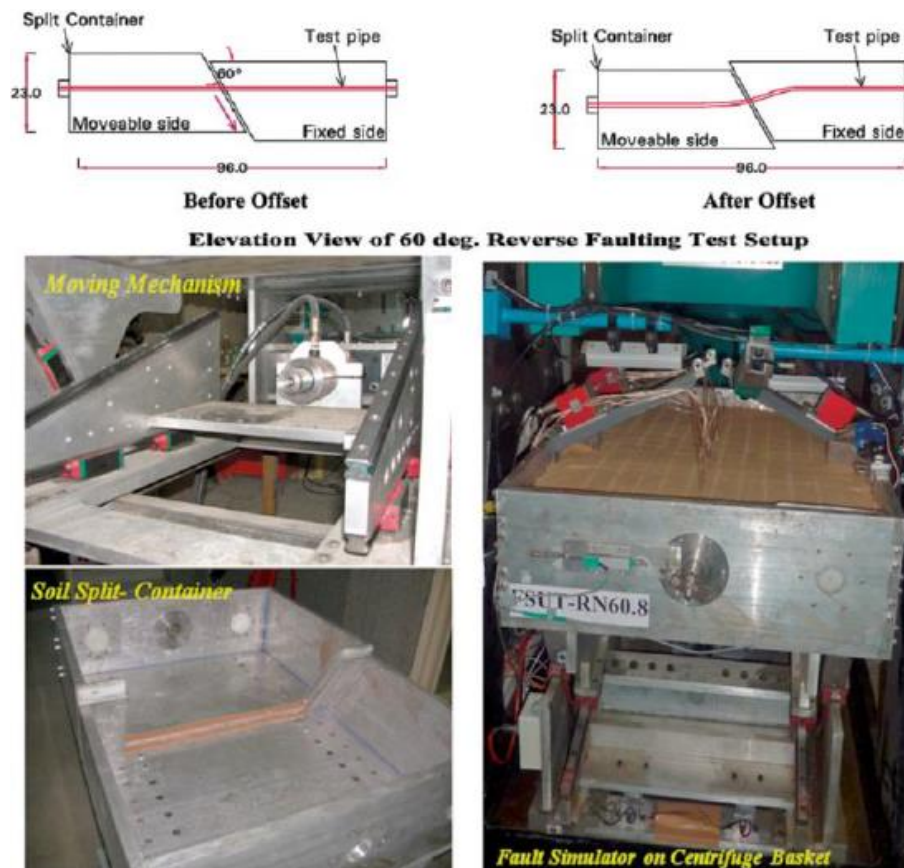
Η ισχυρή εδαφική κίνηση αποτελεί μεγάλο κίνδυνο για πολυώροφες κατασκευές οι οποίες είναι θεμελιωμένες στο έδαφος λόγω των μεγάλων αδρανειακών δυνάμεων που προκαλούνται από τις επιταχύνσεις του εδάφους. Στην περίπτωση αγωγών, ο κίνδυνος είναι εμφανώς μικρότερος λόγω του μικρότερου βάρους των αγωγών, αλλά και του γεγονότος ότι είναι σε άμεση επαφή με το έδαφος, είτε θαμμένοι είτε τοποθετημένοι στην επιφάνεια του. Ωστόσο, όπως έχει γίνει φανερό από διάφορες μελέτες, η ισχυρή εδαφική κίνηση δύναται να προκαλέσει καταστροφές σε αγωγούς κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες, όπως η τοποθέτησή τους σε πρηνή (Kaynia et al., 2014), η ύπαρξη εδαφών με διαφορετική δυσκαμψία κατά μήκος τους (Psyrras et al., 2019; Tsinidis et al., 2020), η ύπαρξη καμπυλώσεων (Saberli et al., 2013) και γενικότερα η μη ομοιόμορφη σεισμική διέγερση (Abbasiverki & Ansell, 2020; Yan et al., 2018).

2.4.2 *Διάρρηξη ρήγματος*

Η διάρρηξη ρηγμάτων αποτελεί μεγάλο κίνδυνο για τους αγωγούς λόγω των μεγάλων αποστάσεων που αυτοί διανύουν. Σε πολλές περιπτώσεις, δεν είναι δυνατή η αποφυγή των ενεργών ρηγμάτων επειδή κάτι τέτοιο δεν είναι τεχνικά ή/και οικονομικά εφικτό. Υπό αυτές τις συνθήκες, η διέλευση μέσα από μία ζώνη ρήγματος απαιτεί αντίστοιχη μελέτη ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο αγωγός θα ανταπεξέλθει στην κινηματική καταπόνηση που ενδέχεται να του επιβληθεί από τη διάρρηξη του ρήγματος. Επίσης, σύμφωνα με τους Chatzidakis et al. (2022a), ακόμα και η διέλευση κοντά στο ίχνος ενός ρήγματος μπορεί να οδηγήσει σε καταπόνηση του αγωγού λόγω της διάρρηξης αχαρτογράφητων δευτερογενών ρηγμάτων. Το φαινόμενο της διασταύρωσης αγωγού-ρήγματος έχει απασχολήσει πολλούς ερευνητές στο παρελθόν με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πειραματικών, αναλυτικών και αριθμητικών προσομοιωμάτων.

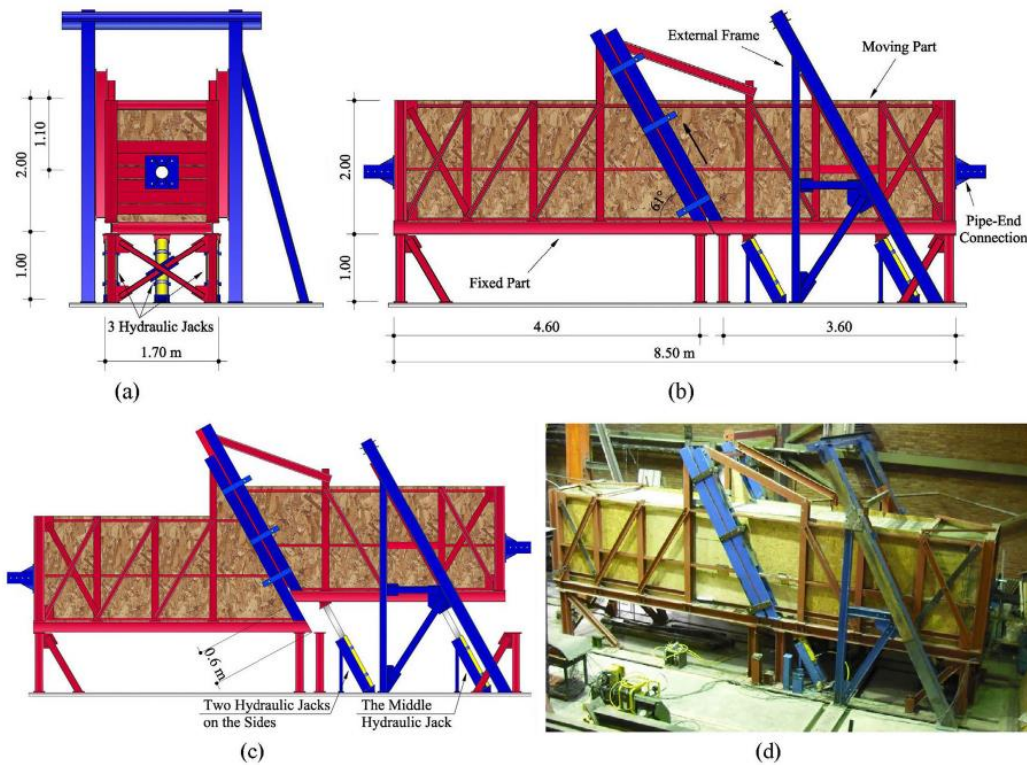
Η πειραματική διερεύνηση του φαινομένου περιλαμβάνει κυρίως φυγοκεντρικά προσομοιώματα μικρής κλίμακας (Abdoun et al., 2009; Ha et al., 2008a, 2008b; Moradi et al., 2013; Rojhani et al., 2012; Saiyar et al., 2016). Τα προσομοιώματα αυτά επιταχύνονται μέσω φυγοκέντρωσης ώστε οι εδαφικές συνθήκες να προσομοιάζουν με αυτές του πεδίου. Στο Σχήμα 2.11 παρουσιάζεται το φυγοκεντρικό προσομοίωμα μικρής κλίμακας για θαμμένο αγωγό και ανάστροφο ρήγμα, που αναπτύχθηκε από τους Rojhani et al. (2012). Άλλες περιπτώσεις είναι τα μη-επιταχυνόμενα πειραματικά προσομοιώματα μικρής κλίμακας (Demirci et al., 2018; Tsatsis et al., 2019), και τα προσομοιώματα μεγάλης

κλίμακας (Jalali et al., 2016; T. D. O'Rourke, 2010; Sarvanis et al., 2018). Στο Σχήμα 2.12 παρουσιάζεται το προσομοίωμα μεγάλης κλίμακας που αναπτύχθηκε από τους Jalali et al. (2016) για την περίπτωση θαμμένου αγωγού και ανάστροφου ρήγματος.



Σχήμα 2.11. Φυγοκεντρικό πειραματικό προσομοίωμα μικρής κλίμακας (Rojhani et al., 2012).

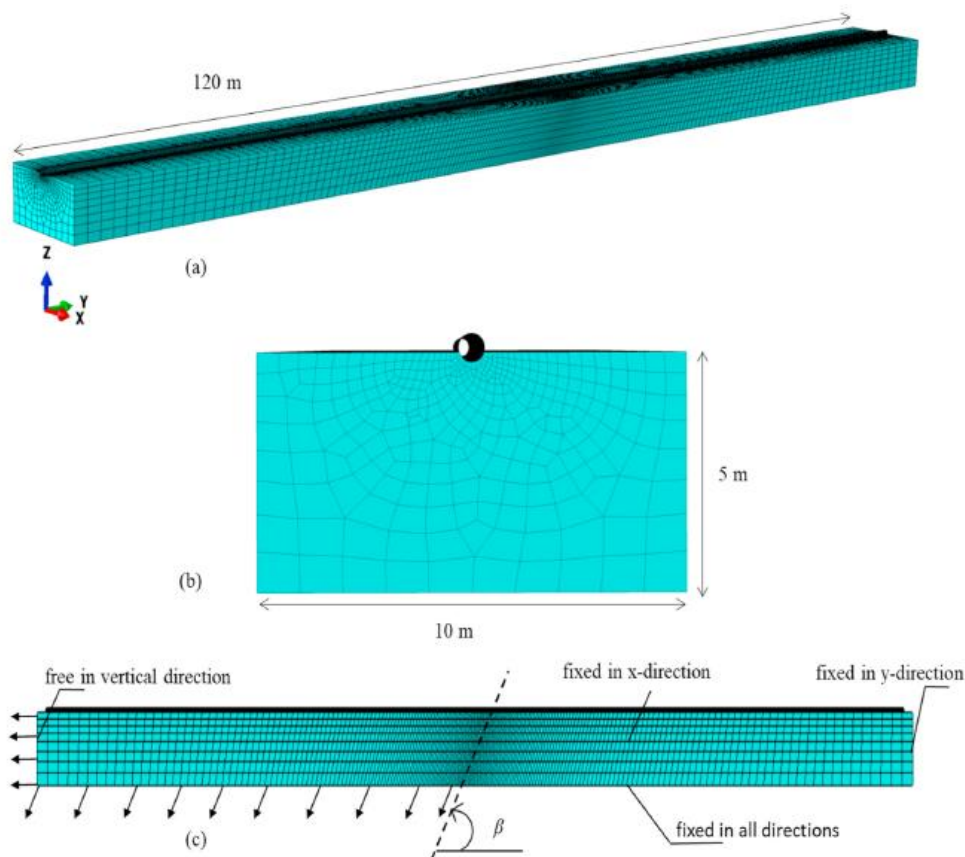
Όσον αφορά στα αναλυτικά προσομοιώματα, τα πρώτα από αυτά αναπτύχθηκαν ήδη από τις δεκαετίες του '70 και του '80 για την προσομοίωση της καταπόνησης αγωγού λόγω διασταύρωσης με ρήγμα (Kennedy et al., 1977; Newmark & Hall, 1975; L. R. Wang & Yeh, 1985). Ωστόσο, οι μεθοδολογίες ήταν αρκετά απλοποιητικές και είχαν μεγάλες αβεβαιότητες. Νεότερες μελέτες ανέπτυξαν πιο ακριβείς μεθοδολογίες, οι οποίες έχουν τη δυνατότητα προσομοίωσης πλαστικών παραμορφώσεων και φορτίων λειτουργίας. (Karamitros et al., 2007, 2011; Trifonov & Cherniy, 2010; L. Zhang et al., 2017). Άλλες προσεγγίσεις περιλαμβάνουν τη χρήση συναρτήσεων σχήματος για την προσομοίωση της μετατόπισης του αγωγού (Sarvanis & Karamanos, 2017) και επιλύσεις μέσω ενεργειακής ισορροπίας (Ni & Mangalathu, 2018).



Σχήμα 2.12. Πειραματικό προσομοίωμα μεγάλης κλίμακας (Jalali et al., 2016).

Οι αριθμητικές προσομοιώσεις αγωγών υπό κινηματική καταπόνηση λόγω διάρρηξης ρήγματος διεξάγονται συνήθως με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και μπορούν να διαχωριστούν σε δύο κατηγορίες: (α) τη συζευγμένη και (β) την αποσυζευγμένη. Στη συζευγμένη μεθοδολογία ο αγωγός προσομοιώνεται από κοινού με το περιβάλλον έδαφος και αλληλεπιδρά με αυτό μέσω στοιχείων επαφής (contact elements). Για την προσομοίωση του εδάφους χρησιμοποιούνται συνήθως τρισδιάστατα στερεά στοιχεία (solid), ενώ στοιχεία κελύφους (shell) χρησιμοποιούνται για τον αγωγό (Dey et al., 2020; Gawande et al., 2019; Özcebe et al., 2017; Vazouras et al., 2015; L. Zhang, Zhao, et al., 2016a). Η μεθοδολογία αυτή χρησιμοποιείται συχνά για την επέκταση πειραματικών δεδομένων, καθώς επιτρέπει τη μεταβολή πολλών παραμέτρων (Fadaee et al., 2020; Robert et al., 2016; Rofooei et al., 2018; Tsatsis et al., 2019). Ωστόσο, χαρακτηρίζεται από υψηλό υπολογιστικό κόστος, καθιστώντας την έτσι ακατάλληλη για ενδελεχείς παραμετρικές αναλύσεις. Οι Triantafyllaki et al. (2020, 2021) χρησιμοποίησαν την παραπάνω μεθοδολογία για την προσομοίωση υποθαλάσσιου αγωγού στην επιφάνεια του πυθμένα υπό καταπόνηση λόγω διάρρηξης κανονικού και οριζόντιου ρήγματος, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.13.

Στην αποσυζευγμένη μεθοδολογία ο αγωγός προσομοιώνεται ξεχωριστά από το έδαφος. Για την προσομοίωση του αγωγού χρησιμοποιούνται στοιχεία δοκού, ενώ για η αλληλεπίδρασή του με το έδαφος προσομοιώνεται με ελατήρια. Οι μετακινήσεις του εδάφους εφαρμόζονται στη μία άκρη των ελατηρίων, τα οποία στη συνέχεια ασκούν δυνάμεις στον αγωγό (Joshi et al., 2011; X. Liu, Zhang, Han, et al., 2016; Melissianos et al., 2016, 2020; Temis & Strom, 2019; Uckan et al., 2015). Οι Chatzidakis et al. (2022a) μελέτησαν τη συμπεριφορά θαμμένων αγωγών υπό τη διάρρηξη δευτερογενών ρηγμάτων χρησιμοποιώντας αντίστοιχα προσομοιώματα. Η εν λόγω μεθοδολογία ενδείκνυται για ενδελεχείς παραμετρικές αναλύσεις λόγω του χαμηλού υπολογιστικού κόστους (Chatzidakis, Psarropoulos, et al., 2021). Άλλες μεθοδολογίες περιλαμβάνουν υβριδικά προσομοιώματα που συνδυάζουν τη χρήση στοιχείων κελύφους και δοκού για την προσομοίωση του αγωγού (Xie et al., 2011; Yifei et al., 2018), ή στερεών στοιχείων και ελατηρίων για την προσομοίωση του εδάφους (Halabian & Hokmabadi, 2018).



Σχήμα 2.13. Αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για επιφανειακό υποθαλάσσιο αγωγό και κανονικό ρήγμα (Triantafyllaki et al., 2020).

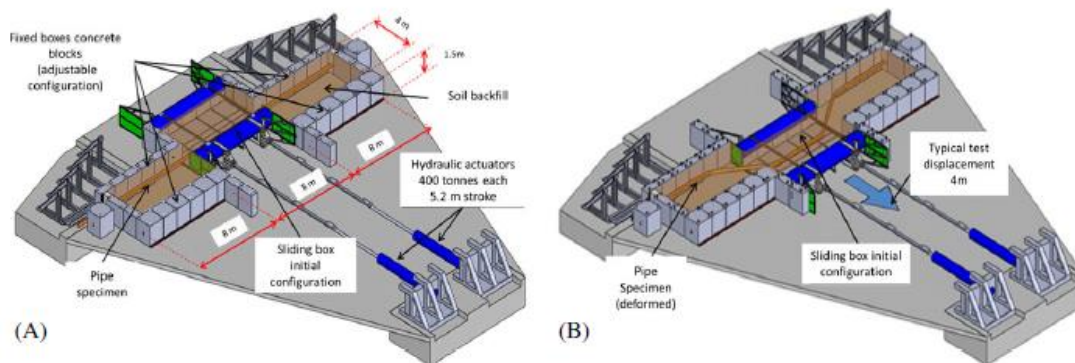
2.4.3 Κατολίσθηση

Οι κατολίσθησεις αποτελούν μεγάλο κίνδυνο για τους αγωγούς λόγω των μεγάλων αποστάσεων που αυτοί διανύουν, καθώς σε πολλές περιπτώσεις, δεν είναι δυνατή η αποφυγή τους για τεχνικούς ή/και οικονομικούς λόγους. Όσον αφορά στους χερσαίους αγωγούς, η τοποθέτησή τους κάτω από την επιφάνεια του εδάφους τους προστατεύει σε μεγάλο βαθμό από ορισμένους τύπους κατολίσθησης όπως λασπορροές και πτώσεις βράχων. Ωστόσο, το παραπάνω μέτρο προστασίας δεν είναι εφαρμόσιμο στην περίπτωση υποθαλάσσιων αγωγών σε μεγάλα βάθη, οι οποίοι είναι κατά κανόνα τοποθετημένοι απευθείας στην επιφάνεια του πυθμένα. Υπό αυτές τις συνθήκες, η διέλευση μέσα από μία ζώνη κατολίσθησης απαιτεί αντίστοιχη μελέτη ώστε να εξασφαλιστεί ότι ο αγωγός θα ανταπεξέλθει στην κινηματική καταπόνηση που ενδέχεται να του επιβληθεί. Το φαινόμενο της διασταύρωσης αγωγού-ρήγματος έχει απασχολήσει πολλούς ερευνητές στο παρελθόν με αποτέλεσμα την ανάπτυξη πειραματικών, αναλυτικών και αριθμητικών προσομοιωμάτων.

Η πειραματική προσομοίωση αγωγών υπό κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης αποτελεί μία εξαιρετικά ακριβή και χρονοβόρα διαδικασία, ειδικά σε υποθαλάσσιες συνθήκες. Η περίπτωση χερσαίων αγωγών έχει διερευνηθεί πειραματικά μέσω της δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης κλίμακας (Feng et al., 2015; Magura & Brodniansky, 2012; Sarvanis et al., 2018). Στο Σχήμα 2.14 παρουσιάζεται η πειραματική διάταξη που αναπτύχθηκε από τους Sarvanis et al. (2018) για πλευρική κατολίσθηση. Όσον αφορά στους υποθαλάσσιους αγωγούς, στην βιβλιογραφία συναντώνται κατά κύριο λόγο πειραματικά προσομοιώματα μικρής κλίμακας για τη μελέτη της δύναμης κατολίσθησης (Sahdi et al., 2014; Zakeri et al., 2008; Yu Zhang et al., 2018), της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού (Boukpeti & White, 2017; Hodder & Cassidy, 2010; Tian et al., 2010; Tian & Cassidy, 2011) και της επίχωσης του αγωγού στον πυθμένα (Meyer et al., 2016; Randolph & White, 2008). Σε γενικές γραμμές, τα πειραματικά προσομοιώματα χρησιμοποιούνται για την επαλήθευση αριθμητικών και αναλυτικών προσομοιωμάτων, τα οποία αποτελούν και τις πιο συνήθεις μεθοδολογίες για την εκτίμηση της απόκρισης του αγωγού.

Η απόκριση επιφανειακών υποθαλάσσιων αγωγών υπό κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης έχει διερευνηθεί από μία σειρά ερευνητές μέσω αναλυτικών προσομοιωμάτων (Chatzidakis et al., 2019; Parker et al., 2008; Randolph et al., 2010; Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Shi, 2012), αλλά και αριθμητικών προσομοιωμάτων (Guo et al., 2022; P. F. Liu et al., 2010; Nian et al., 2018; Qian & Das, 2019). Αντίστοιχες μελέτες

έχουν γίνει και με ημι-αναλυτικά προσομοιώματα (Chatzidakis et al., 2020; L. Zhang, Xie, et al., 2016; L. Zhang, Zhao, et al., 2016b). Όσον αφορά τους θαμμένους αγωγούς, η διερεύνηση τους για πλευρική καταπόνηση έχει γίνει τόσο μέσω αριθμητικών (P. F. Liu et al., 2010; Luo et al., 2014; Zheng et al., 2012), όσο και αναλυτικών προσομοιωμάτων (C. Wang et al., 2019; Yuan, Wang, Guo, & Xie, 2012). Αντίστοιχες μελέτες έχουν γίνει και για την περίπτωση θαμμένων αγωγών με αξονική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης (Chatzidakis et al., 2015; Ruocco et al., 2016; Zahid et al., 2020; Zhou, 2012)



Σχήμα 2.14. Πειραματική διάταξη μεγάλης κλίμακας για την προσομοίωση πλευρικής κατολίσθησης σε θαμμένο αγωγό (Sarvanis et al., 2018).

2.4.4 Ρευστοποίηση του εδάφους

Όπως αναφέρεται και στην Ενότητα 2.2.4, η ρευστοποίηση του εδάφους μπορεί να προκαλέσει φαινόμενα όπως πλευρικές εξαπλώσεις και καθιζήσεις. Τα φαινόμενα αυτά έχουν απασχολήσει λιγότερο τους ερευνητές σε σχέση με τις περιπτώσεις κατολίσθησεων και διάρρηξης ρήγματος. Ωστόσο, στο παρελθόν έχουν αναπτυχθεί αρκετά αναλυτικά και αριθμητικά προσομοιώματα για την προσομοίωση αγωγών έναντι φαινομένων που σχετίζονται με ρευστοποίηση (Castiglia et al., 2020). Ενδεικτικά αναφέρονται ορισμένες μελέτες, όπως των Kouretzis et al. (2015), οι οποίοι ανέπτυξαν ένα αναλυτικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό της κινηματικής καταπόνησης αγωγών λόγω καθίζησης και ανύψωσης. Επίσης, οι Papadimitriou et al. (2019) διερεύνησαν την απόκριση θαμμένων αγωγών έναντι πλευρικής εξαπλώσης μέσω αριθμητικού προσομοιώματος.

2.5 Αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού

Ο υπολογισμός της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού μέσω αναλυτικών εξισώσεων είναι ένα ιδιαίτερα χρήσιμο εργαλείο που χρησιμοποιείται κατά κόρον σε αναλυτικά και

αριθμητικά προσομοιώματα. Με αυτόν τον τρόπο ουσιαστικά υπολογίζεται η δύναμη που ασκείται στον αγωγό για μία δεδομένη σχετική μετατόπιση μεταξύ εδάφους και αγωγού. Η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού μπορεί να διαχωριστεί σε δύο περιπτώσεις: τους θαμμένους αγωγούς και τους υποθαλάσσιους επιφανειακούς αγωγούς, όπου είναι τοποθετημένοι απευθείας στην επιφάνεια του πυθμένα.

2.5.1 Θαμμένοι αγωγοί

Όσον αφορά στους θαμμένους αγωγούς, ιδιαίτερα διαδεδομένη είναι η μεθοδολογία που προτείνεται από τον αμερικανικό κανονισμό American Lifelines Alliance (ALA, 2001). Ο κανονισμός δύναται να υπολογίσει τις δυνάμεις αλληλεπίδρασης για αμμώδη και αργιλώδη εδάφη, ξηρά και κορεσμένα. Σύμφωνα με τον κανονισμό, η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού είναι δι-γραμμική ελαστο-πλαστική σε όλες τις κατευθύνσεις: αξονικά, πλευρικά και κατακόρυφα (άνωθεν και κάτωθεν). Οι μέγιστες δυνάμεις αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού για κάθε κατεύθυνση έχουν ως εξής:

- Η μέγιστη δύναμη για την αξονική διεύθυνση είναι:

$$f_u = \pi D \alpha_f c + \pi D H_b \gamma' \frac{1 + K_0}{2} \tan k \varphi \quad (2.2)$$

όπου D η διάμετρος, c η συνοχή, H_b το βάθος του αγωγού από το μέσο του, γ' το ενεργό ειδικό βάρος, K_0 ο συντελεστή πλευρικής ώθησης σε ηρεμία, α_f συντελεστής προσκόλλησης, φ η γωνία εσωτερικής τριβής και k συντελεστής απόμειωσης τριβής που εξαρτάται από το υλικό του αγωγού ή της επικάλυψης του.

- Η μέγιστη δύναμη για την πλευρική διεύθυνση είναι:

$$p_u = N_{ch} c D + N_{qh} \gamma' H_b D \quad (2.3)$$

όπου N_{ch} και N_{qh} συντελεστές πλευρικής φέρουσας ικανότητας.

- Η μέγιστη δύναμη για την άνωθεν κατακόρυφη κατεύθυνση είναι:

$$q_{up,u} = N_{cv} c D + N_{qv} \gamma' H_b D \quad (2.4)$$

όπου N_{cv} και N_{qv} συντελεστές άνωθεν κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας.

- Η μέγιστη δύναμη για την κάτωθεν κατακόρυφη κατεύθυνση είναι:

$$q_{down,u} = N_c c D + N_q \gamma' H_b D + N_\gamma \gamma \frac{D^2}{2} \quad (2.5)$$

όπου N_c , N_q και N_γ συντελεστές φέρουσας ικανότητας και γ το ολικό ειδικό βάρος.

Για την ενεργοποίηση των παραπάνω δυνάμεων απαιτείται μια σχετική μετατόπιση μεταξύ εδάφους και αγωγού. Οι μετατοπίσεις για κάθε κατεύθυνση δίνονται στον Πίνακα 2.2. Πριν τις παραπάνω μετατοπίσεις η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού είναι ελαστική, με τη δύναμη να αυξάνεται όσο αυξάνεται η μετατόπιση. Μετά τις παραπάνω μετατοπίσεις η δύναμη που ασκείται στον αγωγό παραμένει σταθερή.

Πίνακας 2.2. Μετατοπίσεις για την ενεργοποίηση των μέγιστων δυνάμεων αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού (ALA, 2001).

		Αξονική, x_u (mm)	Πλευρική, y_u	Ανωθεν, $z_{up,u}$	Κάτωθεν, $z_{down,u}$
Άμμος	πυκνή	3	$0.04 \left(H_b + \frac{D}{2} \right)$	0.01 H_b	0.1D
	χαλαρή	5		0.02 H_b	
Άργιλος	στιφρή	8		0.1 H_b	0.2D
	μαλακή	10		0.2 H_b	

2.5.2 Επιφανειακοί υποθαλάσσιοι αγωγοί

Οι μεθοδολογίες για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού που ισχύουν για θαμμένους αγωγούς (π.χ., ALA, 2001) δεν είναι εφαρμόσιμες στην περίπτωση των επιφανειακών υποθαλάσσιων αγωγών, καθώς οι τελευταίοι είναι συνήθως μερικώς θαμμένοι στον πυθμένα της θάλασσας. Η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού για τους παραπάνω αγωγούς έχει παρουσιάσει ιδιαίτερη πρόοδο τα τελευταία χρόνια (White et al., 2017). Τα αποτελέσματα της προόδου συνοψίζονται σε διάφορες προτεινόμενες μεθοδολογίες από διεθνή πρότυπα, (π.χ., DNV GL, 2017a; SAFEBUCK JIP, 2015) και ερευνητές (Bai & Bai, 2014; M. J. O'Rourke & Liu, 2012).

Στις παραπάνω μεθοδολογίες το εδαφικό υλικό του πυθμένα διακρίνεται σε δύο περιπτώσεις. Η πρώτη είναι τα μη-συνεκτικά (π.χ., αμμώδη) εδάφη, όπου η απόκριση του πυθμένα γίνεται υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Η δεύτερη είναι τα συνεκτικά (π.χ., αργιλώδη) εδάφη, που η απόκριση του πυθμένα γίνεται υπό αστράγγιστες συνθήκες, εκτός από την περίπτωση αργών φορτίσεων που μπορεί να γίνει και υπό στραγγιζόμενες συνθήκες. Στην παρούσα ενότητα επικεντρωνόμαστε στην περίπτωση αστράγγιστων συνθηκών. Τα αμμώδη εδάφη συναντώνται πιο συχνά σε μικρά βάθη, ενώ τα αργιλώδη σε μεγαλύτερα. Όσον αφορά στην επίχωση του αγωγού στον πυθμένα, οι O'Rourke and Liu (2012) προτείνουν τις τιμές $z_e = 0.3D$ και $0.5D$ για άμμο και άργιλο, αντίστοιχα, ενώ ο

κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) προτείνει μία πιο σύνθετη σχέση που λαμβάνει υπόψη το ίδιο βάρος του αγωγού και τη διαδικασία τοποθέτησης.

2.5.2.1 Μη-συνεκτικά εδάφη

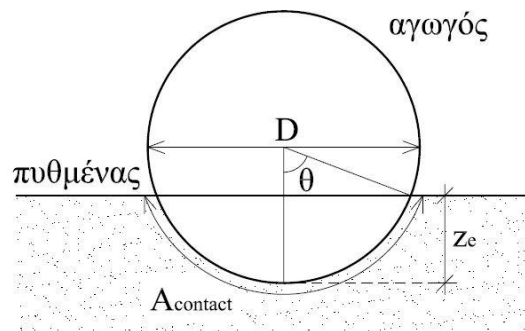
Όσον αφορά στα μη-συνεκτικά εδάφη, η αξονική εδαφική αντίσταση θεωρείται είτε τρι-γραμμική (DNV GL, 2017a), είτε δι-γραμμική (M. J. O'Rourke & Liu, 2012) και οι χαρακτηριστικές τιμές της μπορούν να υπολογιστούν ως εξής:

$$f = w_s \zeta \tan k\varphi \quad (2.6)$$

όπου w_s είναι το βυθισμένο βάρος του αγωγού, ζ συντελεστής σφήνωσης, φ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους και k συντελεστής απόμειωσης τριβής. Ο συντελεστής k παίρνει τιμές από 0.5, για αγωγούς με επικάλυψη, έως 0.9, για αγωγούς χωρίς επικάλυψη και τραχεία επιφάνεια (ALA, 2001; M. J. O'Rourke and Liu, 2012; Dijkstra et al., 2021). Για την τρι-γραμμική θεώρηση, η γωνία εσωτερικής τριβής θεωρείται ότι λαμβάνει αρχικά μία μέγιστη τιμή (φ_p), η οποία αντιστοιχεί στη μέγιστη αξονική εδαφική αντίσταση, f_{brk} , και μία υπολειπόμενη τιμή που αντιστοιχεί στην υπολειπόμενη εδαφική αντίσταση, f_{res} . Ο συντελεστής σφήνωσης (wedging factor) υπολογίζεται ως εξής (Bai & Bai, 2014; DNV GL, 2017a):

$$\zeta = \frac{2 \sin \theta}{\theta + \sin \theta \cos \theta} \quad (2.7)$$

όπου η γωνία $\theta = \cos^{-1}(1-2z_e/D)$ απεικονίζεται στο Σχήμα 2.15. Για την ενεργοποίηση της μέγιστης αξονικής εδαφικής αντίστασης σε τυπικές διατομές αγωγών απαιτείται σχετική αξονική μετατόπιση ίση με $x_{brk} = \min(5 \text{ mm}; 0.01D)$, ενώ για την υπολειπόμενη εδαφική αντίσταση $x_{res} = \min(30 \text{ mm}; 0.06D)$. Για δι-γραμμική προσομοίωση, η μέγιστη τιμή ενεργοποιείται για μετατόπιση $x_u = \min(5 \text{ mm}; 0.01D)$ (DNV GL, 2017a; M. J. O'Rourke & Liu, 2012).



Σχήμα 2.15. Τυπική διατομή μερικώς θαμμένου υποθαλάσσιου αγωγού.

Όσον αφορά στην πλευρική εδαφική αντίσταση, τόσο ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) όσο και οι M. J. O'Rourke and Liu (2012), προτείνουν την τρι-γραμμική προσομοίωσή της. Σύμφωνα με τους M. J. O'Rourke and Liu (2012), η μέγιστη πλευρική εδαφική αντίσταση υπολογίζεται ως εξής:

$$p_{brk} = w_s \tan k\varphi + \gamma' D^2 \left(4.5 - 0.11 \frac{\gamma' D^2}{w_s} \right) \left(\frac{z_e}{D} \right)^{1.25} \quad (2.8)$$

όπου γ' το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους. Το πρώτο σκέλος της παραπάνω εξίσωσης αντιστοιχεί στην τριβή του εδάφους. Το δεύτερο σκέλος προέρχεται από τη μελέτη των Verley and Sotberg (1994) και αντιστοιχεί στην αντίσταση από το έδαφος πλευρικά του αγωγού λόγω της μερικής επίχωσης στον πυθμένα. Αντίστοιχη εξίσωση προτείνεται από τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) και τους Bai and Bai (2014), χρησιμοποιώντας όμως τις σχέσεις των Verley and Sotberg (1994) για ελαφρούς και βαρείς αγωγούς. Η Εξίσωση (2.8) είναι παρεμφερής με την περίπτωση βαρέων αγωγών. Για την ενεργοποίηση της μέγιστης πλευρικής εδαφικής αντίστασης απαιτείται μετακίνηση ίση με $y_{brk} = 0.2D$ με $0.5D$ (M. J. O'Rourke & Liu, 2012) ή $y_{brk} = 0.02D + 0.25z_e$ (DNV GL, 2017a).

Όσο αυξάνεται η πλευρική μετατόπιση, ο αγωγός εξέρχεται της ψευδο-τάφρου που δημιουργείται κατά τη διαδικασία τοποθέτησης. Επομένως, η εδαφική αντίσταση από το έδαφος πλευρικά του αγωγού μηδενίζεται, ενώ μειώνεται και η τριβή λόγω της αναμόχλευσης του εδάφους. Για τον υπολογισμό της υπολειπόμενης πλευρικής εδαφικής αντίστασης, οι M. J. O'Rourke and Liu (2012) προτείνουν να λαμβάνεται υπόψη μόνο ο πρώτος όρος της Εξίσωσης (2.8) απομειωμένος με συντελεστή 0.4 έως 0.8 για λεία και τραχεία επιφάνεια αγωγού, αντίστοιχα. Ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) προτείνει την εξίσωση:

$$p_{res} = 0.71 w_s \left(\frac{w_s}{\gamma' A} \right)^{0.12} \left(\frac{D_{ref}}{D} \right)^{0.18} \quad (2.9)$$

όπου A η επιφάνεια του αγωγού και $D_{ref} = 508$ mm διάμετρος αναφοράς. Η σχετική μετατόπιση για την ενεργοποίηση της παραπάνω εδαφικής αντίστασης είναι $y_{res} = 1.5D$, σύμφωνα με τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a).

Όσον αφορά στην κατακόρυφη εδαφική αντίσταση, οι M. J. O'Rourke and Liu (2012) προτείνουν διαφορετικές σχέσεις για άνωθεν και κάτωθεν μετατόπιση. Για άνωθεν μετατόπιση, στον αγωγό θεωρείται ότι ασκείται μόνο το ίδιο βάρος του ($q_{up,u} = w_s$). Υπολογιστικά, η δύναμη αυτή μπορεί να ενεργοποιηθεί για μία πολύ μικρή σχετική μετατόπισης, π.χ., $z_{up,u} = 1$ mm. Η μέγιστη κάτωθεν εδαφική αντίσταση μπορεί να

υπολογιστεί από την Εξίσωση (2.5), που προτείνεται από τον ALA (2001), αγνοώντας τον δεύτερο όρο που αντιστοιχεί στην επιρροή της επίχωσης του αγωγού, ως εξής:

$$q_{down,u} = 1/2 \gamma N_\gamma B^2 \quad (2.10)$$

Όπου $B = D \sin \theta$ είναι το πλάτος επαφής μεταξύ αγωγού-πυθμένα. Η παραπάνω εδαφική αντίσταση μπορεί να ενεργοποιηθεί για μετατοπίσεις $z_{down,u} = 0.1D$ έως $0.15D$ για πυκνή και χαλαρή άμμο, αντίστοιχα.

2.5.2.2 Συνεκτικά εδάφη

Στα συνεκτικά εδάφη υπό αστράγγιστες συνθήκες, τόσο ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) όσο και οι M. J. O'Rourke and Liu (2012), προτείνουν την τρι-γραμμική προσομοίωση της αξονικής εδαφικής αντίστασης. Σύμφωνα με τους M. J. O'Rourke and Liu (2012), η μέγιστη αξονική εδαφική μπορεί να υπολογιστεί από τον κανονισμό ALA (2001) αγνοώντας την επιρροή της επίχωσης του αγωγού, ως εξής:

$$f_{brk} = \alpha_f s_u A_{contact} \quad (2.11)$$

όπου α_f συντελεστής προσκόλλησης, s_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους και $A_{contact} = D\theta$ η επιφάνεια επαφής πυθμένα-αγωγού, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.15. Όπως παρατηρείται, η εδαφική αντίσταση που προτείνεται από την Εξίσωση (2.11) είναι ανεξάρτητη του βάρους του αγωγού. Ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) προτείνει μία διαφορετική εξίσωση στην οποία όμως λαμβάνεται υπόψη το βάρος του αγωγού, ως εξής:

$$f_{brk} = w_s \alpha_f \left(\frac{s_u}{\sigma'_v} \right)_{NC} \gamma_{pre}^m \zeta \gamma_{rate} \quad (2.12)$$

όπου $(s_u/\sigma'_v)_{NC}$ ο λόγος της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής προς την κατακόρυφη ενεργή τάση του σε κανονικά στερεοποιημένο έδαφος, γ_{pre}^m συντελεστής προφόρτισης και γ_{rate} συντελεστής ταχύτητας φόρτισης. Σημειώνεται, ότι για τυπικά χαρακτηριστικά εδάφους και αγωγού, η Εξίσωση (2.11) είναι πιο συντηρητική από την (2.12), δίνοντας μεγαλύτερες τιμές εδαφικής αντίστασης. Για την ενεργοποίηση της παραπάνω δύναμης απαιτείται μετατόπιση ίση με $x_{brk} = \min(5 \text{ mm}; 0.01D)$.

Σύμφωνα με τους M. J. O'Rourke and Liu (2012), η υπολειπόμενη αξονική εδαφική αντίσταση, f_{res} , μπορεί να υπολογιστεί από την Εξίσωση (2.11) θεωρώντας ότι η αστράγγιστη διατμητική του αναμοχλευμένου εδάφους υπολογίζεται διαιρώντας την αρχική αστράγγιστη διατμητική αντοχή με τον συντελεστή ευαισθησίας του εδάφους, S_t ,

ως εξής $s_{u,r} = s_u/S_t$ (Bai & Bai, 2014). Αντίστοιχα, για τον υπολογισμό της υπολειπόμενης αξονικής εδαφικής αντίστασης, ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) προτείνει τον πολλαπλασιασμό της Εξίσωσης (2.12) με συντελεστή απομείωσης ε_{res} ($1/S_t < \varepsilon_{res} < 1$). Για την ενεργοποίηση της παραπάνω δύναμης απαιτείται σχετική μετατόπιση ίση με $x_{res} = \min(30 \text{ mm}; 0.06D)$.

Όσον αφορά στην πλευρική εδαφική αντίσταση, από τους κανονισμούς υιοθετούνται τρι-γραμμικά προσομοιώματα στην ίδια λογική με τα μη-συνεκτικά εδάφη. Οι M. J. O'Rourke and Liu (2012) χρησιμοποιούν την εξίσωση των Bruton et al. (2006) για τον υπολογισμό της μέγιστης πλευρικής εδαφικής αντίστασης:

$$p_{brk} = 0.2w_s + 3z_e\sqrt{Ds_u\gamma'} \quad (2.13)$$

που ενεργοποιείται για μετατόπιση $y_{brk} = 0.1D$. Αντίστοιχα, ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) προτείνει την εξίσωση:

$$\frac{p_{brk}}{s_u D} = 1.7 \left(\frac{z_e}{D}\right)^{0.61} + 0.23 \left(\frac{w_s}{s_u D}\right)^{0.83} + 0.6 \frac{\gamma' D}{s_u} \left(\frac{z_e}{D}\right)^2 \quad (2.14)$$

που ενεργοποιείται για μετατόπιση $y_{brk} = 0.02D + 0.25z_e$. Για τον υπολογισμό της υπολειπόμενης πλευρικής εδαφικής αντίστασης, οι M. J. O'Rourke and Liu (2012) χρησιμοποιούν την εξίσωση των Bruton et al. (2006):

$$\frac{p_{res}}{w_s} = 1 - 0.65 \left[1 - \exp\left(-\frac{1}{2} \frac{s_u}{\gamma' D}\right) \right] \leq 1 \quad (2.15)$$

Αντίστοιχα, ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) προτείνει την εξίσωση:

$$\frac{p_{res}}{w_s} = 0.32 + 0.8 \left(\frac{z_e}{D}\right)^{0.8} \quad (2.16)$$

που ενεργοποιείται για μετατόπιση $y_{res} = 1.5D$.

Όσον αφορά στην κατακόρυφη εδαφική αντίσταση, οι M. J. O'Rourke and Liu (2012) προτείνουν διαφορετικές σχέσεις για άνωθεν και κάτωθεν μετατόπιση. Για άνωθεν μετατόπιση, στον αγωγό θεωρείται ότι ασκείται μία δύναμη προσκόλλησης, εκτός από το ίδιο βάρος του, ως εξής:

$$q_{up,brk} = w_s + \alpha s_u B \quad (2.17)$$

η δύναμη αυτή ενεργοποιείται για μία πολύ μικρή σχετική μετατόπισης, π.χ., $z_{up,brk} = 1 \text{ mm}$. Μετά την πλήρη αποκόλληση του αγωγού, για μετατοπίσεις μεγαλύτερες του βάθους επίχωσης, $z_{up,res} = z_e$, θεωρείται ότι παραμένει μόνο το ίδιο βάρος ($q_{up,res} = w_s$). Η μέγιστη

κάτωθεν εδαφική αντίσταση μπορεί να υπολογιστεί από την Εξίσωση (2.5), που προτείνεται από τον ALA (2001), αγνοώντας τον δεύτερο όρο που αντιστοιχεί στην επιρροή της επίχωσης του αγωγού, ως εξής:

$$q_{down,u} = s_u N_c B \quad (2.18)$$

όπου ο συντελεστής φέρουσας ικανότητας ισούται με $N_c = 5.1$ για $\phi = 0$. Η παραπάνω εδαφική αντίσταση μπορεί να ενεργοποιηθεί για μετατοπίσεις $z_{down,u} = 0.1D$ έως $0.15D$ για στιφρή και μαλακή άργιλο, αντίστοιχα.

2.6 Κριτήρια αστοχίας αγωγών

Τα κριτήρια αστοχίας αγωγών διακρίνονται σε αυτά που βασίζονται στις τάσεις και στις παραμορφώσεις. Τα κριτήρια αστοχίας βάσει τάσεων χρησιμοποιούνται συνήθως σε καταστάσεις κατά τις οποίες η απόκριση του αγωγού καθορίζεται από ασκούμενα φορτία (π.χ., φορτία λειτουργίας). Αντίθετα, τα κριτήρια αστοχίας βάσει παραμορφώσεων, χρησιμοποιούνται σε καταστάσεις κατά τις οποίες η απόκριση του αγωγού καθορίζεται από ασκούμενες μετακινήσεις (π.χ., κατολισθήσεις). Στη συνέχεια αναφέρονται κριτήρια αστοχίας για τις μορφές αστοχίας της εφελκυστικής διάρρηξης, του τοπικού λυγισμού, του καθολικού λυγισμού, της ακεραιότητας πίεσης και της κατακόρυφης ευστάθειας για υποθαλάσσιους αγωγούς.

2.6.1 Εφελκυστική διάρρηξη

Η εφελκυστική διάρρηξη καθορίζεται σε μεγάλο βαθμό από την ποιότητα των συγκολλήσεων. Σύμφωνα με τον κανονισμό DNVGL-ST-F101 (DNV GL, 2017c), για παραμορφώσεις μεγαλύτερες από 0.4%, πρέπει να πληρούνται επιπλέον απαιτήσεις σχετικά με τη ποιότητα των συγκολλήσεων. Αντίστοιχα, ο Ευρωκώδικας 3 (CEN, 2007) προτείνει μέγιστο όριο πλαστικής παραμόρφωσης 0.5% για την αποφυγή της διάρρηξης συγκολλήσεων. Τέλος, το αμερικανικό πρότυπο API 1104 (API, 2013) αναφέρει ως μέγιστο όριο για αποφυγή διάρρηξης συγκολλήσεων την παραμόρφωση 0.5%.

Στην περίπτωση που η ποιότητα των συγκολλήσεων είναι καλή, η εφελκυστική διάρρηξη λαμβάνει χώρα κατά μήκος του αγωγού, επιτρέποντας την ανάπτυξη μεγαλύτερων παραμορφώσεων. Ο κανονισμός DNVGL-ST-F101 (DNV GL, 2017c) αναφέρει ότι για πλαστικές παραμορφώσεις μεγαλύτερες από 2% απαιτούνται επιπλέον μέτρα προστασίας. Ο αμερικανικός κανονισμός ALA (2001) ορίζει ως όριο λειτουργίας το 2% και ακεραιότητας το 4%. Ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2006) ορίζει ως μέγιστο όριο

εφελκυστικής παραμόρφωσης το 3%, ενώ ο καναδικός κανονισμός CSA-Z662 (CSA, 2007) το 2.5%.

2.6.2 Τοπικός λυγισμός

Ο τοπικός λυγισμός (local buckling) εμφανίζεται σε αγωγούς υπό θλίψη και αποτελεί μία ιδιαίτερα κρίσιμη μορφή αστοχίας, καθώς χαρακτηρίζεται από την απότομη ανάπτυξη παραμορφώσεων στα τοιχώματα του αγωγού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.16. Οι απαιτούμενες παραμορφώσεις για την ανάπτυξη τοπικού λυγισμού είναι μικρότερες από τις αντίστοιχες παραμορφώσεις για εφελκυστική διάρρηξη και κυμαίνονται μεταξύ 0.5% έως 2%. Ο αμερικανικός κανονισμός ALA (2001) προτείνει δύο σχέσεις για τον υπολογισμό της κρίσιμης θλιπτικής παραμόρφωσης έναντι τοπικού λυγισμού, ως εξής:

$$\varepsilon_{c,cr} = 0.5 \frac{t}{D} - 0.0025 + 3000 \left(\frac{dPD}{2Et} \right)^2 \quad (2.19)$$

$$\varepsilon_{c,cr} = 1.76 \frac{t}{D} \quad (2.20)$$

όπου D η διάμετρος του αγωγού, t το πάχος τοιχώματος, E το μέτρο ελαστικότητας του υλικού και dP η διαφορά πίεσης. Η Εξίσωση (2.19) αντιστοιχεί στο όριο λειτουργίας, ενώ η Εξίσωση (2.20) δίνει μεγαλύτερες τιμές και αντιστοιχεί στο όριο ακεραιότητας. Όπως φαίνεται από τις παραπάνω εξισώσεις, η κρίσιμη παραμόρφωση εξαρτάται από τις διαστάσεις της διατομής, το υλικό και τη διαφορά πίεσης του αγωγού. Εξισώσεις αντίστοιχες με την (2.19) προτείνονται και από άλλους κανονισμούς, όπως ο καναδικός CSA-Z662 (CSA, 2007), ο Ευρωκώδικας 3 (CEN, 2007) και ο DNVGL-ST-F101 (DNV GL, 2017c). Ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2006) προτείνει όριο αστοχίας παρόμοιο με την Εξίσωση (2.20), όπου η μέγιστη επιτρεπόμενη θλιπτική παραμόρφωση ισούται με $\varepsilon_{c,cr} = \min(0.01; 0.4t/D)$.



Σχήμα 2.16. Αστοχία αγωγού λόγω τοπικού λυγισμού (Uckan et al., 2015).

2.6.3 Καθολικός λυγισμός

Ο καθολικός λυγισμός (global buckling) είναι ένα φαινόμενο κατά το οποίο αναπτύσσονται εκτεταμένες μετακινήσεις του αγωγού. Διακρίνεται σε κατακόρυφο (άνωθεν) και πλευρικό λυγισμό και εμφανίζεται σε θλιβόμενους αγωγούς. Οι θαμμένοι αγωγοί εμφανίζουν συνήθως κατακόρυφο λυγισμό, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.17, λόγω της μικρότερης δύναμης που τους ασκείται από το έδαφος που βρίσκεται άνωθεν τους. Οι υποθαλάσσιοι επιφανειακοί αγωγοί μπορούν να εμφανίσουν κατακόρυφο λυγισμό, όταν η πλευρική εδαφική αντίσταση υπερέρχει του βάρους τους, ή πλευρικό λυγισμό στην αντίθετη περίπτωση. Σημειώνεται ότι η εμφάνιση καθολικού λυγισμού δεν ταυτίζεται απαραίτητα με την αστοχία του αγωγού, αλλά προκαλεί μεγάλες παραμορφώσεις στον αγωγό οι οποίες πρέπει να ελεγχθούν με τα αντίστοιχα όρια αστοχίας (O'Rourke and Liu, 2012; Bai and Bai, 2014; DNV GL, 2018).

Ο διεθνής κανονισμός DNVGL-RP-F110 (DNV GL, 2018) προτείνει μία διαδικασία ελέγχου για υποθαλάσσιους αγωγούς που υπόκεινται σε καθολικό λυγισμό. Σύμφωνα με τον κανονισμό, ο αγωγός πρέπει να ελεγχθεί έναντι διάφορων κριτηρίων αστοχίας, όπως της εφελκυστικής διάρρηξης, του τοπικού λυγισμού και τη κόπωσης. Όσον αφορά στην εφελκυστική διάρρηξη, προτείνονται κριτήρια αστοχίας αντίστοιχα με αυτά της Ενότητας 2.6.1. Όσον αφορά στον τοπικό λυγισμό, προτείνεται κριτήριο αστοχίας βάσει των αναπτυσσόμενων φορτίων στον αγωγό, το οποίο είναι πιο συντηρητικό από τις προσεγγίσεις που αναφέρονται στην Ενότητα 2.6.2. Το κριτήριο αστοχίας λαμβάνει υπόψη την αναπτυσσόμενη δύναμη και ροπή κάμψης επί του αγωγού, καθώς και τη διαφορά πίεσης, ως εξής:

$$\left(n_1 \frac{|M_{sd}|}{M_p} + \left(n_1 \frac{T_{sd}}{T_p} \right)^2 \right)^2 + \left(n_2 \frac{dP(D-t)}{2t\sigma_y} \right)^2 \leq 1 \quad (2.21)$$

όπου $M_{sd} = n_3 M$ και $T_{sd} = n_3 T$ η ροπή κάμψης και αξονική δύναμη σχεδιασμού, αντίστοιχα, που υπολογίζονται πολλαπλασιάζοντας τα αντίστοιχα φορτία με συντελεστή ασφαλείας. M_p και T_p είναι η χαρακτηριστική ροπή κάμψης και εφελκυστική δύναμη, αντίστοιχα, dP η διαφορά πίεσης, σ_y η τάση διαρροής του υλικού και n_1 , n_2 και n_3 συντελεστές ασφαλείας. Το εν λόγω κριτήριο είναι εφαρμόσιμο για διατομές με $15 \leq D/t \leq 45$ και για $T_{sd}/T_p < 4$.



Σχήμα 2.17. Αστοχία αγωγού λόγω καθολικού λυγισμού (Moris Christopher et al., 2018).

2.6.4 Ακεραιότητα πίεσης

Η ακεραιότητα πίεσης είναι ένα φαινόμενο που αφορά τους αγωγούς φυσικού αερίου λόγω της υψηλής εσωτερικής πίεσης, αλλά και τους υποθαλάσσιους αγωγούς γενικότερα λόγω της εξωτερικής πίεσης από το νερό. Η διαφορά μεταξύ της εσωτερικής (P_i) και της εξωτερικής πίεσης (P_e) $dP = P_i - P_e$ προκαλεί περιμετρικές (hoop) τάσεις, οι οποίες πρέπει να είναι μικρότερες από την τάση διαρροής του υλικού, σ_y , ώστε να εξασφαλίζεται η ακεραιότητα του αγωγού. Αντίστοιχα κριτήρια αστοχίας προτείνονται από διάφορους κανονισμούς (ALA, 2001; API, 2009; DNV GL, 2017c). Για την περίπτωση υποθαλάσσιων αγωγών, ο διεθνής κανονισμός DNVGL-ST-F101 (DNV GL, 2017c), προτείνει τον υπολογισμό της μέγιστης πίεσης ως εξής:

$$P_{max} = n_4 \frac{2t}{D - t} \sigma_y \quad (2.22)$$

όπου n_4 είναι συντελεστής ασφαλείας που εξαρτάται από τη σπουδαιότητα του αγωγού και την περιοχή τοποθέτησης.

2.6.5 Κατακόρυφη ευστάθεια

Ένα επιπλέον πρόβλημα για τους υποθαλάσσιους αγωγούς φυσικού αερίου είναι η κατακόρυφη ευστάθεια επί του πυθμένα, λόγω της άνωσης που μειώνει το ενεργό βάρος τους κάτω από νερό. Μάλιστα, μεγαλύτερο πρόβλημα έχουν οι υποθαλάσσιοι αγωγοί μεγάλου βάθους, στους οποίους συνήθως είναι αδύνατο να εφαρμοστεί επικάλυψη σκυροδέματος, λόγω της διαδικασίας τοποθέτησης. Για παράδειγμα, το βαθύτερο τμήμα του αγωγού TAP καλύπτεται μόνο από μία αντιδιαβρωτική επικάλυψη πολυαιθυλενίου πάχους 3 mm (TAP, 2013a). Για την αντιμετώπιση του παραπάνω φαινομένου, ο διεθνής

κανονισμός DNVGL-RP-F109 (DNV GL, 2017b) προτείνει το ακόλουθο κριτήριο αποχίας έναντι επίπλευσης του αγωγού, ως εξής:

$$n_5 \frac{b}{w_s + b} \leq 1 \quad (2.22)$$

όπου w_s το βυθισμένο βάρος του αγωγού, b η άνωση που ασκείται στον αγωγό και $n_5 = 1.1$ είναι συντελεστής ασφαλείας.

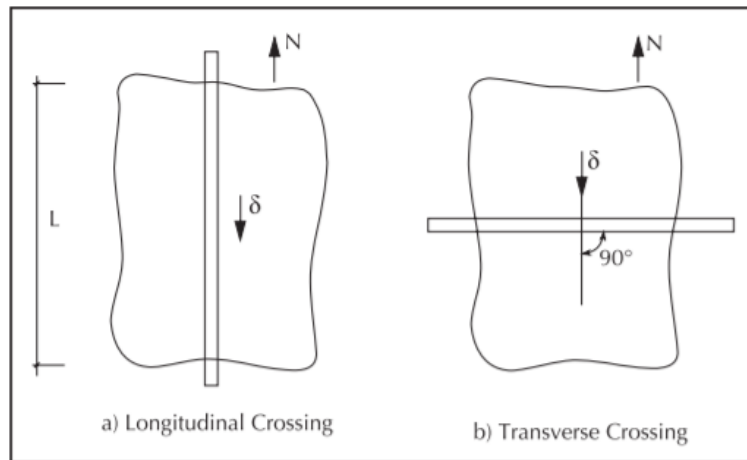
2.7 Μέτρα προστασίας αγωγών

Οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι μπορούν να προκαλέσουν μεγάλες καταστροφές στα δίκτυα αγωγών, με ορισμένες χαρακτηριστικές περιπτώσεις να περιγράφονται στην Ενότητα 2.3. Η εξέλιξη όμως της τεχνολογίας και της μηχανικής, σε συνδυασμό με τη συσσώρευση εμπειρίας δεκαετιών, έχουν δημιουργήσει ένα ευρύ φάσμα από μέτρα προστασίας για την αντιμετώπιση των γεωκινδύνων. Η πλέον αποτελεσματική μέθοδος είναι η αποφυγή της περιοχής που είναι επιρρεπής στην εμφάνιση γεωκινδύνου, όπως για παράδειγμα μια ζώνη ρήγματος, μέσω της αλλαγής της χάραξης του αγωγού. Ωστόσο, το παραπάνω μέτρο προστασίας δεν είναι πάντοτε εφαρμόσιμο, λόγω του υψηλού κόστους που μπορεί να έχει η εναλλακτική χάραξη, τεχνικών δυσκολιών, ακόμα και γεωπολιτικών διαφορών.

Μία δεύτερη επιλογή είναι η βελτίωση του προσανατολισμού του αγωγού στις επικίνδυνες περιοχές, όπως για παράδειγμα η γωνία διάσχισης μιας ζώνης ρήγματος ή κατολίσθησης. Όσον αφορά στις κατολίσθησεις, οι M. J. O'Rourke and Liu (2012) προτείνουν την παράλληλη ή κάθετη διάσχιση, ανάλογα με το πλάτος της κατολίσθησης και το μέγεθος των αναμενόμενων εδαφικών μετακινήσεων, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 2.18. Όσον αφορά στα ρήγματα, στόχος είναι η αποφυγή των θλιπτικών παραμορφώσεων. Η επιλογή μικρών γωνιών διασταύρωσης του αγωγού και της διεύθυνσης του ρήγματος φαίνεται να λειτουργεί ευεργετικά σε κανονικά (Karamitros et al., 2011), ανάστροφα (Joshi et al., 2011; Melissianos et al., 2020) και οριζόντια ρήγματα (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).

Μία άλλη επιλογή είναι η χρήση καλύτερης ποιότητας υλικών και ισχυρότερων διατομών, αυξάνοντας το πάχος τοιχώματος. Η εξέλιξη της τεχνολογίας προσφέρει πλέον τη δυνατότητα χρήσης χάλυβα μεγάλης αντοχής και πλαστικών υψηλής ποιότητας. Άλλες πιο καινοτόμες μέθοδοι περιλαμβάνουν τη χρήση προ-καμπυλωμένων διατομών με σκοπό τη συγκέντρωση των παραμορφώσεων σε συγκεκριμένα σημεία κατά μήκος του

αγωγού (Berger et al., 2019; Chatzidakis et al., 2015), ή διατομών που μειώνουν τη δύναμη που ασκείται από μία λασπορροή (Guo et al., 2020).



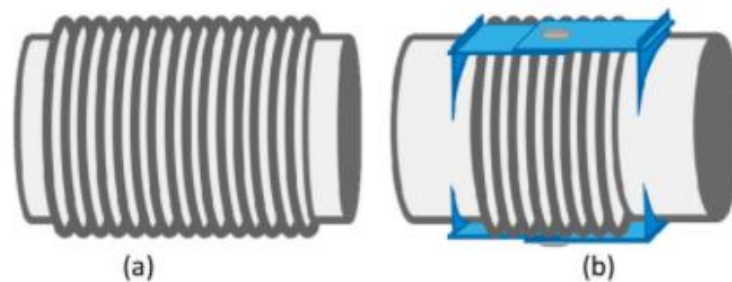
Σχήμα 2.18. Βέλτιστη διάσχιση ζώνης κατολισθήσης (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).

Ένας καθοριστικός παράγοντας για την καταπόνηση του αγωγού είναι η αλληλεπίδρασή του με το έδαφος. Σε γενικές γραμμές, οι αγωγοί τοποθετούνται κάτω από την επιφάνεια του εδάφους για την προστασία τους έναντι κατολισθήσεων, πτώσης βράχων, ανθρωπογενών κινδύνων, κλπ. Ωστόσο, η αύξηση του βάθους επίχωσης είναι δυσμενής για έναν αγωγό καθώς αυξάνει την εδαφική αντίσταση, και συνεπώς, την καταπόνηση του αγωγού έναντι των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. Για την αντιμετώπιση του παραπάνω κινδύνου μπορούν να εφαρμοστούν διάφορες τεχνικές με στόχο τη μείωση των ασκούμενων δυνάμεων στον αγωγό. Αυτές περιλαμβάνουν τη χρήση επικαλύψεων, για τη μείωση της τριβής μεταξύ αγωγού-εδάφους, και τη μείωση του βάρους του υπερκείμενου εδάφους. Για τη μείωση του βάρους, πέρα από τη μείωση του βάθους επίχωσης, μπορούν να χρησιμοποιηθούν και άλλες τεχνικές, όπως η χρήση ελαφρότερων εδαφικών υλικών, μπλοκ γεωαφρών (Bartlett et al., 2015; Choo et al., 2007; Rasouli & Fatahi, 2020) και πλαστικών αδρανών (Ni, Qin, et al., 2018; Sim et al., 2012). Στο Σχήμα 2.19 παρουσιάζεται η τοποθέτηση μπλοκ γεωαφρών για την προστασία θαμμένου αγωγού.



Σχήμα 2.19. Τοποθέτηση μπλοκ γεωφρών επάνω από θαμμένο αγωγό (Bartlett et al., 2015).

Τέλος, μία ακόμα επιλογή είναι η χρήση εύκαμπτων κόμβων, στηρίξεων ολίσθησης και αγκυρώσεων κατά μήκος του αγωγού. Οι εύκαμπτοι κόμβοι, όπως αυτοί που απεικονίζονται στο Σχήμα 2.20, είναι μία διαρκώς αναπτυσσόμενη τεχνολογία με υποσχόμενα αποτελέσματα ειδικά στην περίπτωση θαμμένων αγωγών έναντι διάρρηξης ρήγματος (Melissianos et al., 2016; Valsamis et al., 2020; Valsamis & Bouckovalas, 2020). Ανάλογα με την επιτρεπόμενη κίνηση, διακρίνονται σε εύκαμπτους κόμβους μετατόπισης και στροφής, με πολλές διατάξεις ωστόσο να επιτρέπουν συνδυασμό κινήσεων (M. J. O'Rourke & Liu, 2012). Όσον αφορά στις στηρίξεις ολίσθησης, χαρακτηριστική περίπτωση είναι ο αγωγός TAPS στην Αλάσκα, που παρουσιάζεται στην Ενότητα 2.3.6. Στον αγωγό αυτό χρησιμοποιήθηκαν στηρίξεις (Σχήμα 2.8) και ράγες ολίσθησης (Σχήμα 2.9), η χρησιμότητα των οποίων αποδείχθηκε και κατά τον σεισμό του Denali το 2002. Τέλος, μία πιο απλή μέθοδος είναι η χρήση αγκυρώσεων, μέσω των οποίων μπορεί να γίνει ευεργετική ανακατανομή των τάσεων και των παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού (M. J. O'Rourke & Liu, 2012). Σημειώνεται, ότι αντίστοιχη επιρροή με τις αγκυρώσεις μπορούν να έχουν και άλλες διατάξεις, όπως η καμπύλωση του αγωγού (Karamitros et al., 2016; Vazouras & Karamanos, 2017).



Σχήμα 2.20. Σχηματική απεικόνιση εύκαμπτων κόμβων (Valsamis & Bouckovalas, 2020).

ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΛΟΓΩ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΗΣ: ΑΝΑΛΥΤΙΚΑ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑΤΑ

3.1 Εισαγωγή

Οι υποθαλάσσιοι αγωγοί φυσικού αερίου αποτελούν υποδομές υψηλής σπουδαιότητας, που μπορούν να εκτείνονται σε αποστάσεις εκατοντάδων χιλιομέτρων, φτάνοντας σε βάθη εκατοντάδων μέτρων, υπό εξαιρετικά αντίξοες και αβέβαιες συνθήκες. Οι γεωκίνδυνοι, όπως υποθαλάσσιες κατολισθήσεις και λασπορροές αποτελούν εξαιρετικά καταστροφικά φαινόμενα με συχνή παρουσία στον πυθμένα (Camargo et al., 2019; Locat & Lee, 2002). Καθώς η αποφυγή των παραπάνω περιοχών δεν είναι πάντοτε τεχνικά και οικονομικά εφικτή, η διάσχιση τους δημιουργεί την ανάγκη για ρεαλιστική εκτίμηση της απόκρισης του αγωγού. Για τον σκοπό αυτό, στη βιβλιογραφία έχουν αναπτυχθεί διάφορα πειραματικά, αριθμητικά και αναλυτικά προσομοιώματα.

Η πειραματική προσομοίωση αγωγών υπό κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης αποτελεί μία εξαιρετικά ακριβή και χρονοβόρα διαδικασία, ειδικά σε υποθαλάσσιες συνθήκες. Η περίπτωση χερσαίων αγωγών έχει διερευνηθεί πειραματικά μέσω της δημιουργίας προσομοιωμάτων μεγάλης κλίμακας (Feng et al., 2015; Magura & Brodniansky, 2012; Sarvanis et al., 2018). Όσον αφορά στους υποθαλάσσιους αγωγούς, στην βιβλιογραφία συναντώνται κατά κύριο λόγο πειραματικά προσομοιώματα μικρής κλίμακας για τη μελέτη της δύναμης κατολίσθησης (Sahdi et al., 2014; Zakeri et al., 2008; Yu Zhang et al., 2018), της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού (Boukpeti & White, 2017;

Hodder & Cassidy, 2010; Tian et al., 2010; Tian & Cassidy, 2011) και της επίχωσης του αγωγού στον πυθμένα (Meyer et al., 2016; Randolph & White, 2008). Σε γενικές γραμμές, τα πειραματικά προσομοιώματα χρησιμοποιούνται για την επαλήθευση αριθμητικών και αναλυτικών προσομοιωμάτων, τα οποία αποτελούν και τις πιο συνήθεις μεθοδολογίες για την εκτίμηση της απόκρισης του αγωγού.

Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, η απόκριση ενός αγωγού υπό κατολίσθηση διακρίνεται σε δύο περιπτώσεις: την πλευρική και την αξονική φόρτιση (M. J. O'Rourke & Liu, 2012; Rajani et al., 1995). Στην περίπτωση μετακίνησης του εδάφους παράλληλα στον άξονα του αγωγού, δημιουργούνται δύο -διακριτές ή διαδοχικές- ζώνες εφελκυσμού και θλίψης στα ανάντη και τα κατάντη της κατολίσθησης, αντίστοιχα. Σε θαμμένους αγωγούς, όπου η μετακίνησή τους περιορίζεται από το έδαφος, η ανάπτυξη θλιπτικών παραμορφώσεων μπορεί να οδηγήσει στην εμφάνιση τοπικού λυγισμού, ενός ιδιαίτερα καταστροφικού φαινομένου για την ακεραιότητα του αγωγού (M. J. O'Rourke & Liu, 2012; Zhou, 2012). Από την άλλη, σε υποθαλάσσιους αγωγούς που είναι τοποθετημένοι στην επιφάνεια του πυθμένα, η παρουσία καμπυλώσεων και προέντασης λόγω της διαδικασίας τοποθέτησης και του ανάγλυφου του πυθμένα, ή/και η παρουσία διαφοράς θερμοκρασίας και πίεσης είναι πιθανόν να οδηγήσουν σε φαινόμενα πλευρικού και κατακόρυφου λυγισμού (Chee et al., 2018; Karampour et al., 2013; Xu & Lin, 2017; Zeng & Duan, 2014).

Η απόκριση ενός αγωγού υπό πλευρική κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης έχει διερευνηθεί σε αρκετές μελέτες μέσω αριθμητικών προσομοιωμάτων (P. F. Liu et al., 2010; Qian & Das, 2019), ή μέσω της ανάπτυξης αναλυτικών προσομοιωμάτων (Chatzidakis et al., 2019; Parker et al., 2008; Randolph et al., 2010; Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Shi, 2012; Yuan, Wang, Guo, & Xie, 2012). Η πρώτη απόπειρα ανάπτυξης αναλυτικού προσομοιώματος ανήκει στους Parker et al. (2008), που επιχείρησαν να προσομοιώσουν αναλυτικά την απόκριση του αγωγού χρησιμοποιώντας τις μαθηματικές εξισώσεις της παραβολής. Οι Randolph et al. (2010) ανέπτυξαν ένα αναλυτικό προσομοίωμα βασισμένο στην ελαστική θεωρία δοκού των Euler-Bernoulli για μεγάλες μετατοπίσεις, θεωρώντας σταθερή αξονική δύναμη και σταθερή πλευρική εδαφική αντίσταση κατά μήκος του αγωγού. Βασισμένοι στην παραπάνω μεθοδολογία, οι Yuan, Wang, Guo, and Shi (2012) και Yuan, Wang, Guo, and Xie (2012) ανέπτυξαν αναλυτικά προσομοιώματα για επιφανειακό και θαμμένο υποθαλάσσιο αγωγό, αντίστοιχα, θεωρώντας δι-γραμμική ελαστο-πλαστική πλευρική εδαφική αντίσταση και σταθερή αξονική δύναμη κατά μήκος του αγωγού. Το αναλυτικό προσομοίωμα των Yuan et al.

(2015) βελτίωσε τις παραπάνω προσεγγίσεις θεωρώντας μη σταθερή αξονική δύναμη κατά μήκος του αγωγού.

Οι L. Zhang, Zhao, et al. (2016) ανέπτυξαν μία ημι-αναλυτική μεθοδολογία για την εκτίμηση της απόκρισης θαμμένου αγωγού υπό πλευρική κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης. Σύμφωνα με τη μεθοδολογία, ο αγωγός διακριτοποιείται σε πεπερασμένα στοιχεία και για κάθε ένα από αυτά συντάσσεται η διαφορική εξίσωση με βάση την ελαστική θεωρία δοκού των Euler-Bernoulli για μεγάλες μετατοπίσεις. Η επίλυση του συστήματος γίνεται με βάση τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών. Στο προτεινόμενο προσομοίωμα, η πλευρική εδαφική αντίσταση θεωρείται σταθερή κατά μήκος του αγωγού, ενώ η αξονική εδαφική αντίσταση δεν λαμβάνεται υπόψη στη σύνταξη των διαφορικών εξισώσεων. Ακολουθώντας, οι L. Zhang, Xie, et al. (2016) επέκτειναν το παραπάνω ημι-αναλυτικό προσομοίωμα ώστε να λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των φορτίων λειτουργίας, όπως η διαφορά θερμοκρασίας και πίεσης.

Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνάται η απόκριση υποθαλάσσιων αγωγών φυσικού αερίου υπό κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης. Γύρω από τον σκοπό, αναπτύχθηκαν δύο αναλυτικές μεθοδολογίες, οι οποίες παρουσιάζονται στη συνέχεια. Αρχικά, παρουσιάζεται το αναλυτικό προσομοίωμα της απόκρισης αγωγού υπό πλευρική κατολίσθηση, τα αποτελέσματα του οποίου έχουν δημοσιευτεί από τους Chatzidakis et al. (2019). Το προσομοίωμα βασίζεται στην ελαστική θεωρία δοκού των Euler-Bernoulli για μεγάλες μετατοπίσεις και αποτελεί μια προέκταση των μεθοδολογιών που αναπτύχθηκαν από τους Randolph et al. (2010), Yuan, Wang, Guo, and Shi (2012) και Yuan et al. (2015). Η καινοτομία του έγκειται στη θεώρηση μη σταθερής αξονικής δύναμης κατά μήκος του αγωγού και στην προσομοίωση της πλευρικής εδαφικής αντίστασης μέσω τρι-γραμμικής σχέσης, σύμφωνα με σύγχρονους κανονισμούς, όπως ο DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a).

Ακολουθώντας, παρουσιάζεται η ημι-αναλυτική μεθοδολογία για την προσομοίωση υποθαλάσσιων αγωγών υπό λοξή κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης, τα αποτελέσματα του οποίου έχουν δημοσιευτεί από τους Chatzidakis et al. (2020). Το προσομοίωμα αποτελεί επέκταση της μεθοδολογίας των Zhang, Zhao, et al. (2016) για την περίπτωση αποκλειστικά πλευρικής καταπόνησης. Συγκεκριμένα, η λοξή κινηματική καταπόνηση διακρίνεται σε αξονική και πλευρική συνιστώσα, οι οποίες θεωρούνται ότι ασκούνται στον αγωγό ταυτόχρονα. Για τη σύνταξη των διαφορικών εξισώσεων του προσομοιώματος, λαμβάνεται υπόψη και η συμβολή της αξονικής εδαφικής αντίστασης.

Και στα δύο παραπάνω προσομοιώματα, η αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού υπολογίστηκε με βάση το διεθνές πρότυπο DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a), ενώ λήφθηκαν υπόψη ρεαλιστικά τοπογραφικά και γεωτεχνικά δεδομένα από την μελέτη του αγωγού TAP στην Αδριατική Θάλασσα (TAP, 2013a, 2013b). Η αξιοπιστία των προσομοιωμάτων ελέγχθηκε έναντι αντίστοιχων αριθμητικών προσομοιωμάτων και παλαιότερων αναλυτικών προσεγγίσεων. Τέλος, πραγματοποιήθηκαν εκτενείς παραμετρικές διερευνήσεις και εξάχθηκαν χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με την απόκριση του αγωγού και την εφαρμοσιμότητα των προσομοιωμάτων.

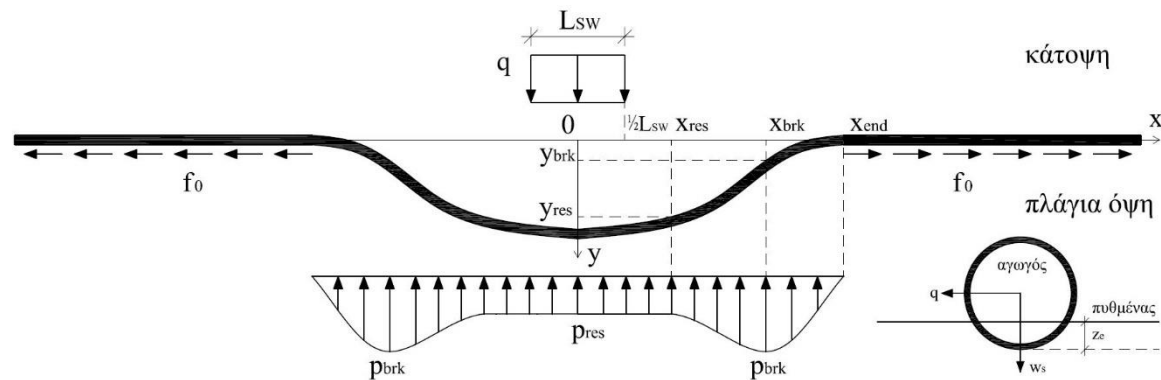
3.2 Πλευρική κινηματική καταπόνηση

Η παρουσία λεπτόκοκκων κορεσμένων εδαφών στον πυθμένα της θάλασσας δημιουργεί ευνοϊκές συνθήκες για εμφάνιση κατολισθήσεων ακόμα και για μικρές κλίσεις πρανούς, όπως π.χ. 1-5°. Οι κυριότερες αιτίες για την εμφάνιση κατολισθήσεων είναι ο σεισμός και τα υποθαλάσσια ρεύματα. Από την άλλη, η τοποθέτηση των υποθαλάσσιων αγωγών απευθείας στην επιφάνεια του πυθμένα αποτελεί μία συνήθη πρακτική για αγωγούς μεγάλου βάθους, η οποία όμως τους καθιστά πιο ευάλωτους σε φαινόμενα όπως οι κατολισθήσεις και λασπορροές, σε σχέση με τους θαμμένους αγωγούς. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο αγωγός TAP ο οποίος για βάθη μεγαλύτερα των 200 m βρίσκεται απευθείας τοποθετημένος στον πυθμένα της Αδριατικής Θάλασσας (TAP, 2013a).

Στην παρούσα Ενότητα διερευνάται η απόκριση ενός επιφανειακού υποθαλάσσιου αγωγού φυσικού αερίου υπό πλευρική κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.1. Ο αγωγός θεωρείται ότι είναι ευθύγραμμος, με μεγάλο μήκος και ότι είναι «ελεύθερος» εκατέρωθεν της κατολίσθησης, δηλαδή ότι δεν υπάρχουν αγκυρώσεις, φρεάτια ή καμπυλώσεις σε αρκετά μεγάλη απόσταση, ώστε να επιτρέπεται ελεύθερα η ανάπτυξη τάσεων και παραμορφώσεων λόγω της κατολίσθησης. Επιπλέον, τα χαρακτηριστικά του αγωγού, το βάθος του πυθμένα και οι εδαφικές ιδιότητες θεωρούνται ότι παραμένουν σταθερά κατά μήκος του εξεταζόμενου τμήματος. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι παραπάνω συνθήκες δεν είναι ιδεατές, αλλά μπορούν να ανταποκρίνονται σε πραγματικές συνθήκες, όπως θα αποδειχθεί και στη συνέχεια.

Όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 3.1, το πρόβλημα προσομοιώνεται σε επίπεδες συνθήκες καθώς η κλίση του πυθμένα στην εξεταζόμενη περιοχή θεωρείται μηδενική. Έτσι, η πλευρική, p , και αξονική, f , αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού λαμβάνονται υπόψη στο προσομοίωμα, ενώ η κατακόρυφη αλληλεπίδραση αγνοείται. Η δύναμη κατολίσθησης, q ,

θεωρείται ότι δρα ομοιόμορφα και αποκλειστικά πλευρικά του αγωγού σε ένα μήκος L_{sw} . Στην πραγματικότητα, οι τιμές της δύναμης κατολίθησης έχουν παραβολική μορφή, με μεγαλύτερες τιμές στο κέντρο και μικρότερες τιμές κοντά στα άκρα της κατολίθησης. Ωστόσο, η εξιδανίκευσή της ως ομοιόμορφη, εκτός από τη διευκόλυνση στην προσομοίωση, είναι και μία πιο συντηρητική προσέγγιση. Τέλος, ο αγωγός θεωρείται ότι είναι μερικώς θαμμένος στον πυθμένα σε βάθος z_e λόγω του ίδιου βυθισμένου βάρους του αγωγού, w_s , αλλά και της διαδικασίας τοποθέτησης.

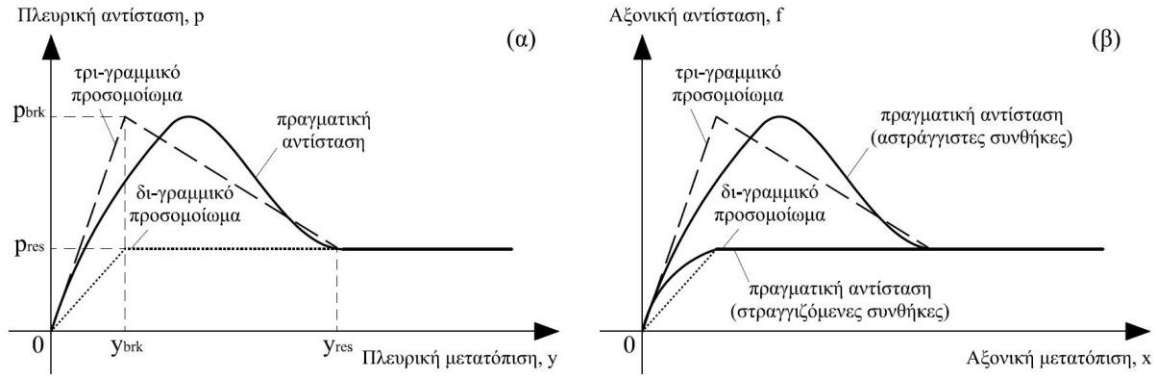


Σχήμα 3.1. Κάτοψη και πλάγια όψη εξεταζόμενου προβλήματος για αγωγό υπό πλευρική κατολίθηση.

Η πλευρική εδαφική αντίσταση είναι ένας καθοριστικός παράγοντας που επηρεάζει τη συμπεριφορά του αγωγού. Σε προηγούμενα αναλυτικά προσομοιώματα η πλευρική αντίσταση θεωρήθηκε είτε ως σταθερή (Randolph et al., 2010), είτε ως πλήρως ελαστοπλαστική δι-γραμμική (Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Shi, 2012). Παρ' όλα αυτά, σύμφωνα με τον διεθνή κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a), η πλευρική αντίσταση προτείνεται να αναπαρίσταται πάντα μέσω ενός τρι-γραμμικού προσομοιώματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2α. Η μέγιστη πλευρική εδαφική αντίσταση, p_{brk} , εμφανίζεται για μικρή σχετική πλευρική μετατόπιση, y_{brk} , και οφείλεται στην επίχωση του αγωγού στον πυθμένα και στο έδαφος που μετακινείται έμπροσθεν του αγωγού. Η υπολειπόμενη πλευρική εδαφική αντίσταση, p_{res} , εμφανίζεται για μεγαλύτερη σχετική πλευρική μετατόπιση, y_{res} , και αντιστοιχεί στην τριβή μεταξύ αγωγού-πυθμένα και στο μετακινούμενο έδαφος έμπροσθεν του αγωγού.

Η απόσταση από το μέσο της κατολίθησης, όπου η πλευρική αντίσταση λαμβάνει τη μέγιστη, την υπολειπόμενη και μηδενική τιμή ορίζονται ως x_{brk} , x_{res} και x_{end} αντίστοιχα, όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 3.1. Από την άλλη, σύμφωνα με τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a), η αξονική εδαφική αντίσταση, f , μπορεί να είναι είτε δι-

γραμμική, είτε τρι-γραμμική, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.2β. Πιο συγκεκριμένα, το τρι-γραμμικό προσομοίωμα υιοθετείται σε αστράγγιστες συνθήκες, ενώ το δι-γραμμικό σε στραγγιζόμενες.



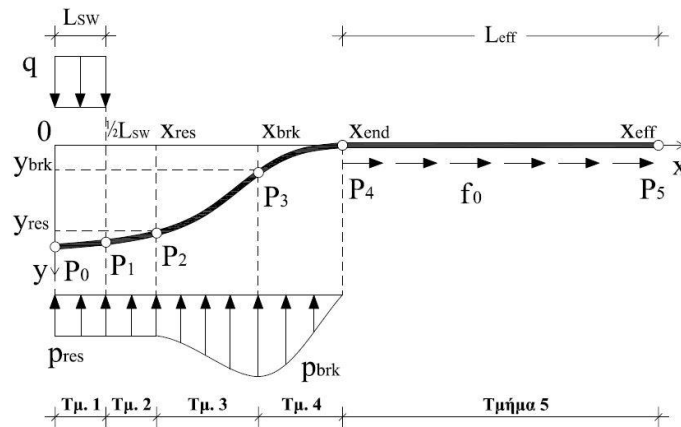
Σχήμα 3.2. Προτεινόμενα προσομοιώματα (α) πλευρικής και (β) αξονικής εδαφικής αντίστασης σύμφωνα με τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a).

3.2.1 Προτεινόμενο αναλυτικό προσομοίωμα

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.1, το εξεταζόμενο πρόβλημα είναι συμμετρικό, όσον αφορά στη γεωμετρία του αγωγού και τις ασκούμενες δυνάμεις. Έτσι, για το αναλυτικό προσομοίωμα χρησιμοποιείται ο μισός αγωγός, όπως απεικονίζεται και στο Σχήμα 3.3. Ο αγωγός χωρίζεται σε πέντε τμήματα ανάλογα με τις ασκούμενες δυνάμεις. Το πρώτο τμήμα βρίσκεται ανάμεσα στα σημεία P_0 και P_1 και αντιστοιχεί στο μήκος του αγωγού εντός της κατολίσθησης. Σε αυτό το τμήμα ασκείται τόσο η δύναμη κατολίσθησης, q , όσο και η υπολειπόμενη πλευρική αντίσταση, p_{res} . Το δεύτερο τμήμα βρίσκεται ανάμεσα στα σημεία P_1 και P_2 και αντιστοιχεί στο μήκος του αγωγού εκτός της κατολίσθησης όπου η πλευρική μετατόπιση είναι αρκετά μεγάλη ώστε να ασκείται στον αγωγό η υπολειπόμενη πλευρική αντίσταση, p_{res} .

Το τρίτο και το τέταρτο τμήμα αντιστοιχούν στα μήκη του αγωγού εκατέρωθεν της μέγιστης πλευρικής αντίστασης, p_{brk} . Συγκεκριμένα, στο τρίτο τμήμα -από το σημείο P_2 έως το P_3 - η πλευρική αντίσταση αυξάνεται, ενώ στο τέταρτο τμήμα -από το σημείο P_3 έως το P_4 - η πλευρική αντίσταση μειώνεται. Σημειώνεται ότι για την απλοποίηση της αναλυτικής μεθοδολογίας, η αξονική εδαφική αντίσταση αγνοείται σε όλα τα παραπάνω τμήματα. Εξάλλου, η επιρροή της είναι αρκετά μικρή, λαμβάνοντας υπόψη ότι η αξονική δύναμη είναι πολύ μεγάλη στα προαναφερθέντα τμήματα. Τέλος, το πέμπτο τμήμα εκτείνεται από το σημείο P_4 έως μία απόσταση x_{eff} , στο σημείο P_5 . Στο παραπάνω τμήμα ασκείται μόνο η αξονική εδαφική αντίσταση, καθώς η πλευρική μετατόπιση του αγωγού -

και επομένως η πλευρική εδαφική αντίσταση- θεωρείται αμελητέα. Για την απλοποίηση της αναλυτικής μεθοδολογίας, η αξονική εδαφική αντίσταση στο παραπάνω τμήμα θεωρείται σταθερή, f_0 . Επομένως, το μήκος της παραπάνω περιοχής, L_{eff} , είναι ίσο με το πηλίκο της αξονικής δύναμης στο σημείο P_4 , T , και της αξονικής εδαφικής αντίστασης, f_0 .



Σχήμα 3.3. Περιγραφή του αναλυτικού προσομοιώματος.

Το γεγονός ότι η αξονική εδαφική αντίσταση αγνοείται μεταξύ των σημείων P_0 και P_4 , αναμένεται να οδηγήσει σε μικρή μεταβολή της αξονικής δύναμης του αγωγού στο παραπάνω τμήμα. Έτσι, όπως παρουσιάζεται και στο Σχήμα 3.4, η οριζόντια συνιστώσα, N , της αξονικής δύναμης θεωρείται σταθερή, ενώ η συνολική αξονική δύναμη, T , μεταβάλλεται ανάλογα με την πλευρική φόρτιση. Στα σημεία P_0 και P_4 ο αγωγός εφάπτεται στον άξονα x , και επομένως η αξονική δύναμη ισούται με την οριζόντια συνιστώσα της ($T = N$). Επίσης, σημειώνεται ότι ο αγωγός θεωρείται ότι είναι πάντοτε εντός της ελαστικής περιοχής. Η παραπάνω υπόθεση δεν είναι ιδιαίτερα περιοριστική για την εφαρμοσιμότητα του προσομοιώματος, καθώς οι εξαιρετικά δυσμενείς και αβέβαιες συνθήκες στον πυθμένα της θάλασσας θέτουν πολύ περιοριστικά όρια όσον αφορά στις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις ενός υποθαλάσσιου αγωγού. Βάσει των παραπάνω παραδοχών, της ελαστικής θεωρίας δοκού των Euler-Bernoulli για μεγάλες μετατοπίσεις και της στατικής ισορροπίας στο επίπεδο μπορούν να συνταχθούν οι διαφορικές εξισώσεις για κάθε τμήμα του αγωγού.

Οι διαφορετικές εξισώσεις για τα τμήματα ένα έως τέσσερα έχουν ως εξής:

$$EIy_1''''(x) - Ny_1''(x) = q - p_{res} \quad (0 \leq x \leq L_{SW}/2) \quad (3.1)$$

$$EIy_2''''(x) - Ny_2''(x) = -p_{res} \quad (L_{SW}/2 \leq x \leq x_{res}) \quad (3.2)$$

Καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολίσθησης: αναλυτικά προσομοιώματα

$$EIy_3''''(x) - Ny_3''(x) - k_2y_3(x) = -p_{brk} - k_2y_{brk} \quad (x_{res} \leq x \leq x_{brk}) \quad (3.3)$$

$$EIy_4''''(x) - Ny_4''(x) + k_1y_4(x) = 0 \quad (x_{brk} \leq x \leq x_{end}) \quad (3.4)$$

όπου $y_1(x)$, $y_2(x)$, $y_3(x)$ and $y_4(x)$ οι πλευρικές μετατοπίσεις του αντίστοιχου τμήματος.



Σχήμα 3.4. Αξονικές δυνάμεις κατά μήκος του αγωγού.

Οι συντελεστές k_1 και k_2 περιγράφουν την τρι-γραμμική απόκριση της πλευρικής εδαφικής αντίστασης, όπως υποδεικνύεται στο Σχήμα 3.5 και τις Εξισώσεις (3.5) και (3.6). Συγκεκριμένα, η πλευρική εδαφική αντίσταση αυξάνεται γραμμικά με ρυθμό k_1 φτάνοντας στη μέγιστη τιμή, p_{brk} , οπότε και μειώνεται γραμμικά με ρυθμό k_2 μέχρι να λάβει την υπολειπόμενη τιμή, p_{res} . Σημειώνεται, ότι ο συντελεστής k_2 είναι διαμορφωμένος ώστε να λαμβάνει πάντοτε θετική τιμή. Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η αξονική εδαφική αντίσταση λαμβάνει μία σταθερή τιμή, f_0 .

$$k_1 = p_{brk}/y_{brk} \quad (3.5)$$

$$k_2 = (p_{brk} - p_{res})/(y_{res} - y_{brk}) \geq 0 \quad (3.6)$$

Από την επίλυση των διαφορικών Εξισώσεων (3.1) έως (3.4) προκύπτει:

$$y_1(x) = \frac{p_{res} - q}{2N}x^2 + c_1 + c_2x + c_3e^{ax} + c_4e^{-ax} \quad (3.7)$$

$$y_2(x) = \frac{p_{res}}{2N}x^2 + c_5 + c_6x + c_7e^{ax} + c_8e^{-ax} \quad (3.8)$$

$$y_3(x) = y_{brk} + p_{brk}/k_2 + c_9e^{\beta x} + c_{10}e^{-\beta x} + c_{11}\cos \gamma x + c_{12}\sin \gamma x \quad (3.9)$$

$$y_4(x) = e^{-\delta x}(c_{13}\cos \zeta x + c_{14}\sin \zeta x) + e^{\delta x}(c_{15}\cos \zeta x + c_{16}\sin \zeta x) \quad (3.10)$$

όπου c_1 με c_{16} είναι άγνωστοι συντελεστές. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι διαφορές στις διαφορικές εξισώσεις σε σχέση με την επίλυση των Yuan et al. (2015) βρίσκονται στις Εξισώσεις (3.3) και (3.4), και τις αντίστοιχες επιλύσεις τους, Εξισώσεις (3.9) και (3.10).

Θεωρώντας μέτρο ελαστικότητας, E , και ροπή αδράνειας, I , οι συντελεστές α , β , γ , δ και ζ μπορούν να εκφραστούν ως εξής:

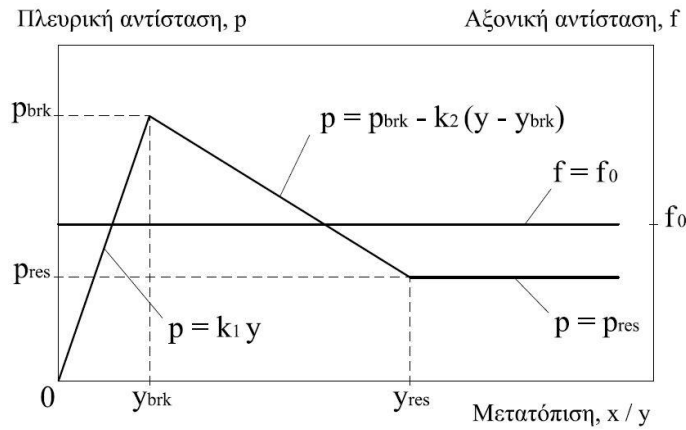
$$\alpha = \sqrt{N/EI} \quad (3.11)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{\sqrt{N^2 + 4EI k_2} + N}{2EI}} \quad (3.12)$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{\sqrt{N^2 + 4EI k_2} - N}{2EI}} \quad (3.13)$$

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{2 \sqrt{\frac{k_1}{EI}} + \frac{N}{EI}} \quad (3.14)$$

$$\zeta = \frac{1}{2} \sqrt{2 \sqrt{\frac{k_1}{EI}} - \frac{N}{EI}} \quad (3.15)$$



Σχήμα 3.5. Πλευρική και αξονική εδαφική αντίσταση του προσομοιώματος.

Λαμβάνοντας υπόψη το γεγονός ότι η τιμή της θέσης x στο σημείο P_4 αναμένεται μεγάλη, ο όρος $e^{\delta x}$ της Εξίσωσης (3.10) λαμβάνει πολύ μεγάλη τιμή, μολονότι η πλευρική μετατόπιση, y_4 αναμένεται να έχει μικρές τιμές. Από το παραπάνω συμπεραίνεται ότι οι συντελεστές c_{15} και c_{16} πρέπει να λαμβάνουν πολύ μικρές τιμές, και στην παρούσα μεθοδολογία θεωρούνται μηδενικοί. Η παραδοχή αυτή απλοποιεί την επίλυση του συστήματος χωρίς να μειώνει την ακρίβεια. Ακόμα, σύμφωνα με τις Εξισώσεις (3.11) και (3.15), προκύπτει το άνω και κάτω όριο της οριζόντιας αξονικής δύναμης, N , που αποτελεί και το πεδίο εφαρμοσιμότητας του προσομοιώματος, ως εξής:

$$0 \leq N \leq 2\sqrt{k_1 EI} \quad (3.16)$$

Έτσι, προκύπτει ένα μη γραμμικό σύστημα εξισώσεων με δεκαεφτά αγνώστους, συγκεκριμένα: τους συντελεστές c_1 έως c_{14} , τα μήκη x_{brk} και x_{res} και την οριζόντια αξονική

Καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολίσθησης: αναλυτικά προσομοιώματα

δύναμη, N . Με βάση τη συνέχεια των μετατοπίσεων, των κλίσεων, των ροπών και των τεμνουσών δυνάμεων στα σημεία P_0 , P_1 , P_2 και P_3 , προκύπτουν οι ακόλουθες δεκαέξι εξισώσεις:

$$P_0: \begin{cases} y_1'(0) = 0 \\ y_1'''(0) = 0 \end{cases} \quad (3.17\alpha-\beta)$$

$$P_1: \begin{cases} y_1(L_{SW}/2) = y_2(L_{SW}/2) \\ y_1'(L_{SW}/2) = y_2'(L_{SW}/2) \\ y_1''(L_{SW}/2) = y_2''(L_{SW}/2) \\ y_1'''(L_{SW}/2) = y_2'''(L_{SW}/2) \end{cases} \quad (3.18\alpha-\delta)$$

$$P_2: \begin{cases} y_2(x_{res}) = y_{res} \\ y_3(x_{res}) = y_{res} \\ y_2'(x_{res}) = y_3'(x_{res}) \\ y_2''(x_{res}) = y_3''(x_{res}) \\ y_2'''(x_{res}) = y_3'''(x_{res}) \end{cases} \quad (3.19\alpha-\epsilon)$$

$$P_3: \begin{cases} y_3(x_{brk}) = y_{brk} \\ y_4(x_{brk}) = y_{brk} \\ y_3'(x_{brk}) = y_4'(x_{brk}) \\ y_3''(x_{brk}) = y_4''(x_{brk}) \\ y_3'''(x_{brk}) = y_4'''(x_{brk}) \end{cases} \quad (3.20\alpha-\epsilon)$$

Η τελευταία εξίσωση προκύπτει από τη συνέχεια των παραμορφώσεων. Συγκεκριμένα, η αύξηση του μήκους του αγωγού λόγω της πλευρικής μετατόπισης, Δl_1 , πρέπει να ισούται με την αύξηση του μήκους λόγω της αξονικής δύναμης, Δl_2 , ως εξής:

$$\begin{aligned} \Delta l_1 = & \int_0^{\frac{L_{SW}}{2}} \sqrt{1 + y_1'^2(x)} dx + \int_{\frac{L_{SW}}{2}}^{x_{res}} \sqrt{1 + y_2'^2(x)} dx + \int_{x_{res}}^{x_{brk}} \sqrt{1 + y_3'^2(x)} dx + \\ & + \int_{x_{brk}}^{x_{end}} \sqrt{1 + y_4'^2(x)} dx - x_{end} \end{aligned} \quad (3.21)$$

$$\Delta l_2 = \int_0^{x_{end}} (T/EA) dx + N^2/2f_0EA \quad (3.22)$$

όπου A η επιφάνεια διατομής του αγωγού.

Για την επίλυση του συστήματος απαιτείται η γνώση των συνθηκών φόρτισης, των εδαφικών ιδιοτήτων, του υλικού και των διαστάσεων της διατομής του αγωγού (εξωτερική διάμετρος, D , και πάχος τοιχώματος, t). Η επίλυση του συστήματος προκύπτει μέσα από μία επαναλαμβανόμενη διαδικασία η οποία αναπτύχθηκε στο λογισμικό MATLAB (MathWorks, 2015), όπως περιγράφεται ακολούθως και παρουσιάζεται σχηματικά στο Σχήμα 3.6:

1. Αρχικά, το άνω όριο της οριζόντιας αξονικής δύναμης, N , υπολογίζεται από την Εξίσωση (3.16).
2. Από τις Εξισώσεις (3.17α-β), (3.18α-δ), (3.19α-δ) και (3.20α-δ) υπολογίζονται οι συντελεστές c_1 έως c_{14} ως συνάρτηση των μηκών x_{res} και x_{brk} .

3. Υπολογίζεται το άνω όριο του μήκους x_{brk} μέσω της κατακόρυφης ισορροπίας δυνάμεων, θεωρώντας ότι στον αγωγό ασκείται μόνο η υπολειπόμενη πλευρική εδαφική αντίσταση:

$$x_{brk,max} = qL_{SW}/2p_{res} \quad (3.23)$$

4. Υπολογίζεται η τιμή του μήκους x_{res} μέσω της Εξίσωσης (3.20ε) για την παραπάνω τιμή του x_{brk} .
5. Οι τιμές των x_{brk} και x_{res} υπολογίζονται επαναλαμβανόμενα έως ότου η Εξίσωση (3.19ε) να ικανοποιείται με ακρίβεια $n_1 = 10^{-8}$, ως εξής:

$$|y_2'''(x_{res}) - y_3'''(x_{res})| \leq n_1 \quad (3.24)$$

6. Υπολογίζεται η τιμή του μήκους x_{end} θεωρώντας ότι η πλευρική μετατόπιση $y_3(x_{end})$ ισούται με $n_2 = 10^{-5}$.
7. Υπολογίζεται η αξονική εδαφική αντίσταση, f_r , από τις Εξισώσεις (3.21) και (3.22) ως εξής:

$$f_r = \frac{H^2}{2EA(\Delta l_1 - \int_0^{x_{end}} \frac{T}{EA} dx)} \quad (3.25)$$

8. Τέλος, υιοθετείται μία νέα οριζόντια αξονική δύναμη και τα βήματα 1 έως 7 επαναλαμβάνονται έως ότου η απόλυτη διαφορά μεταξύ της αρχικής και της υπολογισθείσας αξονικής εδαφικής αντίστασης να είναι μικρότερη από μία μικρή ποσότητα $n_3 = 10^{-4}$:

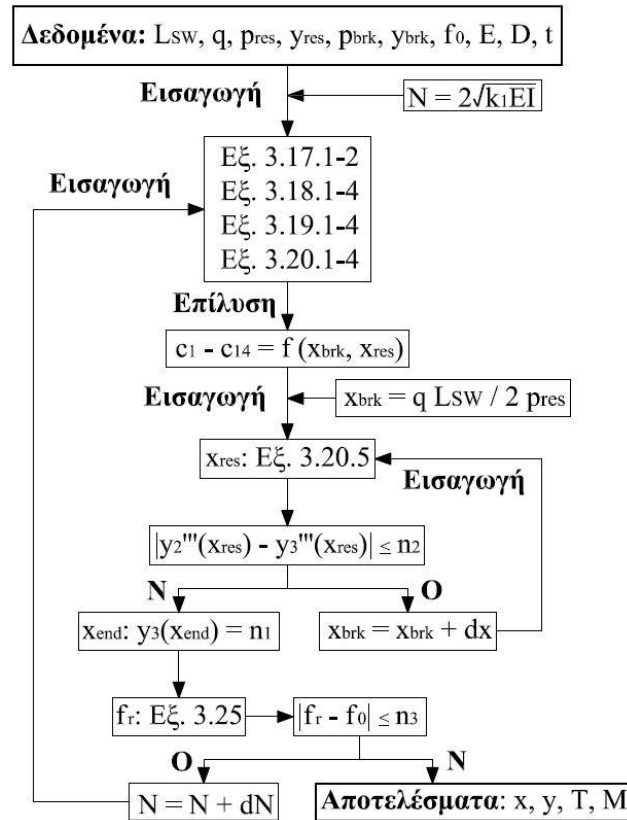
$$|f_0 - f_r| \leq n_3 \quad (3.26)$$

Σημειώνεται ότι οι τιμές των ποσοτήτων ελέγχου n_1 , n_2 και n_3 λαμβάνουν αντίστοιχες τιμές με προηγούμενες μελέτες (Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Shi, 2012) και σκοπός τους είναι η εξασφάλιση αποτελεσμάτων υψηλής ακρίβειας με το μικρότερο δυνατό υπολογιστικό κόστος. Ολοκληρώνοντας την παραπάνω διαδικασία προκύπτουν οι πλευρικές μετατοπίσεις, y , οι αξονικές δυνάμεις, T , οι τέμνουσες δυνάμεις, Q , και οι ροπές κάμψης, M . Επίσης, από τα παραπάνω δύναται να υπολογιστούν η μέγιστη και η

Καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολίσθησης: αναλυτικά προσομοιώματα

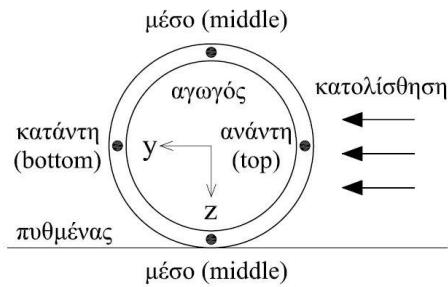
ελάχιστη αξονική παραμόρφωση του αγωγού, οι οποίες αντιστοιχούν στην κατάντη (bottom) και ανάντη (top) παρειά της διατομής, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.7, ως εξής

$$\varepsilon_{11} = T/EA \pm DM/2EI \quad (3.27)$$



Σχήμα 3.6. Διάγραμμα ροής της προτεινόμενης αναλυτικής μεθοδολογίας.

Ένα ακόμα σημαντικό χαρακτηριστικό για την εκτίμηση της απόκρισης του αγωγού είναι η τάση Von Mises, σ_{VM} , μέσω της οποίας καθορίζεται αν το υλικό του αγωγού έχει πλαστικοποιηθεί. Ωστόσο, πέρα από το παραπάνω, καθορίζεται και αν το προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα είναι εντός του ορίου εφαρμοσιμότητας για ελαστικές τάσεις στον αγωγό, δηλαδή για $\sigma_{VM} \leq \sigma_y$, όπου σ_y η τάση διαρροής του υλικού. Οι τάσεις Von Mises στις παρειές ανάντη (top) και τα κατάντη (bottom) της κατολίσθησης (Σχήμα 3.7) είναι $\sigma_{VM} = |\sigma_{11}|$, ενώ στο μέσον (middle) είναι $\sigma_{VM} = \sqrt{\sigma_{11}^2 + 3\tau^2}$, όπου σ_{11} η αξονική τάση ($\sigma_{11} = E \varepsilon_{11}$) και τ η διατμητική τάση στο μέσο της διατομής. Η διατμητική τάση ισούται με $\tau = QS_z/2It$, όπου S_z είναι η επιφανειακή ροπή αδράνειας στο μέσο της διατομής, η οποία ισούται με $S_z = (D^3 - (D - 2t)^3)/12$.



Σχήμα 3.7. Χαρακτηριστικά σημεία ελέγχου στην επιφάνεια διατομής του αγωγού

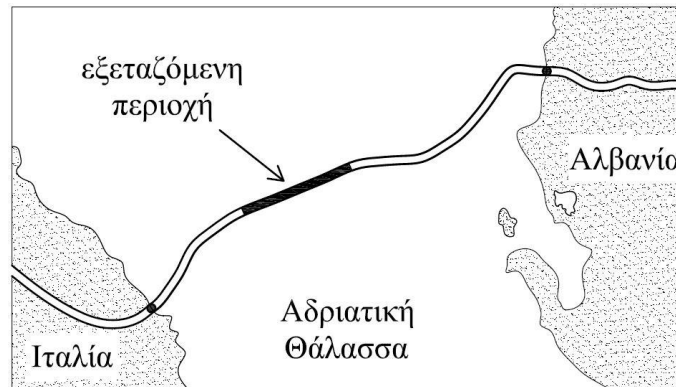
3.2.2 Η περίπτωση του αγωγού TAP

Το αναλυτικό προσομοίωμα που παρουσιάζεται στην προηγούμενη Ενότητα επιλέχθηκε να δοκιμαστεί υπό ρεαλιστικές συνθήκες, ώστε τα αποτελέσματα που θα προκύψουν να έχουν και πρακτική εφαρμοσιμότητα. Γι' αυτόν τον λόγο, επιλέχθηκε ο αγωγός TAP (Trans Adriatic Pipeline), και συγκεκριμένα τα μηχανικά, γεωμετρικά, γεωτεχνικά και τοπογραφικά χαρακτηριστικά από το βαθύτερο τμήμα του αγωγού, στον πυθμένα της Αδριατικής Θάλασσας. Ο αγωγός TAP αποτελείται από ένα χερσαίο τμήμα μήκους 878 km το οποίο διασχίζει Ελλάδα, Αλβανία και Ιταλία και ένα υποθαλάσσιο τμήμα μήκους 105 km, το οποίο φτάνει σε μέγιστο βάθος 820 m. Το υποθαλάσσιο τμήμα του αγωγού που φτάνει σε βάθη μεγαλύτερα των 200 m είναι απευθείας τοποθετημένο στην επιφάνεια του πυθμένα, σύμφωνα με την αντίστοιχη μελέτη (TAP, 2013a).

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.8, το υποθαλάσσιο τμήμα του αγωγού διασχίζει ευθύγραμμα μία περιοχή αρκετών χιλιομέτρων στον πυθμένα της Αδριατικής Θάλασσας. Η κλίση του πυθμένα στην εν λόγω περιοχή είναι σχεδόν μηδενική (περίπου 0.1°), με το βάθος να κυμαίνεται περί τα 800 m. Οι εδαφικές συνθήκες είναι σταθερές, με τον πυθμένα να αποτελείται από μία στρώση μαλακής αργίλου πάχους τουλάχιστον 6 m. Τα χαρακτηριστικά του πυθμένα, είναι καταγεγραμμένα στη γεωτεχνική μελέτη του αγωγού TAP (TAP, 2013b), και παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.1 υπό τη μορφή εύρους τιμών με άνω και κάτω όριο, όπου γ είναι το ολικό ειδικό βάρος του εδάφους, s_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, ϕ η γωνία εσωτερικής τριβής και z το βάθος εντός του πυθμένα. Από τα χαρακτηριστικά αυτά δύνανται να υπολογιστεί η αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού, κάνοντας χρήση των εξισώσεων που προτείνονται από τις σχετικές μεθοδολογίες.

Σύμφωνα με την αντίστοιχη μελέτη (TAP, 2013a), ο αγωγός TAP στη συγκεκριμένη περιοχή έχει εξωτερική διάμετρο $D = 945$ mm, πάχος τοιχώματος $t = 37$ mm και αποτελείται από χάλυβα ποιότητας API 5L X65, με μέτρο ελαστικότητας $E = 210$ GPa, λόγο

Poisson $\nu = 0.3$, τάση διαρροής $\sigma_y = 448$ MPa και θερμικό συντελεστή $\alpha_T = 1.16 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Επίσης, εξωτερικά του αγωγού υπάρχει αντιδιαβρωτική επικάλυψη από πολυαιθυλένιο πάχους $t_{\text{coating}} = 3$ mm. Η εσωτερική πίεση του αγωγού στην εν λόγω περιοχή είναι περί τα $P_i = 7.5$ MPa, ενώ η εξωτερική πίεση είναι περίπου $P_e = 8$ MPa λόγω του θαλάσσιου βάθους 800 m. Το γεγονός ότι η εσωτερική και η εξωτερική πίεση του αγωγού είναι αντίστοιχου μεγέθους είναι ευνοϊκό για την απόκρισή του κατά τη διάρκεια της κατολίσθησης (Chatzidakis et al., 2017).



Σχήμα 3.8. Η εξεταζόμενη περιοχή του αγωγού TAP.

Πίνακας 3.1. Τα εδαφικά χαρακτηριστικά της μελέτης (TAP, 2013b).

Παράμετρος	Κάτω όριο	Άνω όριο
γ (kN/m ³)	14.5	16.5
s_u (kPa)	$1 + 1.17 \cdot z$ ($0 < z < 6$ m)	$3 + 16 \cdot z$ ($0 < z < 0.3$ m)*
ϕ (°)	25°	32°

* Η επίχωση του αγωγού είναι μικρότερη των 0.3 m σε όλες τις περιπτώσεις.

3.2.3 Σύγκριση του αναλυτικού προσομοιώματος

Στην παρούσα Ενότητα, το προτεινόμενο αναλυτικό προσομοίωμα συγκρίνεται με το αναλυτικό προσομοίωμα των Yuan et al. (2015). Η διαφορά μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων έγκειται στην προσομοίωση της πλευρικής εδαφικής αντίστασης, όπου στο προτεινόμενο αναλυτικό προσομοίωμα θεωρείται τρι-γραμμική, ενώ τους Yuan et al. (2015) δι-γραμμική. Επιπρόσθετα, η ακρίβεια και η αξιοπιστία του προτεινόμενου αναλυτικού προσομοιώματος διερευνάται μέσω της σύγκρισής του με αντίστοιχο αριθμητικό προσομοίωμα, το οποίο αναπτύχθηκε στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (Simulia, 2014). Η σύγκριση των προσομοιωμάτων γίνεται με βάση τα

χαρακτηριστικά του αγωγού TAP, που αναφέρθηκαν στην προηγούμενη Ενότητα. Επιλέχθηκε η περίπτωση πλήρως αστράγγιστης εδαφικής απόκρισης για τα κάτω όρια των εδαφικών χαρακτηριστικών του Πίνακα 3.1. Το πλάτος, L_{sw} , και η δύναμη κατολίσθησης, q , που χρησιμοποιήθηκαν για τη σύγκριση των προσομοιωμάτων παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.2. Στον ίδιο πίνακα δίνονται και οι δυνάμεις της εδαφικής αντίστασης με τις αντίστοιχες σχετικές μετακινήσεις, που υπολογίστηκαν με βάση τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a). Σημειώνεται, ότι στο δι-γραμμικό προσομοίωμα δεν ασκείται στον αγωγό η μέγιστη πλευρική εδαφική αντίσταση, p_{brk} , ενώ η υπολειπόμενη πλευρική εδαφική αντίσταση, p_{res} , εμφανίζεται για σχετική πλευρική μετατόπιση, $y_u = y_{brk}$.

Πίνακας 3.2. Τιμές παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν για τη σύγκριση.

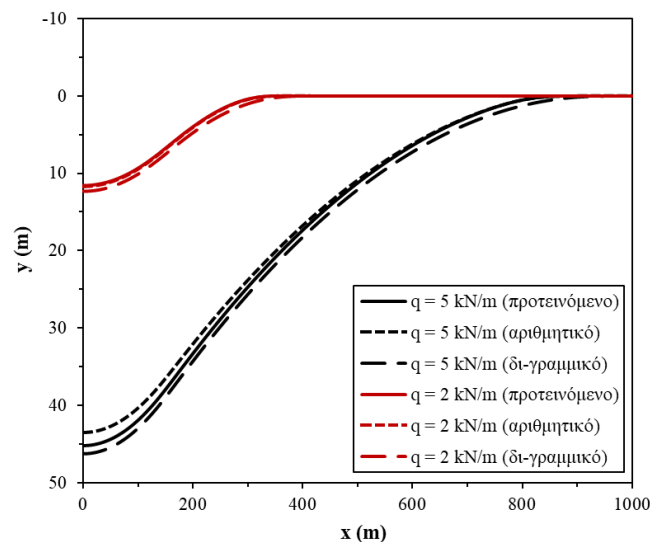
q (kN/m)	L_{sw} (m)	p_{brk} (kN/m)	y_u/y_{brk} (mm)	p_{res} (kN/m)	y_{res} (mm)	f_0 (kN/m)
2 & 5	300	1.7	93	0.8	1427	0.75

Όσον αφορά στο αριθμητικό προσομοίωμα, προσομοιώθηκε ο μισός αγωγός σε διοδιάστατες συνθήκες, αντίστοιχα με το αναλυτικό προσομοίωμα του Σχήματος 3.3. Στο άκρο του προσομοιώματος που αντιστοιχεί στο μέσο του πλάτους κατολίσθησης χρησιμοποιήθηκε συνοριακή συνθήκη πακτο-κύλισης, με περιορισμό στρωφών, μετακίνησης στη διεύθυνση X και ελεύθερη μετακίνηση στη διεύθυνση Y . Η δύναμη κατολίσθησης θεωρήθηκε ομοιόμορφη κατά μήκος του πλάτους κατολίσθησης, αντίστοιχα με το αναλυτικό προσομοίωμα. Έπειτα από σχετική διερεύνηση, το συνολικό μήκος του αγωγού επιλέχθηκε ίσο με 12 km, ώστε οι συνοριακές συνθήκες να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα, ενώ χρησιμοποιήθηκαν πεπερασμένα στοιχεία μήκους $d_{FE} = 0.5$ m, για την εξασφάλιση μέγιστης ακρίβειας με ελάχιστο υπολογιστικό κόστος. Η πλευρική εδαφική αντίσταση του αγωγού λήφθηκε υπόψη βάσει του τρι-γραμμικού προσομοιώματος, ενώ η αξονική θεωρήθηκε ότι λαμβάνει μία σταθερή τιμή για πολύ μικρή σχετική μετατόπιση.

Για την προσομοίωση του αγωγού χρησιμοποιήθηκαν διοδιάστατα γραμμικά στοιχεία τύπου αγωγού (PIPE21), ενώ για την προσομοίωση της αξονικής και πλευρικής εδαφικής αντίστασης χρησιμοποιήθηκαν στοιχεία αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού (PSI24). Τα στοιχεία αυτά είναι τετρακομβικά, με τους δύο κόμβους να αντιστοιχούν στον αγωγό και τους άλλους δύο στο έδαφος, οι οποίοι θεωρήθηκαν αρθρωμένοι στην παρούσα μελέτη. Η κατεύθυνση της αξονικής και πλευρικής εδαφικής αντίστασης προσαρμόζεται

ανάλογα με την μετατόπιση του αγωγού. Για την προσομοίωση λήφθηκε υπόψη η επιρροή των πλαστικών παραμορφώσεων και της γεωμετρικής μη γραμμικότητας με υπολογιστικά αποτελεσματικό τρόπο.

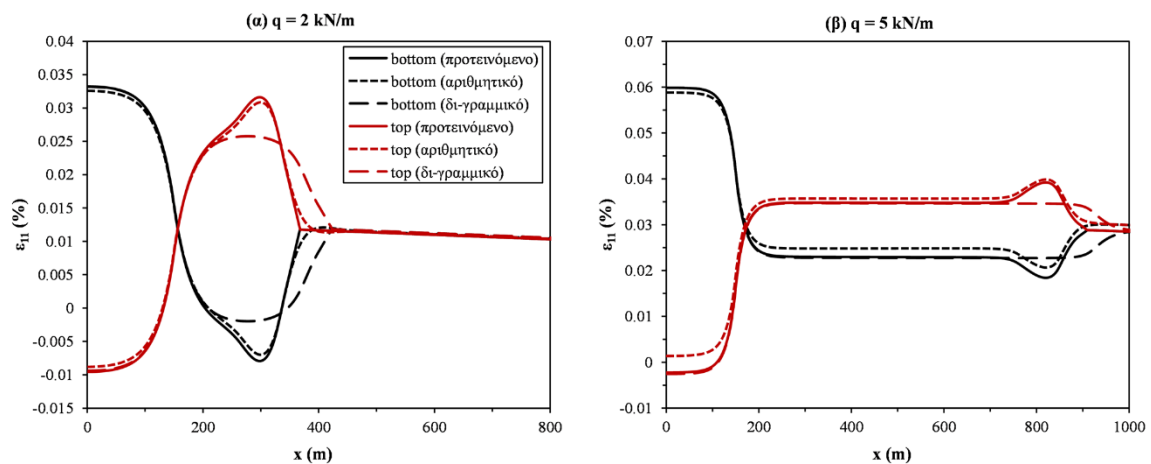
Στο Σχήμα 3.9 παρουσιάζονται οι πλευρικές μετατοπίσεις, y , που προέκυψαν από το προτεινόμενο τρι-γραμμικό προσομοίωμα, το δι-γραμμικό προσομοίωμα και το αριθμητικό προσομοίωμα για δυνάμεις κατολίσθησης 2 και 5 kN/m και πλάτος κατολίσθησης 300 m. Σε γενικές γραμμές, τα αποτελέσματα του προτεινόμενου προσομοιώματος είναι πιο κοντά στα αποτελέσματα του αριθμητικού προσομοιώματος, σε σχέση με το δι-γραμμικό προσομοίωμα. Ειδικά για μικρή δύναμη κατολίσθησης, $q = 2$ kN/m, το αριθμητικό προσομοίωμα και το προτεινόμενο ταυτίζονται. Οι πλευρική μετατόπιση του δι-γραμμικού προσομοιώματος παρουσιάζει μεγαλύτερες τιμές λόγω της μικρότερης πλευρικής εδαφικής αντίστασης που ασκείται στον αγωγό σε σχέση με το τρι-γραμμικό προσομοίωμα. Οι μέγιστες διαφορές εμφανίζονται στο μέσο της κατολίσθησης ($x = 0$ m) για δύναμη κατολίσθησης $q = 5$ kN/m, όπου το αριθμητικό προσομοίωμα παρουσιάζει μετατόπιση 43.5 m, το προτεινόμενο 45.2 m (διαφορά 3.9%), και το δι-γραμμικό 46.3 m (διαφορά 6.3%).



Σχήμα 3.9. Σύγκριση πλευρικών μετατοπίσεων αγωγού.

Όσον αφορά στις αξονικές παραμορφώσεις, ε_{11} , η ταύτιση μεταξύ του αριθμητικού και του προτεινόμενου προσομοιώματος είναι ικανοποιητική, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.10. Από την άλλη, το δι-γραμμικό προσομοίωμα παρουσιάζει διαφοροποιήσεις, ειδικά προς την περιοχή του αγωγού που οι πλευρικές μετατοπίσεις είναι μικρές. Τα τοπικά μέγιστα

και ελάχιστα που εμφανίζονται στην περιοχή αυτή για τα ανάντη (top) και κατάντη (bottom) σημεία της διατομής, αντίστοιχα, δεν εμφανίζονται στο δι-γραμμικό προσομοίωμα λόγω της παράλειψης της μέγιστης πλευρικής εδαφικής αντίστασης, p_{brk} , στο εν λόγω προσομοίωμα. Το φαινόμενο είναι πιο έντονο για μικρή δύναμη κατολίσθησης (Σχήμα 3.10α), όπου το δι-γραμμικό προσομοίωμα υποεκτιμά τη θλιπτική παραμόρφωση που εμφανίζεται στην κατάντη θέση της διατομής για $x \approx 300$ m. Πιο συγκεκριμένα, το δι-γραμμικό προσομοίωμα παρουσιάζει θλιπτική παραμόρφωση 0.002%, ενώ τόσο το αριθμητικό όσο και το προτεινόμενο παρουσιάζουν θλιπτική παραμόρφωση 0.008%. Τέλος, η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης -όπου οι παραμορφώσεις των ανάντη και κατάντη θέσεων ταυτίζονται- είναι μεγαλύτερη για το δι-γραμμικό προσομοίωμα, λόγω της μεγαλύτερης απόστασης που απαιτείται για την εξάλειψη της πλευρικής μετατόπισης του αγωγού.



Σχήμα 3.10. Σύγκριση αξονικών παραμορφώσεων για δύναμη κατολίσθησης: (α) 2 kN/m και (β) 5 kN/m.

Σχετικά με την εφαρμοσιμότητα των αναλυτικών προσομοιωμάτων, όπως αυτή ορίζεται από την Εξίσωση (3.16), η υπεροχή του προτεινόμενου προσομοιώματος είναι προφανής. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο παράγοντας k_1 , που υπολογίζεται από την Εξίσωση (3.5), αυξάνεται για την περίπτωση τρι-γραμμικής εδαφικής αντίστασης, καθώς η τιμή του p_{brk} είναι μεγαλύτερη από την p_{res} . Συγκεκριμένα, το δι-γραμμικό προσομοίωμα αδυνατούσε να επιλύσει το πρόβλημα για δύναμη κατολίσθησης $q = 8$ kN/m και πλάτος κατολίσθησης $L_{sw} = 300$ m. Αντίθετα, το προτεινόμενο τρι-γραμμικό προσομοίωμα μπορούσε να επιλύσει το πρόβλημα για αρκετά μεγαλύτερες τιμές δύναμης κατολίσθησης (π.χ., $q = 12$ kN/m).

Τέλος, αξίζει να αναφερθεί ότι το προτεινόμενο τρι-γραμμικό προσομοίωμα έχει αυξημένο υπολογιστικό κόστος σε σχέση με το δι-γραμμικό. Παρ' όλα αυτά, το υπολογιστικό κόστος και στα δύο προσομοιώματα είναι μικρό, κάτι που είναι θετικό για την εφαρμογή τους στην πράξη. Η διαφορά του υπολογιστικού χρόνου μεταξύ των δύο προσεγγίσεων είναι της τάξης των μερικών λεπτών, χρησιμοποιώντας το λογισμικό MATLAB και σταθερό υπολογιστή με τυπικές δυνατότητες για προσωπική χρήση.

3.2.4 Παραμετρική διερεύνηση

Το προτεινόμενο αναλυτικό προσομοίωμα χρησιμοποιείται για τη διεξαγωγή μίας εκτενούς παραμετρικής διερεύνησης για διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες και περιπτώσεις φόρτισης. Οι αναπτυσσόμενες τάσεις Von Misses συγκρίνονται με την τάση διαρροής του υλικού ($\sigma_y = 448 \text{ MPa}$), ώστε να εξασφαλιστεί ότι το προσομοίωμα είναι εντός του πεδίου εφαρμογής του, δηλαδή την ελαστική παραμόρφωση αγωγού. Το συνολικό μήκος του αγωγού, L_{tot} , που επηρεάζεται καταπονείται κινηματικά από την κατολίσθηση (Σχήμα 3.3) μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$L_{tot} = 2x_{eff} = 2(x_{end} + T/f_0) \quad (3.28)$$

όπου T η αξονική δύναμη στο σημείο P_4 και f_0 η αξονική εδαφική αντίσταση στο τμήμα 5 του αγωγού.

3.2.4.1 Επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού υπολογίζεται με βάση τις προτεινόμενες εξισώσεις από τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a), σύμφωνα με τα χαρακτηριστικά του εδάφους. Για τη μελέτη επιλέχθηκαν οι περιπτώσεις αστράγγιστων και στραγγιζόμενων συνθηκών. Στην περίπτωση αστράγγιστων συνθηκών, καθοριστική παράμετρος είναι η αστράγγιστη διατμητική αντοχή (s_u), ενώ για στραγγιζόμενες συνθήκες η γωνία εσωτερικής τριβής (ϕ). Το ειδικό βάρος του εδάφους (γ) αποτελεί καθοριστική παράμετρο σε κάθε περίπτωση. Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι εδαφικές ιδιότητες δίνονται για εύρος (άνω-κάτω) τιμών (Πίνακας 3.1), προκύπτουν τέσσερις διαφορετικοί συνδυασμοί τιμών για τον υπολογισμό της πλευρικής εδαφικής αντίστασης και των αντίστοιχων μετατοπίσεων. Η αξονική εδαφική αντίσταση στο προσομοίωμα θεωρείται ότι λαμβάνει μία σταθερή τιμή, επομένως υπολογίστηκε μόνο η υπολειπόμενη τιμή από τον κανονισμό. Το πλάτος και η δύναμη κατολίσθησης είναι ίσα με $L_{sw} = 300 \text{ m}$ και $q = 5 \text{ kN/m}$, αντίστοιχα, σε κάθε περίπτωση.

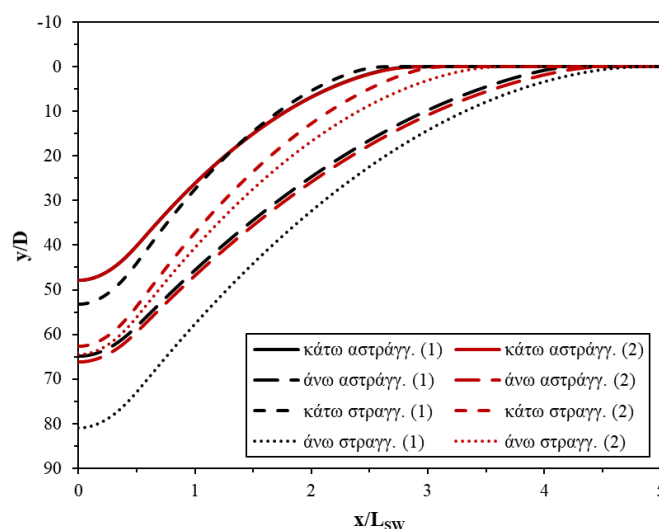
Οι δυνάμεις εδαφικής αντίστασης και οι σχετικές μετατοπίσεις παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.3. Όπως φαίνεται στον πίνακα, σε ορισμένες περιπτώσεις πλευρικής εδαφικής αντίστασης δίνονται δύο τιμές. Αυτό συμβαίνει επειδή ο κανονισμός DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) προτείνει δύο μεθοδολογίες για τον υπολογισμό τους. Παρατηρείται ότι για μικρές τιμές -στο κάτω όριο- των εδαφικών ιδιοτήτων οι διαφορετικές μεθοδολογίες δίνουν τιμές δυνάμεων με μικρές -έως μηδενικές- αποκλίσεις. Από την άλλη, για μεγάλες τιμές -στο άνω όριο- των εδαφικών ιδιοτήτων οι διαφορετικές μεθοδολογίες δίνουν τιμές δυνάμεων με αρκετά μεγάλες αποκλίσεις. Το παραπάνω φανερώνει τις μεγάλες αβεβαιότητες που υπάρχουν ακόμα στην εκτίμηση της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού. Για τον υπολογισμό των τιμών του Πίνακα 3.3, αρχικά υπολογίστηκε η επίχωση του αγωγού στον πυθμένα. Σύμφωνα με τον ίδιο κανονισμό, το βάθος επίχωσης του αγωγού, για εδαφικά χαρακτηριστικά στο κάτω και άνω όριο, είναι $z_e = 30$ και 5 cm για αστράγγιστες συνθήκες και $z_e = 14$ και 3 cm για στραγγιζόμενες συνθήκες, αντίστοιχα.

Πίνακας 3.3. Δυνάμεις εδαφικής αντίστασης και αντίστοιχες μετατοπίσεις.

			Αστράγγιστη			Στραγγιζόμενη		
			Δύναμη (kN/m)		Μετ.	Δύναμη (kN/m)		Μετ.
			(1)	(2)	(mm)	(1)	(2)	(mm)
Κάτω όριο	Πλευρική	μεγ.	1.7	1.6	93	2.5	2.5	54
		υπολ.	0.8		1427	0.85	0.7	1427
	Αξονική		0.75		-	0.35		-
Άνω όριο	Πλευρική	μεγ.	2	1.3	31	0.7	1.2	28
		υπολ.	0.5		1427	0.5	0.65	1427
	Αξονική		1.1		-	0.45		-

Σε γενικές γραμμές, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.11, για τιμές εδαφικών ιδιοτήτων σύμφωνα με το άνω όριο παρατηρείται μεγαλύτερη κανονικοποιημένη πλευρική μετατόπιση του αγωγού, y/D , και μεγαλύτερο τμήμα του αγωγού μετακινείται πλευρικά. Το παραπάνω μπορεί να αποδοθεί στις μικρότερες τιμές πλευρικής εδαφικής αντίστασης, οι οποίες με τη σειρά τους οφείλονται στο μικρότερο βάθος επίχωσης. Το εύρος της εκτιμώμενης μέγιστης πλευρικής μετατόπισης του αγωγού είναι 31.3 m. Συγκεκριμένα, η μικρότερη τιμή ($y = 45.2$ m) προκύπτει για τη μεθοδολογία 1 σε αστράγγιστες συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο κάτω όριο, ενώ η μεγαλύτερη ($y = 76.5$ m) για τη μεθοδολογία 1 σε στραγγιζόμενες συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο άνω όριο.

Η επιρροή της μέγιστης πλευρικής εδαφικής αντίστασης, p_{brk} , μπορεί να παρατηρηθεί από την απόκλιση των προσομοιωμάτων για αστράγγιστες συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο άνω όριο. Η απόκλιση της δύναμης κατά 0.7 kN/m οδηγεί σε απόκλιση της πλευρικής μετατόπισης κατά 1.1 m . Από την άλλη, η επιρροή της υπολειπόμενης πλευρικής εδαφικής αντίστασης, p_{res} , μπορεί να παρατηρηθεί από την απόκλιση των προσομοιωμάτων για στραγγιζόμενες συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο κάτω όριο. Μία μικρή απόκλιση στην δύναμη της τάξης των 0.15 kN/m οδηγεί σε απόκλιση της πλευρικής μετατόπισης κατά 8.9 m . Τέλος, η επιρροή της αξονικής εδαφικής αντίστασης, f , μπορεί να παρατηρηθεί από την απόκλιση των προσομοιωμάτων στις περιπτώσεις εδαφικών ιδιοτήτων στο κάτω όριο, αστράγγιστες συνθήκες (μεθοδολογία 1) και στραγγιζόμενες συνθήκες (μεθοδολογία 1). Το γεγονός ότι το δεύτερο προσομοίωμα έχει μεγαλύτερη πλευρική εδαφική αντίσταση αλλά μικρότερη αξονική, οδηγεί σε μικρότερες μετατοπίσεις του αγωγού εκτός κατολίσθησης ($x/L_{sw} \approx 2$) αλλά μεγαλύτερες εντός κατολίσθησης ($x/L_{sw} \approx 0$).



Σχήμα 3.11. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες.

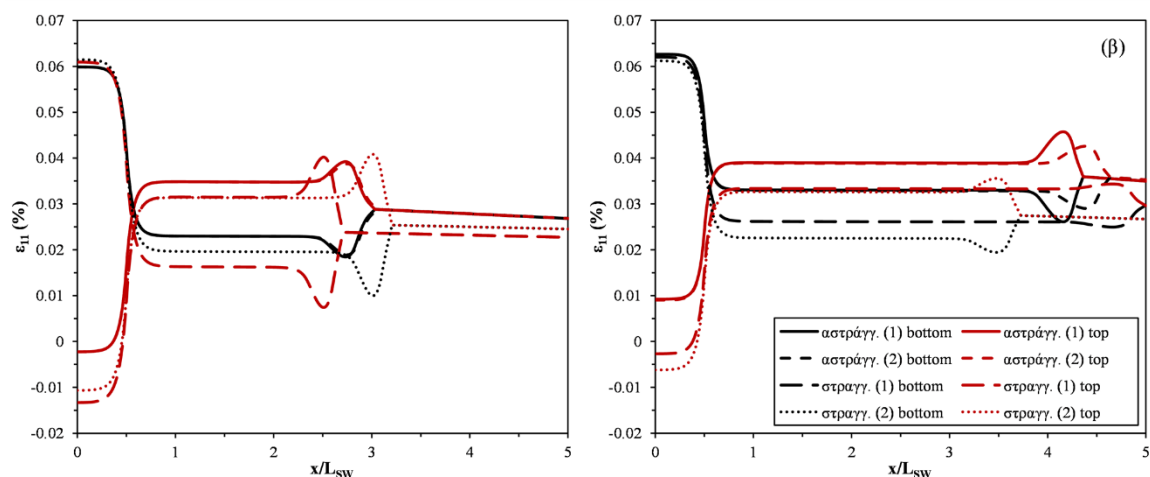
Τα κανονικοποιημένα χαρακτηριστικά μήκη για την πλευρική μετατόπιση του αγωγού παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.4. Η επιρροή των συνθηκών στράγγισης και των εδαφικών ιδιοτήτων έχει ως αποτέλεσμα απόκλιση ίση με 686 m στο μήκος στο αγωγού που μετακινείται πλευρικά (x_{end}). Συγκεκριμένα, για στραγγιζόμενες συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο κάτω όριο (μεθοδολογία 1) προκύπτει $x_{end} = 797.6 \text{ m}$, ενώ για αστράγγιστες συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο άνω όριο (μεθοδολογία 1) προκύπτει $x_{end} = 1483.6 \text{ m}$. Η εμφάνιση της υπολειπόμενης πλευρικής εδαφικής αντίστασης γίνεται

σε μία απόσταση $x_{res} = 698.3 \text{ m}$ έως 1289.5 m , ενώ της μέγιστης πλευρικής εδαφικής αντίστασης για $x_{brk} = 777.1 \text{ m}$ έως 1445.2 m . Η επιρροή της τρι-γραμμικής πλευρικής εδαφικής αντίστασης είναι ανάλογη του μήκους του αγωγού που η πλευρική αντίσταση μεταβάλλεται, δηλαδή της διαφοράς $x_{end} - x_{res}$. Το εν λόγω μήκος έχει τιμές ίσες με $0.33 \cdot L_{SW}$ έως $0.65 \cdot L_{SW}$. Το μήκος του αγωγού που καταπονείται κινηματικά από την κατολίωση, L_{tot} , κυμαίνεται από 17.1 km έως 34.1 km . Η αξονική εδαφική αντίσταση φαίνεται να παίζει καθοριστικό ρόλο στο παραπάνω μήκος.

Πίνακας 3.4. Χαρακτηριστικά μήκη για διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες.

χαρακτηριστικό μήκος	κάτω αστράγγ.		άνω αστράγγ.		κάτω στραγγ.		άνω στραγγ.	
	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)	(1)	(2)
x_{res}/L_{SW}	2.51	2.52	3.88	4.05	2.33	2.82	4.30	3.20
x_{brk}/L_{SW}	2.82	2.84	4.24	4.49	2.59	3.09	4.82	3.60
x_{end}/L_{SW}	2.98	3.01	4.32	4.59	2.66	3.16	4.95	3.68
$(x_{end}-x_{res})/L_{SW}$	0.47	0.49	0.44	0.54	0.33	0.34	0.65	0.48
L_{tot}/L_{SW}	62.76	62.80	56.90	57.29	105.84	113.57	107.27	97.66

Στο Σχήμα 3.12 απεικονίζονται οι αξονικές παραμορφώσεις του αγωγού κατάντη (bottom) και ανάντη (top) της κατολίωσης (Σχήμα 3.7) για εδαφικές ιδιότητες στο κάτω και το άνω όριο. Γενικά, οι παραμορφώσεις του αγωγού κατάντη της κατολίωσης παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές για $x/L_{SW} = 0$, δηλαδή στη μέση της κατολίωσης. Στο άκρο της κατολίωσης ($x/L_{SW} = 0.5$), οι παραμορφώσεις του αγωγού ανάντη της κατολίωσης παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές. Τέλος, για μηδενικές πλευρικές μετατοπίσεις του αγωγού, οι παραμορφώσεις ανάντη και κατάντη της κατολίωσης, αρχικά, παρουσιάζουν τοπικά μέγιστα και ελάχιστα και, κατόπιν, γίνονται ίσες. Γενικά, μεγαλύτερη μετατόπιση του αγωγού οδηγεί σε μεγαλύτερες αξονικές παραμορφώσεις. Θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται σχεδόν σε κάθε περίπτωση στο μέσο της κατολίωσης και στη διατομή προς τα ανάντη (top). Η μέγιστη τάση Von Mises που παρατηρείται είναι 131.5 MPa , αρκετά μικρότερη από το όριο διαρροής, ενώ η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση 0.013% , πολύ μικρότερη από την κρίσιμη παραμόρφωση για εμφάνιση τοπικού λυγισμού, οποία κυμαίνεται από 0.5% με 2% σύμφωνα με σχετικούς κανονισμούς (ALA, 2001; DNV GL, 2017c; CEN, 2006).

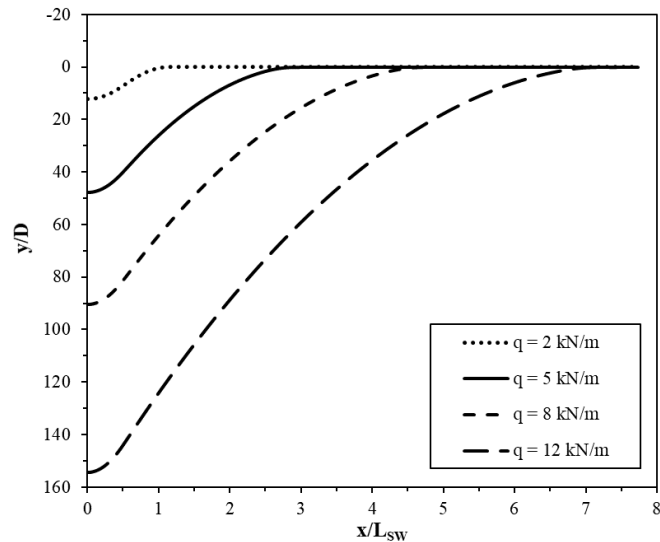


Σχήμα 3.12. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές εδαφικές ιδιότητες σύμφωνα με το (α) κάτω και (β) άνω όριο.

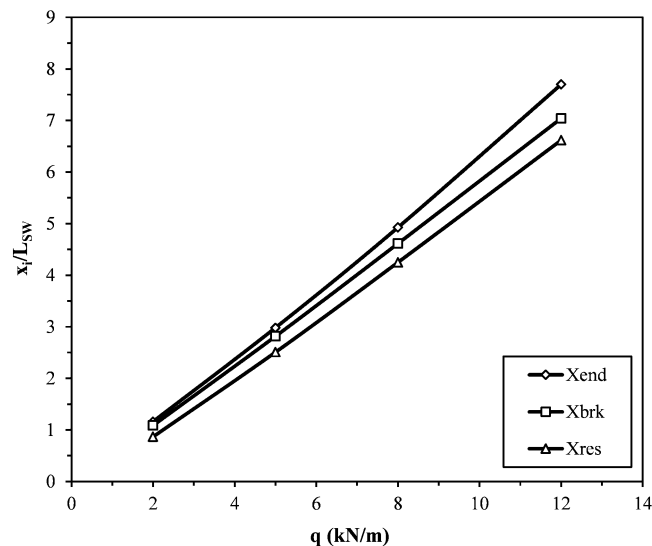
3.2.4.2 Επιρροή της δύναμης κατολίσθησης

Για τη μελέτη της επιρροής της δύναμης κατολίσθησης επιλέχθηκε ένα ρεαλιστικό εύρος δυνάμεων σύμφωνα με την μεθοδολογία των Zakeri et al. (2008) για λασπορροή: $q = 0.5\rho C_D v_d D$, όπου ρ η πυκνότητα του υγρού, C_D συντελεστής, v_d η ταχύτητα της λασπορροής και D η εξωτερική διάμετρος του αγωγού. Η αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού υπολογίστηκε με βάση τη μεθοδολογία 1 για αστράγγιστες εδαφικές συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο κάτω όριο. Ως μέγιστη τιμή της ταχύτητας της λασπορροής επιλέχθηκαν τα $v_d = 4$ m/s λόγω των μικρών κλίσεων της περιοχής. Για τη διερεύνηση επιλέχθηκαν τέσσερις διαφορετικές τιμές δύναμης κατολίσθησης: $q = 2, 5, 8$ και 12 kN/m. Το πλάτος της κατολίσθησης επιλέχθηκε ίσο με $L_{SW} = 300$ m σε όλες τις περιπτώσεις. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.13, μεγαλύτερη δύναμη κατολίσθησης δίνει μεγαλύτερες κανονικοποιημένες πλευρικές μετακινήσεις του αγωγού, y/D . Η μέγιστη πλευρική μετατόπιση του αγωγού προέκυψε ίση με 11.6, 45.2, 85.4 και 145.8 m για δύναμη κατολίσθησης $q = 2, 5, 8$ και 12 kN/m, αντίστοιχα.

Στο Σχήμα 3.14 παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά μήκη για τις διαφορετικές τιμές της δύναμης κατολίσθησης. Όπως αναμενόταν, για μεγαλύτερη δύναμη κατολίσθησης, μεγαλύτερο τμήμα του αγωγού μετακινείται πλευρικά (x_{end}). Η επιρροή της τρι-γραμμικής πλευρικής εδαφικής αντίστασης είναι ανάλογη της διαφοράς $x_{end} - x_{res.}$. Για τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, το μήκος αυτό αυξάνεται από 88.2 m, για $q = 2$ kN/m, σε 324.3 m για $q = 12$ kN/m.



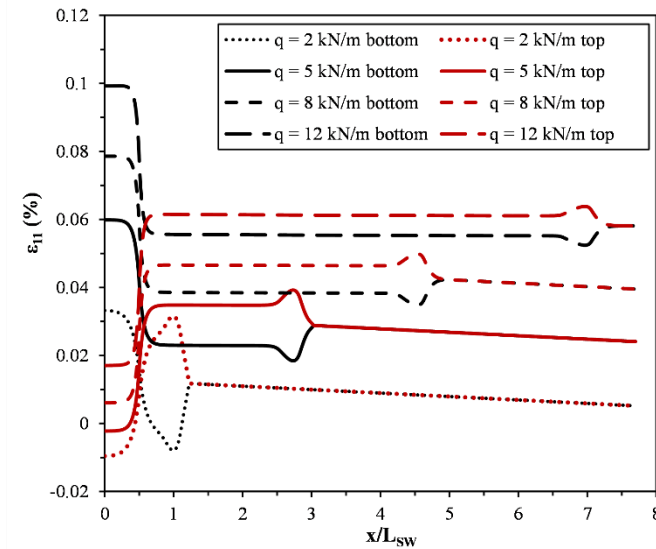
Σχήμα 3.13. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης.



Σχήμα 3.14. Χαρακτηριστικά μήκη για διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.15, η παραμόρφωση στην παρειά του αγωγού προς στα κατάντη (bottom) της κατολίσθησης παρουσιάζει μέγιστη τιμή στο μέσο της κατολίσθησης ($x/L_{SW} = 0$) και ελάχιστη τιμή μετά την κατολίσθηση ($x/L_{SW} > 0.5$), αντίστροφα με τις παραμορφώσεις στην παρειά προς τα ανάντη (top) της κατολίσθησης. Οι παραμορφώσεις των δύο παρειών του αγωγού ταυτίζονται σε απόσταση ανάλογη της δύναμης κατολίσθησης. Για τις δύο μεγαλύτερες δυνάμεις ($q = 8$ και 12 kN/m) παρατηρούνται αποκλειστικά εφελκυστικές παραμορφώσεις, ενώ για τις δύο μικρότερες εμφανίζονται και μικρές θλιπτικές παραμορφώσεις. Συγκεκριμένα, για $q = 5$ kN/m, εμφανίζονται θλιπτικές παραμορφώσεις στο μέσο της κατολίσθησης ($x/L_{SW} = 0$), ενώ για $q = 2$ kN/m εμφανίζονται

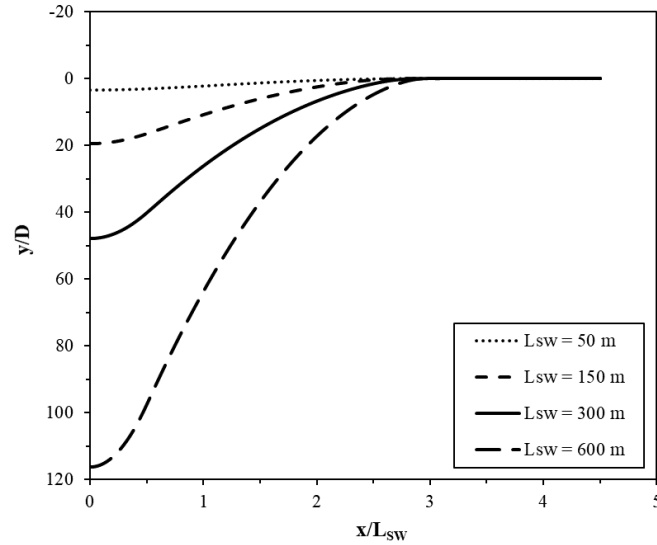
τόσο στο μέσο, όσο και σε μία απόσταση περίπου 300 m ($x/L_{SW} = 1$). Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση είναι ίση με 0.0096%, πολύ μικρότερη από τα όρια για τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Misses που καταγράφεται είναι ίση με 208.3 MPa, πολύ μικρότερη από το όριο διαρροής του υλικού. Το μήκος του αγωγού που καταπονείται κινηματικά είναι $L_{tot} = 7.7$ με 39 km, για δύναμη κατολίσθησης 2 με 12 kN/m, αντίστοιχα.



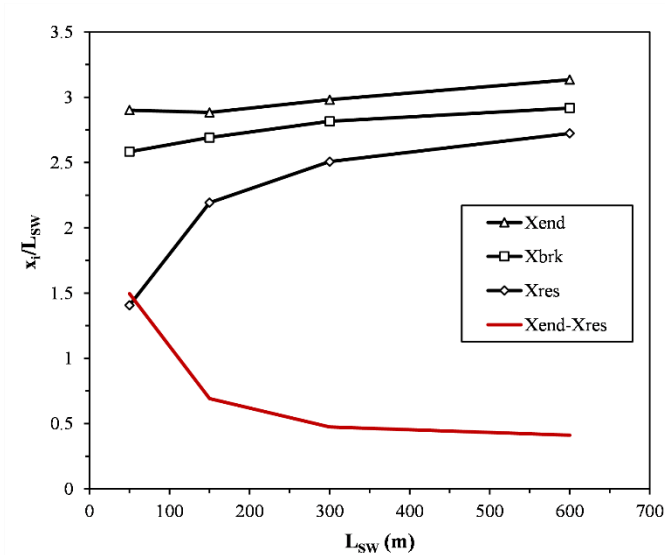
Σχήμα 3.15. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης

3.2.4.3 Επιρροή του πλάτους κατολίσθησης

Σύμφωνα με τους M. J. O'Rourke and Liu (2012), τα πλάτη των υποθαλάσσιων κατολισθήσεων μπορούν να φτάσουν τα αρκετές εκατοντάδες μέτρα. Για τη μελέτη επιλέχθηκαν τέσσερα διαφορετικά πλάτη: $L_{SW} = 50, 150, 300$ και 600 m. Η δύναμη κατολίσθησης για κάθε περίπτωση είναι ίση με $q = 5$ kN/m και η αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού υπολογίστηκε με βάση τη μεθοδολογία 1 για αστράγγιστες εδαφικές συνθήκες και εδαφικές ιδιότητες στο κάτω όριο. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.16, μεγαλύτερο πλάτος κατολίσθησης οδηγεί σε μεγαλύτερες κανονικοποιημένες πλευρικές μετακινήσεις του αγωγού, y/D . Η μέγιστη πλευρική μετατόπιση του αγωγού προέκυψε ίση με 3.3, 18.3, 45.2 και 109.9 m για πλάτος κατολίσθησης $L_{SW} = 50, 150, 300$ και 600 m, αντίστοιχα. Όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 3.16 και 3.17, το τμήμα του αγωγού που μετακινείται πλευρικά είναι σταθερό όταν κανονικοποιείται με το πλάτος της κατολίσθησης ($x_{end}/L_{SW} \approx 3$).



Σχήμα 3.16. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικά πλάτη κατολίωσης.

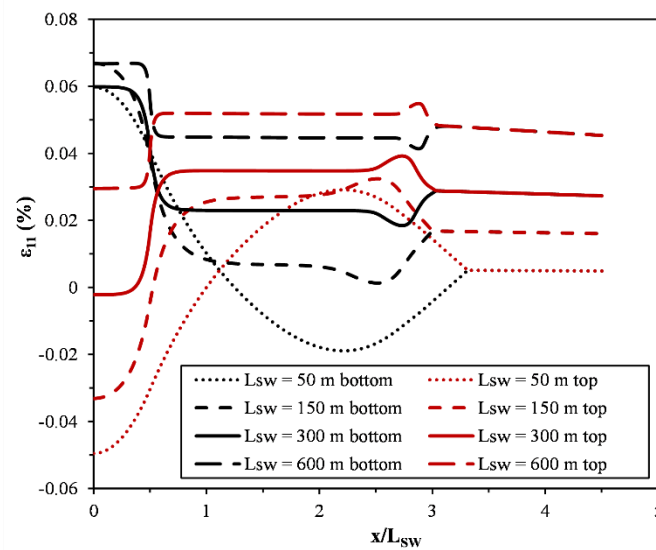


Σχήμα 3.17. Χαρακτηριστικά μήκη για διαφορετικά πλάτη κατολίωσης.

Αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.17, η κανονικοποιημένη απόσταση που εμφανίζεται η μέγιστη πλευρική δύναμη κατολίωσης παραμένει σταθερή με $x_{brk}/L_{SW} \approx 2.8$. Η επιρροή της τρι-γραμμικής πλευρικής εδαφικής αντίστασης είναι ανάλογη της διαφοράς $x_{end} - x_{res}$. Για μεγάλο πλάτος κατολίωσης η εν λόγω διαφορά σταθεροποιείται σε μία τιμή $(x_{end} - x_{res})/L_{SW} \approx 0.4$. Ωστόσο, για μικρότερα πλάτη η επιρροή του τρι-γραμμικού προσομοιώματος αυξάνεται. Συγκεκριμένα, για πλάτος $L_{SW} = 50$ m η διαφορά ισούται με $x_{end} - x_{res} = 75$ m ή $1.5 L_{SW}$.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.18, οι παραμορφώσεις στην ανάντη και την κατάντη παρειά του αγωγού είναι αντίστοιχες με των προηγούμενων Ενοτήτων. Ωστόσο, η

κανονικοποιημένη απόσταση από το μέσο του αγωγού όπου οι παραμορφώσεις των δύο παρειών του αγωγού ταυτίζονται παραμένει σταθερή $x/L_{SW} \approx 3$, αντίστοιχα με τη θέση όπου μηδενίζονται οι πλευρικές μετακινήσεις. Θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται εντός της κατολίσθησης σε όλες τις περιπτώσεις, εκτός του μέγιστου πλάτους $L_{SW} = 600$ m. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση, 0.05%, εμφανίζεται για το μικρότερο πλάτος κατολίσθησης ($L_{SW} = 50$ m), απέχοντας ωστόσο από τα επιτρεπόμενα όρια για τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Mises που καταγράφεται είναι ίση με 140 MPa, πολύ μικρότερη από το όριο διαρροής του υλικού. Το μήκος του αγωγού που καταπονείται κινηματικά είναι $L_{tot} = 3.3$ με 32.2 km, για πλάτη κατολίσθησης 50 με 600 m, αντίστοιχα.

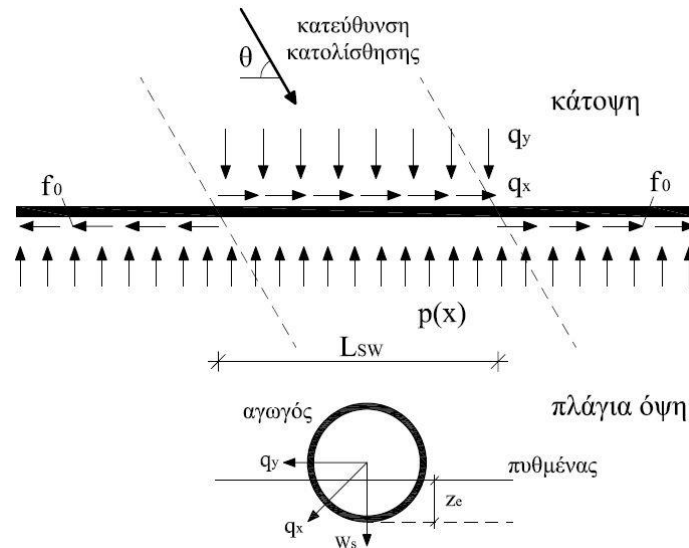


Σχήμα 3.18. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικά πλάτη κατολίσθησης.

3.3 Λοξή κινηματική καταπόνηση

Σύμφωνα με τη συνήθη πρακτική, η διάσχιση μιας περιοχής επιρρεπούς σε κατολίσθηση γίνεται συνήθως κάθετα ώστε να μειωθεί το μήκος του αγωγού που εκτίθεται σε κίνδυνο (M. J. O'Rourke & Liu, 2012). Ωστόσο, οι ασταθείς συνθήκες του θαλάσσιου πυθμένα, σε συνδυασμό με τη δυνατότητα εμφάνισης κατολισθήσεων ακόμα και για μικρές κλίσεις, δύνανται να οδηγήσουν στη μεταβολή της κατεύθυνσης μιας κατολίσθησης ή ακόμα και στην εμφάνιση απρόβλεπτων κατολισθήσεων. Στην παρούσα Ενότητα παρουσιάζεται ένα ημι-αναλυτικό προσομοίωμα για τη μελέτη της κινηματικής καταπόνησης υποθαλάσσιου αγωγού φυσικού αερίου υπό λοξή κατολίσθηση, δηλαδή για κατολίσθηση που διασταυρώνεται με τον αγωγό υπό γωνία $0^\circ < \theta < 90^\circ$, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.19. Η δύναμη κατολίσθησης διακρίνεται σε δύο συνισταμένες: μία αξονική, q_x , και μία

πλευρική, q_y . L_{sw} είναι το πλάτος της κατολίσθησης, p και f η πλευρική και αξονική εδαφική αντίσταση, αντίστοιχα, z_e το βάθος επιχώσης και w_s το βυθισμένο βάρος του αγωγού.



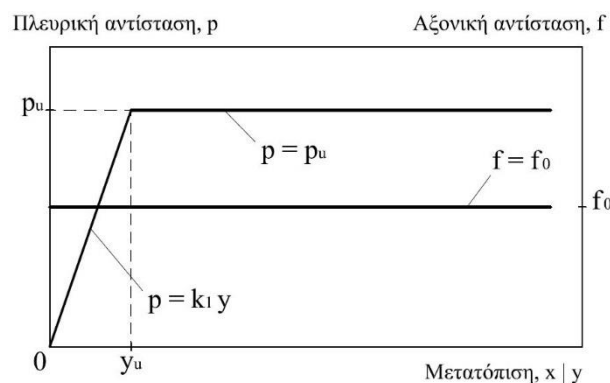
Σχήμα 3.19. Κάτοψη και πλάγια όψη εξεταζόμενου προβλήματος για αγωγό υπό λοξή κατολίσθηση.

Για τη διερεύνηση του φαινομένου ο αγωγός θεωρείται ότι είναι ευθύγραμμος, με μεγάλο μήκος και ότι είναι «ελεύθερος» εκατέρωθεν της κατολίσθησης, δηλαδή ότι δεν υπάρχουν αγκυρώσεις, φρεάτια ή καμπυλώσεις σε αρκετά μεγάλη απόσταση, ώστε να επιτρέπεται ελεύθερα η ανάπτυξη τάσεων και παραμορφώσεων λόγω της κατολίσθησης. Επιπλέον, τα χαρακτηριστικά του αγωγού, το βάθος του πυθμένα και οι εδαφικές ιδιότητες θεωρούνται ότι παραμένουν σταθερά κατά μήκος του εξεταζόμενου τμήματος. Οι παραπάνω συνθήκες δεν είναι ιδεατές, αλλά μπορούν να ανταποκρίνονται σε πραγματικές συνθήκες, όπως για παράδειγμα το βαθύτερο τμήμα του αγωγού ΤΑΡ στην Αδριατική Θάλασσα, που περιγράφεται στην Ενότητα 3.2.2. Λόγω της μικρής κλίσης του πυθμένα, το βάρος του αγωγού είναι κάθετο στην επιφάνεια και το πρόβλημα μπορεί να προσομοιωθεί σε επίπεδες συνθήκες. Τέλος, η δύναμη κατολίσθησης θεωρείται, συντηρητικά, ομοιόμορφη κατά μήκος του αγωγού, για τη διευκόλυνση της δημιουργίας του ημι-αναλυτικού προσομοιώματος.

3.3.1 Προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα

Στο Σχήμα 3.20 παρουσιάζονται οι εξιδανικεύσεις των εδαφικών αντιστάσεων που υιοθετήθηκαν στο προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα. Η αξονική εδαφική αντίσταση θεωρείται ότι λαμβάνει μία σταθερή τιμή, f_0 , αντίστοιχα με την περίπτωση

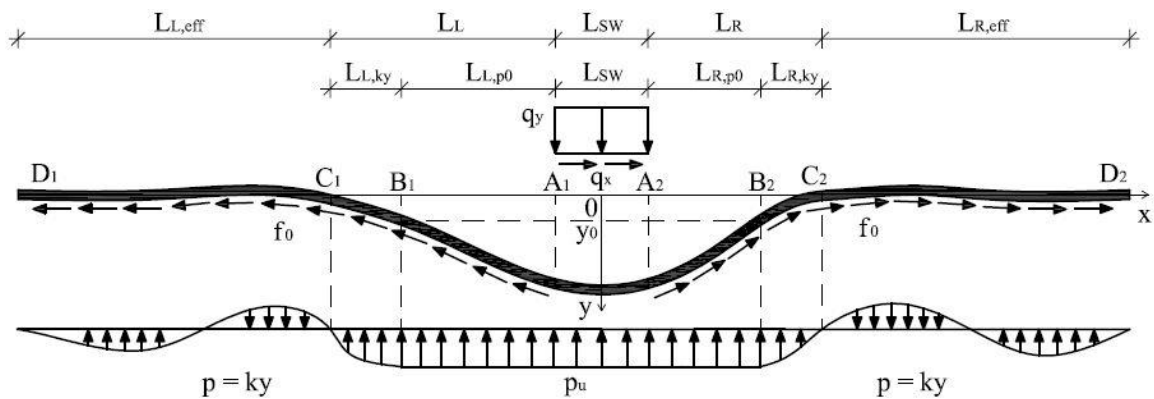
πλευρικής κατολίσθησης (Ενότητα 3.2). Από την άλλη, για την προσομοίωση της πλευρικής εδαφικής αντίστασης υιοθετείται ένα ελαστο-πλαστικό δι-γραμμικό προσομοίωμα με τη δύναμη να αυξάνει γραμμικά με κλίση k_1 έως τη μέγιστη τιμή, p_u , η οποία εμφανίζεται για σχετική μετατόπιση y_u . Σύμφωνα με τον κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) αλλά και τη μελέτη των Chatzidakis et al. (2019), το παραπάνω δι-γραμμικό προσομοίωμα υστερεί σε ακρίβεια όσον αφορά στην προσομοίωση της πραγματικής πλευρικής εδαφικής αντίστασης. Ωστόσο, η επιλογή του είναι απαραίτητη λόγω της πολυπλοκότητας του ημι-αναλυτικού προσομοιώματος.



Σχήμα 3.20. Πλευρική και αξονική εδαφική αντίσταση του προσομοιώματος

Στο Σχήμα 3.21 απεικονίζεται το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα που αναπτύχθηκε για τον υπολογισμό της απόκρισης του υποθαλάσσιου αγωγού υπό λοξή κατολίσθηση. Ο αγωγός χωρίζεται σε επτά τμήματα ανάλογα με τις συνθήκες φόρτισης. Το τμήμα A_1-A_2 αντιστοιχεί στο μήκος του αγωγού εντός της κατολίσθησης. Σε αυτό το τμήμα ασκούνται στον αγωγό οι δυνάμεις κατολίσθησης, q_x και q_y , και η μέγιστη πλευρική εδαφική αντίσταση, p_u . Η αξονική εδαφική αντίσταση αγνοείται καθώς θεωρείται ότι είναι πολύ μικρή σε σχέση με την αξονική δύναμη κατολίσθησης, q_x . Τα τμήματα A_1-B_1 και A_2-B_2 αντιστοιχούν στα μήκη του αγωγού $L_{L,p0}$ και $L_{R,p0}$, αντίστοιχα, όπου η πλευρική μετατόπιση είναι αρκετά μεγάλη ($y \geq y_u$), ώστε να ασκείται η μέγιστη εδαφική αντίσταση, p_u . Τα τμήματα B_1-C_1 και B_2-C_2 αντιστοιχούν στα μήκη του αγωγού $L_{L,ky}$ και $L_{R,ky}$, αντίστοιχα, όπου η πλευρική μετατόπιση είναι μικρή ($y < y_u$) και η πλευρική εδαφική αντίσταση είναι στην ελαστική περιοχή ($p = ky$). Το συνολικό μήκος μεταξύ των σημείων A_1 έως C_1 και A_2 έως C_2 ισούται με L_L και L_R , αντίστοιχα. Τα τμήματα C_1-D_1 και C_2-D_2 αντιστοιχούν στα ενεργά μήκη του αγωγού $L_{L,eff}$ and $L_{R,eff}$, αντίστοιχα, όπου η πλευρική μετατόπιση του αγωγού είναι πολύ μικρή. Η αξονική εδαφική αντίσταση

θεωρείται σταθερή, f_0 , εκατέρωθεν του τμήματος A_1-A_2 με την αξονική δύναμη, T , να μειώνεται γραμμικά έως τα σημεία D_1 και D_2 , όπου και μηδενίζεται.

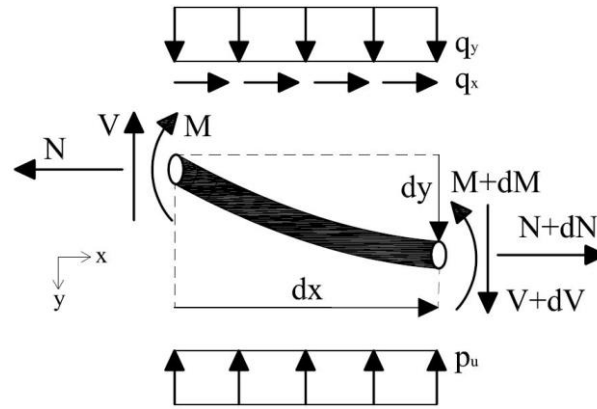


Σχήμα 3.21. Περιγραφή του αναλυτικού προσομοιώματος.

Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.21, η κατεύθυνση της αξονικής εδαφικής αντίστασης στα δεξιά της κατολίσθησης, f_0 , είναι ίδια με την κατεύθυνση της αξονικής δύναμης κατολίσθησης, q_x . Η παραδοχή αυτή υποδηλώνει ότι κατά μήκος του αγωγού κυριαρχούν οι εφελκυστικές αξονικές δυνάμεις λόγω της πλευρικής μετατόπισής του. Για μικρές γωνίες διασταύρωσης κατολίσθησης-αγωγού (π.χ., $\theta < 10^\circ$), θα είχαμε την εμφάνιση θλιπτικών αξονικών δυνάμεων και η αξονική εδαφική αντίσταση στα δεξιά της κατολίσθησης θα είχε την αντίθετη φορά. Σε αυτήν την περίπτωση το πρόβλημα θα έπρεπε να εξεταστεί έναντι λυγισμού, σύμφωνα με αντίστοιχα αριθμητικά και αναλυτικά προσομοιώματα (Chee et al., 2018; Karampour et al., 2013; Xu & Lin, 2017; Zeng & Duan, 2014). Ακόμα, τονίζεται ότι στο προτεινόμενο προσομοίωμα πρέπει να ληφθεί υπόψη όλος ο αγωγός, εν αντιθέσει με προσομοιώματα που εξετάζουν αποκλειστικά πλευρική καταπόνηση όπου προσομοιώνεται ο μισός αγωγός λόγω συμμετρίας (Chatzidakis et al., 2019; Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Xie, 2012; L. Zhang, Zhao, et al., 2016b). Η παρουσία της αξονικής δύναμης κατολίσθησης, q_x , δημιουργεί μη συμμετρικές συνθήκες στην εξεταζόμενη περίπτωση.

3.3.1.1 Ανάλυση τμήματος A_1-A_2

Σύμφωνα με την ελαστική θεωρία δοκού των Euler-Bernoulli για μεγάλες μετατοπίσεις και την στατική ισορροπία στο επίπεδο μπορούν να συνταχθούν οι διαφορικές εξισώσεις για το τμήμα A_1-A_2 . Στο Σχήμα 3.22 παρουσιάζεται ένα απειροστό τμήμα του αγωγού (μήκους dx), όπου M είναι η ροπή κάμψης, ενώ V και N η πλευρική και οριζόντια αξονική δύναμη, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.22. Ανάλυση δυνάμεων για το τμήμα A1-A2.

Από την οριζόντια και πλευρική ισορροπία δυνάμεων προκύπτουν οι παρακάτω εξισώσεις:

$$\frac{dN}{dx} = -q_x \quad (3.29)$$

$$\frac{dV}{dx} = p_0 - q_y \quad (3.30)$$

Από την ισορροπία ροπών στο μέσο του απειροστού τμήματος του αγωγού προκύπτει η εξίσωση:

$$V = \frac{dM}{dx} + N \frac{dy}{dx} \quad (3.31)$$

Η πρώτη παράγωγος της παραπάνω εξίσωσης είναι:

$$\frac{dV}{dx} = \frac{d^2M}{dx^2} + \frac{dN}{dx} \frac{dy}{dx} + N \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.32)$$

Ως γνωστόν, η ροπή κάμψης ισούται με:

$$M = -EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.33)$$

όπου E το μέτρο ελαστικότητας και I η ροπή αδράνειας της διατομής του αγωγού. Αντικαθιστώντας τις Εξισώσεις (3.29), (3.30) και (3.33) στην Εξίσωση (3.32) προκύπτει η διαφορική εξίσωση της πλευρικής μετατόπισης του αγωγού ως εξής:

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} - N \frac{d^2y}{dx^2} + q_x \frac{dy}{dx} = q_y - p_0 \quad (3.34)$$

Η παραπάνω εξίσωση μπορεί να τροποποιηθεί σε πιο πρακτική μορφή σύμφωνα με τη μεθοδολογία πεπερασμένων διαφορών (Randall, 2007). Το τμήμα του αγωγού μεταξύ των σημείων C1 και C2 διακριτοποιείται σε n-1 στοιχεία και n κόμβους. Το μήκος του κάθε

στοιχείου είναι ίσο με $h = (L_L + L_{SW} + L_R)/(n - 1)$. Σύμφωνα με την ανάδρομη έκφραση πεπερασμένων διαφορών πρώτης τάξης, οι Εξισώσεις (3.29) και (3.30) γίνονται:

$$N(x) = N(x - h) - hq_x \quad (3.35)$$

$$V(x) = V(x - h) + h(p_0 - q_y) \quad (3.36)$$

Τέλος, σύμφωνα με την κεντρώα έκφραση πεπερασμένων διαφορών δεύτερης τάξης, η Εξίσωση (3.34) γίνεται:

$$\begin{aligned} \frac{EI}{h^4}y(x - 2h) - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} + \frac{q_x}{2h}\right)y(x - h) + \left(\frac{6EI}{h^4} + \frac{2N(x)}{h^2}\right)y(x) - \\ - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} - \frac{q_x}{2h}\right)y(x + h) + \frac{EI}{h^4}y(x + 2h) = q_y - p_0 \end{aligned} \quad (3.37)$$

3.3.1.2 Ανάλυση τμημάτων A_1-B_1 και A_2-B_2

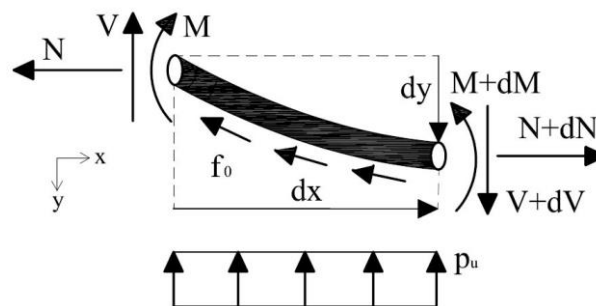
Στο Σχήμα 3.23 παρουσιάζεται ένα απειροστό τμήμα του αγωγού μεταξύ των σημείων A_1 και B_1 . Το τμήμα A_2-B_2 είναι το ίδιο εκτός από την αξονική εδαφική αντίσταση, η οποία έχει αντίθετη φορά. Από την οριζόντια ισορροπία δυνάμεων προκύπτουν οι παρακάτω εξισώσεις:

$$\frac{dN}{dx} = f_0 \quad (3.38)$$

$$\frac{dN}{dx} = -f_0 \quad (3.39)$$

όπου η Εξίσωση (3.38) αντιστοιχεί στο τμήμα A_1-B_1 και η Εξίσωση (3.39) στο τμήμα A_2-B_2 . Από την αξονική ισορροπία δυνάμεων προκύπτει η παρακάτω εξίσωση και για τα δύο τμήματα:

$$\frac{dV}{dx} = p_0 \quad (3.40)$$



Σχήμα 3.23. Ανάλυση δυνάμεων για το τμήμα A_1-B_1 .

Από την ισορροπία ροπών στο μέσο του απειροστού τμήματος του αγωγού, η εξίσωση που προκύπτει είναι ίδια με την Εξίσωση (3.31). Έτσι, η διαφορική εξίσωση της πλευρικής μετατόπισης του αγωγού για το τμήμα A₁-B₁ γίνεται:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - N \frac{d^2 y}{dx^2} - f_0 \frac{dy}{dx} = -p_0 \quad (3.41)$$

ενώ η διαφορική εξίσωση της πλευρικής μετατόπισης του αγωγού για το τμήμα A₂-B₂ γίνεται:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - N \frac{d^2 y}{dx^2} + f_0 \frac{dy}{dx} = -p_0 \quad (3.42)$$

Σύμφωνα με την ανάδρομη έκφραση πεπερασμένων διαφορών πρώτης τάξης, οι Εξισώσεις (3.38) και (3.39) της οριζόντιας δύναμης για τα τμήματα A₁-B₁ και A₂-B₂, αντίστοιχα, γίνονται:

$$N(x) = N(x - h) + hf_0 \quad (3.43)$$

$$N(x) = N(x - h) - hf_0 \quad (3.44)$$

Σύμφωνα με την ανάδρομη έκφραση πεπερασμένων διαφορών πρώτης τάξης, η Εξίσωση (3.40), για την πλευρική δύναμη γίνεται:

$$V(x) = V(x - h) + hp_0 \quad (3.45)$$

Τέλος, σύμφωνα με την κεντρώα έκφραση πεπερασμένων διαφορών δεύτερης τάξης, η διαφορική εξίσωση των πλευρικών μετακινήσεων στο τμήμα A₁-B₁, Εξίσωση (3.41), γίνεται:

$$\begin{aligned} \frac{EI}{h^4} y(x - 2h) - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} - \frac{f_0}{2h} \right) y(x - h) + \left(\frac{6EI}{h^4} + \frac{2N(x)}{h^2} \right) y(x) - \\ - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} + \frac{f_0}{2h} \right) y(x + h) + \frac{EI}{h^4} y(x + 2h) = -p_0 \end{aligned} \quad (3.46)$$

ενώ η διαφορική εξίσωση των πλευρικών μετακινήσεων στο τμήμα A₂-B₂, Εξίσωση (3.42), γίνεται:

$$\begin{aligned} \frac{EI}{h^4} y(x - 2h) - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} + \frac{f_0}{2h} \right) y(x - h) + \left(\frac{6EI}{h^4} + \frac{2N(x)}{h^2} \right) y(x) - \\ - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} - \frac{f_0}{2h} \right) y(x + h) + \frac{EI}{h^4} y(x + 2h) = -p_0 \end{aligned} \quad (3.47)$$

3.3.1.3 Ανάλυση τμημάτων B₁-C₁ και B₂-C₂

Η ανάλυση των δυνάμεων σε ένα απειροστό τμήμα του αγωγού μεταξύ των σημείων B₁ και C₁ δύνανται να απεικονιστεί στο Σχήμα 3.23, αντικαθιστώντας τη σταθερή πλευρική εδαφική αντίσταση, p_u , με την ελαστική τιμή $p = ky$. Οι διαφορικές εξισώσεις που προκύπτουν από την οριζόντια ισορροπία δυνάμεων για τα τμήματα B₁-C₁ και B₂-C₂ είναι ίδιες με τις Εξισώσεις (3.38) και (3.39), αντίστοιχα. Από την οριζόντια ισορροπία δυνάμεων προκύπτει η παρακάτω εξίσωση και για τα δύο τμήματα:

$$\frac{dV}{dx} = ky \quad (3.48)$$

Από την ισορροπία ροπών στο μέσο του απειροστού τμήματος του αγωγού, η εξίσωση που προκύπτει είναι ίδια με την Εξίσωση (3.31). Έτσι, η διαφορική εξίσωση της πλευρικής μετατόπισης του αγωγού για το τμήμα B₁-C₁ γίνεται:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - N \frac{d^2 y}{dx^2} - f_0 \frac{dy}{dx} + ky = 0 \quad (3.49)$$

ενώ η διαφορική εξίσωση της πλευρικής μετατόπισης του αγωγού για το τμήμα B₂-C₂ γίνεται:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - N \frac{d^2 y}{dx^2} + f_0 \frac{dy}{dx} + ky = 0 \quad (3.50)$$

Οι εξισώσεις πεπερασμένων διαφορών για την οριζόντια δύναμη, N, στα τμήματα B₁-C₁ και B₂-C₂ είναι ίδιες με τις Εξισώσεις (3.43) και (3.44), αντίστοιχα. Σύμφωνα με την ανάδρομη έκφραση πεπερασμένων διαφορών πρώτης τάξης, η Εξίσωση (3.48) για την πλευρική δύναμη γίνεται:

$$V(x) = V(x - h) + hky(x) \quad (3.51)$$

Τέλος, σύμφωνα με την κεντρώα έκφραση πεπερασμένων διαφορών δεύτερης τάξης, η διαφορική εξίσωση των πλευρικών μετακινήσεων στο τμήμα B₁-C₁, Εξίσωση (3.49), γίνεται:

$$\begin{aligned} \frac{EI}{h^4} y(x - 2h) - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} - \frac{f_0}{2h} \right) y(x - h) + \left(\frac{6EI}{h^4} + \frac{2N(x)}{h^2} + k \right) y(x) - \\ - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} + \frac{f_0}{2h} \right) y(x + h) + \frac{EI}{h^4} y(x + 2h) = 0 \end{aligned} \quad (3.52)$$

ενώ η διαφορική εξίσωση των πλευρικών μετακινήσεων στο τμήμα B₂-C₂, Εξίσωση (3.50), γίνεται:

Καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολίσθησης: αναλυτικά προσομοιώματα

$$\begin{aligned} & \frac{EI}{h^4} y(x-2h) - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} + \frac{f_0}{2h} \right) y(x-h) + \left(\frac{6EI}{h^4} + \frac{2N(x)}{h^2} + k \right) y(x) - \\ & - \left(\frac{4EI}{h^4} + \frac{N(x)}{h^2} - \frac{f_0}{2h} \right) y(x+h) + \frac{EI}{h^4} y(x+2h) = 0 \end{aligned} \quad (3.53)$$

3.3.1.4 Ανάλυση τμημάτων C₁-D₁ και C₂-D₂

Τα τμήματα C₁-D₁ και C₂-D₂ αναλύονται με βάση τη θεωρία δοκού επί ελαστικού εδάφους. Η διαφορική εξίσωση και για τα δύο τμήματα έχει ως εξής:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0 \quad (3.54)$$

όπου x η απόσταση από τα σημεία C₁ και C₂, αντίστοιχα. Η λύση της παραπάνω εξίσωσης είναι:

$$y_{L,R}(x) = e^{\lambda x} (c_1 \cos \lambda x + c_2 \sin \lambda x) + e^{-\lambda x} (c_3 \cos \lambda x + c_4 \sin \lambda x) \quad (3.55)$$

όπου y_L και y_R οι πλευρικές μετατοπίσεις στα τμήματα C₁-D₁ και C₂-D₂, αντίστοιχα, $\lambda = \sqrt[4]{k/4EI}$ και c₁ - c₄ άγνωστοι συντελεστές. Από τις συνοριακές συνθήκες: y(0) = 0 και $\lim_{x \rightarrow +\infty} y(x) = 0$ προκύπτει c₁ = c₂ = c₃ = 0. Σύμφωνα με την Εξίσωση (3.33) έχουμε: $M_{C1,2} = -EI y''(0)$, οπότε $c_4 = M_{C1,2}/2EI\lambda^2$. Έτσι, προκύπτουν οι παρακάτω εξισώσεις:

$$y_L(x) = \frac{M_{C1}}{2EI\lambda^2} e^{-\lambda x} \sin \lambda x \quad (3.56)$$

$$y_R(x) = \frac{M_{C2}}{2EI\lambda^2} e^{-\lambda x} \sin \lambda x \quad (3.57)$$

για το αριστερό και δεξιό τμήμα του αγωγού, αντίστοιχα.

3.3.1.5 Ανάλυση πλευρικής δύναμης

Είναι προφανές ότι η πλευρική δύναμη, V, γίνεται ίση με το μηδέν σε κάποιο σημείο κατά μήκος της κατολίσθησης. Στην περίπτωση αποκλειστικά πλευρικής φόρτισης, το σημείο αυτό βρίσκεται στο μέσο της κατολίσθησης (L_{sw}/2) λόγω συμμετρίας, όπως περιγράφεται στις αντίστοιχες μελέτες (Chatzidakis et al., 2019; Randolph et al., 2010; Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Shi, 2012; Yuan, Wang, Guo, & Xie, 2012; L. Zhang, Zhao, et al., 2016b). Για τις μη συμμετρικές συνθήκες του εξεταζόμενου προβλήματος, η θέση που μηδενίζεται η πλευρική δύναμη μπορεί να βρεθεί από την Εξίσωση (3.31), η οποία σύμφωνα με την κεντρώα έκφραση πεπερασμένων διαφορών δεύτερης τάξης γίνεται:

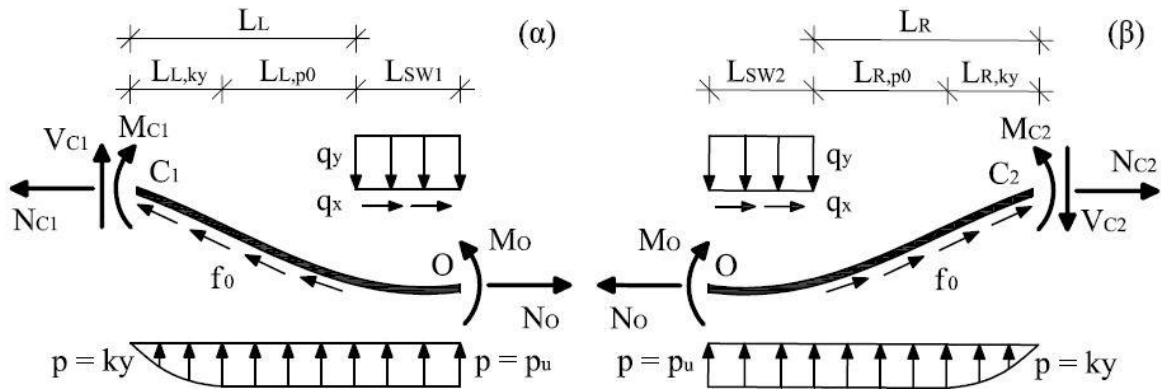
$$\frac{M(x+h) - M(x-h)}{2h} + N(x) \frac{y(x+h) - y(x-h)}{2h} = 0 \quad (3.58)$$

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.24, L_{SW1} είναι η απόσταση από το αριστερό άκρο της κατολισθησης έως το σημείο O, όπου η πλευρική δύναμη μηδενίζεται, ενώ L_{SW2} είναι η αντίστοιχη απόσταση από το δεξιό άκρο. Η πλευρική δύναμη στο σημείο C₁, V_{C1} , μπορεί να υπολογιστεί από την ισορροπία δυνάμεων στο αριστερό τμήμα του αγωγού (Σχήμα 3.24α), ως εξής:

$$V_{C1} = q_y L_{SW1} - p_0(L_{SW1} + L_{L,p0}) - \sum_0^{L_{L,ky}/h} hky(x) \quad (3.59)$$

Αντίστοιχα, η πλευρική δύναμη στο σημείο C₂, V_{C2} , μπορεί να υπολογιστεί από την ισορροπία δυνάμεων στο δεξί τμήμα του αγωγού (Σχήμα 3.24β), ως εξής:

$$V_{C2} = \sum_0^{L_{R,ky}/h} hky(x) + p_0(L_{SW2} + L_{R,p0}) - q_y L_{SW2} \quad (3.60)$$



Σχήμα 3.24. Ανάλυση δυνάμεων στα τμήματα: (α) O-C1 και (β) O-C2.

Τέλος, οι πλευρικές δυνάμεις στα σημεία C₁ και C₂ μπορούν να υπολογιστούν αντικαθιστώντας τις Εξισώσεις (3.56) και (3.57) στις Εξισώσεις (3.31) και (3.33) ως εξής:

$$V_{C1} = EI y_L'''(0) - N_{C2} y_L(0) \quad (3.61)$$

$$V_{C2} = -EI y_R'''(0) + N_{C2} y_R(0) \quad (3.62)$$

Τα αντίστροφα πρόσημα της Εξίσωσης (3.61) οφείλονται στο γεγονός ότι η κατεύθυνση x θεωρείται ότι έχει αντίθετη (αριστερή) φορά για τις πλευρικές μετατοπίσεις $y_L(x)$.

3.3.1.6 Διαδικασία επίλυσης

Για την επίλυση του προβλήματος απαιτείται η γνώση συγκεκριμένων παραμέτρων, όπως οι συνθήκες φόρτισης, οι εδαφικές ιδιότητες, το υλικό και οι διαστάσεις της διατομής του αγωγού. Η επίλυση του προβλήματος προκύπτει μέσα από μία επαναλαμβανόμενη

διαδικασία η οποία αναπτύχθηκε στο λογισμικό MATLAB (MathWorks, 2015), όπως περιγράφεται ακολούθως και παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.25:

1. Ξεκινώντας, πρέπει να γίνουν κάποιες αρχικές υποθέσεις. Συγκεκριμένα, η οριζόντια δύναμη στο σημείο C_1 θεωρείται ότι έχει μία μικρή τιμή (π.χ., $N_{C1} = q_x L_{SW}$), οι ροπές κάμψης στα σημεία C_1 και C_2 θεωρούνται μηδενικές ($M_{C1} = M_{C2} = 0$) και η πλευρική δύναμη θεωρείται ότι μηδενίζεται στο μέσο της κατολίσθησης ($L_{SW1} = L_{SW2} = L_{SW}/2$). Ακόμα, το μήκος του αγωγού όπου η πλευρική εδαφική αντίσταση είναι ελαστική θεωρείται μηδενικό και στις δύο πλευρές ($L_{L,ky} = L_{R,ky} = 0$). Κατά συνέπεια, τα μήκη του αγωγού που ασκείται πλευρική εδαφική αντίσταση, L_L και L_R , μπορούν να υπολογιστούν από τις Εξισώσεις (3.59) και (3.61) για την αριστερή πλευρά και (3.60) και (3.62) για τη δεξιά πλευρά, αντίστοιχα. Σημειώνεται ότι οι παραπάνω αρχικές παραδοχές δεν είναι περιοριστικές, αλλά προτείνονται για την ταχύτερη επίλυση του προβλήματος.
2. Οι οριζόντιες δυνάμεις μεταξύ των σημείων C_1 και C_2 ($-L_L - L_{SW}/2 < x < L_{SW}/2 + L_R$) υπολογίζονται από τις Εξισώσεις (3.35), (3.43) και (3.44). Οι πλευρικές μετατοπίσεις του αγωγού μεταξύ των παραπάνω σημείων υπολογίζονται λύνοντας ένα σύστημα $n-1$ εξισώσεων που προκύπτει από τις Εξισώσεις (3.37), (3.46), (3.47), (3.52) και (3.53).
3. Με βάση τις παραπάνω πλευρικές μετατοπίσεις, y , υπολογίζονται οι ροπές κάμψης, M , μεταξύ των σημείων C_1 και C_2 από την Εξίσωση (3.33), η οποία σύμφωνα με κεντρώα έκφραση πεπερασμένων διαφορών δεύτερης τάξης γίνεται:

$$M(x) = -\frac{EI}{h^2}(y(x-h) - 2y(x) + y(x+h)) \quad (3.63)$$

Η νέα ροπή κάμψης στο σημείο C_1 υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{C1} = -\frac{EI}{h^2}\left(y_L(h) + y\left(-\frac{L_L + 0.5L_{SW}}{h} + h\right)\right) \quad (3.64)$$

ενώ η νέα ροπή κάμψης στο σημείο C_2 υπολογίζεται ως εξής:

$$M_{C2} = -\frac{EI}{h^2}\left(y\left(\frac{L_R + 0.5L_{SW}}{h} - h\right) + y_R(h)\right) \quad (3.65)$$

4. Με βάση τις τιμές της πλευρικής μετατόπισης, y , τα νέα μήκη όπου μηδενίζεται η πλευρική δύναμη, L_{SW1} και L_{SW2} , υπολογίζονται από την Εξίσωση (3.58).

5. Οι νέες πλευρικές δυνάμεις στα σημεία C_1 και C_2 υπολογίζονται από τις Εξισώσεις (3.61) και (3.62), αντίστοιχα.
6. Με βάση τις τιμές της πλευρικής μετατόπισης, y , τα νέα μήκη όπου η πλευρική εδαφική αντίσταση είναι ελαστική, $L_{L,ky}$ και $L_{R,ky}$, υπολογίζονται συγκρίνοντας τις μετατοπίσεις σε κάθε σημείο $y(x) \leq y_0$.
7. Τα νέα μήκη όπου ασκείται στον αγωγό η μέγιστη πλευρική εδαφική αντίσταση υπολογίζονται από την Εξίσωση (3.59) για το αριστερό τμήμα, $L_{L,p0}$, και από την Εξίσωση (3.60) για το δεξιό τμήμα, $L_{R,p0}$. Έτσι, τα νέα συνολικά μήκη μπορούν να υπολογιστούν αθροίζοντας τις παραπάνω τιμές για το αριστερό ($L_L = L_{L,p0} + L_{L,ky}$) και το δεξιό τμήμα ($L_R = L_{R,p0} + L_{R,ky}$), αντίστοιχα.
8. Τα βήματα 2 έως 7 επαναλαμβάνονται μέχρι οι διαφορές των μηκών να είναι μηδενικές ($dL_L = dL_R = dL_{SW1} = 0$) και των ροπών κάμψης να είναι μικρότερες από ένα χαρακτηριστικό όριο που επιλέχθηκε ίσο με $n = 10^{-4}$ ($dM_{C1}, dM_{C2} \leq n$).
9. Η αξονική δύναμη του αγωγού μεταξύ των σημείων C_1 και C_2 υπολογίζεται από την ακόλουθη εξίσωση, βάσεις του Σχήματος 3.26:

$$T(x) = N(x) \cos(y'(x)) + V(x) \sin(y'(x)) \quad (3.66)$$

όπου η κλίση του αγωγού, y' , υπολογίζεται, σύμφωνα με την κεντρικά έκφραση πεπερασμένων διαφορών δευτέρας τάξης, ως εξής:

$$y'(x) = (y(x+h) - y(x-h))/2h \quad (3.67)$$

10. Υπολογισμός της επιμήκυνσης του αγωγού λόγω της πλευρικής μετατόπισης ως εξής:

$$\begin{aligned} \Delta l_1 = & \sum_0^{\frac{L_L + L_R + L_{SW}}{h}} \left(\sqrt{4h^2 + (y(x+h) - y(x-h))^2} - 2h \right) + \\ & + \int_0^{L_{L,eff}} \sqrt{1 + y_L^2(x)} dx + \int_0^{L_{R,eff}} \sqrt{1 + y_R^2(x)} dx - L_{L,eff} - L_{R,eff} \end{aligned} \quad (3.68)$$

Όπου τα ενεργά μήκη μπορούν να υπολογιστούν διαιρώντας την αξονική δύναμη στα σημεία C_1 και C_2 με την αξονική εδαφική αντίσταση ($L_{L,eff} = T_{C1}/f_0$ και $L_{R,eff} = T_{C2}/f_0$).

11. Υπολογισμός της επιμήκυνσης του αγωγού λόγω της αξονικής δύναμης μεταξύ των σημείων C_1 και C_2 ως εξής:

$$\Delta l_2 = \sum_0^{(L_L+L_R+L_{SW})/h} T(x)h/EA \quad (3.69)$$

12. Υπολογισμός της αξονικής εδαφικής αντίστασης που θα έπρεπε να ασκείται στον αγωγό για να έχει την παραπάνω επιμήκυνση, f_r , λαμβάνοντας υπόψη την ισορροπία των παραμορφώσεων από τις Εξισώσεις (3.68) και (3.69), ως εξής:

$$f_r = \frac{T_{C1}^2 + T_{C2}^2}{2EA(\Delta l_1 - \Delta l_2)} \quad (3.70)$$

13. Τέλος, θεωρείται μία νέα οριζόντια δύναμη, N_{C1} , και τα βήματα 2 έως 12 επαναλαμβάνονται μέχρι η απόλυτη διαφορά μεταξύ της αρχικής και της υπολογισμένης αξονικής εδαφικής αντίστασης να είναι μικρότερη από ένα όριο που ορίζεται ίσο με $n = 10^{-4}$:

$$|f_0 - f_r| \leq n \quad (3.71)$$

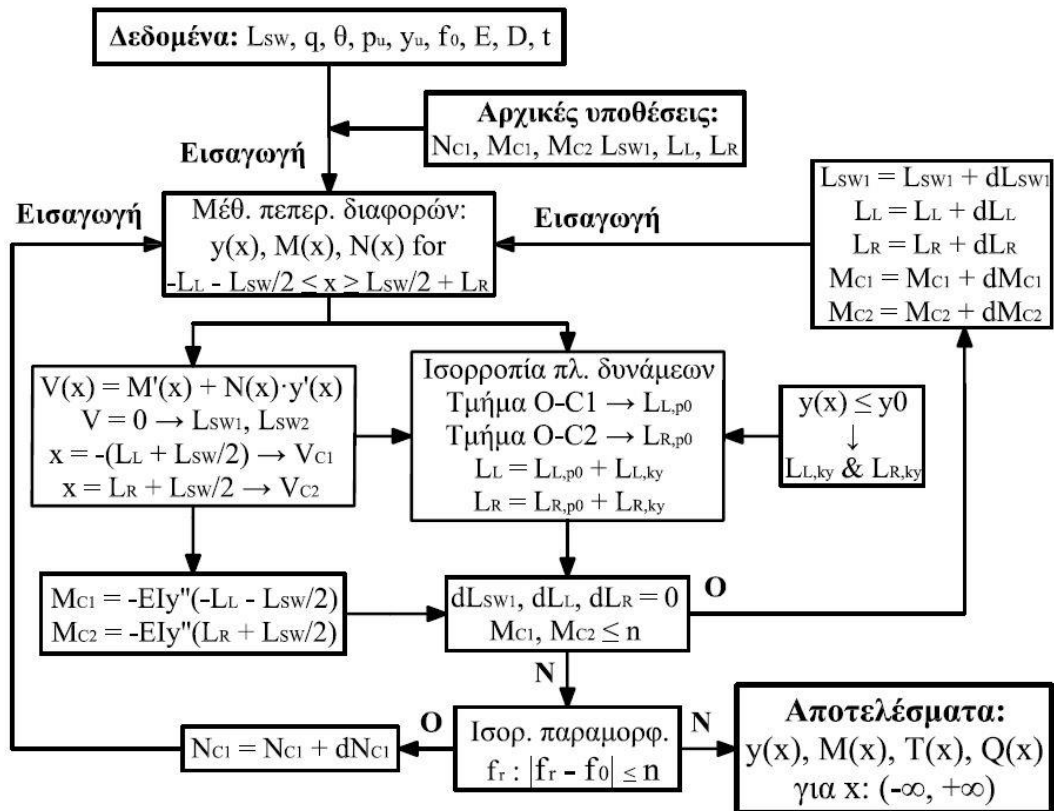
Σημειώνεται ότι βάσει της παραπάνω διαδικασίας ικανοποιείται η συνέχεια των μετακινήσεων και των ροπών κάμψης στα σημεία C_1 και C_2 . Η συνέχεια των κλίσεων, y' , και των τεμνουσών δυνάμεων, Q , δύναται να ελεγχθεί υπολογίζοντας τις αντίστοιχες τιμές στα σημεία C_1 και C_2 μέσω της μεθόδου των πεπερασμένων διαφορών και των Εξισώσεων (3.56) και (3.57).

Έχοντας επιλύσει το πρόβλημα μπορούν να υπολογιστούν οι πλευρικές μετατοπίσεις, y , οι αξονικές δυνάμεις, T , οι ροπές κάμψης, M και οι τέμνουσες δυνάμεις, Q , του αγωγού. Οι οριζόντια μετατόπιση του αγωγού, u , μπορεί να υπολογιστεί από την εξίσωση της αξονικής δύναμης σύμφωνα με την ελαστική θεωρία δοκού των Euler-Bernoulli για μεγάλες μετατοπίσεις, ως εξής:

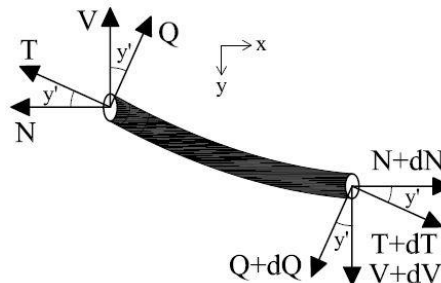
$$T(x) = EA \left(\frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right) \quad (3.72)$$

Σύμφωνα με την ανάδρομη έκφραση πεπερασμένων διαφορών πρώτης τάξης, η παραπάνω εξίσωση γίνεται:

$$u(x) = h \left(\frac{T(x)}{EA} - \frac{1}{2} \left(\frac{y(x) - y(x-h)}{h} \right)^2 \right) + u(x-h) \quad (3.73)$$



Σχήμα 3.25. Διάγραμμα ροής της προτεινόμενης αναλυτικής μεθοδολογίας.



Σχήμα 3.26. Αξονικές και τέμνουσες δυνάμεις κατά μήκος του αγωγού.

Η αξονική παραμόρφωση αποτελεί σύνθετο κριτήριο για τον καθορισμό της αστοχίας ενός αγωγού. Κρίσιμα σημεία για τον υπολογισμό της αξονικής παραμόρφωσης αποτελούν τα ανάντη (top) και τα κατάντη (bottom) της κατολίσθησης, όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 3.7. Ο υπολογισμός της αξονικής παραμόρφωσης για τα παραπάνω σημεία μπορεί να γίνει από την Εξίσωση (3.27).

Τέλος, τα φορτία λειτουργίας του αγωγού λόγω διαφοράς θερμοκρασίας και εσωτερικής-εξωτερικής πίεσης μπορούν να ληφθούν υπόψη θεωρώντας ότι ο αγωγός λαμβάνει μία αρχική επιμήκυνση στην Εξίσωση (3.69), ως εξής:

$$\Delta l_{in} = (-\nu\sigma_h/E + \alpha_T dT)(L_{L,eff} + L_L + L_{SW} + L_R + L_{R,eff}) \quad (3.74)$$

όπου ν λόγος Poisson, α_T θερμικός συντελεστής, dT η διαφορά θερμοκρασίας και σ_h η περιμετρική τάση (hoop stress) λόγω της διαφοράς πίεσης. Η περιμετρική τάση μπορεί να υπολογιστεί ως: $\sigma_h = (P_i - P_e)D/2t$, όπου P_i η εσωτερική και P_e η εξωτερική πίεση του αγωγού. Τονίζεται ότι η προτεινόμενη μεθοδολογία θεωρεί ότι ο αγωγός μπορεί να παραμορφωθεί ελεύθερα λόγω των φορτίων λειτουργίας καθώς είναι μερικώς θαμμένος στον πυθμένα της θάλασσας. Το παραπάνω δεν ισχύει στην περίπτωση ολοκληρωτικά θαμμένων αγωγών, οι οποίοι δεν μπορούν να παραμορφωθούν ελεύθερα λόγω του γύρω εδάφους και στους οποίους τα φορτία λειτουργίας δημιουργούν αρχικές τάσεις, αντί για παραμορφώσεις.

3.3.2 Σύγκριση του ημι-αναλυτικού προσομοιώματος

Ελλείπει άλλων μελετών για την περίπτωση λοξής καταπόνησης υποθαλάσσιου αγωγού λόγω κατολίσθησης, το προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα συγκρίνεται σε δύο περιπτώσεις: (α) την λοξή φόρτιση με γωνία διασταύρωσης $\theta = 45^\circ$, όπου το προτεινόμενο προσομοίωμα συγκρίνεται με αντίστοιχο αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων και (β) την αποκλειστικά πλευρική φόρτιση ($\theta = 90^\circ$). Στη δεύτερη περίπτωση, το προτεινόμενο προσομοίωμα συγκρίνεται τόσο με αριθμητικό προσομοίωμα, όσο και με αντίστοιχες αναλυτικές μεθοδολογίες. Σε όλες τις περιπτώσεις η δύναμη κατολίσθησης θεωρείται ίση με $q = 10 \text{ kN/m}$ και το πλάτος της κατολίσθησης $L_{SW} = 200 \text{ m}$, ενώ χρησιμοποιούνται στοιχεία μήκους $h = 1 \text{ m}$.

Σε όλες τις περιπτώσεις, τα δεδομένα του αγωγού λήφθηκαν σύμφωνα με το βαθύτερο τμήμα του αγωγού TAP, όπως περιγράφονται στην Ενότητα 3.2.2 ($D = 945 \text{ mm}$, $t = 37 \text{ mm}$ υλικό API 5L X65), ενώ δεν λήφθηκαν υπόψη τα φορτία λειτουργίας του αγωγού. Οι δυνάμεις της εδαφικής αντίστασης και οι αντίστοιχες μετατοπίσεις υπολογίστηκαν με βάση τον διεθνή κανονισμό DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a) για τις εδαφικές ιδιότητες που περιγράφονται στον Πίνακα 3.1. Η πλευρική, p_u , και η αξονική, f_0 , εδαφική αντίσταση που προέκυψαν παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.5 ως μέγιστη (max) και ελάχιστη (min) τιμή, ενώ για τη σύγκριση χρησιμοποιείται η μέση τιμή (mean). Η σχετική μετατόπιση για την εμφάνιση της υπολειπόμενης πλευρικής εδαφικής αντίστασης υπολογίστηκε ίση με $y_u = 0.15 \text{ m}$. Σημειώνεται ότι οι παραπάνω τιμές υπολογίστηκαν για επίχωση του αγωγού $z_e/D = 0.5$ λόγω του ίδιου βάρους αλλά και της διαδικασίας τοποθέτησης (M. J. O'Rourke & Liu, 2012).

Πίνακας 3.5. Τιμές εδαφικών αντιστάσεων.

Εδαφική αντίσταση	min	mean	max
Πλευρική, p_0 (kN/m)	0.5	1.0	1.5
Αξονική, f_0 (kN/m)	1.0	1.5	3.5

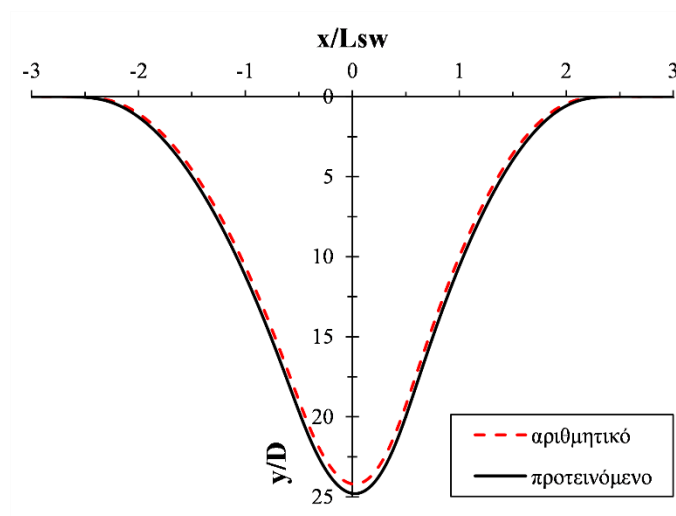
Όσον αφορά στο αριθμητικό προσομοίωμα, χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (Simulia, 2014). Έπειτα από αντίστοιχη διερεύνηση, το μήκος του αγωγού τέθηκε ίσο με 12 km και τα άκρα του προσομοιώματος πακτώθηκαν, ώστε η απόκριση του προσομοιώματος να μην επηρεάζεται από τις συνοριακές συνθήκες. Το μήκος των στοιχείων τέθηκε ίσο με $d_{FE} = 1$ m, έτσι ώστε και να επιτυγχάνεται η μέγιστη ακρίβεια με το ελάχιστο υπολογιστικό κόστος. Για την προσομοίωση του αγωγού χρησιμοποιήθηκαν δισδιάστατα γραμμικά στοιχεία PIPE21, ενώ για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού χρησιμοποιήθηκαν δισδιάστατα στοιχεία PSI24, όπως περιγράφονται στην Ενότητα 3.2.3. Τέλος, λήφθηκε υπόψη η επιρροή των πλαστικών παραμορφώσεων και της γεωμετρικής μη γραμμικότητας με υπολογιστικά αποτελεσματικό τρόπο.

3.3.2.1 Περίπτωση λοξής φόρτισης

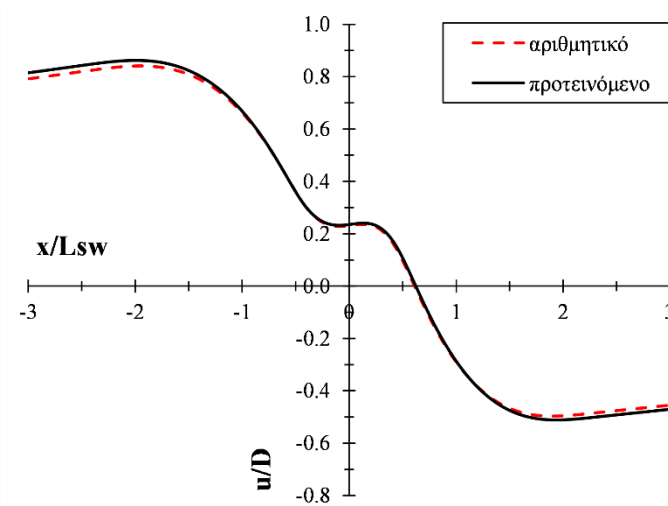
Για την περίπτωση λοξής φόρτισης με γωνία διασταύρωσης $\theta = 45^\circ$, συγκρίνονται το προτεινόμενο ημι-αναλυτικό και αντίστοιχο αριθμητικό προσομοίωμα. Στα Σχήματα 3.27 και 3.28 παρουσιάζονται οι πλευρικές και οριζόντιες μετατοπίσεις του αγωγού, αντίστοιχα, όπου γίνεται φανερό ότι τα αποτελέσματα από τα δύο προσομοιώματα είναι παρόμοια. Η μέγιστη διαφορά της πλευρικής μετατόπισης εμφανίζεται κοντά στο μέσο της κατολισθήσης ($x = 5$ m), όπου το αριθμητικό προσομοίωμα δίνει μετατόπιση 22.87 m και το προτεινόμενο προσομοίωμα 23.43 m (διαφορά 2.5%). Η μέγιστη διαφορά της οριζόντιας μετατόπισης εμφανίζεται σε απόσταση $x \approx -400$ m, όπου το αριθμητικό προσομοίωμα δίνει μετατόπιση 0.80 m και το προτεινόμενο προσομοίωμα 0.82 m (διαφορά 2.5%).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.29, το προτεινόμενο προσομοίωμα υπερεκτιμά ελαφρώς την αξονική δύναμη κατά μήκος του αγωγού σε σχέση με το αριθμητικό προσομοίωμα, λόγω των διάφορων απλοποιήσεων που έχουν υιοθετηθεί στην ημι-αναλυτική προσέγγιση. Η μέγιστη διαφορά μεταξύ των δύο προσομοιωμάτων είναι περίπου 100 kN ή 2.3%. Η αξονική δύναμη αυξάνει και για τα δύο προσομοιώματα μέχρι την αρχή της

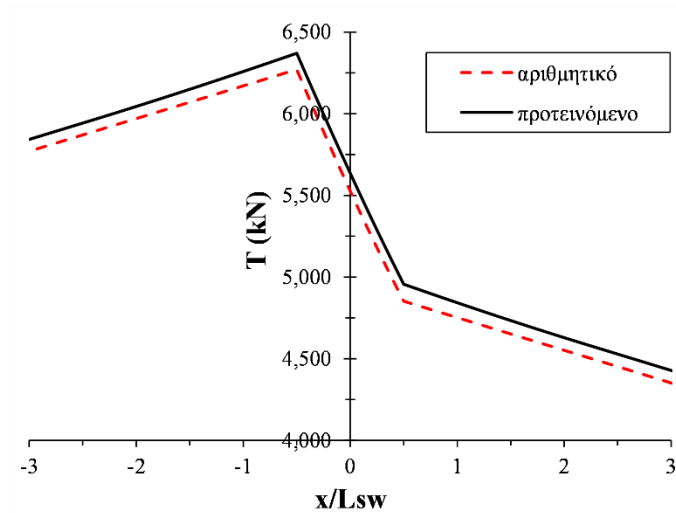
κατολίσθησης ($x/L_{SW} = -0.5$) λόγω της παρουσίας της αξονικής εδαφικής αντίστασης. Ακολουθώς, μειώνεται απότομα μέχρι το απέναντι άκρο της κατολίσθησης ($x/L_{SW} = 0.5$) λόγω της οριζόντιας δύναμης που ασκείται στον αγωγό, q_x . Έπειτα, συνεχίζει να μειώνεται, αλλά με μικρότερη κλίση, λόγω της αξονικής εδαφικής αντίστασης. Όσον αφορά στη ροπή κάμψης (Σχήμα 3.30), τα αποτελέσματα των δύο προσομοιωμάτων σχεδόν ταυτίζονται, με τη μέγιστη τιμή να εμφανίζεται στη θέση $x = 45$ m. Οι τιμές δεξιά της κατολίσθησης είναι κατ' απόλυτη τιμή μεγαλύτερες, σε σχέση με τα αριστερά της κατολίσθησης, κάτι που οφείλεται στην παρουσία της οριζόντιας δύναμης κατολίσθησης.



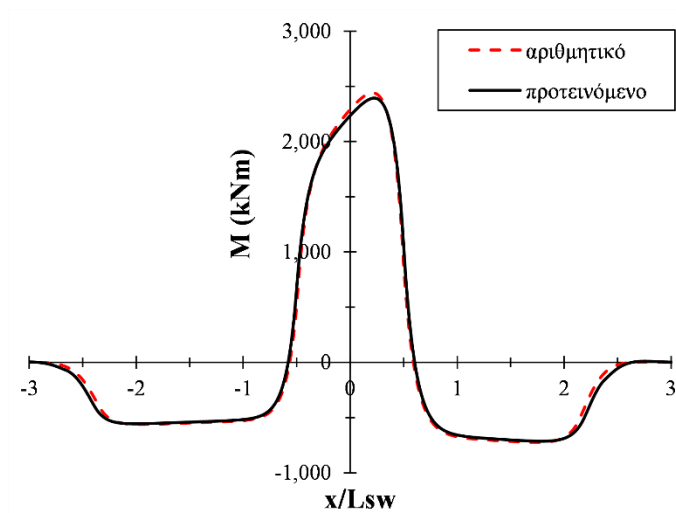
Σχήμα 3.27. Σύγκριση πλευρικών μετατοπίσεων του αγωγού ($\theta = 45^\circ$).



Σχήμα 3.28. Σύγκριση οριζόντιων μετατοπίσεων του αγωγού ($\theta = 45^\circ$).



Σχήμα 3.29. Σύγκριση αξονικών δυνάμεων ($\theta = 45^\circ$).



Σχήμα 3.30. Σύγκριση ροπών κάμψης ($\theta = 45^\circ$).

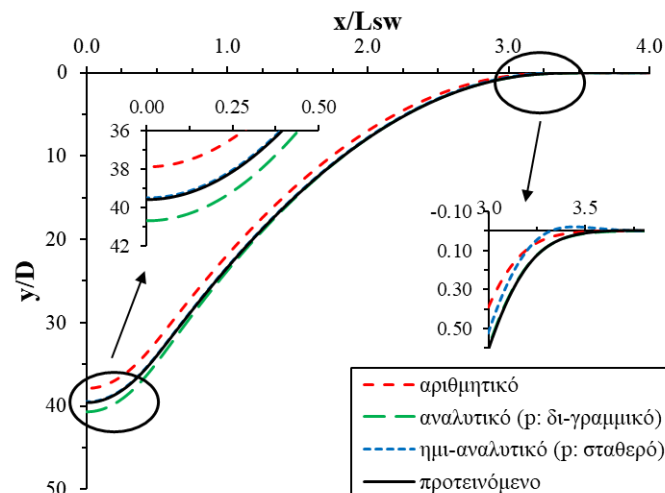
3.3.2.2 Περίπτωση πλευρικής φόρτισης

Για την περίπτωση αποκλειστικά πλευρικής φόρτισης, με γωνία διασταύρωσης κατολίσθησης-αγωγού $\theta = 90^\circ$, το προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα συγκρίνεται με τρία άλλα προσομοιώματα. Συγκεκριμένα:

1. Με ένα αντίστοιχο αριθμητικό προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων.
2. Με αναλυτικό προσομοίωμα που αναπτύχθηκε σύμφωνα με τους Yuan et al. (2015). Στο προσομοίωμα θεωρείται ότι η οριζόντια συνιστώσα της αξονικής δύναμης είναι σταθερή, αγνοώντας την επιρροή της αξονικής εδαφικής αντίστασης, ενώ η πλευρική εδαφική αντίσταση προσομοιώνεται δι-γραμμικά.

3. Με ημι-αναλυτικό προσομοίωμα που αναπτύχθηκε σύμφωνα με τους L. Zhang, Zhao, et al. (2016b). Η βασική διαφορά του εν λόγω προσομοιώματος με το προτεινόμενο -εκτός από τη δυνατότητα λοξής φόρτισης- είναι ότι το πρώτο θεωρεί σταθερή πλευρική εδαφική αντίσταση κατά μήκος του αγωγού, εν αντιθέσει με το προτεινόμενο που την προσομοιώνει δι-γραμμικά. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι το προτεινόμενο προσομοίωμα είναι εφαρμόσιμο μόνο για ελαστική απόκριση αγωγού, εν αντιθέσει με το προσομοίωμα των L. Zhang, Zhao, et al. (2016b) που έχει τη δυνατότητα ελαστο-πλαστικής απόκρισης.

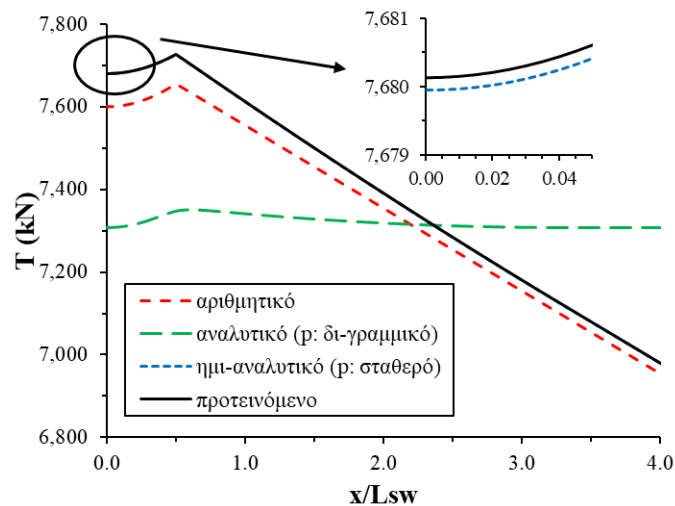
Στο Σχήμα 3.31 παρουσιάζονται οι πλευρικές μετατοπίσεις του αγωγού που προέκυψαν από τα εξεταζόμενα προσομοιώματα. Σε γενικές γραμμές, οι διαφορές μεταξύ των προσομοιωμάτων είναι μικρές. Το προσομοίωμα των Yuan et al. (2015) υπερεκτιμά τις πλευρικές μετατοπίσεις στο μέσο της κατολίσθησης ($x/L_{SW} = 0$), ενώ τα δύο ημι-αναλυτικά προσομοιώματα έχουν ταυτόσημες τιμές. Από την άλλη, το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα με σταθερή πλευρική εδαφική αντίσταση εμφανίζει αρνητικές τιμές μετατόπισης σε απόσταση $x/L_{SW} \approx 3$, λόγω της μεγαλύτερης πλευρικής εδαφικής αντίστασης για μικρές μετατοπίσεις αγωγού.



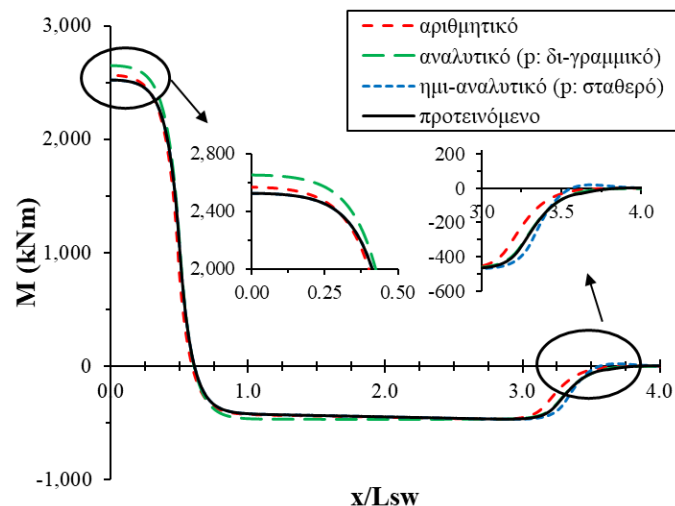
Σχήμα 3.31. Σύγκριση πλευρικών μετατοπίσεων του αγωγού ($\theta = 90^\circ$).

Όσον αφορά στις αξονικές δυνάμεις (Σχήμα 3.32), οι τιμές μεταξύ του προτεινόμενου και του αριθμητικού προσομοιώματος είναι παρόμοιες. Το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα με σταθερή πλευρική εδαφική αντίσταση ταυτίζεται με το προτεινόμενο, ενώ το αναλυτικό προσομοίωμα των Yuan et al. (2015) εμφανίζει αρκετά μεγάλες αποκλίσεις λόγω του γεγονότος ότι θεωρεί σταθερή την οριζόντια συνιστώσα της αξονικής δύναμης. Σχετικά με

τις ροπές κάμψης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.33, όλα τα προσομοιώματα εμφανίζουν παρόμοιες τιμές. Στο μέσο της κατολίσθησης ($x/L_{SW} = 0$), το προτεινόμενο προσομοίωμα και το ημι-αναλυτικό των L. Zhang, Zhao, et al. (2016b) εμφανίζουν μικρότερες διαφορές με το αριθμητικό προσομοίωμα σε σχέση με το αναλυτικό προσομοίωμα των Yuan et al. (2015). Ωστόσο, σε απόσταση $x/L_{SW} \approx 3$ το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα των L. Zhang, Zhao, et al. (2016b) εμφανίζει πιο απότομη αύξηση τιμών λόγω της μεγαλύτερης πλευρικής εδαφικής αντίστασης για μικρές μετατοπίσεις αγωγού.



Σχήμα 3.32. Σύγκριση αξονικών δυνάμεων ($\theta = 90^\circ$).



Σχήμα 3.33. Σύγκριση ροπών κάμψης ($\theta = 90^\circ$).

3.3.3 Παραμετρική διερεύνηση

Με βάση το προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα διενεργείται μία εκτενής παραμετρική διερεύνηση λαμβάνοντας υπόψη διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης,

πλάτη κατολίσθησης, γωνίες διασταύρωσης και διαφορές πίεσης και θερμοκρασίες, με τα εύρη τιμών που παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.6. Η επιρροή της εδαφικής αντίστασης διερευνάται χρησιμοποιώντας τις μέγιστες και τις ελάχιστες τιμές του Πίνακα 3.5. Σε κάθε περίπτωση, ελέγχεται το ενδεχόμενο πλαστικοποίησης του αγωγού, ώστε να εξασφαλιστεί ότι τα αποτελέσματα είναι εντός του ορίου εφαρμοσιμότητας του προτεινόμενου προσομοιώματος. Αυτό πραγματοποιείται συγκρίνοντας την τάση Von Mises με την τάση διαρροής του υλικού ($\sigma_y = 448 \text{ MPa}$).

Πίνακας 3.6. Εύρος παραμέτρων που χρησιμοποιήθηκαν στην παραμετρική διερεύνηση.

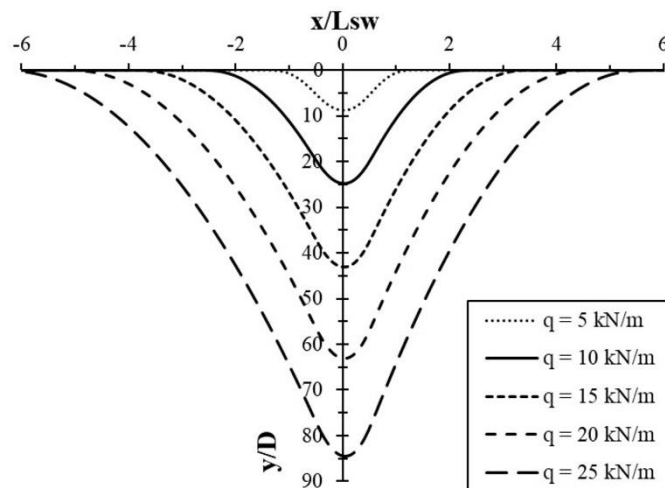
Παράμετρος	Εύρος
Δύναμη κατολίσθησης, q (kN/m)	5 – 25
Πλάτος κατολίσθησης, L_{sw} (m)	100 – 800
Γωνία διασταύρωσης, θ (°)	15 – 90
Διαφορά πίεσης, dP (MPa)	-8 – 8
Διαφορά θερμοκρασίας, dT (°C)	0 – 40

3.3.3.1 Επιρροή της δύναμης κατολίσθησης

Για τη μελέτη της επιρροής της δύναμης κατολίσθησης εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα πέντε διαφορετικές τιμές: $q = 5, 10, 15, 20$ και 25 kN/m . Το παραπάνω εύρος τιμών υπολογίστηκε με βάση την προτεινόμενη μεθοδολογία των Zakeri et al. (2008) για αργιλικό έδαφος, μικρές κλίσεις πυθμένα και αγωγό θαμμένο κατά το ήμισυ. Σε όλες τις περιπτώσεις, το πλάτος κατολίσθησης είναι ίσο με $L_{sw} = 200 \text{ m}$, η γωνία διασταύρωσης $\theta = 45^\circ$ και η εδαφική αντίσταση ίση με τη μέση τιμή του Πίνακα 3.5. Τα φορτία λειτουργίας του αγωγού δεν λαμβάνονται υπόψη. Σημειώνεται ότι το προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα δύναται να υπολογίσει την απόκριση του αγωγού για μεγάλες δυνάμεις κατολίσθησης, εν αντιθέσει με άλλες αναλυτικές λύσεις οι οποίες έχουν ανώτατα όρια αξονικής δύναμης (Chatzidakis et al., 2019; Randolph et al., 2010; Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Shi, 2012; Yuan, Wang, Guo, & Xie, 2012).

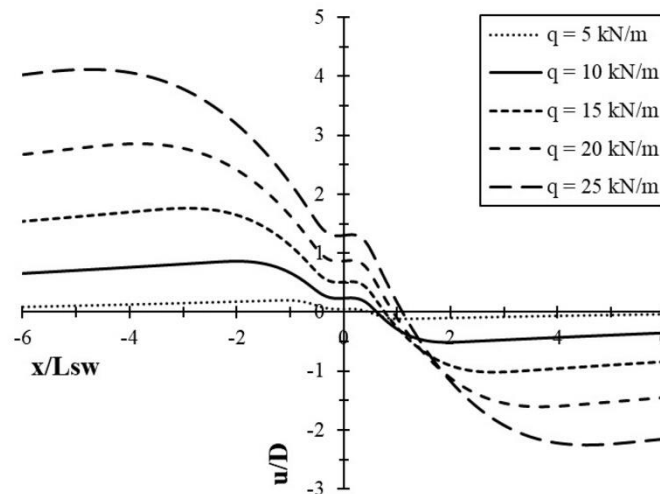
Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.34, μεγαλύτερη δύναμη κατολίσθησης έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη πλευρική μετατόπιση του αγωγού, y/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 8.3, 23.4, 40.7, 59.6 και 79.8 m για δύναμη

κατολίσθησης 5, 10, 15, 20 και 25 kN/m, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές είναι από 4 έως 7 m για δύναμη κατολίσθησης 5 έως 25 kN/m, αντίστοιχα. Το μήκος του αγωγού που μετακινείται πλευρικά αυξάνεται όσο αυξάνεται η δύναμη κατολίσθησης. Όσον αφορά στις οριζόντιες μετατοπίσεις (Σχήμα 3.35), μεγαλύτερη δύναμη κατολίσθησης έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση του αγωγού, u/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 0.2, 0.8, 1.7, 2.7 και 3.9 m για δύναμη κατολίσθησης 5, 10, 15, 20 και 25 kN/m, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές βρίσκεται πάντοτε στην αριστερή πλευρά του αγωγού και αυξάνεται όσο αυξάνεται η δύναμη κατολίσθησης.

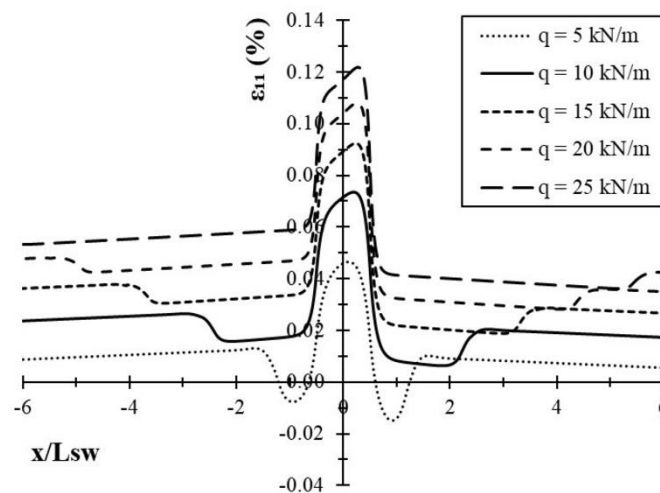


Σχήμα 3.34. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.36, οι αξονικές παραμορφώσεις στα κατάντη της κατολίσθησης (bottom) εμφανίζουν μέγιστες τιμές σε απόσταση $x/L_{sw} = 0.1$ έως 0.3, για δύναμη κατολίσθησης 5 έως 25 kN/m, αντίστοιχα. Ομοίως, οι αξονικές παραμορφώσεις στα ανάντη της κατολίσθησης (top) εμφανίζουν μέγιστες τιμές σε απόσταση $x/L_{sw} = 0.13$ έως 0.33, για δύναμη κατολίσθησης 5 έως 25 kN/m, αντίστοιχα, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.37. Οι αξονικές παραμορφώσεις του αγωγού τόσο στα ανάντη όσο και τα κατάντη της κατολίσθησης εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές στα αριστερά της κατολίσθησης λόγω της παρουσίας μεγαλύτερης αξονικής δύναμης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.29. Το μήκος του αγωγού που καταπονείται αξονικά χωρίς να εμφανίζει πλευρικές μετατοπίσεις, ή αλλιώς το ενεργό μήκος, είναι από 2.9 έως 12.8 km στα αριστερά και από 2.2 έως 9.5 km στα δεξιά για δύναμη κατολίσθησης 5 έως 25 kN/m, αντίστοιχα.

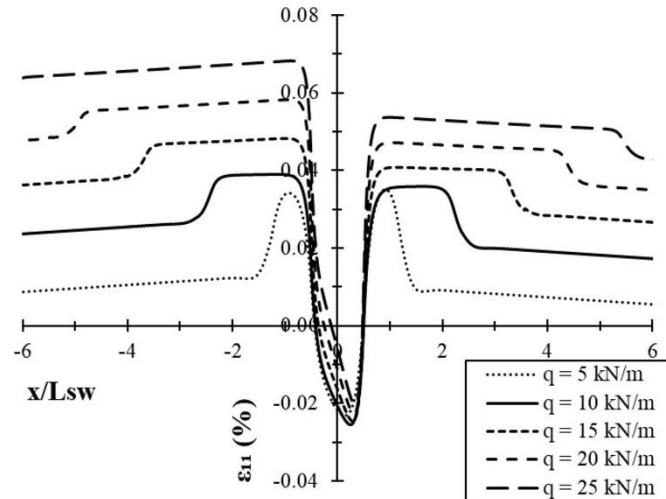


Σχήμα 3.35. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης.



Σχήμα 3.36. Αξονικές παραμορφώσεις (κατόντη) για διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης.

Όπως γίνεται φανερό από το Σχήμα 3.37, θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στην ανάντη παρειά του αγωγού σε κάθε περίπτωση. Για δύναμη κατολίσθησης $q = 5$ kN/m θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται και στην κατόντη παρειά του αγωγού στα όρια της κατολίσθησης ($x = \pm 0.5/L_{sw}$), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.36. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.025%, εμφανίζεται στην ανάντη παρειά του αγωγού για $q = 5$ kN/m και είναι αρκετά μικρή για να προκαλέσει τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Mises που καταγράφεται είναι ίση με 256 MPa, εμφανίζεται στην κατόντη παρειά του αγωγού για $q = 25$ kN/m και είναι μικρότερη από την τάση διαρροής του υλικού που χρησιμοποιείται.



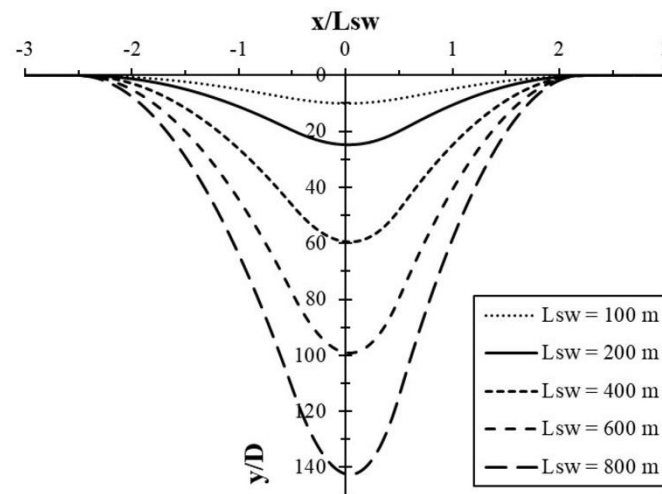
Σχήμα 3.37. Αξονικές παραμορφώσεις (ανάντη) για διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης.

3.3.3.2 Επιρροή του πλάτους κατολίσθησης

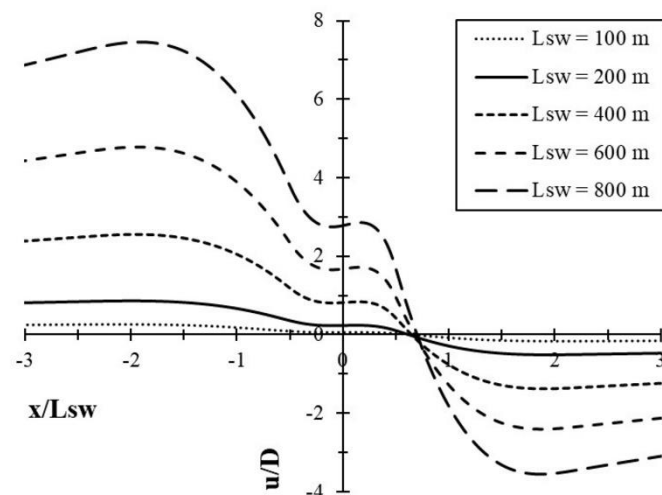
Για τη μελέτη της επιρροής του πλάτους κατολίσθησης εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα πέντε διαφορετικές τιμές: $L_{sw} = 100, 200, 400, 600$ και 800 m. Σε όλες τις περιπτώσεις, η δύναμη κατολίσθησης είναι ίση με $q = 10$ kN/m, η γωνία διασταύρωσης $\theta = 45^\circ$ και η εδαφική αντίσταση ίση με τη μέση τιμή του Πίνακα 3.5. Τα φορτία λειτουργίας του αγωγού δεν λαμβάνονται υπόψη. Σημειώνεται ότι το προτεινόμενο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα δύναται να υπολογίσει την απόκριση του αγωγού για μεγάλα πλάτη κατολίσθησης, εν αντιθέσει με άλλες αναλυτικές λύσεις οι οποίες έχουν ανώτατα όρια αξονικής δύναμης (Chatzidakis et al., 2019; Randolph et al., 2010; Yuan et al., 2015; Yuan, Wang, Guo, & Shi, 2012; Yuan, Wang, Guo, & Xie, 2012).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.38, μεγαλύτερο πλάτος κατολίσθησης έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη πλευρική μετατόπιση του αγωγού, y/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 9.5, 23.4, 56.2, 93.7 και 134.7 m για πλάτος κατολίσθησης 100, 200, 400, 600 και 800 m, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές είναι από 1 έως 33 m για πλάτος κατολίσθησης 100 έως 800 m, αντίστοιχα. Ωστόσο, το μήκος του αγωγού που μετακινείται πλευρικά παραμένει σταθερό για κάθε πλάτος κατολίσθησης, φτάνοντας σε απόσταση $x/L_{sw} \approx 2$ σε κάθε περίπτωση. Όσον αφορά στις οριζόντιες μετατοπίσεις (Σχήμα 3.39), μεγαλύτερο πλάτος κατολίσθησης έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση του αγωγού, u/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 0.2, 0.8, 2.4, 4.5 και 7.0 m για πλάτος κατολίσθησης 100, 200, 400, 600 και 800 m, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές

βρίσκεται πάντοτε στην αριστερή πλευρά του αγωγού σε απόσταση $x/L_{sw} \approx 1.5$ σε κάθε περίπτωση.



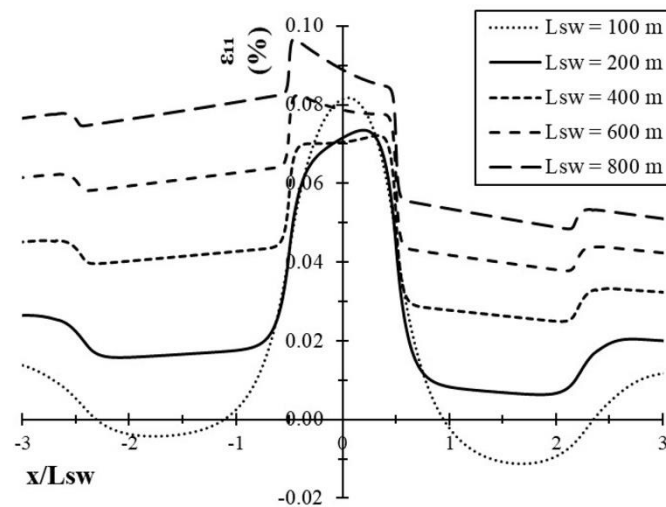
Σχήμα 3.38. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικά πλάτη κατολίσθησης.



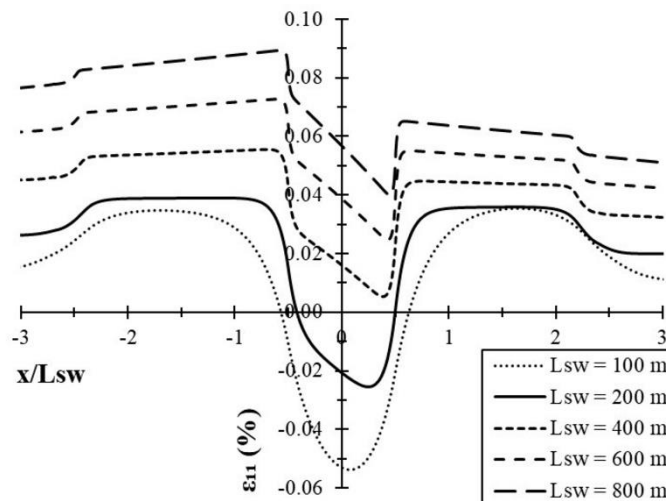
Σχήμα 3.39. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικά πλάτη κατολίσθησης.

Όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 3.40 και 3.41, οι παραμορφώσεις στην κατάντη και την ανάντη παρειά του αγωγού εμφανίζουν αντίστροφα μοτίβα για πλάτη κατολίσθησης έως $L_{sw} = 400$ m, λόγω της ροπής κάμψης κατά μήκος του αγωγού. Για μεγαλύτερα πλάτη κατολίσθησης, η αξονική δύναμη κυριαρχεί, εμφανίζοντας μέγιστες τιμές παραμόρφωσης στο αριστερό άκρο της κατολίσθησης ($x/L_{sw} = -0.5$), όπου η αξονική δύναμη είναι μέγιστη. Αξίζει να σημειωθεί ότι η μικρότερη αξονική παραμόρφωση στην ανάντη παρειά του αγωγού εμφανίζεται για το μικρότερο πλάτος κατολίσθησης ($L_{sw} = 100$ m), λόγω της συνεισφοράς της ροπής κάμψης στην καταπόνηση του αγωγού. Η συνεισφορά αυτή

μειώνεται για μεγαλύτερα πλάτη λόγω της μεγαλύτερης συνεισφοράς της αξονικής δύναμης. Τα εν λόγω συμπεράσματα είναι σύμφωνα με αντίστοιχες μελέτες στο παρελθόν (Randolph et al., 2010; Yuan, Wang, Guo, & Xie, 2012; L. Zhang, Zhao, et al., 2016b). Οι αξονικές παραμορφώσεις του αγωγού τόσο στα ανάντη όσο και τα κατόντη της κατολίωσης εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές στα αριστερά της κατολίωσης λόγω της παρουσίας μεγαλύτερης αξονικής δύναμης. Το ενεργό μήκος του αγωγού είναι από 3.3 έως 17.2 km στα αριστερά και από 2.6 έως 11.8 km στα δεξιά για πλάτη κατολίωσης 100 έως 800 m, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.40. Αξονικές παραμορφώσεις (κατόντη) για διαφορετικά πλάτη κατολίωσης.



Σχήμα 3.41. Αξονικές παραμορφώσεις (ανάντη) για διαφορετικά πλάτη κατολίωσης.

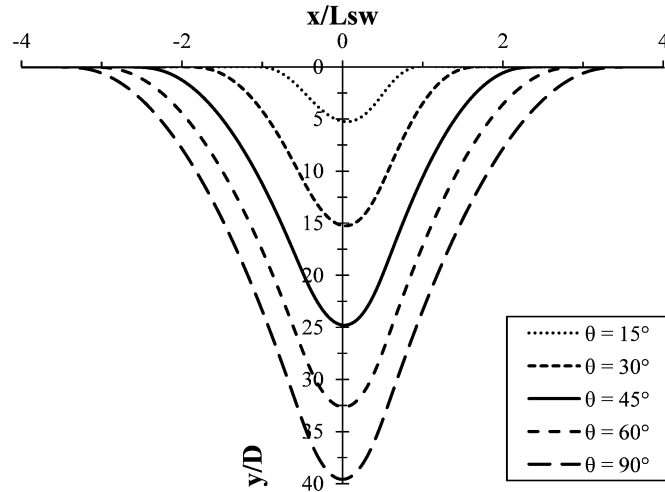
Θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στην ανάντη παρεία του αγωγού για τα δύο μικρότερα πλάτη κατολίωσης: $L_{sw} = 100$ και 200 m (Σχήμα 3.41). Για το μικρότερο

πλάτος κατολίσθησης, $L_{SW} = 100$ m, θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται και στην κατάντη παρειά του αγωγού, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.40. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.054%, εμφανίζεται στην ανάντη παρειά του αγωγού για $L_{SW} = 100$ m και είναι αρκετά μικρή για να προκαλέσει τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Mises που καταγράφεται είναι ίση με 203 MPa, εμφανίζεται στην κατάντη παρειά του αγωγού για $L_{SW} = 800$ m και είναι μικρότερη από την τάση διαρροής του υλικού που χρησιμοποιείται.

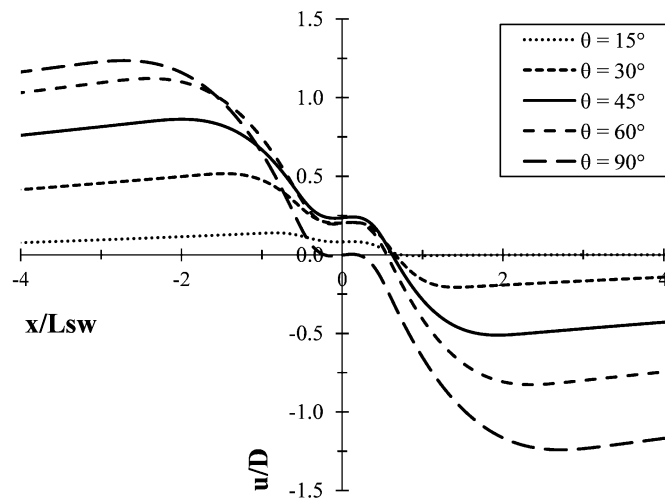
3.3.3.3 Επιρροή της γωνίας διασταύρωσης

Για τη μελέτη της επιρροής της γωνίας διασταύρωσης κατολίσθησης-αγωγού εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα πέντε διαφορετικές τιμές: $\theta = 15, 30, 45, 60$ και 90° . Σε όλες τις περιπτώσεις, η δύναμη κατολίσθησης είναι ίση με $q = 10$ kN/m, το πλάτος κατολίσθησης $L_{SW} = 200$ m και η εδαφική αντίσταση ίση με τη μέση τιμή του Πίνακα 3.5. Τα φορτία λειτουργίας του αγωγού δεν λαμβάνονται υπόψη. Τονίζεται ότι το προτεινόμενο προσομοίωμα δύναται να υπολογίσει την απόκριση του αγωγού μόνο όταν η καταπόνηση καθορίζεται από τις πλευρικές μετατοπίσεις, δηλαδή, όταν η αξονική δύναμη είναι εφελκυστική ($T \geq 0$) στο τμήμα του αγωγού κατά μήκος της κατολίσθησης. Στην περίπτωση εμφάνισης θλιπτικής αξονικής δύναμης στο παραπάνω τμήμα του αγωγού, ο αγωγός πρέπει να ελεγχθεί έναντι λυγισμού, σύμφωνα με τις αντίστοιχες μελέτες (Chee et al., 2018; Karampour et al., 2013; Xu & Lin, 2017; Zeng & Duan, 2014).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.42, μεγαλύτερη γωνία διασταύρωσης έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη πλευρική μετατόπιση του αγωγού, y/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 5, 14.4, 23.4, 30.9 και 37.4 m για γωνία διασταύρωσης 15, 30, 45, 60 και 90° , αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές είναι από 0 έως 11 m για γωνία διασταύρωσης 90° έως 0° , αντίστοιχα. Το μήκος του αγωγού που μετακινείται πλευρικά αυξάνεται όσο αυξάνεται η γωνία διασταύρωσης. Όσον αφορά στις οριζόντιες μετατοπίσεις (Σχήμα 3.43), μεγαλύτερη γωνία διασταύρωσης έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση του αγωγού, u/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 0.1, 0.5, 0.8, 1.1 και 1.2 m για γωνία διασταύρωσης 15, 30, 45, 60 και 90° , αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές αυξάνεται όσο αυξάνεται η γωνία διασταύρωσης και βρίσκεται πάντοτε στην αριστερή πλευρά του αγωγού, εκτός από την περίπτωση $\theta = 90^\circ$ οι οριζόντιες μετατοπίσεις είναι -όπως αναμενόταν- αντισυμμετρικές.

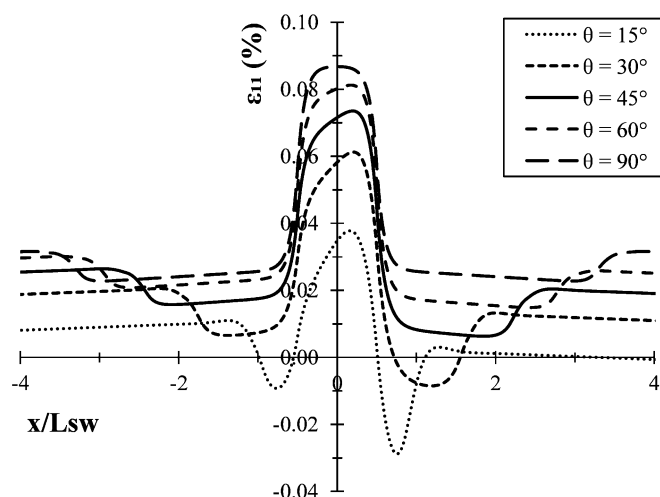


Σχήμα 3.42. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.

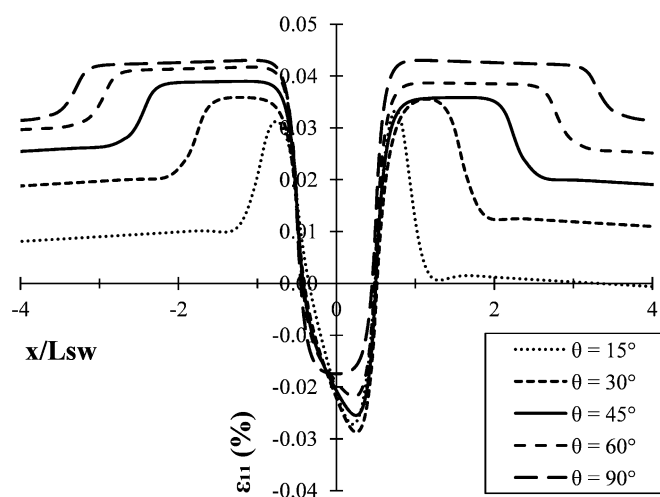


Σχήμα 3.43. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.

Όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 3.44 και 3.45, οι αξονικές παραμορφώσεις στην κατάντη και ανάντη παρειά του αγωγού παρουσιάζουν απόλυτη μέγιστη τιμή σε απόσταση από $x/L_{sw} = 0$ για $\theta = 90^\circ$ έως $x/L_{sw} = 0.25$ για τις υπόλοιπες γωνίες διασταύρωσης. Οι παραμορφώσεις στην κατάντη και την ανάντη παρειά του αγωγού εμφανίζουν αντίστροφα μοτίβα λόγω της ροπής κάμψης κατά μήκος του αγωγού. Οι αξονικές παραμορφώσεις του αγωγού τόσο στα ανάντη όσο και τα κατάντη της κατολίσθησης εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές στα αριστερά της κατολίσθησης λόγω της παρουσίας μεγαλύτερης αξονικής δύναμης, εκτός από την περίπτωση $\theta = 90^\circ$ όπου οι παραμορφώσεις είναι συμμετρικές. Το ενεργό μήκος του αγωγού είναι από 2.4 έως 7.1 km στα αριστερά και από 0.5 έως 7.1 km στα δεξιά για γωνία διασταύρωσης 15 έως 90° , αντίστοιχα.



Σχήμα 3.44. Αξονικές παραμορφώσεις (κατάντη) για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.



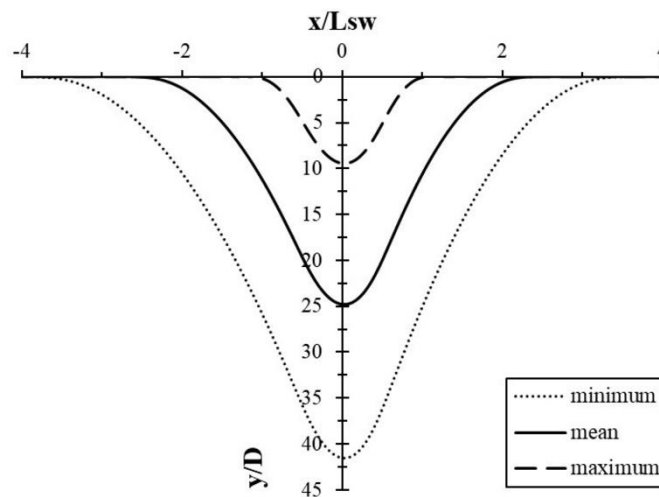
Σχήμα 3.45. Αξονικές παραμορφώσεις (ανάντη) για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης.

Θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στην ανάντη παρειά του αγωγού για όλες τις περιπτώσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.45. Για τις δύο μικρότερες γωνίες διασταύρωσης, $\theta = 15^\circ$ και 30° , θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται και στην κατάντη παρειά του αγωγού (Σχήμα 3.44). Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.076%, εμφανίζεται στην ανάντη παρειά του αγωγού για $\theta = 30^\circ$ και είναι αρκετά μικρή για να προκαλέσει τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Mises που καταγράφεται είναι ίση με 182 MPa, εμφανίζεται στην κατάντη παρειά του αγωγού για $\theta = 90^\circ$ και είναι μικρότερη από την τάση διαρροής του υλικού που χρησιμοποιείται. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι ο υπολογισμός της πλευρικής και της οριζόντιας συνιστώσας της δύναμης κατολίσθησης δεν εξαρτάται αποκλειστικά από τη γωνία διασταύρωσης (Randolph &

White, 2012; Zakeri, 2009). Ωστόσο, ο λεπτομερής υπολογισμός των παραπάνω δυνάμεων ξεφεύγει από τη θεματολογία του συγκεκριμένου Κεφαλαίου.

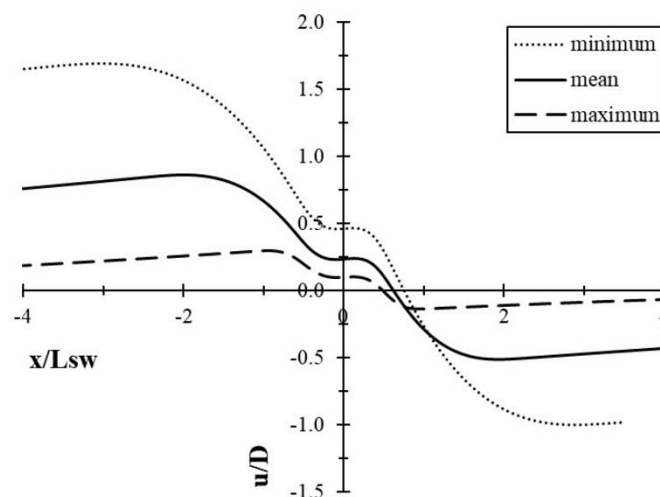
3.3.3.4 Επιρροή της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού

Για τη μελέτη της επιρροής της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα τρεις διαφορετικές τιμές δυνάμεων εδαφικής αντίστασης τόσο πλευρικά όσο και αξονικά: οι ελάχιστες, μέσες και μέγιστες του Πίνακα 3.5. Τα φορτία λειτουργίας του αγωγού δεν λαμβάνονται υπόψη. Σε όλες τις περιπτώσεις, η δύναμη κατολίσθησης είναι ίση με $q = 10 \text{ kN/m}$, το πλάτος κατολίσθησης $L_{sw} = 200 \text{ m}$ και η γωνία διασταύρωσης κατολίσθησης-αγωγού $\theta = 45^\circ$.



Σχήμα 3.46. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις εδαφικής αντίστασης.

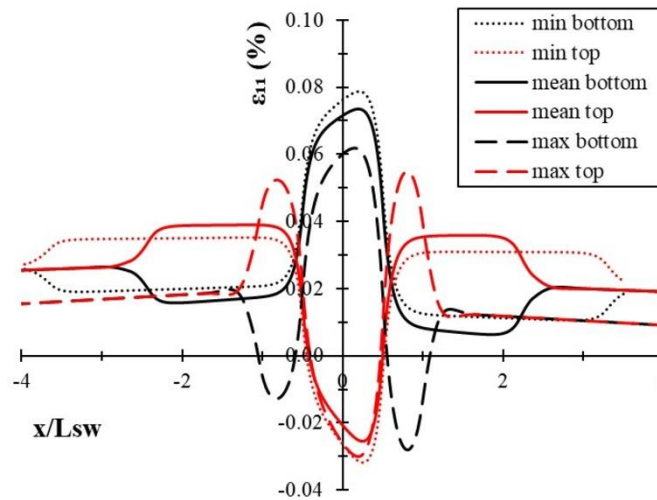
Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.46, σκληρότερο έδαφος έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση μικρότερων κανονικοποιημένων πλευρικών μετατοπίσεων, y/D , λόγω των μεγαλύτερων δυνάμεων που ασκούνται στον αγωγό. Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 8.9, 23.4 και 39.2 m για μέγιστες, μέσες και ελάχιστες δυνάμεις εδαφικής αντίστασης, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές είναι 5 m για σε όλες τις περιπτώσεις. Το μήκος του αγωγού που μετακινείται πλευρικά αυξάνεται όσο μειώνεται η εδαφική αντίσταση. Όσον αφορά στις οριζόντιες μετατοπίσεις (Σχήμα 3.47), σκληρότερο έδαφος έχει ως αποτέλεσμα την εμφάνιση μικρότερων κανονικοποιημένων οριζόντιων μετατοπίσεων, u/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 1.6, 0.8 και 0.3 m για, ελάχιστες μέσες και μέγιστες δυνάμεις εδαφικής αντίστασης, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές αυξάνεται όσο μειώνεται η εδαφική αντίσταση.



Σχήμα 3.47. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές δυνάμεις εδαφικής αντίστασης.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.48, οι παραμορφώσεις στην κατάντη και την ανάντη παρειά του αγωγού εμφανίζουν αντίστροφα μοτίβα λόγω της ροπής κάμψης κατά μήκος του αγωγού, ενώ οι μεγαλύτερες τιμές καταγράφονται στα αριστερά της κατολίσθησης λόγω της παρουσίας μεγαλύτερης αξονικής δύναμης. Οι αξονικές παραμορφώσεις στην κατάντη και ανάντη παρειά του αγωγού παρουσιάζουν απόλυτη μέγιστη τιμή σε απόσταση $x/L_{SW} = 0.2$ σε όλες τις περιπτώσεις. Παρατηρείται ότι για την περίπτωση μέγιστης εδαφικής αντίστασης, οι αξονικές παραμορφώσεις έξω από την περιοχή της κατολίσθησης παρουσιάζουν συγκρίσιμες τιμές με τις παραμορφώσεις εντός της κατολίσθησης. Αυτό συμβαίνει λόγω των αυξημένων πλευρικών και αξονικών δυνάμεων που ασκούνται στον αγωγό, οι οποίες αυξάνουν την καμπυλότητα του αγωγού. Το ενεργό μήκος του αγωγού είναι από 2.9 έως 11.7 km στα αριστερά και από 1.9 έως 9.0 km στα δεξιά για μέγιστη και ελάχιστη εδαφική αντίσταση, αντίστοιχα.

Θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στην ανάντη παρειά του αγωγού για όλες τις περιπτώσεις, αλλά και στην κατάντη παρειά για μεγάλη εδαφική αντίσταση. Σε σκληρότερο έδαφος είναι πιο πιθανό να δημιουργηθούν θλιπτικές παραμορφώσεις λόγω της μεγαλύτερης καμπυλότητας του αγωγού. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.029%, εμφανίζεται στην ανάντη παρειά του αγωγού για μικρή εδαφική αντίσταση και είναι αρκετά μικρή για να προκαλέσει τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Mises που καταγράφεται είναι ίση με 165 MPa, εμφανίζεται στην κατάντη παρειά του αγωγού για μικρή εδαφική αντίσταση και είναι μικρότερη από την τάση διαρροής του υλικού που χρησιμοποιείται.



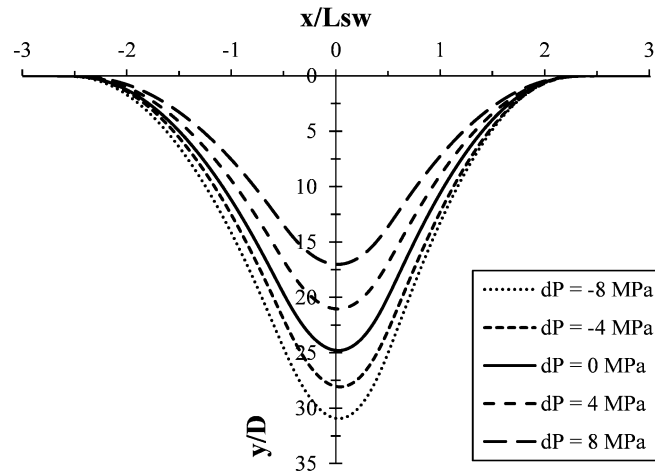
Σχήμα 3.48. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές δυνάμεις εδαφικής αντίστασης.

3.3.3.5 Επιρροή της διαφοράς πίεσης

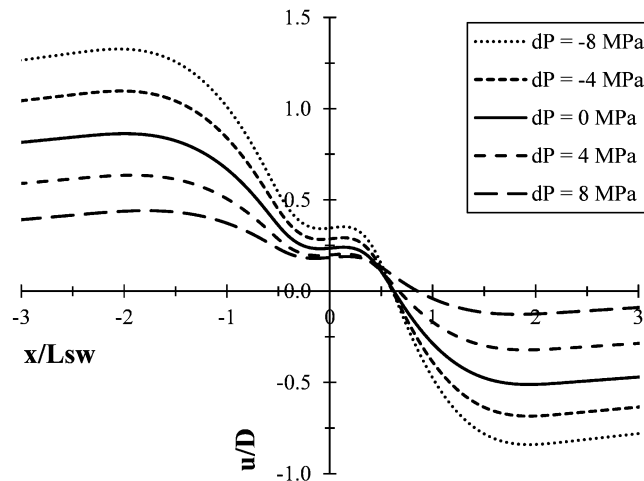
Για τη μελέτη της επιρροής της διαφοράς πίεσης εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα πέντε διαφορετικές τιμές: $dP = -8, -4, 0, 4$ και 8 MPa. Θετικές τιμές αντιστοιχούν σε μεγαλύτερη εσωτερική πίεση, P_i , αρνητικές σε μεγαλύτερη εξωτερική πίεση, P_e , και η μηδενική τιμή αντιστοιχεί σε ισορροπία εσωτερικής και εξωτερικής πίεσης. Χαρακτηριστικά αναφέρεται η περίπτωση του αγωγού TAP, που στο βαθύτερο τμήμα του βρίσκεται σχεδόν σε ισορροπία μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής πίεσης (TAP, 2013a). Σε όλες τις περιπτώσεις, η δύναμη κατολίσθησης είναι ίση με $q = 10$ kN/m, το πλάτος κατολίσθησης $L_{sw} = 200$ m, η γωνία διασταύρωσης $\theta = 45^\circ$ και η εδαφική αντίσταση ίση με τη μέση τιμή του Πίνακα 3.5. Η διαφορά πίεσης του αγωγού θεωρήθηκε μηδενική ($dT = 0$).

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.49, μεγαλύτερη εσωτερική πίεση έχει ως αποτέλεσμα μικρότερη κανονικοποιημένη πλευρική μετατόπιση του αγωγού, y/D , ενώ μεγαλύτερη εξωτερική πίεση αυξάνει τις μετατοπίσεις. Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 29.2, 26.5, 23.4, 19.9 και 16.1 m για διαφορά πίεσης -8, -4, 0, 4 και 8 MPa, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές είναι 5 m σε όλες τις περιπτώσεις. Επίσης, το μήκος του αγωγού που μετακινείται πλευρικά παραμένει σταθερό για κάθε πλάτος κατολίσθησης, φτάνοντας σε απόσταση $x/L_{sw} \approx 2$ σε κάθε περίπτωση. Όσον αφορά στις οριζόντιες μετατοπίσεις (Σχήμα 3.50), μεγαλύτερη εσωτερική πίεση έχει ως αποτέλεσμα μικρότερη κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση του αγωγού, u/D , ενώ μεγαλύτερη εξωτερική πίεση αυξάνει τις μετατοπίσεις. Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 1.3, 1.0, 0.8, 0.6 και 0.4 m για διαφορά πίεσης -8, -4, 0, 4 και 8 MPa, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται

οι παραπάνω τιμές βρίσκεται πάντοτε στην αριστερή πλευρά του αγωγού σε απόσταση $x/L_{SW} \approx 1.5$ σε κάθε περίπτωση.



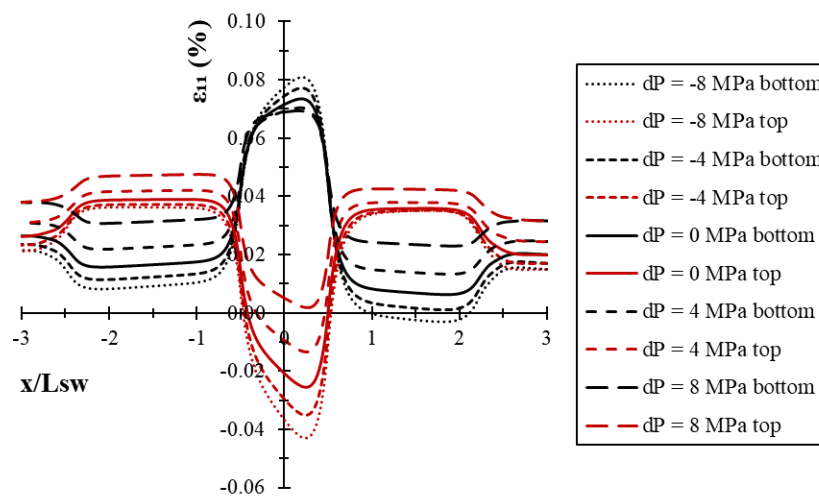
Σχήμα 3.49. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές πίεσης.



Σχήμα 3.50. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές πίεσης.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.51, οι παραμορφώσεις στην κατάντη και την ανάντη παρειά του αγωγού εμφανίζουν αντίστροφα μοτίβα, ενώ οι απόλυτα μέγιστες τιμές καταγράφονται σε απόσταση $x/L_{SW} = 0.2$ m σε κάθε περίπτωση. Οι αξονικές παραμορφώσεις του αγωγού τόσο στα ανάντη όσο και τα κατάντη της κατολίωσης εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές στα αριστερά της κατολίωσης λόγω της παρουσίας μεγαλύτερης αξονικής δύναμης. Το ενεργό μήκος του αγωγού είναι από 4.8 έως 8.4 km στα αριστερά και από 3.4 έως 7.1 km στα δεξιά για διαφορά πίεσης -8 έως 8 MPa, αντίστοιχα.

Θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στην ανάντη παρειά του αγωγού για κάθε περίπτωση εκτός από τη διαφορά πίεσης $dP = 8 \text{ MPa}$. Για διαφορά πίεσης $dP = -8 \text{ MPa}$, θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται και στην κατάντη παρειά του αγωγού. Σε γενικές γραμμές, η θετική διαφορά πίεσης, $dP > 0$, δηλαδή μεγαλύτερη εσωτερική πίεση, φαίνεται να είναι ευνοϊκή για την απόκριση του αγωγού. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.043% , εμφανίζεται στην ανάντη παρειά του αγωγού για $dP = -8 \text{ MPa}$ και είναι αρκετά μικρή για να προκαλέσει τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Mises που καταγράφεται είναι ίση με 238 MPa , εμφανίζεται στην κατάντη παρειά του αγωγού για $dP = -8 \text{ MPa}$ και είναι μικρότερη από την τάση διαρροής του υλικού που χρησιμοποιείται.

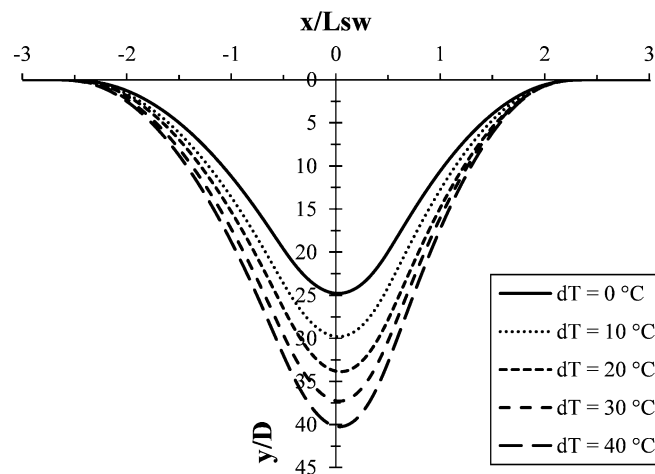


Σχήμα 3.51. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές διαφορές πίεσης.

3.3.3.6 Επιρροή της διαφοράς θερμοκρασίας

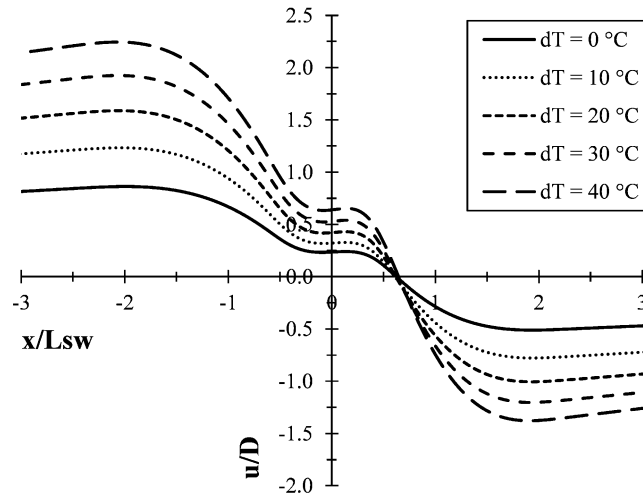
Για τη μελέτη της επιρροής της διαφοράς θερμοκρασίας εφαρμόστηκαν στο προσομοίωμα πέντε διαφορετικές τιμές: $dT = 0, 10, 20, 30$ και $40 \text{ }^\circ\text{C}$. Οι τιμές αυτές αντιστοιχούν σε πραγματικές συνθήκες. Χαρακτηριστικά αναφέρεται η περίπτωση του αγωγού TAP, που η διαφορά θερμοκρασίας μεταξύ του αγωγού και της θάλασσας κυμαίνεται από 20 έως $40 \text{ }^\circ\text{C}$, ανάλογα το βάθος και την περίοδο του έτους (TAP, 2013a). Σε όλες τις περιπτώσεις, η δύναμη κατολίσθησης είναι ίση με $q = 10 \text{ kN/m}$, το πλάτος κατολίσθησης $L_{sw} = 200 \text{ m}$, η γωνία διασταύρωσης $\theta = 45^\circ$ και η εδαφική αντίσταση ίση με τη μέση τιμή του Πίνακα 3.5. Η διαφορά θερμοκρασίας του αγωγού θεωρήθηκε μηδενική ($dP = 0$). Ο θερμικός συντελεστής που χρησιμοποιείται είναι αντιστοιχεί σε ποιότητα χάλυβα X65 και είναι: $\alpha_T = 1.16 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.52, μεγαλύτερη διαφορά θερμοκρασίας έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη πλευρική μετατόπιση του αγωγού, y/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 23.4, 28.2, 32.0, 35.2 και 38.0 m για διαφορά θερμοκρασίας 0, 10, 20, 30 και 40 °C, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές είναι 5 m σε όλες τις περιπτώσεις. Επίσης, το μήκος του αγωγού που μετακινείται πλευρικά παραμένει σταθερό για κάθε πλάτος κατολίσθησης, φτάνοντας σε απόσταση $x/L_{SW} \approx 2$ σε κάθε περίπτωση. Όσον αφορά στις οριζόντιες μετατοπίσεις (Σχήμα 3.53), μεγαλύτερη διαφορά θερμοκρασίας έχει ως αποτέλεσμα μεγαλύτερη κανονικοποιημένη οριζόντια μετατόπιση του αγωγού, u/D . Η μέγιστη μετατόπιση που καταγράφεται είναι: 0.8, 1.2, 1.5, 1.8 και 2.1 m για διαφορά θερμοκρασίας 0, 10, 20, 30 και 40 °C, αντίστοιχα. Η απόσταση από το μέσο της κατολίσθησης που εμφανίζονται οι παραπάνω τιμές βρίσκεται πάντοτε στην αριστερή πλευρά του αγωγού σε απόσταση $x/L_{SW} \approx 1.5$ σε κάθε περίπτωση.

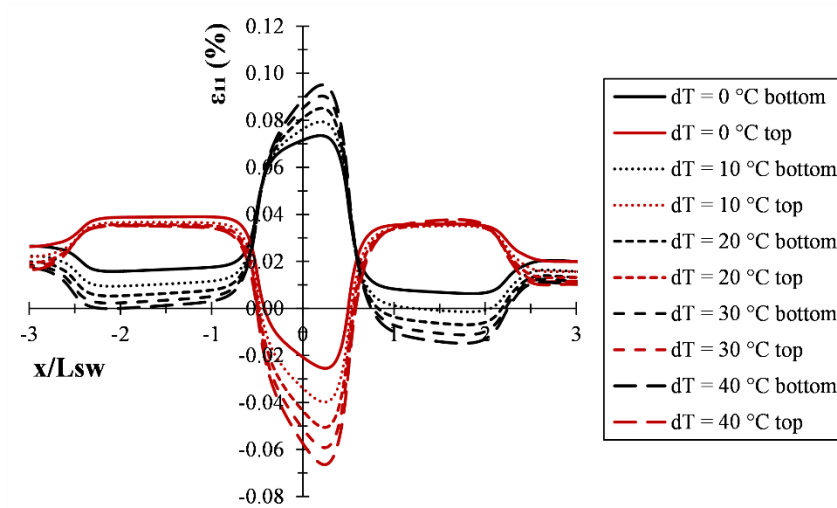


Σχήμα 3.52. Πλευρική μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές θερμοκρασίας.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.54, οι παραμορφώσεις στην κατάντη και την ανάντη παρεία του αγωγού εμφανίζουν αντίστροφα μοτίβα, ενώ οι απόλυτα μέγιστες τιμές καταγράφονται σε απόσταση $x/L_{SW} = 0.2$ m σε κάθε περίπτωση. Οι αξονικές παραμορφώσεις του αγωγού τόσο στα ανάντη όσο και τα κατάντη της κατολίσθησης εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές στα αριστερά της κατολίσθησης λόγω της παρουσίας μεγαλύτερης αξονικής δύναμης. Το ενεργό μήκος του αγωγού είναι από 3.8 έως 5.9 km στα αριστερά και από 2.4 έως 4.6 km στα δεξιά για διαφορά θερμοκρασίας 0 έως 40 °C, αντίστοιχα.



Σχήμα 3.53. Οριζόντια μετατόπιση αγωγού για διαφορετικές διαφορές θερμοκρασίας.



Σχήμα 3.54. Αξονικές παραμορφώσεις για διαφορετικές διαφορές θερμοκρασίας.

Θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στην ανάντη παρειά του αγωγού για κάθε περίπτωση, αλλά και στην κατόντη για κάθε περίπτωση εκτός από τη διαφορά θερμοκρασίας $dT = 0$. Σε γενικές γραμμές, η διαφορά θερμοκρασίας φαίνεται να είναι δυσμενής για την απόκριση του αγωγού. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.066%, εμφανίζεται στην ανάντη παρειά του αγωγού για $dT = 40$ °C και είναι αρκετά μικρή για να προκαλέσει τοπικό λυγισμό. Η μέγιστη τάση Von Mises που καταγράφεται είναι ίση με 200 MPa, εμφανίζεται στην κατόντη παρειά του αγωγού για $dT = 40$ °C και είναι μικρότερη από την τάση διαρροής του υλικού που χρησιμοποιείται.

3.3.3.7 Σχόλια επί της εφαρμοσιμότητας του προσομοιώματος

Όπως αναφέρεται και στην Ενότητα 3.3.1, το προσομοίωμα δεν εξασφαλίζει τη συνέχεια των κλίσεων, y' , και τεμνουσών δυνάμεων, Q , μεταξύ του τμήματος του αγωγού που αναλύεται με τη μέθοδο πεπερασμένων διαφορών (τμήμα C_1-C_2) και των τμημάτων C_1-D_1 και C_2-D_2 που λύνονται ως ελαστικές δοκοί. Βάσει των αναλύσεων που έγιναν στις προηγούμενες Ενότητες παρατηρήθηκε ότι οι διαφορές στις κλίσεις, y' , είναι της τάξης του 10^{-8} , μικρότερες και από το όριο σύγκλισης που χρησιμοποιείται κατά την επίλυση ($n = 10^{-4}$). Από την άλλη, οι διαφορές που παρατηρήθηκαν στις τέμνουσες δυνάμεις, Q , είναι της τάξης του 10^{-1} , που είναι μεγαλύτερο από το παραπάνω όριο. Παρ' όλα αυτά, οι τέμνουσες δυνάμεις σε αυτήν την απόσταση είναι αρκετά μικρές και οι παραπάνω διαφορές δεν επηρεάζουν την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων.

Όσον αφορά στην απόκριση του αγωγού παρατηρήθηκε ότι -σύμφωνα με το κριτήριο αστοχίας Von Mises- ο αγωγός παραμένει εντός ελαστικής συμπεριφοράς σε όλες τις περιπτώσεις. Η τάση Von Mises στην κατάντη (bottom) παρειά του αγωγού, όπου αξονική και καμπτική τάση αθροίζονται ενώ η διατμητική τάση είναι μηδενική, είναι πάντοτε μεγαλύτερη από την τάση Von Mises στο μέσο του αγωγού, όπου συνυπάρχει η αξονική και διατμητική τάση ενώ η καμπτική μηδενίζεται. Επομένως, συμπεραίνεται ότι στο εξεταζόμενο πρόβλημα ο συνδυασμός αξονικής και καμπτικής τάσης είναι πιο κρίσιμος από τον συνδυασμό αξονικής και διατμητικής τάσης.

3.4 Συμπεράσματα

Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνήθηκε η κινηματική καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολίσθησης. Στο πλαίσιο της διερεύνησης αναπτύχθηκαν δύο νέα αναλυτικά προσομοιώματα. Στο πρώτο προσομοιώνεται αγωγός υπό πλευρική καταπόνηση, ενώ η πλευρική εδαφική αντίσταση προσομοιώνεται ως τρι-γραμμική, σύμφωνα με τα νεότερα διεθνή πρότυπα. Στο δεύτερο ημι-αναλυτικό προσομοίωμα διερευνάται η καταπόνηση αγωγού για λοξή κατολίσθηση, δηλαδή για διάφορες γωνίες διασταύρωσης κατολίσθησης-αγωγού. Τα προτεινόμενα προσομοιώματα συγκρίνονται με αριθμητικά προσομοιώματα και άλλες αναλυτικές μεθοδολογίες. Στη συνέχεια, χρησιμοποιούνται για τη διεξαγωγή εκτεταμένων παραμετρικών διερευνήσεων υπό ρεαλιστικές συνθήκες σύμφωνα με τη μελέτη του αγωγού TAP στην Αδριατική Θάλασσα. Από τα αποτελέσματα της παραμετρικής διερεύνησης μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Το αναλυτικό προσομοίωμα με τρι-γραμμική πλευρική εδαφική αντίσταση δίνει πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα από αντίστοιχα προσομοιώματα με δι-γραμμική πλευρική εδαφική αντίσταση, καθώς τα τελευταία έχουν την τάση να υπερεκτιμούν τις μετατοπίσεις ενώ υποεκτιμούν τις παραμορφώσεις. Παράλληλα αυξάνεται το εύρος της εφαρμοσιμότητας του αναλυτικού προσομοιώματος για μεγαλύτερες δυνάμεις και πλάτη κατολίσθησης. Ωστόσο, το προτεινόμενο προσομοίωμα δεν είναι εφαρμόσιμο για πλαστική απόκριση αγωγού.
- Το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα για λοξές κατολίσθήσεις παρέχει τη δυνατότητα προσομοίωσης κατολίσθησεων υπό γωνία χωρίς περιορισμούς στη δύναμη και το πλάτος κατολίσθησης. Επίσης, η δυνατότητα μεταβολής της αξονικής δύναμης κατά μήκος του αγωγού αυξάνει την ακρίβεια των αποτελεσμάτων σε σχέση με προηγούμενες προσεγγίσεις που θεωρείται σταθερή. Ωστόσο, το προτεινόμενο προσομοίωμα δεν είναι εφαρμόσιμο για πλαστική απόκριση αγωγού και μικρές γωνίες διασταύρωσης κατολίσθησης-αγωγού.
- Σε γενικές γραμμές, μεγαλύτερες δυνάμεις κατολίσθησης, πλάτη κατολίσθησης και γωνίες διασταύρωσης αυξάνουν τις μετατοπίσεις του αγωγού. Αντίθετα, το σκληρότερο έδαφος μειώνει τις πλευρικές μετατοπίσεις, αλλά αυξάνει τις παραμορφώσεις και το ενεργό μήκος του αγωγού. Όσον αφορά στα φορτία λειτουργίας η υπεροχή της εσωτερικής έναντι της εξωτερικής πίεσης και η μείωση της διαφοράς θερμοκρασίας φαίνεται να λειτουργούν ευνοϊκά για τον αγωγό.
- Για μικρότερα πλάτη κατολίσθησης η ροπή κάμψης φαίνεται να καθορίζει την απόκριση του αγωγού, εν αντιθέσει με μεγάλα πλάτη κατολίσθησης που καθοριστικό ρόλο φαίνεται να παίζει η αξονική δύναμη.
- Σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις οι εφελκυστικές παραμορφώσεις αποτελούν την κύρια μορφή καταπόνησης του αγωγού. Το παραπάνω μπορεί να θεωρηθεί ευνοϊκό για την ακεραιότητα του αγωγού λόγω της δυνατότητας των μεταλλικών αγωγών να αναπτύσσουν μεγάλες εφελκυστικές παραμορφώσεις. Ωστόσο, για μικρά πλάτη κατολίσθησης, σκληρό έδαφος και μικρές γωνίες διασταύρωσης δύναται να αναπτυχθούν κρίσιμες θλιπτικές παραμορφώσεις. Το γεγονός ότι η απόκριση του αγωγού ήταν εντός των ορίων ελαστικότητας, φανερώνει τη διευρυμένη δυνατότητα προσομοίωσης μεταλλικών αγωγών χωρίς την ανάπτυξη πλαστικών τάσεων.

Στο Κεφάλαιο διερευνήθηκε εκτενώς το φαινόμενο της κινηματικής καταπόνησης υποθαλάσσιου αγωγού λόγω κατολίσθησης. Ωστόσο, σε μελλοντική έρευνα θα μπορούσε να διερευνηθεί περαιτέρω η επιρροή άλλων παραμέτρων, όπως οι πλαστικές παραμορφώσεις, η κλίση του πυθμένα, αλλά και η παρουσία αγκυρώσεων ή/και καμπυλώσεων κατά μήκος του αγωγού.

ΔΙΑΔΟΣΗ ΔΕΥΤΕΡΟΓΕΝΩΝ ΡΗΓΜΑΤΩΝ ΜΕΣΑ ΑΠΟ ΕΔΑΦΙΚΗ ΣΤΡΩΣΗ

4.1 Εισαγωγή

Η διάδοση ρηγμάτων μέσα από εδαφικές στρώσεις είναι ένα φαινόμενο που έχει απασχολήσει ιδιαίτερα μηχανικούς κι ερευνητές τις τελευταίες δεκαετίες καθώς έχει αποδειχθεί ότι μπορεί να προκαλέσει εκτεταμένες καταστροφές σε κτήρια και ΔΚΩ, όπως αναφέρεται και στην Ενότητα 2.3. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελούν οι τρεις καταστροφικοί σεισμοί του 1999 στο Kocaeli και Duzce της Τουρκίας και στο Chi-Chi της Ταϊβάν, οι οποίοι δημιούργησαν εκτεταμένες επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις. Ο σεισμός μεγέθους M_w 7.4 στο Kocaeli δημιούργησε επιφανειακές μετακινήσεις έως και 5 m κατά μήκος μίας ζώνης 140 km, οι οποίες προκάλεσαν καταστροφές σε κτήρια, ναούς και άλλες υποδομές (Anastasopoulos & Gazetas, 2007a; Sahin & Tari, 2000). Ο σεισμός μεγέθους M_w 7.2 στο Duzce δημιούργησε οριζόντιες και κατακόρυφες επιφανειακές μετακινήσεις της τάξης των 3 και 5 m, αντίστοιχα, σε μία ζώνη μήκους 45 km (Sahin & Tari, 2000). Ο σεισμός μεγέθους M_w 7.7 στο Chi-Chi δημιούργησε οριζόντιες και κατακόρυφες επιφανειακές μετατοπίσεις της τάξης των 10 και 11 m, αντίστοιχα, σε μία ζώνη μήκους 105 km, προκαλώντας καταστροφές σε κτήρια και ΔΚΩ (Dong et al., 2003; Kelson et al., 2001; C. W. Lin et al., 2003). Πιο πρόσφατα, ο σεισμός μεγέθους M_w 7.9 στο Wenchuan της Κίνας το 2008 δημιούργησε οριζόντιες και κατακόρυφες επιφανειακές μετακινήσεις της τάξης των 5 και 7 m, αντίστοιχα, κατά μήκος δύο ζωνών μήκους 240 και 70 km, προκαλώντας καταστροφές σε πολλά κτήρια (Yongshuang Zhang et al., 2013).

Τα ρήγματα είναι διαρρήξεις των πετρωμάτων βαθιά στον φλοιό της Γης. Όταν οι διαρρήξεις αυτές φτάνουν έως την επιφάνεια του εδάφους, η διάδοσή τους επηρεάζεται από τα μηχανικά και γεωμετρικά χαρακτηριστικά των εδαφικών στρώσεων. Το παραπάνω φαινόμενο έχει ερευνηθεί μέσα από μελέτες πεδίου, πειραματικές και αριθμητικές προσεγγίσεις. Οι μελέτες πεδίου περιλαμβάνουν την παρατήρηση των μοτίβων διάρρηξης στις εδαφικές στρώσεις (Bray, Seed, Cluff, et al., 1994; Dobrev & Košťák, 2000; Lade et al., 1984; Loukidis et al., 2009) και την επιρροή αυτών σε παρακείμενες κατασκευές και υποδομές (Anastasopoulos & Gazetas, 2007a; Dong et al., 2003; Faccioli et al., 2008; Kelson et al., 2001; Yongshuang Zhang et al., 2013). Παρατηρήσεις από μελέτες πεδίου μπορούν να συγκριθούν με αποτελέσματα από πειραματικά και αριθμητικά προσομοιώματα. Για παράδειγμα, οι Loukidis et al. (2009) συνέκριναν τα μοτίβα διάρρηξης ρήγματος στο Νικομηδινό Θεσσαλονίκης με αποτελέσματα από αριθμητική προσομοίωση.

Η πειραματική διερεύνηση του φαινομένου διεξάγεται συνήθως μέσω προσομοιωμάτων μικρής κλίμακας, τα οποία μπορούν να είναι μη-επιταχυνόμενα (1g) ή επιταχυνόμενα μέσω φυγοκέντρωσης (ng). Στα μη επιταχυνόμενα προσομοιώματα οι ιδιότητες του εδάφους πρέπει να λαμβάνονται υπόψη υπό κλίμακα, ενώ στα επιταχυνόμενα προσομοιώματα η φυγοκέντρωση αυξάνει το βάρος του εδάφους δημιουργώντας συνθήκες που προσομοιάζουν περισσότερο το πεδίο. Πειραματικά προσομοιώματα μικρής κλίμακας έχουν χρησιμοποιηθεί για τη διερεύνηση των μοτίβων διάρρηξης ρηγμάτων (Chang et al., 2015; Cole & Lade, 1984; Ghafari et al., 2021; J. W. Lee & Hamada, 2005; M. L. Lin et al., 2006; Moss et al., 2018; Shi et al., 2020), αλλά και σε πιο εξειδικευμένες μελέτες σχετικά με την επιρροή προ-υπαρχόντων διαρρήξεων στην εδαφική στρώση (Ng et al., 2012) την επιρροή διαφορετικών διαδοχικών εδαφικών στρώσεων (Tali et al., 2019) και την επιρροή εδαφικών ιδιοτήτων όπως η ύπαρξη νερού (Johansson & Konagai, 2007) και συνοχής στο έδαφος (Ahmadi et al., 2018b, 2018a). Πρόσφατα, αντίστοιχα προσομοιώματα χρησιμοποιήθηκαν για τη διερεύνηση της αλληλεπίδρασης ρηγματικών διαρρήξεων με θεμελιώσεις (Loli et al., 2018; Rokouzzaman et al., 2015), αγωγούς (Fadaee et al., 2020; Tsatsis et al., 2019) και υπόγειες σήραγγες (Baziar et al., 2014).

Τα αριθμητικά προσομοιώματα είναι μία δημοφιλής προσέγγιση για την εκτίμηση της διάδοσης της ρηγματικής διάρρηξης μέσα από εδαφικές στρώσεις. Η αξιοπιστία των αριθμητικών προσομοιωμάτων έχει αποδειχθεί μέσω της σύγκρισης των αποτελεσμάτων

τους με αποτελέσματα από πειραματικά προσομοιώματα και μελέτες πεδίου, εδώ και πολλές δεκαετίες (Bray, Seed, & Seed, 1994; Duncan & Lefebvre, 1973; Roth et al., 1982). Αριθμητικές προσομοιώσεις της διάδοσης ρηγματικών διαρρήξεων μέσα από εδαφικές στρώσεις έχουν πραγματοποιηθεί χρησιμοποιώντας τόσο την μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (Loukidis et al., 2009; Nolle et al., 2012; Oettle & Bray, 2013; Qi et al., 2020; Thebian et al., 2018), όσο και τη μέθοδο διακριτών στοιχείων (Distinct Element Method – DEM) (Chang et al., 2015; Hazeghian & Soroush, 2017; Taniyama, 2011). Οι M. L. Lin et al. (2006) χρησιμοποίησαν αριθμητικά προσομοιώματα για τη διερεύνηση της επιρροής των ιδιοτήτων της άμμου (π.χ., γωνία εσωτερικής τριβής και διαστολής) στη διάδοση της διάρρηξης, οι Ng et al. (2012) και οι Oettle and Bray (2013) διερεύνησαν την επιρροή προ-υπαρχόντων διαρρήξεων στην εδαφική στρώση και οι Mortazavi Zanjani and Soroush (2017) την επιρροή διαφορετικών διαδοχικών εδαφικών στρώσεων. Αντίστοιχα προσομοιώματα χρησιμοποιήθηκαν για τη διερεύνηση της αλληλεπίδρασης ρηγματικών διαρρήξεων με θεμελιώσεις (Agalianos et al., 2020; Anastasopoulos & Gazetas, 2007b; Baziar et al., 2015; Rokouzzaman et al., 2015) και υπόγειες σήραγγες (Baziar et al., 2016; Corigliano et al., 2011).

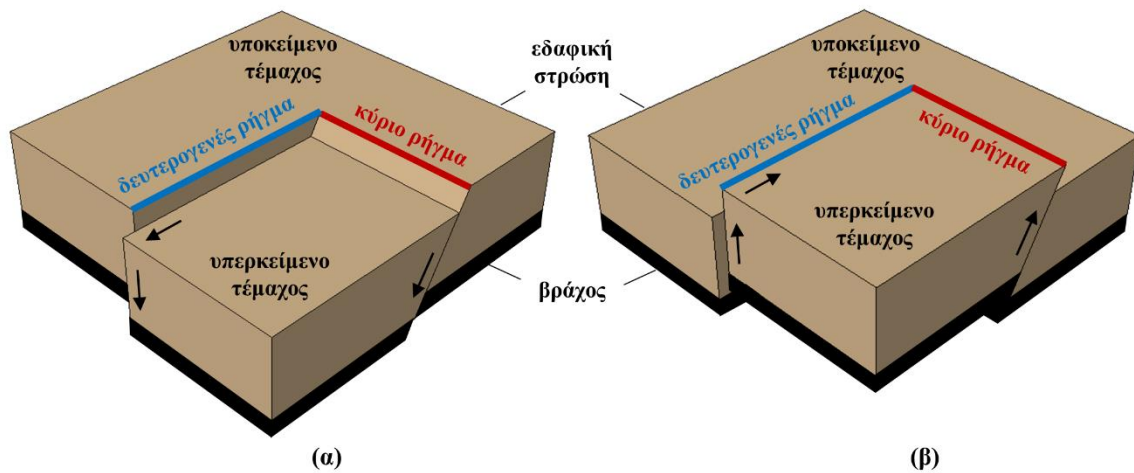
Όπως είναι φανερό από τα παραπάνω, το φαινόμενο της διάδοσης ρηγματικών διαρρήξεων μέσα από εδαφικές στρώσεις είναι εκτενώς μελετημένο. Κοινό σημείο όλων των παραπάνω μελετών είναι η προσομοίωση ενός μεμονωμένου ρήγματος στην εξεταζόμενη περιοχή. Ωστόσο, η υπόθεση ότι τα ρήγματα αποτελούν μεμονωμένες οντότητες δεν αντιπροσωπεύει την πραγματικότητα σε πολλές περιπτώσεις λόγω της παρουσίας δευτερογενών ρηγμάτων. Τα ρήγματα αυτά μπορούν να είναι παράλληλα ή διασταυρούμενα, ενώ μπορούν να εμφανιστούν ταυτόχρονα (από το ίδιο τεκτονικό επεισόδιο) ή από διαφορετικά τεκτονικά επεισόδια. Η εμφάνιση δευτερογενών ρηγμάτων οφείλεται σε φαινόμενα όπως η ανακατανομή των τάσεων ή/και οι ανομοιογένειες στο βραχώδες υπόστρωμα, τα οποία εμφανίζονται κυρίως στα όρια ενός ρήγματος (Cooke, 1997; Gudmundsson et al., 2010; Mandl, 2000; Peacock et al., 2017). Η παρουσία τέτοιων δευτερογενών ρηγμάτων είναι ένα συνηθισμένο φαινόμενο το οποίο έχει καταγραφεί σε πολλούς σεισμούς παγκοσμίως, προκαλώντας μάλιστα και καταστροφές σε κατασκευές (Avar & Hudyma, 2019; Baize et al., 2019; Dong et al., 2003; Fukuyama, 2015; Kelson et al., 2001; Lavine et al., 2003; A. Lin & Chiba, 2017; Ross et al., 2019).

Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνάται η επιρροή που μπορεί να έχει η ταυτόχρονη διάρρηξη κύριου και δευτερογενούς ρήγματος στις εδαφικές μετακινήσεις και στην

ανάπτυξη των μοτίβων διάρρηξης εντός μίας εδαφικής στρώσης. Το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα θεωρείται ότι τέμνονται κάθετα στα όρια του κύριου ρήγματος, ενώ οι μετακινήσεις τους αναπτύσσονται ταυτόχρονα. Για τη μελέτη αναπτύχθηκε ένα τρισδιάστατο αριθμητικό προσομοίωμα από εξαεδρικά στερεά πεπερασμένα στοιχεία, λαμβάνοντας υπόψη συμμετρίες και την επιρροή των συνοριακών συνθηκών. Για τη ρεαλιστική προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους χρησιμοποιήθηκε ελαστοπλαστικό καταστατικό προσομοίωμα που συνδυάζει το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb με ισοτροπική χαλάρωση. Η ακρίβεια του αριθμητικού προσομοιώματος επικυρώθηκε έναντι αποτελεσμάτων από πειραματική διερεύνηση σε φυγοκεντρική για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος. Ακολούθως, διενεργήθηκε μία εκτενής παραμετρική διερεύνηση για διάφορα πάχη εδαφικής στρώσης, εδαφικές ιδιότητες, τύπους και κλίσεις κύριου ρήγματος. Από τη διερεύνηση προέκυψαν αρκετά συμπεράσματα σχετικά με την αλληλεπίδραση των αναπτυσσόμενων διαρρήξεων από το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα, αλλά και την έκταση που δύναται να αναπτυχθούν μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις.

4.2 Περιγραφή του προβλήματος

Ως δευτερογενή ρήγματα ορίζονται οι διαρρήξεις μικρότερης κλίμακας σε εγγύτητα με το κύριο ρήγμα. Τα δευτερογενή ρήγματα μπορούν να λάβουν πολλαπλές διευθύνσεις και να παρουσιάζουν μικρότερες ή εφάμιλλές μετατοπίσεις σε σχέση με το κύριο ρήγμα (Hargitai et al., 2014). Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνάται η περίπτωση όπου το δευτερογενές και το κύριο ρήγμα διασταυρώνονται στα όρια του κύριου ρήγματος με τη διεύθυνση του δευτερογενούς ρήγματος να είναι εγκάρσια στη διεύθυνση του κύριου ρήγματος, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.1. Στις εξεταζόμενες περιπτώσεις, το κύριο ρήγμα, που συμβολίζεται με κόκκινη γραμμή, θεωρείται κανονικό (Σχήμα 4.1α), ανάστροφο (Σχήμα 4.1β) ή πλάγιου τύπου. Το δευτερογενές ρήγμα θεωρείται ότι προκύπτει από τη μετατόπιση του κύριου ρήγματος και ως εκ τούτου είναι πάντοτε πλάγιου τύπου. Τα δύο ρήγματα θεωρείται ότι διαρρηγνύονται ταυτόχρονα και ότι οι μετατοπίσεις τους είναι ίδιου μεγέθους. Τα παραπάνω αντιστοιχούν σε συγκεκριμένες περιπτώσεις δευτερογενών ρηγμάτων. Η διερεύνηση άλλων προσανατολισμών και τύπων κύριων και δευτερογενών ρηγμάτων παρουσιάζει ιδιαίτερο ερευνητικό ενδιαφέρον και μπορεί να πραγματοποιηθεί στο μέλλον. Τέλος, τονίζεται ότι η προσομοίωση της διάρρηξης ρήγματος εντός του βραχώδους υποστρώματος είναι εκτός του πεδίου έρευνας της παρούσας Διδακτορικής Διατριβής.



Σχήμα 4.1. Μετατοπίσεις κύριου και δευτερογενούς ρήγματος για: (α) κανονικό και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα.

4.2.1 Επιτόπιες παρατηρήσεις δευτερογενών ρηγμάτων

Η ύπαρξη δευτερογενών ρηγμάτων αποτελεί ένα φαινόμενο που συναντάται συχνά έπειτα από σεισμικές ακολουθίες κι έχει καταγραφεί σε πολλές μελέτες πεδίου. Οι Baize et al. (2019) παρουσίασαν τη διεθνή βάση δεδομένων για επιφανειακές διαρρήξεις σεισμικών ρηγμάτων (SURE), η οποία επί του παρόντος έχει δεδομένα από 45 σειμούς μεγέθους M_w 5 με 7.9. Δευτερογενείς διαρρήξεις έχουν καταγραφεί σε πολλά από τα παραπάνω σεισμικά γεγονότα, όπως ο σεισμός μεγέθους M_w 7.3 στο Landers των ΗΠΑ το 1992, ο σεισμός μεγέθους M_w 7.2 στο El Mayor του Μεξικού το 2010 και ο σεισμός μεγέθους M_w 6.5 στο Norcia της Ιταλίας το 2016. Αξίζει να αναφερθεί ότι οι μετατοπίσεις που καταγράφηκαν από τη διάρρηξη του δευτερογενούς ρήγματος κατά τη διάρκεια του σεισμού στο Landers των ΗΠΑ ήταν εφάμιλλες με τις μετατοπίσεις του κύριου ρήγματος, και συγκεκριμένα της τάξης του 1 με 3 m (Baize et al., 2019).

Οι Kelson et al. (2001) και οι Dong et al. (2004) παρουσίασαν λεπτομερείς μελέτες σχετικά με τις επιφανειακές διαρρήξεις που προκλήθηκαν από τον σεισμό του 1999 στο Chi-Chi της Ταϊβάν. Παρατηρήθηκε ύπαρξη δευτερογενών ρηγμάτων στο υπερέκλειμο τμήμα του ρήγματος Chelungpu, σε μία απόσταση έως και 350 m από το κύριο ρήγμα, τα οποία μάλιστα προκάλεσαν εκτεταμένες καταστροφές σε κτήρια και ΔΚΩ παρακείμενης πόλης. Οι Lavine et al. (2003) ανέπτυξαν μία μεθοδολογία αναγνώρισης δευτερογενών ρηγμάτων με μικρές επιφανειακές μετατοπίσεις μέσω της καταγραφής ανωμαλιών στην επιφάνεια του εδάφους. Το μοντέλο εφαρμόστηκε στο σύστημα ρηγμάτων Pajarito, στο Νέο Μεξικό των ΗΠΑ, το οποίο έχει μήκος 400 km με πολλά

διασταυρούμενα ρήγματα και θεωρείται ενεργό με ενδεχόμενο παραγωγής σεισμού μεγέθους 6 με 7.

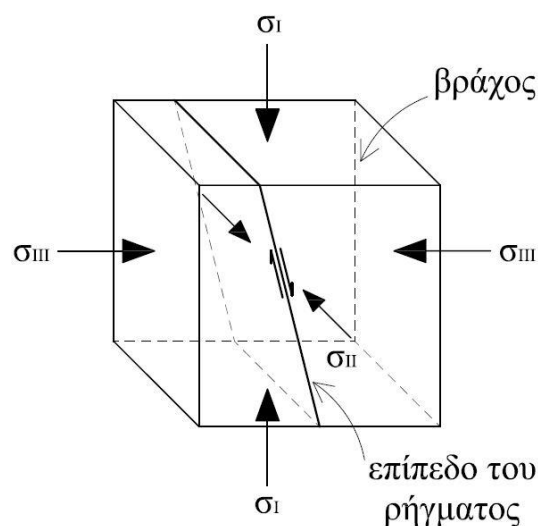
Άλλη χαρακτηριστική περίπτωση είναι αυτή του Fukuyama (2015), όπου εξετάστηκε η μεταβολή των κλίσεων του εδάφους μετά τον σεισμό μεγέθους M_w 6.9 στο Iwate-Miyagi Nairiku της Ιαπωνίας το 2008. Διαπιστώθηκε ότι κατά τη διάρκεια του σεισμού δημιουργήθηκαν επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις σε μία περιοχή μήκους 30 km και πλάτους 10 km λόγω της διάρρηξης αναστροφών ρηγμάτων. Οι A. Lin and Chiba (2017) μελέτησαν τα μοτίβα διάρρηξης που δημιουργήθηκαν από τον σεισμό του 2016 στο Kumamoto της Ιαπωνίας, μεγέθους M_w 7.1. Σύμφωνα με επιτόπιες παρατηρήσεις και τη μεθοδολογία LIDAR (Light Detection And Ranging) προέκυψε ότι ο σεισμός δημιούργησε μία ζώνη ρηγμάτωσης με οριζόντιες επιφανειακές μετακινήσεις έως και 2.5 m σε μία περιοχή μήκους 40 km. Οι παραπάνω επιφανειακές μετακινήσεις ήταν αντίστοιχες με τις μετακινήσεις του κύριου ρήγματος. Η ζώνη ρηγμάτωσης αποτελείτο από διάφορα διασταυρούμενα ρήγματα και ήταν παράλληλη με μία αντίστοιχη προϋπάρχουσα ζώνη. Τέλος, αξίζει να αναφερθούμε στην περίπτωση της σεισμικής ακολουθίας Ridgecrest στην Καλιφόρνια των ΗΠΑ το 2019, η οποία έδωσε δύο σεισμούς μεγέθους M_w 6.4 και 7.1 σε χρονικό διάστημα 34 ωρών (Ross et al., 2019). Από τους σεισμούς δημιουργήθηκαν εγκάρσιες συζευγμένες διαρρήξεις ρηγμάτων μήκους 1 έως 55 km, οι οποίες προσομοιάζουν και με το πρόβλημα που μελετάται στο παρόν Κεφάλαιο.

4.2.2 Μηχανισμοί δημιουργίας δευτερογενών ρηγμάτων

Σύμφωνα με τη θεωρία Mohr-Coulomb, ο τύπος του ρήγματος και η κλίση του επιπέδου του ρήγματος καθορίζονται από την πρώτη (μέγιστη), σ_I , και την τρίτη (ελάχιστη), σ_{III} , κύρια τάση, ενώ η δεύτερη κύρια τάση, σ_{II} , καθορίζει τη διεύθυνση του ρήγματος, όπως απεικονίζεται και στο Σχήμα 4.2. Σε γενικές γραμμές, τα δευτερογενή ρήγματα δημιουργούνται λόγω ανακατανομής των τάσεων στη ζώνη ρήγματος, η οποία συνήθως συνδυάζεται με ανομοιογένειες στις ιδιότητες του βραχώδους υποστρώματος (Mandl, 2000). Σύμφωνα με τους Hargitai et al. (2014), τα δευτερογενή ρήγματα χωρίζονται σε δύο κατηγορίες: αυτά που δημιουργούνται από το πεδίο τάσης στα όρια του κύριου ρήγματος και αυτά που δημιουργούνται από το πεδίο τάσης της ζώνης ρηγμάτωσης. Τα πρώτα είναι συνήθως μικρές διαρρήξεις περιορισμένου μήκους στα όρια του κύριου ρήγματος, ενώ τα δεύτερα είναι διαρρήξεις αντίστοιχου μεγέθους με το κύριο ρήγμα οι οποίες μπορούν να εμφανιστούν οπουδήποτε κατά μήκος του ρήγματος. Ακολούθως, παρουσιάζονται

μερικές ενδεικτικές περιπτώσεις μηχανισμών δημιουργίας δευτερογενών ρηγμάτων με στόχο την εξοικείωση του αναγνώστη με το φαινόμενο.

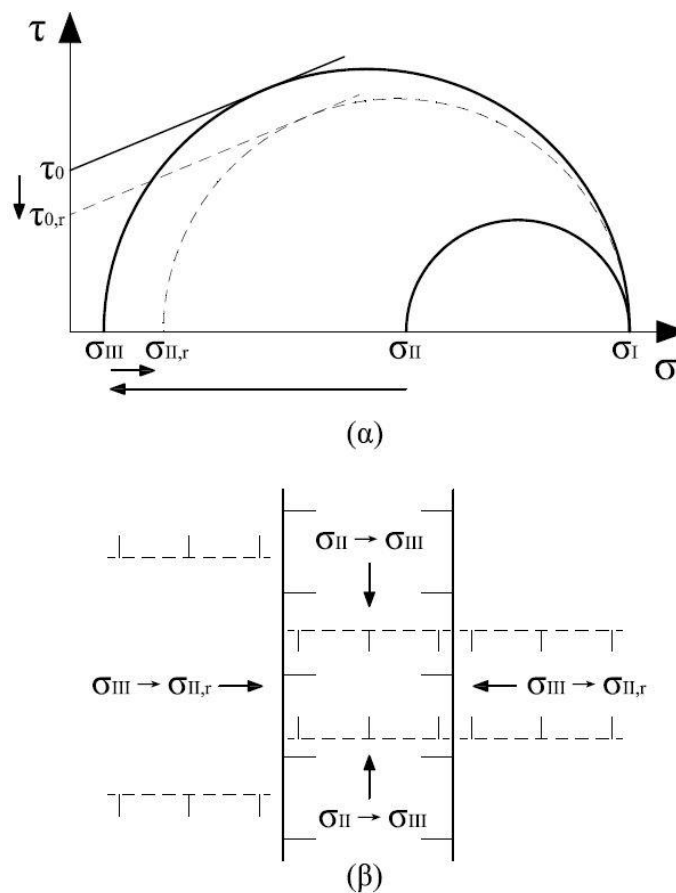
Στο βιβλίο του Mandl (2000) παρουσιάζεται μία περίπτωση μηχανισμού δημιουργίας δευτερογενών ρηγμάτων κατά την οποία συνδυάζονται τα φαινόμενα της ροής όλκιμων υλικών ή τοπικής ανύψωσης -τα οποία προκαλούν ανακατανομή των τάσεων στο βραχώδες υπόστρωμα- και της χαλάρωσης της διατμητικής τάσης μετά την αστοχία του κύριου ρήγματος. Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.3 για την περίπτωση κανονικού κύριου ρήγματος, η διάρρηξη του κύριου ρήγματος ακολουθείται από τη μείωση της διατμητικής τάσης από τ_0 σε $\tau_{0,r}$ εντός μίας στενής ζώνης γύρω από το επίπεδο του ρήγματος. Η μείωση της διατμητικής τάσης προκαλεί την αύξηση της τρίτης κύριας τάσης σε $\sigma_{II,r}$ ώστε ο νέος κύκλος Mohr (διακεκομμένη γραμμή) να εφάπτεται στην οριακή γραμμή αστοχίας. Αν η παραπάνω κατάσταση συνδυαστεί με πλάτυνση του βραχώδους υποστρώματος λόγω ροής όλκιμου υλικού, τότε η δεύτερη κύρια τάση, σ_{II} , μπορεί να μειωθεί σε σ_{III} ώστε ο εσωτερικός κύκλος Mohr να εφάπτεται στην αρχική οριακή γραμμή αστοχίας. Έτσι, όπως απεικονίζεται και στο Σχήμα 4.3β, εμφανίζονται δευτερογενή ρήγματα (διακεκομμένες γραμμές), τα οποία έχουν διεύθυνση κάθετη στη διεύθυνση των κύριων ρηγμάτων (συμπαγείς γραμμές).



Σχήμα 4.2. Κύριες τάσεις κατά τη διάρρηξη ρήγματος σε βράχο.

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα δευτερογενών ρηγμάτων είναι οι διαρρήξεις διεύρυνσης (splay faults), που απεικονίζονται στο Σχήμα 4.4α. Οι διαρρήξεις διεύρυνσης μπορούν να σχηματιστούν τόσο για οριζόντια κύρια ρήγματα, όσο και για κύρια ρήγματα κατά την κλίση και μπορούν να είναι μονόπλευρες ή αμφίπλευρες του κύριου ρήγματος

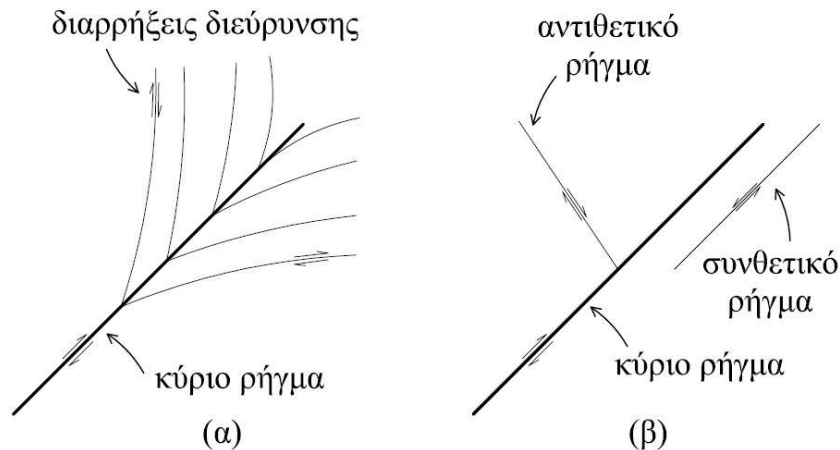
(Scholz, 2011). Η εμφάνιση των διαρρήξεων διεύθυνσης οφείλεται συνήθως στη μεταβολή της διατμητικής αντοχής του βράχου κοντά στα όρια του ρήγματος και σε ανακατανομές των τάσεων αντίστοιχες με αυτές που παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.3α (Cooke, 1997; Scholz, 2011). Άλλο αντίστοιχο παράδειγμα αποτελούν τα συζευγμένα ρήγματα (conjugate faults), τα οποία εμφανίζονται τόσο για οριζόντια κύρια ρήγματα, όσο και για κύρια ρήγματα κατά την κλίση και μπορούν να είναι είτε συνθετικά είτε αντιθετικά του κύριου ρήγματος, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 4.4β. Τα συνθετικά ρήγματα παρουσιάζουν την ίδια διατμητική μετατόπιση με το κύριο ρήγμα, ενώ τα αντιθετικά ρήγματα παρουσιάζουν διατμητική μετατόπιση στην αντίθετη διεύθυνση (Mandl, 2000).



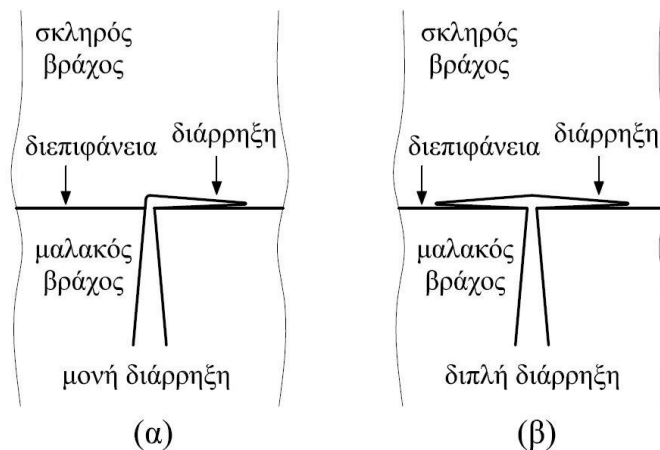
Σχήμα 4.3. (α) Κύκλος Mohr και (β) κάτοψη των ρηγμάτων.

Σύμφωνα με τους Gudmundsson et al. (2010), η ύπαρξη ασυνεχειών προϋπαρχόντων ρηγματώσεων και διεπιφανειών -με διαφορετικές ιδιότητες εκατέρωθεν- στο βραχώδες υπόστρωμα δύνανται να προκαλέσουν εκτροπή της διάδοσης του ρήγματος σε μία ή δύο διευθύνσεις. Στο Σχήμα 4.5 παρουσιάζεται η περίπτωση διάδοσης ρήγματος μέσα από διεπιφάνεια μαλακού προς σκληρού βράχου. Η ύπαρξη του σκληρού βράχου προκαλεί (μονή ή διπλή) εκτροπή της διάρρηξης κατά μήκος του επιπέδου επαφής των δύο

πετρωμάτων. Άλλοι ερευνητές όπως οι Peacock et al. (2017) αναφέρουν ότι τα ρήγματα συνήθως συναντώνται σε σειρές ή δίκτυα διασταυρούμενα μεταξύ τους σε διάφορες γωνίες. Τέλος, το φαινόμενο της αλληλεπίδραση ρηγμάτων έχει διερευνηθεί εκτενώς μέσω δισδιάστατων και τρισδιάστατων αριθμητικών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων (Kase & Kuge, 1998, 2001), καθώς και πειραματικών προσεγγίσεων (H. U. Schwarz & Kilfitt, 2008).



Σχήμα 4.4. Κάτοψη ή πλάγια όψη (α) διαρρήξεων διεύρυνσης και (β) συζευγμένων ρηγμάτων για οριζόντιο ή κατά την κλίση κύριο ρήγμα, αντίστοιχα.



Σχήμα 4.5. Κάτοψη ή πλάγια όψη εκτροπής ρήγματος με (α) μονή και (β) διπλή διάρρηξη λόγω διεπιφάνειας σε βράχο για οριζόντιο ή κατά την κλίση κύριο ρήγμα, αντίστοιχα.

4.3 Μεθοδολογία αριθμητικής προσομοίωσης

Στο παρούσα Ενότητα παρουσιάζεται η μεθοδολογία που υιοθετήθηκε για την αριθμητική προσομοίωση του προβλήματος, όπως αυτό περιγράφεται στην Ενότητα 4.2 και στο Σχήμα 4.1. Η εδαφική στρώση επάνω από τα ρήγματα θεωρείται ομοιόμορφη και ότι αποτελείται από άμμο με ελαστο-πλαστική συμπεριφορά συνδυάζοντας το κριτήριο αστοχίας Mohr-

Coulomb με ισοτροπική χαλάρωση. Για την εξασφάλιση ρεαλιστικών αποτελεσμάτων, το προτεινόμενο αριθμητικό προσομοίωμα επαληθεύτηκε έναντι πειραματικών αποτελεσμάτων για την περίπτωση ενός ρήγματος.

4.3.1 Αριθμητικό προσομοίωμα

Το αριθμητικό προσομοίωμα δημιουργήθηκε χρησιμοποιώντας την ανάλυση Dynamic-Explicit του λογισμικού ABAQUS (Simulia, 2014). Η επιλογή της εν λόγω ανάλυσης, έναντι της συμβατικής Static-Standard, γίνεται λόγω του γεγονότος ότι η τελευταία έχει μεγαλύτερο υπολογιστικό κόστος, ενώ παρουσιάζει και δυσκολία στη σύγκλιση για μεγάλες μετατοπίσεις ρήγματος. Το γεγονός ότι η επιλεγείσα ανάλυση είναι δυναμική, δημιουργεί αδρανειακές δυνάμεις οι οποίες εξαρτώνται από τον ρυθμό φόρτισης και δύνανται να επηρεάσουν την αξιοπιστία των αποτελεσμάτων. Εντούτοις, σύμφωνα με τους Ni et al. (2018), το παραπάνω πρόβλημα μπορεί να αποφευχθεί με προσεκτική επιλογή του ρυθμού μετακίνησης. Έτσι, η επιρροή των αδρανειακών δυνάμεων ελαχιστοποιείται και παράγονται ψευδο-στατικά αποτελέσματα. Συγκεκριμένα, στην παρούσα μελέτη ο ρυθμός μετακίνησης είναι γραμμικός και ίσος με 1%, οριζόμενος ως το πηλίκο της κατακόρυφης μετακίνησης βάσης προς τη διάρκεια του βήματος ανάλυσης (step time). Για τον παραπάνω ρυθμό μετακίνησης η μέγιστη κινητική ενέργεια του προσομοιώματος προκύπτει ίση το 1% της συνολικής ενέργειας, ποσοστό μικρότερο του 5-10% που προτείνεται από τους Ni et al. (2018).

Το προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων που χρησιμοποιείται παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.6. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6α, κάτωθεν της αμμώδους εδαφικής στρώσης θεωρείται ότι υπάρχει στέρεος βράχος, ο οποίος μπορεί να χωριστεί σε δύο τμήματα: το σταθερό και το κινούμενο, που αντιστοιχούν στο υποκείμενο και το υπερκείμενο τέμαχος, αντίστοιχα. Η κόκκινη και η μπλε γραμμή συμβολίζουν τη θέση του ρήγματος στο βραχώδες υπόστρωμα. Τα ίχνη των ρηγμάτων -όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 4.1- δεν απεικονίζονται στο Σχήμα 4.6 για την αποφυγή σύγχυσης στον αναγνώστη. Το πάχος της εδαφικής στρώσης, H , θεωρείται ομοιόμορφο στην εξεταζόμενη περιοχή. Για τις περιπτώσεις κανονικού και ανάστροφου κύριου ρήγματος, το μήκος, L , και το πλάτος, B , του προσομοιώματος έχουν επιλεγεί ίσα με $L = B = 4H$ ώστε να μην επηρεάζονται τα αποτελέσματα από τις συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος. Οι παραπάνω διαστάσεις έχουν προταθεί αρχικά από τον Bray (1990) κι έχουν χρησιμοποιηθεί σε πολλά αριθμητικά προσομοιώματα για μεμονωμένα ρήγματα (Agalianos et al., 2020;

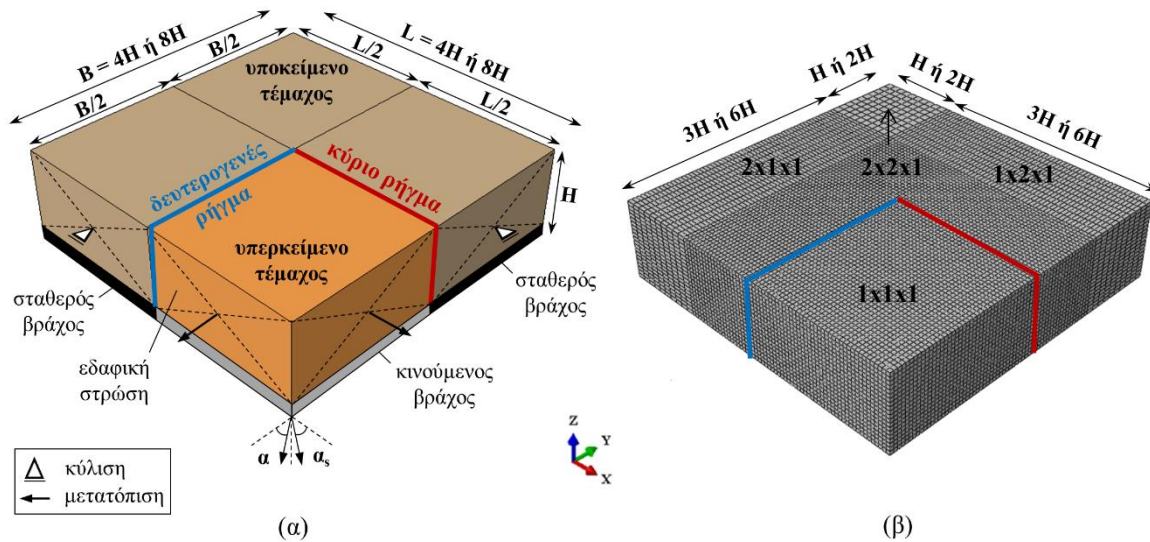
Anastasopoulos et al., 2007; Anastasopoulos & Gazetas, 2007b; Rokonzaman et al., 2015).

Στην παρούσα ΔΔ, η παραπάνω μεθοδολογία επεκτείνεται για την περίπτωση δύο ρηγμάτων με ταυτόχρονη διάρρηξη. Ωστόσο, μολονότι οι παραπάνω διαστάσεις είναι επαρκείς για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα, δεν επαρκούν για κύριο ρήγμα πλάγιου τύπου λόγω των περιπλοκότερων μοτίβων διάρρηξης που αναπτύσσονται σε μία ευρύτερη περιοχή. Σε αυτές τις περιπτώσεις το μήκος, L , και το πλάτος, B , του προσομοιώματος έχουν επιλεγεί ίσα με $L = B = 8H$. Σημειώνεται ότι τα προσομοιώματα επικεντρώνονται στην περιοχή διασταύρωσης των δύο ρηγμάτων, θεωρώντας ότι τα ρήγματα έχουν επαρκές μήκος ώστε τα αποτελέσματα να μην επηρεάζονται από τις μετατοπίσεις στο απέναντι όριο τους.

Οι συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων απεικονίζονται στο Σχήμα 4.6α. Κατά το πρώτο βήμα της ανάλυσης, στο προσομοίωμα εφαρμόζεται η βαρύτητα και αναπτύσσονται οι αρχικές γεωτεχνικές τάσεις του εδάφους. Σε αυτό το βήμα όλοι οι κόμβοι της βάσης είναι αρθρωμένοι, ενώ περιορίζεται η κίνηση των κόμβων των κατακόρυφων επιφανειών κάθετα στο επίπεδό τους (συνοριακή συνθήκη κύλισης). Στο δεύτερο βήμα της ανάλυσης, όπου εφαρμόζονται οι μετατοπίσεις των ρηγμάτων, οι κόμβοι βάσης του υποκείμενου τεμάχους παραμένουν αρθρωμένοι, ενώ οι κόμβοι βάσης του υπερκείμενου τεμάχους μετατοπίζονται κατά μήκος των τριών διαστάσεων (X , Y και Z) για να προσομοιώσουν τη διάρρηξη του κύριου ρήγματος.

Όπως φαίνεται στο σχήμα 4.6α, η παραπάνω μετατόπιση αντιστοιχεί σε κλίση κύριου ρήγματος, α , και κλίση δευτερογενούς ρήγματος, α_s , με βάση τους άξονες Y και X , αντίστοιχα. Για την περίπτωση κύριου ρήγματος κατά την κλίση, η κλίση του δευτερογενούς ρήγματος είναι $\alpha_s = 90^\circ$. Οι κόμβοι της κατακόρυφης επιφάνειας έναντι του δευτερογενούς ρήγματος είτε παραμένουν σταθεροί στην περίπτωση κύριου ρήγματος κατά την κλίση, είτε μετατοπίζονται αποκλειστικά κατά τον άξονα X για να προσομοιώσουν την οριζόντια μετατόπιση στην περίπτωση πλάγιου κύριου ρήγματος. Οι κόμβοι της κατακόρυφης επιφάνειας έναντι του κύριου ρήγματος μετατοπίζονται αποκλειστικά κατά τον άξονα Y με την κατακόρυφη μετατόπιση κατά τον άξονα Z να προκύπτει ελεύθερα με βάση την μετατόπιση των κόμβων της βάσης και τη βαρύτητα. Αξίζει να τονιστεί ότι σε κάθε περίπτωση, το δευτερογενές ρήγμα είναι πλάγιου τύπου, καθώς οι μετακινήσεις του προκύπτουν από τις μετακινήσεις του κύριου ρήγματος.

Η εδαφική στρώση προσομοιώνεται με τα εξαεδρικά οκτακομβικά στοιχεία μειωμένης ολοκλήρωσης (C3D8R) που διατίθενται από τη βιβλιοθήκη του ABAQUS (Simulia, 2014). Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.6β, η διακριτοποίηση των στοιχείων είναι πυκνότερη πέριξ των ρηγμάτων και σε όλο το υπερκείμενο τμήμα, σε ένα μήκος $3H$ ή $6H$, για κανονικό ρήγμα κατά την κλίση ή πλάγιο κανονικό ρήγμα, αντίστοιχα. Οι διαστάσεις των στοιχείων σε αυτήν την περιοχή είναι $d_{FE,X} = d_{FE,Y} = d_{FE,Z} = 1\text{ m}$ κατά μήκος των αντίστοιχων αξόνων. Στις περιοχές του υποκείμενου τμήματος κοντά στα όρια του προσομοιώματος -διαστάσεων $H \times 3H$ ή $2H \times 6H$ - χρησιμοποιείται πιο αραιή διακριτοποίηση με στοιχεία διαστάσεων $d_{FE,X} = 1$ ή 2 m , $d_{FE,Y} = 1$ ή 2 m και $d_{FE,Z} = 1\text{ m}$. Τέλος, στο υπόλοιπο προσομοίωμα χρησιμοποιούνται στοιχεία διαστάσεων $d_{FE,X} = d_{FE,Y} = 2\text{ m}$ και $d_{FE,Z} = 1\text{ m}$. Τόσο ο τύπος των στοιχείων, όσο και οι διαστάσεις τους επιλέχθηκαν έπειτα από αντίστοιχη διερεύνηση με στόχο τη μέγιστη ακρίβεια και το ελάχιστο υπολογιστικό κόστος. Η χρήση αραιής διακριτοποίησης μακριά από το επίπεδο του ρήγματος έχει χρησιμοποιηθεί κατά κόρον από άλλους ερευνητές για τη μείωση του υπολογιστικού κόστους (π.χ., Anastasopoulos et al., 2007; Anastasopoulos and Gazetas, 2007b; Loli et al., 2018; Mortazavi Zanjani and Soroush, 2017; Rokonzaman et al., 2015; Thebian et al., 2018).



Σχήμα 4.6. Διαμόρφωση του αριθμητικού προσομοιώματος: (α) συνοριακές συνθήκες και (β) διαστάσεις πεπερασμένων στοιχείων.

4.3.2 Καταστατικό προσομοίωμα εδάφους

Η ρεαλιστική προσομοίωση της συμπεριφοράς του εδάφους είναι ένας σημαντικός παράγοντας για την ακριβή προσομοίωση της διάδοσης ενός ρήγματος μέσα από μία

εδαφική στρώση. Έτσι, στη μελέτη υιοθετήθηκε το ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα των Anastasopoulos et al. (2007) για αμμώδη εδάφη, το οποίο συνδυάζει το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb με ιστροπική χαλάρωση. Για την ενσωμάτωση του προσομοιώματος στο λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS δημιουργήθηκε υπορουτίνα η οποία, ακολούθως, συνδέθηκε με το λογισμικό. Σύμφωνα με το καταστατικό προσομοίωμα, η συμπεριφορά του εδάφους πριν την αστοχία θεωρείται ελαστική με μέτρο διάτμησης $G = E/2(1+\nu)$, όπου E το μέτρο ελαστικότητας και ν ο λόγος Poisson. Σύμφωνα με τους Anastasopoulos et al. (2007), το μέτρο διάτμησης καθορίζεται από το σημείο διαρροής της καμπύλης τάσεων-παραμορφώσεων κατά τη διάρκεια μίας πειραματικής δοκιμής άμεσης διάτμησης (shear test). Το παραπάνω σημείο τοποθετείται στη χρονική στιγμή που εμφανίζεται η διαστολή του εδάφους.

Η συμπεριφορά του εδάφους μετά την αστοχία καθορίζεται από το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb και την ιστροπική χαλάρωση, σύμφωνα με την οποία η γωνία εσωτερικής τριβής, φ , και η γωνία διαστολής, ψ , μειώνονται γραμμικά όσο αυξάνεται η οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση, γ_{oct}^p , σύμφωνα με τις ακόλουθες εξισώσεις:

$$\varphi = \begin{cases} \varphi_p - \frac{\varphi_p - \varphi_{res}}{\gamma_f^p} \gamma_{oct}^p & for \quad 0 \leq \gamma_{oct}^p < \gamma_f^p \\ \varphi_{res} & for \quad \gamma_{oct}^p \geq \gamma_f^p \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\psi = \begin{cases} \psi_p \left(1 - \frac{\gamma_{oct}^p}{\gamma_f^p} \right) & for \quad 0 \leq \gamma_{oct}^p < \gamma_f^p \\ \psi_{res} & for \quad \gamma_{oct}^p \geq \gamma_f^p \end{cases} \quad (4.2)$$

όπου φ_p και φ_{res} είναι η μέγιστη και υπολειπόμενη γωνία εσωτερικής, αντίστοιχα, ψ_p η μέγιστη γωνία διαστολής, $\psi_{res} \approx 0$ η υπολειπόμενη γωνία διαστολής και γ_f^p η οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση αστοχίας, κατά την ολοκλήρωση δηλαδή της χαλάρωσης του εδάφους.

Το εν λόγω προσομοίωμα επηρεάζεται από το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων σε σχέση με το πάχος της διατμητικής ζώνης (shear band). Για ρεαλιστική προσομοίωση απαιτείται η χρήση στοιχείων με διαστάσεις, d_{FE} , ίσες με το πάχος της διατμητικής ζώνης, d_B , το οποίο είναι της τάξης των χιλιοστών. Για την προσομοίωση προβλημάτων μεγάλης κλίμακας, η χρήση στοιχείων με τόσο μικρές διαστάσεις είναι από μη πρακτική έως και ανεφάρμοστη, λόγω του υψηλού υπολογιστικού κόστους. Για την αντιμετώπιση του παραπάνω προβλήματος χρησιμοποιήθηκε η μεθοδολογία που προτείνεται από τους

Anastasopoulos et al. (2007), σύμφωνα με την οποία η οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση αστοχίας (γ_f^p) του αριθμητικού προσομοιώματος υπολογίζεται λαμβάνοντας υπόψη τον λόγο του μεγέθους των στοιχείων προς το πάχος της διατμητικής ζώνης, d_{FE}/d_B . Ο λόγος αυτός ισούται με τον λόγο της πραγματικής διατμητικής παραμόρφωσης προς τη διατμητική παραμόρφωση του προσομοιώματος, κι έτσι η αστοχία του εδάφους εμφανίζεται για ρεαλιστικές τιμές μετατόπισης ρήγματος. Αξίζει να σημειωθεί ότι η παραπάνω μεθοδολογία δεν επηρεάζει τα αποτελέσματα πριν την αστοχία του εδάφους, όπου η απόκριση είναι ελαστική.

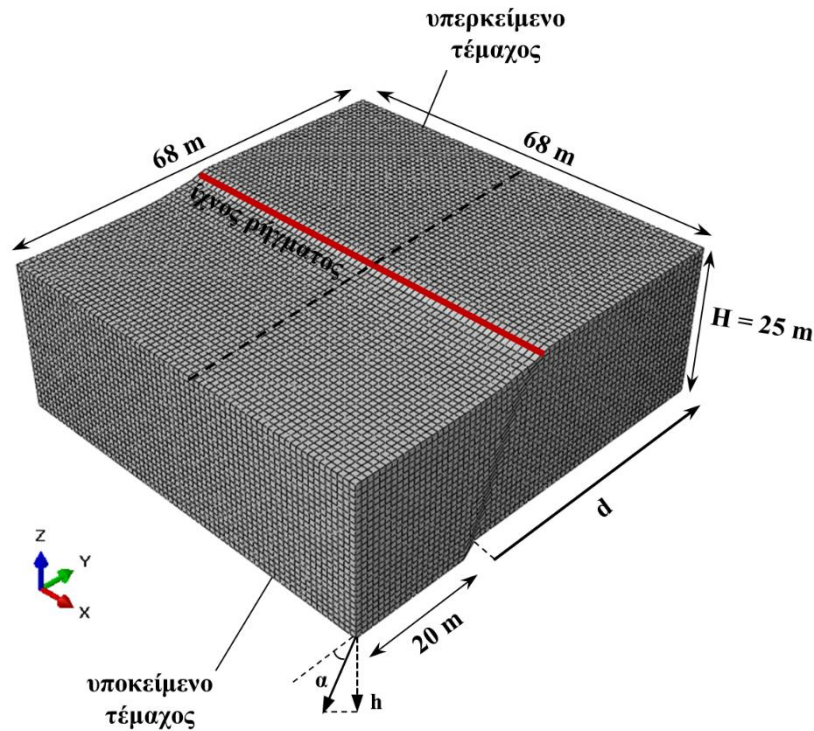
4.3.3 Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα

Η σύγκριση των αποτελεσμάτων από αριθμητικά προσομοιώματα με πειραματικά αποτελέσματα αποτελεί συνήθη πρακτική για να εξασφαλιστεί ότι τα αριθμητικά προσομοιώματα ανταποκρίνονται στην πραγματικότητα. Εντούτοις, στη βιβλιογραφία δεν υπάρχουν πειραματικά προσομοιώματα ή μελέτες πεδίου για την περίπτωση ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος. Έτσι, το προτεινόμενο προσομοίωμα τροποποιήθηκε ώστε να αντιστοιχεί στην περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος. Τα αποτελέσματα του αριθμητικού προσομοιώματος συγκρίνονται με τα αποτελέσματα του πειραματικού προσομοιώματος των Anastasopoulos et al. (2007) για κανονικό και ανάστροφο ρήγμα.

Στο Σχήμα 4.7 παρουσιάζεται το αριθμητικό προσομοίωμα για την περίπτωση κανονικού ρήγματος, οι διαστάσεις του οποίου είναι σύμφωνες με τις διαστάσεις των πειραματικών προσομοιωμάτων των Anastasopoulos et al. (2007). Ακολουθώντας την ίδια λογική, χρησιμοποιήθηκε ο ίδιος τύπος πεπερασμένων στοιχείων, αντίστοιχες συνοριακές συνθήκες, ενώ υιοθετήθηκε διακριτοποίηση με διαστάσεις στοιχείων $d_{FE} = 1$ m σε όλο το προσομοίωμα. Μολονότι το πρόβλημα θα μπορούσε να προσομοιωθεί σε δύο διαστάσεις και συνθήκες επίπεδης παραμόρφωσης, επιλέχθηκε να διατηρηθούν οι αρχικές τρισδιάστατες συνθήκες, ώστε το προσομοίωμα να ομοιάζει περισσότερο με αυτό που περιγράφεται στην Ενότητα 4.3.1.

Το πείραμα έλαβε χώρα στο Πανεπιστήμιο του Dundee σε φυγοκεντρητή επιτάχυνσης 100g για κανονικά και ανάστροφα ρήγματα. Σε όλες τις περιπτώσεις χρησιμοποιήθηκε μέτριο προς πυκνή άμμος τύπου Fontainebleau με σχετική πυκνότητα $D_r = 80\%$, $\phi_p = 39^\circ$, $\phi_{res} = 30^\circ$ και $\psi_p = 11^\circ$. Η οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση αστοχίας υπολογίστηκε $\gamma_f^p = 0.215$ για διαστάσεις στοιχείων $d_{FE} = 1$ m και επιτάχυνση 100g. Το υπό

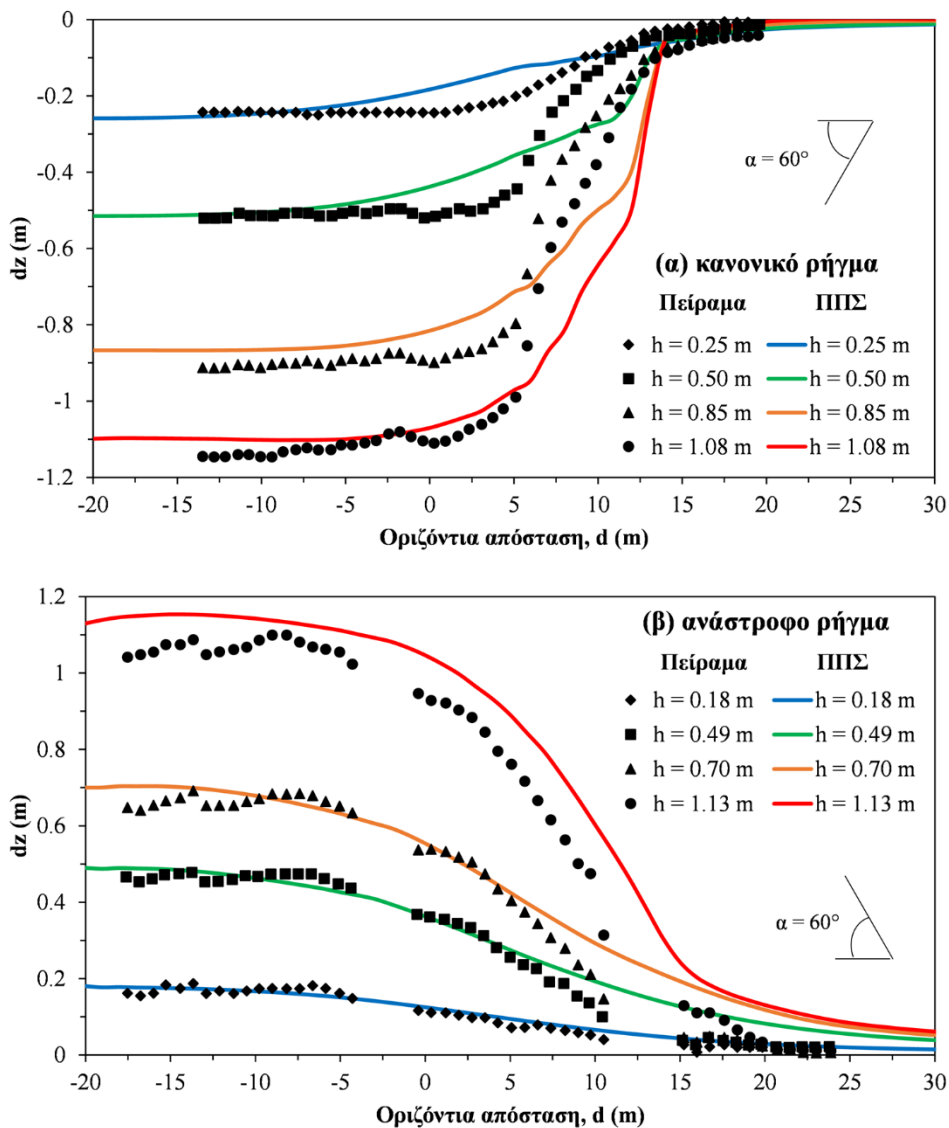
κλίμακα βάθος της εδαφικής στρώσης είναι $H = 25 \text{ m}$, για επιτάχυνση $100g$. Σύμφωνα με τις δοκιμές άμεσης διάτμησης για την παραπάνω άμμο (Gaudin, 2002), το μέτρο ελαστικότητας θεωρήθηκε ότι αυξάνει γραμμικά με το βάθος ως εξής $E = 0.8z + 5$, όπου z (m) το βάθος του εδάφους, ενώ ο λόγος Poisson θεωρείται παραμένει σταθερός και ίσος με $\nu = 0.33$.



Σχήμα 4.7. Αριθμητικό προσομοίωμα για την περίπτωση μεμονωμένου κανονικού ρήγματος.

Στο Σχήμα 4.8 συγκρίνονται οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , της επιφάνειας του προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων (ΠΠΣ) και του πειραματικού προσομοιώματος, τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο ρήγμα. Οι επιφανειακές μετακινήσεις του αριθμητικού προσομοιώματος λήφθηκαν από το μέσο του προσομοιώματος (διακεκομμένη γραμμή του Σχήματος 4.7) ώστε να μην επηρεαστούν τα αποτελέσματα από τις συνοριακές συνθήκες. Για την περίπτωση κανονικού ρήγματος εφαρμόζονται κατακόρυφες μετατοπίσεις ρήγματος (στους κόμβους βάσης του προσομοιώματος) ίσες με $h = 0.25, 0.5, 0.85$ και 1.08 m , ενώ για ανάστροφο ρήγμα οι αντίστοιχες μετατοπίσεις είναι $h = 0.18, 0.49, 0.7$ και 1.13 m . Σε κάθε περίπτωση η γωνία κλίσης του ρήγματος είναι $\alpha = 60^\circ$. Η οριζόντια απόσταση, d , κατά την οποία καταγράφονται οι κατακόρυφες επιφανειακές μετακινήσεις ορίζεται στο Σχήμα 4.7 και

αντιστοιχεί στην απόσταση από τη θέση του ρήγματος στη βάση του προσομοιώματος με κατεύθυνση προς το υποκείμενο τέμαχος.



Σχήμα 4.8. Σύγκριση επιφανειακών μετακινήσεων αριθμητικού και πειραματικού προσομοιώματος για την περίπτωση: (α) κανονικού και (β) ανάστροφου ρήγματος.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.8, τα αποτελέσματα του αριθμητικού προσομοιώματος είναι αρκετά κοντά σε αυτά του πειραματικού προσομοιώματος τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο ρήγμα. Πιο συγκεκριμένα, η εκτίμηση του σημείου εμφάνισης της ρηγματικής διάρρηξης στην επιφάνεια του εδάφους (δηλαδή, το σημείο όπου οι επιφανειακές μετακινήσεις επιπεδοποιούνται) παρουσιάζει ικανοποιητική ακρίβεια για τους δύο τύπους ρήγματος και όλες τις εφαρμοζόμενες μετατοπίσεις, h . Για μικρές μετατοπίσεις ρήγματος, οι επιφανειακές μετακινήσεις πειραματικού και αριθμητικού προσομοιώματος σχεδόν ταυτίζονται. Ωστόσο, για μεγαλύτερες μετατοπίσεις ρήγματος το

αριθμητικό προσομοίωμα τείνει να παρουσιάζει μεγαλύτερες επιφανειακές μετακινήσεις, με απόκλιση μερικών εκατοστών. Επίσης, για την περίπτωση κανονικού ρήγματος, οι κλίσεις του πρσανούς που δημιουργούνται στην επιφάνεια του αριθμητικού προσομοιώματος τείνουν να παρουσιάζουν μεγαλύτερες κλίσεις σε σχέση με το πειραματικό προσομοίωμα (Σχήμα 4.8α).

Οι παραπάνω αποκλίσεις μπορούν να αποδοθούν στην ακρίβεια και την ποιότητα των πειραματικών αποτελεσμάτων, καθώς και στις διάφορες υποθέσεις και απλοποιήσεις του αριθμητικού προσομοιώματος, όπως η γραμμική μεταβολή του μέτρου διάτμησης, οι τιμές των γωνιών εσωτερικής τριβής και διαστολής και οι διαστάσεις των πεπερασμένων στοιχείων (Agalianos et al., 2020; Anastasopoulos et al., 2007; Anastasopoulos & Gazetas, 2007b). Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, το αριθμητικό προσομοίωμα, καθώς και το καταστατικό προσομοίωμα εδάφους, θεωρούνται επαρκή για τον σκοπό της ΔΔ.

4.4 Παραμετρική διερεύνηση

Στην παρούσα Ενότητα πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση του φαινομένου της ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος, όπως περιγράφηκε στην Ενότητα 4.2. Η μελέτη χωρίζεται σε δύο στάδια. Στο πρώτο (Ενότητα 4.4.1) μελετώνται κύρια ρήγματα κατά την κλίση (dip slip) και διερευνάται η επιρροή του μεγέθους της μετατόπισης ρήγματος, του πάχους της εδαφικής στρώσης, της γωνίας κλίσης του ρήγματος και των εδαφικών ιδιοτήτων. Στο δεύτερο στάδιο (Ενότητα 4.4.2) διερευνώνται οι πιο σύνθετες περιπτώσεις πλάγιων (oblique slip) κύριων ρηγμάτων για συγκεκριμένο πάχος εδαφικής στρώσης και εδαφικές ιδιότητες.

Πίνακας 4.1. Ιδιότητες των εξεταζόμενων τύπων άμμου.

Άμμος	ρ (t/m ³)	E (z) (MPa)	ν (-)	$\Phi_p - \Phi_{res}$ (°)	$\Psi_p - \Psi_{res}$ (°)
χαλαρή	1.6	$E=5+0.75 \cdot z$	0.33	30	0
μέτρια	1.8	$E=10+1.5 \cdot z$	0.33	35 – 30	5 – 0
πυκνή	2.0	$E=20+3 \cdot z$	0.33	40 – 30	10 – 0

Στη διερεύνηση χρησιμοποιούνται τρεις ιδεατές άμμοι διαφορετικής σχετικής πυκνότητας οι οποίες ορίζονται ως: χαλαρή, μέτρια και πυκνή άμμος. Οι ιδιότητες των

παραπάνω άμμων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1, όπου ρ είναι η πυκνότητα του εδάφους, ενώ το μέτρο ελαστικότητας, E , θεωρείται ότι μεταβάλλεται γραμμικά με το βάθος, z , σύμφωνα με τις σχέσεις που δίνονται στον πίνακα. Σημειώνεται ότι η υπόθεση γραμμικής μεταβολής του μέτρου ελαστικότητας μπορεί να θεωρηθεί ρεαλιστική για τις εξεταζόμενες περιπτώσεις, όπου η εδαφική στρώση έχει πάχος της τάξης των μερικών δεκάδων μέτρων, καθώς το μέτρο ελαστικότητας παρουσιάζει μη γραμμική αύξηση κυρίως στα πρώτα λίγα μέτρα από την επιφάνεια του εδάφους.

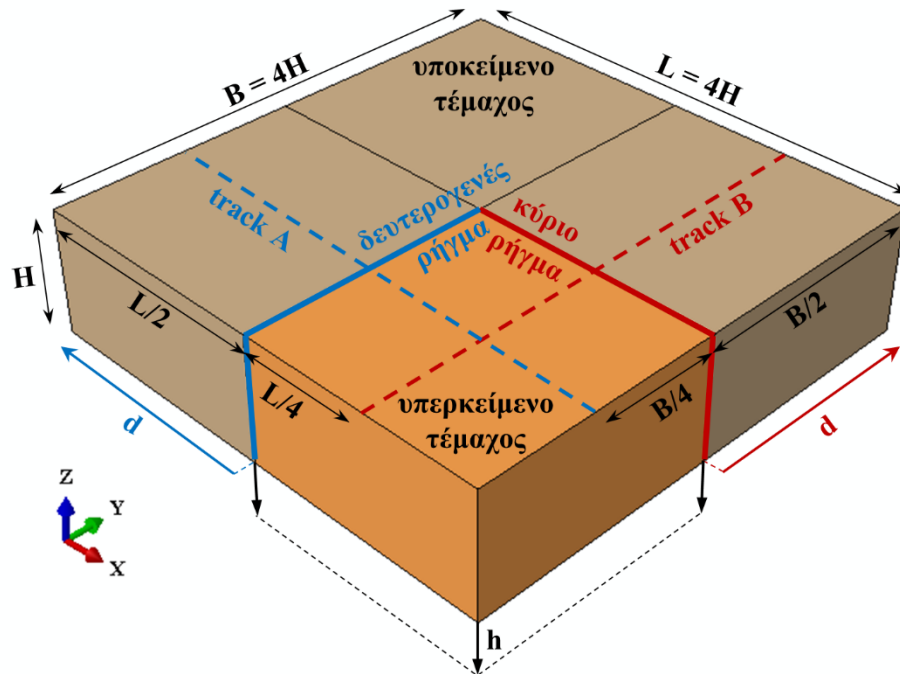
Σε κάθε περίπτωση χρησιμοποιείται το καταστατικό προσομοίωμα με ισοτροπική χαλάρωση που περιγράφηκε στην Ενότητα 4.3.2, λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές για τη γωνία εσωτερικής τριβής και διαστολής που δίνονται στον Πίνακα 4.1 και οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση αστοχίας ίση με $\gamma_f^p = 0.1$ σε όλες τις περιπτώσεις. Η τιμή του γ_f^p επιλέχθηκε ώστε να είναι εντός του εύρους $\gamma_f^p = 0.5 - 0.15$, που προτείνεται από τον Anastasopoulos (2005). Τέλος, και οι τρεις τύποι άμμου θεωρούνται ξηρές και με μηδενική συνοχή ($c = 0$), καθώς η παρουσία νερού θα αύξανε την πολυπλοκότητα στη συμπεριφορά τους, όπως έχει γίνει φανερό από αντίστοιχες μελέτες για τη διάδοση μεμονωμένου ρήγματος (Ahmadi et al., 2018b, 2018a; Ng et al., 2012).

4.4.1 Περίπτωση κύριου ρήγματος κατά την κλίση

Στην Ενότητα αυτή μελετάται η διάδοση κύριων και δευτερογενών ρηγμάτων μέσα από εδαφική στρώση για τη περίπτωση κανονικών και ανάστροφων κύριων ρηγμάτων. Στη μελέτη χρησιμοποιούνται διάφορες μετατοπίσεις ρήγματος, πάχη εδαφικής στρώσης, κλίσεις ρήγματος και εδαφικές ιδιότητες, όπως περιγράφονται στον Πίνακα 4.1. Τα μοτίβα διάρρηξης και οι επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις που δημιουργούνται από το δευτερογενές ρήγμα συγκρίνονται με τα αντίστοιχα του κύριου ρήγματος. Καθώς η διερεύνηση γίνεται αποκλειστικά για τις περιπτώσεις κύριου ρήγματος κατά την κλίση, το μήκος και το πλάτος του αριθμητικού προσομοιώματος είναι ίσα με $B = L = 4H$ (Σχήμα 4.6).

Για τη σύγκριση των επιφανειακών μετακινήσεων του εδάφους που προκύπτουν από το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα, ορίζονται δύο οδεύσεις (tracks), όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 4.9. Η οδεύση A (μπλε διακεκομμένη γραμμή) είναι κάθετη στο δευτερογενές ρήγμα και βρίσκεται σε απόσταση $B/4 = H$ από το μέσο του προσομοιώματος. Η οδεύση B (κόκκινη διακεκομμένη γραμμή) είναι κάθετη στο κύριο ρήγμα και βρίσκεται σε απόσταση $L/4 = H$ από το μέσο του προσομοιώματος. Η θέση των οδεύσεων A και B

επιλέχθηκε έτσι ώστε οι εδαφικές μετακινήσεις να μην επηρεάζονται τόσο από την αλληλεπίδραση των δύο ρηγμάτων, που αναμένεται να εμφανιστεί κοντά στο μέσο του προσομοιώματος, όσο και από τις συνοριακές συνθήκες.



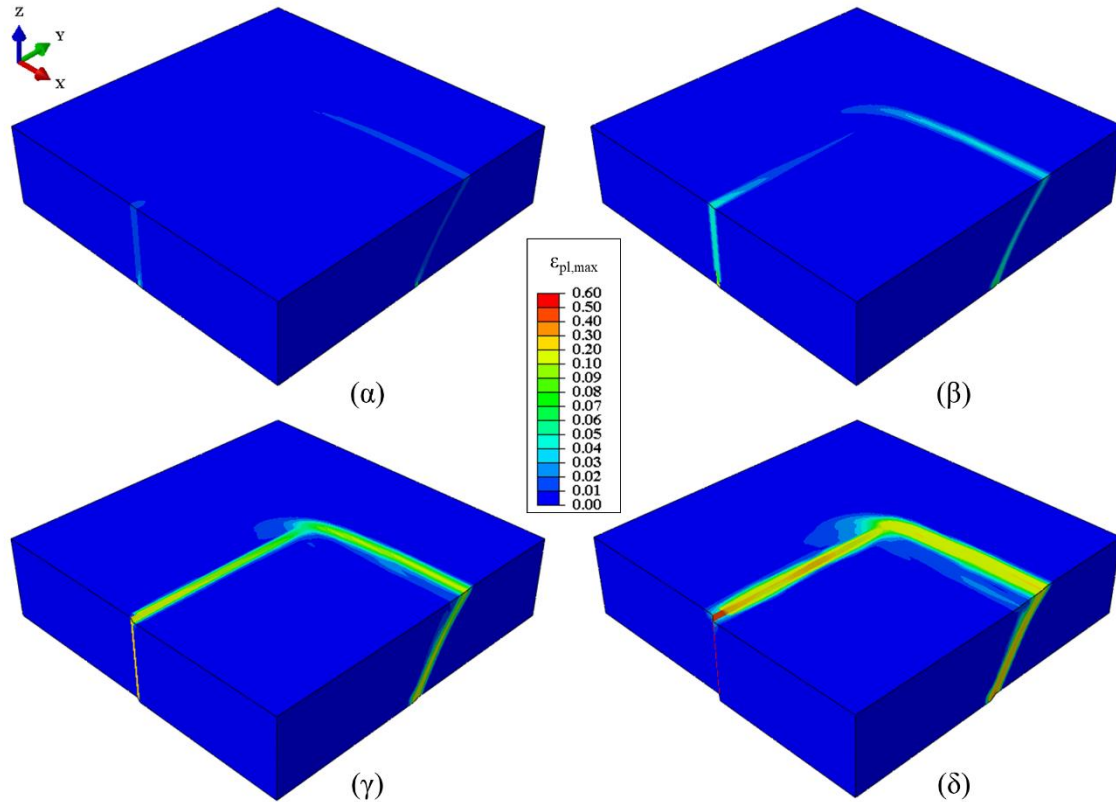
Σχήμα 4.9. Εξεταζόμενες οδεύσεις (tracks) στην επιφάνεια του εδάφους εγκάρσια στο κύριο και το δευτερογενές ρήγμα.

Τα μπλε και κόκκινα βέλη που συμβολίζονται με d , αντιστοιχούν στην οριζόντια απόσταση κατά μήκος των οδεύσεων A και B, αντίστοιχα. Και οι δύο αποστάσεις έχουν σαν σημείο έναρξης τη θέση του αντίστοιχου ρήγματος στη βάση του προσομοιώματος και κατεύθυνση προς το υποκείμενο τέμαχος. Η κόκκινη και η μπλε συμπαγής γραμμή αντιστοιχούν στη θέση του κύριου και δευτερογενούς ρήγματος, αντίστοιχα, στη βάση του προσομοιώματος. Τέλος, η κατακόρυφη μετατόπιση βάσης, h , είναι παράλληλη με τον άξονα Z και αντιστοιχεί στην κατακόρυφη συνιστώσα της μετατόπισης του κύριου ρήγματος.

4.4.1.1 Επιρροή της μετατόπισης ρήγματος

Ένας από τους καθοριστικούς παράγοντες που επηρεάζουν τη διάδοση των ρηγμάτων μέσα από εδαφικές στρώσεις είναι το μέγεθος της μετατόπισης ρήγματος. Γι' αυτόν τον λόγο, επιλέχθηκαν πέντε διαφορετικές κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο κύριο ρήγμα, συγκεκριμένα: $h = 0.1, 0.2, 0.5, 1$, και 2 m .

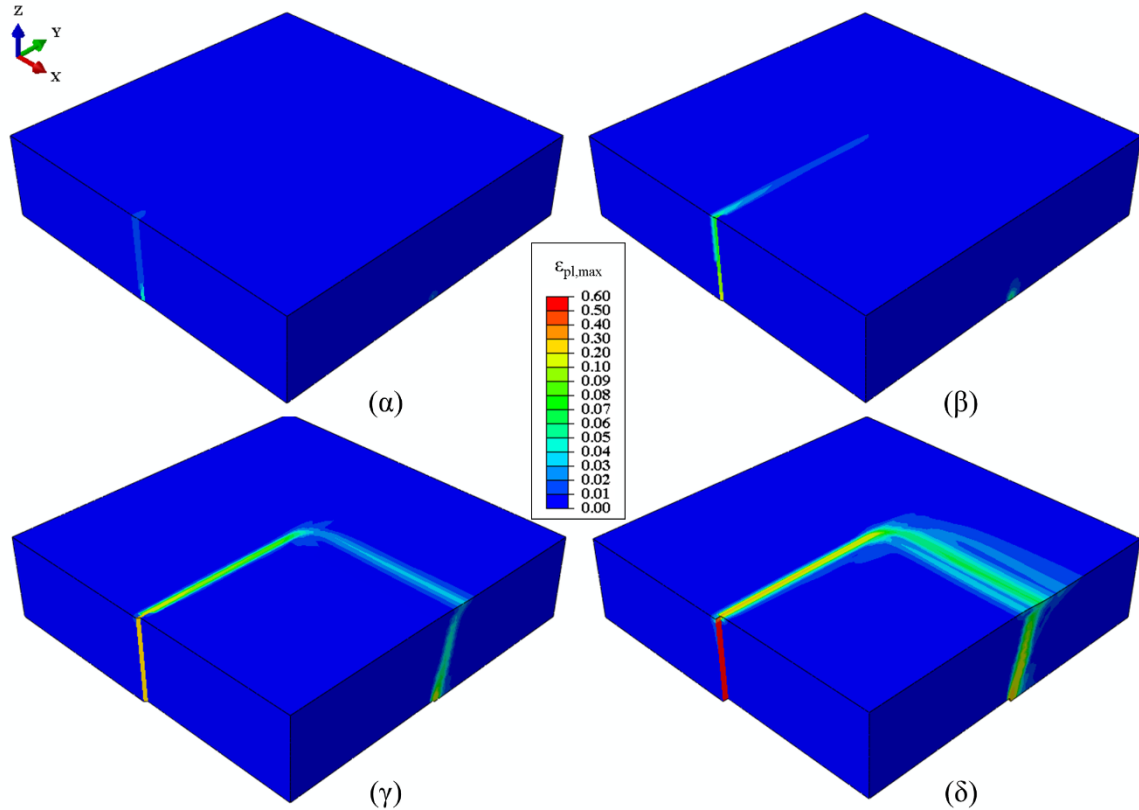
Σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις επιλέχθηκε πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ m, γωνίας κλίσης κύριου ρήγματος $\alpha = 60^\circ$ και μέτρια άμμος με ιδιότητες που περιγράφονται στον Πίνακα 4.1.



Σχήμα 4.10. Μοτίβα διάρρηξης για κανονικό κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης h/H : (α) 0.5%, (β) 1%, (γ) 2.5% και (δ) 5%.

Στα Σχήματα 4.10 και 4.11 παρουσιάζεται η ανάπτυξη των μοτίβων διάρρηξης, υπό τη μορφή μέγιστων πλαστικών παραμορφώσεων, $\epsilon_{pl,max}$, για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα, αντίστοιχα, και κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης $h/H = 0.5, 1, 2.5$, και 5%. Τα μοτίβα διάρρηξης των κύριων ρηγμάτων είναι κεκλιμένα, όπως αναμενόταν με βάση αντίστοιχες μελέτες για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος (Anastasopoulos et al., 2007; J. W. Lee & Hamada, 2005; Loukidis et al., 2009; Thebian et al., 2018). Από την άλλη πλευρά, το μοτίβο διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος είναι κατακόρυφο παρόλο που το δευτερογενές ρήγμα είναι πλάγιου τύπου, έχοντας τόσο οριζόντια όσο και κατακόρυφη μετατόπιση. Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, η εμφάνιση κατακόρυφων μοτίβων διάρρηξης στην εδαφική στρώση είναι ένα χαρακτηριστικό που συναντάται σε ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης (Agalianos et al., 2020; Taniyama, 2011). Με αυτόν τον τρόπο γίνεται φανερό ότι στις εξεταζόμενες περιπτώσεις πλάγιου

δευτερογενούς ρήγματος η οριζόντια μετατόπιση έχει κυρίαρχο ρόλο στην ανάπτυξη του μοτίβου διάρρηξης. Τέλος, όπως γίνεται φανερό από τα Σχήματα 4.10 και 4.11, για μικρές μετατοπίσεις ρήγματος τα επίπεδα διάρρηξης αναπτύσσονται ξεχωριστά και ακολούθως ενώνονται δημιουργώντας ένα καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο μέσο του προσομοιώματος.



Σχήμα 4.11. Μοτίβα διάρρηξης για ανάστροφο κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης h/H : (α) 0.5%, (β) 1%, (γ) 2.5% και (δ) 5%.

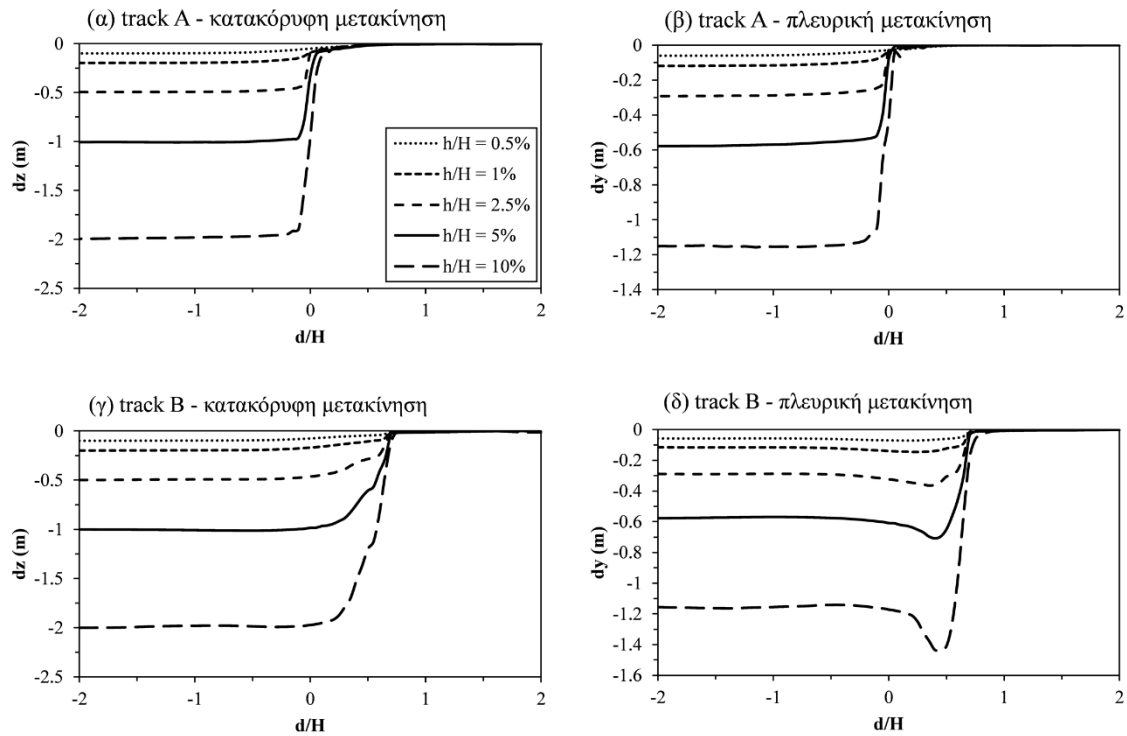
Επιπλέον, όπως φαίνεται από τα Σχήματα 4.10 και 4.11, η εμφάνιση της διάρρηξης στην επιφάνεια του εδάφους γίνεται σταδιακά απαιτώντας σημαντική μετατόπιση ρήγματος. Η εμφάνιση μίας ρηγματικής διάρρηξης στην επιφάνεια του εδάφους χαρακτηρίζεται από εκτεταμένες εδαφικές μετακινήσεις και απότομα πρηνή κι έχει μελετηθεί ενδελεχώς στο παρελθόν (Agalianos et al., 2020; Anastasopoulos et al., 2007; Chang et al., 2015; Hazeghian & Soroush, 2017; Loukidis et al., 2009; Thebian et al., 2018). Όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.10α, η διάρρηξη του κύριου (κανονικού) ρήγματος εμφανίζεται για κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5\%$. Η διάρρηξη του δευτερογενούς ρήγματος εμφανίζεται για κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 1\%$ (Σχήμα 4.10β). Η παραπάνω συμπεριφορά είναι σύμφωνη με αποτελέσματα

προηγούμενων ερευνών στις οποίες αναφέρεται ότι σε άμμο μέτριας πυκνότητας απαιτείται κανονικοποιημένη μετατόπιση ρήγματος ίση με $h/H = 0.15 - 0.75\%$ για κανονικά ρήγματα (Anastasopoulos et al., 2007; Loukidis et al., 2009; Thebian et al., 2018) και 1% για ρήγματα οριζόντιας μετατόπισης (Agalianos et al., 2020). Ως εκ τούτου, μπορεί να εξαχθεί ακόμα μία φορά το συμπέρασμα ότι η ανάπτυξη του μοτίβου διάρρηξης του δευτερογενούς (πλάγιου τύπου) ρήγματος καθορίζεται από την οριζόντια μετατόπιση.

Αντίστροφα, στην περίπτωση ανάστροφου κύριου ρήγματος, η εμφάνιση της διάρρηξης του κύριου ρήγματος στην επιφάνεια του εδάφους συμβαίνει για κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 2.5\%$ (Σχήμα 4.11γ). Αυτή η συμπεριφορά είναι σύμφωνη με προηγούμενες μελέτες, οι οποίες αναφέρουν ότι η διάρρηξη ενός ανάστροφου ρήγματος σε μέτρια άμμο εμφανίζεται στην επιφάνεια για κανονικοποιημένη μετατόπιση ρήγματος μεγαλύτερη από την αντίστοιχη που απαιτείται σε κανονικό ρήγμα, και συγκεκριμένα για τιμές $h/H = 0.6 - 2.5\%$ (Anastasopoulos et al., 2007; Chang et al., 2015; Hazeghian & Soroush, 2017; Loukidis et al., 2009; Thebian et al., 2018). Όσον αφορά στο δευτερογενές ρήγμα, η διάρρηξη εμφανίζεται στην επιφάνεια για $h/H = 1\%$ (Σχήμα 4.11β), αντίστοιχα με την περίπτωση κανονικού κύριου ρήγματος. Σημειώνεται ότι οι πλαστικές παραμορφώσεις που εμφανίζονται στην περιοχή του δευτερογενούς ρήγματος, στην αριστερή κατακόρυφη επιφάνεια των Σχημάτων 4.10α και 4.11α, οφείλονται στην ύπαρξη της οριζόντιας μετατόπισης και στις συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος. Το πρόβλημα αυτό είχε καταγραφεί από τους Agalianos et al. (2020), όπου είχε προταθεί σαν μέσο αντιμετώπισης ο κινηματικός περιορισμός των απέναντι επιφανειών του προσομοιώματος (periodic boundaries). Ωστόσο, η μεθοδολογία αυτή δεν είναι εφαρμόσιμη στη εξεταζόμενη περίπτωση λόγω της περιπλοκότητας των συνοριακών συνθηκών. Συγκεκριμένα, οι κατακόρυφες επιφάνειες εκατέρωθεν του κύριου ρήγματος (Σχήμα 4.6α) δεν διατηρούν σταθερή απόσταση λόγω της ύπαρξης του κύριου ρήγματος, που είναι τύπου κατά την κλίση.

Πρέπει να τονιστεί ότι το επίπεδο διάρρηξης του κύριου ρήγματος για την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος (Σχήμα 4.11) φαίνεται να παρουσιάζει πιο απότομη κλίση σε σχέση με το αντίστοιχο επίπεδο για κανονικό ρήγμα (Σχήμα 4.10). Εντούτοις, σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, το επίπεδο διάρρηξης των κανονικών ρηγμάτων παρουσιάζει πιο απότομη κλίση σε σχέση με το αντίστοιχο επίπεδο για ανάστροφο ρήγμα (π.χ., Anastasopoulos et al., 2007; Loukidis et al., 2009; Thebian et al., 2018). Ως εκ τούτου, η παρατηρηθείσα συμπεριφορά μπορεί να αποδοθεί στην ύπαρξη του επιπέδου διάρρηξης

του δευτερογενούς ρήγματος. Όπως προαναφέρθηκε, το επίπεδο διάρρηξης του (ανάστροφου) δευτερογενούς ρήγματος αναπτύσσεται πλήρως πριν το αντίστοιχο επίπεδο του κύριου ρήγματος. Το γεγονός αυτό φαίνεται να διαδραματίζει καθοριστικό ρόλο στην κλίση του επιπέδου διάρρηξης του κύριου ρήγματος. Το φαινόμενο είναι πιο ευδιάκριτο στο Σχήμα 4.11γ, όπου το μοτίβο διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος έχει ακόμα μικρό πλάτος.

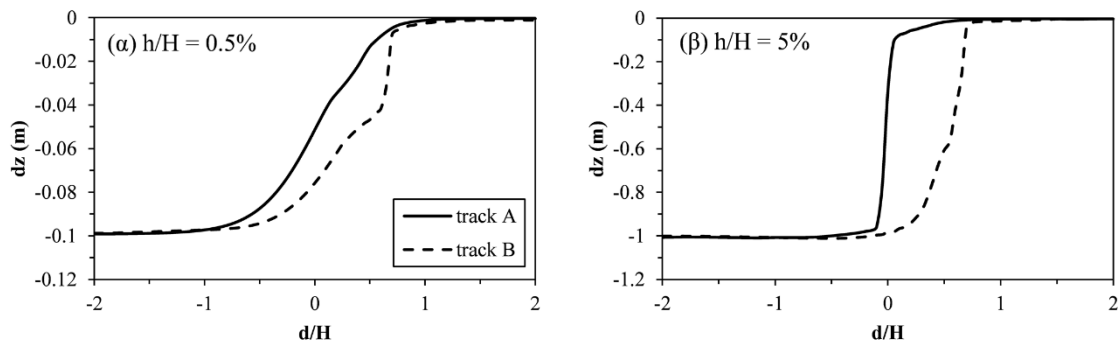


Σχήμα 4.12. Κατακόρυφες, dz , και πλευρικές, dy , επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις κατά μήκος των οδούσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5, 1, 2.5, 5$ και 10% .

Στο Σχήμα 4.12 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες επιφανειακές μετακινήσεις του εδάφους κατά τον άξονα Z, dz , και οι πλευρικές επιφανειακές μετακινήσεις κατά τον άξονα Y, dy , για κανονικό κύριο ρήγμα. Οι μετακινήσεις καταγράφονται κατά μήκος των οδούσεων A και B και των οριζόντιων αποστάσεων d , όπως ορίζονται στο Σχήμα 4.9. Όσον αφορά στις κατακόρυφες μετακινήσεις, οι μετακινήσεις κατά μήκος της οδούσης A (Σχήμα 4.12α) παρουσιάζουν πιο απότομες κλίσεις σε σχέση με την οδούση B (Σχήμα 4.12γ) κοντά στο μέσο του προσομοιώματος ($d/H = 0$), κάτι αναμενόμενο λόγω και της κλίσης των αντίστοιχων επιπέδων διάρρηξης. Οι πλευρικές μετακινήσεις της οδούσης A (Σχήμα 4.12β) παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά σε σχέση με την οδούση B (Σχήμα 4.12δ), με τις τελευταίες να παρουσιάζουν επιπλέον τοπικό ελάχιστο για μεγαλύτερες μετατοπίσεις

ρήγματος (h/H) κοντά στη θέση του ίχνους του κύριου ρήγματος. Το παραπάνω φαινόμενο μπορεί να αποδοθεί σε εκτεταμένες μετακινήσεις εντός της ζώνης διάρρηξης του κανονικού κύριου ρήγματος (Thebian et al., 2018).

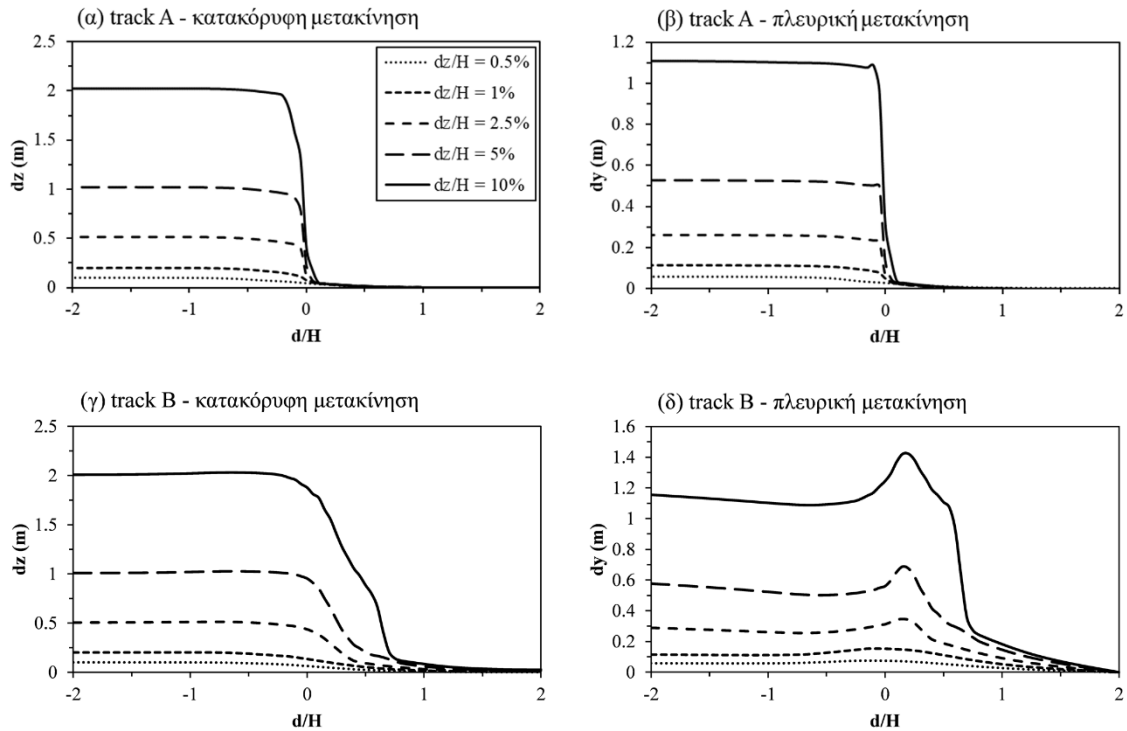
Το γεγονός ότι το επίπεδο διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος είναι κατακόρυφο δημιουργεί πιο απότομες κλίσεις πρηνών στην επιφάνεια του εδάφους γύρω από το δευτερογενές ρήγμα, σε σχέση με το κύριο ρήγμα. Το παραπάνω καθιστά την περιοχή του δευτερογενούς ρήγματος πιο επικίνδυνη για κατασκευές και ΔΚΩ. Στο Σχήμα 4.13 συγκρίνονται οι κατακόρυφες επιφανειακές μετακινήσεις του εδάφους κατά μήκος των δύο οδεύσεων για δύο μετατοπίσεις βάσης: $h/H = 0.5$ και 5% . Για μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5\%$ (Σχήμα 4.13α) η όδευση Α παρουσιάζει ηπιότερη κλίση καθώς η διάρρηξη του δευτερογενούς ρήγματος δεν έχει ακόμα φτάσει στην επιφάνεια του εδάφους, εν αντιθέσει με τη διάρρηξη του κύριου ρήγματος. Για μετατόπιση βάσης $h/H = 5\%$ (Σχήμα 4.13β), όπου αμφότερες οι διαρρήξεις έχουν εμφανιστεί στην επιφάνεια του εδάφους, η όδευση Α παρουσιάζει πιο απότομη κλίση λόγω του κατακόρυφου επιπέδου διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος.



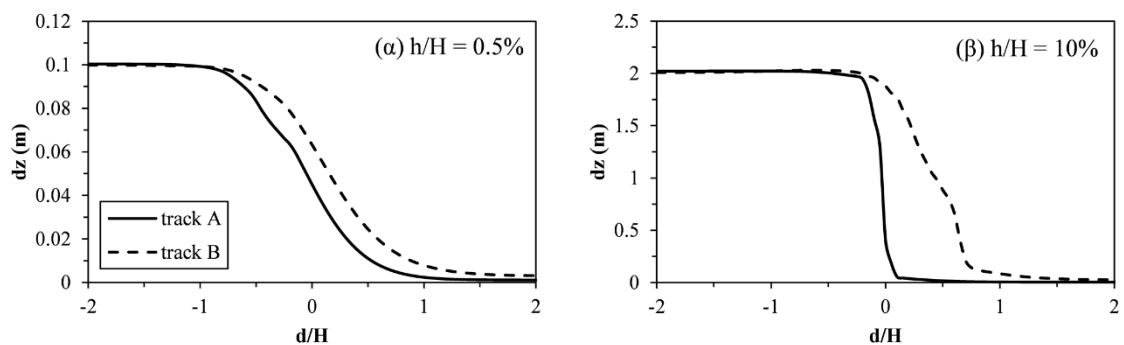
Σχήμα 4.13. Σύγκριση των κατακόρυφων επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, dz , κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για κανονικό κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης h/H : (α) 0.5% και (β) 5% .

Στο Σχήμα 4.14 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες και πλευρικές επιφανειακές μετακινήσεις του εδάφους για ανάστροφο κύριο ρήγμα. Όσον αφορά στις κατακόρυφες μετακινήσεις, οι μετακινήσεις κατά μήκος της όδευσης Α (Σχήμα 4.14α) παρουσιάζουν πιο απότομες κλίσεις σε σχέση με την όδευση Β (Σχήμα 4.14γ) κοντά στο μέσο του προσομοιώματος ($d/H = 0$), κάτι αναμενόμενο λόγω και της κλίσης των αντίστοιχων επιπέδων διάρρηξης. Οι πλευρικές μετακινήσεις της όδευσης Α (Σχήμα 4.14β) παρουσιάζουν παρόμοια συμπεριφορά με τις κατακόρυφες μετακινήσεις (Σχήμα 4.14α), ενώ οι πλευρικές μετακινήσεις της όδευσης Β (Σχήμα 4.14δ) παρουσιάζουν τοπικό μέγιστο

για μεγαλύτερες μετατοπίσεις ρήγματος (h/H) κοντά στη θέση του ίχνους του κύριου ρήγματος. Το παραπάνω φαινόμενο μπορεί να αποδοθεί σε εκτεταμένες μετακινήσεις εντός της ζώνης διάρρηξης του ανάστροφου κύριου ρήγματος (Thebian et al., 2018).



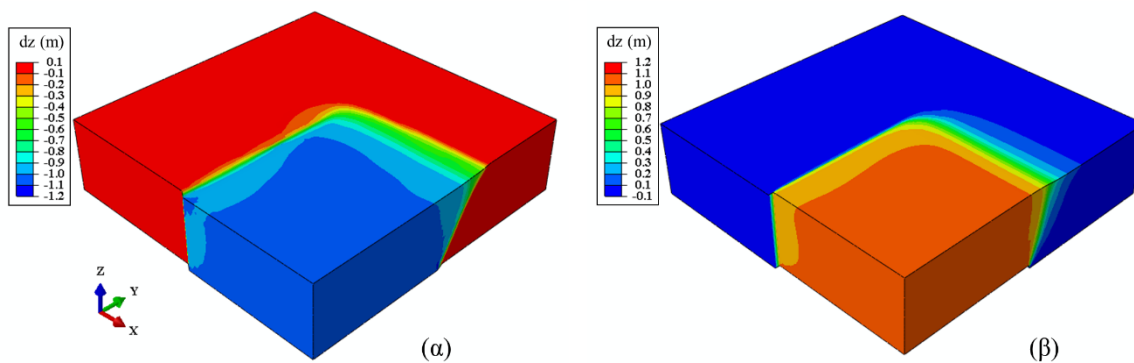
Σχήμα 4.14. Κατακόρυφες, dz , και πλευρικές, dy , επιφανειακές εδαφικές μετακινήσεις κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5, 1, 2.5, 5$ και 10% .



Σχήμα 4.15. Σύγκριση των κατακόρυφων επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων, dz , κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης h/H : (α) 0.5% και (β) 5% .

Όσον αφορά στις κατακόρυφες μετακινήσεις, και οι δύο οδεύσεις παρουσιάζουν παρόμοια κλίση πρανούς για μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5\%$ (Σχήμα 4.15α), καθώς τα επίπεδα διάρρηξης και των δύο ρηγμάτων δεν έχουν προλάβει να φτάσουν στην

επιφάνεια του εδάφους (Σχήμα 4.11α). Για μετατόπιση βάσης $h/H = 10\%$ (Σχήμα 4.15β), όπου αμφότερες οι διαρρήξεις έχουν εμφανιστεί στην επιφάνεια του εδάφους, η όδευση Α παρουσιάζει πιο απότομη κλίση λόγω του κατακόρυφου επιπέδου διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος. Για την καλύτερη απεικόνιση των παραπάνω, στο Σχήμα 4.16 παρουσιάζεται η τρισδιάστατη κατανομή των κατακόρυφων εδαφικών μετακινήσεων για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα και κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 5\%$.



Σχήμα 4.16. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 5\%$, (α) κανονικό και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα.

4.4.1.2 Επιρροή του πάχους εδαφικής στρώσης

Το πάχος της εδαφικής στρώσης επάνω από το βραχώδες υπόστρωμα μπορεί να κυμαίνεται από αρκετά μέτρα έως εκατοντάδες μέτρα ανάλογα με τις τοπικές συνθήκες. Όμως, η αριθμητική προσομοίωση εδαφικών στρώσεων με μεγάλο πάχος έχει υψηλό υπολογιστικό κόστος. Σε αυτές τις περιπτώσεις, η κανονικοποίηση της εδαφικής απόκρισης με το πάχος της εδαφικής στρώσης, H , δίνει τη δυνατότητα αναγωγής των αποτελεσμάτων από προσομοιώματα μικρότερων διαστάσεων για την εκτίμηση της εδαφικής απόκρισης στρώσεων με μεγάλο πάχος, μειώνοντας έτσι σημαντικά το υπολογιστικό κόστος. Σύμφωνα με τη βιβλιογραφία, τα μοτίβα διάρρηξης και οι εδαφικές μετακινήσεις μπορούν να κανονικοποιηθούν με το πάχος της εδαφικής στρώσης, H , τόσο για κανονικά όσο και για ανάστροφα μεμονωμένα ρήγματα (Anastasopoulos et al., 2007; Cole & Lade, 1984; J. W. Lee & Hamada, 2005; Loukidis et al., 2009; Thebian et al., 2018). Στην παρούσα Ενότητα διερευνάται το ενδεχόμενο η παραπάνω δυνατότητα να εφαρμόζεται και για την πιο σύνθετη περίπτωση της ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος.

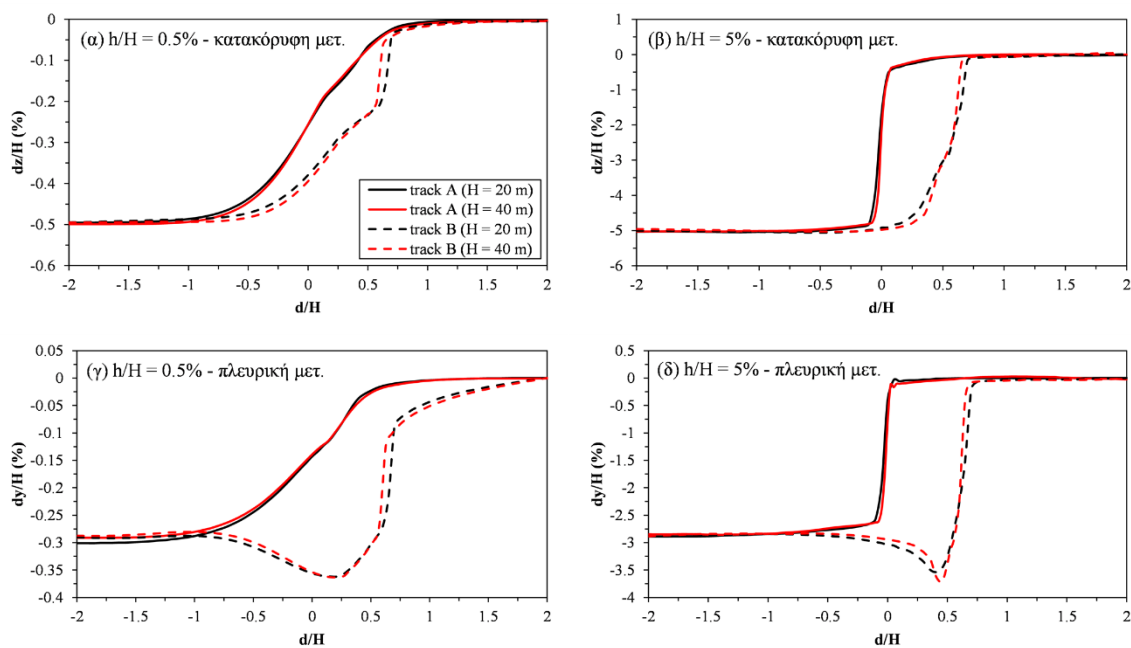
Η διερεύνηση περιλαμβάνει τις περιπτώσεις κανονικού και ανάστροφου κύριου ρήγματος με κλίση $\alpha = 60^\circ$, δύο διαφορετικά πάχη εδαφικών στρώσεων ($H = 20$ και 40 m) και δύο επίπεδα μετατόπισης ρήγματος ($h/H = 0.5$ και 5%). Σε όλες τις περιπτώσεις, το έδαφος θεωρείται ότι αποτελείται από μέτρια άμμο, με τις ιδιότητες του Πίνακα 4.1. Σύμφωνα με τη γραμμική σχέση που δίνεται στον πίνακα για τον υπολογισμό του μέτρου ελαστικότητας, για πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ m το μέτρο ελαστικότητας στη βάση του προσομοιώματος είναι $E = 40$ MPa, ενώ για πάχος $H = 40$ m είναι $E = 70$ MPa. Το μέτρο ελαστικότητας στην επιφάνεια του εδάφους είναι $E = 10$ MPa και στις δύο περιπτώσεις.

Όσον αφορά στην περίπτωση κανονικού κύριου ρήγματος, το πρώτο επίπεδο μετατόπισης ρήγματος ($h/H = 0.5\%$) αντιστοιχεί σε πλήρως αναπτυγμένη διάρρηξη του κύριου ρήγματος στην επιφάνεια του εδάφους και μη αναπτυγμένη διάρρηξη του δευτερογενούς ρήγματος (Σχήμα 4.10α). Στην περίπτωση ανάστροφου κύριου ρήγματος, το πρώτο επίπεδο μετατόπισης ρήγματος ($h/H = 0.5\%$) αντιστοιχεί σε μη αναπτυγμένη διάρρηξη τόσο για το κύριο όσο και για το δευτερογενές ρήγμα (Σχήμα 4.11α). Από την άλλη πλευρά, το δεύτερο επίπεδο μετατόπισης ρήγματος ($h/H = 5\%$) αντιστοιχεί σε πλήρως αναπτυγμένη διάρρηξη όλων των ρηγμάτων σε όλες τις περιπτώσεις (Σχήματα 4.10δ και 4.11δ).

Σημειώνεται ότι ο διπλασιασμός των διαστάσεων του αριθμητικού προσομοιώματος (από $H = 20$ m σε $H = 40$ m) θα μπορούσε να συνοδευτεί από διπλασιασμό των διαστάσεων των πεπερασμένων στοιχείων, d_{FE} , ώστε να διατηρηθεί σταθερή η αναλογία d_{FE}/H . Κάτι τέτοιος όμως θα απαιτούσε τον επανυπολογισμό της οκταεδρικής πλαστικής διατμητικής παραμόρφωσης αστοχίας, γ_f^p (Anastasopoulos et al., 2007), ο οποίος δεν είναι δυνατός στην παρούσα μελέτη καθώς η επιλεγείσα τιμή δεν έχει προκύψει πειραματικά. Έτσι, το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων που επιλέχθηκε και για τα δύο πάχη εδαφικής στρώσης διατηρήθηκε σταθερό ($d_{FE} = 1$ m), με το κανονικοποιημένο μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων να είναι $d_{FE}/H = 5\%$ και 2.5% για πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ και 40 m, αντίστοιχα.

Στο Σχήμα 4.17 παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ των προσομοιωμάτων με πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ και 40 m για κανονικό κύριο ρήγμα. Οι κατακόρυφες μετακινήσεις της επιφάνειας του εδάφους, dz/H , κατά μήκος των οδεύσεων A και B (Σχήμα 4.9) για κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5$ και 5% παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.17α και 4.17β, ενώ οι αντίστοιχες πλευρικές μετακινήσεις

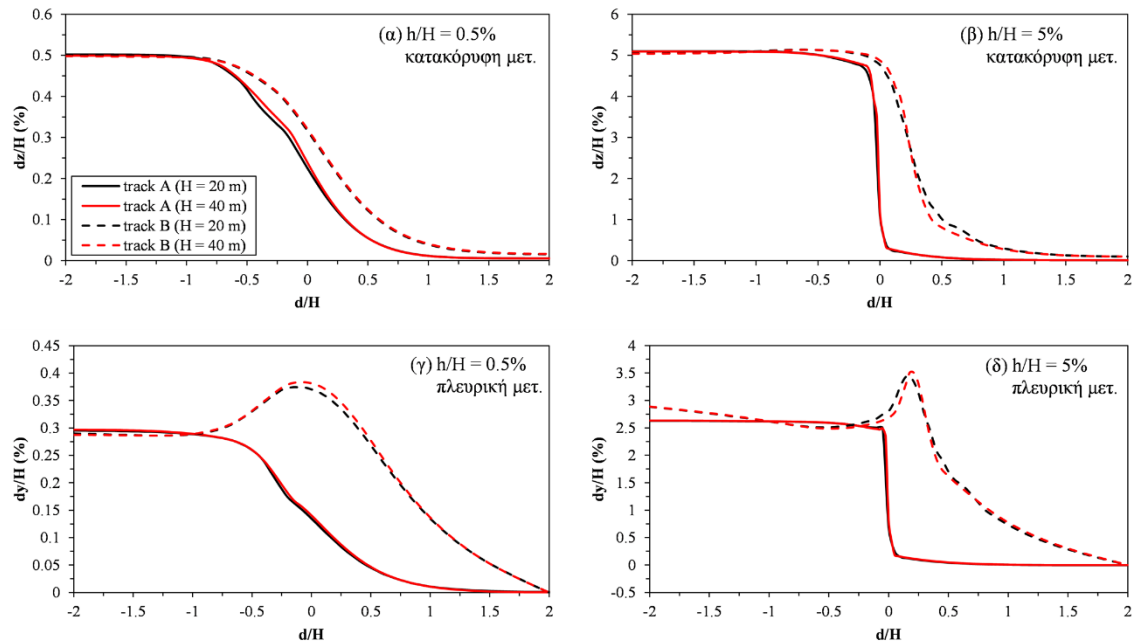
στα Σχήματα 4.17γ και 4.17δ. Η κανονικοποίηση της απόκρισης του εδάφους είναι ικανοποιητική, καθώς τα αποτελέσματα είναι αρκετά κοντά και για τα δύο επίπεδα μετατόπισης βάσης και ειδικά για τη μεγάλη μετατόπιση βάσης ($h/H = 5\%$), όπου τα μοτίβα διάρρηξης έχουν αναπτυχθεί πλήρως. Οι μικρές αποκλίσεις τόσο στην κατακόρυφη όσο και στην πλευρική εδαφική μετακίνηση μπορούν να αποδοθούν σε διαφοροποιήσεις της διάδοσης της ρηγματικής διάρρηξης μέσα από την εδαφική στρώση. Σύμφωνα με τους Thebian et al. (2018), οι οποίοι μελέτησαν περιπτώσεις μεμονωμένου ρήγματος, κανονικά ρήγματα με γωνία κλίσης $\alpha = 60^\circ$ τείνουν να αναπτύσσουν πιο περίπλοκες και πλατιές ζώνες διάρρηξης κοντά στην επιφάνεια του εδάφους.



Σχήμα 4.17. Σύγκριση κανονικοποιημένων κατακόρυφων, dz/H , και πλευρικών, dy/H , επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα, κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης $h/H = 0.5$ και 5% και πάχη εδαφικής στρώσης $H = 20$ και 40 m.

Αντίστοιχα, Στο Σχήμα 4.18 παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ των προσομοιωμάτων με πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ και 40 m για ανάστροφο κύριο ρήγμα. Όπως είναι φανερό, οι αποκλίσεις μεταξύ των κανονικοποιημένων μετακινήσεων κατά μήκος των οδεύσεων A και B είναι μικρές, αναλογικά με την περίπτωση κανονικού κύριου ρήγματος, τόσο για μικρή μετατόπιση βάσης ($h/H = 0.5\%$) όσο και για μεγάλη μετατόπιση βάσης ($h/H = 5\%$). Σημειώνεται ότι τα παραπάνω αποτελέσματα αντίκεινται στα ευρήματα των Thebian et al. (2018), οι οποίοι αναφέρουν ότι το πάχος της εδαφικής στρώσης παίζει σημαντικό ρόλο στην ανάπτυξη των επιπέδων διάρρηξης στην περίπτωση ανάστροφου

ρήγματος. Συγκεκριμένα, μεγαλύτερος πάχος εδαφικής στρώσης συνεπάγεται την ανάπτυξη πιο περίπλοκων διαρρηξεων, κάτι που δεν παρατηρείται στην δική μας περίπτωση. Ο λόγος που δεν παρατηρείται είναι η υιοθέτηση εκ μέρους μας ενός πιο απλού καταστατικού προσομοιώματος για το έδαφος σε σχέση με τους Thebian et al. (2018), οι οποίοι εκτός από το μέτρο ελαστικότητας, E , θεωρούν ότι μεταβάλλεται με το βάθος τόσο ο λόγος Poisson, ν , όσο και οι μέγιστες γωνίες εσωτερικής τριβής, ϕ_p , και διαστολής, ψ_p .



Σχήμα 4.18. Σύγκριση κανονικοποιημένων κατακόρυφων, dz/H , και πλευρικών, dy/H , επιφανειακών εδαφικών μετακινήσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα, κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης $h/H = 0.5$ και 5% και πάχη εδαφικής στρώσης $H = 20$ και 40 m.

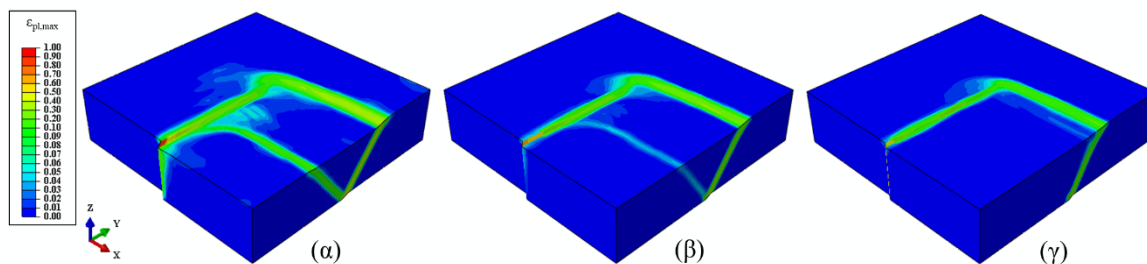
Τα παραπάνω φαίνεται να παίζουν σημαντικό ρόλο στην ανάπτυξη του επιπέδου διάρρηξης για ανάστροφα ρήγματα. Συνεπώς, η κανονικοποίηση της εδαφικής απόκρισης με το βάθος της εδαφικής στρώσης φαίνεται να έχει πρακτική εφαρμογή στην εξεταζόμενη περίπτωση, διατηρώντας όμως τις απαραίτητες επιφυλάξεις σχετικά με το καταστατικό προσομοίωμα του εδάφους και το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων.

4.4.1.3 Επιρροή της γωνίας κλίσης ρήγματος

Η γωνία κλίσης ενός ρήγματος είναι ένας σημαντικός παράγοντας που επηρεάζει την ανάπτυξη των μοτίβων διάρρηξης στην εδαφική στρώση, τη θέση της εμφάνισης της διάρρηξης στην επιφάνεια του εδάφους, αλλά και την απαιτούμενη μετατόπιση ρήγματος για την εμφάνιση της διάρρηξης στην επιφάνεια του εδάφους (J. W. Lee & Hamada, 2005;

Thebian et al., 2018). Σε γενικές γραμμές, μικρότερες γωνίες τείνουν να δημιουργούν πιο περίπλοκα μοτίβα διάρρηξης λόγω της εμφάνισης αντιθετικών και συνθετικών διαρρήξεων (Anastasopoulos et al., 2007; Chang et al., 2015; Thebian et al., 2018). Στην παρούσα Ενότητα διερευνώνται τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης ($\alpha = 30^\circ, 45^\circ$ και 60°) τόσο στο κανονικό όσο και στο ανάστροφο κύριο ρήγμα. Η εδαφική στρώση έχει πάχος $H = 20$ m και αποτελείται από μέτρια άμμο με τις ιδιότητες του Πίνακα 4.1 σε κάθε περίπτωση. Στην περίπτωση κανονικού κύριου ρήγματος η σύγκριση γίνεται για κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h = 1$ m, ενώ για ανάστροφο κύριο ρήγμα η σύγκριση γίνεται για $h = 2$ m, ώστε να εξασφαλιστεί η πλήρης ανάπτυξη των διαρρήξεων σε κάθε περίπτωση.

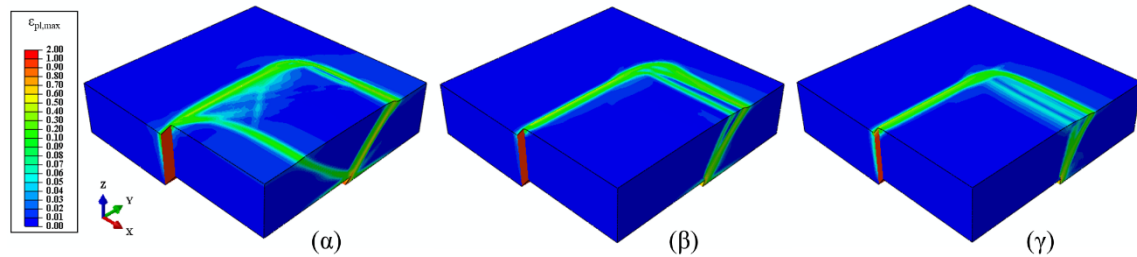
Τα μοτίβα διάρρηξης για διαφορετικές γωνίες κλίσης παρουσιάζονται στα Σχήματα 4.19 και 4.20 για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα, αντίστοιχα. Σύμφωνα με το Σχήμα 4.19α, για γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$, αναπτύσσεται πλήρως μία αντιθετική διάρρηξη με συγκρίσιμο μέγεθος με τη διάρρηξη του κύριου ρήγματος. Για γωνία κλίσης $\alpha = 45^\circ$ (Σχήμα 4.19β), η αντιθετική διάρρηξη εμφανίζεται και πάλι, έχοντας όμως ξεκάθαρα μικρότερο μέγεθος. Αντίθετα, για κλίση $\alpha = 60^\circ$ (Σχήμα 4.19γ), δεν εμφανίζεται αντιθετική διάρρηξη. Τα παραπάνω αποτελέσματα είναι σύμφωνα με τα αποτελέσματα των Thebian et al. (2018), αλλά και την προτεινόμενη σχέση από τους Anastasopoulos et al. (2007), οι οποίοι αναφέρουν ότι αντιθετική διάρρηξη σε κανονικά ρήγματα εμφανίζεται για γωνία κλίσης $\alpha < 45^\circ + \psi/2$, όπου ψ η γωνία διαστολής.



Σχήμα 4.19. Μοτίβα διάρρηξης για κανονικό κύριο ρήγμα και γωνία κλίσης: (α) 30° , (β) 45° , και (γ) 60° .

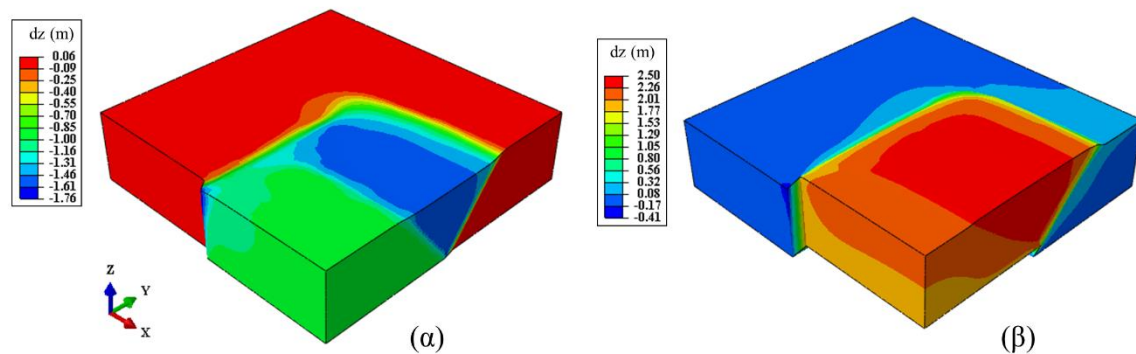
Στην περίπτωση ανάστροφου κύριου ρήγματος, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.20, αντιθετική διάρρηξη εμφανίζεται μόνο για γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$. Τα παραπάνω αποτελέσματα είναι σύμφωνα με τα αποτελέσματα των Chang et al. (2015) και των Thebian et al. (2018), οι οποίοι αναφέρουν ότι αντιθετική διάρρηξη σε ανάστροφα ρήγματα εμφανίζεται για γωνία κλίσης $\alpha < 45^\circ$. Επιπλέον, η εμφάνιση μικρών συνθετικών

διαρρήξεων παράλληλων στη διάρρηξη του ανάστροφου κύριου ρήγματος, όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.20β και γ, έχει αναφερθεί σε σχετικές μελέτες (Chang et al., 2015; Nolle et al., 2012; Thebian et al., 2018).



Σχήμα 4.20. Μοτίβα διάρρηξης για ανάστροφο κύριο ρήγμα και γωνία κλίσης: (α) 30°, (β) 45°, και (γ) 60°.

Αξίζει να τονιστεί ότι η εμφάνιση αντιθετικών διαρρήξεων στο κύριο ρήγμα συνοδεύεται με τη συνένωσή τους με τη διάρρηξη του δευτερογενούς ρήγματος σε όλες τις περιπτώσεις, όπως φαίνεται στα Σχήματα 4.19α, 4.19β και 4.20α. Αυτό μπορεί να είναι πολύ κρίσιμο για παρακείμενες κατασκευές και ΔΚΩ καθώς αυξάνει την περιοχή εμφάνισης εδαφικών μετακινήσεων. Το παραπάνω παρουσιάζεται περαιτέρω στο Σχήμα 4.21 όπου απεικονίζονται οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα και γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$.



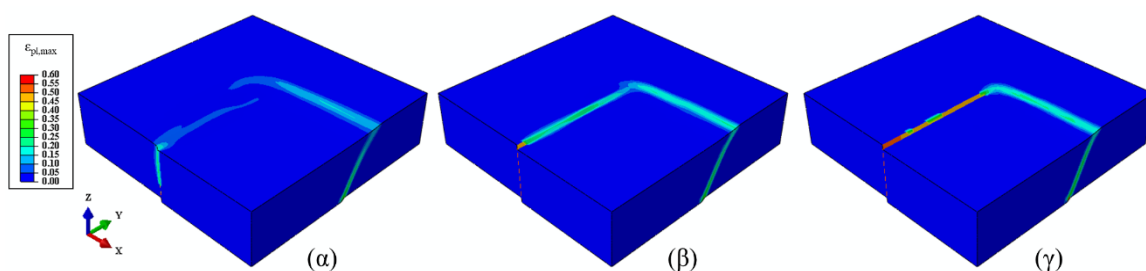
Σχήμα 4.21. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$, (α) κανονικό κύριο ρήγμα με κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 5\%$ και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα με κανονικοποιημένη μετατόπιση βάσης $h/H = 10\%$.

4.4.1.4 Επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων

Οι εδαφικές ιδιότητες αποτελούν ένα ακόμα χαρακτηριστικό με καθοριστική συμβολή στην ανάπτυξη των μοτίβων διάρρηξης μέσα από μία εδαφική στρώση (J. W. Lee & Hamada, 2005). Στην παρούσα Ενότητα διερευνώνται τρία διαφορετικά είδη άμμου, χαλαρή, μέτρια και πυκνή, με τα χαρακτηριστικά τους να αναφέρονται στον Πίνακα 4.1.

Η πυκνότητα του εδάφους, ρ , το μέτρο ελαστικότητας, E , και οι γωνίες εσωτερικής τριβής, ϕ , και διαστολής, ψ , θεωρούνται ότι μεταβάλλονται για κάθε είδος άμμου. Σε κάθε περίπτωση, η εδαφική στρώση έχει πάχος $H = 20$ m, ενώ η γωνία κλίσης του κύριου ρήγματος είναι $\alpha = 60^\circ$. Στην περίπτωση του κανονικού κύριου ρήγματος η σύγκριση γίνεται για κανονικοποιημένη κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h/H = 5\%$, ενώ για ανάστροφο κύριο ρήγμα η σύγκριση γίνεται για $h/H = 10\%$, ώστε να εξασφαλιστεί η πλήρης ανάπτυξη των διαρρήξεων σε κάθε περίπτωση.

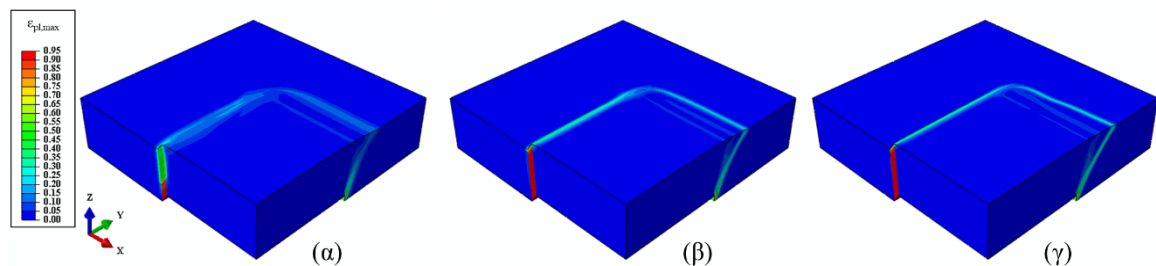
Στα Σχήματα 4.22 και 4.23 παρουσιάζονται τα μοτίβα διάρρηξης για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα, αντίστοιχα, υπό τη μορφή των μέγιστων πλαστικών παραμορφώσεων, $\varepsilon_{pl,max}$. Στην περίπτωση κανονικού ρήγματος και χαλαρής άμμου (Σχήμα 4.22α) φαίνεται ότι τα επίπεδα διάρρηξης δεν έχουν αναπτυχθεί πλήρως. Συγκεκριμένα, το επίπεδο διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος δεν έχει φτάσει ολοκληρωμένα στην επιφάνεια του εδάφους και δεν έχει ακόμα ενωθεί με το επίπεδο διάρρηξης του κύριου ρήγματος, εν αντιθέσει με τις πλήρως αναπτυγμένες διαρρήξεις για μέτρια και πυκνή άμμο (Σχήματα 4.22β και γ). Μάλιστα, στην περίπτωση πυκνής άμμου (Σχήμα 4.22γ) παρατηρείται και αύξηση των τιμών της πλαστικής παραμόρφωσης σε σχέση με τη χαλαρή και τη μέτρια άμμο. Αντίστοιχη συμπεριφορά παρατηρείται και για την περίπτωση ανάστροφου κύριου ρήγματος, όπου η αύξηση της πυκνότητας της άμμου συνεπάγεται αύξηση των πλαστικών παραμορφώσεων. Μάλιστα, για πυκνή άμμο (Σχήμα 4.23γ) παρατηρείται ότι η συνένωση των διαρρήξεων του κυρίου και του δευτερογενούς ρήγματος γίνεται με ένα πιο απότομο τρόπο σε σχέση με τη χαλαρή και τη μέτρια άμμο.



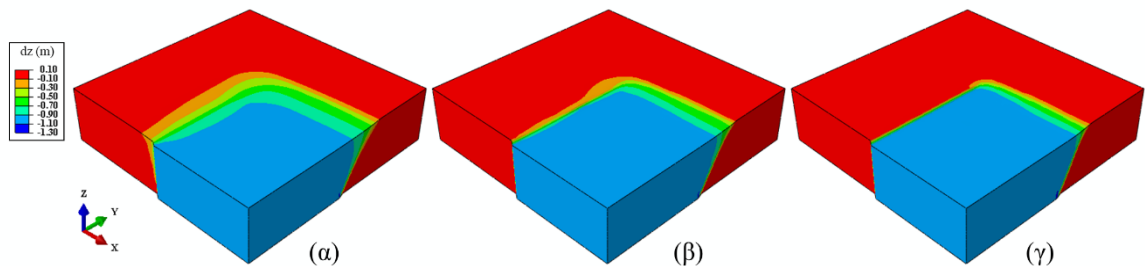
Σχήμα 4.22. Μοτίβα διάρρηξης για κανονικό κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.

Τα παραπάνω ευρήματα συμφωνούν με αντίστοιχες μελέτες, π.χ., των Anastasopoulos et al. (2007), των Hazeghian and Soroush (2017) και των Thebian et al. (2018), οι οποίες αναφέρουν ότι πιο χαλαρές άμμοι παρουσιάζουν μειωμένη δυσκαμψία και αυξημένη πλαστιμότητα έχοντας ως αποτέλεσμα τη δυνατότητα ανάπτυξης

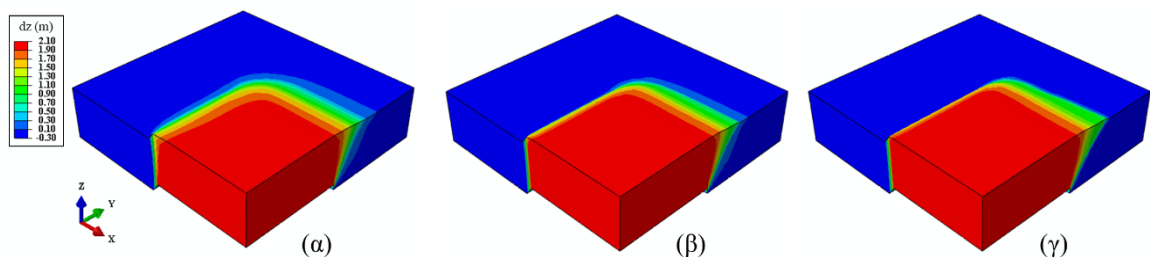
μεγαλύτερων ελαστικών παραμορφώσεων. Έτσι, κάτω από τέτοιες συνθήκες απαιτούνται μεγαλύτερες μετατοπίσεις ρήγματος για την πλήρη ανάπτυξη της ρηγματικής διάρρηξης μέσα από την εδαφική στρώση. Ακόμα, οι χαλαρές άμμοι έχουν την τάση να αναπτύσσουν πιο πλατιές διατμητικές ζώνες (shear bands), παρουσιάζοντας έτσι πιο ήπιες κλίσεις εδαφικών μετακινήσεων γύρω από το ίχνος του ρήγματος (Thebian et al., 2018). Τα παραπάνω απεικονίζονται Στα Σχήματα 4.24 και 4.25, όπου παρουσιάζονται οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα, αντίστοιχα. Οι μετακινήσεις για χαλαρή άμμο παρουσιάζουν ηπιότερες κλίσεις, τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο ρήγμα, σε σχέση με τη μέτρια και τη πυκνή άμμο. Αντιθέτως, οι εδαφικές μετακινήσεις γίνονται πιο απότομες για μέτρια και πυκνή άμμο, ειδικότερα γύρω από το ίχνος του δευτερογενούς ρήγματος.



Σχήμα 4.23. Μοτίβα διάρρηξης για ανάστροφο κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.



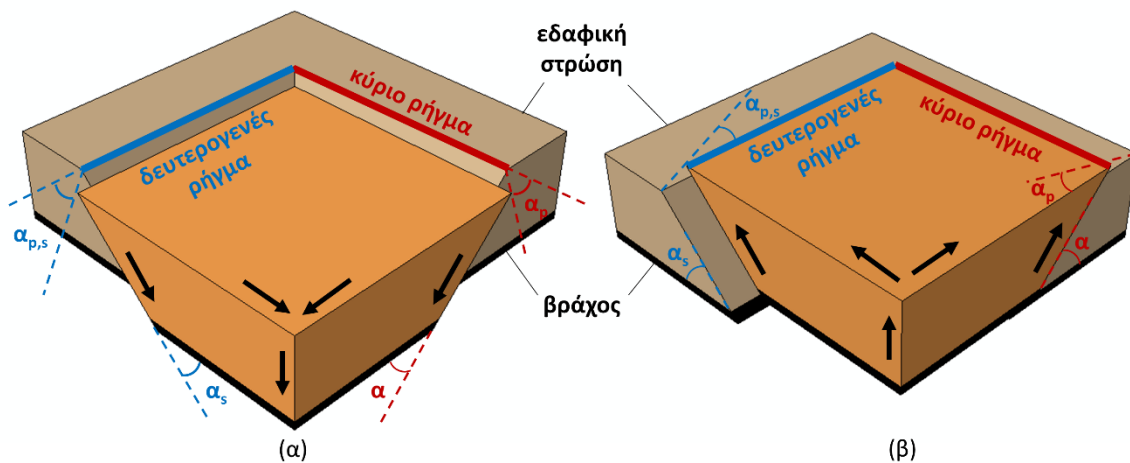
Σχήμα 4.24. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για κανονικό κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.



Σχήμα 4.25. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για ανάστροφο κύριο ρήγμα και για: (α) χαλαρή, (β) μέτρια και (γ) πυκνή άμμο.

4.4.2 Περίπτωση πλάγιου κύριου ρήγματος

Στην Ενότητα αυτή μελετάται η διάδοση κύριων και δευτερογενών ρηγμάτων μέσα από εδαφική στρώση για την πιο σύνθετη περίπτωση των πλάγιων κύριων ρηγμάτων (oblique slip), και συγκεκριμένα για πλαγιοκανονικά και πλαγιοανάστροφα κύρια ρήγματα. Στα Σχήματα 4.26α και β παρουσιάζεται η τυπική διαμόρφωση για την περίπτωση αριστερόστροφου πλαγιοκανονικού και δεξιόστροφου πλαγιοανάστροφου κύριου ρήγματος, αντίστοιχα. Στο σχήμα ορίζονται, επίσης, η γωνία κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_p , του κύριου ρήγματος, καθώς και η γωνία κλίσης, α_s , και τροχιάς ολίσθησης, $\alpha_{p,s}$, του δευτερογενούς ρήγματος. Σε όλες τις περιπτώσεις, οι διευθύνσεις του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος θεωρούνται κάθετες, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6. Επίσης, η εδαφική στρώση αποτελείται από μέτρια άμμο, με τις ιδιότητες που δίνονται στον Πίνακα 4.1, ενώ το πάχος της εδαφικής στρώσης είναι ίσο με $H = 20$ m. Καθώς η διερεύνηση γίνεται αποκλειστικά για τις περιπτώσεις πλάγιου κύριου ρήγματος, το μήκος και το πλάτος του αριθμητικού προσομοιώματος είναι αυξημένα και ίσα με $B = L = 8H$ (Σχήμα 4.6), ώστε να εξασφαλιστεί ότι τα αποτελέσματα δεν επηρεάζονται από τις συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος.



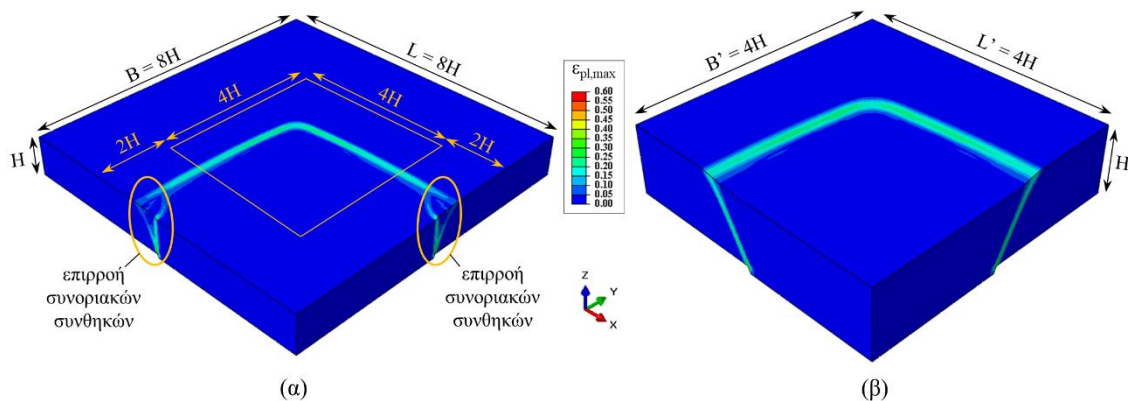
Σχήμα 4.26. Τυπική διαμόρφωση για (α) αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό και (β) δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα.

4.4.2.1 Αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα

Στην παρούσα Ενότητα διερευνάται η περίπτωση αριστερόστροφου πλαγιοκανονικού κύριου ρήγματος για δύο διαφορετικές γωνίες κλίσης, $\alpha = 30^\circ$ και 60° , και δύο διαφορετικές γωνίες τροχιάς ολίσθησης (pitch angle), $\alpha_p = 30^\circ$ και 60° . Σε όλες τις περιπτώσεις εφαρμόζεται κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h = 2$ m ($h/H = 10\%$). Όπως

φαίνεται στο Σχήμα 4.27α, μολονότι οι διαστάσεις του προσομοιώματος είναι $B \times L = 8H \times 8H$, η παρουσίαση των αποτελεσμάτων γίνεται στο κέντρο του προσομοιώματος, σε μία περιοχή διαστάσεων $B' \times L' = 4H \times 4H$ (Σχήμα 4.27β). Με αυτόν τον τρόπο δεν λαμβάνεται υπόψη η επιρροή των συνοριακών συνθηκών στην παρουσίαση των αποτελεσμάτων. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.27α, οι συνοριακές συνθήκες στην περίπτωση πλάγιων κύριων ρηγμάτων επηρεάζουν αρκετά έντονα την ανάπτυξη των ρηγματικών διαρρήξεων κοντά στα άκρα του αριθμητικού προσομοιώματος. Παρ' όλα αυτά, η παραπάνω επίδραση περιορίζεται κοντά στα άκρα του προσομοιώματος, επιτρέποντας την ελεύθερη ανάπτυξη των διαρρήξεων στο υπόλοιπο προσομοίωμα.

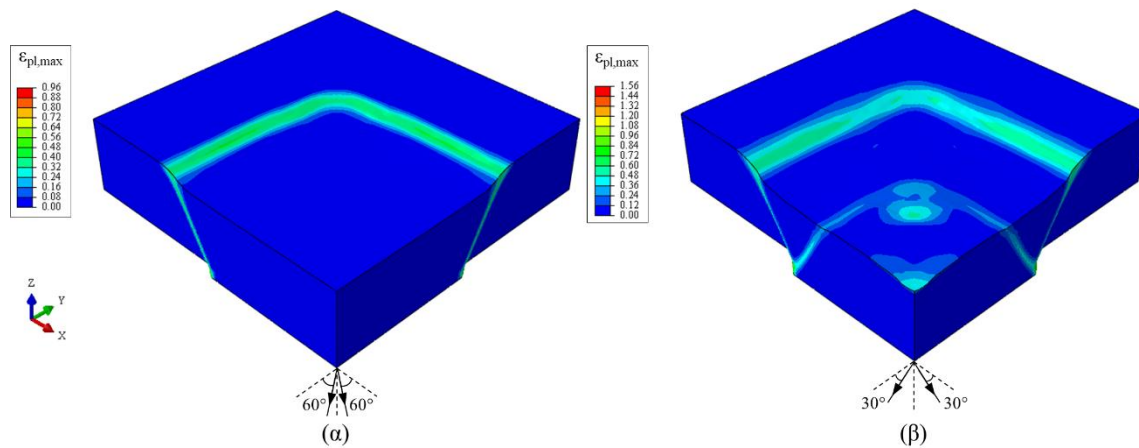
Τα μοτίβα διάρρηξης του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος, υπό τη μορφή των μέγιστων πλαστικών παραμορφώσεων ($\epsilon_{pl,max}$), παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.28. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, το αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα δημιουργεί ένα δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό δευτερογενές ρήγμα. Λόγω της γεωμετρίας του προβλήματος, η γωνία κλίσης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία τροχιάς ολίσθησης του κύριου ρήγματος ($\alpha_s = \alpha_p$), ενώ η γωνία τροχιάς ολίσθησης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία κλίσης του κύριου ρήγματος ($\alpha_{p,s} = \alpha$). Στο σχήμα 4.29 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για τις αντίστοιχες γωνίες.



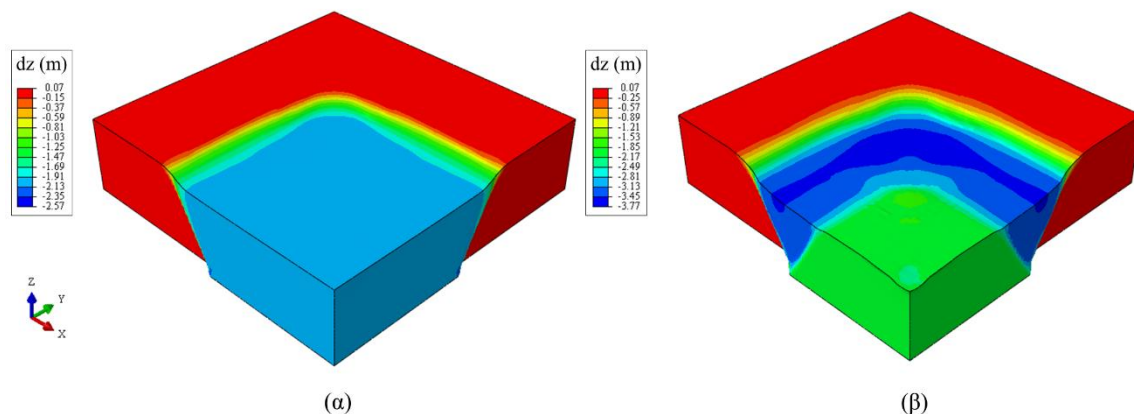
Σχήμα 4.27. Επιρροή συνοριακών συνθηκών και επιλογή περιοχής παρουσίασης των αποτελεσμάτων.

Για γωνίες κλίσης και τροχιάς ολίσθησης $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$, οι διαρρήξεις του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος ενώνονται δημιουργώντας ένα καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο μέσο του προσομοιώματος (Σχήμα 4.28α). Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρείται και για γωνίες $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.28β). Ωστόσο, για την παραπάνω γωνία κάνουν την

εμφάνισή τους -όπως αναμενόταν- και οι αντίστοιχες αντιθετικές διαρρήξεις, οι οποίες με τη σειρά τους ενώνονται δημιουργώντας ένα δεύτερο καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο κάτω άκρο του προσομοιώματος. Κατά συνέπεια των παραπάνω πολύπλοκων μοτίβων διάρρηξης, οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ εμφανίζουν μεγαλύτερες ανομοιογένειες και πιο απότομες κλίσεις (Σχήμα 4.29β), σε σχέση με τις εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.29α), κάτι που μπορεί να αποδειχθεί ιδιαίτερα επιβλαβές σε παρακείμενες κατασκευές ή ΔΚΩ.



Σχήμα 4.28. Μοτίβα διάρρηξης για αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .



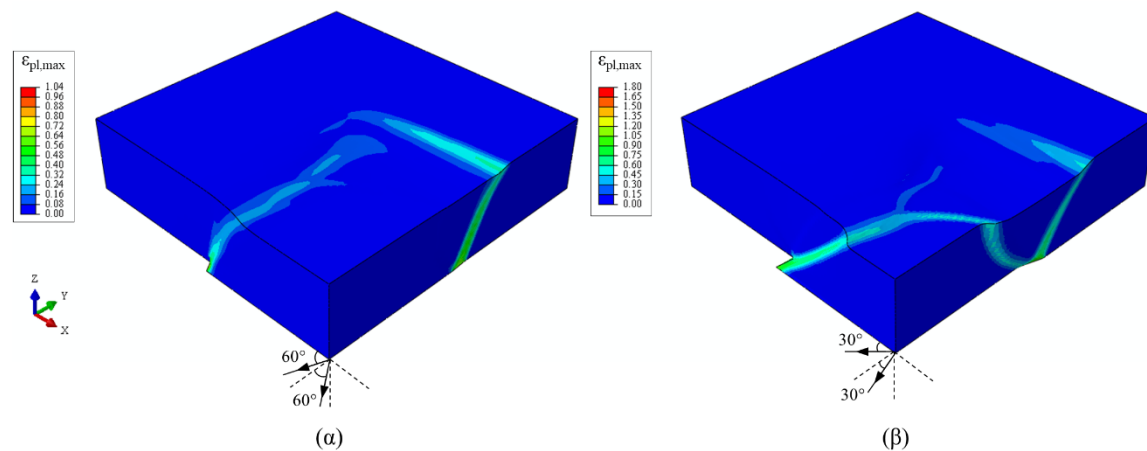
Σχήμα 4.29. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .

4.4.2.2 Δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα

Ακολούθως, διερευνάται η περίπτωση δεξιόστροφου πλαγιοκανονικού κύριου ρήγματος για γωνίες κλίσης, $\alpha = 30^\circ$ και 60° , και γωνίες τροχιάς ολίσθησης, $\alpha_p = 30^\circ$ και 60° . Σε όλες τις περιπτώσεις εφαρμόζεται κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h = 2 \text{ m}$ ($h/H = 10\%$). Τα

μοτίβα διάρρηξης του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.30. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, το δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα δημιουργεί ένα δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο δευτερογενές ρήγμα. Λόγω της γεωμετρίας του προβλήματος, η γωνία κλίσης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία τροχιάς ολίσθησης του κύριου ρήγματος ($\alpha_s = \alpha_p$), ενώ η γωνία τροχιάς ολίσθησης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία κλίσης του κύριου ρήγματος ($\alpha_{p,s} = \alpha$). Στο σχήμα 4.31 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για τις αντίστοιχες γωνίες.

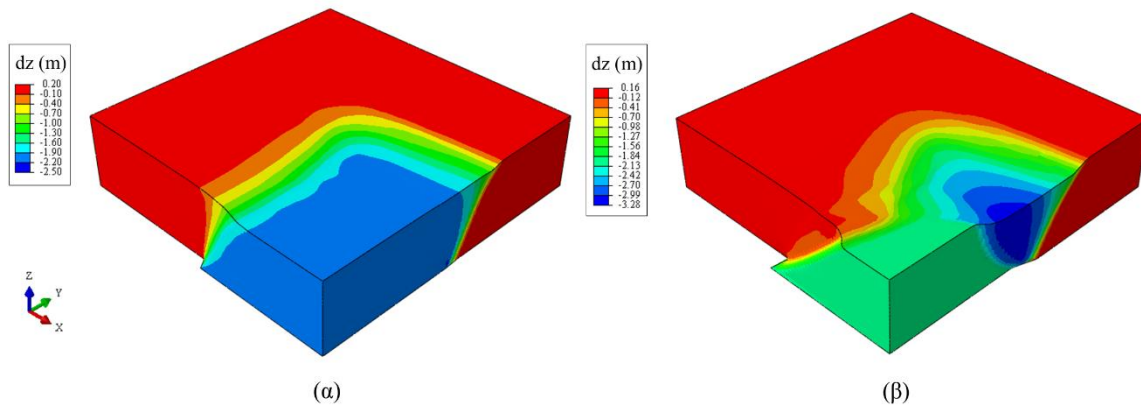
Για γωνίες κλίσης και τροχιάς ολίσθησης $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$, εμφανίζονται δύο διακριτές διαρρήξεις για το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.30α. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η ανάπτυξη των διαρρήξεων για γωνίες $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.30β). Για την παραπάνω γωνία κάνει την εμφάνισή της -όπως αναμενόταν- η αντιθετική διάρρηξη του κύριου ρήγματος, η οποία ενώνεται με τη διάρρηξη του δευτερογενούς ρήγματος δημιουργώντας ένα δεύτερο καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο κάτω άκρο του προσομοιώματος.



Σχήμα 4.30. Μοτίβα διάρρηξης για δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .

Όσον αφορά στο δευτερογενές πλαγιοανάστροφο ρήγμα, δεν εμφανίζεται αντιθετική διάρρηξη, εν αντιθέσει με την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος, όπου εμφανίζεται αντιθετική διάρρηξη (Σχήμα 4.20α). Ακόμα, η κλίση του επιπέδου διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος φαίνεται να αλλάζει καμπύλωση για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.30β) σε σχέση με $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$ (Σχήμα 4.30α). Τα παραπάνω οφείλονται στην αλληλεπίδραση της διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος με την αντιθετική διάρρηξη του κύριου ρήγματος, αλλά και το γεγονός ότι για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ το υπερκείμενο τμήμα του

δευτερογενούς ρήγματος επικαλύπτεται με το υπερκείμενο τεμάχους του κύριου ρήγματος. Κατά συνέπεια των παραπάνω, οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ εμφανίζουν μεν μεγαλύτερες ανομοιογένειες και πιο απότομες κλίσεις (Σχήμα 4.31β), σε σχέση με τις εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.30α), περιορίζονται όμως σε μικρότερη έκταση λόγω της επικάλυψης των τεμαχίων τους.



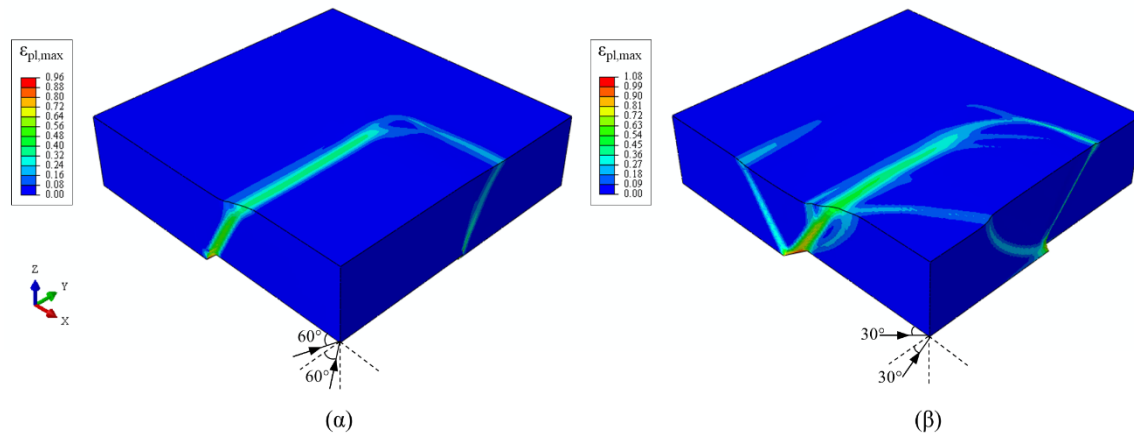
Σχήμα 4.31. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .

4.4.2.3 Αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα

Σε αυτήν την Ενότητα διερευνάται η περίπτωση αριστερόστροφου πλαγιοανάστροφου κύριου ρήγματος για γωνίες κλίσης, $\alpha = 30^\circ$ και 60° , και γωνίες τροχιάς ολίσθησης, $\alpha_p = 30^\circ$ και 60° . Σε όλες τις περιπτώσεις εφαρμόζεται κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h = 2 \text{ m}$ ($h/H = 10\%$). Τα μοτίβα διάρρηξης του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.32. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, το αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα δημιουργεί ένα αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό δευτερογενές ρήγμα. Λόγω της γεωμετρίας του προβλήματος, η γωνία κλίσης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία τροχιάς ολίσθησης του κύριου ρήγματος ($\alpha_s = \alpha_p$), ενώ η γωνία τροχιάς ολίσθησης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία κλίσης του κύριου ρήγματος ($\alpha_{p,s} = \alpha$). Στο σχήμα 4.33 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για τις αντίστοιχες γωνίες.

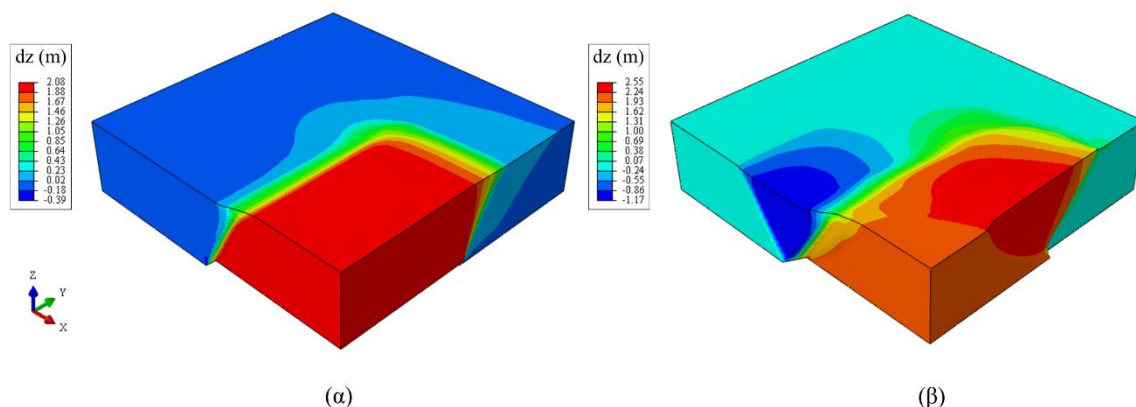
Για γωνίες κλίσης και τροχιάς ολίσθησης $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$, οι διαρρήξεις του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος ενώνονται δημιουργώντας ένα καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο μέσο του προσομοιώματος (Σχήμα 4.32α). Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρείται και για γωνίες $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.32β). Ωστόσο, για την παραπάνω γωνία κάνει την εμφάνισή της -όπως αναμενόταν- η αντιθετική διάρρηξη του δευτερογενούς

πλαγιοκανονικού ρήγματος, η οποία αναπτύσσεται ανεξάρτητα χωρίς να ενώνεται με κάποια άλλη διάρρηξη. Από την άλλη πλευρά, η αντιθετική διάρρηξη του κύριου ρήγματος ενώνεται με τη διάρρηξη του δευτερογενούς ρήγματος δημιουργώντας ένα καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο κάτω άκρο του προσομοιώματος.



Σχήμα 4.32. Μοτίβα διάρρηξης για αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .

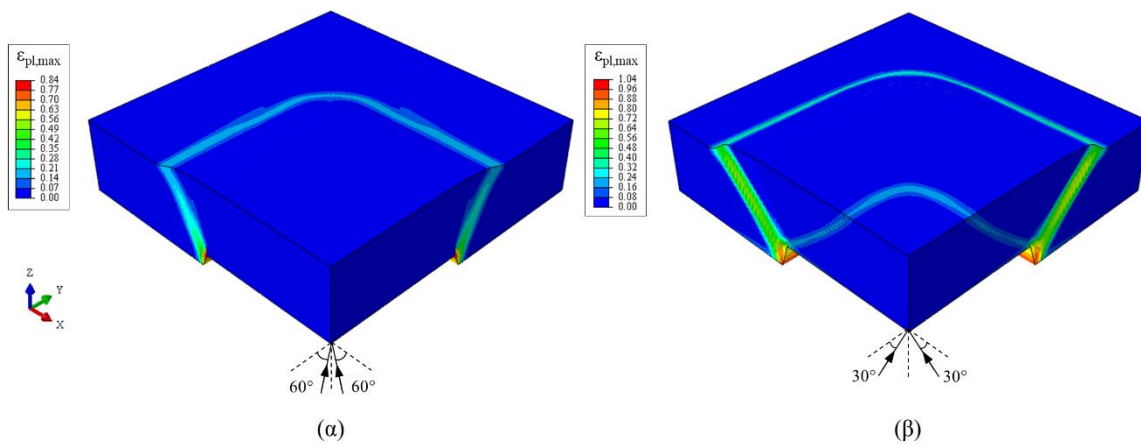
Κατά συνέπεια των παραπάνω μοτίβων διάρρηξης, οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ εμφανίζουν μεγαλύτερες ανομοιογένειες και πιο απότομες κλίσεις (Σχήμα 4.33β), σε σχέση με τις εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$ (Σχήμα 4.33α). Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι για γωνίες $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ παρατηρείται και επέκταση της περιοχή που επηρεάζεται από εδαφικές μετακινήσεις, λόγω της εμφάνισης της αντιθετικής διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.33β.



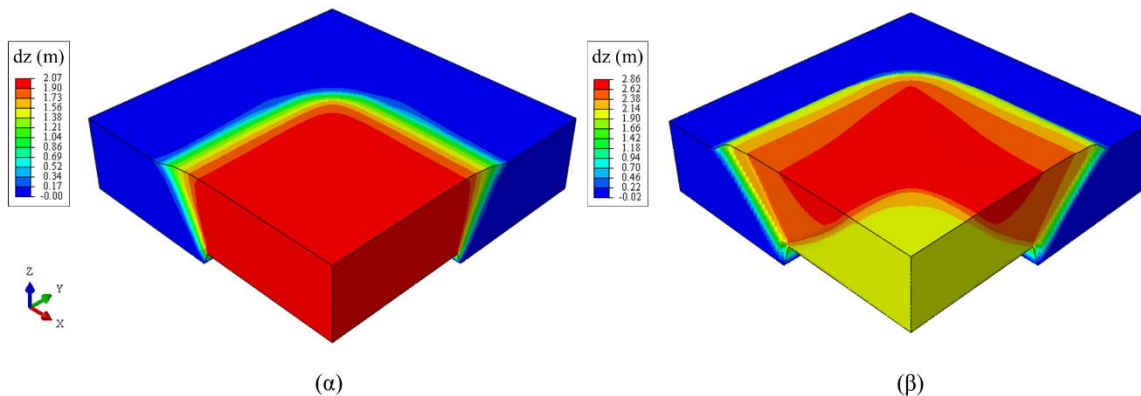
Σχήμα 4.33. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .

4.4.2.4 Δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα

Τέλος, διερευνάται η περίπτωση δεξιόστροφου πλαγιοανάστροφου κύριου ρήγματος για γωνίες κλίσης, $\alpha = 30^\circ$ και 60° , και γωνίες τροχιάς ολίσθησης, $\alpha_p = 30^\circ$ και 60° . Σε όλες τις περιπτώσεις εφαρμόζεται κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h = 2 \text{ m}$ ($h/H = 10\%$). Τα μοτίβα διάρρηξης του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.34. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, το δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα δημιουργεί ένα αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο δευτερογενές ρήγμα. Λόγω της γεωμετρίας του προβλήματος, η γωνία κλίσης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία τροχιάς ολίσθησης του κύριου ρήγματος ($\alpha_s = \alpha_p$), ενώ η γωνία τροχιάς ολίσθησης του δευτερογενούς ρήγματος ισούται με τη γωνία κλίσης του κύριου ρήγματος ($\alpha_{p,s} = \alpha$). Στο σχήμα 4.34 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για τις αντίστοιχες γωνίες.



Σχήμα 4.34. Μοτίβα διάρρηξης για δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .



Σχήμα 4.35. Κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις, dz , για δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα με γωνίες κλίσης, α , και τροχιάς ολίσθησης, α_s : (α) 60° και (β) 30° .

Για γωνίες κλίσης και τροχιάς ολίσθησης $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$, οι διαρρήξεις του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος ενώνονται δημιουργώντας ένα καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο μέσο του προσομοιώματος (Σχήμα 4.34α). Παρόμοια συμπεριφορά παρατηρείται και για γωνίες $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.35β). Ωστόσο, για την παραπάνω γωνία κάνουν την εμφάνισή τους -όπως αναμενόταν- και οι αντίστοιχες αντιθετικές διαρρήξεις, οι οποίες με τη σειρά τους ενώνονται δημιουργώντας ένα δεύτερο καμπυλωμένο επίπεδο κοντά στο κάτω άκρο του προσομοιώματος. Κατά συνέπεια των παραπάνω πολύπλοκων μοτίβων διάρρηξης, οι κατακόρυφες εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ εμφανίζουν μεγαλύτερες ανομοιογένειες και πιο απότομες κλίσεις (Σχήμα 4.35β), σε σχέση με τις εδαφικές μετακινήσεις για $\alpha = \alpha_p = 30^\circ$ (Σχήμα 4.35α), κάτι που μπορεί να αποδειχθεί ιδιαίτερα επιβλαβές σε παρακείμενες κατασκευές ή ΔΚΩ.

4.5 Συμπεράσματα

Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνήθηκε το φαινόμενο της ανάπτυξης διαρρήξεων μέσα από εδαφική στρώση λόγω της ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος με κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Η διερεύνηση πραγματοποιείται με τη χρήση αριθμητικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, στο οποίο χρησιμοποιείται ελαστο-πλαστική συμπεριφορά εδάφους με ισοτροπική χαλάρωση. Το αριθμητικό προσομοίωμα αρχικά επαληθεύεται έναντι πειραματικών αποτελεσμάτων και στη συνέχεια χρησιμοποιείται για τη διεξαγωγή εκτεταμένης παραμετρικής διερεύνησης για διάφορους τύπους και κλίσεις κύριου ρήγματος, πάχη εδαφικής στρώσης και εδαφικές ιδιότητες. Από τα αποτελέσματα της παραμετρικής διερεύνησης μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις το δευτερογενές ρήγμα προκύπτει πλάγιου τύπου. Στην περίπτωση κύριου ρήγματος κατά την κλίση (κανονικού ή ανάστροφου), το δευτερογενές ρήγμα έχει γωνία κλίσης $\alpha_s = 90^\circ$ και παρουσιάζει κάθετο επίπεδο διάρρηξης, φανερώνοντας ότι η διάδοση του δευτερογενούς ρήγματος στην εδαφική στρώση καθορίζεται από την οριζόντια συνιστώσα του δευτερογενούς ρήγματος. Αντίθετα, στην περίπτωση πλάγιου κύριου ρήγματος, το δευτερογενές ρήγμα έχει γωνία κλίσης, α_s , μικρότερη των 90° και παρουσιάζει κεκλιμένο επίπεδο διάρρηξης, φανερώνοντας ότι η επιρροή της συνιστώσας κατά την κλίση είναι ισχυρότερη από την οριζόντια.

- Η απαιτούμενη μετατόπιση ρήγματος για την ολοκλήρωση της ανάπτυξης της διάρρηξης στην επιφάνεια του εδάφους εξαρτάται από τον τύπο του ρήγματος και δεν επηρεάζεται από την ταυτόχρονη διάρρηξη του παρακείμενου ρήγματος. Ωστόσο, η κλίση του επιπέδου διάρρηξης του ρήγματος δύναται να επηρεαστεί από την ταυτόχρονη διάρρηξη του παρακείμενου ρήγματος, όπως φάνηκε στην περίπτωση του ανάστροφου κύριου ρήγματος, όπου η κλίση του επιπέδου διάρρηξης ήταν πιο απότομη.
- Για μεγάλες μετατοπίσεις ρήγματος, τα επίπεδα διάρρηξης που δημιουργούνται από το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα έχουν την τάση να ενώνονται, δημιουργώντας ένα καμπύλο επίπεδο κοντά στο κέντρο του προσομοιώματος. Για μικρές γωνίες κλίσης ρήγματος (π.χ., $\alpha < 45^\circ$), παρατηρείται η εμφάνιση επιπλέον αντιθετικών διαρρήξεων τόσο στο κύριο όσο και στο δευτερογενές ρήγμα. Οι διαρρήξεις αυτές έχουν την τάση να ενώνονται με άλλες διαρρήξεις, σχηματίζοντας επιπλέον καμπύλα επίπεδα σε άλλα σημεία του προσομοιώματος. Τα παραπάνω πολύπλοκα μοτίβα διάρρηξης δημιουργούν εκτεταμένες ζώνες με μεγάλες εδαφικές μετακινήσεις και απότομες κλίσεις, οι οποίες μπορεί να είναι ιδιαίτερα επιβλαβείς για παρακείμενες κατασκευές ή ΔΚΩ.
- Η μετακίνηση του εδάφους μπορεί να κανονικοποιηθεί με το πάχος της εδαφικής στρώσης τόσο για κανονικά όσο και για ανάστροφα κύρια ρήγματα. Με αυτόν τον τρόπο, δύναται να εκτιμηθεί με ικανοποιητική ακρίβεια και μικρό υπολογιστικό κόστος η απόκριση του εδάφους για μεγάλα πάχη εδαφικής στρώσης ανάγοντας τα αποτελέσματα από μικρότερη εδαφική στρώση. Ωστόσο, απαιτείται περαιτέρω διερεύνηση σχετικά με την παραπάνω δυνατότητα όταν έχει υιοθετηθεί πιο περίπλοκο καταστατικό προσομοίωμα εδάφους.
- Η παρουσία μίας πιο χαλαρής άμμου μπορεί να αποδειχθεί ευεργετική για την ακεραιότητα παρακείμενων κατασκευών και ΔΚΩ, καθώς οδηγεί στην ανάπτυξη ηπιότερων κλίσεων στην επιφάνεια του εδάφους.

Στο Κεφάλαιο αυτό διερευνήθηκε εκτενώς το φαινόμενο της ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος. Ωστόσο, σε μελλοντική έρευνα θα μπορούσε να διερευνηθεί περαιτέρω η επιρροή διαφορετικών γωνιών διασταύρωσης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος, διαφορετικών τύπων ρήγματος, καθώς και άλλοι παράγοντες όπως η ύπαρξη μη συνεκτικού (αργιλικού) υπεδάφους ή/και κορεσμένων συνθηκών.

ΚΑΤΑΠΟΝΗΣΗ ΘΑΜΜΕΝΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΛΟΓΩ ΔΙΑΣΤΑΥΡΩΣΗΣ ΜΕ ΔΕΥΤΕΡΟΓΕΝΗ ΡΗΓΜΑΤΑ

5.1 Εισαγωγή

Οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις που μπορούν να προκληθούν από τη διάρρηξη ενός ρήγματος αποτελούν έναν από τους πλέον επικίνδυνους γεωκινδύνους για τους αγωγούς, με πολλές περιπτώσεις καταγεγραμμένων βλαβών παγκοσμίως (π.χ., Ha et al., 2008a; Rojhani et al., 2012; Uckan et al., 2015). Το γεγονός ότι η αποφυγή της διασταύρωσης με ενεργά ρήγματα δεν είναι πάντοτε τεχνικά ή/και οικονομικά εφικτή, δημιουργεί την ανάγκη για ρεαλιστική προσομοίωση της καταπόνησης αγωγών υπό αυτές τις συνθήκες. Για τον σκοπό αυτό έχουν χρησιμοποιηθεί πειραματικά, αναλυτικά και αριθμητικά προσομοιώματα, όπως περιγράφονται στην Ενότητα 2.4.2.

Η πειραματική διερεύνηση του φαινομένου είναι μία ακριβή και χρονοβόρα διαδικασία. Έτσι, η πλειοψηφία των πειραματικών διερευνήσεων στη βιβλιογραφία αφορά προσομοιώματα μικρής κλίμακας (Abdoun et al., 2009; Demirci et al., 2018; Rojhani et al., 2012; Saiyar et al., 2016; Tsatsis et al., 2019). Από την άλλη, υπάρχει ένας περιορισμένος αριθμός από προσομοιώματα μεγάλης κλίμακας (Jalali et al., 2016; T. D. O'Rourke, 2010; Sarvanis et al., 2018). Οι Jalali et al. (2016) μελέτησαν την επιρροή ανάστροφου ρήγματος σε μεταλλικό αγωγό θαμμένο σε άμμο (Σχήμα 2.7), ενώ οι Sarvanis et al. (2018) μελέτησαν την αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και μεταλλικού αγωγού για πλευρική εδαφική μετατόπιση.

Τα αναλυτικά προσομοιώματα χρησιμοποιούνταν ευρέως για τον υπολογισμό της καταπόνησης των αγωγών πριν την ανάπτυξη των αριθμητικών προσομοιωμάτων (Kennedy et al., 1977; Newmark & Hall, 1975; L. R. Wang & Yeh, 1985). Επιπλέον, το γεγονός ότι τα αναλυτικά προσομοιώματα είναι γρήγορα και αυτοματοποιημένα, έχει οδηγήσει στην ανάπτυξη νέων μεθοδολογιών μεγαλύτερης ακρίβειας. Οι Karamitros et al. (2007, 2011) ανέπτυξαν αναλυτικά προσομοιώματα για την προσομοίωση θαμμένων αγωγών υπό καταπόνηση λόγω οριζόντιου και κανονικού ρήγματος. Μεταγενέστερες μελέτες βελτίωσαν τις παραπάνω μεθοδολογίες λαμβάνοντας υπόψη τη μη-γραμμική συμπεριφορά των υλικών, καθώς και των φορτίων λειτουργίας (Kouretzis et al., 2015; Trifonov & Cherniy, 2010; L. Zhang et al., 2017).

Όπως αναφέρεται και στην Ενότητα 2.4.2, τα αριθμητικά προσομοιώματα αγωγών έναντι διάρρηξης ρήγματος χωρίζονται σε δύο μεθοδολογίες: (α) τη συζευγμένη και (β) την αποσυζευγμένη. Στη συζευγμένη μεθοδολογία ο αγωγός προσομοιώνεται από κοινού με το περιβάλλον έδαφος (Dey et al., 2020; Gawande et al., 2019; Özcebe et al., 2017; Vazouras et al., 2015; L. Zhang, Zhao, et al., 2016a), ενώ στην αποσυζευγμένη μεθοδολογία ο αγωγός προσομοιώνεται ξεχωριστά από το έδαφος (Joshi et al., 2011; X. Liu, Zhang, Han, et al., 2016; Melissianos et al., 2016, 2020; Temis & Strom, 2019; Uckan et al., 2015).

Επιπλέον, με το ζήτημα έχουν ασχοληθεί αρκετά διεθνή και εθνικά πρότυπα και κανονισμοί. Για παράδειγμα, ο αμερικανικός κανονισμός ASCE guidelines (1984) υιοθετεί το αναλυτικό προσομοίωμα των Kennedy et al. (1977) για τον σχεδιασμό αγωγών έναντι ενεργών ρηγμάτων. Ο Ευρωκώδικας 8 (CEN, 2006) παρέχει διάφορες οδηγίες για την προστασία των αγωγών έναντι διάρρηξης ρήγματος, ενώ ο αμερικανικός κανονισμός ALA (2001) παρέχει οδηγίες για την προσομοίωση θαμμένων αγωγών καθώς και επιτρεπόμενα όρια για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, είναι φανερό ότι το φαινόμενο της άμεσης διασταύρωσης αγωγού-ρήγματος έχει διερευνηθεί ενδελεχώς. Παρ' όλα αυτά, όπως περιγράφεται αναλυτικά και στο Κεφάλαιο 4, η διάρρηξη ρήγματος είναι ένα περίπλοκο φαινόμενο, κατά τη διάρκεια του οποίου είναι αρκετά πιθανό να εμφανιστούν και δευτερογενείς διαρρήξεις. Η διέλευση αγωγών παράλληλα σε ενεργά ρήγματα αποτελεί μία συνηθισμένη πρακτική για την αποφυγή της καταπόνησής τους από μία ενδεχόμενη διάρρηξη. Ωστόσο, μία εγγύς διέλευση, σε συνδυασμό με την αβεβαιότητα της θέσης του ίχνους του ρήγματος, δύνανται να οδηγήσουν σε διασταύρωση του αγωγού με δευτερογενείς διαρρήξεις με καταστροφικές συνέπειες για τον αγωγό. Το παραπάνω

φαινόμενο αποτελεί έναν αναπάντεχο κίνδυνο για τον αγωγό, για τον οποίο δεν υπάρχει σχετική έρευνα στη βιβλιογραφία, ούτε μέριμνα στους σχετικούς κανονισμούς.

Στόχος του παρόντος Κεφαλαίου είναι η διερεύνηση της καταπόνησης θαμμένων μεταλλικών αγωγών έναντι δευτερογενούς ρήγματος. Το πρόβλημα προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας μία αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία πεπερασμένων στοιχείων, όπως περιγράφεται και στην αντίστοιχη δημοσίευση των Chatzidakis et al. (2022a). Συγκεκριμένα, για την προσομοίωση του εδάφους δημιουργήθηκε αριθμητικό προσομοίωμα από τριδιάστατα στερεά στοιχεία, ενώ υιοθετείται ελαστο-πλαστικό καταστατικό προσομοίωμα που συνδυάζει το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb με ισοτροπική χαλάρωση. Οι εδαφικές μετακινήσεις που προκύπτουν από τη διάρρηξη του ρήγματος εφαρμόζονται σε ένα δεύτερο προσομοίωμα που αποτελείται από στοιχεία δοκού, για την προσομοίωση του αγωγού, και ελατήρια για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης με το έδαφος. Αμφότερα τα προσομοιώματα συγκρίνονται με αντίστοιχες πειραματικές προσεγγίσεις για την εξασφάλιση ρεαλιστικών αποτελεσμάτων. Τέλος, για τη μελέτη του φαινομένου, πραγματοποιείται ενδεδειγμένη παραμετρική διερεύνηση για διάφορους τύπους και μετακινήσεις ρήγματος, εδαφικές συνθήκες, πάχη εδαφικών στρώσεων, αλλά και θέσεις του αγωγού σε σχέση με τη διεύθυνση του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος.

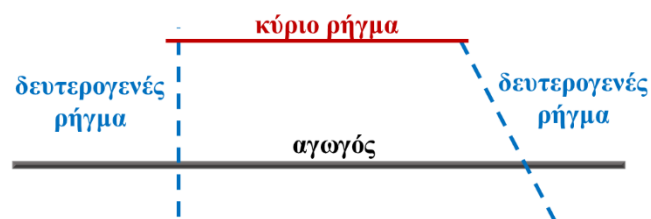
5.2 Περιγραφή του προβλήματος

Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνάται η περίπτωση αγωγού παράλληλου και σε εγγύτητα με κύριο ρήγμα (βλ. κόκκινη συμπαγής γραμμή στο Σχήμα 5.1). Ο αγωγός αυτός είναι πιθανό να διασταυρωθεί με δευτερογενή ρήγματα διαφόρων διευθύνσεων, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.1 (μπλε διακεκομμένες γραμμές). Αξίζει να σημειωθεί ότι ο ακριβής καθορισμός της θέσης του ρήγματος είναι συνήθως αδύνατος καθώς η διάδοση του ρήγματος μέσα από την εδαφική στρώση χαρακτηρίζεται από πολλές αβεβαιότητες. Ως εκ τούτου, μολονότι η παραπάνω διάταξη δύναται να ανταποκρίνεται στην πραγματικότητα σε διάφορα τμήματα του αγωγού, σε γενικές γραμμές η θεώρηση του αγωγού παράλληλου με το ρήγμα αποτελεί μία εξιδανικευμένη περίπτωση.

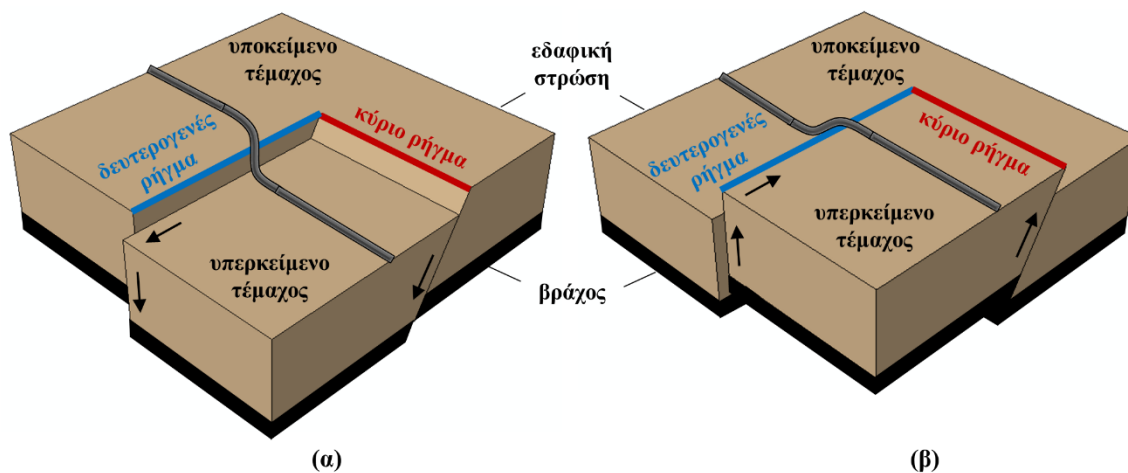
Συγκεκριμένα, η μελέτη επικεντρώνεται στην περίπτωση θαμμένου αγωγού, παράλληλου στο κύριο ρήγμα και διασταυρούμενου εγκάρσια με δευτερογενές ρήγμα, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 5.2. Οι διευθύνσεις του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος διασταυρώνονται εγκάρσια και μονόπλευρα στα όρια του κύριου ρήγματος,

Καταπόνηση θαμμένων αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα

ενώ τα δύο ρήγματα θεωρείται ότι διαρρηγνύονται ταυτόχρονα, δηλαδή, κατά τη διάρκεια του ίδιου τεκτονικού επεισοδίου. Όσον αφορά στο κύριο ρήγμα (κόκκινη γραμμή στο Σχήμα 5.2), διερευνώνται οι περιπτώσεις ρήγματος κατά την κλίση (κανονικό και ανάστροφο) και πλάγιου. Το δευτερογενές ρήγμα (μπλε γραμμή στο Σχήμα 5.2) προκύπτει από το κύριο ρήγμα και είναι σε όλες τις περιπτώσεις πλάγιου τύπου. Τέλος, οι μετατοπίσεις των δύο ρηγμάτων θεωρούνται ότι είναι ίδιου μεγέθους. Σύμφωνα με τις τα δεδομένα από επιτόπιες παρατηρήσεις δευτερογενών ρηγμάτων, όπως παρουσιάζονται στην Ενότητα 4.2.1, τα παραπάνω δεδομένα μπορούν να χαρακτηριστούν σαν ένα αρκετά συντηρητικό, αλλά ρεαλιστικό σενάριο.



Σχήμα 5.1. Αγωγός παράλληλος με κύριο ρήγμα και διασταύρωση με δευτερογενή ρήγματα.



Σχήμα 5.2. Διαμόρφωση αγωγού και ρηγμάτων για την περίπτωση: (α) κανονικού και (β) ανάστροφου κύριου ρήματος.

5.3 Αποσυσχετισμένη αριθμητική μεθοδολογία

Η διάρρηξη των ρηγμάτων μέσα από την εδαφική στρώση και η καταπόνηση του αγωγού προσομοιώνονται ξεχωριστά, βάσει μίας αποσυσχετισμένης αριθμητικής μεθοδολογίας. Η δισδιάστατη εκδοχή της εν λόγω μεθοδολογίας έχει παρουσιαστεί από τους Chatzidakis, Psarropoulos, et al. (2021). Επίσης, οι Tsatsis et al. (2018) χρησιμοποίησαν μία παρόμοια μεθοδολογία δύο φάσεων για τον υπολογισμό της καταπόνησης αγωγού λόγω

κατολίσθησης. Αρχικά, οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις λόγω της διάρρηξης του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος υπολογίζονται μέσω ενός τρισδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, το οποίο περιγράφεται λεπτομερώς στην Ενότητα 4.3. Για τη ρεαλιστική προσομοίωση του εδάφους χρησιμοποιείται καταστατικό προσομοίωμα που συνδυάζει το κριτήριο αστοχίας Mohr-Coulomb με ισοτροπική χαλάρωση (βλ. Ενότητα 4.3.2), ενώ τα αποτελέσματα συγκρίνονται με τα πειραματικά αποτελέσματα των Anastasopoulos et al. (2007) για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος (βλ. Ενότητα 4.3.3).

Ακολούθως, οι εδαφικές μετακινήσεις -που υπολογίζονται από το παραπάνω προσομοίωμα- εφαρμόζονται σε ένα δεύτερο προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων για τον υπολογισμό της καταπόνησης του αγωγού. Το προσομοίωμα αυτό αποτελείται από γραμμικά στοιχεία δοκού για την προσομοίωση του αγωγού και στοιχεία τύπου ελατηρίου για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης με το έδαφος. Το προσομοίωμα συγκρίνεται με το πειραματικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος, ώστε να εξασφαλιστεί η ρεαλιστικότητα των αποτελεσμάτων. Η παραπάνω μεθοδολογία επιλέχθηκε ώστε να διερευνηθεί η καταπόνηση του αγωγού σε πολλαπλές θέσεις σε σχέση με το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα με μικρό υπολογιστικό κόστος. Ωστόσο, πρέπει να σημειωθεί ότι η παρουσία του αγωγού αναμένεται να επηρεάσει τη διάδοση του ρήγματος στην εδαφική στρώση. Το φαινόμενο αυτό δεν λαμβάνεται υπόψη στην παρούσα διερεύνηση.

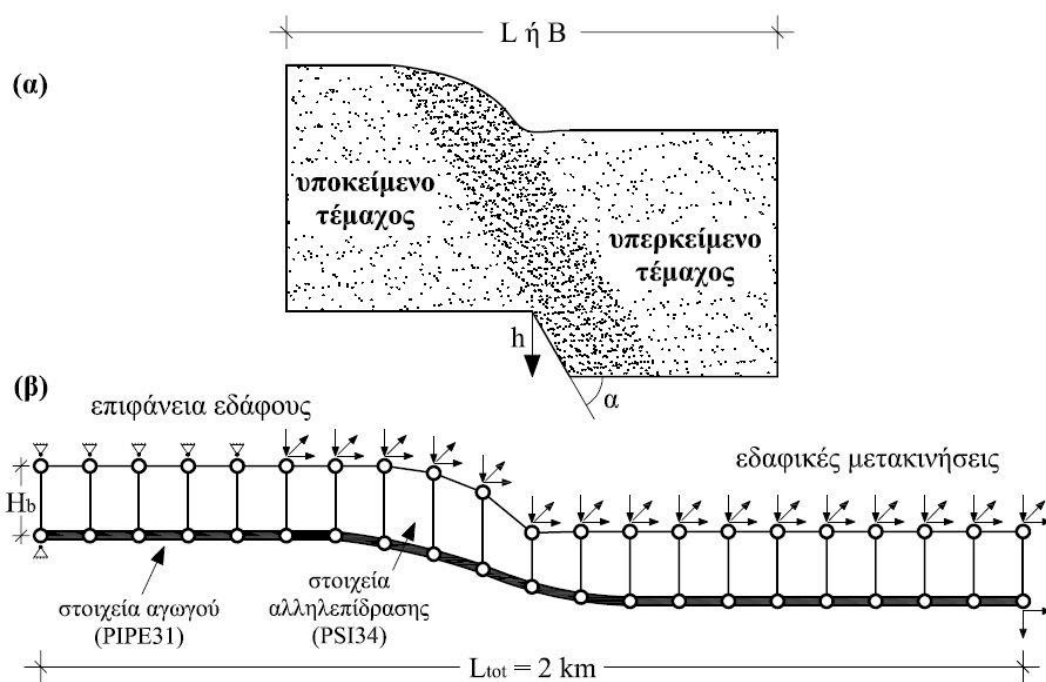
Σημειώνεται ότι για λόγους σύγκρισης, εκτός από την περίπτωση διασταύρωσης του αγωγού με το δευτερογενές ρήγμα (Σχήμα 5.2), μελετάται και η περίπτωση διασταύρωσης με το κύριο ρήγμα, όπως θα περιγραφεί και στη συνέχεια. Επίσης, αξίζει να τονιστεί ότι στην εξεταζόμενη περίπτωση, η τοποθέτηση του αγωγού από την πλευρά του υπερκείμενου τεμάχους θα ήταν πιο ασφαλής. Ωστόσο, αυτό δεν είναι πάντοτε εφικτό για οικονομικούς (π.χ., ελαχιστοποίηση μήκους) και κατασκευαστικούς λόγους (π.χ., τοπογραφία, ευκολία εκσκαφής, κτλ.).

5.3.1 Αριθμητικό προσομοίωμα αγωγού

Η καταπόνηση του αγωγού λόγω των σχετικών εδαφικών μετακινήσεων που προκαλούνται από την ταυτόχρονη διάρρηξη του κύριου και δευτερογενούς ρήγματος προσομοιώνεται χρησιμοποιώντας τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και την ανάλυση Static-Standard του λογισμικού ABAQUS (Simulia, 2014). Για την προσομοίωση του

Καταπόνηση θαμμένων αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα

αγωγού χρησιμοποιούνται τρισδιάστατα γραμμικά στοιχεία τύπου PIPE31 με ένα σημείο ολοκλήρωσης. Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 5.3, για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού χρησιμοποιούνται τρισδιάστατα στοιχεία τύπου PSI34. Τα στοιχεία αυτά αποτελούνται από τέσσερις κόμβους και προσομοιώνουν την αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού σε τρεις διευθύνσεις: αξονικά, πλευρικά και κατακόρυφα. Το ένα ζεύγος κόμβων βρίσκεται στον αγωγό, ενώ το άλλο αντιστοιχεί στην επιφάνεια του εδάφους. Η απόσταση μεταξύ των παραπάνω ζευγών κόμβων αντιστοιχεί στο βάθος επίχωσης του αγωγού, H_b .



Σχήμα 5.3. (α) Εδαφική παραμόρφωση λόγω μετατόπισης ρήγματος και (β) αριθμητικό προσομοίωμα για την αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού.

Τα παραπάνω στοιχεία επιλέχθηκαν έναντι των απλών στοιχείων τύπου ελατηρίου καθώς έχουν τη δυνατότητα να περιστρέφουν τις διευθύνσεις αλληλεπίδρασης βάσει της περιστροφής του αγωγού. Επίσης, παρέχουν τη δυνατότητα αυτόματου υπολογισμού της δύναμης αλληλεπίδρασης που ασκείται στον αγωγό από τις εξισώσεις του αμερικανικού κανονισμού ALA (2001) -βλ. Ενότητα 2.5.1- βάσει του βάθους επίχωσης του αγωγού, H_b , και των εδαφικών χαρακτηριστικών, όπως το ειδικό βάρος, η γωνία εσωτερικής τριβής κτλ. Έτσι, λαμβάνεται υπόψη και η μεταβολή των δυνάμεων αλληλεπίδρασης, ανάλογα με τη μεταβολή του βάθους επίχωσης του αγωγού. Τα παραπάνω οδηγούν σε πιο ρεαλιστικά αποτελέσματα, ειδικά για μεγάλες μετατοπίσεις αγωγού. Τέλος, για την

προσομοίωση λήφθηκε υπόψη η επιρροή των πλαστικών παραμορφώσεων και της γεωμετρικής μη γραμμικότητας με υπολογιστικά αποτελεσματικό τρόπο.

Όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 5.3, οι σχετικές εδαφικές μετακινήσεις που έχουν υπολογιστεί για την εκάστοτε θέση του αγωγού εφαρμόζονται στους κόμβους επιφάνειας των στοιχείων PSI34 εντός ενός μήκος L ή B , για διασταύρωση με δευτερογενές και κύριο ρήγμα, αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6. Στο μήκος των στοιχείων αγωγού εντός του παραπάνω τμήματος είναι ίσο με το αντίστοιχο μήκος των στερεών στοιχείων που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση του εδάφους, δηλαδή, $d_{FE} = 1$ ή 2 m. Έπειτα από αντίστοιχη μελέτη, το μήκος των στοιχείων εκτός του παραπάνω τμήματος επιλέχθηκε ίσο με $d_{FE} = 2$ m και το συνολικό μήκος του αγωγού ίσο με $L_{tot} = 2$ km, για την εξασφάλιση του ελάχιστου υπολογιστικού κόστους χωρίς την επιρροή των αποτελεσμάτων από τις συνοριακές συνθήκες. Το άκρο του αγωγού προς του υποκείμενο τέμαχος πακτώθηκε, ενώ το άκρο προς το υπερκείμενο τέμαχος μετακινείται σύμφωνα με τη μετατόπιση του ρήγματος. Αντίστοιχα, οι κόμβοι επιφάνειας των στοιχείων PSI34 προς του υποκείμενο τέμαχος αρθρώνονται, ενώ προς το υπερκείμενο τέμαχος μετακινούνται σύμφωνα με τη μετατόπιση του ρήγματος.

5.3.2 Σύγκριση με πειραματικά αποτελέσματα

Το αριθμητικό προσομοίωμα που παρουσιάζεται στην προηγούμενη Ενότητα βασίζεται στη μεθοδολογία που προτείνεται από τον αμερικανικό κανονισμό ALA (2001). Η μεθοδολογία αυτή έχει συγκριθεί στο παρελθόν με πειραματικά αποτελέσματα παρουσιάζοντας ικανοποιητική ακρίβεια (Jalali et al., 2016; X. Liu, Zhang, Han, et al., 2016; Rofooei et al., 2018; Saiyar et al., 2016). Λόγω της έλλειψης πειραματικών αποτελεσμάτων για διασταύρωση αγωγού με δευτερογενές ρήγμα, στην παρούσα Ενότητα, το προτεινόμενο αποσυσζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα συγκρίνεται με το πειραματικό προσομοίωμα, αλλά και το συζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα, που αναπτύχθηκαν από τους Tsatsis et al. (2019) για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος.

Το προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) αντιστοιχεί σε αγωγό μικρής κλίμακας έναντι διάρρηξης κανονικού και ανάστροφου ρήγματος. Ωστόσο, τα αποτελέσματά τους θεωρήθηκαν κατάλληλα για τη σύγκριση λόγω του μεγάλου βάθους που είναι θαμμένος ο αγωγός. Συγκεκριμένα, η απόσταση του αγωγού από τη βάση του πειραματικού προσομοιώματος αντιστοιχεί μόλις στο 15% του συνολικού βάθους του εδάφους. Έτσι, οι εφαρμοζόμενες εδαφικές μετακινήσεις στους κόμβους επιφάνειας των στοιχείων PSI

θεωρούνται ίσες με την μετατόπιση της βάσης του προσομοιώματος. Όταν ο αγωγός είναι θαμμένος σε μικρότερο βάθος, οι εδαφικές μετακινήσεις διαφέρουν αρκετά από την μετατόπιση της βάσης, με την πληροφορία αυτή όμως να μην είναι διαθέσιμη στις αντίστοιχες μελέτες.

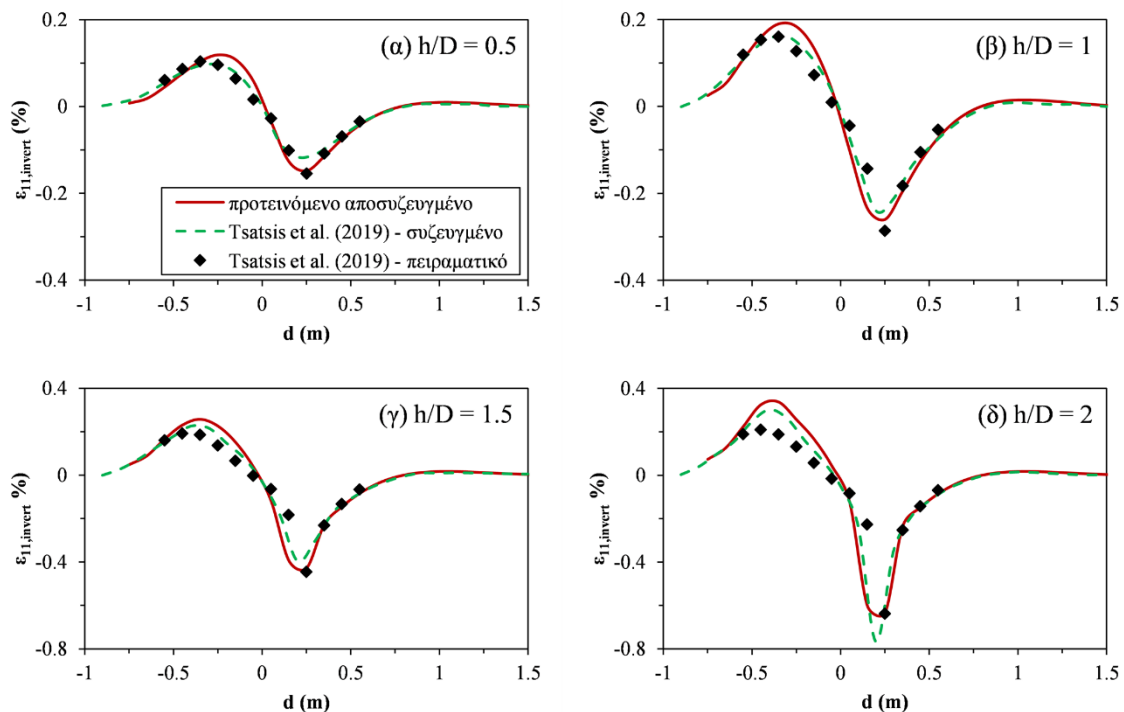
Στο πειραματικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) χρησιμοποιείται ξηρή άμμος τύπου Longstone με σχετική πυκνότητα $D_r = 90\%$ και ολικό ειδικό βάρος $\gamma = 15.68 \text{ kN/m}^3$. Ο αγωγός έχει διάμετρο $D = 35 \text{ mm}$, πάχος τοιχώματος $t = 0.5 \text{ mm}$ και αποτελείται από χάλυβα ποιότητας AISI Type 444. Το βάθος επίχωσης του αγωγού είναι ίσο με $H_b = 0.55 \text{ m}$, ή 85% του συνολικού βάθους της πειραματικής συσκευής. Για τον υπολογισμό της γωνίας εσωτερικής τριβής ανάλογα με το βάθος, διεξήχθησαν μία σειρά από πειραματικές δοκιμές διάτμησης σε διαφορετικά επίπεδα κατακόρυφης τάσης.

Η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού υπολογίστηκε με βάση τον κανονισμό ALA (2001) με βάση το ειδικό βάρος, το βάθος επίχωσης και τα χαρακτηριστικά του αγωγού που αναφέρονται παραπάνω. Ως γωνία εσωτερικής τριβής επιλέχθηκε η τιμή $\phi = 38^\circ$ που αντιστοιχεί στην υπολειπόμενη γωνία εσωτερικής τριβής βάσει της αναμενόμενης κατακόρυφης τάσης (συν $\approx 8.6 \text{ kPa}$), σύμφωνα με το διάγραμμα που παρέχεται από τους Tsatsis et al. (2019). Ο συντελεστής πλευρικής ώθησης σε ηρεμία υπολογίζεται από την εμπειρική σχέση: $K_0 = 1 - \sin\phi$, ενώ ο συντελεστής απόμειωσης τριβής ορίστηκε ίσος με $k = 0.8$ (δηλαδή, τραχύς χάλυβας χωρίς επικάλυψη), σύμφωνα με τους Tsatsis et al. (2019). Το μήκος του αγωγού είναι ίσο με $70D = 2.45 \text{ m}$ και τα άκρα του θεωρούνται ελεύθερα, αντίστοιχα με την πειραματική διάταξη. Τέλος, το μήκος των πεπερασμένων στοιχείων ορίστηκε ίσο με $d_{FE} = 0.1 \text{ m}$.

Στα Σχήματα 5.4 και 5.5 παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ του προτεινόμενου αποσυζευγμένου αριθμητικού προσομοιώματος, με το συζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα και το πειραματικό προσομοίωμα, που αναπτύχθηκαν από τους Tsatsis et al. (2019), για τέσσερις διαφορετικές κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετατοπίσεις ρήγματος: $h/D = 0.5, 1, 1.5$ και 2 . Ως μέτρο σύγκρισης χρησιμοποιείται η αξονική παραμόρφωση στην κάτω παρειά του αγωγού, $\varepsilon_{11, \text{invert}}$. Το συζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) αποτελείται από τρισδιάστατα οκτακομβικά στερεά στοιχεία (C3D8), στοιχεία κελύφους (S4R) και στοιχεία επαφής για την προσομοίωση του εδάφους, του αγωγού και της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού, αντίστοιχα.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.4, για την περίπτωση κανονικού ρήγματος, το προτεινόμενο προσομοίωμα υπερεκτιμά ελαφρώς την εφελκυστική παραμόρφωση

συγκριτικά με το αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019), παρουσιάζοντας όμως καλύτερη ταύτιση όσον αφορά στις θλιπτικές παραμορφώσεις. Από την άλλη, για την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος, το προτεινόμενο προσομοίωμα φαίνεται να υπερεκτιμά τις αξονικές παραμορφώσεις για μικρές μετατοπίσεις ρήγματος συγκριτικά με το αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019), όπως φαίνεται στα Σχήματα 5.15α και β. Παρ' όλα αυτά, για μεγαλύτερες μετατοπίσεις ρήγματος (Σχήματα 5.15γ και δ), το προτεινόμενο προσομοίωμα ταυτίζεται περισσότερο με τα πειραματικά αποτελέσματα, καθώς το αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) φαίνεται να αστοχεί λόγω τοπικού λυγισμού. Σύμφωνα με τα παραπάνω, τα αποτελέσματα του προτεινόμενου προσομοιώματος θεωρούνται ικανοποιητικά για τις απαιτήσεις της παρούσας μελέτης.

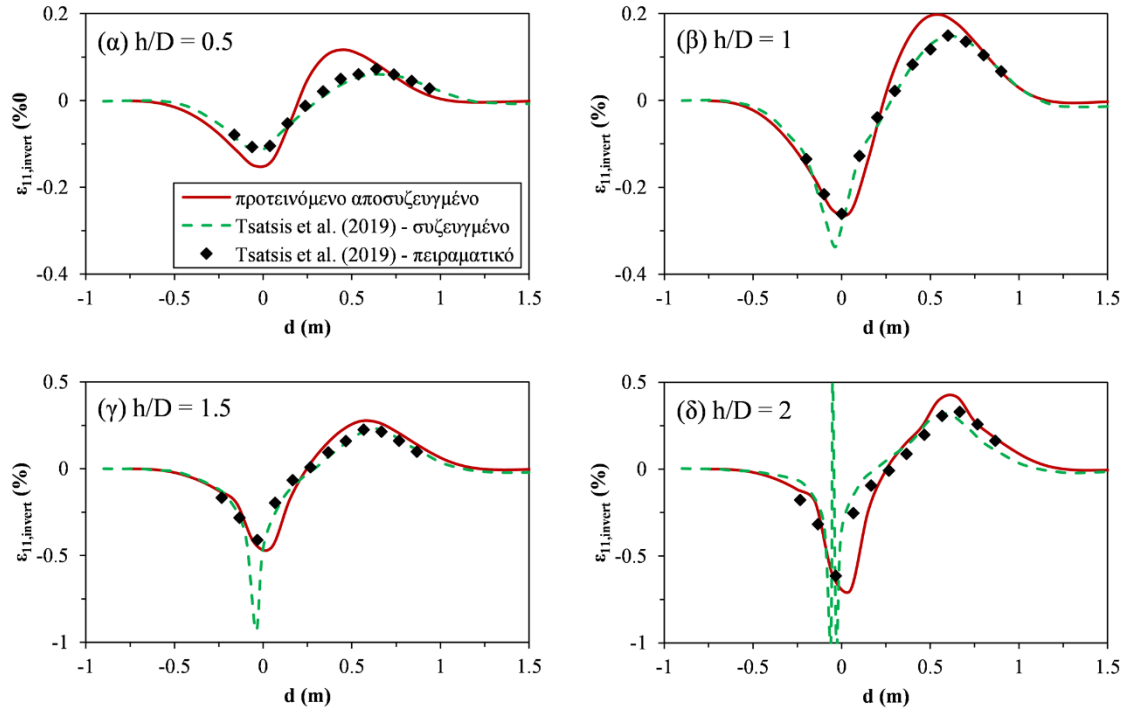


Σχήμα 5.4. Σύγκριση του προτεινόμενου αποσυζευγμένου αριθμητικού προσομοιώματος με το πειραματικό προσομοίωμα και το συζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατόπιση $h/D = 0.5, 1, 1.5$ και 2 (α-δ)

5.4 Παραμετρική διερεύνηση

Στην παρούσα Ενότητα πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση θαμμένου αγωγού σε διάφορες θέσεις σχετικά με το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα. Η μελέτη χωρίζεται σε δύο στάδια. Στο πρώτο (Ενότητα 5.4.1) μελετώνται κύρια ρήγματα κατά την κλίση (dip slip) και διερευνάται η επιρροή του μεγέθους της μετατόπισης ρήγματος, του πάχους της εδαφικής στρώσης, της γωνίας κλίσης του ρήγματος και των εδαφικών ιδιοτήτων. Στο

δεύτερο στάδιο (Ενότητα 5.4.2) διερευνώνται οι πιο σύνθετες περιπτώσεις πλάγιων (oblique slip) κύριων ρηγμάτων για συγκεκριμένο πάχος εδαφικής στρώσης και εδαφικές ιδιότητες.



Σχήμα 5.5. Σύγκριση του προτεινόμενου αποσυσζευγμένου αριθμητικού προσομοιώματος με το πειραματικό προσομοίωμα και το συζευγμένο αριθμητικό προσομοίωμα των Tsatsis et al. (2019) για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατόπιση $h/D = 0.5, 1, 1.5$ και 2 (α-δ)

Στη διερεύνηση χρησιμοποιούνται τρεις ιδεατές ξηρές άμμοι διαφορετικής σχετικής πυκνότητας οι οποίες ορίζονται ως: χαλαρή, μέτρια και πυκνή άμμος. Οι ιδιότητες των παραπάνω άμμων παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1 (Ενότητα 4.4). Σε κάθε περίπτωση χρησιμοποιείται το καταστατικό προσομοίωμα με ισοτροπική χαλάρωση που περιγράφηκε στην Ενότητα 4.3.2, λαμβάνοντας υπόψη τις τιμές για τη γωνία εσωτερικής τριβής και διαστολής που δίνονται στον Πίνακα 4.1 και οκταεδρική πλαστική διατμητική παραμόρφωση αστοχίας ίση με $\gamma_f^p = 0.1$ σε όλες τις περιπτώσεις, εντός του εύρους ($\gamma_f^p = 0.5 - 0.15$) που προτείνεται από τον Anastasopoulos (2005).

Όσον αφορά στον αγωγό, χρησιμοποιήθηκαν ρεαλιστικές τιμές για τη διάμετρο $D = 0.9144$ m (36") και το πάχος τοιχώματος $t = 19.05$ mm (0.75") (Fadaee et al., 2020). Ο αγωγός θεωρείται ότι αποτελείται από χάλυβα ποιότητας API 5L X65 που πλαστικοποιείται ομαλά και με σκλήρυνση, σύμφωνα με τη σχέση των Ramberg-Osgood, ως εξής:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + \frac{\alpha_r \sigma_y}{E} \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^n \quad (5.1)$$

όπου ε η παραμόρφωση και σ η τάση του αγωγού. Ο αγωγός έχει μέτρο ελαστικότητας $E = 210$ GPa, λόγο Poisson $\nu = 0.3$, τάση διαρροής $\sigma_y = 490$ MPa, και συντελεστές Ramberg-Osgood $n = 32.5$ και $\alpha_r = 1.18$, σύμφωνα με τους Kouretzis et al. (2015). Σημειώνεται ότι η επιρροή των φορτίων λειτουργίας, όπως η διαφορά πίεσης και θερμοκρασίας, δεν εξετάζεται στην παρούσα διερεύνηση. Η επιρροή τους παρουσιάζει ιδιαίτερο ενδιαφέρον και μπορεί να μελετηθεί μελλοντικά.

Η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού για τα τρία διαφορετικά είδη άμμου, που περιγράφονται στον Πίνακα 4.1, υπολογίζεται σύμφωνα με τον κανονισμό ALA (2001). Οι αξονικές, πλευρικές και κατακόρυφες δυνάμεις αλληλεπίδρασης υπολογίζονται αυτοματοποιημένα από τα στοιχεία PSI του ABAQUS (Simulia, 2014) με βάση την αντίστοιχη πυκνότητα, τη μέγιστη γωνία εσωτερικής τριβής, ϕ_p , συντελεστή πλευρικής ώθησης σε ηρεμία $K_0 = 0.5$, συντελεστή απόμειωσης τριβής για επικάλυψη από πολυαιθυλένιο $k = 0.6$ και συνοχή ίση με το μηδέν ($c = 0$). Σημειώνεται ότι η χρήση της μέγιστης γωνίας εσωτερικής τριβής αποτελεί μία μάλλον συντηρητική προσέγγιση, καθώς το έδαφος περιμετρικά του αγωγού αναμένεται να διαρρεύσει για μεγάλες μετατοπίσεις ρήγματος. Ωστόσο, η επιλογή της γίνεται για να είναι πιο εμφανής η σύγκριση μεταξύ των διαφορετικών ειδών άμμου. Οι τιμές των δυνάμεων αλληλεπίδρασης εξαρτώνται από το βάθος επίχωσης του αγωγού σε κάθε χρονικό σημείο της ανάλυσης. Ως αρχικό βάθος ορίστηκαν τα $H_b = 2$ m, από το μέσο του αγωγού.

5.4.1 Περίπτωση κύριου ρήγματος κατά την κλίση

Στην Ενότητα αυτή μελετάται η καταπόνηση του αγωγού σε διάφορες θέσεις σχετικά με το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα, για την περίπτωση κανονικών και ανάστροφων κύριων ρηγμάτων. Στη μελέτη χρησιμοποιούνται διάφορες μετατοπίσεις ρήγματος, πάχη εδαφικής στρώσης, κλίσεις ρήγματος και εδαφικές ιδιότητες, όπως περιγράφονται στον Πίνακα 4.1. Καθώς η διερεύνηση γίνεται αποκλειστικά για τις περιπτώσεις κύριου ρήγματος κατά την κλίση, το μήκος και το πλάτος του αριθμητικού προσομοιώματος είναι ίσα με $B = L = 4H$ (Σχήμα 4.6).

Για τη σύγκριση της καταπόνησης του αγωγού που προκύπτει από τη διασταύρωση με το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα, χρησιμοποιούνται οι δύο οδεύσεις (tracks), που απεικονίζονται στο Σχήμα 4.9 (Ενότητα 4.4.1). Η οδευση A (μπλε διακεκομμένη γραμμή)

Καταπόνηση θαμμένων αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα

είναι κάθετη στο δευτερογενές ρήγμα και βρίσκεται σε απόσταση $B/4 = H$ από το μέσο του προσομοιώματος. Η όδευση B (κόκκινη διακεκομμένη γραμμή) είναι κάθετη στο κύριο ρήγμα και βρίσκεται σε απόσταση $L/4 = H$ από το μέσο του προσομοιώματος. Με αυτόν τον τρόπο συγκρίνεται η καταπόνηση του αγωγού που θα συνέβαινε λόγω διασταύρωσης με το κύριο ρήγμα, με την καταπόνηση λόγω διασταύρωσης με το δευτερογενές ρήγμα, η οποία συμβαίνει λόγω της προσπάθειας αποφυγής του κύριου ρήματος.

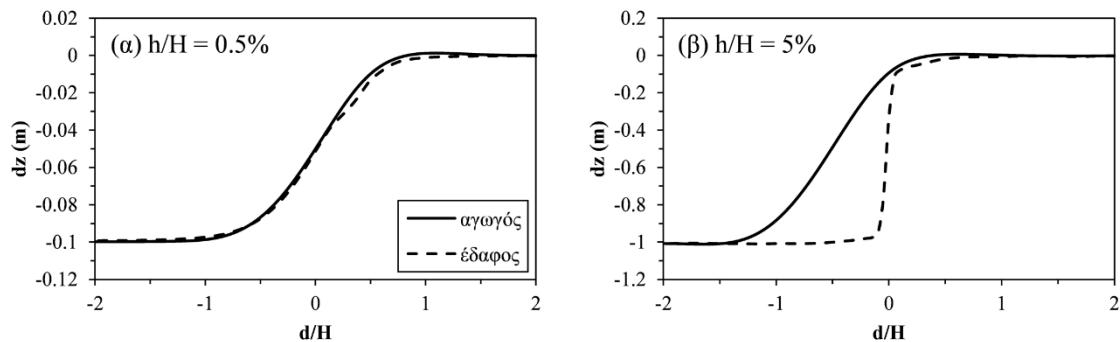
Η θέση των οδεύσεων A και B επιλέχθηκε έτσι ώστε οι εδαφικές μετακινήσεις να μην επηρεάζονται τόσο από την αλληλεπίδραση των δύο ρηγμάτων που αναμένεται να εμφανιστεί κοντά στο μέσο του προσομοιώματος όσο και από τις συνοριακές συνθήκες. Για λόγους σύγκρισης, ως οριζόντια απόσταση κατά την οποία καταγράφονται οι παραμορφώσεις του αγωγού ορίζεται η απόσταση από το σημείο έναρξης των ρηγμάτων στη βάση του προσομοιώματος με κατεύθυνση προς το υποκείμενο τέμαχος (δηλαδή οι αποστάσεις d του Σχήματος 4.9). Τέλος, η κατακόρυφη μετατόπιση βάσης, h, είναι παράλληλη με τον άξονα Z και αντιστοιχεί στην κατακόρυφη συνιστώσα της μετατόπισης του κύριου ρήματος.

5.4.1.1 Κανονικό κύριο ρήγμα

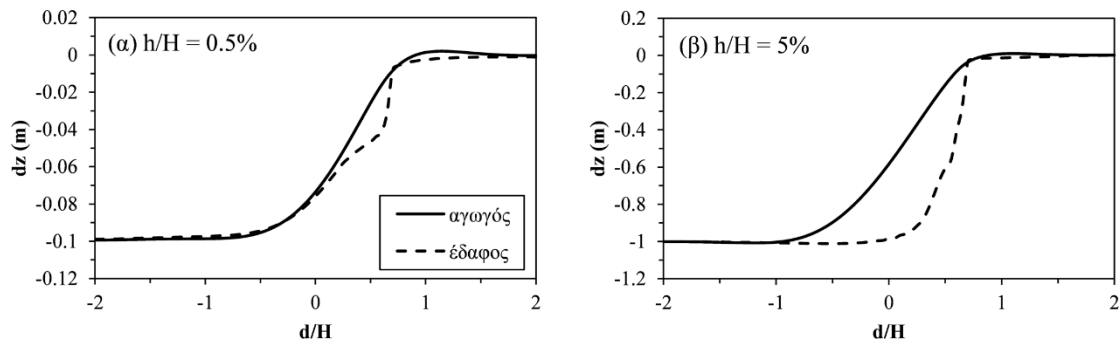
Για τη διερεύνηση της περίπτωσης κανονικού κύριου ρήματος χρησιμοποιείται πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ m και τέσσερις διαφορετικές κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης, συγκεκριμένα: $h = 0.1, 0.2, 0.5$ και 1 m. Οι αντίστοιχες κανονικοποιημένες μετατοπίσεις είναι $h/H = 0.5, 1, 2.5$ και 5% . Σε όλες τις περιπτώσεις, η γωνία κλίσης του κύριου ρήματος θεωρείται ίση με $\alpha = 60^\circ$, ενώ το έδαφος θεωρείται ότι αποτελείται από μέτρια άμμο (Πίνακας 4.1). Στην Ενότητα 4.4.1.1 πραγματοποιείται ενδεδειγμένη διερεύνηση της απόκρισης του εδάφους λόγω της ταυτόχρονης διάρρηξης του κύριου και του δευτερογενούς ρήματος. Παρουσιάζεται η διάδοση των ρηγμάτων μέσα από την εδαφική στρώση, καθώς και οι εδαφικές μετακινήσεις για διάφορα μεγέθη μετατοπίσεων βάσης.

Στα Σχήματα 5.6 και 5.7 συγκρίνονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις εδάφους και αγωγού για δύο διαφορετικές κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης: $h/H = 0.5$ και 5% . Το Σχήμα 5.6 αντιστοιχεί στην όδευση A, δηλαδή, στη διασταύρωση με το δευτερογενές ρήγμα, ενώ το Σχήμα 5.7 στην όδευση B, δηλαδή, στη διασταύρωση με το κύριο ρήγμα. Όπως φαίνεται στα σχήματα, για μικρή μετατόπιση βάσης οι μετακινήσεις του αγωγού ακολουθούν την ομαλή απόκριση το εδάφους. Αντίθετα, για μεγαλύτερη μετατόπιση βάσης, οι μετακινήσεις του αγωγού διαφέρουν αισθητά από τις αντίστοιχες μετακινήσεις

του εδάφους. Τα αποτελέσματα αυτά συμφωνούν με τα ευρήματα των Saiyar et al. (2016) για την περίπτωση μεμονωμένου ρήγματος.



Σχήμα 5.6. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της οδούσης (track) Α για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

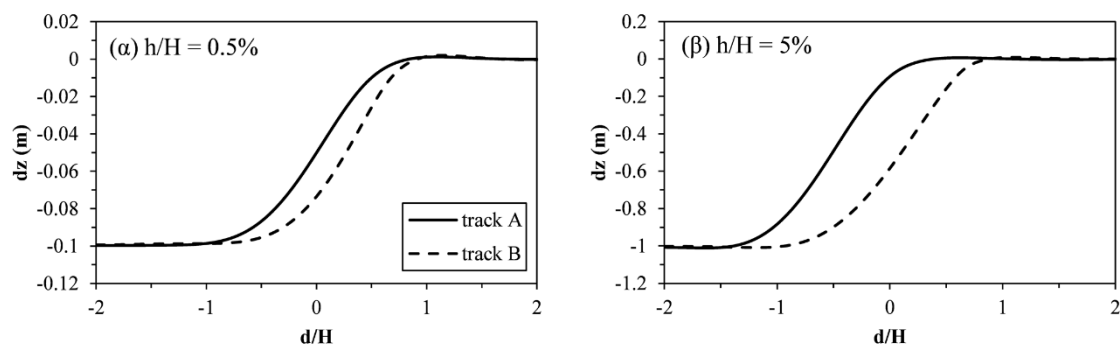


Σχήμα 5.7. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της οδούσης (track) Β για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

Συγκρίνοντας τα Σχήματα 5.6α και 5.7α, παρατηρείται ότι οι εδαφικές μετατοπίσεις του κύριου ρήγματος (Σχήμα 5.7α) παρουσιάζουν ελαφρώς πιο απότομες κλίσεις από του δευτερογενούς ρήγματος (Σχήμα 5.6α). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι για μετατόπιση $h/H = 0.5\%$ το επίπεδο διάρρηξης του κύριου ρήγματος έχει φτάσει ως την επιφάνεια του εδάφους, εν αντιθέσει με του δευτερογενούς ρήγματος (βλ. Σχήμα 4.10α). Αντίστοιχα, συγκρίνοντας τα Σχήματα 5.6β και 5.7β, προκύπτει ότι για μεγάλη μετατόπιση βάσης το δευτερογενές ρήγμα εμφανίζει πιο απότομες κλίσεις εδαφικής μετατόπισης κοντά στο κέντρο του προσομοιώματος ($d/H = 0$), σε σχέση με το κύριο ρήγμα. Το παραπάνω φαινόμενο οφείλεται στο κατακόρυφο επίπεδο διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος (βλ. Σχήμα 4.10).

Στο Σχήμα 5.8 συγκρίνονται οι κατακόρυφες μετατοπίσεις του αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων Α και Β για δύο τιμές κανονικοποιημένης μετατόπισης βάσης: $h/H = 0.5$

και 5%. Για μικρή μετατόπιση βάσης, ο αγωγός παρουσιάζει παρόμοιο μοτίβο μετατόπισης και για τις δύο οδεύσεις. Αντίθετα, για μεγάλη μετατόπιση βάσης, ο αγωγός κατά μήκος της οδεύσης Α παρουσιάζει μεγαλύτερες κλίσεις. Αυτό οφείλεται στις πιο απότομες εδαφικές μετακινήσεις που δημιουργούνται στη ζώνη του δευτερογενούς ρήγματος λόγω του κατακόρυφου επιπέδου διάρρηξης. Η διασταύρωση αγωγών με τέτοια ρήγματα μπορεί να οδηγήσει στην ανάπτυξη επικίνδυνων καμπτικών παραμορφώσεων (Gawande et al., 2019; Ni, Moore, et al., 2018; Vazouras et al., 2015).

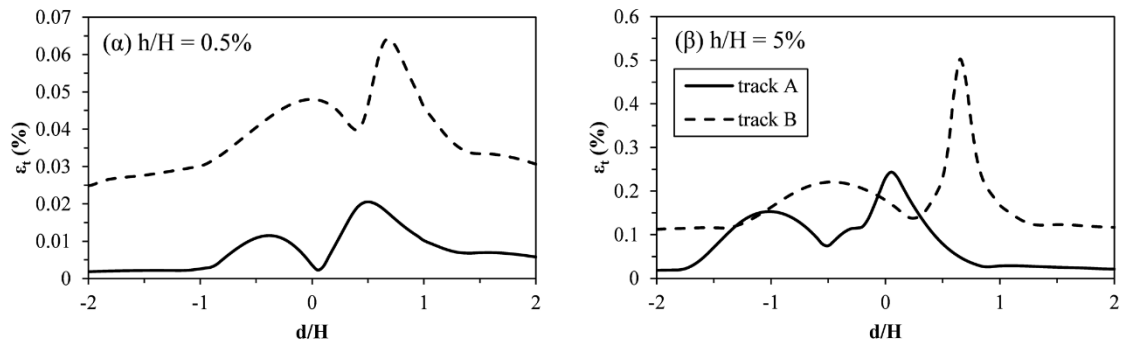


Σχήμα 5.8. Σύγκριση κατακόρυφων μετατοπίσεων αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

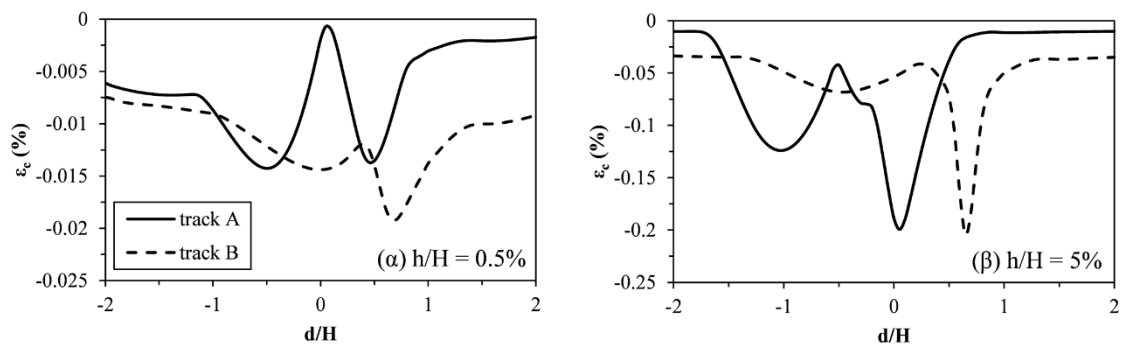
Ακολουθώντας, παρουσιάζονται οι εφελκυστικές, ε_t , και θλιπτικές τάσεις, ε_c , του αγωγού, αντίστοιχα. Οι παραπάνω τάσεις είναι χαρακτηριστικές για την καταπόνηση ενός αγωγού καθώς μπορούν να συγκριθούν με τα επιτρεπόμενα όρια για διάφορα κριτήρια αστοχία, όπως η εφελκυστική διάρρηξη (βλ. Ενότητα 2.6.1) και ο τοπικός λυγισμός (βλ. Ενότητα 2.6.2). Στην περίπτωση μας ο αγωγός καταπονείται από εφελκυστικές δυνάμεις και ροπές κάμψης σε δύο επίπεδα. Έτσι, για τον υπολογισμό των εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού επιλέχθηκε η μέγιστη θετική παραμόρφωση στη διατομή του αγωγού, ενώ για τη θλιπτική παραμόρφωση επιλέχθηκε η ελάχιστη αρνητική παραμόρφωση στη διατομή του αγωγού.

Στα Σχήματα 5.9 και 5.10, παρουσιάζονται οι εφελκυστικές και θλιπτικές παραμορφώσεις του αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων Α και Β για κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης $h/H = 0.5$ και 5%. Οι εφελκυστικές παραμορφώσεις κατά μήκος της οδεύσης Β παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με την οδεύση Α για αμφότερες τις μετατοπίσεις βάσης, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.9. Αυτό οφείλεται στον αξονικό εφελκυσμό του αγωγού που προκαλείται κατά τη διάσχιση του κύριου ρήγματος. Αντίστοιχα, οι θλιπτικές παραμορφώσεις κατά μήκος της οδεύσης Β παρουσιάζουν

μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με την οδεύση A για μικρή μετατόπιση βάσης (Σχήμα 5.10α). Εντούτοις, οι θλιπτικές παραμορφώσεις κατά μήκος των οδεύσεων A και B παρουσιάζουν παρόμοιες τιμές για μεγάλη μετατόπιση βάσης (Σχήμα 5.10β). Το παραπάνω αποδεικνύει ότι οι θλιπτικές παραμορφώσεις που προκαλούνται από την κάμψη του αγωγού μπορούν να είναι κρίσιμες, όπως αναφέρεται και σε αντίστοιχες μελέτες για μεμονωμένα ρήγματα (Gawande et al., 2019; Ni, Moore, et al., 2018; Vazouras et al., 2015).



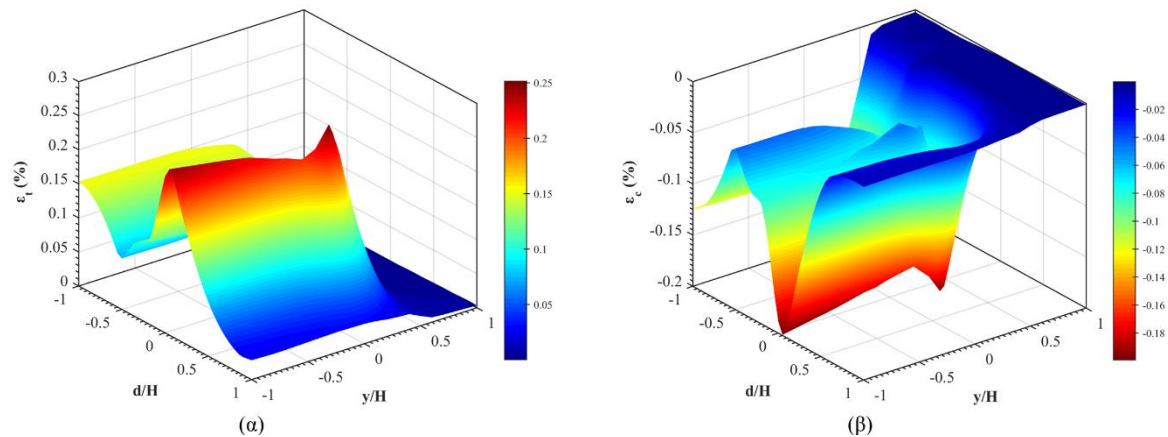
Σχήμα 5.9. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.



Σχήμα 5.10. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

Στο Σχήμα 5.11 παρουσιάζεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση των εφελκυστικών και θλιπτικών παραμορφώσεων του αγωγού σε διάφορες θέσεις, y/H , παράλληλες με την οδεύση A. Η θέση $y/H = -1$ αντιστοιχεί στην αρχική θέση που παρουσιάζεται στο Σχήμα 4.9. Με αυτόν τον τρόπο διερευνάται η καταπόνηση του αγωγού σε διάφορες θέσεις σε σχέση με το δευτερογενές ρήγμα. Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.11, τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις παρουσιάζουν μικρές μεταβολές έως τη θέση $y/H \approx 0$, δηλαδή, τη θέση του κύριου ρήγματος στη βάση του προσομοιώματος. Μεταξύ των θέσεων $y/H \approx 0$ και 0.5 οι εδαφικές μετακινήσεις αρχικά μειώνονται, φτάνοντας σε ένα τοπικό

ελάχιστο και στη συνέχεια αυξάνονται έως ένα τοπικό μέγιστο. Σημειώνεται ότι το ίχνος του (κανονικού) κύριου ρήγματος για γωνία κλίσης $\alpha = 60^\circ$ αναμένεται να εμφανιστεί σε μία θέση $y/H \leq 1/\tan 60^\circ = 0.58$ (Anastasopoulos et al., 2007; Loukidis et al., 2009). Τέλος, για $y/H > 0.5$, δηλαδή, προς το υπερκείμενο τέμαχος, οι μετατοπίσεις του αγωγού μειώνονται κατακόρυφα αποκτώντας πολύ μικρές τιμές.

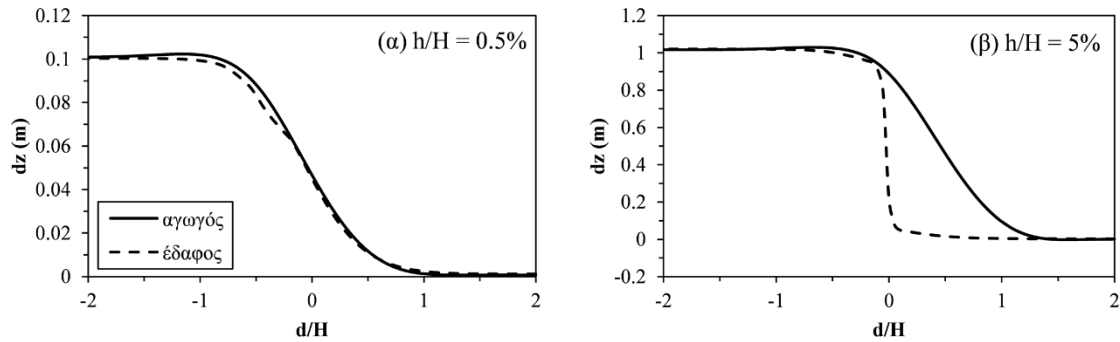


Σχήμα 5.11. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις σε διάφορες θέσεις αγωγού παράλληλα στην όδευση (track) Α για κανονικό κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.

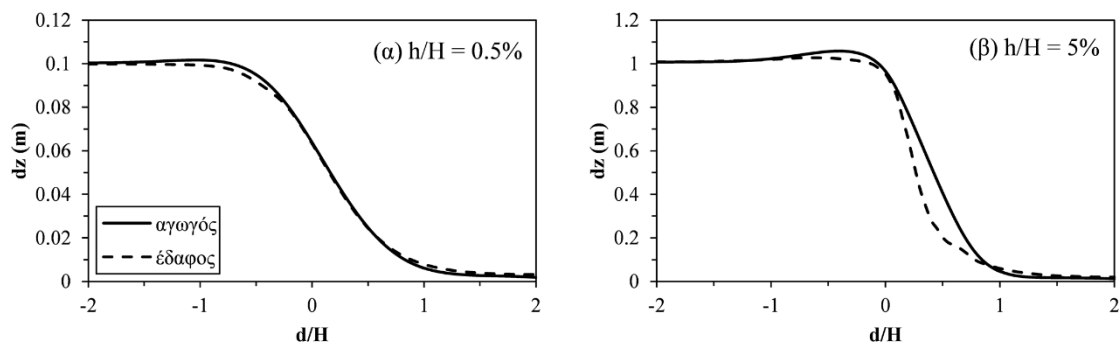
5.4.1.2 Ανάστροφο κύριο ρήγμα

Για τη διερεύνηση της περίπτωσης ανάστροφου κύριου ρήγματος χρησιμοποιείται πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ m και τέσσερις διαφορετικές κανονικοποιημένες κατακόρυφες μετατοπίσεις βάσης, συγκεκριμένα: $h/H = 0.5, 1, 2.5$ και 5%. Σε όλες τις περιπτώσεις, η γωνία κλίσης του κύριου ρήγματος θεωρείται ίση με $\alpha = 60^\circ$, ενώ το έδαφος θεωρείται ότι αποτελείται από μέτρια άμμο (Πίνακας 4.1). Στην Ενότητα 4.4.1.1 πραγματοποιείται ενδεδειγμένη διερεύνηση της απόκρισης του εδάφους λόγω της ταυτόχρονης διάρρηξης του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος. Παρουσιάζεται η διάδοση των ρηγμάτων μέσα από την εδαφική στρώση, καθώς και οι εδαφικές μετακινήσεις για διάφορα μεγέθη μετατοπίσεων βάσης.

Στα Σχήματα 5.12 και 5.13 συγκρίνονται οι κατακόρυφες μετακινήσεις εδάφους και αγωγού για δύο διαφορετικές κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης: $h/H = 0.5$ και 5%. Το Σχήμα 5.6 αντιστοιχεί στην όδευση Α, ενώ το Σχήμα 5.7 στην όδευση Β. Όπως φαίνεται στα σχήματα, για μικρή μετατόπιση βάσης οι μετατοπίσεις του αγωγού ακολουθούν την ομαλή απόκριση το εδάφους. Αντίθετα, για μεγαλύτερη μετατόπιση βάσης, οι μετατοπίσεις του αγωγού διαφέρουν αισθητά από τις αντίστοιχες μετακινήσεις του εδάφους, όπως αναμενόταν (Saiyar et al., 2016).



Σχήμα 5.12. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της όδευσης (track) Α για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

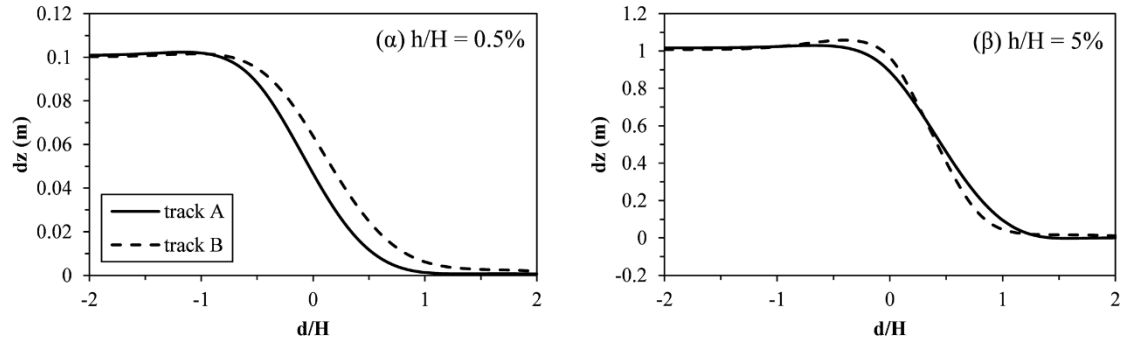


Σχήμα 5.13. Σύγκριση κατακόρυφων μετακινήσεων αγωγού και εδάφους κατά μήκος της όδευσης (track) Β για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

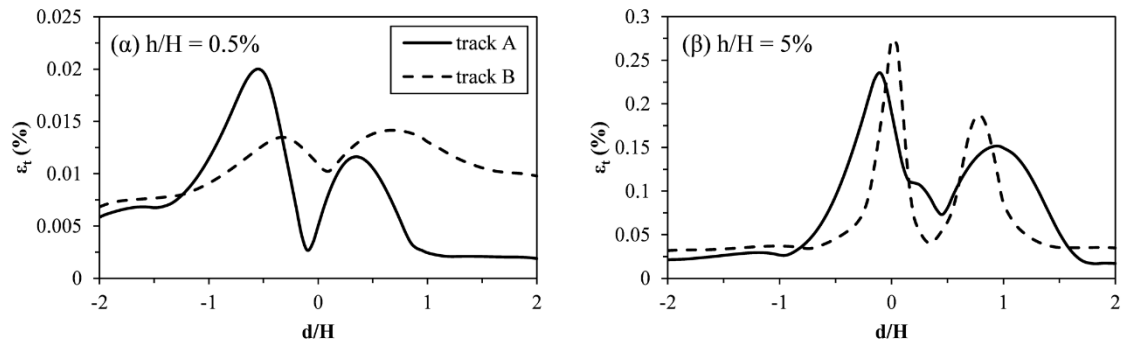
Από τα Σχήματα 5.12α και 5.13α, παρατηρείται ότι για μετατόπιση βάσης $h/H = 0.5\%$, οι εδαφικές μετακινήσεις τόσο του κύριου ρήγματος (Σχήμα 5.12α) όσο και του δευτερογενούς ρήγματος (Σχήμα 5.13α) έχουν ομαλά μοτίβα καθώς η διάρρηξη κανενός από τα δύο ρήγματα δεν έχει φτάσει μέχρι την επιφάνεια του εδάφους (βλ. Σχήμα 4.11α). Αντίστοιχα, από τα Σχήματα 5.12β και 5.13β, προκύπτει ότι για μεγάλη μετατόπιση βάσης το δευτερογενές ρήγμα εμφανίζει πιο απότομες κλίσεις εδαφικής μετακίνησης κοντά στο κέντρο του προσομοιώματος ($d/H = 0$), σε σχέση με το κύριο ρήγμα. Το παραπάνω φαινόμενο οφείλεται στο κατακόρυφο επίπεδο διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος (βλ. Σχήμα 4.11).

Στο Σχήμα 5.14 συγκρίνονται οι κατακόρυφες μετατοπίσεις του αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων Α και Β για δύο τιμές κανονικοποιημένης μετατόπισης βάσης: $h/H = 0.5$ και 5% . Για μικρή μετατόπιση βάσης, ο αγωγός παρουσιάζει παρόμοιο μοτίβο μετατόπισης και για τις δύο οδεύσεις. Αντίθετα, για μεγάλη μετατόπιση βάσης, ο αγωγός κατά μήκος της όδευσης Β παρουσιάζει μεγαλύτερες κλίσεις. Αυτό έρχεται σε αντίθεση με την περίπτωση κανονικού κύριου ρήγματος, όπου μεγαλύτερες κλίσεις παρουσιάζει ο

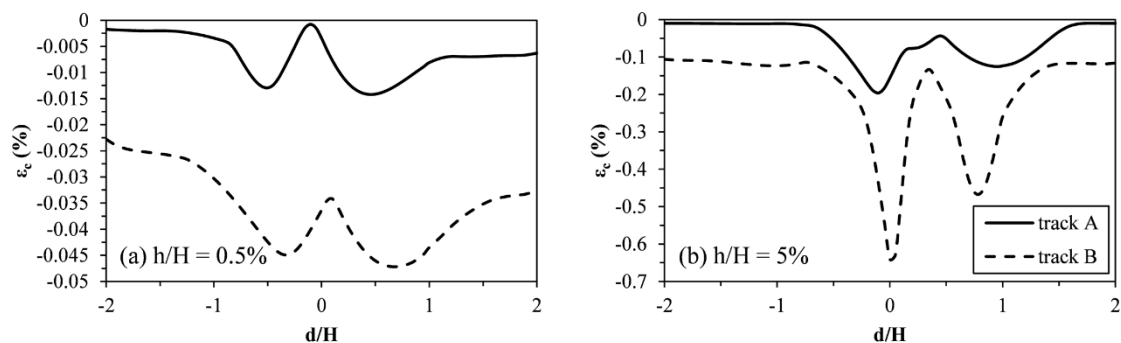
αγωγός στην όδευση A λόγω του κατακόρυφου επιπέδου διάρρηξης του δευτερογενούς ρήγματος. Εδώ, κυρίαρχο ρόλο φαίνεται να παίζει η θλιπτική καταπόνηση του αγωγού από το ανάστροφο κύριο ρήγμα, η οποία προκαλεί απότομες κλίσεις στον αγωγό (Demirci et al., 2018; Fadaee et al., 2020; Rofooei et al., 2018).



Σχήμα 5.14. Σύγκριση κατακόρυφων μετατοπίσεων αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

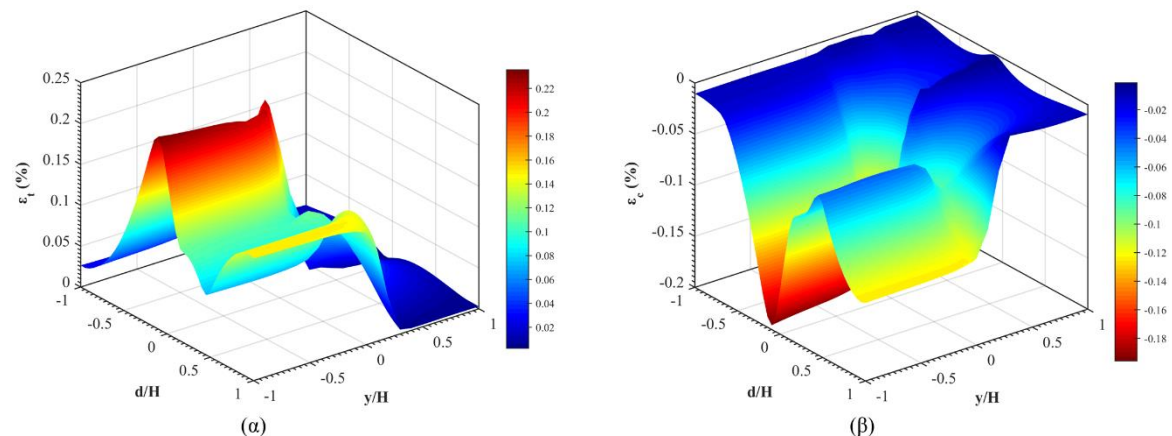


Σχήμα 5.15. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.



Σχήμα 5.16. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.5% και (β) 5%.

Στα Σχήματα 5.15 και 5.16, παρουσιάζονται οι εφελκυστικές και θλιπτικές παραμορφώσεις του αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων A και B για κανονικοποιημένες μετατοπίσεις βάσης $h/H = 0.5$ και 5%. Για μικρή μετατόπιση βάσης, οι εφελκυστικές παραμορφώσεις κατά μήκος της οδεύσης A παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με την οδεύση B (Σχήμα 5.15α), ενώ για μεγάλη μετατόπιση βάσης παρουσιάζονται ελαφρώς μεγαλύτερες εφελκυστικές παραμορφώσεις κατά μήκος της οδεύσης B (Σχήμα 5.15β). Αυτό μπορεί να αποδοθεί στον σημαντικό ρόλο των καμπτικών παραμορφώσεων για μικρές εδαφικές μετακινήσεις (Gawande et al., 2019; Vazouras et al., 2015; L. Zhang, Zhao, et al., 2016a). Από την άλλη, οι θλιπτικές παραμορφώσεις κατά μήκος της οδεύσης B παρουσιάζουν πολύ μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με την οδεύση A για αμφότερες τις μετατοπίσεις βάσης (Σχήμα 5.16), λόγω του καθοριστικού ρόλου που παίζει η θλιπτική καταπόνηση του αγωγού από το ανάστροφο ρήγμα (Demirci et al., 2018; Fadaee et al., 2020; Rofooei et al., 2018). Οι παραπάνω τιμές είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες θλιπτικές παραμορφώσεις που προκαλούνται από το κανονικό κύριο ρήγμα (Σχήμα 5.10), όπως αναμενόταν (Joshi et al., 2011; Temis & Strom, 2019).



Σχήμα 5.17. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις σε διάφορες θέσεις αγωγού παράλληλα στην οδεύση (track) A για ανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.

Στο Σχήμα 5.17 παρουσιάζεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση των εφελκυστικών και θλιπτικών παραμορφώσεων του αγωγού σε διάφορες θέσεις, y/H , παράλληλες με την οδεύση A. Όπως φαίνεται στο σχήμα, τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις παρουσιάζουν μικρές μεταβολές στο υπερκείμενο τέμαχος έως τη θέση $y/H \approx 0$, δηλαδή, τη θέση του κύριου ρήγματος στη βάση του προσομοιώματος. Μεταξύ των θέσεων $y/H \approx 0$ και 0.5 οι εδαφικές μετακινήσεις αρχικά μειώνονται, φτάνοντας σε ένα τοπικό ελάχιστο και στη συνέχεια αυξάνονται έως ένα τοπικό μέγιστο. Σημειώνεται ότι το ίχνος του (ανάστροφου) κύριου ρήγματος για γωνία κλίσης $\alpha = 60^\circ$ αναμένεται να

Καταπόνηση θαμμένων αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα

εμφανιστεί σε μία θέση $y/H \geq 1/\tan 60^\circ = 0.58$ (Anastasopoulos et al., 2007; Loukidis et al., 2009). Τέλος, για $y/H > 0.5$, δηλαδή, προς το υπερκείμενο τέμαχος, οι μετατοπίσεις του αγωγού μειώνονται κατακόρυφα αποκτώντας πολύ μικρές τιμές.

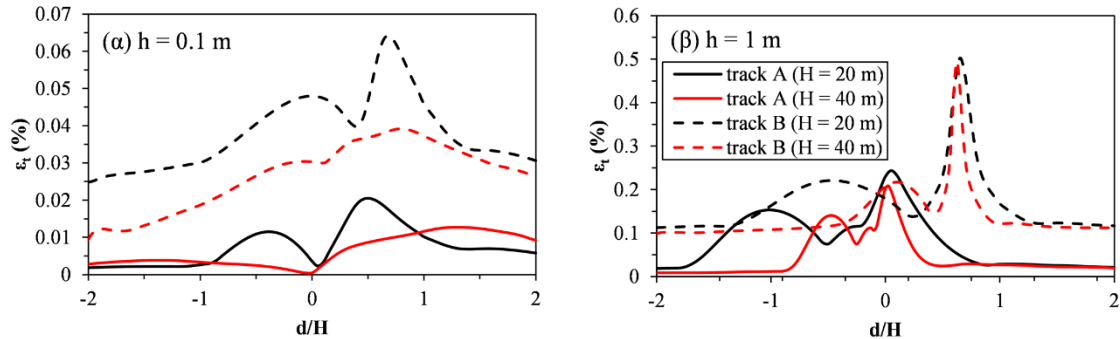
5.4.1.3 Επιρροή του πάχους εδαφικής στρώσης

Σε γενικές γραμμές, το πάχος της εδαφικής στρώσης κυμαίνεται από μερικά μέτρα έως και αρκετές εκατοντάδες μέτρα, ανάλογα με την τοπογραφία και την γεωλογική δραστηριότητα της περιοχής. Σε αυτήν την Ενότητα διερευνάται η καταπόνηση του αγωγού για δύο διαφορετικά πάχη εδαφικής στρώσης: $H = 20$ m και 40 m. Εξετάζονται οι περιπτώσεις κανονικού και ανάστροφου κύριου ρήγματος με γωνία κλίσης $\alpha = 60^\circ$, ενώ η εδαφική στρώση αποτελείται από μέτρια άμμο με τις ιδιότητες του Πίνακα 4.1. Στο προσομοίωμα εφαρμόζονται δύο τιμές κατακόρυφης μετατόπισης βάσης: $h = 0.1$ και 1 m. Η πρώτη τιμή ($h = 0.1$ m) αντιστοιχεί στην περίπτωση όπου κανένα από τα επίπεδα διάρρηξης δεν είναι πλήρως αναπτυγμένο έως την επιφάνεια του εδάφους, ενώ η δεύτερη ($h = 1$ m) στην περίπτωση πλήρως αναπτυγμένων επιπέδων διάρρηξης (Σχήματα 4.10 και 4.11). Σημειώνεται ότι το μέγεθος των πεπερασμένων στοιχείων έχει διατηρηθεί σταθερό και στα δύο πάχη εδάφους ($d_{FE} = 1$ m) ώστε να εξασφαλιστεί η συμβατότητα του καταστατικού προσομοιώματος ισοτροπικής χαλάρωσης (βλ. Ενότητα 4.4.1.2).

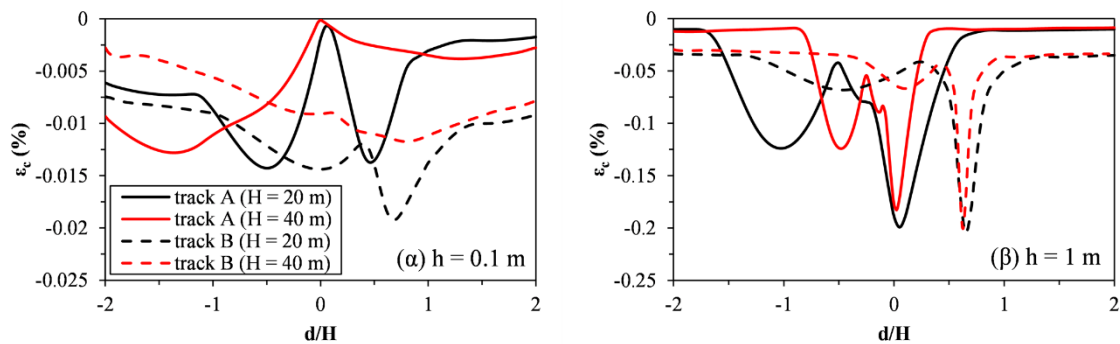
Στα Σχήματα 5.18 και 5.19 παρουσιάζονται οι εφελκυστικές και θλιπτικές παραμορφώσεις του αγωγού, αντίστοιχα, για κανονικό κύριο ρήγμα. Για μικρή μετατόπιση βάσης $h = 0.1$ m (Σχήματα 5.18α και 5.19α), παρατηρείται ότι τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές για το μικρό πάχος εδαφικής στρώσης ($H = 20$ m). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το μικρότερο πάχος εδαφικής στρώσης οδηγεί σε πιο απότομες κλίσεις εδάφους, όταν η διάρρηξη του ρήγματος δεν έχει φτάσει ως την επιφάνεια, όπως αναφέρεται σε διάφορες έρευνες που έχουν γίνει σε συνθήκες ελεύθερου πεδίου χωρίς κατασκευές (Agalianos et al., 2020; Anastasopoulos et al., 2007; Loukidis et al., 2009; Taniyama, 2011).

Εντούτοις, για τη μεγάλη μετατόπιση βάσης $h = 1$ m (Σχήματα 5.18β και 5.19β), η εμφάνιση της διάρρηξης στην επιφάνεια του εδάφους αναιρεί την παραπάνω ευνοϊκή κατάσταση και τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζουν αντίστοιχες τιμές. Αξίζει να σημειωθεί ότι στα κανονικά ρήγματα η γωνία κλίσης έχει την τάση να αυξάνεται όσο αυξάνεται το πάχος της εδαφικής στρώσης (Anastasopoulos et al., 2007; Loukidis et al., 2009). Με αυτόν τον τρόπο μειώνονται οι αξονικές, ενώ αντίστροφα

αυξάνονται οι κατακόρυφες δυνάμεις που ασκούνται στον αγωγό. Εντούτοις, το παραπάνω φαινόμενο δεν φαίνεται να επηρεάζει ιδιαίτερα τον αγωγό -κατά μήκος της όδευσης Β- στην εξεταζόμενη περίπτωση.

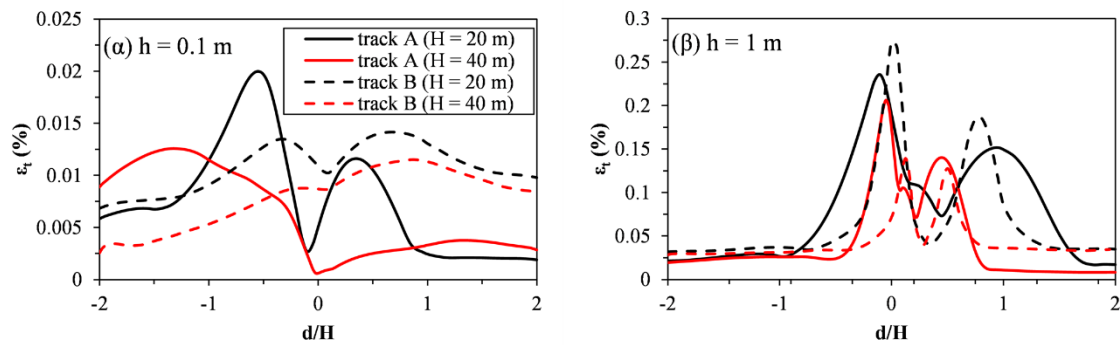


Σχήμα 5.18. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για κανονικό κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.

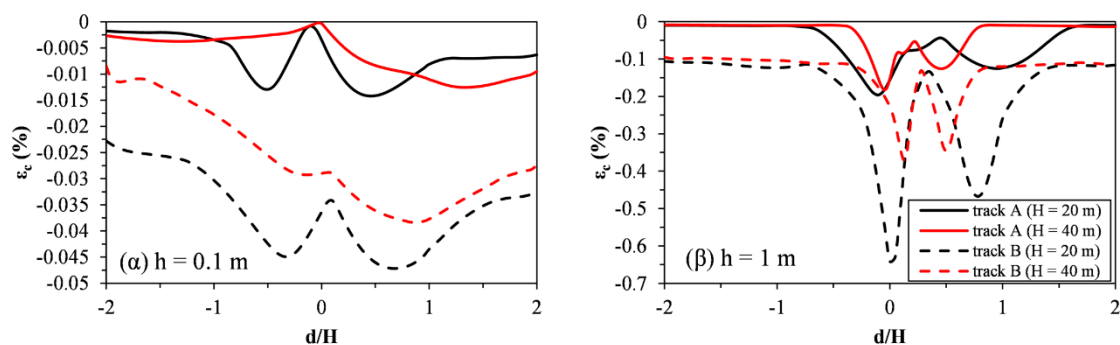


Σχήμα 5.19. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) Α και Β για κανονικό κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.

Στα Σχήματα 5.20 και 5.21 παρουσιάζονται οι εφελκυστικές και θλιπτικές παραμορφώσεις του αγωγού, αντίστοιχα, για ανάστροφο κύριο ρήγμα. Αντίστοιχα με την περίπτωση κανονικού κύριου ρήγματος, για μικρή μετατόπιση βάσης $h = 0.1$ m (Σχήματα 5.20α και 5.21α), παρατηρείται ότι τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές για το μικρό πάχος εδαφικής στρώσης ($H = 20$ m). Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι το μικρότερο πάχος εδαφικής στρώσης οδηγεί σε πιο απότομες κλίσεις εδάφους, όταν η διάρρηξη του ρήγματος δεν έχει φτάσει ως την επιφάνεια (Agalianos et al., 2020; Anastasopoulos et al., 2007; Loukidis et al., 2009; Taniyama, 2011).



Σχήμα 5.20. Σύγκριση εφελκυστικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.



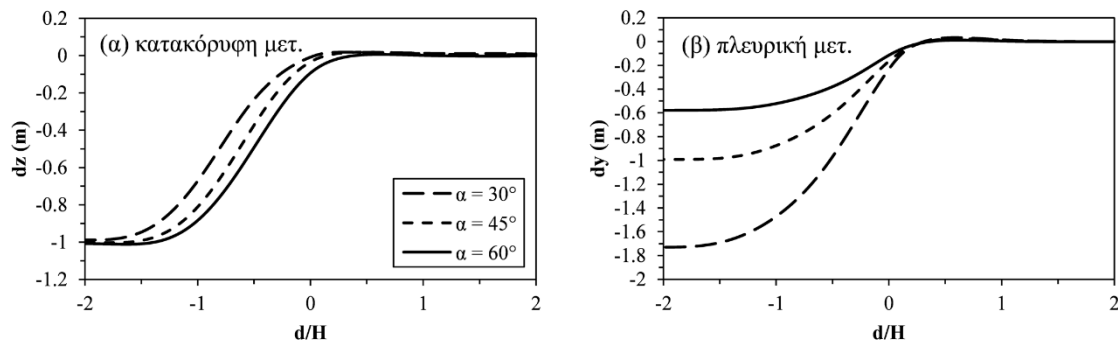
Σχήμα 5.21. Σύγκριση θλιπτικών παραμορφώσεων κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για ανάστροφο κύριο ρήγμα, δύο πάχη εδαφικής στρώσης και μετατοπίσεις βάσης: (α) 0.1 m και (β) 1 m.

Για τη μεγάλη μετατόπιση βάσης $h = 1$ m (Σχήματα 5.20β και 5.21β), παρατηρείται ξανά ότι τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις εμφανίζουν μεγαλύτερες τιμές για το μικρό πάχος εδαφικής στρώσης ($H = 20$ m). Τα αποτελέσματα αυτά έρχονται σε αντίθεση με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για κανονικό κύριο ρήγμα. Η παραπάνω διαφοροποίηση οφείλεται στην εμφάνιση δευτερογενών συνθετικών διαρρήξεων στην περιοχή του κύριου ρήγματος, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.11. Η μετατόπιση βάσης $h = 1$ m για πάχος εδαφικής στρώσης $H = 20$ m αντιστοιχεί σε ποσοστό 5% (Σχήμα 4.11δ), ενώ για $H = 40$ m σε 2.5% (Σχήμα 4.11γ). Στα ανάστροφα ρήγματα η γωνία κλίσης έχει την τάση να μειώνεται όσο αυξάνεται το πάχος της εδαφικής στρώσης. Με αυτόν τον τρόπο αυξάνονται οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται στον αγωγό επηρεάζοντας αρνητικά την απόκριση των αγωγών (Fadaee et al., 2020). Ωστόσο, το φαινόμενο αυτό δεν προλαβαίνει να αναπτυχθεί στην εξεταζόμενη περίπτωση -κατά μήκος της οδεύσης B- καθώς καθοριστικό ρόλο φαίνεται να παίζει η εμφάνιση

δευτερογενών συνθετικών διαρρήξεων, όπως έχει αναφερθεί και από άλλους ερευνητές (Thebian et al., 2018).

5.4.1.4 Επιρροή της γωνίας κλίσης ρήγματος

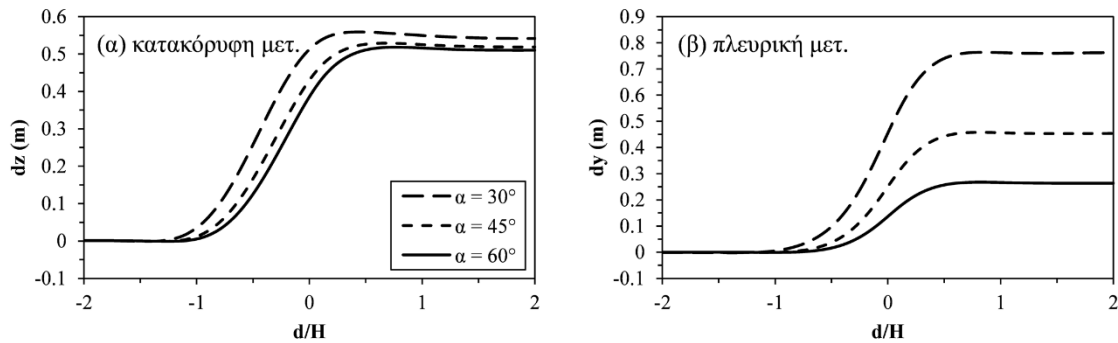
Σε αυτήν την Ενότητα διερευνάται η επιρροή της γωνίας κλίσης του κύριου ρήγματος στην καταπόνηση του αγωγού. Χρησιμοποιούνται τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο κύριο ρήγμα: $\alpha = 30^\circ, 45^\circ$ και 60° . Η εδαφική στρώση έχει πάχος $H = 20$ m και αποτελείται από μέτρια άμμο που περιγράφεται στον Πίνακα 4.1. Για κανονικό κύριο ρήγμα εφαρμόζεται σταθερή κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h = 1$ m για όλες τις γωνίες κλίσης, ενώ η πλευρική μετατόπιση βάσης είναι $h_l = 1.73, 1$, και 0.58 m για $\alpha = 30^\circ, 45^\circ$ και 60° , αντίστοιχα. Για ανάστροφο κύριο ρήγμα εφαρμόζεται σταθερή κατακόρυφη μετατόπιση βάσης $h = 0.5$ m, ενώ η πλευρική μετατόπιση βάσης είναι $h_l = 0.87, 0.5$ και 0.29 m για $\alpha = 30^\circ, 45^\circ$ και 60° , αντίστοιχα. Οι παραπάνω τιμές επιλέχθηκαν λόγω των μεγάλων θλιπτικών παραμορφώσεων που προκαλούνται στον αγωγό όταν διασχίζει το ανάστροφο κύριο ρήγμα (track B) με γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$.



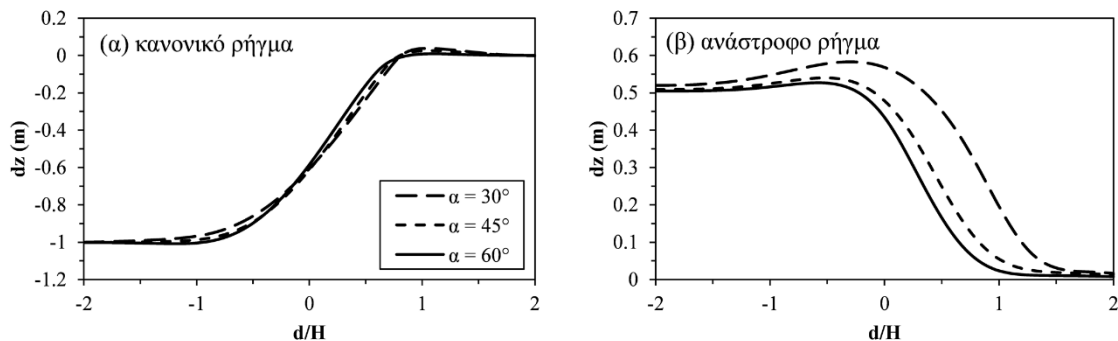
Σχήμα 5.22. (α) Κατακόρυφες και (β) πλευρικές μετατοπίσεις αγωγού κατά μήκος της όδευσης (track) A για κανονικό κύριο ρήγμα, μετατόπιση βάσης 1 m και διαφορετικές γωνίες κλίσης.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.22α, η γωνία κλίσης του κανονικού κύριου ρήγματος δεν επηρεάζει ιδιαίτερα την κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού κατά μήκος της όδευσης A, καθώς παρατηρούνται παρόμοιες κλίσεις. Αυτό συμβαίνει γιατί η όδευση A διασταυρώνεται με το δευτερογενές ρήγμα, το οποίο έχει κατακόρυφο επίπεδο διάρρηξης σε κάθε περίπτωση (βλ. Σχήμα 4.19). Ωστόσο, για ανάστροφο κύριο ρήγμα (Σχήμα 5.23α), η κατακόρυφη μετατόπιση του αγωγού για γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$ παρουσιάζει πιο απότομες κλίσεις λόγω των σύνθετων επιπέδων διάρρηξης και εδαφικών μετακινήσεων που εμφανίζονται (βλ. Σχήματα 4.20 και 4.21). Από την άλλη, οι πλευρικές μετατοπίσεις

του αγωγού επηρεάζονται εμφανώς από τη γωνία κλίσης λόγω και της μεγαλύτερης πλευρικής μετατόπισης βάσης (Σχήματα 5.22β και 5.23β). Όσον αφορά στην όδευση B, η γωνία κλίσης δεν επηρεάζει ιδιαίτερα τις κατακόρυφες μετατοπίσεις του αγωγού για κανονικό ρήγμα (Σχήμα 5.24α), εν αντιθέσει με το ανάστροφο ρήγμα που παρατηρούνται μεγάλες αποκλίσεις για γωνία κλίσης $\alpha = 30^\circ$ (Σχήμα 5.24β), λόγω της ανάπτυξης λυγισμού στον αγωγό.



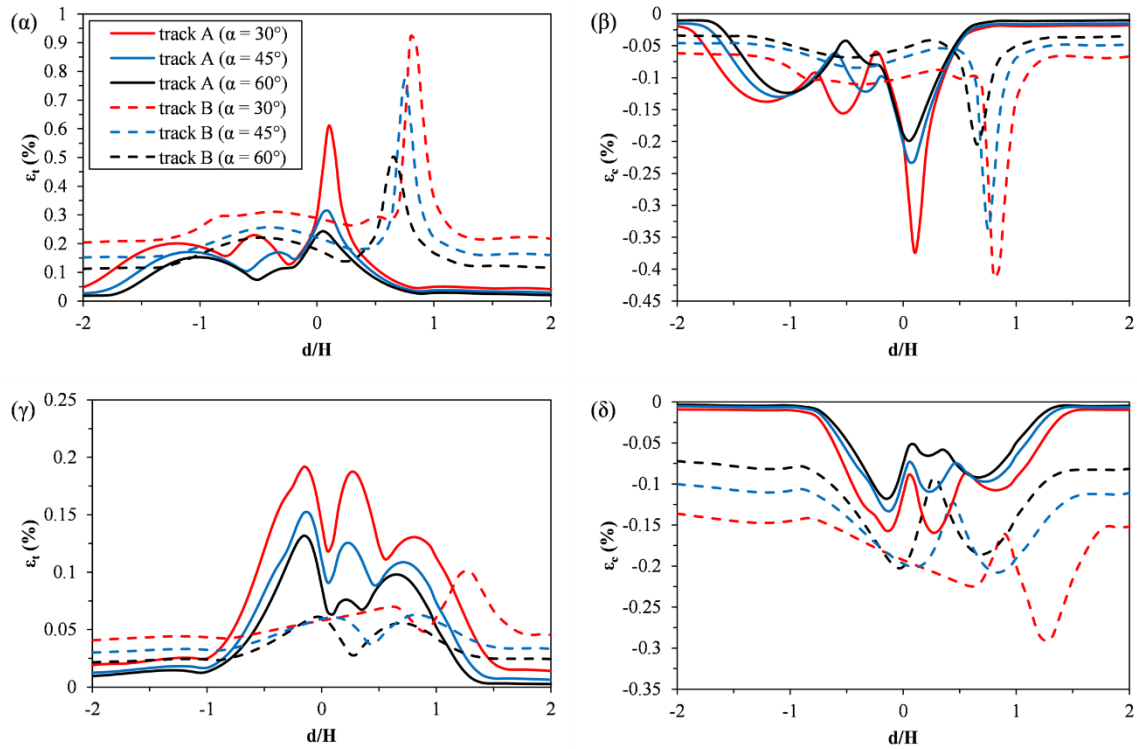
Σχήμα 5.23. (α) Κατακόρυφες και (β) πλευρικές μετατοπίσεις αγωγού κατά μήκος της όδευσης (track) A για ανάστροφο κύριο ρήγμα, μετατόπιση βάσης 1 m και διαφορετικές γωνίες κλίσης.



Σχήμα 5.24. Κατακόρυφες μετατοπίσεις αγωγού κατά μήκος της όδευσης (track) B για: (α) κανονικό και (β) ανάστροφο κύριο ρήγμα, και διαφορετικές γωνίες κλίσης.

Όσον αφορά στις παραμορφώσεις του αγωγού, μικρότερη γωνία κλίσης για κανονικό κύριο ρήγμα οδηγεί σε μεγαλύτερες εφελκυστικές και θλιπτικές παραμορφώσεις, όπως παρουσιάζεται στα Σχήματα 5.25α και β. Αυτό μπορεί να αποδοθεί στην αύξηση του αξονικού εφελκυσμού για διασταύρωση με το κύριο ρήγμα (track B) και στην αύξηση των καμπτικών παραμορφώσεων για διασταύρωση με το δευτερογενές ρήγμα (track A) (Ni, Moore, et al., 2018; Tsatsis et al., 2019). Για την περίπτωση ανάστροφου κύριου ρήματος, οι εφελκυστικές παραμορφώσεις κατά μήκος της όδευσης A είναι μεγαλύτερες σε σχέση με τις παραμορφώσεις κατά μήκος της όδευσης B λόγω της της μεγαλύτερης κάμψης που

προκαλείται από το δευτερογενές ρήγμα (Σχήμα 5.25γ). Ωστόσο, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.25δ, η κατάσταση αντιστρέφεται για τις θλιπτικές παραμορφώσεις λόγω της θλιπτικής καταπόνησης που προκαλείται στον αγωγό κατά τη διάσχιση του ανάστροφου κύριου ρήγματος.



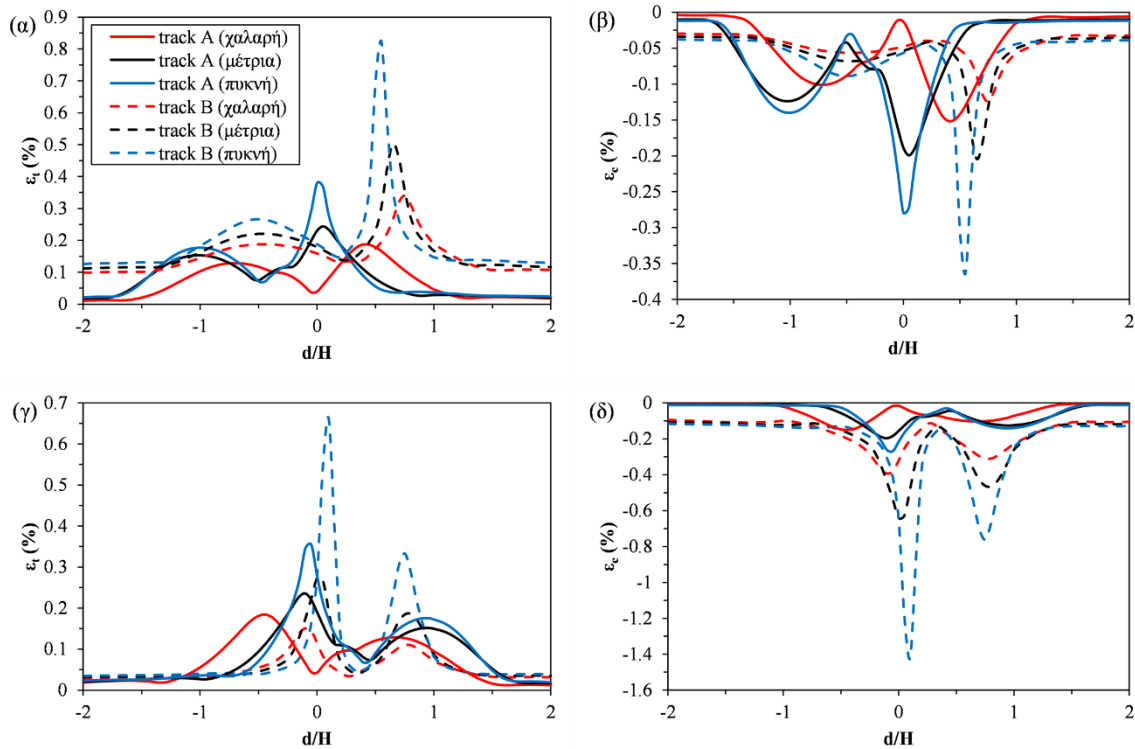
Σχήμα 5.25. Εφελκυστικές (α, γ) και θλιπτικές (β, δ) παραμορφώσεις αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό (α, β) και ανάστροφο (γ, δ) κύριο ρήγμα.

5.4.1.5 Επιρροή των εδαφικών ιδιοτήτων

Για τη διερεύνηση της επιρροής των εδαφικών ιδιοτήτων χρησιμοποιούνται τρεις διαφορετικοί τύποι εδάφους: χαλαρή, μέτρια και πυκνή άμμος, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 4.1. Το πάχος της εδαφικής στρώσης είναι $H = 20$ m και η γωνία κλίσης του κύριου ρήγματος $\alpha = 60^\circ$ σε κάθε περίπτωση. Στο προσομοίωμα εφαρμόζεται κατακόρυφη μετατόπιση βάσης ίση με $h = 1$ m τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο κύριο ρήγμα. Σημειώνεται ότι εκτός από την απόκριση του εδάφους, οι ιδιότητες των παραπάνω τύπων άμμου χρησιμοποιούνται και για τον υπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.26, η πυκνή άμμος προκαλεί τις μεγαλύτερες παραμορφώσεις στον αγωγό, ενώ η χαλαρή άμμος τις μικρότερες, σε κάθε περίπτωση. Το παραπάνω φαινόμενο έχει παρατηρηθεί και σε προηγούμενες μελέτες (π.χ., Joshi et al., 2011; Özcebe et al., 2017) και μπορεί να αποδοθεί στο γεγονός ότι οι πυκνότερες άμμοι

είναι πιο βαριές και σκληρές σε σχέση με τις χαλαρότερες, οδηγώντας έτσι σε πιο απότομη εδαφική απόκριση και μεγαλύτερες ασκούμενες δυνάμεις στον αγωγό. Γι' αυτόν τον λόγο, η χρήση χαλαρών άμμων ως υλικό επιχώματος αποτελεί συνηθισμένη πρακτική κατά την κατασκευή αγωγών.



Σχήμα 5.26. Εφελκυστικές (α, γ) και θλιπτικές (β, δ) παραμορφώσεις αγωγού κατά μήκος των οδεύσεων (tracks) A και B για κανονικό (α, β) και ανάστροφο (γ, δ) κύριο ρήγμα.

Η μεγαλύτερη απομείωση παραμόρφωσης παρατηρείται κατά μήκος της οδεύσης B τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο κύριο ρήγμα, όπου τόσο η εφελκυστική και η θλιπτική παραμόρφωση για χαλαρή άμμο είναι λιγότερο από το μισό σε σχέση με την πυκνή άμμο. Τα παραπάνω μπορούν να αποδοθούν στην απομείωση της αξονικής καταπόνησης του αγωγού λόγω της παρουσίας χαλαρότερης άμμου. Από την άλλη, οι παραμορφώσεις του αγωγού κατά μήκος της οδεύσης B δεν παρουσιάζουν αντίστοιχη μείωση, ειδικά μεταξύ μέτριας και πυκνής άμμου. Αυτό οφείλεται στο γεγονός ότι ο αγωγός καταπονείται κυρίως πλευρικά λόγω του δευτερογενούς ρήγματος, το οποίο έχει κατακόρυφο επίπεδο διάρρηξης.

5.4.2 Περίπτωση πλάγιου κύριου ρήγματος

Στην Ενότητα αυτή μελετάται η καταπόνηση θαμμένων αγωγών λόγω της διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα, τα οποία προκαλούνται από τη διάρρηξη πλάγιων κύριων ρηγμάτων. Συγκεκριμένα εξετάζονται οι περιπτώσεις αριστερόστροφου πλαγιοκανονικού και δεξιόστροφου πλαγιοαναστροφου κύριου ρήγματος, όπως απεικονίζονται στα Σχήματα 4.26α και β, αντίστοιχα. Σε όλες τις περιπτώσεις, η εδαφική στρώση αποτελείται από μέτρια άμμο, με τις ιδιότητες που δίνονται στον Πίνακα 4.1, ενώ το πάχος της εδαφικής στρώσης είναι ίσο με $H = 20 \text{ m}$. Καθώς η διερεύνηση γίνεται αποκλειστικά για τις περιπτώσεις πλάγιου κύριου ρήγματος, το μήκος και το πλάτος του αριθμητικού προσομοιώματος εδάφους είναι αυξημένα και ίσα με $B = L = 8H$ (Σχήμα 4.6), ώστε να εξασφαλιστεί ότι τα αποτελέσματα δεν επηρεάζονται από τις συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος.

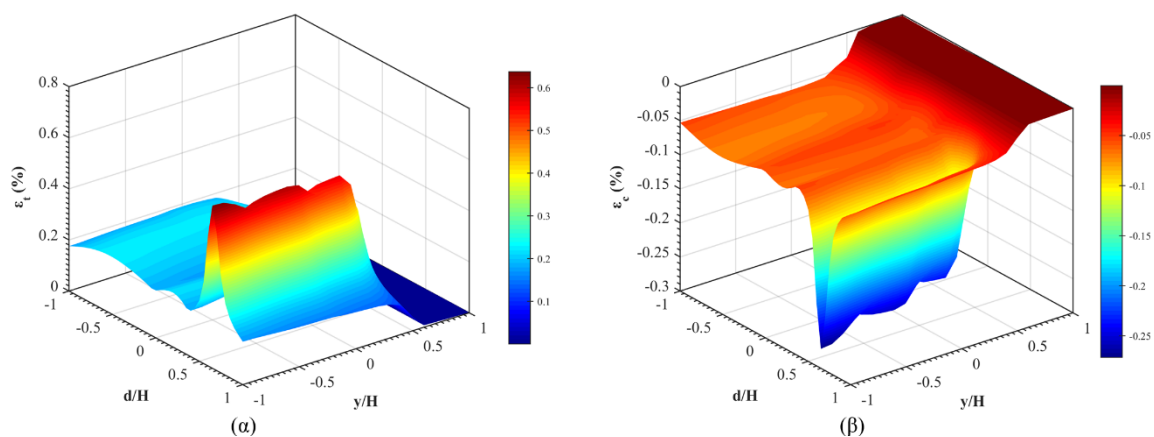
5.4.2.1 Αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα

Η περίπτωση αριστερόστροφου πλαγιοκανονικού κύριου ρήγματος διερευνάται αναλυτικά στην Ενότητα 4.4.2.1, όπου παρουσιάζονται τα μοτίβα διάρρηξης (Σχήμα 4.28) και οι εδαφικές μετακινήσεις (Σχήμα 4.29) για διαφορετικές γωνίες κλίσης και τροχιάς ολίσθησης. Επίσης, διερευνάται η καταπόνηση του αγωγού σε διάφορες θέσεις, y/H , παράλληλες με την όδευση A . Με αυτόν τον τρόπο διερευνάται η καταπόνηση του αγωγού σε διάφορες θέσεις σε σχέση με το δευτερογενές ρήγμα. Σε όλες τις περιπτώσεις, η γωνία κλίσης και τροχιάς ολίσθησης του κύριου ρήγματος είναι $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$, αντίστοιχα, ενώ στη βάση του προσομοιώματος εφαρμόζεται κατακόρυφη μετατόπιση $h = 1 \text{ m}$ ($h/H = 5\%$). Τα αποτελέσματα που προκύπτουν μπορούν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για κανονικό κύριο ρήγμα (Σχήμα 5.11).

Στο Σχήμα 5.27 παρουσιάζεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση των εφελκυστικών και θλιπτικών παραμορφώσεων του αγωγού. Όπως φαίνεται στο σχήμα, τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις παρουσιάζουν μικρή μείωση από τη θέση $y/H = -1$ έως τη θέση $y/H \approx 0.5$, δηλαδή, τη θέση που εμφανίζεται το ίχνος του κύριου ρήγματος στην επιφάνεια του εδάφους. Ακολούθως, για $y/H > 0.5$, δηλαδή, προς το υπερκείμενο τέμαχος, οι μετατοπίσεις του αγωγού μειώνονται κατακόρυφα αποκτώντας πολύ μικρές τιμές.

Όπως αναφέρεται στην Ενότητα 4.4.2.1, το αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα δημιουργεί ένα δεξιόστροφο πλαγιοκανονικό δευτερογενές ρήγμα με κεκλιμένο

επίπεδο διάρρηξης (βλ. Σχήμα 4.28). Το παραπάνω φαίνεται να παίζει καθοριστικό ρόλο στην καταπόνηση του αγωγού καθώς πλέον κυριαρχεί ο αξονικός εφελκυσμός, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.27. Η μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.64%. Η τιμή αυτή είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη παραμόρφωση για κανονικό κύριο ρήγμα (0.25%) και οφείλεται στην αυξημένη εφελκυστική καταπόνηση. Αντίθετα οι μέγιστες θλιπτικές παραμορφώσεις για πλαγιοκανονικό και κανονικό κύριο ρήγμα είναι παρεμφερείς: 0.27 και 0.2%, αντίστοιχα. Η μικρή απόκλιση είναι αναμενόμενη καθώς η θλιπτικές παραμορφώσεις στις παραπάνω περιπτώσεις οφείλονται στην κάμψη του αγωγού.



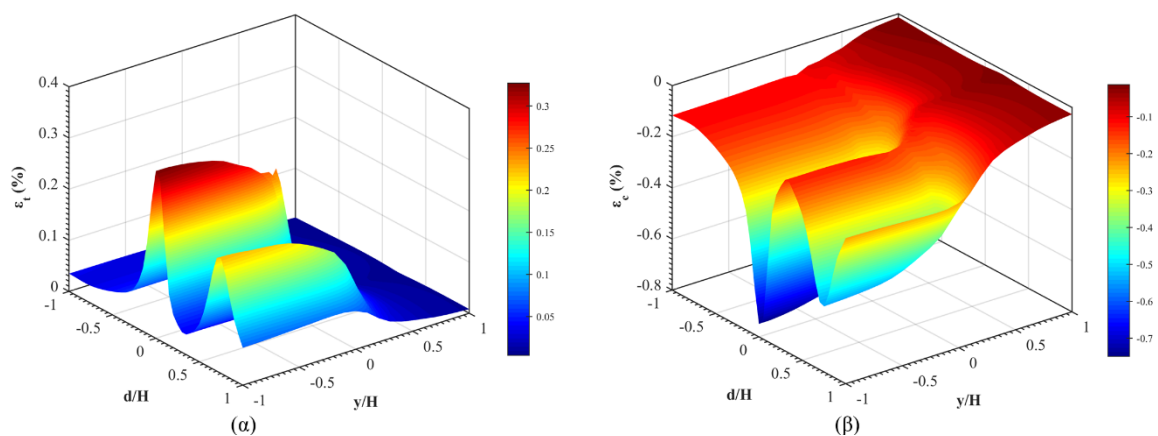
Σχήμα 5.27. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις αγωγού σε θέσεις παράλληλα με την όδευση (track) Α για αριστερόστροφο πλαγιοκανονικό κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.

5.4.2.2 Δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα

Η περίπτωση δεξιόστροφου πλαγιοανάστροφου κύριου ρήματος διερευνάται αναλυτικά στην Ενότητα 4.4.2.4, όπου παρουσιάζονται τα μοτίβα διάρρηξης (Σχήμα 4.34) και οι εδαφικές μετακινήσεις (Σχήμα 4.35) για διαφορετικές γωνίες κλίσης και τροχιάς ολίσθησης. Επίσης, διερευνάται η καταπόνηση του εξεταζόμενου αγωγού σε διάφορες θέσεις, y/H , παράλληλες με την όδευση Α. Με αυτόν τον τρόπο διερευνάται η καταπόνηση του αγωγού σε διάφορες θέσεις σε σχέση με το δευτερογενές ρήγμα. Σε όλες τις περιπτώσεις, η γωνία κλίσης και τροχιάς ολίσθησης του κύριου ρήματος είναι $\alpha = \alpha_p = 60^\circ$, αντίστοιχα, ενώ στη βάση του προσομοιώματος εφαρμόζεται κατακόρυφη μετατόπιση $h = 1 \text{ m}$ ($h/H = 5\%$). Τα αποτελέσματα που προκύπτουν μπορούν να συγκριθούν με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για ανάστροφο κύριο ρήγμα (Σχήμα 5.17).

Στο Σχήμα 5.28 παρουσιάζεται μία τρισδιάστατη απεικόνιση των εφελκυστικών και θλιπτικών παραμορφώσεων του αγωγού. Όπως φαίνεται στο σχήμα, τόσο οι εφελκυστικές όσο και οι θλιπτικές παραμορφώσεις παρουσιάζουν μικρή μείωση από τη θέση $y/H = -1$ έως τη θέση $y/H \approx 0.5$, δηλαδή, τη θέση που εμφανίζεται το ίχνος του κύριου ρήγματος στην επιφάνεια του εδάφους. Ακολούθως, για $y/H > 0.5$, δηλαδή, προς το υπερκείμενο τέμαχος, οι μετατοπίσεις του αγωγού μειώνονται κατακόρυφα αποκτώντας πολύ μικρές τιμές.

Όπως αναφέρεται στην Ενότητα 4.4.2.4, το δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα δημιουργεί ένα αριστερόστροφο πλαγιοανάστροφο δευτερογενές ρήγμα με κεκλιμένο επίπεδο διάρρηξης (βλ. Σχήμα 4.34). Το παραπάνω φαίνεται να παίζει καθοριστικό ρόλο στην καταπόνηση του αγωγού καθώς πλέον κυριαρχεί η αξονική θλίψη, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.28. Η μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση που καταγράφεται είναι 0.75%, πλησιάζοντας μάλιστα και τα επιτρεπόμενα όρια των κανονισμών για τοπικό λυγισμό (βλ. Ενότητα 2.6.2). Η τιμή αυτή είναι αρκετά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη μέγιστη παραμόρφωση για ανάστροφο κύριο ρήγμα (0.2%) και οφείλεται στην αυξημένη θλιπτική καταπόνηση. Αντίθετα, οι μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις για πλαγιοανάστροφο και ανάστροφο κύριο ρήγμα είναι παρεμφερείς: 0.33% και 0.24%, αντίστοιχα. Η μικρή απόκλιση είναι αναμενόμενη καθώς η εφελκυστικές παραμορφώσεις στις παραπάνω περιπτώσεις οφείλονται στην κάμψη του αγωγού.



Σχήμα 5.28. (α) Εφελκυστικές και (β) θλιπτικές παραμορφώσεις αγωγού σε θέσεις παράλληλα με την όδευση (track) Α για δεξιόστροφο πλαγιοανάστροφο κύριο ρήγμα και μετατόπιση βάσης 5%.

5.5 Συμπεράσματα

Η διάρρηξη δευτερογενών ρηγμάτων μπορεί να δημιουργήσει περίπλοκα επίπεδα διάρρηξης και εκτεταμένες εδαφικές μετακινήσεις σε μεγάλες περιοχές, σε σχέση με την διάρρηξη ενός μεμονωμένου ρήγματος, όπως περιγράφεται και στο Κεφάλαιο 4. Στο παρόν Κεφάλαιο γίνεται φανερό ότι τα δευτερογενή ρήγματα δύνανται να αποτελέσουν αξιόλογη απειλή για την ακεραιότητα αγωγών που βρίσκονται σε εγγύτητα με χαρτογραφημένα κύρια ρήγματα. Διερευνήθηκε η περίπτωση θαμμένου μεταλλικού αγωγού παράλληλου με κύριο ρήγμα, ο οποίος διασταυρώνεται εγκάρσια με δευτερογενές ρήγμα. Η καταπόνηση του αγωγού υπολογίζεται σε διάφορες θέσεις σε σχέση με το δευτερογενές ρήγμα, αλλά και σε σχέση με το κύριο ρήγμα για λόγους σύγκρισης. Λαμβάνονται υπόψη διάφοροι τύποι κύριου ρήγματος, ενώ θεωρείται ότι κύριο και δευτερογενές ρήγμα έχουν διευθύνσεις κάθετες μεταξύ τους και διαρρηγνύονται ταυτόχρονα.

Η διερεύνηση πραγματοποιείται με τη χρήση μίας αποσυσζευγμένης αριθμητικής μεθοδολογίας μέσω δύο διακριτών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων, όπου αρχικά υπολογίζονται οι εδαφικές μετακινήσεις λόγω της διάρρηξης των ρηγμάτων και στη συνέχεια η καταπόνηση του αγωγού. Αμφότερα τα αριθμητικά προσομοιώματα επαληθεύονται έναντι πειραματικών αποτελεσμάτων και στη συνέχεια χρησιμοποιούνται για τη διεξαγωγή εκτεταμένης παραμετρικής διερεύνησης για διάφορους τύπους και κλίσεις κύριου ρήγματος, πάχη εδαφικής στρώσης και εδαφικές ιδιότητες. Η προτεινόμενη αποσυσζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία παρέχει αξιόπιστα αποτελέσματα με χαμηλό υπολογιστικό κόστος, καθιστώντας την μία αξιόλογη επιλογή για τη διεξαγωγή εκτεταμένων παραμετρικών αναλύσεων. Από τα αποτελέσματα της διερεύνησης μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Σε γενικές γραμμές συμπεραίνεται ότι για διέλευση αγωγού σε εγγύτητα με κύριο ρήγμα ελλοχεύει ο κίνδυνος διασταύρωσης με δευτερογενές ρήγμα. Ως εκ τούτου, το ενδεχόμενο διασταύρωσης ενός αγωγού με δευτερογενή ρήγματα πρέπει να λαμβάνεται υπόψη κατά τον σχεδιασμό του. Απαιτείται αναλυτική τεκτονική μελέτη της περιοχής ώστε να επιβεβαιωθεί αν υπάρχει ο παραπάνω κίνδυνος. Διαφορετικά, ο αγωγός πρέπει να έχει τον απαραίτητο σχεδιασμό ώστε να αντεπεξέρχεται σε διασταύρωση με ρήγμα αντίστοιχου μεγέθους.

- Οι τιμές των εφελκυστικών και θλιπτικών παραμορφώσεων που αναπτύσσονται λόγω της διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα μπορούν να είναι αντίστοιχου μεγέθους με τις παραμορφώσεις από τη διασταύρωση με κύρια ρήγματα. Ειδικά για τις περιπτώσεις πλάγιων κύριων ρηγμάτων, η εμφάνιση κεκλιμένων επιπέδων διάρρηξης στα δευτερογενή ρήγματα μπορεί να δημιουργήσει μεγάλη εφελκυστική και θλιπτική καταπόνηση στον αγωγό.
- Η διάσχιση ενός αγωγού εντός της ζώνης διασταύρωσης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος στο υπερκείμενο τέμαχος είναι κρίσιμη, καθώς στην παραπάνω περιοχή παρατηρούνται εκτεταμένες και σύνθετες εδαφικές μετακινήσεις με απότομες κλίσεις. Ωστόσο, όσο ο αγωγός απομακρύνεται από την εν λόγω περιοχή, προς το υποκείμενο τέμαχος, η καταπόνησή του μειώνεται κατακόρυφα.
- Για μικρές μετατοπίσεις ρήγματος, όταν δεν έχει ολοκληρωθεί η διάδοση των επιπέδων διάρρηξης προς την επιφάνεια του εδάφους, η αύξηση του πάχους εδαφικής στρώσης μειώνει την καταπόνηση στον αγωγό, λόγω των πιο ομαλών εδαφικών μετακινήσεων. Ωστόσο, για μεγαλύτερες μετατοπίσεις ρήγματος, η παραπάνω ευνοϊκή συνθήκη αναιρείται, λόγω των απότομων εδαφικών μετακινήσεων που δημιουργούνται από την πλήρη ανάπτυξη της ρηγματικής διάρρηξης.
- Μικρότερες κλίσεις ρήγματος προκαλούν μεγαλύτερη καταπόνηση στους αγωγούς, καθώς αυξάνουν τόσο την αξονική (εφελκυστική και θλιπτική) καταπόνηση όσο και την καμπτική καταπόνηση στον αγωγό, ανάλογα με τον τύπου του ρήγματος που διασταυρώνεται.
- Η παρουσία πιο ελαστικών και λιγότερων σκληρών εδαφών, όπως η χαλαρή άμμος, έχει ως αποτέλεσμα την ελάττωση της καταπόνησης του αγωγού για διασταύρωση τόσο με κύρια όσο και με δευτερογενή ρήγματα. Ωστόσο, το φαινόμενο είναι λιγότερο έντονο για διασταύρωση με δευτερογενή ρήγματα με κάθετο επίπεδο διάρρηξης, όπως αυτά που δημιουργούνται από κύρια ρήγματα κατά την κλίση, καθώς σε αυτήν την περίπτωση η καταπόνηση του αγωγού καθορίζεται κυρίως από την πλευρική αλληλεπίδραση με το έδαφος.

Στο Κεφάλαιο διερευνάται εκτενώς η καταπόνηση αγωγών με δευτερογενή ρήγματα για συγκεκριμένους τύπους ρήγματος και θέσεις του αγωγού. Μελλοντικά, θα μπορούσε να διερευνηθεί η επιρροή διαφορετικών -μη κάθετων- γωνιών διασταύρωσης ρήγματος-

Καταπόνηση θαμμένων αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα

αγωγού, άλλων τύπων ρήγματος, όπως τα οριζόντια, περιπτώσεων μη ταυτόχρονης διάρρηξης των ρηγμάτων ή/και διάρρηξης με διαφορετικά επίπεδα μετατόπισης. Επίσης, ιδιαίτερο ενδιαφέρον θα παρουσίαζε η διερεύνηση της επιρροής διαφορετικών καταστατικών προσομοιωμάτων για άμμο, καθώς και διαφορετικών εδαφών, όπως συνεκτικά και κορεσμένα εδάφη. Τέλος, θα μπορούσε να διερευνηθεί η επιρροή των φορτίων λειτουργίας (διαφορά πίεσης και θερμοκρασίας) σε διάφορες συνθήκες.

ΠΡΟΣΤΑΣΙΑ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ ΕΝΑΝΤΙ ΔΙΑΡΡΗΞΗΣ ΡΗΓΜΑΤΟΣ

6.1 Εισαγωγή

Οι υποθαλάσσιοι αγωγοί φυσικού αερίου αποτελούν υποδομές υψηλής σπουδαιότητας που λειτουργούν συχνά σε μεγάλα βάθη, κάτω από δυσμενείς και αβέβαιες συνθήκες. Το μεγάλο μήκος των παραπάνω αγωγών τους κάνει ευάλωτους σε γεωκινδύνους, όπως οι εδαφικές μετακινήσεις που προκαλούνται από τη διάρρηξη ρηγμάτων. Μολονότι η αποφυγή της διασταύρωσης με ενεργά ρήγματα αποτελεί την πιο ασφαλή λύση για την προστασία του αγωγού, κάτι τέτοιο δεν είναι πάντοτε εφικτό λόγω οικονομικών, τεχνικών, ακόμα και γεωπολιτικών δυσκολιών. Υπό αυτές τις συνθήκες, η εφαρμογή μέτρων προστασίας μπορεί να είναι απαραίτητη για την ασφαλή διασταύρωση αγωγού-ρήγματος.

Τυπικές τεχνικές για την προστασία αγωγών περιγράφονται στην Ενότητα 2.7 και περιλαμβάνουν τον καλύτερο δυνατό προσανατολισμό του αγωγού, τη χρήση ισχυρότερων αγωγών και διατομών και τη μείωση της αλληλεπίδρασης με το έδαφος μέσω της χρήσης επικαλύψεων, ελαφρών υλικών επίχωσης, συστημάτων στράγγισης και μικρότερου βάθους επίχωσης (M. J. O'Rourke & Liu, 2012). Η επιρροή του βάθους, των υλικών επίχωσης, της διατομής και του υλικού του αγωγού έχει διερευνηθεί τόσο πειραματικά (Demirci et al., 2018; Hojat Jalali et al., 2018; Rojhani et al., 2012) όσο και αριθμητικά (Fadaee et al., 2020; Joshi et al., 2011; X. Liu et al., 2017). Οι Karamitros et al.

(2011) μελέτησαν την επιρροή της γωνίας διασταύρωσης αγωγού με κανονικό ρήγμα, ενώ οι Joshi et al. (2011) και οι Melissianos et al. (2020) με ανάστροφο ρήγμα. Οι X. Liu et al. (2020) και οι Triantafyllaki et al. (2020) μελέτησαν την επιρροή της αντοχής του αγωγού, των εδαφικών υλικών και της γωνίας διασταύρωσης σε υποθαλάσσιους αγωγούς. Η επιρροή της εσωτερικής πίεσης και των ιδιοτήτων του υλικού του αγωγού έχει μελετηθεί από διάφορους ερευνητές στο παρελθόν (X. Liu, Zhang, Han, et al., 2016; X. Liu, Zhang, Li, et al., 2016; Trifonov & Cherniy, 2012; J. Zhang et al., 2014). Τέλος, οι Karamitros et al. (2016) και οι Vazouras and Karamanos (2017) μελέτησαν την επιρροή των καμπυλώσεων στην απόκριση του αγωγού.

Πιο εξελιγμένες τεχνικές περιλαμβάνουν τη χρήση εύκαμπτων κόμβων, αγκυρώσεων, καινοτόμων υλικών, σύνθετων διατομών, ή τη χρήση καινοτόμων υλικών ως επίχωμα. Η επιρροή των εύκαμπτων κόμβων σε θαμμένους αγωγούς έχει απασχολήσει αρκετές μελέτες (Melissianos et al., 2016; Valsamis et al., 2020; Valsamis & Bouckovalas, 2020), ενώ η χρήση στηρίξεων ολίσθησης έχει εφαρμοστεί με επιτυχία στον αγωγό TAPS στην Αλάσκα (Hall et al., 2003). Τεμάχια από γεωαφρό διογκωμένης πολυστερίνης (EPS) έχουν χρησιμοποιηθεί ως ελαφρύ επίχωμα για την προστασία θαμμένων αγωγών (Bartlett et al., 2015; Choo et al., 2007; Rasouli & Fatahi, 2020), ενώ πρόσφατα έχει δοκιμαστεί και η χρήση πλαστικών αδρανών για τον ίδιο λόγο (Ni, Qin, et al., 2018; Sim et al., 2012). Οι Berger et al. (2019) και οι Guo et al. (2020) μελέτησαν την επιρροή καινοτόμων διατομών σε αγωγούς, ενώ οι Mokhtari and Alavi Nia (2015) την επιρροή της ενίσχυσης με εξωτερική επικάλυψη από πλαστικό με ίνες άνθρακα (CFRB). Τέλος, οι Gantes and Melissianos (2016) συνέκριναν την επιρροή διαφορετικών μέτρων προστασίας σε θαμμένους αγωγούς έναντι ρήγματος οριζόντιας μετατόπισης.

Σύμφωνα με τα παραπάνω, υπάρχει πληθώρα τεχνικών προστασίας που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν σε έναν αγωγό. Ωστόσο, η πλειοψηφία τους είναι εφαρμόσιμη σε χερσαίους, ίσως και σε υποθαλάσσιους αγωγούς σε μικρά βάθη αλλά με αυξημένο κόστος και δυσκολία εφαρμογής. Από την άλλη, οι υποθαλάσσιοι αγωγοί μεγάλου βάθους τοποθετούνται συνήθως απευθείας στην επιφάνεια του πυθμένα σε βάθη εκατοντάδων μέτρων, όπως για παράδειγμα ο αγωγός TAP που φτάνει έως και τα 800 m στην Αδριατική Θάλασσα (TAP, 2013a). Σε τέτοια βάθη πολλές από τις παραπάνω τεχνικές είναι ανεφάρμοστες λόγω κόστους ή τεχνικών δυσκολιών. Επίσης, το γεγονός ότι οι αγωγοί είναι τοποθετημένοι στην επιφάνεια του πυθμένα βγάζει εκτός κάδρου τις τεχνικές που έχουν να κάνουν με το υλικό και το βάθος επίχωσης.

Στόχος του παρόντος Κεφαλαίου είναι η μελέτη της επιρροής διαφορετικών -εύκολα εφαρμόσιμων- τεχνικών προστασίας σε υποθαλάσσιους αγωγούς υψηλής πίεσης σε μεγάλα βάθη έναντι διασταύρωσης με κανονικά και ανάστροφα ρήγματα, όπως παρουσιάζεται από τους Chatzidakis et al. (2022b). Εξετάζεται η επιρροή διαφορετικών προσανατολισμών αγωγού, διατομών, υλικών, επικαλύψεων και πιέσεων τόσο για αργιλώδη όσο και για αμμόδη πυθμένα. Η προσομοίωση του προβλήματος γίνεται μέσω ενός αριθμητικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων λαμβάνοντας υπόψη ρεαλιστικά μηχανικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά για αγωγούς σε μεγάλα βάθη, ενώ η αλληλεπίδραση με τον πυθμένα υπολογίζεται σύμφωνα με τη μεθοδολογία των M. J. O'Rourke and Liu (2012). Για κάθε εξεταζόμενη τεχνική προστασίας, υπολογίζεται η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος σύμφωνα με τα κριτήρια αστοχίας που προτείνονται από πρόσφατους κανονισμούς, και στη συνέχεια οι μετατοπίσεις αυτές συγκρίνονται μεταξύ τους για να καθοριστεί η αποτελεσματικότητα κάθε τεχνικής.

6.2 Περιγραφή του προβλήματος

Στο παρόν Κεφάλαιο προσομοιώνεται υποθαλάσσιος αγωγός φυσικού αερίου για κινηματική καταπόνηση έναντι διάρρηξης κανονικού ή ανάστροφου ρήγματος. Ο αγωγός βρίσκεται σε μεγάλο βάθος και είναι μερικώς θαμμένος στον πυθμένα. Οι συνιστώσες της μετατόπισης του ρήγματος σε σχέση με τον αγωγό παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.1, για την περίπτωση κανονικού ρήγματος, και έχουν ως εξής:

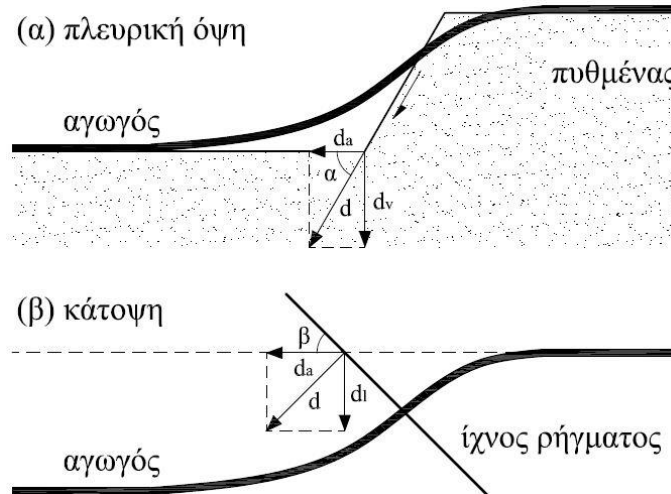
$$\begin{aligned}d_v &= d \sin \alpha \\d_a &= d \cos \alpha \sin \beta \\d_l &= d \cos \alpha \cos \beta\end{aligned}\tag{6.1}$$

όπου d η συνολική μετατόπιση του ρήγματος, d_v , d_a και d_l η κατακόρυφη, αξονική και πλευρική συνιστώσα, αντίστοιχα, α η γωνία κλίσης του ρήγματος (βλ. Σχήμα 6.1α) και β η γωνία διασταύρωσης του αγωγού με τη διεύθυνση του ρήγματος (βλ. Σχήμα 6.1β).

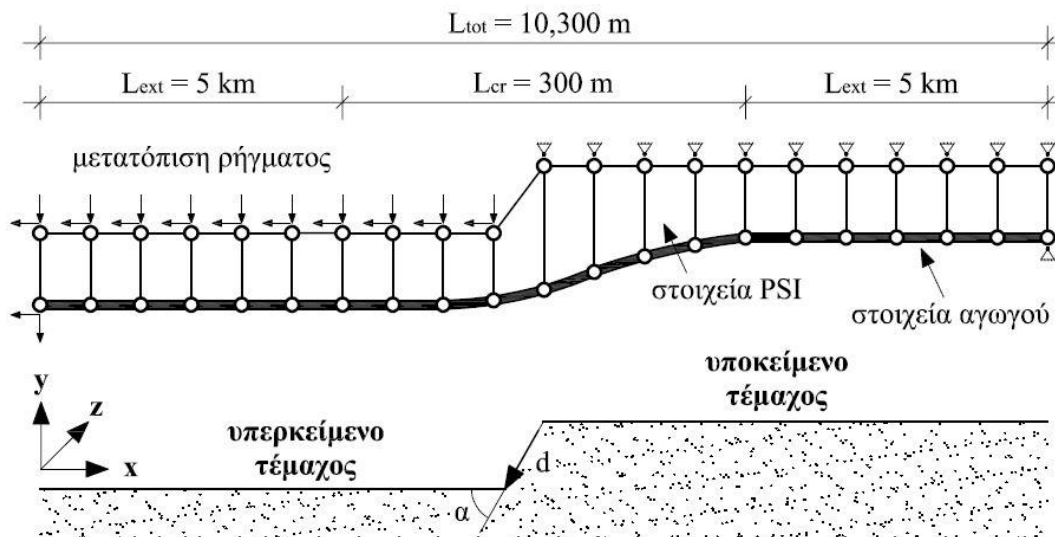
6.2.1 Αριθμητικό προσομοίωμα

Η μελέτη διεξάχθηκε χρησιμοποιώντας τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων και την ανάλυση Static-Standard του λογισμικού ABAQUS (Simulia, 2014). Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.2, αναπτύχθηκε ένα προσομοίωμα συνολικού μήκους 10.3 km με 9200 στοιχεία. Ο αγωγός προσομοιώνεται μέσω γραμμικών στοιχείων δύο κόμβων PIPE31, ενώ η αλληλεπίδραση με το έδαφος μέσω στοιχείων PSI34. Η διασταύρωση μεταξύ αγωγού και ρήγματος λαμβάνει χώρα στο μέσο του προσομοιώματος. Στο μέσο του προσομοιώματος,

κατά μήκος ενός τμήματος ίσο με $L_{cr} = 300 \text{ m} \approx 500D$, όπου D η διάμετρος του αγωγού, υιοθετείται πιο πυκνή διακριτοποίηση με μήκος στοιχείων $d_{FE} = 0.5 \text{ m}$. Εκατέρωθεν του παραπάνω τμήματος βρίσκονται δύο τμήματα μήκους 5 km ούτως ώστε οι συνοριακές συνθήκες να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα της ανάλυσης. Το μήκος των στοιχείων στα παραπάνω τμήματα κυμαίνεται από $d_{FE} = 0.5 \text{ m}$, κοντά στο μέσο του προσομοιώματος, έως $d_{FE} \approx 5 \text{ m}$ στα άκρα.



Σχήμα 6.1. (α) Πλευρική όψη και (β) κάτοψη διασταύρωσης υποθαλάσσιου αγωγού με κανονικό ρήγμα.



Σχήμα 6.2. Αριθμητικό προσομοίωμα για την περίπτωση κανονικού ρήγματος.

Τα στοιχεία PSI34, που χρησιμοποιούνται για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού αποτελούνται από τέσσερις κόμβους και μπορούν να προσομοιώσουν την αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού σε τρεις διευθύνσεις: αξονικά, πλευρικά και

κατακόρυφα. Το ένα ζεύγος κόμβων βρίσκεται στον αγωγό, ενώ το άλλο αντιστοιχεί στο έδαφος. Τα στοιχεία αυτά επιλέχθηκαν έναντι των απλών στοιχείων τύπου ελατηρίου καθώς έχουν τη δυνατότητα να περιστρέφουν τις διευθύνσεις αλληλεπίδρασης βάσει της περιστροφής του αγωγού. Επίσης, για την προσομοίωση λήφθηκε υπόψη η επιρροή των πλαστικών παραμορφώσεων και της γεωμετρικής μη γραμμικότητας με υπολογιστικά αποτελεσματικό τρόπο.

Η ανάλυση πραγματοποιείται σε δύο βήματα. Στο πρώτο βήμα εφαρμόζεται η εσωτερική και η εξωτερική πίεση του αγωγού. Οι κόμβοι εδάφους των στοιχείων PSI αρθρώνονται, ενώ οι κόμβοι στα άκρα του αγωγού πακτώνονται. Στο δεύτερο βήμα εφαρμόζεται η μετατόπιση ρήγματος στους κόμβους εδάφους των στοιχείων PSI, αλλά και στο άκρο του αγωγού προς το υπερκείμενο τέμαχος, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 6.2. Οι κόμβοι των στοιχείων PSI και του αγωγού προς το υποκείμενο τέμαχος διατηρούν τις αρχικές συννοριακές τους συνθήκες.

6.2.2 Ιδιότητες αγωγού και εδάφους

Οι ιδιότητες του αγωγού και του πυθμένα που χρησιμοποιούνται για τη διερεύνηση επιλέχθηκαν ώστε να αντιστοιχούν σε πραγματικές συνθήκες υποθαλάσσιου αγωγού μεγάλου βάθους. Συγκεκριμένα, Η εξωτερική διάμετρος του αγωγού επιλέχθηκε ίση με $D = 0.61 \text{ m}$ (24"), ενώ χρησιμοποιούνται τρία διαφορετικά πάχη διατομής: $t = 25, 32$ και 38 mm (ή 1", 1.25" και 1.5"). Το ειδικό βάρος του φυσικού αερίου θεωρείται ίσο με $\gamma_{\text{gas}} = 1.5 \text{ kN/m}^3$ (Triantafyllaki et al., 2020), ενώ ο αγωγός θεωρείται ότι έχει εξωτερική επικάλυψη πολυαιθυλενίου πάχους 5 mm σε ορισμένες περιπτώσεις. Οι παραπάνω τιμές επιλέχθηκαν ώστε να ικανοποιείται το κριτήριο κατακόρυφης ευστάθειας για υποθαλάσσιους αγωγούς που περιγράφεται στην Ενότητα 2.6.5.

Όσον αφορά στο υλικό του αγωγού, χρησιμοποιούνται τρεις διαφορετικές ποιότητες χάλυβα: API 5L X60, X65 και X70 με μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$ και πλαστικοποίηση σύμφωνα με τη σχέση των Ramberg-Osgood με συντελεστές $\alpha_r = 1$ and $n=20$ σε κάθε περίπτωση (βλ. Εξίσωση (5.1)). Η τάσεις διαρροής, σ_y , και αστοχίας, σ_u , για τις παραπάνω ποιότητες χάλυβα παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.1.

Η μέγιστη επιτρεπόμενη πίεση του αγωγού υπολογίζεται από την Εξίσωση (2.22), όπως περιγράφεται στην Ενότητα 2.6.4, με $n_4 = 0.72$, σύμφωνα με τους Triantafyllaki et al. (2020). Εξετάζονται πέντε διαφορετικά ενδεχόμενα σχετικά με τη διαφορά πίεσης του αγωγού: $dP/P_{\text{max}} = 0\%, 25\%, 50\%, 75\%$ και 100% . Η διαφορά πίεσης $dP/P_{\text{max}} = 0\%$

αντιστοιχεί σε ισοδύναμη εσωτερική και εξωτερική πίεση ($P_i = P_e$). Στις υπόλοιπες περιπτώσεις η εσωτερική πίεση θεωρείται πάντα μεγαλύτερη ($P_i > P_e$), θεωρείται δηλαδή ότι ο αγωγός βρίσκεται σε λειτουργία.

Πίνακας 6.1. Ιδιότητες ποιότητων χάλυβα API 5L.

Ποιότητα	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)
X60	414	517
X65	448	531
X70	486	565

Οι επιφανειακοί υποθαλάσσιοι αγωγοί συχνά αναπτύσσουν κυματοειδή μορφή λόγω των παραμορφώσεων από τα φορτία λειτουργίας, όπως η διαφορά πίεσης και θερμοκρασίας. Αντίθετα, οι θαμμένοι αγωγοί δεν μπορούν να παραμορφωθούν λόγω του εδάφους που τους περιβάλλει, και επομένως, αναπτύσσουν τάσεις λόγω των φορτίων λειτουργίας. Τα παραπάνω σενάρια αποτελούν τις πιο ακραίες περιπτώσεις χωρίς να αποκλείεται η ύπαρξη -επιφανειακών και θαμμένων- αγωγών σε ενδιαμέση κατάσταση. Για τις ανάγκες της μελέτης διερευνήθηκε η επιρροή των παραπάνω ακραίων περιπτώσεων, όπου και έγινε φανερό ότι η επιρροή τους στον υπολογισμό της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος για την αστοχία του αγωγού είναι αμελητέα. Έτσι, για τις ανάγκες της μελέτης θεωρήθηκε ότι οι αγωγοί δεν αναπτύσσουν αρχικές παραμορφώσεις από τα φορτία λειτουργίας, λόγω της μεγαλύτερης ευκολίας στην προσομοίωση.

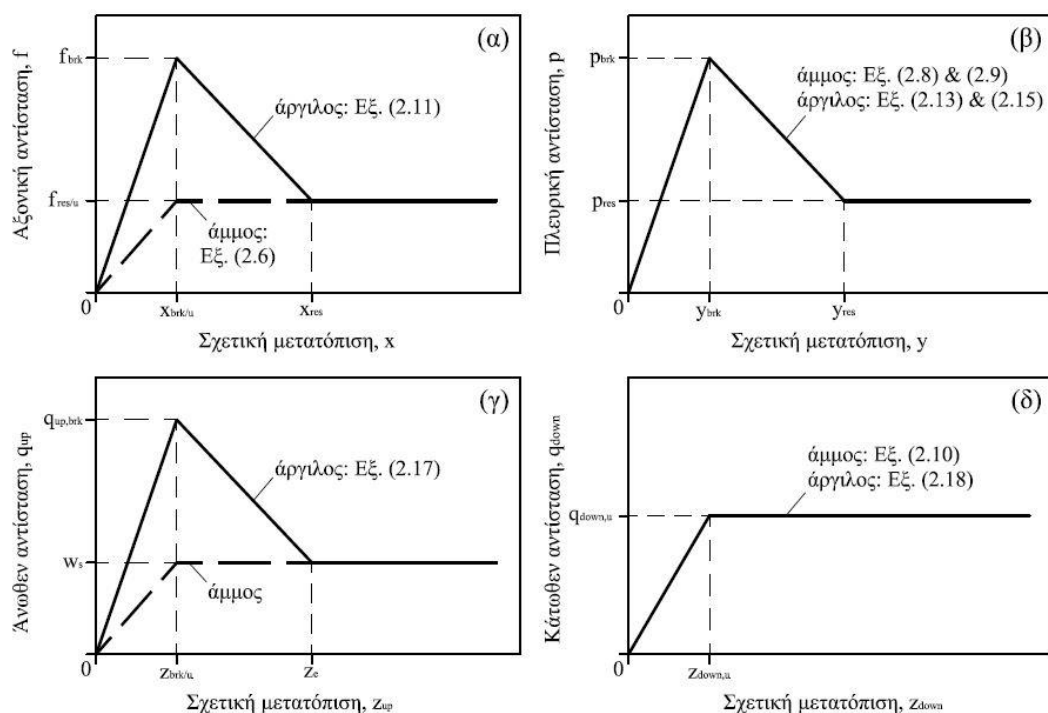
Όσον αφορά στις ιδιότητες του πυθμένα, επιλέχθηκαν τέσσερα διαφορετικά είδη εδάφους: μαλακή και στιφρή άργιλος, χαλαρή και πυκνή άμμος. Τα χαρακτηριστικά για τα παραπάνω εδάφη λήφθηκαν από τη γεωτεχνική μελέτη του αγωγού TAP (2013b), ώστε να αντιστοιχούν σε πραγματικές συνθήκες. Στον Πίνακα 6.2 παρουσιάζονται οι εδαφικές ιδιότητες, όπου ϕ η γωνία εσωτερικής τριβής, s_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή, γ το ολικό ειδικό βάρος S_t ο συντελεστής ευαισθησίας του εδάφους. Σημειώνεται, ότι η αστράγγιστη διατμητική συνήθως αντοχή αυξάνεται με το βάθος, έχοντας μικρές τιμές κοντά στην επιφάνεια του πυθμένα. Ωστόσο, το βάρος του αγωγού στερεοποιεί την άργιλο κάτω από τον αγωγό αυξάνοντας την αστράγγιστη διατμητική αντοχή. Για τις ανάγκες της μελέτης η αστράγγιστη διατμητική αντοχή θεωρείται συντηρητικά ότι έχει μία σταθερή τιμή με το βάθος.

Πίνακας 6.2. Εδαφικές ιδιότητες πυθμένα.

Έδαφος	ϕ (°)	s_u (kPa)	γ (kN/m ³)	S_t
Μαλακή άργιλος	-	20	17	1.5
Στιφρή άργιλος	-	50	19	3
Χαλαρή άμμος	30	-	18	-
Πυκνή άμμος	40	-	20	-

Το βάθος επίχωσης του αγωγού θεωρείται συντηρητικά ίσο με $z_e = 0.5D$ σε κάθε περίπτωση. Η παραπάνω τιμή προτείνεται από τους M. J. O'Rourke and Liu (2012) για αργιλώδη εδάφη, λαμβάνοντας υπόψη τη διαδικασία τοποθέτησης του αγωγού και τη δραστηριότητα του πυθμένα. Επίσης, στη μελέτη χρησιμοποιούνται τέσσερις διαφορετικοί συντελεστές απομείωσης τριβής: $k = 0.9, 0.7, 0.5$ και 0.3 . Οι τιμές $k = 0.9$ και 0.7 αντιστοιχούν σε τραχεία και λεία επιφάνεια αγωγού, αντίστοιχα, ενώ η τιμή $k = 0.5$ σε επικάλυψη πολυαιθυλενίου. Η τιμή $k = 0.3$ είναι αρκετά μικρή σύμφωνα με τη βιβλιογραφία (ALA, 2001; M. J. M. J. O'Rourke and Liu, 2012; Dijkstra et al., 2021), και αντιστοιχεί σε επικάλυψη από υποθετικό υλικό για μεγάλη μείωση της τριβής. Οι T. D. O'Rourke et al. (1990) αναφέρουν ότι η χρήση επικαλύψεων από πλεξιγκλάς ή σκληρό εποξειδικό μπορούν να οδηγήσουν σε συντελεστές $k \approx 0.3-0.4$ ενώ οι Subba Rao et al. (1998) αναφέρουν ότι οι τιμές του συντελεστή απομείωσης τριβής μπορούν να φτάσουν έως $k = 0.2$.

Οι παραπάνω τιμές χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού κατά μήκος της αξονικής, πλευρικής και κατακόρυφης (άνωθεν και κάτωθεν) διεύθυνσης, σύμφωνα με τη μεθοδολογία που προτείνεται από τους M. J. O'Rourke and Liu (2012) και παρουσιάζεται λεπτομερώς στην Ενότητα 2.5.2. Για την προσομοίωση υιοθετούνται είτε δι-γραμμικές είτε τρι-γραμμικές σχέσεις, ανάλογα με την περίπτωση, όπως παρουσιάζονται στο Σχήμα 6.3. Οι τιμές των δυνάμεων και των σχετικών μετατοπίσεων μπορούν να υπολογιστούν από τις εξισώσεις της Ενότητας 2.5.2. Αξίζει να τονιστεί ότι για άνωθεν μετακίνηση του αγωγού μεγαλύτερη από το βάθος επίχωσης η αξονική και πλευρική εδαφική αντίσταση μηδενίζονται καθώς ο αγωγός δεν βρίσκεται πια σε επαφή με τον πυθμένα. Ωστόσο, η επιρροή του παραπάνω φαινομένου έχει μικρή επίδραση στην καταπόνηση του αγωγού, και επομένως, αγνοήθηκε για τις ανάγκες της προσομοίωσης.



Σχήμα 6.3. Εξισώσεις που υιοθετούνται για τον υπολογισμό της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού κατά μήκος της (α) αξονικής, (β) πλευρικής, (γ) άνωθεν και (δ) κάτωθεν κατεύθυνσης για πυθμένα από άμμο και άργιλο.

6.3 Αριθμητικά αποτελέσματα

Η αριθμητική διερεύνηση διεξάγεται για κανονικό και ανάστροφο ρήγμα και τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης: $\alpha = 60^\circ$, 45° και 30° (βλ. Σχήμα 6.1α). Όπως αναφέρεται και στην Ενότητα 2.5.2, η Εξίσωση (2.11) -για συνεκτικά εδάφη- είναι κάπως συντηρητική για τον υπολογισμό της αξονικής εδαφικής αντίστασης. Έτσι, αργλώδης πυθμένας υιοθετείται για την προσομοίωση του αγωγού έναντι κανονικού ρήγματος και αμμώδης για ανάστροφο ρήγμα. Η παραπάνω επιλογή γίνεται ώστε να προκύπτουν ρεαλιστικές τιμές μετατόπισης ρήγματος κατά την αστοχία του αγωγού. Συνολικά πραγματοποιήθηκαν 162 αναλύσεις πεπερασμένων στοιχείων: 90 για κανονικό και 72 για ανάστροφο ρήγμα.

6.3.1 Κανονικό ρήγμα

Στην περίπτωση κανονικού ρήγματος, ο αγωγός θεωρείται ότι βρίσκεται τοποθετημένος σε πυθμένα από μαλακή και στιφρή άργιλο, με τις ιδιότητες του Πίνακα 6.2. Τα μέτρα προστασίας που εξετάζονται και οι αντίστοιχες τιμές παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3, όπου X_{60} , X_{65} και X_{70} οι ποιότητες χάλυβα (βλ. Πίνακα 6.1), D/t ο λόγος διαμέτρου προς πάχος τοιχώματος, β η γωνία διασταύρωσης του αγωγού με τη διεύθυνση του ρήγματος (βλ. Σχήμα 6.1β) και dP/P_{max} ο λόγος διαφοράς πίεσης.

Πίνακας 6.3. Τιμές των μέτρων προστασίας για κανονικό ρήγμα.

Παράμετρος	Τιμή
Ποιότητα χάλυβα	X60, X65, X70
D/t	24, 19.2, 16
β (°)	90°, 60°, 45°, 30°
dP/P _{max} (%)	0, 25, 50, 75, 100

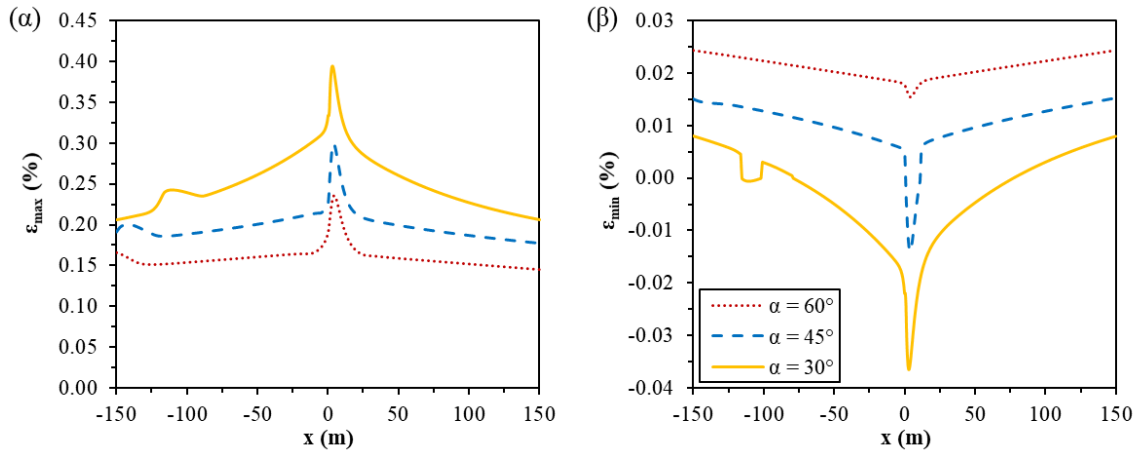
Αξίζει να σημειωθεί ότι η επιρροή μιας ενδεχόμενης επικάλυψης στον αγωγό θα μπορούσε να διερευνηθεί μέσω της μείωσης του συντελεστή προσκόλλησης (α_f) στην Εξίσωση (2.11). Παρ' όλα αυτά, ο εν λόγω συντελεστής, εκτός από την αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού, λαμβάνει υπόψη και τη μεταβολή της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής (s_u) στη διεπιφάνεια με τον πυθμένα περιμετρικά του αγωγού, και ως εκ τούτου, ο ακριβής υπολογισμός του είναι αρκετά δύσκολος (Bai & Bai, 2014). Συνεπώς, στη μελέτη υιοθετήθηκε η συντηρητική προσέγγιση του κανονισμού ALA (2001) αγνοώντας την επιρροή της επικάλυψης.

Πίνακας 6.4. Τιμές δυνάμεων αλληλεπίδρασης και σχετικών μετατοπίσεων.

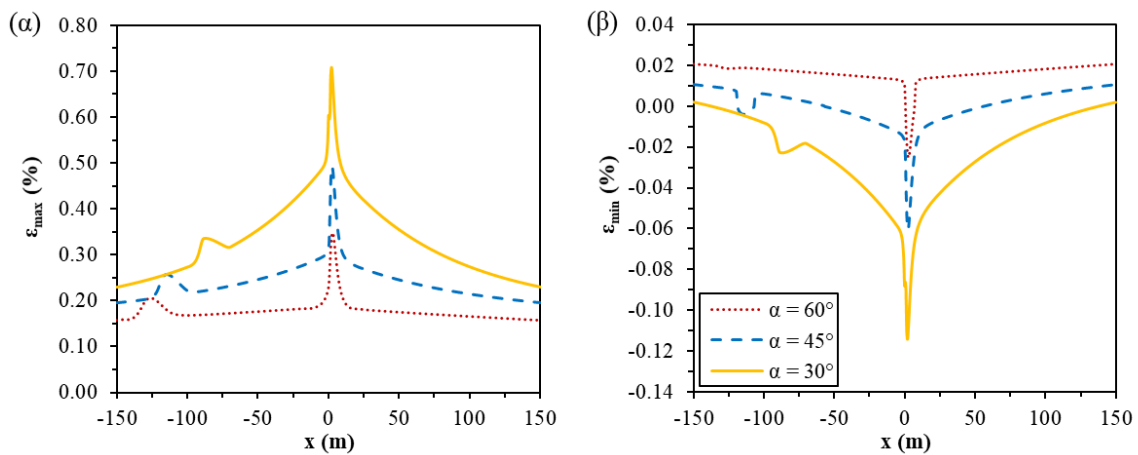
	Αξονική		Πλευρική		Άνωθεν		Κάτωθεν
	f_{brk}	f_{res}	p_{brk}	p_{res}	$q_{up,brk}$	w_s	$q_{down,u}$
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
Μαλακή αργ.	19.3	12.9	8.8	0.6	13.5	1.2	62.9
Στιφρή αργ.	45.3	15.1	15.6		30		157.2
	x_{brk}	x_{res}	y_{brk}	y_{res}	$z_{up,brk}$	$z_{up,res}$	$z_{down,u}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
Μαλακή αργ	5	30	61	915	10	305	92
Στιφρή αργ.							61

Ως μέτρο σύγκρισης της διερεύνησης θεωρήθηκε η περίπτωση αγωγού με εξωτερική διάμετρο $D = 0.61$ m (24"), πάχος τοιχώματος $t = 25$ mm (1") και ποιότητα χάλυβα X65. Η διαφορά πίεσης λαμβάνεται ίση με $dP = 14$ MPa, ή το 50% της μέγιστης επιτρεπόμενης πίεσης $P_{max} = 28$ MPa, όπως προκύπτει από την Εξίσωση (2.22). Ο αγωγός διασταυρώνεται κάθετα με το ρήγμα ($\beta = 90^\circ$). Οι τιμές της εδαφικής αντίστασης και των σχετικών

μετατοπίσεων που προκύπτουν σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.4. Στα Σχήματα 6.4 και 6.5 παρουσιάζονται οι μέγιστες (ε_{\max}) και ελάχιστες παραμορφώσεις του αγωγού (ε_{\min}) για μαλακή και στιφρή άργιλο, αντίστοιχα, γωνίες κλίσης ρήγματος $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° και μετατόπιση ρήγματος $d = 4$ m.



Σχήμα 6.4. (α) Μέγιστες και (β) ελάχιστες παραμορφώσεις αγωγού για μαλακή άργιλο.

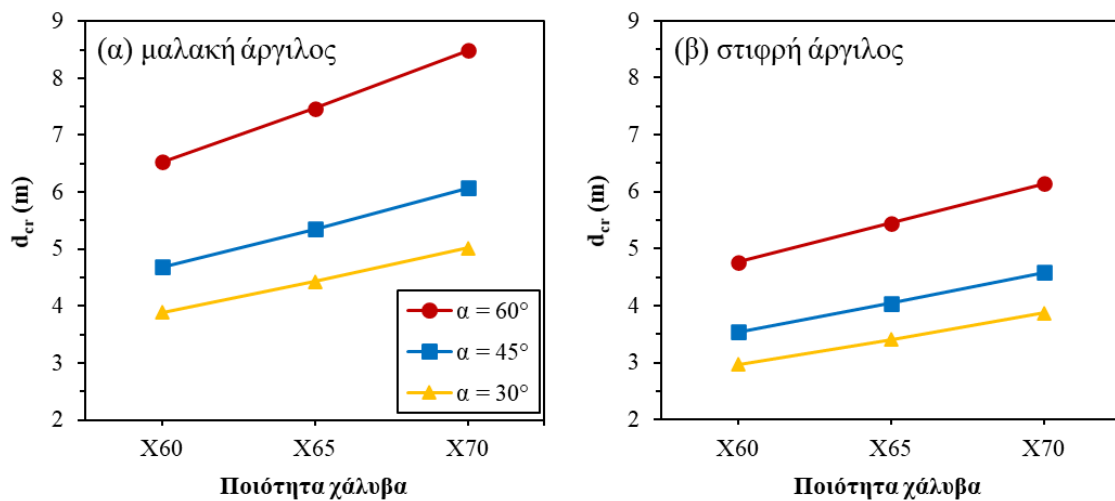


Σχήμα 6.5. (α) Μέγιστες και (β) ελάχιστες παραμορφώσεις αγωγού για στιφρή άργιλο.

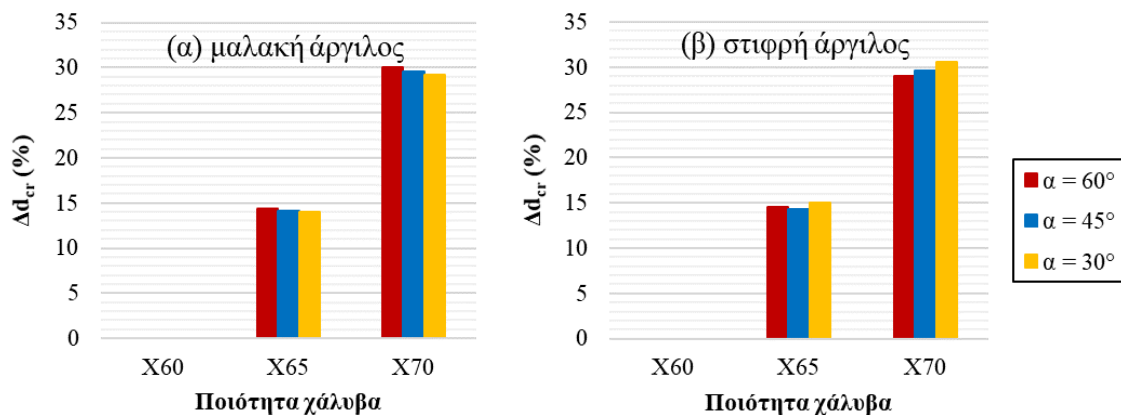
Όπως φαίνεται στα Σχήματα 6.4 και 6.5, αναπτύσσονται τόσο οι εφελκυστικές όσο και θλιπτικές παραμορφώσεις λόγω της εφελκυστικής και καμπτικής καταπόνησης του αγωγού. Υπό αυτές τις συνθήκες, η ακεραιότητα του αγωγού πρέπει να εξεταστεί έναντι εφελκυστικής διάρρηξης και τοπικού λυγισμού, όπως περιγράφεται στις Ενότητες 2.6.1 και 2.6.2, αντίστοιχα. Στην παρούσα μελέτη υιοθετείται το συντηρητικό όριο για εφελκυστική διάρρηξη: $\varepsilon_{t,cr} = 0.5\%$, το οποίο αντιστοιχεί σε διάρρηξη της περιμετρικής συγκόλλησης του αγωγού. Αντίστοιχα όρια προτείνονται από διάφορους κανονισμούς (CEN, 2007; API, 2013; DNV GL, 2017c).

6.3.1.1 Επιρροή της ποιότητας χάλυβα

Στο Σχήμα 6.6 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για ποιότητα χάλυβα X60, X65 και X70, πυθμένα από μαλακή και στιφρή άργιλο και τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης ρήγματος. Όπως αναμενόταν, η χρήση ισχυρότερου χάλυβα αυξάνει την αντοχή του αγωγού σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για στιφρή άργιλο καθώς αυξάνεται η εδαφική αντίσταση, ενώ μικρότερη γωνία κλίσης οδηγεί σε μικρότερες κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος. Αυτό μπορεί να αποδοθεί στην αυξημένη εδαφική μετακίνηση κατά μήκος της αξονικής διεύθυνσης του αγωγού για το ίδιο μέγεθος μετατόπισης ρήγματος, η οποία οδηγεί σε αυξημένο αξονικό εφελκυσμό του αγωγού. Σημειώνεται ότι η αντοχή του αγωγού αυξάνεται γραμμικά σε όλες τις περιπτώσεις.



Σχήμα 6.6. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.

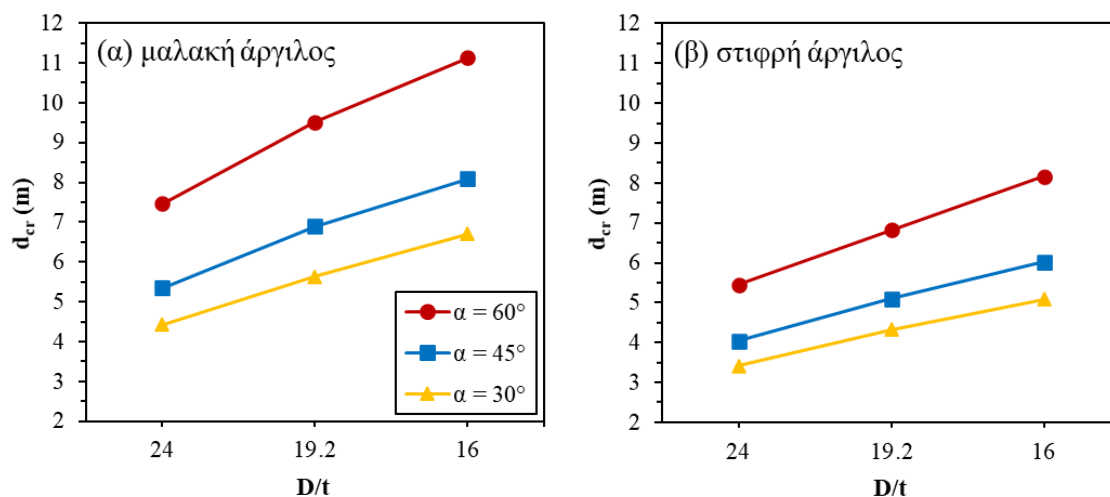


Σχήμα 6.7. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.

Στο Σχήμα 6.7 παρουσιάζεται η μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος, Δd_{cr} , υπό τη μορφή ραβδογράμματος. Η μεταβολή της αντοχής του αγωγού δείχνει να μην επηρεάζεται από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα και την κλίση του ρήγματος. Η χρήση χάλυβα ποιότητας X65, έναντι ποιότητας X60, αυξάνει την αντοχή του αγωγού κατά μία μέση τιμή 14.2% για μαλακή άργιλο και 14.6% για στιφρή άργιλο. Η χρήση χάλυβα ποιότητας X70 αυξάνει την αντοχή του αγωγού κατά μία μέση τιμή 29.6% για μαλακή άργιλο και 29.7% για στιφρή άργιλο.

6.3.1.2 Επιρροή της διατομής αγωγού

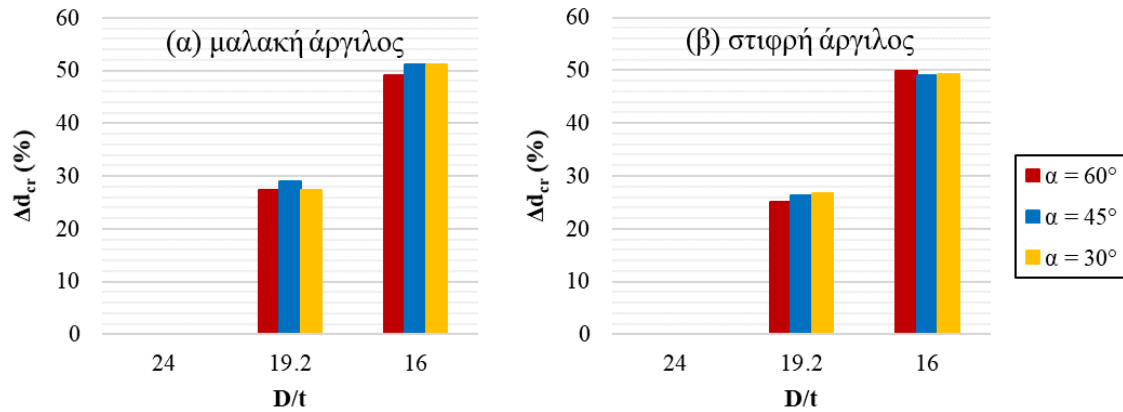
Στο Σχήμα 6.8 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για τρεις διαφορετικές γεωμετρίες του αγωγού. Για λόγο διατομής προς πάχος τοιχώματος $D/t = 24, 19.2$ και 16 , η διάμετρος του αγωγού είναι ίση με $D = 0.61$ σε κάθε περίπτωση, ενώ το πάχος τοιχώματος $t = 25, 32$ και 38 mm, αντίστοιχα. Η χρήση μεγαλύτερου πάχους διατομής αυξάνει την αντοχή του αγωγού σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για στιφρή άργιλο, λόγω της αύξησης της εδαφικής αντίστασης. Μικρότερη γωνία κλίσης οδηγεί σε μικρότερες κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, λόγω της αυξημένης εδαφικής μετακίνησης κατά μήκος της αξονικής διεύθυνσης του αγωγού για το ίδιο μέγεθος μετατόπισης ρήγματος. Τέλος, σημειώνεται ότι η αντοχή του αγωγού αυξάνεται γραμμικά σε όλες τις περιπτώσεις.



Σχήμα 6.8. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.9, η μεταβολή της αντοχής του αγωγού δείχνει να μην επηρεάζεται από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα και την κλίση του ρήγματος. Η χρήση αγωγού με πάχος τοιχώματος $t = 32$ mm, έναντι of $t = 25$ mm, αυξάνει την αντοχή

του αγωγού κατά μία μέση τιμή 27.9% για μαλακή άργιλο και 26% για στιφρή άργιλο. Η χρήση αγωγού με πάχος τοιχώματος $t = 38 \text{ mm}$ αυξάνει την αντοχή του αγωγού κατά μία μέση τιμή 50.5% για μαλακή άργιλο και 49.4% για στιφρή άργιλο.

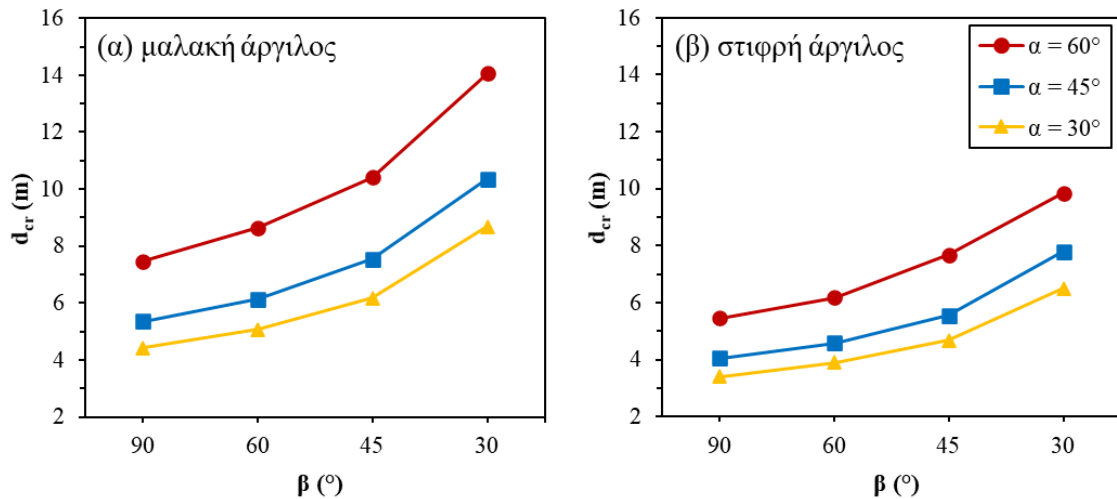


Σχήμα 6.9. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.

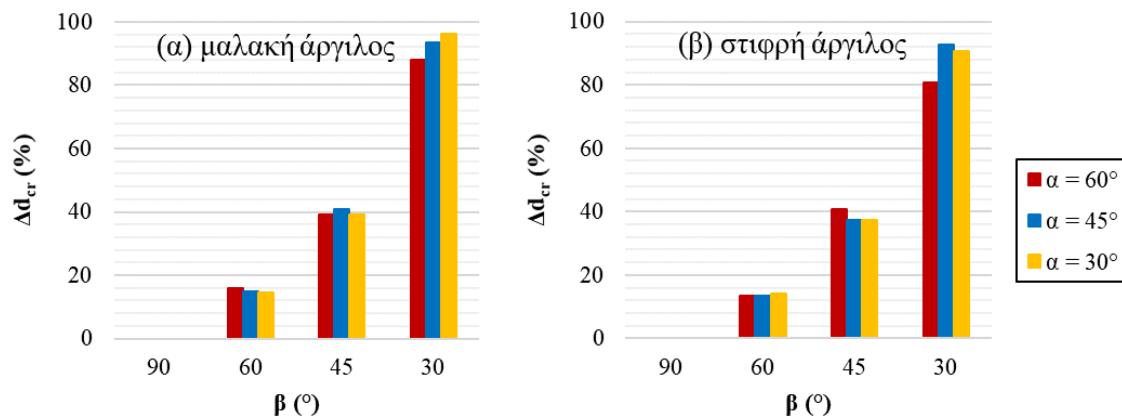
6.3.1.3 Επιρροή της γωνίας διασταύρωσης

Στο Σχήμα 6.10 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για τέσσερις διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης αγωγού-ρήγματος: $\beta = 90^\circ$, 60° , 45° και 30° (Σχήμα 6.1β). Όπως αναμενόταν, η διάσχιση του ρήγματος υπό μικρότερη γωνία διασταύρωσης αυξάνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για στιφρή άργιλο, λόγω της αύξησης της εδαφικής αντίστασης. Τέλος, μικρότερη γωνία κλίσης οδηγεί σε μικρότερες κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, λόγω της αυξημένης εδαφικής μετακίνησης κατά μήκος της αξονικής διεύθυνσης του αγωγού για το ίδιο μέγεθος μετατόπισης ρήγματος.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.11, η μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος δείχνει να μην επηρεάζεται από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα και την κλίση του ρήγματος. Η διάσχιση του ρήγματος υπό γωνία $\beta = 60^\circ$, έναντι της κάθετης διάσχισης ($\beta = 90^\circ$), αυξάνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος κατά μία μέση τιμή 15% για μαλακή άργιλο και 13.7% για στιφρή άργιλο. Η διάσχιση υπό γωνία $\beta = 45^\circ$ αυξάνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος κατά μία μέση τιμή 39.8% για μαλακή άργιλο και 38.5% για στιφρή άργιλο. Η διάσχιση υπό γωνία $\beta = 30^\circ$ αυξάνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος κατά μία μέση τιμή 92.6% για μαλακή άργιλο και 88.1% για στιφρή άργιλο. Η ευνοϊκή συνεισφορά της μικρής γωνίας διασταύρωσης μεταξύ αγωγού και κανονικού ρήγματος έχει αναφερθεί και σε παλαιότερες έρευνες (Karamitros et al., 2011).



Σχήμα 6.10. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.



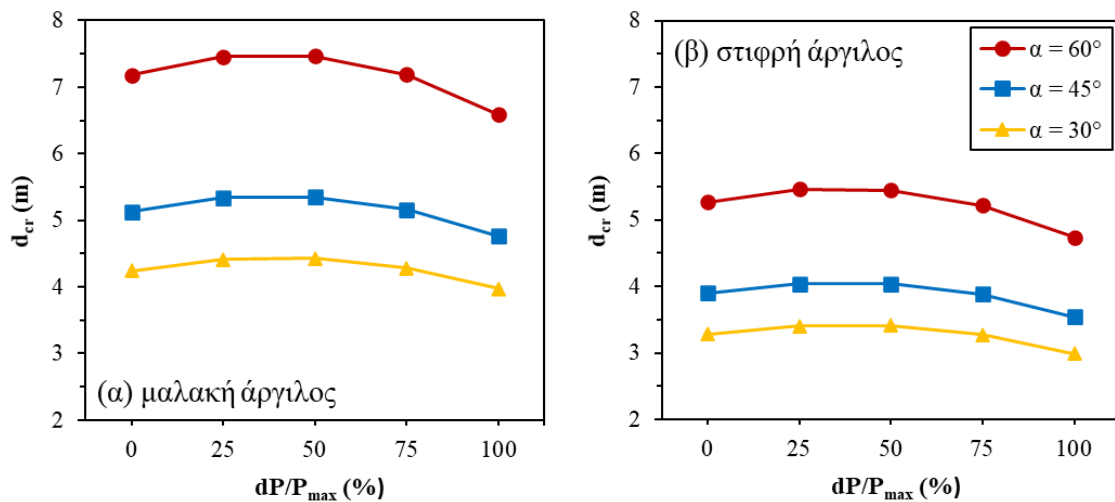
Σχήμα 6.11. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.

Εν αντιθέσει με τα προηγούμενα μέτρα προστασίας, η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος αυξάνεται εκθετικά σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Το παραπάνω σημαίνει ότι μια μικρή μείωση της γωνίας διασταύρωσης μπορεί να είναι ιδιαίτερα ευνοϊκή για την ακεραιότητα του αγωγού. Παρ' όλα αυτά, αξίζει να σημειωθεί ότι οι σχετικές εδαφικές μετακινήσεις μεταξύ του υπερκείμενου και του υποκείμενου τεμάχους, δύνανται να προκαλέσουν υποθαλάσσιες κατολισθήσεις. Σε αυτήν την περίπτωση, ένας αγωγός με μικρή γωνία διασταύρωσης είναι περισσότερο ευάλωτος σε κατολισθήσεις, λόγω του μεγαλύτερου μήκους του που είναι εκτεθειμένο στον κίνδυνο.

6.3.1.4 Επιρροή της διαφοράς πίεσης

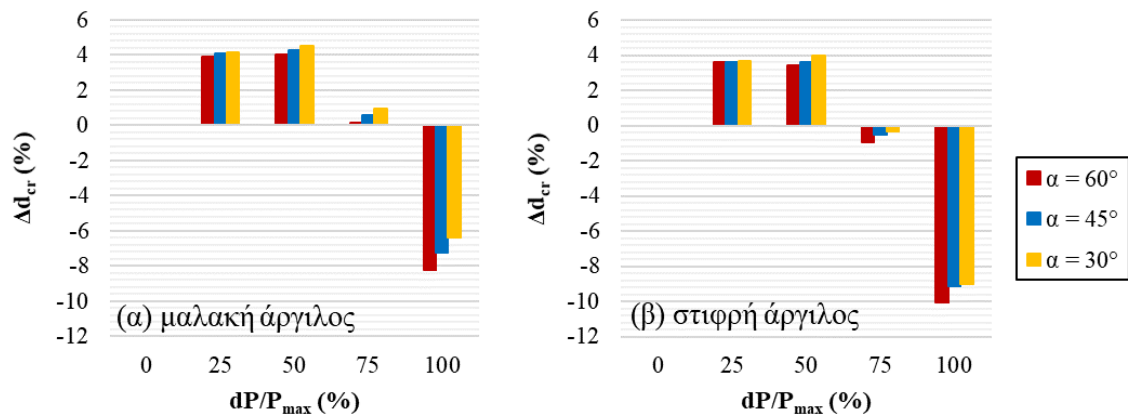
Στο Σχήμα 6.12 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για τέσσερις διαφορετικές διαφορές πίεσης. Για λόγο διαφοράς πίεσης $dP/P_{max} = 0, 25, 50, 75$ και 100% ,

η μέγιστη επιτρεπόμενη πίεσης είναι $P_{\max} = 28 \text{ MPa}$, ενώ η διαφορά πίεσης $dP = 0, 7, 14, 21$ και 28 MPa , αντίστοιχα. Όπως φαίνεται στο σχήμα, η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος αρχικά αυξάνεται, για διαφορές πίεσης $dP/P_{\max} = 25$ και 50% , και ακολούθως μειώνεται για μεγαλύτερες τιμές. Η συμπεριφορά αυτή είναι σύμφωνη με τα αποτελέσματα των Trifonov and Cherniy (2012) και εξηγείται από τη συμπεριφορά της περιμετρικής τάσης (hoop stress) στο κριτήριο αστοχίας Von Mises, που χρησιμοποιείται για την προσομοίωση της αστοχίας του αγωγού. Επιπλέον, η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για στιφρή άργιλο, λόγω της αύξησης της εδαφικής αντίστασης. Τέλος, μικρότερη γωνία κλίσης οδηγεί σε μικρότερες κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, λόγω της αυξημένης εδαφικής μετακίνησης κατά μήκος της αξονικής διεύθυνσης του αγωγού για το ίδιο μέγεθος μετατόπισης ρήγματος.



Σχήμα 6.12. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.13, η μεταβολή της αντοχής του αγωγού δείχνει να επηρεάζεται ελαφρώς από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα και τη κλίση του ρήγματος. Για μαλακή άργιλο και λόγο διαφοράς πίεσης $dP/P_{\max} = 25, 50, 75$ και 100% η μέση μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος είναι $\Delta d_{cr} = 4, 4.3, 0.6$ και -7.3% , αντίστοιχα, συγκριτικά με την περίπτωση $dP/P_{\max} = 0\%$. Για στιφρή άργιλο και λόγο διαφοράς πίεσης $dP/P_{\max} = 25, 50, 75$ και 100% η μέση μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος είναι $\Delta d_{cr} = 3.6, 3.7, -0.6$ και -9.4% , αντίστοιχα, συγκριτικά με την περίπτωση $dP/P_{\max} = 0\%$. Η μέγιστη βελτίωση της αντοχής του αγωγού παρατηρείται μεταξύ των λόγων διαφοράς πίεσης $dP/P_{\max} = 100$ και 50% και ισούται με 11.6% για μαλακή και 13.1% για στιφρή άργιλο.



Σχήμα 6.13. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) μαλακή και (β) στιφρή άργιλο.

6.3.2 Ανάστροφο ρήγμα

Στην περίπτωση ανάστροφου ρήγματος, ο αγωγός θεωρείται ότι βρίσκεται τοποθετημένος σε πυθμένα από χαλαρή και πυκνή άμμο, με τις ιδιότητες του Πίνακα 6.2. Τα μέτρα προστασίας που εξετάζονται και οι αντίστοιχες τιμές παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.5, όπου X60, X65 και X70 οι ποιότητες χάλυβα (βλ. Πίνακα 6.1), D/t ο λόγος διαμέτρου προς πάχος τοιχώματος, β η γωνία διασταύρωσης του αγωγού με τη διεύθυνση του ρήγματος (βλ. Σχήμα 6.1β), k ο συντελεστής απομείωσης τριβής και dP/P_{max} ο λόγος διαφοράς πίεσης.

Πίνακας 6.5. Τιμές των μέτρων προστασίας για ανάστροφο ρήγμα.

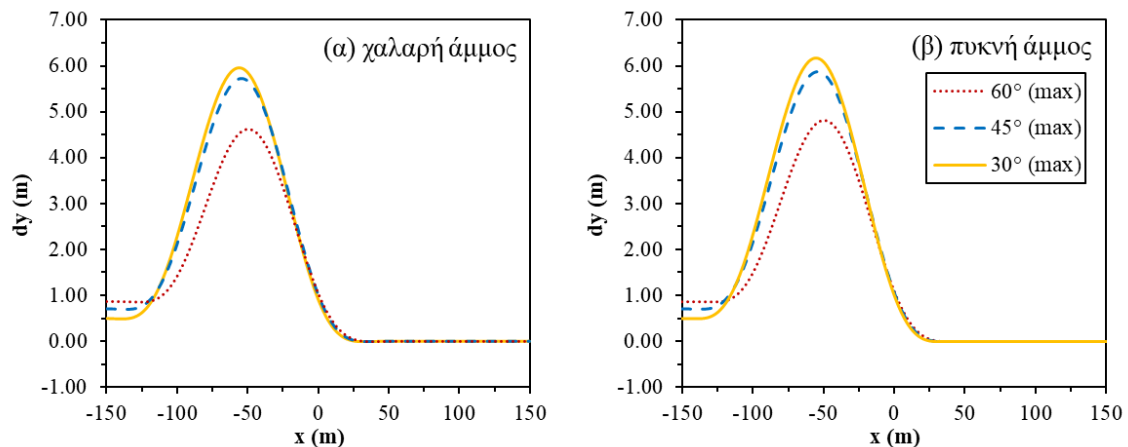
Παράμετρος	Τιμή
Ποιότητα χάλυβα	X60, X65, X70
D/t	24, 19.2, 16
β (°)	90°, 60°, 45°, 30°
k	0.9, 0.7, 0.5, 0.3
dP/P_{max} (%)	0, 25, 50, 75, 100

Ως μέτρο σύγκρισης της διερεύνησης θεωρήθηκε η περίπτωση αγωγού με εξωτερική διάμετρο $D = 0.61$ m (24"), πάχος τοιχώματος $t = 25$ mm (1") και ποιότητα χάλυβα X65. Η διαφορά πίεσης λαμβάνεται ίση με $dP = 14$ MPa, ή το 50% της μέγιστης επιτρεπόμενης πίεσης $P_{max} = 28$ MPa, σύμφωνα με την Εξίσωση (2.22). Ο αγωγός διασταυρώνεται κάθετα με το ρήγμα, ($\beta = 90^\circ$), και θεωρείται ότι αποτελείται από λείο χάλυβα χωρίς επικάλυψη

($k = 0.7$). Οι τιμές της εδαφικής αντίστασης και των σχετικών μετατοπίσεων που προκύπτουν σύμφωνα με τα παραπάνω δεδομένα παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.6. Στα Σχήματα 6.14 και 6.15 παρουσιάζονται οι κατακόρυφες μετατοπίσεις και οι παραμορφώσεις του αγωγού, αντίστοιχα, για χαλαρή και πυκνή άμμο γωνίες κλίσης ρήγματος $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° και μετατόπιση ρήγματος $d = 1$ m.

Πίνακας 6.6. Τιμές δυνάμεων αλληλεπίδρασης και σχετικών μετατοπίσεων.

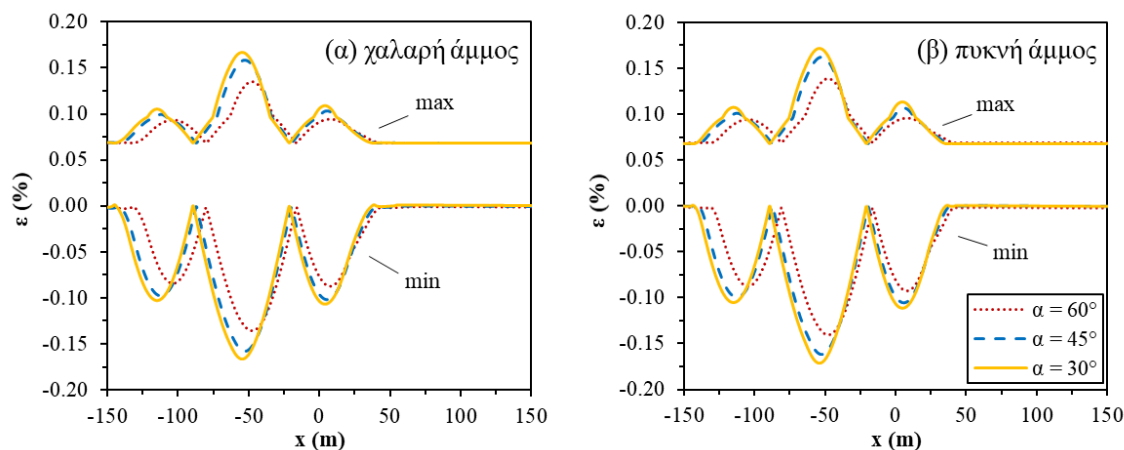
	Αξονική f_u (kN/m)	Πλευρική p_{brk} (kN/m)	Άνωθεν p_{res} (kN/m)	Άνωθεν w_s (kN/m)	Κάτωθεν $q_{down,u}$ (kN/m)
Χαλαρή άμμος	0.6	5.8	0.4	1.2	60.9
Πυκνή άμμος	0.8	7.2	0.6		409.1
	x_u (mm)	y_{brk} (mm)	y_{res} (mm)	$z_{up,u}$ (mm)	$z_{down,u}$ (mm)
Χαλαρή άμμος	5	305	915	10	92
Πυκνή άμμος		122			61



Σχήμα 6.14. Κατακόρυφες μετατοπίσεις αγωγού για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

Όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.14, ο αγωγός βρίσκεται σε κατακόρυφο λυγισμό, καθώς η μετατόπισή του προς τα πάνω είναι πολύ μεγαλύτερη από την μετατόπιση του ρήγματος. Συγκεκριμένα, η μέγιστη μετατόπιση είναι $dy_{max} = 4.6, 5.7$ και 6 m για χαλαρή άμμο και $dy_{max} = 4.8, 5.9$ και 6.2 m για πυκνή άμμο και γωνία κλίσης ρήγματος $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα. Ως εκ τούτου, σύμφωνα με την Ενότητα 2.6.3, ο αγωγός πρέπει να ελεγχθεί

έναντι διαφόρων μορφών αστοχίας, συμπεριλαμβανομένων της εφελκυστικής διάρρηξης και του τοπικού λυγισμού. Όμως, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.15, οι θλιπτικές παραμορφώσεις παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές σε σχέση με τις εφελκυστικές, υποδεικνύοντας ότι η αστοχία έναντι τοπικού λυγισμού είναι πιο πιθανή στην εξεταζόμενη περίπτωση.



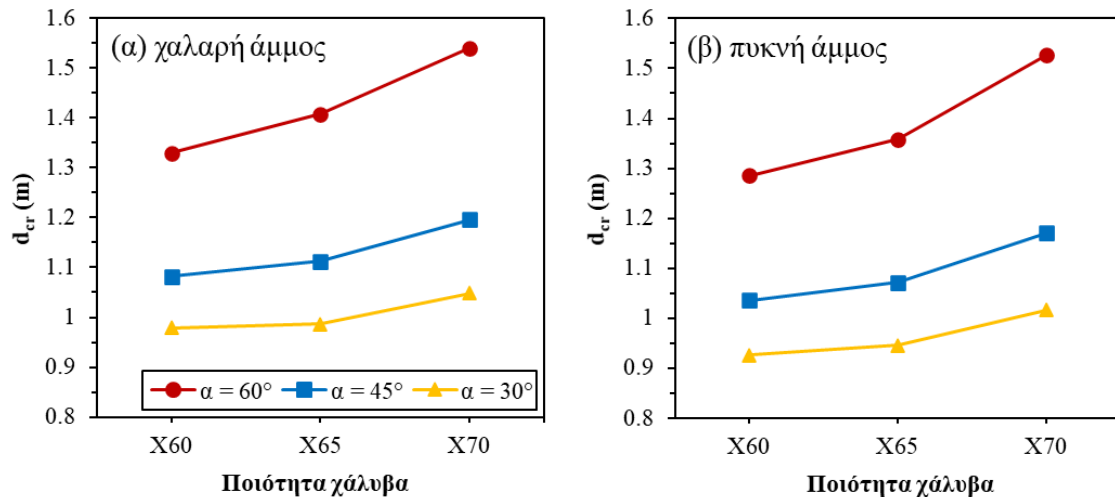
Σχήμα 6.15. Μέγιστες (max) και ελάχιστες (min) παραμορφώσεις αγωγού για (α) μαλακή και (β) πυκνή άμμο.

Υπό αυτές τις συνθήκες, ο αγωγός ελέγχεται έναντι τοπικού λυγισμού χρησιμοποιώντας το κριτήριο αστοχίας βάσει των αναπτυσσόμενων φορτίων στον αγωγό που περιγράφεται στην Εξίσωση (2.21) της Ενότητας 2.6.3, σύμφωνα με τον διεθνή κανονισμό DNVGL-RP-F110 (DNV GL, 2018). Σημειώνεται ότι το εν λόγω κριτήριο είναι πιο συντηρητικό σε σχέση με τα αντίστοιχα κριτήρια βάσει των αναπτυσσόμενων παραμορφώσεων, που περιγράφονται στην Ενότητα 2.6.2. Επιπλέον, αξίζει να αναφερθεί ότι σε πραγματικές συνθήκες, η ύπαρξη των υποθαλάσσιων ρευμάτων ή καμπυλώσεων στον αγωγό μπορεί να οδηγούσε στην ανάπτυξη πλευρικού λυγισμού, αντί για κατακόρυφο που εμφανίζεται εδώ. Ωστόσο, η μορφή αστοχίας του αγωγού δεν θα διαφοροποιούνταν.

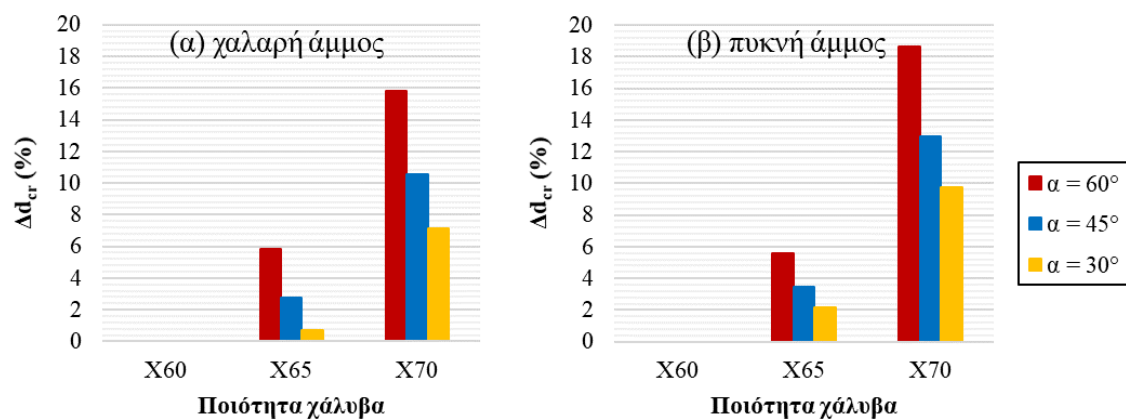
6.3.2.1 Επιρροή της ποιότητας χάλυβα

Στο Σχήμα 6.16 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για ποιότητες χάλυβα X60, X65 και X70, χαλαρή και πυκνή άμμο και τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης ρήγματος. Όπως αναμενόταν, η χρήση χάλυβα καλύτερης ποιότητας αυξάνει την αντοχή του αγωγού σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για πυκνότερη άμμο, λόγω της αύξησης της εδαφικής αντίστασης.

Επίσης, μικρότερη γωνία κλίσης οδηγεί σε μικρότερες κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος. Αυτό μπορεί να αποδοθεί στην αυξημένη εδαφική μετακίνηση κατά μήκος της αξονικής διεύθυνσης του αγωγού για το ίδιο μέγεθος μετατόπισης ρήγματος, η οποία οδηγεί σε αυξημένο αξονικό εφελκυσμό του αγωγού.



Σχήμα 6.16. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.



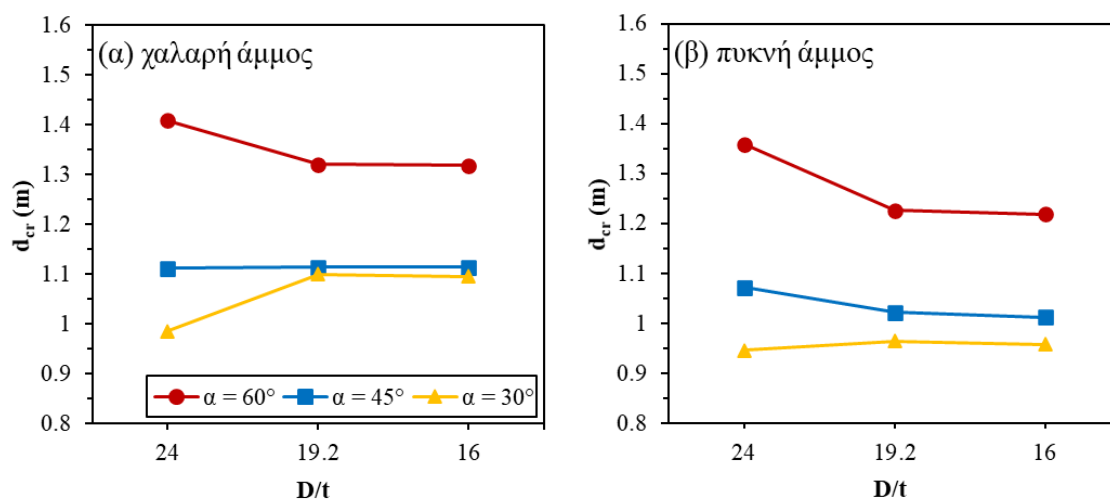
Σχήμα 6.17. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.17, η μεταβολή της αντοχής του αγωγού δείχνει να επηρεάζεται ελαφρώς από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα. Από την άλλη, η γωνία κλίσης του ρήγματος επηρεάζει ξεκάθαρα την αντοχή του αγωγού, με μικρότερες γωνίες να είναι λιγότερο ευνοϊκές. Το παραπάνω μπορεί να αποδοθεί στην αυξημένη εδαφική μετακίνηση κατά μήκος της αξονικής διεύθυνσης του αγωγού για το ίδιο μέγεθος μετατόπισης ρήγματος. Η χρήση χάλυβα ποιότητα X65, έναντι X60, αυξάνει την αντοχή του αγωγού κατά $\Delta d_{cr} = 5.9, 2.8$ και 0.7% για χαλαρή και $\Delta d_{cr} = 5.6, 3.5$ και 2.2% για πυκνή άμμο και

γωνία κλίσης $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα. Η χρήση χάλυβα ποιότητας X70 αυξάνει την αντοχή του αγωγού κατά $\Delta d_{cr} = 15.8, 10.5$, και 7.1% για χαλαρή και $\Delta d_{cr} = 18.7, 12.9$ και 9.8% για πυκνή άμμο και $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα

6.3.2.2 Επιρροή της διατομής αγωγού

Στο Σχήμα 6.18 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για λόγους διατομής προς πάχος τοιχώματος $D/t = 24, 19.2$ και 16 , χαλαρή και πυκνή άμμο και τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης ρήγματος. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για πυκνότερη άμμο, λόγω της αύξησης της εδαφικής αντίστασης. Ωστόσο, παρατηρείται ότι η χρήση μεγαλύτερου πάχους τοιχώματος δεν αυξάνει απαραίτητα την αντοχή του αγωγού. Πιο συγκεκριμένα, για γωνία κλίσης ρήγματος $\alpha = 60^\circ$ η χρήση παχύτερου αγωγού μειώνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος, ενώ για $\alpha = 30^\circ$ η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος αυξάνεται ελαφρώς. Για γωνία κλίσης $\alpha = 45^\circ$ η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος παραμένει σχεδόν σταθερή τόσο για χαλαρή όσο και για πυκνή άμμο.

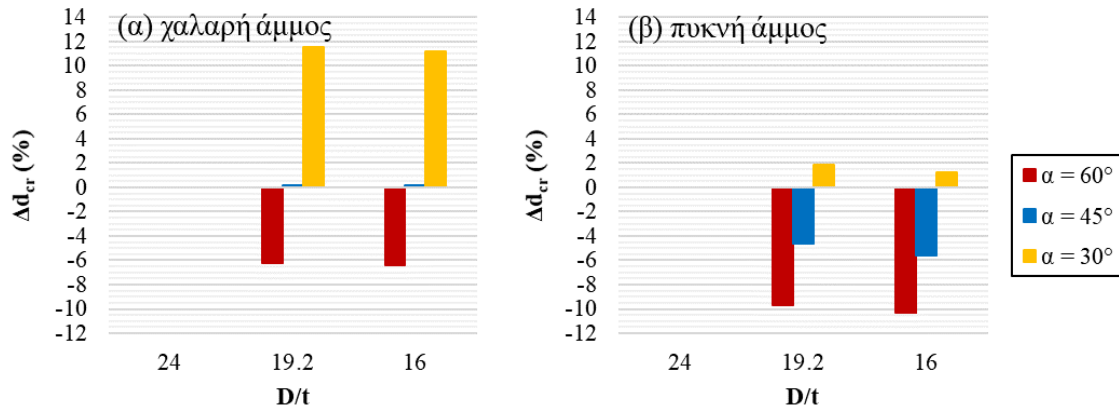


Σχήμα 6.18. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

Τα παραπάνω αποτελέσματα είναι σε αντιδιαστολή με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για κανονικό ρήγμα, όπου η χρήση παχύτερου αγωγού ήταν ευεργετική σε κάθε περίπτωση. Η διαφοροποίηση αυτή μπορεί να αποδοθεί στον τρόπο υπολογισμού της αξονικής εδαφικής αντίστασης που χρησιμοποιήθηκε στις δύο περιπτώσεις. Για την περίπτωση κανονικού ρήγματος ο πυθμένας θεωρήθηκε ότι αποτελείται από αργιλώδες (συνεκτικό) έδαφος και η αξονική εδαφική αντίσταση υπολογίστηκε με την Εξίσωση (2.11) (βλ. Ενότητα 2.5.2.2) αγνοώντας την επιρροή του βάρους του αγωγού. Αντίθετα, για την περίπτωση ανάστροφου ρήγματος ο πυθμένας θεωρήθηκε ότι αποτελείται από αμμόδες

(μη-συνεκτικό) έδαφος και η αξονική εδαφική αντίσταση υπολογίστηκε με την Εξίσωση (2.6) (βλ. Ενότητα 2.5.2.1), η οποία λαμβάνει υπόψη το βάρος του αγωγού. Έτσι, το μεγαλύτερο πάχος τοιχώματος αυξάνει το βάρος του αγωγού, και συνεπώς, την αξονική εδαφική αντίσταση. Το παραπάνω φαίνεται να αντισταθμίζει τα όποια οφέλη από τη χρήση ισχυρότερης διατομής. Το φαινόμενο παρουσιάζεται πιο έντονα για μεγάλες γωνίες κλίσης ρήγματος, λόγω της μεγαλύτερης καμπτικής καταπόνησης του αγωγού.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.19, η μεταβολή της αντοχής του αγωγού επηρεάζεται τόσο από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα όσο και από τη γωνία κλίσης του ρήγματος. Για λόγο διατομής προς πάχος τοιχώματος $D/t = 19.2$, έναντι 24, η μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος είναι $\Delta d_{cr} = -6.2, 0.2$ και 11.6% για χαλαρή και $\Delta d_{cr} = -9.7, -4.7$, και 1.9% για πυκνή άμμο και γωνία κλίσης $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα. Για $D/t = 16$ η μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος είναι $\Delta d_{cr} = -6.4, 0.2$ και 11.2% για χαλαρή και $\Delta d_{cr} = -10.3, -5.6$, και 1.3% για πυκνή άμμο και $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα. Σε γενικές γραμμές, η χρήση παχύτερου αγωγού φαίνεται να είναι πιο ευνοϊκή για μικρότερη γωνία κλίσης ρήγματος, λόγω των αυξημένων αξονικών δυνάμεων που ασκούνται στον αγωγό.

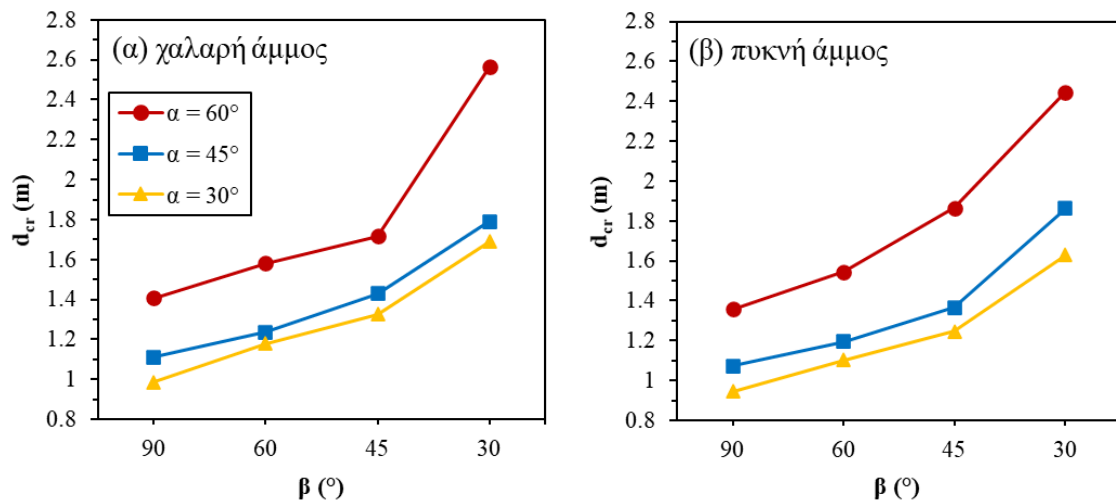


Σχήμα 6.19. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

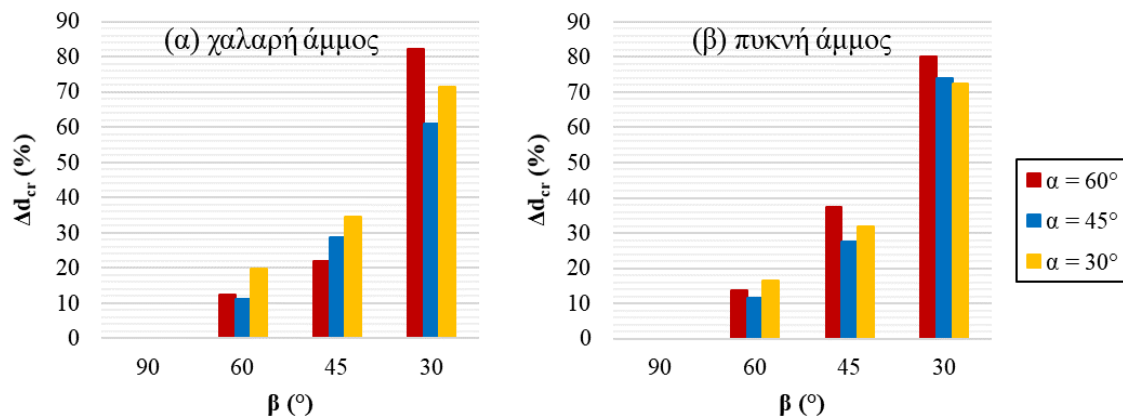
6.3.2.3 Επιρροή της γωνίας διασταύρωσης

Στο Σχήμα 6.20 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για γωνίες διασταύρωσης αγωγού-ρήγματος $\beta = 90^\circ, 60^\circ, 45^\circ$ και 30° (βλ. Σχήμα 2.1), χαλαρή και πυκνή άμμο και τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης ρήγματος. Αντίστοιχα με την περίπτωση κανονικού ρήγματος, η διάσχιση του ρήγματος υπό μικρότερη γωνία είναι ευνοϊκή για την ακεραιότητα του αγωγού σε κάθε περίπτωση. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι

γενικά μικρότερη για πυκνότερη άμμο και μικρότερη γωνία κλίσης ρήγματος, λόγω της αυξημένης αξονικής εδαφικής αντίστασης.



Σχήμα 6.20. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.



Σχήμα 6.21. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

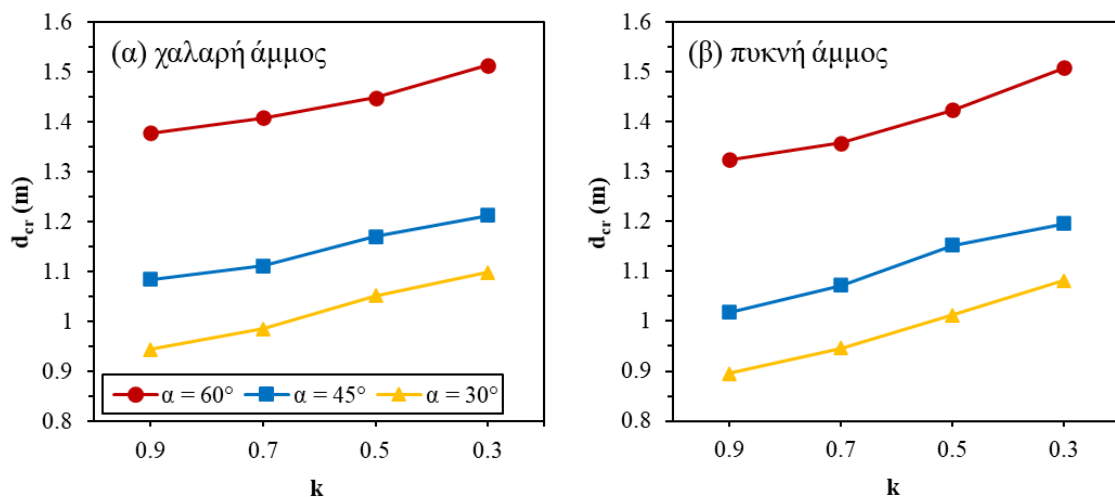
Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.21, η μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος επηρεάζεται ελαφρώς με τα χαρακτηριστικά του πυθμένα και τη γωνία κλίσης του ρήγματος. Η διάσχιση υπό γωνία $\beta = 60^\circ$, έναντι κάθετης διάσχισης ($\beta = 90^\circ$), αυξάνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος κατά μία μέση τιμή 14.4% για χαλαρή και 13.9% για πυκνή άμμο. Η διάσχιση υπό γωνία $\beta = 45^\circ$ αυξάνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος κατά μία μέση τιμή 28.3% για χαλαρή και 32.2% για πυκνή άμμο. Η διάσχιση υπό γωνία $\beta = 30^\circ$ αυξάνει την κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος κατά μία μέση τιμή 71.5% για χαλαρή και 75.4% για πυκνή άμμο. Η ευνοϊκή συνεισφορά της μικρής γωνίας διασταύρωσης μεταξύ

αγωγού και ανάστροφου ρήγματος έχει αναφερθεί και σε παλαιότερες έρευνες (Joshi et al., 2011).

Αντίστοιχα με την περίπτωση κανονικού ρήγματος, η αντοχή του αγωγού αυξάνεται εκθετικά τόσο για χαλαρή όσο και για πυκνή άμμο. Εντούτοις, η βελτίωση της αντοχής του αγωγού είναι μικρότερη συγκριτικά με την περίπτωση κανονικού ρήγματος, για τις αντίστοιχες γωνίες διασταύρωσης. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι οι σχετικές εδαφικές μετακινήσεις μεταξύ του υπερκείμενου και του υποκείμενου τεμάχους, δύνανται να προκαλέσουν υποθαλάσσιες κατολισθήσεις. Σε αυτήν την περίπτωση, ένας αγωγός με μικρή γωνία διασταύρωσης είναι περισσότερο ευάλωτος σε κατολισθήσεις, λόγω του μεγαλύτερου μήκους του που είναι εκτεθειμένο στον κίνδυνο.

6.3.2.4 *Επιρροή της επικάλυψης*

Στο Σχήμα 6.22 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για συντελεστή απομείωσης τριβής $k = 0.9, 0.7, 0.5$ και 0.3 , χαλαρή και πυκνή άμμο και τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης ρήγματος. Όπως αναμενόταν, η χρήση μικρότερου συντελεστή είναι ευνοϊκή για την ακεραιότητα του αγωγού σε κάθε περίπτωση. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για πυκνότερη άμμο και μικρότερη γωνία κλίσης ρήγματος, λόγω της αυξημένης αξονικής εδαφικής αντίστασης.

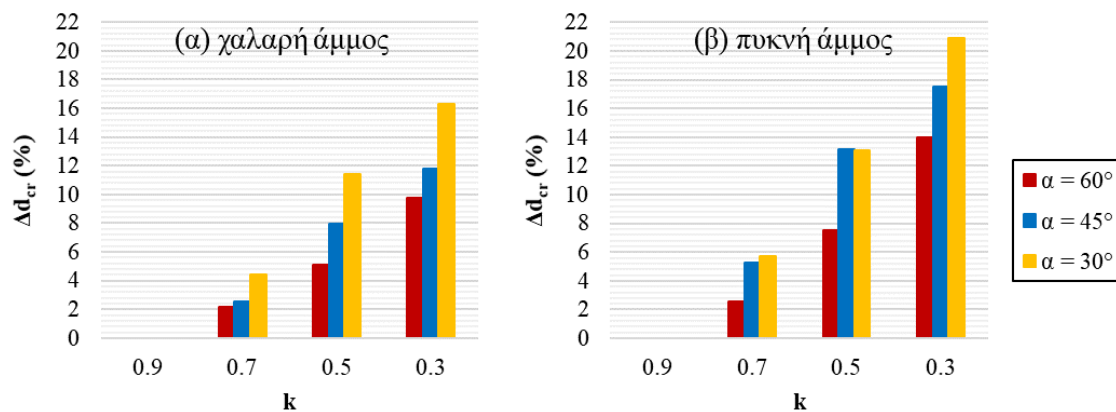


Σχήμα 6.22. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.23, η μεταβολή της αντοχής του αγωγού επηρεάζεται ελαφρώς από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα. Από την άλλη, η γωνία κλίσης του ρήγματος φαίνεται να επηρεάζει περισσότερο τη μεταβολή της κρίσιμη μετατόπισης ρήγματος, με μικρότερες γωνίες να επηρεάζονται περισσότερο. Το παραπάνω μπορεί να

αποδοθεί στη μείωση της αξονικής εδαφικής αντίστασης σε μεγαλύτερο τμήμα του αγωγού για μικρές γωνίες.

Για συντελεστή απομείωσης τριβής $k = 0.7$ (λείος χάλυβας), έναντι 0.9 (τραχύς χάλυβας), η αντοχή του αγωγού αυξάνεται κατά $\Delta d_{cr} = 2.2, 2.6$ και 4.4% για χαλαρή και $\Delta d_{cr} = 2.6, 5.3$ και 5.7% για πυκνή άμμο και γωνία κλίσης $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα. Συντελεστής $k = 0.5$ (επικάλυψη πολυαιθυλενίου) αυξάνει την αντοχή κατά $\Delta d_{cr} = 5.1, 7.9$ και 11.4% για χαλαρή άμμο και $\Delta d_{cr} = 7.6, 13.2$ και 13.1% για πυκνή άμμο και $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα. Στην ακραία περίπτωση συντελεστή $k = 0.3$ η αντοχή του αγωγού αυξάνεται κατά $\Delta d_{cr} = 9.8, 11.8$ και 16.3% για χαλαρή άμμο και $\Delta d_{cr} = 14, 17.5$ και 20.9% για πυκνή άμμο και $\alpha = 60^\circ, 45^\circ$ και 30° , αντίστοιχα.

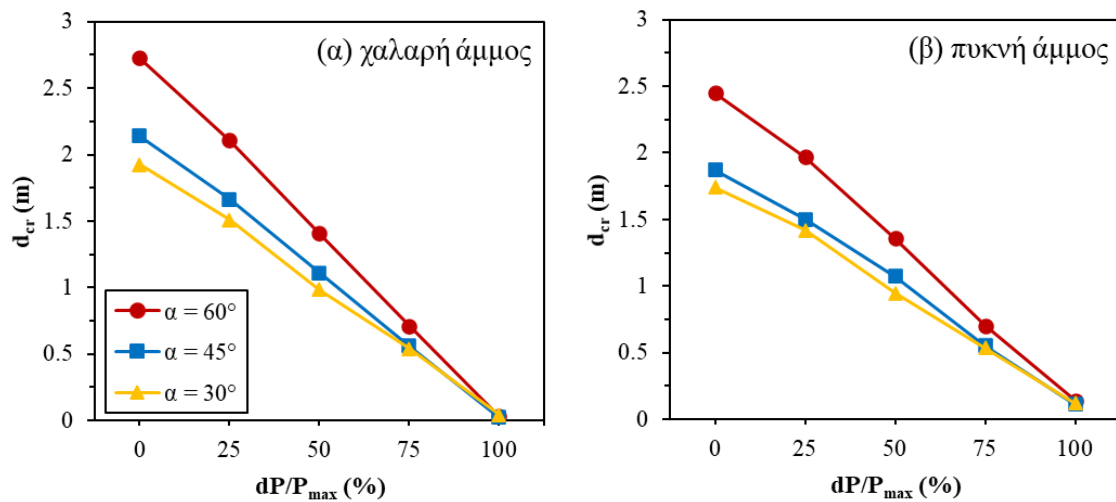


Σχήμα 6.23. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

6.3.2.5 Επιρροή της διαφοράς πίεσης

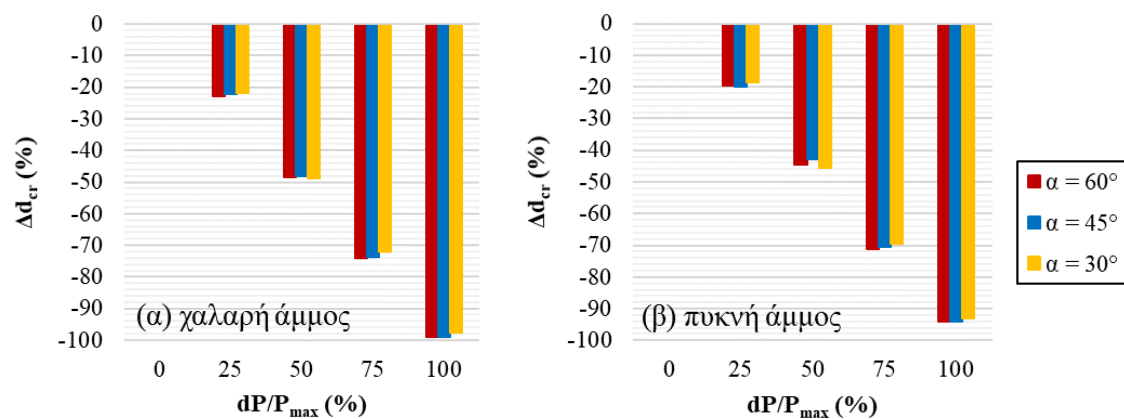
Στο Σχήμα 6.24 παρουσιάζονται οι κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος, d_{cr} , για λόγο διαφοράς πίεσης $dP/P_{max} = 0, 25, 50, 75$ και 100% , χαλαρή και πυκνή άμμο και τρεις διαφορετικές γωνίες κλίσης ρήγματος. Όπως φαίνεται στο σχήμα, όσο αυξάνεται η διαφορά πίεσης, η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος μειώνεται σε κάθε περίπτωση. Η παραπάνω συμπεριφορά μπορεί να αποδοθεί στο κριτήριο αστοχίας που χρησιμοποιείται. Όπως γίνεται φανερό από την Εξίσωση (2.21) της Ενότητας 2.6.3, όσο αυξάνεται η διαφορά πίεσης, το αντίστοιχο μέρος της εξίσωσης φαίνεται να αποκτά κυρίαρχο ρόλο στον υπολογισμό της αντοχής του αγωγού. Επιπλέον, η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος είναι γενικά μικρότερη για πυκνότερη άμμο και μικρότερη γωνία κλίσης ρήγματος, λόγω της αυξημένης αξονικής εδαφικής αντίστασης. Σημειώνεται, ότι για τη μέγιστη διαφορά

πίεσης ($dP/P_{\max} = 100\%$), η αστοχία του αγωγού συμβαίνει για πάρα πολύ μικρές τιμές μετατόπισης ρήγματος, οι οποίες πρακτικά ισούνται με το μηδέν.



Σχήμα 6.24. Κρίσιμες μετατοπίσεις ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

Όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 6.25, η μεταβολή της αντοχής του αγωγού επηρεάζεται ελαφρώς από τα χαρακτηριστικά του πυθμένα και τη γωνία κλίσης του ρήγματος. Για χαλαρή άμμο και λόγο διαφοράς πίεσης $dP/P_{\max} = 25, 50, 75$ και 100% η μέση μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος είναι $\Delta d_{cr} = -22.2\%, -48.4\%, -73.2\%$ και -98.5% , αντίστοιχα. Για πυκνή άμμο, και λόγο διαφοράς πίεσης $dP/P_{\max} = 25, 50, 75$ και 100% η μέση μεταβολή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος είναι $\Delta d_{cr} = -20.4\%, -45.4\%, -71.2\%$ και -95.3% , αντίστοιχα.



Σχήμα 6.25. Μεταβολή των κρίσιμων μετατοπίσεων ρήγματος για (α) χαλαρή και (β) πυκνή άμμο.

6.4 Συμπεράσματα

Στο παρόν Κεφάλαιο διερευνήθηκε η επιρροή εύκολα εφαρμόσιμων μέτρων προστασίας σε βαθείς υποθαλάσσιους αγωγούς υψηλής πίεσης έναντι κινηματικής καταπόνησης λόγω διάρρηξης κανονικού και ανάστροφου ρήγματος. Ο αγωγός θεωρείται ότι είναι μερικώς θαμμένος σε αμμώδη και αργιλώδη πυθμένα, με ρεαλιστικά χαρακτηριστικά από τη μελέτη του αγωγού TAP. Εξετάζεται η επιρροή διαφορετικών ποιοτήτων χάλυβα, παχών τοιχώματος, επικαλύψεων, γωνιών διασταύρωσης και πιέσεων και υπολογίζεται η αντοχή του αγωγού υπό τη μορφή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος, βάσει πρόσφατων διεθνών κανονισμών. Η καταπόνηση του αγωγού υπολογίζεται μέσω αριθμητικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων, ενώ η αλληλεπίδρασή του με το έδαφος σύμφωνα με τη μεθοδολογία των M. J. O'Rourke and Liu (2012). Από τα αποτελέσματα της διερεύνησης μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Η διάσχιση του ρήγματος υπό μικρή γωνία διασταύρωσης φαίνεται να αποτελεί το πιο αποτελεσματικό μέτρο προστασίας τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο ρήγμα. Η αντοχή του αγωγού σε μετατόπιση ρήγματος αυξάνεται εκθετικά έως 90% και 75% για κανονικό και ανάστροφο ρήγμα, αντίστοιχα, και γωνία διασταύρωσης $\beta = 30^\circ$. Παρ' όλα αυτά, η παρουσία υποθαλάσσιων κατολισθήσεων στη ζώνη ρηγμάτωσης επηρεάζει περισσότερο τους αγωγούς υπό μικρή γωνία διασταύρωσης λόγω του μεγαλύτερου εκτεθειμένου μήκους τους.
- Το επόμενο πιο αποτελεσματικό μέτρο προστασίας είναι η χρήση καλύτερης ποιότητας χάλυβα. Η χρήση χάλυβα X70, έναντι X60 μπορεί να αυξήσει την αντοχής του αγωγού έως και 30% για κανονικό ρήγμα και 15-20% για ανάστροφο ρήγμα.
- Η χρήση επικάλυψης από πολυαιθυλένιο ($k = 0.5$) μπορεί να αυξήσει την αντοχή του αγωγού έως και 10%, σε σχέση με τη χρήση αγωγού με τραχεία επιφάνεια ($k = 0.9$). Ένας συντελεστής απομείωσης τριβής της τάξης του $k = 0.3$, μέσω της χρήσης καινοτόμων υλικών, θα μπορούσε να αυξήσει την αντοχή του αγωγού έως και 15%.
- Η χρήση μεγαλύτερου πάχους τοιχώματος φαίνεται αρκετά ευνοϊκή στην περίπτωση κανονικού ρήγματος, βελτιώνοντας την αντοχή έως και 50% μεταξύ των εξεταζόμενων περιπτώσεων. Από την άλλη, για ανάστροφο κύριο ρήγμα η βελτίωση είναι σχεδόν μηδενική. Το παραπάνω οφείλεται στον διαφορετικό τρόπο υπολογισμού της αξονικής εδαφικής αντίστασης. Η χρήση σχέσεων που

λαμβάνουν υπόψη το βάρος του αγωγού οδηγεί σε μεγαλύτερες τιμές αξονικής εδαφικής αντίστασης για μεγαλύτερα πάχη, κάτι που αναιρεί τη βελτίωση της αντοχής του αγωγού.

- Η επιρροή της πίεσης είναι μικρή σε σχέση με τα υπόλοιπα μέτρα προστασίας. Η λειτουργία του αγωγού υπό διαφορά πίεσης ίση με το μισό της μέγιστης επιτρεπόμενης ($dP \approx 0.5P_{\max}$) φαίνεται να αποτελεί την πιο ευνοϊκή επιλογή. Για μεγάλες διαφορές πίεσης, η χρήση κριτηρίων αστοχίας βάσει των αναπτυσσόμενων φορτίων δίνει πολύ συντηρητικά αποτελέσματα.
- Ο αγωγός υπό καταπόνηση λόγω ανάστροφου ρήγματος αναπτύσσει κατακόρυφο λυγισμό καθώς η πλευρική εδαφική αντίσταση είναι μεγαλύτερη του βάρους του. Ωστόσο, υπό ρεαλιστικές συνθήκες, η παρουσία θαλάσσιων ρευμάτων και καμπυλώσεων στον αγωγό μπορεί να οδηγούσε σε πλευρικό λυγισμό. Σε κάθε περίπτωση, η μορφή αστοχίας του αγωγού δεν θα επηρεαζόταν ιδιαίτερα.
- Η βελτίωση της αντοχής του αγωγού δεν φαίνεται να επηρεάζεται από τις ιδιότητες του πυθμένα και τη γωνία κλίσης του ρήγματος στην περίπτωση κανονικού ρήγματος, όπου χρησιμοποιείται κριτήριο αστοχίας βάσει παραμορφώσεων. Αντίθετα, η χρήση κριτηρίου αστοχίας βάσει αναπτυσσόμενων φορτίων, στην περίπτωση ανάστροφου ρήγματος, φαίνεται να επηρεάζεται από τις ιδιότητες του πυθμένα και τη γωνία κλίσης του ρήγματος.

Στο κεφάλαιο αυτό διερευνώνται αριθμητικά ορισμένα μέτρα προστασίας σε υποθαλάσσιους αγωγούς κάτω από συγκεκριμένες συνθήκες, τα οποία μπορούν να θεωρηθούν ως καθολικού τύπου, αφού αφορούν το σύνολο ή μεγάλο μήκος του υποθαλάσσιου αγωγού. Μελλοντικά θα μπορούσαν να διερευνηθούν διαφορετικοί τύποι ρήγματος, όπως πλάγια και οριζόντια, καθώς και άλλες τεχνικές προστασίας περισσότερο τοπικού χαρακτήρα, όπως είναι η χρήση εύκαμπτων κόμβων. Όσον αφορά στη μεγάλη αβεβαιότητα που παρατηρήθηκε σε ορισμένες περιπτώσεις (π.χ., υπολογισμός αξονικής εδαφικής αντίστασης και αστοχία για μεγάλες πιέσεις), απαιτείται επιπλέον πειραματική διερεύνηση με στόχο τη βελτίωση των κριτηρίων αστοχίας και των μεθοδολογιών για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού.

ΒΕΛΤΙΩΣΗ ΤΗΣ ΧΑΡΑΞΗΣ ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΩΝ ΑΓΩΓΩΝ ΕΝΑΝΤΙ ΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΓΕΩΚΙΝΔΥΝΩΝ

7.1 Εισαγωγή

Οι υποθαλάσσιοι αγωγοί υδρογονανθράκων αποτελούν κατασκευές υψηλού κόστους και μεγάλης σημασίας, που εκτείνονται σε αποστάσεις εκατοντάδων χιλιομέτρων φτάνοντας σε βάθη εκατοντάδων μέτρων. Υπό αυτές τις συνθήκες η επιλογή της καλύτερης δυνατής χάραξης τους αποτελεί κρίσιμο παράγοντα τόσο για τη μείωση του κόστους όσο και για την εξασφάλιση της ακεραιότητάς τους, και συνεπώς, της παροχής υδρογονανθράκων σε αστικές και βιομηχανικές περιοχές. Σημαντικοί παράγοντες που επηρεάζουν την επιλογή της χάραξης ενός υποθαλάσσιου αγωγού είναι τα τοπογραφικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά του πυθμένα, οι γεωπολιτικές διαφορές και συμφωνίες, και φυσικά οι γεωκίνδυνοι.

Η χρήση Γεωγραφικών Συστημάτων Πληροφοριών (ΓΣΠ) έχει χρησιμοποιηθεί αρκετές φορές στο παρελθόν για την επιλογή της καλύτερης δυνατής χάραξης αγωγών. Ενδεικτικά, οι Feldman et al. (1995), L. Schwarz et al. (2015) και Yildirim and Yomralioglu (2011) χρησιμοποίησαν ΓΣΠ για τον σχεδιασμό χερσαίων αγωγών, ενώ οι Balogun et al. (2017), Devine et al. (2016), Haneberg et al. (2013) και King et al. (2011) για τον σχεδιασμό υποθαλάσσιων αγωγών. Οδηγίες για τον σχεδιασμό της καλύτερης δυνατής χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών αναφέρονται και στο αμερικανικό πρότυπο American Bureau of Shipping (ABS, 2016). Άλλες -πιο αυτοματοποιημένες- μέθοδοι περιλαμβάνουν τον

συνδυασμό ΓΣΠ με μεθόδους λήψης αποφάσεων πολλαπλών κριτηρίων (Balogun et al., 2017; Yildirim et al., 2016).

Οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι αποτελούν μία μεγάλη απειλή για τους υποθαλάσσιους αγωγούς, με μία πιθανή αστοχία τους να έχει καταστροφικές συνέπειες στην οικονομία και το περιβάλλον. Οι πιο χαρακτηριστικές περιπτώσεις σεισμικών γεωκινδύνων αναφέρονται στην Ενότητα 2.2 και διακρίνονται στην ισχυρή εδαφική κίνηση, τη διάρρηξη ρηγμάτων, τις κατολισθήσεις και τη ρευστοποίηση εδάφους. Η καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών έναντι των παραπάνω σεισμικών γεωκινδύνων έχει μελετηθεί εκτενώς μέσω πειραματικών, αναλυτικών και αριθμητικών προσομοιωμάτων, όπως περιγράφεται και στην Ενότητα 2.4.

Οι Makrakis et al. (2020) ανέπτυξαν πρόσφατα ένα «έξυπνο» εργαλείο απόφασης-υποστήριξης βασισμένο στο λογισμικό ΓΣΠ ArcGIS (ESRI, 2016), μέσω του οποίου παρέχεται η δυνατότητα βελτίωσης της χάραξης ΔΚΩ λαμβάνοντας υπόψη τους σεισμικούς γεωκινδύνους. Το εργαλείο έχει τη δυνατότητα να προτείνει εναλλακτικές χαράξεις για τα ΔΚΩ, αφού πρώτα έχει υπολογίσει την αναμενόμενη καταπόνηση του ΔΚΩ για έναν δεδομένο γεωκίνδυνο σε συγκεκριμένες συνθήκες. Στην παρούσα εκδοχή του, το εργαλείο υπολογίζει την καλύτερη δυνατή χάραξη ενός ΔΚΩ λαμβάνοντας υπόψη: (α) την ποιοτική και ποσοτική εκτίμηση του γεωκινδύνου, (β) την ποσοτική εκτίμηση της καταπόνησης του αγωγού και (γ) τη βελτίωση της χάραξης με κύριο στόχο την ελαχιστοποίηση του μήκους της χάραξης -άρα και του κόστους- ενός υποθαλάσσιου αγωγού και της μεγαλύτερης δυνατής απομείωσης της δυσμενούς επίδρασης των εξεταζόμενων γεωκινδύνων.

Στο παρόν Κεφάλαιο, παρουσιάζεται η εφαρμογή του εργαλείου για τη βελτίωση της χάραξης ενός υποθαλάσσιου αγωγού σε δύο περιπτώσεις γεωκινδύνων: διάρρηξης ρήγματος και υποθαλάσσιας κατολισθήσης. Για τον υπολογισμό της καταπόνησης του αγωγού χρησιμοποιούνται αναλυτικά και αριθμητικά προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν στο πλαίσιο της παρούσας Διδακτορικής Διατριβής και παρουσιάστηκαν σε προηγούμενα Κεφάλαια. Τα εν λόγω προσομοιώματα συνδυάζονται με έναν ημι-αυτόματο τρόπο με το ΓΣΠ. Το εργαλείο εφαρμόζεται στην πράξη, εξετάζοντας δύο ρεαλιστικές περιπτώσεις υποθαλάσσιων αγωγών. Αρχικά, εξετάζεται η χάραξη αγωγού μεταξύ Κύπρου και Κρήτης έναντι διάρρηξης ρηγμάτων, και στη συνέχεια η περίπτωση σχεδιασμού αγωγού έναντι κατολισθήσεων στην Αδριατική Θάλασσα.

7.2 Το «έξυπνο» εργαλείο απόφασης-υποστήριξης

Στην παρούσα Ενότητα γίνεται μία σύντομη περιγραφή του «έξυπνου» εργαλείου απόφασης-υποστήριξης που αναπτύχθηκε από τους Makrakis et al. (2020) και χρησιμοποιήθηκε για την επιλογή της καλύτερης δυνατής χάραξης του αγωγού. Το εργαλείο αυτό αναπτύχθηκε στο λογισμικό ΓΣΠ ArcGIS (ESRI, 2016) και συνδυάζει: (α) την ποσοτική και ποιοτική εκτίμηση για το μέγεθος του γεωκινδύνου κατά μήκος της χάραξης του αγωγού, (β) την ποσοτική καταπόνηση του αγωγού για τον δεδομένο γεωκίνδυνο και (γ) την ελαχιστοποίηση του μήκους του αγωγού. Όσον αφορά στην πιθανότητα εμφάνισης γεωκινδύνων και την επικινδυνότητα αυτών, οι εξεταζόμενες περιοχές διακρίνονται σε τρεις κατηγορίες:

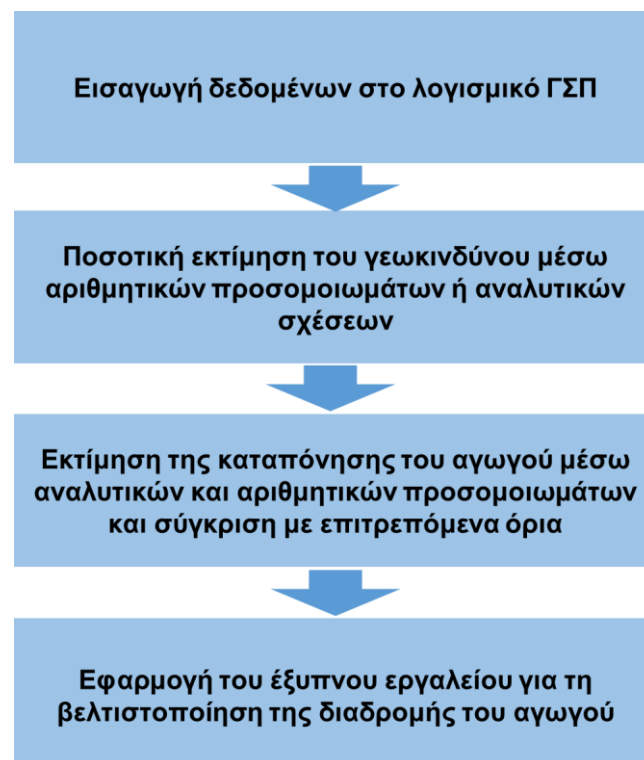
- (α) Τις πιθανώς προβληματικές περιοχές, όπου υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης γεωκινδύνου κατά τη διάρκεια ενός σεισμού ή μετά από αυτόν.
- (β) Τις προβληματικές περιοχές, όπου αναμένεται η εμφάνιση γεωκινδύνων, αλλά με ανεκτή καταπόνηση στον αγωγό βάσει των κριτηρίων αστοχίας
- (γ) Τις κρίσιμες περιοχές, που οι αναμενόμενοι γεωκίνδυνοι μπορούν να προκαλέσουν εκτεταμένη καταπόνηση στον αγωγό, οδηγώντας στην αστοχία.

Τα βασικά κριτήρια σχεδιασμού κατά σειρά είναι τα εξής: (α) ελαχιστοποίηση του μήκους, (β) η αποφυγή των προβληματικών και πιθανώς προβληματικών περιοχών, ή -αν αυτό δεν είναι δυνατό- η ελαχιστοποίηση του μήκους του αγωγού εντός αυτών των περιοχών και (γ) η αποφυγή ορισμένων απαγορευμένων περιοχών, όπως στρατιωτικές ή προστατευόμενες περιοχές. Η σημασία των παραπάνω κριτηρίων μπορεί να καθοριστεί από τον χρήστη ανάλογα με τις ανάγκες και τη σπουδαιότητα της κατασκευής.

Για την ελαχιστοποίηση του μήκους του αγωγού, η οποία αποτελεί και το βασικό κριτήριο σχεδιασμού, χρησιμοποιείται η ενσωματωμένη μεθοδολογία του ΓΣΠ ArcGIS που βασίζεται στην ανάλυση ελάχιστου κόστους (Least Cost Path Analysis - LCPA). Στο πλαίσιο της εν λόγω ανάλυσης, η εξεταζόμενη περιοχή χωρίζεται σε κάρναβο στοιχείων μικρών διαστάσεων και επιλέγεται η χάραξη με το ελάχιστο κόστος μεταξύ των διαδοχικών στοιχείων. Επιπροσθέτως, για να ληφθούν υπόψη τα κριτήρια της χάραξης του αγωγού που υπεισέρχονται εξαιτίας των γεωκινδύνων, δηλαδή την αποφυγή ή τη διέλευση υπό προϋποθέσεις από μία επικίνδυνη περιοχή εφαρμόζεται μία σχετικά απλή διαδικασία πολύ-κριτηριακής λήψης αποφάσεων (Multiple Criteria Decision Making - MCDM) που παρέχει το λογισμικό ΓΣΠ ArcGIS στον χρήστη. Τα κριτήρια είναι αυτά που

αναφέρθηκαν προηγουμένως και ο χρήστης μπορεί να δώσει μεγαλύτερη βαρύτητα σε κάποιο από αυτά, π.χ., στο ελάχιστο μήκος. Προφανώς, η εν λόγω διαδικασία θα μπορούσε να βελτιωθεί περαιτέρω, εφόσον διατυπωθεί και επιλυθεί σαν ένα πρόβλημα πολύ-κριτηριακής βελτιστοποίησης (multi-objective optimization) με κατάλληλες αντικειμενικές συναρτήσεις, παραμέτρους σχεδιασμού και συναρτήσεις περιορισμών.

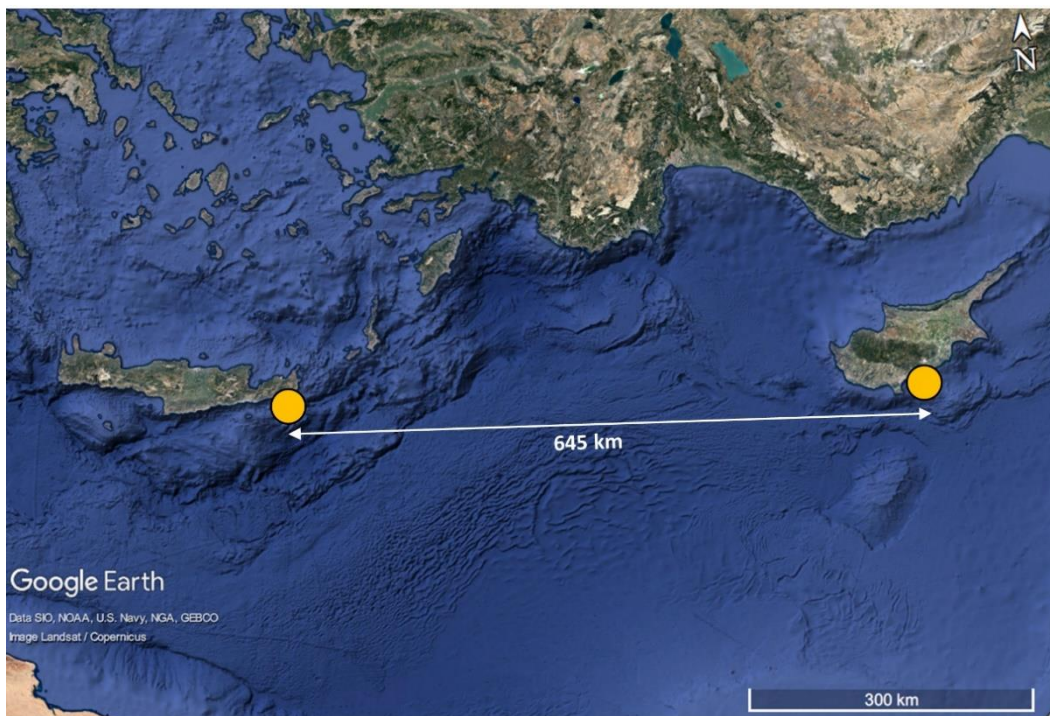
Τα βασικά βήματα που ακολουθούνται για την εφαρμογή του εργαλείου παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.1. Αρχικά, εισάγονται όλα τα απαραίτητα δεδομένα στο ΓΣΠ, όπως τα τοπογραφικά και γεωτεχνικά χαρακτηριστικά, οι θέσεις των ρηγμάτων και των κατολισθήσεων, κλπ. Ακολούθως, γίνεται ποσοτική εκτίμηση της επικινδυνότητας του γεωκινδύνου μέσω αριθμητικών προσομοιώσεων και αναλυτικών σχέσεων. Για παράδειγμα, υπολογίζονται οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις από τη διάρρηξη ρήγματος ή υπολογίζεται το πλάτος και η δύναμη της κατολίσθησης. Στη συνέχεια, υπολογίζεται η καταπόνηση του αγωγού με βάση τους εξεταζόμενους γεωκινδύνους και γίνεται έλεγχος με βάση τα αντίστοιχα κριτήρια αστοχίας (βλ. Ενότητα 2.6). Τέλος, με βάση τα αποτελέσματα των προηγούμενων βημάτων πραγματοποιείται βελτίωση της χάραξης του αγωγού, προτείνονται διάφορες εναλλακτικές λύσεις και περιγράφονται τα πλεονεκτήματα και τα μειονεκτήματα κάθε μίας εξ αυτών.



Σχήμα 7.1. Διάγραμμα ροής με τα βασικά βήματα εφαρμογής του «έξυπνου» εργαλείου.

7.3 Υποθαλάσσιος αγωγός έναντι διάρρηξης ρήγματος

Η πρώτη εφαρμογή του έξυπνου εργαλείου, που παρουσιάζεται στην προηγούμενη Ενότητα, αφορά τον σχεδιασμό υποθαλάσσιου αγωγού φυσικού αερίου, του επονομαζόμενου EastMed, μεταξύ Κύπρου και Κρήτης. Η εξεταζόμενη περίπτωση βασίζεται στον προκαταρκτικό σχεδιασμό τμήματος του αγωγού EastMed, ο οποίος ενδέχεται να κατασκευαστεί στο μέλλον, και αναμένεται να διασχίζει μία πολύ μεγάλη περιοχή στην ανατολική Μεσόγειο Θάλασσα άνω των 600 km, όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.2, φτάνοντας σε βάθη χιλιάδων μέτρων. Για την προσομοίωση της περιοχής στο ΓΣΠ συλλέχθηκαν όλα τα απαραίτητα δεδομένα σχετικά με τη βαθυμετρία και το ανάγλυφο της ανατολικής Μεσογείου (Makrakis et al., 2020).

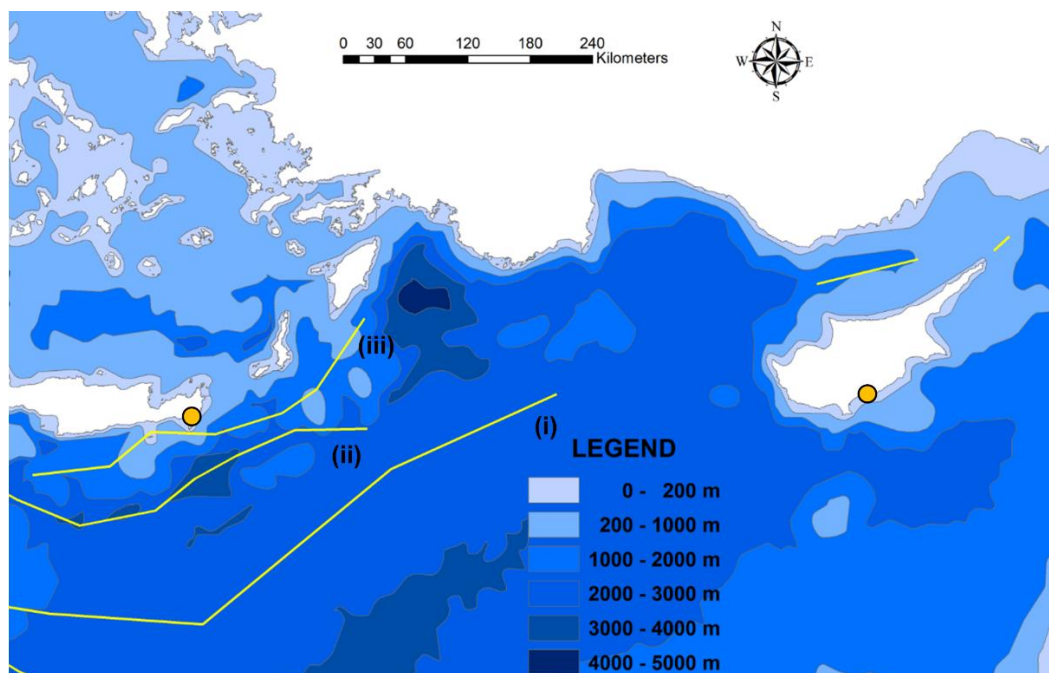


Σχήμα 7.2. Σημεία έναρξης και τερματισμού του σχεδιαζόμενου αγωγού στην Κύπρο και την Κρήτη, αντίστοιχα.

Ο αγωγός -προσεγγίζοντας το νησί της Κρήτης- αναμένεται να διασταυρωθεί με τρεις ζώνες ενεργών ρηγμάτων, συγκεκριμένα: (i) με την Ανατολική Μεσογειακή Ράχη (East Mediterranean Ridge), (ii) την Ελληνική Τάφρο (Hellenic Trench) και (iii) τη Ράχη Κρήτης-Ρόδου (Cretan-Rhodes Ridge), όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 7.3. Αξίζει να σημειωθεί ότι η ακριβής θέση και γεωμετρία των ρηγμάτων είναι ενδεικτική καθώς δεν μπορεί να καθοριστεί με ακρίβεια. Η εξεταζόμενη περιοχή είναι τεκτονικά ενεργή και χαρακτηρίζεται από μετατοπίσεις της τάξης των 4 cm ανά έτος (Apel et al., 2007), οι οποίες

αντιστοιχούν σε μετατόπιση 2 m ανά 50 έτη που είναι και η διάρκεια ζωής του αγωγού. Επιπλέον, η βαθυμετρία της περιοχής χαρακτηρίζεται από μεγάλα βάθη που φτάνουν μέχρι και τα 2,500 m (Σχήμα 7.3).

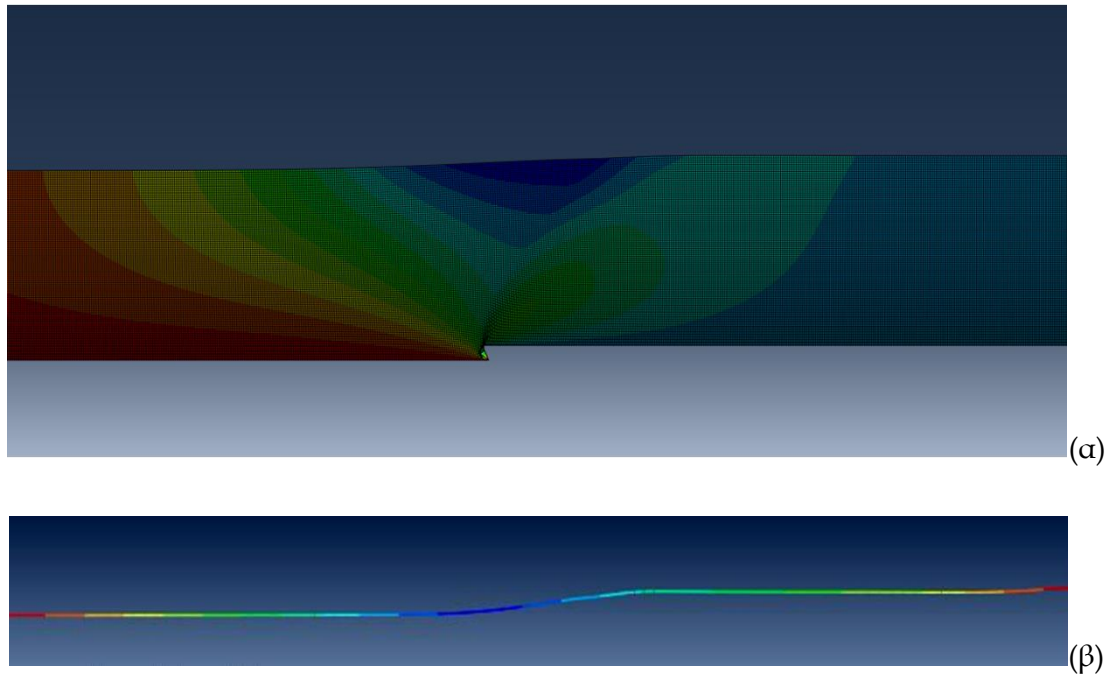
Για την προσομοίωση της καταπόνησης του αγωγού χρησιμοποιήθηκε η αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία που αναπτύχθηκε από τους Chatzidakis et al. (2022a) χρησιμοποιώντας το λογισμικό πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS (Simulia, 2014). Τα προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων παρουσιάζονται ενδεικτικά στο Σχήμα 7.4. Αρχικά, προσομοιώνονται οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις λόγω της διάρρηξης του ρήγματος (Σχήμα 7.4α) και στη συνέχεια οι μετακινήσεις αυτές χρησιμοποιούνται για τον υπολογισμό της καταπόνησης του αγωγού (Σχήμα 7.4β). Τα πάχη εδαφικής στρώσης που εξετάζονται είναι $H = 50, 100$ και 150 m, τα οποία βρίσκονται εντός του εύρους 0 έως 800 m που έχουν καταγραφεί στην περιοχή (Gennesseaux & Winnock, 1993). Ο αγωγός θεωρείται ότι έχει εξωτερική διάμετρο $D = 0.66$ m, πάχος τοιχώματος $t = 27$ mm και ότι βρίσκεται τοποθετημένος σε βάθος έως και 2,500 m.



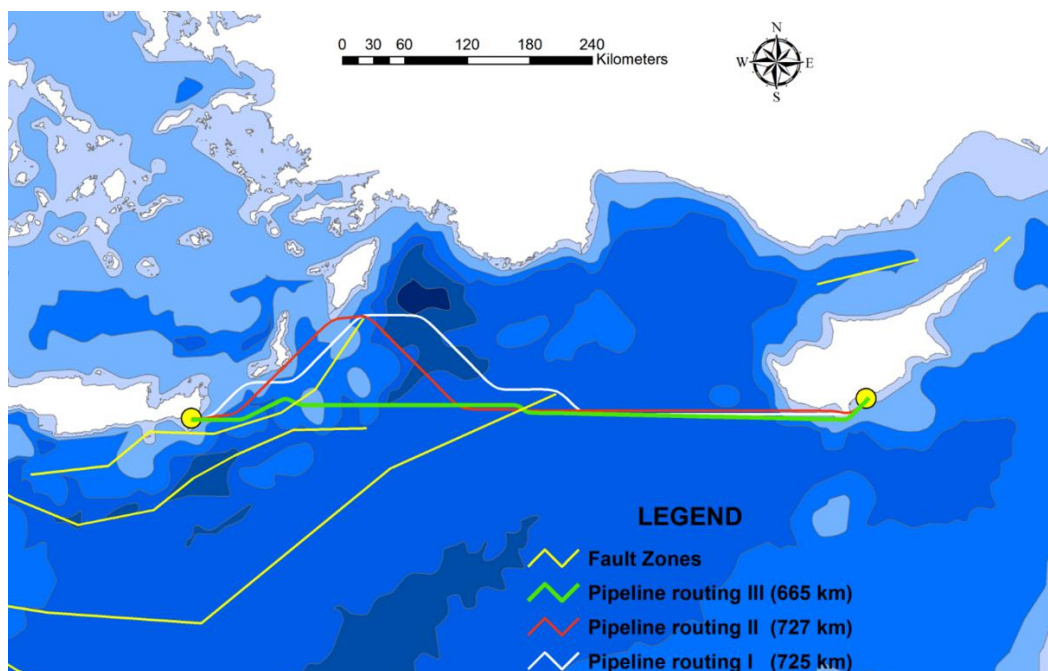
Σχήμα 7.3. Βαθυμετρία ανατολικής Μεσογείου Θάλασσας και ζώνες ενεργών ρηγμάτων: (i) Ανατολική Μεσογειακή Ράχη, (ii) Ελληνική Τάφρος και (iii) Ράχη Κρήτης-Ρόδου.

Για τον σχεδιασμό της χάραξης του αγωγού στο ArcGIS, εκτός από την ελαχιστοποίηση του μήκους, λαμβάνεται υπόψη επιπλέον το κριτήριο της επικινδυνότητας των ρηγμάτων. Στο Σχήμα 7.5 παρουσιάζονται οι τρεις προτεινόμενες εναλλακτικές χαράξεις του αγωγού που προέκυψαν κατά την ανάλυση. Η πρώτη χάραξη,

(που ορίζεται ως “Pipeline routing I”) αντιστοιχεί στην ολοκληρωτική αποφυγή και των τριών ζωνών ρηγμάτων. Ο εν λόγω αγωγός έχει μεγάλο μήκος, που φτάνει τα 725 km, ενώ διέρχεται από περιοχές μεγάλου βάθους, έως και 4,000 m, διασχίζοντας στενές κοιλάδες μεταξύ των ελληνικών νησιών. Είναι προφανές ότι η παραπάνω επιλογή θα επιφέρει πολύ υψηλό κόστος για την κατασκευή του αγωγού.



Σχήμα 7.4. Αριθμητική προσομοίωση: (α) των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων λόγω διάρρηξης ρήγματος και (β) της καταπόνησης του αγωγού.



Σχήμα 7.5. Προτεινόμενες εναλλακτικές χαράξεις αγωγού μεταξύ Κύπρου και Κρήτης.

Αντίστοιχα, η δεύτερη χάραξη (που ορίζεται ως “Pipeline routing II”) αποφεύγει ολοκληρωτικά τις ρηγματικές ζώνες του Ελληνικού Τόξου και της Ράχης Κρήτης-Ρόδου. Διασταυρώνεται όμως με την Ανατολική Μεσογειακή Ράχη, καθώς η κινηματική καταπόνηση του αγωγού προέκυψε εντός των επιτρεπόμενων ορίων λόγω του μεγάλου πάχους των εδαφικών στρώσεων στην περιοχή. Εντούτοις, όπως και στην προηγούμενη περίπτωση, το μήκος του αγωγού είναι μεγάλο, φτάνοντας τα 727 km, ενώ δεν αποφεύγονται οι περιοχές μεγάλου βάθους. Είναι προφανές ότι και αυτή η επιλογή θα επιφέρει πολύ υψηλό κόστος για την κατασκευή του αγωγού.

Από την άλλη πλευρά, η τρίτη χάραξη (που ορίζεται ως “Pipeline routing III”) αποφεύγει ολοκληρωτικά τη ρηγματική ζώνη του Ελληνικού Τόξου, αλλά διασταυρώνεται με τη Ράχη Κρήτης-Ρόδου και την Ανατολική Μεσογειακή Ράχη. Η επιλογή αυτή έχει μήκος 665 km, αρκετά μικρότερο από τις προηγούμενες, και αποφεύγει τις περιοχές πολύ μεγάλου βάθους. Είναι προφανές ότι αυτή η επιλογή θα μπορούσε να μειώσει το κόστος κατασκευής του αγωγού σε μεγάλο βαθμό. Ωστόσο, η διασταύρωση του αγωγού με τη ρηγματική ζώνη της Ράχης Κρήτης-Ρόδου ενέχει τον κίνδυνο αστοχίας του αγωγού σε ενδεχόμενη διάρρηξη ρήγματος, λόγω του μικρού πάχους των εδαφικών στρώσεων στην περιοχή. Γι’ αυτόν τον λόγο, απαιτείται πιο λεπτομερής καταγραφή της περιοχής, και στη συνέχεια ακριβής υπολογισμός της καταπόνησης του αγωγού, σε συνδυασμό ενδεχομένως με την εφαρμογή μέτρων προστασίας, όπως αυτά που περιγράφονται στο Κεφάλαιο 6.

7.4 Υποθαλάσσιος αγωγός έναντι κατολίσθησης

Η δεύτερη εφαρμογή του εργαλείου αφορά τον σχεδιασμό υποθαλάσσιου αγωγού φυσικού αερίου μεταξύ Αλβανίας και Ιταλίας, αντίστοιχου με τον υπό κατασκευή αγωγό TAP. Για τον σχεδιασμό του αγωγού λαμβάνονται υπόψη τα κριτήρια ελαχιστοποίησης του μήκους και αποφυγής των προβληματικών και πιθανώς προβληματικών περιοχών όσον αφορά τον γεωκινδύνου της κατολίσθησης. Τα τοπογραφικά, γεωτεχνικά και σεισμολογικά δεδομένα που χρησιμοποιούνται στο ΓΣΠ κατά την ανάλυση αντλήθηκαν από διαθέσιμες διαδικτυακές βάσεις δεδομένων (Makrakis et al., 2022). Συνεπώς, οι προτεινόμενες χαράξεις δεν αναμένεται να ταυτίζονται με αυτήν του αγωγού, ο οποίος έχει σχεδιαστεί λαμβάνοντας υπόψη επιπλέον κριτήρια, αλλά και πιο λεπτομερή δεδομένα για την περιοχή.

Τα σημεία έναρξης και τερματισμού του αγωγού στην Αλβανία και την Ιταλία, αντίστοιχα, παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.6, με την απόσταση μεταξύ τους να είναι

περίπου 100 km. Ο αγωγός διασχίζει την Αδριατική Θάλασσα φτάνοντας σε βάθη 800 m, όπως αναφέρεται στην Ενότητα 1.1. Οι κλίσεις του πυθμένα υπολογίστηκαν από τα τοπογραφικά δεδομένα της περιοχής και παρουσιάζονται στο Σχήμα 7.7. Όπως φαίνεται στο σχήμα, μεταξύ των σημείων ενδιαφέροντος παρατηρούνται μικρές κλίσεις στις υφαλοκρηπίδες της Αλβανίας και της Ιταλίας, ακολούθως εμφανίζονται δύο ζώνες μεγάλων κλίσεων που αντιστοιχούν στα υφαλοπρανή, ενώ στο μέσο της Αδριατικής υπάρχει μία στενή πεδιάδα με μικρές κλίσεις. Οι μέγιστες κλίσεις που καταγράφονται είναι της τάξης των 36° και αντιστοιχούν στα υφαλοπρανή. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, αλλά και τη σεισμικότητα της περιοχής, προκύπτει ότι τόσο τα υφαλοπρανή όσο και η περιοχή ανάμεσά τους θα μπορούσαν να υπόκεινται σε υποθαλάσσιες κατολισθήσεις.



Σχήμα 7.6. Σημεία έναρξης και τερματισμού του σχεδιαζόμενου αγωγού στην Αλβανία και την Ιταλία, αντίστοιχα.

Με βάση τις παραπάνω κλίσεις πυθμένα, αλλά και τα εδαφικά χαρακτηριστικά της περιοχής, το ενδεχόμενο εμφάνισης κατολίσθησης υπό σεισμική διέγερση υπολογίζεται μέσω του συντελεστή ασφαλείας (ΣΑ) έναντι ολίσθησης για υποθαλάσσια πρανή απείρου μήκους που προτάθηκε από τον Morgenstern (1967) και έχει υιοθετηθεί από διάφορους ερευνητές στο παρελθόν (Evans, 1995; Hampton et al., 1996; Hance, 2003; Karlsrud & Edgers, 1982), ως εξής:

Βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών έναντι σεισμικών γεωκινδύνων

$$FS = \frac{c / \cos^2 \theta + z \cdot (\gamma' - k_e \cdot \gamma \cdot \tan \theta) \cdot \tan \varphi}{z \cdot (\gamma' \cdot \tan \theta + k_e \cdot \gamma)} \quad (7.1)$$

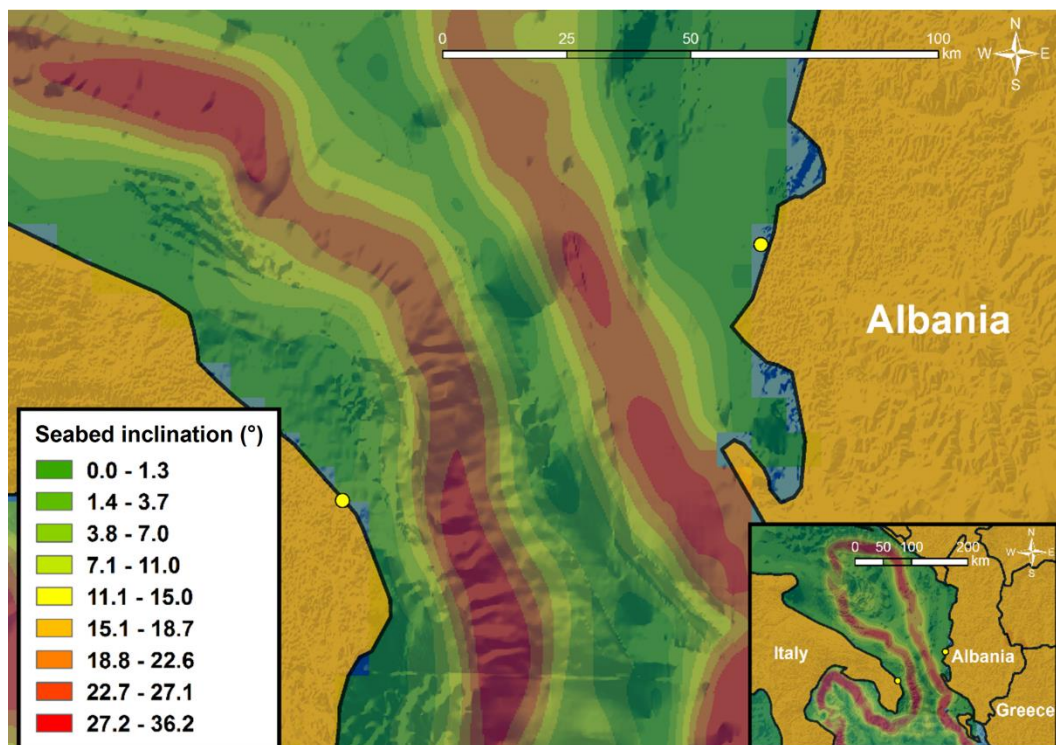
όπου θ η κλίση του πυθμένα, z το βάθος του πυθμένα, c η συνοχή, φ η γωνία εσωτερικής τριβής, γ το ολικό ειδικό βάρος, γ' το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους και k_e ο ψευδο-στατικός σεισμικός συντελεστής. Ο παραπάνω ΣΑ έχει χρησιμοποιηθεί σε πολλές σχετικές εργασίες για τον υπολογισμό της ευστάθειας πρανών (Almagor & Wiseman, 1977; Leynaud et al., 2004; Strasser et al., 2007; Strozyk et al., 2010; Urgeles et al., 2006), τον καθορισμό της χάραξης αγωγών (Haneberg et al., 2013), τον υπολογισμό της αντοχής ιζημάτων (Zhu et al., 2019), τον κίνδυνο από τσουνάμι (Grilli et al., 2009), κτλ.

Η παραπάνω εξίσωση, για την περίπτωση αμμόδους πυθμένα με μηδενική συνοχή ($\varphi \neq 0, c = 0$) γίνεται:

$$FS = \frac{(\gamma' - k_e \cdot \gamma \cdot \tan \theta) \cdot \tan \varphi}{\gamma' \cdot \tan \theta + k_e \cdot \gamma} \quad (7.2)$$

ενώ για την περίπτωση αργιλώδους πυθμένα με μηδενική γωνία εσωτερικής τριβής ($\varphi = 0$) και αστράγγιστη διατμητική αντοχή, s_u , γίνεται:

$$FS = \frac{s_u / \cos^2 \theta}{z \cdot (\gamma' \cdot \tan \theta + k_e \cdot \gamma)} \quad (7.3)$$

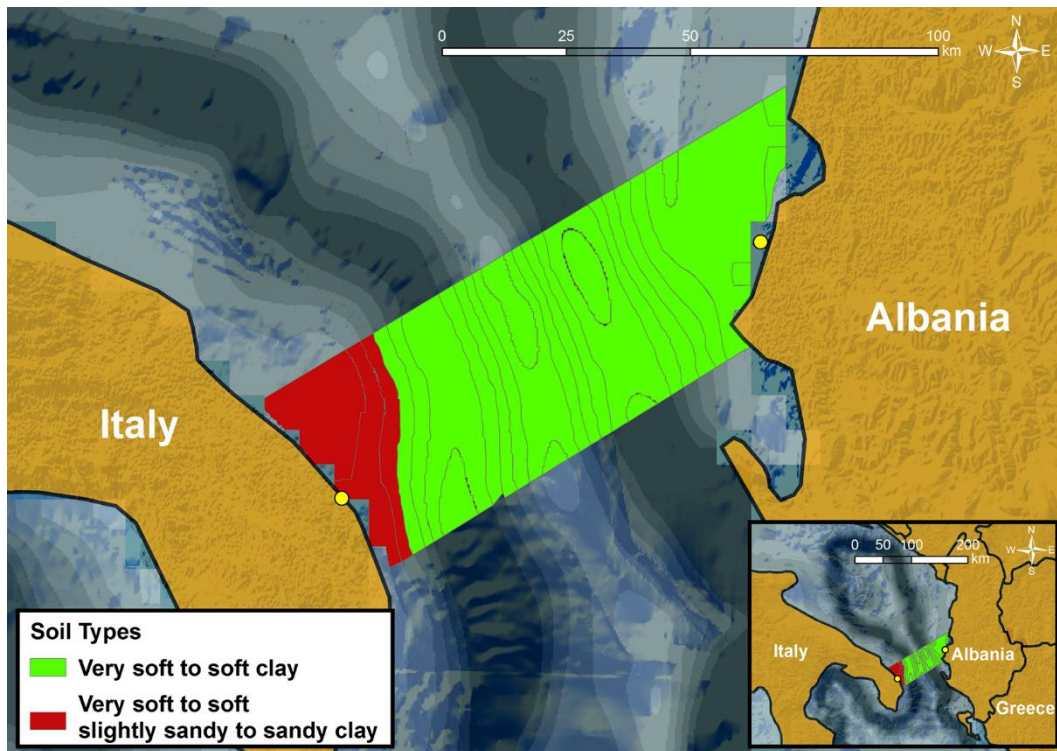


Σχήμα 7.7. Κλίσεις πυθμένα Αδριατικής Θάλασσας.

Σύμφωνα με τους Haneberg et al. (2013), η συσχέτιση του ψευδο-στατικού συντελεστή επιτάχυνσης με τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση είναι ένα αρκετά αμφιλεγόμενο θέμα. Σύμφωνα με την πιο συνηθισμένη εκδοχή, που υιοθετείται κι εδώ, ο ψευδο-στατικός συντελεστής ισούται με το μισό της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης στο υπόβαθρο, ως εξής:

$$k_e = \frac{1}{2} \times (\text{PGA}) \quad (7.4)$$

Σύμφωνα με τη γεωτεχνική μελέτη του αγωγού TAP (TAP, 2013b), στην εξεταζόμενη περιοχή, ο πυθμένας αποτελείται κατά κύριο λόγο από αργλικές στρώσεις και μπορεί να χωριστεί σε δύο περιοχές, όπως απεικονίζεται στο Σχήμα 7.8. Μία περιοχή προς την Ιταλία η οποία αποτελείται από μαλακή αμμώδη άργιλο και την υπόλοιπη εξεταζόμενη περιοχή που αποτελείται από μαλακή άργιλο. Τα εδαφικά χαρακτηριστικά για κάθε είδος εδάφους παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.1, όπου γ το ολικό ειδικό βάρος και s_u η αστράγγιστη διατμητική αντοχή του εδάφους. Για τον υπολογισμό του συντελεστή ασφαλείας με βάση την Εξίσωση (7.1) ενιαίο βάθος εδαφικής στρώσης, $z = 4 \text{ m}$, λόγω της έλλειψης δεδομένων για μεγαλύτερα βάθη σε μεγάλο μέρος της εξεταζόμενης περιοχής. Αξίζει να σημειωθεί ότι η παραπάνω τιμή είναι αρκετά συντηρητική, οδηγώντας σε σχετικά υψηλούς συντελεστές ασφαλείας.



Σχήμα 7.8. Τα εδαφικά χαρακτηριστικά στην εξεταζόμενη περιοχή.

Πίνακας 7.1. Εδαφικά χαρακτηριστικά στην εξεταζόμενη περιοχή.

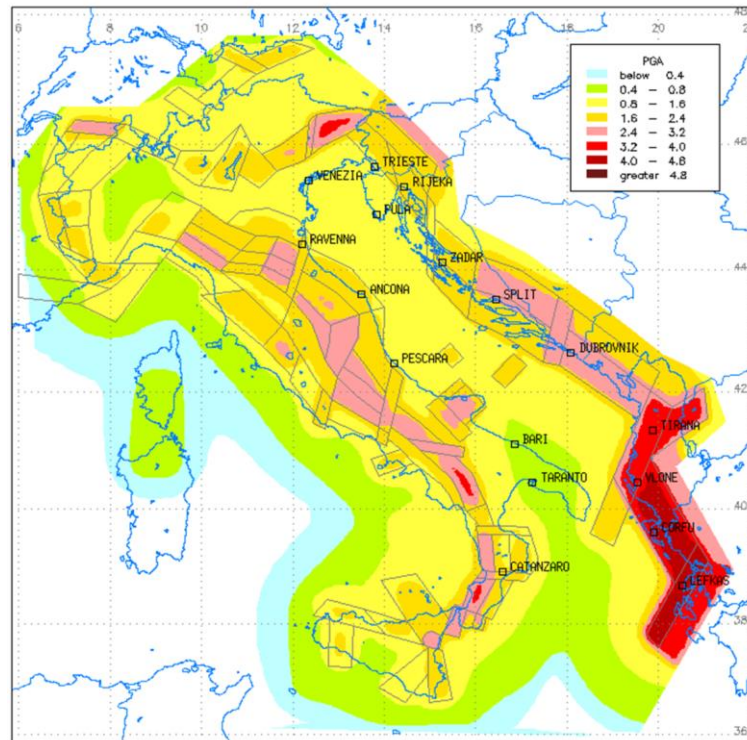
Παράμετρος	Μαλακή αμμόδης άργιλος	Πολύ μαλακή άργιλος
γ (kN/m ³)	20	16
s_u (kPa)	22	20

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration - PGA) στην εξεταζόμενη περιοχή για περίοδο επαναφοράς $T_{LR} = 475$ ετών (δηλαδή, για πιθανότητα υπέρβασης 10% στα 50 έτη) απεικονίζεται στο Σχήμα 7.9, σύμφωνα με τους Slejko et al. (1999). Ωστόσο, η παραπάνω περίοδος επαναφοράς είναι αρκετά μικρή για κατασκευές τόσο μεγάλης σπουδαιότητας, όπως ένας αγωγός φυσικού αερίου. Συνεπώς, για τον υπολογισμό του ψευδο-στατικού σεισμικού συντελεστή χρησιμοποιείται η περίοδος επαναφοράς $T_L = 2475$ έτη, δηλαδή, πιθανότητα υπέρβασης 2% στα 50 έτη. Ο υπολογισμός των εδαφικών επιταχύνσεων για την παραπάνω περίοδο αναφοράς γίνεται με βάση τον συντελεστή σπουδαιότητας του Ευρωκώδικα 8 (CEN, 2006):

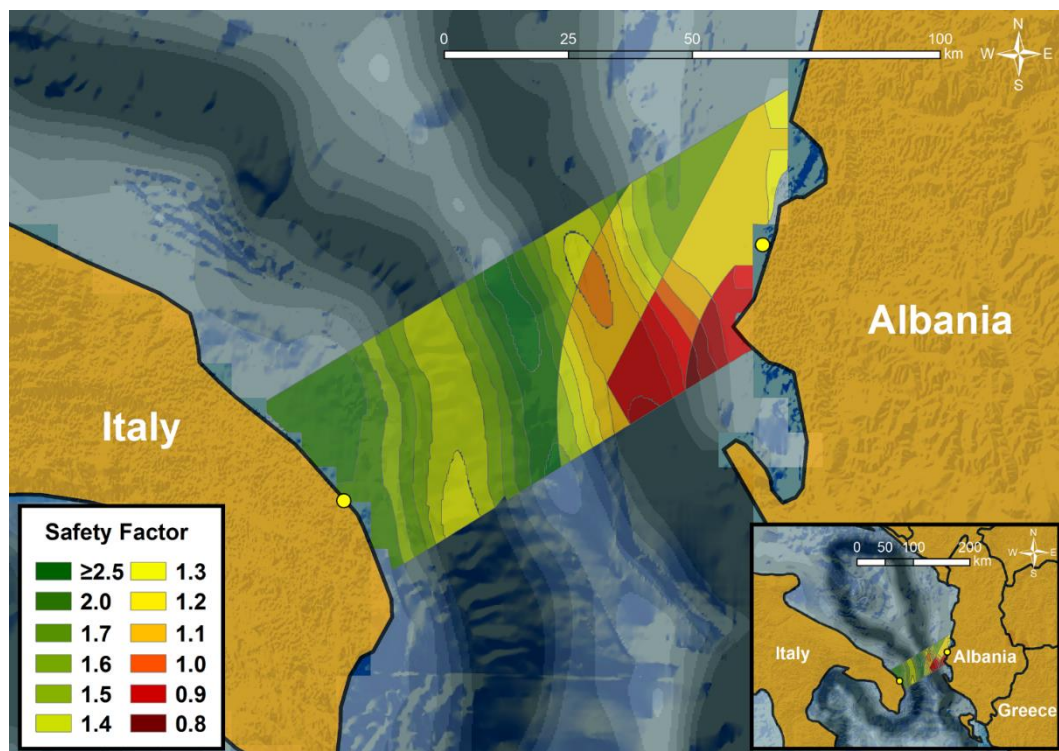
$$\gamma_I \approx (T_{LR}/T_L)^{-\frac{1}{3}} = 1.72 \quad (7.5)$$

Η μέγιστη τιμή στην εξεταζόμενη περιοχή κυμαίνεται μεταξύ 3.2 με 4.8 m/s², ή περίπου 0.4 g, όπου $g = 9.81$ m/s² η επιτάχυνση της βαρύτητας. Συνεπώς, από τις Εξισώσεις (7.4) και (7.5) προκύπτει ότι στην περιοχή ο ψευδο-στατικός σεισμικός συντελεστής μπορεί να λάβει τιμές έως και $k_e = 0.32$.

Ακολούθως, με βάση τα εδαφικά χαρακτηριστικά της περιοχής, όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 7.1 και την Εξίσωση 7.1 υπολογίζεται ο συντελεστής ασφαλείας έναντι υποθαλάσσιας κατολίσθησης, οι τιμές του οποίου απεικονίζονται στο Σχήμα 7.10 για το σεισμικό σενάριο με περίοδο επαναφοράς $T_L = 2475$ έτη. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, η πιο κρίσιμη περιοχή είναι αυτή του υφαλοπρανούς προς την πλευρά της Αλβανίας, όπου χαρακτηρίζεται από μεγάλες κλίσεις και υψηλές εδαφικές επιταχύνσεις. Οι τιμές του συντελεστή ασφαλείας στην παραπάνω περιοχή είναι αρκετά μικρότερες της μονάδας. Άλλες κρίσιμες περιοχές είναι το υφαλοπρανές της Ιταλίας, λόγω των μεγάλων κλίσεων, αλλά και η υφαλοκρηπίδα της Αλβανίας λόγω των μεγάλων επιταχύνσεων.

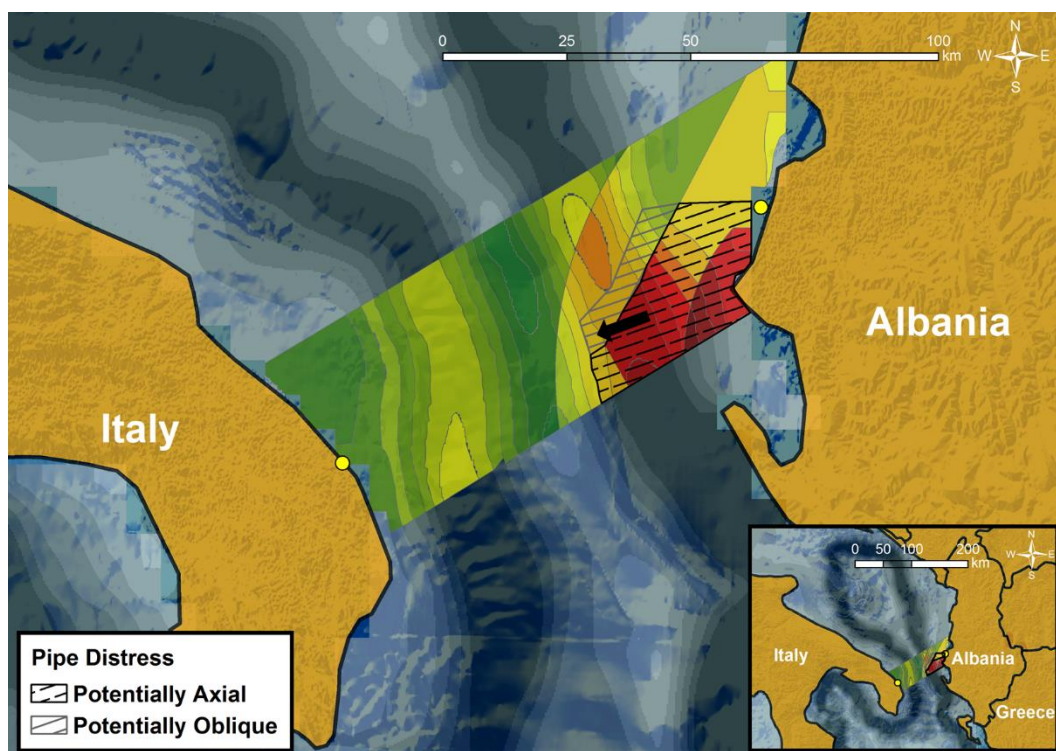


Σχήμα 7.9. Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (m/s^2) στην Αδριατική Θάλασσα (Slejko et al., 1999).



Σχήμα 7.10. Συντελεστές ασφαλείας έναντι ολίσθησης στην εξεταζόμενη περιοχή για περίοδο επαναφοράς $T_L = 2475$ έτη.

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι στην εξεταζόμενη περιοχή υπάρχουν δύο πιθανώς προβληματικές περιοχές, όπως απεικονίζονται στο Σχήμα 7.11. Η πρώτη περιοχή (μαύρες διακεκομμένες γραμμές) περιλαμβάνει την υφαλοκρηπίδα και τόσο το υφαλοπρανές κοντά στην Αλβανία, όπου οι πιθανές κατολισθήσεις αναμένεται να καταπονήσουν αξονικά τον αγωγό. Η δεύτερη πιθανώς προβληματική περιοχή (μπλε διακεκομμένες γραμμές) βρίσκεται βόρεια και βορειοδυτικά της παραπάνω περιοχής και οι πιθανές κατολισθήσεις αναμένεται να καταπονήσουν λοξά τον αγωγό. Ο σχεδιαζόμενος αγωγός έχει εξωτερική διάμετρο $D = 945 \text{ mm}$, πάχος τοιχώματος $t = 37 \text{ mm}$ και αποτελείται από ποιότητα χάλυβα API 5 L X65, σύμφωνα με τη μελέτη του TAP (2013a).

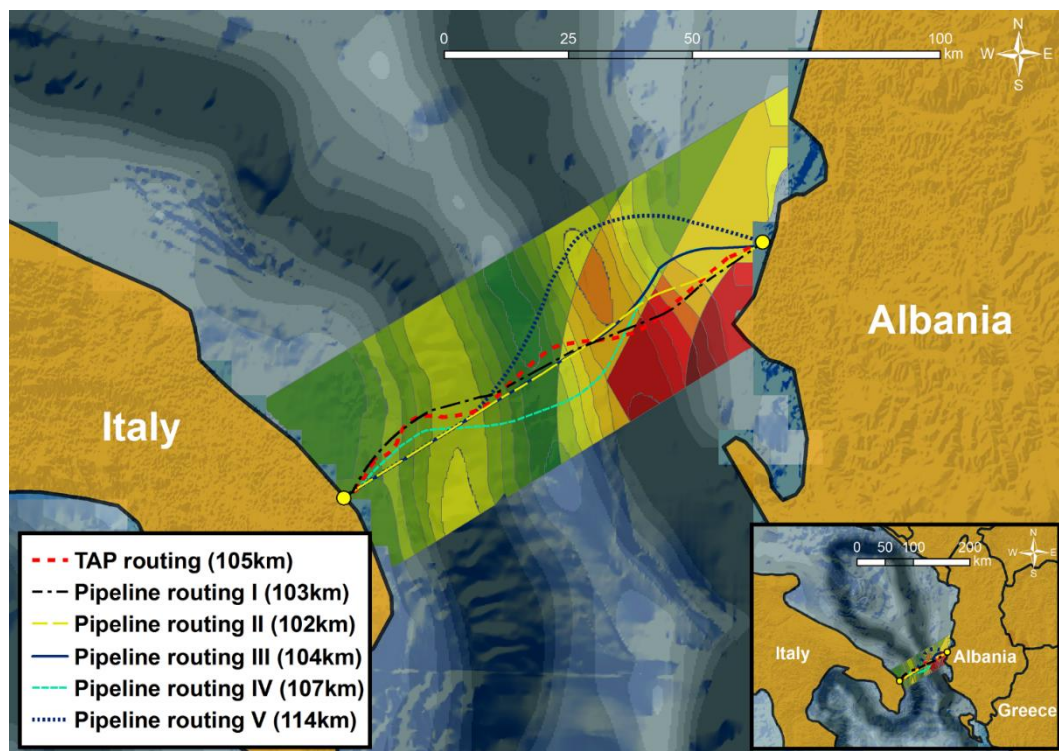


Σχήμα 7.11. Πιθανώς προβληματικές περιοχές.

Στο Σχήμα 7.12 απεικονίζονται οι εναλλακτικές χαράξεις που προτείνονται για τον αγωγό, καθώς και η πραγματική χάραξη του αγωγού TAP ως μέτρο σύγκρισης. Η πρώτη προτεινόμενη χάραξη (Pipeline routing I) έχει σχεδιαστεί ώστε να αποφεύγει τόσο τις ζώνες όπου αναμένεται αστοχία του πυθμένα όσο και τις ζώνες με μεγάλη κλίση πυθμένα, ή εναλλακτικά να τις διασχίζει κάθετα όπου αυτό δεν είναι δυνατό, μειώνοντας έτσι το μήκος του αγωγού εντός τους. Αξίζει να σημειωθεί ότι η απόκλιση της με την πραγματική χάραξη του αγωγού είναι μικρή. Η δεύτερη προτεινόμενη χάραξη (Pipeline routing II) έχει σχεδιαστεί χωρίς το κριτήριο της αποφυγής των μεγάλων κλίσεων και χαρακτηρίζεται από

μικρότερο μήκος, αλλά μεγαλύτερη απόκλιση σε σχέση με την πραγματική χάραξη του αγωγού ΤΑΡ.

Το γεγονός ότι ο αγωγός διασχίζει κάθετα περιοχές όπου αναμένεται η εμφάνιση κατολίσθησης τον καθιστά ευάλωτο σε εμφάνιση καθολικού λυγισμού λόγω των αξονικών φορτίων από την κατολίσθηση. Ο υπολογισμός της κρίσιμης θλιπτικής δύναμης που απαιτείται για εμφάνιση καθολικού λυγισμού γίνεται χρησιμοποιώντας τη μεθοδολογία των Zeng and Duan (2014). Οι δυνάμεις εδαφικής αντίστασης υπολογίζονται από τον διεθνή κανονισμό DNVGL-RP-F114 (2017a) με βάση τα εδαφικά χαρακτηριστικά της περιοχής. Τέλος, για τον υπολογισμό της δύναμης κατολίσθησης χρησιμοποιείται η μεθοδολογία των Randolph and White (2012).



Σχήμα 7.12. Προτεινόμενες εναλλακτικές χαράξεις του αγωγού.

Στον Πίνακα 7.2 παρουσιάζονται οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές αξονικές δυνάμεις στον αγωγό για τρεις διαφορετικές δυνάμεις κατολίσθησης ($q = 5, 10$ και 15 kN/m) και τρία διαφορετικά μήκη κατολίσθησης ($L = 2.5, 5$ και 10 km). Οι τιμές των δυνάμεων συγκρίνονται με την κρίσιμη δύναμη για εμφάνιση λυγισμού, η οποία προέκυψε ίση με $F_{cr} = 13.5 \text{ MN}$ βάσει των χαρακτηριστικών του εξεταζόμενου προβλήματος (Zeng & Duan, 2014). Όπως φαίνεται στον πίνακα, για τη μεγαλύτερη δύναμη ($q = 15 \text{ kN/m}$) και το

μεγαλύτερο μήκος κατολίσθησης, ο αγωγός υπόκειται σε καθολικό λυγισμό σε κάθε περίπτωση.

Για την αποφυγή του καθολικού λυγισμού, εξετάζονται τρεις επιπλέον χαράξεις, όπως φαίνονται στο Σχήμα 7.12: οι Pipeline routings III, IV και V. Κοινό χαρακτηριστικό των παραπάνω χαράξεων είναι ότι διασχίζουν τις κρίσιμες περιοχές υπό γωνία 30° . Η χάραξη Pipeline routing III διασχίζει υπό γωνία την υφαλοκρηπίδα της Αλβανίας και συνεχίζει κάθετα στο υφαλοπρανές, ενώ η χάραξη Pipeline routing IV διασχίζει υπό γωνία αμφότερα την υφαλοκρηπίδα και το υφαλοπρανές. Η χάραξη Pipeline routing V είναι η πιο συντηρητική περίπτωση καθώς αποφεύγει ολοκληρωτικά τις πιθανώς προβληματικές περιοχές, έχοντας όμως εμφανώς μεγαλύτερο μήκος αγωγού. Σημειώνεται ότι η επιλογή της γωνίας των 30° έγινε στοχεύοντας στην αποφυγή της εμφάνισης καθολικού λυγισμού στον αγωγό, παράλληλα με την ελάττωση του μήκους του αγωγού εντός της κατολίσθησης.

Πίνακας 7.2. Σύγκριση των θλιπτικών αξονικών δυνάμεων αγωγού για διάφορες περιπτώσεις φόρτισης με την κρίσιμη δύναμη για εμφάνιση λυγισμού ($F_{cr} = 13.5 \text{ MN}$).

q (kN/m)	Θλιπτική αξονική δύναμη (MN)		
	L = 2.5 km	L = 5 km	L = 10 km
5	6.25	12.5	25.0
10	12.5	25.0	50.0
15	18.75	37.5	75.0

Ο υπολογισμός της απόκρισης του αγωγού έγινε με βάση το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα που παρουσιάζεται στην Ενότητα 3.3 -και από τους Chatzidakis et al. (2020)- για λοξή κινηματική καταπόνηση. Οι δυνάμεις εδαφικής αντίστασης υπολογίζονται από τον διεθνή κανονισμό DNVGL-RP-F114 (2017a) με βάση τα εδαφικά χαρακτηριστικά της περιοχής. Οι δυνάμεις κατολίσθησης που ασκούνται στον αγωγό θεωρήθηκαν ίσες με $q = 10, 15$ και 25 kN/m , σύμφωνα με τους Randolph and White (2012), ενώ το πλάτος της κατολίσθησης κυμαίνεται μεταξύ 200 και 800 m. Από τις αναλύσεις προέκυψε ότι οι αναπτυσσόμενες θλιπτικές και εφελκυστικές παραμορφώσεις του αγωγού είναι εντός των ορίων που προτείνονται από τον διεθνή κανονισμό DNVGL-ST-F101 (2017c) για όλες τις παραπάνω εναλλακτικές χαράξεις (Makrakis et al., 2022). Συμπερασματικά, ο αγωγός θα μπορούσε να ακολουθήσει κάποια από τις χαράξεις

Pipeline routings III και IV για την ασφαλέστερη δυνατή διάσχιση της Αδριατικής Θάλασσας και με το μικρότερο δυνατό μήκος και κόστος.

7.5 Συμπεράσματα

Στο παρόν Κεφάλαιο περιγράφεται η αυτοματοποιημένη διαδικασία βελτίωσης της χάραξης ενός υποθαλάσσιου αγωγού σε δύο περιπτώσεις γεωκινδύνων: διάρρηξης ρήγματος και υποθαλάσσιας κατολίσθησης. Η διαδικασία πραγματοποιείται μέσω ενός «έξυπνου» εργαλείου που αναπτύχθηκε από τους Makrakis et al. (2020), το οποίο συνδυάζει λογισμικό ΓΣΠ με αριθμητικές και αναλυτικές μεθοδολογίες για τον υπολογισμό της καταπόνησης αγωγού. Από τα αποτελέσματα της διερεύνησης μπορούν να εξαχθούν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Τα αποτελέσματα που προκύπτουν από το «έξυπνο» εργαλείο είναι ενθαρρυντικά. Στην παρούσα του εκδοχή, το «έξυπνο» εργαλείο έχει τη δυνατότητα να συνδέει ημι-αυτόματα τον γεωκίνδυνο από διάρρηξη ρήγματος και κατολίσθησεις με τοπογραφικά, γεωτεχνικά και σεισμολογικά δεδομένα. Έτσι, παρέχεται ένα χρήσιμο εργαλείο που μπορεί να χρησιμοποιηθεί από μηχανικούς και άλλους επιστήμονες για τον προκαταρκτικό σχεδιασμό υποθαλάσσιων αγωγών. Ωστόσο, απαιτείται περαιτέρω βελτίωση όσον αφορά στην αυτοματοποίησή του, συνδυάζοντας δεδομένα από διαφορετικά λογισμικά για τον υπολογισμό της καταπόνησης και τον καθορισμό τη χάραξης του αγωγού.
- Το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα που παρουσιάζεται στην Ενότητα 3.3, για τον υπολογισμό της κινηματικής καταπόνησης αγωγού υπό λοξή φόρτιση λόγω κατολίσθησης εφαρμόζεται επιτυχώς στην πράξη για τον καθορισμό της χάραξης υποθαλάσσιου αγωγού. Με αυτόν τον τρόπο γίνεται φανερή και η χρησιμότητά του, καθώς παρέχει τη δυνατότητα μαζικού και ταχύτατου υπολογισμού της καταπόνησης αγωγού για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης με την κατολίσθησης.
- Αντίστοιχα, εφαρμόζεται επιτυχώς στην πράξη και η αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία που παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 5. Η μεθοδολογία χρησιμοποιείται σε μία πιο απλουστευμένη δισδιάστατη μορφή και παρέχει τη δυνατότητα γρήγορου και ακριβούς υπολογισμού της καταπόνησης του αγωγού για διαφορετικές περιπτώσεις φόρτισης.

Πέρα από την αυτοματοποίηση και την περαιτέρω εξέλιξη του «έξυπνου» εργαλείου με ενσωμάτωση μεθόδων βελτιστοποίησης, οι δυνατότητες επέκτασης του είναι πολύ μεγάλες και συμπεριλαμβάνουν την αντιμετώπιση άλλων γεωκινδύνων, όπως η ισχυρή εδαφική κίνηση, η ρευστοποίηση του εδάφους, τα τσουνάμι, κλπ., καθώς και τον συνδυασμό διαφορετικών γεωκινδύνων, την επέκταση σε χερσαίες συνθήκες, κλπ. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι τα τοπογραφικά σεισμολογικά και γεωτεχνικά δεδομένα που χρησιμοποιούνται στις αναλύσεις χαρακτηρίζονται από μεγάλες αβεβαιότητες καθώς προέρχονται από βάσεις δεδομένων που αφορούν μεγάλες περιοχές. Η χρήση δεδομένων από μελέτες επικεντρωμένες σε συγκεκριμένες περιοχές μπορεί να αυξήσει την ακρίβεια των αναλύσεων.

ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ - ΠΡΟΤΑΣΕΙΣ

8.1 Εισαγωγή

Στο παρόν Κεφάλαιο παρουσιάζονται τα σημαντικότερα συμπεράσματα που προέκυψαν με βάση το ερευνητικό έργο που υλοποιήθηκε κατά την εκπόνηση της παρούσας ΔΔ. Τα συμπεράσματα αυτά αφορούν την κινηματική καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολίσθησης, τη διάδοση δευτερογενών ρηγμάτων μέσα από εδαφικές στρώσεις, την κινηματική καταπόνηση θαμμένων αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα, την αποτελεσματικότητα διαφόρων μέτρων προστασίας σε υποθαλάσσιους αγωγούς μεγάλου βάθους και τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών έναντι διάρρηξης ρήγματος και κατολίσθησης. Στη συνέχεια, γίνεται ειδική αναφορά στη συμβολή της ΔΔ στην πρόοδο της μηχανικής και παρουσιάζονται προτάσεις σχετικά με τη μελλοντική συνέχιση της έρευνας. Τέλος, γίνεται αναφορά στις δημοσιεύσεις κατόπιν κρίσεως σε έγκριτα επιστημονικά περιοδικά και τις ανακοινώσεις/δημοσιεύσεις σε διεθνή και πανελλαδικά επιστημονικά συνέδρια που προέκυψαν στο πλαίσιο της ΔΔ.

8.2 Συμπεράσματα

Οι αγωγοί υδρογονανθράκων αποτελούν έργα υποδομής μεγάλης κλίμακας και υψηλής σπουδαιότητας, οι οποίοι μπορούν να εκτείνονται σε αποστάσεις εκατοντάδων χιλιομέτρων, τόσο χερσαία όσο και υποθαλάσσια, φτάνοντας σε βάθη εκατοντάδων μέτρων. Οι αυξημένες ενεργειακές ανάγκες των σύγχρονων κοινωνιών, σε συνδυασμό με την εξέλιξη της τεχνολογίας, έχουν ως αποτέλεσμα την κατασκευή νέων αγωγών, οι οποίοι καλούνται να ανταπεξέλθουν σε αντίξοες συνθήκες, όπως η υψηλή σεισμικότητα και τα

μεγάλα υποθαλάσσια βάθη. Η ευρύτερη περιοχή της ανατολικής Μεσογείου αποτελεί χαρακτηριστικό παράδειγμα, με πολλούς αγωγούς να βρίσκονται υπό κατασκευή ή σχεδιασμό.

Όπως γίνεται φανερό από τη βιβλιογραφική ανασκόπηση της ΔΔ, οι σεισμικοί γεωκίνδυνοι, όπως οι κατολισθήσεις και οι διαρρήξεις ρηγμάτων, αποτελούν μία από τις μεγαλύτερες απειλές για την ακεραιότητα των αγωγών. Η επικινδυνότητά τους έχει αποδειχθεί και στην πράξη, μέσα από τις καταστροφικές συνέπειες σε δίκτυα αγωγών, έπειτα από σεισμούς του παρελθόντος. Ο υπολογισμός της σεισμικής τρωτότητας αγωγών και η αντιμετώπιση της σεισμικής διακινδύνευσης βρίσκεται στο επίκεντρο του ερευνητικού ενδιαφέροντος τις τελευταίες δεκαετίες. Από την παραπάνω έρευνα έχουν προκύψει διεθνή κι εθνικά πρότυπα για τον αντισεισμικό σχεδιασμό αγωγών. Επίσης, έχουν αναπτυχθεί διάφορες μεθοδολογίες για την προσομοίωση της συμπεριφοράς τους, καθώς και διάφορες μέθοδοι για την προστασία τους. Παρ' όλα αυτά, όλα τα παραπάνω επικεντρώνονται κυρίως στην περίπτωση των χερσαίων αγωγών, αφήνοντας πολλά περιθώρια πρωτότυπης έρευνας όσον αφορά στα υποθαλάσσια όσο και στα παράκτια τμήματά τους.

Αρχικά, διερευνήθηκε η κινηματική καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών λόγω κατολίθησης, μέσω της ανάπτυξης δύο καινοτόμων αναλυτικών προσομοιωμάτων. Στο πρώτο, προσομοιώθηκε αγωγός έναντι πλευρικής κατολίθησης θεωρώντας τρι-γραμμική πλευρική εδαφική αντίσταση, σύμφωνα με το σύγχρονο διεθνές πρότυπο DNVGL-RP-F114 (DNV GL, 2017a). Στο δεύτερο, διερευνήθηκε η καταπόνηση αγωγού έναντι λοξής κατολίθησης. Αμφότερα τα προσομοιώματα συγκρίθηκαν με αντίστοιχες αριθμητικές και αναλυτικές μεθοδολογίες για την εξασφάλιση ρεαλιστικών αποτελεσμάτων, και ακολούθως, χρησιμοποιήθηκαν για τη διεξαγωγή εκτεταμένων παραμετρικών διερευνήσεων υπό ρεαλιστικές συνθήκες σύμφωνα με δεδομένα που αντλήθηκαν από τη μελέτη του αγωγού TAP (2013a, 2013b). Τα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν από την παραπάνω μελέτη έχουν ως εξής:

- Τα προτεινόμενα αναλυτικά προσομοιώματα ανταποκρίνονται στον υπολογισμό της καταπόνησης υποθαλάσσιου αγωγού έναντι κατολίθησης με ικανοποιητική ακρίβεια, όπως αποδεικνύεται από τη σύγκριση με άλλες αντίστοιχες μεθοδολογίες.
- Τα προτεινόμενα αναλυτικά προσομοιώματα χαρακτηρίζονται από μεγαλύτερο εύρος εφαρμοσιμότητας σε σχέση με προγενέστερες αντίστοιχες μεθοδολογίες,

όσον αφορά τις δυνάμεις και τα πλάτη κατολίσθησης. Επίσης, παρά την αυξημένη πολυπλοκότητά τους, το υπολογιστικό τους κόστος παραμένει μικρό, της τάξης των μερικών λεπτών ανά ανάλυση. Ωστόσο, σημειώνεται ότι αμφότερα τα προσομοιώματα δεν λαμβάνουν υπόψη την πλαστική παραμόρφωση του αγωγού.

- Η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού με δι-γραμμικά προσομοιώματα υποεκτιμά την καταπόνηση του αγωγού σε σχέση με τα πιο ρεαλιστικά τρι-γραμμικά προσομοιώματα.
- Το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα για λοξές κατολισθήσεις παρέχει τη δυνατότητα προσομοίωσης ακόμα και για πολύ μικρές γωνίες διασταύρωσης με τον αγωγό (π.χ., 15°). Όπως γίνεται φανερό, η μείωση της γωνίας διασταύρωσης είναι ευνοϊκή για τον αγωγό. Ωστόσο, για ακόμα πιο μικρές γωνίες, υπάρχει πιθανότητα εμφάνισης καθολικού λυγισμού στον αγωγό και σε αυτήν την περίπτωση απαιτείται ξεχωριστή διερεύνηση.
- Σε γενικές γραμμές, η αύξηση της δυσκαμψίας του εδάφους αυξάνει την καταπόνηση του αγωγού. Όσον αφορά στα φορτία λειτουργίας, η υπεροχή της εσωτερικής πίεσης -έναντι της εξωτερικής- και η μείωση της διαφοράς θερμοκρασίας φαίνεται να λειτουργούν ευνοϊκά για την ακεραιότητα του αγωγού.
- Το γεγονός ότι οι εφελκυστικές παραμορφώσεις φαίνεται να καθορίζουν την καταπόνηση του αγωγού σε όλες τις εξεταζόμενες περιπτώσεις μπορεί να θεωρηθεί ευνοϊκό για την ακεραιότητά του, λόγω της δυνατότητας των μεταλλικών αγωγών να αναπτύσσουν μεγάλες εφελκυστικές παραμορφώσεις. Ωστόσο, για μικρά πλάτη κατολίσθησης, σκληρό έδαφος και μικρές γωνίες διασταύρωσης δύναται να αναπτυχθούν κρίσιμες θλιπτικές παραμορφώσεις.

Ακολούθως, διερευνήθηκε το φαινόμενο της ανάπτυξης διαρρήξεων μέσα από εδαφική στρώση λόγω της ταυτόχρονης διάρρηξης κύριου και δευτερογενούς ρήγματος με κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις. Το παραπάνω δευτερογενές ρήγμα θεωρήθηκε ότι διασταυρώνεται με θαμμένο αγωγό σε διάφορες θέσεις και συγκρίθηκε η καταπόνησή του με την αντίστοιχη καταπόνηση για διασταύρωση με το κύριο ρήγμα.

Για τη διερεύνηση αναπτύχθηκε μία αποσυσζευγμένη αριθμητική μεθοδολογίας μέσω δύο διακριτών προσομοιωμάτων πεπερασμένων στοιχείων. Αρχικά, υπολογίζονται οι εδαφικές μετακινήσεις λόγω της ταυτόχρονης διάρρηξης των ρηγμάτων μέσω ενός τρισδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος, στο οποίο θεωρείται ελαστο-πλαστική

συμπεριφορά εδάφους με ισοτροπική χαλάρωση. Στη συνέχεια, οι παραπάνω μετακινήσεις εφαρμόζονται σε ένα ξεχωριστό αριθμητικό προσομοίωμα για τον υπολογισμό της καταπόνησης του αγωγού. Αμφότερα τα αριθμητικά προσομοιώματα επαληθεύτηκαν έναντι πειραματικών αποτελεσμάτων. Τέλος, διεξήχθη εκτενής παραμετρική διερεύνηση για τις περιπτώσεις κανονικού, ανάστροφου και πλάγιου κύριου ρήγματος με διάφορες μετατοπίσεις, κλίσεις κύριου ρήγματος, πάχη και ιδιότητες εδαφικής στρώσης. Τα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν από την παραπάνω διερεύνηση είναι τα ακόλουθα:

- Η προτεινόμενη αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία για τον υπολογισμό της απόκρισης αγωγού υπό κινηματική καταπόνηση λόγω διάρρηξης ρήγματος μπορεί να παρέχει αποτελέσματα ικανοποιητικής ακρίβειας με σχετικά μικρό υπολογιστικό κόστος. Η μεθοδολογία μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη διενέργεια εκτεταμένων παραμετρικών αναλύσεων.
- Η διάδοση των δευτερογενών ρηγμάτων μέσα από μία αμώδη εδαφική στρώση είναι ανεξάρτητη της διάδοσης του κύριου ρήγματος. Ωστόσο, η κλίση του επιπέδου διάρρηξης ενός ρήγματος δύναται να επηρεαστεί από την ταυτόχρονη διάρρηξη ενός παρακείμενου ρήγματος. Για μεγάλες μετατοπίσεις ρήγματος τα επίπεδα αστοχίας των δύο ρηγμάτων ενώνονται σχηματίζοντας ζώνες εκτεταμένων εδαφικών παραμορφώσεων.
- Η γωνία τροχιάς ολίσθησης του κύριου ρήγματος, α_p , παίζει καθοριστικό ρόλο στην κλίση του δευτερογενούς ρήγματος, α_s . Για κανονικό και ανάστροφο κύριο ρήγμα ($\alpha_p = 90^\circ$), το δευτερογενές ρήγμα είναι κατακόρυφο ($\alpha_s = 90^\circ$). Για πλάγιο κύριο ρήγμα ($\alpha_p < 90^\circ$), το δευτερογενές ρήγμα είναι κεκλιμένο ($\alpha_p = \alpha_s$).
- Η διασταύρωση αγωγού με δευτερογενή ρήγματα αποτελεί αξιόλογη απειλή για την ακεραιότητα αγωγών καθώς δύναται να επιφέρει καταπόνηση αντίστοιχη με τη διασταύρωση με κύριο ρήγμα, ειδικά για τις περιπτώσεις πλάγιων κύριων ρηγμάτων. Συνεπώς, το ενδεχόμενο διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη κατά τον σχεδιασμό αγωγών.
- Η διέλευση του αγωγού από το σημείο που διασταυρώνονται το κύριο και το δευτερογενές ρήγμα αυξάνει την καταπόνηση λόγω των εκτεταμένων και περίπλοκων εδαφικών μετακινήσεων.
- Για μικρές γωνίες κλίσης ρήγματος ($\alpha < 45^\circ$) εμφανίζονται αντιθετικές διαρρήξεις τόσο στο κύριο όσο και στο δευτερογενές ρήγμα. Οι διαρρήξεις αυτές έχουν την

τάση να ενώνονται με άλλες διαρρήξεις, δημιουργώντας εκτεταμένες ζώνες με μεγάλες εδαφικές μετακινήσεις. Η διάσχιση αγωγών μέσα από τις παραπάνω περιοχές είναι ιδιαίτερα επικίνδυνη για την ακεραιότητά τους.

- Οι εδαφικές μετακινήσεις δύνανται να κανονικοποιηθούν με το πάχος της εδαφικής στρώσης, τόσο για κανονικά όσο και για ανάστροφα κύρια ρήγματα. Για μικρές μετατοπίσεις ρήγματος, όταν δεν έχει ολοκληρωθεί η διάδοση των επιπέδων διάρρηξης προς την επιφάνεια του εδάφους, η αύξηση του πάχους της εδαφικής στρώσης μειώνει την καταπόνηση στον αγωγό, λόγω των πιο ομαλών εδαφικών μετακινήσεων. Για μεγαλύτερες μετατοπίσεις ρήγματος, η πλήρης ανάπτυξη των ρηγματικών διαρρήξεων αναιρεί την παραπάνω ευνοϊκή συνθήκη.
- Η παρουσία πιο ελαστικών και λιγότερων σκληρών εδαφών, όπως η χαλαρή άμμος, είναι ευνοϊκή για την ακεραιότητα του αγωγού, λόγω των ηπιότερων εδαφικών μετακινήσεων που αναπτύσσονται, αλλά και της μειωμένης εδαφικής αντίστασης. Ωστόσο, το φαινόμενο είναι λιγότερο έντονο για διασταύρωση με ρήγματα που έχουν κάθετο επίπεδο διάρρηξης, καθώς σε αυτήν την περίπτωση η καταπόνηση του αγωγού καθορίζεται κυρίως από την πλευρική αλληλεπίδραση με το έδαφος.

Στη συνέχεια, εκπονήθηκε συγκριτική μελέτη μέτρων προστασίας σε βαθείς υποθαλάσσιους επιφανειακούς αγωγούς υψηλής πίεσης έναντι διάρρηξης κανονικού και ανάστροφου ρήγματος. Εξετάστηκε η επιρροή ορισμένων εύκολα εφαρμόσιμων μέτρων προστασίας καθολικού τύπου, όπως η χρήση διαφορετικών ποιοτήτων χάλυβα, παχών τοιχώματος, επικαλύψεων, γωνιών διασταύρωσης και πιέσεων. Η αλληλεπίδραση πυθμένα-αγωγού προσομοιώθηκε σύμφωνα με τη μεθοδολογία των M. J. O'Rourke and Liu (2012), για αμώδη και αργιλώδη πυθμένα με ρεαλιστικά χαρακτηριστικά από την Αδριατική Θάλασσα (TAP, 2013b). Η αστοχία του αγωγού υπολογίστηκε μέσω αριθμητικού προσομοιώματος πεπερασμένων στοιχείων υπό τη μορφή της κρίσιμης μετατόπισης ρήγματος, βάσει πρόσφατων διεθνών κανονισμών. Τα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν από την παραπάνω μελέτη έχουν ως εξής:

- Τα μέτρα προστασίας που μπορούν να εφαρμοστούν σε υποθαλάσσιους αγωγούς μεγάλου βάθους είναι περιορισμένα σε σχέση με τα αντίστοιχα μέτρα για χερσαίους αγωγούς, λόγω τεχνικών δυσκολιών και υψηλού κόστους.

- Καταλυτικό ρόλο στην καταπόνηση του αγωγού παίζει η γωνία διασταύρωσης τόσο για κανονικό όσο και για ανάστροφο ρήγμα. Η κρίσιμη μετατόπιση ρήγματος αυξάνεται εκθετικά έως και 75-90% για γωνία διασταύρωσης $\beta = 30^\circ$, σε σχέση με την κάθετη διάσχιση ($\beta = 90^\circ$). Ωστόσο, μικρή γωνία διασταύρωσης καθιστά τον αγωγό πιο ευάλωτο σε κατολισθήσεις που ενδέχεται να δημιουργηθούν κατά μήκος του ρήγματος.
- Το επόμενο πιο αποτελεσματικό μέτρο προστασίας είναι η χρήση καλύτερης ποιότητας χάλυβα. Η βελτίωση της αντοχής του αγωγού μπορεί να φτάσει έως και το 20-30% για χάλυβα X70, έναντι του χάλυβα X60.
- Επόμενο πιο αποτελεσματικό μέτρο είναι η επικάλυψη του αγωγού. Επικάλυψη πολυαιθυλενίου ($k = 0.5$) μπορεί να αυξήσει την αντοχή του αγωγού έως και 10%, σε σχέση με αγωγό τραχείας επιφάνειας ($k = 0.9$). Μια ακόμα πιο λεία επικάλυψη (π.χ., $k = 0.3$) μέσω της χρήσης καινοτόμων υλικών θα μπορούσε να αυξήσει την αντοχή του αγωγού έως και 15%.
- Η επιλογή αγωγού με μεγαλύτερο πάχος τοιχώματος είναι αμφιλεγόμενη και χρήζει περαιτέρω διερεύνησης καθώς αυξάνει το βάρος του αγωγού, αυξάνοντας έτσι και την εδαφική αντίσταση. Καθοριστικό ρόλο φαίνεται να παίζει ο τρόπος υπολογισμού της αξονικής εδαφικής αντίστασης.
- Η διαφορά πίεσης δεν φαίνεται να επηρεάζει ιδιαίτερα την αντοχή του αγωγού, εκτός από τις περιπτώσεις διαφοράς πίεσης κοντά στο όριο αστοχίας, όπου η αντοχή του αγωγού μπορεί να μειωθεί σημαντικά. Η λειτουργία του αγωγού υπό διαφορά πίεσης ίση με το μισό της μέγιστης επιτρεπόμενης ($dP \approx 0.5P_{\max}$) φαίνεται να αποτελεί την πιο ευνόικη επιλογή.

Τέλος, ορισμένα από τα αναλυτικά και αριθμητικά προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν στο πλαίσιο της ΔΔ χρησιμοποιήθηκαν για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιου αγωγού έναντι διάρρηξης ρήγματος και κατολίπησης. Η διαδικασία πραγματοποιήθηκε μέσω ενός «έξυπνου» εργαλείου που αναπτύχθηκε από τους Makrakis et al. (2020, 2022), το οποίο συνδυάζει λογισμικό ΓΣΠ με αριθμητικές και αναλυτικές μεθοδολογίες για τον υπολογισμό της καταπόνησης αγωγού. Τα συμπεράσματα που μπορούν να εξαχθούν από την παραπάνω μελέτη έχουν ως εξής:

- Στην παρούσα του εκδοχή, το «έξυπνο» εργαλείο έχει τη δυνατότητα να βελτιώνει τη χάραξη του αγωγού λαμβάνοντας υπόψη δεδομένα για την καταπόνηση του

αγωγού με ημι-αυτόματο τρόπο. Ωστόσο, απαιτείται περαιτέρω βελτίωση όσον αφορά στην αυτοματοποίησή της διαδικασίας.

- Το ημι-αναλυτικό προσομοίωμα, που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της ΔΔ, για τον υπολογισμό της καταπόνησης αγωγού υπό κατολίσθηση για διάφορες γωνίες διασταύρωσης χρησιμοποιήθηκε επιτυχώς για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιου αγωγού έναντι του εν λόγω γεωκινδύνου.
- Αντίστοιχα, η αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία, που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της ΔΔ, για τον υπολογισμό της καταπόνησης του αγωγού έναντι διάρρηξης ρήγματος χρησιμοποιήθηκε επιτυχώς για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιου αγωγού έναντι του συγκεκριμένου γεωκινδύνου.

8.3 Συμβολή στην πρόοδο της μηχανικής και καινοτομία

Η παρούσα ΔΔ αποσκοπεί στον υπολογισμό της σεισμικής τρωτότητας και την αντιμετώπιση της σεισμικής διακινδύνευσης υποθαλάσσιων και παράκτιων αγωγών υδρογονανθράκων. Στο πλαίσιο του παραπάνω στόχου, πραγματοποιήθηκε πρωτότυπη επιστημονική έρευνα η οποία μπορεί να συμβάλει στην πρόοδο της μηχανικής. Η καινοτομία και η συμβολή της ΔΔ στον κλάδο της μηχανικής συνοψίζεται στα ακόλουθα κυριότερα σημεία:

- Σε όλη τη διάρκεια της ΔΔ πραγματοποιήθηκε ενδελεχής βιβλιογραφική ανασκόπηση σχετικά με την καταπόνηση αγωγών έναντι γεωκινδύνων, ειδικά για τις περιπτώσεις διάρρηξης ρήγματος και κατολίσθησης. Επίσης, συγκεντρώθηκε βιβλιογραφία σχετικά με τους γεωκινδύνους και τις καταστροφές που έχουν προκαλέσει, τα διεθνή και εθνικά πρότυπα που ασχολούνται με αγωγούς, τις μεθοδολογίες προσομοίωσης αγωγών, τη διάδοση ρηγμάτων μέσα από εδαφικές στρώσεις και τη βελτίωση της χάραξης ΔΚΩ. Παράλληλα, μέσα από τις δημοσιεύσεις σε επιστημονικά περιοδικά και πρακτικά συνεδρίων, η ΔΔ συνέβαλε και στον εμπλουτισμό της παραπάνω βιβλιογραφίας.
- Η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού είναι καθοριστική για την ρεαλιστικότητα των αποτελεσμάτων. Στο πλαίσιο της ΔΔ συγκεντρώθηκαν οι διάφορες μεθοδολογίες και αναπτύχθηκαν αλγόριθμοι για τον αυτοματοποιημένο υπολογισμό της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού σύμφωνα με διεθνείς κανονισμούς και άλλες προτεινόμενες μεθοδολογίες, τόσο για υποθαλάσσιους όσο

και για χερσαίους αγωγούς. Παράλληλα, από την εφαρμογή και τη σύγκρισή τους εξήχθησαν χρήσιμα συμπεράσματα σχετικά με τη ρεαλιστικότητά τους.

- Η ανάπτυξη μιας αναλυτικής μεθοδολογίας μέσω της οποίας υπολογίζεται η απόκριση υποθαλάσσιων αγωγών υπό πλευρική κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης, προσομοιώνοντας την πλευρική εδαφική αντίσταση με τριγραμμικό τρόπο (Chatzidakis et al., 2019). Η παραπάνω προσομοίωση της εδαφικής αντίστασης είναι σύμφωνη με πρόσφατες πειραματικές μελέτες και του νεότερους κανονισμούς. Από τα αποτελέσματα του αναλυτικού προσομοιώματος προέκυψαν διαφοροποιήσεις στην μετακίνηση και την καταπόνηση του αγωγού, σε σχέση με αντίστοιχες προγενέστερες πιο απλοποιητικές προσεγγίσεις.
- Η ανάπτυξη μιας ημι-αναλυτικής μεθοδολογίας μέσω της οποίας υπολογίζεται η απόκριση υποθαλάσσιων αγωγών υπό λοξή κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης (Chatzidakis et al., 2020). Η παραπάνω μεθοδολογία παρέχει τη δυνατότητα προσομοίωσης της απόκρισης του αγωγού για συνδυασμό πλευρικής και αξονικής φόρτισης και αναδεικνύει την επιρροή της γωνίας διασταύρωσης με την κατολίσθηση. Το παραπάνω φαινόμενο δεν είχε διερευνηθεί στο παρελθόν με τις υπάρχουσες μεθοδολογίες να διακρίνουν τις περιπτώσεις φόρτισης σε αποκλειστικά πλευρικές και αξονικές.
- Η μελέτη της ταυτόχρονης διάδοσης κύριων και δευτερογενών ρηγμάτων μέσα από εδαφική στρώση μέσω τριδιάστατου αριθμητικού προσομοιώματος (Chatzidakis, Tsompanakis, et al., 2021). Το παραπάνω φαινόμενο δεν είχε διερευνηθεί ξανά στο παρελθόν, με τις υφιστάμενες μελέτες να θεωρούν τα ρήγματα ως μεμονωμένες οντότητες. Διερευνήθηκαν οι περιπτώσεις κανονικού, ανάστροφου και πλάγιου κύριου ρήγματος, ενώ από τη μελέτη προέκυψαν χρήσιμα συμπεράσματα για την ανάπτυξη των διαρρήξεων μέσα από την εδαφική στρώση, το μέγεθος και την έκταση των εδαφικών μετακινήσεων.
- Η ανάπτυξη μίας αποσυζευγμένης αριθμητικής μεθοδολογίας για τον υπολογισμό της απόκρισης αγωγού υπό κινηματική καταπόνηση λόγω διάρρηξης ρήγματος (Chatzidakis, Psarropoulos, et al., 2021). Η μεθοδολογία παρέχει αποτελέσματα υψηλής ακρίβειας με σχετικά μικρό υπολογιστικό κόστος και μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη διενέργεια εκτεταμένων παραμετρικών αναλύσεων.

- Μελέτη της καταπόνησης θαμμένων αγωγών λόγω διασταύρωσής τους με δευτερογενή ρήγματα (Chatzidakis et al., 2022a). Το παραπάνω φαινόμενο δεν είχε διερευνηθεί ξανά στο παρελθόν, με τις υφιστάμενες μελέτες να επικεντρώνονται στη διασταύρωση αγωγών με μεμονωμένα ρήγματα. Από τη μελέτη προέκυψε ότι η αναμενόμενη καταπόνηση του αγωγού από δευτερογενή ρήγματα δύναται να είναι αντίστοιχη με την καταπόνηση από το κύριο ρήγμα. Συνεπώς, το ενδεχόμενο διασταύρωσης αγωγού με δευτερογενή ρήγματα πρέπει να λαμβάνεται σοβαρά υπόψη κατά τον σχεδιασμό τους. Εγγύς διέλευση από κύριο ρήγμα πρέπει να συνοδεύεται από αναλυτική τεκτονική μελέτη ή/και τον απαραίτητο σχεδιασμό του αγωγού.
- Ποσοτική εκτίμηση διαφόρων εύκολα εφαρμόσιμων μέτρων προστασίας σε υποθαλάσσιους αγωγούς μεγάλου βάθους (Chatzidakis et al., 2022b). Τα μέτρα προστασίας που είναι πρακτικά εφαρμόσιμα σε τέτοιες περιπτώσεις αγωγών είναι περιορισμένα σε σχέση με τα αντίστοιχα μέτρα για χερσαίους αγωγούς. Από τη μελέτη που διεξάχθηκε προκύπτει ότι τα πιο αποτελεσματικά μέτρα έναντι διασταύρωσης με κανονικά και ανάστροφα ρήγματα είναι κατά σειρά η διάσχιση υπό μικρή γωνία διασταύρωσης, η επιλογή ισχυρότερου χάλυβα και η χρήση επικάλυψης. Η επιλογή αγωγού με παχύτερα τοιχώματα και η χρήση διαφορετικών πιέσεων έχουν αμφιλεγόμενα αποτελέσματα.
- Η ημι-αναλυτική μεθοδολογία για υποθαλάσσιο αγωγό έναντι κατολίσθησης υπό γωνία, που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της ΔΔ, εφαρμόστηκε στην πράξη για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών, μέσω ενός «έξυπνου» εργαλείου που αναπτύχθηκε από τους Makrakis et al. (2020). Κατά συνέπεια, είναι προφανής η δυνατότητα που έχουν τα αναλυτικά προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν κατά τη διάρκεια της ΔΔ να ενσωματωθούν σε λογισμικά ή/και κανονισμούς για τον υπολογισμό της απόκρισης του αγωγού.
- Αντίστοιχη εφαρμογή έγινε και για τη βελτίωση της χάραξης υποθαλάσσιων αγωγών έναντι διάρρηξης ρήγματος, μέσω ενός «έξυπνου» εργαλείου που αναπτύχθηκε από τους Makrakis et al. (2022). Σε αυτήν την περίπτωση χρησιμοποιήθηκε η αποσυζευγμένη αριθμητική μεθοδολογία που αναπτύχθηκε στο πλαίσιο της ΔΔ (Chatzidakis, Psarropoulos, et al., 2021). Έτσι, γίνεται φανερή η πρακτική εφαρμοσιμότητα της εν λόγω μεθοδολογίας, η οποία έχει τη

δυνατότητα να υπολογίζει την απόκριση του αγωγού για διάφορες θέσεις και περιπτώσεις φόρτισης με μικρό υπολογιστικό κόστος.

8.4 Προτάσεις για μελλοντική διερεύνηση

Είναι δεδομένο ότι η ερευνητική προσπάθεια που γίνεται στο πλαίσιο μίας ΔΔ μπορεί να συμβάλει στην κατανόηση και προώθηση μερικών επιστημονικών θεμάτων, όντας όμως αδύνατο να καλύψει πλήρως το εξεταζόμενο αντικείμενο. Ταυτόχρονα η παραπάνω έρευνα μπορεί να αποτελέσει έναυσμα για την περαιτέρω εξέλιξη στο συγκεκριμένο ερευνητικό πεδίο. Με βάση τα προαναφερθέντα ευρήματα της παρούσας ΔΔ, αναφέρονται ενδεικτικά ορισμένες προτάσεις για μελλοντική διερεύνηση:

- Τα αναλυτικά προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν δεν περιλαμβάνουν την προσομοίωση της πλαστικής συμπεριφοράς του αγωγού. Μελλοντική έρευνα θα μπορούσε να συμπεριλάβει την παραπάνω συμπεριφορά, καθώς και άλλες παραμέτρους όπως και η επιρροή της κλίσης του πυθμένα και η παρουσία αγκυρώσεων ή/και καμπυλώσεων κατά μήκος του αγωγού.
- Όσον αφορά στη διάδοση ρηγμάτων μέσα από εδαφικές στρώσεις, θα μπορούσε να διερευνηθεί η επιρροή άλλων τύπων ρήγματος, όπως τα οριζόντια, της μη ταυτόχρονης διάρρηξης των ρηγμάτων, διαφορετικών επιπέδων μετατόπισης και γωνιών διασταύρωσης μεταξύ του κύριου και του δευτερογενούς ρήγματος.
- Η διερεύνηση της διάδοσης ρηγμάτων μέσα από εδαφικές στρώσεις γίνεται για αμμώδες έδαφος. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η προσομοίωση της άμμου με διαφορετικά καταστατικά προσομοιώματα, αλλά και εδαφικής στρώσης με διαφορετικά χαρακτηριστικά, όπως η παρουσία νερού και συνεκτικού εδάφους (π.χ., άργιλος) υπό στραγγιζόμενες και αστραγγιστες συνθήκες.
- Αντίστοιχα, η καταπόνηση αγωγών λόγω διασταύρωσης με δευτερογενή ρήγματα θα μπορούσε να διερευνηθεί για διαφορετικές γωνίες διασταύρωσης, άλλους τύπους ρήγματος -όπως τα οριζόντια- και διαφορετικά εδαφικά χαρακτηριστικά. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η διερεύνηση της επιρροής των φορτίων λειτουργίας (διαφορά πίεσης και θερμοκρασίας), καθώς και της καταπόνησης επιφανειακών αγωγών με δευτερογενή ρήγματα σε υποθαλάσσιες συνθήκες.
- Σε σχέση με τα μέτρα προστασίας σε υποθαλάσσιους επιφανειακούς αγωγούς μεγάλου βάθους, θα μπορούσε να διερευνηθούν διαφορετικοί οι τύποι ρήγματος,

όπως πλάγια και οριζόντια, καθώς και άλλες τεχνικές προστασίας μη καθολικού τύπου, όπως η χρήση εύκαμπτων κόμβων.

- Περαιτέρω πειραματική διερεύνηση της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού με στόχο την ενοποίηση των προτεινόμενων μεθοδολογιών προσομοίωσης. Παρά τα μεγάλα βήματα προόδου που έχουν καταγραφεί τα τελευταία χρόνια, παρατηρούνται αρκετά μεγάλες αποκλίσεις μεταξύ των προτεινόμενων μεθοδολογιών.
- Στα εξεταζόμενα προβλήματα υπεισέρχονται πολλοί παράμετροι που χαρακτηρίζονται από αβεβαιότητες (αναφορικά με τις δράσεις, τις ιδιότητες των υλικών, κ.α.), οπότε είναι απαραίτητο να εξεταστούν με χρήση πιθανοτικών μεθοδολογιών.
- Κρίνεται απαραίτητη η αυτοματοποίηση και περαιτέρω εξέλιξη του «έξυπνου» εργαλείου για τη βελτίωση της χάραξης αγωγών με ενσωμάτωση μεθόδων βελτιστοποίησης και επέκτασή του έτσι ώστε να συμπεριλαμβάνει και άλλους γεωκινδύνους, όπως η ισχυρή εδαφική κίνηση, η ρευστοποίηση του εδάφους τα τσουνάμι, κλπ., καθώς και τον συνδυασμό γεωκινδύνων.

8.5 Δημοσιεύσεις Διδακτορικής Διατριβής

Στο πλαίσιο της εκπόνησης της διδακτορικής έρευνας προέκυψαν οι ακόλουθες εργασίες που δημοσιεύτηκαν κατόπιν κρίσεως σε επιστημονικά περιοδικά και πρακτικά επιστημονικών συνεδρίων.

8.5.1 Δημοσιεύσεις σε επιστημονικά περιοδικά

- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2019) “An improved analytical approach for simulating the lateral kinematic distress of deepwater offshore pipelines”, *Applied Ocean Research*, 90, 101852.
- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2020) “A semi-analytical approach for simulating oblique kinematic distress of offshore pipelines”, *Applied Ocean Research*, 98, 102111.
- Makrakis N., Psarropoulos P.N., Chatzidakis D., and Y. Tsompanakis, (2020) “Route optimization of offshore lifelines taking into account potential earthquake-related geohazards”, *Frontiers in Built Environment, Computational Methods in Structural Engineering*, 6, Article 112.

- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2021) "Numerical investigation of secondary-fault rupture propagation through sandy deposits", *Engineering Geology*, 292, 106258.
- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2022a) "Kinematic distress of pipelines subjected to secondary seismic fault rupture", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 152, 107065.
- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2022b) "Efficient mitigation of kinematic distress of offshore pipelines" (υπό κρίση).
- Makrakis N., Psarropoulos P.N., Chatzidakis D., and Tsompanakis Y., (2022) "Submarine landslides and optimal route selection of offshore pipelines: The case of Adriatic Sea" (υπό κρίση).

8.5.2 Συμμετοχές σε συνέδρια - δημοσιεύσεις σε πρακτικά συνεδρίων

- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2017) "Offshore natural gas pipelines subjected to kinematic distress", *COMPADYN 2017: 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Rhodes Island, Greece, 15-17 June.
- Χατζηδάκης Δ., Τσομπανάκης Γ., και Ψαρρόπουλος Π., (2017) "Μελέτη της αλληλεπίδρασης πυθμένα-αγωγού και επίδραση της στην κινηματική καταπόνηση υποθαλάσσιων αγωγών φυσικού αερίου", *Ημερίδα ETAM: Η Αντισεισμική Μηχανική μέσα από την επιστημονική ματιά Νέων Ερευνητών και Μηχανικών*, 3 Νοεμβρίου 2017, Αθήνα.
- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2018) "Numerical study of offshore natural gas pipelines subjected to submarine landslides", *9th GRACM: International Congress on Computational Mechanics*, Chania, Greece, 4-6 June.
- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2018) "Designing offshore natural gas pipelines facing the geohazard of submarine landslides", *16ECEE: 16th European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece, 18-21 June.
- Χατζηδάκης Δ., Τσομπανάκης Γ., και Ψαρρόπουλος Π., (2019) "Αναλυτική προσομοίωση υπεράκτιων αγωγών υπό σεισμική κινηματική καταπόνηση λόγω κατολίσθησης", *ETAM/TEE: 4ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμική Μηχανικής και Τεχνικής Σεισμολογίας*, Αθήνα, Ελλάδα, 5-7 Σεπτεμβρίου.

- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2020) “Simulating the response of offshore gas pipelines subjected to submarine landslides under static and seismic conditions” 15th Pipeline Technology Conference, Berlin, Germany, 30 March - 2 April.
- Chatzidakis D., Psarropoulos P.N., and Tsompanakis Y., (2021) “Risk assessment of gas pipelines parallel or sub-parallel to active seismic faults”, 16th Pipeline Technology Conference, Berlin, Germany, 15-18 March.
- Makrakis N., Psarropoulos P.N., Chatzidakis D., Tsompanakis Y., (2021) “Development of a smart decision-support tool for offshore & onshore lifeline route optimization subjected to geohazards”, 6th Pan-Hellenic Conference of Rural & Surveying Engineering, Athens, Greece, June 2021.
- Chatzidakis D., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2021) “Pipe distress due to secondary faulting”, COMPDYN 2021: 8th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Athens, Greece, 27-30 June.
- Chatzidakis D., Makrakis N., Tsompanakis Y., and Psarropoulos P.N., (2021) “Kinematic distress of high-pressure gas pipelines crossing seismic fault zones with secondary ruptures”, 10th GRACM: International Congress on Computational Mechanics, Athens, Greece, 5-7 July.

- Abbasiverki, R., & Ansell, A. (2020). Seismic response of large diameter buried concrete pipelines subjected to high frequency earthquake excitations. *International Journal of Structural Engineering*, 10(4), 307–329.
<https://doi.org/10.1504/IJSTRUCTE.2020.109854>
- Abdoun, T. H., Ha, D., O'Rourke, M. J., Symans, M. D., O'Rourke, T. D., Palmer, M. C., & Stewart, H. E. (2009). Factors influencing the behavior of buried pipelines subjected to earthquake faulting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 415–427.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.04.006>
- Agalianos, A., de Caudron De Coquereaumont, O., & Anastasopoulos, I. (2020). Rigid slab foundation subjected to strike-slip faulting: Mechanisms and insights. *Geotechnique*, 70(4), 354–373. <https://doi.org/10.1680/jgeot.18.P.280>
- Ahmadi, M., Moosavi, M., & Jafari, M. K. (2018a). Experimental investigation of reverse fault rupture propagation through cohesive granular soils. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 14, 61–65. <https://doi.org/10.1016/j.gete.2018.04.004>
- Ahmadi, M., Moosavi, M., & Jafari, M. K. (2018b). Experimental investigation of reverse fault rupture propagation through wet granular soil. *Engineering Geology*, 239, 229–240. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.03.032>
- Almagor, G., & Wiseman, G. (1977). Analysis of submarine slumping in the continental slope off the southern coast of Israel. *Marine Geotechnology*, 2(1–4), 349–388.
<https://doi.org/10.1080/10641199109379898>
- American Bureau of Shipping. (2016). *Guidance Notes on Subsea Pipeline Route Determination*.
- American Lifelines Alliance (ALA). (2001). Guidelines for the design of buried steel pipe. In *American Society of Civil Engineers*.

- American Petroleum Institute (API). (2009). *API 1111: Recommended Practice for Design, Construction, Operation and Maintenance of Offshore Hydrocarbon Pipelines (Limit State Design)*.
- American Petroleum Institute (API). (2013). *API 1104: Standard for Welding of Pipelines and Related Facilities*.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines. (1984). *Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*. American Society of Civil Engineers.
- Anastasopoulos, I. (2005). *Fault rupture - soil - foundation - structure interaction*. Ph.D. Dissertation, National Technical University of Athens, Greece.
- Anastasopoulos, I., & Gazetas, G. (2007a). Foundation-structure systems over a rupturing normal fault: Part I. Observations after the Kocaeli 1999 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5, 253–275. <https://doi.org/10.1007/s10518-007-9029-2>
- Anastasopoulos, I., & Gazetas, G. (2007b). Foundation-structure systems over a rupturing normal fault: Part II. Analysis of the Kocaeli case histories. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5, 277–301. <https://doi.org/10.1007/s10518-007-9030-9>
- 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. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:8\(943\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:8(943))
- Apel, E., Bürgmann, R., & Serpelloni, E. (2007). Rigid Block Motion, Interseismic Strain, and Backarc Deformation in the Aegean. *AGU Fall Meeting Abstracts*.
- Avar, B. B., & Hudyma, N. W. (2019). Earthquake Surface Rupture: A Brief Survey on Interdisciplinary Research and Practice from Geology to Geotechnical Engineering. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(12), 5259–5281. <https://doi.org/10.1007/S00603-019-02006-0>
- Bai, Q., & Bai, Y. (2014). *Subsea Pipeline Design, Analysis, and Installation*. Elsevier Inc. <https://doi.org/10.1016/C2010-0-67706-6>
- Baize, S., Nurminen, F., Sarmiento, A., Dawson, T., Takao, M., Scotti, O., Azuma, T.,

- Boncio, P., Champenois, J., Cinti, F. R., Civico, R., Costa, C., Guerrieri, L., Marti, E., McCalpin, J., Okumura, K., & Villamor, P. (2019). A worldwide and unified database of surface ruptures (SURE) for fault displacement hazard analyses. *Seismological Research Letters*, 91(1), 499–520. <https://doi.org/10.1785/0220190144>
- Balogun, A. L., Matori, A. N., Hamid-Mosaku, A. I., Umar Lawal, D., & Ahmed Chandio, I. (2017). Fuzzy MCDM-based GIS model for subsea oil pipeline route optimization: An integrated approach. *Marine Georesources and Geotechnology*. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2016.1269247>
- Bartlett, S. F., Lingwall, B. N., & Vaslestad, J. (2015). Methods of protecting buried pipelines and culverts in transportation infrastructure using EPS geof foam. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(5), 450–461. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.04.019>
- Baziar, M. H., Nabizadeh, A., & Jabbary, M. (2015). Numerical modeling of interaction between dip-slip fault and shallow foundation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 1613–1632. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9690-1>
- Baziar, M. H., Nabizadeh, A., Jung Lee, C., & Yi Hung, W. (2014). Centrifuge modeling of interaction between reverse faulting and tunnel. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 151–164. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.04.008>
- Baziar, M. H., Nabizadeh, A., Mehrabi, R., Lee, C. J., & Hung, W. Y. (2016). Evaluation of underground tunnel response to reverse fault rupture using numerical approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, 1–17. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.11.005>
- Berger, B. A., Wham, B. P., & O'Rourke, T. D. (2019). Design of hazard resilient steel pipe using numerical simulations and large scale testing. In F. Silvestri & N. Moraci (Eds.), *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* (pp. 1394–1402). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/9780429031274>
- BNO News [@BNONews]. (2021, July 3). WATCH: Flames shooting from the Gulf of Mexico after gas leak causes pipeline to catch fire. <https://twitter.com/BNONews/status/1411086093311688705>
- Boukpeti, N., & White, D. J. (2017). Interface shear box tests for assessing axial pipe-soil

- resistance. *Geotechnique*, 67(1), 18–30. <https://doi.org/10.1680/jgeot.15.P.112>
- Boukpeti, N., White, D. J., Randolph, M. F., & Low, H. E. (2012). Strength of fine-grained soils at the solid-fluid transition. *Geotechnique*, 62(3), 213–226. <https://doi.org/10.1680/geot.9.P.069>
- Bray, J. D. (1990). *The effects of tectonic movements on stresses and deformations in earth embankments*. Ph.D. Dissertation, University of California, Berkely, CA, USA.
- Bray, J. D., Seed, R. B., Cluff, L. S., & Seed, H. B. (1994). Earthquake fault rupture propagation through soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120, 543–561. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:3\(543\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:3(543))
- Bray, J. D., Seed, R. B., & Seed, H. B. (1994). Analysis of earthquake fault rupture propagation through cohesive soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120, 562–580. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:3\(562\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:3(562))
- Bruton, D., White, D., Cheuk, C., Bolton, M., & Carr, M. (2006). Pipe/Soil Interaction Behavior During Lateral Buckling, Including Large-Amplitude Cyclic Displacement Tests by the Safebuck JIP. *Offshore Technology Conference*. <https://doi.org/10.4043/17944-ms>
- Camargo, J. M. R., Silva, M. V. B., Júnior, A. V. F., & Araújo, T. C. M. (2019). Marine geohazards: A bibliometric-based review. *Geosciences (Switzerland)*, 9, 100. <https://doi.org/10.3390/geosciences9020100>
- Canadian Standards Association (CSA). (2007). *CSA Z662-07, Oil and Gas Pipeline Systems*.
- Castiglia, M., Fierro, T., & Santucci De Magistris, F. (2020). Pipeline Performances under Earthquake-Induced Soil Liquefaction: State of the Art on Real Observations, Model Tests, and Numerical Simulations. In *Shock and Vibration* (Vol. 2020). Hindawi Limited. <https://doi.org/10.1155/2020/8874200>
- Çet'in, K. Ö., Yargici, V., & Yunatci, A. A. (2009). Assessment of Buried Pipeline Performance during the 1999 Duzce Earthquake, Turkey. *Pipelines Specialty Conference 2009*. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/41069\(360\)25](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/41069(360)25)
- Chang, Y. Y., Lee, C. J., Huang, W. C., Hung, W. Y., Huang, W. J., Lin, M. L., & Chen, Y. H. (2015). Evolution of the surface deformation profile and subsurface distortion zone during reverse faulting through overburden sand. *Engineering Geology*, 184,

- 52-70. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.10.023>
- Chatzidakis, D., Psarropoulos, P. N., & Tsompanakis, Y. (2021). Risk assessment of gas pipelines parallel or sub-parallel to active seismic faults. *16th Pipeline Technology Conference*.
- Chatzidakis, D., Tsompanakis, Y., & Psarropoulos, P. N. (2015). Efficient design of natural gas pipelines subjected to large kinematic distress. *Civil-Comp Proceedings*, 108.
- Chatzidakis, D., Tsompanakis, Y., & Psarropoulos, P. N. (2017). Offshore natural gas pipelines subjected to kinematic distress. *6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*.
<https://doi.org/10.7712/120117.5473.17547>
- Chatzidakis, D., Tsompanakis, Y., & Psarropoulos, P. N. (2019). An improved analytical approach for simulating the lateral kinematic distress of deepwater offshore pipelines. *Applied Ocean Research*, 90, 101852.
<https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.101852>
- Chatzidakis, D., Tsompanakis, Y., & Psarropoulos, P. N. (2020). A semi-analytical approach for simulating oblique kinematic distress of offshore pipelines due to submarine landslides. *Applied Ocean Research*, 98, 102111.
<https://doi.org/10.1016/j.apor.2020.102111>
- Chatzidakis, D., Tsompanakis, Y., & Psarropoulos, P. N. (2021). Numerical investigation of secondary-fault rupture propagation through sandy deposits. *Engineering Geology*, 292, 106258. <https://doi.org/10.1016/J.ENGGEOL.2021.106258>
- Chatzidakis, D., Tsompanakis, Y., & Psarropoulos, P. N. (2022a). Kinematic distress of pipelines subjected to secondary seismic fault rupture. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152, 107065. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2021.107065>
- Chatzidakis, D., Tsompanakis, Y., & Psarropoulos, P. N. (2022b). *Efficient mitigation of kinematic distress of offshore pipelines*.
- Chee, J., Walker, A., & White, D. (2018). Controlling lateral buckling of subsea pipeline with sinusoidal shape pre-deformation. *Ocean Engineering*, 151(May 2017), 170–190.
<https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.01.024>
- Choo, Y. W., Abdoun, T. H., O'Rourke, M. J., & Ha, D. (2007). Remediation for buried

- pipeline systems under permanent ground deformation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(12), 1043–1055.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.04.002>
- Cole, D. A., & Lade, P. V. (1984). Influence zones in alluvium over dip-slip faults. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 599–615. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:5\(599\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:5(599))
- Cooke, M. L. (1997). Fracture localization along faults with spatially varying friction. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 102, 22425–22434.
<https://doi.org/10.1029/97jb01829>
- Corigliano, M., Scandella, L., Lai, C. G., & Paolucci, R. (2011). Seismic analysis of deep tunnels in near fault conditions: A case study in Southern Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, 975–995. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9249-3>
- de Blasio, F. V. (2011). *Introduction to the Physics of Landslides* (1st ed.). Springer.
<https://doi.org/10.1007/978-94-007-1122-8>
- Demirci, H. E., Bhattacharya, S., Karamitros, D., & Alexander, N. (2018). Experimental and numerical modelling of buried pipelines crossing reverse faults. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114, 198–214.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.06.013>
- Det Norske Veritas Germanischer Lloyd (DNV GL). (2017a). *Recommended practice DNVGL-RP-F114: Pipe-soil interaction for submarine pipelines*.
<https://www.dnv.com/oilgas/download/dnvgl-rp-f114-pipe-soil-interaction-for-submarine-pipelines.html>
- Det Norske Veritas Germanischer Lloyd (DNV GL). (2017b). *Recommended practice DNVGL-RP-F109: On-bottom stability design of submarine pipelines*.
- Det Norske Veritas Germanischer Lloyd (DNV GL). (2017c). *Standard DNVGL-ST-F101: Submarine pipeline systems*.
- Det Norske Veritas Germanischer Lloyd (DNV GL). (2018). *Recommended practice DNVGL-RP-F110: Global buckling of submarine pipelines*.
- Devine, C. A., Haneberg, W. C., Lee, H., Liu, M. L., & Chang, G. A. (2016). A sensible approach to subsea pipeline route determination - Moving from hand-drawn routes to geologically-constrained, least-cost optimized paths. *Proceedings of the Annual*

- Offshore Technology Conference*. <https://doi.org/10.4043/26940-ms>
- Dey, S., Chakraborty, S., & Tesfamariam, S. (2020). Structural performance of buried pipeline undergoing strike-slip fault rupture in 3D using a non-linear sand model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 135, 106180. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106180>
- Dijkstra, G. J., Gresnigt, A. M., van Es, S. H. J., Karamanos, S. A., & Huinen, W. (2021). Pipeline Design Basics. In S. A. Karamanos, A. M. Gresnigt, & G. J. Dijkstra (Eds.), *Geohazards and Pipelines* (pp. 17–33). Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-49892-4_2
- Dobrev, N. D., & Košťák, B. (2000). Monitoring tectonic movements in the Simitli Graben, SW Bulgaria. *Engineering Geology*, 57, 179–192. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(00\)00027-2](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(00)00027-2)
- Dong, J. J., Wang, C. D., Lee, C. T., Liao, J. J., & Pan, Y. W. (2003). The influence of surface ruptures on building damage in the 1999 Chi-Chi earthquake: A case study in Fengyuan City. *Engineering Geology*, 71, 157–179. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(03\)00131-5](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(03)00131-5)
- Duncan, J. M., & Lefebvre, G. (1973). Earth pressures on structures due to fault movement. *ASCE J Soil Mech Found Div*, 99(12), 1153–1163.
- Euronews. (2020, January 2). *Israel, Greece and Cyprus sign deal for EastMed gas pipeline*. <https://www.euronews.com/2020/01/02/israel-greece-and-cyprus-sign-deal-for-eastmed-gas-pipeline>
- European Committee for Standardization (CEN). (2006). *EN 1998-4:2006 - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines*.
- European Committee for Standardization (CEN). (2007). *EN 1993-4-3 - Eurocode 3: Design of steel structures - Part 4-3: Pipelines*.
- Eurostat. (2021, May). *Energy statistics - an overview*. Eurostat Statistics Explained. https://ec.europa.eu/eurostat/statistics-explained/index.php?title=Energy_statistics_-_an_overview#Final_energy_consumption
- Evans, N. C. (1995). *Stability of submarine slopes*, GEO Report No. 47. Hong Kong Government, GEO Special Project No. SPR 4/94.

- Faccioli, E., Anastasopoulos, I., Gazetas, G., Callerio, A., & Paolucci, R. (2008). Fault rupture-foundation interaction: Selected case histories. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6, 557–583. <https://doi.org/10.1007/s10518-008-9089-y>
- Fadaee, M., Farzaneganpour, F., & Anastasopoulos, I. (2020). Response of buried pipeline subjected to reverse faulting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 132, 106090. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106090>
- Feldman, S. C., Pelletier, R. E., Walser, E., Smoot, J. C., & Ahl, D. (1995). A prototype for pipeline routing using remotely sensed data and geographic information system analysis. *Remote Sensing of Environment*, 53(2), 123–131. [https://doi.org/10.1016/0034-4257\(95\)00047-5](https://doi.org/10.1016/0034-4257(95)00047-5)
- Feng, W., Huang, R., Liu, J., Xu, X., & Luo, M. (2015). Large-scale field trial to explore landslide and pipeline interaction. *Soils And Foundations*, 55(6), 1466–1473. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.10.011>
- Fukuyama, E. (2015). Dynamic faulting on a conjugate fault system detected by near-fault tilt measurements. *Earth, Planets and Space*, 67, 38. <https://doi.org/10.1186/s40623-015-0207-1>
- Gantes, C. J., & Melissianos, V. E. (2016). Evaluation of Seismic Protection Methods for Buried Fuel Pipelines Subjected to Fault Rupture. *Frontiers in Built Environment*, 2, 26. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2016.00034>
- Gaudin, C. (2002). *Experimental and theoretical study of the behavior of supporting walls: Validation of design methods*. Ph.D. dissertation, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, France.
- Gawande, K., Kiran, R., & Cherukuri, H. P. (2019). A numerical study of the response of buried steel pipelines undergoing strike-slip fault. *Engineering Failure Analysis*, 102, 203–218. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2019.04.026>
- Genesseeux, M., & Winnock, E. (1993). *Thickness of Mediterranean Plio-Quaternary Sediment*. Intergovernmental Oceanographic Commission (UNESCO). IBCM Geol. Geoph. Series. <https://www.ngdc.noaa.gov/mgg/ibcm/ibcmsedt.html>
- Ghafari, M., Nahazanan, H., Yusoff, Z. M., & Ghiasi, V. (2021). Effect of soil cohesion and friction angles on reverse faults. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 20(2), 329–334. <https://doi.org/10.1007/S11803-021-2023-X>

- Gillies, A. G., Anderson, D. L., Mitchell, D., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Gardner, N. J., & Ghoborah, A. (2001). The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake - lifelines and preparedness. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(6), 881–890.
<https://doi.org/10.1139/l01-055>
- Grilli, S. T., Taylor, O. D. S., Baxter, C. D. P., & Marezki, S. (2009). A probabilistic approach for determining submarine landslide tsunami hazard along the upper east coast of the United States. *Marine Geology*, 264, 74–97.
<https://doi.org/10.1016/j.margeo.2009.02.010>
- Gudmundsson, A., Simmenes, T. H., Larsen, B., & Philipp, S. L. (2010). Effects of internal structure and local stresses on fracture propagation, deflection, and arrest in fault zones. *Journal of Structural Geology*, 32, 1643–1655.
<https://doi.org/10.1016/j.jsg.2009.08.013>
- Guo, X., Nian, T. kai, Fan, N., & Jia, Y. gang. (2020). Optimization design of a honeycomb-hole submarine pipeline under a hydrodynamic landslide impact. *Marine Georesources and Geotechnology*.
<https://doi.org/10.1080/1064119X.2020.1801919>
- Guo, X., Zheng, D., Zhao, L., Fu, C., & Nian, T. (2022). Quantitative Composition of Drag Forces on Suspended Pipelines from Submarine Landslides. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 148(1), 04021050.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)WW.1943-5460.0000680](https://doi.org/10.1061/(ASCE)WW.1943-5460.0000680)
- Ha, D., Abdoun, T. H., O'Rourke, M. J., Symans, M. D., O'Rourke, T. D., Palmer, M. C., & Stewart, H. E. (2008a). Buried high-density polyethylene pipelines subjected to normal and strike-slip faulting - A centrifuge investigation. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 1733–1742. <https://doi.org/10.1139/T08-089>
- Ha, D., Abdoun, T. H., O'Rourke, M. J., Symans, M. D., O'Rourke, T. D., Palmer, M. C., & Stewart, H. E. (2008b). Centrifuge modeling of earthquake effects on buried high-density polyethylene (HDPE) pipelines crossing fault zones. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134, 1501–1515.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:10\(1501\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:10(1501))
- Halabian, A. M., & Hokmabadi, T. (2018). A new hybrid model for rigorous analysis of buried pipelines under general faulting accounting for material and geometrical non-linearities with focusing on corrugated HDPE pipelines. *Soil Dynamics and*

- Earthquake Engineering*, 115, 1–17. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.08.005>
- Hall, W. J., Nyman, D. J., Johnson, E. R., & Norton, J. D. (2003). Performance of the Trans-Alaska Pipeline in the November 3, 2002 Denali Fault earthquake. *Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph*, 25, 522–534.
[https://doi.org/10.1061/40687\(2003\)54](https://doi.org/10.1061/40687(2003)54)
- Hampton, M. A., Lee, H. J., & Locat, J. (1996). Submarine landslides. *Reviews of Geophysics*. <https://doi.org/10.1029/95RG03287>
- Hance, J. J. (2003). Submarine Slope Stability: Development of a Database and Assessment of Seafloor Slope Stability Based on Published Literature. In *Offshore Technology Research Center*. [https://doi.org/10.1016/S0025-3227\(99\)00076-6](https://doi.org/10.1016/S0025-3227(99)00076-6)
- Haneberg, W. C., Bruce, B., & Drazba, M. C. (2013). Using Qualitative Slope Hazard Maps and Quantitative Probabilistic Slope Stability Models to Constrain Least-Cost Pipeline Route Optimization. *Offshore Technology Conference*.
<https://doi.org/10.4043/23980-ms>
- Hargitai, H., Kereszturi, Á., & Hargitai, H. (2014). Secondary Fault. In *Encyclopedia of Planetary Landforms*. https://doi.org/10.1007/978-1-4614-9213-9_590-1
- Hazeghian, M., & Soroush, A. (2017). Numerical modeling of dip-slip faulting through granular soils using DEM. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 155–171.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.03.021>
- Hodder, M. S., & Cassidy, M. J. (2010). A plasticity model for predicting the vertical and lateral behaviour of pipelines in clay. *Geotechnique*, 60(4), 247–263.
<https://doi.org/10.1680/geot.8.P.055>
- Hojat Jalali, H., Rofooei, F. R., & Khajeh Ahmad Attari, N. (2018). Performance of Buried Gas Distribution Pipelines Subjected to Reverse Fault Movement. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(6), 1068–1091.
<https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1269694>
- Hwang, H., Chiu, Y. H., Chen, W. Y., & Shih, B. J. (2004). Analysis of damage to steel gas pipelines caused by ground shaking effects during the Chi-Chi, Taiwan, Earthquake. *Earthquake Spectra*, 20(4), 1095–1110.
<https://doi.org/10.1193/1.1811615>
- 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.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.04.006>
- Johansson, J., & Konagai, K. (2007). Fault induced permanent ground deformations: Experimental verification of wet and dry soil, numerical findings' relation to field observations of tunnel damage and implications for design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 938–956. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.01.007>
- Joshi, S., Prashant, A., Deb, A., & Jain, S. K. (2011). Analysis of buried pipelines subjected to reverse fault motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 930–940.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.02.003>
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., & Kouretzis, G. P. (2007). Stress analysis of buried steel pipelines at strike-slip fault crossings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 200–211. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2006.08.001>
- Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Kouretzis, G. P., & Gkesouli, V. (2011). An analytical method for strength verification of buried steel pipelines at normal fault crossings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 1452–1464.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.05.012>
- Karamitros, D. K., Zoupantis, C., & Bouckovalas, G. D. (2016). Buried pipelines with bends: Analytical verification against permanent ground displacements1. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(11), 1782–1793. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0060>
- Karampour, H., Albermani, F., & Gross, J. (2013). On lateral and upheaval buckling of subsea pipelines. *Engineering Structures*, 52, 317–330.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.037>
- Karlsrud, K., & Edgers, L. (1982). Some aspects of submarine slope stability. *NATO Conference Series, (Series) 4: Marine Sciences*. https://doi.org/10.1007/978-1-4613-3362-3_5
- Kase, Y., & Kuge, K. (1998). Numerical simulation of spontaneous rupture processes on two non-coplanar faults: The effect of geometry on fault interaction. *Geophysical Journal International*, 135, 911–922. <https://doi.org/10.1046/j.1365-246X.1998.00672.x>
- Kase, Y., & Kuge, K. (2001). Rupture propagation beyond fault discontinuities: Significance of fault strike and location. *Geophysical Journal International*, 147, 330–

342. <https://doi.org/10.1046/j.1365-246X.2001.00533.x>
- Kaynia, A. M., Dimmock, P., & Senders, M. (2014). Earthquake response of pipelines on submarine slopes. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*.
<https://doi.org/10.4043/25186-ms>
- Kelson, K. I., Kang, K. H., Page, W. D., Lee, C. T., & Cluff, L. S. (2001). Representative styles of deformation along the Chelungpu Fault from the 1999 Chi-Chi (Taiwan) earthquake: Geomorphic characteristics and responses of man-made structures. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 91(5), 930–952.
<https://doi.org/10.1785/0120000741>
- Kennedy, R. P., Chow, A. M., & Williamson, R. A. (1977). Fault movement effects on buried oil pipeline. *Transportation Engineering Journal of ASCE*, 103(5), 617–633.
- King, T., Phillips, R., & Johansen, C. (2011). Pipeline routing and burial depth analysis using GIS software. *Society of Petroleum Engineers - Arctic Technology Conference 2011*.
<https://doi.org/10.4043/22085-ms>
- Kouretzis, G. P., Karamitros, D. K., & Sloan, S. W. (2015). Analysis of buried pipelines subjected to ground surface settlement and heave. *Canadian Geotechnical Journal*, 52, 1058–1071. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0332>
- Lade, P. V., Cole, D. A., & Cummings, D. (1984). Multiple failure surfaces over dip-slip faults. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 616–627.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1984\)110:5\(616\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1984)110:5(616))
- Lavine, A., Gardner, J. N., & Reneau, S. L. (2003). Total station geologic mapping: An innovative approach to analyzing surface-faulting hazards. *Engineering Geology*, 70, 71–91. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(03\)00083-8](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(03)00083-8)
- Lee, H. J., Locat, J., Desgagns, P., Parsons, J. D., McAdoo, B. G., Orange, D. L., Puig, P., Wong, F. L., Dartnell, P., & Boulanger, E. (2009). Submarine Mass Movements on Continental Margins. In Nitttrouer, A. Charles, A. J. Austin, E. M. Field, H. J. Kravitz, P. M. J. Syvitski, & L. P. Wiberg (Eds.), *Continental Margin Sedimentation*.
<https://doi.org/10.1002/9781444304398.ch5>
- Lee, J. W., & Hamada, M. (2005). An experimental study on earthquake fault rupture propagation through a sandy soil deposit. *Structural Engineering/Earthquake Engineering*, 22(1), 1s-13s. <https://doi.org/10.2208/jscseee.22.1s>

- Leynaud, D., Mienert, J., & Nadim, F. (2004). Slope stability assessment of the Helland Hansen area offshore the mid-Norwegian margin. *Marine Geology*, 213, 457–480. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2004.10.019>
- Lin, A., & Chiba, T. (2017). Coseismic conjugate faulting structures produced by the 2016 Mw 7.1 Kumamoto earthquake, Japan. *Journal of Structural Geology*, 99, 20–30. <https://doi.org/10.1016/j.jsg.2017.05.003>
- Lin, C. W., Lee, Y. L., Huang, M. L., Lai, W. C., Yuan, B. D., & Huang, C. Y. (2003). Characteristics of surface ruptures associated with the Chi-Chi earthquake of September 21, 1999. *Engineering Geology*, 71, 13–30. [https://doi.org/10.1016/S0013-7952\(03\)00123-6](https://doi.org/10.1016/S0013-7952(03)00123-6)
- Lin, M. L., Chung, C. F., & Jeng, F. S. (2006). Deformation of overburden soil induced by thrust fault slip. *Engineering Geology*, 88, 70–89. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2006.08.004>
- Liu, P. F., Zheng, J. Y., Zhang, B. J., & Shi, P. (2010). Failure analysis of natural gas buried X65 steel pipeline under deflection load using finite element method. *Materials and Design*, 31(3), 1384–1391. <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2009.08.045>
- Liu, X., Zhang, H., Han, Y., Xia, M., & Zheng, W. (2016). A semi-empirical model for peak strain prediction of buried X80 steel pipelines under compression and bending at strike-slip fault crossings. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 32, 465–475. <https://doi.org/10.1016/j.jngse.2016.04.054>
- Liu, X., Zhang, H., Li, M., Xia, M., Zheng, W., Wu, K., & Han, Y. (2016). Effects of steel properties on the local buckling response of high strength pipelines subjected to reverse faulting. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 33, 378–387. <https://doi.org/10.1016/j.jngse.2016.05.036>
- Liu, X., Zhang, H., Wu, K., Xia, M., Chen, Y., & Li, M. (2017). Buckling failure mode analysis of buried X80 steel gas pipeline under reverse fault displacement. *Engineering Failure Analysis*, 77, 50–64. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.02.019>
- Liu, X., Zhang, H., Wu, K., Xia, M., Zheng, Q., Li, Y., Ndubuaku, O., & Adeeb, S. (2020). A refined analytical strain analysis method for offshore pipeline under strike-slip fault movement considering strain hardening effect of steel. *Ships and Offshore Structures*, 15(2), 215–226. <https://doi.org/10.1080/17445302.2019.1611722>

- Locat, J., & Lee, H. J. (2002). Submarine landslides: Advances and challenges. *Canadian Geotechnical Journal*, 39, 193–212. <https://doi.org/10.1139/t01-089>
- Loli, M., Kourkoulis, R., & Gazetas, G. (2018). Physical and numerical modeling of hybrid foundations to mitigate seismic fault rupture effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(11), 04018083. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001966](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001966)
- Loukidis, D., Bouckovalas, G. D., & Papadimitriou, A. G. (2009). Analysis of fault rupture propagation through uniform soil cover. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 1389–1404. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.04.003>
- Luo, X., Ma, J., Zheng, J., & Shi, J. (2014). Finite element analysis of buried polyethylene pipe subjected to seismic landslide. *Journal of Pressure Vessel Technology, Transactions of the ASME*, 136(3). <https://doi.org/10.1115/1.4026148>
- Magura, M., & Brodniansky, J. (2012). Experimental research of buried pipelines. *Procedia Engineering*, 40(2), 50–55. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2012.07.054>
- Makrakis, N., Psarropoulos, P., Chatzidakis, D., & Tsompanakis, Y. (2020). Route Optimization of Offshore Lifelines Taking Into Account Potential Earthquake-Related Geohazards. *Frontiers in Built Environment*, 6(July), 1–16. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00112>
- Makrakis, N., Psarropoulos, P. N., Chatzidakis, D., & Tsompanakis, Y. (2022). *Submarine landslides and optimal route selection of offshore pipelines: The case of Adriatic Sea*.
- Mandl, G. (2000). *Faulting in Brittle Rocks - An introduction to the mechanics of tectonic faults* (1st ed.). Springer. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-04262-5>
- Martin, N. (2018, November 19). *TurkStream: Who profits, who loses out?* Deutsche Welle (DW). <https://www.dw.com/en/turkstream-who-profits-who-loses-out/a-46364057>
- MathWorks. (2015). *Matlab R2015a Users Guide*.
- McCaffney, M. A., & O'Rourke, T. D. (1983). Buried pipeline response to reverse faulting during the 1971 San Fernando earthquake. *American Society of Mechanical Engineers, Pressure Vessels and Piping Division (Publication) PVP*, 77, 151–159.
- Melissianos, V. E., Korakitis, G. P., Gantes, C. J., & Bouckovalas, G. D. (2016). Numerical evaluation of the effectiveness of flexible joints in buried pipelines subjected to

- strike-slip fault rupture. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 90, 395–410.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.012>
- Melissianos, V. E., Vamvatsikos, D., & Gantes, C. J. (2020). Methodology for failure mode prediction of onshore buried steel pipelines subjected to reverse fault rupture. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 135, 106116.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106116>
- Meyer, V., Langford, T., & White, D. J. (2016). Physical modelling of pipe embedment and equalisation in clay. *Geotechnique*, 66(7), 602–609.
<https://doi.org/10.1680/jgeot.15.T.024>
- Mokhtari, M., & Alavi Nia, A. (2015). The influence of using CFRP wraps on performance of buried steel pipelines under permanent ground deformations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 73, 29–41.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.02.014>
- Moradi, M., Rojhan, M., Galandarzadeh, A., & Takada, S. (2013). Centrifuge modeling of buried continuous pipelines subjected to normal faulting. *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 12(1), 155–164.
<https://doi.org/10.1007/s11803-013-0159-z>
- Morgenstern, N. R. (1967). Submarine slumping and the initiation of turbidity currents. In A. F. Richards (Ed.), *Marine Geotechnique* (pp. 189–220). University of Illinois Press.
- Moris Christopher, J., Sivakumar, V., & Balaji, R. (2018). Safe design of cross country pipelines. *Offshore World*, 15(3). www.oswindia.com
- Mortazavi Zanjani, M., & Soroush, A. (2017). Numerical modelling of fault rupture propagation through layered sands. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(9), 1139–1155. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1344148>
- Moss, R. E. S., Buelna, M., & Stanton, K. V. (2018). Physical, Analytical, and Numerical Modeling of Reverse-Fault Displacement through Near-Surface Soils. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 108(6), 3149–3159.
<https://doi.org/10.1785/0120180067>
- Nair, G. S., Dash, S. R., & Mondal, G. (2018). Review of Pipeline Performance during Earthquakes since 1906. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 32(6),

04018083. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001214](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001214)
- Neumann, A., Göke, L., Holz, F., Kemfert, C., & von Hirschhausen, C. (2018). Natural gas supply: no need for another Baltic Sea pipeline. *DIW Weekly Report*, 27. www.diw.de
- Newmark, N. M., & Hall, W. J. (1975). Pipeline design to resist large fault displacement. *Proceedings of the US National Conference on Earthquake Engineering*, 416–425.
- Ng, C. W. W., Cai, Q. P., & Hu, P. (2012). Centrifuge and numerical modeling of normal fault-rupture propagation in clay with and without a preexisting fracture. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138, 1492–1502. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000719](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000719)
- Ni, P., & Mangalathu, S. (2018). Simplified evaluation of pipe strains crossing a normal fault through the dissipated energy method. *Engineering Structures*, 167, 393–406. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.04.047>
- 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. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.10.011>
- Ni, P., Qin, X., & Yi, Y. (2018). Use of tire-derived aggregate for seismic mitigation of buried pipelines under strike-slip faults. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 115, 495–506. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.018>
- Nian, T., Guo, X., Fan, N., Jiao, H., & Li, D. (2018). Impact forces of submarine landslides on suspended pipelines considering the low-temperature environment. *Applied Ocean Research*, 81, 116–125. <https://doi.org/10.1016/J.APOR.2018.09.016>
- Nollet, S., Kleine Vennekate, G. J., Giese, S., Vrolijk, P., Urai, J. L., & Ziegler, M. (2012). Localization patterns in sandbox-scale numerical experiments above a normal fault in basement. *Journal of Structural Geology*, 39, 199–209. <https://doi.org/10.1016/j.jsrg.2012.02.011>
- NS Energy. (2020). *TurkStream Pipeline*. <https://www.nsenergybusiness.com/projects/turkstream-pipeline/>
- O'Rourke, M. J., & Liu, J. X. (2012). *Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines*. MCEER. <https://doi.org/10.1179/174328808X356375>
- O'Rourke, T. D. (2010). Geohazards and large, geographically distributed systems.

- Geotechnique*, 60(7), 505–543. <https://doi.org/10.1680/geot.2010.60.7.505>
- O'Rourke, T. D., Druschel, S. J., & Netravali, A. N. (1990). Shear Strength Characteristics of Sand-Polymer Interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(3), 451–469. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:3\(451\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:3(451))
- O'Rourke, T. D., & Palmer, M. C. (1996). Earthquake performance of gas transmission pipelines. *Earthquake Spectra*, 12(3), 493–527. <https://doi.org/10.1193/1.1585895>
- Oettle, N. K., & Bray, J. D. (2013). Fault rupture propagation through previously ruptured soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139, 1637–1647. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000919](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000919)
- Özcebe, A. G., Paolucci, R., & Mariani, S. (2017). Numerical modeling of the interaction of pressurized large diameter gas buried pipelines with normal fault ruptures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 101, 105–115. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.07.017>
- Papadimitriou, A. G., Bouckovalas, G. D., Nyman, D. J., & Valsamis, A. I. (2019). Analysis of buried steel pipelines at watercourse crossings under liquefaction-induced lateral spreading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 126, 105772. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105772>
- Parker, E. J., Traverso, C. M., Moore, R., Evans, T., & Usher, N. (2008). Evaluation of Landslide Impact on Deepwater Submarine Pipelines. *Offshore Technology Conference*, 5-8 May, OTC 19459. <https://doi.org/10.4043/19459-MS>
- Peacock, D. C. P., Nixon, C. W., Rotevatn, A., Sanderson, D. J., & Zuluaga, L. F. (2017). Interacting faults. *Journal of Structural Geology*, 97, 1–22. <https://doi.org/10.1016/j.jsg.2017.02.008>
- Pipeline and Hazardous Materials Safety Administration (PHMSA). (2020). *Pipeline Incident 20 Year Trends*. U.S. Department of Transportation, Pipeline and Hazardous Materials Safety Administration. <https://www.phmsa.dot.gov/data-and-statistics/pipeline/pipeline-incident-20-year-trends>
- Psyrras, N., Kwon, O., Gerasimidis, S., & Sextos, A. (2019). Can a buried gas pipeline experience local buckling during earthquake ground shaking? *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116, 511–529. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.027>
- Qi, J., Liu, F., Yang, X., Zhao, Y., Qi, J., Liu, F., Yang, X., & Zhao, Y. (2020). Influence

- factors on the ground surface rupture zone induced by buried normal fault dislocation. *Earthquake Science*, 33(2), 62–71. <https://doi.org/10.29382/EQS-2020-0062-02>
- Qian, X., & Das, H. S. (2019). Modeling Subsea Pipeline Movement Subjected to Submarine Debris-Flow Impact. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 10(3), 04019016. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ps.1949-1204.0000386](https://doi.org/10.1061/(asce)ps.1949-1204.0000386)
- Rajani, B. B., Robertson, P. K., & Morgenstern, N. R. (1995). Simplified design methods for pipelines subject to transverse and longitudinal soil movements. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(2), 309–323. <https://doi.org/10.1139/t95-032>
- Randall, L. J. (2007). *Finite Difference Methods for Ordinary and Partial Differential Equations: Steady-State and Time-Dependent Problems*. Society for Industrial and Applied Mathematics. <https://doi.org/10.1137/1.9780898717839>
- Randolph, M. F., & Gourvenec, S. (2011). Offshore geotechnical engineering. In *Offshore Geotechnical Engineering*. Spon Press. <https://doi.org/10.1201/9781315272474>
- Randolph, M. F., Seo, D., & White, D. J. (2010). Parametric Solutions for Slide Impact on Pipelines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(7), 940–949. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000314](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000314)
- Randolph, M. F., & White, D. (2008). Pipeline Embedment in Deep Water: Processes and Quantitative Assessment. *Offshore Technology Conference, OTC 19128*. <https://doi.org/10.4043/otc-19128-ms>
- Randolph, M. F., & White, D. J. (2012). Interaction forces between pipelines and submarine slides - A geotechnical viewpoint. *Ocean Engineering*, 48, 32–37. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2012.03.014>
- Rasouli, H., & Fatahi, B. (2020). Geofoam blocks to protect buried pipelines subjected to strike-slip fault rupture. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(3), 257–274. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.11.011>
- Robert, D. J., Soga, K., & O'Rourke, T. D. (2016). Pipelines subjected to fault movement in dry and unsaturated soils. *International Journal of Geomechanics*, 16(5), C4016001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000548](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000548)
- Rofooei, F. R., Attari, N. K. A., & Hojat Jalali, H. (2018). New Method of Modeling the Behavior of Buried Steel Distribution Pipes Subjected to Reverse Faulting. *Journal of*

- Pipeline Systems Engineering and Practice*, 9(1), 04017029.
[https://doi.org/10.1061/\(asce\)ps.1949-1204.0000296](https://doi.org/10.1061/(asce)ps.1949-1204.0000296)
- Rojhani, M., Moradi, M., Galandarzadeh, A., & Takada, S. (2012). Centrifuge modeling of buried continuous pipelines subjected to reverse faulting. *Canadian Geotechnical Journal*, 49, 659–670. <https://doi.org/10.1139/T2012-022>
- Rokonuzzaman, M., Nahas, A. E., & Sakai, T. (2015). Experimental validation of a numerical model for the interaction of dip-slip normal fault ruptures, sand deposits, and raft foundations. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 9(3), 239–250. <https://doi.org/10.1179/1939787914Y.00000000057>
- Ross, Z. E., Idini, B., Jia, Z., Stephenson, O. L., Zhong, M., Wang, X., Zhan, Z., Simons, M., Fielding, E. J., Yun, S. H., Hauksson, E., Moore, A. W., Liu, Z., & Jung, J. (2019). Hierarchical interlocked orthogonal faulting in the 2019 Ridgecrest earthquake sequence. *Science*, 366(6463), 346–351. <https://doi.org/10.1126/science.aaz0109>
- Roth, W. H., Sweet, J., & Goodman, R. E. (1982). Numerical and physical modeling of flexural slip phenomena and potential for fault movement. In L. Müller (Ed.), *Ingenieurgeologie und Geomechanik als Grundlagen des Felsbaues / Engineering Geology and Geomechanics as Fundamentals of Rock Engineering. Rock Mechanics (Felsmechanik Mécanique des Roches)*, vol 12. Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-8665-7_3
- Ruocco, E., Di Laora, R., & Minutolo, V. (2016). An Exponential Matrix Method for the Buckling Analysis of Underground Pipelines Subjected to Landslide Loads. *Procedia Earth and Planetary Science*, 16, 25–34. <https://doi.org/10.1016/j.proeps.2016.10.004>
- Saatcioglu, M., Mitchell, D., Tinawi, R., Gardner, N. J., Gillies, A. G., Ghobarah, A., Anderson, D. L., & Lau, D. (2001). The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake damage to structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(4), 715–737. <https://doi.org/10.1139/l01-043>
- Saberi, M., Behnamfar, F., & Vafaeian, M. (2013). A semi-analytical model for estimating seismic behavior of buried steel pipes at bend point under propagating waves. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(5), 1373–1402. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9430-y>
- SAFEBUCK JIP. (2015). *Safe design of pipelines with lateral buckling. Design Guideline. Document 5087471/C.*

- Sahdi, F., Gaudin, C., White, D. J., Boylan, N., & Randolph, M. F. (2014). Centrifuge modelling of active slide-pipeline loading in soft clay. *Géotechnique*, 64(1), 16–27. <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.191>
- Sahin, M., & Tari, E. (2000). The August 17 Kocaeli and the November 12 Duzce earthquakes in Turkey. *Earth, Planets and Space*, 52, 753–757. <https://doi.org/10.1186/BF03352277>
- Saiyar, M., Ni, P., Take, W. A., & Moore, I. D. (2016). Response of pipelines of differing flexural stiffness to normal faulting. *Geotechnique*, 66(4), 275–286. <https://doi.org/10.1680/jgeot.14.P.175>
- Sarvanis, G. C., & Karamanos, S. A. (2017). Analytical model for the strain analysis of continuous buried pipelines in geohazard areas. *Engineering Structures*, 152, 57–69. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.060>
- 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 and Structural Dynamics*, 47, 966–987. <https://doi.org/10.1002/eqe.3001>
- Scawthorn, C., & Yanev, P. I. (1995). 17 January 1995, Hyogo-ken Nambu, Japanese earthquake. *Engineering Structures*, 17(3), 146–157. [https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00041-5](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00041-5)
- Scholz, C. H. (2011). First-order splay faults: Dip-slip examples. *Geological Society, London, Special Publication*, 359, 313–318. <https://doi.org/10.1144/SP359.17>
- Schwarz, H. U., & Kilfitt, F. W. (2008). Confluence and intersection of interacting conjugate faults: A new concept based on analogue experiments. *Journal of Structural Geology*, 30, 1126–1137. <https://doi.org/10.1016/j.jsg.2008.05.005>
- Schwarz, L., Robl, K., Wakolbinger, W., Mühling, H., & Zaradkiewicz, P. (2015). GIS based, heuristic approach for pipeline route corridor selection. In *Engineering Geology for Society and Territory - Volume 6: Applied Geology for Major Engineering Projects*. https://doi.org/10.1007/978-3-319-09060-3_48
- Shi, J. Sen, Ling, D. S., Hu, C. B., & Tu, F. bin. (2020). Study on reverse fault rupture propagation through sand with inclined ground surface. *Engineering Geology*, 276, 105768. <https://doi.org/10.1016/J.ENGGEOL.2020.105768>

- Shih, B. J., & Chang, C. H. (2006). Damage survey of water supply systems and fragility curve of PVC water pipelines in the Chi-Chi Taiwan Earthquake. *Natural Hazards*, 37(1-2), 71-85. <https://doi.org/10.1007/s11069-005-4657-9>
- Sim, W. W., Towhata, I., Yamada, S., & Moinet, G. J. M. (2012). Shaking table tests modelling small diameter pipes crossing a vertical fault. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35, 59-71. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.11.005>
- Simulia. (2014). *ABAQUS 6.14 analysis user's manual*.
- Slejko, D., Camassi, R., Cecic, I., Herak, D., Herak, M., Kociu, S., Kouskouna, V., Lapajne, J., Makropoulos, K., Meletti, C., Muco, B., Papaioannou, C., Peruzza, L., Rebez, A., Scandone, P., Sulstarova, E., Voulgaris, N., Zivcic, M., & Zupancic, P. (1999). Seismic hazard assessment for Adria. *Annali Di Geofisica*, 42(6), 1085-1107. <https://doi.org/10.4401/ag-3771>
- Strasser, M., Stegmann, S., Bussmann, F., Anselmetti, F. S., Rick, B., & Kopf, A. (2007). Quantifying subaqueous slope stability during seismic shaking: Lake Lucerne as model for ocean margins. *Marine Geology*, 240, 77-97. <https://doi.org/10.1016/j.margeo.2007.02.016>
- Strozyk, F., Strasser, M., Frster, A., Kopf, A., & Huhn, K. (2010). Slope failure repetition in active margin environments: Constraints from submarine landslides in the Hellenic fore arc, eastern Mediterranean. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 115, B08103. <https://doi.org/10.1029/2009JB006841>
- Subba Rao, K. S., Allam, M. M., & Robinson, R. G. (1998). Interfacial friction between sands and solid surfaces. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering*, 131(2), 75-82. <https://doi.org/10.1680/igeng.1998.30112>
- Takada, S., Hassani, N., & Fukuda, K. (2002). Damage directivity in buried pipelines of kobe city during the 1995 earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(1), 1-15. <https://doi.org/10.1080/13632460209350407>
- Tali, N., Lashkaripour, G. R., Hafezi Moghadas, N., & Ghalandarzadeh, A. (2019). Centrifuge modeling of reverse fault rupture propagation through single-layered and stratified soil. *Engineering Geology*, 249, 273-289. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.12.021>
- Taniyama, H. (2011). Numerical analysis of overburden soil subjected to strike-slip fault:

- Distinct element analysis of Nojima fault. *Engineering Geology*, 123, 194–203.
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2011.08.003>
- Temis, M. Y., & Strom, A. L. (2019). Designers' requirements of surface rupture parameters determination accuracy at trunk pipelines/active fault crossings. *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions- Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, 2019, 5265–5273.
- Thebian, L., Najjar, S., Sadek, S., & Mabsout, M. (2018). Numerical investigation of dip-slip fault propagation effects on offshore seabed sediments. *Engineering Geology*, 237, 149–167. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.02.008>
- 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. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000428](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000428)
- Tian, Y., Cassidy, M. J., & Gaudin, C. (2010). Advancing pipe-soil interaction models in calcareous sand. *Applied Ocean Research*, 32(3), 284–297.
<https://doi.org/10.1016/j.apor.2010.06.002>
- Trans Adriatic Pipeline (TAP). (2013a). *ESIA Albania Section 4 - Project Description*.
- Trans Adriatic Pipeline (TAP). (2013b). *ESIA Italy - Annex 7 Baseline data and maps: Appendix 11 Geotechnical report - Shallow geotechnical survey - Part A soil parameters for design (OPL00-DAP-150-Y-TRE-0001)*.
- Trans Adriatic Pipeline (TAP). (2017). *TAP Routing Report*.
- Triantafyllaki, A., Papanastasiou, P., & Loukidis, D. (2020). Numerical analysis of the structural response of unburied offshore pipelines crossing active normal and reverse faults. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 137, 106296.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106296>
- Triantafyllaki, A., Papanastasiou, P., & Loukidis, D. (2021). Offshore pipeline performance under strike-slip fault movements. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 147, 106698. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2021.106698>
- Trifonov, O. V., & Cherniy, V. P. (2010). A semi-analytical approach to a nonlinear stress-strain analysis of buried steel pipelines crossing active faults. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30, 1298–1308.

- <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.06.002>
- Trifonov, O. V., & Cherniy, V. P. (2012). Elastoplastic stress-strain analysis of buried steel pipelines subjected to fault displacements with account for service loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 33(1), 54–62.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2011.10.001>
- Tsatsis, A., Gelagoti, F., & Gazetas, G. (2018). Performance of a buried pipeline along the dip of a slope experiencing accidental sliding. *Geotechnique*, 68(11), 968–988.
<https://doi.org/10.1680/jgeot.17.P.029>
- Tsatsis, A., Loli, M., & Gazetas, G. (2019). Pipeline in dense sand subjected to tectonic deformation from normal or reverse faulting. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 127, 105780. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.105780>
- Tsinidis, G., Di Sarno, L., Sextos, A., & Furtner, P. (2020). Optimal intensity measures for the structural assessment of buried steel natural gas pipelines due to seismically-induced axial compression at geotechnical discontinuities. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 131, 106030. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.106030>
- Uckan, E., Akbas, B., Shen, J., Rou, W., Paolacci, F., & O'Rourke, M. (2015). A simplified analysis model for determining the seismic response of buried steel pipes at strike-slip fault crossings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 75, 55–65.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.03.001>
- Urgeles, R., Leynaud, D., Lastras, G., Canals, M., & Mienert, J. (2006). Back-analysis and failure mechanisms of a large submarine slide on the ebro slope, NW Mediterranean. *Marine Geology*, 226, 185–206.
<https://doi.org/10.1016/j.margeo.2005.10.004>
- Valsamis, A. I., & Bouckovalas, G. D. (2020). Analytical methodology for the verification of buried steel pipelines with flexible joints crossing strike-slip faults. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138, 106280.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106280>
- Valsamis, A. I., Bouckovalas, G. D., & Gantes, C. J. (2020). Alternative design of buried pipelines at active fault crossings using flexible joints. *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, 180, 104038. <https://doi.org/10.1016/j.ijpvp.2019.104038>
- Varnes, D. J. (1978). Slope movement types and processes. In R. L. Schuster & R. J. Krizek

- (Eds.), *Special Report 176: Landslides: Analysis and Control* (pp. 11–33). Transportation and Road Research Board, National Academy of Science.
- Vazinram, F., & Rasti, R. (2006, June 18). Seismic Hazards for Lifelines. *Geohazards, Engineering Conferences International*. <https://dc.engconfintl.org/geohazards/36>
- 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. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.01.014>
- Vazouras, P., & Karamanos, S. A. (2017). Structural behavior of buried pipe bends and their effect on pipeline response in fault crossing areas. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(11), 4999–5024. <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0148-0>
- Verley, R. L. P., & Sotberg, T. (1994). A soil resistance model for pipelines placed on sandy soils. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, 116(3), 145–153. <https://doi.org/10.1115/1.2920143>
- Wang, C., Li, C., Liu, W., Wang, J., & Wu, J. (2019). Pipeline-Soil Separation Model for Natural Gas Pipelines Subjected to Parabolic Driving Force. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, 10(1), 04018028. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)ps.1949-1204.0000353](https://doi.org/10.1061/(asce)ps.1949-1204.0000353)
- Wang, L. R., & Yeh, Y. -H. (1985). A refined seismic analysis and design of buried pipeline for fault movement. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 13, 75–96. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290130109>
- Wells, L. D., & Coppersmith, J. K. (1994). New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 84(4), 974–1002.
- White, D. J., Clukey, E. C., Randolph, M. F., Bransby, M. F., Zakeri, A., Hill, A. J., & Jaeck, C. (2017). The state of knowledge of pipe-soil interaction for on-bottom pipeline design. *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, 2, 969–995. <https://doi.org/10.4043/27623-ms>
- 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. <https://doi.org/10.1080/13632469.2011.569052>

- Xu, L., & Lin, M. (2017). Numerical study on critical axial forces of upheaval buckling for initially stressed submarine pipelines on uneven seabed. *Ocean Engineering*, 145, 344–358. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2017.09.013>
- Yan, K., Zhang, J., Wang, Z., Liao, W., & Wu, Z. (2018). Seismic responses of deep buried pipeline under non-uniform excitations from large scale shaking table test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 180–192. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.05.036>
- Yifei, Y., Bing, S., Jianjun, W., & Xiangzhen, Y. (2018). A study on stress of buried oil and gas pipeline crossing a fault based on thin shell FEM model. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 81, 472–479. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2018.08.031>
- Yildirim, V., & Yomralioglu, T. (2011). NABUCCO pipeline route selection through Turkey comparison of a GIS-based approach to a traditional route selection approach. *Oil Gas European Magazine*, 37(1), 20–24.
- Yildirim, V., Yomralioglu, T., Nisanci, R., Colak, E. H., Bediroglu, S., & Memisoglu, T. (2016). An integrated spatial method for minimizing environmental damage of transmission pipelines. *Polish Journal of Environmental Studies*, 25(6), 2653–2663. <https://doi.org/10.15244/pjoes/63655>
- Yuan, F., Li, L., Guo, Z., & Wang, L. (2015). Landslide Impact on Submarine Pipelines: Analytical and Numerical Analysis. *Journal of Engineering Mechanics*, 141(2), 04014109. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)EM.1943-7889.0000826](https://doi.org/10.1061/(ASCE)EM.1943-7889.0000826)
- Yuan, F., Wang, L., Guo, Z., & Shi, R. (2012). A refined analytical model for landslide or debris flow impact on pipelines. Part I: Surface pipelines. *Applied Ocean Research*, 35, 95–104. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2011.12.001>
- Yuan, F., Wang, L., Guo, Z., & Xie, Y. (2012). A refined analytical model for landslide or debris flow impact on pipelines. Part II: Embedded pipelines. *Applied Ocean Research*, 35, 105–114. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2011.12.002>
- Zahid, U., Godio, A., & Mauro, S. (2020). An analytical procedure for modelling pipeline-landslide interaction in gas pipelines. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 81, 103474. <https://doi.org/10.1016/j.jngse.2020.103474>
- Zakeri, A. (2009). Submarine debris flow impact on suspended (free-span) pipelines:

- Normal and longitudinal drag forces. *Ocean Engineering*, 36(6–7), 489–499.
<https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2009.01.018>
- Zakeri, A., Høeg, K., & Nadim, F. (2008). Submarine debris flow impact on pipelines - Part I: Experimental investigation. *Coastal Engineering*, 55(12), 1209–1218.
<https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2008.06.003>
- Zeng, X., & Duan, M. (2014). Mode localization in lateral buckling of partially embedded submarine pipelines. *International Journal of Solids and Structures*, 51(10), 1991–1999.
<https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2014.02.009>
- Zhang, J., Liang, Z., & Han, C. J. (2014). Buckling behavior analysis of buried gas pipeline under strike-slip fault displacement. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 21, 921–928. <https://doi.org/10.1016/j.jngse.2014.10.028>
- Zhang, L., Xie, Y., Yan, X., & Yang, X. (2016). An elastoplastic semi-analytical method to analyze the plastic mechanical behavior of buried pipelines under landslides considering operating loads. *Journal of Natural Gas Science and Engineering*, 28, 121–131. <https://doi.org/10.1016/j.jngse.2015.11.040>
- Zhang, L., Zhao, X., Yan, X., & Yang, X. (2016a). A new finite element model of buried steel pipelines crossing strike-slip faults considering equivalent boundary springs. *Engineering Structures*, 123, 30–44. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.05.042>
- Zhang, L., Zhao, X., Yan, X., & Yang, X. (2016b). A semi-analytical method of stress-strain analysis of buried steel pipelines under submarine landslides. *Applied Ocean Research*, 59, 38–52. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2016.05.007>
- Zhang, L., Zhao, X., Yan, X., & Yang, X. (2017). Elastoplastic analysis of mechanical response of buried pipelines under strike-slip faults. *International Journal of Geomechanics*, 17(4), 04016109. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000790](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000790)
- Zhang, Yongshuang, Shi, J., Sun, P., Yang, W., Yao, X., Zhang, C., & Xiong, T. (2013). Surface ruptures induced by the Wenchuan earthquake: Their influence widths and safety distances for construction sites. *Engineering Geology*, 166, 245–254.
<https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.09.010>
- Zhang, Yu, Wang, Z., & Pei, H. (2018). Development of a novel lateral resistance measurement penetrometer for pipe–soil interaction centrifuge model test.

- International Journal of Distributed Sensor Networks*, 14(11).
<https://doi.org/10.1177/1550147718815647>
- Zheng, J. Y., Zhang, B. J., Liu, P. F., & Wu, L. L. (2012). Failure analysis and safety evaluation of buried pipeline due to deflection of landslide process. *Engineering Failure Analysis*, 25, 156–168. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2012.05.011>
- Zhou, W. (2012). Reliability of pressurised pipelines subjected to longitudinal ground movement. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(12), 1123–1135.
<https://doi.org/10.1080/15732479.2010.505244>
- Zhu, B., Pei, H., & Yang, Q. (2019). Reliability analysis of submarine slope considering the spatial variability of the sediment strength using random fields. *Applied Ocean Research*, 86, 340–350. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2019.03.011>

