

ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ ΚΡΗΤΗΣ
ΓΕΝΙΚΟ ΤΜΗΜΑ



ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ
ΕΦΑΡΜΟΣΜΕΝΕΣ ΕΠΙΣΤΗΜΕΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΔΙΑΤΡΙΒΗ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΟΥ ΔΙΠΛΩΜΑΤΟΣ ΕΙΔΙΚΕΥΣΗΣ
ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗ: «ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ»

ΜΕΛΕΤΗ ΤΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΑΓΩΓΩΝ ΦΥΣΙΚΟΥ ΑΕΡΙΟΥ ΥΠΟ
ΑΞΟΝΙΚΗ ΕΔΑΦΙΚΗ ΜΕΤΑΤΟΠΙΣΗ ΛΟΓΩ ΚΑΤΟΛΙΣΘΗΣΕΩΝ

ΔΙΟΝΥΣΙΟΣ Ν. ΧΑΤΖΗΔΑΚΗΣ

Επιβλέπων: Αναπληρωτής Καθηγητής **Ιωάννης Τσομπανάκης**

ΧΑΝΙΑ, 2015

Πρόλογος

Η παρούσα διατριβή εκπονήθηκε στο πλαίσιο του Προγράμματος Μεταπτυχιακών Σπουδών του Γενικού Τμήματος του Πολυτεχνείου Κρήτης «Εφαρμοσμένες Επιστήμες & Τεχνολογία» στον Τομέα Μηχανικής υπό την επίβλεψη του Αναπληρωτή Καθηγητή κ. Ιωάννη Τσομπανάκη. Συγκεκριμένα, αρχικά έγινε μία βιβλιογραφική διερεύνηση της σεισμικής τρωτότητας δικτύων αγωγών υδρογονανθράκων. Στο κύριο μέρος της εργασίας διερευνήθηκε η συμπεριφορά αγωγών φυσικού αερίου υπό μόνιμη αξονική εδαφική μετακίνηση λόγω κατολισθήσεων (σεισμικών ή μη) και εξετάστηκε μία νέα μέθοδος σχεδιασμού μέσω της δημιουργίας σιγμοειδούς καμπύλωσης του αγωγού σε διάφορες θέσεις στην περιοχή της κατολίσθησης.

Σε αυτό το σημείο, θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα κ. Τσομπανάκη, για την επιστημονική καθοδήγηση κατά την εκπόνηση της εργασίας, αλλά και για τη συνολική στήριξη που μου παρείχε όλο αυτό το διάστημα. Η επιλογή του θέματος έγινε κατόπιν παρότρυνσης του και το γεγονός ότι συμβάλλαμε –έστω και κατ’ ελάχιστον– στην προώθηση της επιστημονικής έρευνας όσον αφορά τους αγωγούς φυσικού αερίου με κάνει ιδιαίτερα ευτυχή και υπερήφανο για την συνεργασία και τη δουλειά που έγινε όλο αυτό το διάστημα. Θα ήθελα, επίσης, να ευχαριστήσω ιδιαίτερα τον Καθηγητή κ. Κωνσταντίνο Προβιδάκη και την Επίκουρη Καθηγήτρια κ. Μαρία Σταυρουλάκη για τις παρατηρήσεις τους και τη συμμετοχή τους στην εξεταστική επιτροπή της διατριβής μου, καθώς και όλα τα μέλη ΔΕΠ του Τομέα Μηχανικής για την ευκαιρία που μου έδωσαν να παρακολουθήσω αυτό το μεταπτυχιακό πρόγραμμα. Επίσης, θα ήθελα να ευχαριστήσω το συνάδελφο Δρ. Πολιτικό Μηχανικό κ. Πρόδρομο Ψαρρόπουλο, για τη βοήθεια του και τις συμβουλές του. Τέλος, θέλω να ευχαριστήσω θερμά τους γονείς μου, χωρίς τη στήριξη των οποίων δεν θα είχα τη δυνατότητα να ολοκληρώσω τις μεταπτυχιακές σπουδές μου.

Κλείνοντας, θα ήθελα να αναφέρω ότι οι γνώσεις και οι εμπειρίες που αποκόμισα τόσο μέσω των μαθημάτων όσο και της διατριβής θα αποτελέσουν πολύτιμα εφόδια για μένα σε επιστημονικό αλλά και επαγγελματικό επίπεδο. Γι' αυτόν τον λόγο, θα ήθελα να ευχαριστήσω το Πολυτεχνείο Κρήτης για τη δυνατότητα που μου έδωσε να τις αποκτήσω.

Χανιά, Ιούνιος 2015

Διονύσης Ν. Χατζηδάκης

Για διευκρινήσεις και σχόλια σχετικά με τη διατριβή μπορείτε να επικοινωνήσετε με τον γράφοντα στη διεύθυνση ηλεκτρονικού ταχυδρομείου: chatzidakis_d@hotmail.com

Πίνακας Περιεχομένων

| | |
|---|-----|
| Πρόλογος | i |
| Πίνακας Περιεχομένων | iii |
| Περίληψη | ix |
| Abstract | xi |
| | |
| Κεφάλαιο 1 ^ο – Εισαγωγή | 1 |
| Κεφάλαιο 2 ^ο – Αγωγοί Φυσικού Αερίου στην Ευρύτερη Περιοχή της Ανατολικής Μεσογείου | 5 |
| 2.1 Γεωπολιτική Κατάσταση | 5 |
| 2.2 Αδριατικός Αγωγός Φυσικού Αερίου (TAP) | 8 |
| 2.3 Αγωγός Κρήτης- Κύπρου (East Med) | 11 |
| 2.4 Αγωγός Ρωσίας – Ευρώπης Μέσω Μαύρης Θάλασσας | 14 |
| 2.5 Αγωγός Τουρκίας – Βουλγαρίας – Αυστρίας (Nabucco) | 17 |
| 2.6 Τοποθέτηση Υποθαλάσσιων Αγωγών | 19 |
| 2.7 Χαρακτηριστικά της Μεσογείου | 22 |
| 2.7.1 Γεωγραφικά Χαρακτηριστικά | 23 |
| 2.7.2 Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά | 24 |
| 2.7.3 Γεωλογικά και Τεκτονικά Χαρακτηριστικά | 24 |
| | |
| Κεφάλαιο 3 ^ο – Σεισμική Τρωτότητα Δικτύων Αγωγών | 29 |

| | |
|---|----|
| 3.1 Σεισμική Μηχανική Δικτύων Κοινής Ωφέλειας | 29 |
| 3.2 Ισχυρή Εδαφική Κίνηση | 33 |
| 3.2.1 Σεισμικά Κύματα | 34 |
| 3.2.2 Πλάτος της Εδαφικής Κίνησης | 36 |
| 3.2.3 Συχνотικό Περιεχόμενο της Εδαφικής Κίνησης | 39 |
| 3.2.4 Διάρκεια της Ισχυρής Εδαφικής Κίνησης | 41 |
| 3.3 Ρευστοποίηση Εδάφων | 43 |
| 3.3.1 Είδη Ρευστοποίησης | 45 |
| 3.3.2 Μεθοδολογίες Υπολογισμών της Ρευστοποίησης | 47 |
| 3.4 Σεισμικές Κατολισθήσεις | 49 |
| 3.4.1 Χερσαίες Κατολισθήσεις | 50 |
| 3.4.2 Υποβρύχιες Κατολισθήσεις | 51 |
| 3.5 Σεισμικά Ρήγματα | 53 |
| 3.6 Άλλοι Κίνδυνοι | 56 |
| 3.7 Παραδείγματα Αστοχιών Δικτύων Αγωγών | 58 |
| 3.7.1 Σεισμός Kobe | 58 |
| 3.7.1.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών | 59 |
| 3.7.1.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών | 60 |
| 3.7.2 Σεισμός Northridge | 66 |
| 3.7.2.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών | 68 |
| 3.7.2.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών | 69 |
| 3.7.3 Σεισμός San Fernando | 72 |
| 3.7.3.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών | 73 |
| 3.7.3.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών | 74 |
| 3.7.4 Σεισμός Denali | 78 |
| 3.7.4.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών | 78 |
| 3.7.4.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών | 79 |
| Κεφάλαιο 4ο – Κανονιστικές Οδηγίες για Δίκτυα Αγωγών | 83 |

| | |
|---|-----|
| 4.1 Πρότυπα ISO | 83 |
| <i>4.1.1 Αρχές και Μεθοδολογία Αντισεισμικού Σχεδιασμού</i> | 84 |
| 4.1.1.1 Ακραίο Επίπεδο Σεισμού | 85 |
| 4.1.1.2 Υπερβολικό Επίπεδο Σεισμού | 86 |
| 4.1.1.3 Κατηγορία Σεισμικής Διακινδύνευσης | 87 |
| <i>4.1.2 Απλοποιημένη Προσέγγιση Σεισμικού Γεγονότος</i> | 89 |
| <i>4.1.3 Αναλυτική Προσέγγιση Σεισμικού Γεγονότος</i> | 93 |
| 4.1.3.1 Πιθανοτική Ανάλυση Σεισμικής Επικινδυνότητας | 93 |
| 4.1.3.2 Αιτιοκρατική Ανάλυση Σεισμικής Επικινδυνότητας | 94 |
| 4.1.3.3 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων | 96 |
| 4.2 Ευρωκώδικας 8 | 97 |
| <i>4.2.1 Γενικές Αρχές και Κανονισμοί</i> | 99 |
| <i>4.2.2 Αρχές και Κανονισμοί για Επιφανειακού Αγωγούς</i> | 102 |
| <i>4.2.3 Αρχές και Κανονισμοί για Υπόγειους Αγωγούς</i> | 103 |
| 4.2.3.1 Υπόγειοι Αγωγοί σε Σταθερό Έδαφος | 105 |
| 4.2.3.2 Υπόγειοι Αγωγοί και Ρήγματα | 106 |
| 4.3 Οδηγίες American Lifelines Alliance | 107 |
| <i>4.3.1 Παροδικές Εδαφικές Μετατοπίσεις</i> | 108 |
| <i>4.3.2 Μόνιμες Εδαφικές Μετατοπίσεις</i> | 110 |
| <i>4.3.3 Προσομοίωση Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Αγωγού με Ελατήρια</i> | 114 |
| 4.3.3.1 Αξονικά Ελατήρια | 114 |
| 4.3.3.2 Εγκάρσια Ελατήρια | 116 |
| 4.3.3.3 Άνωθεν Κατακόρυφα Ελατήρια | 118 |
| 4.3.3.4 Κάτωθεν Κατακόρυφα Ελατήρια | 119 |
| Κεφάλαιο 5^ο – Μέτρα Μείωσης της Σεισμικής Τρωτότητας Δικτύων Αγωγών | 121 |
| 5.1 Επιλογή Ασφαλούς Διαδρομής | 121 |
| 5.2 Βέλτιστος Προσανατολισμός στο Οριζόντιο Επίπεδο | 124 |
| 5.3 Βέλτιστη Τοποθέτηση στην Κατακόρυφη Διεύθυνση | 126 |

| | |
|---|-----|
| 5.4 Βελτιώσεις – Ενισχύσεις Εδαφών | 127 |
| 5.5 Ενίσχυση Αγωγού | 128 |
| 5.6 Μείωση των Φορτίων | 130 |
| 5.7 Εύκαμπτα Υλικά και Αρθρώσεις | 134 |
| 5.8 Αγκυρώσεις και Αρθρώσεις Μαλακών Ελατηρίων | 137 |
| Κεφάλαιο 6ο – Αριθμητική Προσομοίωση Αγωγού υπό Κατολίσθηση | 143 |
| 6.1 Περιγραφή του Προβλήματος | 143 |
| 6.2 Περιγραφή Υπολογιστικού Προσομοιώματος | 149 |
| 6.2.1 Διακριτοποίηση Πεπερασμένων Στοιχείων | 149 |
| 6.2.2 Στοιχεία Προσομοίωσης Αγωγού | 154 |
| 6.2.2.1 PIPE31 Elements | 155 |
| 6.2.2.2 ELBOW31 Elements | 158 |
| 6.2.3 Στοιχεία Προσομοίωσης Αλληλεπίδρασης Εδάφους - Αγωγού | 160 |
| 6.3 Όρια Αστοχίας | 162 |
| Κεφάλαιο 7ο – Αριθμητικά Αποτελέσματα Αναλύσεων Ευθύγραμμου Αγωγού | 165 |
| 7.1 Αγωγός σε Κεκλιμένο Επίπεδο Απείρου Μήκους | 167 |
| 7.1.1 Διερεύνηση της Επίδρασης της Κλίσης του Αγωγού | 175 |
| 7.1.2 Διερεύνηση της Επίδρασης του Λόγου Διαμέτρου προς Πάχος του Αγωγού | 178 |
| 7.1.3 Διερεύνηση της Επίδρασης του Υλικού του Αγωγού | 180 |
| 7.1.4 Διερεύνηση της Επίδρασης της Εσωτερικής Πίεσης του Αγωγού | 182 |
| 7.2 Αγωγός σε Κεκλιμένο Επίπεδο Πεπερασμένου Μήκους | 183 |
| 7.2.1 Διερεύνηση της Επίδρασης της Κλίσης του Πρανούς | 190 |
| 7.2.2 Διερεύνηση της Επίδρασης του Λόγου Διαμέτρου προς Πάχος του Αγωγού | 192 |
| 7.2.3 Διερεύνηση της Επίδρασης του Υλικού του Αγωγού | 193 |
| 7.2.4 Διερεύνηση της Επίδρασης της Εσωτερικής Πίεσης του Αγωγού | 195 |

| | |
|---|-----|
| Κεφάλαιο 8^ο – Αριθμητικά Αποτελέσματα Αναλύσεων Καμπυλωμένου Αγωγού | 197 |
| 8.1 Καμπύλωση στο Μέσον της Κατολίσθησης | 199 |
| 8.2 Καμπύλωση στο Τέλος της Κατολίσθησης | 202 |
| 8.3 Καμπύλωση στην Αρχή της Κατολίσθησης | 207 |
| 8.4 Καμπύλωση Μετά την Κατολίσθηση σε Απειρομήκες Πρανές | 211 |
| 8.5 Καμπύλωση Πριν την Κατολίσθηση σε Απειρομήκες Πρανές | 216 |
| 8.6 Καμπύλωση Μετά την Κατολίσθηση σε Πρανές 300 m | 220 |
| 8.7 Καμπύλωση Πριν την Κατολίσθηση σε Πρανές 300 m | 226 |
| Κεφάλαιο 9^ο – Συμπεράσματα και Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα | 235 |
| 9.1 Γενικά Συμπεράσματα | 235 |
| 9.2 Συμπεράσματα από την Αριθμητική Διερεύνηση | 237 |
| 9.3 Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα | 243 |
| Παράρτημα Α – Χάρτες Παράκτιων Φασματικών Επιταχύνσεων | 245 |
| Βιβλιογραφία | 257 |
| Ελληνική Βιβλιογραφία | 257 |
| Διεθνής Βιβλιογραφία | 258 |
| Ηλεκτρονική Βιβλιογραφία | 263 |

Περίληψη

Οι υδρογονάνθρακες αποτελούν, αναμφισβήτητα, την πηγή ενέργειας του 21^{ου} αιώνα. Εξάγονται από κοιλότητες μέσα στο έδαφος –τα κοιτάσματα υδρογονανθράκων- και μεταφέρονται στα κέντρα κατανάλωσης με διάφορους τρόπους, ένας εκ των οποίων είναι και οι αγωγοί. Το φυσικό αέριο είναι μία ενεργειακή πηγή που ανήκει στους υδρογονάνθρακες και η μεταφορά του μέσω αγωγών μπορεί να γίνει για χιλιάδες χιλιόμετρα διατηρώντας το σε αέρια κατάσταση. Με αυτόν τον τρόπο είναι έτοιμο προς κατανάλωση χωρίς να απαιτείται κάποια επεξεργασία μετά την μεταφορά του μέσω των αγωγών. Στην ευρύτερη περιοχή της Ευρώπης και της Ανατολικής Μεσογείου υπάρχουν ή βρίσκονται υπό σχεδιασμό πάρα πολλοί αγωγοί φυσικού αερίου, προκαλώντας έντονες γεωπολιτικές συγκρούσεις μεταξύ κρατών αλλά και εταιρειών.

Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι οι αγωγοί φυσικού αερίου αποτελούν τεχνικά έργα μεγάλης σπουδαιότητας και ότι μία πιθανή αστοχία κατά τη λειτουργία τους είναι ικανή να προκαλέσει ανυπολόγιστες ζημιές στην κοινωνία, στην οικονομία και στο περιβάλλον. Ένας από τους μεγαλύτερους κινδύνους που καλούνται να αντιμετωπίσουν τα λεγόμενα και δίκτυα κοινής ωφέλειας (lifelines) όπως είναι αυτά των αγωγών φυσικού αερίου είναι ο σεισμικός και ειδικά οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις (Permanent Ground Displacement – PGD) που μπορούν να προκληθούν μέσω αυτού λόγω κατολισθήσεων, μετακίνησης ρήγματος ή ρευστοποίησης. Η ανάγκη αντιμετώπισης του κινδύνου αυτού οδήγησε, τις τελευταίες δεκαετίες, στην ανάπτυξη διεθνών και εθνικών κανονισμών για τον αντισεισμικό σχεδιασμό αγωγών φυσικού αερίου, όπως για παράδειγμα το πρότυπο ISO, ο Ευρωκώδικας 8 και ο American Lifelines Alliance (ALA).

Προφανώς, η πιο ασφαλής μέθοδος για την αποφυγή της καταπόνησης λόγω ένωνων σεισμικών εδαφικών μετακινήσεων είναι η παράκαμψη των κρίσιμων

περιοχών. Παρόλα αυτά, η επιλογή αυτή δεν είναι πάντοτε δυνατή και βέβαια συνήθως είναι τεχνο-οικονομικά ασύμφορη, οπότε άλλες μέθοδοι που μπορούν να χρησιμοποιηθούν είναι η ενίσχυση του εδάφους, η χρήση καλύτερου υλικού για τον αγωγού, κ.α.

Η μέθοδος των πεπερασμένων στοιχείων (FEM) αποτελεί ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο για την προσομοίωση αγωγών που υπόκεινται σε καταπόνηση λόγω μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων, καθώς και για την διερεύνηση πιθανών εναλλακτικών λύσεων για την αποφυγή της αστοχίας τους όταν η παράκαμψη μιας κρίσιμης περιοχής δεν είναι δυνατή. Ο κανονισμός ALA παρέχει την απαιτούμενη μεθοδολογία για μία τέτοια διαδικασία. Αντικείμενο της παρούσας εργασίας είναι η προσομοίωση αγωγού φυσικού αερίου που καταπονείται από κατολίσθηση παράλληλα στον άξονά του. Ο αγωγός θεωρείται θαμμένος σε χερσαίο πρανές απείρου και πεπερασμένου μήκους για διάφορες γωνίες κλίσης, ιδιότητες υλικών, εσωτερικές πιέσεις και λόγους διαμέτρου προς πάχους διατομής. Επιπλέον, διερευνάται η συμπεριφορά αγωγού με σιγμοειδή καμπύλωση σε διάφορες θέσεις κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης η οποία προτείνεται ως μέτρο αντιμετώπισης έναντι του παραπάνω κινδύνου.

Abstract

Hydrocarbons are undoubtedly the energy source of the 21st century. The distance between the deposits and the urban and industrial areas can be overcome with high pressure onshore and/or offshore pipelines. Natural gas can be transferred through pipelines for thousands of kilometers in gaseous state, thus, it can be immediately used. Such pipelines already exist, or are being constructed planned in Europe and East Mediterranean, leading also to geopolitical conflicts between states and big companies.

Such pipelines are very important and any potential damage can cause devastating problems to the society, the economy and the environment. Earthquakes and the resulting Permanent Ground Deformation (PGD) is one of the most important geohazards that a pipeline needs to endure. During the last decades, several international and national design standards have been developed for seismic design of pipelines, such as ISO, Eurocode 8 and American Lifelines Alliance (ALA). Perhaps, the safest way to avoid a possible failure of a pipeline due to earthquake geohazards is to avoid critical areas. If that is not feasible and techno-economically viable, then other techniques have to be used, such as soil strengthening, usage of better materials, isolating the pipe, etc.

Finite Element Method (FEM) is a very useful tool for simulating a pipeline under PGD and possible alternative solutions for its protection based on standards such as ALA. The objective of the current study is the simulation of a pipeline when it is imposed in a landslide parallel to its axis. The pipeline is considered as buried onshore and is investigated for infinite and finite sloping areas several angles, material properties, internal pressures and diameter to thickness ratios. Additionally, the potential beneficial role of a double sigmoid curvature in different positions along the landslide zone is investigated as an alternative mitigation measure.

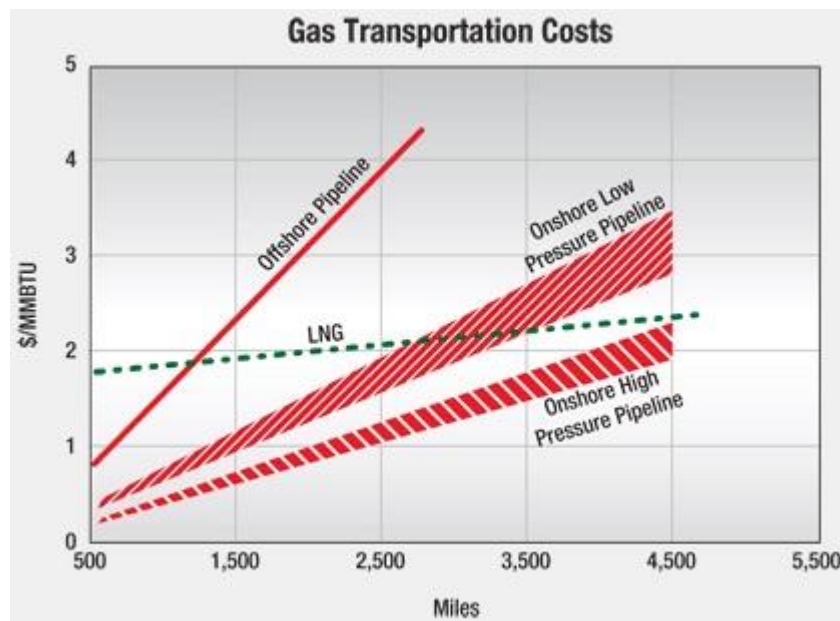
ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1

Εισαγωγή

Το φυσικό αέριο και το πετρέλαιο είναι αναμφισβήτητα τα καύσιμα με τη μεγαλύτερη κατανάλωση. Από τα μέσα του προηγούμενου αιώνα μέχρι σήμερα βρίσκουν διαρκώς, και με τη βοήθεια της τεχνολογικής εξέλιξης, συνεχώς νέους τομείς εφαρμογής, αυξάνοντας συνεχώς τον βαθμό εξάρτησης από αυτές τις πηγές ενέργειας. Από την παραγωγή ηλεκτρισμού, τη θέρμανση, τις μεταφορές, τη χημική βιομηχανία ως πρώτη ύλη (πλαστικά, χημικά καθαρισμού, κ.λπ.) και τη βιομηχανία γενικότερα ως πηγή ενέργειας το φυσικό αέριο και το πετρέλαιο έχουν καθοριστική σημασία στην καθημερινότητα όλων σχεδόν των ανθρώπων παγκοσμίως. Μάλιστα, τα τελευταία χρόνια υπάρχει μία διαρκής ανοδική τάση στη χρήση φυσικού αερίου, κυρίως για την παραγωγή ηλεκτρισμού, τη θέρμανση και τις μεταφορές. Αυτό οφείλεται κατά κύριο λόγο στις τεχνολογικές εξελίξεις, την ανακάλυψη νέων κοιτασμάτων και στην ανταγωνιστική τιμή του σε σύγκριση με το πετρέλαιο.

Η εξαγωγή του φυσικού αερίου και του πετρελαίου γίνεται από κοιλότητες κάτω από το έδαφος και τον πυθμένα της θάλασσας, ενώ η διαδικασία σχηματισμού τους είναι παρόμοια. Τα κοιτάσματα όμως αυτά βρίσκονται συνήθως μακριά από τα κύρια κέντρα κατανάλωσης τους και συνεπώς ανακύπτει το πρόβλημα της μεταφοράς των προϊόντων τους στα κέντρα αυτά. Η μεταφορά γίνεται είτε με τη χρήση μεταφορικών μέσων, όπως ειδικά πλοία και βυτία, είτε με τη χρήση αγωγών μεγάλης διαμέτρου και υψηλής πίεσης, χερσαίων και υποθαλάσσιων. Ειδικότερα όσον αφορά το φυσικό αέριο, η μεταφορά του εξαρτάται από την κατάσταση του. Σε αέρια κατάσταση μεταφέρεται με αγωγούς υψηλής πίεσης, ενώ σε υγρή κατάσταση (LNG-Liquefied Natural Gas) μεταφέρεται με δεξαμενόπλοια. Η υγροποίηση γίνεται στους -168°C , με 1 m^3 υγροποιημένου φυσικού αερίου να αντιστοιχεί σε 600 m^3 αερίου υπό ατμοσφαιρική πίεση. Οι αγωγοί μεταφοράς μπορεί έχουν διάμετρο έως και 1.4 m , πίεση έως και 10 MPa και μπορούν να μεταφέρουν

αέριο σε μεγάλες αποστάσεις με τη βοήθεια σταθμών ανασυμπίεσης. Οικονομικές μελέτες έχουν δείξει ότι σε αποστάσεις έως και 1000 km η μεταφορά φυσικού αερίου με θαλάσσιους αγωγούς είναι πιο συμφέρουσα σε σχέση με τη μεταφορά του με δεξαμενόπλοια (Σχήμα 1.1). Ένα ακόμα πλεονέκτημα του φυσικού αερίου είναι ότι, εκτός κάποιων εξαιρέσεων, μπορεί να χρησιμοποιηθεί όπως είναι, χωρίς την ανάγκη περεταίρω επεξεργασίας [Γρομπανόπουλος, 2013].



Σχήμα 1.1 Σύγκριση του κόστους μεταφοράς φυσικού αερίου σε δολάρια ανά mmbTU (1000*BTU, όπου BTU είναι μονάδα ενέργειας) με χερσαίους και υποθαλάσσιους αγωγούς και ως LNG για διάφορες αποστάσεις σε μίλια [<http://www.energytribune.com/>].

Τα δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων (φυσικού αερίου ή πετρελαίου) είναι κατασκευές που εκτείνονται σε αποστάσεις χιλιάδων χιλιομέτρων τόσο χερσαία όσο και υποθαλάσσια. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να εκτίθενται σε ένα πολύ μεγάλο εύρος κινδύνων που περιλαμβάνει τη διάβρωση του υλικού κατασκευής τους, τις αστοχίες λόγω μη επαρκούς συντήρησης ή παρακολούθησης μέχρι και ατυχήματα, κλοπές ή τρομοκρατικές ενέργειες. Παρόλα αυτά, πολύ συχνά ο μεγαλύτερος κίνδυνος που έχουν να αντιμετωπίσουν είναι ο σεισμικός μέσω των παροδικών ή μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων που αυτός προκαλεί. Για την αντιμετώπιση των σεισμικών κινδύνων για τα δίκτυα υδρογονανθράκων έχουν πραγματοποιηθεί τις τελευταίες δεκαετίες πάρα πολλές μελέτες σε υπολογιστικό και πειραματικό επίπεδο. Από αυτές έχουν προκύψει ορισμένα διεθνή και

εθνικά πρότυπα-κανονισμοί για τον αντισεισμικό σχεδιασμό δικτύων αγωγών. Μέσα από τα πρότυπα αυτά, αλλά και άλλες μελέτες ή δημοσιεύσεις, έχουν προκύψει κάποιες βασικές μεθοδολογίες που πρέπει να ακολουθούνται κατά την υπολογιστική προσομοίωση αγωγών, αλλά και μία σειρά μεθόδων και μέτρων για την αποφυγή αστοχίας των αγωγών σε περιπτώσεις σεισμικού κινδύνου. Εντούτοις, τόσο οι δημοσιευμένες μελέτες όσο και οι κανονισμοί που έχουν διατυπωθεί μέχρι σήμερα δεν έχουν καταφέρει να καλύψουν όλο το εύρος των προβλημάτων, αφήνοντας πάρα πολλά περιθώρια τόσο όσον αφορά την υπολογιστική ανάλυση και προσομοίωση, αλλά και τα μέτρα προστασίας έναντι του σεισμικού κινδύνου.

Ο στόχος της παρούσας διπλωματικής εργασίας είναι διπλός και αφορά στη βιβλιογραφική ανασκόπηση και την αριθμητική διερεύνηση συγκεκριμένων θεμάτων. Στο πρώτο μέρος της εργασίας γίνεται μία προσπάθεια συγκέντρωσης όσο περισσότερων δεδομένων υπάρχουν μέχρι σήμερα όσον αφορά τους υφιστάμενους αλλά και τους υπό κατασκευή ή σχεδιασμό αγωγούς στην ευρύτερη περιοχή ενδιαφέροντος της Ελλάδας. Επίσης, γίνεται μία εκτενής αναφορά στους κινδύνους και πως αυτοί δύνανται να βλάψουν έναν αγωγό, αναφέρονται ορισμένες κανονιστικές οδηγίες που ισχύουν σήμερα και παρουσιάζονται τα συνηθέστερα μέτρα προστασίας που εφαρμόζονται για την αποφυγή της αστοχίας ενός αγωγού. Στο δεύτερο μέρος της εργασίας λαμβάνεται υπόψη μία χαρακτηριστική περίπτωση σεισμικού κινδύνου για δίκτυα αγωγών, και πιο συγκεκριμένα λόγω εδαφικής κατολίσθησης που θεωρείται ότι εφαρμόζεται κατά μήκος του άξονα ενός αγωγού. Η απόκριση και αλληλεπίδραση εδάφους και αγωγού προσομοιώνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method-FEM) χρησιμοποιώντας το λογισμικό Abaqus 6.12 (2011). Σκοπός της αριθμητικής ανάλυσης είναι η βελτίωση της υπολογιστικής προσομοίωσης αγωγών υπό τη συγκεκριμένη φόρτιση (η οποία μπορεί να προκύψει και από άλλες αιτίες εκτός από κάποιο ισχυρό σεισμικό γεγονός) και η εξέταση της αποτελεσματικότητας μίας προτεινόμενης μεθόδου σχεδιασμού, η οποία έχει ως στόχο τη βελτίωση της απόκρισης των αγωγών έναντι της συγκεκριμένης καταπόνησης.

Συνοπτικά η δομή της παρούσας εργασίας διαμορφώνεται ως εξής: Στο Κεφάλαιο 2 γίνεται μία αναφορά στη γεωπολιτική διάσταση του ζητήματος των αγωγών υδρογονανθράκων και παρουσιάζονται ορισμένοι οι αγωγοί που βρίσκονται υπό σχεδιασμό ή κατασκευή στην ευρύτερη περιοχή της Νοτιανατολικής Μεσογείου. Αναφέρονται οι τεχνικές τοποθέτησης υποθαλάσσιων αγωγών και γίνεται μία σύντομη ανασκόπηση των

γεωγραφικών, τοπογραφικών και γεωλογικών χαρακτηριστικών της Μεσογείου. Στο Κεφάλαιο 3 γίνεται εκτενής αναφορά στη σεισμική τρωτότητα των δικτύων αγωγών υδρογονανθράκων. Παρουσιάζονται αναλυτικά οι σεισμικοί κίνδυνοι λόγω παροδικών αλλά και μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων (ρευστοποίηση, κατολίσθηση, ρήγματα) και ορισμένα χαρακτηριστικά παραδείγματα αστοχίας.

Στο Κεφάλαιο 4 γίνεται μία σύντομη περιγραφή ορισμένων διεθνών και εθνικών κανονιστικών προτύπων για την κατασκευή αγωγών. Πιο συγκεκριμένα, πρόκειται για το διεθνές πρότυπο ISO, τον Ευρωκώδικα 8 και τον American Lifelines Alliance (ALA). Στο Κεφάλαιο 5 παρουσιάζονται ορισμένα συνήθη μέτρα που εφαρμόζονται σε δίκτυα αγωγών για την αντιμετώπιση των σεισμικών κινδύνων. Σε αυτά περιλαμβάνονται η επιλογή καλύτερης διαδρομής για τον αγωγό, η χρήση καλύτερων υλικών, η βελτιστοποίηση του εδάφους επίχωσης, κ.α.

Στο Κεφάλαιο 6 γίνεται περιγραφή του υπολογιστικού τμήματος της διπλωματικής, δηλαδή παρουσιάζεται το εξεταζόμενο πρόβλημα καθώς και η διαδικασία προσομοίωσής του. Εξετάζεται η περίπτωση αγωγού υπό αξονική καταπόνηση λόγω σεισμικών κατολισθήσεων και η προσομοίωση γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Στο Κεφάλαιο 7 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για την περίπτωση ευθύγραμμου αγωγού υπό κατολίσθηση παράλληλα στον άξονα του και γίνεται εκτενής διερεύνηση των βασικών παραμέτρων του εξεταζόμενου προβλήματος. Στόχος της παραμετρικής διερεύνησης είναι η μελέτη της συμπεριφοράς του αγωγού για διάφορες τιμές των παραμέτρων για κατολίσθηση τόσο επί απειρομήκους όσο και πεπερασμένου μήκους πρανούς.

Στο Κεφάλαιο 8 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των αριθμητικών αναλύσεων για αγωγό με σκόπιμη διπλή καμπύλωση η οποία γίνεται στο επίπεδο του πρανούς. Ο αγωγός καταπονείται και πάλι λόγω κατολίσθησης παράλληλα στον άξονα του και η εν λόγω καμπύλωση τοποθετείται σε διάφορες θέσεις σε σχέση με τη ζώνη κατολίσθησης. Στόχος της παραπάνω διερεύνησης είναι η μελέτη του κατά πόσον η εφαρμογή μίας τέτοιας καμπύλωσης θα μπορούσε να αποβεί ωφέλιμη για τον αγωγό. Τέλος, στο Κεφάλαιο 9 παρουσιάζονται τα συμπεράσματα τόσο από την βιβλιογραφική ανασκόπηση όσο και από την υπολογιστική διερεύνηση. Επίσης, γίνονται κάποιες προτάσεις για περαιτέρω έρευνα για τα ζητήματα που αφορούν το υπολογιστικό μέρος της εργασίας.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

Αγωγοί Φυσικού Αερίου στην Ευρύτερη Περιοχή της Ανατολικής Μεσογείου

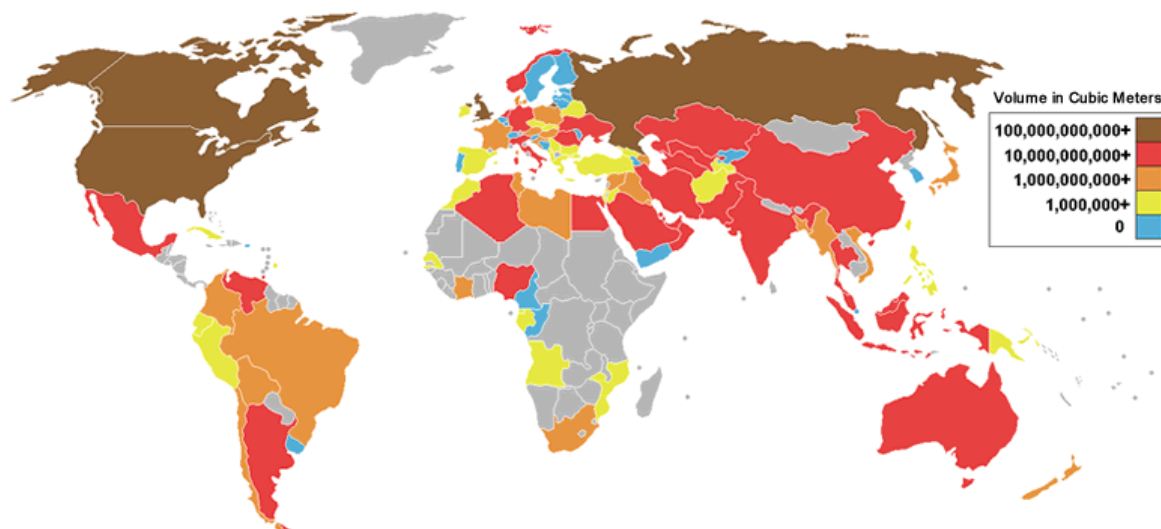
Η ενέργεια δεν είναι ένα απλό εμπορικό αγαθό αλλά το πρωταρχικό συστατικό για τη λειτουργία των οικονομιών και των κοινωνιών και συνεπώς το μεγαλύτερο γεωστρατηγικό διακύβευμα της εποχής μας. Οι ανταγωνισμοί μεταξύ εταιριών και κρατών είναι συνεχείς και σκληροί, με την ανατολική Μεσόγειο ένα πολύ σημαντικό χώρο όσον αφορά την εξαγωγή και τη μεταφορά ενέργειας. Στο παρόν κεφάλαιο γίνεται μία σύντομη αναφορά σε αγωγούς υδρογονανθράκων οι οποίοι είτε υπάρχουν ήδη είτε βρίσκονται υπό σχεδιασμό ή κατασκευή, αλλά και στις γεωπολιτικές αντιπαραθέσεις και συγκρούσεις που αυτοί προκαλούν. Επίσης, γίνεται μία σύντομη περιγραφή των γεωγραφικών, τοπογραφικών και γεωλογικών χαρακτηριστικών της Μεσογείου, ώστε να δοθεί μία συνολικότερη εικόνα της γεωγραφικής περιοχής που αποτελεί χώρο διέλευσης αρκετών αγωγών και ακόμα περισσότερων στο μέλλον.

2.1 Γεωπολιτική Κατάσταση

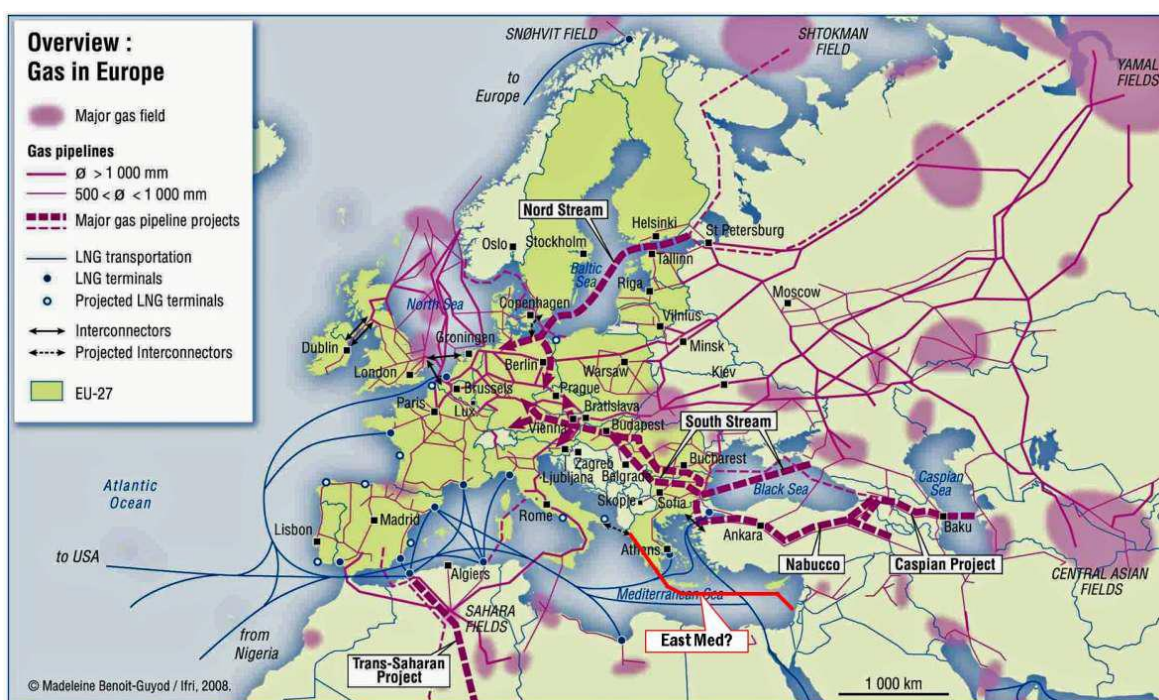
Η ευρύτερη περιοχή της ανατολικής Μεσογείου, συμπεριλαμβανομένης και της ανατολικής Ευρώπης, είναι ένας από τους σημαντικότερους χώρους παγκοσμίως όσον αφορά την παραγωγή και τη μεταφορά υδρογονανθράκων (φυσικού αερίου και πετρελαίου) ως πηγή ενέργειας. Η αιτία είναι ότι αποτελεί τα σύνορα μεταξύ ενός μεγάλου καταναλωτή, της Ευρωπαϊκής Ένωσης (ΕΕ) και πολλών κρατών – παραγωγών υδρογονανθράκων, κυρίως φυσικού αερίου, όπως η Ρωσία, οι αραβικές χώρες και οι χώρες της βόρειας Αφρικής. Αποτέλεσμα είναι οι χώρες και οι λαοί της περιοχής αυτής να γίνονται συχνά παρατηρητές ή και πρωταγωνιστές μεγάλων συγκρούσεων μεταξύ εταιριών και κρατών ως αποτέλεσμα

των οικονομικών ανταγωνισμών και της προσπάθειας για κυριαρχία στην αγορά της ΕΕ, με βασικούς πρωταγωνιστές την ίδια την ΕΕ, τις Ηνωμένες Πολιτείες Αμερικής (ΗΠΑ) και τη Ρωσία. Το γεγονός ότι η μεταφορά φυσικού αερίου γίνεται κατ' εξοχήν μέσω επιγείων αγωγών έχει περιορίσει την ευρωπαϊκή αγορά στην προμήθεια κυρίως από τη Ρωσία. Με αυτόν τον τρόπο η εξάρτηση της ευρωπαϊκής οικονομίας από την Ρωσία έχει θέσει μείζονα ζητήματα ενεργειακής ασφαλείας. Το ενδεχόμενο η Ρωσία να χρησιμοποιήσει τις εξαγωγές φυσικού αερίου ως όργανο εξωτερικής πολιτικής αποτελεί διαχρονική αιτία ανησυχίας για την ΕΕ. Χαρακτηριστικότερο παράδειγμα είναι η Ουκρανία, η οποία τα τελευταία χρόνια έχει μετατραπεί σε πεδίο σκληρών συγκρούσεων με βασικό διακύβευμα τον ενεργειακό έλεγχο στην περιοχή, καθώς αποτελεί πύλη εισόδου της Ρωσίας προς την ΕΕ με πολλούς αγωγούς φυσικού αερίου να διέρχονται από τα εδάφη της.

Όλα τα παραπάνω είναι συνέπειες του γεγονότος ότι η ΕΕ, μία ένωση μεγάλων οικονομιών όπως της Γερμανίας, της Γαλλίας, της Ιταλίας και της Αγγλίας, δεν έχει ενεργειακή επάρκεια. Η ΕΕ εισάγει άνω του 50% της ενέργειας που χρειάζεται με τη μεγαλύτερη εξάρτηση να εμφανίζεται στο αργό πετρέλαιο, όπου εισάγεται άνω του 80% των αναγκών, και το φυσικό αέριο, όπου εισάγεται το 60% και αναμένεται να φτάσει το 80% ως το 2030 [Γρομπανόπουλος, 2013]. Το υψηλότερο ποσοστό ενεργειακής εξάρτησης από τις χώρες της ΕΕ το παρουσιάζει η Ελλάδα με 70%. Κυριότερος προμηθευτής της Ευρώπης είναι η Ρωσία που την προμηθεύει με τρεις αγωγούς, μέσω Σλοβακίας, Βαλκανίων και Βαλτικής. Ακολουθεί η Νορβηγία που τροφοδοτεί τις Γερμανία, Γαλλία και Ιταλία, και η Αλγερία μέσω των υποθαλάσσιων αγωγών Mangreb (Ισπανία, Πορτογαλία, Γαλλία), Transmed (Ιταλία) και μέσω πλοίων με LNG. Τέλος, μικρές ποσότητες φυσικού αερίου έχουν η Ολλανδία και η Αγγλία, ενώ εισαγωγή γίνεται και από τις χώρες του περσικού κόλπου, τη Νιγηρία και στο μέλλον πιθανόν και από χώρες της Κασπίας Θάλασσας. Στα παραπάνω, αξίζει να συμπεριληφθεί ότι οι υποδομές για την προμήθεια φυσικού αερίου αναμένεται να φτάσουν τα 6.2 τρισεκατομμύρια Ευρώ μέχρι το 2035 και ότι οι ανάγκες για φυσικό αέριο στην ΕΕ θα αυξηθεί κατά 43% μέχρι το 2030 [Samaras, 2012]. Στο Σχήμα 2.1 παρουσιάζονται οι χώρες παραγωγής φυσικού αερίου σε m^3 σύμφωνα με τα δεδομένα των ετών 2008 – 2009, ενώ στο Σχήμα 2.2 φαίνονται οι υπάρχοντες και υπό σχεδιασμό αγωγοί στην Ευρώπη και την βόρεια Αφρική το 2012.



Σχήμα 2.1 Η παραγωγή φυσικού αερίου σε m^3 ανά έτος (μετρήσεις 2008 – 2009) παγκοσμίως [Γρομπανόπουλος, 2013].



Σχήμα 2.2 Υφιστάμενοι και υπό σχεδιασμό αγωγοί στην Ευρώπη και τη βόρεια Αφρική το έτος 2012 [Samaras, 2012].

Η Ελλάδα βρίσκεται στην καρδιά της ανατολικής Μεσογείου, είναι μέλος της ΕΕ και σημείο διέλευσης όλων των οδών μεταφοράς φυσικού αερίου από τις χώρες της Ασίας και της ανατολικής Ευρώπης. Η πρόσφατη ανακάλυψη και εξαγωγή φυσικού αερίου από την Κύπρο στο κοίτασμα Αφροδίτη και οι σημαντικές ενδείξεις για παρουσία υδρογονανθράκων

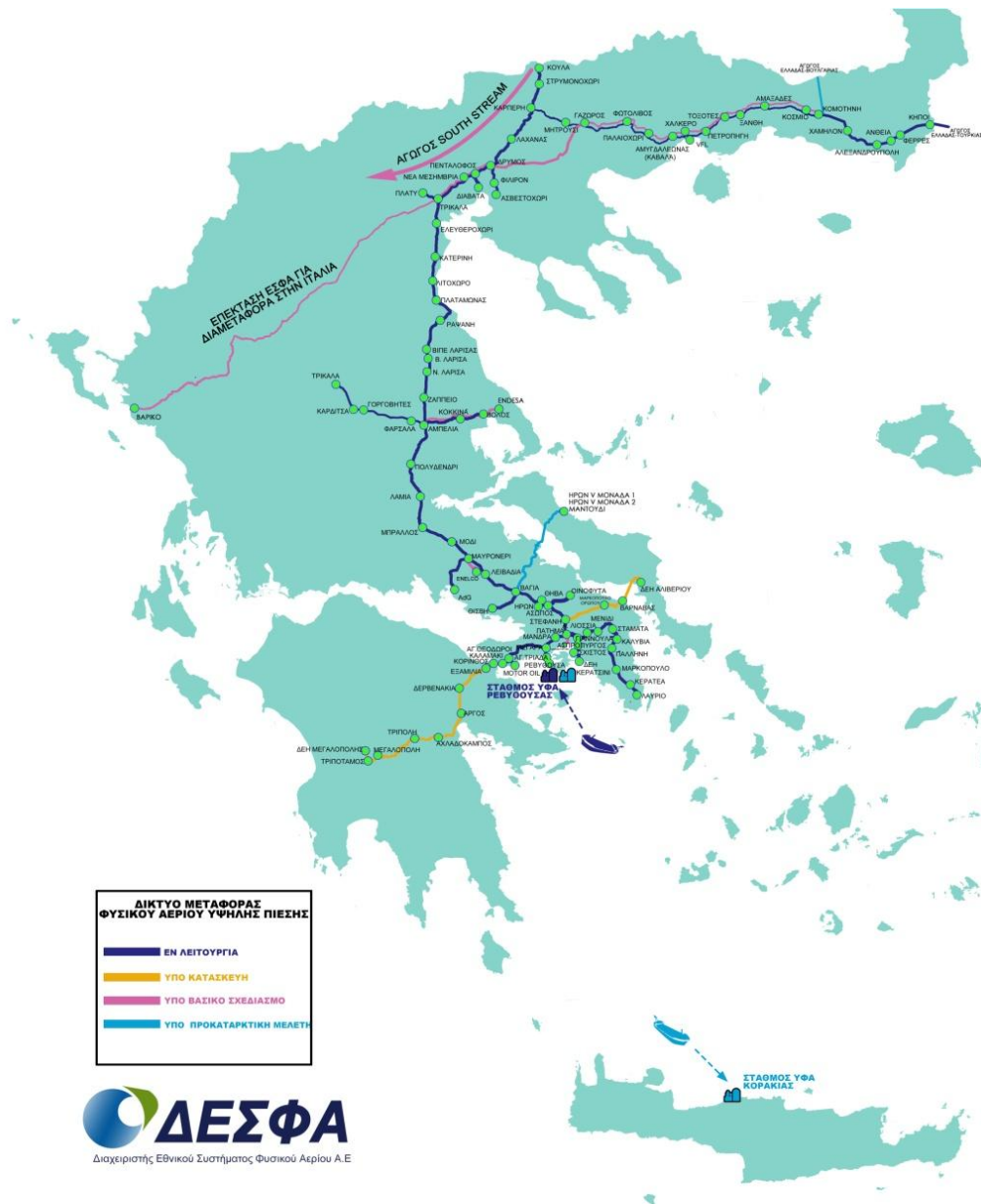
στα νότια της Κρήτης ανοίγουν ένα νέο κεφάλαιο για τη χώρα καθώς την καθιστούν, πέρα από χώρα διέλευσης, και πιθανή χώρα παραγωγής ενέργειας. Η δυνατότητα αυτή είναι ένας πολύ σημαντικός παράγοντας στην ευρωπαϊκή ενεργειακή «σκακιέρα», καθώς δημιουργεί τις προϋποθέσεις για ενεργειακή ανεξάρτηση της ΕΕ από τη Ρωσία. Βέβαια, μέχρι σήμερα, η Ελλάδα μετρά μόλις λίγα χρόνια χρήσης φυσικού αερίου ως πηγή ενέργειας για θέρμανση, μεταφορές και παραγωγή ηλεκτρισμού και διαθέτει ένα σχετικά μικρό σύστημα μεταφοράς του στην επικράτεια της.

Το Εθνικό Σύστημα Μεταφοράς Φυσικού Αερίου στην Ελλάδα έχει τρία σημεία εισόδου: τα σύνορα Ελλάδας – Βουλγαρίας από όπου εισέρχεται μέσω κεντρικού αγωγού από τη Ρωσία, τα σύνορα Ελλάδας – Τουρκίας, από όπου διασυνδέεται με το τουρκικό σύστημα, και το νησί Ρεθυθούσα στον κόλπο Πάχης Μεγάρων, όπου υπάρχουν εγκαταστάσεις για λήψη, αποθήκευση και αεριοποίηση του υγροποιημένου φυσικού αερίου (LNG) που εισάγεται από την Αλγερία. Επίσης, περιλαμβάνει έναν κεντρικό αγωγό μεταφοράς αερίου υψηλής πίεσης (70 bar) με μήκος 512 km, ο οποίος εκτείνεται από τα σύνορα της Ελλάδας – Βουλγαρίας (Προμαχώνας) έως το Λαύριο Αττικής και από τη Θεσσαλονίκη έως τα σύνορα Ελλάδας Τουρκίας (Κήποι) ενώ σύντομα θα έχει ολοκληρωθεί η διασύνδεση της Πελοποννήσου και της Εύβοιας (Σχήμα 2.3) [Γρομπανόπουλος, 2013].

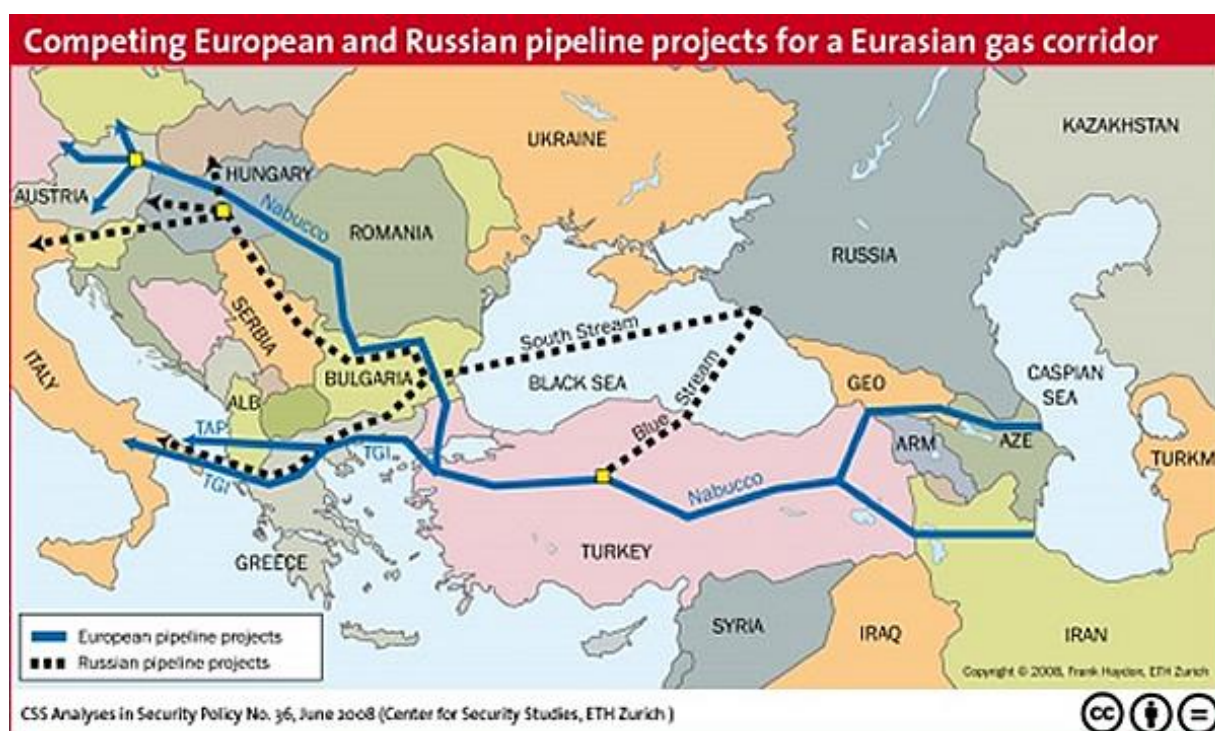
2.2 Αδριατικός Αγωγός Φυσικού Αερίου (TAP)

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η χώρα που εφοδιάζει κατά κύριο λόγο την Ευρωπαϊκή Ένωση με φυσικό αέριο είναι η Ρωσία. Η Ελλάδα έχει μία στρατηγικής σημασίας θέση στην ανατολική Μεσόγειο, καθώς αποτελεί χώρα εισόδου στην ΕΕ για αποθέματα φυσικού αερίου εκτός Ρωσίας αποκτώντας τη δυνατότητα να μετατραπεί από δευτερεύουσας σημασίας προορισμό σε χώρα διέλευσης ενεργειακών πηγών, να εισπράττει τέλη διέλευσης και να διαπραγματευτεί καλύτερες τιμές για την ίδια. Στα πλαίσια των παραπάνω ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα κοιτάσματα φυσικού αερίου Shah Deniz II που βρίσκονται στο Αζερμπαϊτζάν, στην Κασπία Θάλασσα που υπολογίζεται ότι δύναται να παρέχει 10 έως 20 δισεκατομμύρια m^3 φυσικού αερίου ετησίως σε 7 εκατομμύρια νοικοκυριά κάνοντας χρήση των υφιστάμενων και υπό κατασκευή αγωγών. Σήμερα, το αέριο αυτό μεταφέρεται μέσω του Trans Anatolian Pipeline (TANAP) μέχρι τα σύνορα της Ελλάδας με την Τουρκία, στους Κήπους. Από το σημείο αυτό

υπάρχουν δύο βασικοί σχεδιασμοί αγωγών για την ένωση με την Ιταλία: ο Αδριατικός Αγωγός (Trans Adriatic Pipeline – TAP) και ο Διασυνδετήριος Αγωγός Τουρκίας – Ελλάδας – Ιταλίας (Interconnector Turkey – Greece – Italy – ITGI). Η μεταφορά φυσικού αερίου από το Αζερμπαϊτζάν μέχρι την Ιταλία με τις εναλλακτικές διαδρομές των αγωγών TAP και ITGI παρουσιάζεται στο Σχήμα 2.4.



Σχήμα 2.3 Το Εθνικό Σύστημα Μεταφοράς Φυσικού Αερίου στην Ελλάδα με τις υπό σχεδιασμό και υπό κατασκευή επεκτάσεις του [<http://www.desfa.gr/>].



Σχήμα 2.4 Η μεταφορά φυσικού αερίου από το Αζερμπαϊτζάν στην Ιταλία με τους δύο υπό ανταγωνισμό αγωγούς TAP και TGI [<http://www.css.ethz.ch/>].

Μέχρι στιγμής ο αγωγός που φαίνεται να κερδίζει έδαφος καθώς έχει ξεκινήσει η κατασκευή του είναι ο Αδριατικός Αγωγός Φυσικού Αερίου – TAP. Η διαδρομή του TAP θα έχει μήκος περίπου 870 km, από τα οποία 550 km θα βρίσκονται στην Ελλάδα, 210 km στην Αλβανία, 105 km θα διέρχονται υποθαλάσσια από την Αδριατική Θάλασσα και 5 km θα βρίσκονται στην Ιταλία. Το μεγαλύτερο υψόμετρο από το οποίο αναμένεται να διέλθει ο TAP είναι τα 1800 m στην Αλβανία, ενώ το βαθύτερο σημείο 810 m στο υποθαλάσσιο τμήμα. Επιπλέον, το χερσαίο τμήμα του αγωγού αναμένεται να έχει διάμετρο περίπου 1.2 m, ενώ του υποθαλάσσιου τμήματος 0.91 m. Το πάχος του ατσάλινου τοιχώματος του αγωγού θα είναι 17.5 έως 31 mm με βάρος 400,000 τόνους στο χερσαίο τμήμα, και 21 έως 34 mm με βάρος 70,000 τόνους στο υποθαλάσσιο. Η μεταφορά του φυσικού αερίου από το κοίτασμα στο Αζερμπαϊτζάν μέχρι την Ιταλία μέσω του TAP και η διαδρομή του TAP στην Ελλάδα φαίνονται στο Σχήμα 2.5.



Σχήμα 2.5 Ο σχεδιασμός μεταφοράς φυσικού αερίου με αγωγούς από το κοιτάσμα Shah Deniz II στην ΕΕ μέσω Ελλάδας και του TAP και η διαδρομή του στην ελληνική επικράτεια [<http://www.trans-adriatic-pipeline.com/>].

2.3 Αγωγός Κρήτης- Κύπρου (East Med)

Μία ακόμα λύση για τον ενεργειακό εφοδιασμό των χωρών της Ευρωπαϊκής Ένωσης ανεξάρτητα από τη Ρωσία και σε ανταγωνισμό με αυτήν, πέρα από το Αζερμπαϊτζάν, είναι τα προσφάτως επιβεβαιωμένα κοιτάσματα φυσικού αερίου που βρίσκονται νότια της Κύπρου, μίας χώρας που ανήκει στην ΕΕ, και στο Ισραήλ. Μετά από σεισμικές διασκοπήσεις, εντοπίστηκε από την εταιρία Noble Energy η ύπαρξη υδρογονανθράκων στο θαλάσσιο οικόπεδο αριθμού 12, το κοιτάσμα Αφροδίτη όγκου 5 έως 8 τρισεκατομμυρίων ft^3 (tcf), ενώ αντίστοιχα στο Ισραήλ εντοπίστηκαν τα κοιτάσματα στα οικόπεδα Ταμάρ και Λεβιάθαν όγκου 9 και 16 tcf, αντίστοιχα [Ιωάννου, 2013]. Μάλιστα, η εξαγωγή υδρογονανθράκων από τα κοιτάσματα αυτά έχει ήδη ξεκινήσει. Στρατηγική σημασία σε

σχέση με τη μεταφορά των παραπάνω κοιτασμάτων έχει η Ελλάδα και κυρίως το νησί της Κρήτης λόγω της πλεονεκτικής θέσης του.

Ο άξονας μεταξύ Ισραήλ, Κύπρου κι Ελλάδας αποκτά μία βαρύνουσα γεωπολιτική σημασία. Βασική προϋπόθεση για τη μεταφορά φυσικού αερίου από την Κύπρο και το Ισραήλ μέσω υποθαλάσσιου αγωγού είναι η θέσπιση Αποκλειστικής Οικονομικής Ζώνης (ΑΟΖ) μεταξύ Ελλάδας και Κύπρου, κάτι που έχει γίνει ήδη μεταξύ Κύπρου και Ισραήλ. Σύμφωνα με τη Διεθνή Συνθήκη του ΟΗΕ περί Ναυτικού Δικαίου (1982), ΑΟΖ είναι η θαλάσσια έκταση, εντός της οποίας ένα κράτος έχει δικαίωμα έρευνας ή άλλης εκμετάλλευσης των θαλάσσιων πόρων, συμπεριλαμβανομένης της παραγωγής ενέργειας από το νερό και τον άνεμο. Η συνήθης χρήση του όρου περιλαμβάνει τόσο τα εθνικά ύδατα όσο και την υφαλοκρηπίδα πέραν του ορίου των 200 μιλίων [Γρομπανόπουλος, 2013]. Στο Σχήμα 2.6 φαίνονται οι ΑΟΖ της Κύπρου και του Ισραήλ με τα αντίστοιχα κοιτάσματα που έχουν εντοπιστεί μέχρι σήμερα εντός τους.



Σχήμα 2.6 Οι ΑΟΖ της Κύπρου και του Ισραήλ με τα κοιτάσματα Αφροδίτη, Ταμάρ και Λεβιάθαν που εντοπίστηκαν εντός τους [ΑνΑΔ, 2012].

Με βάση λοιπόν τα παραπάνω και την κοστολόγηση του μήκους του αγωγού σε σχέση με μία συμβατική μεταφορά μέσω LNG έχει ανοίξει το θέμα της κατασκευής αγωγού διασύνδεσης Ελλάδας, μέσω Κρήτης, και Κύπρου, ο επονομαζόμενος αγωγός East Med. Σε

επόμενο στάδιο ο αγωγός αυτός μπορεί να συνδεθεί και με έναν εκ των TAP ή ITGI, ανάλογα με το ποιος θα κατασκευαστεί, ώστε το φυσικό αέριο να μεταφερθεί στις αγορές της Ιταλίας και της κεντρικής Ευρώπης. Οι τελευταίες έγκυρες επιστημονικές εκτιμήσεις για την παρουσία τεραστίων αποθεμάτων υδρογονανθράκων νοτιοδυτικά της Κρήτης ενισχύουν τα σενάρια για την κατασκευή του αγωγού East Med προς την ηπειρωτική Ευρώπη. Οι επιστήμονες Bruneton, Konofagos και Foscolos εκτιμούν σε μελέτη τους ότι τα αποθέματα νότια της Κρήτης, εντός της Ελληνικής ΑΟΖ μπορούν να φτάσουν έως και τα 51 τρισεκατομμύρια m^3 (tcm) και ότι μαζί με τα αντίστοιχα της Κύπρου, του Ισραήλ και της Αιγύπτου μπορούν να καλύψουν τις ανάγκες της ΕΕ από το 2020 και για 120 χρόνια [Samaras, 2012].

Σύμφωνα με μελέτη της Δημόσιας Επιχείρησης Αερίου (ΔΕΠΑ) μία πιθανή πορεία του αγωγού East Med είναι αυτή που παρουσιάζεται στη Σχήμα 2.7. Ο αγωγός θα προσεγγίσει την Κρήτη από τα ανατολικά παράλια του Λασιθίου, με μία αρχική επιλογή πιθανών σημείων να φαίνεται στο Σχήμα 2.7. Το συνολικό μήκος του αναμένεται να φτάσει τα 1200 με 1400 km. Τα κυριότερα προβλήματα στην κατασκευή του παραπάνω αγωγού είναι τα μεγάλα βάθη από τα οποία αναμένεται να περάσει, έως και 2900 m βάθος και οι μεγάλες αποστάσεις κάτω από την επιφάνεια της θάλασσας που αναμένεται να διανύσει, 675 km από την Κρήτη μέχρι την Κύπρο. Οι συνθήκες αυτές δημιουργούν αυξημένες απαιτήσεις για θερμομόνωση, προστασία από διάβρωση και αντοχή των υλικών που θα χρησιμοποιηθούν. Η προτεινόμενη διάμετρος του αγωγού, σύμφωνα με τη ΔΕΠΑ, είναι 66 cm, η πίεση σχεδιασμού 250 με 290 bar (g) και θα μεταφέρει 8 δισεκατομμύρια m^3 φυσικού αερίου ανά έτος. Επίσης, θα απαιτηθεί χρήση πλοίων και λοιπών μέσων προηγμένης τεχνολογίας για τη σωστή και ασφαλή τοποθέτηση του αγωγού στον πυθμένα για τόσο μεγάλα βάθη. Ακόμα, πρόβλημα είναι και η έντονη σεισμικότητα της περιοχής με τα πολλά ρήγματα και τις ευαίσθητες περιοχές σε κατολισθήσεις ή ρευστοποιήσεις, όπως αναλύεται στην Ενότητα 2.7. Τέλος, το αναμενόμενο κόστος είναι περί τα 3.8 δισεκατομμύρια δολάρια (\$), με τα 2.33 δισ. να αφορούν την προμήθεια υλικών και την κατασκευή, 630 εκ. σε παράκτιες εγκαταστάσεις και 80 εκ. σε μελέτες και επιτόπιες μετρήσεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι παρά τις παραπάνω δυσκολίες η κατασκευή του αγωγού αποτελεί μία συμφέρουσα λύση σε σύγκριση με τη μεταφορά αερίου μέσω πλοίων ως LNG [Sachinis, 2013].



Σχήμα 2.7 Πιθανή διασύνδεση Ισραήλ, Κύπρου, Ελλάδας και Ιταλίας με τον αγωγό East Med και τα πιθανά σημεία προσέγγισης νοτιοανατολικά του νομού Λασιθίου Κρήτης [Sachinis, 2013].

2.4 Αγωγός Ρωσίας – Ευρώπης Μέσω Μαύρης Θάλασσας

Στα τέλη του 2012 ξεκίνησε η κατασκευή ενός ακόμα αγωγού στην ευρύτερη περιοχή της ανατολικής Μεσογείου, του αγωγού South Stream, ο οποίος αναμενόταν να ολοκληρωθεί το 2018 και θα χρησιμοποιούνταν για τη μεταφορά φυσικού αερίου από τη Ρωσία προς τις χώρες της ΕΕ μέσω Βουλγαρίας, Ελλάδας, Ιταλίας, Αυστρίας, Σερβίας, Ουγγαρίας, Σλοβενίας και Κροατίας. Η κατασκευή του ξεκίνησε αφού πρώτα η Ρωσία είχε συνάψει διμερείς συμφωνίες με όλες τις παραπάνω χώρες την περίοδο από το 2008 έως το

2010 [<http://www.south-stream.info/>]. Στο Σχήμα 2.8 φαίνεται η πορεία του αγωγού από τη Ρωσία, τη Βουλγαρία και τα Βαλκάνια προς την Αυστρία.

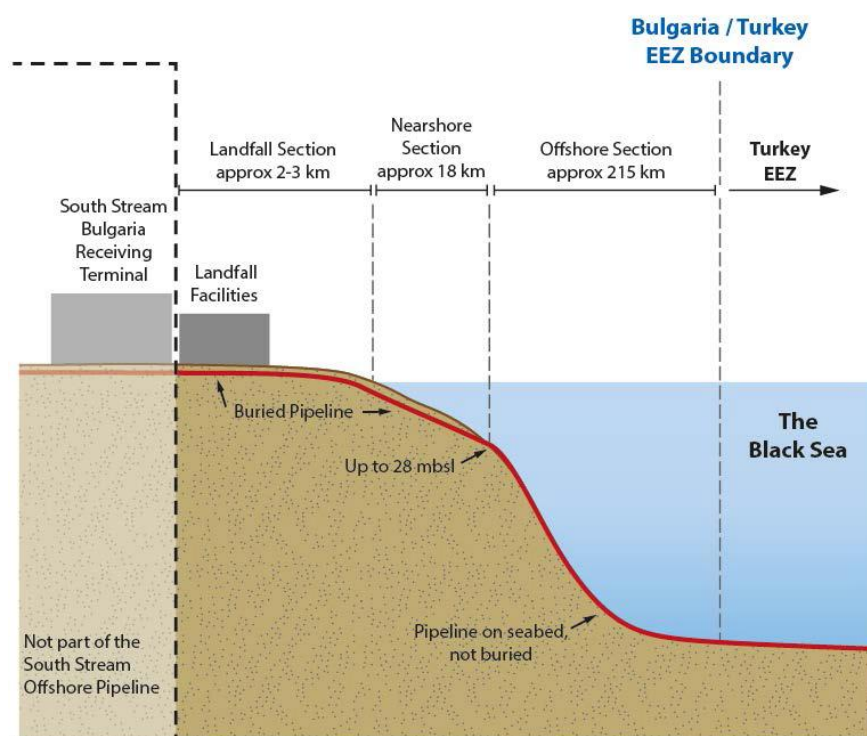


Σχήμα 2.8 Η πορεία του αγωγού South Stream από τη Ρωσία μέσω της Μαύρης Θάλασσας, της Βουλγαρίας και των Βαλκανίων προς την ΕΕ [URS Infrastructure & Environment UK Limited, 2013].

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσίαζε το υποθαλάσσιο τμήμα του αγωγού το οποίο διασχίζει τον Εύξεινο Πόντο για να καταλήξει στη βουλγαρική πόλη Βάρνα. Το δίκτυο των υποθαλάσσιων αγωγών θα αποτελούνταν από τέσσερα παράλληλα τμήματα διαμέτρου 813 mm. Το κάθε ένα, θα έχει μέγιστη παροχή 15.75 δισεκατομμύρια m^3 και μέγιστη πίεση σχεδιασμού 300 bar. Η τοποθέτηση των αγωγών θα γινόταν απευθείας στον πυθμένα της θάλασσας σε μία απόσταση 18 m από την ακτή. Το τμήμα προς την ακτή θα ξεκινούσε από βάθος 28 m, θα έχει μήκος περίπου 2.2 km και θα ήταν θαμμένο σε ένα μέσο βάθος 2.5 m. Τέλος, το χερσαίο τμήμα θα συνδεόταν με θαμμένο αγωγό με κατεύθυνση προς το εσωτερικό της χώρας [URS Infrastructure & Environment UK Limited, 2013]. Όλα τα παραπάνω φαίνονται στο Σχήμα 2.9.

Παρόλα αυτά οι οξυμένες διαφορές μεταξύ της Ρωσίας και της ΕΕ, και ειδικά μετά την επιδείνωση της κατάστασης στην Ουκρανία, οδήγησαν στην ματαίωση του συγκεκριμένου αγωγού. Η αλλαγή αυτή είχε ως αποτέλεσμα να αρχίσει η προώθηση του Turkish Stream, ενός αγωγού που θα ενώνει Ρωσία και Τουρκία διασχίζοντας τη Μαύρη Θάλασσα και στη συνέχεια θα καταλήγει στα ελληνοτουρκικά σύνορα. Το υποθαλάσσιο τμήμα του αγωγού

αναμένεται να έχει μήκος περίπου 910 km φτάνοντας μέγιστο βάθος τα 2,200 m και θα καταλήγει στο ευρωπαϊκό τμήμα της Τουρκίας στην πόλη Κιγίκον. Στη συνέχεια, το χερσαίο μήκος 180 km και θα καταλήγει στην πόλη Irsala η οποία βρίσκεται στα σύνορα με την Ελλάδα. Από τη συνολική παροχή των 63 δισεκατομμύρια m^3 ανα έτος τα 47 δις. m^3 αναμένεται να φτάνουν έως και τα σύνορα με την Ελλάδα ώστε να διοχετευτούν μέσω αυτής στις χώρες της ΕΕ. Με βάση αυτά τα δεδομένα έχουν ξεκινήσει διαβουλεύσεις μεταξύ Ελλάδας και Ρωσίας για την κατασκευή του τμήματος που θα διασχίζει την Ελλάδα (Greek Stream) και θα καταλήγει στα παράλια της Ιταλίας. Το έργο εκ μέρους της Ρωσίας το έχει αναλάβει η εταιρία Gazprom [<http://www.gazpromexport.ru/en/projects/6/>]. Στο Σχήμα 2.10 παρουσιάζεται ο αγωγός Turkish Stream, όπως αυτός σχεδιάζεται να κατασκευαστεί. Βέβαια, τα δεδομένα στη γεωπολιτική σκακιέρα αλλάζουν συνεχώς κι έτσι δεν είναι σίγουρο ότι θα υλοποιηθεί κι ο εν λόγω αγωγός, ειδικά εφόσον η ΕΕ επιμένει στην υποβολή περιορισμών στην Gazprom για την αποφυγή δημιουργίας μονοπωλιακής εξάρτησης της ΕΕ. Τέτοιες ανατροπές στον σχεδιασμό αγωγών και τελικά στην υλοποίησή τους δεν είναι σπάνιο φαινόμενο και μπορούν να εξηγηθούν εύκολα λαμβάνοντας υπόψη την τεράστια σημασία τους για την παροχή ενέργειας στις χώρες της περιοχής, αλλά και στην ΕΕ γενικότερα.



Σχήμα 2.9 Τοποθέτηση του αγωγού στο παραλιακό τμήμα της Βουλγαρίας κοντά στην ακτή της Βάρνας [URS Infrastructure & Environment UK Limited, 2013].



Σχήμα 2.10 Ο αγωγός Turkish Stream όπως σχεδιάζεται να διασχίζει την Μαύρη Θάλασσα και να καταλήγει στα σύνορα μεταξύ Ελλάδας και Τουρκίας [<http://rt.com>]

2.5 Αγωγός Τουρκίας – Βουλγαρίας – Αυστρίας (Nabucco)

Η ανάγκη αναπτύξεως εναλλακτικών ενεργειακών δικτύων μεταφοράς ενέργειας προς την ευρωπαϊκή αγορά έχει αναλυθεί στην Ενότητα 2.1. Μέχρι σήμερα το ρωσικό φυσικό αέριο κυριαρχεί στην ευρωπαϊκή αγορά και όσον αφορά την ΕΕ γίνεται επιβεβλημένη η πραγματοποίηση ενεργειών οι οποίες θα μειώσουν την εξάρτηση της από τη Ρωσία. Το ζητούμενο είναι με ποιον τρόπο θα πραγματοποιηθεί η σύνδεση του κορμού του ευρωπαϊκού δικτύου φυσικού αερίου με τα αντίστοιχα του Ιράν, του Αζερμπαϊτζάν, του Καζακστάν, του Τουρκμενιστάν και στο απώτερο μέλλον ίσως του Ιράκ, γεγονός το οποίο θα υποβαθμίσει τη δεσπόζουσα θέση της Ρωσίας ως οιονεί αποκλειστικού προμηθευτή μη υγροποιημένου φυσικού αερίου της ευρωπαϊκής αγοράς.

Η πρόταση κατασκευής του αγωγού φυσικού αερίου Nabucco βασίζεται στο σκεπτικό που έχει υιοθετηθεί για τον αγωγό διασύνδεσης Τουρκίας – Ελλάδας – Ιταλίας (TGI Interconnector), δηλαδή στην εξασφάλιση επιπρόσθετων ποσοτήτων μη-ρωσικού φυσικού αερίου προς την ΕΕ. Ωστόσο, διαφέρει σημαντικά κατά το μέγεθος και την προτεινόμενη διαδρομή. Με σχεδιαζόμενο μήκος 3300 km και αναμενόμενο κόστος 5.8 δισεκατομμύρια δολάρια, ο αγωγός Nabucco σχεδιάσθηκε για να μεταφέρει περί τα 30 δισεκατομμύρια m^3 φυσικού αερίου. Ξεκινώντας από την πόλη Ερζερούμ στην ανατολική Τουρκία, ο αγωγός

αναμένεται να διασχίζει την Τουρκία, τη Βουλγαρία, τη Ρουμανία και την Ουγγαρία, πριν καταλήξει στον κόμβο φυσικού αερίου Μπαουμγκάρτεν στην Αυστρία [Γρηγοριάδης, 2008]. Στο Σχήμα 2.11 παρουσιάζεται η χάραξη του αγωγού φυσικού αερίου Nabucco, καθώς και άλλα δίκτυα που εξυπηρετούν.



Σχήμα 2.11 Η πορεία του αγωγού φυσικού αερίου Nabucco μέσω Τουρκίας, Βουλγαρίας, Ρουμανίας και Ουγγαρίας προς την Αυστρία [<http://www.economist.com/>].

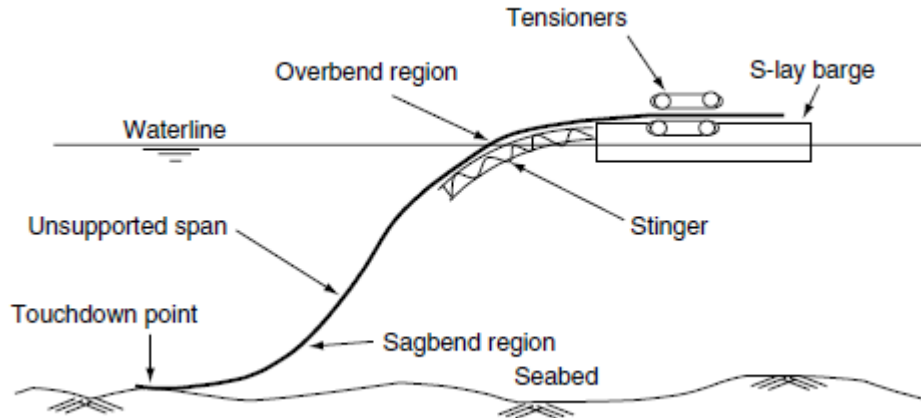
Μολονότι η προετοιμασία για την κατασκευή του αγωγού έχει ξεκινήσει από το 2002 με συμφωνία ανάμεσα στις χώρες διέλευσης και έχει ήδη ολοκληρωθεί η κατασκευή του Trans Anatolian Pipeline (TANAP), η κατασκευή του δυτικού τμήματος του αγωγού Nabucco φαίνεται να συναντά δυσκολίες και η έναρξη της κατασκευής του έχει μετατεθεί για το 2015 με τα μέχρι σήμερα δεδομένα να δείχνουν ότι δεν θα ολοκληρωθεί. Η εξασφάλιση της ελάχιστης ποσότητας φυσικού αερίου αναγκαίας για τη βιωσιμότητα του σχεδίου είναι ζήτημα ύψιστης σημασίας [Socor, 2012]. Η δέσμευση του Αζερμπαϊτζάν για την εξαγωγή φυσικού αερίου από το κοίτασμα Shah Deniz μέσω του Nabucco δεν αρκεί και επιπλέον η Ρωσία επιτείνει τις προσπάθειές της για εξασφάλιση του μέγιστου μεριδίου από την παραγωγή τουρκμενικού φυσικού αερίου και προωθεί τον ανταγωνιστικό αγωγό Turkish Stream.

2.6 Τοποθέτηση Υποθαλάσσιων Αγωγών

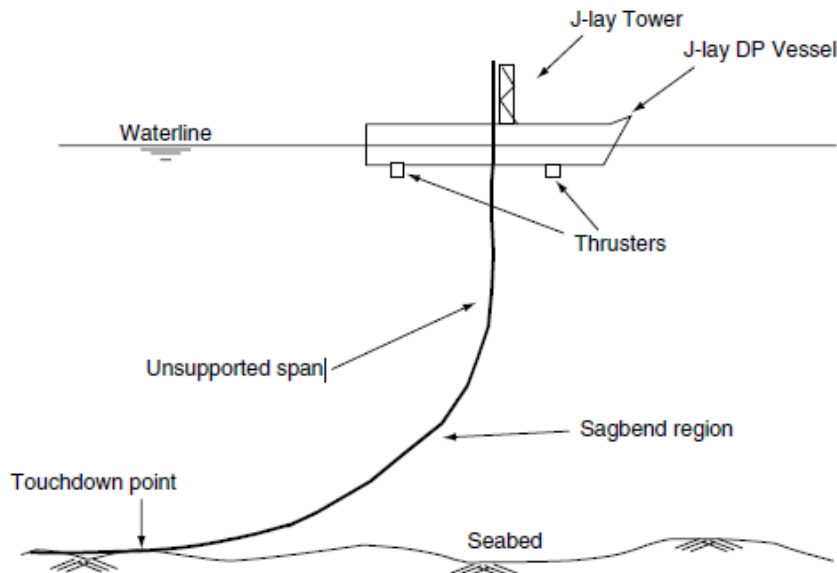
Το έτος 1954 πραγματοποιήθηκε η πρώτη εγκατάσταση υποθαλάσσιου αγωγού στον κόλπο του Μεξικό. Έκτοτε η εξέλιξη της τεχνολογίας, η εμπειρία από εφαρμογές τόσο στην ξηρά όσο και υποθαλάσσια, καθώς και η ανάγκη για εκμετάλλευση κοιτασμάτων σε μεγάλα θαλάσσια βάθη καθιστούν πλέον δυνατή την τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών σε βάθη ακόμα και 3000 m. Με το ζήτημα της τοποθέτησης αγωγών στον πυθμένα της θάλασσας έχουν ασχοληθεί διάφοροι ερευνητές και μηχανικοί τις τελευταίες δεκαετίες. Αποτέλεσμα αυτού είναι να έχουν αναπτυχθεί οδηγίες και κανονισμοί, όπως ο νορβηγικός Det Norske Veritas (DnV) και ο αμερικάνικος το American Petroleum Institute (API) και της American Society of Mechanical Engineers (ASME) [Guo et al., 2005]. Οι μέθοδοι για την τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών είναι η S-lay, η J-lay και η Reel lay.

Η μέθοδος S-lay προτιμάται κατά κύριο λόγο σε μικρά βάθη (έως 150 m), αν και με την εξέλιξη της τεχνολογίας μπορεί πλέον να εφαρμοστεί και σε μεγαλύτερα, και ονομάστηκε έτσι από το σχήμα που παίρνει ο αγωγός κατά την τοποθέτηση του. Η διάταξη της μεθόδου S-lay φαίνεται στο Σχήμα 2.12. Τα τμήματα του αγωγού συγκολλούνται εν πλω και αφήνονται στη θάλασσα με τη βοήθεια δοκού καθώς το σκάφος κινείται σύμφωνα με την κατεύθυνση του αγωγού. Αποτέλεσμα των παραπάνω είναι να δημιουργούνται δύο αντίθετες καμπυλότητες, μία στη δοκό του πλοίου και μία στον πυθμένα της θάλασσας. Επίσης, ο αγωγός βρίσκεται σε εφελκυσμό καθ' όλη τη διάρκεια της τοποθέτησης του με τη βοήθεια αγκυρών ή συστήματος δυναμικής τοποθέτησης [Guo et al., 2005].

Η μέθοδος J-lay χρησιμοποιείται κυρίως σε βάθη από 150 m έως 300 m και ονομάστηκε έτσι από το σχήμα που παίρνει ο αγωγός κατά την τοποθέτηση του, όπως φαίνεται στο Σχήμα 2.13. Τα τμήματα του αγωγού συγκολλούνται εν πλω και τοποθετούνται κάθετα προς τον πυθμένα, μέσα από άνοιγμα στην πλατφόρμα. Με αυτόν τον τρόπο ο αγωγός καταπονείται με μικρότερες τάσεις κατά την τοποθέτηση του καθώς η ακτίνα καμπυλότητας του είναι πολύ μεγαλύτερη σε σχέση με τη μέθοδο S-lay. Επίσης, με αυτόν τον τρόπο απαιτούνται και μικρότερες οριζόντιες δυνάμεις για την ισορροπία του συστήματος σε σχέση με τη μέθοδο S-lay [Guo et al., 2005].



Σχήμα 2.12 Η διάταξη της μεθόδου S-lay κατά την τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών [Guo et al., 2005].



Σχήμα 2.13 Η διάταξη της μεθόδου J-lay κατά την τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών [Guo et al., 2005].

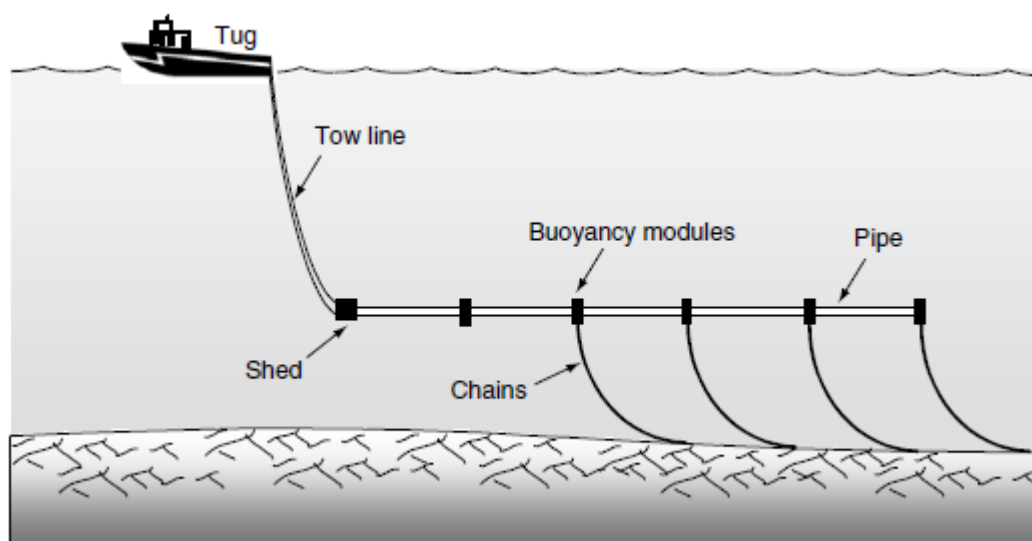
Η μέθοδος Reel lay χρησιμοποιείται για την τοποθέτηση αγωγών σε βάθη μεγαλύτερα των 300 m. Η συγκόλληση, η τοποθέτηση επικάλυψης και όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι γίνονται στη στεριά, και στη συνέχεια ο αγωγός τυλίσσεται σε γιγάντια καρούλια και μεταφέρεται στο σημείο τοποθέτησης. Με αυτόν τον τρόπο δίνεται η δυνατότητα για έως και δέκα φορές μεγαλύτερη ταχύτητα τοποθέτησης του αγωγού, το οποίο είναι πολύ σημαντικό αν ληφθεί υπόψη το γεγονός ότι σε ανοικτές θάλασσες οι ευνοϊκές καιρικές συνθήκες δεν διαρκούν μεγάλα χρονικά διαστήματα. Η μέθοδος Reel lay μπορεί να

χρησιμοποιηθεί για αγωγούς με διάμετρο έως και 45 cm. Η εναπόθεση του αγωγού στον πυθμένα γίνεται είτε με τη S-lay είτε με τη J-lay μέθοδο ανάλογα με το πλοίο που χρησιμοποιείται και το βάθος της θάλασσας. Βασικά μειονεκτήματα της μεθόδου είναι ότι δεν μπορεί να χρησιμοποιηθεί επικάλυψη από σκυρόδεμα στους αγωγούς αλλά και ότι εξαιτίας του τυλίγματος του ο αγωγός μπορεί να παραμορφωθεί πλαστικά και να μειωθεί η αντοχή του [Guo et al., 2005]. Στο Σχήμα 2.14 φαίνεται πλοίο το οποίο χρησιμοποιεί τη μέθοδο Reel lay σε συνδυασμό με την J-lay.



Σχήμα 2.14 Πλοίο της εταιρίας Technip που κάνει χρήση των μεθόδων Reel lay και J-lay για την τοποθέτηση υποθαλάσσιων αγωγών [<http://www.technip.com/>].

Πέρα από τις παραπάνω μεθόδους τοποθέτησης υποθαλάσσιων αγωγών, για τις περιπτώσεις αγωγών μικρής διαμέτρου σε μικρά θαλάσσια βάθη, λίμνες ή ποτάμια, συχνά χρησιμοποιείται η μέθοδος ρυμούλκησης (Tow Method). Κατά τη μέθοδο αυτή, ο αγωγός συγκολλείται στη στεριά, και μόλις μονωθεί και ελεγχθεί, ρυμουλκείται με πλοίο στο σημείο τοποθέτησης του. Ανάλογα με τις δυνατότητες του κατασκευαστή, τα βάθη τοποθέτησης, τα χαρακτηριστικά του πυθμένα, πιθανά εμπόδια σε αυτόν και το μήκος του αγωγού επιλέγεται αν η ρυμούλκηση γίνει στον βυθό (Bottom Tow), κοντά σε αυτόν (Off-Bottom Tow), σε ένα μέσο βάθος (Mid-depth Tow), ή στη επιφάνεια της θάλασσας (Surface Tow) [Guo et al., 2005]. Στο Σχήμα 2.15 παρουσιάζεται ενδεικτικά η διάταξη για ρυμούλκηση κοντά στον πυθμένα.



Σχήμα 2.15 Τοποθέτηση αγωγού με ρυμούλκηση (Tow method) κοντά στον πυθμένα (Off-Bottom Tow) [Guo et al., 2005].

2.7 Χαρακτηριστικά της Μεσογείου

Οι αγωγοί υδρογονανθράκων ανήκουν στα Δίκτυα Κοινής Ωφέλειας (Lifelines) όπως και οι δρόμοι, τα δίκτυα τηλεπικοινωνίας, ύδρευσης, άδρευσης και παροχής ρεύματος. Χαρακτηριστικό όλων των παραπάνω είναι ότι διανύουν μεγάλες αποστάσεις και επομένως έχουν αντικειμενικά περισσότερες πιθανότητες να διέλθουν από περιοχές οι οποίες δεν ενδείκνυνται για κατασκευές, εν αντιθέσει με μεμονωμένες κατασκευές που έχουν τη δυνατότητα να αποφύγουν τις περιοχές αυτές. Μεγάλος κίνδυνος για τα Δίκτυα Κοινής Ωφέλειας είναι ο σεισμός και οι συνέπειες που μπορεί να έχει στο έδαφος. Η ισχυρή εδαφική κίνηση, η ρευστοποίηση του εδάφους, οι κατολισθήσεις, τα ενεργά ρήγματα και σπανιότερα τα τσουνάμι είναι οι σημαντικότεροι σεισμικοί κίνδυνοι που καλείται να αντιμετωπίσει ένας αγωγός. Η γνώση των γεωγραφικών, των γεωλογικών, των τοπογραφικών και των τεκτονικών χαρακτηριστικών μίας περιοχής είναι απαραίτητη πριν την κατασκευή ενός τέτοιου έργου. Με βάση αυτήν τη λογική γίνεται στη συνέχεια μία συνοπτική αναφορά των σχετικών χαρακτηριστικών της Μεσογείου, μιας περιοχής που αναμένεται στο μέλλον να φιλοξενήσει στον πυθμένα της νέους αγωγούς υδρογονανθράκων.

2.7.1 Γεωγραφικά Χαρακτηριστικά

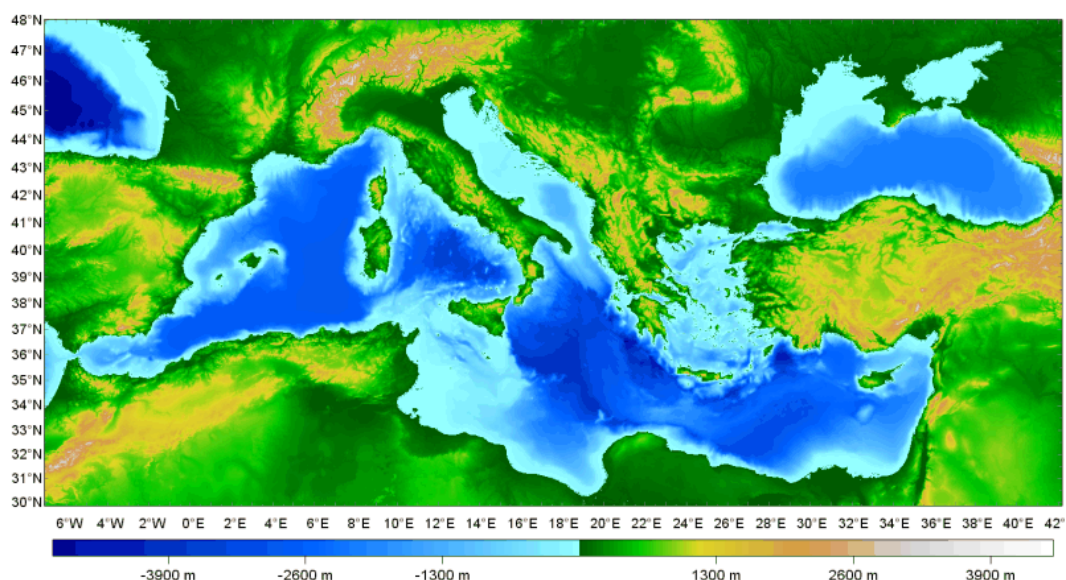
Η Μεσόγειος Θάλασσα είναι μία σχεδόν κλειστή θάλασσα μεταξύ Ευρώπης, Αφρικής και Ασίας. Συνδέεται με τον Ατλαντικό Ωκεανό μέσω των Στενών του Γιβραλτάρ στα δυτικά και με τη Μαύρη Θάλασσα μέσω των Δαρδανελλίων, της Θάλασσας του Μαρμαρά και του Βοσπόρου στα ανατολικά. Στα νοτιοανατολικά συνδέεται με την Ερυθρά Θάλασσα μέσω της Διώρυγας του Σουέζ, μήκους 163 km, η οποία κατασκευάστηκε το 1869 για να επικοινωνεί η Μεσόγειος με τον Ινδικό Ωκεανό χωρίς να αναγκάζονται τα πλοία να κάνουν τον γύρο της Αφρικής. Στο Σχήμα 2.16 φαίνεται μία δορυφορική εικόνα της περιοχής της Μεσογείου. Διακρίνονται οι διάφορες μεσογειακές χώρες με τις πεδινές, ορεινές και έρημες εκτάσεις τους, τα νησιά στο εσωτερικό της και οι θάλασσες που την απαρτίζουν. Τα κυριότερα νησιά της Μεσογείου είναι η Κύπρος, η Κρήτη και η Εύβοια στα ανατολικά και η Σαρδηνία, η Σικελία, η Μάλτα και οι Βαlearίδες Νήσοι στα δυτικά, ενώ η ακτογραμμή της είναι 46,000 km [Psarroropoulos et al., 2013].



Σχήμα 2.16 Δορυφορική εικόνα της Μεσογείου Θάλασσας [Psarroropoulos et al., 2013].

2.7.2 Τοπογραφικά Χαρακτηριστικά

Η έκταση της Μεσογείου είναι 2.5 εκατομμύρια km^2 , με μέγιστο βάθος λίγο πάνω από 5 km νοτιοδυτικά του ακρωτηρίου Ταΐναρο, στο Φρέαρ της Καλυψώς. Το μήκος της από το Ακρωτήριο του Γιβραλτάρ μέχρι τη Συρία είναι 3860 km, ενώ το μέγιστο πλάτος της 1800 km. Η Μεσόγειος διαχωρίζεται σε επιφανειακούς, ενδιάμεσους και βαθείς θαλάσσιους όγκους. Μεταξύ Σικελίας και Τυνησίας υπάρχει μία υποθαλάσσια ράχη, τα Στενά της Σικελίας, με μήκος 120 km και βάθος 350 m, η οποία διαχωρίζει τη Μεσόγειο σε δύο θαλάσσιες λεκάνες. Η Ανατολική έχει έκταση 0.85 εκατομμύρια km^2 και η Δυτική 1.65 εκατομμύρια km^2 . Τόσο στο ανατολικό όσο και στο δυτικό μέρος ο πυθμένας έχει ποικίλο ανάγλυφο, με λεκάνες, ράχες, πλαγιές, οροπέδια και βαθιές τάφρους [Psarropoulos et al., 2013]. Στο Σχήμα 2.17 παρουσιάζεται ο βαθυμετρικός χάρτης της Μεσογείου.

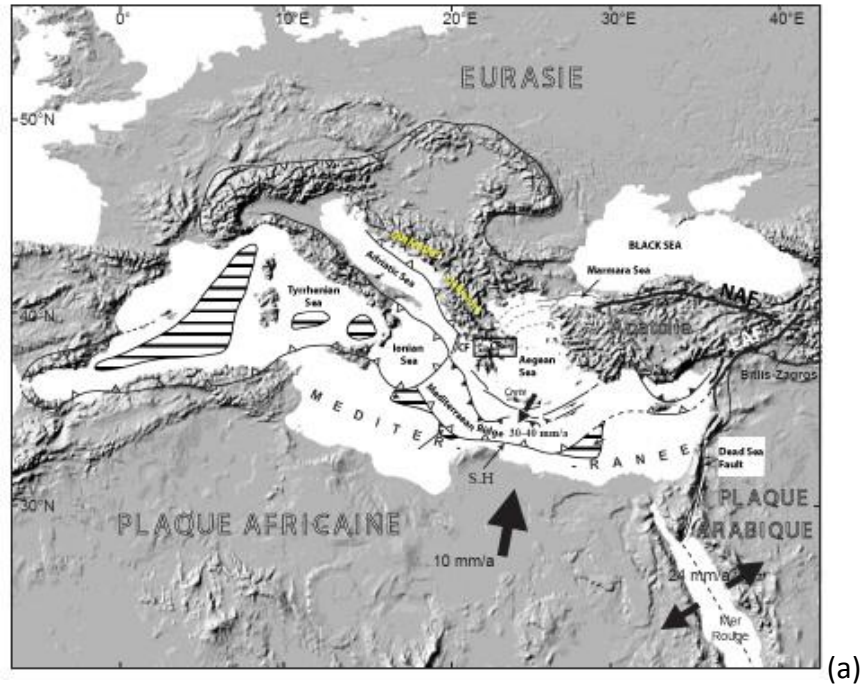


Σχήμα 2.17 Βαθυμετρικός και υψομετρικός χάρτης της περιοχής της Μεσογείου [Psarropoulos et al., 2013].

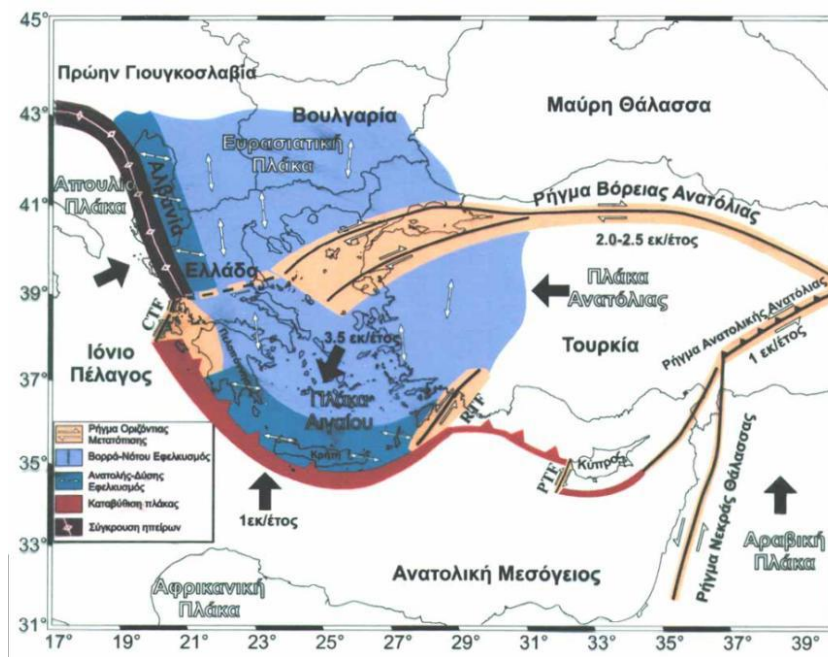
2.7.3 Γεωλογικά και Τεκτονικά Χαρακτηριστικά

Γεωλογικά η Μεσόγειος σήμερα έχει διαμορφωθεί επάνω από τον ωκεάνιο φλοιό. Χαρακτηριστικό της είναι οι υποθαλάσσιες καρστικές πηγές που υπάρχουν κυρίως σε ρηχά νερά που σε πολλές περιπτώσεις είναι και θερμικές. Οι ιζηματογενείς αλληλουχίες της φτάνουν τα 8 έως 15 km πάχος και είναι αποτέλεσμα μεγάλων εδαφικών μετακινήσεων διαφόρων γεωλογικών εποχών, με νεότερες τη Μειόκαινο (Miocene) στο Μεσσηνιακό

Στάδιο (Messinian) και την Πλειόκαινο (Pliocene) της Νεογενούς Περιόδου (Neogene) και την Τεταρτογενή Περίοδο (Quaternary) [Psarropoulos et al., 2013].

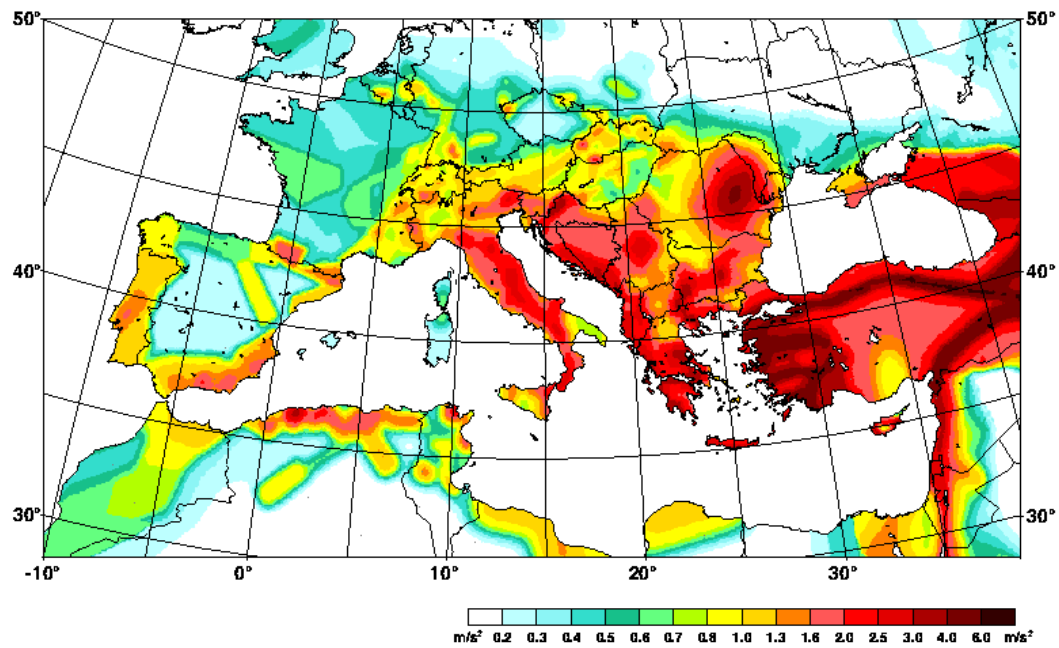


(a)

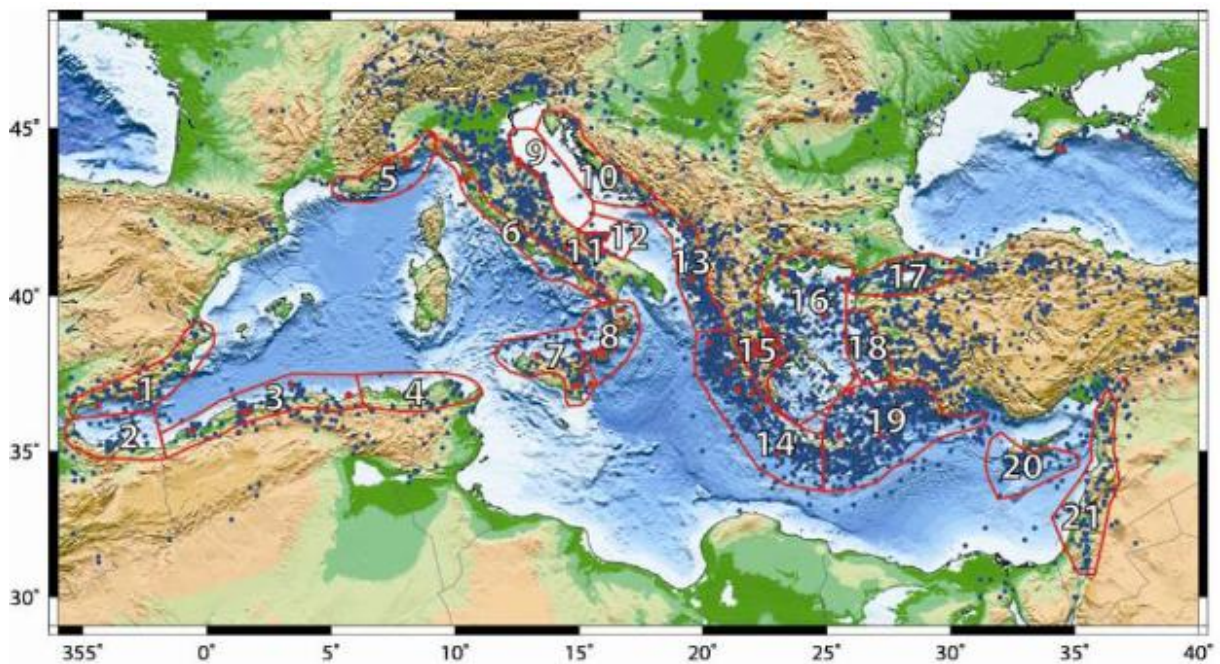


(b)

Σχήμα 2.18 Κινήσεις λιθοσφαιρικών πλάκων και ρήγματα στην περιοχή (a) της Μεσογείου [Vannucci et al., 2004] και (b) της ανατολικής Μεσογείου [Grünthal et al., 1999].



Σχήμα 2.19 Χάρτης Μέγιστης Εδαφικής Επιτάχυνσης (PGA) στην περιοχή της Μεσογείου [Παπαζάχος και Παπαζάχου, 2003].



Σχήμα 2.20 Χάρτης καταγεγραμμένων σεισμών και τσουνάμι στη Μεσόγειο. Με μπλε κουκίδες καταγράφονται οι σεισμοί, με κόκκινες τα τσουνάμι και με κόκκινες γραμμές οι περιοχές που έχουν πληγεί από τσουνάμι στο παρελθόν [Sørensen et al., 2012].

Η σημερινή διαμόρφωση της περιοχής της Μεσογείου είναι αποτέλεσμα αλληλεπιδράσεων μεταξύ της Ευρασιατικής, της Αφρικανικής και της Αραβικής πλάκας.

Αρχικά οι πλάκες της Αφρικής και της Ευρασίας διαχωρίστηκαν και στη συνέχεια συγκρούστηκαν, όπως συμβαίνει μέχρι τις μέρες μας. Στο Σχήμα 2.18 παρουσιάζονται οι λιθοσφαιρικές πλάκες, οι κινήσεις τους και τα ρήγματα που δημιουργούνται στην περιοχή της Μεσογείου και πιο ειδικά στην ανατολική Μεσόγειο. Η έντονη σεισμικότητα της ανατολικής Μεσογείου, και ειδικά των περιοχών της Ελλάδας και της Τουρκίας, είναι αποτέλεσμα της κίνησης της Αφρικανικής πλάκας κάτω από την Ευρασιατική και της οριζόντιας μετακίνησης της πλάκας της Ανατολίας προς τα δυτικά. Η μετακίνηση της πλάκας της Ανατολίας ενεργοποιεί το ρήγμα της Βόρειας Ανατολίας στην βόρεια Τουρκία που ανήκει στην κατηγορία οριζόντιας ολίσθησης.

Μέτρια έως υψηλή σεισμική δραστηριότητα συναντάται επίσης στην κεντρική και νότια Ιταλία κατά μήκος της Τυρρηνικής Λεκάνης, του Τόξου της Καλαβρίας και τη ζώνη των Απεννίνων. Οι ακτές του Λιβάνου, του Ισραήλ και της Συρίας παρουσιάζουν έντονη δραστηριότητα με χαρακτηριστική την επίδραση του ρήγματος της Νεκράς Θάλασσας. Επίσης, η Λιβύη και η Αίγυπτος εμφανίζουν μέτρια σεισμική δραστηριότητα με τη Λιβύη να παρουσιάζει συγκέντρωση στα βόρεια παράλια της και την Αίγυπτο στο Δέλτα του Νείλου. Στη δυτική Μεσόγειο, έντονη σεισμική δραστηριότητα παρουσιάζεται στην βόρεια Αφρική κατά μήκος των ακτών της Μεσογείου στην Αλγερία, το Μαρόκο και την Τυνησία. Η αιτία είναι η κίνηση των πλακών της Ευρασίας και της Αφρικής. Η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration – PGA) στην περιοχή της Μεσογείου απεικονίζεται στο Σχήμα 2.19 σε τιμές m/s^2 , όπου γίνεται άμεσα αντιληπτή η ανωτέρω περιγραφή των περιοχών με αυξημένη σεισμική επικινδυνότητα.

Αποτέλεσμα της ύπαρξης ενεργών ρηγμάτων και της μέτριας έως και έντονης σεισμικής δραστηριότητας στη Μεσόγειο είναι η εμφάνιση τσουνάμι στις ακτές της. Τα τσουνάμι αποτελούν κίνδυνο τόσο για τους αγωγούς όσο και για τις άλλες σχετικές εγκαταστάσεις που βρίσκονται κοντά σε ακτές. Στο Σχήμα 2.20 παρουσιάζονται οι θέσεις των καταγεγραμμένων σεισμών και τσουνάμι με μπλε και κόκκινες κουκίδες, αντίστοιχα. Από το σχήμα γίνεται φανερό ότι το ανατολικό τμήμα της Μεσογείου, όντας μία από τις πλέον σεισμικά ενεργές περιοχές παγκοσμίως, είναι αρκετά ευάλωτο στον κίνδυνο λόγω τσουνάμι. Τα τσουνάμι δύνανται να ταξιδέψουν σε πολύ μεγάλες αποστάσεις και να έχουν διάφορα μεγέθη, από οριακά εμφανή μέχρι και εξαιρετικά καταστροφικά. Εντούτοις, η ύπαρξη μεγάλων υποθαλάσσιων σεισμών δεν συνδέεται πάντα με την εμφάνιση τσουνάμι.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

Σεισμική Τρωτότητα Δικτύων Αγωγών

Τα δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων είναι από τις σημαντικότερες κατασκευές του σύγχρονου πολιτισμού, εξασφαλίζοντας στους πολίτες την κάλυψη βασικών αναγκών αυξάνοντας το βιοτικό τους επίπεδο. Γι' αυτόν τον λόγο, ο σχεδιασμός και η κατασκευή τους πρέπει να γίνονται σε υψηλό επίπεδο, λαμβάνοντας υπόψη τις σύγχρονες τεχνολογικές και επιστημονικές εξελίξεις, ώστε να αποφεύγονται όλοι οι πιθανοί κίνδυνοι που μπορούν να βλάψουν τα δίκτυα αυτά και να προκαλέσουν ανυπολόγιστες καταστροφές στην κοινωνία, το περιβάλλον και την οικονομία. Ένας από τους σημαντικότερους κινδύνους που καλούνται να αντιμετωπίσουν τα δίκτυα αγωγών σε σεισμογενείς χώρες, όπως η Ελλάδα, είναι ο σεισμικός. Η επίδραση του σεισμού μπορεί να γίνει μέσω της ισχυρής εδαφικής κίνησης, της ρευστοποίησης του εδάφους, των κατολισθήσεων, των μετακινήσεων σεισμικών ρηγμάτων ή κάποιου συνδυασμού των παραπάνω. Η σεισμική επικινδυνότητα και η σεισμική τρωτότητα, λοιπόν, οφείλουν να είναι για τους μηχανικούς κρίσιμα κριτήρια κατά τον σχεδιασμό, την κατασκευή και τη λειτουργία ενός τέτοιου έργου. Φυσικά, τα δίκτυα αγωγών καλούνται να αντιμετωπίσουν και μία σειρά άλλων κινδύνων και απειλών που σχετίζονται με τις συνθήκες του περιβάλλοντος κατασκευής και την επίδραση του ανθρώπινου παράγοντα.

3.1 Σεισμική Μηχανική Δικτύων Κοινής Ωφέλειας

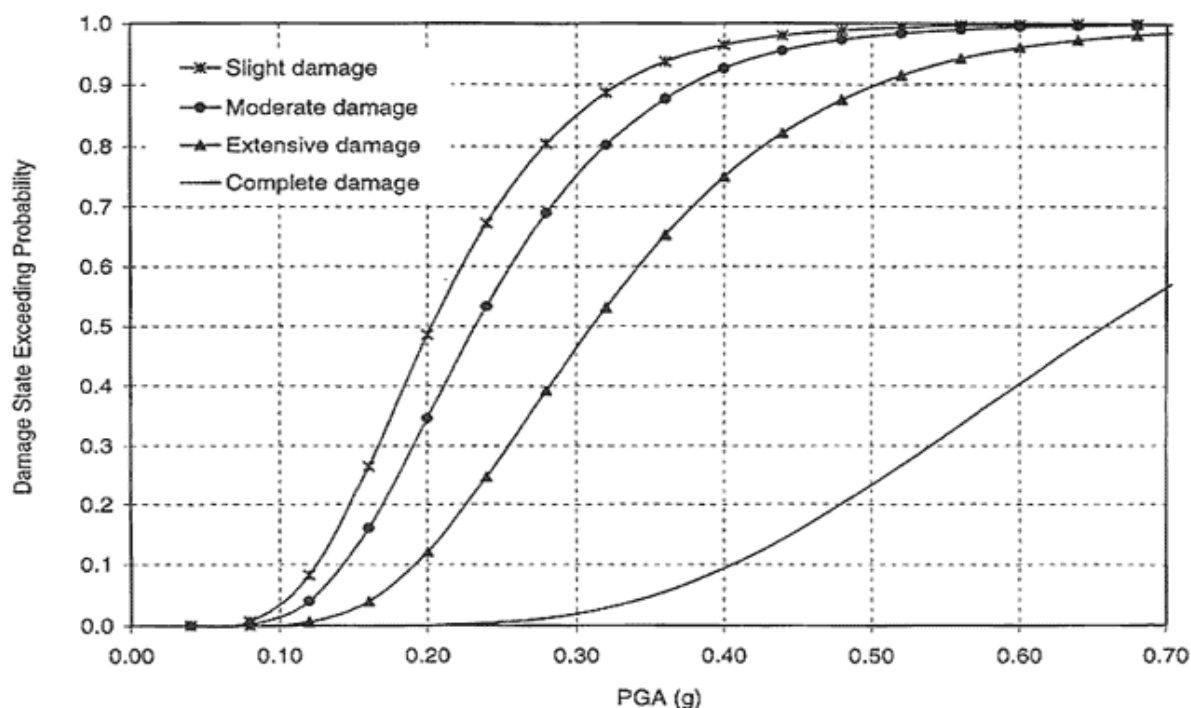
Είναι γνωστό ότι η σεισμικότητα είναι ένα φαινόμενο μη ομοιόμορφα κατανεμημένο τόσο στον χώρο όσο και στον χρόνο. Επομένως, οι αβεβαιότητες που συνδέονται με την εκτίμηση της είναι αδιαμφισβήτητα πολύ μεγάλες, και γίνονται ακόμα μεγαλύτερες αν θελήσουμε να τις εκτιμήσουμε με όρους εδαφικής ταλάντωσης: δηλαδή με χρονοϊστορίες και φάσματα

επιταχύνσεων, ταχυτήτων ή μετακινήσεων. Σκοπός της Σεισμικής Μηχανικής είναι η εκτίμηση των σεισμικών διεγέρσεων και των παραμέτρων που τις χαρακτηρίζουν και η σύνδεση τους με την ασφάλεια των κατασκευών. Όσο πιο σημαντική είναι μία κατασκευή και όσο πιο πολύ χρονικό διάστημα θέλουμε να αντέξει τόσο μεγαλύτερος είναι ο σεισμικός κίνδυνος που καλείται να αντιμετωπίσει. Δύο έννοιες που χρησιμοποιούνται ευρέως στον κλάδο της Σεισμικής Μηχανικής, και μάλιστα συχνά συγχέονται μεταξύ τους, είναι η σεισμική επικινδυνότητα (seismic hazard) και η σεισμική διακινδύνευση (seismic risk). Αντικείμενο του κλάδου είναι η αποτίμηση (assessment) και διαχείριση (management) της σεισμικής διακινδύνευσης. Η σεισμική επικινδυνότητα και διακινδύνευση συνδέονται μεταξύ τους με την έννοια της σεισμικής τρωτότητας (vulnerability).

Ως τρωτότητα (vulnerability) ορίζεται ο βαθμός απωλειών ενός συγκεκριμένου στοιχείου εκτεθειμένου σε σεισμικό κίνδυνο, που προκύπτει για ένα δεδομένο επίπεδο σεισμικής διέγερσης. Το φάσμα των τιμών της βρίσκεται μεταξύ 0 (ή 0%) και 1 (ή 100%) ανάλογα με την πιθανότητα το εξεταζόμενο στοιχείο να εμφανίσει ένα ορισμένο επίπεδο βλάβης για μια συγκεκριμένη σεισμική διέγερση. Η τρωτότητα εκφράζεται μέσω των καμπυλών τρωτότητας (fragility curves), οι οποίες έχουν συνήθως σιγμοειδή μορφή και δίνουν την πιθανότητα η κατασκευή να βρίσκεται ή να έχει υπερβεί ένα επίπεδο βλάβης κάτω από την επίδραση μιας σεισμικής διέγερσης, που στις περισσότερες των περιπτώσεων εκφράζεται με κάποιο μέγεθος ενδεικτικό της σεισμικής έντασης, όπως είναι η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration – PGA), η Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα (Peak Ground Velocity – PGV), η Μέγιστη Εδαφική Μετατόπιση (Peak Ground Displacement – PGD) αλλά και άλλα μεγέθη ανάλογα με το είδος του τεχνικού έργου.

Στο Σχήμα 3.1 απεικονίζονται μία σειρά από τυπικές καμπύλες τρωτότητας μίας κατασκευής: για ελαφρά, μέτρια, εκτεταμένη και πλήρη καταστροφή συναρτήσει της επιτάχυνσης PGA σε g ($= 9.81 \text{ m/s}^2$). Παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η επιτάχυνση αυξάνεται και η πιθανότητα να υποστεί η κατασκευή μία ορισμένη βλάβη, καθώς και ότι για ορισμένο επίπεδο επιτάχυνσης η πιθανότητα να υποστεί η κατασκευή μία πιο σημαντική βλάβη είναι μικρότερη. Για κάθε τμήμα (αγωγοί, σταθμοί, συμπιεστές, κτλ) των Δικτύων Κοινής Ωφέλειας καθορίζεται μια συγκεκριμένη σχέση τρωτότητας. Κάθε τμήμα του δικτύου έχει συγκεκριμένες ιδιότητες υλικών, διαστάσεις, είδος σύνδεσης, κ.λπ. και γενικά μη ομοιόμορφη έκθεση στον σεισμικό κίνδυνο. Επίσης, οι σχέσεις τρωτότητας περιέχουν τους παράγοντες της αβεβαιότητας και της τυχηματικότητας, οι οποίοι

προκύπτουν από τον προσδιορισμό του σεισμικού κινδύνου αλλά και από την απόδοση κάθε τμήματος στο συγκεκριμένο επίπεδο κινδύνου.

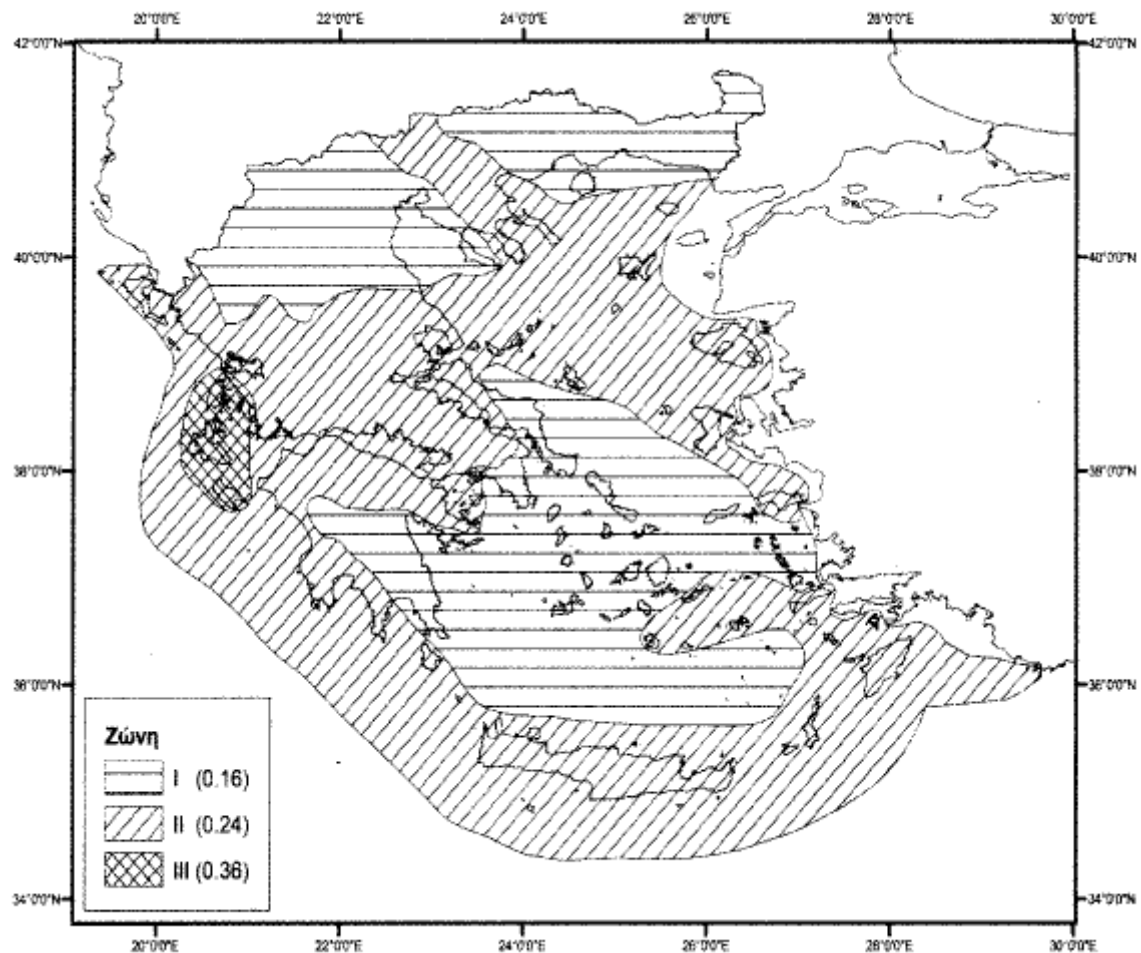


Σχήμα 3.1 Καμπύλες τρωτότητας για διάφορα επίπεδα βλάβης συναρτήσει της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης PGA [<http://www.fhwa.dot.gov/>].

Με τον όρο *σεισμική επικινδυνότητα* (seismic hazard) ορίζεται η πιθανότητα που έχει μία συγκεκριμένη παράμετρος της σεισμικής εδαφικής ταλάντωσης να υπερβεί μια δεδομένη τιμή σε ορισμένη χρονική περίοδο. Ως μέτρο της σεισμικής επικινδυνότητας ορίζεται συνήθως η τιμή μιας παραμέτρου της εδαφικής ταλάντωσης, δηλαδή οι PGA, PGV, PGD, ή και φασματικές τιμές αυτών, όπως η Ψευδο-Φασματική Επιτάχυνση (Pseudo-Spectral Acceleration – PSA). Η σεισμική επικινδυνότητα αφορά μία θέση ή μία περιοχή μικρής ή μεγαλύτερης έκτασης και εξαρτάται: (α) από τη σεισμικότητα της περιοχής, δηλαδή τα χαρακτηριστικά και το μέγεθος των σεισμικών πηγών, (β) από το μέσο διάδοσης και την επικεντρική απόσταση και (γ) την τοπική γεωλογία και γενικότερα τις τοπικές εδαφικές συνθήκες.

Η ανάλυση της σεισμικής επικινδυνότητας πραγματοποιείται με δύο μεθόδους: Η αιτιοκρατική μέθοδος ανάλυσης (deterministic seismic hazard analysis – DSHA) καθορίζει τον κίνδυνο στην περιοχή ενδιαφέροντος λαμβάνοντας υπόψη ένα ρήγμα ή ένα

συγκεκριμένο ισχυρό ιστορικό σεισμό του παρελθόντος σε ορισμένη απόσταση. Η πιθανοτική μέθοδος ανάλυσης (probabilistic seismic hazard analysis – PSHA) λαμβάνει υπόψη με μαθηματικό τρόπο τις αβεβαιότητες που συνδέονται με το μέγεθος, τη θέση και τον χρόνο εκδήλωσης των πιθανών σεισμών στην περιοχή ενδιαφέροντος αναπτύσσοντας διάφορα σεισμικά σενάρια. Η πιθανοτική μέθοδος είναι και η πλέον διαδεδομένη [Πιτιλάκης, 2010]. Το Σχήμα 3.2 απεικονίζει τον χάρτη των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας σύμφωνα με τον Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό (ΕΑΚ) 2000. Οι τρεις ζώνες επικινδυνότητας αντιστοιχούν σε 0.16 g, 0.24 g και 0.36 g σεισμική εδαφική επιτάχυνση η οποία στη συνέχεια μας δίνει το φάσμα σχεδιασμού για τις ψευδο-φασματικές επιταχύνσεις.



Σχήμα 3.2 Ο χάρτης των ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας [ΕΑΚ 2000].

Σεισμική διακινδύνευση (seismic risk) ορίζεται ο αναμενόμενος βαθμός ζημιών και απωλειών, ο οποίος αναμένεται για έναν συγκεκριμένο σεισμό σε μία δεδομένη θέση ή

περιοχή. Στους παράγοντες που προσδιορίζουν το μέτρο της σεισμικής επικινδυνότητας μπορούν να συμπεριληφθούν η απώλεια ανθρώπινων ζωών, οι παντός τύπου και μεγέθους βλάβες σε τεχνικά έργα και οι διάφορες άλλες απώλειες, όπως είναι οι οικονομικές, κοινωνικές, ακόμα και πολιτιστικές επιπτώσεις στη ζωή ενός τόπου [Πιτιλάκης, 2010]. Η σεισμική διακινδύνευση εξαρτάται από την τρωτότητα, τη σεισμική επικινδυνότητα και τη σπουδαιότητα (importance) που έχει ένα έργο, ανάλογα με τα λειτουργικά, κοινωνικά και οικονομικά κριτήρια που πληροί, και μπορεί να εκφραστεί ως εξής:

$$[\text{Διακινδύνευση}] = [\text{Επικινδυνότητα}] * [\text{Τρωτότητα}] * [\text{Σπουδαιότητα}] \quad (3.1)$$

Από τα παραπάνω προκύπτει ότι η μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης επιτυγχάνεται με τη μείωση της τρωτότητας των κατασκευών, δηλαδή με τον καλύτερο σχεδιασμό και κατασκευή τους. Η διαφορά της σεισμικής διακινδύνευσης με τη σεισμική επικινδυνότητα είναι ότι η πρώτη αντικατοπτρίζει τις αναμενόμενες σεισμικές απώλειες, εν αντιθέσει με τη δεύτερη που περιγράφει την ένταση ενδεχόμενου σεισμικού επεισοδίου ως προς μια παράμετρο της εδαφικής απόκρισης.

3.2 Ισχυρή Εδαφική Κίνηση

Η γη είναι μία σφαίρα που δονείται συνεχώς από διάφορες τεχνητές και φυσικές πηγές. Οι αναταράξεις αυτές της επιφάνειας της γης ονομάζονται σεισμοί και σχετίζονται με τη διάδοση των σεισμικών κυμάτων, τα οποία μεταφέρουν την ενέργεια που έχει απελευθερωθεί σε κάποια περιοχή του εσωτερικού του φλοιού ή στην επιφάνεια της γης. Στη συντριπτική τους πλειοψηφία οι σεισμοί δημιουργούνται από τις σχετικές κινήσεις των λιθοσφαιρικών πλακών λόγω των πιέσεων που ασκούνται σε αυτές από τον ρευστό μανδύα που βρίσκεται κάτω από τον φλοιό της γης και ονομάζονται τεκτονικοί σεισμοί. Αποτέλεσμα αυτού του φαινομένου είναι η συσσώρευση δυναμικής ενέργειας σε ορισμένα σημεία του φλοιού, τα ρήγματα, η οποία, όταν υπερβεί την αντοχή των πετρωμάτων, εκτονώνεται με τη μορφή θερμότητας και σεισμικών κυμάτων που διαδίδονται τόσο στον χώρο εντός της γης όσο και στην επιφάνειά της. Τα σεισμικά κύματα χαρακτηρίζονται από το πλάτος, το συχνοτικό περιεχόμενο και τη διάρκεια τους, και εξαρτώνται σε μεγάλο βαθμό από το μέγεθος, τη θέση και τη διαδικασία διάρρηξης του ρήγματος.

Η διαδρομή των σεισμικών κυμάτων διαμέσου των πετρωμάτων και οι τοπικές εδαφικές συνθήκες παίζουν σημαντικό ρόλο στα χαρακτηριστικά του σεισμικού

κραδασμού, καθώς μπορούν να λειτουργήσουν ως φίλτρα σεισμικών κυμάτων αλλά και ως ενισχυτές παρουσιάζοντας έτσι μεγάλες διακυμάνσεις ακόμα και σε γειτονικές περιοχές. Σημαντικό ρόλο παίζουν η πυκνότητα των διαδοχικών εδαφικών στρώσεων κάτω από την επιφάνεια της γης και η τοπογραφία της περιοχής (παρουσία λόφων ή πρανών) [Πιτιλάκης, 2010]. Άλλες αιτίες για τη δημιουργία σεισμών είναι η ηφαιστειακή δραστηριότητα που δημιουργεί τους ηφαιστειακούς σεισμούς, οι διάφορες εγκατακρημνίσεις σε υπόγεια κοιλάματα, όπως σπήλαια, λόγω διάβρωσης που δημιουργούν τους εγκατακρημνισιγενείς σεισμούς, η συμπίεση πετρωμάτων λόγω διαστολής από την απότομη ρευστοποίηση παγωμένου νερού που δημιουργεί τους κρυογενείς σεισμούς και η ανθρώπινη δραστηριότητα που μπορεί να δημιουργήσει τους λεγόμενους τεχνητούς σεισμούς.

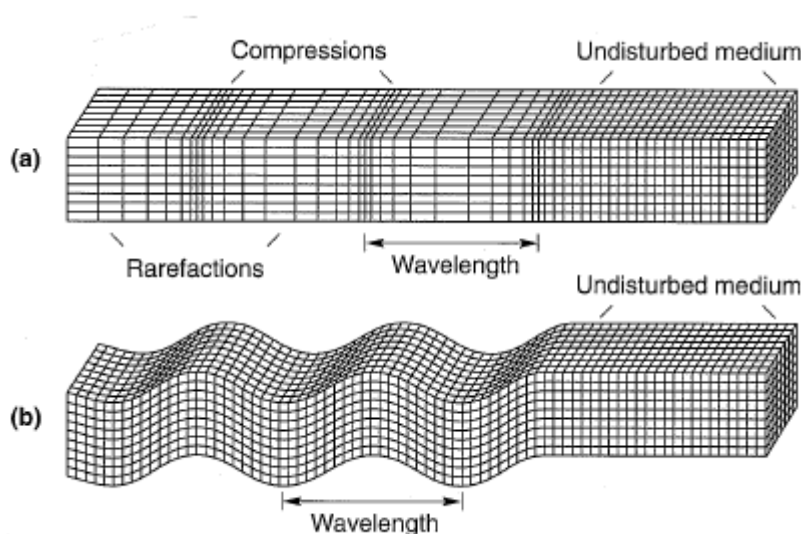
3.2.1 Σεισμικά Κύματα

Όπως αναφέρθηκε και παραπάνω, η ενέργεια που απελευθερώνεται σε ένα σεισμικό φαινόμενο ταξιδεύει στο εσωτερικό και την επιφάνεια της γης με τη μορφή των σεισμικών κυμάτων. Τα κύματα αυτά διαδίδονται στο εσωτερικό της, ανακλώνται και διαθλώνται στις διεπιφάνειες που συναντούν και δημιουργούν νέα κύματα που διακρίνονται σε δύο κατηγορίες: στα κύματα χώρου και στα επιφανειακά κύματα. Τα κύματα χώρου αποτελούνται από τα πρωτεύοντα κύματα P (Primary waves) και από τα δευτερεύοντα ή διατμητικά κύματα S (Secondary or Shear waves), ενώ τα επιφανειακά κύματα αποτελούνται από τα κύματα Love (L) και τα κύματα Rayleigh (R).

Τα κύματα χώρου αποτελούνται από τα κύματα S και P και διαδίδονται στο φλοιό της γης αλλά και εν μέρει στο εσωτερικό της. Τα πρωτεύοντα, ή διαμήκη, ή σφαιρικής συμπίεσης κύματα P ονομάστηκαν έτσι εκ των αγγλικών λέξεων primary ή pressure. Τα κύματα αυτά μπορούν να ταξιδέψουν σε όλα τα μέσα- στερεά, υγρά ή αέρια- και έχουν τη μεγαλύτερη ταχύτητα διάδοσης από όλα τα άλλα είδη κυμάτων, κι αυτό έχει ως αποτέλεσμα να καταγράφονται πρώτα στα όργανα καταγραφής. Κατά τη διάδοση τους τα σωματίδια του μέσου κινούνται παράλληλα στη διεύθυνση διάδοσης, δημιουργώντας πυκνώματα και αερώματα κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης. Τα κύματα P έχουν μικρά πλάτη ταλάντωσης και προκαλούν ταλαντώσεις κάθετες στην επιφάνεια της γης, οπότε δεν προκαλούν μεγάλες καταστροφές στις ανθρώπινες κατασκευές. Επίσης, είναι τα μόνα που διαδίδονται μέσω του πυρήνα της γης, γεγονός το οποίο αποδεικνύει ότι βρίσκεται σε

ρευστή κατάσταση. Τυπικές ταχύτητες διάδοσης τους στον φλοιό της γης είναι 6 – 8 km/s. Παράδειγμα κύματος P φαίνεται στο Σχήμα 3.3.a.

Τα δευτερεύοντα, ή διάτμησης, ή εγκάρσια κύματα S ονομάστηκαν έτσι από τη λέξη secondary επειδή καταγράφονται μετά τα κύματα P λόγω της μικρότερης ταχύτητάς τους. Διαδίδονται μόνο σε στερεά και κατά τη διάρκεια της διάδοσής τους τα σωματίδια του μέσου κινούνται κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης του κύματος σε δύο συνιστώσες- την SV (vertical) και την SH (horizontal). Αν υποθέσουμε ότι ένα κύμα S διαδίδεται προς την επιφάνεια του εδάφους, τότε η συνιστώσα εντός κι εκτός επιπέδου είναι η SV και η SH, αντίστοιχα. Τα κύματα S προξενούν περισσότερες καταστροφές στις ανθρώπινες κατασκευές επειδή δημιουργούν ταλαντώσεις εντός του επιπέδου της επιφάνειας του εδάφους. Από τη διαφορά άφιξης τους σε σχέση με τα κύματα P δίνεται η δυνατότητα να βρεθεί η απόσταση της εστίας του σεισμού από το σημείο καταγραφής. Τυπικές ταχύτητες διάδοσης τους στον φλοιό της γης είναι 3 – 5 km/s. Παράδειγμα κύματος S φαίνεται στο Σχήμα 3.3.b.

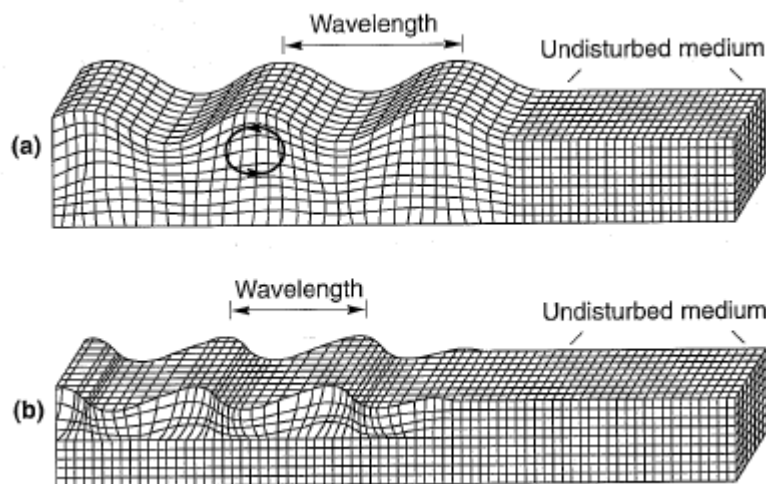


Σχήμα 3.3 Τα χωρικά κύματα (a) κύματα P και (b) κύματα S [Kramer, 1996].

Τα επιφανειακά κύματα δημιουργούνται στις διεπιφάνειες των γεωλογικών στρώσεων και κυρίως στην επιφάνεια της γης και είναι αποτέλεσμα της σύνθεσης των χωρικών κυμάτων. Οι δύο σπουδαιότεροι τύποι τους είναι τα κύματα Rayleigh και τα κύματα Love, ενώ έχουν μικρότερες ταχύτητες σε σχέση με τα κύματα χώρου και καταγράφονται μετά από αυτά στα όργανα καταγραφής. Τα κύματα Rayleigh, ονομάστηκαν έτσι από τον Λόρδο Rayleigh που τα ανακάλυψε το 1885 και είναι αποτέλεσμα της

σύνθεσης των κυμάτων P και SV. Η κίνηση που επιβάλλουν στα σωματίδια του μέσου διάδοσης είναι ελλειπτική, αντίστροφη από τη φορά του ρολογιού, με μία συνιστώσα οριζόντια και μία κατακόρυφη. Είναι τα κύματα που καταγράφονται τελευταία στους σειсмоγράφους αλλά προκαλούν τις περισσότερες καταστροφές στις κατασκευές. Παράδειγμα κύματος Rayleigh φαίνεται στο Σχήμα 3.4.a.

Τα κύματα Love δημιουργούνται από τα κύματα SH σε μαλακούς εδαφικούς σχηματισμούς και δεν έχουν κατακόρυφη συνιστώσα. Κατά τη διάδοσή τους τα σωματίδια του μέσου κινούνται οριζόντια και κάθετα στη διεύθυνση διάδοσης. Η ταχύτητα διάδοσής τους είναι μικρότερη από των κυμάτων χώρου αλλά μεγαλύτερη από των κυμάτων Rayleigh. Παράδειγμα κύματος Love φαίνεται στο Σχήμα 3.4.b. Τόσο τα κύματα Love όσο και τα Rayleigh χαρακτηρίζονται από μεγάλη μείωση του πλάτους ταλάντωσης με το βάθος, ενώ εξαρτώνται από τη συχνότητα της δόνησης.



Σχήμα 3.4 Τα επιφανειακά κύματα (a) Rayleigh (b) Love [Kramer, 1996].

3.2.2 Πλάτος της Εδαφικής Κίνησης

Ένας συνήθης τρόπος απεικόνισης και διερεύνησης της ισχυρής εδαφικής κίνησης είναι οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, ταχυτήτων ή μετακινήσεων. Βασικό χαρακτηριστικό των χρονοϊστοριών αυτών είναι το πλάτος τους, δηλαδή η μέγιστη τιμή τους, ενώ για κάθε μία από αυτές υπάρχουν τρεις συνιστώσες, δύο οριζόντιες (συνήθως Βορράς - Νότος και Ανατολή - Δύση) και μία κατακόρυφη. Το πλάτος της εδαφικής κίνησης εξαρτάται από την απόσταση του σημείου καταγραφής από την πηγή, καθώς όσο μεγαλύτερη είναι η απόσταση αυτή τόσο μειώνεται λόγω της γεωμετρικής και της ανελαστικής απόσβεσης. Η

γεωμετρική απόσβεση αντιστοιχεί στην εξασθένηση του κύματος λόγω απομάκρυνσης από την πηγή, ενώ η ανελαστική απόσβεση οφείλεται στις ιδιότητες του μέσου διάδοσης. Η μέγιστη τιμή κάθε χρονοϊστορίας αποτελεί μία σημαντική παράμετρο κάθε διέγερσης. Οι μέγιστες τιμές των χρονοϊστοριών είναι η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration- PGA), η Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα (Peak Ground Velocity- PGV) και η Μέγιστη Εδαφική Μετακίνηση (Peak Ground Displacement- PGD). Η μεταβλητή που χρησιμοποιείται πιο συχνά για την περιγραφή ενός σεισμικού κραδασμού είναι η PGA, παρόλα αυτά τόσο η PGV όσο και PGD παρουσιάζουν ιδιαίτερο ενδιαφέρον ειδικά για μελέτες που αφορούν στη γεωτεχνική σεισμική μηχανική.

Ειδικά όσον αφορά στα δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων η PGV αποτελεί μία πολύ σημαντική παράμετρο καθώς συνδέεται άμεσα με τις τάσεις που αναπτύσσονται στο έδαφος και τους αγωγούς. Η σχέση που συνδέει τις παραπάνω παραμέτρους είναι:

$$u(\omega) = \frac{\dot{u}(\omega)}{\omega} = \frac{\ddot{u}(\omega)}{\omega^2} \quad (3.2)$$

όπου u η μετακίνηση, \dot{u} η ταχύτητα, \ddot{u} η επιτάχυνση και ω η κυκλική συχνότητα. Από την παραπάνω εξίσωση γίνεται φανερό ότι είναι δυνατό να υπολογιστούν και οι τρεις χρονοϊστορίες εάν γνωρίζουμε έστω τη μία από αυτές μέσα από διαδικασίες ολοκλήρωσης ή παραγωγίσης όπως αυτές των Euler- Gauss και Newmark. Επίσης, φαίνεται ότι η χρονοϊστορία μετακινήσεων είναι χαμηλότερης συχνότητας σε σχέση με τις αντίστοιχες των ταχυτήτων και ειδικά των επιταχύνσεων που είναι ακόμα μεγαλύτερης συχνότητας.

Η Μέγιστη Εδαφική Επιτάχυνση (PGA ή a_{\max}) είναι η πλέον χρησιμοποιούμενη παράμετρος περιγραφής ενός σεισμού αν και δεν παρέχει πληροφορίες σχετικά με το συχνотικό περιεχόμενο και τη διάρκεια του σεισμού, οπότε δεν μπορεί να περιγράψει πλήρως την ισχυρή εδαφική κίνηση. Έχει παρατηρηθεί ότι σε σεισμούς σχετικά μικρού μεγέθους η τιμή της PGA μπορεί να ενισχυθεί λόγω της επιρροής των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Διακρίνεται σε Μέγιστη Οριζόντια Επιτάχυνση (Peak Horizontal Acceleration – PHA) και Μέγιστη Κατακόρυφη Επιτάχυνση (Peak Vertical Acceleration – PVA). Από αυτές η πιο σημαντική είναι η PHA, η οποία αναφέρεται είτε στη μέγιστη τιμή που προκύπτει από τις δύο οριζόντιες συνιστώσες είτε στο διανυσματικό τους άθροισμα. Ο λόγος είναι ότι συνδέεται άμεσα με τις αδρανειακές δυνάμεις που καταπονούν μία συμβατική κατασκευή. Η PHA συνδέεται συχνά με την ένταση του σεισμού και τις μεθοδολογίες μέτρησής των σεισμικών βλαβών, όπως η κλίμακα Mercalli MMI. Η Μέγιστη Κατακόρυφη Επιτάχυνση

(PVA) δε λαμβάνεται πολύ συχνά υπόψη από τους μηχανικούς κυρίως επειδή οι συμβατικές κατασκευές έχουν μεγάλα περιθώρια ασφαλείας για τα κατακόρυφα φορτία. Εντούτοις, είναι σημαντική σε περιπτώσεις που αφορούν κατασκευές επάνω ή κοντά σε επιχώματα ή πρανή, συστήματα σεισμικής μόνωσης, κ.α.

Η Μέγιστη Εδαφική Ταχύτητα (PGV ή v_{max}) αποτελεί μία παράμετρο περιγραφής της ισχυρής εδαφικής κίνησης ιδανική για τον χαρακτηρισμό της σεισμικής κίνησης σε μεσαίες συχνότητες για έργα πολιτικού μηχανικού, δηλαδή για κατασκευές με σχετικά μεγάλες ιδιοπερίόδους όπως γέφυρες, πολυώροφα κτήρια και δίκτυα αγωγών. Επειδή η μέγιστη ταχύτητα και επιτάχυνση αναφέρονται σε διαφορετικές συχνότητες, ο λόγος v_{max}/u_{max} αποτελεί έναν δείκτη που φανερώνει το συχνοτικό περιεχόμενο της σεισμικής ταλάντωσης. Αυτό γίνεται κατανοητό αν αναλογιστούμε ότι στην περίπτωση της απλής αρμονικής ταλάντωσης ισχύει η σχέση $v_{max}/u_{max} = T/2\pi$ και επομένως η η περίοδος ισούται με $T = 2\pi \cdot v_{max}/u_{max}$. Στον Πίνακα 3.1 παρουσιάζονται αντιπροσωπευτικές τιμές για τον λόγο v_{max}/u_{max} σε cm/s/g ανάλογα με τη σεισμική ροπή, M_w , το είδος του εδάφους σύμφωνα με την ταχύτητα των κυμάτων P (βράχος, μαλακό, ή σκληρό έδαφος) και την απόσταση από την πηγή σε km.

Πίνακας 3.1 Αντιπροσωπευτικές τιμές του λόγου v_{max}/u_{max} σύμφωνα με τον κανονισμό ALA Guidelines for Buried Steel Pipe (2001).

| Moment Magnitude, M_w | Ratio of Peak Ground Velocity (cm/sec) to Peak Ground Acceleration (g) | | |
|-------------------------|--|-------|--------|
| | Source-to-Site Distance (km) | | |
| | 0-20 | 20-50 | 50-100 |
| Rock* | | | |
| 6.5 | 66 | 76 | 86 |
| 7.5 | 97 | 109 | 97 |
| 8.5 | 127 | 140 | 152 |
| Stiff Soil* | | | |
| 6.5 | 94 | 102 | 109 |
| 7.5 | 140 | 127 | 155 |
| 8.5 | 180 | 188 | 193 |
| Soft Soil* | | | |
| 6.5 | 140 | 132 | 142 |
| 7.5 | 208 | 165 | 201 |
| 8.5 | 269 | 244 | 251 |

*The sediment types represent the following shear wave velocity ranges within the sediment layer: rock ≥ 750 meters per second, stiff soil is 200 meters per second - 750 meters per second, and soft soil < 200 meters per second. The relationship between the peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

Η Μέγιστη Εδαφική Μετακίνηση (PGD) αναφέρεται στις χαμηλές συχνότητες της σεισμικής ταλάντωσης και μπορεί να πάρει τιμές από μερικά εκατοστά έως αρκετές δεκάδες εκατοστών ανάλογα με το μέγεθος του σεισμού και την απόσταση από την εστία του. Συνήθως ο υπολογισμός της δεν είναι ακριβής καθώς γίνεται με διπλή ολοκλήρωση από το επιταχυνσιογράφημα με αποτέλεσμα να εμφανίζονται μεγάλες ανακρίβειες λόγω λαθών στην επεξεργασία του σήματος, της ολοκλήρωσης και της ύπαρξης θορύβου στις χαμηλές συχνότητες, για την απαλοιφή του οποίου πρέπει να γίνεται φιλτράρισμα. Οι συνεχείς εξελίξεις στη σεισμική μηχανική μπορεί στο μέλλον να αυξήσει την αξιοπιστία των μετατροπών του σήματος και να δώσει μεγαλύτερη βαρύτητα στην εφαρμογή της PGD βοηθώντας έτσι τους μηχανικούς να σχεδιάζουν με βάση τις σύγχρονες αρχές επιτελεσματικότητας καθώς θα έχουν πλέον στη διάθεση τους ένα μέγεθος που θα εκφράζει απευθείας την εδαφική μετακίνηση και θα συνδέεται απευθείας με τις (σχετικές) μετακινήσεις και τις βλάβες.

3.2.3 Συχνотικό Περιεχόμενο της Εδαφικής Κίνησης

Όπως είναι γνωστό για να περιγραφεί πλήρως μία απλή αρμονική ταλάντωση χρειάζεται να γνωρίζουμε ορισμένα χαρακτηριστικά της, όπως το πλάτος της και η συχνότητα της. Όμως, η εδαφική κίνηση εξαιτίας ενός σεισμού είναι αποτέλεσμα της σύνθεσης απλών αρμονικών ταλαντώσεων που η κάθε μία έχει ένα πλάτος και μία συχνότητα. Επομένως, πέρα από το πλάτος της εδαφικής κίνησης που αναλύθηκε στην Ενότητα 3.2.2, για να μπορούμε να περιγράψουμε πληρέστερα έναν σεισμό και τις συνέπειες του στις ανθρώπινες κατασκευές απαιτείται να γνωρίζουμε και το συχνотικό περιεχόμενό του. Το συχνотικό περιεχόμενο περιγράφει πως διαφοροποιείται το πλάτος της κίνησης στις διάφορες συχνότητες και εκφράζεται κατά κύριο λόγο μέσω των φασμάτων Fourier ή ισχύος (power spectra) και των φασμάτων απόκρισης (response spectra).

Αναφέρθηκε και προηγουμένως ότι κάθε περιοδική συνάρτηση μπορεί να εκφραστεί ως άθροισμα απλών αρμονικών διαφορετικής συχνότητας, πλάτους και φάσης. Με βάση τις σειρές Fourier, μία περιοδική συνάρτηση σεισμικής κίνησης $\ddot{u}(t)$ μπορεί να γραφεί ως εξής:

$$\ddot{u}(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} c_n \sin(\omega_n t + \varphi_n) \quad (3.3)$$

όπου c_n και φ_n είναι το πλάτος και η γωνία φάσης, αντίστοιχα, της n -οστής αρμονικής σειράς Fourier και $\omega_n = 2\pi n/T_f$ με T_f την περίοδο της συνάρτησης. Κατά συνέπεια, ως *φάσμα*

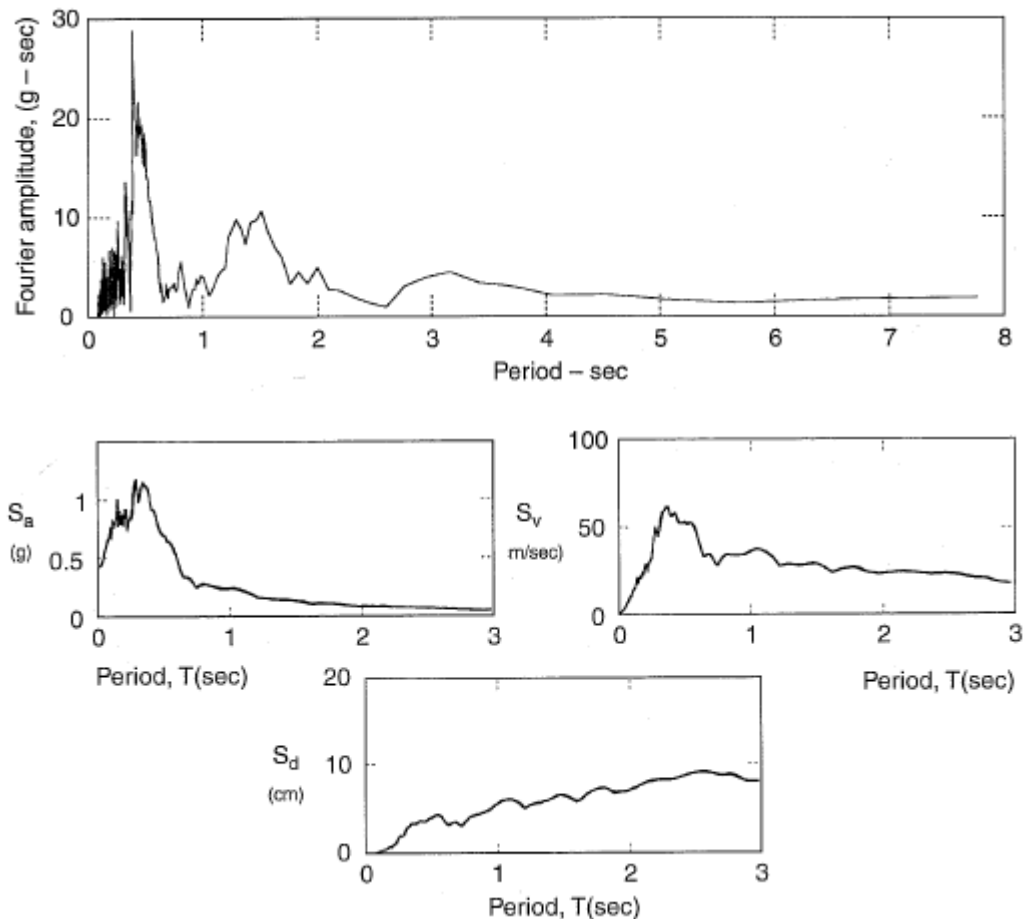
Fourier (ή ισχύος) ορίζεται η γραφική παράσταση που προκύπτει από το πλάτος c_n με τη συχνότητα ω_n μετά από ανάλυση της σεισμικής καταγραφής με τις σειρές *Fourier* σύμφωνα με την Εξίσωση (3.3). Όσον αφορά στα φάσματα *Fourier* παρατηρείται ότι οι ισχυροί σεισμοί προκαλούν εδαφικές κινήσεις πλούσιες σε χαμηλές συχνότητες, εν αντιθέσει με σεισμούς χαμηλότερης έντασης που προκαλούν κινήσεις πλούσιες σε υψηλές συχνότητες. Επίσης, χαρακτηριστικό των φασμάτων αυτών είναι η *δεσπόζουσα περίοδος*, T_p , που ορίζεται ως η περίοδος ταλάντωσης με τη μέγιστη τιμή πλάτους [Πιτιλάκης, 2010]. Στο Σχήμα 3.5 απεικονίζεται ένα φάσμα *Fourier*, στο πεδίο του χρόνου, όπως προέκυψε από μία καταγραφή σε βράχο στον άξονα Ανατολής – Δύσης (Α-Δ) στον σεισμό Gilroy στην Καλιφόρνια.

Ως *φάσμα απόκρισης* ορίζεται η μέγιστη απόκριση (μετακίνηση, ταχύτητα ή επιτάχυνση) ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή ο οποίος υπόκειται σε μία συγκεκριμένη διέγερση στη βάση του, συναρτήσει της ιδιοσυχνότητας και του συντελεστή απόσβεσης του δεδομένου μονοβάθμιου ταλαντωτή. Τα φάσματα απόκρισης χρησιμοποιούνται ευρύτατα στη σεισμική μηχανική και τους αντισεισμικούς κανονισμούς. Ο λόγος είναι ότι δίνουν τη μέγιστη απόκριση μίας κατασκευής για μία σεισμική εδαφική κίνηση επιτρέποντας έτσι να γίνουν όλοι οι απαραίτητοι έλεγχοι και υπολογισμοί με τα μέγιστα αυτά φορτία. Η μέγιστη δυνατή απόκριση εμφανίζεται στη συχνότητα που ταυτίζεται με την ιδιοσυχνότητα της κατασκευής [Πιτιλάκης, 2010]. Με αυτόν τον τρόπο γίνεται κατανοητό πως μία κατασκευή μπορεί να υποστεί περισσότερες βλάβες ακόμα και για διεγέρσεις με μικρότερα πλάτη ταλάντωσης, σε σχέση με άλλες εδαφικές κινήσεις, αρκεί τα πλάτη αυτά να είναι κοντά στην ιδιοσυχνότητά της κι έτσι να προκληθεί συντονισμός.

Χαρακτηριστικό παράδειγμα επιρροής του συχνотικού περιεχομένου της εδαφικής κίνησης στις καταστροφές από σεισμό αποτελεί η πόλη του Μεξικού μετά τον σεισμό του Michoacan το 1985 ($M_s = 8.1$, $R = 400$ km) όπου παρουσιάστηκαν μεγάλες ζημιές σε πολυώροφα κτήρια με μεγάλες ιδιοπερίοδους σε σχέση με τα χαμηλότερα λόγω των μεγάλων φασματικών αποκρίσεων που εμφανίστηκαν στις μεγάλες ιδιοπερίοδους σε ορισμένα σημεία της πόλης.

Στο Σχήμα 3.5 φαίνονται τα φάσματα απόκρισης επιτάχυνσης (S_a), ταχύτητας (S_v) και μετακίνησης (S_d) για την καταγραφή Gilroy σε βράχο και ποσοστό απόσβεσης 5%. Τόσο τα φάσματα *Fourier* όσο και τα φάσματα απόκρισης εξαρτώνται από διάφορους παράγοντες όπως ο μηχανισμός θραύσης του ρήγματος, το μέγεθος τους σεισμού, η επικεντρική

απόσταση, το βάθος του σεισμού, η γεωλογία κατά μήκος της διαδρομής που ακολουθούν τα κύματα, η τοπική γεωμορφολογία και οι τοπικές εδαφικές συνθήκες και η διεύθυνση καταγραφής.



Σχήμα 3.5 Φάσμα Fourier και φάσματα απόκρισης για απόσβεση 5% όπως προέκυψαν από την καταγραφή για κίνηση Α-Δ στον σεισμό Gilroy σε βράχο [Kramer, 1996].

3.2.4 Διάρκεια της Ισχυρής Εδαφικής Κίνησης

Μία ακόμη παράμετρος που έχει μεγάλη επιρροή στο μέγεθος και την έκταση των ζημιών που προκαλούνται σε κατασκευές λόγω σεισμών είναι η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης. Μία ισχυρή δόνηση μεγάλου πλάτους αλλά μικρής διάρκειας είναι πιθανό να έχει μικρότερες συνέπειες στις κατασκευές σε σχέση με μία δόνηση μικρότερου πλάτους αλλά μεγαλύτερης διάρκειας. Η παρατεταμένη και επαναλαμβανόμενη καταπόνηση οδηγεί σε φαινόμενα όπως η μείωση της δυσκαμψίας και της αντοχής των δομικών στοιχείων, ή στη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους μέσω της αύξησης της πίεσης των πόρων που μειώνει της ενεργό τάση του εδάφους σε χαλαρές κορεσμένες άμμους. Η διάρκεια της

ισχυρής εδαφικής κίνησης εξαρτάται από παραμέτρους όπως είναι το μέγεθος του σεισμού, η εστιακή απόσταση και οι τοπικές εδαφικές συνθήκες. Για παράδειγμα, ένας εδαφικός σχηματισμός από άργιλο με ελαστική συμπεριφορά και μικρό αρχικό μέτρο διατμητικής αντοχής ταλαντώνεται για μεγαλύτερα χρονικά διαστήματα σε σχέση με ένα βραχώδες υπόβαθρο ή μία στιφρή αργιλική στρώση.

Η διεθνής βιβλιογραφία περιλαμβάνει διάφορους ορισμούς για τη διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης. Σύμφωνα με τον Bolt (1974) η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης ορίζεται ως ο χρόνος που μεσολαβεί μεταξύ της πρώτης και της τελευταίας υπέρβασης του πλάτους καταγραφής ενός καθορισμένου επίπεδου εδαφικής επιτάχυνσης που συνήθως είναι ίσο με 0.05 g (bracketed duration, TBD). Ενώ σύμφωνα με τους Husid (1969) και Arias (1970) η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης, T_{SD} , ορίζεται ως ο χρόνος που απαιτείται για να αυξηθεί η ένταση κατά Arias από 5% σε 95%.

Οι Hanks and Kanamori (1979) και οι McGuire and Hanks (1980) αναφέρουν ότι η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης, T_d , ισούται με τη διάρκεια διάρρηξης του σεισμικού ρήγματος, το οποίο και ισούται με το αντίστροφο της γωνιακής συχνότητας, f_c :

$$T_d = f_c^{-1} \quad (3.4)$$

ο Hermann (1985) πρόσθεσε στην Εξίσωση (3.4) και την επιρροή της επικεντρικής απόστασης, R (km):

$$T_d = f_c^{-1} + 0.05R \quad (3.5)$$

Οι Margaritis et al. (1990) με βάση ελληνικές καταγραφές, πρότειναν την εκτίμηση της σημαντικής διάρκειας, T_{SD} , ως εξής:

$$\log T_{SD} = 0.24M_S - 0.59$$

$$\ln T_{SD} = 0.71 + 0.11M_S + 0.32 \ln R - 0.69S \quad (3.6)$$

όπου M_S είναι το επιφανειακό μέγεθος, R η επικεντρική απόσταση και S μία παράμετρος περιγραφής των εδαφικών συνθηκών (ίση με 0 για αλλουβιακές αποθέσεις και με 1 για σκληρά πετρώματα).

Οι Papazachos et al. (1992) με βάση καταγραφές στον ελληνικό χώρο, πρότειναν την παρακάτω σχέση για τον υπολογισμό της διάρκειας της ισχυρής εδαφικής κίνησης:

$$\ln TBD = 1.84 + 0.8124M_S - 1.04 \ln(R + 15) - 0.19S - 2.27L + 0.76P \quad (3.7)$$

όπου M_s είναι το επιφανειακό μέγεθος, R η επικεντρική απόσταση (km) και S μία παράμετρος περιγραφής των εδαφικών συνθηκών, L μία παράμετρος που συνδέει την εκτιμώμενη ισχυρή διάρκεια με το επίπεδο καθορισμού της και P μία στατιστική παράμετρος ($P = 1$ για τη μέση τιμή \pm την τυπική απόκλιση).

Επίσης, οι Chang and Krinitzsky (1977) πρότειναν για την ισχυρή διάρκεια, T_{BD} , σε συνθήκες κοντινού πεδίου ($R < 10$ km) τις τιμές του Πίνακα 3.2. Τέλος, επειδή η συνάρτηση της χρονικής μεταβολής τάσεων – διατμητικών παραμορφώσεων για μία σεισμική εδαφική κίνηση είναι εξαιρετικά πολύπλοκη και λαμβάνοντας υπόψη ότι μία τυχαία περιοδική κίνηση αναλύεται σε μία σειρά αρμονικών κρίθηκε σκόπιμο να εισαχθεί η έννοια του *ισοδύναμου αριθμού κύκλων τάσεων* (Seed et al., 1975). Ο ισοδύναμος αριθμός κύκλων τάσεων ισούται με τον αναγκαίο αριθμό κύκλων φόρτισης, ώστε να αναπτυχθεί πίεση πόρων τόση όση θα αναπτυσσόταν με την πραγματική φόρτιση, για πλάτος αρμονικής διατμητικής τάσης ίση με το 65% της μέγιστης πραγματικής. Η έννοια αυτή έχει μεγάλη εφαρμογή στην εδαφοδυναμική και στην εκτίμηση του κινδύνου ρευστοποίησης.

Πίνακας 3.2 Τυπικές τιμές ισχυρής εδαφικής διάρκειας T_{BD} ($R < 10$ km)

| Μέγεθος | Διάρκεια (sec) | |
|---------|----------------|--------------------|
| | Πετρώματα | Εδαφικές Αποθέσεις |
| 5.0 | 4 | 8 |
| 5.5 | 6 | 12 |
| 6.0 | 8 | 16 |
| 6.5 | 11 | 23 |
| 7.0 | 16 | 32 |
| 7.5 | 22 | 45 |
| 8.0 | 31 | 62 |
| 8.5 | 43 | 86 |

3.3 Ρευστοποίηση Εδάφων

Ένα από τα πλέον εντυπωσιακά και καταστροφικά φαινόμενα που εμφανίζονται κατά τη διάρκεια ισχυρών σεισμών είναι η ρευστοποίηση εδαφών που αποτελούνται από κορεσμένη λεπτόκοκκη άμμο. Η ανακυκλιζόμενη σεισμική φόρτιση μίας χαλαρής κορεσμένης άμμου δημιουργεί την τάση συμπύκνωσής της, κάτι που όμως είναι αδύνατο να συμβεί λόγω του αστράγγιστου χαρακτήρα της φόρτισης. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την

αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων με την ταυτόχρονη μείωση της διατμητικής αντοχής. Όταν η πίεση του νερού των πόρων (u) γίνει ίση με την ενεργό τάση του εδάφους (σ_v'), τότε εμφανίζεται το φαινόμενο της *ρευστοποίησης* καθώς μηδενίζεται η τάση του εδάφους (σ) και συνεπώς η διατμητική αντοχή (τ) ισούται με:

$$\tau = \sigma_v' \tan \varphi' \quad (3.8)$$

όπου $\sigma_v' = \sigma - u$ και φ' η ενεργός γωνία τριβής. Προφανώς, η πίεση του νερού των πόρων δεν μπορεί σε καμία περίπτωση να γίνει μεγαλύτερη από την αρχική ενεργό τάση στερεοποίησης του εδάφους σε κάθε βάθος. Από την παραπάνω διαδικασία αλλάζει η κατάσταση του εδάφους από στερεά σε υγρή φάση- δηλαδή ρευστοποιείται- με δυσμενείς συνέπειες για τις κατασκευές που βρίσκονται επάνω ή παρακείμενα στην ρευστοποιημένη περιοχή. Αξίζει να σημειωθεί ότι το φαινόμενο της ρευστοποίησης εκδηλώνεται σταδιακά, μετά το πέρας των ισχυρότερων παλμών του σεισμού συνήθως περί τα 30 sec μετά από αυτούς, ενώ δύναται να είναι και αποτέλεσμα μονοτονικών, παροδικών ή επαναλαμβανόμενων διαταράξεων σε κορεσμένα μη συνεκτικά εδάφη.

Ο λόγος που ονομάστηκε έτσι το φαινόμενο της ρευστοποίησης είναι η εμφάνιση ρέουσας λεπτόκοκκης άμμου και αμμοιλύος η οποία αναβλύζει στην επιφάνεια δημιουργώντας κρατήρες άμμου, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.6. Το υπόγειο νερό ευρισκόμενο σε καθεστώς μεγαλύτερων πιέσεων από τις κανονικές υδροστατικές, στην προσπάθεια του να εξισορροπήσει αυτήν την κατάσταση, αναδύεται προς την επιφάνεια παρασύροντας μαζί του λεπτόκοκκη άμμο. Με το πέρασμα του χρόνου η υπερβάλλουσα πίεση εκτονώνεται το έδαφος επανέρχεται σε στερεά κατάσταση και εμφανίζονται καθιζήσεις. Το φαινόμενο βέβαια αυτό μολονότι εμφανίζεται συχνά είναι μόνο ένα από όσα εμφανίζονται κατά τη διάρκεια της ρευστοποίησης.

Το φαινόμενο της ρευστοποίησης διακρίνεται σε δύο κατηγορίες, που θα αναλυθούν εκτενέστερα στην Ενότητα 3.3.1, τη ρευστοποίηση ροής (flow liquefaction) και την ανακυκλιζόμενη κινητικότητα (cyclic mobility) με την πρώτη να είναι σπανιότερη μεν καταστροφικότερη δε της δεύτερης. Ο ιδανικότερος τρόπος για την αξιολόγηση του κινδύνου ρευστοποίησης σε κάποια περιοχή είναι η έρευνα και οι μετρήσεις στο πεδίο. Αρχικά πρέπει να αποσαφηνιστεί αν το έδαφος μίας θέσης ή μίας περιοχής είναι επιδεκτικό σε ρευστοποίηση. Έπειτα, η ανάλυση ρευστοποίησης θα πρέπει να παρέχει μία εκτίμηση της πιθανότητας εμφάνισης του φαινομένου και την τιμή της μόνιμης παραμόρφωσης του εδάφους (Permanent Ground Displacement- PGD) που αναμένεται στην περιοχή. Η PGD

μπορεί να είναι κάθετη (καθίζηση), ή οριζόντια (πλευρική εξάπλωση) ή ένας συνδυασμός και των δύο. Για τον συνδυασμό των δύο, η τιμή της PGD αθροίζεται διανυσματικά και στη συνέχεια χρησιμοποιείται στις καμπύλες τρωτότητας.



Σχήμα 3.6 Εμφάνιση του φαινομένου της ρευστοποίησης και της δημιουργίας κρατήρων άμμου στο Christchurch της Νέας Ζηλανδίας μετά τον σεισμό στις 28 Φεβρουαρίου 2011 [<http://planetark.org/>].

3.3.1 Είδη Ρευστοποίησης

Όπως προαναφέρθηκε, με τον όρο ρευστοποίηση περιγράφονται δύο αρκετά διαφορετικές καταστάσεις οι οποίες ονομάζονται ρευστοποίηση ροής και ανακυκλιζόμενη κινητικότητα. Ο λόγος για τον οποίο τα δύο παραπάνω φαινόμενα ονομάζονται ρευστοποίηση είναι επειδή και στις δύο περιπτώσεις έχουμε τη μείωση της διατμητικής αντοχής του εδάφους εξαιτίας της αύξησης της πίεσης των πόρων που εμφανίζεται λόγω μίας σεισμικής ή μονοτονικής διέγερσης. Η διαφορά των δύο παραπάνω φαινομένων έγκειται στο αν η μειωμένη αυτή διατμητική αντοχή του εδάφους ξεπερνά ή όχι την τάση που απαιτείται για την εξασφάλιση στατικής ισορροπίας.

Με τον όρο *ρευστοποίηση ροής* (flow liquefaction) ονομάζεται το φαινόμενο κατά τη διάρκεια του οποίου η διατμητική τάση που απαιτείται για την εξασφάλιση στατικής

ισορροπίας είναι μεγαλύτερη από τη διατμητική αντοχή του εδάφους όταν αυτό βρίσκεται σε κατάσταση ρευστοποίησης. Συμβαίνει συνήθως σε χαλαρά εδάφη με μικρή παραμένουσα αντοχή. Έτσι όταν το έδαφος ρευστοποιηθεί, έπειτα από την επίδραση μίας σεισμικής φόρτισης που δημιουργεί ανακυκλιζόμενες διατμητικές τάσεις, έχουμε την ταχεία εμφάνιση μεγάλων παραμορφώσεων οι οποίες εκδηλώνονται με τη μορφή λασπορροής και μπορούν να καλύψουν ταχύτατα πολύ μεγάλες αποστάσεις. Εναλλακτικές ονομασίες του φαινομένου είναι *αστοχία λασπορροής* και *ροϊκή ρευστοποίηση*. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αστοχίας με ροϊκή ρευστοποίηση είναι η αστοχία του φράγματος San Fernando έπειτα από τον σεισμό του 1971 που παρουσιάζεται στο Σχήμα 3.7.



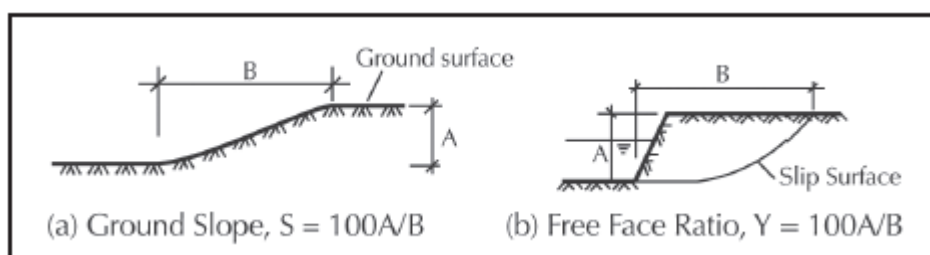
Σχήμα 3.7 Αστοχία του φράγματος Lower στο San Fernando έπειτα από τον σεισμό του 1971 [Πιτιλάκης 2010].

Με τον όρο *ανακυκλιζόμενη κινητικότητα* (cyclic mobility) ονομάζεται το φαινόμενο κατά τη διάρκεια του οποίου η διατμητική τάση που απαιτείται για την εξασφάλιση στατικής ισορροπίας είναι μικρότερη από τη διατμητική αντοχή σε κατάσταση ρευστοποίησης. Οπότε, όταν το έδαφος ρευστοποιηθεί γίνεται σταδιακή εκδήλωση παραμορφώσεων ανάλογα με τη διατμητική αντοχή και το πλάτος των ανακυκλιζόμενων

διατμητικών τάσεων. Το φαινόμενο αυτό διακρίνεται σε δύο κατηγορίες ανάλογα με την κλίση του εδάφους που ρευστοποιείται, ενώ εμφανίζεται σε μετρίως πυκνές έως χαλαρές αμμώδεις αποθέσεις. Στις περιπτώσεις πρανών με πολύ ήπια κλίση το αποτέλεσμα ονομάζεται *πλευρική εξάπλωση* (lateral spreading), το οποίο μπορεί να έχει δυσμενέστερες επιπτώσεις σε επιφανειακές ή βαθιές κατασκευές και οφείλεται στην ύπαρξη μικρής αρχικής διατμητικής τάσης λόγω της κλίσης. Στις περιπτώσεις οριζοντίων εδαφών το αποτέλεσμα είναι η εμφάνιση έντονων ταλαντώσεων οι οποίες σε συνδυασμό με τη μείωση της διατμητικής αντοχής μπορούν να οδηγήσουν σε αστοχία όποιες κατασκευές βρίσκονται στην περιοχή ρευστοποίησης. Στα επίπεδα εδάφη δεν έχουμε την εμφάνιση πλευρικής εξάπλωσης εξαιτίας της μη ύπαρξης αρχικών διατμητικών τάσεων. Χαρακτηριστική περίπτωση ανακυκλιζόμενης κινητικότητας είναι οι κρατήρες άμμου και η επιφανειακή καθίζηση του εδάφους, όπως παρουσιάζεται και στο Σχήμα 3.6 μετά τον σεισμό του Christchurch (2011) στη Νέα Ζηλανδία.

3.3.2 Μεθοδολογίες Υπολογισμών της Ρευστοποίησης

Το μέγεθος της πλευρικής εξάπλωσης και της καθίζησης που εμφανίζεται σε ένα έδαφος όταν αυτό ρευστοποιηθεί προκύπτει συναρτήσει των μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων (PGD) που δύναται να θέσει σε κίνδυνο κατασκευές και αγωγούς από χάλυβα οι οποίοι βρίσκονται στη ρευστοποιημένη περιοχή. Μάλιστα, οι PGD λόγω πλευρικής εξάπλωσης έχουν την τάση να είναι αρκετά μεγάλες, φτάνοντας τα 1 – 4 m για για πρανή (ground slopes- GS) και τα 2 – 10 m για ελεύθερες επιφάνειες (free faces- FF). Στο Σχήμα 3.8 δίνεται ο ορισμός των GS και SS. Η πρόβλεψη του μεγέθους των μετακινήσεων εξαιτίας της ρευστοποίησης είναι ένα θέμα που έχει απασχολήσει πολλούς ερευνητές τις τελευταίες δεκαετίες οι οποίοι έχουν καταλήξει σε αρκετές αναλυτικές και εμπειρικές σχέσεις, ορισμένες από τις οποίες θα παρατεθούν στη συνέχεια.



Σχήμα 3.8 Ορισμός του πρανού, της ελεύθερης επιφάνειας και των αντίστοιχων συντελεστών [O'Rourke and Liu, 2012].

Χρησιμοποιώντας στοιχεία και δεδομένα από παλαιότερες μελέτες οι Youd et al. (2002) κατέληξαν σε δύο εμπειρικές εξισώσεις για τον υπολογισμό των PGD λόγω πλευρικής εξάπλωσης. Οι σχέσεις αυτές είναι σήμερα οι πλέον αποδεκτές και συχνά χρησιμοποιούμενες στην πράξη. Η Εξίσωση (3.9) αντιστοιχεί σε περιπτώσεις πρηνών (GS), ενώ η Εξίσωση (3.10) αντιστοιχεί σε περιπτώσεις ελεύθερων επιφανειών (SS), όπως ορίζονται στο Σχήμα 3.8:

$$\begin{aligned} \log \delta = & -16.213 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.338 \log S + 0.540 \log T_{15} + \\ & 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.759 \log(D50_{15} + 0.1) \end{aligned} \quad (3.9)$$

$$\begin{aligned} \log \delta = & -16.710 + 1.532M - 1.406 \log R^* - 0.012R + 0.592 \log Y + 0.540 \log T_{15} + \\ & 3.413 \log(100 - F_{15}) - 0.759 \log(D50_{15} + 0.1) \end{aligned} \quad (3.10)$$

όπου δ η μόνιμη οριζόντια μετατόπιση του εδάφους (m), M το μέγεθος του σεισμού, S η κλίση του εδάφους (%), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8a), Y ο λόγος ελεύθερης επιφάνειας (%), όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.8b), F_{15} το ποσοστό λεπτόκοκκων για T_{15} (%), $D50_{15}$ η μέση διάμετρος κόκκων για T_{15} (mm) και T_{15} το πάχος (m) του κορεσμένου μη συνεκτικού εδάφους με διορθωμένη τιμή SPT μικρότερη από 15. Για τις περιπτώσεις όπου οι τιμές των F_{15} και $D50_{15}$ είναι άγνωστες ή δύσκολο να αποκτηθούν οι Youd et al. (2002) συνιστούν να χρησιμοποιούνται οι 15% και 4 mm, αντίστοιχα. Επίσης, R^* είναι η προσαρμοσμένη παράμετρος απόστασης (km), η οποία ορίζεται από τη σχέση $R^* = R + R_0$, όπου $R_0 = 10 \exp(0.89M - 5.64)$ και R η οριζόντια απόσταση (km) της περιοχής από την πλησιέστερη σεισμική πηγή ενέργειας. Για περιοχές όπου $R < 0.5$ km, οι Youd et al. (2002) προτείνουν $R = 0.5$ km.

Οι Bardet et al. (2002) ανέπτυξαν εμπειρικές σχέσεις τεσσάρων παραμέτρων για τον υπολογισμό της πλευρικής εξάπλωσης. Όπως και οι σχέσεις των Youd et al. (2002), έτσι και οι σχέσεις των Bardet et al. (2002) εφαρμόζονται τόσο σε πρηνή όσο και σε ελεύθερες επιφάνειες, ενώ χρησιμοποιούν τις ίδιες παραμέτρους, εκτός των εδαφικών παραμέτρων F_{15} και $D50_{15}$. Συνεπώς, μολονότι υστερούν σε ακρίβεια πλεονεκτούν στο γεγονός ότι είναι ευκολότερο να εφαρμοστούν. Αυτός είναι πιθανότατα και ο λόγος για τον οποίο ενσωματώθηκαν στον κανονισμό 2005 ALA Guideline. Οι Bardet et al. (2002) διαμόρφωσαν δύο εξισώσεις, μία χρησιμοποιώντας 467 σημεία και μία χρησιμοποιώντας μόνο 213 σημεία

με μετατόπιση μικρότερη από 2 m. Η Εξίσωση (3.11) αντιστοιχεί στη σχέση για τα 467 σημεία:

$$\log(\delta + 0.01) = -7.280 + 1.017M - 0.278 \log R - 0.026R + 0.497 \log Y + 0.454 \log S + 0.558 \log T_{15} \quad (3.11)$$

όπου όλες οι παράμετροι είναι ίδιες με των Εξισώσεων (3.9) και (3.10), εκτός του R που αντιστοιχεί απλά στην επικεντρική απόσταση.

Όσον αφορά στις καθιζήσεις του εδάφους εξαιτίας ρευστοποίησης, οι Takada and Tanabe (1988) ανέπτυξαν δύο εμπειρικές εξισώσεις βασισμένες σε 404 σημεία παρατήρησης κατά τη διάρκεια πέντε σεισμών στην Ιαπωνία. Η Εξίσωση (3.12) αντιστοιχεί σε έδαφος με επίχωση, ενώ η Εξίσωση (3.13) αντιστοιχεί σε απλό έδαφος χωρίς επίχωση:

$$\delta_{gs} = (0.11H_1H_2a_{max})/N + 20.0 \quad (3.12)$$

$$\delta_{gs} = (0.30H_1a_{max})N + 2.0 \quad (3.13)$$

όπου δ_{gs} η καθίζηση του εδάφους (cm), H_1 το πάχος της στρώσης κορεσμένης άμμου (m), H_2 το ύψος της επίχωσης (m), N η τιμή από τη δοκιμή SPT της αμμόδους στρώσης και a_{max} η επιτάχυνση του εδάφους (cm/s^2). Αξίζει να σημειωθεί ότι το μέγεθος των μετακινήσεων λόγω καθίζησης από ρευστοποίηση είναι εμφανώς μικρότερο σε σχέση με το μέγεθος των μετακινήσεων λόγω πλευρικής εξάπλωσης και σχετικά απίθανο να προκαλέσει καταστροφές σε αγωγούς από χάλυβα.

3.4 Σεισμικές Κατολισθήσεις

Σύμφωνα με τον ορισμό του Varnes (1978) με τον όρο *κατολίσθηση* ορίζεται η μετακίνηση μαζών εδάφους (mass ground movements), στις οποίες συμπεριλαμβάνεται κάθε μετακίνηση τμήματος πρανούς που οφείλεται σε ολίσθηση, κατάπτωση, ανατροπή, ροή και ερπυσμό. Οι κατολισθήσεις διακρίνονται σε χερσαίες (onshore) και υποβρύχιες (submarine). Οι χερσαίες κατολισθήσεις μπορούν να είναι αποτέλεσμα τόσο σεισμικών δονήσεων οι οποίες αυξάνουν τις πλευρικές δυνάμεις, όσο και αυξημένης παρουσίας νερού που μειώνει την αντίσταση των εδαφών σε κινήσεις κατωφέρειας. Αντίστοιχα, οι υποβρύχιες κατολισθήσεις μπορούν να είναι αποτέλεσμα τόσο σεισμικών δονήσεων όσο και θαλάσσιων κυμάτων. Τα δύο αυτά είδη κατολισθήσεων αναλύονται στη συνέχεια.

3.4.1 Χερσαίες Κατολισθήσεις

Η κατηγοριοποίηση των χερσαίων κατολισθήσεων είναι ένα πρόβλημα που έχει απασχολήσει πολλούς ερευνητές τις τελευταίες δεκαετίες και ως εκ τούτου η βιβλιογραφία περιλαμβάνει έναν μεγάλο αριθμό από αυτές. Εντούτοις, η πλέον διαδεδομένη και χρησιμοποιούμενη κατηγοριοποίηση είναι αυτή του Varnes (1978), κατά την οποία οι κατολισθήσεις διακρίνονται σε πέντε βασικές κατηγορίες ανάλογα με την μετακίνηση του εδάφους, τη γεωμετρία του ολισθαίνοντος τμήματος και το εδαφικό υλικό. Οι κατηγορίες αυτές είναι: οι πτώσεις (falls), οι ανατροπές (topples), οι ολισθήσεις (slides), οι εξαπλώσεις (spreads) και οι ροές (flows).

Μία μεταγενέστερη κατηγοριοποίηση είναι αυτή του Meyersohn (1991), η οποία μάλιστα δημιουργήθηκε με βάση την επιρροή των κατολισθήσεων σε αγωγούς. Σύμφωνα με αυτήν οι κατηγορίες των κατολισθήσεων είναι τρεις και διακρίνονται στο Σχήμα 3.9. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται οι πτώσεις και ανατροπές βράχων (rock falls and topples), φαινόμενα τα οποία δύνανται να δημιουργήσουν πολλά προβλήματα σε επιφανειακούς αγωγούς, αλλά ελάχιστα σε θαμμένους. Στη δεύτερη κατηγορία περιλαμβάνονται ροές γαιών και συντριμμιών (earth and debris flows), φαινόμενα τα οποία έχουν τη μορφή ιξώδους ρευστού και δύνανται να προκαλέσουν μεγάλες μετακινήσεις -έως και αρκετών μέτρων- αλλά είναι πολύ δύσκολο να υπολογιστούν. Στην τρίτη κατηγορία περιλαμβάνονται καταπτώσεις και ολισθήσεις γαιών (earth slumps and slides), φαινόμενα κατά τα οποία το έδαφος μετακινείται σαν μπλοκ, ενώ εμφανίζονται σε φυσικά πρηνή, κανάλια ποταμών και επιχωματώσεις.

Προφανώς, η πιθανότητα χερσαίας κατολίσθησης εξαιτίας σεισμικής δόνησης είναι ευθέως ανάλογη του μεγέθους του σεισμού και της γωνίας του πρηνούς. Οι Jibson and Keefer (1993) προχώρησαν στην ποσοτικοποίηση της παραπάνω υπόθεσης χρησιμοποιώντας δεδομένα από καταγραφές έντεκα ισχυρών εδαφικών κινήσεων και απέδειξαν ότι η μετατόπιση κατά Newmark, D_N (cm), είναι ευθέως ανάλογη της έντασης Arias, I_a (m/s), και αντιστρόφως ανάλογη της κρίσιμης επιτάχυνσης, a_c (g):

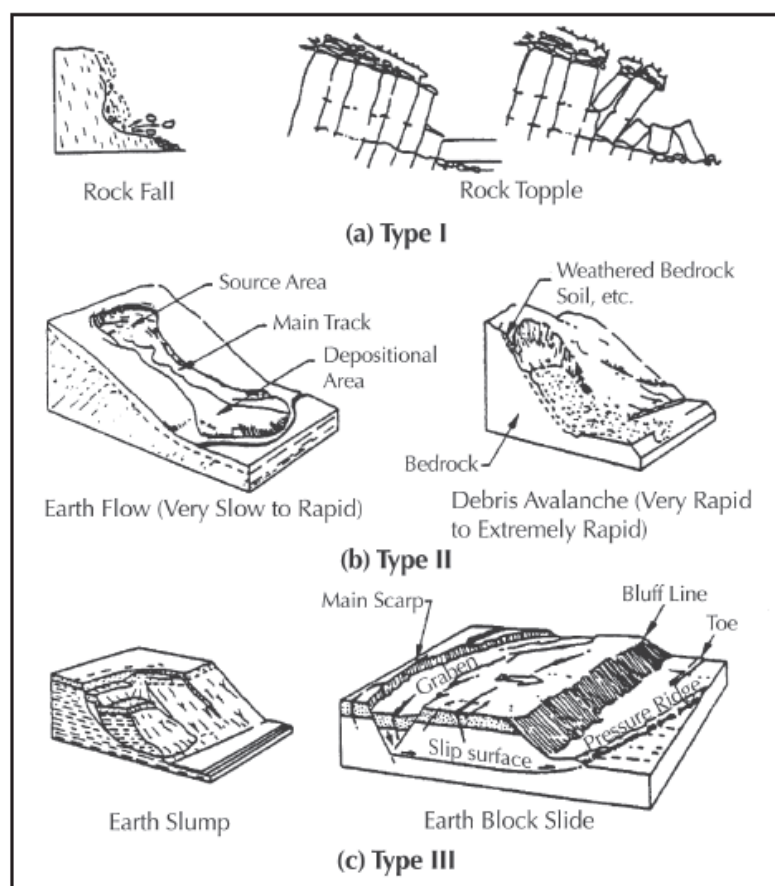
$$\log D_N = 1.460 \log I_a - 6.642 a_c + 1.546 \quad (3.14)$$

όπου $a_c = g (FS - 1) \sin \alpha$, με g την επιτάχυνση της βαρύτητας, α την κλίση του πρηνούς και FS τον συντελεστή ασφαλείας που ισούται με τον λόγο του αθροίσματος των δυνάμεων αντίστασης προς το άθροισμα των δυνάμεων ολίσθησης. Για τη διατύπωση της Εξίσωσης

(3.14) χρησιμοποιήθηκαν μετατοπίσεις για κρίσιμες επιταχύνσεις μεταξύ 0.02 και 0.4 g, που ανήκουν και στο εύρος ενδιαφέροντος για σεισμικές κατολισθήσεις. Η ένταση A_{rias} προκύπτει από την παρακάτω εξίσωση:

$$I_a = (\pi/2g) \int [a(t)]^2 dt \quad (3.15)$$

όπου $a(t)$ η χρονοϊστορία των εδαφικών επιταχύνσεων. Οι παραπάνω σχέσεις χρησιμοποιούνται από τους κανονισμούς για τον υπολογισμό των μετακινήσεων του εδάφους λόγω σεισμικών κατολισθήσεων.



Σχήμα 3.9 Μορφές αστοχίας εδαφών για τις τρεις κατηγορίες κατολισθήσεων κατά Meyersohn [Meyersohn, 1991]

3.4.2 Υποβρύχιες Κατολισθήσεις

Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, οι υποβρύχιες κατολισθήσεις δημιουργούνται κυρίως λόγω σεισμικών δονήσεων ή θαλάσσιων κυμάτων. Στα παραπάνω προστίθενται οι σπανιότερες αιτίες της διάβρωσης του βυθού και των ηφαιστειών λάσπης. Οι κατολισθήσεις λόγω σεισμικών δονήσεων αφορούν περιοχές που παρουσιάζουν υψηλή

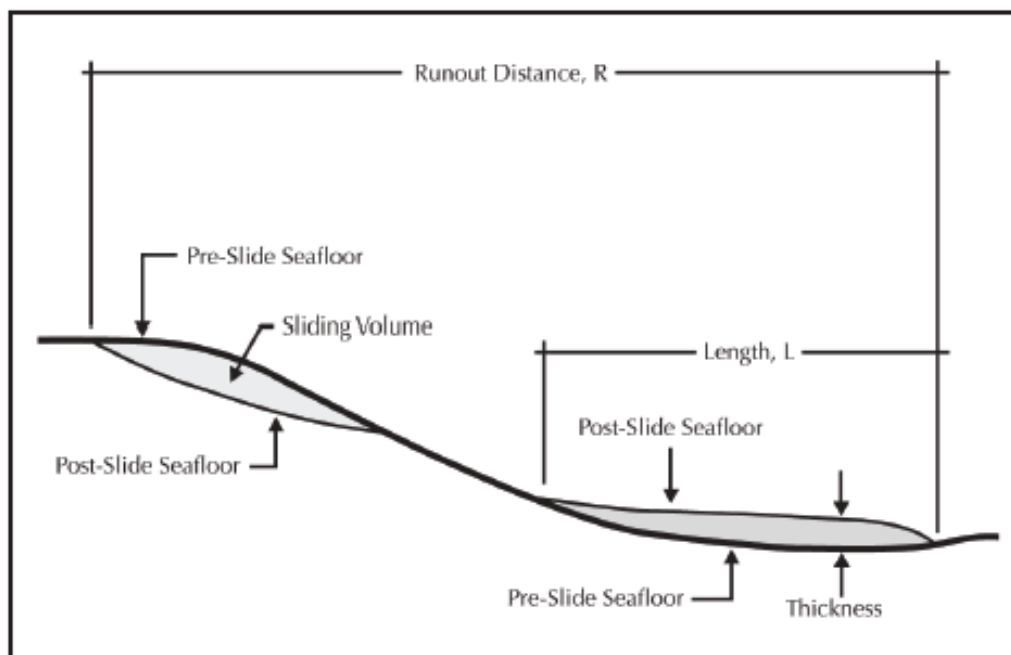
σεισμικότητα ενώ οι κατολισθήσεις λόγω κυμάτων αφορούν παραλιακές περιοχές και δέλτα ποταμών. Τόσο τα σεισμικά όσο και τα θαλάσσια κύματα αποτελούν στην ουσία δυναμικές κυκλικές φορτίσεις που μπορούν να αυξήσουν την πίεση του νερού των πόρων σε αμμώδη εδάφη και να οδηγήσουν σε μείωση της διατμητικής αντοχής και ρευστοποίηση όπως περιγράφεται στην Ενότητα 3.4.1.

Ο μηχανισμός και οι μορφές αστοχίας των υποβρύχιων κατολισθήσεων λόγω σεισμού είναι παρόμοιες με των χερσαίων κατολισθήσεων. Ο μηχανισμός αστοχίας λόγω θαλάσσιων κυμάτων είναι διαφορετικός και οφείλεται στην διαφορά πίεσης που δημιουργείται μεταξύ σημείων του βυθού που βρίσκονται κάτω από το υψηλότερο και το χαμηλότερο σημείο ενός κύματος. Όταν το υψηλότερο σημείο του κύματος βρίσκεται επάνω από το φρύδι ενός πρανούς ενώ το χαμηλότερο επάνω από τον πόδα του πρανούς, η υψηλότερη κατακόρυφη πίεση στο φρύδι σε σχέση με τον πόδα αυξάνει τις δυνάμεις και τις ροπές ανατροπής του πρανούς. Βέβαια, η συχνότερη αιτία παράκτιων κατολισθήσεων είναι οι σεισμικές διεγέρσεις.

Χαρακτηριστικό των υποθαλάσσιων κατολισθήσεων είναι ότι εμφανίζονται σε πολύ μικρότερες γωνίες πρανών και εξαπλώνονται πολύ μεγαλύτερες αποστάσεις σε σχέση με τις χερσαίες κατολισθήσεις. Οι πλέον συνηθισμένες γωνίες κλίσης πρανούς για παρουσία υποθαλάσσιων καθιζήσεων είναι οι 4° με 5° , ενώ έχουν παρατηρηθεί κατολισθήσεις και για γωνίες 0.5° , οι οποίες βέβαια το πιθανότερο είναι να οφείλονται σε ρευστοποίηση του εδάφους του πυθμένα. Στο Σχήμα 3.10 φαίνεται μία απλοποιημένη γεωμετρία μίας υποθαλάσσιας καθιζήσης. Το μέγεθος των αποστάσεων που διατρέχουν οι υποθαλάσσιες κατολισθήσεις, R (Σχήμα 3.10), φαίνεται από τον μέσο όρο του που είναι 8 km και από το γεγονός ότι σπάνια γίνεται αντιληπτή κατολίσθηση κάτω των 300 m. Μία σημαντική παράμετρος που επηρεάζει τη συμπεριφορά των υποθαλάσσιων αγωγών υπό κατολισθήσεις είναι το μήκος L και το πλάτος W της απόθεσης. Μέσες τιμές των παραπάνω παραμέτρων είναι τα 25 km για το πλάτος και τα 2.8 km για το μήκος [O'Rourke and Liu, 2012].

Γενικά, επειδή ένα δίκτυο αγωγών μπορεί να διασχίζει τις ζώνες κατολισθήσεων σε οποιαδήποτε θέση και διεύθυνση, πρέπει να εξετάζεται ξεχωριστά η παράλληλη και κάθετη καταπόνηση του αγωγού εξαιτίας των παραμορφώσεων που θα του επιβάλλουν οι κατολισθήσεις. Κατά την παράλληλη διεύθυνση το δίκτυο αγωγών θα υποστεί εφελκυσμό στο φρύδι του πρανούς και θλίψη στον πόδα, ενώ στην κάθετη διεύθυνση ο αγωγός θα

καταπονηθεί κυρίως λόγω κάμψης. Τέλος, αξίζει να σημειωθεί ότι στις υποθαλάσσιες κατολισθήσεις οι δυνάμεις που ασκούνται στους αγωγούς είναι μικρότερες σε σχέση με τις αντίστοιχες για θαμμένους χερσαίους αγωγούς.



Σχήμα 3.10 Απλοποιημένη μορφή υποθαλάσσιας καθίζησης [O'Rourke and Liu, 2012].

3.5 Σεισμικά Ρήγματα

Όπως αναφέρθηκε και στην Ενότητα 3.2, κύρια αιτία δημιουργίας σεισμών είναι η διάρρηξη των σεισμικών ρηγμάτων. Με τον όρο *ρήγμα* ορίζεται η ασυνέχεια σε μία περιοχή του στερεού φλοιού της γης στην οποία πραγματοποιούνται σχετικές κινήσεις. Ο όρος *ενεργό ρήγμα* αναφέρεται σε ρήγματα τα οποία έχουν παρουσιάσει δραστηριότητα- σεισμική ή μη- τα τελευταία 10,000 έως 500,000 χρόνια, ανάλογα με τον ορισμό του επιστημονικού οργανισμού, της υπηρεσίας ή του ερευνητή.

Σύμφωνα με τη θεωρία της ελαστικής ανάπλασης τα ρήγματα ενεργοποιούνται όταν οι τάσεις που συσσωρεύονται στα πετρώματα λόγω της κίνησης των λιθοσφαιρικών πλακών υπερβούν την αντοχή των πετρωμάτων με αποτέλεσμα να διαρρηγνύονται και η συσσωρευμένη ενέργεια να απελευθερώνεται. Η θραύση των πετρωμάτων εξαρτάται από την αντοχή και την ολκιμότητα τους. Εάν είναι μικρής αντοχής και όλκιμα τότε η ενέργεια εκτονώνεται προοδευτικά χωρίς τη δημιουργία κάποιου ισχυρού σεισμού, ενώ εάν είναι μεγάλης αντοχής και μικρής ολκιμότητας τότε η ενέργεια εκτονώνεται απότομα, με θραύση

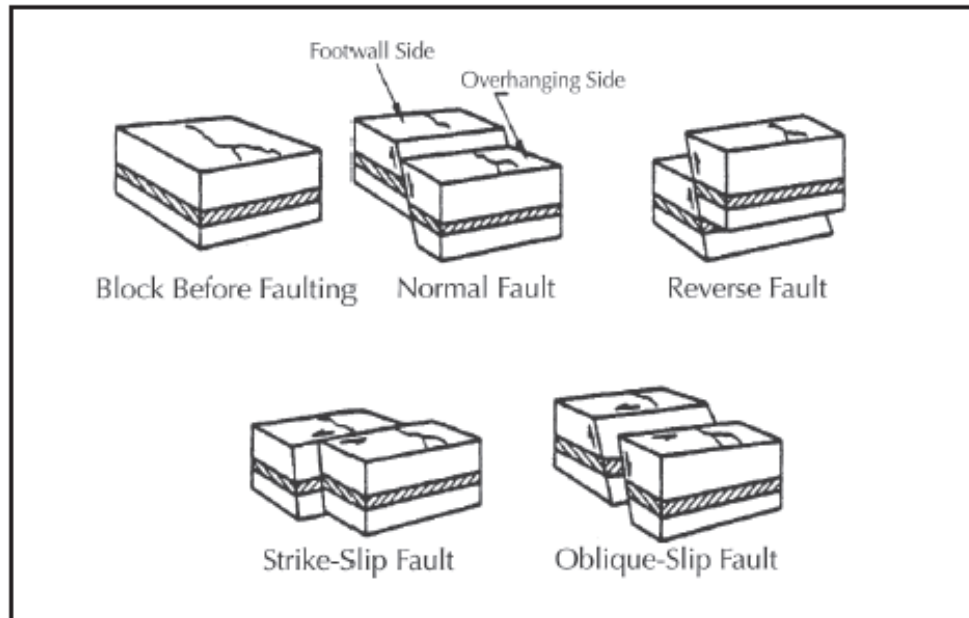
και δημιουργία σεισμικών κυμάτων. Οι διαρρήξεις αυτές των ρηγμάτων συνήθως γίνονται στο εσωτερικό του φλοιού της γης, εντούτοις όσο μεγαλύτερο είναι το μέγεθος του σεισμού τόσο αυξάνονται οι πιθανότητες η διάδοση του επιπέδου θραύσης του ρήγματος να φτάσει μέχρι την επιφάνεια της γης. Όταν το επίπεδο θραύσης ενός ρήγματος δεν εμφανίζεται στην επιφάνεια της γης, τότε το ρήγμα ονομάζεται *τυφλό*. Επίσης, έχει παρατηρηθεί δημιουργία ρηγμάτων εξαιτίας της εδαφικής κίνησης και κατολισθήσεων, τα οποία ονομάζονται δευτερεύοντα ρήγματα.

Η κατηγοριοποίηση των ρηγμάτων γίνεται ανάλογα με τη διεύθυνση της κυρίαρχης συνιστώσας της κίνησης που πραγματοποιείται. Στην περίπτωση που η κυρίαρχη συνιστώσα της κίνησης είναι κατακόρυφη το ρήγμα ονομάζεται *καταβύθισης – ολίσθησης* (dip - slip), ενώ όταν η κυρίαρχη συνιστώσα είναι οριζόντια το ρήγμα ονομάζεται *εισχώρησης – ολίσθησης* (strike - slip).

Όσον αφορά την κίνηση καταβύθισης – ολίσθησης, η επικρατέστερη συνιστώσα είναι η κατακόρυφη και ανάλογα με την κατεύθυνση της οριζόντιας συνιστώσας της κίνησης διακρίνονται δύο κατηγορίες ρηγμάτων: τα κανονικά και τα ανάστροφα. Στα *κανονικά ρήγματα* (normal faults) η οριζόντια συνιστώσα της κίνησης είναι αποτέλεσμα εφελκυστικών τάσεων προκαλώντας την προς τα κάτω κίνηση του τμήματος του βράχου άνωθεν του κεκλιμένου ρήγματος (overhanging side) σε σχέση με το τμήμα κάτωθεν αυτού (footwall side). Σε αυτήν την περίπτωση οι διερχόμενοι αγωγοί καταπονούνται κυρίως σε εφελκυσμό και κάμψη. Στα *ανάστροφα ρήγματα* (reverse faults) η οριζόντια συνιστώσα της κίνησης είναι αποτέλεσμα θλιπτικών τάσεων προκαλώντας την προς τα πάνω κίνηση του τμήματος του βράχου άνωθεν του κεκλιμένου ρήγματος σε σχέση με το τμήμα κάτωθεν αυτού. Σε αυτήν την περίπτωση οι διερχόμενοι αγωγοί καταπονούνται κυρίως σε θλίψη και κάμψη. Ειδική κατηγορία ανάστροφων ρηγμάτων είναι τα *ρήγματα επώθησης* (thrust faults) στα οποία το τμήμα του βράχου άνωθεν του κεκλιμένου ρήγματος αρχικά κινείται προς τα πάνω και στη συνέχεια επάνω στο τμήμα που βρίσκεται κάτωθεν του κεκλιμένου ρήγματος λόγω της μικρής γωνίας κλίσης του ρήγματος.

Όσον αφορά την κίνηση εισχώρησης – ολίσθησης, η επικρατέστερη συνιστώσα είναι η οριζόντια και αυτά τα ρήγματα ονομάζονται οριζόντιας ολίσθησης. Στα *ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης* (strike – slip faults) η κίνηση είναι οριζόντια με δεξιόστροφη ή αριστερόστροφη φορά προκαλώντας εφελκυσμό ή θλίψη σε διερχόμενους αγωγούς ανάλογα με τη γωνία που σχηματίζεται μεταξύ του αγωγού και του ρήγματος. Στην περίπτωση που δεν επικρατεί

κάποια συνιστώσα αλλά υπάρχει συνδυασμός των δύο παραπάνω κινήσεων το ρήγμα ονομάζεται πλάγιο (oblique – slip fault). Στο Σχήμα 3.11 παρουσιάζονται σχηματικά όλες οι κατηγορίες ρηγμάτων που αναφέρθηκαν παραπάνω.



Σχήμα 3.11 Σχηματική περιγραφή ρηγμάτων [Meyersohn, 1991].

Έχουν αναπτυχθεί αρκετές εμπειρικές σχέσεις για τη συσχέτιση μεταξύ της μετατόπισης ενός ρήγματος και του μεγέθους του σεισμού. Από αυτές η πλέον διαδεδομένη είναι των Wells and Coppersmith (1994), η οποία δημιουργήθηκε από δεδομένα 244 σεισμών από μία βάση δεδομένων 421 σεισμών. Οι μετατοπίσεις των ρηγμάτων που παρατηρήθηκαν μεταβάλλονται σε ένα εύρος από 0.05 έως 8 m για ρήγματα οριζόντιας ολίσθησης, από 0.08 έως 2.1 m για κανονικά ρήγματα, και από 0.06 έως 1.5 m για ανάστροφα ρήγματα και έχει ως εξής:

$$\log \delta_f = C_1 + C_2 M \quad (3.16)$$

όπου δ_f η μέση μετατόπιση ρήγματος και M η σεισμική ροπή. Οι συντελεστές C_1 και C_2 προέρχονται από στατιστική επεξεργασία και παίρνουν τιμές από τον Πίνακα 3.3 ανάλογα με την κατηγορία του ρήγματος, ενώ υπάρχει και πρόβλεψη (κατηγορία all) για τις περιπτώσεις που το ρήγμα είναι τυφλό ή δεν είναι γνωστή η κατηγορία του.

Πίνακας 3.3 Στατιστικές παράμετροι για τις διαφορετικές κατηγορίες ρηγμάτων [Wells and Coppersmith, 1994].

| Fault Type | C₁ | C₂ |
|--------------------|----------------------|----------------------|
| Strike Slip | -6.32 | 0.90 |
| Reverse | -0.74 | 0.08 |
| Normal | -4.45 | 0.63 |
| All | -4.80 | 0.69 |

Προφανώς, οι επιφανειακές μετατοπίσεις του εδάφους λόγω της ενεργοποίησης ενός ρήγματος μεταβάλλονται τόσο κατά μήκος όσο και κατά πλάτος του ρήγματος. Όσον αφορά την κατά μήκος μεταβολή, οι μεγαλύτερες μετατοπίσεις παρατηρούνται συνήθως στο μέσον του μήκους του ρήγματος ενώ οι μικρότερες στα άκρα. Στα δεδομένα των Wells and Coppersmith ο λόγος της μέσης μετατόπισης προς τη μέγιστη μετατόπιση κυμαίνεται μεταξύ 0.2 και 0.8 με μέσο όρο το 0.5. Όσον αφορά την κατά πλάτος μεταβολή, παρατηρείται αβεβαιότητα για την ακριβή θέση διάρρηξης του ρήγματος. Συνήθως ορίζεται μία κύρια ζώνη στην οποία αντιστοιχεί το 85% των μετακινήσεων και δύο δευτερεύουσες ζώνες εκατέρωθεν της κύριας όπου αντιστοιχεί το 15% των μετακινήσεων. Τα παραπάνω έχουν βέβαια σημασία μόνον εάν υπάρχει διαφοροποίηση του εδαφικού υλικού ή του βάθους τοποθέτησης του αγωγού στις ζώνες αυτές. Όλα τα προαναφερθέντα οφείλουν να λαμβάνονται υπόψη κατά την προσομοίωση της συμπεριφοράς αγωγών που διέρχονται από περιοχές με ενεργά ρήγματα [O'Rourke and Liu, 2012].

3.6 Άλλοι Κίνδυνοι

Είναι γεγονός ότι οι σημαντικότεροι κίνδυνοι και οι κύριες αιτίες βλαβών για τα δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων προέρχονται από τους σεισμικούς κινδύνους που αναλύθηκαν στις Ενότητες 3.2 έως 3.6. Πάντως, υπάρχουν και άλλοι κίνδυνοι που δεν σχετίζονται με τον σεισμικό κίνδυνο, οι οποίοι πρέπει να λαμβάνονται υπόψη κατά τον σχεδιασμό χερσαίων ή υποθαλάσσιων αγωγών καθώς μπορούν να έχουν πολύ δυσμενείς επιπτώσεις στο περιβάλλον, την οικονομία, ακόμα και σε ανθρώπινες ζωές. Βέβαια, η τεχνογνωσία, οι τεχνολογικές εξελίξεις και οι συγχρονοι κανονισμοί σχεδιασμού δικτύων κοινής ωφέλειας έχουν βοηθήσει στην επαρκή αντιμετώπιση και αυτών των κινδύνων.

Η εσωτερική πίεση ενός αγωγού, η εξωτερική πίεση που του ασκείται, η διάβρωση και οι μεταβολές θερμοκρασίας είναι τρεις πολύ σημαντικοί παράγοντες που καθορίζουν τον

λόγο διαμέτρου προς πάχος τοιχώματος, καθώς το είδος και το πάχος της επικάλυψης ενός αγωγού υδρογονανθράκων. Επίσης, το γεγονός ότι οι αγωγοί κατασκευάζονται συνήθως από χάλυβα δίνει τη δυνατότητα να χρησιμοποιηθούν κατάλληλα μέσα (ανόδια) για την προστασία από διάβρωση, ειδικά όταν ο αγωγός βρίσκεται σε υγρό περιβάλλον. Για τις περιπτώσεις που ο αγωγός τοποθετείται υποθαλάσσια πρέπει να λαμβάνονται υπόψη οι κίνδυνοι αστοχίας λόγω δυνάμεων που ασκούνται από υποθαλάσσια ρεύματα και κύματα. Οι δυνάμεις αυτές μπορούν να προκαλέσουν κόπωση στον αγωγό ή να του δημιουργήσουν μεγάλες τάσεις και παραμορφώσεις. Το πρόβλημα γίνεται πιο έντονο όταν υπάρχουν τμήματα του αγωγού μεγάλου μήκους που δεν είναι τοποθετημένα στον πυθμένα αλλά «αιωρούνται» μεταξύ δύο στηριγμάτων. Η αντιμετώπιση των παραπάνω κινδύνων γίνεται με τη χρήση επικάλυψης σκυροδέματος για να προστεθεί βάρος στον αγωγό και με την αποφυγή της δημιουργίας μεγάλων «αιωρούμενων» τμημάτων [Guo et al., 2005].

Άλλες αιτίες για την πρόκληση αστοχιών ή διαρροών σε αγωγούς είναι αυτές που σχετίζονται με την κατασκευή ή την επιδιόρθωση του. Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν οι διαρροές στις συγκολλήσεις ενός αγωγού. Ο κίνδυνος αυτός βέβαια μειώνεται διαρκώς επειδή όσο εξελίσσεται η τεχνολογία και οι τεχνικές συγκολλήσεων, αλλά και καθώς τα συγκολλούμενα τμήματα ενός αγωγού βρίσκονται συνήθως σε σταθερό έδαφος. Τα χτυπήματα κατά την επιδιόρθωση ενός αγωγού, οι συγκρούσεις με σκάφη ή δίχτυα αλιευτικών, η πραγματοποίηση εργασιών στην περιοχή τοποθέτησής του, όπως σκάψιμο, ή άλλα ανθρώπινα λάθη μπορούν επίσης συχνά να αποτελέσουν πηγή βλαβών [Hopkins, 2008].

Τέλος, ξεχωριστή κατηγορία μη σεισμικών κινδύνων για αγωγούς υδρογονανθράκων αποτελούν οι βανδαλισμοί, η κλοπή (κυρίως πετρελαίου), η δολιοφθορά και η τρομοκρατία. Τα φαινόμενα αυτά προφανώς δύσκολα στην αντιμετώπισή τους. Παρόλο που ένα τρομοκρατικό χτύπημα σε αγωγό υδρογονανθράκων δεν είναι από πλευράς εντυπώσεων κάτι θεαματικό, το γεγονός ότι οι αγωγοί εκτείνονται σε μεγάλες αποστάσεις και ο κρίσιμος γεωπολιτικός και οικονομικός ρόλος τους, τους καθιστά συχνά στόχους τρομοκρατικών ενεργειών. Για αυτόν τον λόγο οι αγωγοί συχνά φυλάσσονται από στρατιωτικές δυνάμεις, ακόμα και ιδιωτικές, αν και γενικά η επίλυση τέτοιων ζητημάτων είναι κυρίως πολιτικό ζήτημα. Οι κλοπές είναι ένα πολύ επικίνδυνο φαινόμενο καθώς πέρα από τις καταστροφές στους αγωγούς έχει αποδειχτεί εξαιρετικά θανατηφόρο και για τους ίδιους τους κλέφτες. Σε χώρες της Αφρικής, της Ασία και της Λατινικής Αμερικής έχουν

καταγραφεί εκατοντάδες θάνατοι κατά την προσπάθεια κλοπής υδρογονανθράκων από αγωγούς. Μάλιστα, υπάρχουν διαφόρων μεγεθών κλοπές, από μικροκλοπές μεμονωμένων ατόμων ή μικρών ομάδων, μέχρι και ομάδες που ανήκουν στο οργανωμένο έγκλημα που μπορεί να γεμίσει ακόμα και δεξαμενόπλοια με κλεμμένο πετρέλαιο. Για αυτές τις περιπτώσεις η λύση μπορεί να είναι η εναέρια εποπτεία, οι φράχτες και τα καλώδια οπτικών ινών που καταγράφουν διαταράξεις, αλλά γενικά είναι ένα πολιτικό ζήτημα και ένα θέμα με ευρύτερες προεκτάσεις που αφορά τους πληθυσμούς των αναπτυσσόμενων χωρών [Hopkins, 2008].

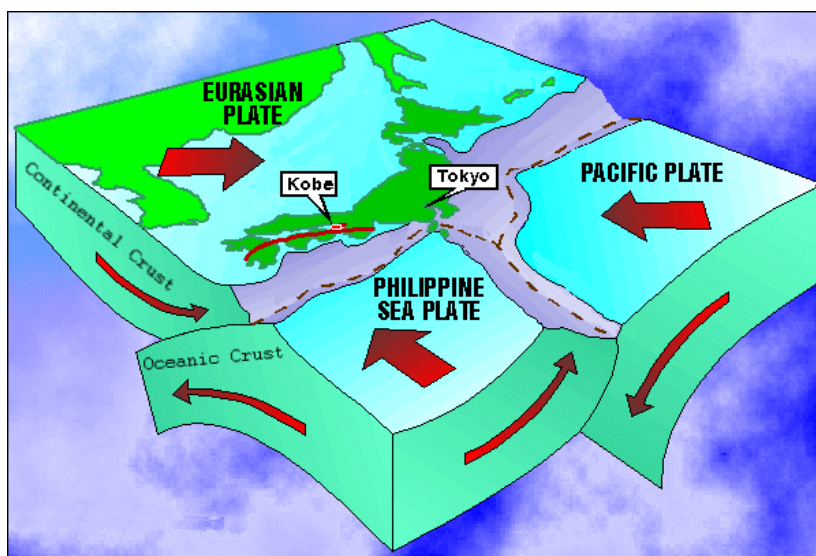
3.7 Παραδείγματα Αστοχιών Δικτύων Αγωγών

Για την καλύτερη κατανόηση των επιπτώσεων που μπορούν να έχουν οι σεισμικοί κίνδυνοι στα δίκτυα αγωγών, παρουσιάζονται στη συνέχεια χαρακτηριστικά παραδείγματα ζημιών και αστοχιών που προκλήθηκαν από ισχυρούς σεισμούς. Οι σεισμοί που επιλέχθηκαν είναι του Kobe (1995), του Northridge (1994), του San Fernando (1971) και της Alaska (2002). Από τις συνέπειες που είχαν οι παραπάνω σεισμοί στα δίκτυα αγωγών και από τις σχετικές μελέτες που έχουν γίνει για τη διερεύνηση της δυναμικής απόκρισης αγωγών με βάση καταγραφές και δεδομένα από τους σεισμούς αυτούς (χρονοϊστορίες επιταχύνσεων, μετακινήσεις ρηγμάτων, πλευρικές εξαπλώσεις, κ.α.) έχουν προκύψει χρήσιμα συμπεράσματα όσον αφορά στη συμπεριφορά αγωγών υδρογονανθράκων σε σεισμούς και την αντιμετώπισή των πιθανών κινδύνων.

3.7.1 Σεισμός Kobe

Την Τετάρτη 17 Ιανουαρίου του 1995, στις 5:46 π.μ., η πόλη του Kobe της Ιαπωνίας χτυπήθηκε από έναν ισχυρό σεισμό επιφανειακού μεγέθους, σύμφωνα με το Japan Meteorological Agency (JMA), $M_s = 7.2$, ή σεισμικής ροπής $M_w = 6.9$. Ο σεισμός είχε βάθος 10 km και επίκεντρο το πλάγιο ρήγμα Nojima, κοντά στο νησί Awaji νοτιοδυτικά του Kobe, το οποίο υπέστη καταβύθιση 1.2 m και οριζόντια ολίσθηση 1.5 m. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που καταγράφηκε ήταν 0.83 g στο Kobe, ενώ στην ευρύτερη περιοχή του Kobe, Ashiya και Nishinomiya οι εδαφικές επιταχύνσεις ήταν από 0.5 έως 0.8 g. Ένα ακόμα χαρακτηριστικό των επιπτώσεων του σεισμού και αιτία για τις μεγάλες καταστροφές ήταν οι ρευστοποιήσεις των εδαφών στο Kobe και το Nishinomiya, κυρίως σε εδάφη που είχαν

υποστεί ποιοτική αποκατάσταση και σε τεχνητά νησιά. Οι ρευστοποιήσεις αυτές οδήγησαν σε πλευρικές εξαπλώσεις και καθιζήσεις της τάξης των 3 έως 6 m και 1 m, αντίστοιχα [Scawthorn and Yanev, 1995]. Στο Σχήμα 3.12 φαίνονται οι κινήσεις των τεκτονικών πλακών και το ρήγμα που προκάλεσε τον σεισμό του Kobe.



Σχήμα 3.12 Οι σχετικές κινήσεις των τεκτονικών πλακών και το ρήγμα που προκάλεσε τον σεισμό του Kobe το 1995 [<http://www.georesources.co.uk/kobehigh.htm>].

3.7.1.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών

Το φυσικό αέριο για τις περιοχές που επηρεάστηκαν από τον σεισμό παρέχεται από την εταιρία Osaka Gas Company, η οποία προμηθεύει αέριο σε περισσότερο από 5.6 εκατομμύρια καταναλωτές. Το αέριο μεταβιβάζεται περιφερειακά μέσω ενός συστήματος κύριων γραμμών τροφοδοσίας πίεσης 4 MPa από σωλήνες χάλυβα X-42 ή X-52. Στη συνέχεια, η μεταφορά του αερίου επιτυγχάνεται μέσα από ένα σύστημα χαλύβδινων αγωγών μεσαίας πίεσης από 0.1 MPa ως 1.0 MPa (0.1- 0.3 MPa B- Lines, 0.3- 1.0 MPa A- Lines). Τέλος, το σύστημα αποτελείται από ένα δίκτυο διανομής χαμηλής πίεσης μήκους 43,895 km και πίεσης 1.8 kPa το οποίο αποτελείται κυρίως από σωλήνες χάλυβα και ένα μικρό ποσοστό του, περίπου το 5%, από αγωγούς πολυαιθυλενίου. Το σύστημα φυσικού αερίου ήταν εξοπλισμένο με «έξυπνους» μετρητές για να παρέχουν γρήγορη διακοπή της ροής αερίου σε περίπτωση ζημίας στις σωληνώσεις.

Στους σταθμούς υγροποιημένου αερίου LNG, στους σταθμούς διανομής και στις κύριες γραμμές τροφοδοσίας δεν παρατηρήθηκε κάποια σημαντική βλάβη. Στις γραμμές

μεσαίας πίεσης υπήρξαν συνολικά 35 επισκευές στις A-lines και 61 στις B-lines, κυρίως για την αντιμετώπιση διαρροών σε συνδέσμους. Στις γραμμές χαμηλής πίεσης παρουσιάστηκαν οι περισσότερες βλάβες. Χρειάστηκαν 5,190 επισκευές σε κοχλιωτές συνδέσεις, 10,161 σε παροχευτικούς αγωγούς και 11,108 σε αγωγούς κτιρίων, ενώ υπήρξαν 36 θραύσεις. Είναι χρήσιμο να αναφερθεί ότι δεν παρουσιάστηκαν αστοχίες στους σωλήνες από πολυαιθυλένιο. Επίσης, είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι λειτούργησε αποτελεσματικά το σύστημα διακοπής της ροής φυσικού αερίου. Περίπου το 70% των καταναλωτών της περιοχής έμεινε χωρίς φυσικό αέριο έξι ώρες μετά τον σεισμό για περίπου δύο μήνες.

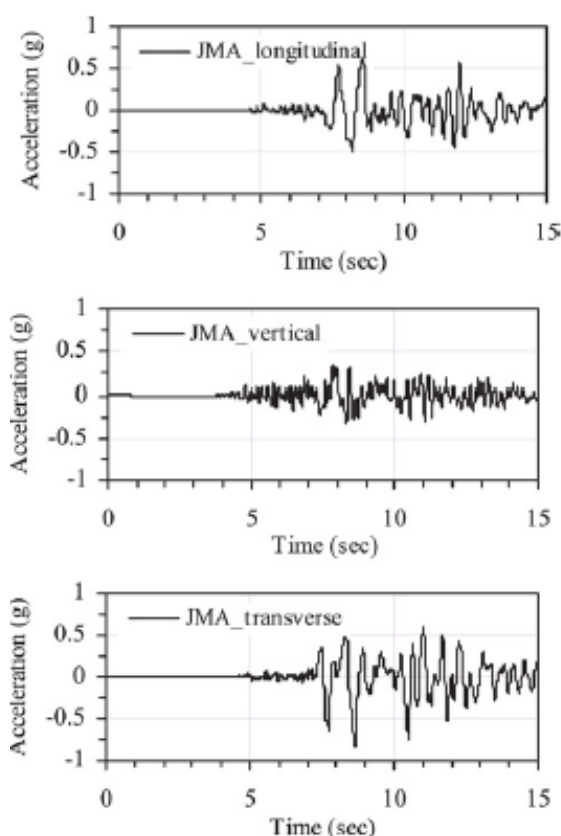
Η δεύτερη σε πληθυσμό και βιομηχανία περιοχή της Ιαπωνίας, μετά το Τόκιο, υπέστη απώλειες και ζημιές μεγάλου μεγέθους. Πολλοί άνθρωποι έχασαν τη ζωή τους και τραυματίστηκαν, πολλές χιλιάδες έμειναν άστεγοι, ενώ περί τα 100,000 κτίρια καταστράφηκαν. Βέβαια, σημαντικό ρόλο στα παραπάνω έπαιξαν οι φωτιές στα παραδοσιακά ξύλινα σπίτια και η καταστροφή του οδικού δικτύου που επιβάρυναν κατά πολύ την κατάσταση. Το οικονομικό κόστος από τις καταστροφές αυτές ανήλθε στα 130 δισεκατομμύρια δολάρια.

3.7.1.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών

Ο σεισμός του Kobe αποτελεί ένα από τα σημεία καμπής όσον αφορά στη διερεύνηση της σεισμικής τρωτότητας αγωγών υδρογονανθράκων. Η χρησιμότητα του δεν περιορίστηκε μόνο στην μελέτη των καταγεγραμμένων ζημιών εξαιτίας του σεισμού, αλλά μία σειρά μελέτες -τόσο εργαστηριακές όσο και αριθμητικές- χρησιμοποίησαν σαν δεδομένα χρονοϊστορίες και μετακινήσεις που εμφανίστηκαν στον σεισμό του Kobe για τη μελέτη της απόκρισης των αγωγών υπό σεισμικό κίνδυνο. Δύο χαρακτηριστικές μελέτες είναι αυτές των Lee et al. (2009) και των Takada et al. (2002). Ακόμα και σήμερα τα δεδομένα από τους σεισμούς του Kobe χρησιμοποιούνται σε εργαστηριακά και υπολογιστικά προσομοιώματα.

Οι Lee et al. (2009) χρησιμοποίησαν το πρόγραμμα ZeusNL στο οποίο δημιούργησαν υπολογιστικά προσομοιώματα για να πραγματοποιήσουν μία παραμετρική ανάλυση εξετάζοντας την απόκριση καμπύλων και ευθύγραμμων τμημάτων σε διαφορετικά βάθη, εδάφη και υπό διάφορες φορτίσεις. Χρησιμοποιήθηκε αγωγός τύπου API 5L Grade X65 με τάση διαρροής 445 MPa, εξωτερική διάμετρο 762 mm, πάχος 17.5 mm, βάρος 7.85 t/m³ και συντελεστή τριβής 0.8. Ο αγωγός θεωρήθηκε θαμμένος σε βάθη 1.881 m, 3.381 m και 5.381

m, μήκους 1.2 km, χωρίς άλλα φορτία επάνω από το έδαφος, κάτω από τη στάθμη νερού και για τρία είδη εδάφους: πυκνή άμμο (dense sand, DS, $\phi = 35^\circ$), μαλακή άμμο (loose sand, LS, $\phi = 25^\circ$) και μαλακή άργιλο (soft clay, SC, $\phi = 0$ και $c = 0.0168$ MPa). Ως διέγερση χρησιμοποιήθηκαν -μεταξύ άλλων- οι χρονοϊστορίες εδαφικών επιταχύνσεων JMA στο Kobe, όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.13, με μέγιστες τιμές 0.632 g, 0.829 g, 0.341 g για διαμήκη, εγκάρσια και κατακόρυφη διέγερση, αντίστοιχα. Στους ευθύγραμμους αγωγούς πραγματοποιήθηκε ιδιομορφική ανάλυση για τα διαφορετικά εδάφη όπως φαίνεται στον Πίνακα 3.4. Όπως γίνεται φανερό από τα αποτελέσματα η ιδιοπερίοδος των αγωγών αυξάνεται καθώς μειώνεται η γωνία τριβής του εδάφους. Τέλος, για τη σύγκριση των αποτελεσμάτων θεωρήθηκαν κάποια όρια όσον αφορά στις επιτρεπόμενες παραμορφώσεις και μετακινήσεις σύμφωνα με τον κανονισμό Guidelines for the Seismic Design of Buried Gas Pipelines, KOGAS (2003), τα οποία ήταν $6.89 \cdot 10^{-3}$ για τις παραμορφώσεις και 3874.4 mm (1936.7 mm), 2106.3 mm (351.05 mm) για τις μετακινήσεις (σε παρένθεση είναι οι τιμές για πακτωμένο άκρο).

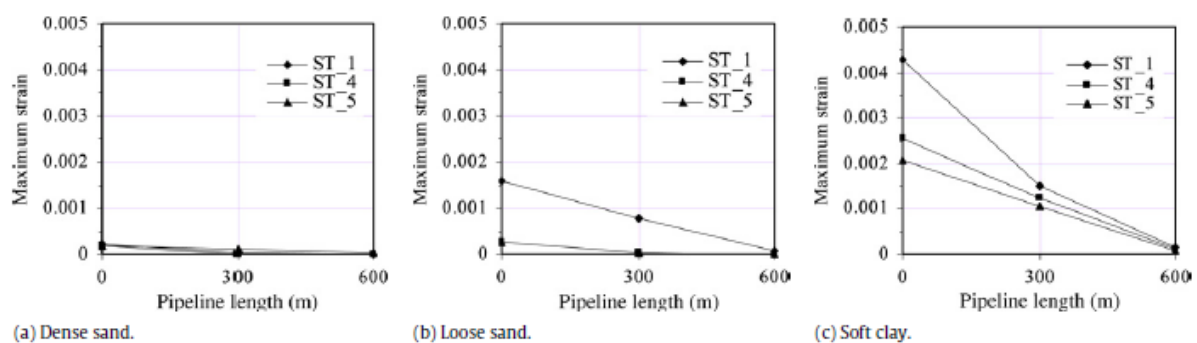


Σχήμα 3.13 Χρονοϊστορίες εδαφικών επιταχύνσεων από τον σεισμό του Kobe για διαμήκη, εγκάρσια και κατακόρυφη ταλάντωση [Lee et al., 2009].

Πίνακας 3.4 Οι ιδιοπερίοδοι των ευθύγραμμων αγωγών σε τρεις διευθύνσεις και για τρία είδη εδάφους επίχωσης [Lee et al., 2009].

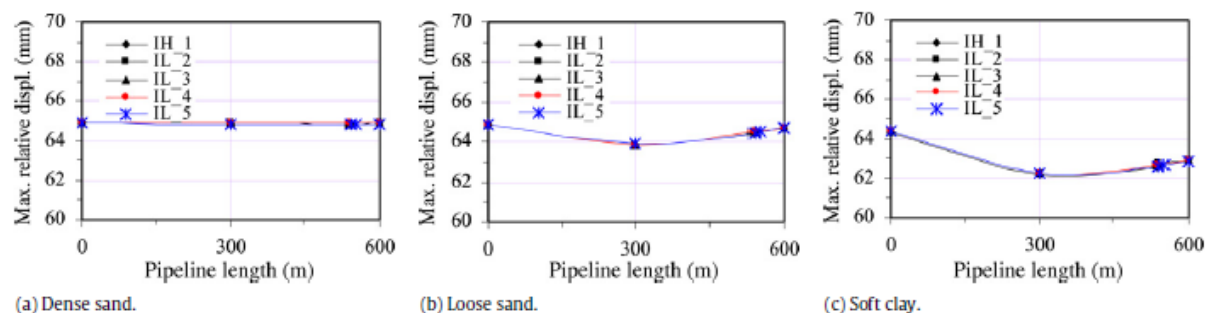
| Έδαφος | Ιδιοπερίοδος Ταλάντωσης (s) | | | | | |
|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------------------|----------------|----------------|
| | Εγκάρσια Κατεύθυνση | | | Κατακόρυφη Κατεύθυνση | | |
| | 1 ^η | 2 ^η | 3 ^η | 1 ^η | 2 ^η | 3 ^η |
| Πυκνή άμμος | 0.6963 | 0.6867 | 0.6642 | 1.6047 | 1.4666 | 1.2991 |
| Χαλαρή άμμος | 1.0326 | 0.9929 | 0.9358 | 1.8748 | 1.6641 | 1.4306 |
| Μαλακή Αργίλος | 1.3556 | 1.2693 | 1.1560 | 1.5059 | 1.3906 | 1.2451 |

Στο Σχήμα 3.14 φαίνεται η απόκριση του αγωγού σε όρους μέγιστης παραμόρφωσης για διαφορετικά βάθη τοποθέτησης (ST_1: 1.881 m, ST_4: 3.381 m και ST_5: 5.381 m). Συμπεραίνεται ότι η μέγιστη παραμόρφωση, που εμφανίζεται στο άκρο του αγωγού, μειώνεται με την αύξηση του βάθους που είναι θαμμένος ο αγωγός. Το φαινόμενο είναι εντονότερο στην περίπτωση της μαλακής αργίλου, ενώ υπάρχει μία μικρή διαφοροποίηση για την πυκνή άμμο. Συγκρίνοντας τις μέγιστες παραμορφώσεις που προέκυψαν με την επιτρεπόμενη παραμόρφωση παρατηρείται ότι οι πρώτες φτάνουν το 62%, 37% και 33% της μέγιστης παραμόρφωσης για τα βάθη 1.881 m, 3.381 m και 5.381 m, αντίστοιχα, σε έδαφος μαλακής αργίλου. Επομένως, όσο αυξάνεται το βάθος που είναι θαμμένος ο αγωγός τόσο μειώνεται ο κίνδυνος των μεγάλων παραμορφώσεων. Για τις περιπτώσεις της πυκνής και της χαλαρής άμμου οι παραμορφώσεις θεωρούνται ασήμαντες. Στα Σχήματα 3.15 και 3.16 παρουσιάζεται η μέγιστη σχετική μετατόπιση για τα τρία είδη εδαφών και διάφορες γωνίες καμπύλωσης.

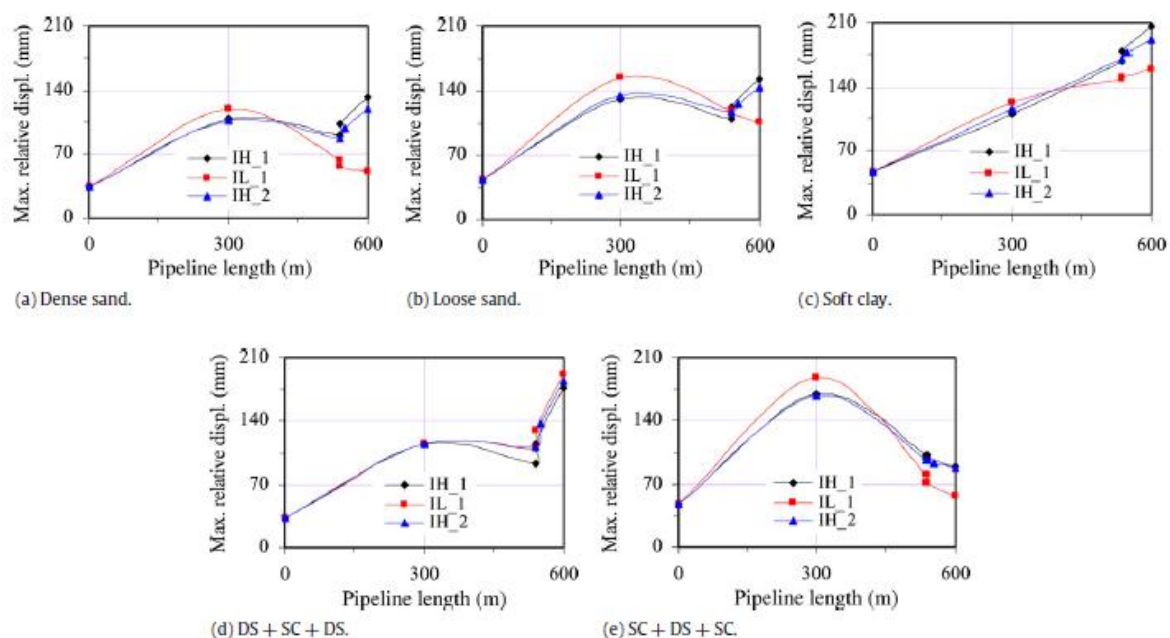
**Σχήμα 3.14** Μέγιστη παραμόρφωση αγωγού για διάφορα βάθη και είδη επίχωσης [Lee et al., 2009].

Στα Σχήματα 3.15 και 3.16 παρουσιάζεται η μέγιστη σχετική αξονική και εγκάρσια μετατόπιση, αντίστοιχα, για τα τρία είδη εδαφών και διάφορες γωνίες καμπύλωσης (κλίσεις προς τα πάνω: IH_1: 2.86°, IH_2: 90°, κλίσεις προς τα κάτω: IL_1 – IL5: 2.86° (ομοιόμορφο

βάθος), 2.86° (μη ομοιόμορφο βάθος), 22.5° , 45° , 90°). Όπως παρατηρείται, οι μετατοπίσεις αυξάνονται στο μέσον του αγωγού, ενώ παράλληλα παρατηρούνται διαφοροποιήσεις στην κάμψη του αγωγού ανάλογα με τη γωνία κάμψης.



Σχήμα 3.15 Μέγιστη σχετική αξονική μετατόπιση για διάφορες γωνίες και είδη επίχωσης [Lee et al., 2009].

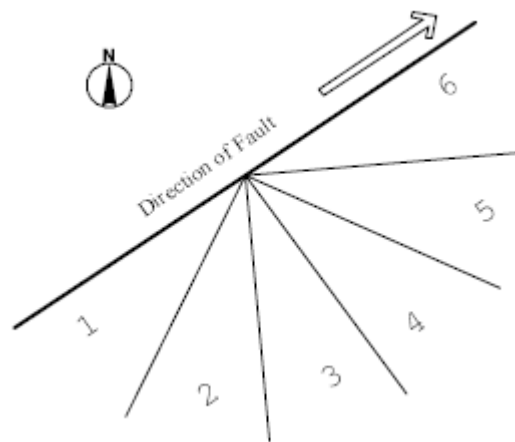


Σχήμα 3.16 Μέγιστη σχετική εγκάρσια μετατόπιση για διάφορες γωνίες και είδη επίχωσης [Lee et al., 2009].

Οι Takada et al. (2002) χρησιμοποίησαν δεδομένα από τον σεισμό του Kobe με δύο τρόπους. Αρχικά, χρησιμοποιώντας γεωγραφικά δεδομένα (από GIS) για καταστροφές στα δίκτυα κοινής ωφέλειας (ΔΚΩ) κατέγραψαν τις καταστροφές των θαμμένων αγωγών ανάλογα με τη γωνία που σχημάτιζαν με το ρήγμα, αποδεικνύοντας ότι οι αγωγοί που ήταν κάθετοι με το ρήγμα υπέστησαν περισσότερες ζημιές σε σχέση με αυτούς που ήταν παράλληλοι με το ρήγμα. Στη συνέχεια, χρησιμοποιώντας τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Analysis, FEM) και το πρόγραμμα Abaqus έγινε ανάλυση και

σύγκριση των αποτελεσμάτων για θαμμένους αγωγούς σε παράλληλη και κάθετη διεύθυνση σε σχέση με το ρήγμα, για οριζόντιο και κεκλιμένο υπόστρωμα. Σημειώνεται ότι η πόλη του Kobe βρίσκεται επάνω σε ένα κεκλιμένο βραχώδες υπόστρωμα με κλίση από την βουνοπλαγιά προς την ακτή.

Στο Σχήμα 3.17 φαίνεται ο τρόπος που έγινε η ταξινόμηση των κατευθύνσεων των αγωγών σε σχέση με την διεύθυνση του ρήγματος. Κάθε ευθεία έχει προκύψει με βήμα 30° από τη διεύθυνση του ρήγματος. Οι κατευθύνσεις 3 και 4 θεωρούνται κάθετες στο ρήγμα, ενώ οι κατευθύνσεις 1 και 6 παράλληλες.



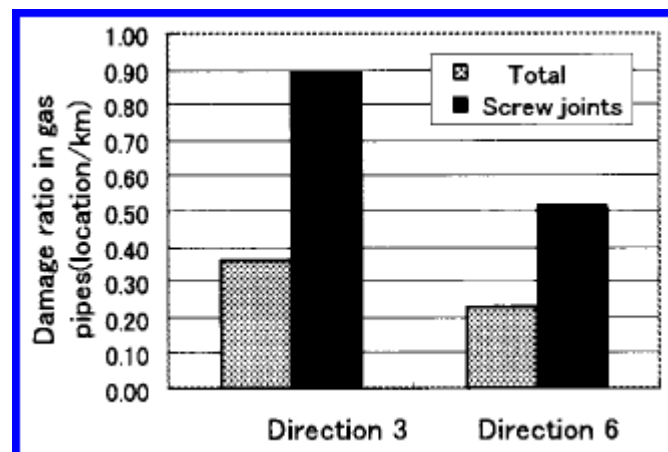
Σχήμα 3.17 Οι κατευθύνσεις των θαμμένων αγωγών [Takada et al., 2002].

Οι καταστροφές στους αγωγούς αερίου οφείλονται κυρίως στο φαινόμενο της ρευστοποίησης. Από στατιστική επεξεργασία προέκυψε ότι οι αγωγοί με κατεύθυνση κάθετη στο ρήγμα (κατεύθυνση 3) υπέστησαν πολύ περισσότερες καταστροφές ανά μονάδα μήκους σε σχέση με του αγωγούς παράλληλα στο ρήγμα (κατεύθυνση 6), όπως φαίνεται από τον Πίνακα 3.5. Μάλιστα, στο Σχήμα 3.18 γίνεται σύγκριση του δείκτη του δείκτη καταστροφών για τις κατευθύνσεις 3 και 6, τόσο συνολικά όσο και μόνο για τους αγωγούς με κοχλιωτές αρθρώσεις (screw joints).

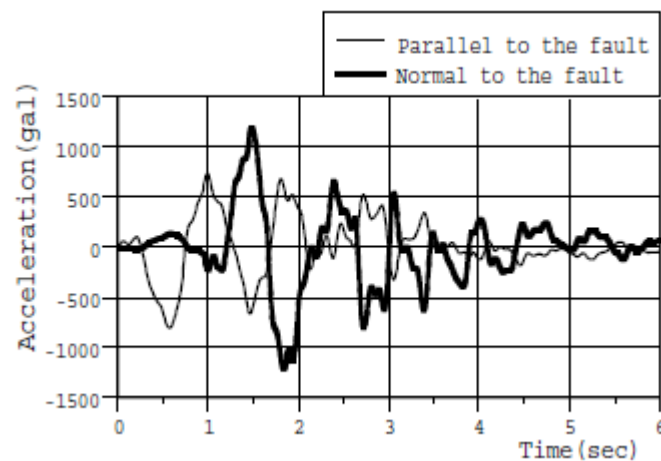
Χρησιμοποιώντας τη συνάρτηση κυματικής διάδοσης (radiation pattern function) έγινε εφικτή η εκτίμηση των συνιστωσών των κυμάτων για τις διευθύνσεις παράλληλα και κάθετα στο ρήγμα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 3.19. Από τις χρονοϊστορίες αυτές προκύπτει ότι σε απόσταση 1 km από το ρήγμα η μέγιστη επιτάχυνση στην κάθετη κατεύθυνση είναι 1.5 φορές μεγαλύτερη σε σχέση με την παράλληλη κατεύθυνση.

Πίνακας 3.5 Σύγκριση των καταστροφών σε αγωγούς φυσικού αερίου για τις διάφορες κατευθύνσεις τοποθέτησής τους [Takada et al., 2002].

| Direction | Buried length (km) | Damage location | Damage ratio (location/km) |
|-----------|--------------------|-----------------|----------------------------|
| 1 | 201.89 | 33 | 0.16 |
| 2 | 228.67 | 55 | 0.24 |
| 3 | 813.05 | 292 | 0.36 |
| 4 | 143.82 | 34 | 0.24 |
| 5 | 231.12 | 35 | 0.15 |
| 6 | 1147.95 | 266 | 0.23 |



Σχήμα 3.18 Σύγκριση των δεικτών καταστροφής των αγωγών φυσικού αερίου για τις κατευθύνσεις 3 και 6 [Takada et al., 2002].



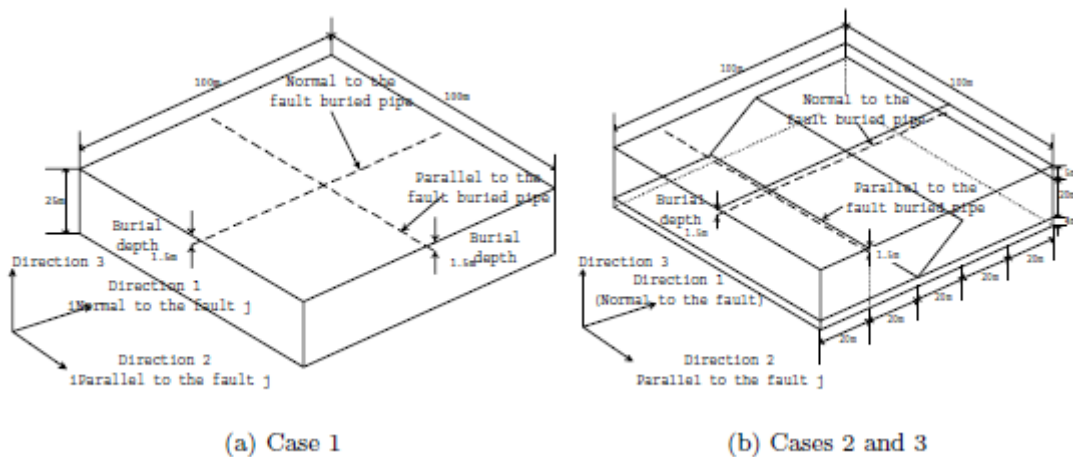
Σχήμα 3.19 Χρονοϊστορίες εδαφικών επιταχύνσεων για τις κατευθύνσεις παράλληλα και κάθετα στο ρήγμα [Takada et al., 2002].

Οι Takada et al. (2002) εξέτασαν τρία διαφορετικά σενάρια, τα οποία παρουσιάζονται στον Πίνακα 3.6 και στο Σχήμα 3.20. Όπως φαίνεται από το Σχήμα 3.21, για αποστάσεις

μέχρι 7 km από το ρήγμα σε επίπεδο βραχώδες υπόβαθρο οι παραμορφώσεις των αγωγών στην κάθετη διεύθυνση είναι μεγαλύτερες από την παράλληλη διεύθυνση. Επίσης, από το Σχήμα 3.22 φαίνεται τόσο η επιρροή της κατεύθυνσης του αγωγού, όπου στην κάθετη διεύθυνση προκύπτουν μεγαλύτερες παραμορφώσεις. Επίσης, φαίνεται η επιρροή της εδαφικής κίνησης, όπου η κάθετη κίνηση σε παράλληλο αγωγό οδηγεί σε μεγαλύτερες παραμορφώσεις σε σχέση με την παράλληλη κίνηση στον ίδιο αγωγό. Από το Σχήμα 3.23 φαίνεται ότι όταν ένας αγωγός είναι θαμμένος κοντά στο ρήγμα επηρεάζεται περισσότερο από την κατεύθυνση της κίνησης σε σύγκριση με την τοπογραφία του εδάφους, ενώ όταν είναι θαμμένος σε μεγαλύτερη απόσταση από 7 km από το ρήγμα επηρεάζεται κυρίως από την κλίση του βραχώδους υποστρώματος.

Πίνακας 3.6 Περιπτώσεις αναλύσεων [Takada et al., 2002].

| Case | Ground | Input ground motion |
|--------|------------------|---|
| Case 1 | Uniform | Direction 1: Normal to the fault , Direction 2: Parallel to the fault |
| Case 2 | Inclined bedrock | Normal one was applied in directions 1 and 2 |
| Case 3 | Inclined bedrock | Direction 1: Normal to the fault, Direction 2: Parallel to the fault |

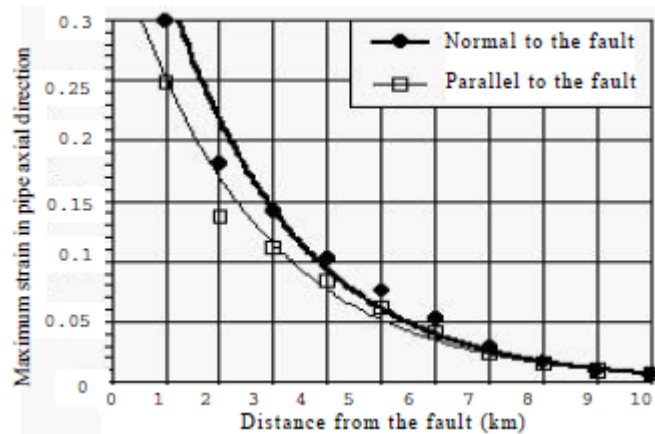


Σχήμα 3.20 Προσομοιώματα ανάλυσης [Takada et al., 2002].

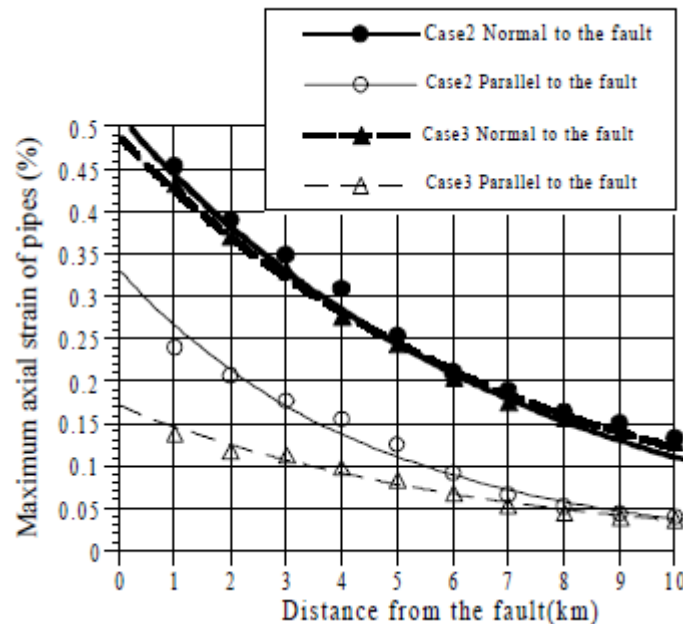
3.7.2 Σεισμός Northridge

Ο σεισμός του Northridge έγινε τη 17^η Ιανουαρίου 1994 στις 4:31, επίσημη ώρα Ειρηνικού (PST), είχε επιφανειακό μέγεθος $M_s = 6.8$ σύμφωνα με το Earthquake Engineering Research Institute και μέγεθος σεισμικής ροπής $M_w = 6.7$. Επίκεντρό του ήταν η Reseda της κοιλάδας San Fernando της περιοχής του Los Angeles και έγινε ιδιαίτερα αισθητός στις κοιλάδες Simi,

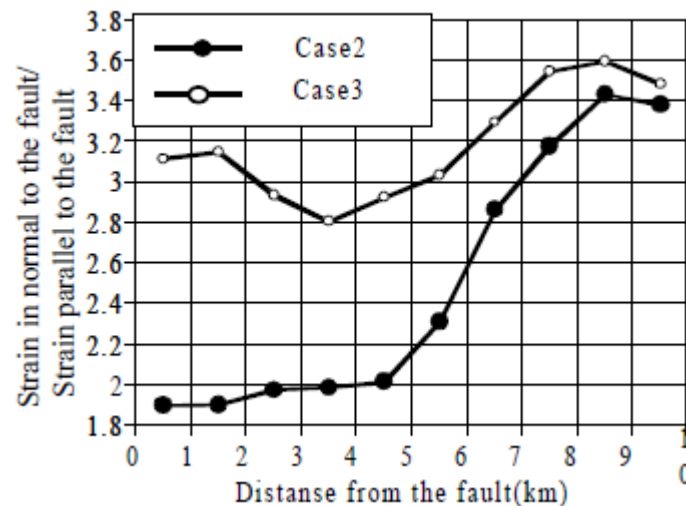
Santa Clarita, στο Santa Monica και το Fillmore. Η μέγιστη οριζόντια εδαφική επιτάχυνση (PHGA) ξεπέρασε το 1 g στην επικεντρική περιοχή και σε άλλες περιοχές φτάνοντας τα 1.8 g, ενώ η μέγιστη εδαφική ταχύτητα που καταγράφηκε έφτασε τα 183 cm/s. Επίσης, η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης στην επικεντρική περιοχή ξεπέρασε τα 10 s [O'Rourke et al., 1996].



Σχήμα 3.21 Η μέγιστη αξονική παραμόρφωση των αγωγών συναρτήσει της απόστασης από το ρήγμα (case 1) [Takada et al., 2002].



Σχήμα 3.22 Η μέγιστη αξονική παραμόρφωση των αγωγών συναρτήσει της απόστασης από το ρήγμα (cases 2 and 3) [Takada et al., 2002].



Σχήμα 3.23 Ο λόγος μέγιστης κάθετης προς την παράλληλη αξονική παραμόρφωση συναρτήσει της απόστασης από το ρήγμα (cases 2 and 3) [Takada et al., 2002].

3.7.2.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών

Το φυσικό αέριο για τις περιοχές που επηρεάστηκαν από τον σεισμό παρέχεται από την εταιρεία Southern California Gas Company (SoCalGas) και εξυπηρετεί 4.6 εκατομμύρια καταναλωτές. Το δίκτυο αποτελείται από 6,123 km αγωγών μεταφοράς από χάλυβα, 43,162 km αγωγών διανομής από χάλυβα και 24,045 από πλαστικό. Οι αγωγοί μεταφοράς έχουν διάμετρο 200 ως 900 mm και λειτουργούν σε πιέσεις περί το 1MPa. Το σύστημα διανομής αποτελείται κυρίως από αγωγούς διαμέτρου 50 ως 30 mm που λειτουργούν σε πιέσεις των 0.42 MPa. Οι αγωγοί από πλαστικό είναι κατασκευασμένοι από πολυαιθυλένιο. Αξίζει να σημειωθεί ότι το σύστημα του φυσικού αερίου βρίσκεται σε μια περιοχή υψηλής σεισμικής δραστηριότητας [O'Rourke et al., 1996].

Σύμφωνα με την αναφορά της εταιρείας στο Office of Pipeline Safety ένα μήνα μετά τον σεισμό, τις ημέρες που ακολούθησαν τον σεισμό καταγράφηκαν 276,000 αναφορές για καταστροφές και ζημιές που σχετίζονταν με τον σεισμό. Οι καταστροφές στο δίκτυο αγωγών αφορούσαν 35 περιστατικά στους αγωγούς μεταφοράς, 123 στους μεταλλικούς αγωγούς διανομής 27 σε αγωγούς πολυαιθυλενίου- η πλειοψηφία των οποίων εμφανίστηκε στις συζεύξεις και στα εξαρτήματα μεταφοράς- και 117 σε αγωγούς εξυπηρέτησης. Επίσης, εντοπίστηκαν 394 περιστατικά διαρροών λόγω διάβρωσης κατά τη διάρκεια των ελέγχων που έγιναν τις επόμενες μέρες από τον σεισμό. Χαρακτηριστική είναι η βλάβη στην Balboa Boulevard όπου υπήρχε αγωγός από χάλυβα διαμέτρου 0.55 m, έτους κατασκευής 1930, με

χρήση συγκολλήσεων ηλεκτρικού τόξου. Την περίοδο του σεισμού, η γραμμή αυτή λειτουργούσε σε πίεση περίπου 1.206 MPa. Ο αγωγός αστόχησε σε εφελκυσμό σε μια ζώνη εφελκυστικής εδαφικής παραμόρφωσης 275 m βόρεια μιας ζώνης θλιπτικής εδαφικής παραμόρφωσης όπου ο αγωγός αστόχησε από περιφερειακή θλιπτική παραμόρφωση.

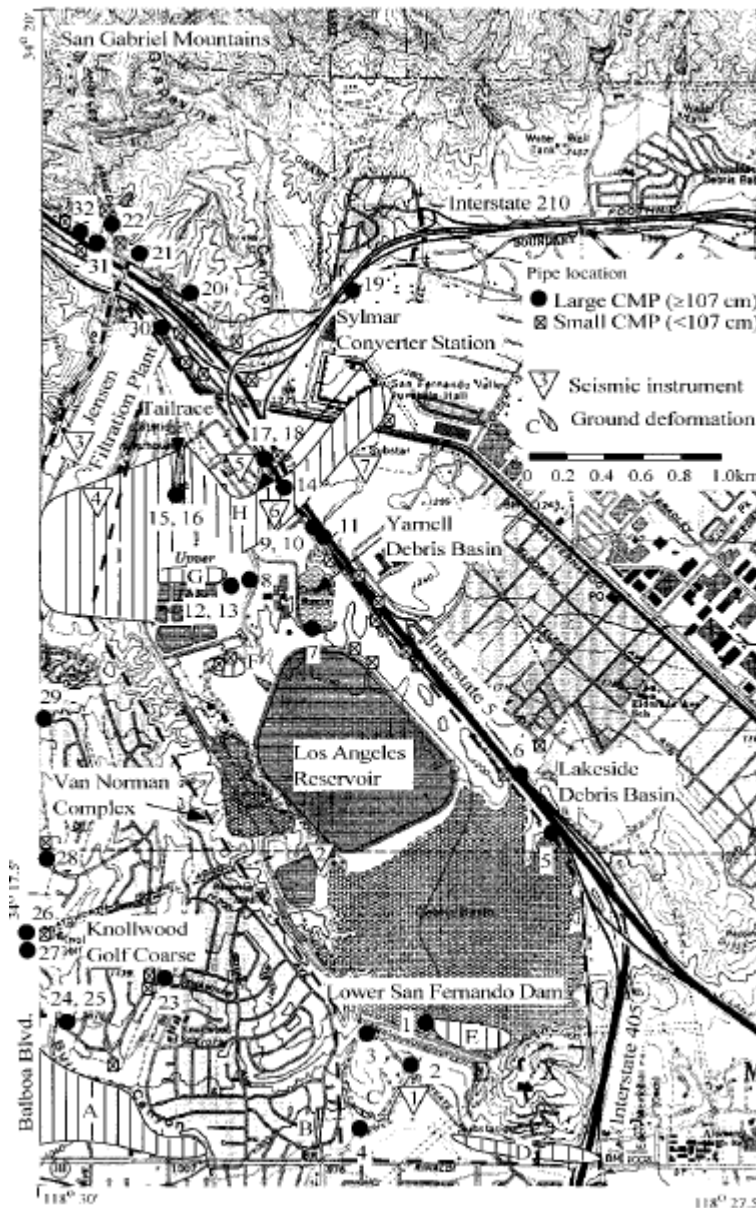
Ο αριθμός των καταναλωτών που έμειναν χωρίς φυσικό αέριο αμέσως μετά τον σεισμό και τη μετασεισμική ακολουθία ξεπέρασε τις 150,000, με περίπου 133,000 διακοπές να έχουν γίνει από τους καταναλωτές για λόγους ασφαλείας και περίπου 15,000 λόγω διαρροών. Η παροχή αποκαταστάθηκε για 120,000 καταναλωτές εντός 12 ημερών, ενώ 9,000 καταναλωτές έμειναν χωρίς φυσικό αέριο για ένα μήνα μετά τον σεισμό κυρίως λόγω της αδυναμίας των συνεργείων να προσεγγίσουν τις εγκαταστάσεις. Ένα από τα δυσμενέστερα αποτελέσματα που είχε ο σεισμός και οι διαρροές φυσικού αερίου είναι οι φωτιές που ξέσπασαν και κατέστρεψαν πολλές κατοικίες κυρίως το πρώτο 24ωρο [ASCE-25, 2002].

3.7.2.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών

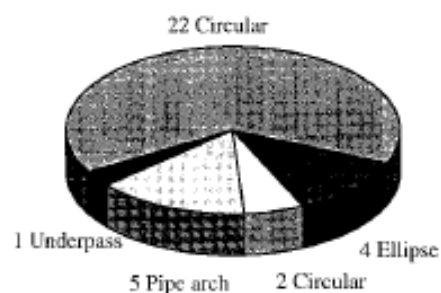
Τα συμπεράσματα που εξάγονται από τις συνέπειες των σεισμών στις κατασκευές είναι πολύ σημαντικά για την επιστήμη του μηχανικού. Ο σεισμός του Northridge οδήγησε σε πολύ χρήσιμα ευρήματα όσον αφορά στη σεισμική απόκριση των υπόγειων αγωγών. Η μελέτη των Davis and Bardet (2000) παρουσιάζει τα αποτελέσματα ερευνών που έγιναν σε 61 αγωγούς τύπου corrugated metal pipe (CMP) που βρίσκονταν σε μία περιοχή 10 km² στο Van Norman Complex, στα νότια της κοιλάδας του San Fernando, στο in Los Angeles της California, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.24. Στόχος ήταν να εντοπιστούν οι παράμετροι που ελέγχουν τη σεισμική συμπεριφορά των αγωγών CMP και να βελτιωθούν οι μέθοδοι σχεδιασμού και ενίσχυσης τους.

Αρχικά, οι αγωγοί ταξινομήθηκαν με βάση τη διάμετρο τους σε μικρής διαμέτρου -για διάμετρο μικρότερη των 107 cm- και μεγάλης διαμέτρου -για διάμετρο μεγαλύτερη των 107 cm. Οι αγωγοί μικρής διαμέτρου ήταν 29, ενώ οι αγωγοί μεγάλης διαμέτρου 32. Η έρευνα επικεντρώθηκε στους αγωγούς μεγάλης διαμέτρου και όλοι οι αγωγοί κωδικοποιήθηκαν με αριθμούς 1 έως 32 για την καλύτερη κατανόηση των αποτελεσμάτων. Οι διάμετροι των αγωγών κυμάνθηκαν από 107 cm έως 478 cm και είχαν διατομές διαφόρων σχημάτων (κυκλικό, ελλειπτικό, θολωτό, κ.α.), όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.25. Το υλικό κατασκευής

τους ήταν γαλβανισμένος χάλυβας, εκτός των αγωγών 5, 6 και 26, και ήταν θαμμένοι στο έδαφος, εκτός των αγωγών 15 και 16 που ήταν εγκιβωτισμένοι σε σκυρόδεμα.



Σχήμα 3.24 Δίκτυο αγωγών στην περιοχή διεξαγωγής της μελέτης [Davis and Bardet, 2000].



Σχήμα 3.25 Κατανομή των αγωγών μεγάλης διαμέτρου ανάλογα με το σχήμα της διατομής τους [Davis and Bardet, 2000].

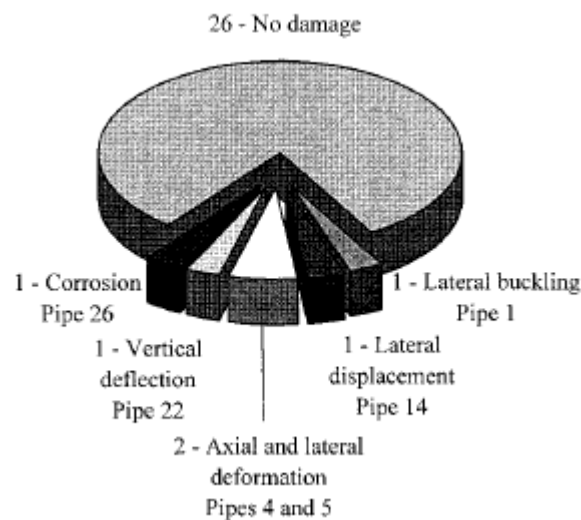
Όσον αφορά στην ισχυρή εδαφική κίνηση, παρατηρήθηκε ότι οι μέγιστες οριζόντιες εδαφικές επιταχύνσεις και ταχύτητες ήταν ισχυρότερες στην κατεύθυνση Βορράς – Νότος, που ήταν και η κατεύθυνση ολίσθησης του ρήγματος, σε σχέση με την κατεύθυνση Ανατολής – Δύσης, ενώ υπήρχαν και μεγάλες αποκλίσεις στο αζιμούθιο. Επίσης, υπήρχαν μεγάλες αποκλίσεις στις μέγιστες κατακόρυφες εδαφικές επιταχύνσεις και ταχύτητες. Ακόμα, είναι σημαντικό να αναφερθεί ότι οι σταθμοί καταγραφής ήταν τοποθετημένοι σε διαφορετικές εδαφικές συνθήκες. Πιο συγκεκριμένα, οι σταθμοί 2, 3 και 7 ήταν τοποθετημένοι σε βραχώδες υπόβαθρο, οι σταθμοί 4 και 6 σε μαλακά εδάφη και οι σταθμοί 1 και 5 σε αλλουβιακές αποθέσεις. Αυτό ερμηνεύει τις διαφορετικές καταγραφές ακόμα και μεταξύ σταθμών που απείχαν μικρή απόσταση. Όλα τα παραπάνω καταγράφονται αναλυτικά στον Πίνακα 3.7. Οι θέσεις των σταθμών καταγραφής που αναφέρονται στην πρώτη στήλη του Πίνακα 3.7 φαίνονται στο Σχήμα 3.24 με τον όρο “seismic instrument”.

Πίνακας 3.7 Μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις και ταχύτητες που καταγράφηκαν στο Van Norman Complex κατά το σεισμό του Northridge το 1994 [Davis and Bardet, 2000].

| Station (1) | Location (2) | Foundation (3) | Shear wave velocity C_s (m/s) (4) | Peak Ground Acceleration (g) | | | | | Peak Ground Velocity (cm/s) | | | | |
|----------------|---|-------------------|---|------------------------------|-----------------------|----------------------|-------------------|---|-----------------------------|------------------------|-----------------------|--------------------|--|
| | | | | pga_1 N-S (5) | pga_2 E-W (6) | pga_3 up (7) | pga_{12} (8) | Azimuth θ_{12} (de- gree) (9) | pgv_1 N-S (10) | pgv_2 E-W (11) | pgv_3 up (12) | pgv_{12} (13) | Azimuth θ_{12} (degree) (14) |
| 1 | Rinaldi Receiving Sta- tion | alluvium | 350 | 0.82 | 0.57 | 0.85 | 0.90 | 25 | -162 | -94 | -42 | 184 | 209 |
| 2 | Los Angeles Dam abut- ment | bedrock | 650 | 0.48 | 0.35 | 0.32 | 0.48 | 90 | -86 | -51 | 26 | 86 | 182 |
| 3 | Jensen Filtration Plant Generator building | bedrock | 600 | 0.71 | 0.82 | 0.83 | 1.08 | 311 | -84 | 72 | -27 | 87 | 164 |
| 4 | Administration build- ing | alluv./fill | 425 | -0.43 | 0.60 | -0.39 | 0.63 | 109 | -108 | 96 | 35 | 109 | 169 |
| | Sylmar Converter Sta- tion | | | | | | | | | | | | |
| 5 | Valve group 7 free- field | alluvium | 300 | 0.80 | -0.61 | 0.64 | 0.91 | 331 | -129 | 80 | 34 | 130 | 190 |
| 6 | Valve group 1-6 basement | alluvium | 250 | 0.60 | -0.35 | -0.53 | 0.60 | 0 | -116 | -90 | -38 | 128 | 207 |
| 7 | Sylmar Converter Sta- tion East FF | bedrock | 500 | 0.77 | 0.47 | -0.38 | 0.84 | 25 | -111 | -67 | -24 | 116 | 199 |

Σε γενικές γραμμές, η κύρια αιτία αστοχιών στους αγωγούς CMP μεγάλης διαμέτρου ήταν οι μεγάλες μόνιμες και παροδικές μετακινήσεις του εδάφους. Παροδικές παραμορφώσεις εμφανίζονται στις αρθρώσεις χαλαρά συνδεδεμένων τμημάτων και στις κοχλιωτές συνδέσεις. Στο Σχήμα 3.26 φαίνεται ότι, από τους αγωγούς μεγάλης διαμέτρου, βλάβες υπέστησαν οι 6, δηλαδή το 19%. Οι αιτίες για αυτές τις βλάβες ήταν η διάβρωση, ο πλευρικός λυγισμός και οι αξονικές, κατακόρυφες και πλευρικές μετατοπίσεις. Ο όρος κατακόρυφες μετακινήσεις αναφέρεται κυρίως σε καθιζήσεις επιχωματώσεων οι οποίες δεν

είχαν κατασκευαστεί σύμφωνα με τους κανονισμούς. Στους παράγοντες που δε συνέβαλλαν στη δημιουργία αστοχιών ανήκουν η μετακίνηση ρήγματος, η αστοχία της θεμελίωσης του αγωγού, οι μέθοδοι κατασκευής και εγκατάστασης και η κλίση αποστράγγισης. Έπειτα από αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν με βάση τις καταπονήσεις και τις επιταχύνσεις που προκλήθηκαν από το σεισμό, συμπεραίνεται ότι η εδαφική ταχύτητα θεωρείται πιο αξιόπιστος δείκτης βλάβης των αγωγών σε σχέση με την εδαφική επιτάχυνση.



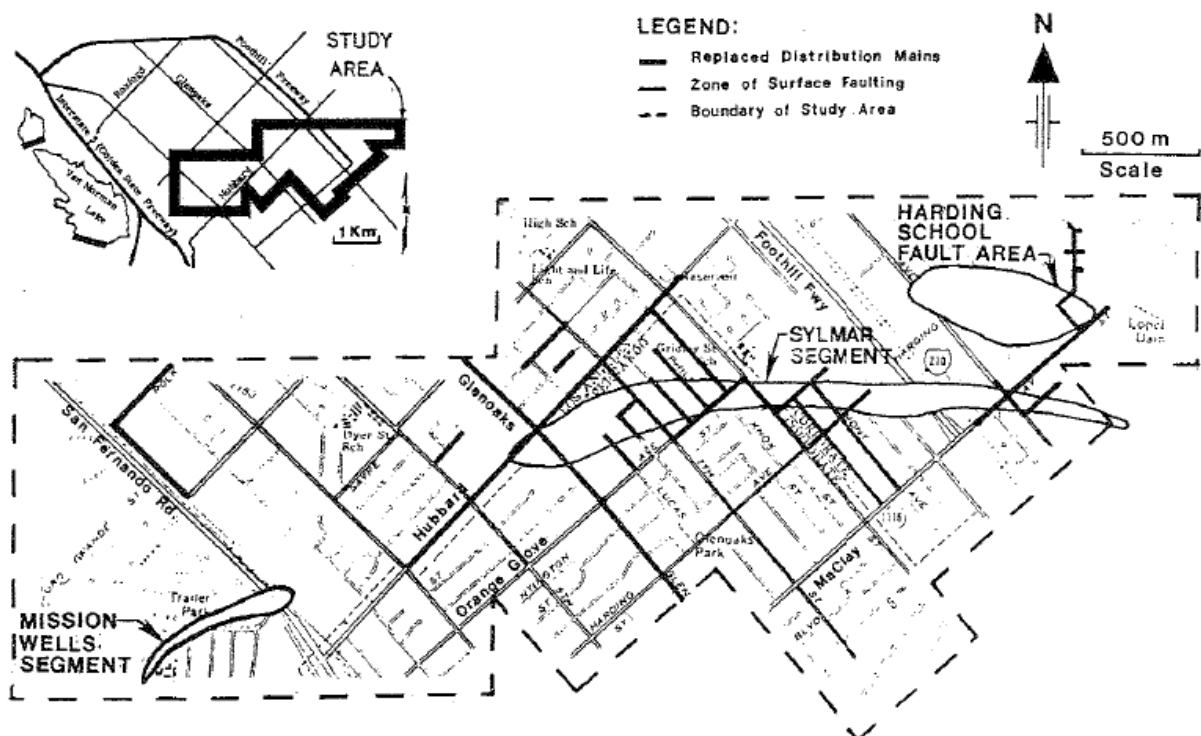
Σχήμα 3.26 Κατανομή βλαβών στους αγωγούς μεγάλης διαμέτρου [Davis and Bardet, 2000].

3.7.3 Σεισμός *San Fernando*

Ο σεισμός του San Fernando συνέβη στην ομώνυμη περιοχή την 9^η Φεβρουαρίου 1971, στις 6:01 π.μ. PST. Είχε τοπικό μέγεθος $M_L = 6.4$, ένταση στην κλίμακα Mercalli από VIII έως XI, εστιακό βάθος 8 km και επίκεντρο 13 km βόρεια της πόλης του San Fernando. Χαρακτηριστικό των επιπτώσεων του σεισμού ήταν οι μεγάλες εδαφικές μετατοπίσεις εξαιτίας ρευστοποίησης κυρίως στην περιοχή του Upper Van Norman Reservoir, η οποία αποτελείται και από λίμνες. Από ανάλυση αεροφωτογραφιών προέκυψε ότι έλαβαν χώρα πλευρικές μετατοπίσεις από 2 έως 2.7 m στην παραπάνω περιοχή. Επίσης, επιφανειακές μετατοπίσεις καταγράφηκαν και κατά μήκος του ρήγματος του San Fernando από το Lower Van Norman Reservoir έως το Big Tujunga Wash [O'Rourke et al., 1996].

3.7.3.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών

Το φυσικό αέριο για τις περιοχές που επηρεάστηκαν από τον σεισμό παρέχεται από την εταιρεία SoCalGas και έχει περιγραφεί στην Ενότητα 3.7.2.1. Σύμφωνα με την αναφορά της εταιρείας, στις τρεις κύριες ζώνες ρήξης επιφάνειας που εντοπίστηκαν -Mission Wells, Sylmar και Harding School, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.27- πραγματοποιήθηκαν 112 επισκευές σε θαμμένους αγωγούς. Τμήματα αγωγών από 100 m έως 2 km αντικαταστάθηκαν σε ένα διάστημα μερικών μηνών μετά τον σεισμό. Το 16% του συνολικού μήκους των αγωγών της παραπάνω περιοχής αντικαταστάθηκε. Μάλιστα, στην περιοχή του Sylmar αντικαταστάθηκε το 67% του μήκους των αγωγών, 62% στα βορειοδυτικά και 79% στα νοτιοανατολικά. Όσον αφορά στους αγωγούς διανομής, παρατηρήθηκαν 76 βλάβες σε παλαιούς αγωγούς με συνδέσεις οξυγονοκόλλησης και 137 σε αγωγούς από χυτό χάλυβα εντός μίας περιοχής 31 km², αφήνοντας πολλούς καταναλωτές χωρίς φυσικό αέριο [Mc Caffrey and O'Rourke, 1983].



Σχήμα 3.27 Οι περιοχές εδαφικών μετατοπίσεων και οι αγωγοί που αντικαταστάθηκαν [Mc Caffrey and O'Rourke, 1983].

3.7.3.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών

Οι Mc Caffrey and O'Rourke (1983) μελέτησαν τη συμπεριφορά των θαμμένων αγωγών φυσικού αερίου στην περιοχή του San Fernando μετά τον σεισμό και συνέδεσαν τις αστοχίες που εμφανίστηκαν με τις εδαφικές μετακινήσεις λόγω του σεισμού. Πιο συγκεκριμένα, εξετάστηκε η περιοχή του Sylmar- όπως φαίνεται και στο Σχήμα 3.27- στην οποία καταγράφηκαν 51 επιδιορθώσεις αγωγών. Οι επιδιορθώσεις αυτές κατηγοριοποιήθηκαν ανάλογα με την απόσταση από τη ζώνη του ρήγματος, η οποία θεωρήθηκε ότι βρίσκεται στο μέσον της ζώνης με τις μεγαλύτερες επιφανειακές μετατοπίσεις.

Παρατηρείται ένας υψηλός αριθμός επιδιορθώσεων σε μία ζώνη 100 m εκατέρωθεν του ρήγματος ο οποίος σχετίζεται άμεσα με τις μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις του ρήγματος. Σε αποστάσεις μεγαλύτερες των 200 m ο αριθμός των επιδιορθώσεων είναι πολύ πιο μεγάλος στα βόρεια του ρήγματος, κάτι που σχετίζεται με τις μεγαλύτερες καταγεγραμμένες χρονοϊστορίες στην περιοχή και τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Όπως προαναφέρθηκε, σημαντικός παράγοντας που επιδρά στις βλάβες είναι ο προσανατολισμός του αγωγού ως προς το ρήγμα. Οι βλάβες σε αγωγούς με βορειοανατολική κατεύθυνση είναι 4 φορές μεγαλύτερες σε σχέση με αυτές στους αγωγούς με βορειοδυτικό προσανατολισμό, γεγονός που οφείλεται στις θλιπτικές τάσεις που δέχτηκαν λόγω ώθησης και αριστερόστροφης κίνησης του ρήγματος εισχώρησης – ολίσθησης.

Στο Σχήμα 3.28 γίνεται μία πιο αναλυτική παρουσίαση των εδαφικών μετακινήσεων (οριζόντιων και κατακόρυφων) και των διάφορων αστοχιών ανάλογα με το αίτιο που τις προκάλεσε για το ανατολικό και το δυτικό τμήμα του ρήγματος Sylmar. Στο ανατολικό τμήμα εντοπίστηκε θλιπτική αξονική μετατόπιση 900 mm σε αγωγούς με προσανατολισμό βορειοανατολικά, ενώ η εγκάρσια και κάθετη μετατόπιση ήταν 300 mm. Επίσης, οι αγωγοί με διάμετρο 100 και 50 mm των οδών Maclay και Macneil αντίστοιχα, χρειάστηκαν αντικατάσταση, ενώ οι αγωγοί διαμέτρου 25 mm των οδών Chippewa και Newton δεν χρειάστηκαν αντικατάσταση παρόλο που τα κτίρια και το οδόστρωμα στις οδούς αυτές υπέστησαν μεγάλες καταστροφές (Σχήμα 3.28a). Στο δυτικό τμήμα υπήρχαν δύο ζώνες εδαφικής κίνησης. Η πρώτη ζώνη βρίσκεται στο νότιο όριο του Σχήματος 3.28 και εκτείνεται για 80 m κατά μήκος της οδού Glenoak Boulevard. Χαρακτηρίζεται από θλιπτικές εδαφικές κινήσεις και θλιπτική καταπόνηση αγωγών που προκάλεσε αστοχίες σε τρία σημεία, εκ των

οποίων το ένα βρίσκεται 180 m νότια της οδού Hubbard και παρουσίασε αξονική συμπίεση 100 mm. Η δεύτερη ζώνη βρίσκεται επί της οδού Glenoak Boulevard μεταξύ 90 και 160 m από την οδό Hubbard. Σε αυτήν παρατηρήθηκαν εφελκυστικές εδαφικές κινήσεις, αλλά και κατακόρυφες μετακινήσεις και πλευρικές εξαπλώσεις. Σε αρκετές περιπτώσεις, οι εφελκυστικές αστοχίες προκάλεσαν διαρροές και εκρήξεις στους αγωγούς.

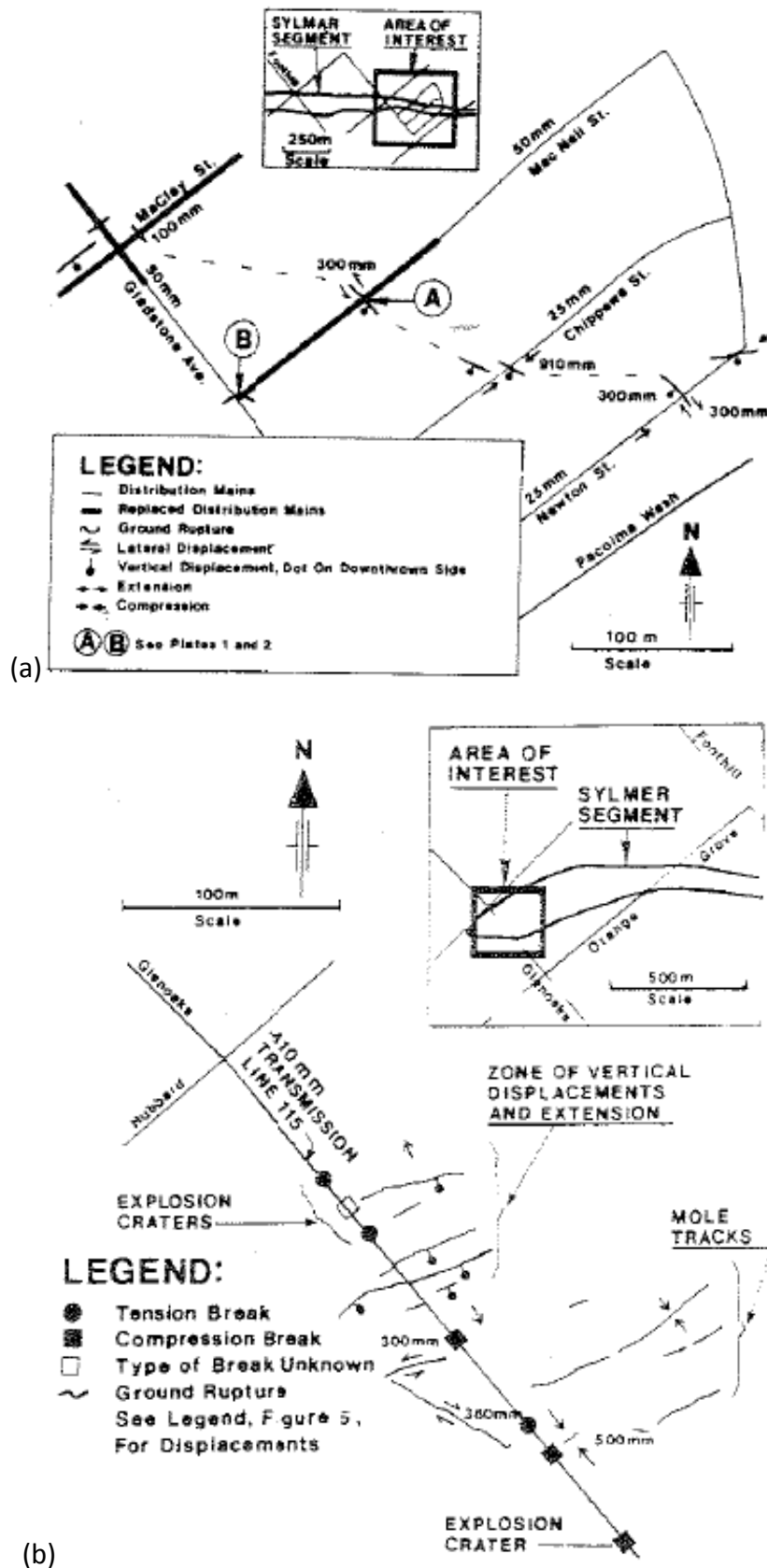
Στο Σχήμα 3.29 παρουσιάζεται η επιρροή που έχει ο συνδυασμός ανάστροφου ρήγματος και ρήγματος οριζόντιας ολίσθησης σε έναν αγωγό που το διαπερνά, ανάλογα με τον προσανατολισμό του. Στο Σχήμα 3.29a φαίνεται ότι κίνηση αριστερόστροφης εισχώρησης – ολίσθησης καταπονεί τον αγωγό με εφελκυσμό όταν η γωνία β είναι μικρότερη των 90° . Στο Σχήμα 3.29b φαίνεται ότι η κίνηση καταβύθισης – ολίσθησης καταπονεί τον αγωγό με θλίψη. Οι μετακινήσεις του ρήγματος μπορούν να αναλυθούν σε δύο συνιστώσες, μία που αντιστοιχεί στην καταβύθιση – ολίσθηση, S_d , και μία που αντιστοιχεί στην εισχώρηση ολίσθηση, S_s . Έτσι προκύπτει η εξίσωση:

$$S_d \cos \alpha \sin \beta = S_s \cos \beta, \text{ ή αλλιώς,}$$

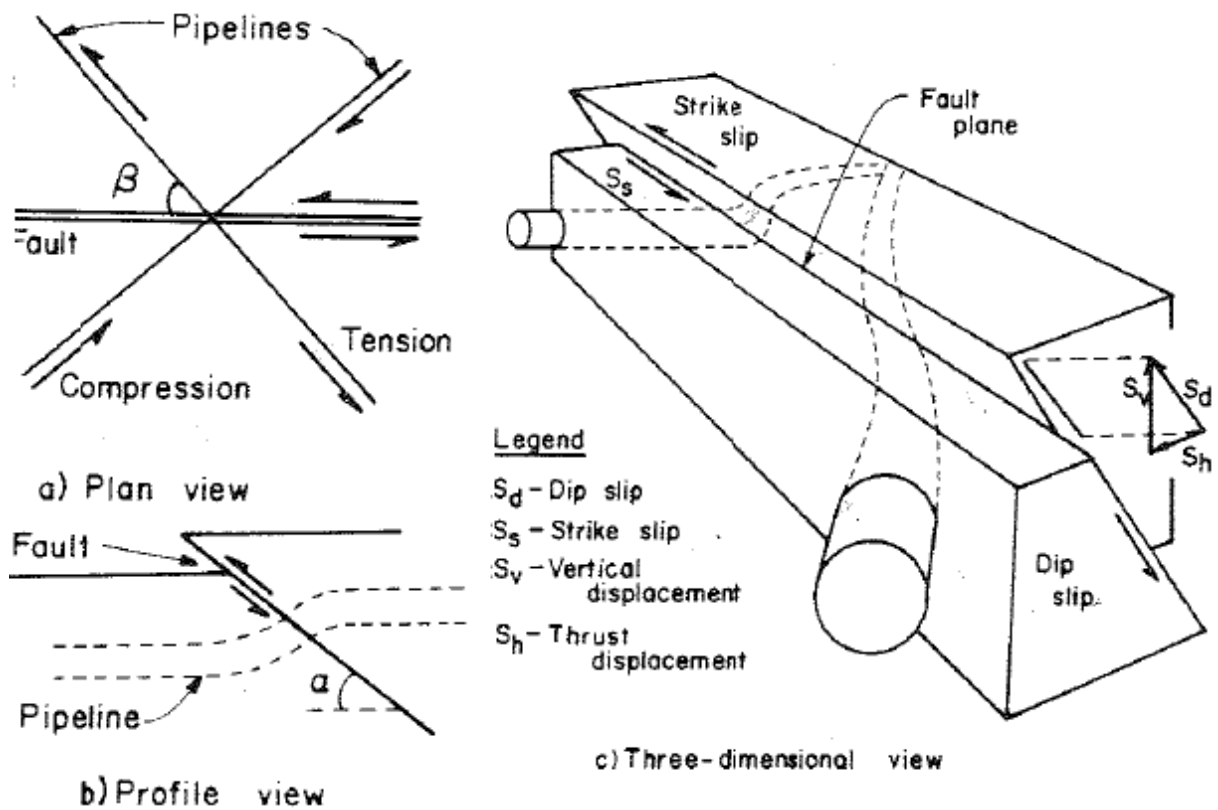
$$S_s/S_d = \cos \alpha \tan \beta \quad (3.17)$$

όπου α η γωνία κλίσης του ανάστροφου ρήγματος με το οριζόντιο επίπεδο.

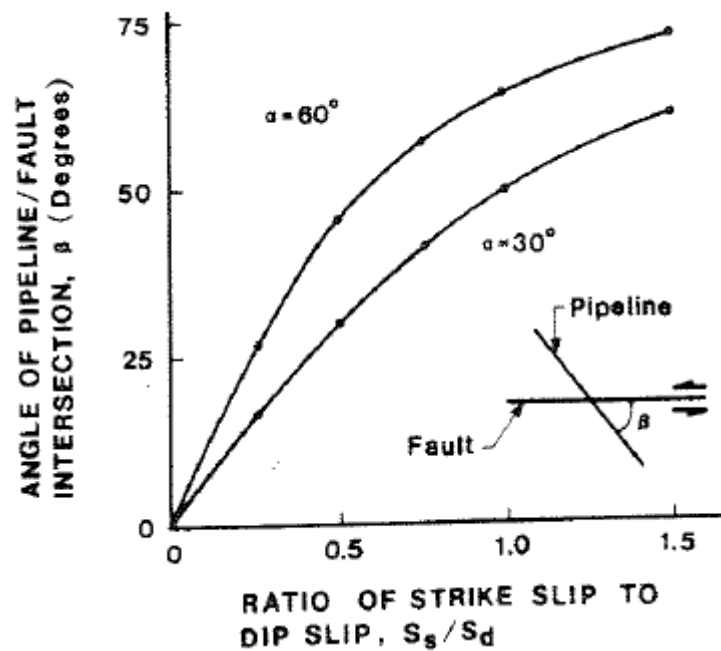
Η παραπάνω εξίσωση μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τον υπολογισμό της βέλτιστης γωνίας διασταύρωσης ενός αγωγού με ένα ρήγμα. Το Σχήμα 3.30 παρουσιάζει τη βέλτιστη γωνία μεταξύ αγωγού και ρήγματος οριζόντιας ολίσθησης για δύο γωνίες ανάστροφου ρήγματος, 30° και 60° . Όσο αυξάνεται η κίνηση καταβύθισης – ολίσθησης σε σχέση με την κίνηση εισχώρησης – ολίσθησης, τόσο μειώνεται ο λόγος και η βέλτιστη γωνία μειώνεται ραγδαία. Όταν η κίνηση καταβύθισης – ολίσθησης είναι κυρίαρχη, η γωνία μεταξύ αγωγού και ρήγματος πρέπει να είναι μικρή. Όταν όμως εμφανίζεται και κίνηση εισχώρησης – ολίσθησης, τότε η γωνία πρέπει να επιλέγεται κατάλληλα ώστε να αποτρέπει την εμφάνιση μεγάλων εφελκυστικών και θλιπτικών δυνάμεων. Το Σχήμα 3.30 μπορεί να βοηθήσει στην κατάλληλη επιλογή.



Σχήμα 3.28 Αποτύπωση καταστροφών αγωγών στο ανατολικό (a) και το δυτικό (b) τμήμα Sylmar [Mc Caffrey and O'Rourke, 1983].



Σχήμα 3.29 Απεικόνιση- σε δύο (α και β) και τρεις (γ) διαστάσεις- της παραμόρφωσης αγωγού από πλάγιο ρήγμα (συνδυασμός ανάστροφου και οριζόντιας ολίσθησης) [Mc Caffrey and O'Rourke, 1983].



Σχήμα 3.30 Βέλτιστος προσανατολισμός αγωγού συναρτήσει του λόγου των μετατοπίσεων [Mc Caffrey and O'Rourke, 1983].

3.7.4 Σεισμός Denali

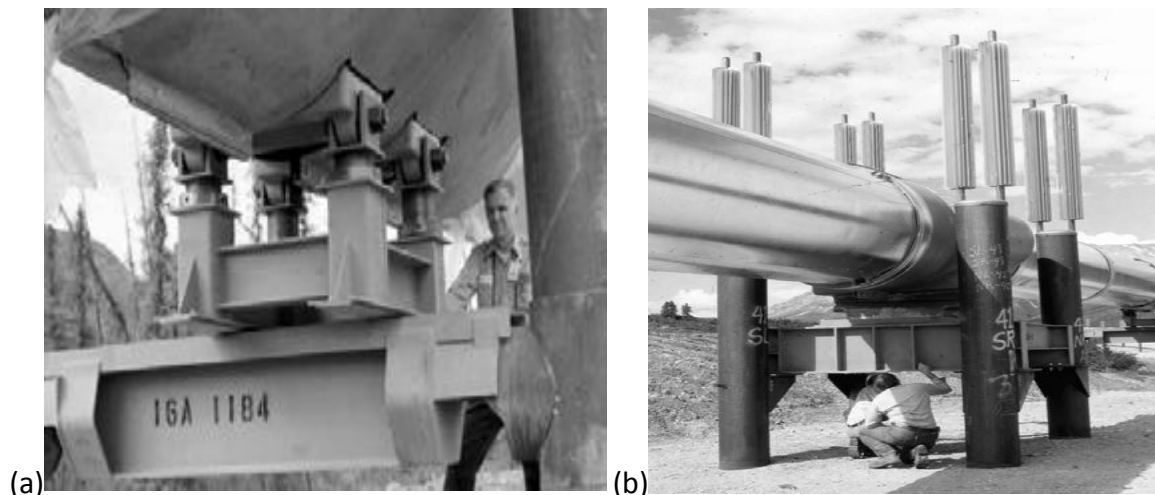
Την 3^η Νοεμβρίου 2002, έλαβε χώρα στην νότια- κεντρική Αλάσκα ένας σεισμός μεγέθους σεισμικής ροπής $M_w = 7.9$. Αιτία για τη δημιουργία του παραπάνω σεισμού ήταν η διάρρηξη του ρήγματος Denali, μήκους 366 km. Το επίκεντρο του σεισμού ήταν 66 km νοτιοανατολικά του Denali National Park, είχε απόσταση 88 km από τον Trans Alaska Pipeline προς τα δυτικά και η διάδοση του ρήγματος προς τα ανατολικά διασταυρώθηκε με την πορεία του αγωγού. Παρατηρήθηκαν μεγάλες εδαφικές μετακινήσεις στην περιοχή του αγωγού που έφτασαν τα 5.5 m πλευρικά και τα 0.6 m κατακόρυφα. Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση που καταγράφηκε ήταν 0.34 g, η μέγιστη εδαφική ταχύτητα 114 cm/s, ενώ η διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης ήταν 90 s [Hall et al., 2003].

3.7.4.1 Βλάβες Δικτύων Αγωγών

Η ανακάλυψη κοιτάσματος πετρελαίου στο Prudhoe Bay της βόρειας Alaska το 1968 οδήγησε στην κατασκευή του Trans Alaska Pipeline το 1977, ενός αγωγού που μεταφέρει το 17% του αργού πετρελαίου των ΗΠΑ και ανήκει στην εταιρεία Alyeska Pipeline Service Co (Alyeska). Με μήκος 1,287 m και πάχος 1,219 mm ο αγωγός διασχίζει περιοχές έντονης σεισμικής δραστηριότητας αντιμετωπίζοντας κινδύνους όπως οι μόνιμες εδαφικές παραμορφώσεις (PGD) λόγω διάρρηξης ρήγματος, ρευστοποίησης και κατολισθήσεων, η ισχυρή εδαφική κίνηση και τα τσουνάμι. Οι μετακινήσεις ρήγματος, η ρευστοποίηση και οι κατολισθήσεις αποτελούν κίνδυνο κυρίως για τα θαμμένα τμήματα του αγωγού που είναι περίπου 612 km. Η ισχυρή εδαφική κίνηση αποτελεί κίνδυνο για τα επιφανειακά τμήματα του αγωγού, τα κτίρια και άλλες υποστηρικτικές κατασκευές. Τέλος, τα τσουνάμι απειλούν κυρίως τις παράκτιες κατασκευές και τα τμήματα του αγωγού που βρίσκονται εκεί. Παρόλο που δεν καταγράφηκαν καταστροφές και διαρροή πετρελαίου στον αγωγό, οι καταστροφές στις κατασκευές υποστήριξης του αγωγού και η συμπεριφορά τους αποτελούν χρήσιμα δεδομένα για την εξέλιξη των μεθόδων εγκατάστασης και υποστήριξης αγωγών υδρογονανθράκων [Hall et al., 2003].

3.7.4.2 Διερεύνηση Συμπεριφοράς Αγωγών

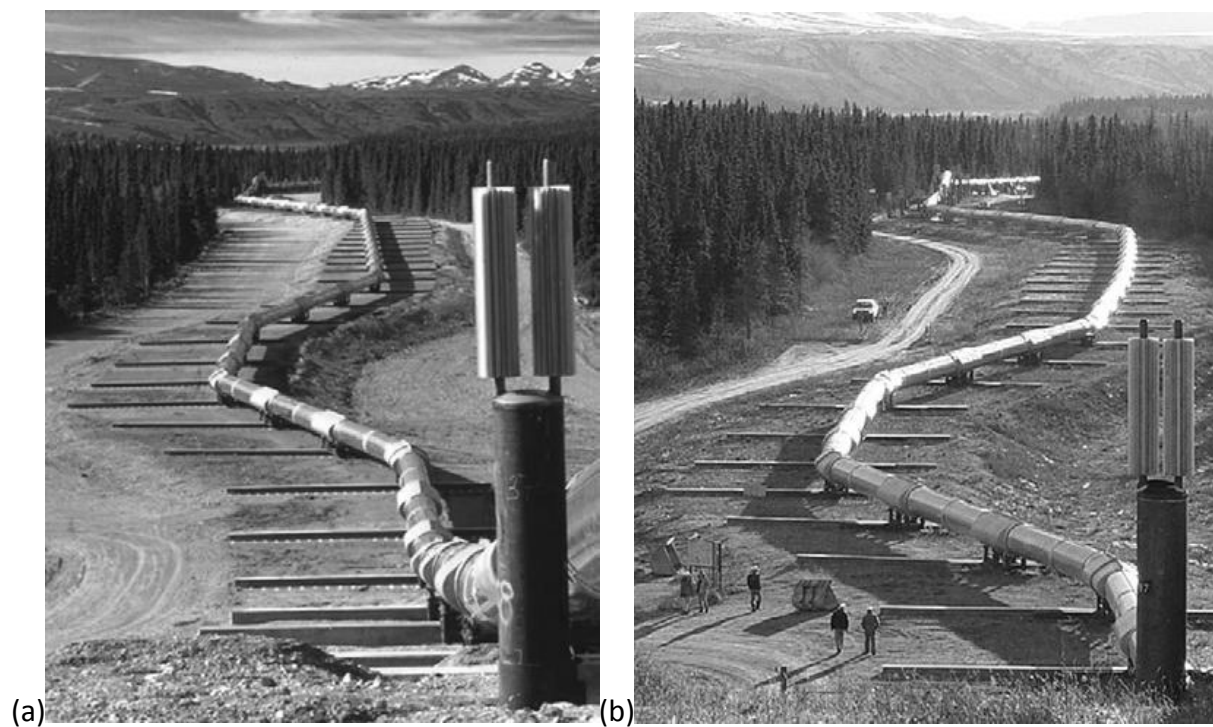
Όσον αφορά στα επιφανειακά τμήματα του αγωγού, για την αντιμετώπιση των κινδύνων λόγω θερμικής διαστολής και συστολής ο αγωγός κατασκευάστηκε με τραπεζοειδές τεθλασμένο σχήμα με στηρίγματα ανά 18 m. Τα στηρίγματα διακρίνονται σε δύο κατηγορίες. Στην πρώτη ανήκουν τα στηρίγματα που δίνουν τη δυνατότητα στον αγωγό να μετακινείται κατά μήκος του άξονα του και εγκάρσια αυτού περιορίζοντας μόνο τις κατακόρυφες κινήσεις όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.31a. Στη δεύτερη ανήκουν τα στηρίγματα που περιορίζουν όλες τις κινήσεις και στα οποία είναι τοποθετημένοι αποσβεστήρες, όπως φαίνονται στο Σχήμα 3.3b. Τα στηρίγματα αυτά είναι τοποθετημένα ανά 200 με 600 m δίνοντας στον αγωγό μία μη γραμμική δυναμική απόκριση. Οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις και ταχύτητες που αναπτύχθηκαν κατά τη διάρκεια του σεισμού προσέγγισαν τα όρια σχεδιασμού των επιφανειακών κυμάτων του αγωγού. Αποτέλεσμα αυτού ήταν να μην εμφανιστεί κάποια αστοχία στον αγωγό αλλά να καταστραφούν 8 στηρίγματα και σε άλλα 8 να διαχωριστεί το πέδιλο υποστήριξης από τη βάση λόγω μεγάλης διαμήκουσ ολίσθησης με δυσμενέστερη περίπτωση την απώλεια δύο συνεχόμενων στηριγμάτων.



Σχήμα 3.31 Στηρίγματα του αγωγού Trans Alaska Pipeline που επιτρέπουν (a) και δεν επιτρέπουν (b) τη διαμήκη και εγκάρσια κίνηση [Hall et al., 2003].

Σχεδόν το μισό από το μήκος του αγωγού είναι θαμμένο σε τάφρο με ελάχιστο πάχος επικάλυψης τα 0.9 m. Ο σχεδιασμός έχει γίνει ώστε τα θαμμένα τμήματα του αγωγού να

έχουν τη δυνατότητα να παραμορφώνονται κατά μήκος του άξονα του αγωγού και να κάμπτονται ώστε να μπορούν να ανταπεξέλθουν στην ισχυρή εδαφική κίνηση και τις μόνιμες εδαφικές παραμορφώσεις λόγω ρευστοποίησης, κατολίσθησης, μετακίνησης ρήγματος και καθίζησης. Η μεγάλη διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης (90 s) οδήγησε στην ευρεία εμφάνιση ρευστοποίησης τόσο με τη μορφή της πλευρικής εξάπλωσης όσο και με τη μορφή κρατήρων άμμου και καθιζήσεων. Επιπλέον, οι εδαφικές μετακινήσεις λόγω διάρρηξης ρήγματος δεν επηρέασαν ιδιαίτερα τον αγωγό, ενώ οι κατολισθήσεις σε γειτονικές περιοχές δεν έφτασαν μέχρι τον αγωγό. Μετά τον σεισμό ο αγωγός ελέγχθηκε σχολαστικά πραγματοποιώντας ακόμα και εκσκαφές σε ορισμένα σημεία του. Εντούτοις, δεν εντοπίστηκε κάποια αστοχία στα θαμμένα τμήματα του πέρα από κάποια μετακινήσεις σε περιοχές ρευστοποίησης που οδήγησαν σε ανεκτές καμπυλώσεις.



Σχήμα 3.32 Η διασταύρωση του Trans Alaska Pipeline με το ρήγμα Denali πριν (a) και μετά (b) τον σεισμό του 2002 [Hall et al., 2003].

Ο πλέον σημαντικός κίνδυνος που έπρεπε να ανταπεξέλθει ο Trans Alaska Pipeline είναι οι μεγάλες μετακινήσεις ρήγματος. Ο παραπάνω κίνδυνος ήταν έντονα αισθητός κατά τον σεισμό του Denali. Στις περιοχές που ο αγωγός διασταυρωνόταν με το ρήγμα Denali ο σχεδιασμός του έγινε έτσι ώστε να μπορεί να ανταπεξέλθει σε μεγάλες μετακινήσεις. Για

αυτόν τον λόγο -σε μία περιοχή σχεδόν 600 m- ο αγωγός τοποθετήθηκε στην επιφάνεια του εδάφους και τα στηρίγματα τοποθετήθηκαν επάνω σε δοκούς που εδράζονται σε επιχώματα από αμμοχάλικο. Με αυτόν τον τρόπο δινόταν η δυνατότητα στον αγωγό να μετακινηθεί έως και 6 m οριζόντια και 1.5 m εγκάρσια χωρίς να αναπτυχθούν μεγάλες παραμορφώσεις στον αγωγό. Η διασταύρωση του ρήγματος με τον αγωγό είχε γωνία 60° καταπονώντας τον αγωγό σε θλίψη, ενώ οι μετακινήσεις του ρήγματος στην παραπάνω περιοχή έφτασαν τα 5.5 m. Όπως φαίνεται και από το Σχήμα 3.32, τα αποτελέσματα του ορθού αντισεισμικού σχεδιασμού του εν λόγω αγωγού είναι εντυπωσιακά. Οι μόνες επιδιορθώσεις που έγιναν ήταν 11 μετακινήσεις στηριγμάτων στο κέντρο των δοκών έδρασης καθώς είχαν φτάσει στα όρια τους, ώστε να είναι λειτουργικά και σε μελλοντικές μετακινήσεις του ρήγματος.

Η απόκριση του Trans Alaska Pipeline στον σεισμό του Denali το 2002 επιβεβαίωσε τις μελέτες που είχαν γίνει από την εταιρία Alyeska για τον σχεδιασμό και την κατασκευή αγωγών υδρογονανθράκων. Οι μελέτες αυτές οδήγησαν στη δημιουργία κανονισμών, όπως ο ANSI Standard B31.4 (2002), που πλέον χρησιμοποιούνται τόσο στις ΗΠΑ όσο και παγκοσμίως. Οι κανονισμοί αυτοί, αν και αρχικά είχαν τη μορφή οδηγιών, στη συνέχεια πήραν πιο επίσημη μορφή με την υιοθέτηση τους από το American Society of Mechanical Engineering (ASME). Επίσης, η αποκτηθείσα εμπειρία από την απόκριση του εν λόγω αγωγού οδήγησε και στην ανάπτυξη εξειδικευμένου λογισμικού, όπως είναι το DRAIN-2D, που χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό και την ανάλυση της συμπεριφοράς αγωγών σε ολίσθηση. Τέλος, αποκτήθηκε εμπειρία όσον αφορά στην εγκατάσταση και στον έλεγχο λειτουργίας αγωγών υδρογονανθράκων.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

Κανονιστικές Οδηγίες για Δίκτυα Αγωγών

Η αύξηση των ενεργειακών αναγκών των μεγάλων βιομηχανικών κρατών και ο εντοπισμός και η ανάγκη εκμετάλλευσης όλο και πιο δυσπρόσιτων κοιτασμάτων έχουν ως συνέπεια να εντείνονται συνεχώς οι προσπάθειες για τον ορθό και ασφαλή σχεδιασμό των δικτύων αγωγών πετρελαίου και φυσικού αερίου. Γι' αυτόν τον λόγο, τις τελευταίες δεκαετίες έχουν αναπτυχθεί διάφορα διεθνή και εθνικά πρότυπα για τον ορθό σχεδιασμό δικτύων αγωγών. Μάλιστα, σε αρκετά από αυτά περιλαμβάνονται και οδηγίες για τον αντισεισμικό σχεδιασμό αγωγών τόσο έναντι των σεισμικών κυμάτων όσο και έναντι των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. Στο κεφάλαιο αυτό παρουσιάζεται συνοπτικά ο αντισεισμικός σχεδιασμός δικτύων αγωγών σύμφωνα με τα διεθνή πρότυπα ISO, τον Ευρωκώδικα 8 και τον αμερικάνικό κανονισμό American Lifelines Alliance (ALA). Αξίζει να σημειωθεί ότι οι μέχρι σήμερα κανονισμοί δεν έχουν επεκταθεί στον αντισεισμικό κανονισμό υποθαλάσσιων αγωγών, αλλά περιορίζονται κυρίως στους χερσαίους αγωγούς (υπόγειους και υπέργειους).

4.1 Πρότυπα ISO

Ο Διεθνής Οργανισμός Τυποποίησης (International Organization for Standardization – ISO) είναι μία παγκόσμια ομοσπονδία των εθνικών οργανισμών τυποποίησης, ο οποίος έχει ως αντικείμενο τη δημιουργία Διεθνών Προτύπων (International Standards) με τη βοήθεια τεχνικών επιτροπών από διεθνείς οργανισμούς. Η έκδοση των διεθνών προτύπων απαιτεί την έγκριση από το 75% τουλάχιστον των μελών του οργανισμού. Η σειρά Διεθνών Προτύπων ISO 19900 έως 19906 παρέχει τις απαιτήσεις σχεδιασμού και αποτίμησης για όλες τις υπεράκτιες κατασκευές που χρησιμοποιούνται από τη βιομηχανία πετρελαίου και

φυσικού αερίου παγκοσμίως ανεξάρτητα της από τις ειδικές συνθήκες και τα υλικά που χρησιμοποιούνται.

Η διασφάλιση της ακεραιότητας των υπεράκτιων κατασκευών της βιομηχανίας πετρελαίου και φυσικού αερίου συνδυάζει τη δομική ανάλυση της κατασκευής, τα συστήματα ασφαλείας, τον έλεγχο της ποιότητας της κατασκευής και τις λοιπές απαιτήσεις. Όλα τα παραπάνω είναι αλληλοεξαρτώμενα και ο ελλιπής σχεδιασμός ενός και μόνο από αυτά δύναται να επηρεάσει την αξιοπιστία της κατασκευής γενικότερα. Όσον αφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό των κατασκευών, πρέπει να λαμβάνεται υπόψη το μέγεθος και η πιθανότητα εμφάνισης των σεισμικών γεγονότων, η χρήση και η σπουδαιότητα της κατασκευής, η αντοχή της κατασκευής και τα επιτρεπόμενα επίπεδα βλαβών. Όλα αυτά πρέπει να λαμβάνονται υπόψη σε συνδυασμό με το γενικότερο πλαίσιο που αναφέρθηκε παραπάνω. Βέβαια, η σεισμική επικινδυνότητα διαφοροποιείται έντονα από περιοχή σε περιοχή και τα κριτήρια σχεδιασμού εξαρτώνται κυρίως από τις ιστορικές καταγραφές σεισμικών γεγονότων και τις σεισμοτεκτονικές μελέτες. Μάλιστα, σε πολλές περιπτώσεις απαιτούνται εξειδικευμένες μελέτες της σεισμικής επικινδυνότητας της συγκεκριμένης περιοχής για τον σχεδιασμό της κατασκευής.

Το πρότυπο ISO 19901, το οποίο αναλύεται στην παρούσα ενότητα, αποτελείται από επτά ενότητες και αναφέρεται σε σεισμικές διαδικασίες και κριτήρια σχεδιασμού για διάφορα είδη υπεράκτιων κατασκευών αλλά και σε γεωτεχνικά ζητήματα της θεμελίωσης και τις διαδικασίες κατασκευής και λειτουργίας των εγκαταστάσεων. Γίνεται λεπτομερής αναφορά μόνο στους κινδύνους λόγω ισχυρής εδαφικής κίνησης, όμως δεν αναλύονται εκτενώς οι κίνδυνοι λόγω ρευστοποίησης, κατολισθήσεων, ρηγμάτων, τσουνάμι, ηφαιστειών λάσπης και κυματισμών. Περαιτέρω απαιτήσεις για τις υπεράκτιες κατασκευές αναφέρονται στα πρότυπα ISO 19900 που είναι γενικού περιεχομένου, ISO 19902 για μεταλλικές κατασκευές, ISO 19903 για κατασκευές από σκυρόδεμα, ISO 19904 για πλωτές κατασκευές, ISO 19905 για κινητές κατασκευές και ISO 19906 για κατασκευές στην αρκτική ζώνη.

4.1.1 Αρχές και Μεθοδολογία Αντισεισμικού Σχεδιασμού

Ο σχεδιασμός κατασκευών που κατασκευάζονται σε σεισμικά ενεργές περιοχές πρέπει να λαμβάνει υπόψη τη διέγερση στη βάση της κατασκευής λόγω των σεισμικών κυμάτων. Αυτό

επιτυγχάνεται λαμβάνοντας υπόψη κατά τον σχεδιασμό διάφορα επίπεδα σεισμικής έντασης τόσο την οριακή κατάσταση (ultimate limit state – ULS), αλλά και εξαιρετικά σεισμικά γεγονότα με βάση την τυχηματική οριακή κατάσταση (accidental limit state – ALS). Ο σχεδιασμός με βάση την οριακή κατάσταση έχει ως αποτέλεσμα τη δημιουργία κατασκευών με επαρκή αντοχή και δυσκαμψία ώστε να αποφεύγονται οι βλάβες έως ένα συγκεκριμένο μέγεθος σεισμικής έντασης με αρκετά μικρή πιθανότητα εμφάνισης κατά τη διάρκεια ζωής του έργου. Το μέγεθος αυτό ορίζεται ως ακραίο επίπεδο σεισμού (extreme level earthquake – ELE), για το οποίο η κατασκευή δεν πρέπει να εμφανίζει καμία βλάβη. Σε περίπτωση εμφάνισης του μεγέθους αυτού είναι θεμιτό να διακόπτεται η λειτουργία της κατασκευής και να πραγματοποιείται έλεγχος της.

Ο σχεδιασμός με βάση την τυχηματική οριακή κατάσταση γίνεται με σκοπό η κατασκευή να εμφανίζει επαρκή αντοχή, ανεκτές μετακινήσεις και απόσβεση ενέργειας για μεγάλες ανελαστικές μετατοπίσεις χωρίς απώλεια της ακεραιότητάς της, ενώ επιτρέπεται η εμφάνιση βλαβών. Για την περίπτωση αυτή χρησιμοποιείται το υπερβολικό επίπεδο σεισμού (abnormal level earthquake – ALS), το οποίο αντιστοιχεί σε ισχυρό σεισμικό γεγονός με πολύ μικρή πιθανότητα εμφάνισης κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Σε περίπτωση εμφάνισης του μεγέθους αυτού η κατασκευή αναμένεται να εμφανίσει βλάβες αλλά όχι να αστοχήσει ολοκληρωτικά προκαλώντας απώλειες ζών και περιβαλλοντικές καταστροφές.

4.1.1.1 Ακραίο Επίπεδο Σεισμού

Κατά τη διάρκεια ενός σεισμικού γεγονότος ακραίου επιπέδου τα δομικά μέλη και η θεμελίωση της κατασκευής είναι επιτρεπτό να παρουσιάσουν τοπική και περιορισμένη μη-γραμμική συμπεριφορά, όπως διαρροή χάλυβα ή εφελκυστική ρηγμάτωση σκυροδέματος. Κατά συνέπεια, ο σχεδιασμός βασίζεται κυρίως σε γραμμικά ελαστικές μεθόδους ανάλυσης. Για τις κατασκευές που υπόκεινται σε σεισμικές διεγέρσεις, ο σχεδιασμός με βάση το ακραίο επίπεδο σεισμού γίνεται είτε με τη μέθοδο φασματικής ανάλυσης (response spectrum analysis method), είτε με τη μέθοδο δυναμικής ανάλυσης με εν χρόνω ολοκλήρωση (time history analysis method). Και στις δύο μεθόδους, είναι απαραίτητο να χρησιμοποιηθούν και οι τρεις συνιστώσες της σεισμικής κίνησης, δηλαδή οι δύο οριζόντιες και η μία κατακόρυφη.

Στη μέθοδο φασματικής ανάλυσης ο συνδυασμός των αποκρίσεων στις τρεις ορθογωνικές διευθύνσεις μπορεί να επιτευχθεί συσχετίζοντας τις ιδιομορφές ταλάντωσης. Όταν οι αποκρίσεις σε κάθε κατεύθυνση υπολογίζονται ξεχωριστά, τότε η συνολική απόκριση υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη μέθοδο της τετραγωνικής ρίζας του αθροίσματος των τετραγώνων (root of the sum of the squares method). Διαφορετικά, οι αποκρίσεις σε κάθε κατεύθυνση συνδυάζονται γραμμικά υποθέτοντας ότι η μία συνιστώσα έχει τη μέγιστη τιμή, ενώ οι άλλες δύο βρίσκονται στο 40% των μέγιστων τιμών τους. Σε αυτήν την περίπτωση, το πρόσημο κάθε απόκρισης πρέπει να επιλεγεί έτσι ώστε ο συνδυασμός τους να γίνεται μέγιστος.

Στη μέθοδο δυναμικής ανάλυσης με εν χρόνω ολοκλήρωση είναι απαραίτητο να χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τέσσερις ομάδες χρονοϊστοριών ώστε να ληφθεί υπόψη η τυχηματικότητα των σεισμικών καταγραφών. Κάθε ομάδα αποτελείται από δύο οριζόντιες και μία κατακόρυφη χρονοϊστορία. Οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων (φυσικές ή από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα) πρέπει να επιλέγονται με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιστοιχούν στο ακραίο επίπεδο σεισμού. Η τιμή της απόκρισης που χρησιμοποιείται για την ανάλυση κάθε μέλους της κατασκευής είναι η μέγιστη όλων των χρονικών βημάτων. Στην περίπτωση που έχουν επιλεγεί λιγότερες από επτά ομάδες σεισμικών καταγραφών, τότε πρέπει να εφαρμόζεται στις καταγραφές συντελεστής αναγωγής (scale factor) ίσος με 1.05. Ο σχεδιασμός με βάση το ακραίο επίπεδο σεισμού θεωρείται ως ικανοποιητικός εάν τα ανώτατα όρια του κανονισμού δεν ξεπερνιούνται για τις μισές τουλάχιστον καταγραφές.

4.1.1.2 Υπερβολικό Επίπεδο Σεισμού

Στις περισσότερες περιπτώσεις δεν είναι οικονομικά συμφέρον να σχεδιάζεται ένα έργο έτσι ώστε να αντέχει ένα γεγονός υπερβολικού επιπέδου σεισμού χωρίς την εμφάνιση μη-γραμμικής συμπεριφοράς. Οπότε, ο σχεδιασμός για τα υπερβολικά επίπεδα σεισμού επιτρέπει τη χρήση μη-γραμμικής συμπεριφοράς, όπως η πλαστικοποίηση δομικών στοιχείων και των πασσάλων θεμελίωσης και η ολίσθηση θεμελιώσεων. Αντίθετα, βασίζεται στην ανακατανομή των φορτίων λόγω πλαστικοποιήσεων, την απόσβεση και τη διάχυση της ενέργειας για την αποφυγή της ολοκληρωτικής κατάρρευσης της κατασκευής. Κατά τις αναλύσεις με βάση το υπερβολικό επίπεδο σεισμού είναι πολύ σημαντικό να γίνεται η ακριβέστερη δυνατή εκτίμηση των παραμέτρων του κατασκευαστικού υλικού που χρησιμοποιείται, καθώς και της αντοχής και της δυσκαμψίας του εδάφους θεμελίωσης. Οι

μέθοδοι ανάλυσης που χρησιμοποιούνται είναι η στατική υπερωθητική μέθοδος (static pushover method) και η δυναμική μη-γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση. Οι δύο μέθοδοι στις περισσότερες περιπτώσεις είναι συμπληρωματικές, ενώ για τον συνδυασμό των αποκρίσεων στις τρεις ορθογωνικές διευθύνσεις ισχύει ότι αναφέρθηκε στην Ενότητα 4.1.1.1.

Η στατική υπερωθητική μέθοδος χρησιμοποιείται για τον καθορισμό καθολικών μηχανισμών αστοχίας ή των καθολικών μετατοπίσεων της κατασκευής. Αυτό επιτυγχάνεται αυξάνοντας σταδιακά τα σεισμικά φορτία με έλεγχο των μετατοπίσεων (displacement controlled structural analysis). Η μη-γραμμική ανάλυση με εν χρόνω ολοκλήρωση θεωρείται η πλέον αξιόπιστη μέθοδος. Είναι απαραίτητο να χρησιμοποιούνται τουλάχιστον τέσσερις ομάδες χρονοϊστοριών ώστε να ληφθεί υπόψη η τυχηματικότητα των σεισμικών δράσεων, ενώ οι χρονοϊστορίες επιταχύνσεων (φυσικές ή από τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα) πρέπει να επιλέγονται με τέτοιο τρόπο ώστε να αντιστοιχούν στο υπερβολικό επίπεδο σεισμού. Εάν χρησιμοποιούνται επτά ή περισσότερες χρονοϊστορίες η κατασκευή πρέπει να μην καταρρέει τουλάχιστον στις μισές από αυτές, ενώ αν χρησιμοποιούνται λιγότερες από επτά η κατασκευή πρέπει να μην καταρρέει τουλάχιστον σε τέσσερις από αυτές.

4.1.1.3 Κατηγορία Σεισμικής Διακινδύνευσης

Για να εξεταστεί μία κατασκευή σύμφωνα με τα παραπάνω επίπεδα σεισμικού κινδύνου πρέπει να προσδιοριστεί αρχικά η ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής χωροθέτησης της κατασκευής. Αυτό γίνεται χρησιμοποιώντας τις οριζόντιες φασματικές επιταχύνσεις, $S_{a,map}(1,0)$ (για ταλαντωτή 1 s), από τους χάρτες του Παραρτήματος Α και συγκρίνοντας τις τιμές της περιοχής ενδιαφέροντος με τον Πίνακα 4.1. Στη συνέχεια, υπολογίζεται το επίπεδο έκθεσης στον σεισμικό κίνδυνο από τον Πίνακα 4.2. σύμφωνα με την ετήσια πιθανότητα αστοχίας που επιλέγεται. Ακολουθεί ο καθορισμός της κατηγορίας σεισμικής διακινδύνευσης (seismic risk category – SRC) από τον Πίνακα 4.3 με βάση τους Πίνακες 4.1 και 4.2.

Πίνακας 4.1 Σεισμικές ζώνες [ISO 19901-2, 2004].

| $S_{a,map}(1,0)$ | < 0,03 g | 0,03 g to 0,10 g | 0,11 g to 0,25 g | 0,26 g to 0,45 g | > 0,45 g |
|------------------|----------|------------------|------------------|------------------|----------|
| Seismic zone | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 |

Πίνακας 4.2 Ετήσια πιθανότητα αστοχίας [ISO 19901-2, 2004].

| Exposure level | P_f |
|----------------|-------------------------------|
| L1 | $4 \times 10^{-4} = 1/2\ 500$ |
| L2 | $1 \times 10^{-3} = 1/1\ 000$ |
| L3 | $2,5 \times 10^{-3} = 1/400$ |

Πίνακας 4.3 Κατηγορία σεισμικής διακινδύνευσης (seismic risk category – SRC) [ISO 19901-2, 2004].

| Site seismic zone | Exposure level | | |
|-------------------|----------------|-------|-------|
| | L3 | L2 | L1 |
| 0 | SRC 1 | SRC 1 | SRC 1 |
| 1 | SRC 2 | SRC 2 | SRC 3 |
| 2 | SRC 2 | SRC 2 | SRC 4 |
| 3 | SRC 2 | SRC 3 | SRC 4 |
| 4 | SRC 3 | SRC 4 | SRC 4 |

Πίνακας 4.4 Απαιτήσεις αντισεισμικού σχεδιασμού [ISO 19901-2,2004].

| SRC | Seismic action procedure | Evaluation of seismic activity | Non-linear ALE analysis |
|----------------|--------------------------|--|-------------------------|
| 1 | None | None | None |
| 2 | Simplified | ISO maps or regional maps | Permitted |
| 3 ^a | Simplified | Site-specific, ISO maps or regional maps | Recommended |
| | Detailed | Site-specific | Recommended |
| 4 | Detailed | Site-specific | Required |

^a For an SRC 3 structure, a simplified seismic action procedure is in most cases more conservative than a detailed seismic action procedure. For evaluation of seismic activity, results from a site-specific probabilistic seismic hazard analysis (PSHA), see 8.2, are preferred and should be used, if possible. Otherwise regional or ISO seismic maps may be used. A detailed seismic action procedure requires results from a PSHA whereas a simplified seismic action procedure may be used in conjunction with either PSHA results or seismic maps (regional or ISO maps).

Οι μέθοδοι ανάλυσης ενός σεισμικού γεγονότος είναι η απλοποιημένη και η αναλυτική προσέγγιση και παρουσιάζονται στις Ενότητες 4.1.2 και 4.1.3 που ακολουθούν. Ο υπολογισμός της σεισμικής επικινδυνότητας μπορεί να γίνει είτε με τους χάρτες κατά ISO (βλ. Παράρτημα Α), είτε με τη χρήση τοπικών χαρτών μεγαλύτερης ακρίβειας, είτε μέσω εξειδικευμένης πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας της περιοχής (site-specific probabilistic seismic hazard analysis – PSHA). Όλα τα παραπάνω μαζί με την ανάγκη ή μη της ανάλυσης με βάση το υπερβολικό επίπεδο σεισμού δίνονται στον Πίνακα 4.4 εφόσον έχει προηγηθεί η διαδικασία που αναφέρθηκε προηγουμένως.

4.1.2 Απλοποιημένη Προσέγγιση Σεισμικού Γεγονότος

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται συνοπτικά η μεθοδολογία που πρέπει να ακολουθηθεί σύμφωνα με την απλοποιημένη διαδικασία αντισεισμικού σχεδιασμού. Η διαδικασία αυτή επιλέγεται κυρίως στις περιπτώσεις που στην περιοχή χωροθέτησης των κατασκευών δεν υπάρχει μεγάλη σεισμική διακινδύνευση και ο αντισεισμικός σχεδιασμός δεν έχει τόσο μεγάλη βαρύτητα, αλλά και σε περιπτώσεις που απαιτείται να γίνει μία εκτίμηση για τη σεισμική διακινδύνευση υφιστάμενων κατασκευών. Εφόσον έχουν ληφθεί οι φασματικές επιταχύνσεις του βραχύδους υποστρώματος για περιόδους 0.2 s και 1.0 s -δηλαδή $S_{a,map}(0,2)$ και $S_{a,map}(1,0)$, αντίστοιχα- από το Παράρτημα Α, πρέπει να καθοριστεί το φάσμα απόκρισης της περιοχής για περίοδο επαναφοράς 1,000 ετών ακολουθώντας την παρακάτω διαδικασία.

Αρχικά, πρέπει να καθοριστεί η κατηγορία του εδάφους της εξεταζόμενης περιοχής που εξαρτάται από τον μέσο όρο των ιδιοτήτων των εδαφικών στρώσεων των πρώτων 30 m από την επιφάνεια του πυθμένα. Η Εξίσωση (4.1) υπολογίζει τη μέση ταχύτητα διατμητικών κυμάτων, \bar{v}_s , ενώ η μέση κανονικοποιημένη αντίσταση διείσδυσης κώνου, $\overline{q_{cl}}$, και η μέση αστράγγιστη διατμητική αντοχή, $\overline{c_u}$, υπολογίζονται αντικαθιστώντας την ταχύτητα, v_s , με την κανονικοποιημένη αντίσταση διείσδυσης κώνου, q_{cl} , και την αστράγγιστη διατμητική αντοχή, c_u , κάθε στρώσης εδάφους αντίστοιχα:

$$\bar{v}_s = 30 / \sum_{i=1}^n d_i / v_{s,i} \quad (4.1)$$

όπου n ο αριθμός των εδαφικών στρώσεων και d_i το πάχος κάθε στρώσης. Ο Πίνακας 4.5 δίνει την κατηγορία του εδάφους σύμφωνα με τις τιμές των παραπάνω παραμέτρων.

Στη συνέχεια, υπολογίζονται οι συντελεστές C_a και C_v από τους Πίνακες 4.6 και 4.7, αντίστοιχα, για αβαθείς θεμελιώσεις και από τον Πίνακα 4.8 για θεμελιώσεις με πασσάλους, σύμφωνα με τις φασματικές επιταχύνσεις $S_{a,map}(0,2)$ και $S_{a,map}(1,0)$ και την κατηγορία εδάφους.

Ακολούθως, υπολογίζεται το φάσμα απόκρισης των οριζόντιων επιταχύνσεων της περιοχής για περίοδο επαναφοράς 1,000 ετών. Για περιόδους μικρότερες από 0.2 s, από 0.2 s έως και 4.0 s και μεγαλύτερες από 4.0 s η φασματική επιτάχυνση προκύπτει από τις Εξισώσεις (4.2), (4.3) και (4.4), αντίστοιχα:

$$S_{a,site}(T) = (3T + 0.4) * C_a * S_{a,map}(0.2) \quad (4.2)$$

$$S_{a,site}(T) = C_v * S_{a,map}(0.2)/T \quad (4.3)$$

$$S_{a,site}(T) = 4 * C_v * S_{a,map}(0.2)/T^2 \text{ μόνο εάν } S_{a,site}(T) \leq C_a * S_{a,map}(0.2) \quad (4.4)$$

Πίνακας 4.5 Καθορισμός της κατηγορίας εδάφους [ISO 19901-2, 2004].

| Site class | Soil profile name | Average properties in top 30 m of effective seabed | | |
|------------|---|--|---|---|
| | | Soil shear wave velocity \bar{v}_s m/s | Sand: normalized cone penetration resistance \bar{q}_{cl} ^a | Clay: soil undrained shear strength \bar{c}_u kPa |
| A/B | Hard rock/rock, thickness of soft sediments < 5 m | $\bar{v}_s > 750$ | Not applicable | Not applicable |
| C | Very dense hard soil and soft rock | $350 < \bar{v}_s \leq 750$ | $\bar{q}_{cl} \geq 200$ | $\bar{c}_u \geq 200$ |
| D | Stiff to very stiff soil | $180 < \bar{v}_s \leq 350$ | $80 \leq \bar{q}_{cl} < 200$ | $80 \leq \bar{c}_u < 200$ |
| E | Soft to firm soil | $120 < \bar{v}_s \leq 180$ | $\bar{q}_{cl} < 80$ | $\bar{c}_u < 80$ |
| F | — | Any profile, including those otherwise classified as A to E, containing soils having one or more of the following characteristics: $\bar{v}_s \leq 120$; soils vulnerable to potential failure or collapse under seismic actions such as liquefiable soils, highly sensitive clays, collapsible weakly cemented soils; ooze ^b with a thickness of more than 10 m; soil layers with high gas content or ambient excess pore pressure greater than 30 % of <i>in situ</i> effective overburden; layers greater than 2 m thick with sharp contrast in shear wave velocity (greater than ± 30 %) and/or undrained shear strength (greater than ± 50 %) compared to adjacent layers. | | |

^a $q_{cl} = (q_c / p_a) \times (p_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$
where
 q_c is the cone penetration resistance;
 p_a is atmospheric pressure = 100 kPa;
 σ'_{v0} is the vertical effective stress.

^b Clay containing more than 30 % calcareous or siliceous material of biogenic origin.

Πίνακας 4.6 Τιμές του συντελεστή C_a για αβαθείς θεμελιώσεις και φασματική επιτάχυνση περιόδου 0.2 s [ISO 19901-2, 2004].

| Site class | $S_{a,map}(0,2)$ | | | | |
|--|------------------|--------|--------|-------|---------------|
| | $\leq 0,25 g$ | 0,50 g | 0,75 g | 1,0 g | $\geq 1,25 g$ |
| A/B | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| C | 1,2 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 1,0 |
| D | 1,6 | 1,4 | 1,2 | 1,1 | 1,0 |
| E | 2,5 | 1,7 | 1,2 | 0,9 | 0,9 |
| F | a | a | a | a | a |
| ^a A site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed. | | | | | |

Πίνακας 4.7 Τιμές του συντελεστή C_v για αβαθείς θεμελιώσεις και φασματική επιτάχυνση περιόδου 1.0 s [ISO 19901-2, 2004].

| Site class | $S_{a,map}(1,0)$ | | | | |
|--|------------------|---------|---------|---------|--------------|
| | $\leq 0,1 g$ | $0,2 g$ | $0,3 g$ | $0,4 g$ | $\geq 0,5 g$ |
| A/B | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| C | 1,7 | 1,6 | 1,5 | 1,4 | 1,3 |
| D | 2,4 | 2,0 | 1,8 | 1,6 | 1,5 |
| E | 3,5 | 3,2 | 2,8 | 2,4 | 2,4 |
| F | a | a | a | a | a |
| ^a A site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed. | | | | | |

Πίνακας 4.8 Τιμές των συντελεστών C_a και C_v για βαθιές θεμελιώσεις με πασσάλους [ISO 19901-2, 2004].

| Site class | C_a | C_v |
|--|-------|-------|
| A/B | 1,0 | 0,8 |
| C | 1,0 | 1,0 |
| D | 1,0 | 1,2 |
| E | 1,0 | 1,8 |
| F | a | a |
| ^a A site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analyses shall be performed. | | |

Στο Σχήμα 4.1 παρουσιάζεται η εικόνα ενός φάσματος απόκρισης μαζί με τις εξισώσεις που δίνουν τις χαρακτηριστικές τιμές του για απόσβεση 5%. Να σημειωθεί ότι η κατακόρυφη φασματική επιτάχυνση για κάθε περίοδο T θεωρείται ίση με την αντίστοιχη της οριζόντιας και ο υπολογισμός του φάσματος για διαφορετική απόσβεση, n , γίνεται πολλαπλασιάζοντας το αρχικό με τον συντελεστή $D = \ln(100/n)/\ln(20)$.

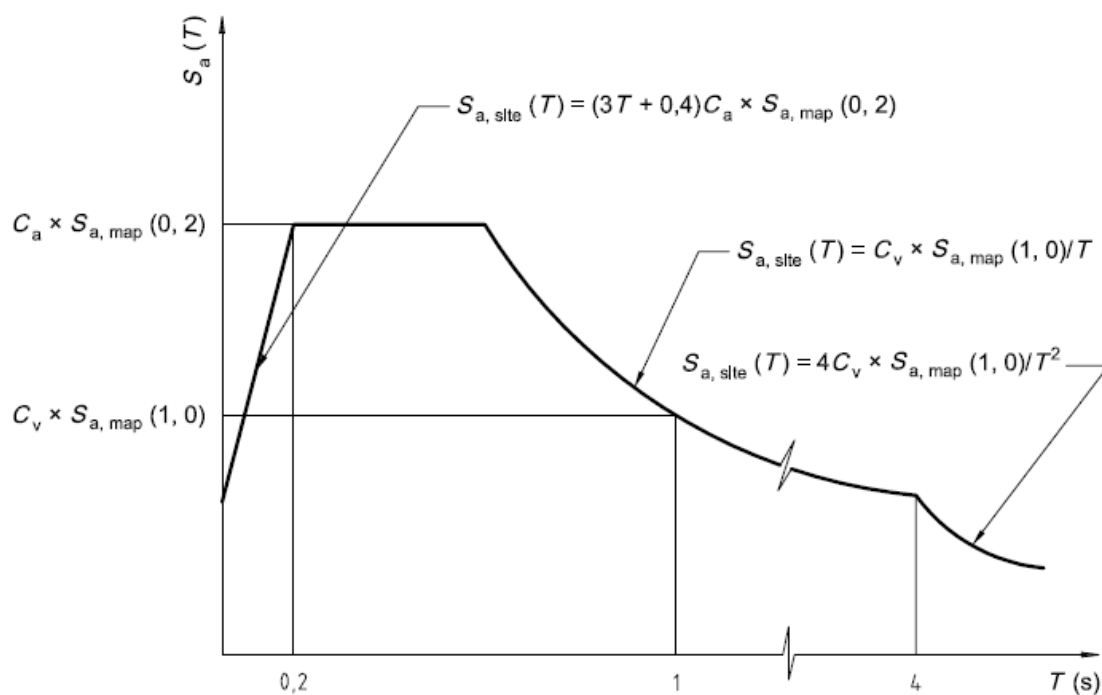
Η εφαρμογή τόσο του οριζόντιου όσο και του κατακόρυφου φάσματος απόκρισης στις κατασκευές γίνεται πολλαπλασιάζοντας τις τιμές κάθε περιόδου, T , του αρχικού φάσματος απόκρισης για 1,000 έτη περίοδο επαναφοράς με έναν συντελεστή κλίμακας. Για το υπερβολικό επίπεδο σεισμού (ALE) έχουμε:

$$S_{a,ALE}(T) = N_{ALE} * S_{a,site}(T) \quad (4.5)$$

με τον συντελεστή κλίμακας, N_{ALE} , να λαμβάνει τιμές από τον Πίνακα 4.9. Για το ακραίο επίπεδο σεισμού (ELE) έχουμε:

$$S_{a,ELE}(T) = S_{a,ALE}(T)/C_r \quad (4.6)$$

όπου ο συντελεστής σεισμικής υπεραντοχής (seismic reserve capacity factor), C_r , δεν πρέπει να ξεπερνά το 2.8 για κατασκευές με επίπεδο έκθεσης σε σεισμικό κίνδυνο L1, το 2.4 για κατασκευές με επίπεδο έκθεσης L2 και το 2.0 για κατασκευές με επίπεδο έκθεσης L3.



Key

- T natural period of a simple, single degree of freedom oscillator
- C_a, C_v site coefficients
- $S_a(T)$ spectral acceleration
- $S_{a,site}(T)$ site spectral acceleration corresponding to a return period of 1 000 years and a single degree of freedom oscillator period T
- $S_{a,map}(0,2)$ 1 000 year rock outcrop spectral acceleration obtained from maps in Annex B associated with a single degree of freedom oscillator period 0,2 s
- $S_{a,map}(1,0)$ 1 000 year rock outcrop spectral acceleration obtained from maps in Annex B associated with a single degree of freedom oscillator period 1,0 s

Σχήμα 4.1 Κανονιστικό φάσμα επιταχύνσεων για απόσβεση 5% [ISO 19901-2, 2004].

Πίνακας 4.9 Συντελεστής κλίμακας για ακραίο επίπεδο σεισμού (ALE) [ISO 19901-2, 2004].

| Exposure level | ALE scale factor N_{ALE} |
|----------------|-------------------------------|
| L3 | 0,85 |
| L2 | 1,15 |
| L1 | 1,60 |

4.1.3 Αναλυτική Προσέγγιση Σεισμικού Γεγονότος

Στην ενότητα αυτή παρουσιάζεται συνοπτικά η μεθοδολογία που πρέπει να ακολουθηθεί σύμφωνα με την αναλυτική διαδικασία αντισεισμικού σχεδιασμού. Η διαδικασία αυτή επιλέγεται κυρίως στις περιπτώσεις που στην περιοχή χωροθέτησης των κατασκευών υπάρχει μεγάλη σεισμική διακινδύνευση και ο αντισεισμικός σχεδιασμός έχει μεγάλη βαρύτητα. Απαιτεί εξειδικευμένη (site-specific) ανάλυση της τοπικής σεισμικής επικινδυνότητας που έχει ως στόχο την κατασκευή του φάσματος επιταχύνσεων σχεδιασμού. Αυτό γίνεται μέσω της πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας (probabilistic seismic hazard analysis – PSHA) με τις απαραίτητες τροποποιήσεις ανάλογα με τις τοπικές εδαφικές συνθήκες, και μέσω της αιτιοκρατικής ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας (deterministic seismic hazard analysis – DSHA) για τη συμπλήρωση των αποτελεσμάτων της μεθόδου PSHA. Οι δύο μέθοδοι παρουσιάζονται συνοπτικά στη συνέχεια.

4.1.3.1 Πιθανοτική Ανάλυση Σεισμικής Επικινδυνότητας

Στην πιθανοτική ανάλυση οι εδαφικές διεγέρσεις σε μία περιοχή υπολογίζονται λαμβάνοντας υπόψη την πιθανότητα εμφάνισης σεισμών διαφόρων μεγεθών από όλες τις πιθανές γειτονικές πηγές, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.2a. Επίσης, λαμβάνεται υπόψη και η τυχαιότητα των αποσβέσεων των σεισμικών κυμάτων που ταξιδεύουν από την πηγή στην περιοχή ενδιαφέροντος (Σχήμα 4.2b). Το άθροισμα μεμονωμένων πιθανοτήτων από διαφορετικές πηγές δίνει τη συνολική ετήσια πιθανότητα υπέρβασης ενός συγκεκριμένου επίπεδου μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης (PGA) ή φασματικής επιτάχυνσης (Σχήμα 4.2c). Η καμπύλη της πιθανότητας υπέρβασης εδαφικών παραμέτρων όπως η PGA ή φασματικών τιμών επιταχύνσεων ενός μονοβάθμιου ταλαντωτή οδηγεί στη δημιουργία της καμπύλης επικινδυνότητας (hazard curve). Η φασματική απόκριση διαφοροποιείται ανάλογα με την περίοδο, T , του ταλαντωτή έχοντας ως αποτέλεσμα να λαμβάνεται μία ομάδα από καμπύλες επικινδυνότητας για διαφορετικές περιόδους (Σχήμα 4.2c).

Τα αποτελέσματα από την πιθανοτική ανάλυση σεισμικού κινδύνου χρησιμοποιούνται για τη δημιουργία ενός ομοιόμορφου φάσματος επικινδυνότητας (Σχήμα 4.2d), όπου όλα τα σημεία του φάσματος αντιστοιχούν στην ίδια ετήσια πιθανότητα υπέρβασης. Απλουστευτικά και με καλή προσέγγιση η σχέση μεταξύ της περιόδου

επαναφοράς για το εξεταζόμενο επίπεδο σεισμική ένταση, ειδικά για μικρές τιμές της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης, P_e , είναι:

$$T_{return} = 1/P_e \quad (4.7)$$

όπου T_{return} η περίοδος επαναφοράς (εμφάνισης) του σεισμικού γεγονότος σε έτη, π.χ., ένας σπάνιος και καταστρεπτικός σεισμός με πιθανότητα εμφάνισης 2% / 50 έτη έχει περίοδο επαναφοράς περίπου 2,500 έτη (2,475 έτη για την ακρίβεια).

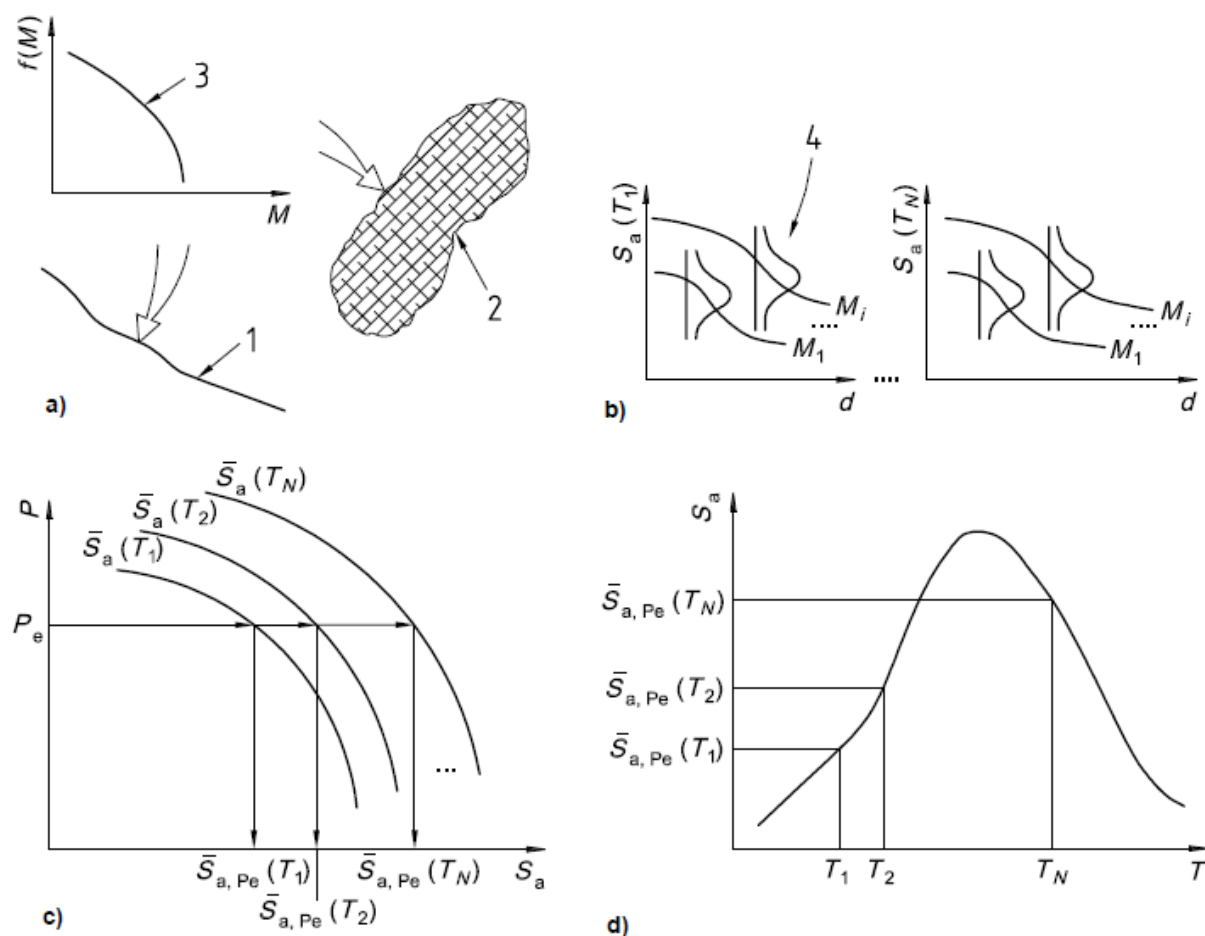
Δεδομένου ότι η ανάλυση αυτή είναι πιθανοτική, είναι σημαντικό να λαμβάνονται υπόψη παράμετροι όπως το μέγιστο μέγεθος για μια συγκεκριμένη πηγή, η επαναληψιμότητα του σεισμού, η εξίσωση εξασθένησης και τα γεωγραφικά όρια της ζώνης κάθε σεισμικής εστίας. Τα αποτελέσματα της πιθανοτικής ανάλυσης είναι μία σειρά από καμπύλες επικινδυνότητας για κάθε φασματική επιτάχυνση για συγκεκριμένη περίοδο ταλάντωσης. Κάθε μία καμπύλη έχει ένα εύρος αβεβαιότητας και η μέση τιμή κάθε καμπύλης είναι αυτή που χρησιμοποιείται για την κατασκευή του ομοιόμορφου φάσματος επικινδυνότητας για κάθε πιθανότητα υπέρβασης.

4.1.3.2 Αιτιοκρατική Ανάλυση Σεισμικής Επικινδυνότητας

Η αιτιοκρατική ανάλυση υπολογίζει τις ακραίες σεισμικές διεγέρσεις σε μία περιοχή λαμβάνοντας υπόψη ένα μεμονωμένο σεισμικό γεγονός ορισμένου μεγέθους και απόστασης. Για να πραγματοποιηθεί μία τέτοια ανάλυση χρειάζεται να είναι γνωστή η εστία, δηλαδή το ρήγμα, η απόστασή της από την περιοχή ενδιαφέροντος, το μέγεθος του σεισμού που η συγκεκριμένη πηγή μπορεί δώσει και η εξίσωση που περιγράφει την εξασθένηση των σεισμικών κυμάτων με την απόσταση. Μία περιοχή είναι δυνατό να έχει πολλά ενεργά ρήγματα, κάθε ένα από τα οποία μπορεί να προκαλέσει ένα μέγιστο μέγεθος σεισμού. Το μέγεθος αυτό είναι συνάρτηση των διαστάσεων του ρήγματος και ιστορικών δεδομένων από παλαιότερους σεισμούς.

Οι αιτιοκρατικές εκτιμήσεις της εδαφικής κίνησης δεν συνδέονται με μία συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς, όπως για παράδειγμα τα 1,000 έτη, μολονότι το σεισμικό γεγονός που χρησιμοποιείται έχει συγκεκριμένη περίοδο επαναφοράς. Η περίοδος επαναφοράς του μέγιστου σεισμικού γεγονότος για ένα δεδομένο ρήγμα ποικίλει από μερικές εκατοντάδες έως μερικές χιλιάδες έτη, ανάλογα με τη δραστηριότητα του

ρήγματος. Συνήθως, η αιτιοκρατική ανάλυση γίνεται για τη συμπλήρωση των αποτελεσμάτων της πιθανοτικής ανάλυσης.



Key

| | | | |
|-------|--|-----------------------|--|
| 1 | line source (fault) | $f(M)$ | frequency |
| 2 | area source | T_i | single degree of freedom oscillator periods |
| 3 | cumulative annual frequency of magnitude M | $S_a(T_i)$ | spectral acceleration associated with a single degree of freedom oscillator period T_i |
| 4 | attenuation uncertainty | d | distance from source |
| M | magnitude | P | annual probability of exceedance |
| P_e | target level of annual probability of exceedance | $\bar{S}_{a,Pe}(T_i)$ | mean spectral acceleration for oscillator period T_i at selected target annual probability of exceedance |

Σχήμα 4.2 Διαδικασία πιθανοτικής ανάλυσης σεισμικής επικινδυνότητας: (α) προσδιορισμός των σεισμικών πηγών, (β) υπολογισμός των καμπυλών εξασθένησης των φασματικών επιταχύνσεων για διαφορετικές περιόδους, (γ) καμπύλες επικινδυνότητας της ετήσιας πιθανότητας υπέρβασης της φασματικής επιτάχυνσης για κάθε περίοδο, και (δ) ομοιόμορφο φάσμα επικινδυνότητας των μέσων φασματικών επιταχύνσεων για συγκεκριμένη πιθανότητα ετήσιας υπέρβασης [ISO 19901-2, 2004].

4.1.3.3 Υπολογισμός Σεισμικών Δράσεων

Η τοπική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας καθορίζεται από την ετήσια πιθανότητα υπέρβασης της φασματικής επιτάχυνσης που αντιστοιχεί σε μία περίοδο ίση με την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής, $\overline{S}_a(T_{dom})$. Οι φασματικές επιταχύνσεις για το υπερβολικό επίπεδο σεισμού (ALE) καθορίζονται από τοπικές καμπύλες επικινδυνότητας και την ετήσια πιθανότητα αστοχίας, P_f , από τον Πίνακα 4.2. Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα βήματα για τον καθορισμό των γεγονότων υπερβολικού (ALE) και ακραίου (ELE) επίπεδου σεισμού.

Αρχικά σχεδιάζεται η καμπύλη επικινδυνότητας για $T = T_{dom}$ (αντίστοιχη με αυτές που φαίνονται στο Σχήμα 4.2c) σε λογαριθμική κλίμακα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.3a, επιλέγεται η ετήσια πιθανότητα αστοχίας, P_f , από τον Πίνακα 4.2 και υπολογίζεται η φασματική επιτάχυνση $\overline{S}_{a,Pf}(T_{dom})$. Έπειτα, ορίζεται η κλίση της καμπύλης σεισμικής επικινδυνότητας, a_R , για πιθανότητα P_f μέσω της εφαπτομένης της καμπύλης στο σημείο αυτό μέσω του λόγου των φασματικών επιταχύνσεων που αντιστοιχούν σε δύο πιθανότητες εκατέρωθεν του P_f όπως φαίνονται στο Σχήμα 4.3a. Από τον Πίνακα 4.10 προσδιορίζεται ο συντελεστής διόρθωσης, C_C , ο οποίος λαμβάνει υπόψη τις αβεβαιότητες που δεν συμπεριελήφθησαν στην καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας.

Πίνακας 4.10 Συντελεστής διόρθωσης, C_C [ISO 19901-2, 2004].

| | | | | | |
|--------------------------|------|------|------|------|------|
| a_R | 1,75 | 2,0 | 2,5 | 3,0 | 3,5 |
| Correction factor, C_C | 1,20 | 1,15 | 1,12 | 1,10 | 1,10 |

Η φασματική επιτάχυνση για το υπερβολικό επίπεδο σεισμού (ALE) ορίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\overline{S}_{a,ALE}(T_{dom}) = C_C * \overline{S}_{a,Pf}(T_{dom}) \quad (4.8)$$

Η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης του υπερβολικού επίπεδου σεισμού, P_{ALE} , μπορεί να υπολογιστεί από την καμπύλη επικινδυνότητας, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.3b. Η περίοδος επαναφοράς υπολογίζεται από την πιθανότητα αυτή μέσω της Εξίσωσης (4.7). Η πιθανότητα P_{ALE} πρέπει να είναι μικρότερη της P_f για να ληφθούν υπόψη αβεβαιότητες που δεν συμπεριελήφθησαν σε προηγούμενα στάδια.

Η φασματική επιτάχυνση για το ακραίο επίπεδο σεισμού (ELE) ορίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\overline{S_{a,ELE}}(T_{dom}) = \overline{S_{a,ALE}}(T_{dom})/C_r \quad (4.9)$$

με τον συντελεστή C_r που χρησιμοποιείται και στην Εξίσωση (4.6). Η ετήσια πιθανότητα υπέρβασης του ακραίου επιπέδου σεισμού, P_{ELE} , προκύπτει από την καμπύλη επικινδυνότητας όπως φαίνεται στον Σχήμα 4.3b και η περίοδος επαναφοράς από την Εξίσωση (4.7) για το συγκεκριμένο επίπεδο η κατασκευή σχεδιάζεται θεωρώντας ότι η απόκρισή της είναι γραμμικά ελαστική. Η παραπάνω διαδικασία μπορεί να γίνει και για άλλες ιδιοπεριόδους της κατασκευής.

Οι φασματικές επιταχύνσεις για ακραίο και υπερβολικό επίπεδο σεισμού μπορούν να τροποποιηθούν ανάλογα με τις τοπικές εδαφικές συνθήκες. Οι ελάχιστες περίοδοι επαναφοράς για ακραίο επίπεδο σεισμού ανάλογα με το επίπεδο έκθεσης σε σεισμικό κίνδυνο φαίνονται στον Πίνακα 4.11. Εάν η περίοδος που προκύπτει από την παραπάνω διαδικασία είναι μικρότερη, τότε πρέπει να χρησιμοποιείται η ελάχιστη τιμή με την αντίστοιχη φασματική επιτάχυνση.

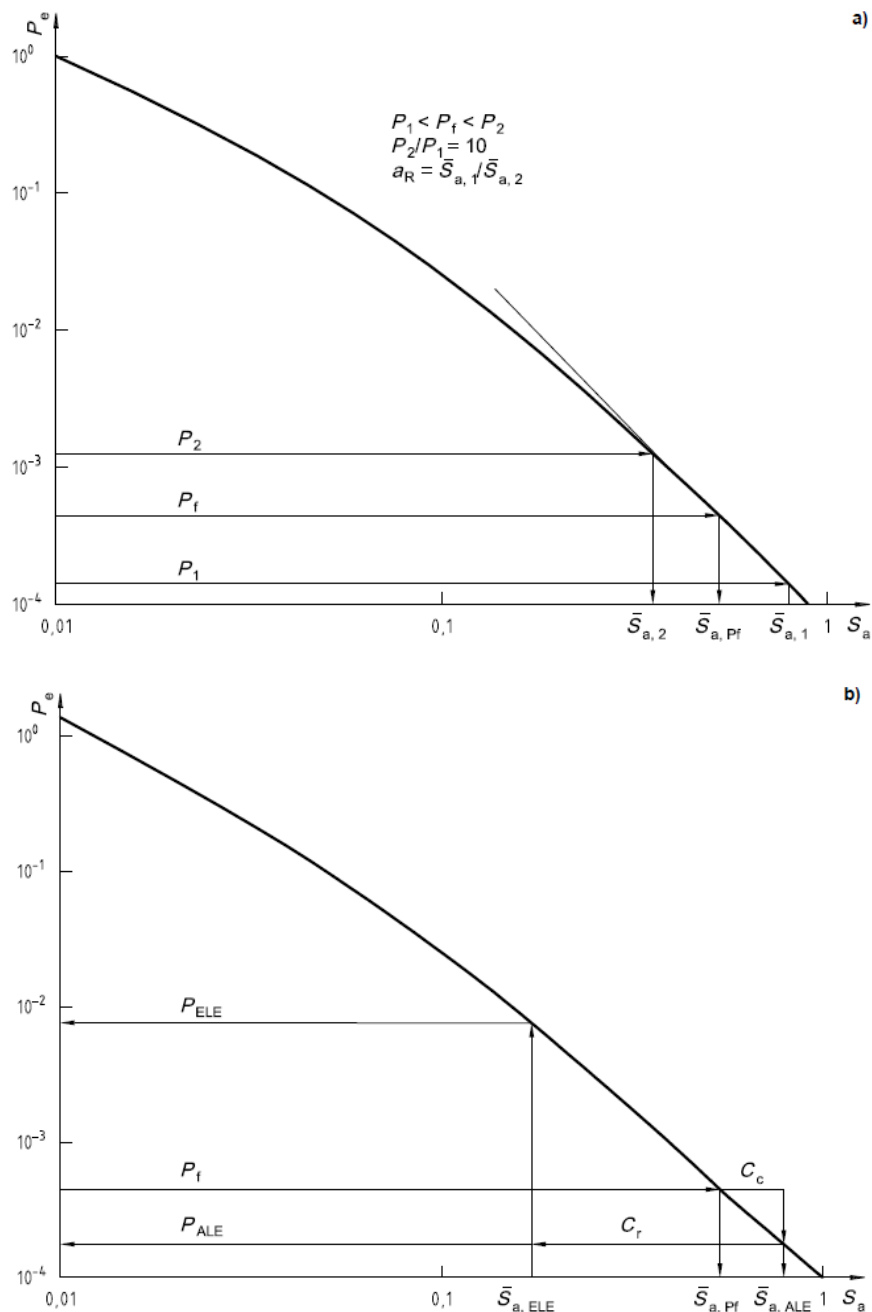
Πίνακας 4.11 Ελάχιστες περίοδοι επαναφοράς για ακραίο επίπεδο σεισμού (ELE) [ISO 19901-2, 2004].

| Exposure level | Minimum ELE return periods |
|----------------|----------------------------|
| L3 | 50 |
| L2 | 100 |
| L1 | 200 |

4.2 Ευρωκώδικας 8

Οι Ευρωκώδικες είναι κανονισμοί που δημιουργήθηκαν στο πλαίσιο της Ευρωπαϊκής Ένωσης (ΕΕ) ώστε να αποτελέσουν πανευρωπαϊκά μία κοινή βάση για τη μελέτη των κατασκευών, τη σύναψη διεθνών συμβολαίων και τη δημιουργία προτύπων για υλικά. Παρέχουν κανόνες σχεδιασμού και χρήσης για κατασκευές καινοτόμες και παραδοσιακές αλλά και τμήματα αυτών. Η συγγραφή τους ξεκίνησε το 1975 από την Ευρωπαϊκή Επιτροπή Τυποποίησης (European Committee for Standardization – Comité Européen de Normalisation – CEN), μέλη της οποίας είναι όλα τα κράτη μέλη της ΕΕ. Σήμερα υπάρχουν

εννεά Ευρωκώδικες, κάθε ένας από τους οποίους πραγματεύεται και κάτι διαφορετικό, όπως για παράδειγμα οι κατασκευές από σκυρόδεμα (Ευρωκώδικας 2), οι μεταλλικές κατασκευές (Ευρωκώδικας 3), ο γεωτεχνικός σχεδιασμός (Ευρωκώδικας 7) και ο αντισεισμικός σχεδιασμός (Ευρωκώδικας 8). Βέβαια, σε εξειδικευμένες περιπτώσεις απαιτείται η εφαρμογή των τοπικών ή εθνικών κανονισμών και διεθνών οδηγιών.



Σχήμα 4.3 Τυπική καμπύλη σεισμικής επικινδυνότητας: (α) υπολογισμός της κλίσης a_R για την πρώτη ιδιοπερίοδο της κατασκευής και (β) υπολογισμός φασματικών επιταχύνσεων και πιθανοτήτων για υπερβολικό (ALE) και ακραίο (ELE) επίπεδο σεισμού [ISO 19901-2, 2004].

Ο Ευρωκώδικας 8 αναφέρει κανόνες και αρχές αντισεισμικού σχεδιασμού ώστε οι κατασκευές να είναι αξιόπιστες τόσο κατά τη διάρκεια αλλά και μετά από ένα σεισμικό γεγονός. Πιο συγκεκριμένα, το Μέρος 4 (Part 4) του Ευρωκώδικα 8 [EN 1998-4, 2006] αναφέρεται στον αντισεισμικό σχεδιασμό υπέργειων και υπόγειων δικτύων αγωγών, τις δεξαμενές αποθήκευσης (π.χ., LNG ή πετρελαίου) και τα σιλό αποθήκευσης. Ο εν λόγω κανονισμός μπορεί να χρησιμοποιηθεί επίσης για τον έλεγχο και την ενίσχυση υφιστάμενων κατασκευών. Επιπλέον, περιλαμβάνονται πρόσθετα κριτήρια και κανόνες που απαιτούνται για τον αντισεισμικό σχεδιασμό των παραπάνω κατασκευών χωρίς περιορισμούς στο μέγεθος, στη μορφή και σε άλλα λειτουργικά χαρακτηριστικά τους. Τέλος, όσον αφορά στον αντισεισμικό σχεδιασμό δικτύων αγωγών, δίνεται ιδιαίτερη έμφαση στις περιοχές με ασταθείς τοπικές εδαφικές συνθήκες.

Αξίζει να σημειωθεί ότι οι κανονιστικές του Ευρωκώδικα 8 ενδέχεται να μην επαρκούν για τις περιπτώσεις που οι εγκαταστάσεις σχετίζονται με μεγάλους κινδύνους για τον τοπικό πληθυσμό ή το περιβάλλον, οπότε απαιτούνται πρόσθετα κριτήρια από τις τοπικές αρχές. Ακόμα, η κατασκευή έργων με τη χρήση μη συνηθισμένων κατασκευαστικών υλικών ενδέχεται να απαιτεί επιπλέον μελέτη για την εξασφάλιση ενός ορθού αντισεισμικού σχεδιασμού. Σε αυτές τις περιπτώσεις παρέχονται μόνο γενικές οδηγίες κι όχι εξειδικευμένοι κανόνες. Τέλος, ο Ευρωκώδικας 8 δεν καλύπτει τον αντισεισμικό σχεδιασμό υποθαλάσσιων αγωγών.

4.2.1 Γενικές Αρχές και Κανονισμοί

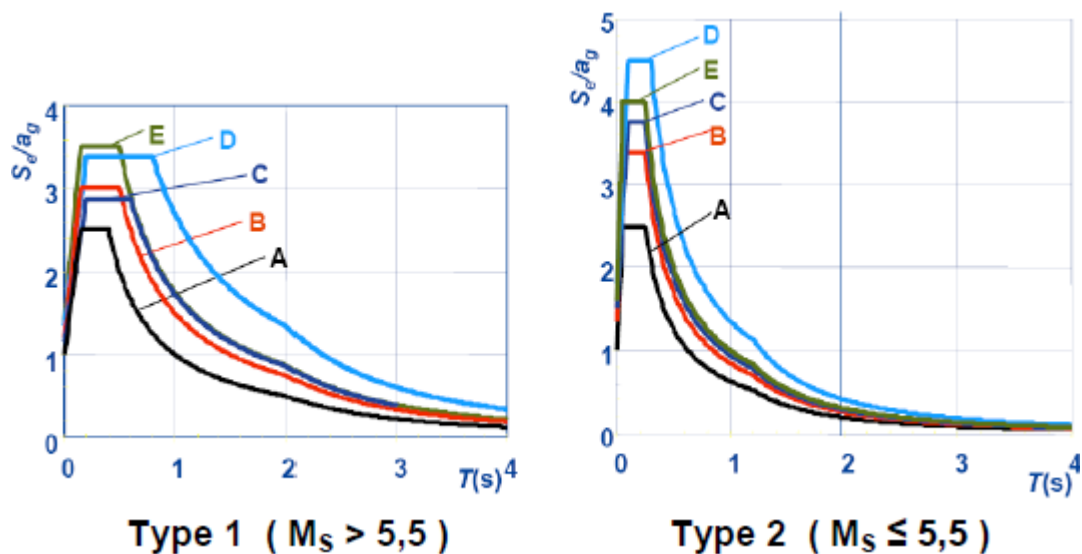
Το Μέρος 1 του Ευρωκώδικα 8 [EN 1998-1, 2004] αναφέρεται στους γενικούς κανόνες που πρέπει να πληρούν όλες οι κατασκευές για αντισεισμικό σχεδιασμό και στις μεθόδους υπολογισμού των σεισμικών δράσεων. Σύμφωνα με το παραπάνω πρότυπο, τα εδαφικά χαρακτηριστικά των πρώτων 30 m επηρεάζουν πολύ την εδαφική κίνηση στην επιφάνεια του εδάφους. Τα εδάφη ταξινομούνται σε πέντε γενικές και δύο ειδικές κατηγορίες ανάλογα με την ταχύτητα των διατμητικών κυμάτων στα πρώτα 30 m βάθος, $v_{s,30}$, τον ενδεικτικό αριθμό χτύπων στην πρότυπη δοκιμή διείσδυσης (standard penetration test- SPT), N_{SPT} και την αστράγγιστη συνοχή, c_u . Οι γενικές κατηγορίες εδαφών έχουν εύρος από βράχο για $v_{s,30} > 800$ m/s (κατηγορία A) μέχρι και αλλουβιακές στρώσεις επάνω από σκληρότερα υλικά (κατηγορία E), ενώ στις τις δύο ειδικές κατηγορίες (S_1 και S_2) απαιτείται ειδική μελέτη για τον υπολογισμό των σεισμικών δράσεων.

Η *εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού* (design ground acceleration), a_g , στην επιφάνεια εδάφους κατηγορίας Α προκύπτει ως εξής:

$$a_g = a_{gR} * \gamma_I \quad (4.10)$$

όπου a_{gR} η *μέγιστη εδαφική επιτάχυνση αναφοράς* για κατηγορία εδάφους Α όπως δίνεται από τους χάρτες σεισμικών ζωνών κάθε χώρας και αντιστοιχεί σε περίοδο επαναφοράς για απαίτηση μη κατάρρευσης (no-collapse requirement- NCR), T_{NCR} που ισούται συνήθως με 475 έτη, γ_I ο *συντελεστής σπουδαιότητας* που παίρνει τιμές μεταξύ 0.8 και 1.6 ανάλογα τη σεισμική επικινδυνότητα και τις απαιτήσεις δημόσιας ασφάλειας.

Η κατηγορία του εδάφους επηρεάζει το σχήμα του *ελαστικού φάσματος απόκρισης*, S_e , όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.4 με τα ελαστικά φάσματα απόκριση για κάθε κατηγορία και για επιφανειακό μέγεθος σεισμού, M_s , μεγαλύτερο και μικρότερο ή ίσο των 5.5. Επιπλέον, επηρεάζει και την μέγιστη εδαφική επιτάχυνση, η οποία ισούται με $a_g * S$, όπου S ο *εδαφικός συντελεστής* ανάλογα με την κατηγορία του εδάφους με τιμές από 1.0 για βράχο έως 1.8 για μαλακά εδάφη.



Σχήμα 4.4 Ελαστικό φάσμα απόκρισης για τις πέντε κατηγορίες εδάφους (Α έως Ε) και για τους δύο τύπους σεισμικής φόρτισης ανάλογα με το μέγεθος M_s του σεισμού [EN 1998-1, 2004].

Σύμφωνα με το Μέρος 4 του Ευρωκώδικα 8 [EN 1998-4, 2006] υπάρχουν δύο οριακές καταστάσεις σχεδιασμού. Η *οριακή κατάσταση αστοχίας* (ultimate limit state) που αντιστοιχεί σε κατάρρευση της κατασκευής και παύση της λειτουργίας της, καθώς και η *κατάσταση περιορισμού βλαβών* (damage limitation state) που αντιστοιχεί σε περιορισμό

των βλαβών μέχρι το ελάχιστο λειτουργικό επίπεδο της κατασκευής, δηλαδή την ικανότητα της κατασκευής να λειτουργεί -έστω και οριακά- μετά το σεισμικό γεγονός, μέχρι την αποκατάσταση της δομικής ακεραιότητάς της.

Στην οριακή κατάσταση αστοχίας η *σεισμική δράση σχεδιασμού*, A_{Ed} , εξαρτάται από τη *σεισμική δράση σχεδιασμού αναφοράς*, A_{Ek} , και τον συντελεστή σπουδαιότητας, γ_I , όπως φαίνεται από τη σχέση:

$$A_{Ed} = \gamma_I * A_{Ek} \quad (4.11)$$

Η σεισμική δράση σχεδιασμού αναφοράς αντιστοιχεί συνήθως στην πιθανότητα υπέρβασης, P_{NCR} , 10% σε 50 έτη ή περίοδο επαναφοράς, $T_{NCR} = 475$ έτη. Ο συντελεστής σπουδαιότητας εξαρτάται από τον πληθυσμό που βρίσκεται σε κίνδυνο, καθώς και τις περιβαλλοντικές και οικονομικές συνέπειες που μπορεί να υπάρξουν από την κατάρρευση της κατασκευής. Οι κατηγορίες σπουδαιότητας είναι τέσσερις και ο συντελεστής γ_I λαμβάνει τιμές $\gamma_I = 0.8$ για Κατηγορία I (χαμηλός κίνδυνος), $\gamma_I = 1.0$ για Κατηγορία II (μέσος κίνδυνος), $\gamma_I = 1.2$ για κατηγορία III (υψηλός κίνδυνος) και $\gamma_I = 1.6$ για Κατηγορία IV (εξαιρετικός κίνδυνος).

Στην κατάσταση περιορισμού βλαβών, η κατασκευή πρέπει να έχει την ικανότητα ανάληψης σεισμικών δράσεων με πιθανότητα υπέρβασης, P_{DLR} , ίση με 10% σε 10 έτη και περίοδο επαναφοράς $T_{DLR} = 95$ έτη. Οι σεισμικές δράσεις σχεδιασμού για την παραπάνω κατάσταση ελέγχου υπολογίζονται όπως και για την οριακή κατάσταση αστοχίας πολλαπλασιασμένες με έναν συντελεστή, ν , που ισούται με 0.5 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας I και II και με 0.4 για τις κατηγορίες σπουδαιότητας III και IV.

Η ικανότητα των κατασκευών να αποσβένουν τη σεισμική ενέργεια μέσω της πλαστικής συμπεριφοράς τους λαμβάνεται υπόψη στον Ευρωκώδικα 8 με τη χρήση κατάλληλων *φασμάτων σχεδιασμού*. Η δυναμική ανάλυση των κατασκευών βασίζεται στα ελαστικά φάσματα απόκρισης διαιρεμένα με έναν *συντελεστή συμπεριφοράς*, q . Ο συντελεστής αυτός ισούται με τον λόγο των σεισμικών δυνάμεων που θα δεχόταν μία κατασκευή εάν η συμπεριφορά της ήταν πλήρως ελαστική, προς τις σεισμικές δυνάμεις που χρησιμοποιούνται στον σχεδιασμό με βάση τη μεθοδολογία του Ευρωκώδικα 8. Για την κατάσταση περιορισμού βλαβών ο συντελεστής συμπεριφοράς πρέπει να λαμβάνεται ίσος με $q = 1.0$, ενώ για την οριακή κατάσταση αστοχίας πρέπει να λαμβάνεται ίσος με $q = 1.5$, εκτός κάποιων εξαιρέσεων που λαμβάνεται πάλι ίσος με 1.0.

Για ένα δίκτυο αγωγών που διασχίζει μεγάλες γεωγραφικές περιοχές υπάρχει μεγάλη πιθανότητα να αντιμετωπίσει ένα μεγάλο εύρος σεισμικών κινδύνων και τοπικών εδαφικών συνθηκών. Επομένως, είναι σημαντικό να εντοπίζονται οι πλέον επικίνδυνες θέσεις στις οποίες ο αγωγός θα σχεδιάζεται με αυστηρότερα κριτήρια και πιο ακριβείς διαδικασίες. Στις περιοχές αυτές πρέπει να πραγματοποιείται ιδιομορφική ανάλυση ή ακόμα καλύτερα μη-γραμμική δυναμική ανάλυση χρονοϊστοριών για τον ακριβέστερο προσδιορισμό της σεισμικής καταπόνησης των αγωγών και τη λήψη κατάλληλων μέτρων προστασίας τους.

Οι τιμές για τον συντελεστή απόσβεσης της κατασκευής, ξ , όταν δεν λαμβάνονται από συγκεκριμένες πληροφορίες θεωρούνται ίσες με 2% και 5% για την κατάσταση περιορισμού βλαβών και την οριακή κατάσταση αστοχίας, αντίστοιχα. Για το «περιεχόμενο» της κατασκευής ο συντελεστής απόσβεσης παίρνει τιμές $\xi = 0.5\%$ για νερό ή άλλα υγρά και $\xi = 10\%$ για κοκκώδη υλικά. Ο συντελεστής απόσβεσης για τη θεμελίωση εξαρτάται από την κατεύθυνση της εδαφικής κίνησης, τη γεωμετρία της θεμελίωσης, τη στρωματογραφία και τη μορφολογία του εδάφους, ενώ δεν πρέπει να ξεπερνά το $\xi_{\max} = 25\%$. Η συνολική απόσβεση για το σύστημα προκύπτει από τη συνεισφορά της απόσβεσης κάθε μέλους και υλικού του δομικού συστήματος.

4.2.2 Αρχές και Κανονισμοί για Επιφανειακού Αγωγούς

Σε αυτήν την ενότητα παρουσιάζονται συνοπτικά οι αρχές και οι κανονισμοί για δίκτυα επιφανειακών αγωγών, όπως αναφέρονται στο Μέρος 4 του Ευρωκώδικα 8 [EN 1998-4, 2006]. Μολονότι ο αντισεισμικός σχεδιασμός επιφανειακών αγωγών επηρεάζεται πάρα πολύ από τα χαρακτηριστικά διαφόρων πρόσθετων διατάξεων, όπως οι βαλβίδες σύνδεσης, οι δεξαμενές και οι αντλίες, στην ενότητα αυτή οι αγωγοί θα εξεταστούν ως μεμονωμένοι θεωρώντας ότι δεν επηρεάζονται από την ύπαρξη υποστηρικτικών εγκαταστάσεων.

Κατά τον σχεδιασμό σύμφωνα με την κατάσταση περιορισμού βλαβών, οι αγωγοί θα πρέπει να έχουν τη δυνατότητα να παραμένουν λειτουργικοί μετά το τέλος του σεισμού και επιτρέπονται μόνο μικρές και τοπικές βλάβες. Η επιτρεπόμενη συνολική παραμόρφωση ενός αγωγού δεν πρέπει να ξεπερνά την τιμή $1.5 \cdot \varepsilon_y$, όπου ε_y η παραμόρφωση διαρροής του υλικού κατασκευής. Ο σχεδιασμός σύμφωνα με την οριακή κατάσταση αστοχίας σχετίζεται με τις περιπτώσεις εκρήξεων ή πυρκαγιών εξαιτίας του σεισμού. Η απόσταση, η θέση και το μέγεθος του πληθυσμού που θα πληγεί από μια τέτοια αστοχία και οι

ενδεχόμενες περιβαλλοντικές καταστροφές παίζουν σημαντικό ρόλο στον καθορισμό των δράσεων και της κατηγορίας σπουδαιότητας.

Όσον αφορά στις σεισμικές δράσεις στους επιφανειακούς αγωγούς, υπάρχουν δύο είδη μετατοπίσεων: οι μετατοπίσεις εξαιτίας των αδρανειακών δυνάμεων του αγωγού και οι διαφορικές μετατοπίσεις των υποστηριγμάτων του αγωγού, είτε λόγω αστοχίας του εδάφους, είτε λόγω διαφορικών ταλαντώσεων κατασκευών που συνδέονται με τον αγωγό. Οι σεισμικές δράσεις για τις αδρανειακές μετατοπίσεις υπολογίζονται μέσω των φασμάτων απόκρισης, αλλά μόνο για τις τρεις συνιστώσες των μετακινήσεων κι όχι για τις αντίστοιχες των στροφών.

Η προσομοίωση ενός επιφανειακού αγωγού πρέπει να γίνεται λαμβάνοντας υπόψη παράγοντες όπως η μάζα, η δυσκαμψία, η απόσβεση του αγωγού, η δυναμικοί βαθμοί ελευθερίας του συστήματος αλλά και οι ιδιότητες του εδάφους, η μάζα του υγρού στο εσωτερικό του, τα χαρακτηριστικά των υποστηριγμάτων του και οι πιθανές συνδέσεις του με άλλες κατασκευές και αγωγούς. Η ανάλυση του μπορεί να γίνει με διάφορες μεθόδους, όπως η ιδιομορφική ανάλυση, η δυναμική ανάλυση με χρονοϊστορίες επιταχύνσεων αλλά και η γραμμική ελαστική ανάλυση με πλευρικές δυνάμεις. Σε όλες τις περιπτώσεις οι σεισμικές δράσεις πρέπει να λαμβάνονται ξεχωριστά στην εγκάρσια και στη διαμήκη κατεύθυνση και στη συνέχεια να υπολογίζεται ο δυσμενέστερος συνδυασμός τους.

Τέλος, η απορρόφηση της ενέργειας από τις σεισμικές δονήσεις λόγω πλαστιμότητας λαμβάνεται υπόψη μέσω του συντελεστή συμπεριφοράς q . Για αγωγούς με λόγο ακτίνας προς πάχος, r/t , μικρότερο του 50 ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέγεται $q = 3.0$. Για αγωγούς με λόγο r/t από 50 έως 100 ο συντελεστής συμπεριφοράς επιλέγεται $q = 2.0$. Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις επιλέγεται $q = 1.5$.

4.2.3 Αρχές και Κανονισμοί για Υπόγειους Αγωγούς

Σε αυτήν την ενότητα παρουσιάζονται συνοπτικά οι αρχές και οι κανονισμοί για υπόγεια δίκτυα αγωγών, όπως αναφέρονται στο Μέρος 4 του Ευρωκώδικα 8 [EN 1998-4, 2006]. Για πρακτικούς λόγους, οι αγωγοί εξετάζονται μεμονωμένα διότι θεωρείται ότι η μηχανική συμπεριφορά ενός αγωγού, τόσο κατά τη διάρκεια όσο και μετά τον σεισμό, δεν επηρεάζεται από τους άλλους αγωγούς και οι συνέπειες από την πιθανή αστοχία του σχετίζονται μόνο με τη λειτουργία του ευρύτερου δικτύου. Μία δεύτερη επιλογή είναι η

εξέταση των ενιαίων δικτύων αγωγών διαχωρίζοντας τα σε μικρότερα ανάλογα με τις περιοχές που εξυπηρετούν ή τον τρόπο χρήσης τους. Για παράδειγμα, ένα δίκτυο διανομής νερού σε μία περιοχή μπορεί να εξεταστεί σε ξεχωριστά δίκτυα που το ένα χρησιμοποιείται για οικιακή χρήση και το άλλο για πυρόσβεση, ακόμα κι αν σε κάποιες περιπτώσεις ένας αγωγός ανήκει και στα δύο δίκτυα. Με αυτόν τον τρόπο η διαδικασία απλοποιείται σημαντικά.

Όσον αφορά στον σχεδιασμό σύμφωνα με την κατάσταση περιορισμού βλαβών και την οριακή κατάσταση αστοχίας, ισχύουν όσα αναφέρθηκαν και για τους επιφανειακούς αγωγούς στην Ενότητα 4.2.2. Όσον αφορά στις σεισμικές δράσεις, ο αντισεισμικός σχεδιασμός υπόγειων αγωγών θα πρέπει να λαμβάνει υπόψη κινδύνους που προέρχονται λόγω της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων τα οποία είναι πιθανό να προκαλούν διαφορετικές ταλαντώσεις κατά μήκος του αγωγού λόγω των τοπικών εδαφικών συνθηκών. Επίσης, πρέπει να λαμβάνονται υπόψη και οι μόνιμες παραμορφώσεις λόγω μετατοπίσεων ρηγμάτων, κατολισθήσεων ή ρευστοποιήσεων του εδάφους εξαιτίας ενός σεισμικού γεγονότος. Οι κίνδυνοι από τα σεισμικά κύματα πρέπει να εξετάζονται με βάση την κατάσταση περιορισμού βλαβών, ενώ οι κίνδυνοι από τις μόνιμες παραμορφώσεις με βάση την οριακή κατάσταση αστοχίας. Φυσικά, υπάρχει πάντοτε η επιλογή να αποφευχθεί η διέλευση του αγωγού από περιοχές που είναι έντονος ο κίνδυνος εμφάνισης μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων.

Όσον αφορά στις σεισμικές δράσεις λόγω των αδρανειακών δυνάμεων, ισχύει ότι και για την περίπτωση των επιφανειακών αγωγών. Οι εδαφικές ταλαντώσεις ενός σεισμού είναι αποτέλεσμα της διάδοσης των χωρικών διαμήκων και εγκάρσιων διατμητικών κυμάτων, αλλά και των επιφανειακών κυμάτων τύπου Rayleigh και Love. Οι παραμορφώσεις ενός αγωγού οφείλονται στις κινήσεις του εδάφους που τον περιβάλλει και εξαρτώνται από τη γωνία πρόσπτωσης των κυμάτων στον αγωγό. Σε γενικές γραμμές, στις περιοχές που είναι κοντά στο επίκεντρο του σεισμού ο αγωγός επηρεάζεται περισσότερο από τα χωρικά διαμήκη (P-waves) και εγκάρσια (S-waves) κύματα, ενώ στις περιοχές που απέχουν από το επίκεντρο ο αγωγός επηρεάζεται περισσότερο από τα επιφανειακά κύματα Rayleigh και Love. Οι μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις λόγω θραύσης ρηγμάτων, ρευστοποίησης και κατολισθήσεων είναι εξαιρετικά σύνθετες και παρουσιάζουν μεγάλες αποκλίσεις λόγω της εξάρτησής τους από τις ιδιότητες του εδάφους, το μέγεθος και τη διάρκεια του σεισμού. Για

αυτόν τον λόγο πρέπει να αντιμετωπίζονται με προσοχή επιλέγοντας για κάθε περίπτωση τα κατάλληλα προσομοιώματα και σχέσεις υπολογισμών.

Σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα 8, ένας αγωγός που είναι τοποθετημένος σε σταθερό και ομοιογενές έδαφος είναι απαραίτητο να ελεγχθεί μόνο για τις εδαφικές παραμορφώσεις εξαιτίας των σεισμικών κυμάτων. Αντίθετα, ένας αγωγός που είναι τοποθετημένος σε περιοχές επιρρεπείς σε πλευρική εξάπλωση, ρευστοποίηση, κατολίσθηση ή μετακίνηση ρήγματος πρέπει να ελεγχθεί και για καταπόνηση από αυτά τα φαινόμενα.

4.2.3.1 Υπόγειοι Αγωγοί σε Σταθερό Έδαφος

Για την περίπτωση υπόγειων αγωγών σε σταθερό έδαφος, οι τιμές της απόκρισης που λαμβάνονται από την ανάλυση πρέπει να μην υπερβαίνουν τις μέγιστες τιμές αξονικών παραμορφώσεων και καμπυλότητας. Για αγωγούς με μη συγκολλητές συνδέσεις, όπως για παράδειγμα οι αγωγοί σκυροδέματος, πρέπει πέρα από τα παραπάνω να ελέγχονται οι στροφές και οι αξονικές παραμορφώσεις στις αρθρώσεις σύμφωνα με τα αντίστοιχα όρια.

Στους συγκολλημένους χαλύβδινους αγωγούς ο συνδυασμός των αξονικών παραμορφώσεων και της καμπύλωσης εξαιτίας των σεισμικών δράσεων θα πρέπει να καλύπτεται από τη διαθέσιμη πλαστιμότητα του υλικού σε εφελκυσμό καθώς και από τοπική και καθολική αντοχή σε λυγισμό λόγω θλίψης. Η επιτρεπόμενη εφελκυστική παραμόρφωση είναι 3%, ενώ η επιτρεπόμενη θλιπτική παραμόρφωση λαμβάνεται ίση με το ελάχιστο των 1% και $20t/r(\%)$, όπου t το πάχος και r η ακτίνα του αγωγού.

Σε αγωγούς από σκυρόδεμα, υπό τον δυσμενέστερο συνδυασμό φόρτισης αξονικής παραμόρφωσης και καμπύλωσης εξαιτίας σεισμικών δράσεων σύμφωνα με την οριακή κατάσταση αστοχίας, οι εφελκυστικές παραμορφώσεις στον χάλυβα οπλισμού δεν πρέπει να ξεπερνούν τις τιμές που μπορούν να προκαλέσουν ρηγματώσεις και διαρροή. Επίσης, οι συνδέσεις του αγωγού δεν πρέπει να υποστούν ζημιές πέρα από τα επιτρεπτά όρια για κάθε επίπεδο καταπόνησης.

4.2.3.2 Υπόγειοι Αγωγοί και Ρήγματα

Το τμήμα ενός αγωγού που παραμορφώνεται από εδαφικές μετατοπίσεις λόγω θραύσης ρήγματος πρέπει να εξασφαλίζεται ότι δεν θα ξεπερνά τη διαθέσιμη πλαστιμότητα του υλικού σε εφελκυσμό και δεν θα υπόκειται σε τοπικό ή καθολικό λυγισμό λόγω θλίψης. Ο σχεδιασμός των αγωγών έναντι μετακινήσεων ρηγμάτων εξαρτάται από το κόστος, τη δραστηριότητα του ρήγματος, τις συνέπειες της αστοχίας του αγωγού, τις περιβαλλοντικές επιπτώσεις και την πιθανή έκθεση σε άλλους κινδύνους κατά τη διάρκεια ζωής του. Κατά τον σχεδιασμό αγωγού έναντι μετακίνησης ρήγματος πρέπει να ακολουθούνται οι παρακάτω αρχές:

1. Όταν ο αγωγός διασταυρώνεται με ένα ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης, πρέπει να τοποθετείται έτσι ώστε με την ενεργοποίηση του ρήγματος να καταπονείται σε εφελκυσμό.
2. Η γωνία διασταύρωσης με ανάστροφα ρήγματα πρέπει να είναι η μικρότερη δυνατή ώστε να ελαχιστοποιούνται οι θλιπτικές παραμορφώσεις. Εάν παρατηρούνται και σημαντικές συνθήκες εισχώρησης – ολίσθησης, η γωνία διασταύρωσης με το ρήγμα πρέπει να επιλέγεται έτσι ώστε να ευνοείται η εφελκυστική παραμόρφωση του αγωγού.
3. Στις ζώνες ρηγμάτωσης το βάθος τοποθέτησης του αγωγού πρέπει να ελαχιστοποιείται ώστε να μειώνονται οι τάσεις που ασκούνται στον αγωγό από το έδαφος κατά τη μετακίνηση του ρήγματος.
4. Σε απόσταση 50 m εκατέρωθεν ενός ενεργού σεισμοτεκτονικού ρήγματος πρέπει να χρησιμοποιείται αγωγός με τοιχώματα μεγαλύτερου πάχους. Αυτό γίνεται επειδή η αύξηση του πάχους του τοιχώματος του αγωγού αυξάνει την ικανότητά του να αναλαμβάνει εφελκυστικές τάσεις έως ένα δεδομένο μέγιστο επίπεδο.
5. Η μείωση της γωνίας τριβής μεταξύ του αγωγού και του εδάφους αυξάνει την ικανότητα του αγωγού να προλαμβάνει τις μετακινήσεις του ρήγματος έως και ένα δεδομένο μέγιστο επίπεδο παραμόρφωσης. Η γωνία τριβής μπορεί να μειωθεί με τη χρήση μίας σκληρής και λείας επικάλυψης του αγωγού.
6. Πρέπει να γίνεται αυστηρός επί τόπου έλεγχος στο επίχωμα του αγωγού για μία απόσταση 50 m εκατέρωθεν του ρήγματος. Γενικά, ένα χαλαρό κοκκώδες έδαφος από υλικό μεσαίας διαβάθμισης χωρίς κροκάλες και ογκόλιθους είναι κατάλληλο ως υλικό επίχωσης. Εάν το εδαφικό υλικό δεν διαθέτει τα παραπάνω χαρακτηριστικά,

θα πρέπει να εκσκαφούν μεγάλες τάφροι 15 m εκατέρωθεν του ρήγματος και να πληρωθούν με κατάλληλο υλικό.

7. Για συγκολλημένους χαλύβδινους αγωγούς οι μετακινήσεις του ρήγματος δύνανται να αναληφθούν χρησιμοποιώντας την ικανότητα του αγωγού να παραμορφώνεται ανελαστικά σε εφελκυσμό ακολουθώντας τις παραμορφώσεις του εδάφους. Όπου είναι δυνατόν, ο προσανατολισμός του αγωγού πρέπει να επιλέγεται έτσι ώστε να υπόκειται σε εφελκυσμό και μέτρια καμπτική καταπόνηση. Προσανατολισμοί που ενδέχεται να θέσουν τον αγωγό υπό θλιπτική καταπόνηση πρέπει να αποφεύγονται, διότι η ικανότητα ανάληψης θλιπτικών παραμορφώσεων είναι σημαντικά μικρότερη σε σχέση με την αντίστοιχη για εφελκυστικές παραμορφώσεις. Οι θλιπτικές παραμορφώσεις πρέπει να περιορίζονται στα επίπεδα που προκαλούν «ρυτίδωση» (wrinkling) ή τοπικό λυγισμό.

Τέλος, σε όλες τις περιοχές που υπόκεινται σε μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις, οι αγωγοί θα πρέπει να τοποθετούνται ευθύγραμμα, να αποφεύγονται οι απότομες αλλαγές κατεύθυνσης και υψομέτρου, και να γίνεται αγκύρωση του αγωγού στο σταθερό έδαφος.

4.3 Οδηγίες American Lifelines Alliance

Ο κανονισμός American Lifelines Alliance (ALA) (2001) αποτελεί, όπως δηλώνει και το όνομά του, μία σύμπραξη δημόσιων και ιδιωτικών οργανισμών των ΗΠΑ για τη δημιουργία ενός κανονισμού που αφορά τα δίκτυα κοινής ωφέλειας. Η διαδικασία ξεκίνησε το 1998 με τη συνεργασία μεταξύ των American Society of Civil Engineers (ASCE) και Federal Emergency Management Agency (FEMA). Το 1999 δημιουργήθηκε μία ομάδα πολιτικών και μηχανολόγων μηχανικών για τη σύνταξη ενός κανονισμού με αντικείμενο τους υπόγειους αγωγούς. Σήμερα συμμετέχουν κι άλλοι δημόσιοι οργανισμοί, όπως το National Institute of Building Sciences (NIBS), η Federal Highway Administration (FHWA), η US Geological Survey (USGS) και το Bureau of Reclamation, αλλά και ιδιωτικοί όπως η εταιρεία Pacific Gas and Electric Company (PG&E) και η βιομηχανία ROHN.

Στόχος του κανονισμού ALA (2001) είναι η δημιουργία προδιαγραφών σχεδιασμού που να εξασφαλίζουν την ακεραιότητα υπόγειων αγωγών για διάφορες καταπονήσεις. Το εύρος των αγωγών που καλύπτεται περιλαμβάνει νέους ή υφιστάμενους αγωγούς από χάλυβα με συγκολλητές συνδέσεις για διάφορα είδη χρήσης (πετρελαίου, φυσικού αερίου,

ύδατος, μεταφοράς, κατανομής, κ.α.) και τις συνδέσεις τους με κτίρια ή άλλο εξοπλισμό. Ο κανονισμός παρέχει προδιαγραφές και σχέσεις για τον υπολογισμό της απόκρισης λόγω πιέσεων, πλευστότητας, θερμικών μεταβολών, αλλά και σεισμικών φορτίων τόσο λόγω ισχυρής εδαφικής κίνησης όσο και μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων. Παρέχονται επίσης και τα αντίστοιχα επιτρεπόμενα όρια τάσεων και παραμορφώσεων. Ο κανονισμός δεν παρέχει προδιαγραφές για την φθορά των υλικών λόγω διάβρωσης, μεταφοράς ή εγκατάστασης ή για τις μεθόδους κατασκευής που εφαρμόζονται από διάφορες εταιρείες.

Η σεισμική επικινδυνότητα υπόγειων αγωγών περιλαμβάνει τις παροδικές παραμορφώσεις που προέρχονται από τις διαφορικές μετατοπίσεις λόγω των εδαφικών κυμάτων και τις μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις λόγω μετακινήσεων ρηγμάτων, πλευρικών εξαπλώσεων, κατολισθήσεων και καθιζήσεων. Ο υπολογισμός της απόκρισης του αγωγού λόγω των μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων αποτελεί ένα πιο σύνθετο πρόβλημα -σε σχέση με το αντίστοιχο για τις εδαφικές ταλαντώσεις- και απαιτεί ανάλυση πεπερασμένων στοιχείων. Η αριθμητική προσομοίωση συμπεριλαμβάνει τη χρήση ελατηρίων αλληλεπίδρασης εδάφους – αγωγού. Όμως, παρέχονται και κάποιες αναλυτικές εξισώσεις, κυρίως για την να δίνεται η δυνατότητα μίας αρχικής προσέγγισης του προβλήματος.

4.3.1 Παροδικές Εδαφικές Μετατοπίσεις

Η επιρροή της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων σε έναν αγωγό προσεγγίζεται με όρους παραμορφώσεων και πιο συγκεκριμένα μέσω των παραμορφώσεων κατά τον διαμήκη άξονα του αγωγού. Οι επιβαλλόμενες καμπτικές παραμορφώσεις των αγωγών είναι μικρές και αγνοούνται από τον κανονισμό.

Η αξονική παραμόρφωση, ε_α , σε έναν αγωγό λόγω της διάδοσης των σεισμικών κυμάτων μπορεί να υπολογιστεί από τη σχέση:

$$\varepsilon_\alpha = V_g / \alpha C_s \quad (4.12)$$

όπου V_g η μέγιστη εδαφική ταχύτητα, C_s η φαινομενική ταχύτητα διάδοσης σεισμικών κυμάτων (συντηρητικά ίση με 2 km/s) και η παράμετρος α ίση με 2.0 για C_s που σχετίζεται με διαμήκη κύματα, διαφορετικά ίσο με 1.0. Εάν είναι γνωστές μόνο οι μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις σε μία περιοχή, τότε οι μέγιστες εδαφικές ταχύτητες μπορούν να υπολογιστούν από τον Πίνακα 4.12. Το αποτέλεσμα της Εξίσωσης (4.12) δεν μπορεί να είναι

μεγαλύτερο από τις αξονικές παραμορφώσεις του αγωγού λόγω της τριβής με το έδαφος, δηλαδή από:

$$\varepsilon_{\alpha} \leq T_u \lambda / 4AE \quad (4.13)$$

όπου T_u είναι η μέγιστη δύναμη τριβής ανά μονάδα μήκους στην επιφάνεια εδάφους – αγωγού, λ το φαινομενικό μήκος κύματος των σεισμικών κυμάτων στην επιφάνεια του εδάφους (συχνά λαμβάνεται ίσο με 1.0 km), A η επιφάνεια διατομής του αγωγού και E το μέτρο ελαστικότητας του υλικού.

Ο καθορισμός των κυμάτων που σχετίζονται με τη μέγιστη εδαφική ταχύτητα απαιτεί εξειδικευμένη διερεύνηση των τοπικών εδαφικών συνθηκών από σεισμολόγους. Συνήθως, για περιοχές κοντά στο επίκεντρο του σεισμού, η μέγιστη εδαφική ταχύτητα σχετίζεται με τα διατμητικά κύματα. Για αποστάσεις μεγαλύτερες των 20 km από το επίκεντρο τα κύματα που καταπονούν περισσότερο τον αγωγό είναι τα επιφανειακά. Μία συντηρητική αντιμετώπιση θεωρεί ότι αν δεν υπάρχουν επαρκή στοιχεία, επιλέγονται τα επιφανειακά κύματα ως κυρίαρχα, καθώς προκαλούν μεγαλύτερες παραμορφώσεις στον αγωγό.

Σύμφωνα με τον ALA (2001) το επιτρεπόμενο όριο εφελκυστικής παραμόρφωσης για χαλύβδινους συγκολλητούς αγωγούς είναι $\varepsilon_{cr,t} = 0.5\%$. Το επιτρεπόμενο όριο θλιπτικής παραμόρφωσης για χαλύβδινους συγκολλητούς αγωγούς αντιστοιχεί σε μορφή αστοχίας τοπικού λυγισμού και υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\varepsilon_{ct,c} = 0.75 \left[0.5 \left(t/D' \right) - 0.002 + 3000 \left(p^D / 2Et \right) \right] \quad (4.14)$$

όπου p η εσωτερική πίεση, D η εξωτερική διάμετρος, t το πάχος του τοιχώματος και D' η διορθωμένη εξωτερική διάμετρος όπως δίνεται από την παρακάτω σχέση:

$$D' = D / \left(1 - \frac{3}{D} (D - D_{min}) \right) \quad (4.15)$$

Σημειώνεται ότι για συνηθισμένους αγωγούς το κρισιμότερο όριο είναι αυτό των θλιπτικών παραμορφώσεων λόγω τοπικού λυγισμού. Τέλος, οι τάσεις λόγω κάμψης δεν πρέπει να υπερβούν την τάση διαρροής του χάλυβα, σ_y .

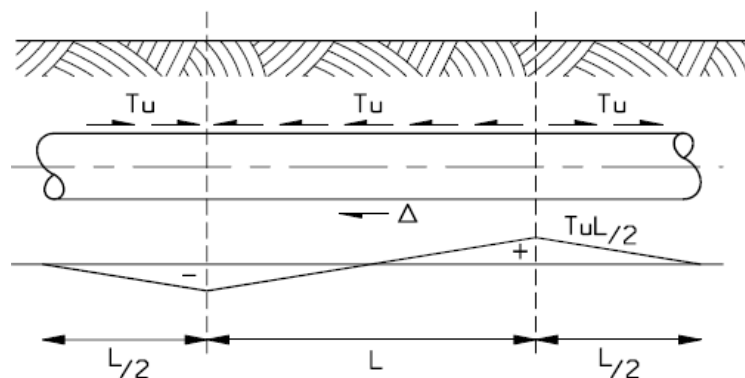
Πίνακας 4.12 Μέγιστες εδαφικές ταχύτητες [ALA, 2001].

| Moment Magnitude, M_w | Ratio of Peak Ground Velocity (cm/sec) to Peak Ground Acceleration (g) Source-to-Site Distance (km) | | |
|---|--|--------------|---------------|
| | 0-20 | 20-50 | 50-100 |
| <i>Rock*</i> | | | |
| 6.5 | 66 | 76 | 86 |
| 7.5 | 97 | 109 | 97 |
| 8.5 | 127 | 140 | 152 |
| <i>Stiff Soil*</i> | | | |
| 6.5 | 94 | 102 | 109 |
| 7.5 | 140 | 127 | 155 |
| 8.5 | 180 | 188 | 193 |
| <i>Soft Soil*</i> | | | |
| 6.5 | 140 | 132 | 142 |
| 7.5 | 208 | 165 | 201 |
| 8.5 | 269 | 244 | 251 |

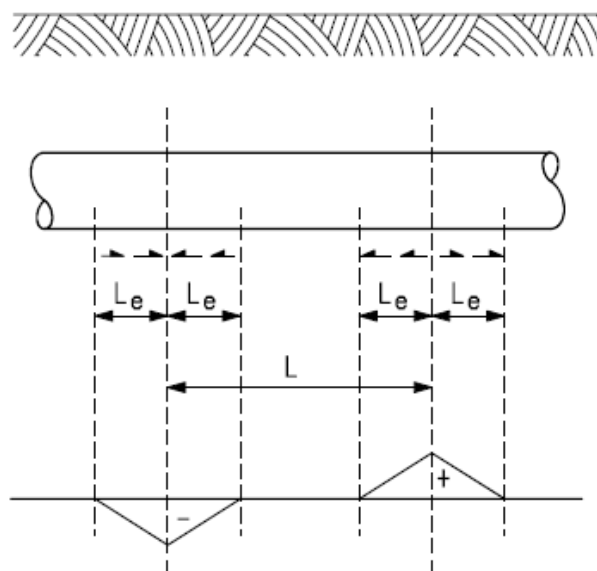
* The sediment types represent the following shear wave velocity ranges within the sediment layer: rock ≥ 750 meters per second, stiff soil is 200 meters per second – 750 meters per second, and soft soil < 200 meters per second. The relationship between the peak ground velocity and peak ground acceleration is less certain in soft soils.

4.3.2 Μόνιμες Εδαφικές Μετατοπίσεις

Οι μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις προκαλούν πάντοτε αξονικές παραμορφώσεις στους αγωγούς και συχνά κάμψη. Το μέγεθος των παραμορφώσεων αποτελεί συνάρτηση του μεγέθους και της χωρικής κατανομής των εδαφικών μετακινήσεων, της έκτασης της ζώνης των εδαφικών μετακινήσεων και του προσανατολισμού του αγωγού σε σχέση με την κατεύθυνση των εδαφικών μετακινήσεων. Για παράδειγμα, εάν οι εδαφικές μετακινήσεις είναι παράλληλες με τη διεύθυνση του αγωγού, τότε κυριαρχούν οι αξονικές παραμορφώσεις. Εάν το μήκος της ζώνης μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων, L , είναι μικρό, τότε οι αξονικές παραμορφώσεις είναι συνάρτηση του μήκους της ζώνης, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.5. Εάν το μήκος της ζώνης είναι μικρό, τότε οι αξονικές παραμορφώσεις προκύπτουν συναρτήσει των εδαφικών μετακινήσεων, Δ , δημιουργώντας μία εφελκυστική και μία θλιπτική ζώνη με μήκος L_e εκατέρωθεν της κεφαλής και του πόδα της ζώνης, αντίστοιχα, όπως φαίνεται στο Σχήμα 4.6.

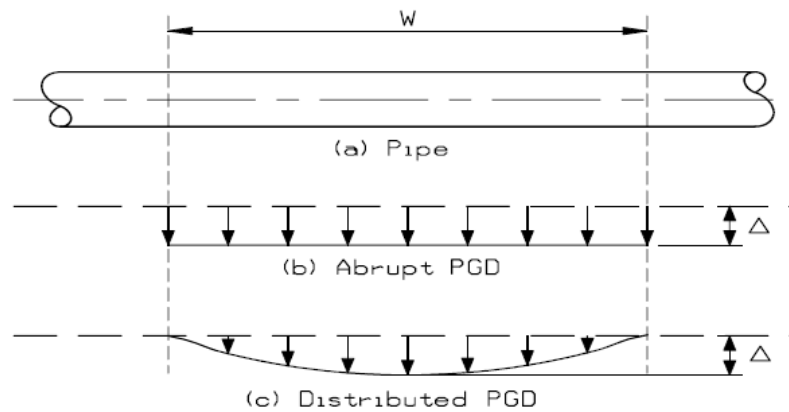


Σχήμα 4.5 Εφελκυστικές και θλιπτικές ζώνες αγωγού για κατεύθυνση εδαφικών μετακινήσεων Δ και μικρό μήκος ζώνης μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων, L [ALA, 2001].



Σχήμα 4.6 Εφελκυστικές και θλιπτικές ζώνες αγωγού για μεγάλο μήκος ζώνης μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων, L [ALA, 2001].

Εάν οι εδαφικές μετακινήσεις είναι κάθετες στον άξονα του αγωγού, τότε εμφανίζονται παραμορφώσεις τόσο λόγω καμπτικών όσο και αξονικών δυνάμεων, ενώ η μορφή των μετακινήσεων μπορεί να είναι είτε ομοιόμορφη είτε κατανεμημένη κατά μήκος του αγωγού, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 4.7. Η κατανομή των εγκάρσιων επιβαλλόμενων μετακινήσεων αποτελεί έναν πολύ σημαντικό παράγοντα, καθώς στην περίπτωση ομοιόμορφων μετακινήσεων του εδάφους, οι παραμορφώσεις του αγωγού στα άκρα της ζώνης είναι μεγαλύτερες σε σχέση με την κατανεμημένη μορφή.



Σχήμα 4.7 (α) Αγωγός που υπόκειται σε εγκάρσιες μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις σε μία ζώνη μήκους W για απότομη (b) και κατανεμημένη (c) μορφή [ALA, 2001].

Σύμφωνα με το πρότυπο ALA (2005), η περίοδος επαναφοράς που χρησιμοποιείται για τον σχεδιασμό ενός αγωγού εξαρτάται από την Κατάταξη Λειτουργίας του Αγωγού (Pipe Function Classification). Το σύστημα αυτό ταξινομεί τους αγωγούς ανάλογα με την σπουδαιότητά τους σε τέσσερις κατηγορίες. Η Κατηγορία I αναφέρεται σε αγωγούς πολύ χαμηλής σπουδαιότητας, η Κατηγορία II σε συνηθισμένους αγωγούς διανομής, η Κατηγορία III σε κεντρικούς αγωγούς που εξυπηρετούν μεγάλο αριθμό καταναλωτών και η Κατηγορία IV σε αγωγούς που είναι σημαντικό να διατηρήσουν τη λειτουργικότητά τους μετά από ένα σεισμικό γεγονός. Η περίοδος επαναφοράς είναι 475, 975 και 2,475 έτη για τις κατηγορίες II, III και IV, δηλαδή σε πιθανότητες εμφάνισης 10%, 5% και 2% στα 50 έτη, αντίστοιχα. Επειδή οι κεντρικοί αγωγοί έχουν μεγάλο μήκος και διασχίζουν περιοχές μπορεί τμήματά τους να είναι εκτεθειμένα σε μικρότερο ή μεγαλύτερο κίνδυνο και έτσι να ανήκουν σε άλλη κατηγορία. Για παράδειγμα, σε έναν αγωγό μήκους περίπου 1,000 km το 5% θα ανήκει στην Κατηγορία I, 75 με 85% στην Κατηγορία II, 10 με 20% στην Κατηγορία III και μόλις 1 με 5% στην Κατηγορία IV.

Στον Πίνακα 4.13 παρουσιάζονται οι τιμές που χρησιμοποιούνται, σύμφωνα με τον ALA (2005) για τον υπολογισμό των μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων (PGD) για μετακίνηση ρήγματος, κατολίσθηση και πλευρική εξάπλωση σε κάθε κατηγορία σπουδαιότητας. Παρουσιάζονται επίσης και τα μήκη και πλάτη πλευρικής εξάπλωσης για κάθε κατηγορία σπουδαιότητας. Η κατεύθυνση της πλευρικής εξάπλωσης πρέπει να υπολογίζεται προς όλες τις πιθανές διευθύνσεις, εκτός εάν υπάρχει κλίση εδάφους μεγαλύτερη από 1%, οπότε υπολογίζεται μόνο προς την κατεύθυνση αυτή. Στην Κατηγορία II ο υπολογισμός των μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων γίνεται κάνοντας χρήση σεισμικού γεγονότος με περίοδο

επαναφοράς 475 έτη (πιθανότητα εμφάνισης 2% / 50 έτη). Στις Κατηγορίες III και IV χρησιμοποιούνται οι τιμές της Κατηγορίας II πολλαπλασιασμένες με έναν αυξητικό συντελεστή.

Πίνακας 4.13 Υπολογισμός των μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων (PGD) λόγω σεισμικού γεγονότος [ALA, 2005].

| Κατάταξη Λειτουργίας Αγωγού | Μετακίνηση Ρήγματος | Κατολίσθηση | Πλευρική Εξάπλωση | Πλάτος Πλευρικής Εξάπλωσης, W | Μήκος Πλευρικής Εξάπλωσης, L |
|-----------------------------------|--|---|---|--|---------------------------------------|
| Κατηγορία II (Συνήθης) | Εξ. (3.16) Πίνακας 3.3 (Περίοδος Επαναφοράς 475 έτη) | Εξ. (3.14) (Περίοδος Επαναφοράς 475 έτη) | Εξ. (3.11) (Περίοδος Επαναφοράς 475 έτη) | 900 ft (275 m) | 300 ft (92 m) |
| Κατηγορία III (Σημαντική) | 1.5 x Κατηγορία II | 1.75 x Κατηγορία II | 1.5 x Κατηγορία II | 700 ft (214 m) | 500 ft (153 m) |
| Κατηγορία IV (Κρίσιμη) | 2.0 x Κατηγορία II | 2.5 x Κατηγορία II | 2.0 x Κατηγορία II | 500 ft (153 m) | 700 ft (214 m) |

Σύμφωνα με τον ALA (2001) τα επιτρεπόμενα όρια εφελκυστικής παραμόρφωσης για όλα τα είδη μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων (PGD) και χαλύβδινους συγκολλητούς αγωγούς είναι $\epsilon_{cr,t} = 2.0\%$ και 4.0% για το λειτουργικό όριο (operable limit) και το όριο ακεραιότητας πίεσης (pressure integrity limit), αντίστοιχα. Το επιτρεπόμενο όριο θλιπτικής παραμόρφωσης για όλες τις μορφές μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων (PGD) και χαλύβδινους συγκολλητούς αγωγούς, όσον αφορά στο λειτουργικό όριο, αντιστοιχεί σε μορφή αστοχίας τοπικού λυγισμού και υπολογίζεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$\epsilon_{ct,c} = 0.5 \left(\frac{t}{D'} \right) - 0.002 + 3000 \left(\frac{pD}{2Et} \right) \quad (4.16)$$

αντίστοιχα με την Εξίσωση (4.14). Όσον αφορά στο όριο ακεραιότητας πίεσης, αντιστοιχεί σε ρυτίδωση του αγωγού και απαιτεί επιδιόρθωση μετά την εμφάνιση του. Το επιτρεπτό όριο θλιπτικής παραμόρφωσης είναι $\epsilon_{ct,c} = 1.76t/D$ (t και D το πάχος και η εξωτερική διάμετρος του αγωγού). Επειδή οι χαλύβδινοι αγωγοί παρουσιάζουν υψηλή πλαστιμότητα και επειδή οι τάσεις του εδάφους κατά τη διάρκεια των μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων είναι σχετικά μικρές, δεν χρησιμοποιείται κάποιο όριο επιτρεπόμενων τάσεων κατά τον σχεδιασμό.

4.3.3 Προσομοίωση Αλληλεπίδρασης Εδάφους – Αγωγού με Ελατήρια

Σύμφωνα με τον ALA (2001) ο υπολογισμός της απόκρισης ενός αγωγού λόγω μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων γίνεται με τη χρήση πεπερασμένων στοιχείων μέσω κατάλληλου λογισμικού (π.χ., Abaqus). Η αλληλεπίδραση εδάφους – αγωγού γίνεται με τη χρήση μη-γραμμικών ελατηρίων. Στο Σχήμα 4.8a παρουσιάζεται ένας υπόγειος αγωγός, ενώ στο Σχήμα 4.8b η προσομοίωση του αγωγού με τη χρήση εγκάρσιων, αξονικών και κατακόρυφων ελατηρίων. Η συμπεριφορά των ελατηρίων προσομοιώνεται μέσω διαγραμμάτων των δυνάμεων αλληλεπίδρασης εδάφους – αγωγού συναρτήσει της σχετικής μετακίνησης του κάθε ελατηρίου και παρουσιάζονται στο Σχήμα 4.8c για την εγκάρσια, αξονική και κατακόρυφη διεύθυνση, αντίστοιχα. Τα διαγράμματα έχουν τέλεια ελαστοπλαστική μορφή με σταθερή δύναμη αλληλεπίδρασης μετά το όριο πλαστικότητας. Οι εξισώσεις που δίνουν τις μέγιστες δυνάμεις και μετατοπίσεις παρατίθενται στη συνέχεια.

Αξίζει να αναφερθεί ότι οι εξισώσεις από τον κανονισμό δεν καλύπτουν τις περιπτώσεις υπόγειων αγωγών για περιπτώσεις με διαφορετικές ιδιότητες εδάφους από την επιφάνεια μέχρι το βάθος τοποθέτησης του αγωγού. Επίσης, δεν καλύπτονται οι περιπτώσεις υποθαλάσσιων αγωγών τοποθετημένων στην επιφάνεια του πυθμένα. Ο υπολογισμός τους γίνεται με βάση εργαστηριακές και επιτόπου δοκιμές, αλλά και με βάση τις γενικές αρχές της γεωτεχνικής μηχανικής.

4.3.3.1 Αξονικά Ελατήρια

Η μέγιστη αξονική δύναμη αλληλεπίδρασης ανά μήκος αγωγού, T_U , δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

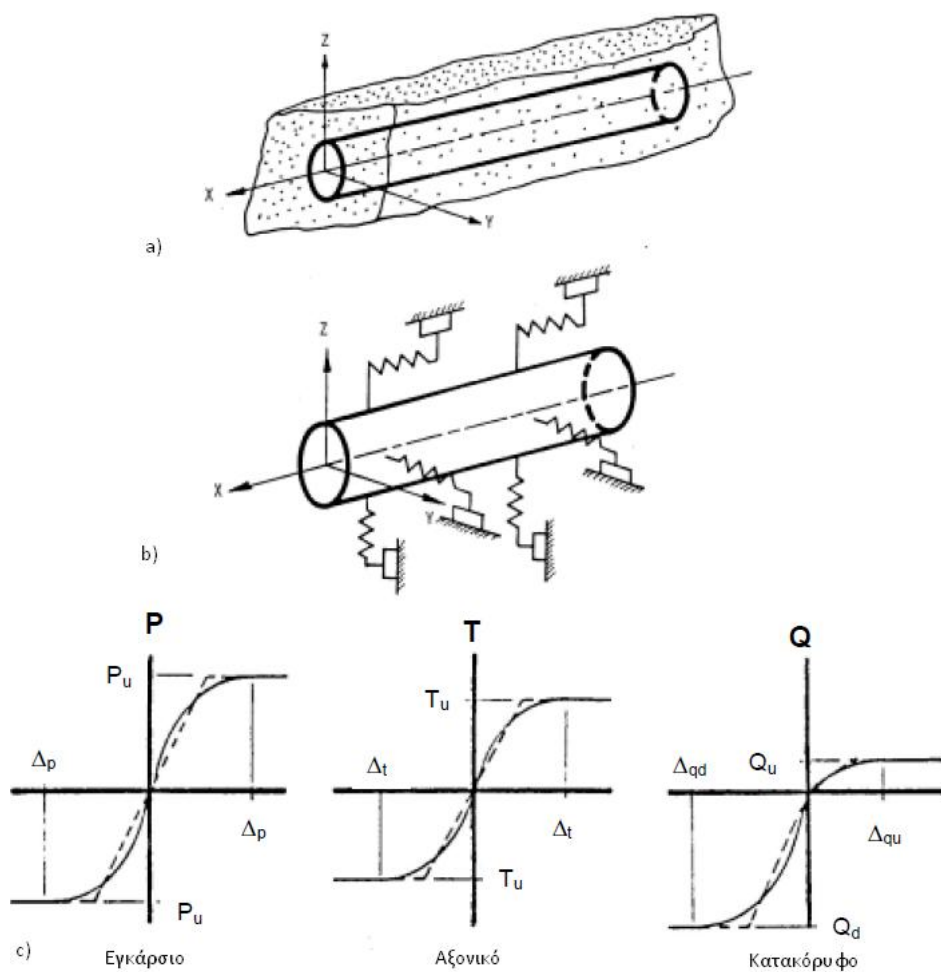
$$T_U = \pi D \alpha c + \pi D H \bar{\gamma} (1 + K_0) / 2 \tan \delta \quad (4.17)$$

όπου D η εξωτερική διάμετρος του αγωγού, c η συνοχή του εδάφους, H το βάθος τοποθέτησης του αγωγού με βάση το κέντρο της διατομής του, $\bar{\gamma}$ το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους, K_0 ο συντελεστής πλευρικών ωθήσεων του εδάφους σε κατάσταση ηρεμίας, α ο συντελεστής συγκόλλησης (δίνεται από την Εξίσωση (4.18) ή το Σχήμα 4.9), $\delta = f \cdot \phi$ η γωνία τριβής της διεπιφάνειας εδάφους – αγωγού, ϕ η γωνία εσωτερικής τριβής του εδάφους και f ο συντελεστής επικάλυψης που συσχετίζει τη γωνία εσωτερικής τριβής του

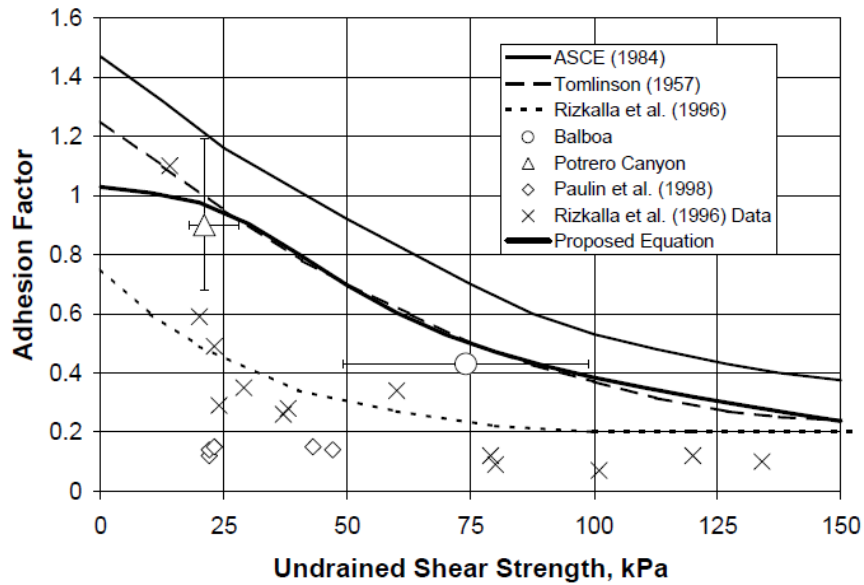
εδάφους με τη γωνία τριβής της διεπιφάνειας εδάφους- αγωγού. Χαρακτηριστικές τιμές του συντελεστή f για διάφορες εξωτερικές επικαλύψεις αγωγών δίνονται από τον Πίνακα 4.14. Ο συντελεστής συγκόλλησης προκύπτει ως εξής:

$$\alpha = 0.608 - 0.123c - \frac{0.274}{c^2 + 1} + \frac{0.695}{c^3 + 1} \quad (4.18)$$

όπου c η συνοχή του εδάφους σε ksf ή kPa/100. Η μετατόπιση κατά τη μέγιστη αξονική δύναμη, Δt , είναι 3 mm για πυκνή άμμο, 5 mm για χαλαρή άμμο, 8 mm για σκληρή άργιλο και 10 mm για μαλακή άργιλο.



Σχήμα 4.8 α) Υπόγειος αγωγός, β) προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους- αγωγού με τη χρήση εγκάρσιων, αξονικών και κατακόρυφων ελατηρίων, και γ) διαγράμματα συμπεριφοράς των ελατηρίων αλληλεπίδρασης [ALA, 2001].



Σχήμα 4.9 Τιμές του συντελεστή συγκόλλησης, α , συναρτήσει της αστράγγιστης διατμητικής αντοχής του εδάφους σύμφωνα με διάφορους κανονισμούς και ερευνητές [ALA, 2001].

Πίνακας 4.14 Τιμές του συντελεστή επικάλυψης, f , για διάφορες εξωτερικές επικαλύψεις αγωγών [ALA, 2001].

| Επικάλυψη Αγωγού | f |
|--------------------------------|-----|
| Σκυρόδεμα | 1.0 |
| Λιθανθρακόπισσα | 0.9 |
| Τραχύς Χάλυβας | 0.8 |
| Λείος Χάλυβας | 0.7 |
| Εποξική Συνδεδεμένη με Σύντηξη | 0.6 |
| Πολυαιθυλένιο | 0.6 |

4.3.3.2 Εγκάρσια Ελατήρια

Η μέγιστη εγκάρσια (πλευρική) δύναμη αλληλεπίδρασης ανά μήκος αγωγού, P_u , δίνεται από την παρακάτω εξίσωση:

$$P_u = N_{ch}cD + N_{qh}\bar{\gamma}HD \quad (4.19)$$

όπου N_{ch} ο συντελεστής οριζόντιας φέρουσας ικανότητας αργίλου (0 για $c = 0$) και N_{qh} ο συντελεστής οριζόντιας φέρουσας ικανότητας άμμου (0 για $\phi = 0^\circ$). Οι συντελεστές αυτοί δίνονται από τις Εξισώσεις (4.20) και (4.21), αλλά και από το Σχήμα 4.10:

$$N_{ch} = a + bx + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (4.20)$$

$$N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4 \quad (4.21)$$

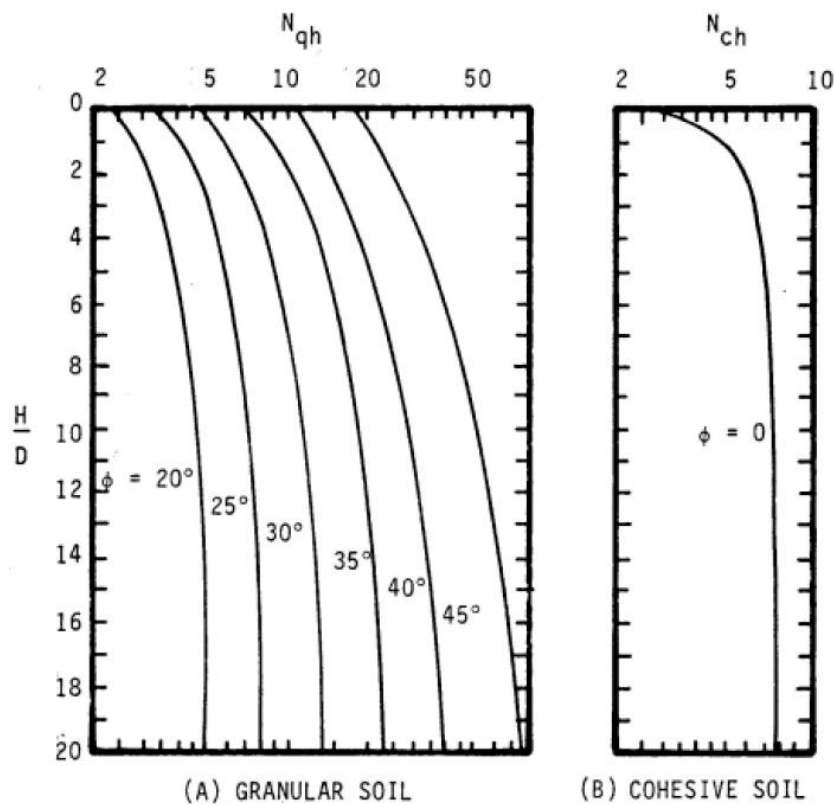
όπου οι συντελεστές x , a , b , c , d και e υπολογίζονται με βάση τον Πίνακα 4.15 με γραμμική παρεμβολή για ενδιάμεσες τιμές της γωνίας ϕ .

Υπολογίζεται η μετατόπιση κατά τη μέγιστη εγκάρσια (πλευρική) δύναμη αλληλεπίδρασης, Δp , ως εξής:

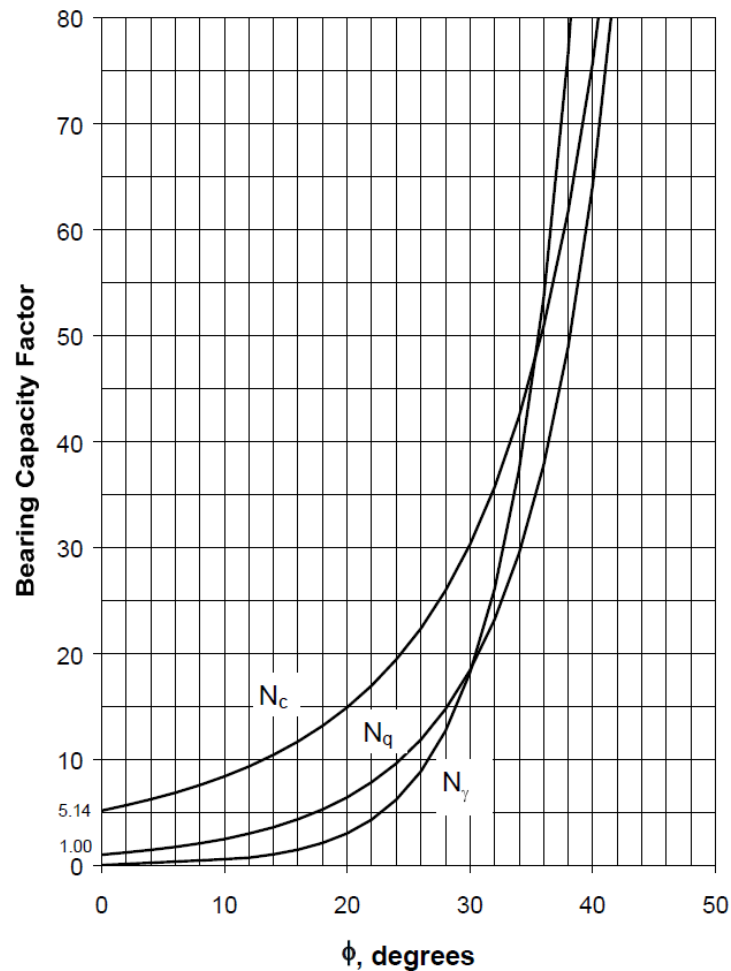
$$\Delta p = 0.04(H + D/2) \leq 0.10D \text{ έως } 0.15D \quad (4.22)$$

Πίνακας 4.15 Τιμές των συντελεστών x , a , b , c , d και e [ALA, 2001].

| Factor | ϕ | x | a | b | c | d | e |
|----------|------------|-------|--------|-------|---------|-------------------|-------------------|
| N_{ch} | 0° | H/D | 6.752 | 0.065 | -11.063 | 7.119 | -- |
| N_{qh} | 20° | H/D | 2.399 | 0.439 | -0.03 | $1.059(10)^{-3}$ | $-1.754(10)^{-5}$ |
| N_{qh} | 25° | H/D | 3.332 | 0.839 | -0.090 | $5.606(10)^{-3}$ | $-1.319(10)^{-4}$ |
| N_{qh} | 30° | H/D | 4.565 | 1.234 | -0.089 | $4.275(10)^{-3}$ | $-9.159(10)^{-5}$ |
| N_{qh} | 35° | H/D | 6.816 | 2.019 | -0.146 | $7.651(10)^{-3}$ | $-1.683(10)^{-4}$ |
| N_{qh} | 40° | H/D | 10.959 | 1.783 | 0.045 | $-5.425(10)^{-3}$ | $-1.153(10)^{-4}$ |
| N_{qh} | 45° | H/D | 17.658 | 3.309 | 0.048 | $-6.443(10)^{-3}$ | $-1.299(10)^{-4}$ |



Σχήμα 4.10 Τιμές των συντελεστών N_{qh} και N_{ch} [ALA, 2001].



Σχήμα 4.11 Τιμές των συντελεστών φέρουσας ικανότητας N_c , N_q και N_γ [ALA, 2001].

4.3.3.3 Άνωθεν Κατακόρυφα Ελατήρια

Η εξίσωση υπολογισμού της μέγιστης δύναμης αλληλεπίδρασης ανά μονάδα μήκους, Q_u , (Εξίσωση (4.23)) για τα άνωθεν ελατήρια έχει προκύψει από εργαστηριακά πειράματα μικρής κλίμακας και για αυτό δεν συνίσταται η χρήση της για αγωγούς σε μεγάλα βάθη, ως συνάρτηση του βάθους του κέντρου της διατομής του αγωγού προς την διάμετρό του (H/D). Σε περιπτώσεις που ο λόγος H/D είναι μεγαλύτερος των ορίων που δίνονται παρακάτω απαιτείται εξειδικευμένη γεωτεχνική μελέτη. Η δύναμη Q_u προκύπτει ως εξής:

$$Q_u = N_{cv}cD + N_{qv}\bar{\gamma}HD \quad (4.23)$$

όπου N_{cv} ο συντελεστής άνωθεν κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας αργίλου (0 για $c = 0$) και N_{qv} ο συντελεστής άνωθεν κατακόρυφης φέρουσας ικανότητας άμμου (0 για $\phi = 0^\circ$). Οι τιμές των δύο συντελεστών δίνονται από τις Εξισώσεις (4.24) και (4.25), αντίστοιχα:

$$N_{cv} = 2(H/D) \leq 10 \quad (4.24)$$

Η οποία ισχύει για $H/D \leq 10$, ενώ:

$$N_{qv} = \varphi H / 44D \leq N_q \quad (4.25)$$

ο υπολογισμός του N_q περιγράφεται στην Ενότητα 4.3.3.4.

Η μετατόπιση κατά τη μέγιστη κατακόρυφη άνωθεν δύναμη αλληλεπίδρασης ισούται με 0.01H έως 0.02H για χαλαρές έως πυκνές άμμους με μέγιστο όριο 0.1D και 0.1H έως 0.2H για σκληρές έως μαλακές αργίλους με μέγιστο όριο την τιμή 0.2D.

4.3.3.4 Κάτωθεν Κατακόρυφα Ελατήρια

Ο υπολογισμός της μέγιστης κάτωθεν κατακόρυφης δύναμης αλληλεπίδρασης γίνεται με βάση την παρακάτω εξίσωση:

$$Q_d = N_c c D + N_q \bar{\gamma} H D + N_\gamma \gamma D^2 / 2 \quad (4.26)$$

όπου N_c , N_q και N_γ συντελεστές φέρουσας ικανότητας που υπολογίζονται από τις Εξισώσεις (4.27), (4.28) και (4.29), αντίστοιχα, ή από το Σχήμα 4.11:

$$N_c = [\cot(\varphi + 0.001)] \{ \exp[\pi \tan(\varphi + 0.001)] \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi + 0.001}{2} \right) - 1 \} \quad (4.27)$$

$$N_q = \exp[\pi \tan \varphi] \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (4.28)$$

$$N_\gamma = \exp[0.18\varphi - 2.5] \quad (4.29)$$

όπου γ το συνολικό ειδικό βάρος του εδάφους. Επίσης, η μετατόπιση για τη μέγιστη κατακόρυφη κάτωθεν δύναμη αλληλεπίδρασης ισούται με 0.1D για κοκκώδη εδάφη και 0.2D για συνεκτικά εδάφη.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5

Μέτρα Μείωσης της Σεισμικής Τρωτότητας Δικτύων Αγωγών

Τα δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων καλούνται να αντιμετωπίσουν ένα μεγάλο εύρος κινδύνων που μπορεί να σχετίζονται με τη διάβρωση, τις εσωτερικές και εξωτερικές πιέσεις, τα υποθαλάσσια ρεύματα, τους σεισμούς, κ.α. Από αυτούς οι πλέον σημαντικοί, όσον αφορά στις περιοχές με έντονη σεισμική δραστηριότητα, είναι αυτοί που σχετίζονται με τη σεισμική καταπόνηση. Το 3^ο Κεφάλαιο αναφέρεται εκτενώς στους σεισμικούς κινδύνους για τα δίκτυα αγωγών κατηγοριοποιώντας τους σε δύο βασικά είδη: τις μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις (PGD) και την ισχυρή εδαφική κίνηση. Στην πρώτη κατηγορία περιλαμβάνονται η ρευστοποίηση, οι κατολισθήσεις και οι μετακινήσεις ρηγμάτων. Πολλοί ερευνητές έχουν ασχοληθεί με την ανάπτυξη μεθόδων που θα μπορούσαν να περιορίσουν τις βλάβες από τους παραπάνω σεισμικούς κινδύνους. Οι μέθοδοι αυτές περιλαμβάνουν, σε γενικές γραμμές, επιλογές όπως η χρήση υλικών για τους αγωγούς με διαφορετική αντοχή ή πλαστιμότητα, η χρήση «έξυπνων» αρθρώσεων, η απομόνωση του αγωγού από τις εδαφικές μετακινήσεις ακόμα και η τοποθέτηση ή επανατοποθέτηση αγωγών σε θέσεις λιγότερο επικίνδυνες. Στη συνέχεια θα γίνει μία αναφορά σε ορισμένες από τις κυριότερες μεθόδους που χρησιμοποιούνται για τη μείωση της σεισμικής τρωτότητας δικτύων αγωγών.

5.1 Επιλογή Ασφαλούς Διαδρομής

Η μεθοδολογία της επιλογής ασφαλούς διαδρομής εφαρμόζεται πάρα πολύ συχνά από τους μηχανικούς και τις εταιρείες που κατασκευάζουν δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων και αποτελεί απλά την επιλογή περιοχών για τη διέλευση των αγωγών στις οποίες υπάρχει μικρή πιθανότητα εμφάνισης ισχυρής εδαφικής κίνησης και μόνιμων εδαφικών

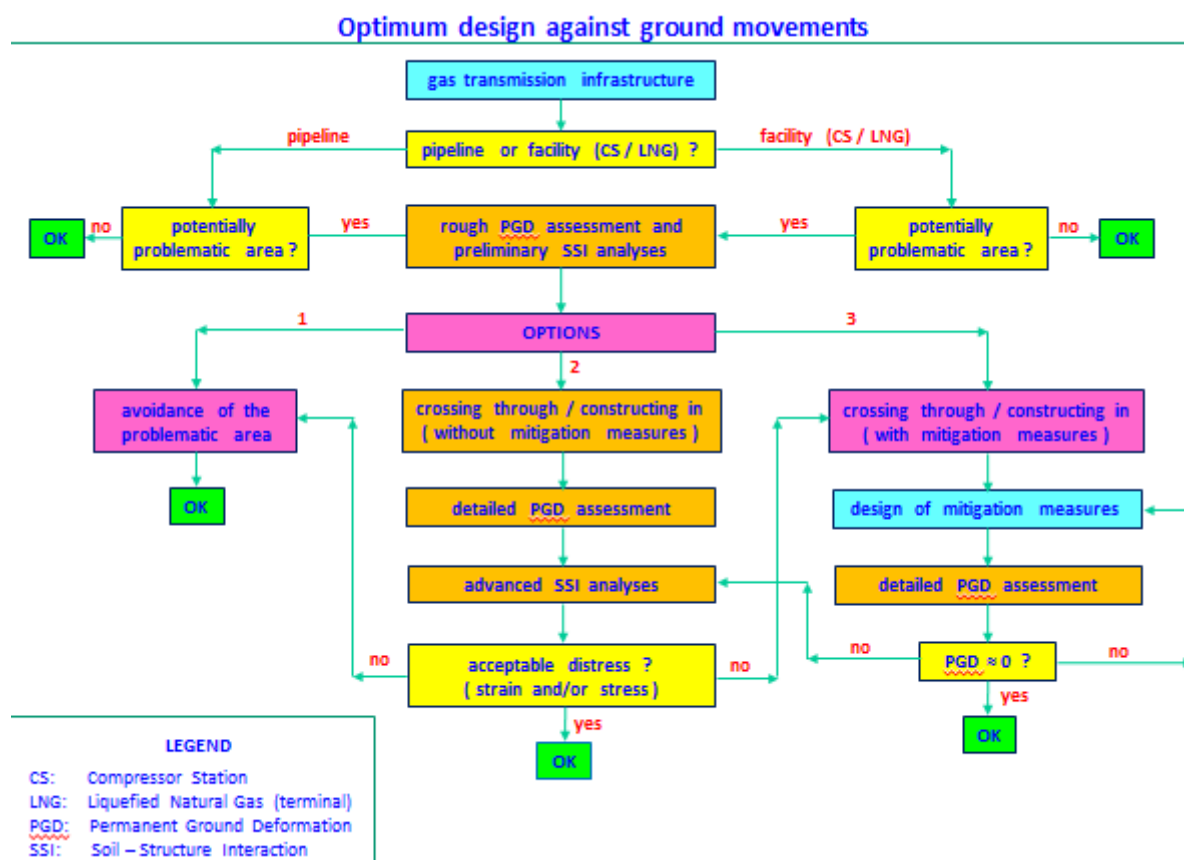
μετακινήσεων. Εφαρμόζεται τόσο κατά τον σχεδιασμό ενός νέου δικτύου αγωγών όσο και κατά την αποκατάσταση ή ενίσχυση ενός υφιστάμενου δικτύου. Στη δεύτερη περίπτωση γίνεται αφαίρεση των ήδη υπαρχόντων αγωγών και επανατοποθέτησή τους σε ασφαλείς περιοχές. Φυσικά, η επανατοποθέτηση αγωγών προϋποθέτει τη διακοπή της λειτουργίας τους τουλάχιστον κατά την περίοδο των εργασιών.

Όσον αφορά στην ισχυρή εδαφική κίνηση, είναι αρκετά εύκολο να εφαρμοστεί η μέθοδος κατά τον σχεδιασμό ενός αγωγού, χρησιμοποιώντας τα δεδομένα από τους χάρτες σεισμικής σεισμικής επικινδυνότητας για τις περιοχές ενδιαφέροντος. Μολονότι μία χάραξη με βάση την παραπάνω μέθοδο δύναται να οδηγήσει στην αύξηση του μήκους και του κόστους ενός αγωγού ακόμα και κατά αρκετά χιλιόμετρα, τα οφέλη από την αποφυγή των πιθανών αστοχιών είναι πολύ μεγάλα τόσο σε οικονομικό όσο και σε περιβαλλοντικό επίπεδο. Προφανώς, η αλλαγή στη χάραξη θα πρέπει να πραγματοποιείται με φειδώ, εφόσον το επίπεδο διακινδύνευσης δεν είναι τέτοιο που να μπορεί με αξιόπιστα μέτρα προστασίας με τα οποία να προκύπτει μία καλύτερη τεchnο-οικονομικά λύση [Psarroroulos et al., 2014].

Οι αγωγοί (χερσαίοι και υποβρύχιοι) είναι ευαίσθητες και κρίσιμες κατασκευές μεγάλου μήκους, για τους οποίους ο σχεδιασμός των μέτρων προστασίας τους αποτελεί θεμελιώδη προϋπόθεση για την ασφαλή και απρόσκοπτη λειτουργία τους. Επίσης, είναι γνωστό ότι στις περισσότερες εφαρμογές, και ειδικά χερσαίων αγωγών, υπάρχει η δυνατότητα υπολογισμού της σεισμικής επικινδυνότητας του εδάφους και των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων (Permanent Ground Deformation – PGD). Σε αυτές τις περιπτώσεις δύναται να υπολογιστεί, με κατάλληλες μεθόδους (π.χ., FEM) και λογισμικό (π.χ., Abaqus) εάν ο αγωγός είναι ικανός να αντέξει τις μετακινήσεις με ή χωρίς πρόσθετα μέτρα προστασίας ή εάν πρέπει να γίνει αλλαγή στη χάραξή του. Όσον αφορά στους υποβρύχιους αγωγούς, η παραπάνω διαδικασία είναι πιο σύνθετη.

Σύμφωνα με τους Psarroroulos et al. (2014), η διαδικασία που πρέπει να ακολουθείται για τις περιπτώσεις αγωγών σε περιοχές με εδαφικές μετακινήσεις είναι αυτή του Σχήματος 5.1. Η διαδικασία εφαρμόζεται και στις βοηθητικές κατασκευές που συνοδεύουν τα δίκτυα αγωγών. Τα ενδεχόμενα που οφείλουν να εξεταστούν με τεchnο-οικονομικά κριτήρια είναι τρία: η επιλογή ασφαλέστερης διαδρομής, η κατασκευή του αγωγού στην κρίσιμη περιοχή χωρίς μέτρα προστασίας και η κατασκευή του αγωγού στην κρίσιμη περιοχή με χρήση μέτρων προστασίας. Η πρώτη επιλογή συνήθως δεν επιλέγεται

κυρίως λόγω οικονομικών, τεχνικών ή περιβαλλοντικών αιτιών. Η τρίτη επιλογή μολονότι αποτελεί την πλέον συντηρητική λύση, είναι ταυτόχρονα και η πιο δαπανηρή λύση. Η πλέον οικονομική λύση στις περισσότερες περιπτώσεις είναι η δεύτερη επιλογή, υπό την προϋπόθεση ότι ο αγωγός έχει σχεδιαστεί ορθά έτσι ώστε να ανταπεξέλθει στις εδαφικές μετακινήσεις λαμβάνοντας υπόψη με ακρίβεια τις τοπικές εδαφικές συνθήκες και τις όποιες άλλες ιδιαιτερότητες του έργου.



Σχήμα 5.1 Διάγραμμα βέλτιστου σχεδιασμού αγωγών και βοηθητικών εγκαταστάσεων έναντι εδαφικών μετακινήσεων [Psarropoulos et al., 2014].

Η συχνότερη όμως εφαρμογή της μεθόδου της ασφαλούς διαδρομής γίνεται για τις περιπτώσεις μεγάλων μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων και ειδικά για τις περιπτώσεις περιοχών που είναι επικίνδυνες για εμφάνιση κατολισθήσεων και ρευστοποιήσεων. Για την περίπτωση των ρηγμάτων, η εφαρμογή της περιορίζεται συνήθως μόνο στις περιπτώσεις που τα άκρα του αγωγού βρίσκονται στη μία πλευρά του ρήγματος, καθώς το μεγάλο μήκος των ρηγμάτων καθιστά οικονομικά αδύνατη την πλήρη επαναχάραξη της διαδρομής. Τέλος, η μέθοδος της επιλογής ασφαλούς διαδρομής επιλέγεται κυρίως για κεντρικούς αγωγούς μεταφοράς υδρογονανθράκων, οι οποίοι έχουν περισσότερες επιλογές για τη χάραξη της

διαδρομής τους σε σχέση με τους αγωγούς διανομής όπου οι επιλογές είναι πιο περιορισμένες. Για παράδειγμα, εάν ένας αγωγός διανομής πρέπει να τοποθετηθεί υπογείως σε ένα οικοδομικό τετράγωνο, οι εναλλακτικές διαδρομές είναι πολύ περιορισμένες.

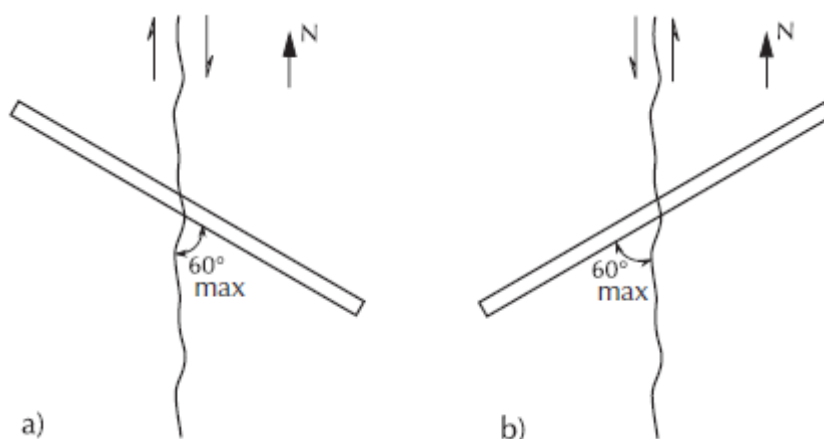
5.2 Βέλτιστος Προσανατολισμός στο Οριζόντιο Επίπεδο

Ο προσανατολισμός ενός αγωγού σε οριζόντιο επίπεδο είναι ένα μέτρο για την αντιμετώπιση σεισμικών κινδύνων που προέρχονται από μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις. Στις παραπάνω συγκαταλέγονται οι μετακινήσεις ρηγμάτων, οι κατολισθήσεις και οι πλευρικές εξαπλώσεις εξαιτίας ρευστοποίησης του εδάφους. Στόχος της παραπάνω μεθοδολογίας είναι η μείωση των επιπτώσεων (όπως αξονικές καταπονήσεις, κάμψη, λυγισμός, κ.α.) σε αγωγούς από τις μόνιμες οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις. Μάλιστα, σημαντικός παράγοντας επιτυχίας είναι η ορθή εκτίμηση του μεγέθους των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων.

Όσον αφορά στις περιπτώσεις των μετακινήσεων ρηγμάτων, ο βέλτιστος προσανατολισμός σε οριζόντιο επίπεδο έχει να κάνει με την επιλογή της καλύτερης γωνίας διασταύρωσης του αγωγού με το ρήγμα. Η ενεργοποίηση ενός ρήγματος που διασταυρώνεται με έναν αγωγό καταπονεί τον τελευταίο σε κάμψη και αξονικό εφελκυσμό ή αξονική θλίψη. Επειδή οι επιτρεπόμενες αξονικές παραμορφώσεις ενός αγωγού σε εφελκυσμό είναι πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες σε θλίψη, αυτό σημαίνει ότι αρχικά ο οριζόντιος προσανατολισμός του αγωγού πρέπει να είναι τέτοιος που να τον οδηγεί σε αξονικό εφελκυσμό κι όχι αξονική θλίψη. Για παράδειγμα, για ένα δεξιόστροφο ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης με προσανατολισμό βορά-νότου ο προτεινόμενος προσανατολισμός του διασταυρούμενου αγωγού θα είναι η κατεύθυνση βορειοδυτικά προς νοτιοανατολικά, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.2a. Γενικά, η γωνία μεταξύ αγωγού και ρήγματος δεν πρέπει να ξεπερνά τις 60° , όπως φαίνεται και στο Σχήμα 5.2.

Όσον αφορά στις κατολισθήσεις, ο βέλτιστος προσανατολισμός σε οριζόντιο επίπεδο έχει να κάνει με τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά της περιοχής των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων (PGD). Εάν θεωρήσουμε ότι η περιοχή PGD έχει τα χαρακτηριστικά του Σχήματος 5.3 με τη φορά των κατολισθήσεων να είναι προς τον νότο. Για αγωγό που διατρέχει την περιοχή αυτή με κατεύθυνση βορρά-νότου, οι παραμορφώσεις του αγωγού

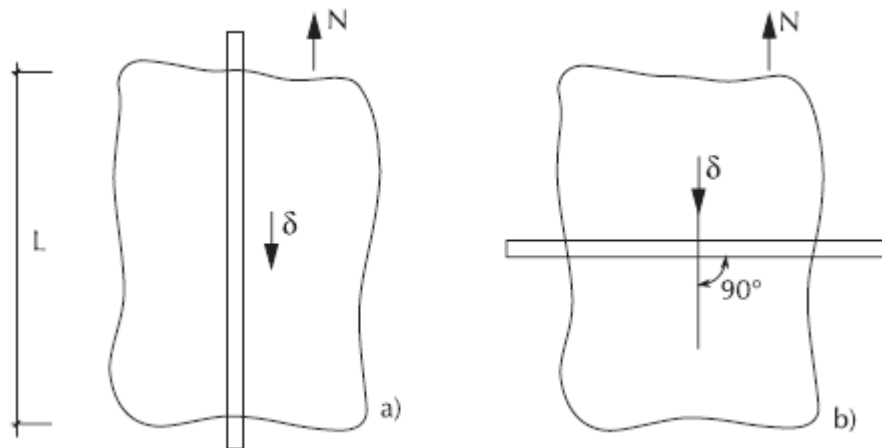
καθορίζονται από το μήκος, L , της περιοχής PGD. Αντίστοιχα, για αγωγό που διατρέχει την περιοχή με κατεύθυνση ανατολής- δύσης, οι παραμορφώσεις του αγωγού καθορίζονται από το μέγεθος των εδαφικών μετατοπίσεων, δ . Επομένως, εάν μία περιοχή PGD έχει μεγάλο L και μικρό δ , τότε η κατεύθυνση ανατολής-δύσης είναι η προτιμότερη (Σχήμα 5.3b). Σε διαφορετική περίπτωση γίνεται υπολογισμός των αναμενόμενων αποκρίσεων και επιλέγεται η βέλτιστη εκδοχή. Εάν επιλεγεί η διαμήκης διέλευση του αγωγού από την περιοχή PGD, τότε η καλύτερη λύση είναι η επιλογή κατεύθυνσης ακριβώς παράλληλης με τις εδαφικές μετακινήσεις, όπως φαίνεται στο Σχήμα 5.3a. Οποιαδήποτε άλλη επιλογή εκθέτει μεγαλύτερο τμήμα του αγωγού σε αξονικές καταπονήσεις λόγω τριβής και συνεπώς οδηγεί σε μεγαλύτερες αξονικές παραμορφώσεις. Εάν επιλεγεί εγκάρσια διέλευση του αγωγού, τότε η καταλληλότερη επιλογή είναι η ακριβώς κάθετη στην κίνηση, δηλαδή η κατεύθυνση ανατολής-δύσης του Σχήματος 5.3b. Ο λόγος είναι ότι οποιαδήποτε άλλη κατεύθυνση θα οδηγήσει σε εφελκυσμό το ένα άκρο του αγωγού και σε θλίψη το άλλο άκρο. Η ακριβώς κάθετη διέλευση αποκλείει την αξονική θλίψη και στα δύο άκρα.



Σχήμα 5.2 Προτεινόμενες γωνίες διασταύρωσης αγωγού με: (a) δεξιόστροφο και (b) αριστερόστροφο ρήγμα οριζόντιας ολίσθησης [O'Rourke and Liu, 2012].

Οι υποθαλάσσιες κατολισθήσεις έχουν συνήθως μεγάλα μήκη και πλάτη, καθώς και μεγάλες μετατοπίσεις. Επομένως, οι σημαντικότερες παράμετροι είναι αυτές των διαστάσεων της PGD περιοχής κι όχι το μέγεθος των μετατοπίσεων. Επειδή όμως οι αγωγοί είναι συνήθως τοποθετημένοι στην επιφάνεια του πυθμένα κι όχι θαμμένοι, η πλευρική αλληλεπίδραση του αγωγού με το έδαφος είναι πολύ μεγαλύτερη από την αξονική. Κατά συνέπεια, τις περισσότερες φορές επιλέγεται η διαμήκης διέλευση του αγωγού. Επίσης, οι

υποθαλάσσιοι αγωγοί έχουν συνήθως μικρότερους λόγους διαμέτρου προς πάχος, D/t , σε σχέση με τους χερσαίους αγωγούς και επομένως μεγαλύτερη ικανότητα θλιπτικών αξονικών παραμορφώσεων, κι αυτό έχει ως αποτέλεσμα η αστοχία λόγω θλίψης να εμφανίζεται με τη μορφή του πλευρικού λυγισμού. Η συνηθέστερη όμως μορφή αστοχίας υποθαλάσσιων αγωγών είναι ο αξονικός εφελκυσμός και για αυτό θα πρέπει να επιλέγεται η ακριβώς διαμήκης διέλευση, καθώς οποιαδήποτε άλλη επιλογή θα οδηγήσει σε αύξηση του εφελκυσμού στο ένα άκρο του αγωγού.



Σχήμα 5.3 Προτεινόμενη διαμήκης (a) και εγκάρσια (b) διέλευση αγωγού από περιοχή μόνιμων εδαφικών μετατοπίσεων [O'Rourke and Liu, 2012].

Τέλος, όσον αφορά στις πλευρικές εξαπλώσεις λόγω ρευστοποίησης, αντιμετωπίζονται παρόμοια με τις περιπτώσεις των κατολισθήσεων. Ειδικότερα, για τις περιπτώσεις που ο αγωγός πρέπει να διασχίσει ποτάμια, επιλέγεται αναγκαστικά η διαμήκης διέλευση, καθώς οι πλευρικές εξαπλώσεις έχουν πάντα τη φορά του κεκλιμένου εδάφους προς το ποτάμι. Σε αυτήν την περίπτωση οποιαδήποτε καμπύλωση ή στροφή του αγωγού πρέπει να γίνει σε απόσταση τουλάχιστον 100 ή 200 m από την όχθη του ποταμού.

5.3 Βέλτιστη Τοποθέτηση στην Κατακόρυφη Διεύθυνση

Η βέλτιστη τοποθέτηση ενός αγωγού ως προς την κατακόρυφη διεύθυνση είναι ουσιαστικά η δυνατότητα αναπροσαρμογής της θέσης του αγωγού έπειτα από την εμφάνιση μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων στην περιοχή. Βασικό απαιτούμενο για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής είναι η ύπαρξη επιφανειών ολίσθησης μεταξύ του αγωγού και των υποστηριγμάτων

του. Τυπικό παράδειγμα είναι ο Trans Alaska Pipeline, ο οποίος είναι τοποθετημένος στην επιφάνεια του εδάφους επάνω σε στηρίγματα που επιτρέπουν την μετακίνηση του στην διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση, αποφεύγοντας με αυτόν τον τρόπο την ανάπτυξη μεγάλων τάσεων και παραμορφώσεων στον αγωγό. Ο παραπάνω αγωγός παρουσιάστηκε στην Ενότητα 3.7.4 και τα στηρίγματά του φαίνονται στο Σχήμα 3.31.

Για τις περιπτώσεις που ο αγωγός δεν είναι δυνατό να τοποθετηθεί στην επιφάνεια του εδάφους, τότε η τοποθέτηση του σε φρεάτια (sacrificial culvert) θα μπορούσε να είναι μία επιλογή. Η τεχνική αυτή περιλαμβάνει την κατασκευή υπόγειων φρεατίων, στις περιοχές με μεγάλες μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις, τα οποία διαθέτουν εύκαμπτα τοιχώματα και παραλαμβάνουν τις μετακινήσεις του εδάφους αφήνοντας τον αγωγό να κινείται ελεύθερα στο εσωτερικό τους. Βέβαια, το γεγονός ότι ο αγωγός δεν περιβάλλεται από έδαφος του δίνει τη δυνατότητα να ταλαντώνεται ελεύθερα κατά τη διάρκεια του σεισμού λόγω αδρανειακών δυνάμεων. Για αυτόν τον λόγο χρησιμοποιούνται ολισθαίνουσες αρθρώσεις και άλλες μέθοδοι απόσβεσης της ταλάντωσης.

Μία άλλη τεχνική που μπορεί να εφαρμοστεί σε συγκεκριμένες περιπτώσεις μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων είναι οι κεκλιμένες γεωτρήσεις. Με αυτόν τον τρόπο, οι αγωγοί απομονώνονται από αυτές, καθώς τοποθετούνται απευθείας κάτω από την επικίνδυνη περιοχή. Η τεχνική αυτή ενδείκνυται για περιοχές που είναι πιθανό να συμβούν κατολισθήσεις και ρευστοποίηση του εδάφους και ιδιαίτερα για την διέλευση αγωγού κάτω από ποτάμια των οποίων οι όχθες είναι επιρρεπείς σε ρευστοποίηση. Όπως είναι φυσικό, η τεχνική αυτή δεν ενδείκνυται για την διέλευση αγωγών από ρήγματα, καθώς ο κίνδυνος μετατοπίσεων δεν μειώνεται στις βαθύτερες εδαφικές στρώσεις.

5.4 Βελτιώσεις – Ενισχύσεις Εδαφών

Μία λύση για την αντιμετώπιση των κινδύνων λόγω μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων είναι οι μέθοδοι βελτίωσης και ενίσχυσης του εδάφους. Οι μέθοδοι αυτές χρησιμοποιούνται εδώ και δεκαετίες για την καλύτερη θεμελίωση κατασκευών και η εμπειρία από την εφαρμογή τους θα μπορούσε να φανεί πολύ χρήσιμη και στα δίκτυα αγωγών που καλούνται να διέλθουν από επικίνδυνα σε ρευστοποίηση εδάφη. Η μείωση της στάθμης του υπογείου νερού και η αύξηση της πυκνότητας και της διαπερατότητας του εδάφους του εδάφους θα μπορούσαν να μειώσουν κατά πολύ την πιθανότητα ρευστοποίησης σε μία περιοχή. Μία

κατηγορία μεθόδων βελτίωσης και ενίσχυσης του εδάφους, που θα μπορούσαν να χρησιμοποιηθούν για τις περιπτώσεις δικτύων αγωγών, είναι η συμπύκνωση του εδάφους. Σε αυτήν την κατηγορία ανήκουν οι δονητικοί οδοστρωτήρες, οι πάσσαλοι συμπύκνωσης, οι εκρήξεις στο εσωτερικό του εδάφους και οι κρούσεις στην επιφάνεια του.

Άλλοι τρόποι αύξησης της πυκνότητα και της διαπερατότητας είναι η χρήση ενέσεων με κοκκώδη ή χημικά διαλύματα (π.χ., τσιμέντο), ο οπλισμός του εδάφους με γεωσυνθετικά και η ξήρανση ή το πάγωμα του. Άλλη μέθοδος είναι η κατασκευή στραγγιστηρίων με γεωσυνθετικά υλικά, σωλήνες, ή πορώδη υλικά -όπως οι χονδροί χάλικες- τα οποία θα παραλαμβάνουν την αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων μειώνοντας έτσι την πιθανότητα ρευστοποίησης. Τέλος, μία άλλη μέθοδος είναι η αντικατάσταση του ρευστοποιήσιμου εδάφους με άλλο μη ρευστοποιήσιμο, όπως είναι το αμμοχάλικο [Ατματζίδης και Αθανασόπουλος, 2009].

Οι μέθοδοι βελτίωσης και ενίσχυσης του εδάφους έχουν πρακτική εφαρμογή κυρίως σε περιπτώσεις εδαφών που είναι πιθανή η ρευστοποίηση και κυρίως όταν η ζώνη ρευστοποίησης είναι σχετικά περιορισμένη και η στρώση του ρευστοποιήσιμου εδάφους βρίσκεται κοντά στην επιφάνεια. Για τις περιπτώσεις κατολισθήσεων, η εφαρμογή τέτοιων μέτρων είναι συνήθως λιγότερο πρακτική και οικονομικά ασύμφορη. Επίσης, η εφαρμογή τους είναι ευκολότερη και αποτελεσματικότερη για χερσαίους σε σχέση με υποθαλάσσιους αγωγούς. Τέλος, δε συνίστανται για περιπτώσεις μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων λόγω μετακίνησης ρηγμάτων.

5.5 Ενίσχυση Αγωγού

Τα δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων αποτελούνται στο μεγαλύτερο ποσοστό τους από χαλύβδινους αγωγούς. Επομένως, μία εύκολη και απλή λύση για την αντιμετώπιση των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων είναι η χρήση ισχυρότερων αγωγών, δηλαδή αγωγών με μεγαλύτερη ονομαστική τάση διαρροής, καθώς και αγωγών με μεγαλύτερο πάχος τοιχώματος. Οι Liu and O'Rourke (1997) μελέτησαν τη συμπεριφορά υπόγειου αγωγού αναπτύσσοντας ένα μοντέλο πεπερασμένων στοιχείων, στο οποίο ο αγωγός προσομοιώθηκε ως δοκός και η αλληλεπίδραση του με το έδαφος ως αξονικά και εγκάρσια ελατήρια. Η ανάλυση έγινε επιβάλλοντας εγκάρσιες εδαφικές μετατοπίσεις για διάφορες τιμές παραμέτρων, όπως το είδος του χάλυβα και το πάχος του τοιχώματος. Στο Σχήμα 5.4α

φαίνεται ότι όσο ισχυρότερος αγωγός χρησιμοποιείται τόσο μικρότερες είναι οι εφελκυστικές παραμορφώσεις για τις ίδιες τιμές εδαφικών μετακινήσεων.

Λαμβάνοντας υπόψη ότι οι κανονισμοί δίνουν ως κριτήριο αστοχίας συγκεκριμένες τιμές παραμορφώσεων, το παραπάνω εύρημα υποδηλώνει ότι όσο ισχυρότερος είναι αγωγός αγωγός τόσο μεγαλύτερες είναι οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις που δύναται να παραλάβει. Αξίζει να σημειωθεί ότι δεν παρατηρείται διαφορά στη συμπεριφορά σε θλίψη και ότι η τάση διαρροής των αγωγών με ποιότητα χάλυβα X-42, X-52 και X-60 είναι 290, 360 και 415 MPa, αντίστοιχα. Στο Σχήμα 5.4b φαίνεται ότι όσο μεγαλύτερο είναι το πάχος του τοιχώματος του αγωγού τόσο μικρότερες είναι οι εφελκυστικές παραμορφώσεις για τις ίδιες τιμές εδαφικών μετακινήσεων. Επομένως, για τους ίδιους λόγους με παραπάνω, ο αγωγός δύναται να παραλάβει μεγαλύτερες μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις. Τα πάχη που χρησιμοποιήθηκαν ήταν 0.0079, 0.0095 και 0.0127 m για χάλυβα ποιότητας X-52, ενώ δεν παρατηρήθηκε αλλαγή στη συμπεριφορά του αγωγού για θλιπτικές εδαφικές παραμορφώσεις.

Όλα όσα προαναφέρθηκαν ισχύουν για συνεχείς αγωγούς, δηλαδή για αγωγούς που έχουν αρθρώσεις από ηλεκτρικά συγκολλημένα μεταλλικά τόξα, και για αγωγούς με ποιότητα χάλυβα από X-42 έως X-70. Τα παραπάνω είδη χάλυβα έχουν σχετικά μεγάλη ελάχιστη επιμήκυνση και μικρό έως μεσαίο λόγο τάσης διαρροής προς οριακή τάση, δηλαδή ο χάλυβας έχει μεγάλα περιθώρια επιμήκυνσης μετά τη διαρροή του και μέχρι τη θραύση του. Οι ιδιότητες αυτές είναι επιθυμητές όταν οι επιτρεπόμενη παραμόρφωση (παραμόρφωση αστοχίας) είναι μεγαλύτερη από την παραμόρφωση διαρροής. Οι νέες και ισχυρότερες ποιότητες χάλυβα κατηγορίας X-80 έως X-100 έχουν λόγο τάσης διαρροής προς οριακή τάση σχεδόν 0.9, μικρότερη ελάχιστη επιμήκυνση και παρουσιάζουν δυσκολία στην κατασκευή συγκολλητών αρθρώσεων μεγαλύτερης αντοχής από τον χάλυβα του αγωγού. Για τους παραπάνω λόγους, η χρήση τους δεν ενδείκνυται όταν οι μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις αναμένεται να προκαλέσουν μεγάλες παραμορφώσεις στον χάλυβα, οι οποίες θα είναι αισθητά μεγαλύτερες από τις παραμορφώσεις διαρροής.

5.6 Μείωση των Φορτίων

Μία ακόμα μέθοδος για την αντιμετώπιση των κινδύνων λόγω μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων καθώς και ισχυρής εδαφικής κίνησης είναι η μείωση των φορτίων που

ασκούνται στον αγωγό. Η μέθοδος αυτή συνήθως εφαρμόζεται όταν δεν είναι δυνατή η χρήση ισχυρότερου μεταλλικού αγωγού (Ενότητα 5.5) και περιλαμβάνει τη μείωση του βάθους τοποθέτησης του θαμμένου αγωγού, τη χρήση επιχώματος με μικρότερη πυκνότητα και τη μείωση του συντελεστή τριβής μεταξύ εδάφους και αγωγού. Ενδεικτική για την απόδειξη των παραπάνω είναι η Εξίσωση (5.2) που περιγράφει την παράμετρο ταφής (burial parameter) ενός αγωγού, η οποία είναι ανάλογη των αξονικών παραμορφώσεων του αγωγού. Η παράμετρος ταφής, β_p , έχει μονάδες kg/m^3 και ορίζεται ως ο λόγος της μέγιστης αξονικής δύναμης αντίστασης ανά μονάδα μήκους (Εξίσωση (5.1)), t_u , προς τη διατομή του αγωγού, A , ενώ το t_u δίνεται από τη σχέση:

$$t_u = \pi D \bar{\gamma} H \left(\frac{1+k_0}{2} \right) \tan k\phi \quad (5.1)$$

όπου $A = \pi D^2$, με D τη διάμετρο του αγωγού, $\bar{\gamma}$ το ενεργό ειδικό βάρος του εδάφους, H το βάθος ταφής του αγωγού k_0 τον συντελεστή πλευρικής πίεσης, k τον συντελεστή τριβής μεταξύ αγωγού και εδάφους (ο οποίος εξαρτάται από το υλικό του αγωγού ή της επικάλυψής του) και ϕ τη γωνία τριβής του εδάφους. Επομένως, διαιρώντας με τη διατομή του αγωγού και θεωρώντας συντηρητικά $k_0 = 1$ έχουμε για την περίπτωση αμμώδους εδάφους:

$$\beta_p = \mu \gamma H / t \quad (5.2)$$

όπου γ το ειδικό βάρος του εδάφους- συντηρητικά μεγαλύτερο από το αντίστοιχο ενεργό γιατί περιλαμβάνει και το ειδικό βάρος του νερού, $\mu = \tan k\phi$ ο συντελεστής τριβής εδάφους- αγωγού και t το πάχος του τοιχώματος του αγωγού, το οποίο είναι μικρότερο από τη διάμετρό του. Για την περίπτωση ταφής του αγωγού σε συνεκτικό (αργιλικό έδαφος) οι Εξισώσεις (5.1) και (5.2) διαφοροποιούνται κάπως και εξαρτώνται από την αστράγγιστη διατμητική αντοχή, S_u , και τον συντελεστή πρόσφυσης, α [O'Rourke and Liu, 2012].

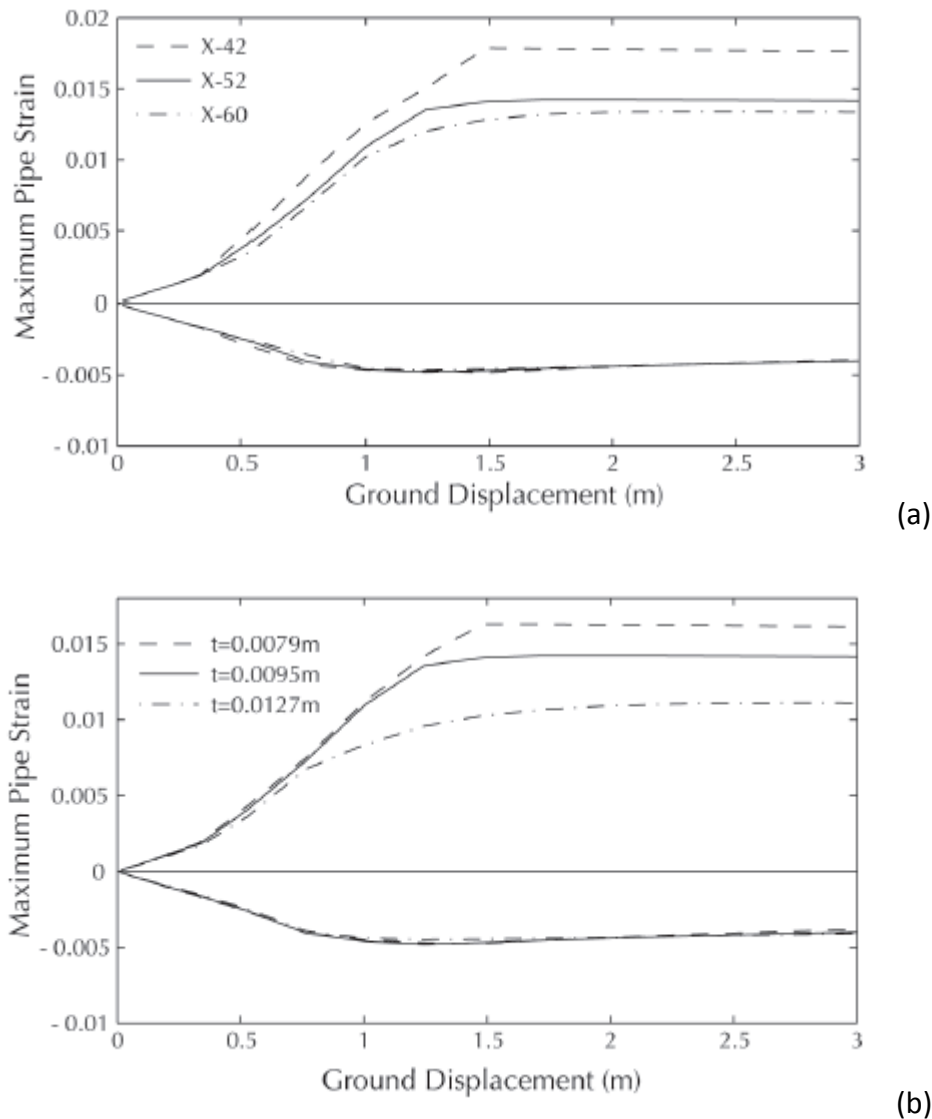
Οι υποθαλάσσιοι αγωγοί συνήθως τοποθετούνται απευθείας στην επιφάνεια του πυθμένα. Αυτό συμβαίνει γιατί γενικά βρίσκονται σε μεγάλο βάθος και δεν είναι ευάλωτοι σε τρίτους κινδύνους όπως, π.χ., αλιευτικά δίχτυα. Σε αυτές τις περιπτώσεις οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης μεταξύ του αγωγού και του εδάφους μειώνονται αρκετά και μαζί με αυτές και οι επιπτώσεις λόγω μόνιμων εδαφικών παραμορφώσεων.

Όσον αφορά στους χερσαίους θαμμένους αγωγούς, όπως προαναφέρθηκε, η μείωση των φορτίων χρησιμοποιώντας ελαφρύτερο υλικό επιχώματος μειώνει και τις παραμορφώσεις του αγωγού λόγω μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. Μία επιλογή με βάση

αυτήν τη λογική είναι η χρήση διογκωμένου πολυστυρενίου (Expanded Poly-Styrene- EPS) ως επίχωμα. Σύμφωνα με μελέτες που έχουν γίνει η χρήση EPS ως υλικό επίχωσης δύναται να μειώσει από 30 έως 60% τις καμπτικές παραμορφώσεις και από 5 έως 30% τις αξονικές για περιπτώσεις αγωγών που καταπονούνται σε εφελκυσμό. Εντούτοις, σε αγωγούς που καταπονούνται σε θλίψη, η χρήση EPS επιδείνωσε την καταπόνηση τους σε λυγισμό [O'Rourke and Liu, 2012].

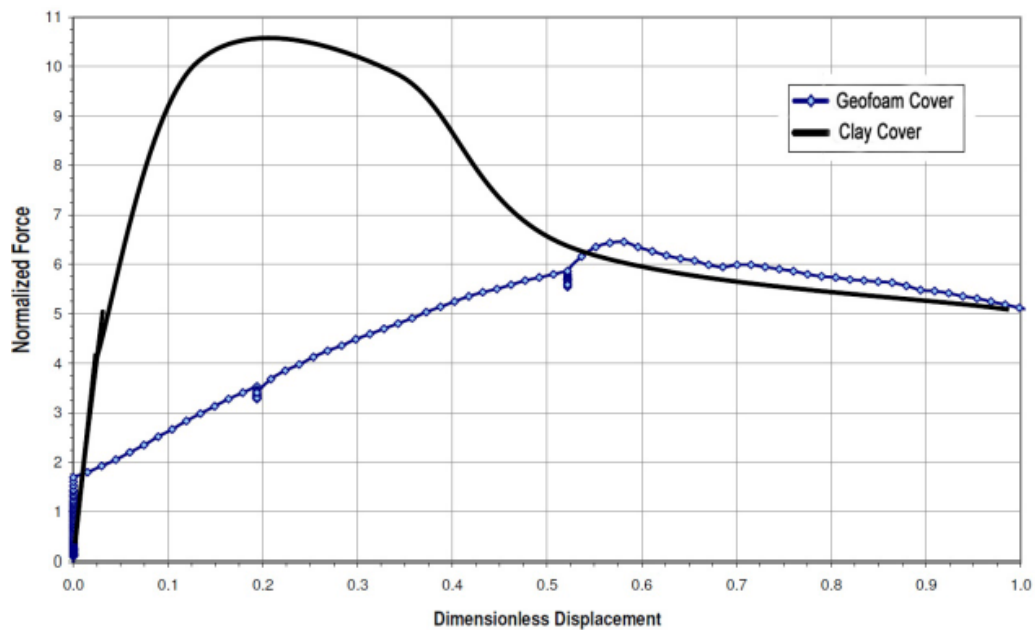
Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η μελέτη των Bartlett et al. (2014) η οποία έγινε για την κατασκευή αγωγού μεταφοράς φυσικού αερίου υψηλής πίεσης διαμέτρου 0.6m. Ο αγωγός βρίσκεται στην κοιλάδα Salt Lake Valley της Utah και διασταυρώνεται με το κανονικό ρήγμα Wasatch, το οποίο είναι ικανό να προκαλέσει κατακόρυφη μετακίνηση έως και 3m. Ο αγωγός είναι τοποθετημένος κάτω από δρόμο και το βάθος τοποθέτησής του κυμαίνεται μεταξύ των 2 και 3m. Ο παραπάνω αγωγός προσομοιώθηκε σε πλήρη κλίμακα σε εργαστήριο και μελετήθηκε η συμπεριφορά του σε κατακόρυφη μετακίνηση προς τα πάνω για αργιλικό επίχωμα (υλικό πεδίου) και επίχωμα από γεωαφρό EPS. Η μέγιστη κατακόρυφη δύναμη αντίδρασης που καταγράφηκε για αργιλώδες επίχωμα ήταν 520kN για κατακόρυφη μετακίνηση 70mm. Αντίστοιχα, η μέγιστη δύναμη αλληλεπίδρασης για επίχωμα από EPS ήταν 136kN για 188mm.

Για καλύτερη επισκόπηση των αποτελεσμάτων, λόγω της μεγάλης διαφοράς στο βάρος των δύο επιχωμάτων, οι κατακόρυφες δυνάμεις αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού κανονικοποιήθηκαν ως προς το βάρος επίχωσης, ενώ οι μετακινήσεις κανονικοποιήθηκαν ως προς τη διάμετρο του αγωγού. Στο Σχήμα 5.5 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των παραπάνω κατακόρυφων δυνάμεων και μετακινήσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι δεν προσομοιώθηκε εργαστηριακά η ύπαρξη της ασφάλτου άνωθεν του εδάφους επίχωσης. Από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών μετρήσεων προέκυψε ότι ο αγωγός με επίχωση από EPS είχε πολύ καλύτερη συμπεριφορά, παρουσιάζοντας μέγιστη δύναμη αλληλεπίδρασης τέσσερις φορές μικρότερη για μετακίνηση του εδάφους 2.75 φορές μεγαλύτερη. Ακόμα, η κατακόρυφη δυσκαμψία του επιχώματος με EPS προέκυψε δέκα φορές μικρότερη σε σχέση με τη δυσκαμψία για το αργιλικό επίχωμα. Όλα τα παραπάνω οδήγησαν στην πρακτική εφαρμογή των γεωαφρών EPS ως υλικό επίχωσης τόσο στη συγκεκριμένη περίπτωση όσο και σε άλλες. Στο Σχήμα 5.6 φαίνεται ένα παράδειγμα τοποθέτησης EPS στην πράξη.



Σχήμα 5.4 Οι μέγιστες παραμορφώσεις αγωγού συναρτήσει επιβαλλόμενων εδαφικών μετατοπίσεων για: (a) τρία είδη χάλυβα, (b) και τρεις τιμές πάχους τοιχώματος χάλυβα ποιότητας X52 [Liu and O'Rourke, 1997].

Μία άλλη επιλογή είναι η χρήση περισσότερο λείας επιφάνειας για τον αγωγό. Κατ' αυτόν τον τρόπο, μειώνεται ο συντελεστής k και μαζί με αυτόν και ο συντελεστής τριβής εδάφους- αγωγού, μ , οδηγώντας στην ανάπτυξη μικρότερων παραμορφώσεων στον αγωγό. Στον Πίνακα 5.1 παρουσιάζονται τιμές του συντελεστή k για διάφορα είδη επικάλυψης ενός αγωγού. Από τον Πίνακα 5.1 παρατηρείται ότι η χρήση εποξικής επικάλυψης πολυαιθυλενίου αντί για επικάλυψη σκυροδέματος δίνει $k = 0.6$ αντί για 1, αντίστοιχα. Επομένως, από την Εξίσωση (5.1) για έδαφος με γωνία τριβής $\phi = 35^\circ$ προκύπτει ότι η διαμήκης αντίσταση του εδάφους μειώνεται στο μισό με αντίστοιχη επίδραση στις παραμορφώσεις του αγωγού.



Σχήμα 5.5 Ανηγγμένη κατακόρυφη δύναμη αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού συναρτήσει της ανηγμένης μετακίνησης του εδάφους για αγωγό με επίχωμα από άργιλο και EPS [Bartlett et al., 2014].



Σχήμα 5.6 Τοποθέτηση γεωαφρού EPS ως υλικού επίχωσης αγωγού [Bartlett et al., 2014].

Αντίστοιχα, ο συντελεστής τριβής μεταξύ αγωγού και εδάφους θα μπορούσε να μειωθεί κάνοντας χρήση πολλαπλών στρώσεων γεωσυνθετικών υλικών σε ορισμένα σημεία διεπαφής. Όλα τα παραπάνω μπορούν μέτρα να εφαρμοστούν τόσο σε σχεδιαζόμενους αγωγούς όσο και σε υφιστάμενους. Βέβαια, η εφαρμογή τους σε υφιστάμενους αγωγούς,

σε πολλές περιπτώσεις, απαιτεί την προσωρινή διακοπή λειτουργίας του δικτύου με τις σχετικές επιπτώσεις από αυτήν.

5.7 Εύκαμπτα Υλικά και Αρθρώσεις

Μία ακόμα λύση για την αντιμετώπιση των σεισμικών κινδύνων σε δίκτυα αγωγών είναι η χρήση εύκαμπτων υλικών. Διάφορες μελέτες έχουν δείξει ότι αγωγοί από υλικά, όπως ο όλκιμος σίδηρος και το πολυαιθυλένιο (PE), επιδεικνύουν καλύτερη συμπεριφορά σε σχέση με αγωγούς από ψαθυρά υλικά, όπως το αμιαντοτσιμέντο, ο χυτοσίδηρος, το σκυρόδεμα και το πολυβινυλοχλωρίδιο (PVC) [O'Rourke and Liu, 2012]. Πέρα όμως από τα συμβατικά αυτά υλικά, μία επιπλέον επιλογή είναι η χρήση αγωγών από σύνθετα εύκαμπτα υλικά. Τα τοιχώματα των εύκαμπτων αυτών αγωγών αποτελούνται από επάλληλες στρώσεις ανοξείδωτου χάλυβα και πολυμερών. Φυσικά, το κόστος των αγωγών αυτών είναι πολλαπλάσιο από των συμβατικών και για αυτό η χρήση τους συνίσταται μόνο σε εξαιρετικές περιπτώσεις και για περιορισμένα μήκη. Επίσης, το γεγονός ότι οι εύκαμπτοι αυτοί αγωγοί αδυνατούν να αντέξουν μεγάλες εξωτερικές πιέσεις, η χρήση τους περιορίζεται σε βάθη μέχρι 2000m.

Πίνακας 5.1 Ο συντελεστής τριβής, k , για μη συνεκτικό έδαφος και αντίσταση του εδάφους παράλληλα στον άξονα του αγωγού [O'Rourke and Liu, 2012].

| Υλικό Αγωγού/ Επικάλυψης | k |
|---|-----|
| Σκυρόδεμα Επικάλυψη Τσιμέντου Επικάλυψη Τσιμέντου σε Χυτοσίδηρο | 1.0 |
| Επικάλυψη Λιθανθρακόπισσας | 0.9 |
| Τραχύς Χάλυβας Χυτοσίδηρος | 0.8 |
| Λείος Χάλυβας | 0.7 |
| Εποξική Επικάλυψη Πολυαιθυλενίου | 0.6 |

Ένα χαρακτηριστικό παράδειγμα εύκαμπτου αγωγού φαίνεται στο Σχήμα 5.7. Οι 5 στρώσεις υλικών που φαίνονται είναι: Στρώση 1: ο λεπτός μεταλλικός σκελετός για την αποφυγή φθορών και κατάρρευσης του εσωτερικού του αγωγού, Στρώση 2: η εσωτερική επένδυση από πολυμερές για περιορισμό της εσωτερικής ροής, Στρώση 3: η θωράκιση πίεσης αποτελούμενη από στρώσεις μεταλλικών υλικών με σκοπό την προστασία από

ακτινικά φορτία, Στρώση 4: η θωράκιση εφελκυσμού αποτελούμενη επίσης από στρώσεις μεταλλικών υλικών με σκοπό την προστασία από εφελκυστικά φορτία, και Στρώση 5: το εξωτερικό περίβλημα από πολυμερές για την προστασία του αγωγού από την επαφή του με το περιβάλλον. Χαρακτηριστικές στρώσεις που δεν διακρίνονται στο Σχήμα 5.7 οι στρώσεις προστασίας από την τριβή και οι στρώσεις μόνωσης. Οι πρώτες παρεμβάλλονται ανάμεσα σε άλλες στρώσεις υλικών και σκοπό έχουν την προστασία από την ανάπτυξη τριβής μεταξύ τους, ενώ οι δεύτερες έχουν σαν σκοπό τη θερμική μόνωση του αγωγού [Guo et al., 2005].

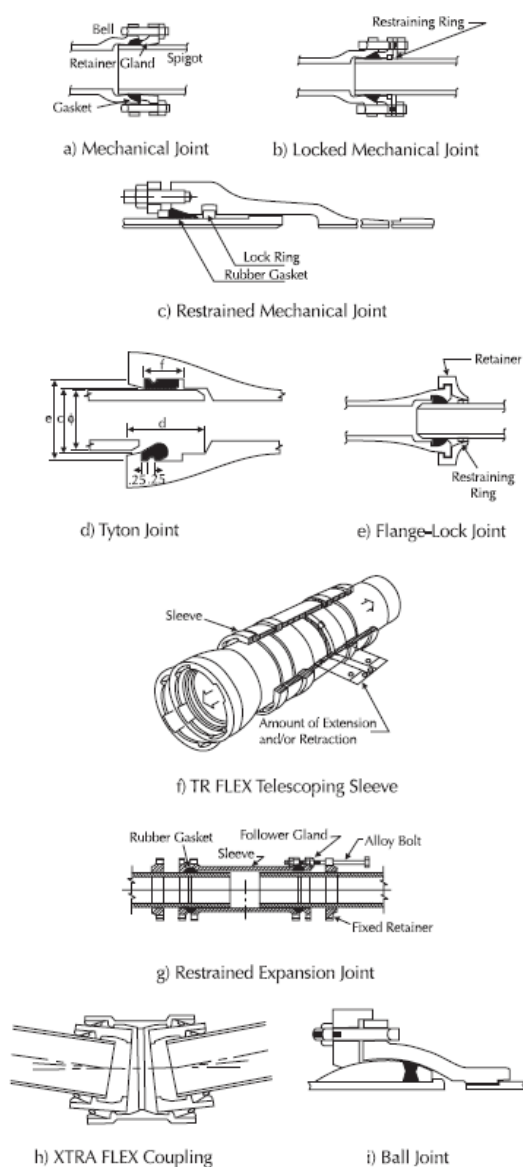


Σχήμα 5.7 Στρώσεις εύκαμπτου αγωγού [Guo et al., 2005].

Μία άλλη επιλογή για την αντιμετώπιση των κινδύνων λόγω μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων είναι η χρήση εύκαμπτων αρθρώσεων. Στο Σχήμα 5.8 παρουσιάζονται διάφορα είδη αρθρώσεων, ενώ στον Πίνακα 5.2 φαίνεται η αναμενόμενη ικανότητα παραμόρφωσης για κάθε είδος. Παρόλα αυτά, ο σχεδιασμός δικτύων αγωγών με εύκαμπτες αρθρώσεις πρέπει να γίνεται με προσοχή καθώς λάθος χρήση τους μπορεί να είναι πιο δυσμενής για έναν αγωγό από τη μη χρήση τους. Για παράδειγμα, αν σε μία περιοχή πλευρικής εξάπλωσης χρησιμοποιηθεί εύκαμπτη άρθρωση διαστολής (restrained expansion joint) μόνο στην μία πλευρά, τότε οι παραμορφώσεις του αγωγού, ο οποίος αλληλεπιδρά με διαμήκεις μόνιμες εδαφικές μετακινήσεις, θα είναι μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες για αγωγό χωρίς εύκαμπτες αρθρώσεις.

Για τις περιπτώσεις μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων λόγω μετακίνησης ρήγματος συνίσταται η χρήση εύκαμπτων αγωγών σφαιρικών αρθρώσεων (ball joints) σε συνδυασμό με αρθρώσεις διαστολής. Ο συνδυασμός με φρεάτιο (Ενότητα 5.3) έχει εφαρμοστεί στο ρήγμα Hayward [Ford, 1983]. Σε υποθαλάσσιους αγωγούς γίνεται συχνά χρήση εύκαμπτων

αρθρώσεων για την ένωση του οριζόντιου αγωγού στον πυθμένα με τον κατακόρυφο αγωγό ανύψωσης στην πλατφόρμα. Με αυτόν τον τρόπο απομονώνονται οι σχετικές μετακινήσεις του ενός αγωγού από τον άλλο, αλλά και τα φορτία λόγω μεταβολής πίεσης ή θερμοκρασίας.



Σχήμα 5.8 Είδη εύκαμπτων αρθρώσεων [O'Rourke and Liu, 2012].

Πίνακας 2.2 Επιτρεπόμενες παραμορφώσεις και στροφές για τα είδη εύκαμπτων αρθρώσεων [O'Rourke and Liu, 2012].

| Item | Pull-Out | Rotation | Note |
|-----------------------------|----------|----------|-------------------------|
| Mechanical Joint | 3 cm | 5° | |
| Locked Mechanical Joint | <1 cm | 5° | Slight Expansion |
| Restrained Mechanical Joint | 5 cm | 5° | S-Type Joint (Japan) |
| Tyton Joint | 3 cm | 3° - 5° | Vary with Pipe Diameter |
| Flange-locked Joint | 3 cm | 5° | |
| TR FLEX Telescoping Sleeve | 2 D | | D–Pipe Diameter |
| Restrained Expansion Joint | 25 cm | 5° | |
| XTRA FLEX Coupling | | 20° | |
| Ball Joint | | 15° | |

5.8 Αγκυρώσεις και Αρθρώσεις Μαλακών Ελατηρίων

Οι δυνάμεις τριβής που προκαλούνται σε έναν αγωγό, που βρίσκεται σε μία περιοχή μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων κατά τον διαμήκη άξονα του, τον καταπονούν σε εφελκυσμό και θλίψη στην κεφαλή και στον πόδα του τμήματος του αγωγού που βρίσκεται στην εν λόγω περιοχή, αντίστοιχα. Εάν έχουμε ομοιόμορφες εδαφικές μετακινήσεις, ίδια εδαφικά χαρακτηριστικά σε όλη την περιοχή και σταθερό βάθος ταφής του αγωγού, τότε οι εφελκυστικές παραμορφώσεις στην κεφαλή της περιοχής θα είναι ίσες με τις αντίστοιχες θλιπτικές στον πόδα της περιοχής. Ωστόσο, οι επιτρεπόμενες αξονικές εφελκυστικές παραμορφώσεις ενός αγωγού είναι συνήθως κατά πολύ μεγαλύτερες από τις αντίστοιχες θλιπτικές. Ως εκ τούτου, είναι γενικά επιθυμητή μία ανακατανομή των δυνάμεων εδαφικής τριβής ούτως ώστε το μεγαλύτερο μέρος τους να αναληφθεί από αξονικές εφελκυστικές δυνάμεις στην κεφαλή της περιοχής.

Μία μέθοδος ώστε να πραγματοποιηθεί η παραπάνω ανακατανομή είναι η αγκύρωση του αγωγού σε σημείο ακριβώς ανάντη της κεφαλής μίας περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. Στο Σχήμα 5.9 παρουσιάζεται μία διάταξη αγωγού με σημείο αγκύρωσης ακριβώς πριν από την έναρξη της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων κατά τον διαμήκη άξονα του αγωγού. Το μέγεθος των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων είναι δ και το μήκος της περιοχής L . Στο Σχήμα 5.9a παρουσιάζονται οι εδαφικές μετακινήσεις, $u_g(x)$, και οι μετακινήσεις του αγωγού, $u_p(x)$, ενώ στο Σχήμα 5.9b παρουσιάζονται οι αξονικές δυνάμεις του αγωγού. Η μετακίνηση του αγωγού στο σημείο A είναι μηδενική λόγω της ύπαρξης της αγκύρωσης. Στο σημείο B, όπου η αξονική δύναμη του αγωγού είναι μηδενική, η μετακίνηση γίνεται μέγιστη και σύμφωνα τη σχέση παραμορφώσεων για γραμμικά ελαστικά υλικά λαμβάνει την παρακάτω τιμή:

$$\delta_{max} = t_u l_t^2 / 2AE \quad (5.3)$$

όπου t_u η αξονική τριβή που ασκείται στην διεπιφάνεια εδάφους-αγωγού ανά μονάδα μήκους, A η επιφάνεια διατομής του αγωγού, το μέτρο ελαστικότητας E και l_t το μήκος του αγωγού που παραμορφώνεται εφελκυστικά.

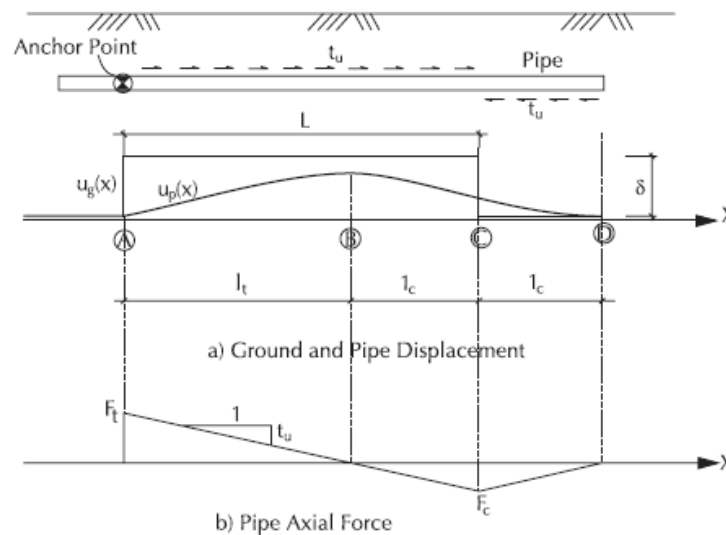
Ο αγωγός καταπονείται σε αξονική θλίψη μεταξύ των σημείων B και D για μηδενική μετακίνηση στο σημείο D, οπότε προκύπτει:

$$\delta_{max} - 2 \left[\frac{1}{2} \frac{t_u l_c^2}{AE} \right] = 0 \quad (5.4)$$

όπου l_c η απόσταση από το σημείο B στο C και από το σημείο C στο D. Λαμβάνοντας υπόψη ότι $l_t + l_c = L$, η επίλυση της Εξίσωσης (5.4) μας δίνει τις τιμές των l_t και l_c , αντίστοιχα:

$$l_t = 0.59L \quad (5.5)$$

$$l_c = 0.41L \quad (5.6)$$



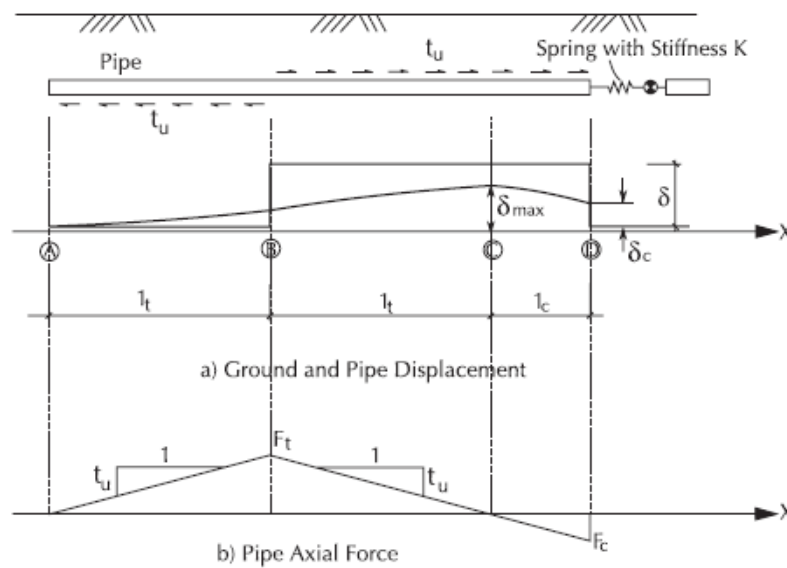
Σχήμα 5.9 Μετακινήσεις (a) και αξονικές δυνάμεις (b) για σημείο αγκύρωσης πριν την κεφαλή της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων κατά τον διαμήκη άξονα του αγωγού [O'Rourke and Liu, 2012].

Επομένως, παρατηρείται ότι η χρήση αγκύρωσης ανάντη της κεφαλής της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων έχει ως αποτέλεσμα την ανακατανομή των αξονικών δυνάμεων στον αγωγό. Η μέγιστη εφελκυστική αξονική δύναμη αυξάνεται από $0.5Lt_u$ σε $0.59Lt_u$, ενώ η μέγιστη αξονική θλιπτική δύναμη μειώνεται από $0.5Lt_u$ σε $0.41Lt_u$, δηλαδή παρουσιάζει μείωση 18%. Συνεπώς, η μείωση της αξονικής θλιπτικής δύναμης θα οδηγήσει και σε μείωση των αξονικών θλιπτικών παραμορφώσεων. Αξίζει να σημειωθεί ότι για την

εξαγωγή των παραπάνω συμπερασμάτων θεωρήθηκε ότι η μέγιστη μετακίνηση του αγωγού είναι μικρότερη από την αντίστοιχη του εδάφους.

Ακόμα μεγαλύτερα ποσοστά μείωσης των αξονικών θλιπτικών δυνάμεων του αγωγού μπορούν να παρατηρηθούν με τη χρήση μαλακών ελατηρίων ακριβώς μετά την περιοχή μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. Στο Σχήμα 5.10 παρουσιάζεται διάταξη αγωγού με μαλακό ελατήριο κατάντη της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. Το μήκος της περιοχής είναι L , ενώ το μέγεθος των μετακινήσεων δ . Στο Σχήμα 5.10a παρουσιάζονται οι εδαφικές μετακινήσεις, $u_g(x)$, και οι μετακινήσεις του αγωγού, $u_p(x)$, ενώ στο Σχήμα 5.10b παρουσιάζονται οι αξονικές δυνάμεις του αγωγού. Η μέγιστη μετακίνηση, δ_{max} , εμφανίζεται στο σημείο C όπου η αξονική δύναμη του αγωγού είναι μηδενική. Η μέγιστη μετακίνηση λόγω εφελκυσμού από το σημείο A έως το σημείο C είναι:

$$\delta_{max} = 2[t_u l_t^2 / 2AE] = l_t^2 / AE \quad (5.7)$$



Σχήμα 5.10 Μετακινήσεις (a) και αξονικές δυνάμεις (b) για μαλακό ελατήριο μετά τον πόδα της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων κατά τον διαμήκη άξονα του αγωγού [O'Rourke and Liu, 2012].

Η μετακίνηση του αγωγού στον πόδα της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων, δ_c , ισούται με τη μέγιστη μετακίνηση της Εξίσωσης (5.7) μειωμένη εξαιτίας της αξονικής συμπίεσης μεταξύ των σημείων C και D:

$$\delta_c = \delta_{max} - t_u l_c^2 / 2AE \quad (5.8)$$

Εάν το μαλακό ελατήριο στον πόδα της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων έχει δυσκαμψία K , τότε η αξονική δύναμη στον πόδα είναι:

$$F_c = K\delta_c \quad (5.9)$$

Αντικαθιστώντας την δύναμη του ελατηρίου από την δύναμη τριβής που ασκείται κατά μήκος της απόστασης l_c έχουμε:

$$K\delta_c = t_u l_c \quad (5.10)$$

Λαμβάνοντας όμως υπόψη ότι $l_t + l_c = L$ προκύπτει για το κανονικοποιημένο μήκος της θλιβόμενης περιοχής του αγωγού η παρακάτω εξίσωση:

$$\frac{l_c}{L} = 2 + \beta - \sqrt{2 + 4\beta + \beta^2} \quad (5.11)$$

όπου β ο λόγος δυσκαμψίας του αγωγού προς το ελατήριο, $\beta = AE/LK$.

Πίνακας 5.3 Κανονικοποιημένο μήκος της θλιβόμενης περιοχής του αγωγού για διάφορες τιμές του λόγου της δυσκαμψίας του αγωγού προς τη δυσκαμψία του ελατηρίου [O'Rourke and Liu, 2012].

| Stiffness Ratio $\beta = AE/KL$ | Normalized Compression Zone Length l_c/L |
|------------------------------------|---|
| 0 | 0.59 |
| 0.5 | 0.43 |
| 1.0 | 0.35 |
| 2.0 | 0.258 |
| 5.0 | 0.144 |
| 10.0 | 0.084 |
| 20.0 | 0.045 |
| 50.0 | 0.019 |
| 100.0 | 0.010 |

Ο Πίνακας 5.3 παρουσιάζει τις τιμές του κανονικοποιημένου μήκους της θλιβόμενης περιοχής για διάφορες τιμές του β . Για $\beta = 0$, δηλαδή για ελατήριο άπειρης δυσκαμψίας, προκύπτουν τα ίδια αποτελέσματα με την περίπτωση αγκύρωσης στον πόδα της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων. Αυτό οδηγεί σε δυσμενέστερη κατάσταση καθώς αυξάνεται η μέγιστη θλιπτική δύναμη από $0.5Lt_u$ σε $0.59Lt_u$. Ωστόσο, για τιμές του β μεγαλύτερες του 0.5, δηλαδή δυσκαμψία ελατηρίου διπλάσια του αγωγού, προκύπτει ποσοστό μείωσης της μέγιστης θλιπτικής αξονικής δύναμης ίσο με το αντίστοιχο για

αγκύρωση του αγωγού, ή αλλιώς 18%. Για μικρότερες τιμές του λόγου η μείωση της μέγιστης θλιπτικής αξονικής δύναμης και συνεπώς των θλιπτικών παραμορφώσεων γίνεται όλο και μεγαλύτερη ξεπερνώντας κατά πολύ την αντίστοιχη από την αγκύρωση.

Στο σημείο αυτό πρέπει να σημειωθεί ότι όλα τα παραπάνω ισχύουν για αγωγούς που έχουν μεγαλύτερη αντοχή σε εφελκυστικές παραμορφώσεις από ότι σε θλιπτικές. Επίσης, είναι πάρα πολύ σημαντικό να γνωρίζουμε τα ακριβή όρια της περιοχής των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων για την εφαρμογή των παραπάνω δύο μεθόδων. Για παράδειγμα, εάν η αγκύρωση γίνει εντός της περιοχής μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων, τότε τα αποτελέσματα θα είναι κατά πολύ δυσμενέστερα από τα αντίστοιχα για μη χρήση αγκύρωσης. Η αγκύρωση θα καταπονήσει τον αγωγό με το σύνολο των εδαφικών μετακινήσεων κι όχι με ένα μέρος αυτών όπως συμβαίνει θεωρώντας διαφορετική αντιμετώπιση.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6

Αριθμητική Προσομοίωση Αγωγού υπό Κατολίσθηση

Όπως έχει αναφερθεί και σε προηγούμενα κεφάλαια, τα δίκτυα αγωγών υδρογονανθράκων αποτελούν κατασκευές υψηλής σπουδαιότητας καθώς μέσω αυτών μεταφέρονται πολύτιμοι ενεργειακοί πόροι. Τις τελευταίες δεκαετίες, πάρα πολλοί ερευνητές διεθνώς έχουν ασχοληθεί με τη διερεύνηση της συμπεριφοράς αγωγών υπό δυσμενείς συνθήκες τόσο σε πειραματικό - εργαστηριακό επίπεδο, όσο και μέσω κατάλληλων αριθμητικών προσομοιώσεων. Αυτό είχε ως αποτέλεσμα τη δημιουργία κανονιστικών οδηγιών, όπως οι American Lifelines Alliance (ALA), οι οποίες παρέχουν και την απαραίτητη μεθοδολογία για την όσο το δυνατόν πιο ακριβή και ρεαλιστική προσομοίωση, συνήθως με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων. Παρόλα αυτά, η διεθνής βιβλιογραφία κάθε άλλο παρά πλήρης θα μπορούσε να χαρακτηριστεί, αφήνοντας έτσι περιθώρια για περαιτέρω μελέτη τόσο σε προβλήματα που έχουν ήδη εξεταστεί όσο και σε νέα θέματα που χρήζουν διερεύνησης.

6.1 Περιγραφή του Προβλήματος

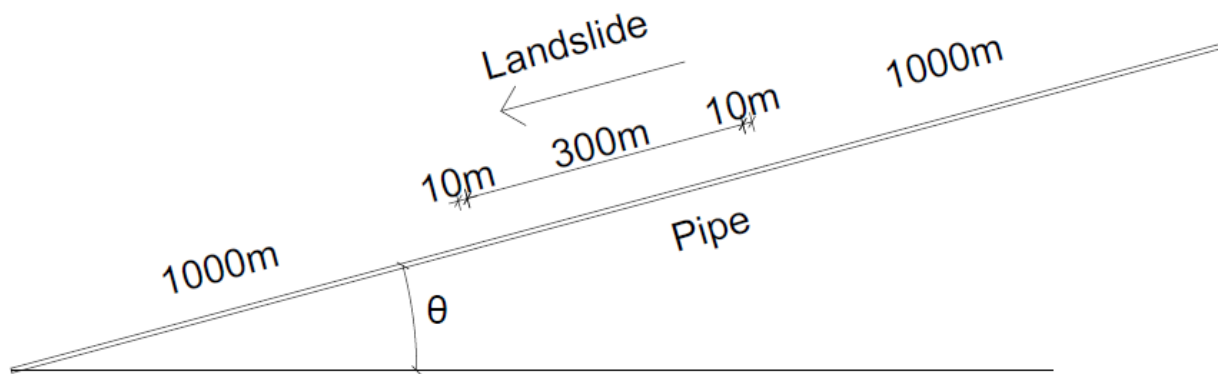
Μία από τις δυσμενείς καταστάσεις που έχουν να αντιμετωπίσουν οι αγωγοί υδρογονανθράκων είναι το φαινόμενο της μετακίνησης του εδάφους παράλληλα στον άξονα τους. Το παραπάνω φαινόμενο εμφανίζεται στις περιπτώσεις που ο αγωγός διατρέχει ένα κεκλιμένο επίπεδο παράλληλα με τη γραμμή κλίσης του σε μία περιοχή που είναι επιρρεπής σε κατολίσθηση. Αποτέλεσμα της κατολίσθησης είναι η ανάπτυξη αξονικών τάσεων και παραμορφώσεων στον αγωγό λόγω της αλληλεπίδρασης του με το μετακινούμενο έδαφος, η δημιουργία θλιβόμενων και εφελκυσμένων ζωνών και τελικά η αστοχία του αγωγού εφόσον οι παραμορφώσεις υπερβούν κάποια συγκεκριμένα όρια. Η

αστοχία του αγωγού εμφανίζεται συνήθως στην περιοχή της θλιβόμενης ζώνης λόγω τοπικού λυγισμού. Σκοπός της διερεύνησης που παρατίθεται στη συνέχεια του κεφαλαίου είναι η συμβολή στη μελέτη της συμπεριφοράς μεταλλικών συνεχών αγωγών φυσικού αερίου υπό την επίδραση μετακινούμενου εδάφους παράλληλα στον άξονα τους, για διάφορες κλίσεις εδάφους, εσωτερικές πιέσεις, ιδιότητες υλικών και γεωμετρία διατομής. Εξετάζεται επίσης η συμπεριφορά αγωγών με καμπύλωση σε διάφορα σημεία πριν, εντός και μετά την περιοχή της κατολίσθησης. Η αριθμητική ανάλυση γίνεται με τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων με χρήση του λογισμικού Abaqus 6.12.

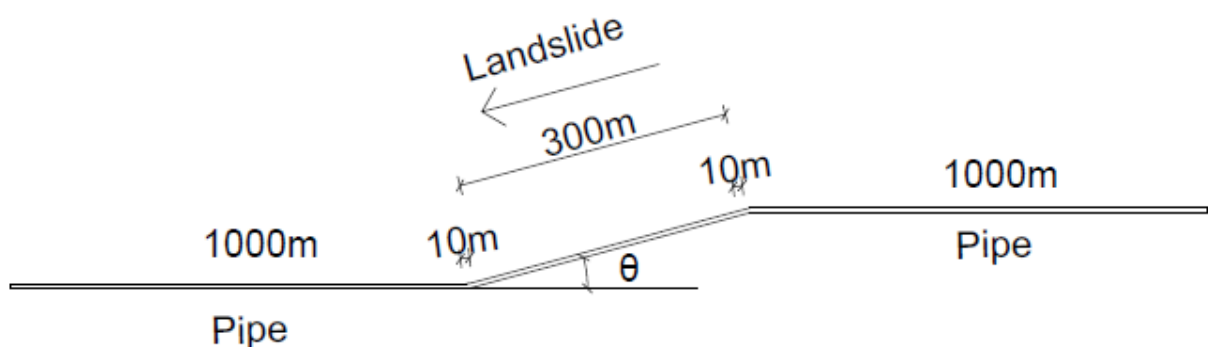
Κατολισθήσεις ονομάζονται οι μετακινήσεις εδαφικών μαζών και διακρίνονται σε χερσαίες και υπεράκτιες. Το αίτιο δημιουργίας τους δύναται να είναι κάποιο σεισμικό γεγονός αλλά και άλλες αιτίες, όπως η άνοδος του φρεάτιου ορίζοντα λόγω βροχόπτωσης. Οι σεισμικές κατολισθήσεις οφείλονται στην αύξηση των πλευρικών δυνάμεων λόγω των σεισμικών κυμάτων. Ειδική κατηγορία σεισμικών κατολισθήσεων είναι η πλευρική εξάπλωση, η οποία οφείλεται στην αύξηση της πίεσης του νερού των πόρων λόγω των σεισμικών δονήσεων. Οι οδηγίες American Lifelines Alliance (ALA) παρέχουν μία ολοκληρωμένη μεθοδολογία εξισώσεων, πινάκων αλλά και μεθοδολογία για την προσομοίωση της συμπεριφοράς ενός αγωγού σε έδαφος υπό κατολίσθηση, όπως αναφέρεται αναλυτικά στην Ενότητα 4.3. Με βάση τις οδηγίες ALA, θεωρώντας χερσαία κατολίσθηση και Κρίσιμη Κατάταξη Λειτουργίας Αγωγού (Κατηγορία IV), με βάση την Εξίσωση (3.14) και τον Πίνακα 4.13, επιλέχθηκαν μετακίνηση του εδάφους (δ) ίση με 5m και μήκος της ζώνης κατολίσθησης (L) ίσο με 300m. Σύμφωνα με τους Miles and Keefer (2009), η ελάχιστη γωνία κλίσης πρανούς για την εμφάνιση κατολίσθησης είναι 15° . Επίσης, εάν η μετακίνηση του εδάφους θεωρηθεί σταθερή καθ' όλο το μήκος της ζώνης κατολίσθησης, μολονότι αποτελεί τη δυσμενέστερη κατάσταση, είναι μία αρκετά ρεαλιστική υπόθεση. Η αλληλεπίδραση εδάφους-αγωγού προσομοιώνεται με τη χρήση ελατηρίων παράλληλα, εγκάρσια και κατακόρυφα του αγωγού (ALA, 2001).

Πιο αναλυτικά, τόσο ο ευθύγραμμος όσο και ο καμπυλωμένος αγωγός αποτελούνται από τρία μέρη: (α) ένα τμήμα 300 m που αντιστοιχεί στη ζώνης κατολίσθησης, L , (β) δύο τμήματα 10 m εκατέρωθεν της ζώνης κατολίσθησης για την ανάπτυξη των θλιβόμενων και εφελκυσόμενων ζωνών, και (γ) δύο τμήματα 1,000 m εκατέρωθεν των παραπάνω ζωνών ως προεκτάσεις ώστε να μην επηρεάζονται τα αποτελέσματα από τις συνοριακές συνθήκες στα άκρα του αγωγού. Οι αγωγοί εξετάστηκαν σε μετακίνηση του εδάφους παράλληλα στον

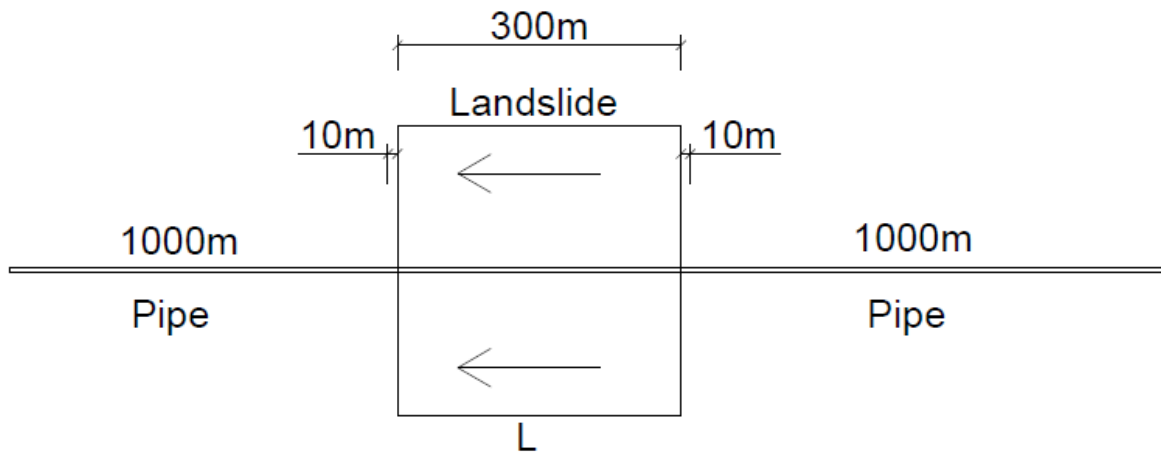
άξονα τους για κλίσεις 15° , 20° και 25° τόσο σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους, όσο και πεπερασμένου μήκους 300m, όπως φαίνεται στα Σχήματα 6.1 και 6.2, αντίστοιχα. Στο Σχήμα 6.3 παρουσιάζεται η κάτοψη του ευθύγραμμου αγωγού. Σε όλα τα παραπάνω σχήματα διακρίνονται τα τρία προαναφερθέντα μέρη του αγωγού και η κατεύθυνση των εδαφικών μετακινήσεων. Στο Σχήμα 6.4 παρουσιάζεται λεπτομέρεια από την πλάγια όψη τόσο του ευθύγραμμου όσο και του καμπυλωμένου αγωγού στο σημείο καμπύλωσης κατά την αλλαγή κλίσης σε κατακόρυφο επίπεδο λόγω του κεκλιμένου πρανούς των 300m. Η καμπύλωση γίνεται στα τμήματα μήκους 10m εκατέρωθεν της ζώνης κατολίσθησης και έχει ακτίνα 5m.



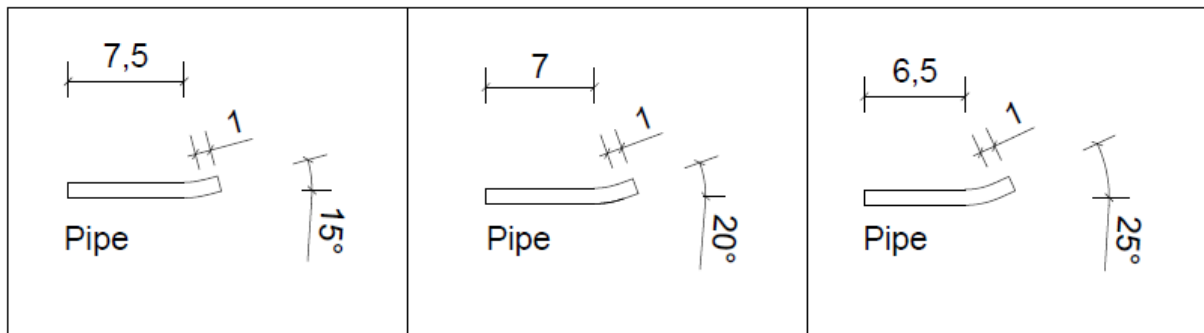
Σχήμα 6.1 Πλάγια όψη ευθύγραμμου και καμπυλωμένου αγωγού για κλίση θ (15° , 20° και 25°) σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους.



Σχήμα 6.2 Πλάγια όψη ευθύγραμμου και καμπυλωμένου αγωγού για κλίση θ (15° , 20° και 25°) σε κεκλιμένο επίπεδο μήκους 300 m.

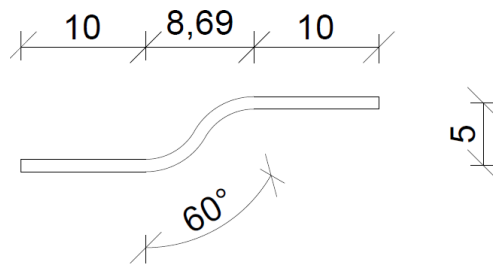


Σχήμα 6.3 Κάτοψη ευθύγραμμου αγωγού.

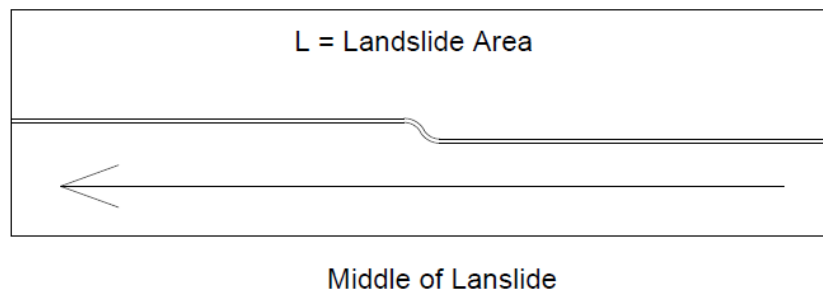


Σχήμα 6.4 Λεπτομέρεια πλάγιας όψης στο τμήμα αλλαγής κλίσης σε κατακόρυφο επίπεδο εκατέρωθεν της ζώνης κατολισθήσεων για γωνίες 15°, 20° και 25°, αντίστοιχα, διαστάσεις σε m.

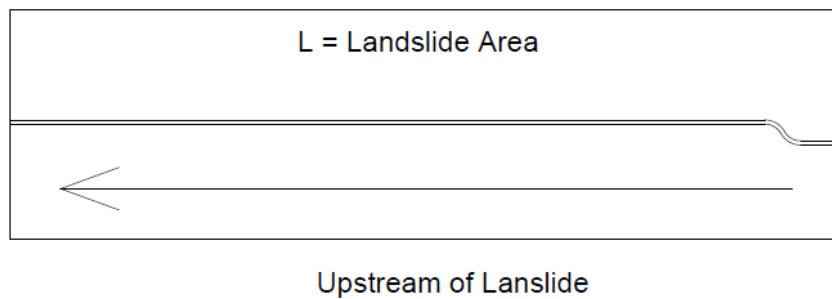
Όσον αφορά τον καμπυλωμένο αγωγό, εξετάστηκε η δημιουργία καμπύλωσης σε διάφορα σημεία σε σχέση με τη ζώνη κατολίσθησης. Αυτό έγινε για να διερευνηθεί η επιρροή που μπορεί να έχει η δημιουργία μίας τέτοιας καμπύλωσης σε ένα αγωγό που καταπονείται με αξονικές δυνάμεις κατά μήκος του άξονα του λόγω κατολίσθησης. Η καμπύλωση που επιλέχθηκε αποτελείται από δύο διαδοχικά τμήματα με κλίση 60° και ακτίνα 5m, όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.5. Εκατέρωθεν της καμπύλωσης δημιουργήθηκαν προεκτάσεις 10m έτσι ώστε οι παραμορφώσεις να αναπτύσσονται ανεμπόδιστα. Οι θέσεις τοποθέτησης της καμπύλωσης που επιλέχθηκαν για διερεύνηση ήταν οι εξής: (α) στο μέσον, (β) στην αρχή, (γ) στο τέλος της ζώνης κατολίσθησης, καθώς και (δ) πριν και (ε) μετά τη ζώνη κατολίσθησης, όπως φαίνονται και στα Σχήματα 6.6 έως 6.10, αντίστοιχα. Όπως φαίνεται στα Σχήματα 6.9 και 6.10, όταν η καμπύλωση του αγωγού γίνεται εκτός της ζώνης κατολίσθησης, η μεταξύ τους απόσταση είναι ίση με 10m.



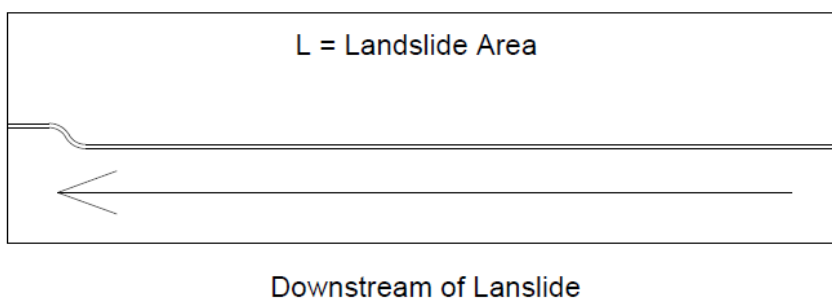
Σχήμα 6.5 Κάτοψη λεπτομέρειας στο σημείο καμπύλωσης του καμπύλου αγωγού, διαστάσεις σε m.



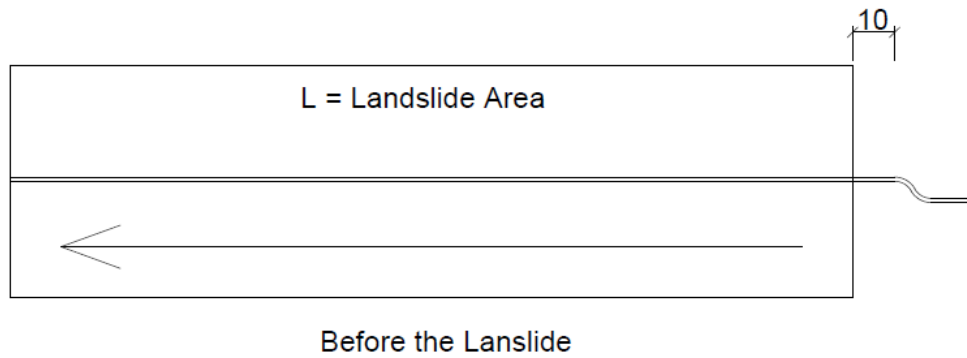
Σχήμα 6.6 Κάτοψη του καμπύλου αγωγού με την καμπύλωση στον μέσον της ζώνης κατολίσθησης.



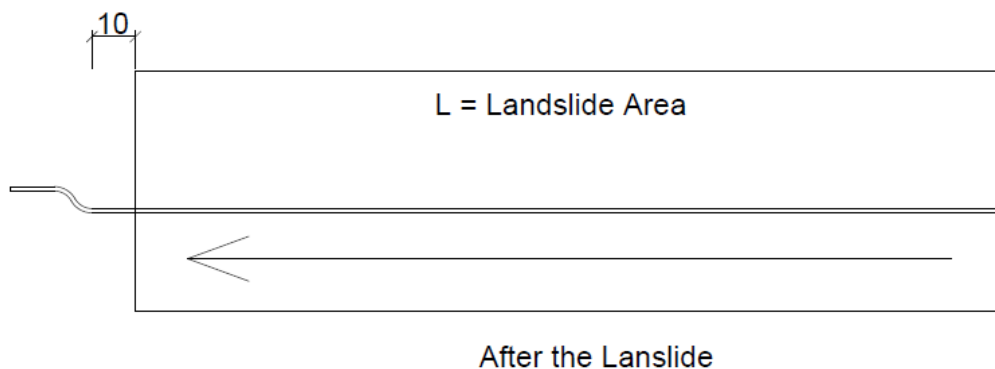
Σχήμα 6.7 Κάτοψη του καμπύλου αγωγού με την καμπύλωση στην αρχή της ζώνης κατολίσθησης.



Σχήμα 6.8 Κάτοψη του καμπύλου αγωγού με την καμπύλωση στο τέλος της ζώνης κατολίσθησης.



Σχήμα 6.9 Κάτοψη του καμπύλου αγωγού με την καμπύλωση πριν από τη ζώνη κατολίσθησης, διαστάσεις σε m.



Σχήμα 6.10 Κάτοψη του καμπύλου αγωγού με την καμπύλωση μετά από τη ζώνη κατολίσθησης, διαστάσεις σε m.

Όπως είναι φυσικό, όλοι οι αγωγοί που είναι τοποθετημένοι σε φυσικό περιβάλλον δέχονται κάποια σταθερά φορτία λόγω ίδιου βάρους, περιεχομένου αλλά και εξωτερικών συνθηκών. Το ίδιο βάρος αντιστοιχεί στην επιτάχυνση της βαρύτητας $g = 9.81 \text{ m/s}^2$. Όσον αφορά το περιεχόμενο, το βάρος του φυσικού αερίου είναι πολύ μικρό (π.χ., μόλις 90 N/m για αγωγό διαμέτρου 3 ft και πίεσης 2 MPa) και συνήθως θεωρείται αμελητέο, εν αντιθέσει με την εσωτερική πίεση που επηρεάζει πολύ τη συμπεριφορά του αγωγού κατά την κατολίσθηση. Για αυτόν τον λόγο στην παρούσα εργασία εξετάζονται διάφορες εσωτερικές πιέσεις, και πιο συγκεκριμένα $p_{in} = 0, 1, 2 \text{ και } 3 \text{ MPa}$. Όσον αφορά στις εξωτερικές συνθήκες, σε ένας χερσαίος υπόγειος δέχεται το βάρος του υπερκείμενου εδάφους και την εξωτερική πίεση που ασκείται στα τοιχώματα του λόγω του εδάφους που τα περιβάλλει. Επίσης, αν είναι θαμμένος σε κορεσμένο έδαφος τότε του ασκούνται επιπλέον η άνωση αλλά και η εξωτερική πίεση λόγω της ύπαρξης του νερού των πόρων. Επειδή όμως οι αγωγοί δεν τοποθετούνται σε μεγάλα βάθη, το βάρος του υπερκείμενου εδάφους, η

εξωτερική πίεση του εδάφους και η άνωση μπορούν να αγνοηθούν. Αυτή που δεν μπορεί να αγνοηθεί είναι η εξωτερική υδροστατική πίεση, η οποία μπορεί να θεωρηθεί όμως ομοιόμορφη λόγω της μικρής διαμέτρου που έχει ένας αγωγός και να ληφθεί ίση με την τιμή που αντιστοιχεί στο βάθος του μέσου του αγωγού. Θεωρώντας, λοιπόν, τον αγωγό θαμμένο στα 2.5m από την επιφάνεια ενός κορεσμένου εδάφους ($\gamma = 20.6 \text{ kN/m}^3$) η εξωτερική πίεση που του ασκείται είναι ίση με $p_{ex} = 52 \text{ kPa}$.

6.2 Περιγραφή Υπολογιστικού Προσομοιώματος

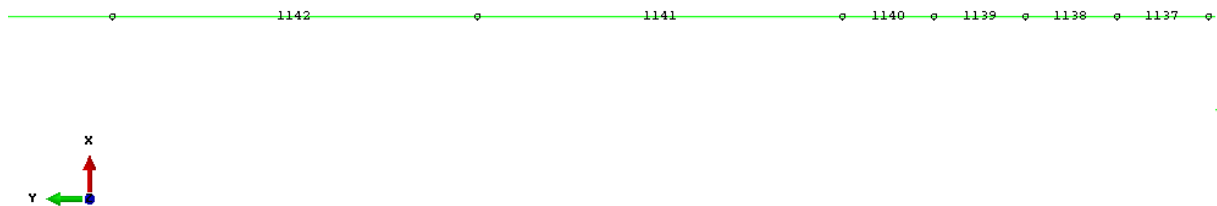
Όπως αναφέρθηκε και προηγουμένως, η προσομοίωση της αλληλεπίδρασης υπόγειου αγωγού σε έδαφος ο οποίος υπόκειται σε κατολίσθηση έγινε με βάση τη μέθοδο των πεπερασμένων στοιχείων (Finite Element Method – FEM) με χρήση του λογισμικού Abaqus 6.12. Η διακριτοποίηση του προσομοιώματος και οι ιδιότητες των στοιχείων που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται αναλυτικά στη συνέχεια.

6.2.1 Διακριτοποίηση Πεπερασμένων Στοιχείων

Ο ευθύγραμμος αγωγός σε κεκλιμένο πρανές απείρου μήκους έχει συνολικό μήκος 1320 m (Σχήμα 6.3) και αποτελείται αποκλειστικά από στοιχεία αγωγού (PIPE31 elements) μήκους 0.5 και 2m (Σχήμα 6.11), έχει εξωτερική διάμετρο ίση με 0.9144m (3 feet) και εξετάζεται για τέσσερα διαφορετικά πάχη τοιχώματος. Ο άξονας του αγωγού δημιουργήθηκε κατά τη διεύθυνση YY', ενώ οι διευθύνσεις XX' και ZZ' αντιστοιχούν στον εγκάρσιο και στον κατακόρυφο άξονα, αντίστοιχα. Στο μεσαίο τμήμα του αγωγού μήκους 300m, που αντιστοιχεί στη ζώνη κατολίσθησης δημιουργούνται 600 στοιχεία PIPE31 μήκους 0.5 m έκαστο (Σχήμα 6.12). Στο κάθε τμήμα μήκους 10m εκατέρωθεν της ζώνης κατολίσθησης, όπου αναπτύσσονται οι εφελκυσμένες και θλιβόμενες ζώνες, δημιουργούνται 20 στοιχεία PIPE31 μήκους 0.5m έκαστο. Τέλος, στην κάθε προέκταση του αγωγού εκατέρωθεν της ζώνης κατολίσθησης μήκους 1,000m δημιουργούνται 500 στοιχεία PIPE31 μήκους 2m έκαστο. Τα άκρα του αγωγού πακτώνονται πλήρως όπως φαίνεται στο Σχήμα 6.13.

Η αλληλεπίδραση του αγωγού με το έδαφος προσομοιώνεται με τη χρήση τριών στοιχείων ελατηρίων (SPRING elements), ένα για κάθε διεύθυνση μετακίνησης (αξονικά, εγκάρσια και κατακόρυφα) με τις αντίστοιχες ιδιότητες. Τα στοιχεία αυτά τοποθετούνται σε κάθε κόμβο μεταξύ των στοιχείων PIPE31 και διακρίνονται σε δύο και ενός κόμβου,

SPRING2 και SPRING1, αντίστοιχα (Σχήμα 6.14). Τα στοιχεία δύο κόμβων έχουν μήκος 5m, όση και η μέγιστη μετατόπιση του εδάφους, και τοποθετούνται μόνο στους κόμβους εντός της ζώνης κατολίσθησης. Στους ελεύθερους κόμβους των στοιχείων SPRING2 περιορίζονται όλες οι μετακινήσεις εκτός της ΥΥ', όπου και επιβάλλεται σταδιακά η μετατόπιση των 5m παράλληλα στον άξονα του αγωγού. Τα στοιχεία SPRING1 κόμβου είναι ημι-άπειρα και τοποθετούνται σε όλους τους υπόλοιπους κόμβους του μοντέλου.



Σχήμα 6.11 Σημείο όπου τα στοιχεία PIPE31 μήκους 0.5 m ενώνονται με τα αντίστοιχα των 2 m.



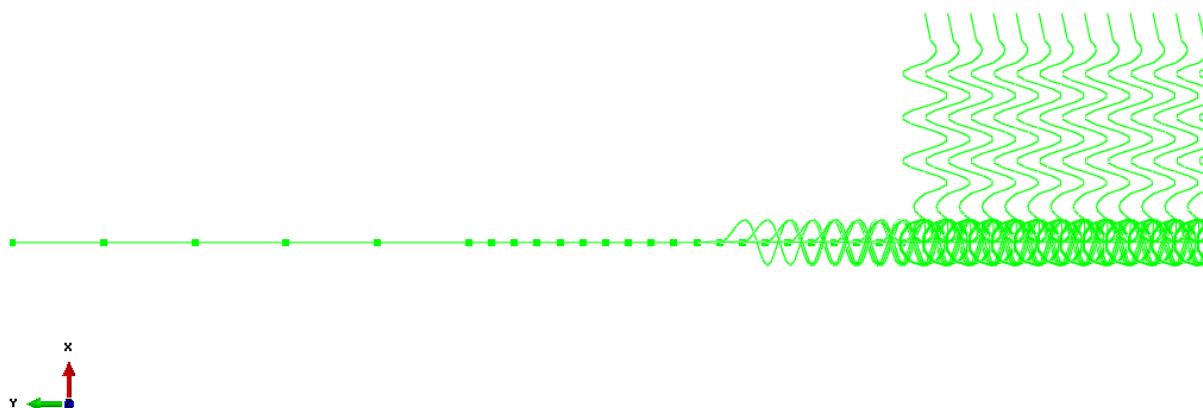
Σχήμα 6.12 Η ζώνη κατολίσθησης με τα ελατήρια προσομοίωσης της αλληλεπίδρασης εδάφους - αγωγού.



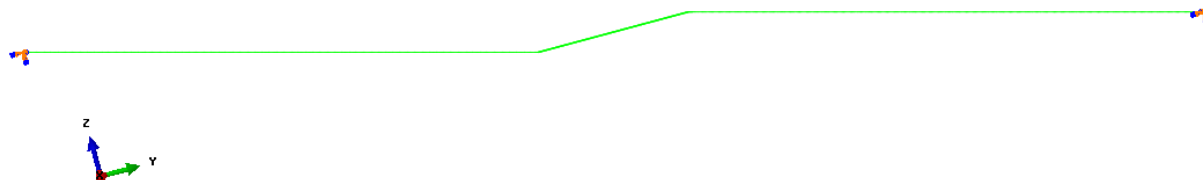
Σχήμα 6.13 Ο ευθύγραμμος αγωγός με τις πακτώσεις στα άκρα του.

Για τον ευθύγραμμο αγωγό σε κεκλιμένο πρανές μήκους 300m ισχύουν ακριβώς τα ίδια, Σχήμα 6.15 με μόνη διαφορά τα δύο τμήματα μήκους 10m εκατέρωθεν της ζώνης κατολίσθησης. Σε αυτά τα τμήματα ο αγωγός προσομοιώνεται με στοιχεία elbow (ELBOW31 element) που είναι παρεμφερή με τα στοιχεία PIPE31 με τη διαφορά ότι έχουν τη δυνατότητα δημιουργίας καμπύλωσης κατά τον σχεδιασμό. Όπως φαίνεται και στα

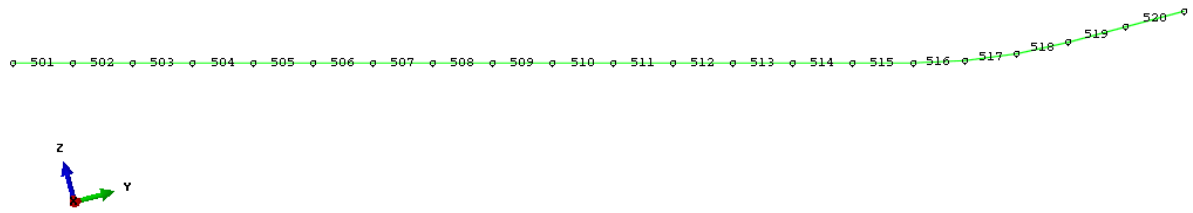
Σχήματα 6.4 και 6.16, τα 20 στοιχεία PIPE31 μήκους 0.5m έχουν αντικατασταθεί από: (α) 2 ευθύγραμμα στοιχεία ELBOW31 μήκους 0.5m ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης, (β) 3, 4 ή 5 στοιχεία ELBOW31 μήκους περίπου 0.44m εντός των οποίων γίνεται η μετάβαση από το κεκλιμένο στο οριζόντιο επίπεδο για γωνίες 15, 20 και 25°, αντίστοιχα, και (γ) 15, 14 ή 13 στοιχεία ELBOW31 μήκους 0.5m προς την πλευρά της προέκτασης του αγωγού για γωνίες 15, 20 και 25°, αντίστοιχα. Ο συνολικός αριθμός στοιχείων παραμένει 20, αλλά το μήκος του αγωγού μειώνεται ελάχιστα λόγω του μικρότερου μήκους των καμπυλωμένων στοιχείων. Τα ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού έχουν στραφεί κατάλληλα με τη χρήση τοπικών συστημάτων συντεταγμένων ώστε κάθε φορά η τοπική διεύθυνση YY' να αντιστοιχεί στον άξονα του αγωγού και η ZZ' στον κατακόρυφο άξονα, ενώ η διεύθυνση XX' δεν επηρεάζεται (Σχήμα 6.17). Η περιστροφή αυτή έχει γίνει σε όλο το κεκλιμένο επίπεδο, αλλά και στα καμπύλα τμήματα με βήμα 5°.



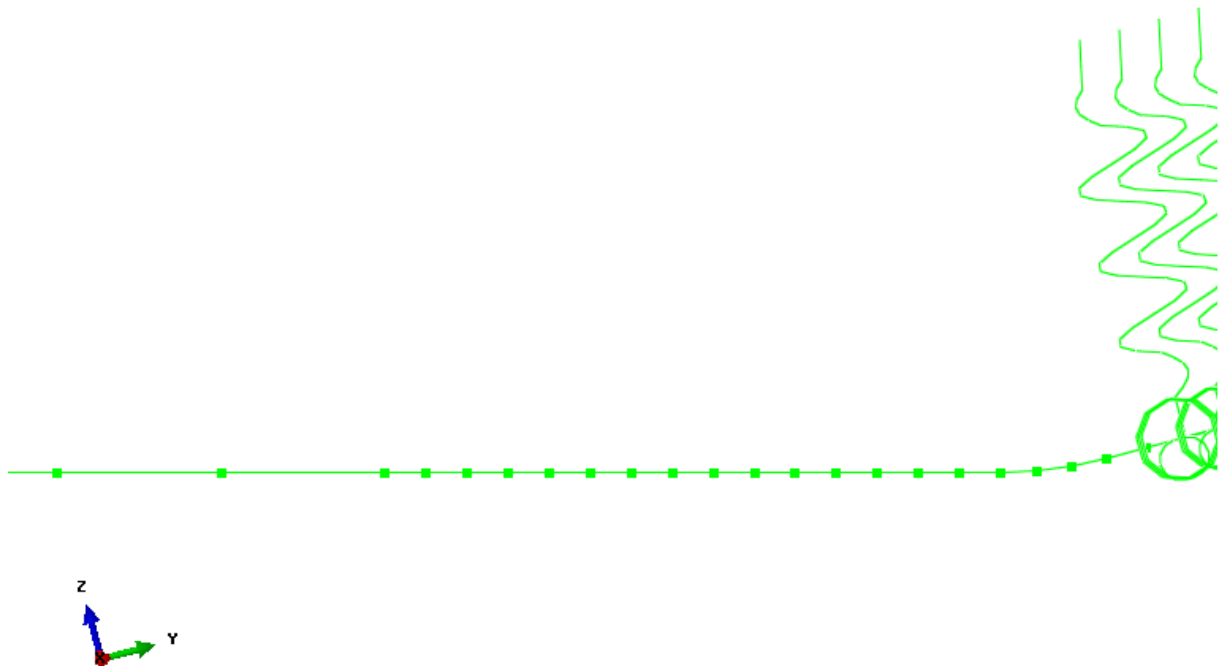
Σχήμα 6.14 Απόψη των στοιχείων SPRING2 και SPRING1 (δύο και ενός κόμβου, αντίστοιχα) όπως απεικονίζονται στο Abaqus 6.12.



Σχήμα 6.15 Πανοραμική άποψη αγωγού και συνοριακών συνθηκών σε κεκλιμένο πρηνές 300 m και γωνίας 15°.



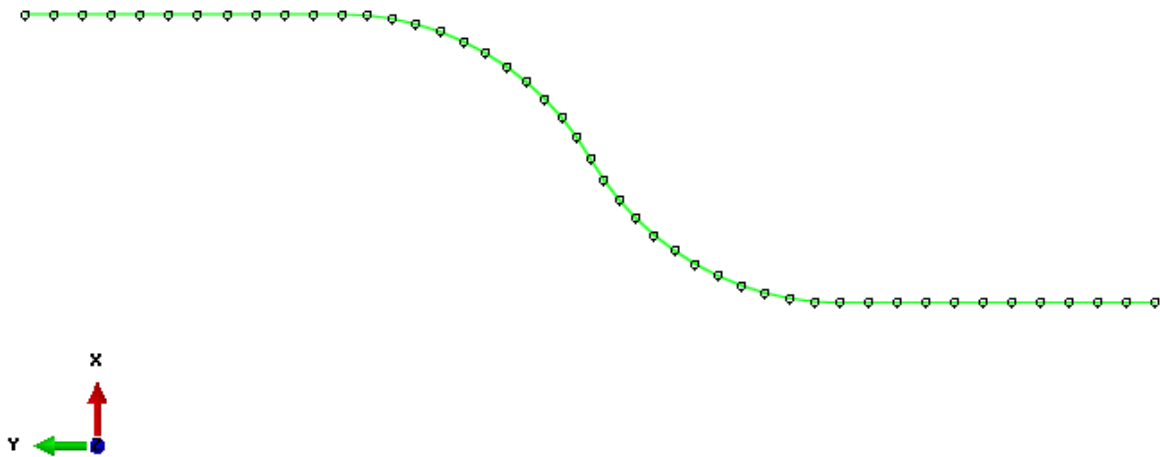
Σχήμα 6.16 Στοιχεία και κόμβοι του αγωγού στο σημείο που καμπυλώνεται λόγω της παρουσίας πρσανούς κλίσης 15° .



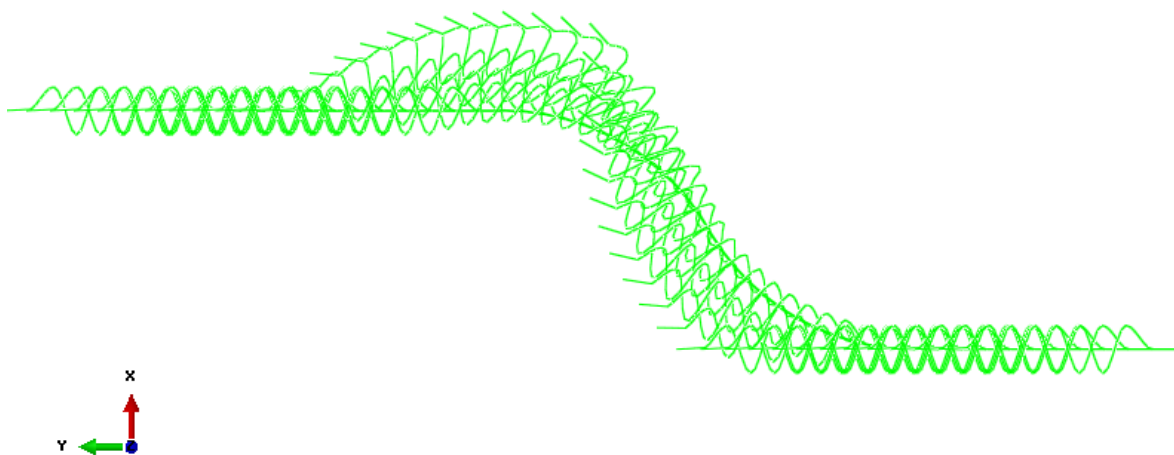
Σχήμα 6.17 Τα στοιχεία SPRING1 και SPRING2 στο σημείο καμπύλωσης του αγωγού λόγω της παρουσίας πρσανούς κλίσης 15° .

Για τους καμπύλους αγωγούς σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους ισχύει ότι και για τον ευθύγραμμο με μόνη διαφορά ότι στην περιοχή της καμπύλωσης χρησιμοποιούνται στοιχεία ELBOW31 για τους λόγους που αναφέρθηκαν παραπάνω. Η καμπύλωση δημιουργείται στο επίπεδο XY και λαμβάνει χώρα σε ένα μήκος περίπου 8.7m, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.5. Η περιοχή αυτή αποτελείται από 20 στοιχεία ELBOW31 μήκους 0.5m εκατέρωθεν της καμπύλωσης και 12 συν 12 στοιχεία ELBOW31 μήκους περίπου 0.44m με διαδοχικές αντίστροφες καμπυλότητες ώστε ο αγωγός μετά την καμπύλωση να ακολουθεί την ίδια διεύθυνση με πριν (Σχήμα 6.18). Τα ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού στρέφονται κατάλληλα μέσω τοπικών συστημάτων συντεταγμένων ώστε η τοπική διεύθυνση YY' (Σχήμα 6.19) να αντιστοιχεί στον άξονα του αγωγού και η XX' στον

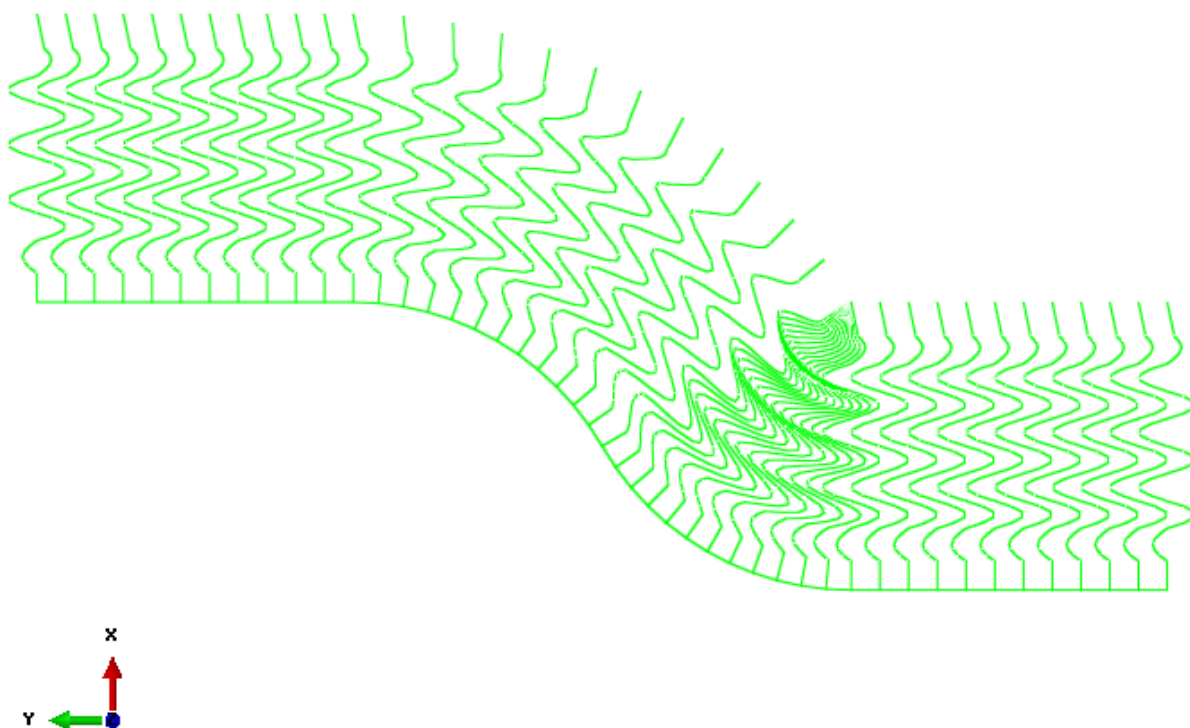
εγκάρσιο άξονα (Σχήμα 6.20), ενώ η διεύθυνση ZZ' δεν επηρεάζεται. Η περιστροφή αυτή γίνεται με βήμα 5° σε κάθε κόμβο εντός της καμπύλωσης. Στην περίπτωση καμπύλωσης στον μέσον, στα ανάντη ή στα κατάντη της κατολίσθησης έχουμε απλά την αντικατάσταση 58 ευθύγραμμων στοιχείων PIPE31 και 23 ελατηρίων SPRING2 με την παραπάνω διάταξη. Στις περιπτώσεις που η καμπύλωση είναι πριν ή μετά την κατολίσθηση τα ελατήρια που στρέφονται είναι τα SPRING1. Αξίζει να σημειωθεί ότι τα προσομοιώματα με την καμπύλωση ανάντη και κατάντη της κατολίσθησης είναι ακριβώς ίδια με αλλαγή μόνο στη φορά της βαρύτητας, τις ιδιότητες των κατακόρυφων ελατηρίων και την κατεύθυνση μετακίνησης των ελεύθερων κόμβων των ελατηρίων. Το ίδιο ισχύει και στα προσομοιώματα με την καμπύλωση πριν και μετά την κατολίσθηση.



Σχήμα 6.18 Στοιχεία και κόμβοι του αγωγού στο καμπυλωμένο τμήμα.



Σχήμα 6.19 Τα στοιχεία SPRING2 που προσομοιώνουν την αξονική αλληλεπίδραση εδάφους – αγωγού στο τμήμα καμπύλωσης.



Σχήμα 6.20 Τα στοιχεία SPRING2 που προσομοιώνουν την εγκάρσια αλληλεπίδραση εδάφους – αγωγού στο τμήμα της καμπύλωσης.

Για τους καμπύλους αγωγούς σε κεκλιμένο επίπεδο 300 m ισχύουν κατ' αντιστοιχία όλα όσα αναφέρθηκαν στις τρεις προηγούμενες παραγράφους. Στις περιπτώσεις καμπύλωσης του αγωγού στα ανάντη ή τα κατόντη της κατολίσθησης, η προέκταση των 10m αντικαθίσταται από το κεκλιμένο τμήμα στο κατακόρυφο επίπεδο. Επίσης, αξίζει να σημειωθεί ότι για τις περιπτώσεις καμπύλωσης πριν ή μετά την κατολίσθηση, η καμπύλωση δημιουργείται στο οριζόντιο επίπεδο και όχι στο κεκλιμένο.

6.2.2 Στοιχεία Προσομοίωσης Αγωγού

Αρχικά, όσον αφορά τις διαστάσεις της διατομής του αγωγού μολονότι η εξωτερική διάμετρος διατηρήθηκε σταθερή $D=0.9144\text{m}$ (36 in), χρησιμοποιήθηκαν τέσσερα διαφορετικά πάχη, t , όπως παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.1. Τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα API 5L Grade X65 και X70 και οι ιδιότητες τους παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.2. Τα παραπάνω υλικά θεωρήθηκαν πλήρως ελαστοπλαστικά, δηλαδή ότι οι παραμορφώσεις αυξάνονται με την τάση διαρροής σταθερή, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.21. Μόνο για το υλικό X65 διερευνήθηκε και η συμπεριφορά του θεωρώντας σκλήρυνση

(hardening) μετά τη διαρροή (Σχήμα 6.21). Σύμφωνα με δεδομένα εφελκυστικής δοκιμής από τους Vazouras et al. (2012), μετά τη διαρροή του υλικού X65 ακολουθεί ένα μικρό ευθύγραμμο τμήμα έως 3% παραμόρφωση και στη συνέχεια ένα τμήμα με κλίση E/300 έως και την τάση 550 MPa και παραμόρφωση 20% όπου το υλικό αστοχεί. Τέλος, όσον αφορά τις εσωτερικές πιέσεις, σύμφωνα με τον ALA (2001), η μέγιστη εσωτερική πίεση, p_{max} , που μπορεί να εφαρμοστεί για έναν συνεχή αγωγό προκύπτει ως εξής:

$$p_{max} = 2f_y t / (D - 0.4t) \quad (6.1)$$

Οι πιέσεις που χρησιμοποιήθηκαν, αντιστοιχούν στο 0, 20, 40 και 60% του p_{max} , δηλαδή σε **0, 1, 2 και 3 MPa**. Όπως προαναφέρθηκε, για την προσομοίωση του αγωγού χρησιμοποιήθηκαν δύο διαφορετικά στοιχεία. Τα ευθύγραμμα τμήματα του αγωγού προσομοιώθηκαν με στοιχεία PIPE31, ενώ τα καμπυλωμένα τμήματα του αγωγού προσομοιώθηκαν με στοιχεία ELBOW31.

Πίνακας 6.1 Οι λόγοι εξωτερικής διαμέτρου προς το πάχος του αγωγού, D/t, για τις διατομές που χρησιμοποιήθηκαν.

| Διάμετρος | 0.9144 m / 36 in | | | |
|-----------|----------------------|---------------------|------------------------|--------------------|
| Πάχος | 0.00635 m 0.25 in | 0.00762 m 0.3 in | 0.009525 m 0,375 in | 0.0127 m 0.5 in |
| D/t | 144 | 120 | 96 | 72 |

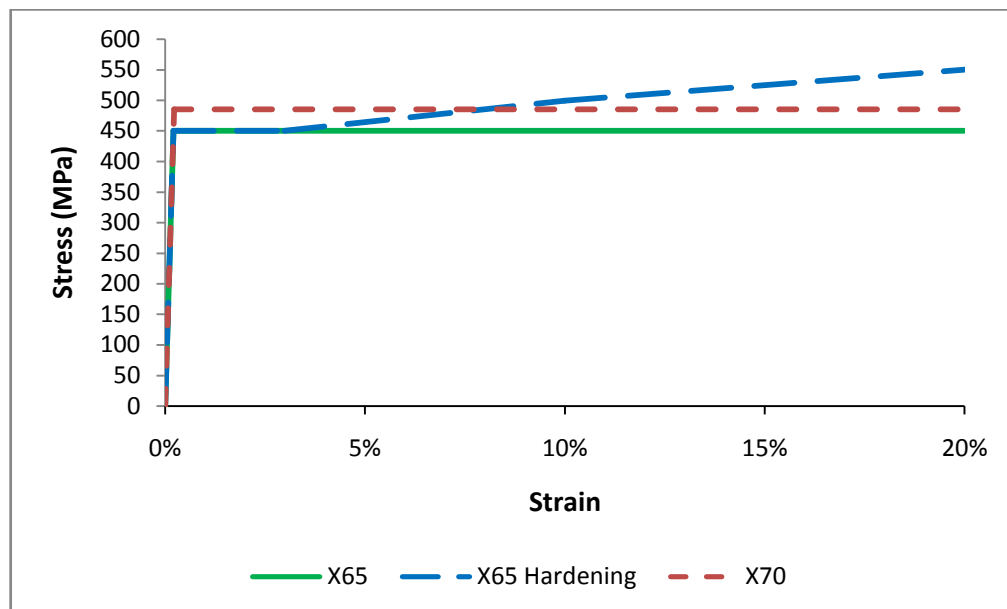
Πίνακας 6.2 Ιδιότητες των υλικών API 5L Grade X65 και X70 που χρησιμοποιήθηκαν [<http://www.api5lx.com/>].

| API 5L Grade | X65 | X70 |
|--------------------------------|------------------------|------------------------|
| Τάση Διαρροής, min, f_y | 450 MPa | 485 MPa |
| Εφελκυστική Αντοχή, min, f_u | 530 MPa | 565 MPa |
| f_y / f_u , max | 0.93 | 0.93 |
| Επιμήκυνση, min | 18 % | 17% |
| Μέτρο Ελαστικότητας, E | 210 GPa | 210 GPa |
| Λόγος Poisson, ν | 0.3 | 0.3 |
| Πυκνότητα, ρ | 7800 kg/m ³ | 7800 kg/m ³ |

6.2.2.1 PIPE31 Elements

Τα στοιχεία δοκού (Beam Elements) έχουν την ικανότητα, μέσω κάποιων παραδοχών, να μετατρέπουν ένα πρόβλημα τριών διαστάσεων σε πρόβλημα μίας διάστασης. Στα στοιχεία αυτά θεωρείται ότι όλες οι παραμορφώσεις κατά μήκος τους μπορούν να υπολογιστούν

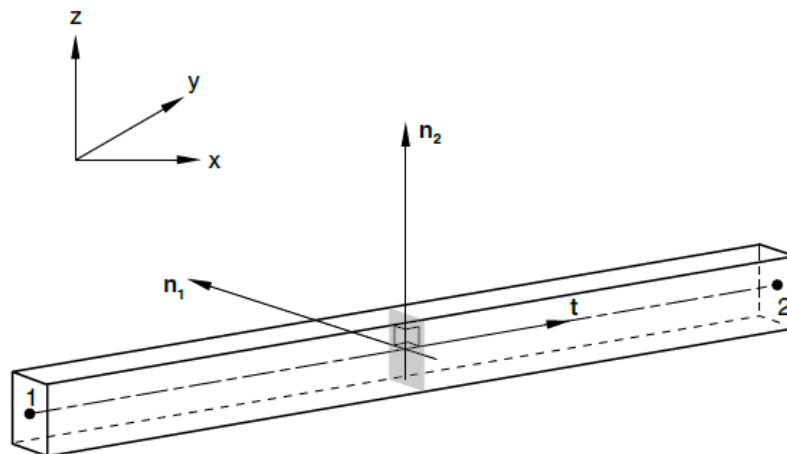
από μεταβλητές που είναι συναρτήσεις της θέσης ως προς στον άξονα της δοκού. Βασική προϋπόθεση για να είναι λογικές οι εν λόγω παραδοχές είναι το μεγάλο μήκος της μίας διάστασης του μοντέλου σε σχέση με τις υπόλοιπες διαστάσεις του. Η μεγάλη διάσταση του μοντέλου αποτελεί και τον άξονα των στοιχείων τύπου Beam. Η απλούστερη προσέγγιση για τα στοιχεία Beam είναι μέσω της θεωρίας Euler-Bernulli, σύμφωνα με την οποία τα εγκάρσια επίπεδα των διατομών που ήταν αρχικά κάθετες στον άξονα της δοκού παραμένουν κάθετες και μετά την επιβολή φορτίων, δηλαδή η διατμητική παραμόρφωση θεωρείται αμελητέα. Μία άλλη προσέγγιση είναι μέσω της θεωρίας Timoshenko, η οποία επιτρέπει τη διατμητική παραμόρφωση της δοκού.



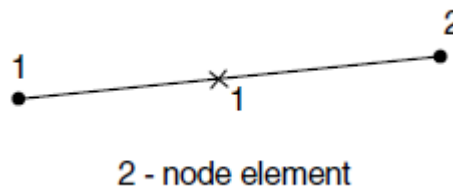
Σχήμα 6.21 Καμπύλες τάσης – παραμόρφωσης για τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν.

Τα στοιχεία τύπου Beam ορίζονται μέσω δύο (ή τριών) κόμβων και έχουν τρία τοπικά διανύσματα: (α) το t που έχει τη κατεύθυνση από τον πρώτο προς τον δεύτερο κόμβο της δοκού, (β) το n_1 που έχει κατεύθυνση πάντοτε στα αρνητικά του άξονα ZZ' εκτός αν οριστεί αλλιώς, και (γ) το n_2 που είναι κάθετο στα προηγούμενα δύο (Σχήμα 6.22). Οι βαθμοί ελευθερίας στους κόμβους του στοιχείου είναι τρεις ή έξι για στοιχεία στο επίπεδο ή στον χώρο, αντίστοιχα. Για στοιχεία στο επίπεδο οι βαθμοί ελευθερίας αντιστοιχούν στις δύο δυνατότητες κίνησης στο επίπεδο και τη μία στροφή στον κάθετο άξονα, ενώ για στοιχεία στον χώρο αντιστοιχούν στις τρεις συν τρεις δυνατότητες κίνησης και στροφής στον χώρο, αντίστοιχα. Στα στοιχεία Beam μπορούν να ασκηθούν αξονικά, καμπτικά και στρεπτικά

(μόνο για στοιχεία στον χώρο) φορτία. Ο υπολογισμός των μητρώων δυσκαμψίας αλλά και των τάσεων και παραμορφώσεων σε ένα στοιχείο Beam γίνεται μέσω των σημείων ολοκλήρωσης κατά μήκος της δοκού. Τα σημεία αυτά μπορούν να είναι ένα ή τρία για δοκούς δύο κόμβων, ή δύο για δοκούς τριών κόμβων. Στο Σχήμα 6.23 παρουσιάζεται στοιχείο Beam δύο κόμβων με ένα σημείο ολοκλήρωσης (γραμμικό στοιχείο).

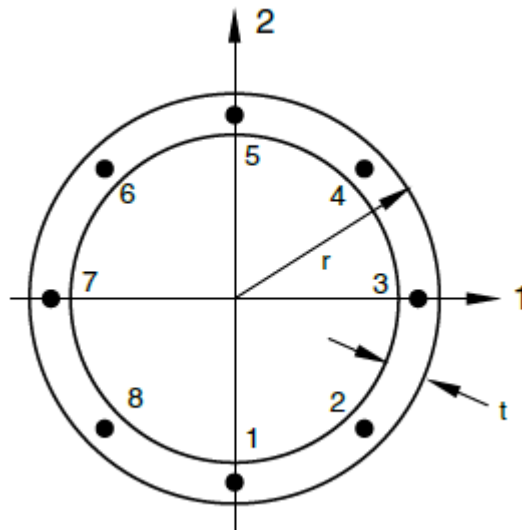


Σχήμα 6.22 Ορισμός τοπικών αξόνων στοιχείου Beam [ABAQUS, 2011].



Σχήμα 6.23 Στοιχείου Beam δύο κόμβων και ενός σημείου ολοκλήρωσης [ABAQUS, 2011].

Τα στοιχεία PIPE31 ανήκουν στην κατηγορία στοιχείων δοκού (Beam Elements), είναι τριών διαστάσεων, διαθέτουν ένα σημείο ολοκλήρωσης και λειτουργούν σύμφωνα με τη θεωρία Timoshenko. Η διατομή τους ορίζεται μέσω της ακτίνας και του πάχους του τοιχώματος. Όπως φαίνεται και στο Σχήμα 6.24, περιφερειακά έχουν οκτώ σημεία ολοκλήρωσης ώστε να υπολογίζονται οι τάσεις και οι παραμορφώσεις καθ' όλη την περίμετρο της διατομής. Εντούτοις, τα σημεία που εξάγονται τα αποτελέσματα από προεπιλογή είναι αυτά που βρίσκονται στους κύριους άξονες της διατομής, δηλαδή τα 1, 3, 5 και 7 του σχήματος.



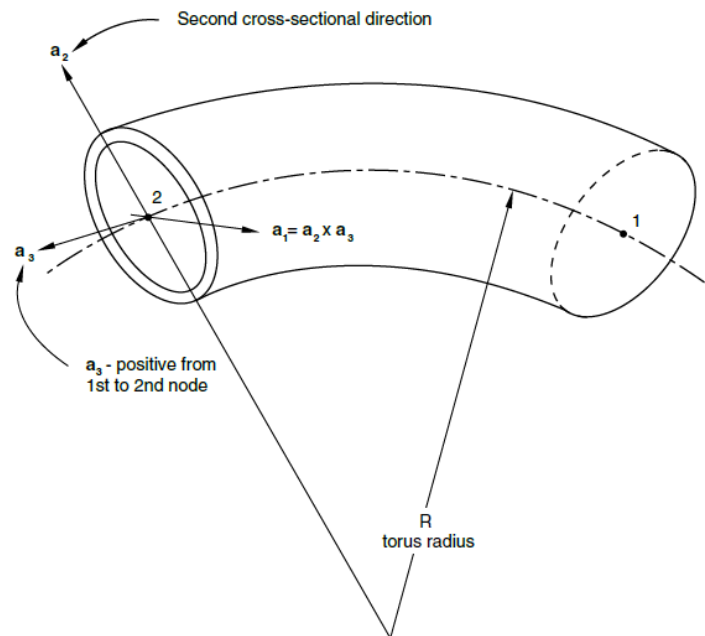
Σχήμα 6.24 Διατομή και σημεία ολοκλήρωσης στοιχείου Pipe στον χώρο [ABAQUS, 2011].

6.2.2.2 ELBOW31 Elements

Όταν προσομοιώνονται αγωγοί με καμπύλα τμήματα ή με τμήματα επιρρεπή σε λυγισμό, τα στοιχεία Pipe αδυνατούν να ανταποκριθούν με ακρίβεια στη μη-γραμμική συμπεριφορά λόγω παραμόρφωσης της επιφάνειας και ρυτίδωσης (warping). Σε αυτές τις περιπτώσεις η καλύτερη προσομοίωση θα μπορούσε να γίνει μέσω στοιχείων κελύφους, τα οποία όμως έχουν μεγάλο υπολογιστικό κόστος. Για αυτόν τον λόγο το λογισμικό Abaqus διαθέτει τα στοιχεία Elbow. Τα στοιχεία αυτά, μολονότι μοιάζουν με στοιχεία Beam, στην πραγματικότητα λειτουργούν σαν στοιχεία κελύφους κάνοντας χρήση κάποιων περίπλοκων μοντέλων, όπως η παρεμβολή Fourier και η θεωρία των κελυφών για τον υπολογισμό των τάσεων και παραμορφώσεων στην περίμετρο τους. Όσον αφορά στον υπολογισμό τάσεων και παραμορφώσεων κατά μήκος του άξονα τους, αυτός μπορεί να γίνει όπως αναφέρθηκε προηγουμένως.

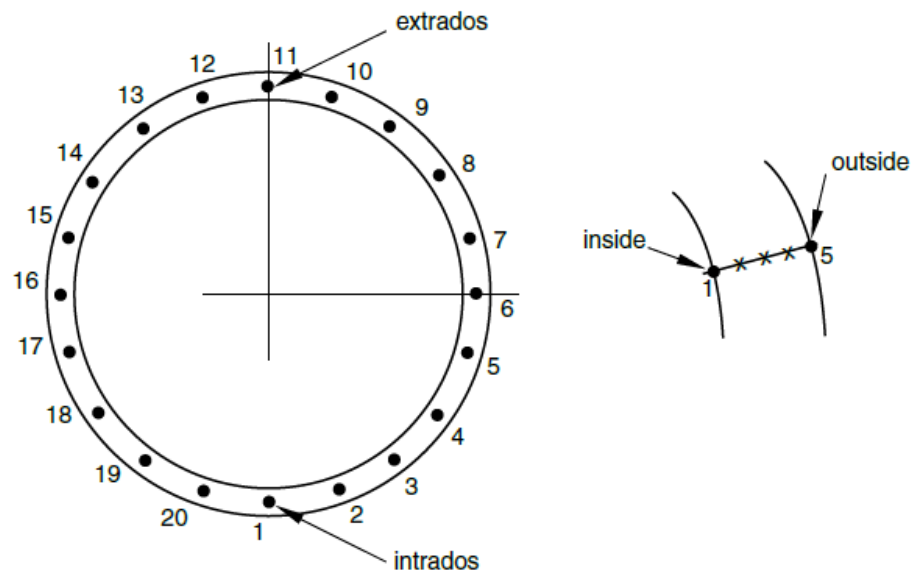
Τα στοιχεία ELBOW31 χρησιμοποιούν γραμμική παρεμβολή (ένα σημείο ολοκλήρωσης) κατά μήκος του άξονα τους και είναι ιδανικά για προσομοίωση καμπυλωμένων αγωγών που ενώνονται με ευθύγραμμα τμήματα. Ορίζονται μεταξύ δύο σημείων, της εξωτερικής ακτίνας τους, του πάχους του τοιχώματος και της ακτίνας καμπύλωσης, R . Αν η ακτίνα είναι μηδενική ($R = 0$), τότε τα στοιχεία είναι ευθύγραμμα. Όπως φαίνεται και στον Σχήμα 6.25, οι τοπικοί τους άξονες προσδιορίζονται με βάση τον ορισμό των κόμβων και την καμπύλωση. Ο άξονας a_3 έχει κατεύθυνση προς το εξωτερικό της καμπύλωσης, ο a_2 έχει την κατεύθυνση ορισμού του στοιχείου και ο a_1 είναι κάθετος

στους προηγούμενους. Ο ορισμός αυτός είναι πολύ σημαντικός και πρέπει να αποφεύγονται διαδοχικά στοιχεία με άξονες a_3 σε διαφορετικό επίπεδο. Οι βαθμοί ελευθερίας και τα φορτία που μπορούν να δεχτούν τα στοιχεία Elbow είναι τα ίδια με τα στοιχεία Pipe.



Σχήμα 6.25 Ορισμός και τοπικοί άξονες στοιχείου Elbow [ABAQUS, 2011].

Το ιδιαίτερο στα στοιχεία Elbow είναι ότι πέρα από τα σημεία ολοκλήρωσης στην περίμετρο τους, ορίζονται σημεία ολοκλήρωσης κατά το πάχος της περιμέτρου καθώς και αντίστοιχοι παράμετροι Fourier. Για έναν αγωγό με λεπτά τοιχώματα ιδανικός αριθμός σημείων ολοκλήρωσης περιμετρικά, κατά πάχος και παραμέτρων Fourier είναι 18, 5 και 6, αντίστοιχα. Στο Σχήμα 6.26 παρουσιάζεται η διατομή ενός στοιχείου Elbow με 20 σημεία ολοκλήρωσης περιμετρικά και 5 κατά πάχος. Η αρίθμηση στα περιμετρικά ξεκινάει από το πιο κοντινό στην ακτίνα R σημείο και στα κατά πάχος από την εσωτερική πλευρά. Αν ο αριθμός των παραμέτρων Fourier οριστεί ίσος με μηδέν τότε το στοιχείο λειτουργεί σαν στοιχείο Pipe. Επίσης, ξεχωριστό χαρακτηριστικό αποτελούν κάποιες ιδιαίτερες συνοριακές συνθήκες που πρέπει να χρησιμοποιούνται, για παράδειγμα στα σημεία σύνδεσης με στοιχεία Pipe ώστε να αποφεύγονται ασυνέχειες κατά την ανάλυση.



Σχήμα 6.26 Διατομή και σημεία ολοκλήρωσης περιμετρικά και κατά πάχος στοιχείου Elbow [ABAQUS, 2011].

6.2.3 Στοιχεία Προσομοίωσης Αλληλεπίδρασης Εδάφους - Αγωγού

Σύμφωνα με τον ALA (2001), η αλληλεπίδραση μεταξύ εδάφους και αγωγού δύναται να προσομοιωθεί μέσω ελατηρίων σε τρεις διευθύνσεις: παράλληλα, εγκάρσια και κατακόρυφα του άξονα του αγωγού. Τα ελατήρια αυτά συνδέονται με το ένα άκρο τους στους κόμβους του αγωγού, ενώ το άλλο είναι είτε πακτωμένο, είτε μετακινείται όταν π.χ. θέλουμε να προσομοιώσουμε μετακίνηση εδάφους λόγω κατολίσθησης. Η συμπεριφορά των ελατηρίων αυτών είναι πλήρως ελαστοπλαστική με μέγιστη δύναμη αλληλεπίδρασης και αντίστοιχη σχετική μετατόπιση που προκύπτει από τις ιδιότητες του εδάφους, το βάθος και τη διάμετρο του αγωγού. Στο Σχήμα 4.8 παρουσιάζεται ο τρόπος σύνδεσης και τα διαγράμματα συμπεριφοράς των ελατηρίων.

Το έδαφος που χρησιμοποιήθηκε ήταν χαλαρή άμμος και οι ιδιότητες του παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3. Ο αγωγός θεωρήθηκε θαμμένος σε βάθος 2.5 m εντός του εδάφους, ενώ δεν χρησιμοποιήθηκε επικάλυψη θεωρώντας την επιφάνεια του αγωγού ως τραχεία (rough steel). Από τα παραπάνω και σύμφωνα με τις εξισώσεις της Ενότητας 4.3.3 προκύπτουν οι μέγιστες δυνάμεις αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού με τις αντίστοιχες μέγιστες σχετικές μετατοπίσεις που παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.4. Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης είναι ανηγμένες στη μονάδα μήκους του αγωγού (δηλαδή ανά μέτρο), όμως οι αποστάσεις μεταξύ των ελατηρίων στο προσομοίωμα είναι 0.5 και 2m στις κρίσιμες και μη κρίσιμες περιοχές, αντίστοιχα. Επομένως, για τα ελατήρια που βρίσκονται στις

κρίσιμες περιοχές η τιμή που χρησιμοποιείται είναι η μισή της αναγραφόμενης στον πίνακα, ενώ στα ελατήρια που βρίσκονται εκτός των κρίσιμων περιοχών χρησιμοποιείται η διπλάσια.

Πίνακας 6.3 Οι ιδιότητες του εδάφους που χρησιμοποιήθηκε.

| | | |
|-------------------------------|----------|-----------|
| Μέτρο Ελαστικότητας | E | 25 MPa |
| Λόγος Poisson | ν | 0.3 |
| Γωνία Εσωτερικής Τριβής | ϕ | 40° |
| Ειδικό Βάρος | γ | 20.6 kN/m |
| Συντελεστής Ουδέτερων Ωθήσεων | K_0 | 0.29 |
| Συνοχή | c | 2 kPa |

Πίνακας 6.4 Οι ιδιότητες των ελατηρίων που χρησιμοποιήθηκαν.

| | Μέγιστη Δύναμη Αλληλεπίδρασης (kN/m) | Μέγιστη Σχετική Μετατόπιση (mm) |
|--|---|------------------------------------|
| Αξονικά (T_u, Δ_t) | 65 | 5 |
| Εγκάρσια (P_u, Δ_p) | 772 | 118 |
| Κατακόρυφα Άνω (Q_u, Δ_{qu}) | 127 | 25 |
| Κατακόρυφα Κάτω (Q_d, Δ_{qd}) | 4108 | 91 |

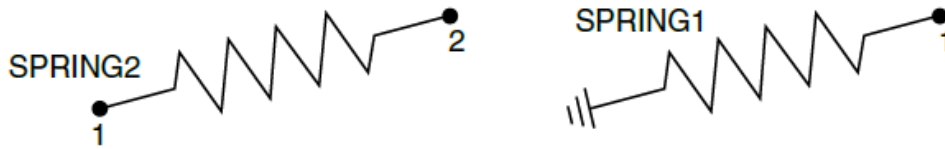
Τα στοιχεία που χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού είναι τα SPRING1 και SPRING2 elements. Τα στοιχεία SPRING1 χρησιμοποιήθηκαν στις περιοχές εκτός της ζώνης κατολίσθησης του αγωγού και είναι ημιάπειρα. Ορίζονται δίνοντας μόνο τον κόμβο που συνδέεται με τον αγωγό και τη διεύθυνση αλληλεπίδρασης, η οποία μπορεί να είναι στον κεντρικό ή σε τοπικό σύστημα συντεταγμένων εάν πρόκειται για κεκλιμένο τμήμα. Η σχετική μετατόπιση ορίζεται ως εξής:

$$\Delta u = u_i \quad (6.2)$$

όπου i η διεύθυνση αλληλεπίδρασης. Τα στοιχεία SPRING2 χρησιμοποιήθηκαν στις περιοχές εντός της ζώνης κατολίσθησης. Ορίζονται μεταξύ δύο κόμβων εκ των οποίων ο ένας είναι κόμβος του αγωγού και αλληλεπιδρούν σε μία διεύθυνση που ορίζεται για κάθε κόμβο. Εν προκειμένω, οι διευθύνσεις αλληλεπίδρασης και των δύο κόμβων είναι κοινές και αντιστοιχούν στις διευθύνσεις του κεντρικού συστήματος συντεταγμένων ή σε τοπικό αν πρόκειται για κεκλιμένο τμήμα. Οι αποστάσεις μεταξύ των κόμβων επιλέχθηκαν ίσες με 5m. Η σχετική μετατόπιση ορίζεται ως η διαφορά μεταξύ των μετατοπίσεων των δύο κόμβων:

$$\Delta u = u_i^1 - u_j^2 \quad (6.3)$$

όπου 1 και 2 οι κόμβοι του ελατηρίου, i και j οι διευθύνσεις αλληλεπίδρασης σε κάθε κόμβο, αντίστοιχα. Στο Σχήμα 6.27 παρουσιάζονται στα στοιχεία SPRING2 και SPRING1.



Σχήμα 6.27 Τα στοιχεία SPRING2 και SPRING 1 [ABAQUS, 2011].

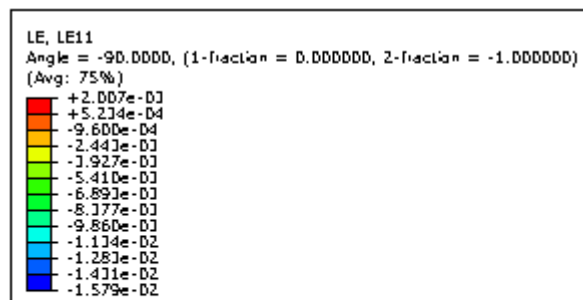
6.3 Όρια Αστοχίας

Όπως έχει αναφερθεί στο 4^ο Κεφάλαιο, οι κύριοι στόχοι κατά τον σχεδιασμό ενός αγωγού είναι η διατήρηση της λειτουργικότητας του και η αποφυγή διαρροών του περιεχομένου του στο περιβάλλον. Επίσης, ο χάλυβας ως υλικό έχει τη δυνατότητα να παραμορφώνεται πλαστικά πολύ πέρα από την μέγιστη ελαστική παραμόρφωση που αντιστοιχεί στο όριο διαρροής. Για τους παραπάνω λόγους, όλοι σχεδόν οι κανονισμοί προσδιορίζουν την αστοχία ενός μεταλλικού αγωγού με βάση μέγιστα όρια παραμόρφωσης και όχι τάσης, όπως συμβαίνει με άλλες συμβατικές κατασκευές. Στην Ενότητα 4.3.2 γίνεται αναφορά στα μέγιστα όρια παραμόρφωσης για αγωγό που καταπονείται από μόνιμες εδαφικές μετατοπίσεις (PGD), όπως αυτά ορίζονται από τον ALA (2001). Σύμφωνα με τον παραπάνω κανονισμό υπάρχουν δύο όρια αστοχίας: (α) το λειτουργικό όριο (operable limit) που αντιστοιχεί σε μέγιστη εφελκυστική και θλιπτική παραμόρφωση ώστε ο αγωγός να είναι λειτουργικός, και (β) το όριο ακεραιότητας πίεσης (pressure integrity limit) που αντιστοιχεί σε μέγιστη εφελκυστική και θλιπτική παραμόρφωση ώστε να διατηρηθεί η πίεση του αγωγού αέρεια, δηλαδή το περιεχόμενο του να μην διαχυθεί στο περιβάλλον.

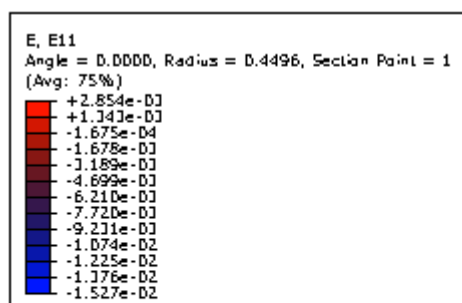
Όταν ένας αγωγός καταπονείται σε εφελκυσμό, οι τάσεις και οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται εντός της ζώνης εφελκυσμού έχουν ως αποτέλεσμα τη διαρροή σε κάποιο σημείο της, την πλαστικοποίηση της διατομής με παράλληλη μείωση του πάχους της και τελικά την πλήρη θραύση της. Το παραπάνω φαινόμενο εμφανίζεται συνήθως στις διατομές συγκόλλησης οι οποίες είναι και οι πιο ευαίσθητες, όσο καλή τεχνική και αν ακολουθείται κατά τη συγκόλληση. Σύμφωνα με τον ALA (2001), το λειτουργικό όριο παραμόρφωσης κατά τον εφελκυσμό είναι **2%**, ενώ το όριο ακεραιότητα είναι **4%**.

Πίνακας 6.5 Όρια λειτουργικότητας και ακεραιότητας σε θλίψη για τον αγωγό που χρησιμοποιήθηκε.

| Λόγος D/t και Εσωτ. Πίεση | Όριο Λειτουργικότητας | Όριο Ακεραιότητας |
|-------------------------------------|-----------------------|-------------------|
| D/t = 144 / P _{in} = 2 MPa | 0.24% | 1.2% |
| D/t = 120 / P _{in} = 2 MPa | 0.26% | 1.5% |
| D/t = 96 / P _{in} = 2 MPa | 0.33% | 1.8% |
| D/t = 72 / P _{in} = 2 MPa | 0.48% | 2.4% |
| D/t = 120 / P _{in} = 0 MPa | 0.17% | 1.5% |
| D/t = 120 / P _{in} = 1 MPa | 0.19% | 1.5% |
| D/t = 120 / P _{in} = 3 MPa | 0.39% | 1.5% |



Σχήμα 6.28 Αστοχία λόγω θλίψης ευθύγραμμου αγωγού σε κεκλιμένο πρανές απείρου μήκους.



Σχήμα 6.29 Αστοχία λόγω θλίψης ευθύγραμμου αγωγού σε κεκλιμένο πρανές μήκους 300 m.

Όταν ένας αγωγός καταπονείται σε θλίψη, οι τάσεις και οι παραμορφώσεις που αναπτύσσονται εντός της ζώνης θλίψης έχουν ως αποτέλεσμα τη δημιουργία τοπικού λυγισμού σε ορισμένες περιοχές των τοιχωμάτων του. Ο τοπικός λυγισμός εμφανίζεται τη μορφή ρυτίδωσης στα τοιχώματα του αγωγού και επηρεάζεται κατά πολύ από τον λόγο διαμέτρου προς ακτίνα (D/t), την εσωτερική πίεση και το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα που χρησιμοποιείται. Για αυτόν τον λόγο, ο ALA (2001) δεν δίνει σταθερές τιμές για όρια λειτουργικότητας και ακεραιότητας. Τα όρια θλιπτικής παραμόρφωσης αγωγού με μέτρο ελαστικότητας $E = 210 \text{ GPa}$, εσωτερικές πιέσεις 0, 1, 2 και 3 MPa, και λόγους $D/t = 144, 120, 96$ και 72 παρουσιάζονται στον Πίνακα 6.3. Στα Σχήματα 6.28 και 6.29 παρουσιάζονται οι αστοχίες λόγω θλίψης για τον ευθύγραμμο αγωγό σε κεκλιμένο πρηνές απείρου μήκους και 300 m, αντίστοιχα. Όπως παρατηρείται και στις δύο περιπτώσεις, η αστοχία εμφανίζεται τοπικά σε ένα μόνο στοιχείο του αγωγού.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 7

Αριθμητικά Αποτελέσματα Αναλύσεων Ευθύγραμμου Αγωγού

Τα προβλήματα αγωγών που βρίσκονται σε ζώνη κατολίσθησης που προσομοιώθηκαν και οι παράμετροι που εξετάστηκαν αναφέρονται αναλυτικά στο 6^ο Κεφάλαιο. Η αριθμητική διερεύνηση που πραγματοποιήθηκε είχε δύο στόχους. Αρχικά, γίνεται παραμετρική διερεύνηση της συμπεριφοράς ευθύγραμμου αγωγού κατά τη μετακίνηση εδάφους λόγω κατολίσθησης παράλληλα στον άξονα του. Στόχος της διερεύνησης αυτής είναι να μελετηθεί η πιθανή μεταβολή της συμπεριφοράς του αγωγού για διάφορες τιμές παραμέτρων, όπως το πάχος του, το υλικό του, κ.λπ. Στη συνέχεια, γίνεται διερεύνηση της συμπεριφοράς αγωγού όταν έχει σχεδιαστεί με καμπύλωση σε διάφορα σημεία κατά μήκος του. Στόχος της παραπάνω διερεύνησης είναι να προσδιοριστεί το κατά πόσον αυτός ο σχεδιασμός μπορεί να αποδειχθεί ωφέλιμος για τον αγωγό βελτιώνοντας την απόκρισή του έναντι των επιβαλλόμενων εδαφικών παραμορφώσεων. Στο παρόν κεφάλαιο παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της διερεύνησης για ευθύγραμμο αγωγό, ενώ στο επόμενο κεφάλαιο παρατίθενται τα αποτελέσματα για καμπυλωμένο αγωγό. Τα αριθμητικά αποτελέσματα που προέκυψαν χρησιμοποιώντας το λογισμικό Abaqus 6.12.

Όπως αναφέρεται αναλυτικά και στην Ενότητα 6.1, το πρώτο μέρος της υπολογιστικής διερεύνησης αναφέρεται στη μελέτη της συμπεριφοράς ευθύγραμμου αγωγού υπό μετακίνηση του εδάφους παράλληλα στον άξονα του. Τέτοιο φαινόμενο δύναται να συναντηθεί για παράδειγμα κατά τη διάρκεια μιας σεισμική κατολίσθησης. Το φαινόμενο αυτό όμως μπορεί να εμφανιστεί τόσο σε αγωγούς που διατρέχουν ένα κεκλιμένο επίπεδο πολύ μεγάλου μήκους σε σχέση με το μήκος της ζώνης εδαφικών μετακινήσεων λόγω της κατολίσθησης, όσο και σε αγωγούς σε κεκλιμένο πρηνές με μήκος συγκρίσιμο με αυτό της

ζώνης κατολίσθησης. Η ουσιαστική διαφορά των δύο παραπάνω περιπτώσεων έγκειται στην επιρροή του μήκους καμπύλωσης του αγωγού, που γίνεται αναγκαστικά για την προσαρμογή στην αλλαγή κλίσης του επιπέδου (Σχήμα 6.4) από το άκρο της ζώνης κατολίσθησης. Το λογικό και αναμενόμενο είναι ότι μικρότερο καμπύλο τμήμα οδηγεί σε αύξηση της συγκέντρωσης τάσεων και παραμορφώσεων στη θέση αυτή, με αποτέλεσμα την ευκολότερη αστοχία του αγωγού. Προς απόδειξη της παραπάνω υπόθεσης εξετάστηκαν δύο ακραίες περιπτώσεις ευθύγραμμων αγωγών: (α) ο αγωγός σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους που αντιστοιχεί σε καμπύλωση αρκετά μακριά ώστε να μην επηρεάζεται η συμπεριφορά του αγωγού κατά την κατολίσθηση (Σχήμα 6.1), και (β) η δυσμενέστερη περίπτωση, όπου το μήκος της ζώνης κατολίσθησης ισούται με το μήκος του κεκλιμένου επιπέδου (Σχήμα 6.2).

Ο αγωγός που επιλέχθηκε ως βάση της παραμετρικής διερεύνησης περιγράφεται αναλυτικά στην Ενότητα 6.2.2 και λόγο $D/t = 120$, εσωτερική πίεση $P_{in} = 2 \text{ MPa}$, βρίσκεται σε κλίση 15° και το υλικό του είναι χάλυβας ποιότητας **X65**. Οι ιδιότητες του εδάφους που επιλέχθηκε ως βάση της διερεύνησης περιγράφονται αναλυτικά στην Ενότητα 6.2.3. Η επιλογή του αγωγού έγινε με βάση τις συνήθειες επιλογές των εταιριών κατασκευής δικτύων αγωγών παγκοσμίως. Ως έδαφος χρησιμοποιήθηκε κορεσμένη χαλαρή άμμος, δηλαδή ένα είδος εδάφους που χρησιμοποιείται συχνά ως υλικό επίχωσης. Η χρήση λεπτόκοκκου συνεκτικού εδάφους θα έδινε πολύ μεγαλύτερες δυνάμεις αλληλεπίδρασης μεταξύ εδάφους και αγωγού με αποτέλεσμα την αστοχία του αγωγού για πολύ μικρότερες τιμές κατολίσθησης. Εντούτοις, η χρήση τέτοιων εδαφών ως υλικό επίχωσης συνήθως αποφεύγεται στη πράξη, ακόμα και αν αποτελούν το έδαφος της περιοχής διέλευσης του αγωγού, μεταφέροντας εδαφικά υλικά με καλύτερα χαρακτηριστικά από άλλες περιοχές. Λαμβάνοντας υπόψη τα παραπάνω, ο υπολογισμός του μήκους της ζώνης κατολίσθησης έγινε με βάση την ευνοϊκή περίπτωση του αγωγού σε πρηνές απείρου μήκους. Το ελάχιστο μήκος για το οποίο αστοχεί η διάταξη εδάφους-αγωγού που ορίστηκε ως βάση διερεύνησης είναι το μήκος κατολίσθησης $L = 300\text{m}$. Η διάσταση αυτή ορίστηκε, συνεπώς, και ως μήκος του κεκλιμένου πρηνούς, υποθέτοντας ότι ο αγωγός θα αστοχεί ευκολότερα δεδομένου ότι αυτή η διάταξη είναι δυσμενέστερη για τον αγωγό σε σχέση με το πρηνές απείρου μήκους.

7.1 Αγωγός σε Κεκλιμένο Επίπεδο Απείρου Μήκους

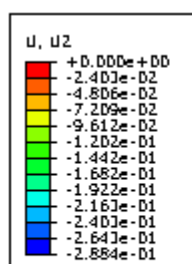
Ο ευθύγραμμος αγωγός σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους διερευνήθηκε παραμετρικά για τις περιπτώσεις που αναφέρονται στον Πίνακα 7.1 και διακρίνονται σε παραμετρικές αναλύσεις ως προς την κλίση του εδάφους (Περιπτώσεις 1 – 6), ως προς τον λόγο διαμέτρου προς πάχος (Περιπτώσεις 1 και 7 – 9), ως προς το υλικό του αγωγού (Περιπτώσεις 1, 10 και 11) και ως προς την εσωτερική πίεση (Περιπτώσεις 1, 2, 12 και 13). Η Περίπτωση 1 αποτελεί την βάση της διερεύνησης με τα αποτελέσματα της οποίας συγκρίνονται όλες οι υπόλοιπες περιπτώσεις. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων της Περίπτωσης 1 παρουσιάζονται αναλυτικά στη συνέχεια.

Πίνακας 7.1 Περιπτώσεις παραμετρικής διερεύνησης.

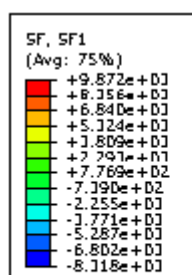
| Περίπτωση | Κλίση | D/t | Υλικό | P _{in} (MPa) |
|-----------|-------|-----|---------------|-----------------------|
| 1 | 15 | 120 | X65 | 2 |
| 2 | 15 | 120 | X65 | 0 |
| 3 | 20 | 120 | X65 | 2 |
| 4 | 20 | 120 | X65 | 0 |
| 5 | 25 | 120 | X65 | 2 |
| 6 | 25 | 120 | X65 | 0 |
| 7 | 15 | 144 | X65 | 2 |
| 8 | 15 | 96 | X65 | 2 |
| 9 | 15 | 72 | X65 | 2 |
| 10 | 15 | 120 | X65 Hardening | 2 |
| 11 | 15 | 120 | X70 | 2 |
| 12 | 15 | 120 | X65 | 1 |
| 13 | 15 | 120 | X65 | 3 |

Ο αγωγός αστοχεί, όπως ήταν αναμενόμενο λόγω θλίψης, δηλαδή τοπικού λυγισμού, όταν η αξονική παραμόρφωση ξεπερνά το μέγιστο όριο για θλίψη $\varepsilon_{cr} = 1.5\%$, όπως αυτό υπολογίζεται στην Ενότητα 6.3. Αξίζει να σημειωθεί εδώ ότι ως όριο αστοχίας έχει επιλεγεί το μέγιστο, δηλαδή το όριο ακεραιότητας πίεσης και όχι το όριο λειτουργικότητας, το οποίο είναι πάρα πολύ μικρό. Η εδαφική μετατόπιση κατά την οποία συμβαίνει η αστοχία ισούται με $\delta_{cr} = 0.290m$, ενώ το σημείο που συμβαίνει βρίσκεται ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης. Στο Σχήμα 7.1 φαίνεται η μεταβολή των μετακινήσεων και των αξονικών δυνάμεων του αγωγού τη στιγμή της αστοχίας, με τις μέγιστες μετακινήσεις να εμφανίζονται στο μέσον του και τις μέγιστες δυνάμεις στα όρια της ζώνης κατολίσθησης.

Στο Σχήμα 7.2 παρουσιάζεται η παραμόρφωση κατά μήκος του άξονα του αγωγού E_{11} για μετακίνηση εδάφους $\delta = 0.280$ και 0.290 m, δηλαδή λίγο πριν και κατά την εμφάνιση της αστοχίας. Παρατηρείται ότι πριν την αστοχία υπάρχει μία ζώνη εφελκυστικών και μία θλιπτικών παραμορφώσεων στα ανάντη και στα κατάντη της κατολίσθησης, αντίστοιχα. Ανάμεσα στις δύο παραπάνω ζώνες παρατηρούνται μηδενικές τιμές παραμορφώσεων κάτι που δικαιολογείται λόγω του μεγάλου μήκους κατολίσθησης που ορίζει ως κρίσιμο παράγοντα για την αστοχία το μήκος της ζώνης και όχι το μέγεθος των εδαφικών μετατοπίσεων (Σχήμα 4.6). Στο Σχήμα 7.3 φαίνεται σε μεγαλύτερη μεγέθυνση η αξονική πλαστική παραμόρφωση PE_{11} στο σημείο αστοχίας. Διακρίνονται επίσης οι κόμβοι μεταξύ των στοιχείων. Η παραμόρφωση του αγωγού στο σημείο αστοχίας του συναρτῆσει της μετακίνησης του εδάφους παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.4, όπου με κύκλο σημειώνεται το σημείο όπου εμφανίζεται αστοχία λόγω θλίψης.



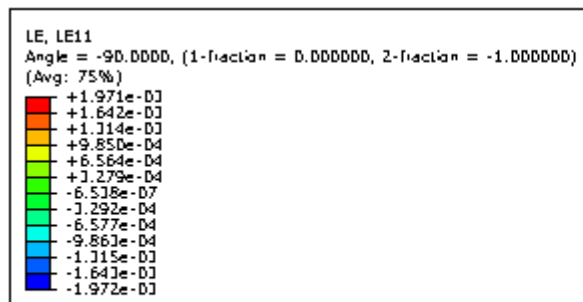
(a)



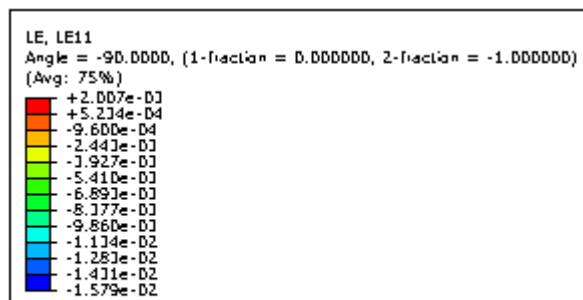
(b)

Σχήμα 7.1 Αξονικές (a) μετακινήσεις, $U2$, και (b) δυνάμεις, $SF1$, του αγωγού κατά την αστοχία του.

Στο Σχήμα 7.5 παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις συναρτήσει των εδαφικών μετακινήσεων για το στοιχείο με τις μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις που βρίσκεται ακριβώς πάνω από την ζώνη κατολίσθησης. Όπως φαίνεται και στο σχήμα, το στοιχείο εμφανίζει τις κρίσιμες εφελκυστικές παραμορφώσεις 2% και 4% για μετακινήσεις $\delta = 0.356$ και 0.366 m, αντίστοιχα. Τέλος, στα Σχήματα 7.6 και 7.7 παρουσιάζονται οι παραμορφώσεις του αγωγού πριν και κατά την αστοχία, σε μία περιοχή δέκα μέτρων εκατέρωθεν των ορίων της ζώνης κατολίσθησης τόσο για τη θλιβόμενη περιοχή όσο και για την εφελκυσόμενη ζώνη, αντίστοιχα. Όπως είναι φανερό, ενώ στην εφελκυσόμενη ζώνη εμφανίζεται απλά μία αύξηση των παραμορφώσεων χωρίς να μεταβάλλεται η ομαλή μεταβολή τους, στη θλιβόμενη ζώνη έχουμε κατακόρυφη αύξηση των παραμορφώσεων στο σημείο αστοχίας.

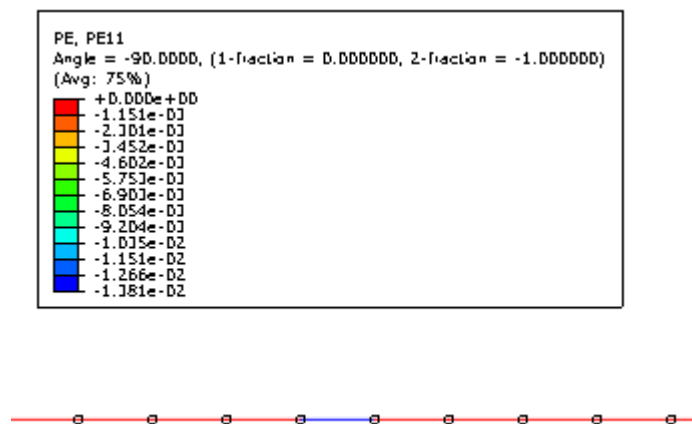


(a)

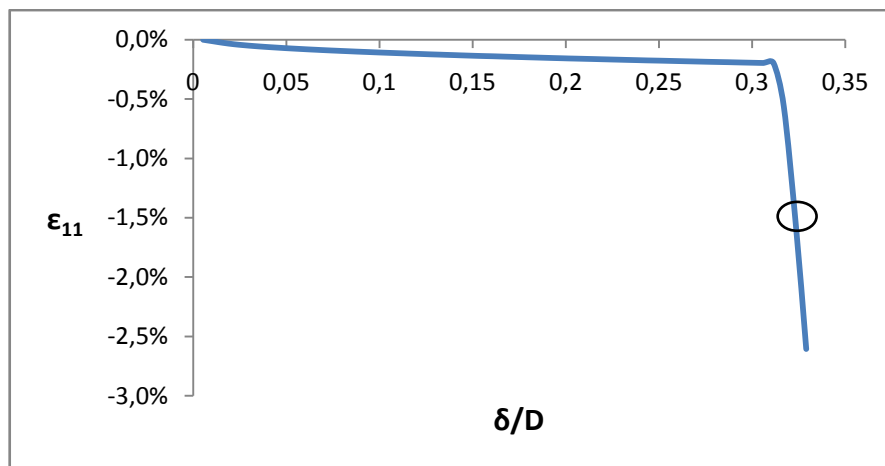


(b)

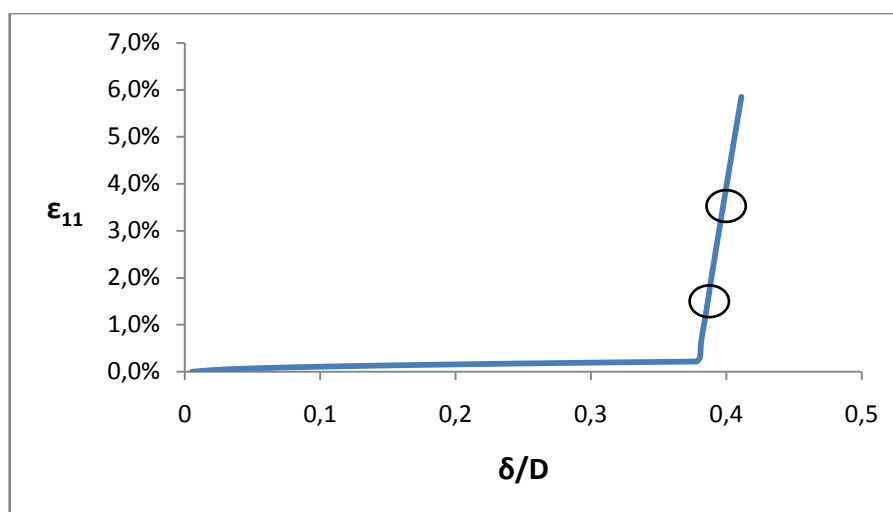
Σχήμα 7.2 Αξονική παραμόρφωση πριν (a) και κατά την αστοχία (b) του αγωγού.



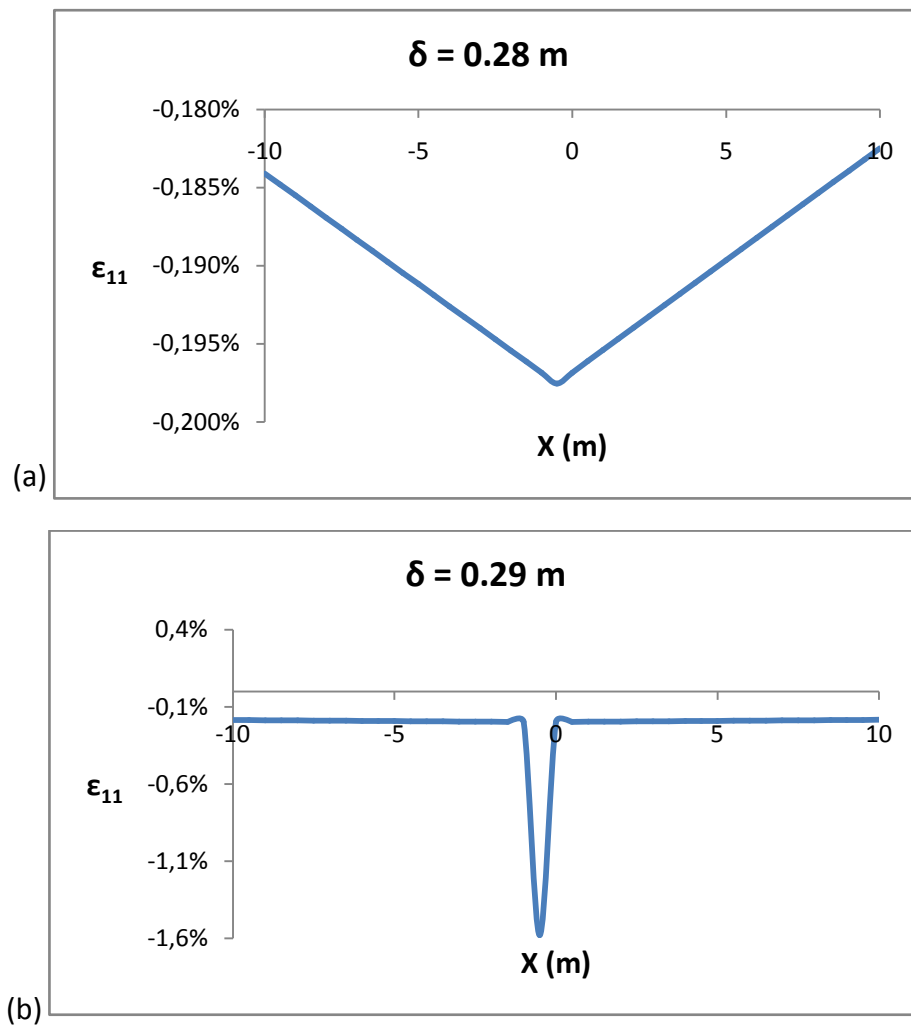
Σχήμα 7.3 Αξονική πλαστική παραμόρφωση κατά την αστοχία του αγωγού.



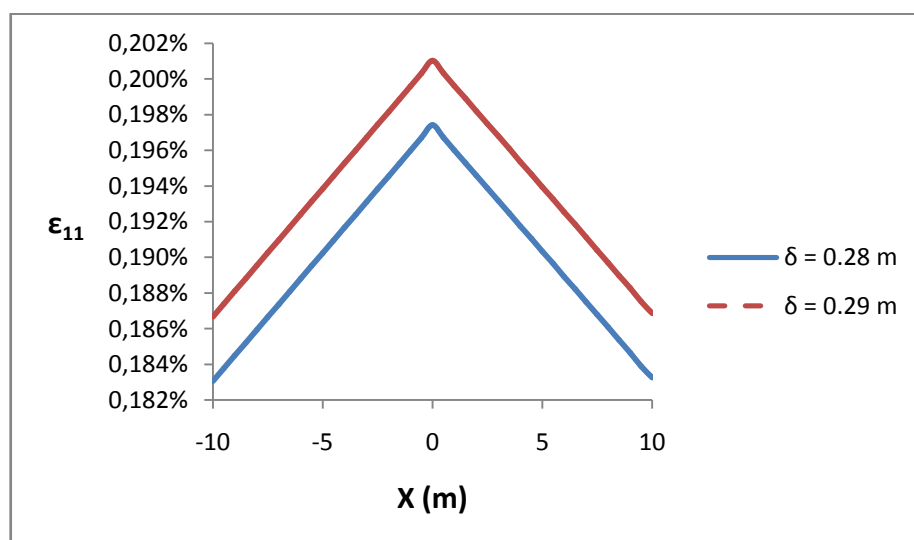
Σχήμα 7.4 Ουλιπτική αξονική παραμόρφωση στο σημείο αστοχίας του αγωγού συναρτήσει των εδαφικών μετακινήσεων.



Σχήμα 7.5 Εφελκυστική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει των εδαφικών μετακινήσεων.



Σχήμα 7.6 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη για μετακινήσεις 0.28m (a) και 0.29m (b).



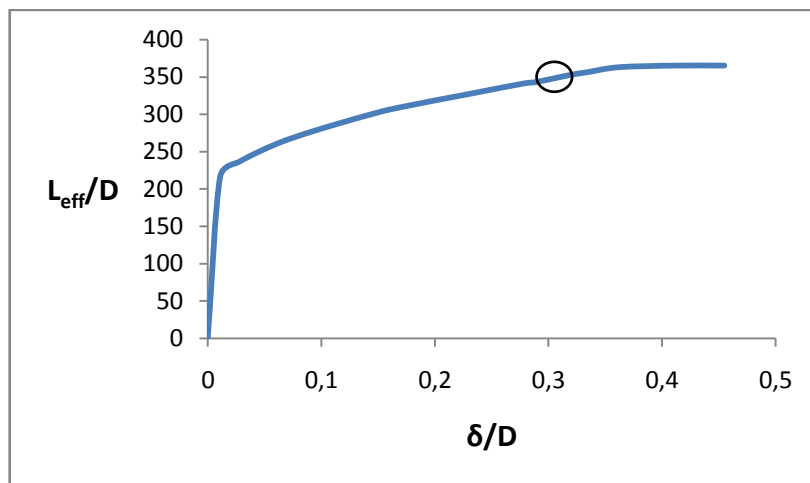
Σχήμα 7.7 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στην εφελκυστική ζώνη.

Στην πραγματικότητα οι αγωγοί φυσικού αερίου είναι δυνατόν να διέρχονται από εδαφικές στρώσεις διαφορετικών ιδιοτήτων και να αγκυρώνονται σε διάφορα σημεία κατά μήκος τους. Εντούτοις, στην παρούσα εργασία μελετάται η συμπεριφορά εξιδανικευμένου αγωγού που βρίσκεται θαμμένος σε έδαφος με σταθερά χαρακτηριστικά και δεν αγκυρώνεται σε κάποιο σημείο κατά μήκος του. Επομένως, είναι πάρα πολύ σημαντικό το μήκος των προεκτάσεων του να είναι αρκετά μεγάλο ώστε οι συνοριακές συνθήκες του προσομοιώματος να μην επηρεάζουν τα αποτελέσματα. Για αυτόν τον λόγο ορίζεται το ενεργό μήκος, L_{eff} , ως το μήκος από το όριο της ζώνης κατολίσθησης έως το σημείο του αγωγού όπου η επιρροή της κατολίσθησης στην αξονική δύναμη του αγωγού είναι μηδενική. Όπως είναι φυσικό, το ενεργό μήκος μπορεί και πρέπει να οριστεί τόσο για το τμήμα του αγωγού μετά όσο και για το τμήμα πριν τη ζώνη κατολίσθησης.

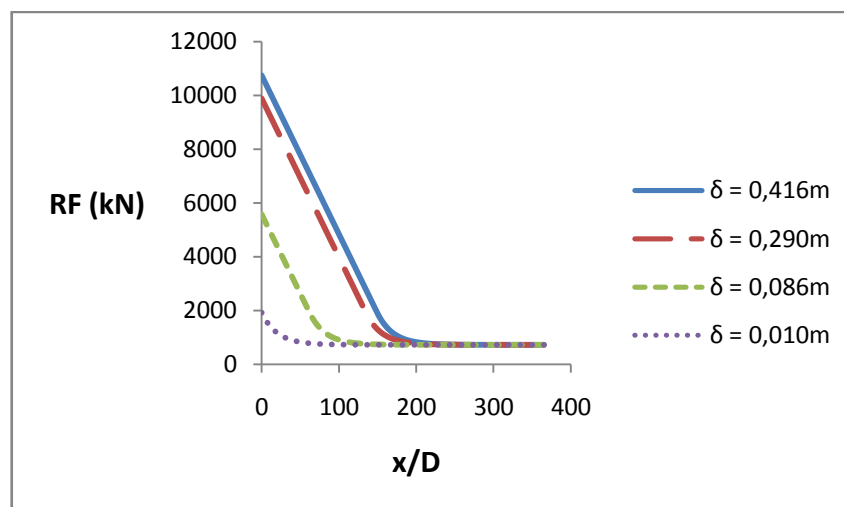
Ο υπολογισμός του ενεργού μήκους είναι πολύ σημαντικός και για τον προσδιορισμό του ελάχιστου μήκους προέκτασης που απαιτείται για την προσομοίωση αγωγού που καταπονείται λόγω κατολίσθησης, αλλά και επειδή δίνει μία εικόνα για το μήκος του πραγματικού αγωγού που επηρεάζεται από ένα τέτοιο φαινόμενο. Στο Σχήμα 7.8 παρουσιάζεται το ενεργό μήκος μετά τη ζώνη κατολίσθησης συναρτήσει της μετακίνησης του εδάφους, δ . Παρατηρείται ότι με την εμφάνιση των μετακινήσεων δ έχουμε μία απότομη αύξηση του ενεργού μήκους, η οποία στη συνέχεια αυξάνεται ομαλά μέχρι την αστοχία του αγωγού όπου και σταθεροποιείται.

Στο Σχήμα 7.9 φαίνεται η μεταβολή των αξονικών δυνάμεων κατά μήκος του αγωγού για διάφορες εδαφικές μετακινήσεις στην θλιβόμενη περιοχή τη ζώνη κατολίσθησης, ενώ στο Σχήμα 7.10 γίνεται σύγκριση των αξονικών δυνάμεων στην εφελκυσόμενη και στη θλιβόμενη περιοχή. Από τα παραπάνω σχήματα παρατηρείται ότι όσο αυξάνεται η εδαφική μετατόπιση τόσο αυξάνονται οι αξονικές δυνάμεις που ασκούνται κατά μήκος του αγωγού, καθώς και το μήκος εφαρμογής τους. Επίσης, παρατηρείται ότι το ενεργό μήκος στη θλιβόμενη περιοχή είναι μεγαλύτερο από το αντίστοιχο για την εφελκυσόμενη. Ακόμη, παρατηρείται ότι οι αξονικές δυνάμεις δεν μηδενίζονται αλλά σταθεροποιούνται σε μία τιμή η οποία οφείλεται στην αλληλεπίδραση με το έδαφος λόγω της σταθερής κλίσης του αγωγού. Παρόλα αυτά, για τον προσδιορισμό του ελάχιστου μήκους προέκτασης, πέρα από το ενεργό μήκος, χρειάζεται να προσδιοριστεί και το μήκος που επηρεάζεται λόγω της πάκτωσης του μοντέλου στα άκρα του.

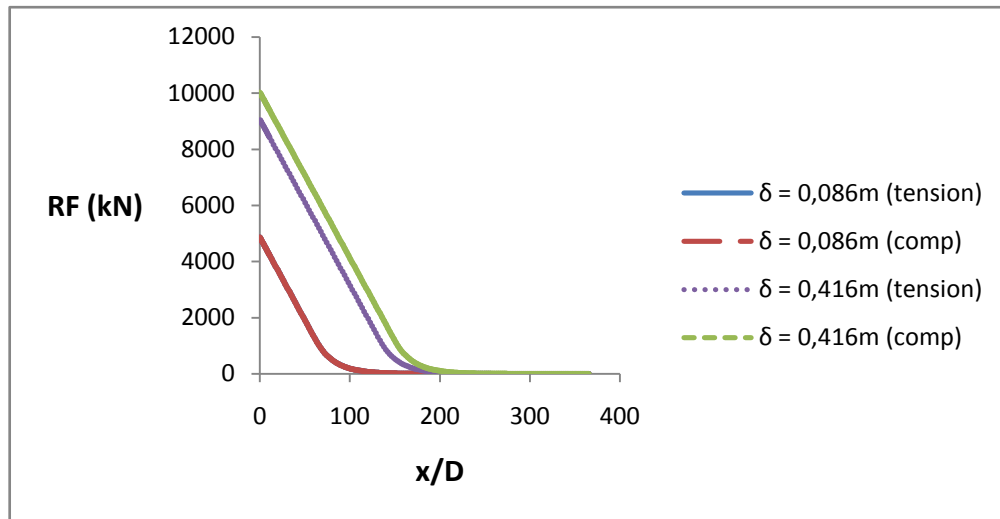
Το Σχήμα 7.11 απεικονίζει τη μεταβολή της αξονικής δύναμης του αγωγού από τα άκρα του μοντέλου μέχρι αυτή να σταθεροποιηθεί σε κάποια απόσταση από αυτά. Συμπερασματικά, για την Περίπτωση 1, το ελάχιστο μήκος προέκτασης που απαιτείται είναι ίσο με το άθροισμα του ενεργού μήκους στη θλιβόμενη περιοχή, $L_{eff} = 334\text{m}$, και των 104m που απαιτούνται για τη σταθεροποίηση των αξονικών δυνάμεων λόγω της πάκτωσης του μοντέλου. Το άθροισμα τους ισούται με 438m , το οποίο είναι κατά πολύ μικρότερο των $1,000\text{ m}$ της προέκτασης που χρησιμοποιήθηκε, η οποία κρίνεται αρκετή αφού κατ' αυτόν τον τρόπο αποδεικνύεται ότι δεν επηρεάζεται η συμπεριφορά του μοντέλου λόγω των πακτώσεων του στα άκρα.



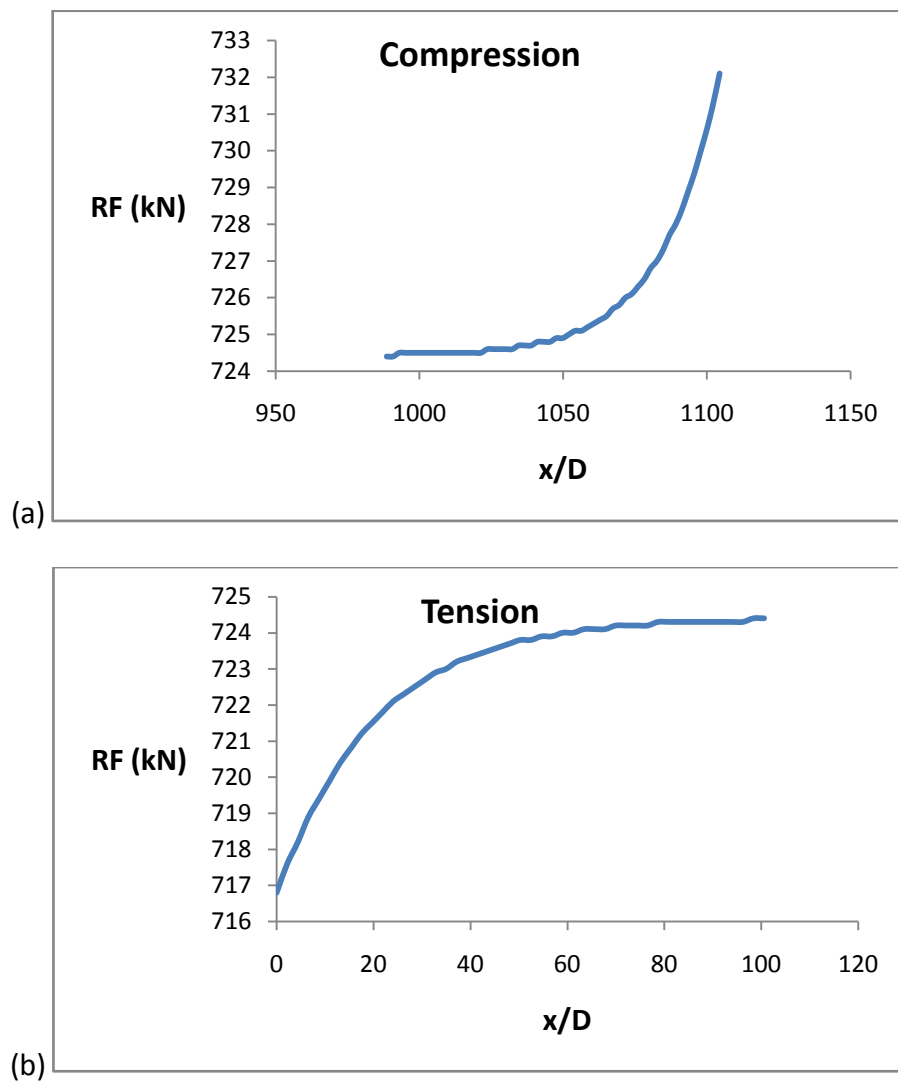
Σχήμα 7.8 Κανονικοποιημένο ενεργό μήκος του αγωγού, L_{eff}/D , συναρτήσει των κανονικοποιημένων εδαφικών μετακινήσεων, δ/D , για την περιοχή μετά τη ζώνη κατολίσθησης.



Σχήμα 7.9 Μεταβολή της δύναμης αντίδρασης, RF , για διάφορες εδαφικές μετακινήσεις, δ , κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη περιοχή.

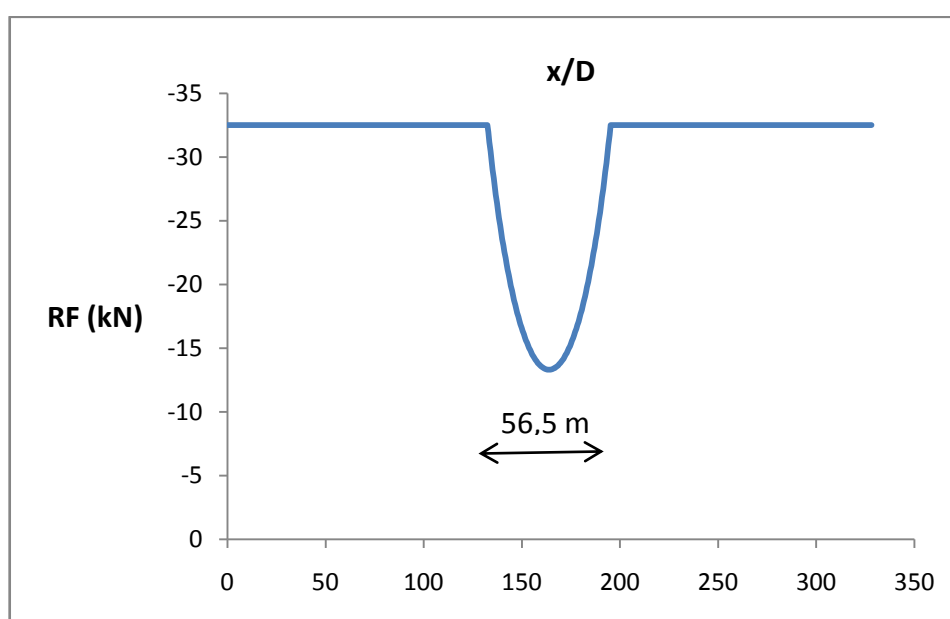


Σχήμα 7.10 Μεταβολή της δύναμης αντίδρασης, RF, για διάφορες εδαφικές μετακινήσεις, δ , κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη και στην εφελκυσμένη περιοχή.



Σχήμα 7.11 Μεταβολή της δύναμης αντίδρασης, RF, συναρτήσει της απόστασης από τα άκρα του αγωγού στη (a) θλιβόμενη και (b) εφελκυσμένη περιοχή.

Τέλος, στο Σχήμα 7.12 παρουσιάζεται η δύναμη αντίστασης των διαμήκων ελατηρίων κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης για μετακίνηση του εδάφους ίση με την κρίσιμη μετακίνηση αστοχίας, $\delta = 0.290\text{m}$. Παρατηρείται ότι στο μέσον της ζώνης υπάρχει μία περιοχή μήκους 56.5m η οποία δεν έχει φτάσει το μέγιστο της αντοχής (32.5 kN) των ελατηρίων. Η ύπαρξη της περιοχής αυτής φανερώνει ότι ο αγωγός αστόχησε πριν δεχθεί το μέγιστο των αξονικών δυνάμεων που μπορούσαν να του ασκηθούν λόγω της κατολίσθησης. Το ελάχιστο μήκος της ζώνης κατολίσθησης που απαιτείται για την αστοχία του αγωγού εκτιμάται μεταξύ 250 και 300 m.



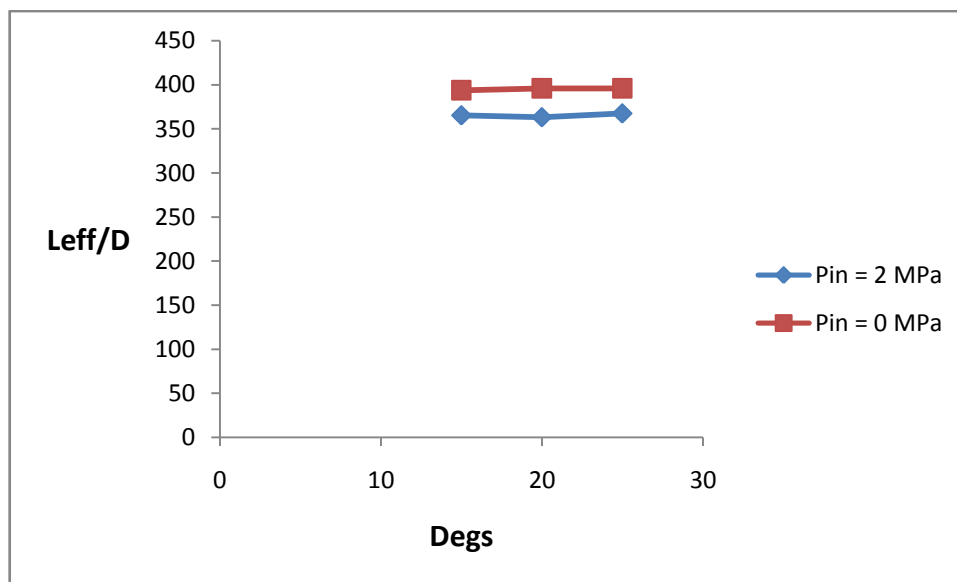
Σχήμα 7.12 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του μήκους της ζώνης κατολίσθησης.

7.1.1 Διερεύνηση της Επίδρασης της Κλίσης του Αγωγού

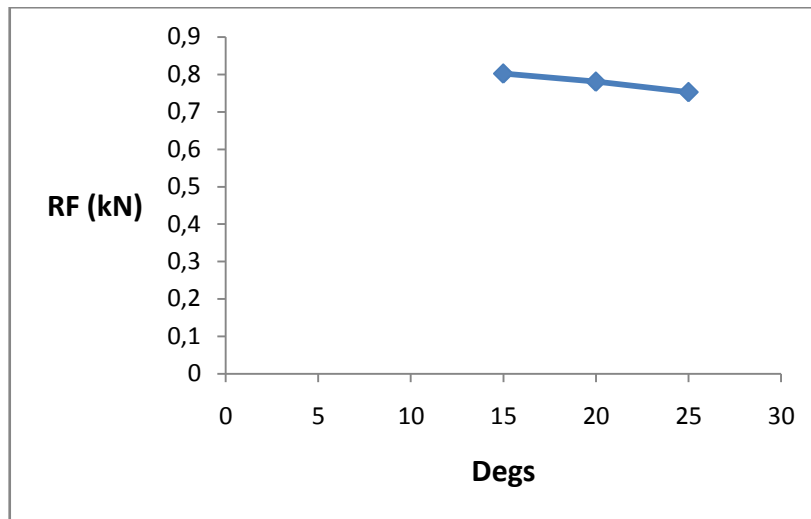
Μία από τις παραμέτρους που διερευνήθηκαν για την περίπτωση ευθύγραμμου αγωγού σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους είναι η επιρροή της κλίσης του αγωγού στη συμπεριφορά του κατά την κατολίσθηση. Ο αγωγός εξετάστηκε τόσο για εσωτερική πίεση 2MPa, όσο και για μηδενική εσωτερική πίεση ώστε να καλυφθεί και το ενδεχόμενο της εμφάνισης της κατολίσθησης πριν ο αγωγός τεθεί σε λειτουργία (Περιπτώσεις 1 – 6). Από τις αναλύσεις παρατηρήθηκε ότι και στις δύο περιπτώσεις η κρίσιμη εδαφική μετακίνηση κατά την οποία ο αγωγός αστοχεί, παραμένει σταθερή ανεξαρτήτως της μεταβολής της γωνίας κλίσης. Στον αγωγό με εσωτερική πίεση 2 MPa η κρίσιμη μετακίνηση είναι 0.290m,

ενώ στον αγωγό με μηδενική εσωτερική πίεση 0.340m, εμφανώς μεγαλύτερη όπως και αναμενόταν καθώς η εσωτερική πίεση επηρεάζει τη συμπεριφορά του αγωγού όπως θα αναλυθεί περαιτέρω στη συνέχεια. Επίσης, σε όλες τις περιπτώσεις η αστοχία οφειλόταν σε τοπικό λυγισμό λόγω θλίψης και έλαβε χώρα ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης.

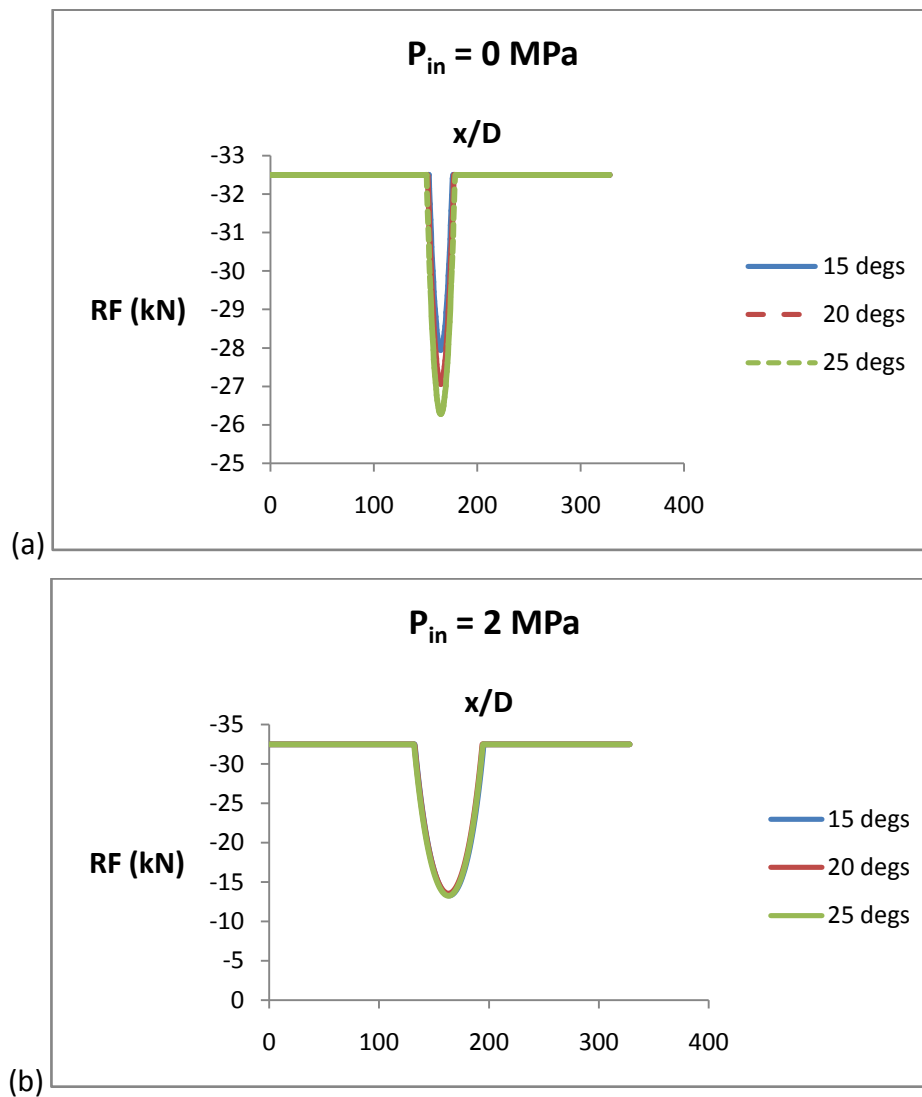
Όσον αφορά το ενεργό μήκος του αγωγού, όπως φανερώνεται και από το Σχήμα 7.13, η μεταβολή της κλίσης του αγωγού δεν το επηρεάζει. Το ενεργό μήκος του αγωγού χωρίς εσωτερική πίεση είναι όπως αναμενόταν ελαφρώς μεγαλύτερο, λόγω των μεγαλύτερων μετατοπίσεων που του επιβλήθηκαν μέχρι την αστοχία. Το Σχήμα 7.14 δείχνει τη μεταβολή των δυνάμεων αντίδρασης των κατακόρυφων ως προς τον άξονα του αγωγού ελατηρίων για τις διάφορες γωνίες κλίσης. Προφανώς, όσο αυξάνεται η γωνία κλίσης η δύναμη που μεταβιβάζεται στον κατακόρυφο άξονα μειώνεται, ενώ η δύναμη που μεταβιβάζεται στον άξονα του αγωγού αυξάνεται. Τέλος, στο Σχήμα 7.15 φαίνονται οι δυνάμεις αντίδρασης των αξονικών ελατηρίων στη ζώνη κατολίσθησης. Τα διαγράμματα παραμένουν σχεδόν σταθερά για τις τρεις γωνίες κλίσης με τα αντίστοιχα για μηδενική πίεση να έχουν λιγότερα μη πλαστικοποιημένα ελατήρια λόγω μεγαλύτερων μετακινήσεων του εδάφους.



Σχήμα 7.13 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους του αγωγού, L_{eff}/D , συναρτήσει των γωνιών κλίσης του αγωγού.



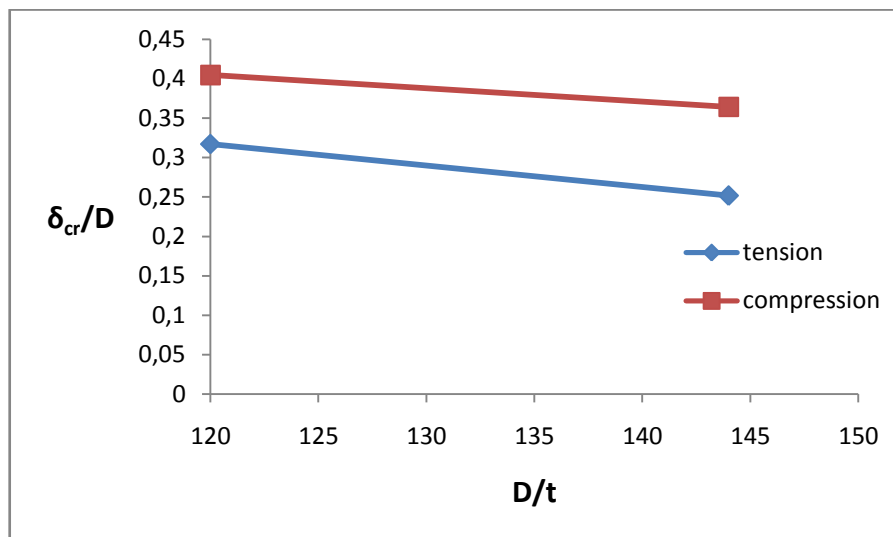
Σχήμα 7.14 Μεταβολή της κάθετης στον άξονα του αγωγού δύναμη αντίδρασης, RF, συναρτήσει των γωνιών κλίσης.



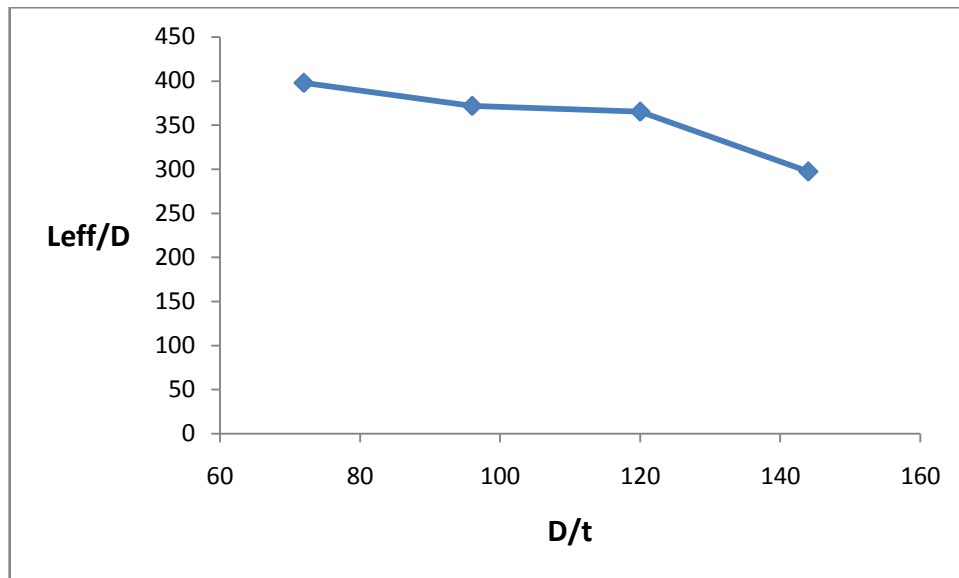
Σχήμα 7.15 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του μήκους της ζώνης κατολίσθησης για (a) $P_{in} = 0$ (b) $P_{in} = 2 \text{ MPa}$ εσωτερική πίεση.

7.1.2 Διερεύνηση της Επίδρασης του Λόγου Διαμέτρου προς Πάχος του Αγωγού

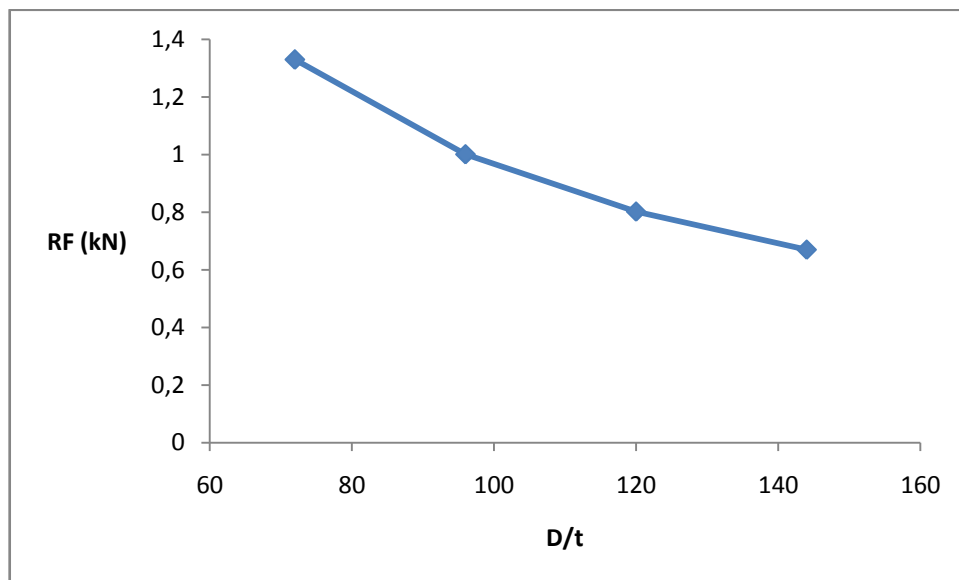
Στις Περιπτώσεις 1 και 7 έως 9 της παραμετρικής διερεύνησης εξετάζεται η επιρροή του λόγου D/t στην συμπεριφορά του αγωγού κατά την κατολίσθηση. Όπως προέκυψε από τις αναλύσεις, ο αγωγός αστοχεί μόνο για τις τιμές $D/t = 144$ και 120 ενώ για τις τιμές 96 και 72 δεν αστοχεί. Τα παραπάνω αποτελέσματα οδηγούν στο συμπέρασμα ότι η χρήση ενός αγωγού με ίδια διάμετρο αλλά μεγαλύτερο πάχος είναι αρκετή για να αποφευχθεί η αστοχία του αγωγού. Στο Σχήμα 7.16 παρουσιάζεται η κρίσιμη μετατόπιση κατά την οποία ο αγωγός αστοχεί θλιπτικά και εφελκυστικά για τους λόγους $D/t = 144$ και 120 . Όπως είναι αναμενόμενο, η χρήση λεπτότερου πάχους οδηγεί σε γρηγορότερη αστοχία του αγωγού. Στο Σχήμα 7.17 παρουσιάζεται η μεταβολή του ενεργού μήκους συναρτήσει του λόγου D/t , όπου το ενεργό μήκος να αυξάνεται με την αύξηση του πάχους λόγω των μεγαλύτερων μετακινήσεων που δύναται να αναλάβει ο αγωγός. Όσον αφορά τις κάθετες στον άξονα του αγωγού δυνάμεις των ελατηρίων, αυτές όπως αναμενόταν αυξάνονται με την αύξηση του πάχους αφού μεγαλώνει και η μάζα του αγωγού (Σχήμα 7.18).



Σχήμα 7.16 Μεταβολή της κρίσιμης κανονικοποιημένης εδαφικής παραμόρφωσης θλίψης και εφελκυσμού, δ_{cr}/D , για διάφορους λόγους D/t .



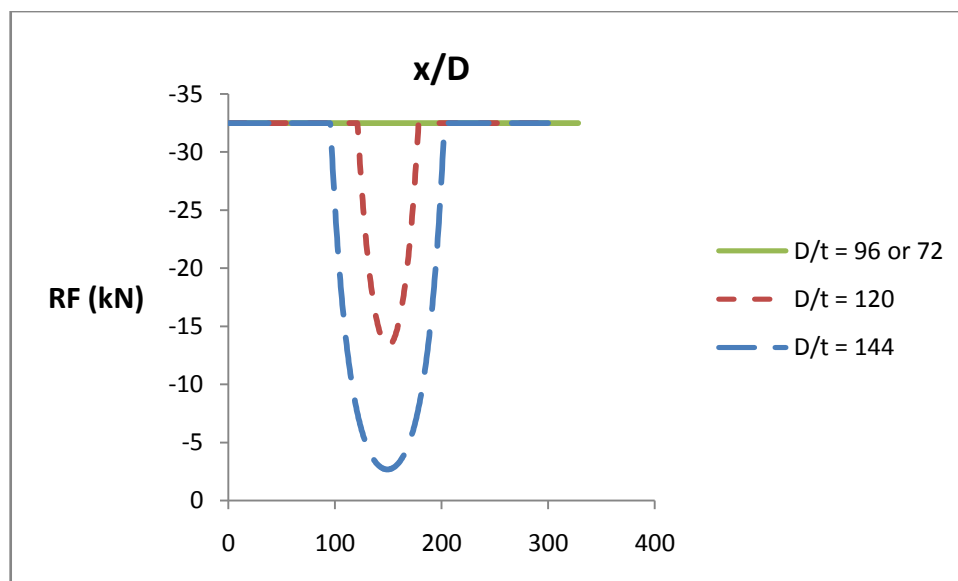
Σχήμα 7.17 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους του αγωγού, L_{eff}/D , συναρτήσει του λόγου D/t .



Σχήμα 7.18 Η κάθετη στον άξονα του αγωγού δύναμη αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του λόγου D/t .

Τέλος, στο Σχήμα 7.19 παρουσιάζονται οι αξονικές δυνάμεις των ελατηρίων κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης. Στο σχήμα φαίνεται καθαρά το κατά πολύ μεγαλύτερο εύρος ελατηρίων που δεν πλαστικοποιούνται για λόγο $D/t = 144$ σε σύγκριση με τον λόγο $D/t = 120$, αλλά και η πλήρης πλαστικοποίηση τους στις άλλες δύο περιπτώσεις που ο αγωγός δεν αστοχεί. Πρακτικά, η πλήρης πλαστικοποίηση των ελατηρίων του μοντέλου σημαίνει ότι όσο και να αυξάνονται οι εδαφικές μετακινήσεις τα εντατικά μεγέθη του

αγωγού παραμένουν σταθερά καθώς το έδαφος ολισθαίνει πέριξ του αγωγού χωρίς να τον επηρεάζει.

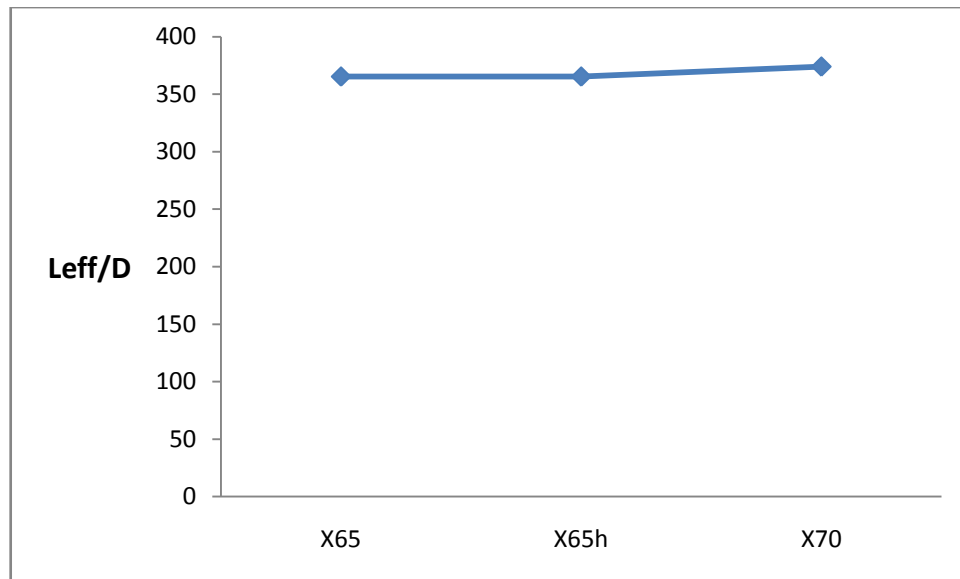


Σχήμα 7.19 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του λόγου D/t.

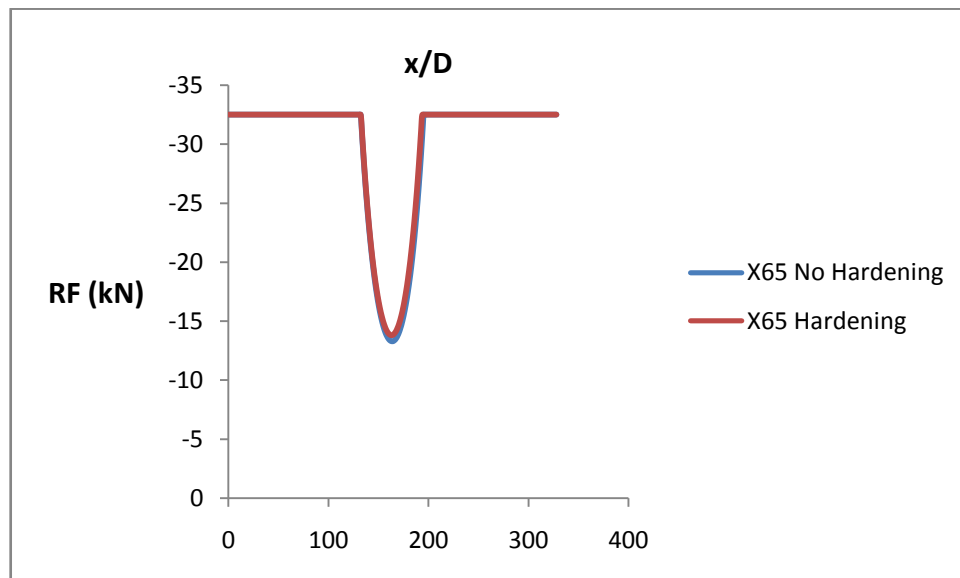
7.1.3 Διερεύνηση της Επίδρασης του Υλικού του Αγωγού

Στις περιπτώσεις 1, 10 και 11 διερευνάται η επιρροή του υλικού του αγωγού στη συμπεριφορά του κατά την κατολίσθηση. Πιο συγκεκριμένα, τα υλικά που χρησιμοποιούνται είναι χάλυβας X65 με (X65h) και χωρίς κράτυνση και χάλυβας X70. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων έδειξαν ότι η ύπαρξη ή όχι κράτυνσης στον χάλυβα X65 δεν επηρεάζει καθόλου τη συμπεριφορά του αγωγού καθώς αυτός αστοχεί στο ίδιο σημείο, με τον ίδιο τρόπο και για μετακίνηση εδάφους ίση με $\delta = 0.290\text{m}$. Αντίθετα, η χρήση του υλικού X70 είναι ικανή να αποτρέψει την αστοχία του αγωγού. Στο Σχήμα 7.20 φαίνεται η επιρροή των υλικών στο ενεργό μήκος, το οποίο είναι το ίδιο για τις δύο περιπτώσεις χάλυβα X65 και αυξάνεται ελαφρά για τον χάλυβα X70 λόγω μεγαλύτερων μετατοπίσεων του εδάφους. Τέλος, στο Σχήμα 7.21 παρουσιάζονται τα διαγράμματα των αξονικών δυνάμεων αντίδρασης στα ελατήρια εντός της ζώνης κατολίσθησης, τα οποία είναι σχεδόν ίδια και για τις δύο περιπτώσεις του υλικού X65. Στο υλικό X70 τα ελατήρια προφανώς έχουν πλαστικοποιηθεί πλήρως. Από τα παραπάνω συνεπάγεται ότι η χρήση χάλυβα με

δυνατότητα κράτυνσης δεν είναι απαραίτητη καθώς δεν οδηγεί σε θετική διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων, όπως συμβαίνει με τον χάλυβα υψηλότερης αντοχής.



Σχήμα 7.20 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους του αγωγού, L_{eff}/D , συναρτήσει του υλικού του αγωγού.

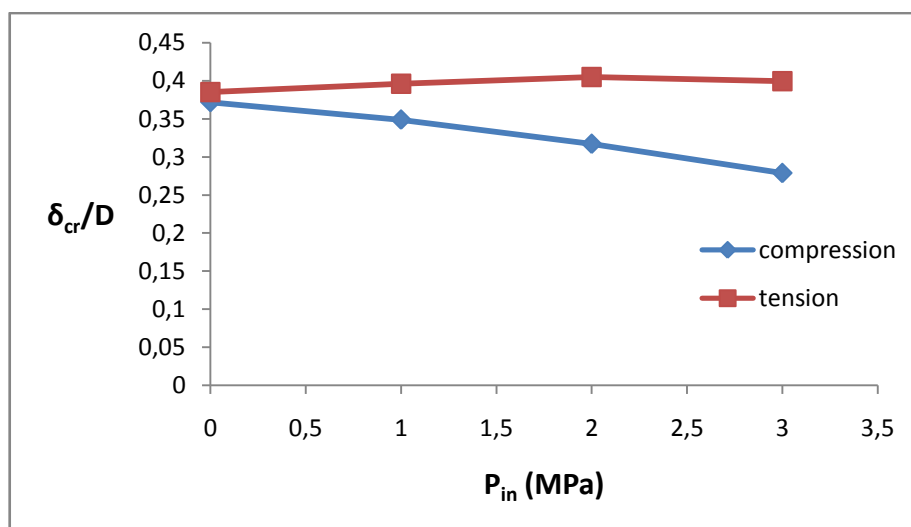


Σχήμα 7.21 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του υλικού του αγωγού.

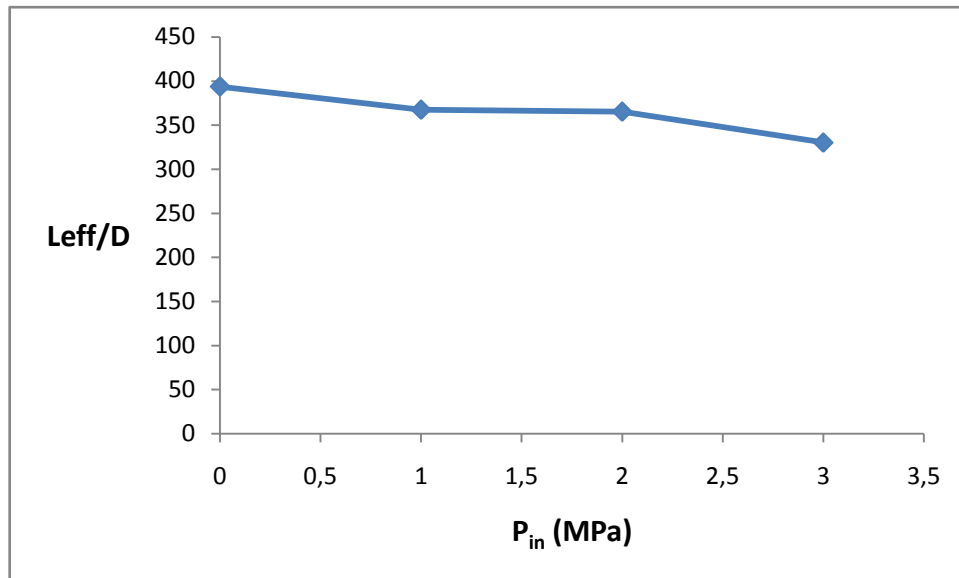
7.1.4 Διερεύνηση της Επίδρασης της Εσωτερικής Πίεσης του Αγωγού

Στις Περιπτώσεις 1, 2, 12 και 13 διερευνάται η συμπεριφορά του αγωγού για εσωτερική πίεση $P_{in} = 0$ έως 3 MPa. Στο Σχήμα 7.22 παρουσιάζεται η κρίσιμη μετακίνηση εδάφους, δ_{cr} , για αστοχία σε θλίψη αλλά και εφελκυσμό. Παρατηρείται ότι σε όλες τις περιπτώσεις η θλιπτική αστοχία λαμβάνει χώρα πριν την εφελκυστική, ακριβώς μετά την κατολίσθηση, με μία τάση να μειώνεται με την αύξηση της εσωτερικής πίεσης. Σημειώνεται ότι η πίεση των 3 MPa αντιστοιχεί στο 60% της μέγιστης εσωτερικής πίεσης που δύναται να αναλάβει ο αγωγός. Παρατηρείται επίσης ότι στον αγωγό χωρίς εσωτερική πίεση (δηλαδή στον αγωγό που δεν έχει αρχίσει να χρησιμοποιείται ακόμα) η θλιπτική και εφελκυστική αστοχία συμβαίνουν με πολύ μικρή διαφορά, ενώ το σημείο εφελκυστικής αστοχίας διατηρείται σχεδόν σταθερό με την αύξηση της εσωτερικής πίεσης.

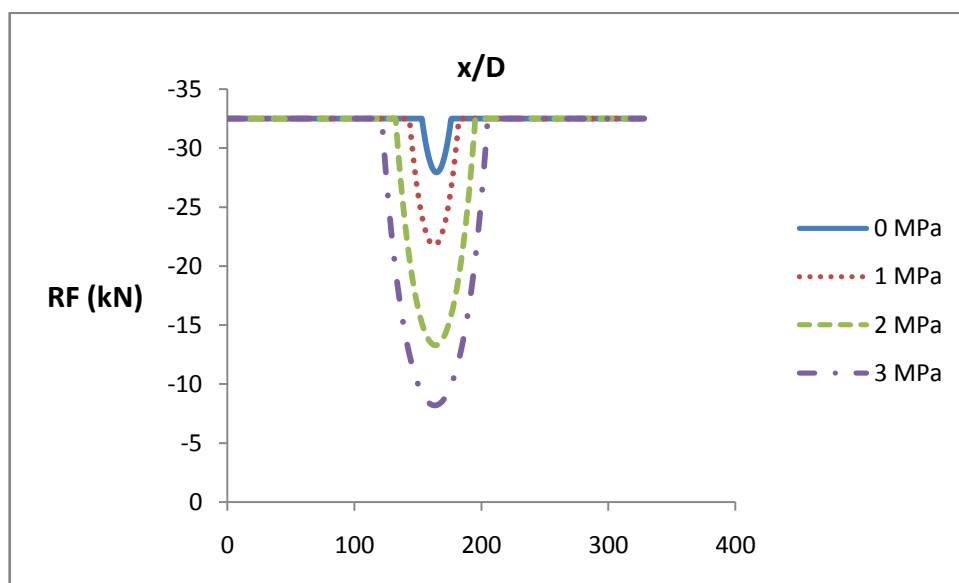
Στο Σχήμα 7.23 φαίνεται η μεταβολή του ενεργού μήκους για τις διάφορες εσωτερικές πιέσεις, με αυτό να παρουσιάζει μία ελαφρά μείωση όσο αυξάνονται οι πιέσεις λόγω των μικρότερων μετακινήσεων του εδάφους που είναι ανεκτές. Τέλος, όσον αφορά στην πλαστικοποίηση των αξονικών ελατηρίων στη ζώνη κατολίσθησης, είναι φανερό η σταδιακή αύξηση των μη πλαστικοποιημένων ελατηρίων όσο αυξάνεται η εσωτερική πίεση λόγω της ταχύτερης αστοχίας του αγωγού. Μάλιστα, στην περίπτωση του αγωγού χωρίς εσωτερική πίεση η μη πλαστικοποιημένη περιοχή είναι πάρα πολύ μικρή και τα ελατήρια έχουν φτάσει σχεδόν το όριο πλαστικοποίησης.



Σχήμα 7.22 Μεταβολή της κανονικοποιημένης κρίσιμης εδαφικής μετατόπισης θλίψης και εφελκυσμού, δ_{cr}/D , για διάφορες τιμές της εσωτερικής πίεσης, P_{in} , του αγωγού.



Σχήμα 7.23 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους, L_{eff}/D , για διάφορες τιμές της εσωτερικής πίεσης, P_{in} , του αγωγού.



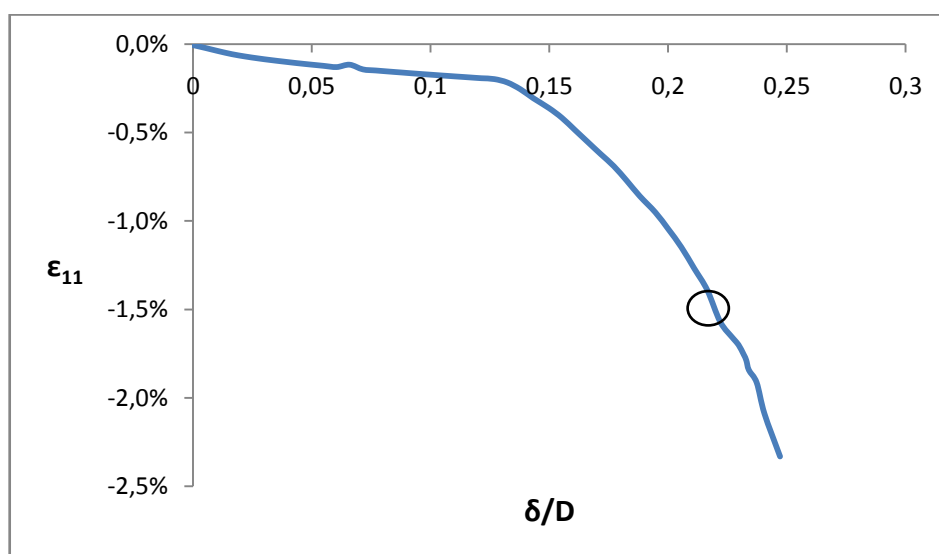
Σχήμα 7.24 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF , για διάφορες τιμές της εσωτερικής πίεσης, P_{in} , του αγωγού.

7.2 Αγωγός σε Κεκλιμένο Επίπεδο Πεπερασμένου Μήκους

Ο ευθύγραμμος αγωγός σε κεκλιμένο επίπεδο ενός πρανούς ήπιας κλίσης και περιορισμένου μήκους 300m εξετάστηκε για τις ίδιες περιπτώσεις που αναφέρονται στον Πίνακα 7.1 με βάση της διερεύνησης την Περίπτωση 1 του πίνακα. Ο αγωγός αστοχεί λόγω θλίψης, δηλαδή τοπικού λυγισμού, αλλά η αστοχία σε αυτήν την περίπτωση λαμβάνει χώρα

στην περιοχή της αλλαγής κλίσης και όχι ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης όπως συμβαίνει για τον ευθύγραμμο αγωγό στο απειρομήκες πρηνές. Μολονότι η απόσταση μεταξύ των δύο σημείων αστοχίας είναι πολύ μικρή (μόλις 1.5m) η σημασία της είναι μεγάλη καθώς αποδεικνύει ότι η ύπαρξη καμπύλωσης μετά τη ζώνη κατολίσθησης λειτουργεί ως ζώνη συσσώρευσης τάσεων και παραμορφώσεων για τον αγωγό, οδηγώντας τον στην αστοχία εντός αυτής.

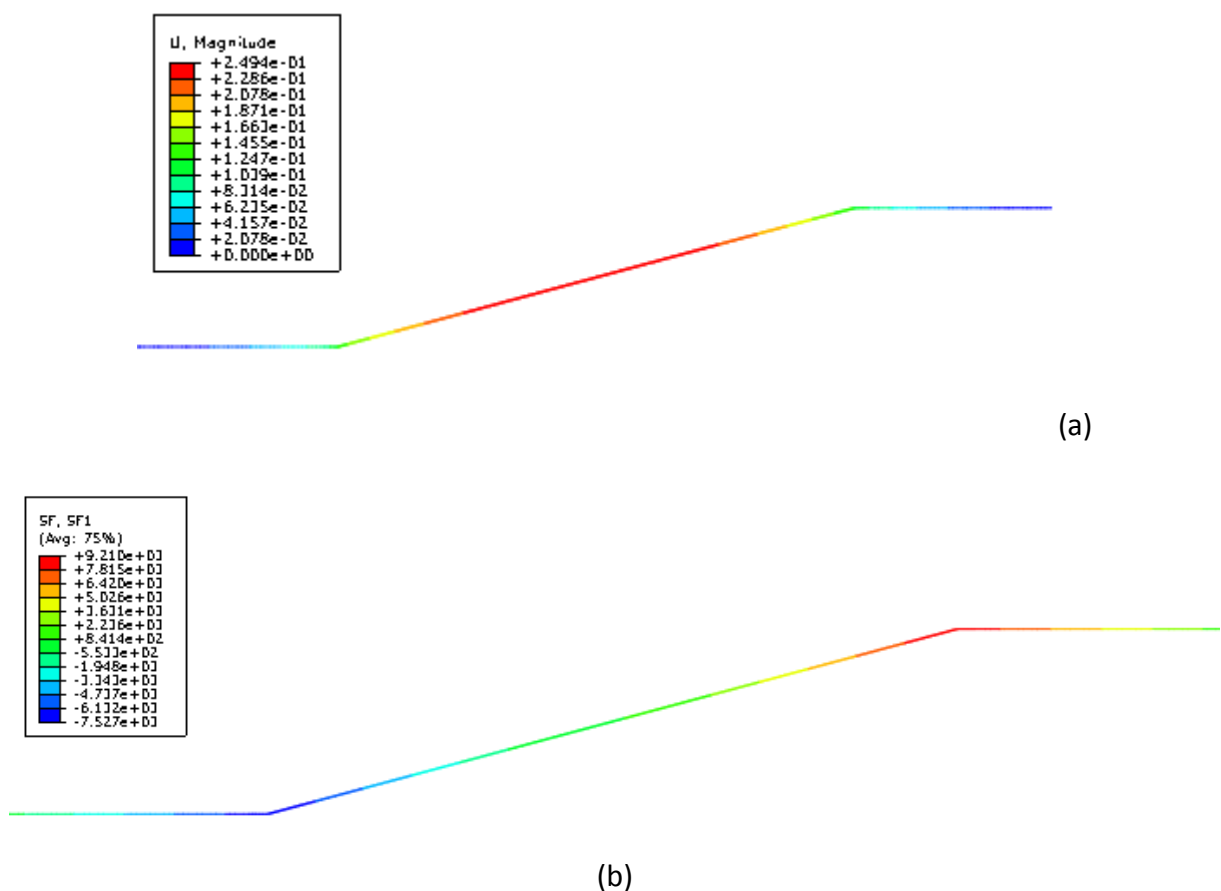
Η εδαφική μετατόπιση κατά την οποία συμβαίνει η αστοχία ισούται με $\delta_{cr} = 0.203m$, εμφανώς μικρότερη από την αντίστοιχη για τον αγωγό χωρίς αλλαγή κλίσης που είναι 0.290m. Οι παραμορφώσεις αυξάνονται αρχικά γραμμικά και με μικρή κλίση, στη συνέχεια όμως αυξάνονται ραγδαία οπότε και αστοχεί ο αγωγός (Σχήμα 7.25). Στο Σχήμα 7.26 φαίνεται η μεταβολή των μετακινήσεων και των αξονικών δυνάμεων του αγωγού τη στιγμή της αστοχίας. Οι μέγιστες μετακινήσεις εμφανίζονται στο μέσον του αγωγού, ενώ οι μέγιστες δυνάμεις στα όρια της ζώνης κατολίσθησης όπου βρίσκονται η θλιβόμενη και η εφελκυστική ζώνη του αγωγού.



Σχήμα 7.25 Θλιπτική αξονική παραμόρφωση στο σημείο αστοχίας του αγωγού συναρτήσει των εδαφικών μετακινήσεων.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει η κατανομή των τάσεων περιμετρικά του αγωγού καθώς αυτή δεν είναι πλέον ομοιόμορφη όπως στους αγωγούς που εξετάστηκαν στην προηγούμενη ενότητα. Το γεγονός ότι ο αγωγός πλέον παρουσιάζει ελαφρά καμπύλωση στον πόδα και στην κεφαλή του πρηνούς οδηγεί σε ανομοιόμορφη κατανομή των τάσεων

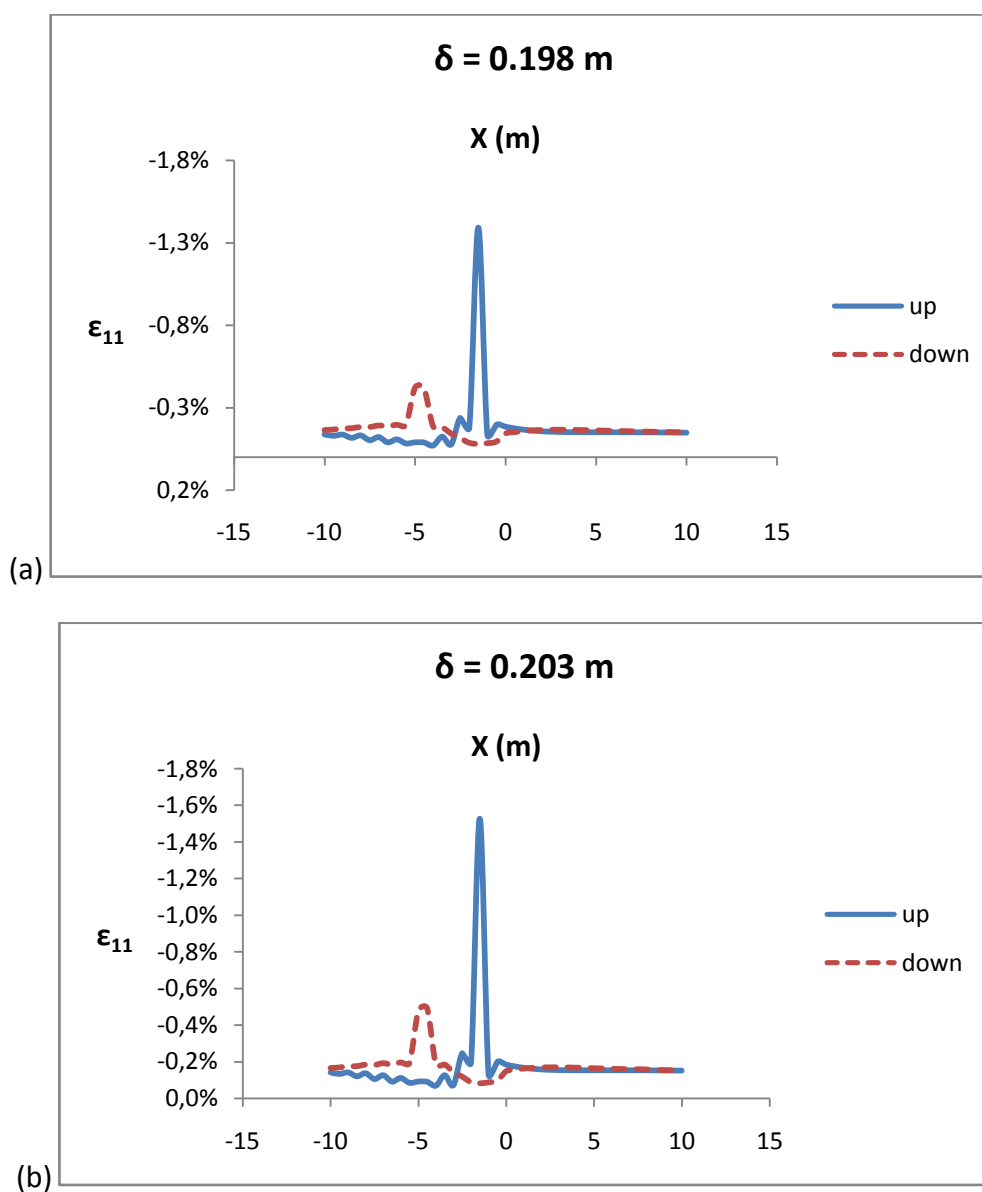
περιμετρικά της διατομής του, με τη μέγιστη και την ελάχιστη να βρίσκονται στο άνω και το κάτω τμήμα της περιμέτρου, αντίστοιχα. Στο Σχήμα 7.27 παρουσιάζεται το προφίλ των αξονικών παραμορφώσεων στο πάνω και κάτω τμήμα της περιμέτρου για την περιοχή της θλιβόμενης ζώνης τόσο τη στιγμή της αστοχίας, $\delta = 0.203\text{m}$, όσο και πριν από αυτήν, $\delta = 0,198\text{m}$. Είναι φανερό ότι η καμπύλωση του αγωγού οδηγεί σε εμφάνιση των μέγιστων παραμορφώσεων σε διαφορετικά σημεία για την άνω και κάτω παρειά του με την αστοχία τελικά να εμφανίζεται στην άνω παρειά τη στιγμή που η παραμόρφωση της κάτω παρειάς παρουσιάζει τοπικό ελάχιστο.



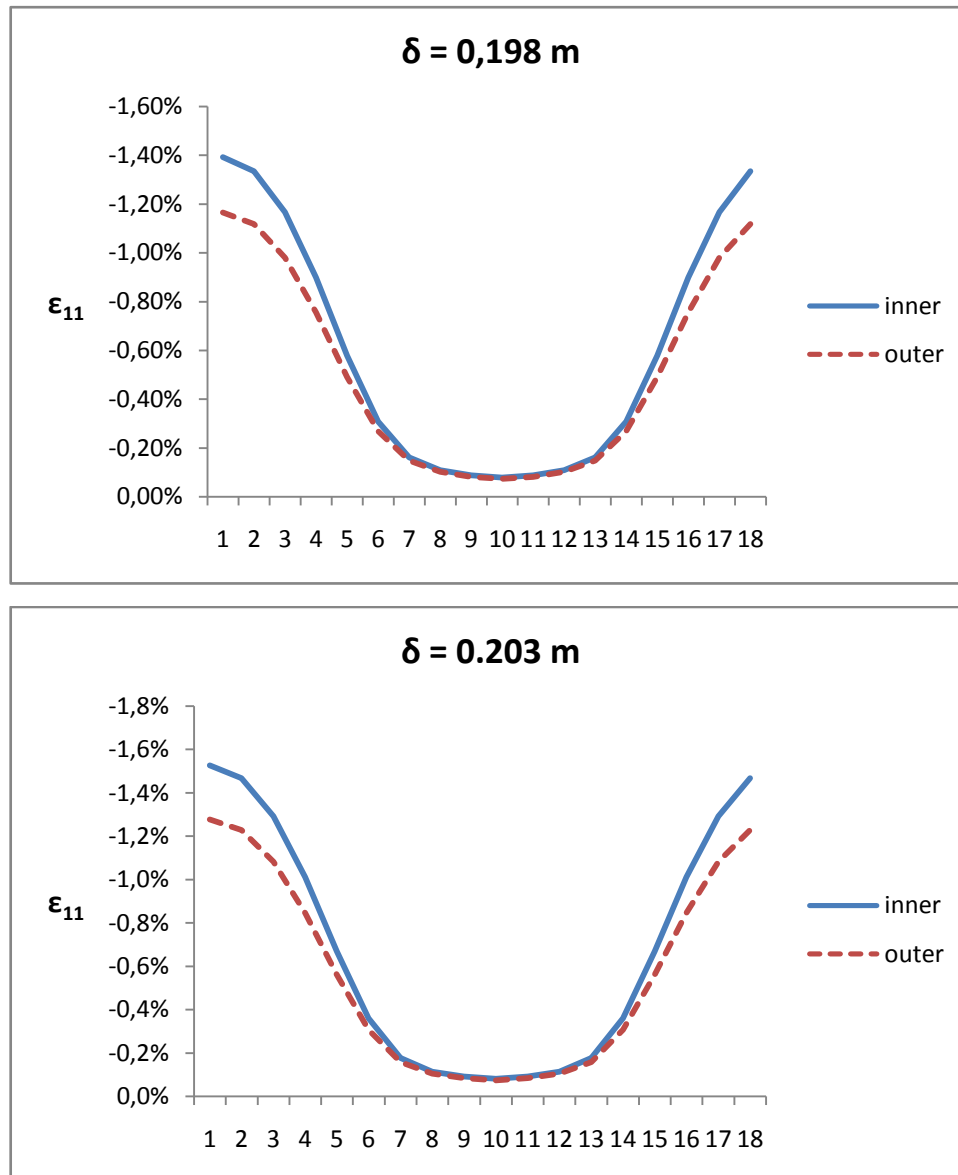
Σχήμα 7.26 (α) μετακινήσεις, U , και (β) αξονικές δυνάμεις, $SF1$, του αγωγού κατά την αστοχία του.

Ενδιαφέρον επίσης παρουσιάζει το γεγονός ότι εμφανίζεται ανομοιόμορφη κατανομή των τάσεων και κατά το πάχος του τοιχώματος του αγωγού, με την εξωτερική πλευρά να έχει μεγαλύτερες παραμορφώσεις σε σχέση με την εσωτερική, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.28. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στην άνω παρειά της περιμέτρου, ενώ το σημείο 10

στην κάτω (Σχήμα 6.16). Τα υπόλοιπα σημεία κατανέμονται περιμετρικά. Είναι φανερό ότι κατανομή των παραμορφώσεων περιμετρικά μεταβάλλεται ομαλά, με μέγιστα και ελάχιστα στην άνω και κάτω παρειά, αντίστοιχα. Επίσης, οι παραμορφώσεις στην εσωτερική πλευρά του τοιχώματος είναι μεγαλύτερες σε σχέση με την εξωτερική όσο πλησιάζουμε την άνω παρειά, ενώ ταυτίζονται όσο πλησιάζουμε την κάτω παρειά. Τέλος, στο Σχήμα 7.29 παρουσιάζεται η κατανομή των τάσεων κατά μήκος της εφελκυσμένης ζώνης και περιμετρικά του αγωγού. Παρατηρείται η παρουσίαση τοπικών μέγιστων και ελάχιστων σε αντίστροφα σημεία για την άνω και κάτω παρειά, ενώ μικρές είναι η διαφορές μεταξύ εσωτερικής και εξωτερικής πλευράς του τοιχώματος.



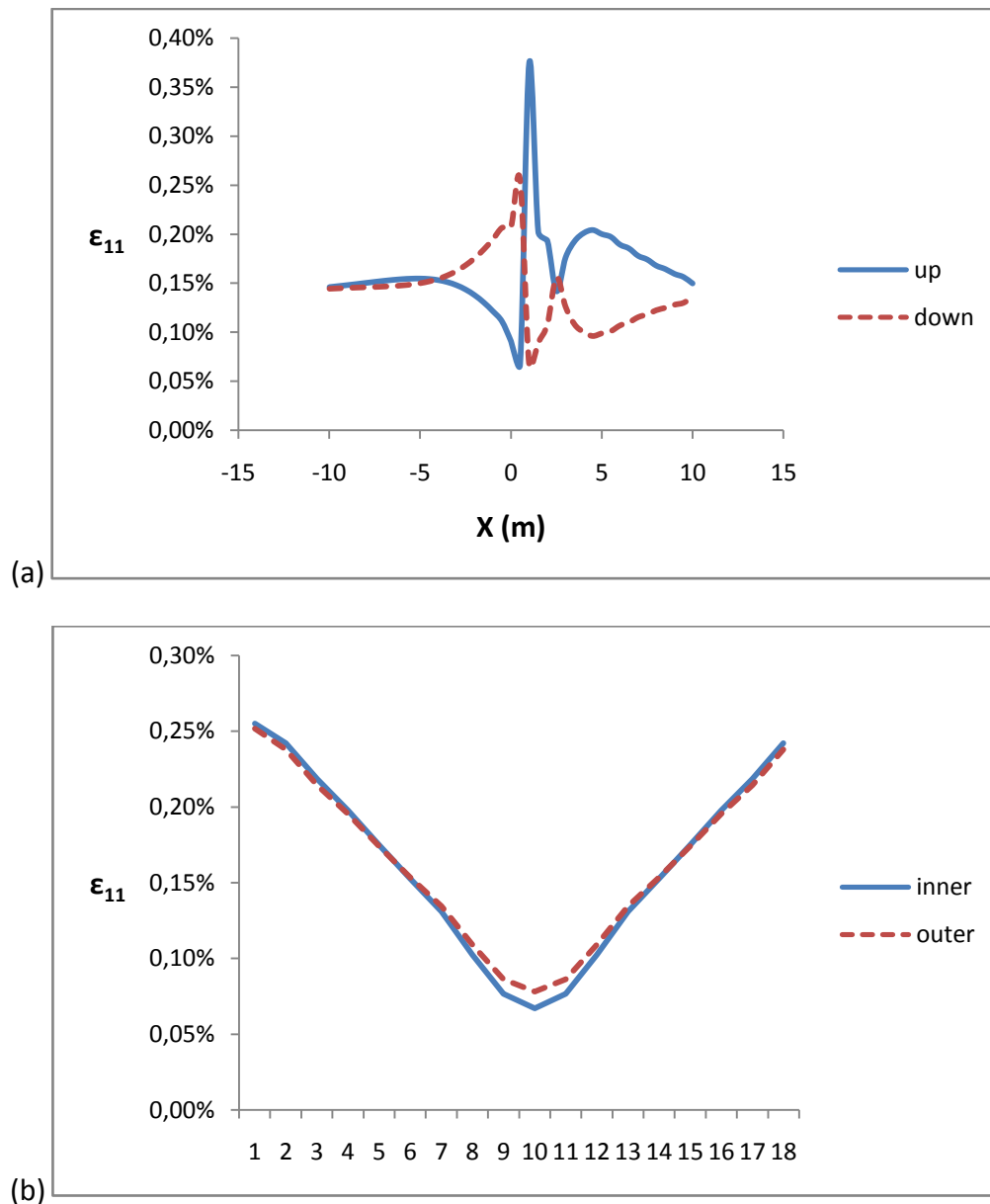
Σχήμα 7.27 Κατανομή των αξονικών παραμορφώσεων για την άνω και κάτω παρειά του αγωγού στην θλιβόμενη ζώνη (a) πριν και (b) κατά την αστοχία.



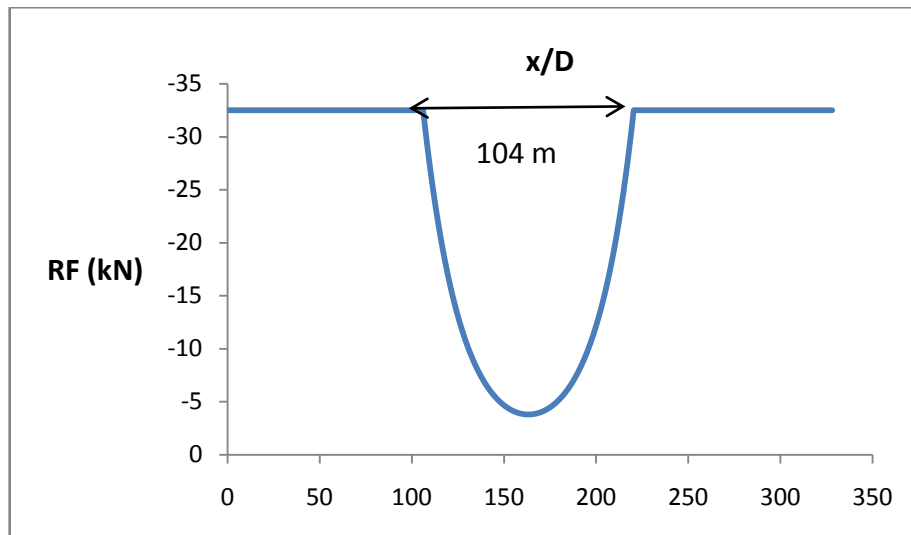
Σχήμα 7.28 Κατανομή των αξονικών παραμορφώσεων περιμετρικά του αγωγού στην εσωτερική και εξωτερική πλευρά του τοιχώματος του (α) πριν και (β) κατά την αστοχία του.

Όσον αφορά στη ζώνη κατολίσθησης και την κατάσταση των αξονικών ελατηρίων τη στιγμή της αστοχίας, όπως ήταν αναμενόμενο ο αριθμός των ελατηρίων που δεν πλαστικοποιούνται είναι πολύ μεγαλύτερος (Σχήμα 7.30). Από τα 56.5m της προηγούμενης ενότητας έχει ανέλθει στα 104m και μάλιστα με ορισμένα ελατήρια να εμφανίζουν πάρα πολύ μικρές τιμές δύναμης αντίδρασης, RF. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον όμως παρουσιάζουν οι δυνάμεις αντίδρασης των κατακόρυφων (ως προς τον άξονα του αγωγού) ελατηρίων στις περιοχές της καμπύλωσης εντός της θλιβόμενης και εφελκυσμένης ζώνης (Σχήμα 7.31). Παρατηρείται ότι και στις δύο παραπάνω ζώνες, οι δυνάμεις αυτές δύνανται να φτάσουν

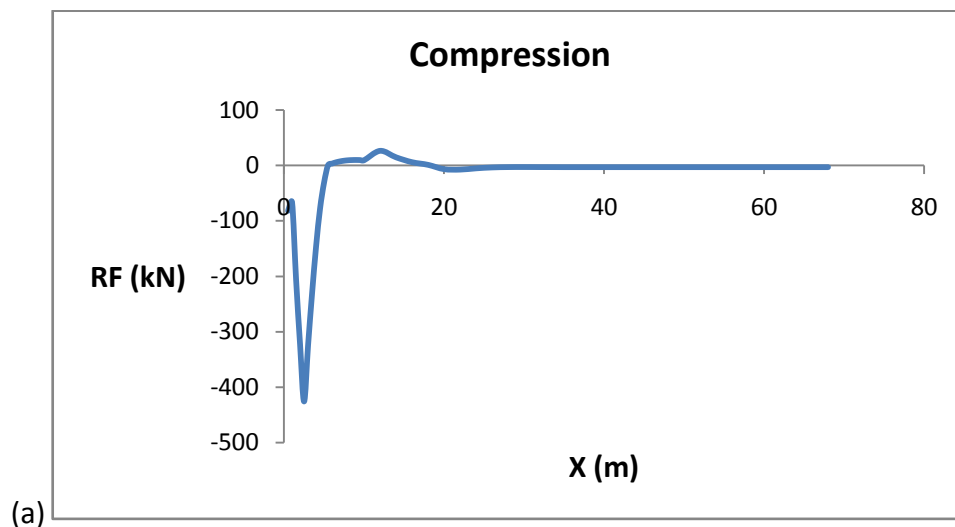
μέχρι και τα 400kN αλλά έχουν φορά προς το εσωτερικό του εδάφους και για αυτόν τον λόγο δεν οδηγούν σε αστοχία του. Το μέγιστο εμφανίζεται εντός της καμπύλωσης ενώ μετά από αυτήν η κατανομή των δυνάμεων ομαλοποιείται σχετικά γρήγορα. Η μέγιστη δύναμη που ασκείται προς το εξωτερικό του εδάφους (περίπου 27kN) δεν είναι αρκετά μεγάλη ώστε να θεωρηθεί ότι μπορεί να οδηγήσει σε αστοχία του αγωγού.



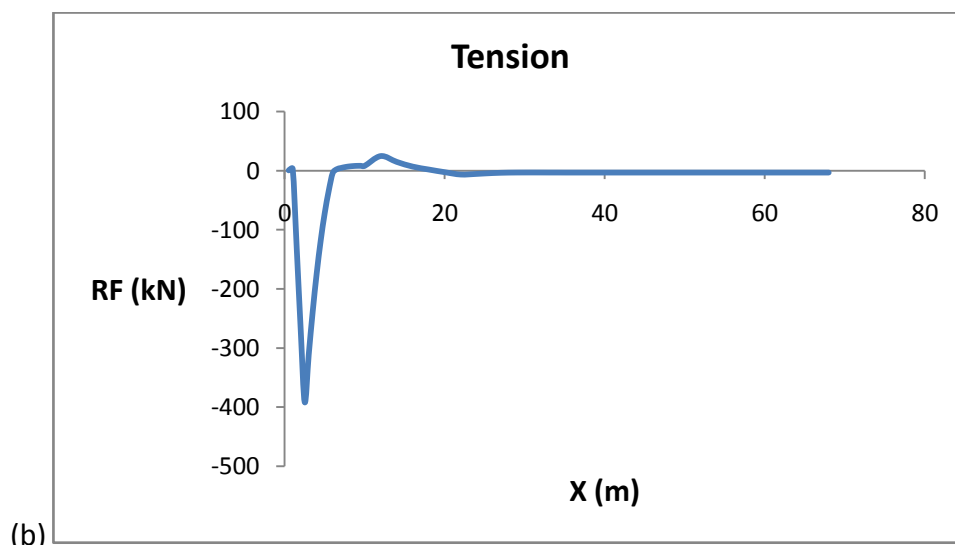
Σχήμα 7.29 Κατανομή των αξονικών παραμορφώσεων (a) κατά μήκος της εφελκυσμένης ζώνης για την άνω και κάτω παρειά και (b) περιμετρικά του αγωγού στην εσωτερική και εξωτερική πλευρά του τοιχώματος του.



Σχήμα 7.30 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF , συναρτήσει του μήκους της ζώνης κατολίσθησης.



(a)

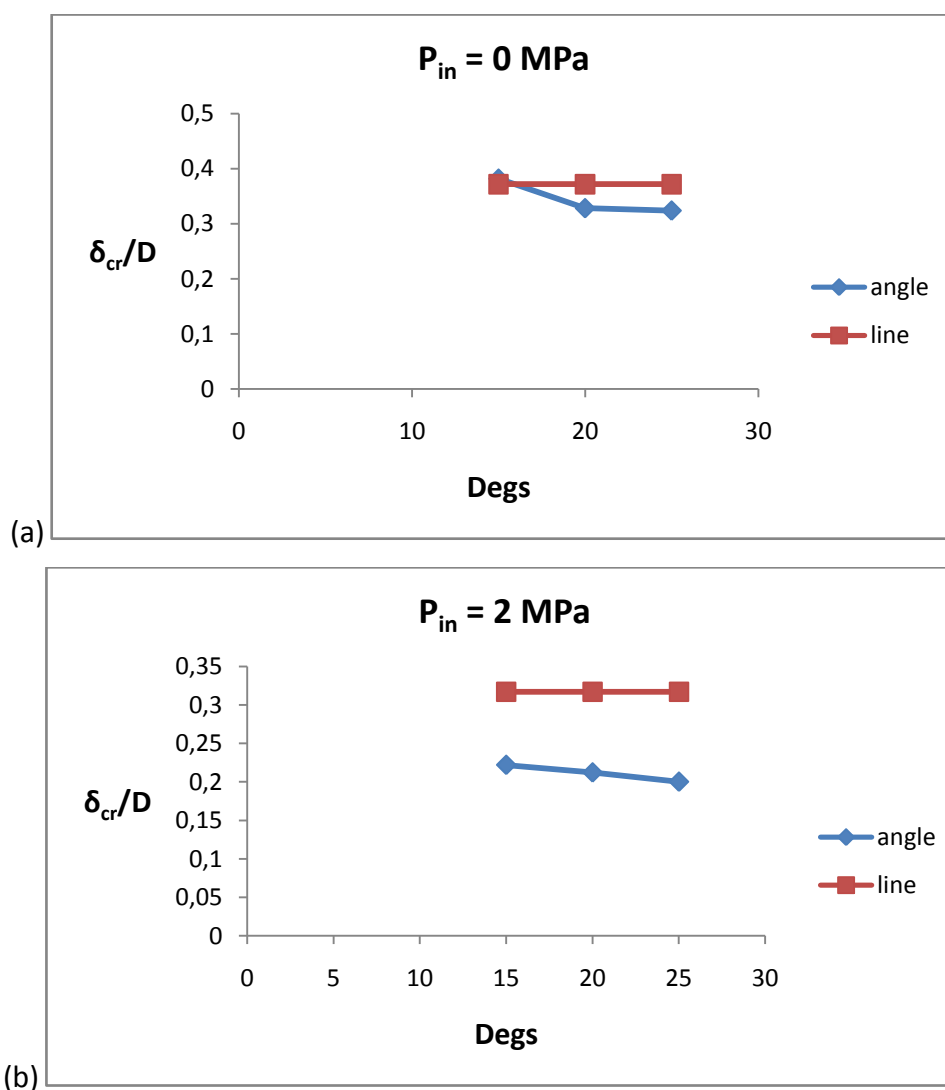


(b)

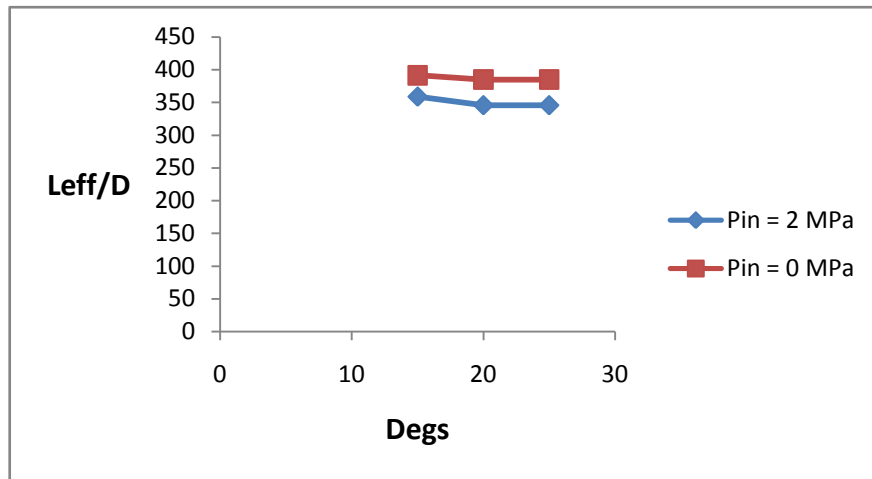
Σχήμα 7.31 Μεταβολή της κατακόρυφης δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF , συναρτήσει της απόστασης από τη ζώνη κατολίσθησης για (a) τη θλιβόμενη και (b) την εφελκυσμένη ζώνη.

7.2.1 Διερεύνηση της Επίδρασης της Κλίσης του Πρανούς

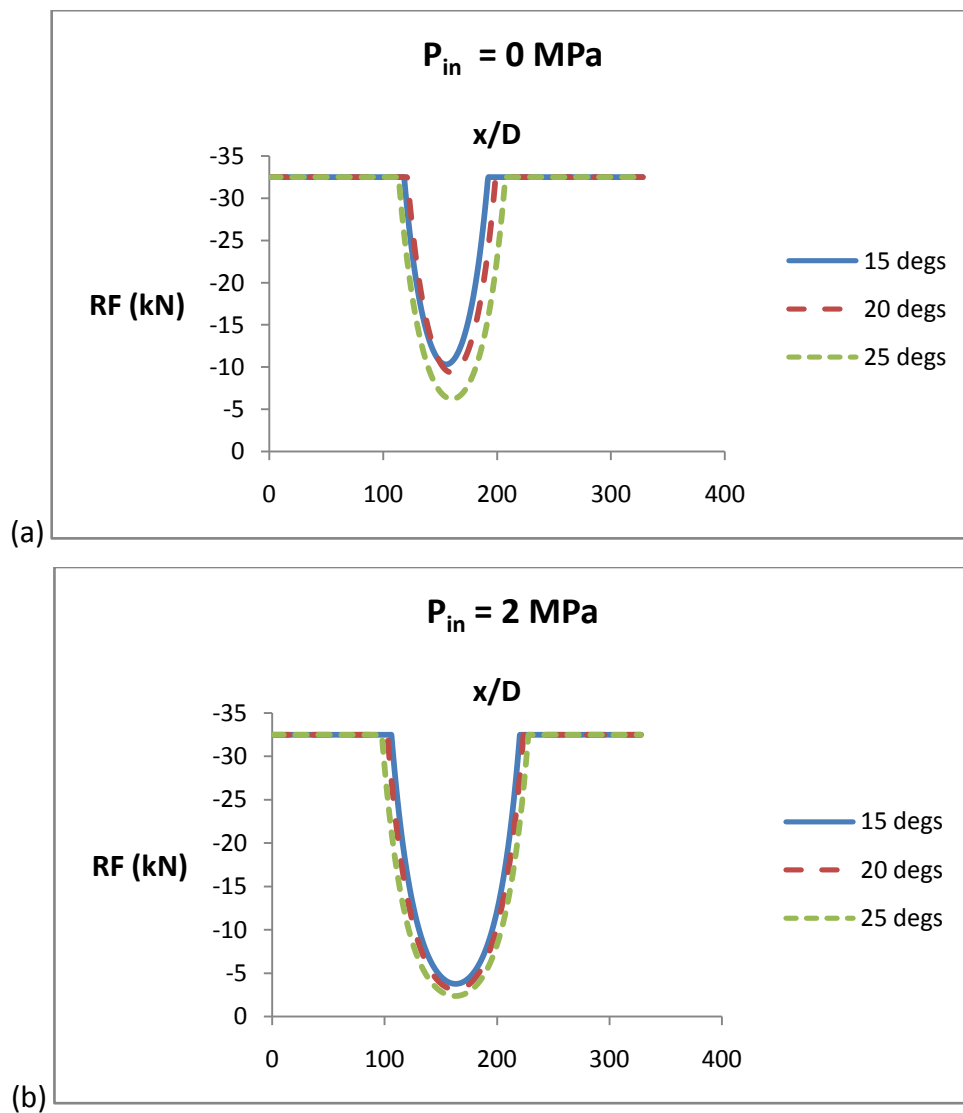
Αντίθετα με τον εντελώς ευθύγραμμο αγωγό (line) σε απειρομήκες πρανές, ο ελαφρώς καμπυλωμένος αγωγός (angle) σε πρανές πεπερασμένου μήκους 300m αστοχεί σε διαφορετικές εδαφικές μετακινήσεις ανάλογα με τη γωνία κλίσης του πρανούς (Σχήμα 7.32). Πιο συγκεκριμένα, όσο η γωνία κλίσης αυξάνεται τόσο μειώνεται και η κρίσιμη μετακίνηση του εδάφους, δ_{cr} , κάτι που είναι αναμενόμενο καθώς η αύξηση της κλίσης επιβαρύνει τον αγωγό με μεγαλύτερο βάρος κατά τον κατακόρυφο άξονα. Όπως ήταν αναμενόμενο ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αντέχει για μεγαλύτερες καταπονήσεις από τον αγωγό με εσωτερική πίεση, ενώ ο αγωγός χωρίς πίεση αστοχεί για ίδια τιμή μετακίνησης και στις δύο περιπτώσεις αγωγών όταν η γωνία κλίσης είναι 15°.



Σχήμα 7.32 Μεταβολή της κανονικοποιημένης κρίσιμης εδαφικής μετατόπισης για τους αγωγούς σε απειρομήκες (line) και σε πρανές μικρού μήκους (angle) για (a) μηδενική και (b) πίεση 2 MPa.



Σχήμα 7.32 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους του αγωγού, L_{eff}/D , συναρτήσει των γωνιών κλίσης του κεκλιμένου πρανούς.

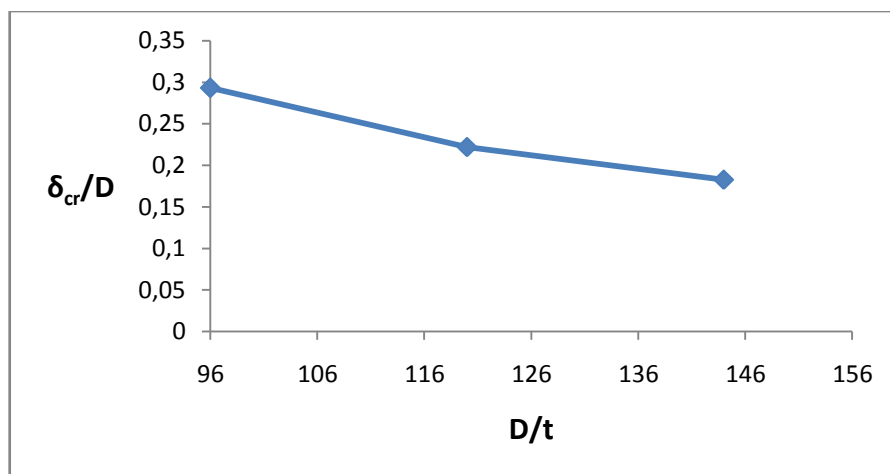


Σχήμα 7.33 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του μήκους της ζώνης κατολίσθησης για εσωτερική πίεση (a) $P_{in} = 0$ (b) $P_{in} = 2$ MPa.

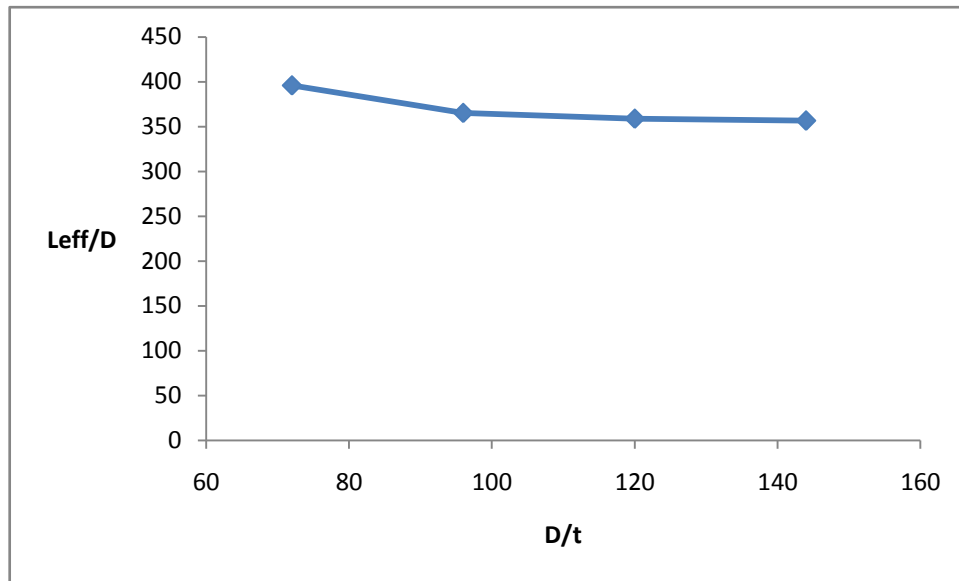
Όσον αφορά το ενεργό μήκος, παρατηρείται μία μικρή μείωση με την αύξηση της γωνίας κλίσης του πρανούς αλλά και μία σταθερή διαφορά ανάμεσα στα μήκη για κενό αγωγό και αγωγό με πίεση, με τον πρώτο να έχει εμφανώς μεγαλύτερο ενεργό μήκος. Τέλος, στα αξονικά ελατήρια της ζώνης κατολίσθησης τη στιγμή της αστοχίας παρουσιάζεται μία σταθερή αύξηση των μη πλαστικοποιημένων ελατηρίων με την αύξηση της γωνίας κλίσης. Ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση πλαστικοποιεί πολύ περισσότερα ελατήρια σε σχέση με τον αγωγό με πίεση.

7.2.2 Διερεύνηση της Επίδρασης του Λόγου Διαμέτρου προς Πάχος του Αγωγού

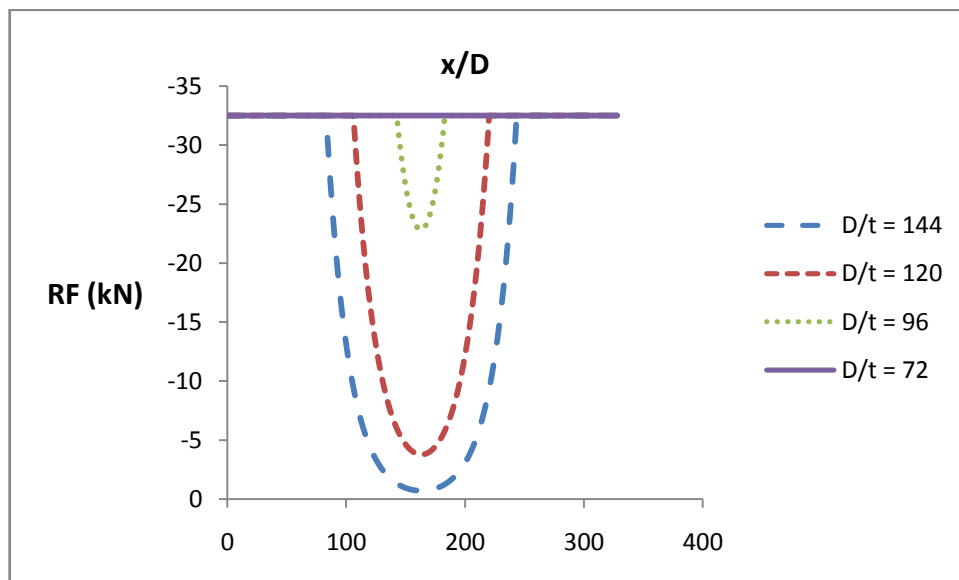
Το γεγονός ότι ο αγωγός τοποθετείται σε κεκλιμένο πρανές περιορισμένου μήκους δυσχεραίνει την κατάσταση και όσον αφορά τον λόγο D/t . Αντίθετα, λοιπόν, με τον ευθύγραμμο αγωγό, ο αγωγός τώρα δεν αστοχεί μόνο για τον λόγο $D/t = 72$, που αντιστοιχεί και στο μεγαλύτερο πάχος που διερευνάται. Για τις υπόλοιπες τιμές του λόγου D/t παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.34 η κανονικοποιημένη κρίσιμη εδαφική μετακίνηση αστοχίας, δ_{cr}/D . Η μεταβολή του ενεργού μήκους συναρτήσει του λόγου D/t παρουσιάζεται στο Σχήμα 7.35 με την τιμή του να μειώνεται ελάχιστα συναρτήσει της αύξησης του λόγου D/t . Τέλος, στο Σχήμα 7.36 φαίνεται η κατανομή των αξονικών δυνάμεων αντίδρασης των ελατηρίων στην περιοχή της κατολίσθησης. Όπως ήταν αναμενόμενο, η χρήση αγωγού μεγαλύτερου πάχους οδηγεί στην πλαστικοποίηση περισσότερων ελατηρίων για την αστοχία του αγωγού με τον λόγο $D/t = 72$ να τα πλαστικοποιεί όλα χωρίς να αστοχεί ο αγωγός.



Σχήμα 7.34 Μεταβολή της κανονικοποιημένης κρίσιμης εδαφικής μετατόπισης, δ_{cr}/D , για διάφορους λόγους D/t .



Σχήμα 7.35 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους του αγωγού, L_{eff}/D , συναρτήσει του λόγου D/t .

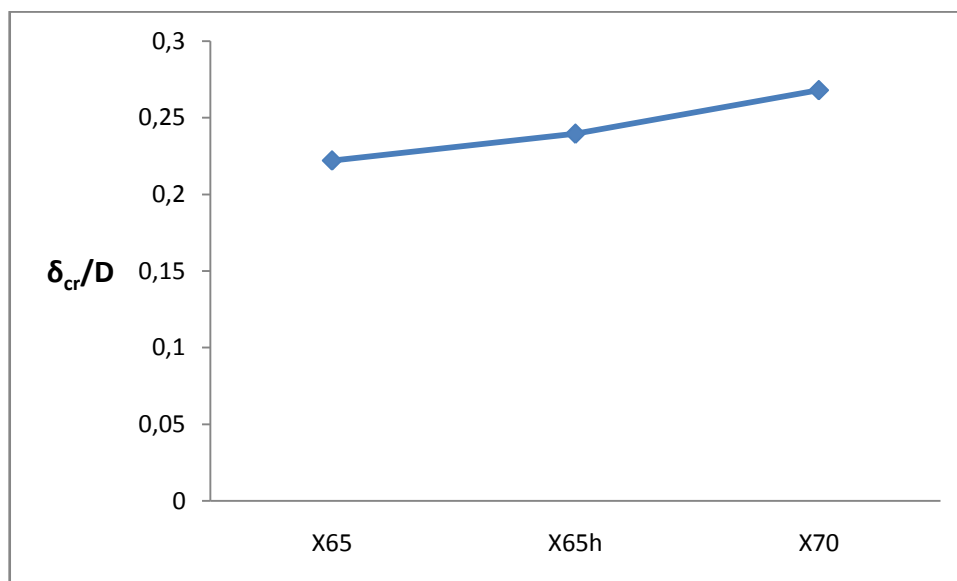


Σχήμα 7.36 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του λόγου D/t .

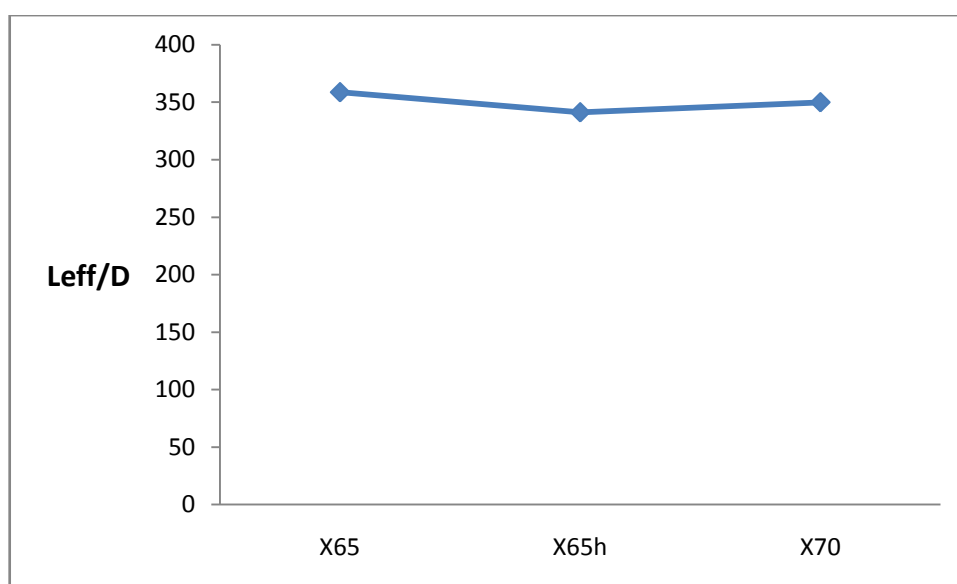
7.2.3 Διερεύνηση της Επίδρασης του Υλικού του Αγωγού

Η προσομοίωση του αγωγού σε κεκλιμένο πρανές περιορισμένου μήκους οδήγησε σε διαφορετικά αποτελέσματα και στην περίπτωση της διερεύνησης για το υλικό του αγωγού. Πιο συγκεκριμένα, πέρα από το γεγονός ότι πλέον η χρήση χάλυβα X70 δεν οδηγεί σε αστοχία του αγωγού, παρατηρείται και μία μικρή διαφοροποίηση των αποτελεσμάτων μεταξύ του υλικού X65 με και χωρίς δυνατότητα κράτυνσης (Σχήματα 7.37 έως 7.39).

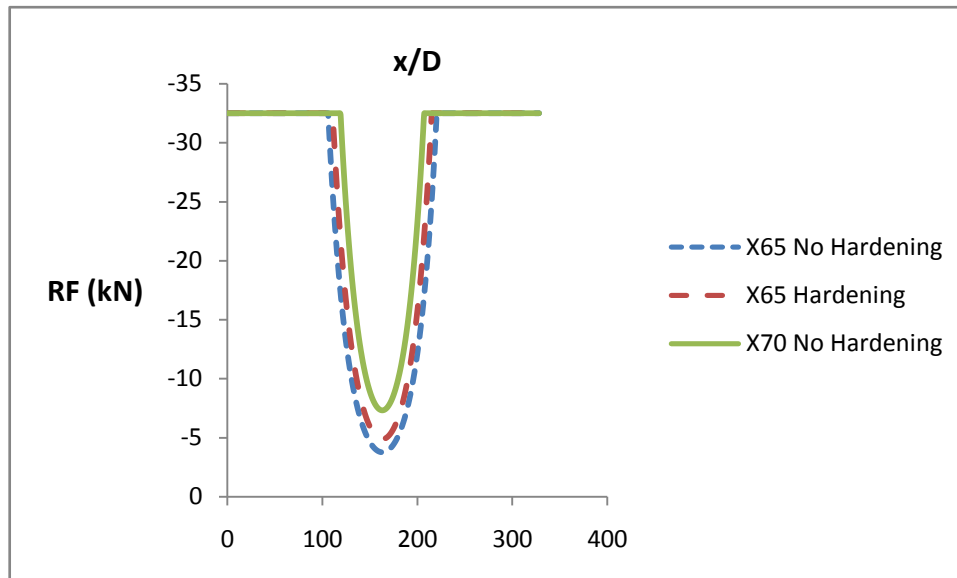
Βέβαια, ο αγωγός με κράτυνση αστοχεί για εδαφική μετακίνηση μόλις 1cm μεγαλύτερη από τον αντίστοιχο χωρίς κράτυνση, το ενεργό μήκος του έχει πολύ μικρή διαφορά (μείωση) και το προφίλ των αξονικών ελατηρίων στη ζώνη κατολίσθησης διαφέρει ελάχιστα από το αντίστοιχο για τον αγωγό με υλικό χωρίς κράτυνση. Τα παραπάνω οδηγούν ακόμα μία φορά στο συμπέρασμα ότι η δεν είναι απαραίτητη η χρησιμοποίηση χάλυβα με δυνατότητα κράτυνσης.



Σχήμα 7.37 Κανονικοποιημένη κρίσιμη εδαφική μετατόπιση, δ_{cr}/D , για διάφορα υλικά του αγωγού.



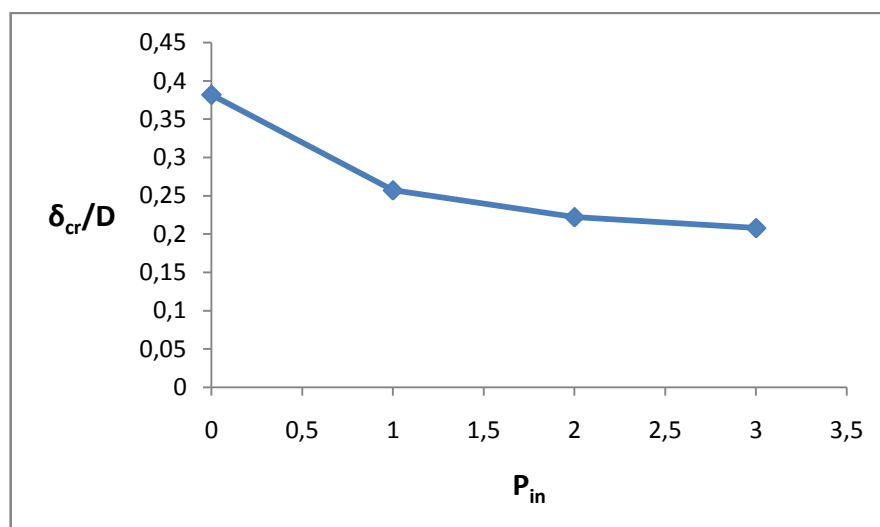
Σχήμα 7.38 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους του αγωγού, L_{eff}/D , συναρτήσει του υλικού του αγωγού.



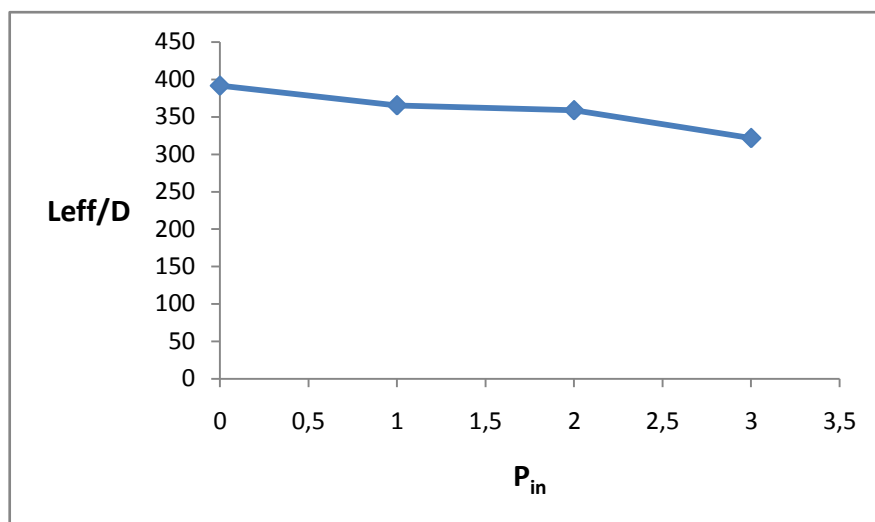
Σχήμα 7.39 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του υλικού του αγωγού.

7.2.4 Διερεύνηση της Επίδρασης της Εσωτερικής Πίεσης του Αγωγού

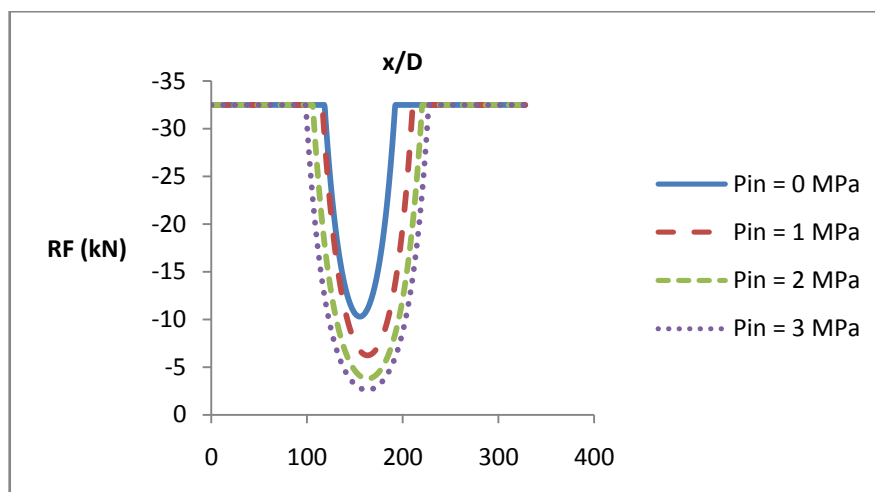
Όσον αφορά στην εσωτερική πίεση του αγωγού, P_{in} , σε αυτήν την περίπτωση η συμπεριφορά είναι παρόμοια με την αντίστοιχη διερεύνηση για τον αγωγό σε πρανές απείρου μήκους. Η κρίσιμη εδαφική μετατόπιση μειώνεται σταθερά με την αύξηση της εσωτερικής πίεσης από 1 σε 3 MPa, αλλά με μεγαλύτερο ρυθμό μεταξύ 0 και 1 MPa, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.40.



Σχήμα 7.40 Μεταβολή της κανονικοποιημένης κρίσιμης εδαφικής μετατόπισης, δ_{cr}/D , για διάφορες τιμές της εσωτερικής πίεσης, P_{in} .



Σχήμα 7.41 Μεταβολή του κανονικοποιημένου ενεργού μήκους του αγωγού, L_{eff}/D , για διάφορες τιμές της εσωτερικής πίεσης, P_{in} .



Σχήμα 7.42 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF , για διάφορες τιμές της εσωτερικής πίεσης, P_{in} .

Το ενεργό μήκος μειώνεται με την αύξηση της πίεσης, αλλά για ακόμα μία φορά οι μεταβολές του είναι πάρα πολύ μικρές (Σχήμα 7.41). Τέλος, οι αξονικές δυνάμεις αντίδρασης των ελατηρίων στη ζώνη κατολίσθησης παρουσιάζουν μία σταθερή μεταβολή, με λιγότερα ελατήρια να πλαστικοποιούνται και με μικρότερες δυνάμεις σε αυτά όσο αυξάνεται η εσωτερική πίεση, όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.42. Η συμπεριφορά αυτή είναι αναμενόμενη καθώς όσο μεγαλύτερη είναι η κρίσιμη μετατόπιση του εδάφους τόσο περισσότερα ελατήρια προλαβαίνουν να πλαστικοποιηθούν.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 8

Αριθμητικά Αποτελέσματα Αναλύσεων Καμπυλωμένου Αγωγού

Το δεύτερο μέρος της παρουσίασης των αριθμητικών αποτελεσμάτων της παρούσας εργασίας περιλαμβάνει την αριθμητική διερεύνηση της συμπεριφοράς αγωγού με έντονη σιγμοειδή καμπύλωση σε διάφορα σημεία κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης (βλ. Σχήματα 6.6 έως 6.10). Στόχος της παραπάνω διερεύνησης είναι να προσδιοριστεί το κατά πόσον μία τέτοια σκόπιμη δημιουργία καμπύλωσης μπορεί να αποδειχθεί ωφέλιμη για τον αγωγό για να μπορεί να ανταπεξέλθει σε μεγαλύτερες εδαφικές παραμορφώσεις. Η προσομοίωση και η ανάλυση έγιναν με χρήση του λογισμικού Abaqus 6.12. Η περιγραφή του εξεταζόμενου προβλήματος και της προσομοίωσής του παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 6.

Στο 7^ο Κεφάλαιο έγινε αναλυτική περιγραφή των αποτελεσμάτων που προέκυψαν για την προσομοίωση ενός ευθύγραμμου αγωγού σε κεκλιμένο πρανές στο οποίο συμβαίνει κατολίσθηση. Ο αγωγός εξετάστηκε παραμετρικά για διάφορες τιμές λόγου διαμέτρου προς πάχος (D/t), εσωτερικής πίεσης, για διάφορα υλικά και κλίσεις του πρανούς. Όλα τα παραπάνω εξετάστηκαν για δύο ακραία ενδεχόμενα: όταν το πρανές έχει πολύ μεγάλο μήκος σε σχέση με τη ζώνη κατολίσθησης και όταν το πρανές έχει μήκος ίσο με αυτό της ζώνης κατολίσθησης. Στο παρόν κεφαλαίο γίνεται διερεύνηση της συμπεριφοράς του ίδιου αγωγού και υπό τις ίδιες συνθήκες φόρτισης, αλλά τοποθετώντας σκόπιμα μία έντονη διπλή καμπύλωση σε διάφορες θέσεις σε σχέση με τη ζώνη κατολίσθησης (Σχήμα 6.5).

Στόχος της διερεύνησης αυτής είναι να εξετάσει το κατά πόσον μία τέτοια καμπύλωση μπορεί να καταστεί ωφέλιμη για τον αγωγό, είτε επιτρέποντας του να αντέχει μεγαλύτερες εδαφικές παραμορφώσεις, είτε οδηγώντας σε μία μορφή πιο «ευνοϊκής» αστοχίας. Για τον

λόγο αυτό επιλέχθηκαν δύο περιπτώσεις της παραμετρικής διερεύνησης του προηγούμενου κεφαλαίου, τόσο για πρανές απείρου μήκους όσο και πρανές μήκους ίσου με την ζώνη κατολίσθησης. Και για τις δύο περιπτώσεις επιλέχθηκαν οι Περίπτωσης 1 και 2 του Πίνακα 7.1 με κλίση πρανούς 15° , λόγο $D/t = 120$, υλικό X65 χωρίς κράτυνση και εσωτερικές πιέσεις 2 και 0 MPa, αντίστοιχα. Ο λόγος που έγινε αυτή η επιλογή είναι επειδή αποτελούν την απλούστερη διάταξη κατά την οποία ο ευθύγραμμος αγωγός αστοχεί, δίνοντας έτσι τη δυνατότητα να διερευνηθούν οι πιθανές ευεργετικές συνέπειες μίας σκόπιμης καμπύλωσής του.

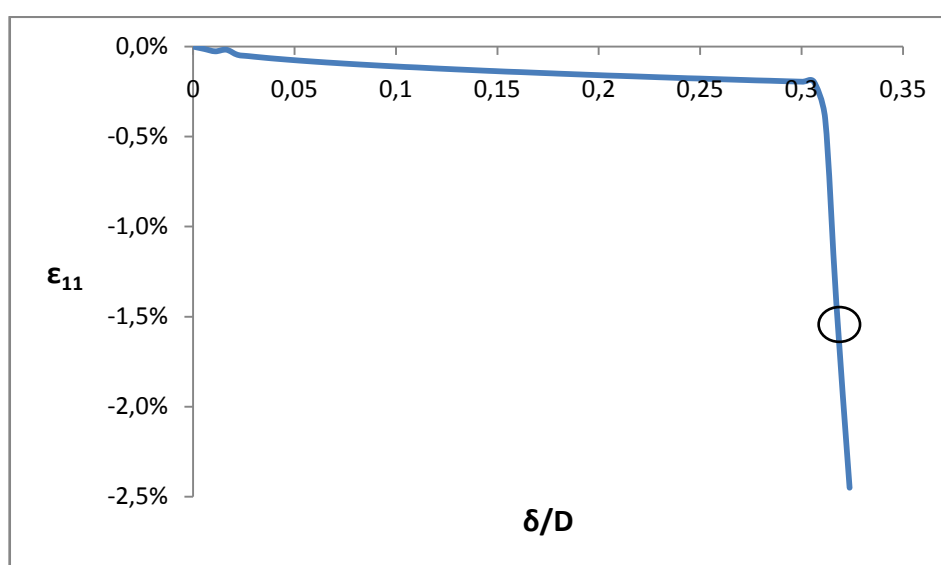
Η καμπύλωση που δημιουργείται έχει ως στόχο τη βελτίωση της απόκρισης του αγωγού κατά την κατολίσθηση σε πραγματικές συνθήκες και τοποθετείται στη θέση αντίστοιχου ευθύγραμμου τμήματος (βλ. Σχήμα 6.5). Για αυτόν τον λόγο αποτελείται από δύο διαδοχικά τμήματα ίδιας γωνίας και ακτίνας, ώστε ο αγωγός μετά την καμπύλωση να είναι παράλληλος του ευθύγραμμου τμήματος πριν την καμπύλωση. Επίσης, επειδή σε πραγματικές συνθήκες η κατασκευή ενός αγωγού δεσμεύει συγκεκριμένο χώρο για την τοποθέτησή του, η ακτίνα καμπύλωσης πρέπει να είναι σχετικά μικρή. Σύμφωνα με τα παραπάνω έγινε αρχικά μία διερεύνηση για αγωγούς με ακτίνα καμπύλωσης 5 και 10m και γωνία 30° , 45° και 60° . Τα αποτελέσματα δεν παρουσίασαν μεγάλες διαφορές με τον αγωγό ακτίνας 5m και γωνίας 60° (Σχήμα 6.5) να εμφανίζει ελαφρώς καλύτερη συμπεριφορά, γι' αυτό και επιλέχθηκε για περεταίρω διερεύνηση. Αντιθέτως, η δυσμενέστερη συμπεριφορά παρουσιάστηκε στους αγωγούς με μικρότερη γωνία καμπύλωσης 30° .

Οι θέσεις τοποθέτησης της καμπύλωσης παρουσιάζονται αναλυτικά στο Κεφάλαιο 6 και στα Σχήματα 6.6 έως 6.10 και είναι: (α) στο μέσον, (β) στο τέλος, (γ) στην αρχή, (δ) αμέσως μετά, και (ε) λίγο πριν τη ζώνη κατολίσθησης. Επειδή στις περιπτώσεις (α) έως (γ) η καμπύλωση βρίσκεται εντός της ζώνης κατολίσθησης επιλέχθηκε η διερεύνηση της συμπεριφοράς μόνο για αγωγό σε πρανές απείρου μήκους. Σε αυτήν την επιλογή συνέβαλε και το γεγονός ότι από τα αποτελέσματα που παρουσιάζονται στο προηγούμενο κεφάλαιο δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ των αγωγών στα δύο είδη πρανών, πέρα από το γεγονός ότι η θέση της αστοχίας μεταφέρεται από το όριο του πρανούς στο καμπύλο τμήμα στη θέση αλλαγής κλίσης του εδάφους. Για τις περιπτώσεις (δ) και (ε), όπου η καμπύλωση είναι εκτός της ζώνης κατολίσθησης, έγινε διερεύνηση και για τα δύο είδη πρανούς ώστε να διερευνηθεί η πιθανή επιρροή της αλλαγής κλίσης του εδάφους στην απόκριση του αγωγού.

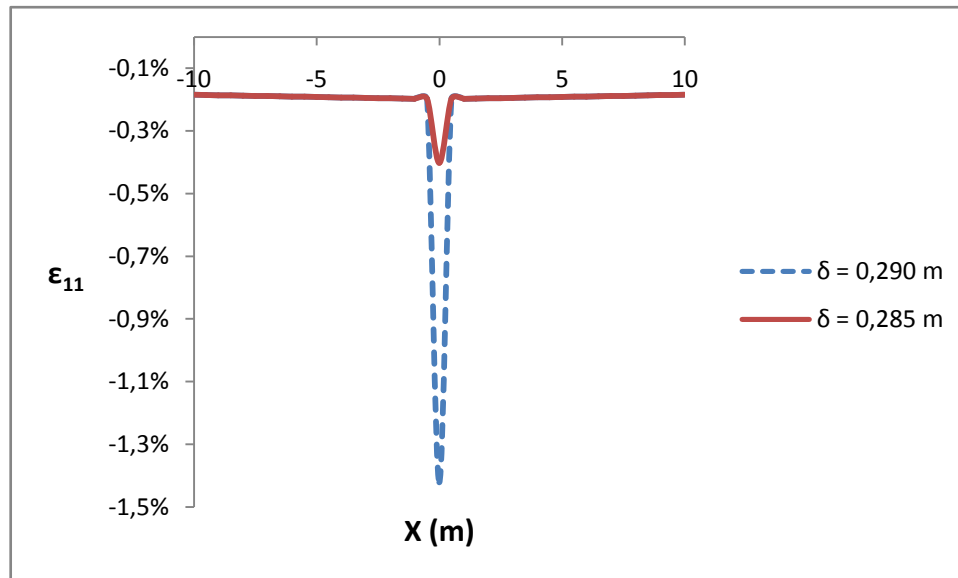
8.1 Καμπύλωση στο Μέσον της Κατολίσθησης

Στην παρούσα ενότητα θα εξεταστεί η συμπεριφορά αγωγού με καμπύλωση στο μέσον της ζώνης κατολίσθησης (βλ. Σχήμα 6.6). Ο αγωγός με εσωτερική πίεση 2 MPa αστοχεί λόγω θλίψης, δηλαδή τοπικού λυγισμού, ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης και για κρίσιμη μετακίνηση $\delta_{cr} = 0.290\text{m}$. Η εφελκυστική παραμόρφωση πριν την κατολίσθηση κατά την αστοχία είναι $\varepsilon_t = 0.2\%$ και το ενεργό μήκος $L_{eff} = 346\text{m}$. Στο Σχήμα 8.1 φαίνεται το διάγραμμα θλιπτικών παραμορφώσεων συναρτήσει της κανονικοποιημένης μετακίνησης, δ/D , ενώ στο Σχήμα 8.2 φαίνονται οι αξονικές παραμορφώσεις κατά μήκος της θλιβόμενης ζώνης πριν και κατά την αστοχία.

Οι αξονικές παραμορφώσεις είναι αμελητέες εντός της καμπύλωσης και πιο συγκεκριμένα της τάξης του 10^{-6} έως 10^{-4} . Ο αντίστοιχος αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αστοχεί για $\delta_{cr} = 0.340\text{m}$ με μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση εκείνη τη στιγμή ίση με $\varepsilon_t = 0.3\%$. Όλα τα παραπάνω, συγκρινόμενα με τα αντίστοιχα αποτελέσματα για ευθύγραμμο αγωγό (Ενότητα 7.1), κάνουν φανερό ότι η δημιουργία καμπύλωσης στο μέσον της ζώνης κατολίσθησης δεν επηρεάζει τη συμπεριφορά του αγωγού. Η εν λόγω συμπεριφορά είναι η αναμενόμενη, καθώς σε μία κατολίσθηση μεγάλου μήκους το μέσον της ζώνης κατολίσθησης είναι εκτός θλιβόμενης ή εφελκυστικής ζώνης, ενώ όπως φαίνεται και στο Σχήμα 7.12 είναι πιθανόν το έδαφος να μην αλληλεπιδρά με τον αγωγό στη θέση αυτή.



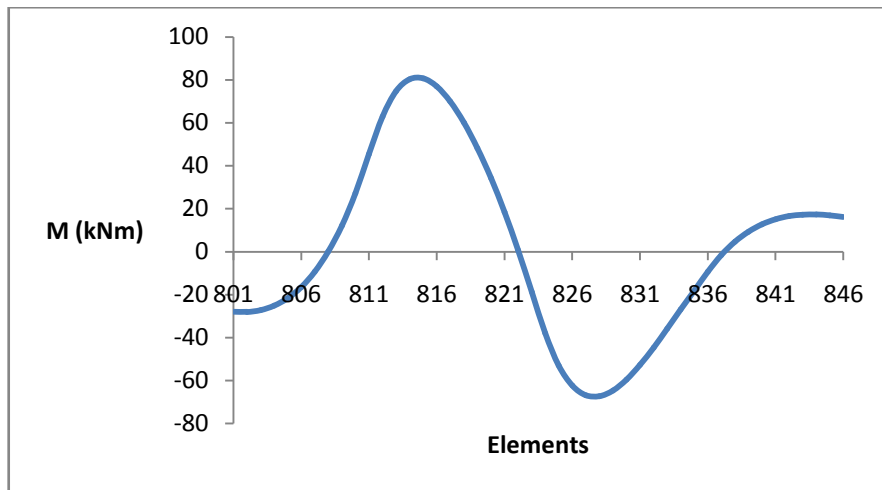
Σχήμα 8.1 Μέγιστη θλιπτική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει της κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D .



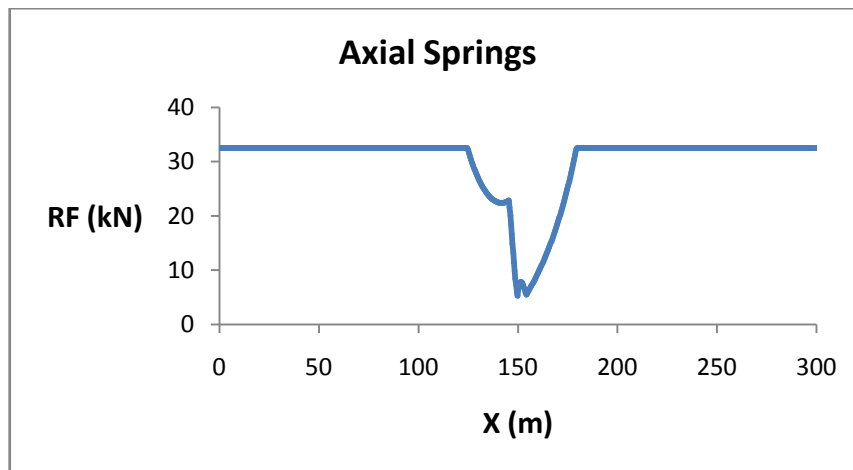
Σχήμα 8.2 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη πριν και κατά την αστοχία.

Όσον αφορά στην κατανομή των δυνάμεων και των ροπών κατά μήκος της καμπύλωσης, ενδιαφέρον παρουσιάζεται μόνο για τις ροπές κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' . Στο Σχήμα 8.3. παρατηρείται μία αλλαγή προσήμου λόγω της ύπαρξης της διπλής καμπύλωσης, ενώ εμφανίζονται και μικρές ροπές εκτός της καμπύλωσης που δικαιολογούνται ως ροπές αντίδρασης για την εξισορρόπηση του συστήματος. Η ροπή στρέψης, η ροπή κατά τον άξονα XX' (κάθετο στον άξονα του αγωγού και τον κατακόρυφο) και η αξονική δύναμη δεν παρουσιάζουν κάποια ιδιαίτερη μεταβολή.

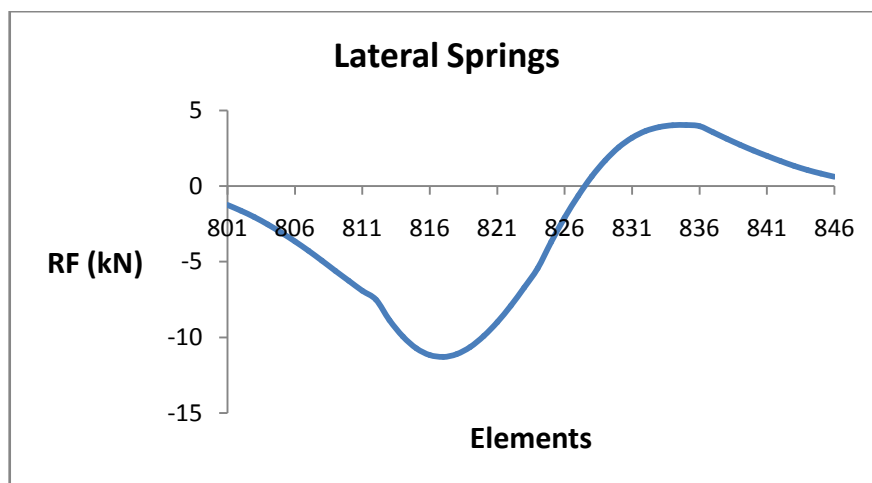
Όσον αφορά τα ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού, στα Σχήματα 8.4 έως 8.6 παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για αξονικά, πλευρικά και κατακόρυφα, αντίστοιχα. Τα αξονικά ελατήρια είναι πλήρως πλαστικοποιημένα κατά μήκος της κατολισθησης εκτός από ένα μέρος στο μέσον αυτής, όπως συμβαίνει και με τον ευθύγραμμο αγωγό. Η ανομοιομορφία στο μέσον του ανοίγματος οφείλεται στην ύπαρξη του καμπύλου τμήματος. Για τα πλευρικά ελατήρια, ενδιαφέρον παρουσιάζεται μόνο στο καμπύλο τμήμα, όπου οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης είναι κατά πολύ μικρότερες των μέγιστων τιμών (386 kN). Στα κατακόρυφα ελατήρια παρατηρείται μόνο ότι η επιρροή του βάρους του αγωγού συντελεί σε μία πολύ μικρή μεταβολή των δυνάμεων στο καμπύλο τμήμα.



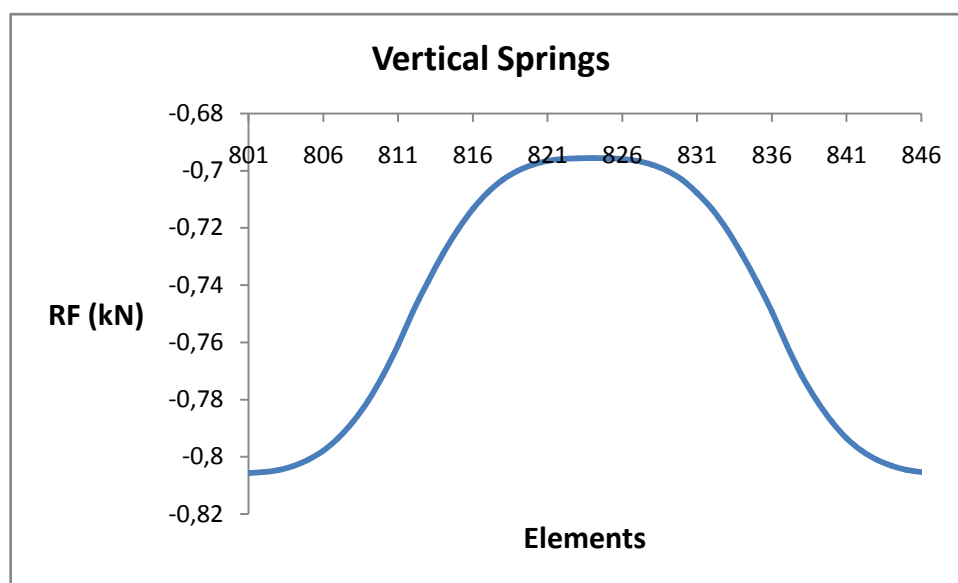
Σχήμα 8.3 Διάγραμμα ροπών κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' στο καμπύλο τμήμα του αγωγού.



Σχήμα 8.4 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης.



Σχήμα 8.5 Μεταβολή της πλευρικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στο καμπύλο τμήμα.

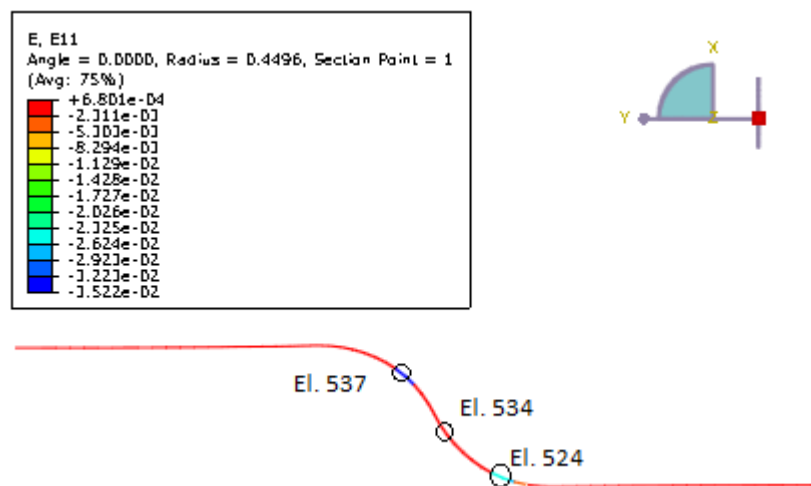


Σχήμα 8.6 Μεταβολή της κατακόρυφης δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στο καμπύλο τμήμα.

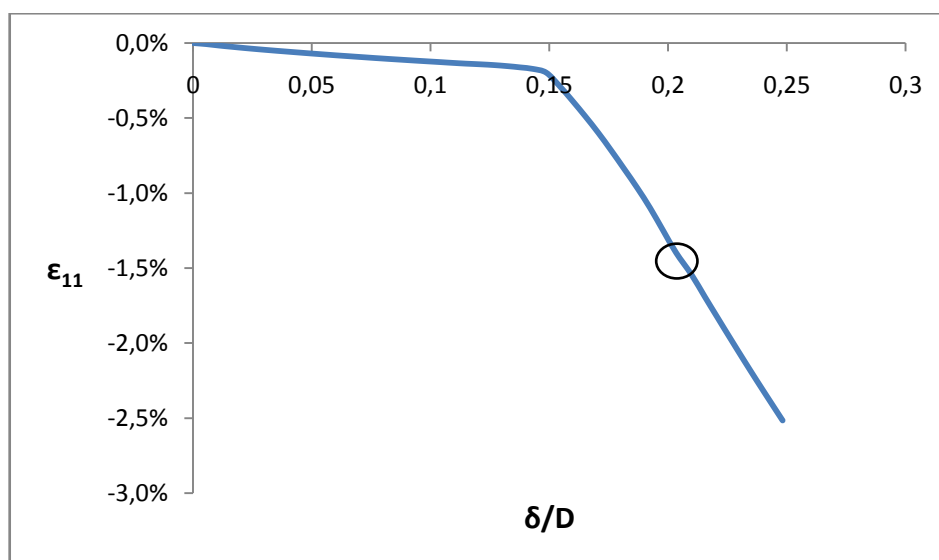
8.2 Καμπύλωση στο Τέλος της Κατολίσθησης

Ο αγωγός πίεσης 2 MPa με την καμπύλωση στο τέλος της ζώνης κατολίσθησης (βλ. Σχήμα 6.8) αστοχεί λόγω θλίψης (τοπικός λυγισμός) για κρίσιμη μετακίνηση εδάφους $\delta_{cr} = 0.192\text{m}$, ενώ την ίδια στιγμή παρουσιάζει μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_t = 0.16\%$ και έχει ενεργό μήκος $L_{eff} = 346\text{m}$. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι η αστοχία δεν συμβαίνει ακριβώς μετά την κατολίσθηση, αλλά εντός της ζώνης κατολίσθησης και πιο συγκεκριμένα εντός της καμπύλωσης (Σχήμα 8.7). Η παρουσία της καμπύλωσης επηρεάζει και το διάγραμμα θλιπτικών παραμορφώσεων – κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D , το οποίο αποτελείται πάλι από δύο κλάδους, με τον δεύτερο όμως να ξεκινάει σχεδόν από την μισή μετακίνηση και να έχει πολύ μικρότερη κλίση (Σχήμα 8.8). Το γεγονός ότι ο αγωγός καμπυλώνεται στο επίπεδο του εδάφους ΧΥ οδηγεί σε μεγάλες διαφορές παραμορφώσεων μεταξύ της αριστερής και της δεξιάς παρειάς της διατομής του αγωγού. Στο Σχήμα 8.9 γίνεται φανερή αυτή η διαφοροποίηση με την αριστερή και τη δεξιά παρειά να εμφανίζουν μέγιστα σε διαφορετικά σημεία, την ίδια στιγμή που οι αντίστοιχες παραμορφώσεις της απέναντι παρειάς παρουσιάζουν ελάχιστα, ή ακόμα και μικρές εφελκυστικές τιμές. Η αστοχία του αγωγού συμβαίνει στη δεύτερη καμπύλωση κατά μήκος του άξονα Υ και την αριστερή παρειά του.

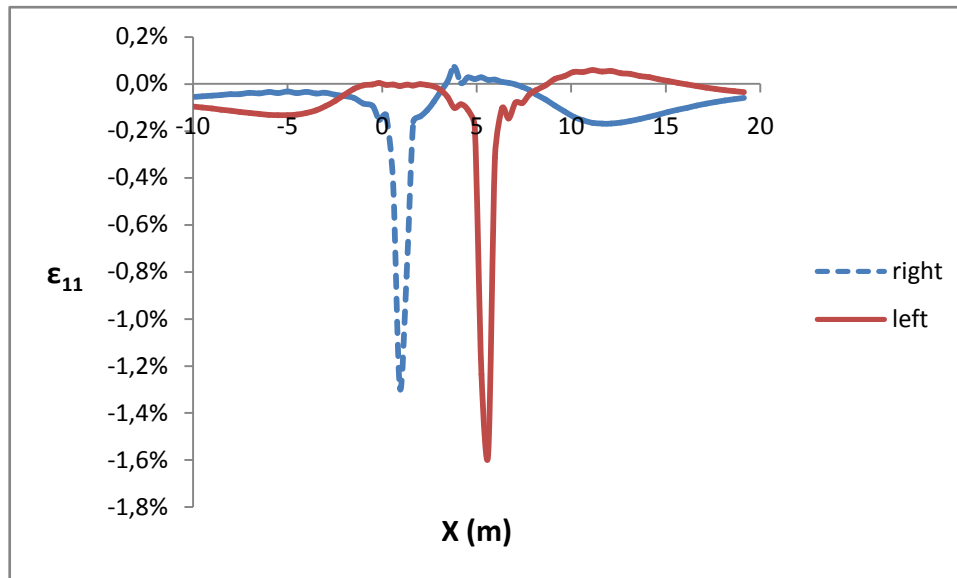
Το Σχήμα 8.10 παρουσιάζει τη μεταβολή των παραμορφώσεων στη θέση της πρώτης καμπύλωσης (element 524), ενδιάμεσα των καμπυλώσεων (element 534) και στη δεύτερη καμπύλωση (element 537). Σε κάθε γράφημα, το σημείο 1 αντιστοιχεί στη παριεά ίνα, ενώ το σημείο 10 στην αριστερή. Γενικά, δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πλευράς του τοιχώματος αγωγού. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μία μικρή εφελκυστική παραμόρφωση σε ορισμένα σημεία της διατομής που είναι αναμενόμενη λόγω της καμπύλωσης. Ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αστοχεί λόγω εφελκυσμού πριν τη ζώνη κατολίσθησης για $\delta_{cr} = 0.302$ m, με θλιπτική παραμόρφωση για την εν λόγω μετατόπιση ίση με $\epsilon_c = 0.77\%$.



Σχήμα 8.7 Αξονικές παραμορφώσεις στο καμπύλο τμήμα κατά την αστοχία του αγωγού.

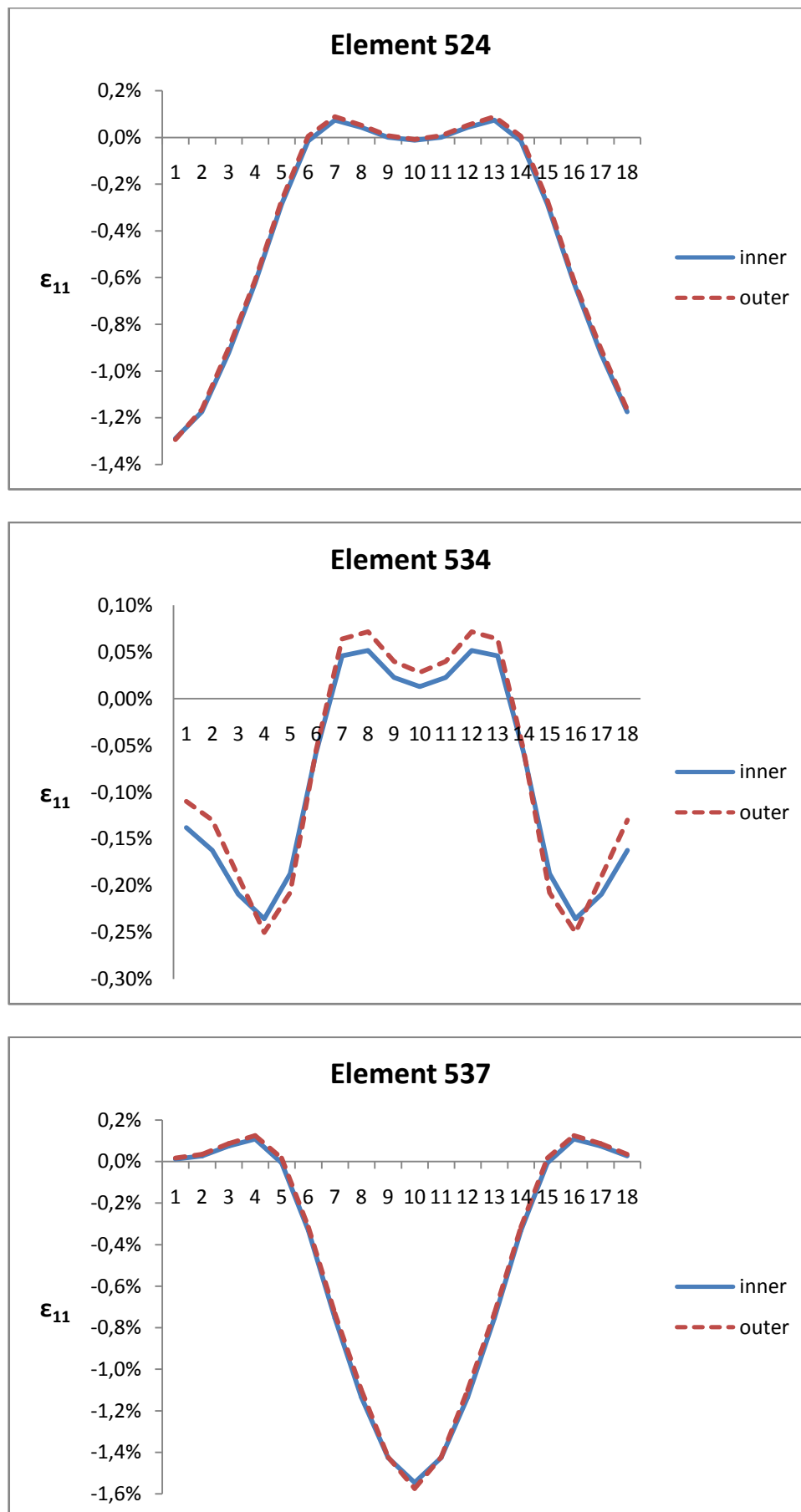


Σχήμα 8.8 Μέγιστη θλιπτική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει της κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D .

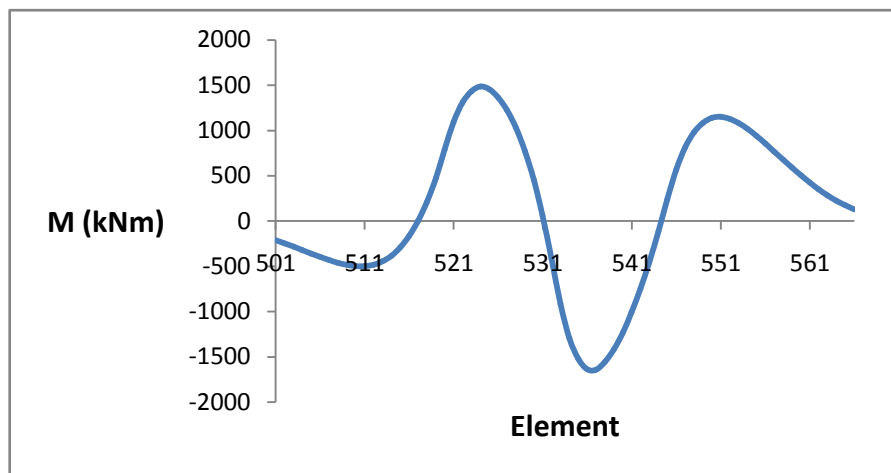


Σχήμα 8.9 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων αριστερής και δεξιάς παρειάς του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη (εντός της οποίας βρίσκεται και το καμπυλωμένο τμήμα).

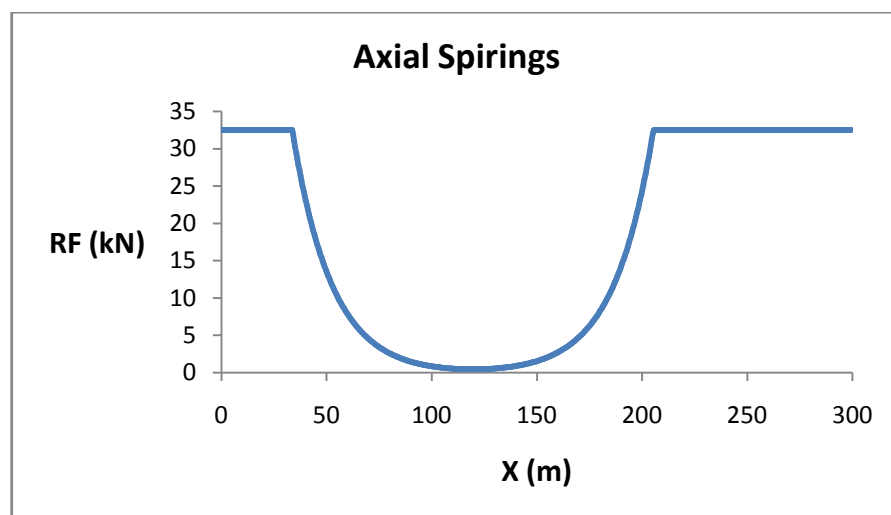
Όσον αφορά τις δυνάμεις και τις ροπές που ασκούνται στον αγωγό, ενδιαφέρον παρουσιάζουν μόνο τα αποτελέσματα για τις ροπές κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ'. Εξετάζοντας το Σχήμα 8.11 είναι προφανές ότι η τοποθέτηση της καμπύλωσης εντός της θλιβόμενης ζώνης οδηγεί σε πολύ μεγαλύτερες ροπές σε σχέση με τις αντίστοιχες για τον αγωγό στο μέσον του ανοίγματος (περίπου 80 kNm). Τα αξονικά ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους – αγωγού στη ζώνη κατολίσθησης κατά την αστοχία έχουν τις δυνάμεις αλληλεπίδρασης που φαίνονται στο Σχήμα 8.12. Είναι αναμενόμενο ότι για αστοχία σε μικρότερη εδαφική μετακίνηση οδηγεί και σε μεγαλύτερο αριθμό μη πλαστικοποιημένων ελατηρίων. Οι δυνάμεις στα πλευρικά ελατήρια κατά μήκος της καμπύλωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.13. Μολονότι εμφανώς μεγαλύτερες σε σχέση με τις αντίστοιχες για καμπύλωση στο μέσον της κατολίσθησης, οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης δεν φτάνουν το μέγιστο των $RF = 386$ kN. Η αλλαγή προσήμου οφείλεται στη διπλή καμπύλωση του αγωγού και στο γεγονός ότι τα ελατήρια τοποθετούνται στο προσομοίωμα κατά τη μία πλευρά του. Τα κατακόρυφα ελατήρια παραλαμβάνουν μόνον το βάρος του αγωγού και δεν παρουσιάζουν κάποια αξιοσημείωτη μεταβολή.



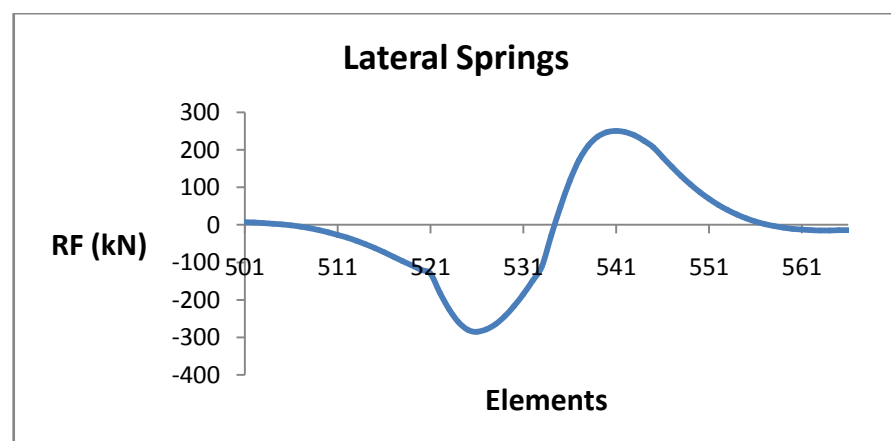
Σχήμα 8.10 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού για διάφορες θέσεις.



Σχήμα 8.11 Διάγραμμα ροπών κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' στο καμπύλο τμήμα του αγωγού.



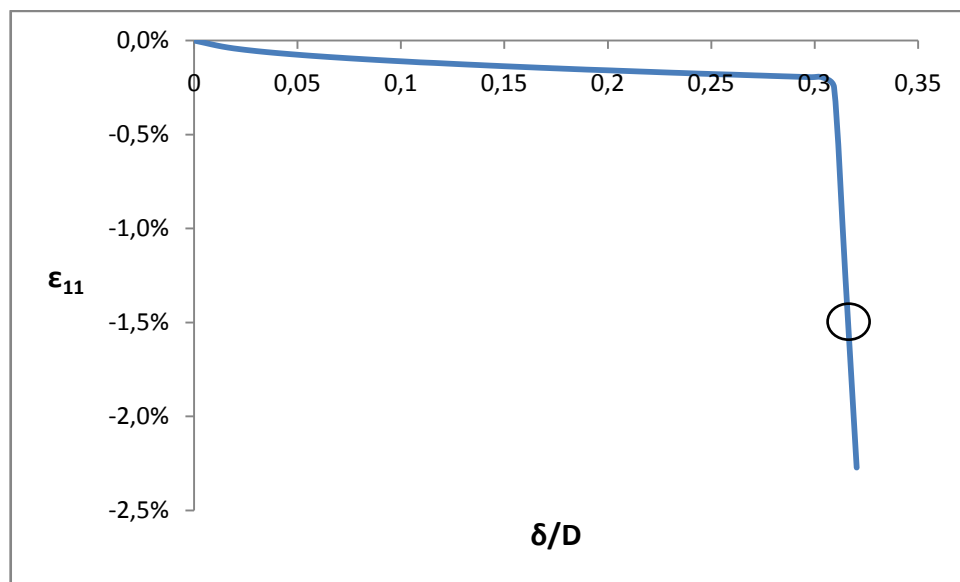
Σχήμα 8.12 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης.



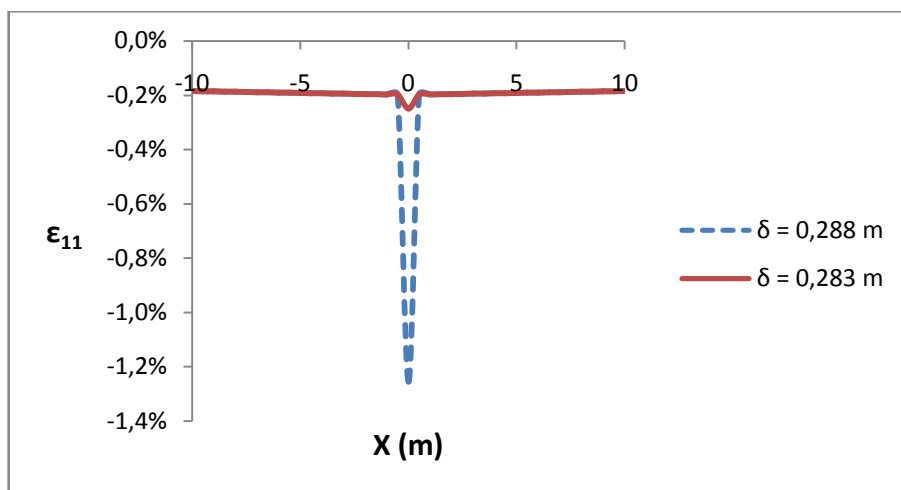
Σχήμα 8.13 Μεταβολή της πλευρικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στο καμπύλο τμήμα.

8.3 Καμπύλωση στην Αρχή της Κατολίσθησης

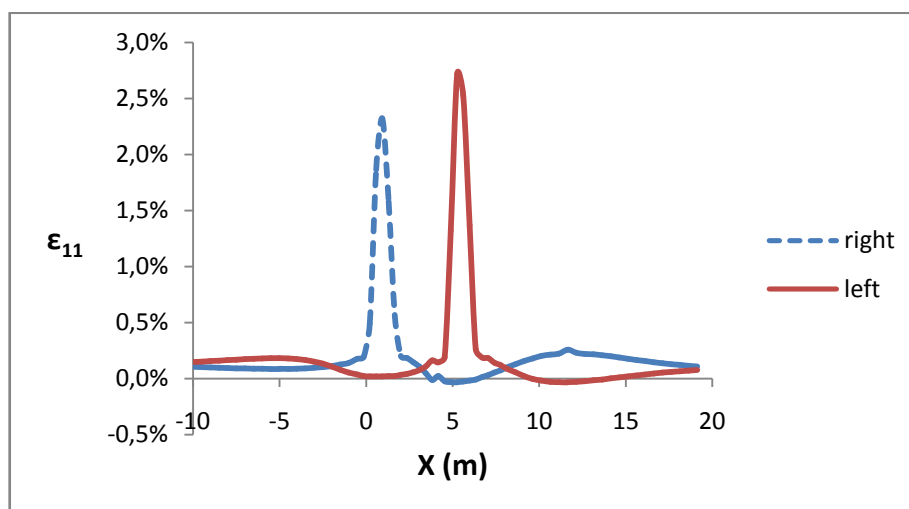
Ο αγωγός πίεσης 2 MPa με την καμπύλωση στην αρχή της ζώνης κατολίσθησης (βλ. Σχήμα 6.7) αστοχεί λόγω θλίψης (τοπικός λυγισμός) για κρίσιμη μετακίνηση εδάφους $\delta_{cr} = 0.289$ m ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης. Ταυτόχρονα, παρουσιάζει μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_t = 2.7\%$ εντός της καμπύλωσης και έχει ενεργό μήκος $L_{eff} = 318$ m. Η αστοχία του αγωγού είναι ακριβώς ίδια με την αστοχία του ευθύγραμμου με μοναδική διαφορά την μεγάλη εφελκυστική παραμόρφωση που οφείλεται στην παρουσία της καμπύλωσης. Το διάγραμμα θλιπτικών παραμορφώσεων – κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D , είναι πανομοιότυπο με το αντίστοιχο για ευθύγραμμο αγωγό (Σχήμα 8.14), όπως και η κατανομή των παραμορφώσεων στη θλιβόμενη ζώνη (Σχήμα 8.15). Στο Σχήμα 8.16 παρουσιάζεται η κατανομή των παραμορφώσεων στην εφελκυσόμενη ζώνη για την αριστερή και τη δεξιά παρειά του αγωγού. Η διαφοροποίηση γίνεται φανερή με την αριστερή και τη δεξιά παρειά να εμφανίζουν μέγιστα σε διαφορετικά σημεία την ίδια στιγμή που η απέναντι παρειά παρουσιάζει ελάχιστα, ή ακόμα και μικρές θλιπτικές παραμορφώσεις.



Σχήμα 8.14 Μέγιστη θλιπτική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει των κανονικοποιημένων εδαφικών μετακινήσεων, δ/D .

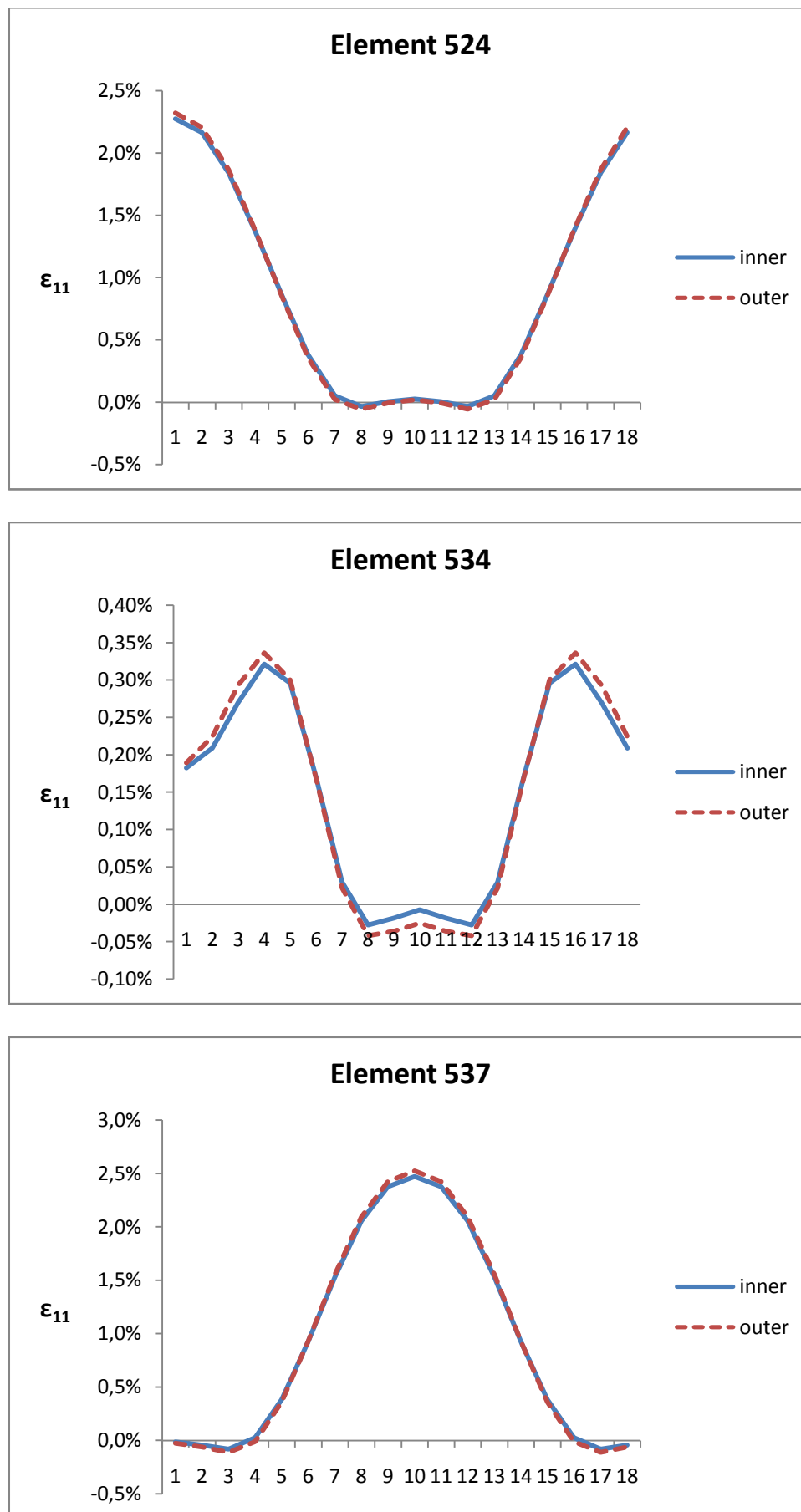


Σχήμα 8.15 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη πριν και κατά την αστοχία.



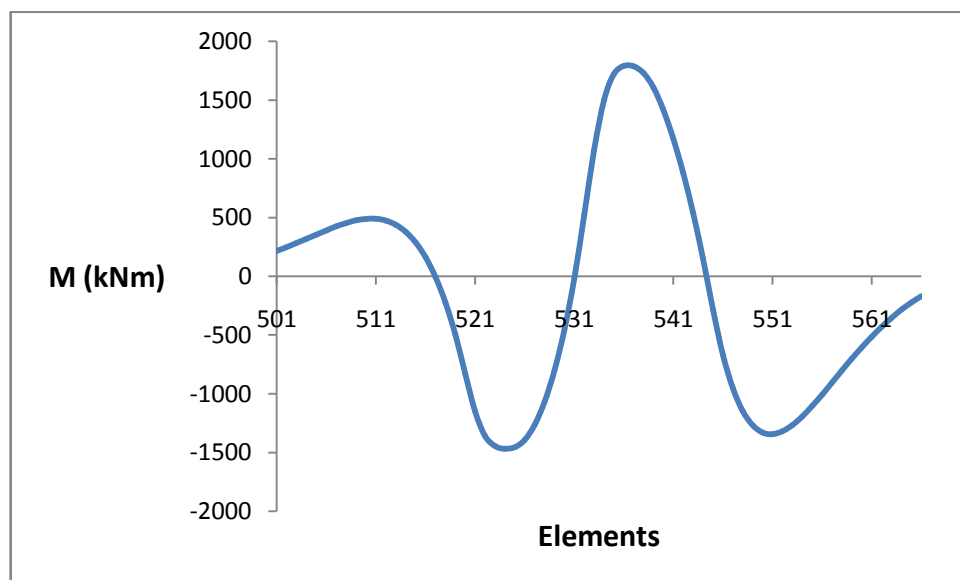
Σχήμα 8.16 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη εφελκυσμένη ζώνη για την δεξιά και αριστερή παρειά.

Το Σχήμα 8.17 παρουσιάζει τη μεταβολή των παραμορφώσεων στη θέση της πρώτης καμπύλωσης, ενδιάμεσα των καμπυλώσεων και στη δεύτερη καμπύλωση. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στη δεξιά παρειά ενώ το σημείο 10 στην αριστερή. Δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πλευράς του τοιχώματος του αγωγού. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μία μικρή θλιπτική παραμόρφωση σε ορισμένα σημεία της διατομής που είναι αναμενόμενη λόγω της καμπύλωσης. Ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αστοχεί λόγω εφελκυσμού πριν τη ζώνη κατολίσθησης και εντός της καμπύλωσης για $\delta_{cr} = 0.432$ m, με θλιπτική παραμόρφωση για αυτήν τη μετατόπιση $\epsilon_c = 0.26\%$.

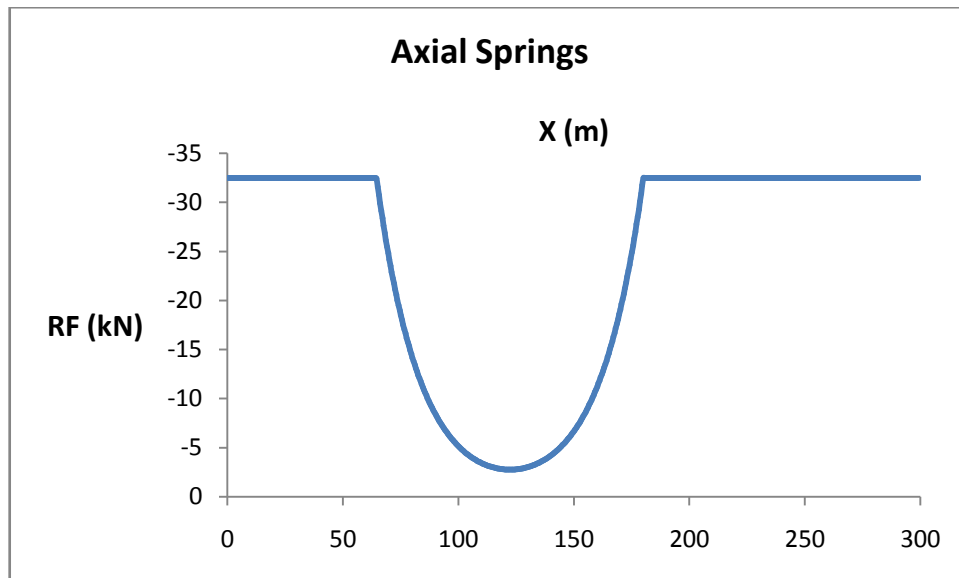


Σχήμα 8.17 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού για διάφορες θέσεις.

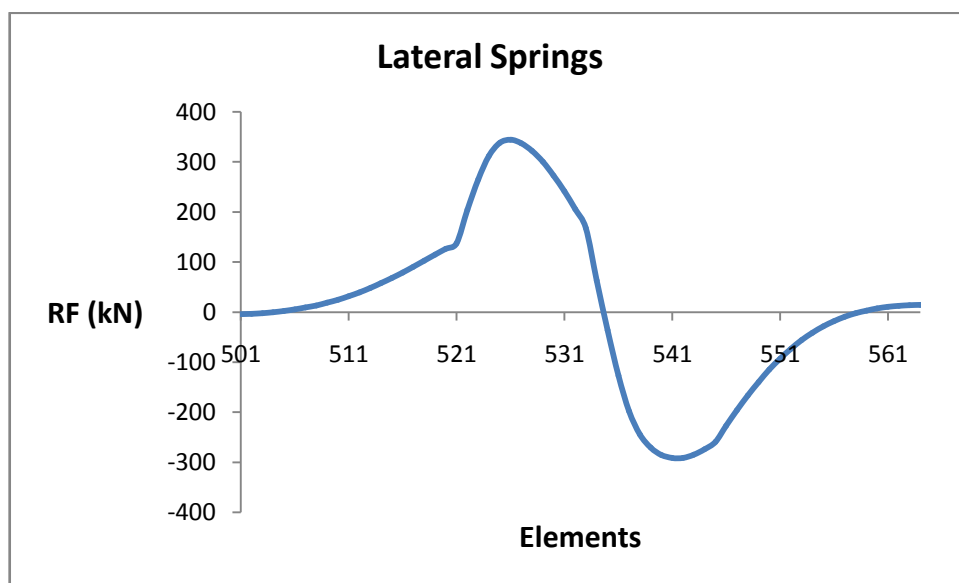
Όσον αφορά τις δυνάμεις και τις ροπές που ασκούνται στον αγωγό, ενδιαφέρον παρουσιάζουν μόνο τα αποτελέσματα για τις ροπές κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' (Σχήμα 8.18). Η τοποθέτηση της καμπύλωσης εντός της εφελκόμενης ζώνης οδηγεί σε πολύ μεγαλύτερες ροπές σε σχέση με τις αντίστοιχες για τον αγωγό με την καμπύλωση στο μέσον του ανοίγματος (περίπου 80 kNm). Το σχήμα φανερώνει την ύπαρξη ροπών αντίθετης κατεύθυνσης στις δύο καμπυλώσεις και μικρές αντιδράσεις στα ευθύγραμμα τμήματα εκατέρωθεν ώστε να ισορροπεί ο αγωγός. Τα αξονικά ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού στη ζώνη κατολίσθησης κατά την αστοχία έχουν τις δυνάμεις αλληλεπίδρασης που φαίνονται στο Σχήμα 8.19. Η αστοχία σε μεγαλύτερη εδαφική μετακίνηση σε σχέση με την καμπύλωση κατάντη της ζώνης κατολίσθησης οδηγεί και σε μικρότερο αριθμό μη πλαστικοποιημένων ελατηρίων. Οι δυνάμεις στα πλευρικά ελατήρια κατά μήκος της καμπύλωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.20. Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης δεν φτάνουν το μέγιστο όριο (386 kN) με την μεγαλύτερη να είναι $RF = 338\text{kN}$. Η αλλαγή προσήμου οφείλεται στη διπλή καμπύλωση του αγωγού και στο γεγονός ότι τα ελατήρια τοποθετήθηκαν κατά τη μία πλευρά του. Τα κατακόρυφα ελατήρια επηρεάζονται μόνο από το βάρος του αγωγού κι έτσι δεν παρατηρείται κάποια μεταβολή στις δυνάμεις τους.



Σχήμα 8.18 Διάγραμμα καμπτικών ροπών κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' στο καμπύλο τμήμα του αγωγού.



Σχήμα 8.19 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, συναρτήσει του μήκους της ζώνης κατολίσθησης.



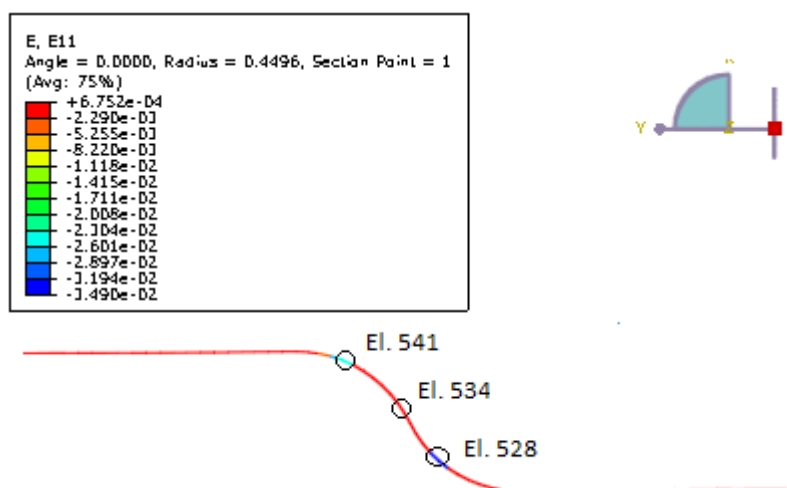
Σχήμα 8.20 Μεταβολή της πλευρικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στο καμπύλο τμήμα.

8.4 Καμπύλωση Μετά την Κατολίσθηση σε Απειρομήκες Πρανές

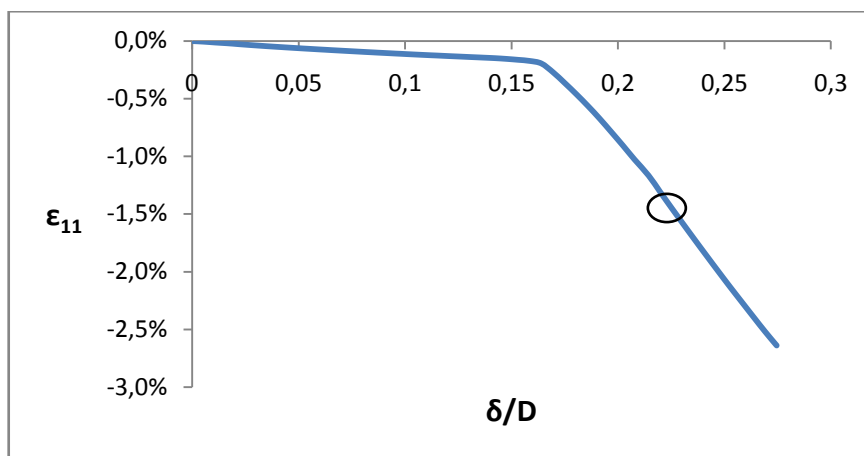
Ο αγωγός με εσωτερική πίεση 2 MPa με την καμπύλωση να έχει γίνει μετά την κατολίσθηση και στο ίδιο επίπεδο με τον υπόλοιπο αγωγό, δηλαδή όταν ο αγωγός βρίσκεται σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους (βλ. Σχήμα 6.10), αστοχεί λόγω θλίψης (τοπικός

λυγισμός) για κρίσιμη μετακίνηση εδάφους $\delta_{cr} = 0.203$ m. Την ίδια στιγμή παρουσιάζει μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_t = 0.17\%$ και έχει ενεργό μήκος $L_{eff} = 424$ m. Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι η αστοχία δεν συμβαίνει ακριβώς μετά την κατολίσθηση, αλλά εκτός της κατολίσθησης και πιο συγκεκριμένα εντός της καμπύλωσης που είναι τοποθετημένη 10m από τη ζώνη κατολίσθησης (Σχήμα 8.21). Το διάγραμμα θλιπτικών παραμορφώσεων-κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D , είναι σχεδόν ίδιο με το αντίστοιχο για την καμπύλωση στα κατάντη του αγωγού (Σχήμα 8.22).

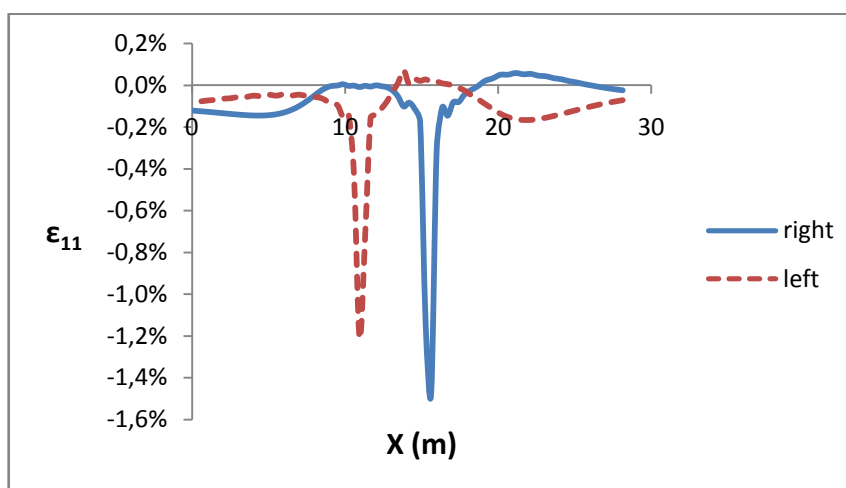
Στο Σχήμα 8.23 παρουσιάζεται η μεταβολή των παραμορφώσεων στη θλιβόμενη ζώνη για τη δεξιά και αριστερή παρειά του αγωγού. Η αστοχία του αγωγού συμβαίνει στην πρώτη καμπύλωση κατά μήκος του άξονα Y και τη δεξιά παρειά του. Το Σχήμα 8.24 παρουσιάζει τη μεταβολή των παραμορφώσεων στο σημείο της πρώτης καμπύλωσης, ενδιάμεσα των καμπυλώσεων και στη δεύτερη καμπύλωση. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στη δεξιά παρειά ενώ το σημείο 10 στην αριστερή. Δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πλευράς του τοιχώματος του αγωγού. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μία μικρή εφελκυστική παραμόρφωση σε ορισμένα σημεία της διατομής, η οποία αναμενόταν λόγω της καμπύλωσης. Ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αστοχεί λόγω εφελκυσμού εντός της κατολίσθησης για $\delta_{cr} = 0.345$ m, με θλιπτική παραμόρφωση για την ίδια μετατόπιση ίση με $\epsilon_c = 0.3\%$.



Σχήμα 8.21 Αξονικές παραμορφώσεις στο καμπύλο τμήμα κατά την αστοχία του αγωγού.



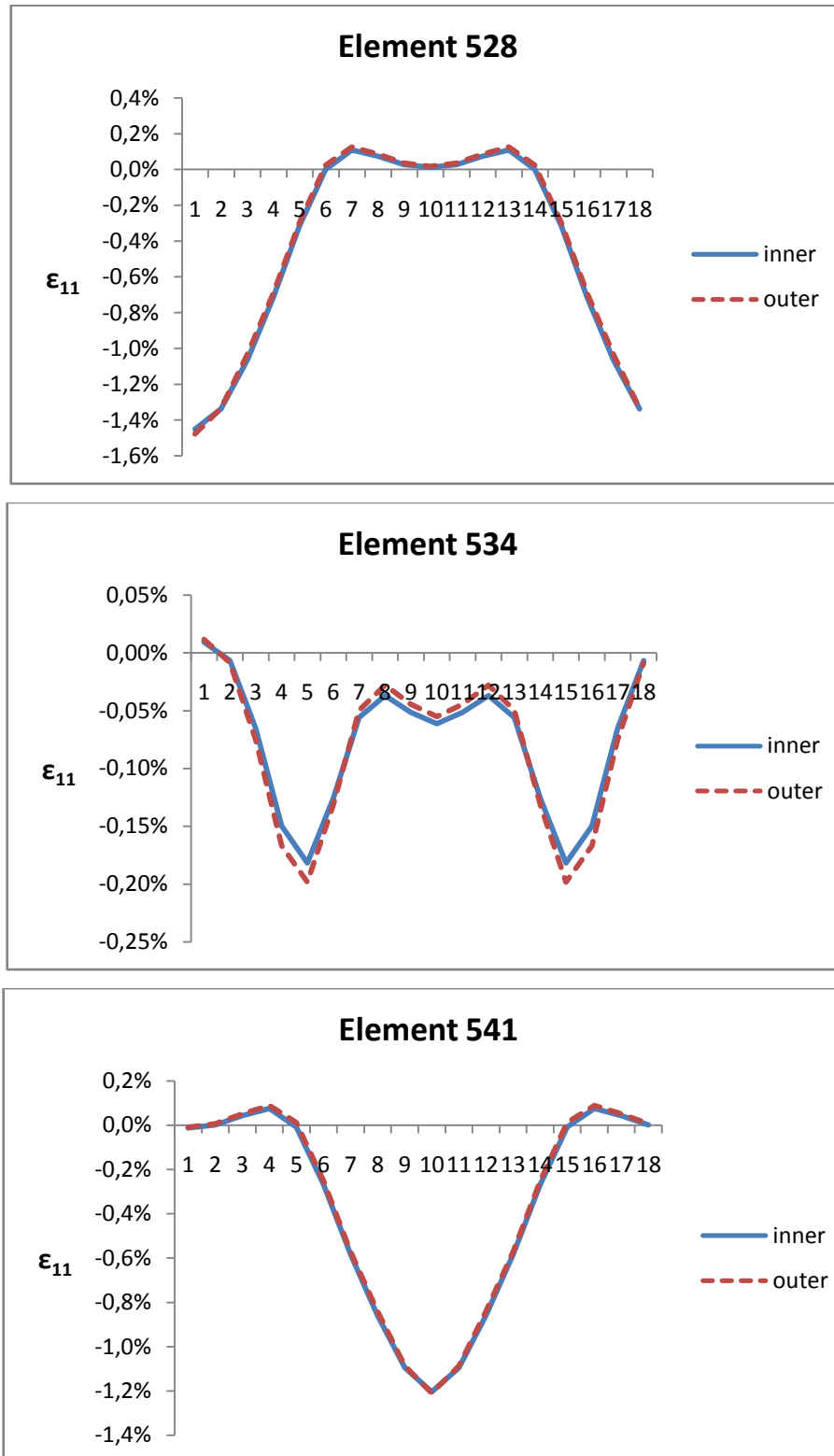
Σχήμα 8.22 Μέγιστη θλιπτική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει της κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D .



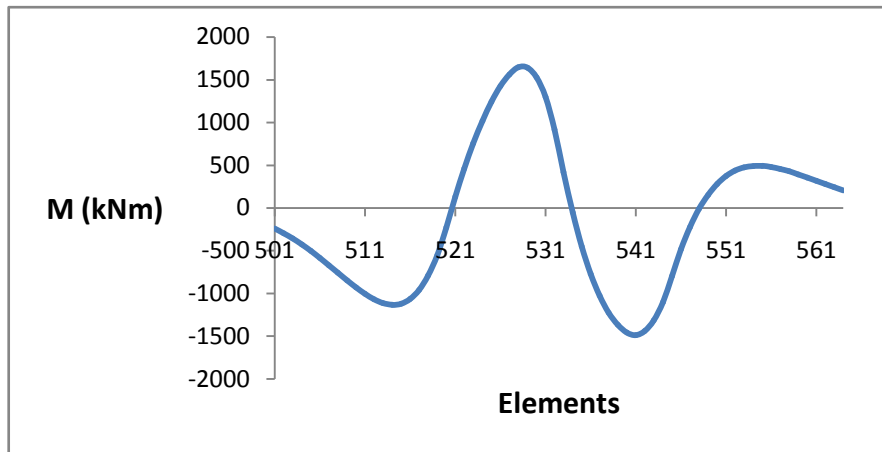
Σχήμα 8.23 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη για τη δεξιά και την αριστερή παρειά του.

Όσον αφορά τις δυνάμεις και τις ροπές που ασκούνται στον αγωγό, ενδιαφέρον παρουσιάζουν μόνο τα αποτελέσματα για τις ροπές κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ'. Το Σχήμα 8.25 απεικονίζει την ύπαρξη ροπών αντίθετης κατεύθυνσης στις δύο καμπυλώσεις και μικρές αντιδράσεις στα ευθύγραμμα τμήματα εκατέρωθεν ώστε να ισορροπεί ο αγωγός. Τα αξονικά ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού στη ζώνη κατολίσθησης κατά την αστοχία εμφανίζουν τις δυνάμεις αλληλεπίδρασης που φαίνονται στο Σχήμα 8.26. Μολονότι η καμπύλωση είναι εκτός κατολίσθησης τα αξονικά ελατήρια κατά μήκος της είναι πλήρως πλαστικοποιημένα. Οι δυνάμεις στα πλευρικά ελατήρια κατά μήκος της καμπύλωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.27. Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης δεν φτάνουν το μέγιστο όριο (386kN) με τη μεγαλύτερη να είναι ίση με $R_F = 275\text{kN}$. Η αλλαγή προσήμου

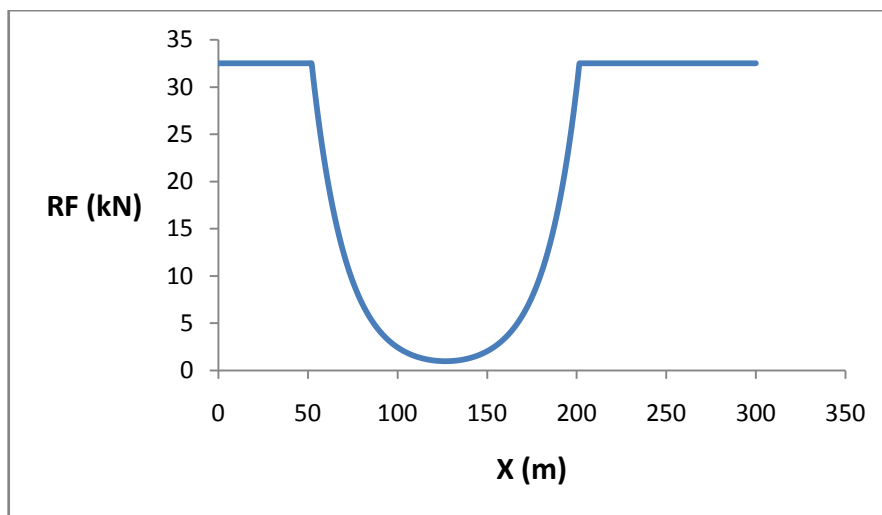
οφείλεται στη διπλή καμπύλωση του αγωγού και στο γεγονός ότι τα ελατήρια τοποθετήθηκαν κατά τη μία πλευρά του. Όπως έχει ήδη αναφερθεί, τα κατακόρυφα ελατήρια επηρεάζονται μόνο από το βάρος του αγωγού.



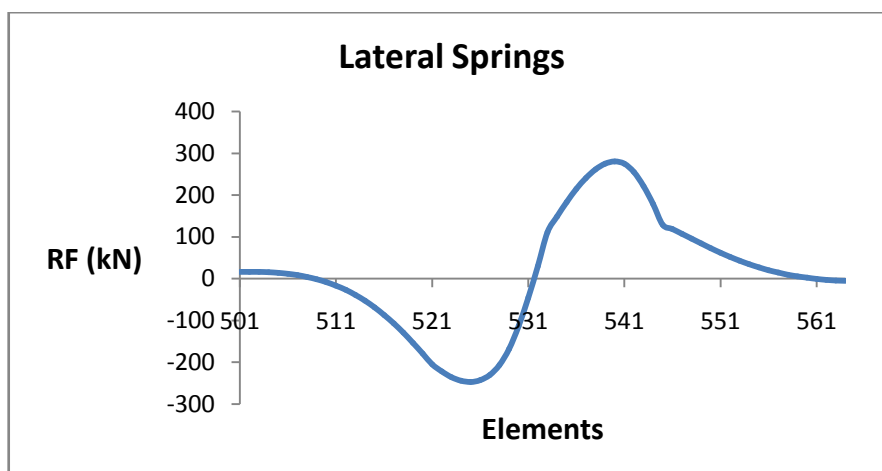
Σχήμα 8.24 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού για διάφορες θέσεις.



Σχήμα 8.25 Διάγραμμα ροπών κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' στο καμπύλο τμήμα του αγωγού.



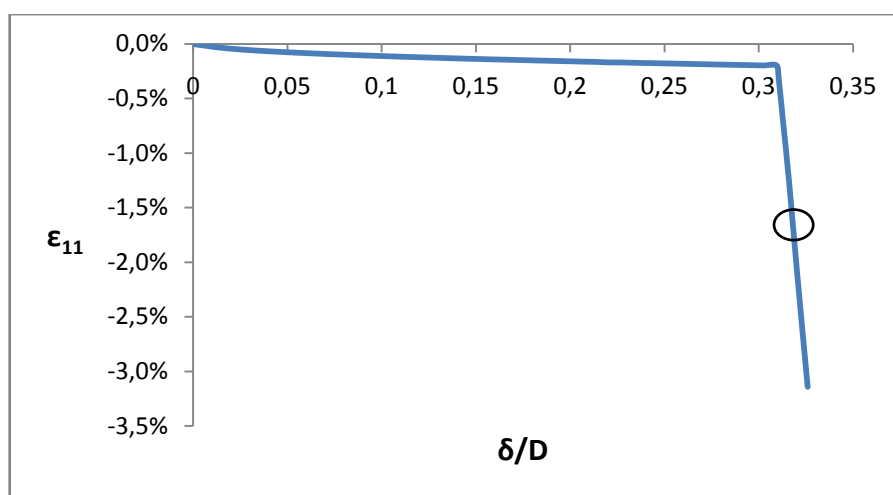
Σχήμα 8.26 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης.



Σχήμα 8.27 Μεταβολή της πλευρικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στο καμπύλο τμήμα.

8.5 Καμπύλωση Πριν την Κατολίσθηση σε Απειρομήκες Πρανές

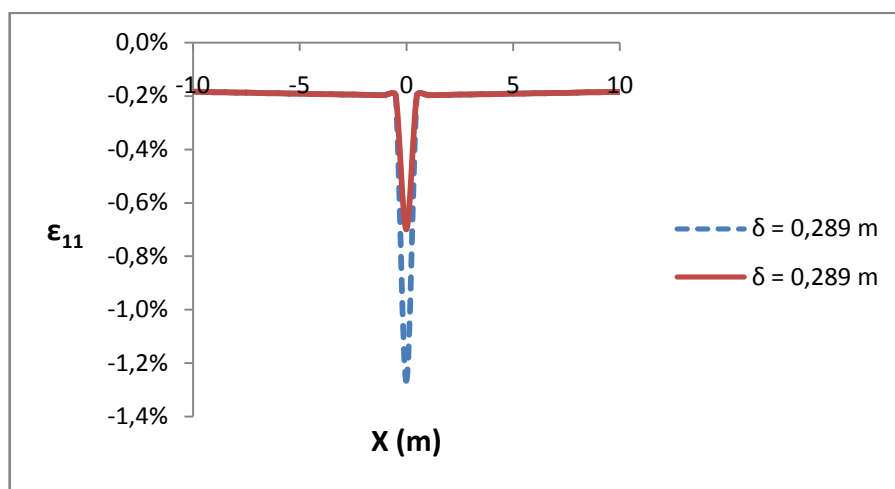
Ο αγωγός πίεσης 2 MPa με την καμπύλωση να γίνεται πριν την κατολίσθηση και στο ίδιο επίπεδο με τον υπόλοιπο αγωγό, δηλαδή όταν ο αγωγός βρίσκεται σε κεκλιμένο επίπεδο απείρου μήκους (βλ. Σχήμα 6.9), αστοχεί λόγω θλίψης (τοπικός λυγισμός) για κρίσιμη μετακίνηση εδάφους $\delta_{cr} = 0.290\text{m}$ ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης. Την ίδια στιγμή παρουσιάζει μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_t = 2.2\%$ εντός της καμπύλωσης, δηλαδή σε απόσταση 10m από την κατολίσθηση, και έχει ενεργό μήκος $L_{eff} = 394\text{m}$. Η αστοχία του αγωγού είναι ακριβώς ίδια με την αστοχία του ευθύγραμμου με μοναδική διαφορά τη μεγάλη εφελκυστική παραμόρφωση που οφείλεται στην παρουσία της καμπύλωσης. Το διάγραμμα θλιπτικών παραμορφώσεων-κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D , είναι πανομοιότυπο με το αντίστοιχο για ευθύγραμμο αγωγό (Σχήμα 8.28), όπως και η κατανομή των παραμορφώσεων στη θλιβόμενη ζώνη (Σχήμα 8.29).



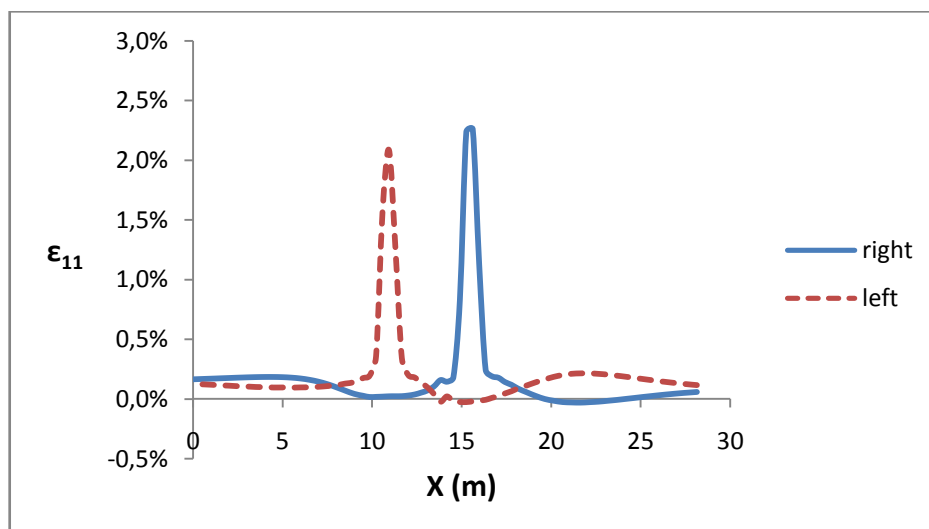
Σχήμα 8.28 Μέγιστη θλιπτική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει της κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D .

Στο Σχήμα 8.30 παρουσιάζεται η κατανομή των παραμορφώσεων στην καμπύλωση για την αριστερή και τη δεξιά παρειά του αγωγού. Η διαφοροποίηση γίνεται φανερό με τη αριστερή και την δεξιά παρειά να εμφανίζουν μέγιστα σε διαφορετικά σημεία τη ίδια στιγμή που η απέναντι παρειά παρουσιάζει ελάχιστα, ή ακόμα και μικρές θλιπτικές παραμορφώσεις. Το Σχήμα 8.31 παρουσιάζει τη μεταβολή των παραμορφώσεων στο

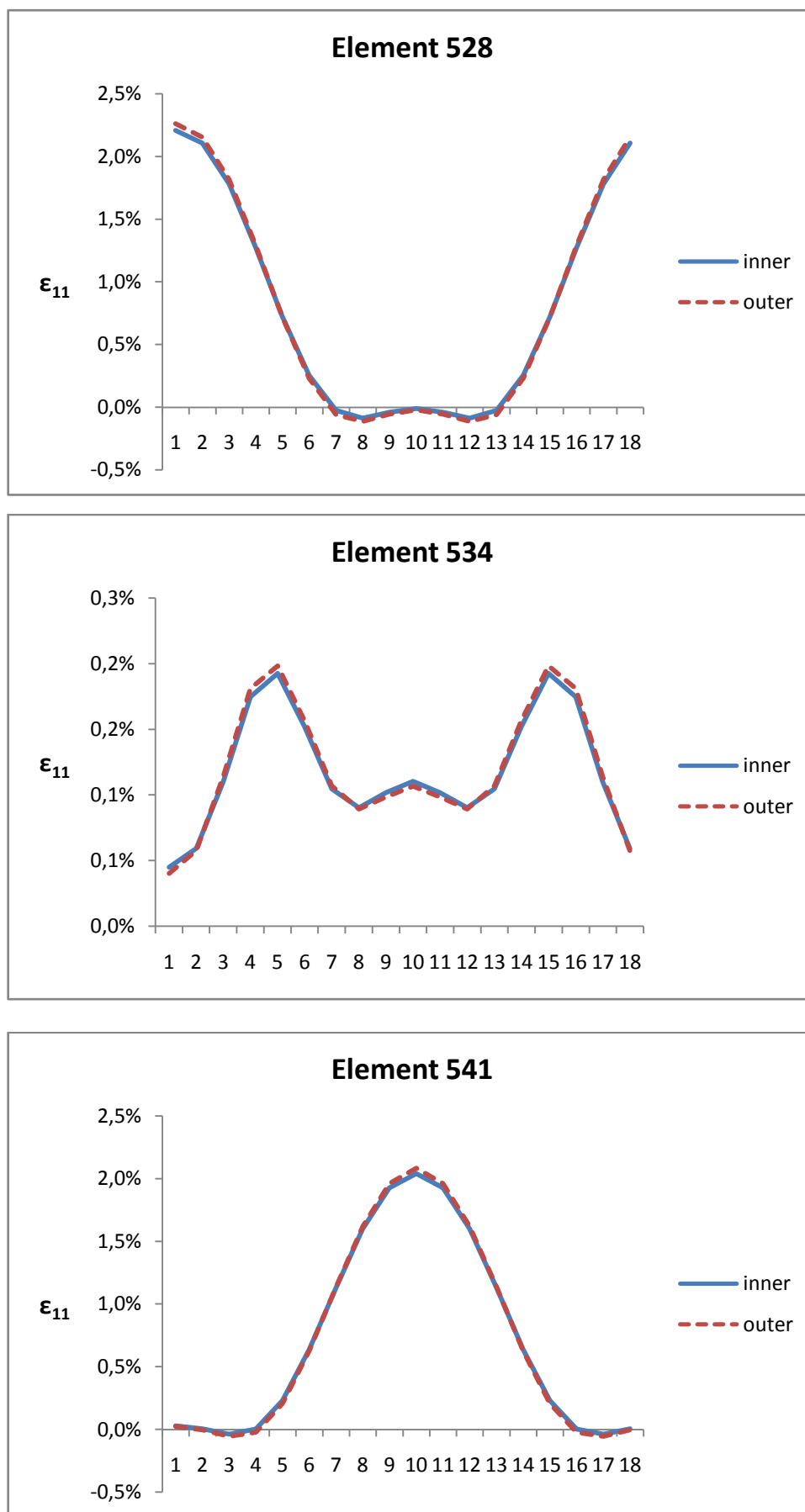
σημείο της πρώτης καμπύλωσης, ενδιάμεσα των καμπυλώσεων και στη δεύτερη καμπύλωση. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στη δεξιά παρειά ενώ το σημείο 10 στην αριστερή. Δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πλευράς του τοιχώματος του αγωγού. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μία μικρή θλιπτική παραμόρφωση σε ορισμένα σημεία της διατομής που είναι αναμενόμενη λόγω της καμπύλωσης. Ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αστοχεί λόγω εφελκυσμού πριν την κατολίσθηση και εντός της καμπύλωσης για $\delta_{cr} = 0.482\text{m}$, με θλιπτική παραμόρφωση για τη συγκεκριμένη μετατόπιση ίση με $\epsilon_c = 0.27\%$.



Σχήμα 8.29 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη πριν και κατά την αστοχία.

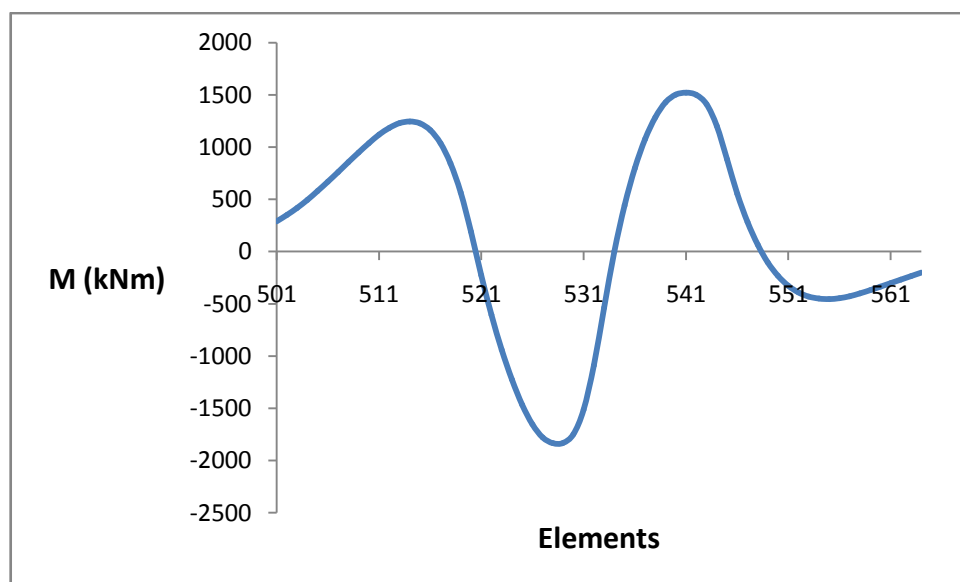


Σχήμα 8.30 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη για τη δεξιά και την αριστερή παρειά.

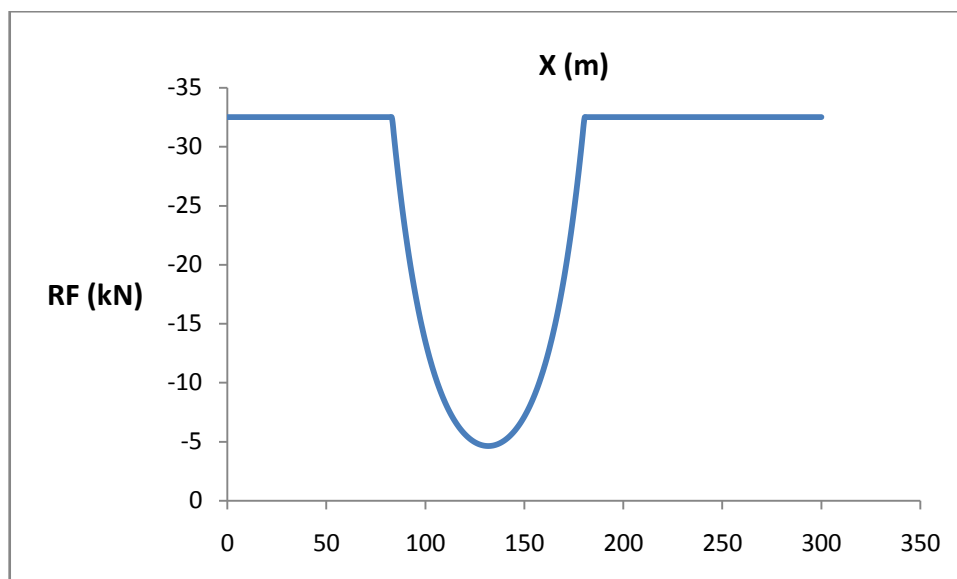


Σχήμα 8.31 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού για διάφορες θέσεις.

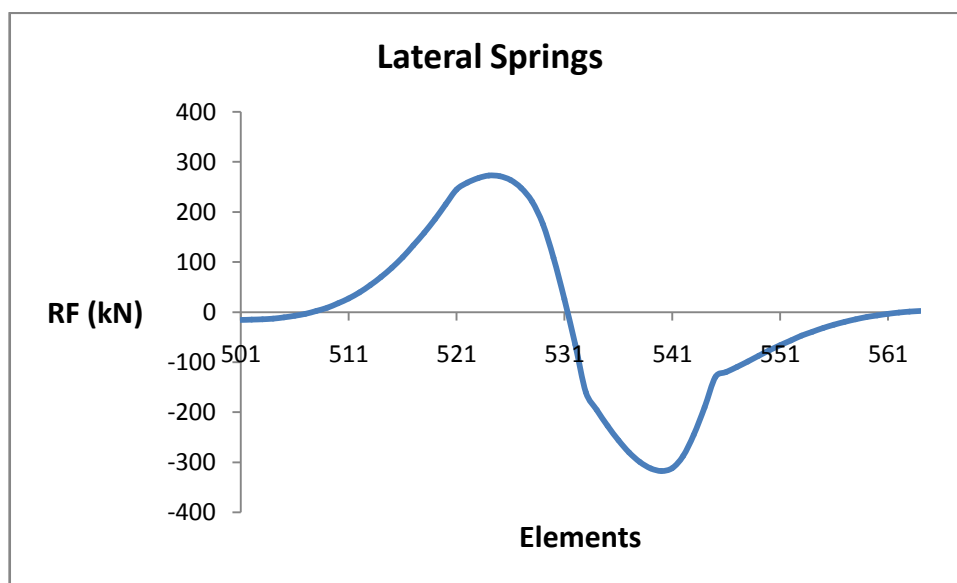
Όσον αφορά τις δυνάμεις και τις ροπές που ασκούνται στον αγωγό, ενδιαφέρον παρουσιάζουν μόνο τα αποτελέσματα για τις ροπές κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' (Σχήμα 8.32). Η δημιουργία της καμπύλωσης ακόμα και εκτός της ζώνης κατολίσθησης οδηγεί σε δύο μεγάλες ροπές αντίθετης κατεύθυνσης στα δύο διαδοχικά καμπύλα τμήματα και μικρές αντιδράσεις στα ευθύγραμμα τμήματα εκατέρωθεν ώστε να ισορροπεί ο αγωγός. Τα αξονικά ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού στη ζώνη κατολίσθησης κατά την αστοχία έχουν τις δυνάμεις αλληλεπίδρασης που φαίνονται στο Σχήμα 8.33. Αξίζει να σημειωθεί ότι τα αξονικά ελατήρια στις καμπύλωσης είναι πλήρως πλαστικοποιημένα σε όλο το μήκος τους, μολονότι βρίσκονται σε απόσταση μεγαλύτερη των 10m από την κατολίσθηση. Οι δυνάμεις στα πλευρικά ελατήρια κατά μήκος της καμπύλωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.34. Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης δεν φτάνουν το μέγιστο όριο (386kN) με τη μεγαλύτερη να είναι ίση με $R_F = 312\text{kN}$. Η αλλαγή προσήμου οφείλεται στη διπλή καμπύλωση του αγωγού και το γεγονός ότι τα ελατήρια τοποθετήθηκαν μόνο κατά τη μία πλευρά του. Και σε αυτήν την περίπτωση τα κατακόρυφα ελατήρια επηρεάζονται μόνο από το βάρος του αγωγού.



Σχήμα 8.32 Διάγραμμα ροπών κατά τον κατακόρυφο άξονα ZZ' στο καμπύλο τμήμα του αγωγού.



Σχήμα 8.33 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης.



Σχήμα 8.34 Μεταβολή της πλευρικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στο καμπύλο τμήμα.

8.6 Καμπύλωση Μετά την Κατολίσθηση σε Πρανές 300 m

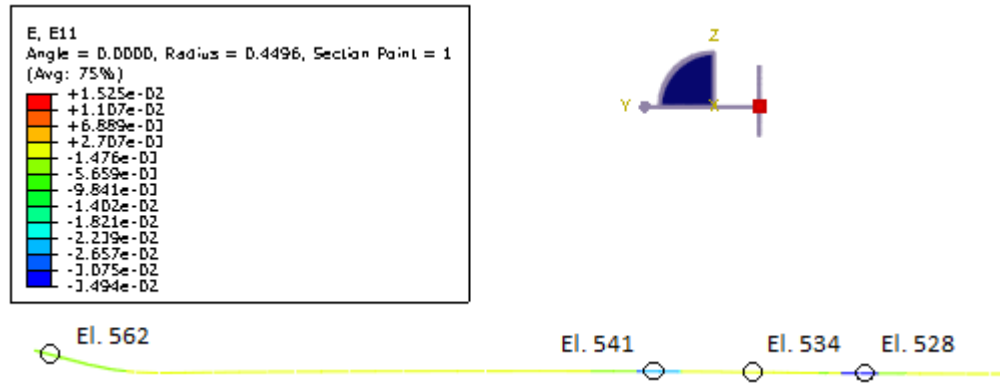
Στην ενότητα αυτή εξετάζεται ο αγωγός πίεσης 2 MPa με την καμπύλωση μετά την κατολίσθηση και σε διαφορετικό επίπεδο με τον υπόλοιπο αγωγό. Πιο συγκεκριμένα, ο αγωγός εκτείνεται σε κεκλιμένο επίπεδο μήκους 300m (Σχήμα 6.2) και η σκόπιμη διπλή καμπύλωση βρίσκεται πάλι σε απόσταση 10m από το σημείο αλλαγής της εδαφικής κλίσης.

Βασική διαφορά με τον αγωγό της Ενότητας 8.4 είναι το γεγονός ότι μεταξύ της κατολίσθησης και της σιγμοειδούς καμπύλωσης στο οριζόντιο επίπεδο μεσολαβεί μία καμπύλωση του αγωγού στο κατακόρυφο επίπεδο ώστε ο τελευταίος να προσαρμοσθεί στην αλλαγή κλίσης του εδάφους. Ο αγωγός αστοχεί λόγω θλίψης (τοπικός λυγισμός) για κρίσιμη μετακίνηση εδάφους $\delta_{cr} = 0.204\text{m}$. Την ίδια στιγμή παρουσιάζει μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_t = 0.6\%$ και έχει ενεργό μήκος $L_{eff} = 420\text{m}$.

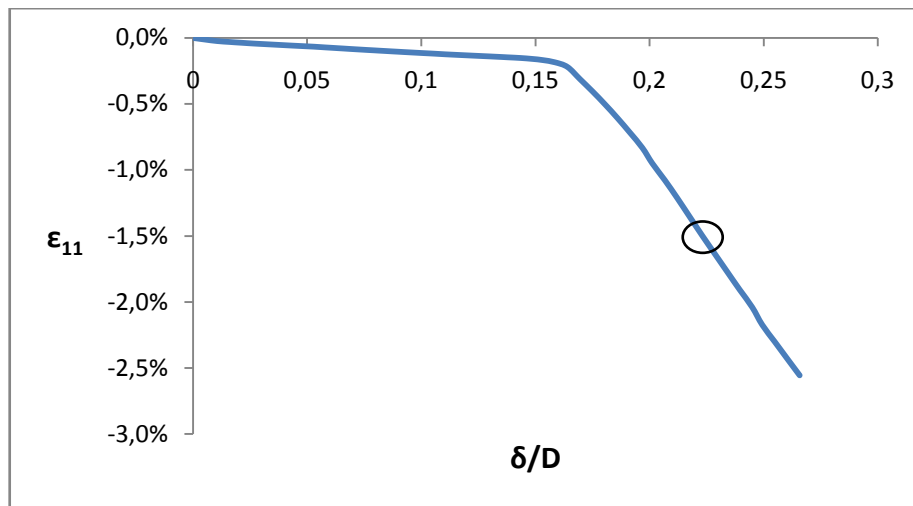
Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζει το γεγονός ότι η αστοχία δεν συμβαίνει ακριβώς μετά την κατολίσθηση, αλλά εντός της σιγμοειδούς καμπύλωσης που είναι τοποθετημένη 10m από τη ζώνη κατολίσθησης και σε επίπεδο με διαφορετική κλίση. Στο Σχήμα 8.35 φαίνεται η αστοχία του αγωγού σε πλάγια όψη. Το διάγραμμα θλιπτικών παραμορφώσεων-κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D , είναι σχεδόν ίδιο με το αντίστοιχο για απειρομήκες πρυνές σταθερής κλίσης (Σχήμα 8.36).

Στο Σχήμα 8.37 παρουσιάζεται η μεταβολή των παραμορφώσεων μετά την κατολίσθηση για τη δεξιά, αριστερή, άνω και κάτω παρειά του αγωγού. Η αστοχία του αγωγού συμβαίνει στην πρώτη καμπύλωση κατά μήκος του άξονα Y και τη δεξιά παρειά. Η άνω και κάτω παρειές χρησιμοποιούνται για να φανεί η επιρροή της καμπύλωσης σε κατακόρυφο επίπεδο λόγω της αλλαγής κλίσης του εδάφους. Πράγματι, αμέσως μετά την κατολίσθηση παρατηρείται ένα τοπικό μέγιστο και ένα ελάχιστο για την άνω και κάτω παρειά, αντίστοιχα, που οφείλονται στην αλλαγή κλίσης μετά τη ζώνη κατολίσθησης.

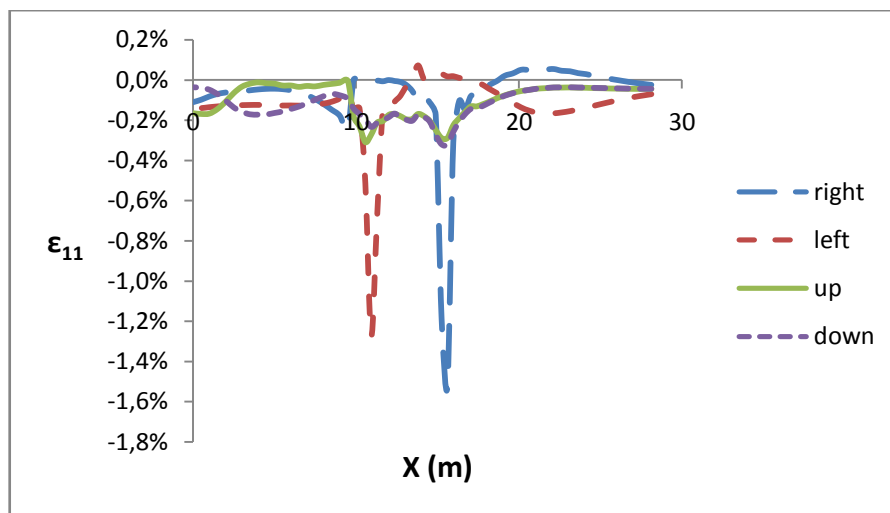
Στο Σχήμα 8.38 παρουσιάζεται η μεταβολή των παραμορφώσεων στην διατομή του αγωγού για στοιχείο που βρίσκεται στην καμπύλωση ακριβώς μετά την κατολίσθηση. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στην άνω παρειά ενώ το σημείο 10 στην κάτω. Όποιες μεταβολές παρατηρούνται κατά μήκος της περιφέρειας του αγωγού περιορίζονται στις αρνητικές τιμές. Το Σχήμα 8.39 παρουσιάζει τη μεταβολή των παραμορφώσεων στο σημείο της πρώτης καμπύλωσης, ενδιάμεσα των καμπυλώσεων και στη δεύτερη καμπύλωση. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στη δεξιά παρειά ενώ το σημείο 10 στην αριστερή. Δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πλευράς του τοιχώματος του αγωγού. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μία μικρή εφελκυστική παραμόρφωση σε ορισμένα σημεία της διατομής που είναι αναμενόμενη λόγω της καμπύλωσης. Ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αστοχεί λόγω εφελκυσμού εντός της κατολίσθησης για $\delta_{cr} = 0.340\text{m}$, με μέγιστη θλιπτική παραμόρφωση για αυτήν τη μετατόπιση $\epsilon_c = 0.32\%$.



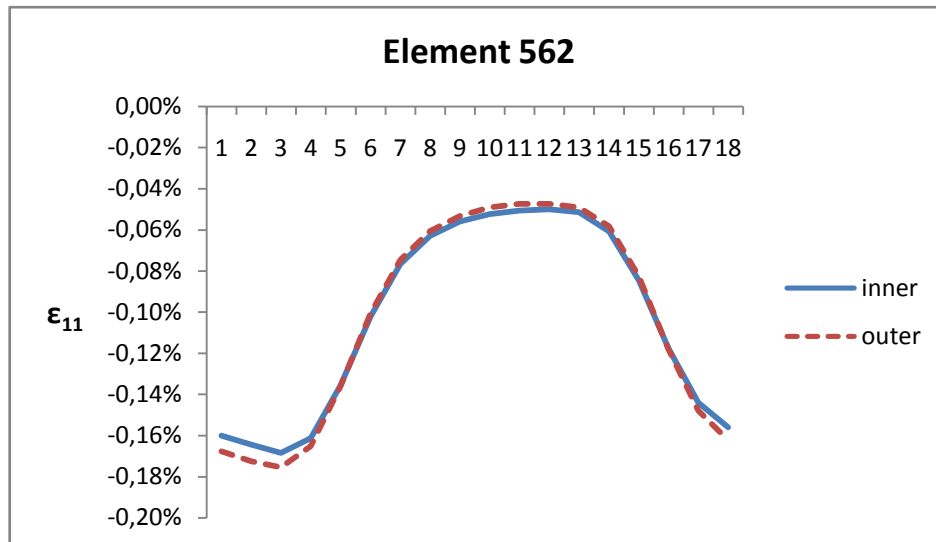
Σχήμα 8.35 Αξονικές παραμορφώσεις στα καμπύλα τμήματα κατά την αστοχία του αγωγού.



Σχήμα 8.36 Μέγιστη θλιπτική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει της κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D .



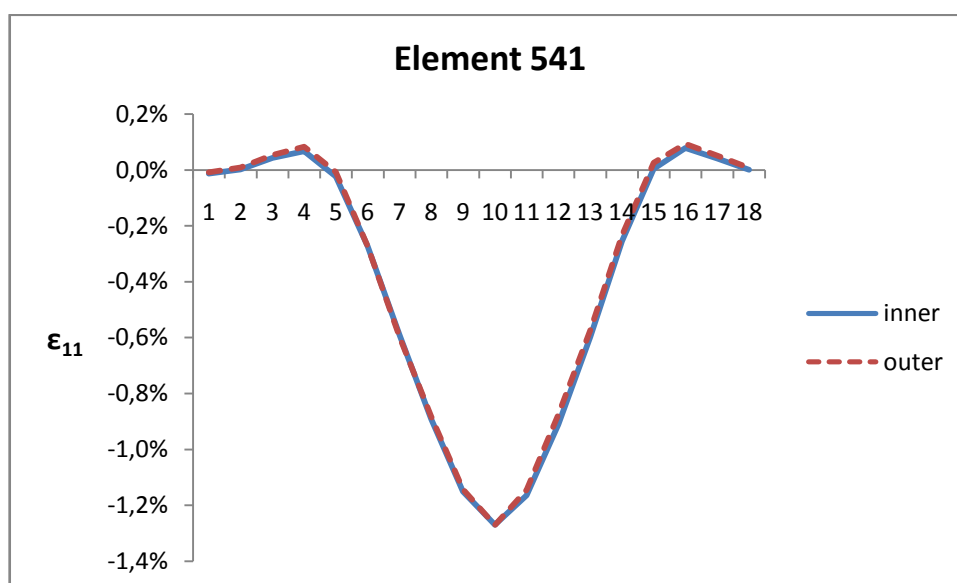
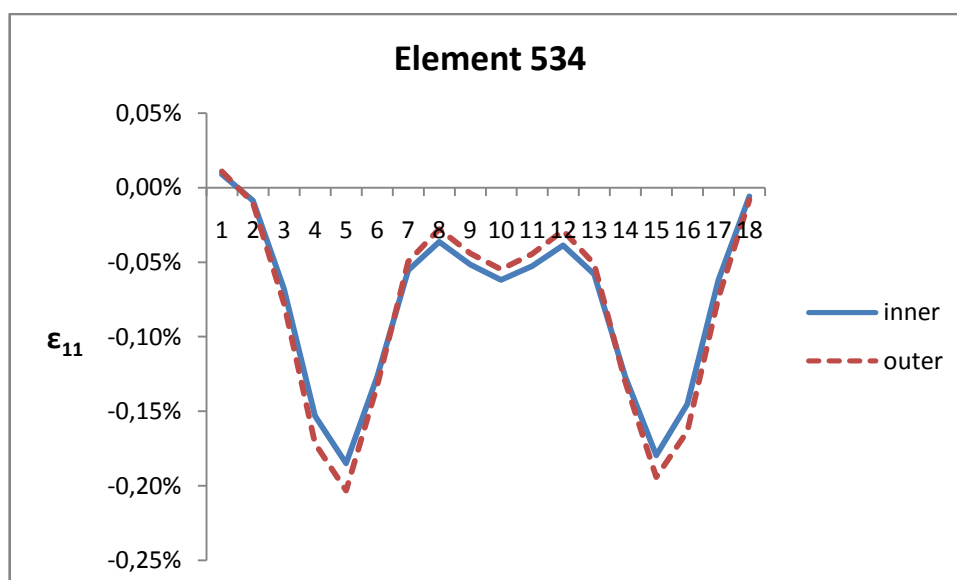
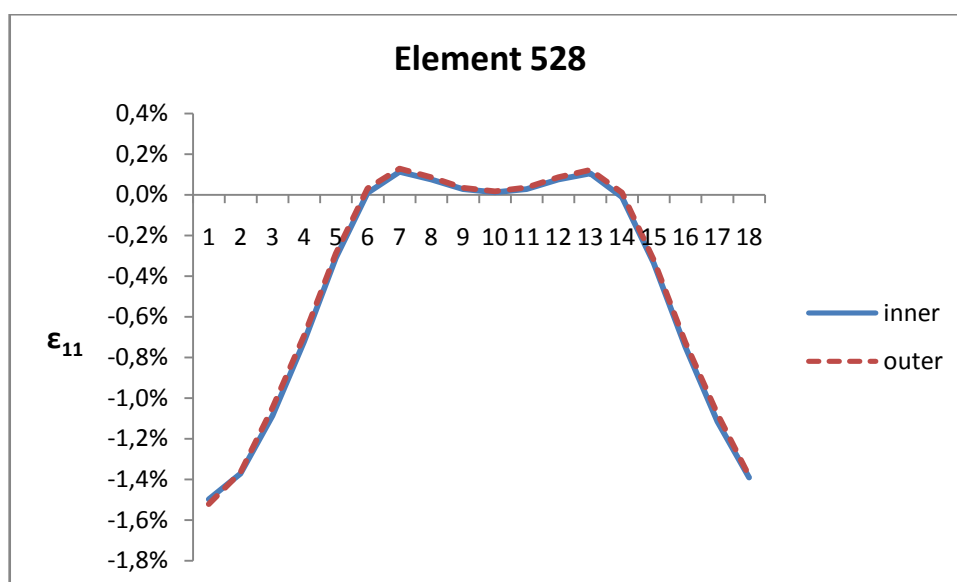
Σχήμα 8.37 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη για την δεξιά, αριστερή, άνω και κάτω παρειά.



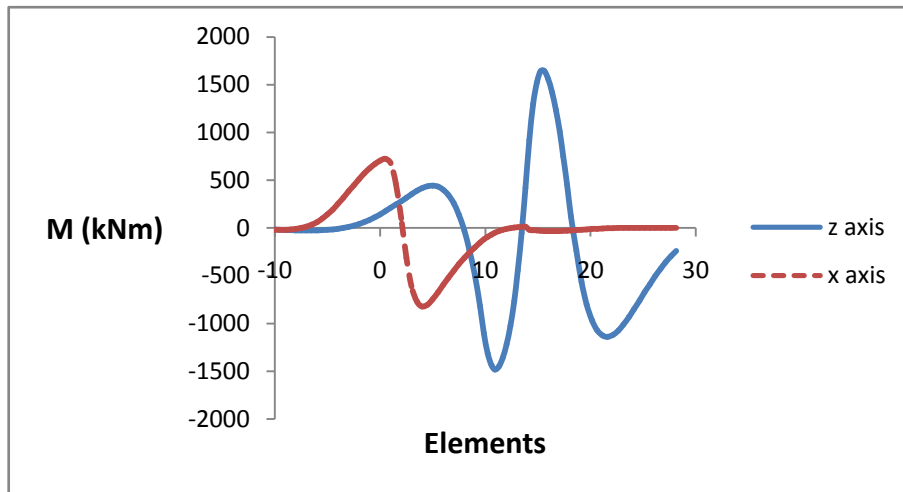
Σχήμα 8.38 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού στην καμπύλωση για την αλλαγή κλίσης του εδάφους.

Όσον αφορά τις δυνάμεις και τις ροπές που ασκούνται στον αγωγό, ενδιαφέρουν παρουσιάζουν τα αποτελέσματα για τις ροπές κατά τον τοπικό κατακόρυφο άξονα (ZZ'), αλλά και τον τοπικό πλευρικό άξονα (XX') (Σχήμα 8.40). Ο κατακόρυφος άξονας αντιστοιχεί στις ροπές λόγω της ύπαρξης της διπλής καμπύλωσης στο οριζόντιο επίπεδο, ενώ ο πλευρικός στις ροπές λόγω της καμπύλωσης εξαιτίας της αλλαγής κλίσης του εδάφους. Το σχήμα φανερώνει την ύπαρξη ροπών αντίθετης κατεύθυνσης στις δύο καμπυλώσεις και μικρές αντιδράσεις στα ευθύγραμμα τμήματα εκατέρωθεν ώστε να ισορροπεί ο αγωγός. Η αλλαγή κλίσης του εδάφους δημιουργεί μία ροπή στο σημείο $X = 0$ η οποία εξουδετερώνεται από μία ίδια ροπή αντίδρασης αμέσως μετά. Οι μικρότερες τιμές των πλευρικών ροπών σε σχέση με τις κατακόρυφες δικαιολογούν και την μη ύπαρξη εφελκυστικών παραμορφώσεων στη διατομή του Σχήματος 8.38.

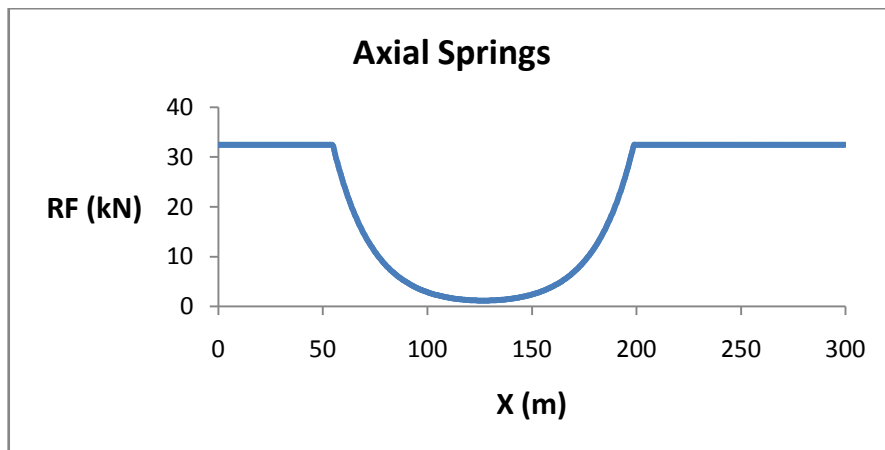
Τα αξονικά ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού στη ζώνη κατολίσθησης κατά την αστοχία έχουν τις δυνάμεις αλληλεπίδρασης που φαίνονται στο Σχήμα 8.41. Μολονότι η καμπύλωση είναι εκτός της ζώνης κατολίσθησης τα αξονικά ελατήρια κατά μήκος της είναι πλήρως πλαστικοποιημένα. Οι δυνάμεις στα πλευρικά ελατήρια κατά μήκος της καμπύλωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.42. Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης δεν φτάνουν το μέγιστο όριο $RF = 386\text{kN}$. Η αλλαγή προσήμου οφείλεται στη διπλή καμπύλωση του αγωγού και στο γεγονός ότι τα ελατήρια τοποθετήθηκαν μόνο κατά τη μία πλευρά του. Τα κατακόρυφα ελατήρια παρουσιάζουν μέγιστα με φορά προς την πλευρά του εδάφους οπότε δεν είναι ιδιαίτερα επιβαρυντικά για τον αγωγό (Σχήμα 8.43).



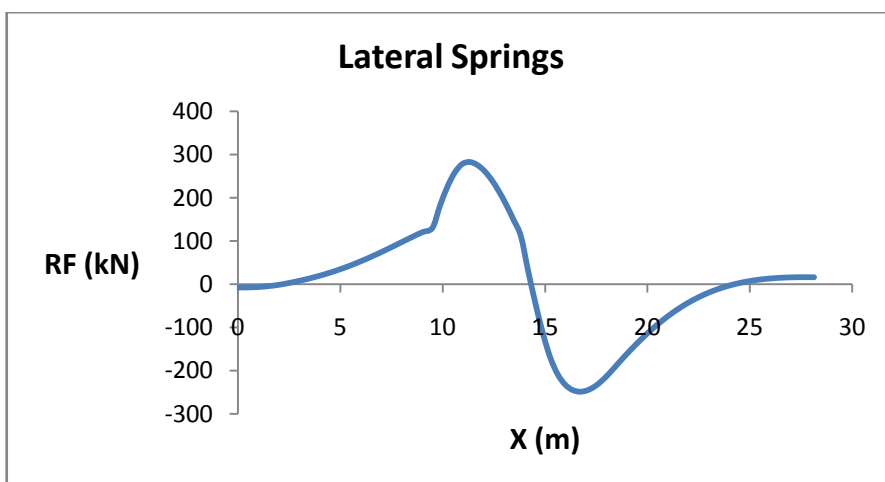
Σχήμα 8.39 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού για διάφορες θέσεις.



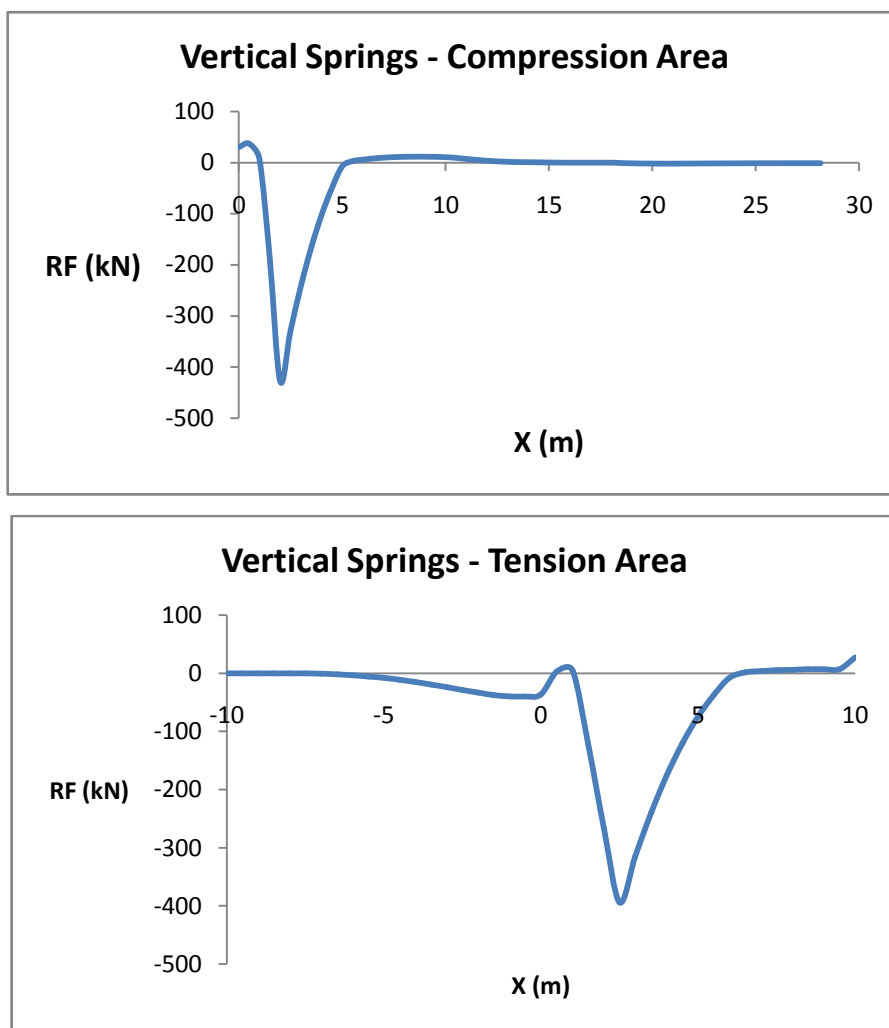
Σχήμα 8.40 Διαγράμματα ροπών κατά τους τοπικούς άξονες κατακόρυφα (ZZ') και πλευρικά (XX') του άξονα του αγωγού.



Σχήμα 8.41 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF , κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης.



Σχήμα 8.42 Μεταβολή της πλευρικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF , στο καμπύλο τμήμα.

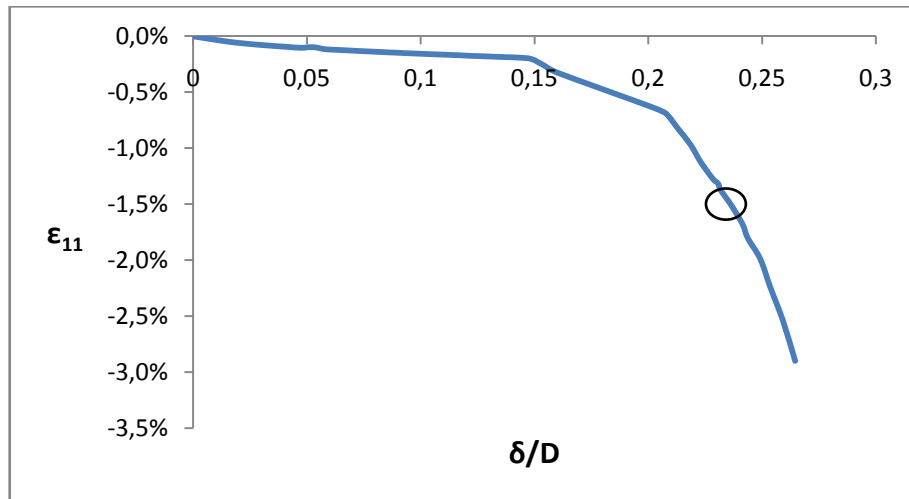


Σχήμα 8.43 Μεταβολή της κατακόρυφης δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στη θλιβόμενη και στην εφελκυστική ζώνη.

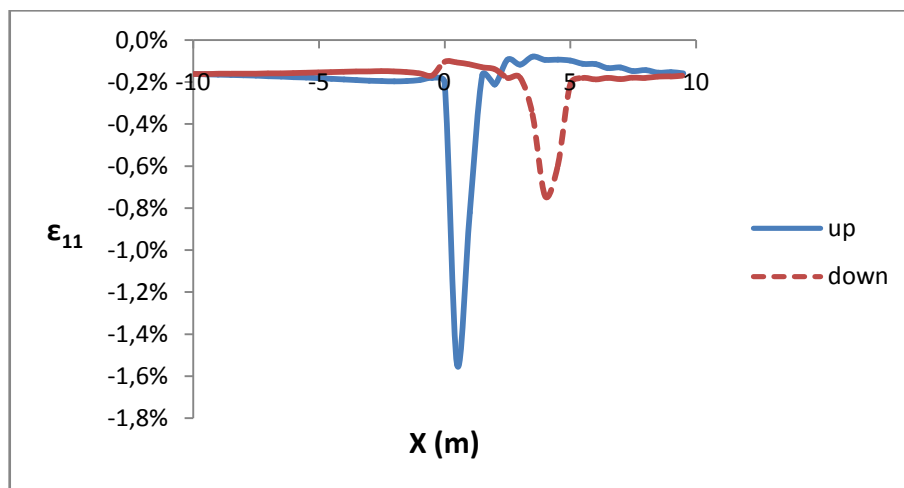
8.7 Καμπύλωση Πριν την Κατολίσθηση σε Πρανές 300 m

Στην ενότητα αυτή εξετάζεται αγωγός πίεσης 2MPa με την καμπύλωση πριν τη ζώνη κατολίσθησης και σε διαφορετικό επίπεδο με τον υπόλοιπο αγωγό. Ο αγωγός πίεσης 2 MPa αστοχεί λόγω θλίψης (τοπικός λυγισμός) για κρίσιμη μετακίνηση εδάφους $\delta_{cr} = 0.215\text{m}$ στην καμπύλωση ακριβώς μετά τη ζώνη κατολίσθησης. Την ίδια στιγμή παρουσιάζει μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση $\epsilon_t = 1.45\%$ εντός της διπλής καμπύλωσης, δηλαδή σε απόσταση 10m από την κατολίσθηση, και έχει ενεργό μήκος $L_{eff} = 382\text{m}$. Η αστοχία του αγωγού είναι ακριβώς ίδια με την αστοχία του ευθύγραμμου με μοναδική διαφορά την μεγάλη εφελκυστική παραμόρφωση που οφείλεται στην παρουσία της καμπύλωσης. Το διάγραμμα θλιπτικών παραμορφώσεων – κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D , είναι πανομοιότυπο με το αντίστοιχο για ευθύγραμμο αγωγό (Σχήμα 8.44).

Οι παραμορφώσεις στη θλιβόμενη ζώνη παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.45 για την άνω και κάτω παρειά του αγωγού, λόγω της ύπαρξης καμπύλωσης στο κατακόρυφο επίπεδο. Η αστοχία συμβαίνει στην άνω παρειά με την κάτω παρειά να παρουσιάζει τοπικό ελάχιστο στο σημείο αστοχίας και μέγιστο σε απόσταση περίπου 4m από την αστοχία.



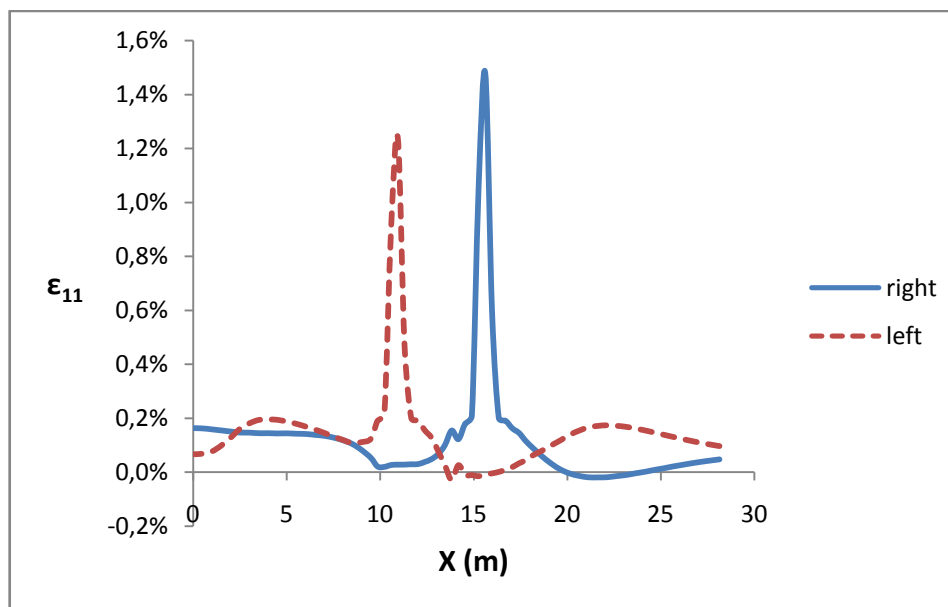
Σχήμα 8.44 Μέγιστη θλιπτική αξονική παραμόρφωση του αγωγού συναρτήσει της κανονικοποιημένης εδαφικής μετακίνησης, δ/D .



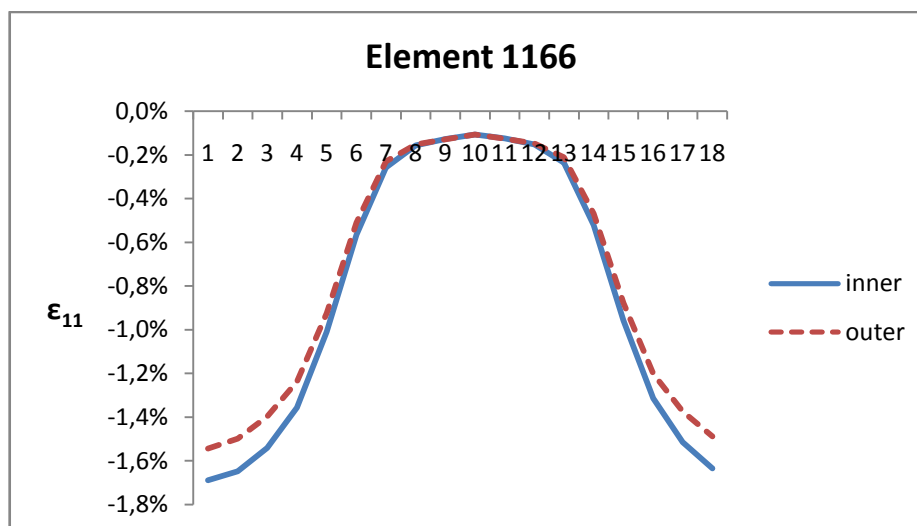
Σχήμα 8.45 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη θλιβόμενη ζώνη για την άνω και κάτω παρειά.

Στο Σχήμα 8.46 παρουσιάζεται η κατανομή των παραμορφώσεων στην καμπύλωση για την αριστερή και τη δεξιά παρειά του αγωγού. Η διαφοροποίηση γίνεται φανερό με τη αριστερή και τη δεξιά παρειά να εμφανίζουν μέγιστα σε διαφορετικά σημεία την ίδια στιγμή που η απέναντι παρειά παρουσιάζει ελάχιστα, ή ακόμα και μικρές θλιπτικές

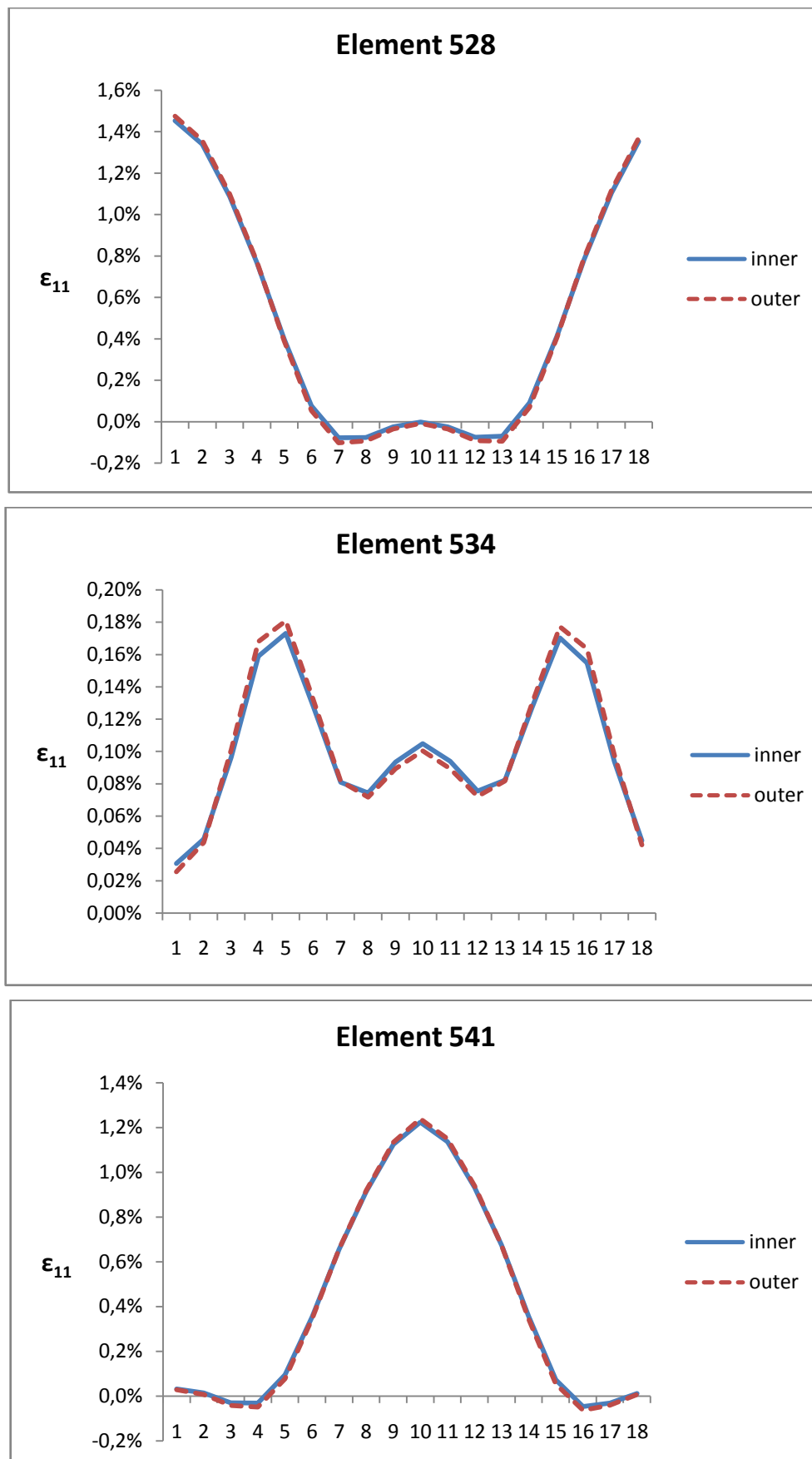
παραμορφώσεις. Στο Σχήμα 8.47 παρουσιάζεται η μεταβολή των παραμορφώσεων στην διατομή του αγωγού για στοιχείο που βρίσκεται στην καμπύλωση ακριβώς μετά την κατολίσθηση. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στην άνω παρειά ενώ το σημείο 10 στην κάτω. Όποιες μεταβολές παρατηρούνται κατά μήκος της περιφέρειας του αγωγού περιορίζονται και πάλι στις αρνητικές τιμές.



Σχήμα 8.46 Διάγραμμα αξονικών παραμορφώσεων κατά μήκος του αγωγού στη εφελκυσμένη ζώνη για τη δεξιά και αριστερή παρειά.

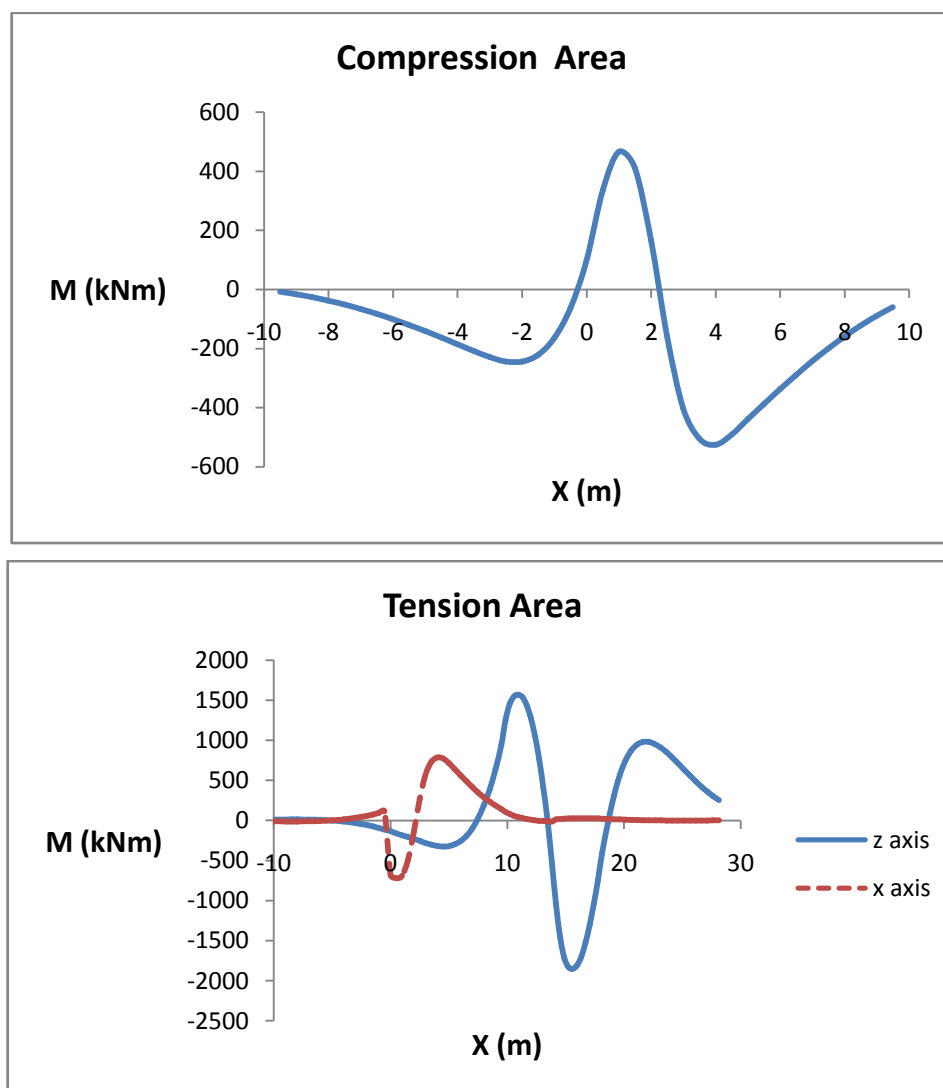


Σχήμα 8.47 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού στην καμπύλωση για την αλλαγή κλίσης του εδάφους.



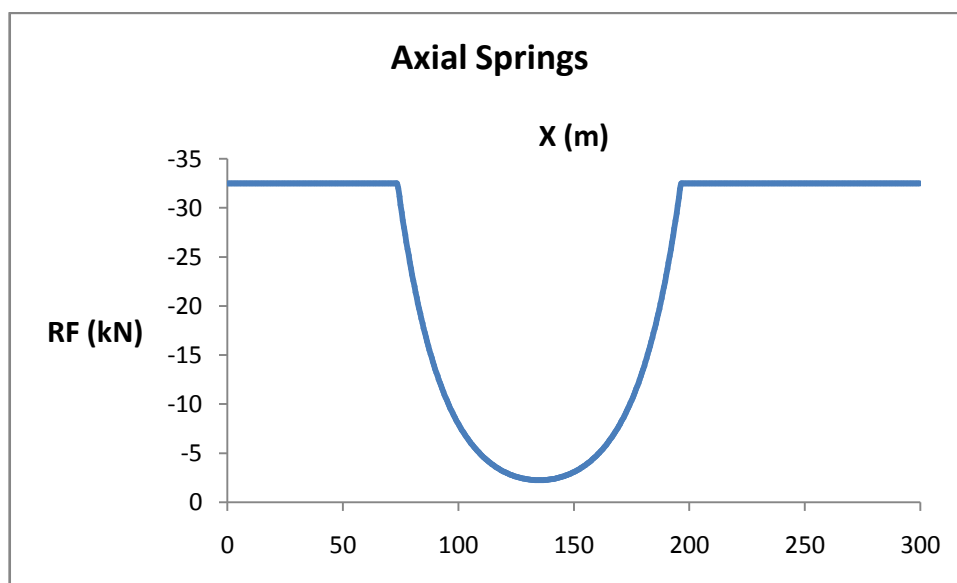
Σχήμα 8.48 Αξονικές παραμορφώσεις στη διατομή του αγωγού για διάφορες θέσεις.

Το Σχήμα 8.48 παρουσιάζει τη μεταβολή των παραμορφώσεων στο σημείο της πρώτης καμπύλωσης, ενδιάμεσα των καμπυλώσεων και στη δεύτερη καμπύλωση. Το σημείο 1 αντιστοιχεί στη δεξιά παρειά, ενώ το σημείο 10 στην αριστερή. Δεν παρατηρούνται μεγάλες διαφορές μεταξύ της εξωτερικής και της εσωτερικής πλευράς του τοιχώματος του αγωγού. Σε όλες τις περιπτώσεις παρατηρείται μία μικρή θλιπτική παραμόρφωση σε ορισμένα σημεία της διατομής που είναι αναμενόμενη λόγω της καμπύλωσης. Ο αγωγός χωρίς εσωτερική πίεση αστοχεί λόγω θλίψης μετά την κατολίσθηση και εντός της καμπύλωσης για $\delta_{cr} = 0.277\text{m}$, με μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση για την ίδια μετατόπιση $\epsilon_t = 1\%$ εντός της καμπύλωσης.

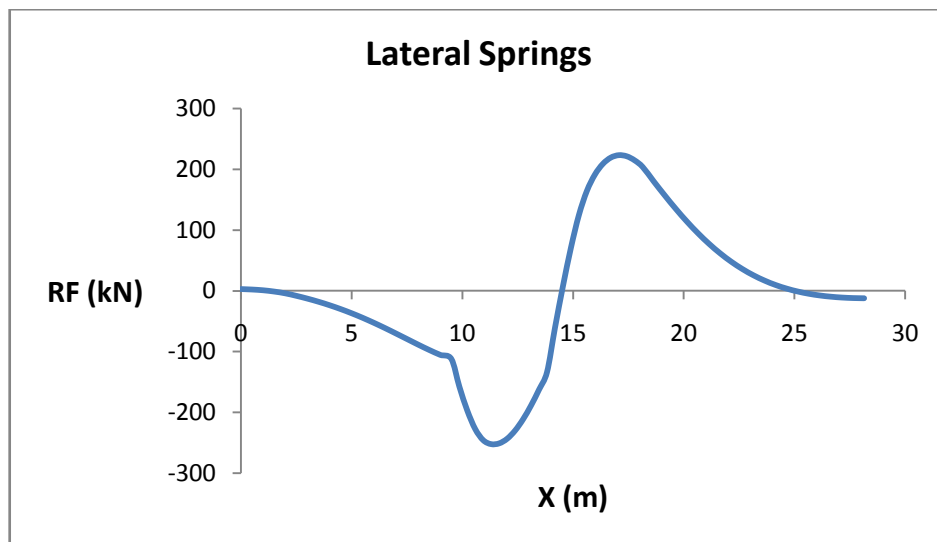


Σχήμα 8.49 Διάγραμμα ροπών κατά τους τοπικούς άξονες κατακόρυφα (ZZ') και πλευρικά (XX') του άξονα του αγωγού για την εφελκυσόμενη και τη θλιβόμενη περιοχή.

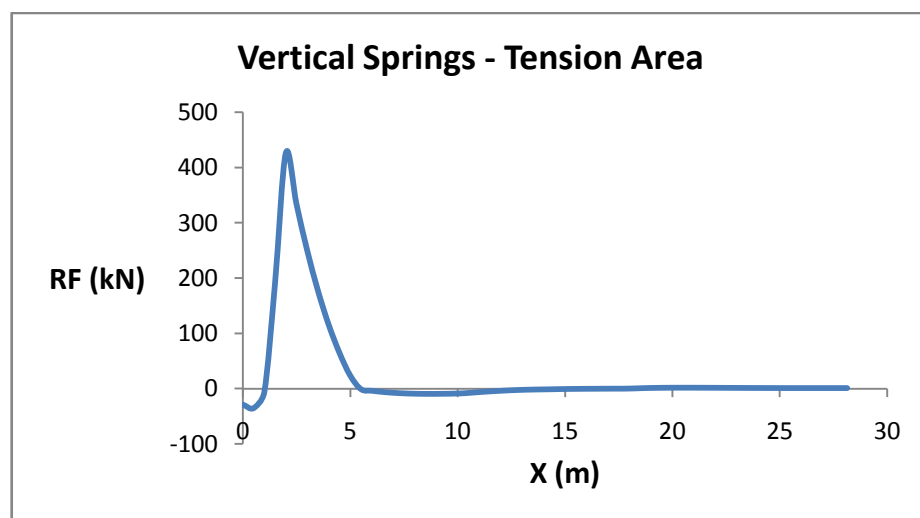
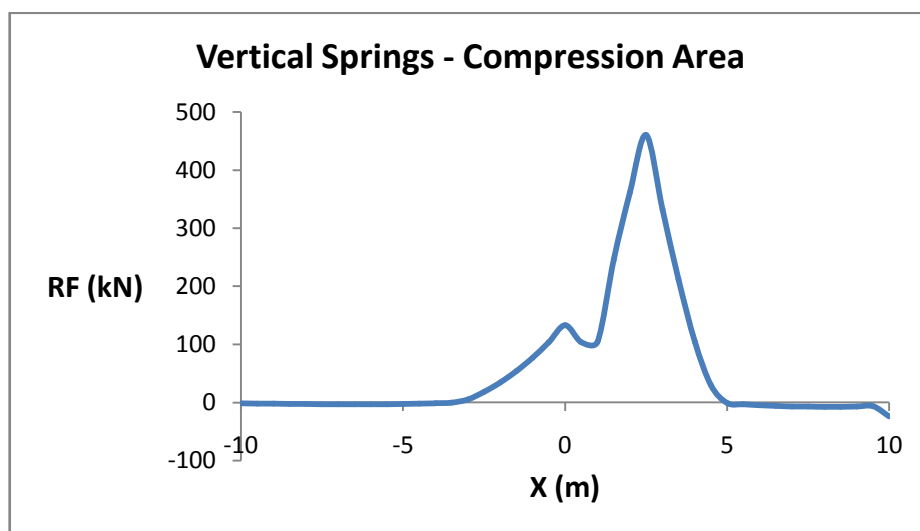
Όσον αφορά τις δυνάμεις και τις ροπές που ασκούνται στον αγωγό, ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα αποτελέσματα για τις ροπές κατά τον τοπικό κατακόρυφο άξονα (ZZ'), αλλά και τον τοπικό πλευρικό άξονα (XX'). Ο κατακόρυφος άξονας αντιστοιχεί στις ροπές λόγω της ύπαρξης της διπλής καμπύλωσης στο οριζόντιο επίπεδο, ενώ ο πλευρικός στις ροπές λόγω της καμπύλωσης εξαιτίας της αλλαγής κλίσης του εδάφους. Το Σχήμα 8.49 φανερώνει την ύπαρξη ροπών αντίθετης κατεύθυνσης στις δύο καμπυλώσεις που βρίσκονται στην εφελκυσόμενη περιοχή και μικρές αντιδράσεις στα ευθύγραμμα τμήματα εκτατέρωθεν ώστε να ισοροπεί ο αγωγός, όπως ακριβώς συνέβη και σε όλες τις προηγούμενες αναλύσεις. Η αλλαγή κλίσης του εδάφους τόσο στην θλιβόμενη όσο και στην εφελκυσόμενη περιοχή δημιουργεί μία ροπή στο σημείο $X = 0$ η οποία εξουδετερώνεται από μία ίδια ροπή αντίδρασης αμέσως μετά. Οι μικρότερες τιμές των πλευρικών ροπών σε σχέση με τις κατακόρυφες δικαιολογούν και τη μη ύπαρξη εφελκυστικών παραμορφώσεων στη διατομή του Σχήματος 8.47.



Σχήμα 8.50 Μεταβολή της αξονικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, κατά μήκος της ζώνης κατολίσθησης.



Σχήμα 8.51 Μεταβολή της πλευρικής δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στο καμπύλο τμήμα.



Σχήμα 8.52 Μεταβολή της κατακόρυφης δύναμης αντίδρασης των ελατηρίων, RF, στη θλιβόμενη και στην εφελκυσόμενη ζώνη.

Τα αξονικά ελατήρια αλληλεπίδρασης εδάφους-αγωγού στη ζώνη κατολίσθησης κατά την αστοχία εμφανίζουν τις δυνάμεις αλληλεπίδρασης που φαίνονται στο Σχήμα 8.50. Μολονότι η καμπύλωση είναι εκτός της ζώνης κατολίσθησης τα αξονικά ελατήρια κατά μήκος της είναι πλήρως πλαστικοποιημένα. Οι δυνάμεις στα πλευρικά ελατήρια κατά μήκος της καμπύλωσης παρουσιάζονται στο Σχήμα 8.51. Οι δυνάμεις αλληλεπίδρασης δεν φτάνουν το μέγιστο όριο $R_F = 386\text{kN}$. Η αλλαγή προσήμου οφείλεται στη διπλή καμπύλωση του αγωγού και το γεγονός ότι τα ελατήρια τοποθετήθηκαν μόνο κατά τη μία πλευρά του. Τα κατακόρυφα ελατήρια παρουσιάζουν μέγιστα που ξεπερνούν τα 400kN σε ένα σημείο πριν και μετά την κατολίσθηση. Το μέγιστο αυτό οφείλεται στην ελαφρά καμπύλωση για την προσαρμογή του αγωγού στην αλλαγή κλίσης του εδάφους. Το θετικό πρόσημο οφείλεται στο γεγονός ότι στην παρούσα ανάλυση η φορά προς τη μεριά του εδάφους έχει οριστεί προς τα θετικά του κατακόρυφου άξονα, οπότε οι μεγάλες τιμές (Σχήμα 8.52) δεν είναι ιδιαίτερα επιβαρυντικές για τον αγωγό.

ΚΕΦΑΛΑΙΟ 9

Συμπεράσματα και Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

9.1 Γενικά Συμπεράσματα

Η ενέργεια αποτελεί θεμέλιο για τον σύγχρονο ανθρώπινο πολιτισμό καθώς μέσω αυτής εξασφαλίζονται ζωτικής σημασίας λειτουργίες της κοινωνίας όπως οι μεταφορές, η θέρμανση, η λειτουργία της βιομηχανίας, κ.α. Το φυσικό αέριο είναι μία μορφή ενέργειας η οποία βρίσκεται σε διαρκώς αυξανόμενη ζήτηση τις τελευταίες δεκαετίες με όλες τις προβλέψεις να κάνουν λόγο για συνέχιση αυτής της ανοδικής πορείας το επόμενο χρονικό διάστημα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα να εμφανίζονται συνεχώς συγκρούσεις μεταξύ κρατών και εταιρειών σχετικά τόσο με τον έλεγχο των κοιτασμάτων όσο και με τις περιοχές διέλευσης μέσω αγωγών. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί η ΕΕ η οποία προμηθεύεται φυσικό αέριο μέσω αγωγών κυρίως από τη Ρωσία. Η μεγάλη αυτή εξάρτηση οδηγεί σε συγκρούσεις μεγάλης κλίμακας, όπως για παράδειγμα στην Ουκρανία.

Η Ελλάδα αποτελεί το νότιο σύνορο της ΕΕ και είναι πολύ κρίσιμο να καταστεί κόμβος διέλευσης αγωγών φυσικού αερίου τόσο από τη Ρωσία όσο και από τρίτες χώρες (Αζερμπαϊτζάν, Ισραήλ, Ιράκ, κ.α.). Οι συγκρούσεις όλων αυτών των συμφερόντων καθιστούν, μέχρι σήμερα, δύσκολη την κατασκευή αγωγού που να συνδέει την Ελλάδα με τις υπόλοιπες χώρες της ΕΕ με διαρκείς αλλαγές στους σχεδιασμούς και αναβολές στην υλοποίηση τους, ανάλογα και με τις τρέχουσες εσωτερικές και διεθνείς συγκυρίες. Χαρακτηριστικό παράδειγμα αποτελεί ο σχεδιασμός του αγωγού South Stream ο οποίος αναμενόταν να προμηθεύει με φυσικό αέριο την ΕΕ από τη Ρωσία μέσω Βουλγαρίας και Ελλάδας παρακάμπτοντας την Τουρκία. Οι αλλαγές των πολιτικών συσχετισμών και των

διακρατικών σχέσεων έχουν πρόσφατα οδηγήσει στην εναλλακτική πρόταση του Turkish Stream ο οποίος θα μπορούσε να εφοδιάζει την ΕΕ μέσω Τουρκίας και Ελλάδας, όμως και αυτός είναι επίσης δύσκολο να υλοποιηθεί με τα σημερινά δεδομένα. Όμως, κανένα σενάριο δεν αποκλείεται στην τόσο ρευστή κατάσταση.

Η Ανατολική Μεσόγειος είναι μία περιοχή όπου σχεδιάζονται αρκετοί αγωγοί φυσικού αερίου στην οποία όμως υπάρχει και έντονη σεισμική δραστηριότητα. Ο σεισμικός κίνδυνος για έναν αγωγό εκφράζεται μέσω της ισχυρής εδαφικής κίνησης και των μόνιμων εδαφικών μετακινήσεων (PGD), οι οποίες επιβάλλονται μέσω της μετακίνησης των σεισμοτεκτονικών ρηγμάτων, της εδαφικής ρευστοποίησης και των κατολισθήσεων. Από αυτούς τους κινδύνους, οι μόνοι που μπορούν να καταπονήσουν έναν υπόγειο αγωγό αποκλειστικά παράλληλα στον άξονα του είναι η κατολίσθηση και η πλευρική εξάπλωση (λόγω ρευστοποίησης), καθώς δημιουργούν μόνο οριζόντιες εδαφικές μετακινήσεις. Ειδικότερα, όσον αφορά στις κατολισθήσεις, η πλέον χαρακτηριστική περίπτωση είναι η Κατηγορία III κατά Meyersohn, (1991) (Σχήμα 3.9), η οποία δημιουργεί κυρίως οριζόντιες εδαφικές μετατοπίσεις που μπορούν να καταπονήσουν αξονικά έναν υπόγειο αγωγό δίνοντας παράλληλα υπολογίσιμες εδαφικές μετακινήσεις.

Η παρούσα διπλωματική εργασία επικεντρώθηκε στη μελέτη υπόγειων αγωγών που καταπονούνται από αξονικές εδαφικές μετακινήσεις λόγω (σεισμικής ή μη) κατολίσθησης. Τα μέτρα μείωσης της τρωτότητας για αυτές τις περιπτώσεις μπορούν να περιλαμβάνουν, πέρα από την αποφυγή της επικίνδυνης περιοχής, την τοποθέτηση του αγωγού σε φρεάτια ή την τοποθέτηση του κάτω από τη κατολίσθηση, την ενίσχυση του εδάφους ή τη χρήση γεωαφρών EPS για τη μείωση του φορτίου του εδάφους επίχωσης, τη χρήση επικαλύψεων που μειώνουν την αλληλεπίδραση με το έδαφος και, τέλος, τη χρήση εύκαμπτων αρθρώσεων ή/και αγκυρώσεων. Όλα τα παραπάνω μέτρα αυξάνουν σημαντικά το κόστος κατασκευής, καθώς χρησιμοποιούν ακριβά υλικά και μηχανισμούς και απαιτούν εξειδικευμένη τεχνική εφαρμογή. Γι' αυτόν τον λόγο, κρίθηκε αναγκαία η μελέτη μίας πιο απλής και οικονομικής λύσης. Η προτεινόμενη μεθοδολογία σχεδιασμού υλοποιείται με τη δημιουργία διπλής καμπύλωσης του αγωγού σε συγκεκριμένη θέση του στη ζώνη κατολίσθησης.

9.2 Συμπεράσματα από την Αριθμητική Διερεύνηση

Το δεύτερο μέρος της παρούσας διπλωματικής εργασίας περιλαμβάνει τη μελέτη της συμπεριφοράς αγωγών φυσικού αερίου οι οποίοι καταπονούνται από την αλληλεπίδραση τους με το έδαφος εξαιτίας κατολίσθησής τους παράλληλα στον άξονα τους. Η προσομοίωση των αγωγών και της αλληλεπίδρασης τους με το έδαφος γίνεται με τη μέθοδο πεπερασμένων στοιχείων (FEM) μέσω του λογισμικού Abaqus 6.12, όπως αναλυτικά αναφέρεται στο Κεφάλαιο 6. Η υπολογιστική διερεύνηση χωρίζεται σε δύο μέρη. Το πρώτο μέρος παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 7 και αφορά στην παραμετρική διερεύνηση ευθύγραμμου αγωγού για κατολίσθηση παράλληλα στον άξονα του. Το μήκος της ζώνης κατολίσθησης και οι ιδιότητες του εδάφους παραμένουν σταθερά, ενώ οι παράμετροι που εξετάζονται είναι η κλίση του εδάφους, ο λόγος διαμέτρου προς το πάχος της διατομής του αγωγού (D/t), το υλικό του αγωγού και η εσωτερική του πίεση. Όλα τα παραπάνω εξετάζονται για τις περιπτώσεις αγωγού σε πρανές απείρου μήκους και σε πρανές μήκους ίσο με το μήκος της ζώνης κατολίσθησης. Το δεύτερο μέρος της αριθμητικής διερεύνησης παρουσιάζεται στο Κεφάλαιο 8 και αφορά στη μελέτη της συμπεριφοράς αγωγού μετά από τη δημιουργία έντονης διπλής καμπύλωσης σε διάφορες θέσεις κατά μήκος του αγωγού σε σχέση με τη ζώνη κατολίσθησης. Η σιγμοειδής καμπύλωση δημιουργείται σκόπιμα και έχει σαν σκοπό τη βελτίωση της συμπεριφοράς του αγωγού κατά την κατολίσθηση.

Όσον αφορά το πρανές τοποθέτησης του ευθύγραμμου αγωγού, εξετάζονται οι δύο ακραίες περιπτώσεις κατά τις οποίες ο αγωγός βρίσκεται σε κεκλιμένο πρανές απείρου μήκους, δηλαδή η περίπτωση κατά την οποία το μήκος του πρανούς είναι κατά πολύ μεγαλύτερο του μήκους της ζώνης κατολίσθησης, και σε κεκλιμένο επίπεδο μήκους ίσου με το εύρος της ζώνης κατολίσθησης. Από τα αποτελέσματα των παραπάνω αναλύσεων προκύπτει ότι στο πρανές απείρου μήκους ο αγωγός αστοχεί πάντα λόγω θλίψης (δηλαδή, τοπικού λυγισμού) ακριβώς μετά τη ζώνη της κατολίσθησης (Σχήμα 6.28). Αντίθετα, στη δεύτερη περίπτωση η αστοχία του αγωγού οφείλεται και πάλι σε θλίψη αλλά λαμβάνει χώρα στη θέση αλλαγής κλίσης του εδάφους, όπου υπάρχει ελαφρά καμπύλωση του αγωγού (Σχήμα 6.29). Τα αποτελέσματα είναι αναμενόμενα, καθώς η θλιπτική αντοχή ενός μεταλλικού αγωγού είναι πολύ μικρότερη της αντίστοιχης εφελκυστικής (Ενότητα 4.3), οπότε στην περίπτωση της αξονικής καταπόνησης κατά μήκος του αγωγού είναι αναμενόμενο η αστοχία να εμφανιστεί πρώτα στο θλιβόμενο τμήμα του (Σχήματα 7.4 και

7.5). Επίσης, η ελαφρά καμπύλωση του αγωγού στο σημείο αλλαγής κλίσης του εδάφους λειτουργεί σαν σημείο συσσώρευσης τάσεων και παραμορφώσεων λόγω των πολύ μεγαλύτερων δυνάμεων αλληλεπίδρασης του εδάφους κατά το κατακόρυφο επίπεδο. Αυτό εξηγεί και τη μετακίνηση της θέσης αστοχίας εντός της περιοχής αυτής για τη δεύτερη περίπτωση του πρανούς πεπερασμένου μήκους.

Στο 7^ο Κεφάλαιο εξετάστηκαν διάφορες κλίσεις πρανούς τοποθέτησης του αγωγού, και πιο συγκεκριμένα για κλίση 15°, 20° και 25°. Η μελέτη της επιρροής της κλίσης του πρανούς για τον αγωγό που βρίσκεται στο πρανές μήκους ίσου με τη ζώνη κατολίσθησης είχε τα αναμενόμενα αποτελέσματα. Η αύξηση της κλίσης οδήγησε σε ταχύτερη αστοχία του αγωγού λόγω του μεγαλύτερου βάρους που επιβαρύνει τον αγωγό στα σημεία αλλαγής κλίσης του εδάφους (Σχήμα 7.32). Η αλλαγή κλίσης του εδάφους μεταφέρει το βάρος του αγωγού στη θέση αλλαγής κλίσης οδηγώντας σε ταχύτερη αστοχία και μεγάλες δυνάμεις αλληλεπίδρασης με τα κατακόρυφα ελατήρια όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.31. Αντίθετα, η αλλαγή κλίσης του πρανούς απείρου μήκους δεν επηρεάζει την αστοχία καθώς το βάρος κατανέμεται ομοιόμορφα στα αξονικά ελατήρια καθόλο το μήκος του αγωγού (Σχήμα 7.14). Επομένως, γενικό συμπέρασμα για την επιρροή της κλίσης του πρανούς είναι ότι η περιορίζεται μόνο για τις περιπτώσεις όπου η ζώνη κατολίσθησης και το πρανές είναι συγκρίσιμου μήκους.

Η επιλογή της διατομής του αγωγού είναι επίσης ευθέως ανάλογη του κόστους της κατασκευής. Όσο μεγαλύτερη είναι η διάμετρος και το πάχος του αγωγού τόσο αυξάνεται και το κόστος κατασκευής εξαιτίας της χρήσης περισσότερου χάλυβα. Στο Κεφάλαιο 7 διερευνήθηκε η συμπεριφορά του αγωγού για μία σταθερή διάμετρο και τέσσερα διαφορετικά πάχη τοιχώματος. Το αποτέλεσμα των αναλύσεων ήταν ότι η χρήση μεγαλύτερου πάχους -δηλαδή μικρότερου λόγου D/t - δύναται να είναι εξαιρετικά ευεργετική για τον αγωγό καθώς οδηγεί ακόμα και στην αποφυγή της αστοχίας. Από τις τιμές του λόγου D/t (72, 96, 120 και 144) που χρησιμοποιήθηκαν: για την πρώτη ο αγωγός δεν αστοχεί και για τα δύο είδη πρανών, ενώ για τη δεύτερη δεν αστοχεί για το πρανές απείρου μήκους. Επομένως, ένας από τους πρώτους παράγοντες που πρέπει να εξετάζονται για την αποφυγή της αστοχίας αγωγού λόγω αξονικών καταπονήσεων είναι η χρήση διαφορετικής γεωμετρίας της διατομής.

Η επιλογή της ποιότητας του υλικού του αγωγού επηρεάζει ανάλογα και το κόστος κατασκευής. Για τον λόγο αυτόν, το Κεφάλαιο 7 εξετάστηκε η συμπεριφορά του αγωγού για

χάλυβα X65 και X70, με τον δεύτερο να αποτελεί υλικό υψηλότερης αντοχής από τον πρώτο. Όσον αφορά τον αγωγό σε πρानές απείρου μήκους, η χρήση υλικού καλύτερης ποιότητας (χάλυβα X70) είναι ικανή να αποτρέψει την αστοχία. Εντούτοις, για τη δυσμενέστερη περίπτωση του πρανούς πεπερασμένου μήκους η αστοχία δεν αποφεύγεται μεν, αλλά συμβαίνει για μεγαλύτερες εδαφικές μετακινήσεις. Επομένως, ένας από τους πρώτους παράγοντες που πρέπει να εξετάζονται για την αποφυγή της αστοχίας της αστοχίας αγωγού λόγω αξονικών καταπονήσεων είναι η χρήση υλικού υψηλότερης αντοχής.

Όσον αφορά στην εσωτερική πίεση, η επιρροή της όπως αναμενόταν είναι αρκετά μεγάλη και για τις δύο περιπτώσεις πρανούς. Η αύξηση της εσωτερικής πίεσης οδηγεί σε γρηγορότερη αστοχία όπως αποδεικνύεται από τα Σχήματα 7.22 και 7.40. Οι τιμές εσωτερικής πίεσης επιλέχθηκαν σαν ποσοστό επί της μέγιστης εσωτερικής πίεσης, που δύναται να αναλάβει ένας αγωγός συγκεκριμένης διαμέτρου, πάχους τοιχώματος και υλικού (Εξίσωση (6.1)). Λαμβάνοντας υπόψη το παραπάνω εύρημα μπορούν να εφαρμοστούν δύο μέθοδοι βελτίωσης της συμπεριφοράς του αγωγού, είτε μέσω μείωσης της πίεσης σχεδιασμού, είτε χρησιμοποιώντας αγωγό με άλλα χαρακτηριστικά, έτσι ώστε η αύξηση της μέγιστης δυνατής εσωτερικής πίεσης να οδηγήσει σε μείωση του ποσοστού και συνεπώς καλύτερη συμπεριφορά. Για παράδειγμα, εάν ο σχεδιασμός του αγωγού με μικρότερη εσωτερική πίεση έχει ως αποτέλεσμα τη μείωση της παροχής σε μη ικανοποιητικά επίπεδα βάση των αναγκών σε κατανάλωση, τότε επιβάλλεται η χρήση υλικού καλύτερης ποιότητας, μείωση της διαμέτρου ή αύξηση του πάχους του αγωγού ώστε με βάση την Εξίσωση (6.1) να αυξηθεί η μέγιστη δυνατή εσωτερική πίεση που δύναται να αντέξει ο αγωγός.

Η δημιουργία έντονης διπλής καμπύλωσης στο επίπεδο του πρανούς έδωσε αρκετά ενδιαφέροντα αποτελέσματα. Αρχικά, για τον αγωγό με την καμπύλωση στο μέσον της ζώνης κατολίσθησης προκύπτει ότι δεν υπάρχει καμία απολύτως διαφοροποίηση σε σχέση με το αντίστοιχο μοντέλο ευθύγραμμου αγωγού. Αυτό είναι αναμενόμενο καθώς το μεγάλο μήκος κατολίσθησης δημιουργεί δύο ζώνες (θλιβόμενη και εφελκυσμένη) με αρκετά μεγάλη απόσταση μεταξύ τους. Κατά συνέπεια, το μέσον της ζώνης κατολίσθησης παραμένει ουσιαστικά ανενεργό. Η ενεργοποίηση του θα γινόταν μόνο με τη χρήση συνεκτικού εδάφους που θα έδινε μία πολύ μεγαλύτερη αξονική δύναμη αλληλεπίδρασης εδάφους – αγωγού με αποτέλεσμα οι δύο ζώνες να επικαλύπτονται στο μέσον της

κατολίσθησης. Η προσομοίωση της συμπεριφοράς αγωγού σε τέτοιο έδαφος δεν έγινε καθώς αν υπάρχουν τέτοια εδάφη στην περιοχή διέλευσης του αγωγού, τότε αυτά αντικαθίστανται με άλλα υλικά.

Η τοποθέτηση του αγωγού με σιγμοειδή καμπύλωση στο τέλος της ζώνης κατολίσθησης οδηγεί σε αστοχία εντός της καμπύλωσης και της ζώνης κατολίσθησης αντί για μετά από αυτήν όπως συμβαίνει με τους ευθύγραμμους αγωγούς και στις δύο περιπτώσεις πρανών. Η αστοχία συμβαίνει για μικρότερη μετατόπιση σε σχέση με το ευθύγραμμο μοντέλο. Επίσης, εμφανίζονται πολύ μεγάλες πλευρικές αλληλεπιδράσεις του αγωγού με το έδαφος (Σχήμα 8.13). Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι η τοποθέτηση της καμπύλωσης εντός της ζώνης κατολίσθησης και της θλιβόμενης ζώνης δημιουργεί μία δυσμενέστερη κατάσταση σε σχέση με το ευθύγραμμο μοντέλο γι αυτό και πρέπει να αποφεύγεται.

Η τοποθέτηση της καμπύλωσης στην αρχή της ζώνης κατολίσθησης οδηγεί σε αστοχία λόγω θλίψης και στην ίδια θέση με το αντίστοιχο μοντέλο για ευθύγραμμο αγωγό. Μοναδική διαφορά είναι η ανάπτυξη μίας εφελκυστικής παραμόρφωσης $\varepsilon_t = 2.7\%$ (Σχήμα 8.16) στο καμπύλο τμήμα που βρίσκεται εντός της κατολίσθησης αλλά και της εφελκυσμένης ζώνης. Η παραμόρφωση αυτή είναι μεγαλύτερη του ορίου λειτουργικότητας για εφελκυσμό (2%), αλλά και της αντίστοιχης εφελκυστικής παραμόρφωσης για ευθύγραμμο αγωγό ($\varepsilon_t = 0.2\%$, βλ. Σχήμα 7.7). Επίσης, εμφανίζονται πολύ μεγάλες πλευρικές αλληλεπιδράσεις του αγωγού με το έδαφος (Σχήμα 8.20). Επομένως, η τοποθέτηση της καμπύλωσης στη θέση αυτή κρίνεται δυσμενής και θα πρέπει να αποφεύγεται.

Όσον αφορά την επιλογή τοποθέτησης της καμπύλωσης πριν την κατολίσθηση, η αστοχία συμβαίνει λόγω θλίψης και στις ίδιες θέσεις με τον αντίστοιχο ευθύγραμμο και για τις δύο περιπτώσεις πρανούς. Ο αγωγός σε πρανές απείρου μήκους αστοχεί για την ίδια ακριβώς εδαφική μετακίνηση, ενώ ο αγωγός σε πρανές πεπερασμένου μήκους αστοχεί για ελαφρώς μεγαλύτερη ($\delta_{cr} = 0.215$ m έναντι 0.203 του ευθύγραμμου). Την στιγμή της αστοχίας ο αγωγός στο πρανές απείρου μήκους έχει μέγιστη εφελκυστική παραμόρφωση $\varepsilon_t = 2.2\%$ (μεγαλύτερη του ορίου λειτουργικότητας, 2%), ενώ ο αγωγός στο πρανές πεπερασμένου μήκους $\varepsilon_t = 1.45\%$. Και στις δύο περιπτώσεις οι παραμορφώσεις αυτές αναπτύσσονται εντός του καμπύλου τμήματος του αγωγού. Οι αντίστοιχοι ευθύγραμμοι αγωγοί έχουν μέγιστες εφελκυστικές παραμορφώσεις $\varepsilon_t = 0.2$ και 0.29%. Επίσης,

εμφανίζονται πολύ μεγάλες πλευρικές αλληλεπιδράσεις του αγωγού με το έδαφος όπως φαίνονται στα Σχήματα 8.34 και 8.51. Από τα παραπάνω συμπεραίνεται ότι η τοποθέτηση της καμπύλωσης πριν την κατολίσθηση οδηγεί σε δυσμενέστερες καταστάσεις σε σχέση με τα αντίστοιχα ευθύγραμμα μοντέλα και καλό θα ήταν να αποφεύγεται.

Ιδιαίτερο ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα αποτελέσματα για την τοποθέτηση της καμπύλωσης μετά τη ζώνη κατολίσθησης. Ο λόγος είναι ότι και στις δύο περιπτώσεις πρανών η αστοχία λαμβάνει χώρα εντός της καμπύλωσης η οποία βρίσκεται σε μία απόσταση 10 m από τη ζώνη κατολίσθησης. Η αστοχία συμβαίνει για εδαφική μετατόπιση $\delta_{cr} = 0.203$ m και στις δύο περιπτώσεις, οπότε και δεν παρατηρείται κάποια σημαντική μείωση της αντοχής σε σχέση με τα αντίστοιχα ευθύγραμμα μοντέλα ($\delta_{cr} = 0.29$ και 0.203 m για πρανές απείρου και πεπερασμένου μήκους, αντίστοιχα). Επίσης, οι εφελκυστικές παραμορφώσεις που αναπτύσσονται κατά την αστοχία είναι ίδιας τάξης μεγέθους με τα αντίστοιχα ευθύγραμμα μοντέλα χωρίς να πλησιάζουν το όριο 2% ($\epsilon_t = 0.17$ και 0.6% για πρανές απείρου και πεπερασμένου μήκους, αντίστοιχα).

Το γεγονός ότι η αστοχία συμβαίνει σε μία ασφαλή απόσταση από την κατολίσθηση και σε σταθερό έδαφος δίνει τη δυνατότητα της δημιουργίας των κατάλληλων ασφαλιστικών δικλείδων, ούτως ώστε η αστοχία να περιοριστεί εντός της καμπύλωσης και να επιδιορθωθεί άμεσα πριν δημιουργήσει εκτεταμένα οικονομικά και περιβαλλοντικά προβλήματα λόγω διαρροής αερίου. Για παράδειγμα, η τοποθέτηση βαλβίδων απομόνωσης στα όρια του καμπυλωμένου τμήματος και ενός συστήματος παρακολούθησης εντός αυτού δίνουν τη δυνατότητα άμεσου εντοπισμού και απομόνωσης της βλάβης χωρίς να υπάρχει ο κίνδυνος τα συστήματα αυτά να καταστραφούν λόγω της κατολίσθησης. Μοναδικό πρόβλημα αποτελεί το γεγονός ότι για πρανές μεγάλου μήκους πρέπει να προσδιοριστούν τα όρια της ζώνης κατολίσθησης με μία αρκετά καλή ακρίβεια, έτσι ώστε να αποφευχθεί η δυσμενής περίπτωση η καμπύλωση να βρεθεί εντός της ζώνης κατολίσθησης. Για πρανές μικρού μήκους η τοποθέτηση της καμπύλωσης στο οριζόντιο έδαφος μετά το πρανές καθιστά την κατάσταση πολύ πιο ευνοϊκή και εύκολα διαχειρίσιμη.

Ενδιαφέρον παρουσιάζουν επίσης και τα αποτελέσματα για τις περιπτώσεις αγωγού χωρίς εσωτερική πίεση που αναφέρονται στο Κεφάλαιο 8. Σε όλες τις θέσεις τοποθέτησης της καμπύλωσης -εκτός για το μέσον της ζώνης κατολίσθησης και για πριν τη ζώνη σε πρανές πεπερασμένου μήκους- ο αγωγός αστοχεί λόγω εφελκυσμού. Η αστοχία αυτή παρόλο που αποτελεί ευνοϊκότερη μορφή από την θλιπτική συνοδεύεται από την εμφάνιση

μεγάλων θλιπτικών παραμορφώσεων στο καμπύλο ή στο ευθύγραμμο τμήμα της θλιβόμενης ζώνης, που ξεπερνούν το όριο λειτουργικότητας 0.17% (Πίνακας 6.5). Βέβαια, οι πιθανότητες αστοχίας του αγωγού χωρίς εσωτερική πίεση περιορίζονται μόνο κατά την περίοδο κατασκευής του έργου, οπότε μία ενδεχόμενη αστοχία δεν θα είχε μεγάλες οικονομικές επιπτώσεις, ενώ δεν θα είχε περιβαλλοντικές επιπτώσεις.

Οι αναλύσεις που διεξήχθησαν οδηγούν σε ορισμένα συμπεράσματα όσον αφορά στα μοντέλα προσομοίωσης αγωγού υπό αξονική φόρτιση. Αρχικά, συμπεραίνεται ότι η χρήση στοιχείων Beam για τα ευθύγραμμα τμήματα του αγωγού είναι αξιόπιστη, καθώς οι αξονικές παραμορφώσεις που δημιουργούνται στη διατομή τους είναι ομοιόμορφες τόσο στην περιοχή θλίψης όσο και στην περιοχή εφελκυσμού και τα στοιχεία μπορούν να ανταπεξέλθουν επαρκώς. Όσον αφορά στα καμπύλωμένα τμήματα η χρήση των στοιχείων Elbow δίνει τη δυνατότητα να καταγραφούν όλες οι μεταβολές των αξονικών παραμορφώσεων στην επιφάνεια της διατομής τόσο περιμετρικά όσο και εσωτερικά/εξωτερικά (ως προς το πάχος των τοιχωμάτων της). Είναι χαρακτηριστικό ότι στον καμπυλωμένο αγωγό καταγράφεται ακόμα και αλλαγή προσήμου των αξονικών παραμορφώσεων στην διατομή των στοιχείων (π.χ., στο Σχήμα 8.9), κάτι που είναι απόλυτα λογικό λόγω της μεγάλης γωνίας καμπύλωσης και της ύπαρξης ροπών κάμψης κατά μήκος των καμπυλωμένων τμημάτων του αγωγού. Οι ροπές αυτές, όμως, δεν περιορίζονται εκεί αλλά εμφανίζονται και στα όμορα ευθύγραμμα τμήματα για λόγους ισορροπίας, όπως φαίνεται από τα Σχήματα 8.3, 8.11, 8.18, 8.25, 8.32, 8.40 και 8.89. Επομένως, για την καλύτερη καταγραφή της συμπεριφοράς του αγωγού στα ευθύγραμμα αυτά τμήματα κρίνεται αναγκαία η χρήση στοιχείων Elbow σε μία απόσταση τουλάχιστον 10m εκατέρωθεν της καμπύλωσης.

Η χρήση στοιχείων Spring είναι ένας πολύ εύκολος και αποτελεσματικός τρόπος για την προσομοίωση της αλληλεπίδρασης εδάφους - αγωγού και ειδικά όταν πρόκειται για πεπερασμένα στοιχεία ενός κόμβου. Επιπροσθέτως, όσον αφορά στην προσομοίωση του υλικού του αγωγού, από τις Ενότητες 7.1.3 και 7.2.3 προκύπτει ότι οι διαφορές μεταξύ του χάλυβα X65 με και χωρίς κράτυνση είναι από μηδενικές (για το πρυνές απείρου μήκους) έως ελάχιστες (για το πρυνές πεπερασμένου μήκους, όπως φαίνεται στο Σχήμα 7.39). Οπότε, δεν κρίνεται αναγκαία η χρήση κρατυνόμενου χάλυβα αφού αρκεί το υλικό να έχει πλήρως ελαστοπλαστική συμπεριφορά.

Τέλος, χρήσιμα συμπεράσματα εξήχθησαν και για το ενεργό μήκος της προέκτασης του αγωγού. Τα ενεργά μήκη ελήφθησαν συντηρητικά ως η απόσταση από την κατολίσθηση μέχρι τη θέση όπου οι αξονικές δυνάμεις του αγωγού δεν επηρεάζονται καθόλου από την μετατόπιση του εδάφους. Σε όλες τις περιπτώσεις οι τιμές τους κυμαίνονταν μεταξύ $L_{eff} = 300$ και 400 m. Προσθέτοντας στο παραπάνω μήκος και την επιρροή των αξονικών δυνάμεων λόγω της πάκτωσης στα άκρα του αγωγού, η οποία κυμαίνεται περίπου στα 100 m (Σχήμα 7.11), συμπεραίνεται ότι το μήκος προέκτασης 1 km είναι κάτι παραπάνω από αρκετό ώστε οι συνοριακές συνθήκες να μην επηρεάζουν τη συμπεριφορά του αγωγού. Συντηρητικά, συνίσταται η χρήση προέκτασης 1 km αντί της ελάχιστης δυνατής καθώς το υπολογιστικό κόστος είναι ελάχιστο.

9.3 Προτάσεις για Μελλοντική Έρευνα

Όπως είναι φυσικό, η διερεύνηση της απόκρισης μεταλλικών αγωγών φυσικού αερίου για εδαφική μετακίνηση παράλληλα στον άξονα τους δεν θα μπορούσε να διερευνηθεί πλήρως στο πλαίσιο μιας διπλωματικής εργασίας. Γι' αυτόν τον λόγο στη συνέχεια παρατίθενται κάποιες προτάσεις για περαιτέρω διερεύνηση του θέματος.

Αρχικά, όσον αφορά στον ευθύγραμμο αγωγό, εξετάστηκαν μόνο οι ακραίες περιπτώσεις όπου το πρηνές είναι απειρομήκης ή ταυτίζεται με τη ζώνη κατολίσθησης. Γενικά, παρατηρήθηκε μία μετακίνηση της θέσης αστοχίας από το τέλος της ζώνης κατολίσθησης στη θέση της αλλαγής κλίσης, αντίστοιχα. Είναι φανερό ότι η αλλαγή της θέσης αστοχίας συμβαίνει για κάποια απόσταση μεταξύ της ζώνης κατολίσθησης και της αλλαγής κλίσης του εδάφους και καλό θα ήταν να υπολογιστεί με ακρίβεια σε μελλοντική διερεύνηση. Επίσης, εξετάτηκαν μεταλλικοί αγωγοί για σχετικά μικρές εσωτερικές πιέσεις (έως 3 MPa) λόγω του σχετικά μικρού πάχους τοιχώματος που χρησιμοποιήθηκε. Στην πράξη, για παράδειγμα ο αγωγός TAP αναμένεται να έχει πάχος $t = 17.5$ έως 31 mm και να λειτουργεί σε εσωτερική πίεση έως 7 MPa, επομένως θα πρέπει να διερευνηθεί το πρόβλημα με τις εν λόγω τιμές. Ακόμα, μία άλλη παράμετρος που πρέπει να εξεταστεί εκτενέστερα είναι η κλίση του πρηνούς, καθώς φάνηκε να επηρεάζει αρκετά τα αποτελέσματα ειδικά για την περίπτωση πρηνούς πεπερασμένου μήκους, και πιο συγκεκριμένα θα μπορούσαν να εξεταστούν και τοπικές κλίσεις μεγαλύτερες των 25° .

Όσον αφορά στον καμπυλωμένο αγωγό, η διεξαχθείσα παραμετρική διερεύνηση αφορούσε μία αρχική μελέτη της συμπεριφοράς του αγωγού με εφαρμογή της καμπύλωσης σε διάφορες θέσεις. Επομένως, αρχικά, καλό θα ήταν να γίνει μία πιο αναλυτική διερεύνηση για παραμέτρους όπως ο λόγος D/t , η αντοχή του χάλυβα και η εσωτερική πίεση του αγωγού, ειδικά για την περίπτωση που η καμπύλωση γίνεται μετά την κατολίσθηση, όπου αποδείχθηκε ότι μπορεί να είναι και ευεργετική για τον αγωγό. Δύο πολύ σημαντικές παράμετροι που πρέπει να διερευνηθούν είναι η απόσταση της καμπύλωσης από την κατολίσθηση ή τη θέση αλλαγής κλίσης του εδάφους, καθώς και η κλίση του πρανού. Οι τιμές που χρησιμοποιήθηκαν είναι τα 10 m και οι 15° αλλά κρίνεται απαραίτητη η εξέταση τόσο για μεγαλύτερες αποστάσεις όσο και για μεγαλύτερες κλίσεις, έτσι ώστε να προσδιοριστεί το εύρος τιμών για τις οποίες η καμπύλωση είναι ευεργετική για τον αγωγό. Επίσης, θα ήταν αρκετά ενδιαφέρουσα η εξέταση του συνδυασμού της καμπύλωσης του αγωγού με τις λύσεις που προτείνονται στην Ενότητα 5.8, όπως για παράδειγμα η χρήση μαλακών ελατηρίων, αγκυρώσεων, φρεατίων, κλπ. Τέλος, χρήσιμο θα ήταν να διεξαχθεί μια τεchnο-οικονομική ανάλυση για σύγκριση του κόστους δημιουργίας σιγμοειδούς καμπύλης με το κόστος άλλων λύσεων, όπως για παράδειγμα η χρήση άλλου υλικού ή διατομής του αγωγού, η επίχωση με χρήση EPS, κ.α.

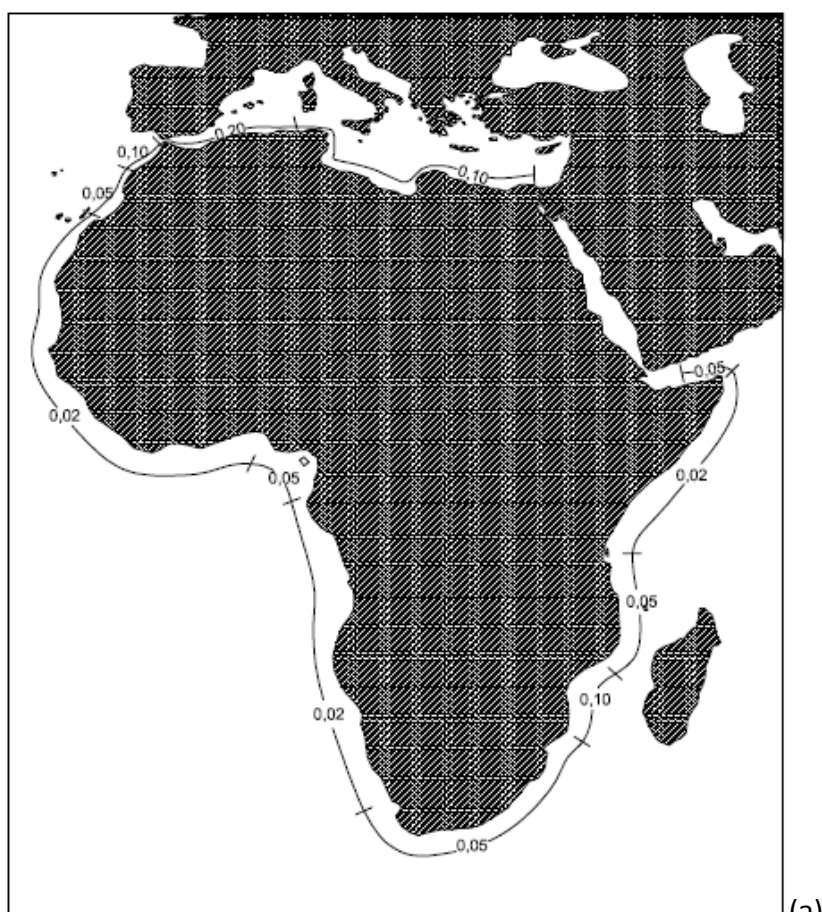
Προφανώς, υπάρχουν αρκετά περιθώρια για την καλύτερη προσομοίωση των εξεταζόμενων προβλημάτων με προσομοιώματα πεπερασμένων στοιχείων τριών διαστάσεων με διακριτοποίηση του αγωγού με στοιχεία κελύφους. Επίσης, θα μπορούσαν να εφαρμοστούν και άλλες μεθοδολογίες (όπως για παράδειγμα η Discrete Element Method - DEM) που έχουν αναπτυχθεί για τη μελέτη αγωγών υποκείμενων σε κατολίσθηση και ειδικά για την αλληλεπίδραση μεταξύ του αγωγού και του εδάφους (συζευγμένα και ασύζευκτα «μακρομοντέλα»). Επιπροσθέτως, πολύ χρήσιμα συμπεράσματα θα μπορούσαν να εξαχθούν κι από κατάλληλα διαμορφωμένα πειράματα για την περαιτέρω εξέταση της αποτελεσματικότητας της προτεινόμενης μεθοδολογίας σχεδιασμού αγωγών φυσικού αερίου με σιγμοειδή καμπύλωση.

ΠΑΡΑΡΤΗΜΑ Α

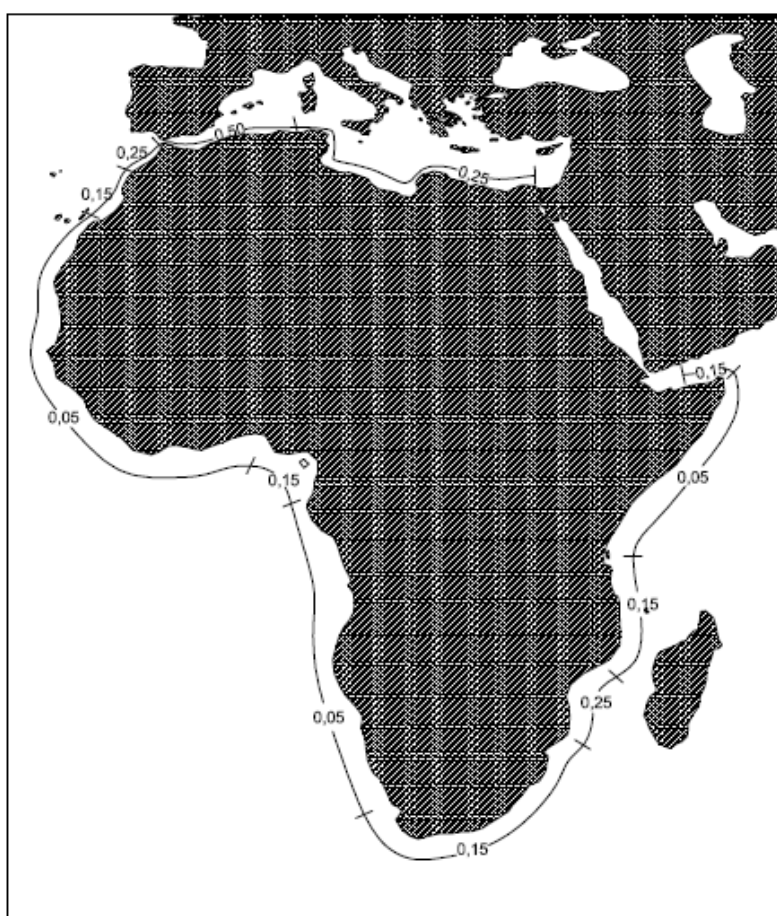
Χάρτες Παράκτιων Φασματικών Επιταχύνσεων

Στα Σχήματα Α1 έως Α11 παρουσιάζονται οι χάρτες παράκτιων φασματικών επιταχύνσεων για 5% απόσβεση και βραχύδεις υπόβαθρο. Οι χάρτες περιλαμβάνουν σχεδόν όλες τις παράκτιες περιοχές παγκοσμίως σε Ευρώπη, Αφρική, Ασία, Ωκεανία και Αμερική. Οι επιταχύνσεις εκφράζονται σε g ($= 9.81 \text{ m/s}^2$) και αντιστοιχούν σε περιόδους ταλάντωσης 1.0 s και 0.2 s. Η περίοδος επαναφοράς είναι 1,000 έτη.

Οι τιμές αυτές προέρχονται από το πρότυπο ISO 19901-2, “Petroleum and Natural Gas Industries- Specific Requirements for Offshore Structures- Part 2: Seismic design Procedures and Criteria”, το οποίο παρουσιάστηκε στην Ενότητα 4.1.2, και χρησιμοποιούνται στην απλοποιημένη προσέγγιση αναλύσεων σεισμικής διακινδύνευσης που χρησιμοποιείται στα περισσότερα παράκτια τεχνικά έργα (αγωγών, πλατφόρμων, κ.α.). Προφανώς, υπάρχουν αβεβαιότητες όσον αφορά στις τιμές των φασματικών επιταχύνσεων, ειδικά στις περιοχές που δεν έχουν διεξαχθεί ακριβείς μελέτες για τον υπολογισμό τους στο παρελθόν. Για αυτό προτείνεται η παράλληλη χρήση τους με τη διεξαγωγή εξειδικευμένων αναλύσεων τοπικής σεισμικής επικινδυνότητας όπου είναι δυνατόν.

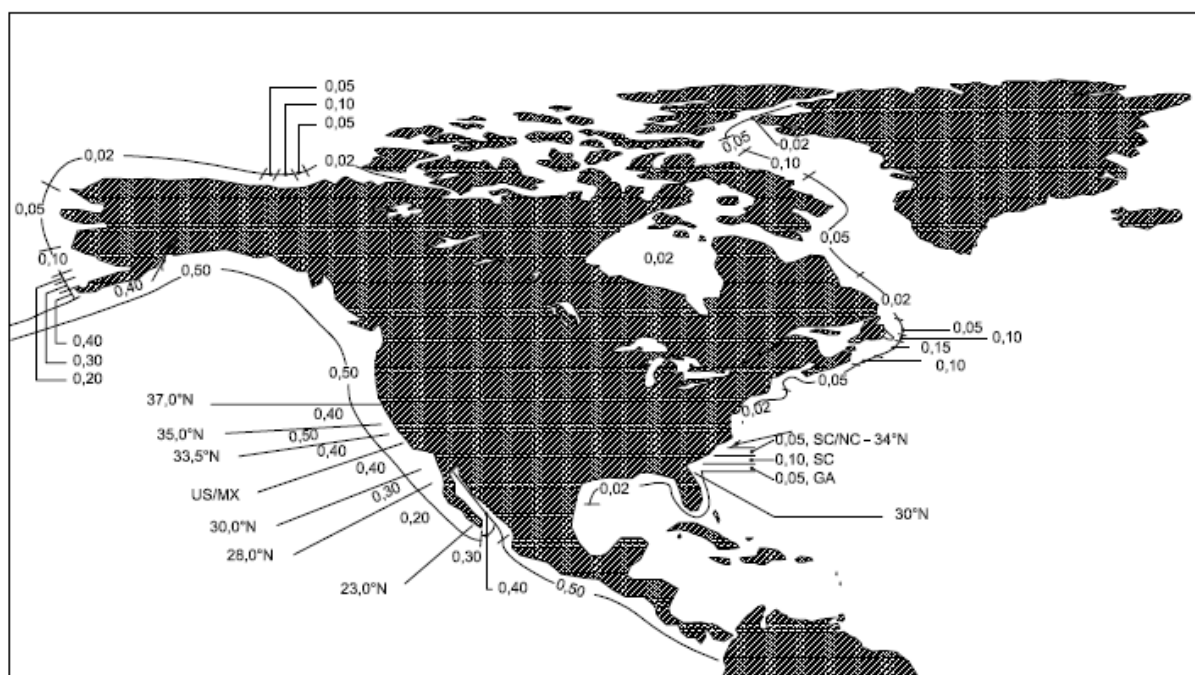


(a)

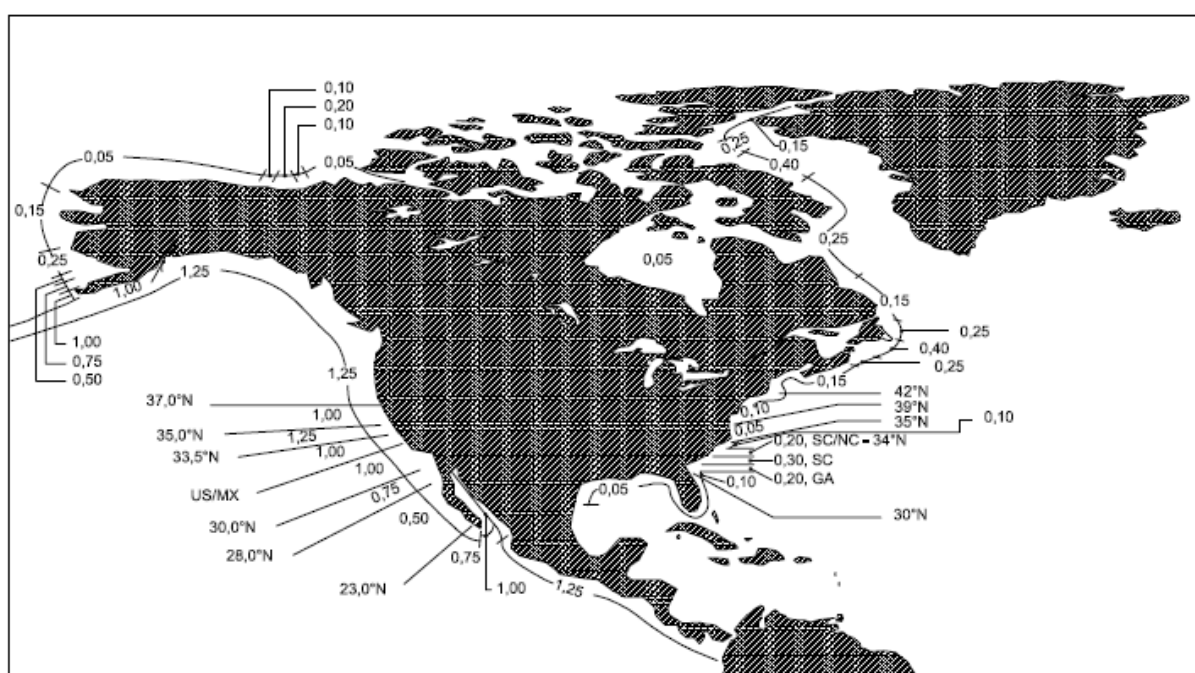


(b)

Σχήμα Α1 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Αφρικής (α) 1 s και (β) 0.2 s.



(a)



(b)

Σημείωση:

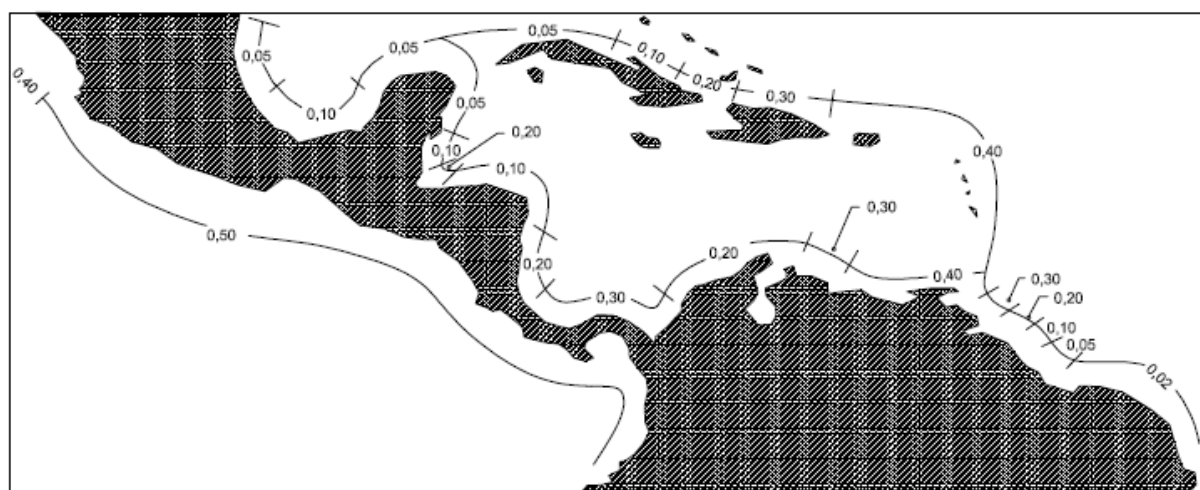
US/MX: US – Mexico border

SC/NC: South Carolina/ North Carolina border

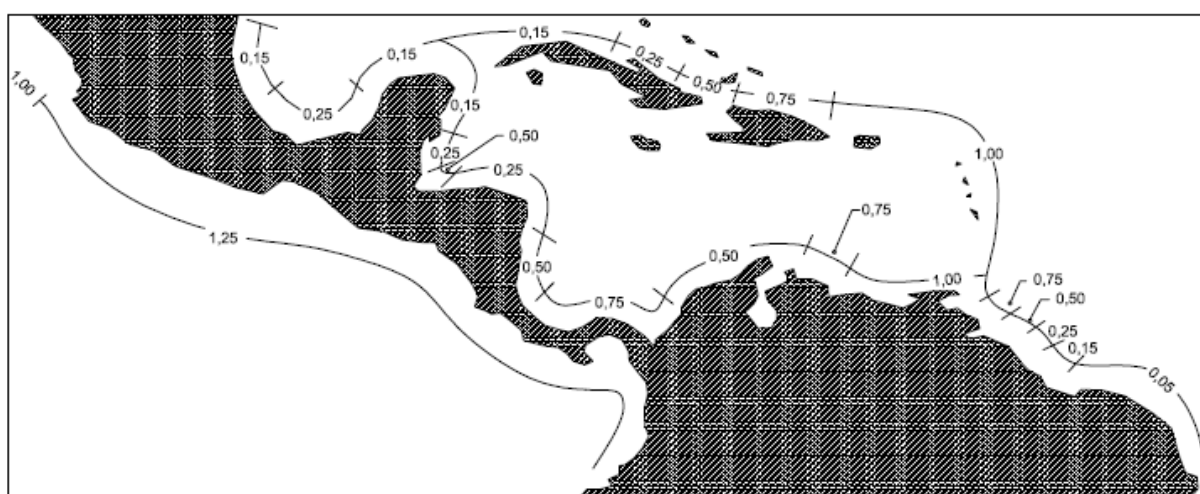
SC: South Carolina

GA: Georgia

Σχήμα Α2 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Βόρειας Αμερικής (a) 1 s και (b) 0.2 s.

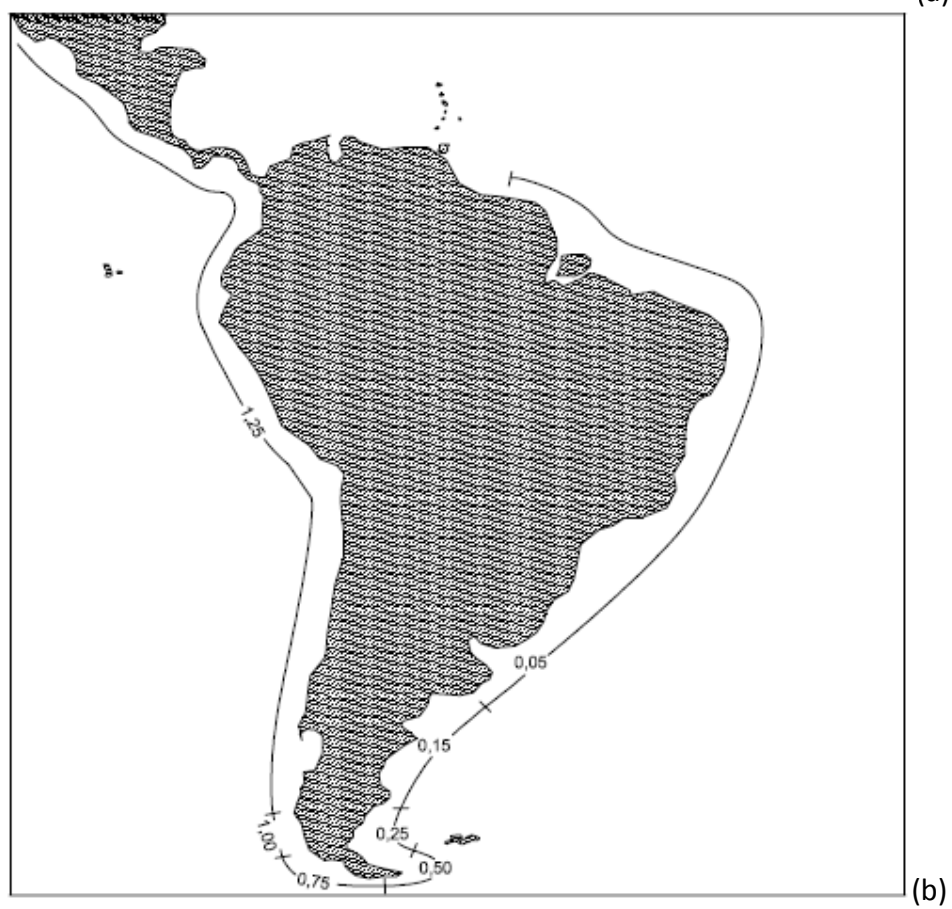


(a)

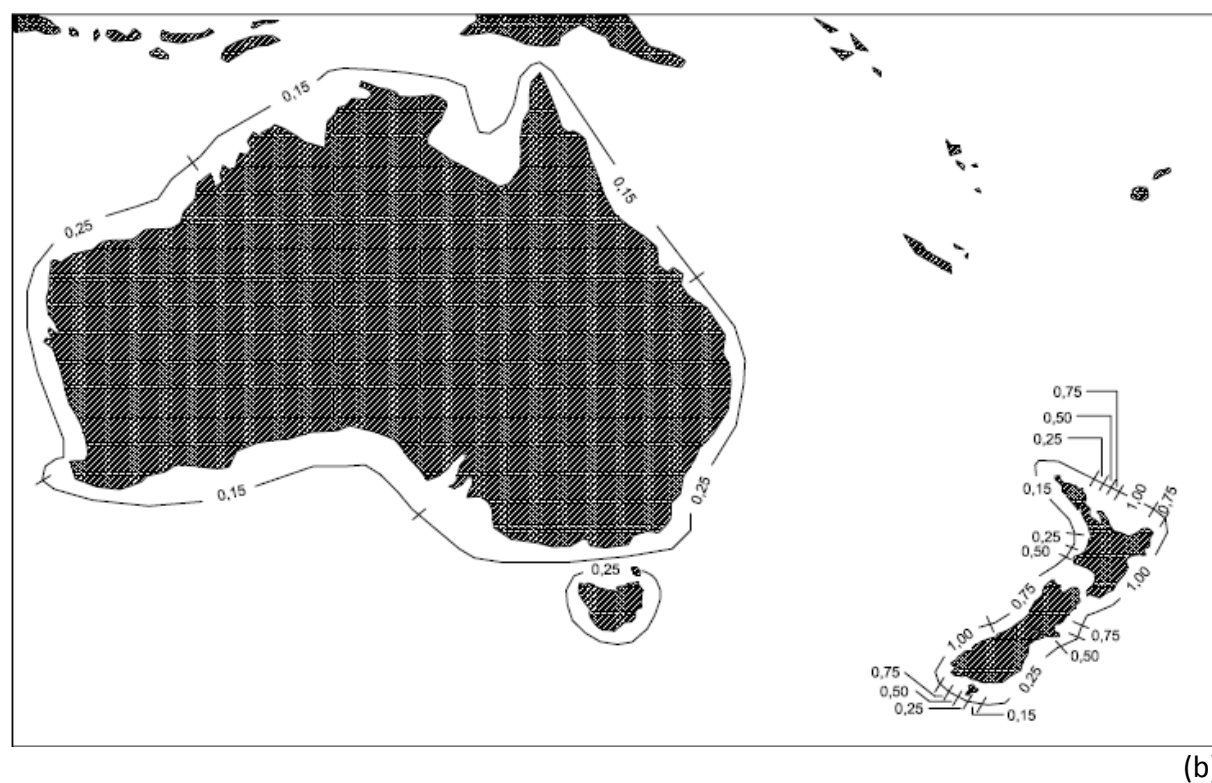
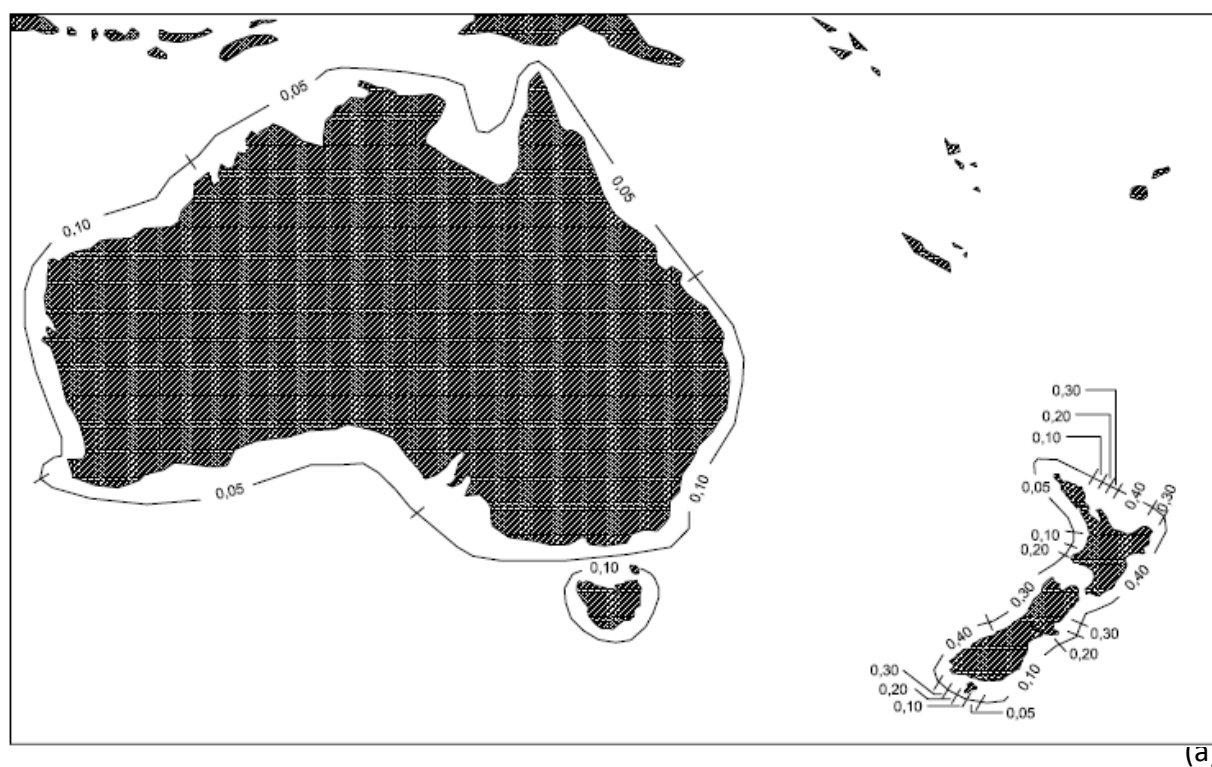


(b)

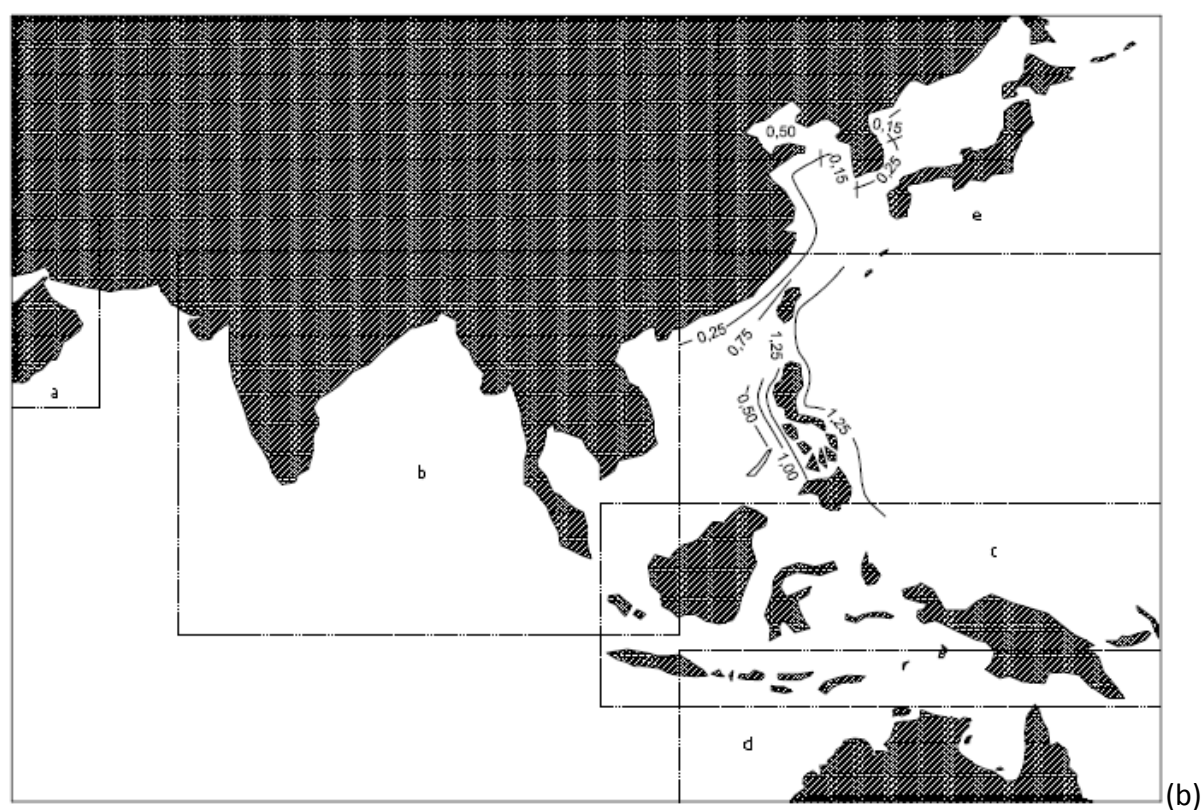
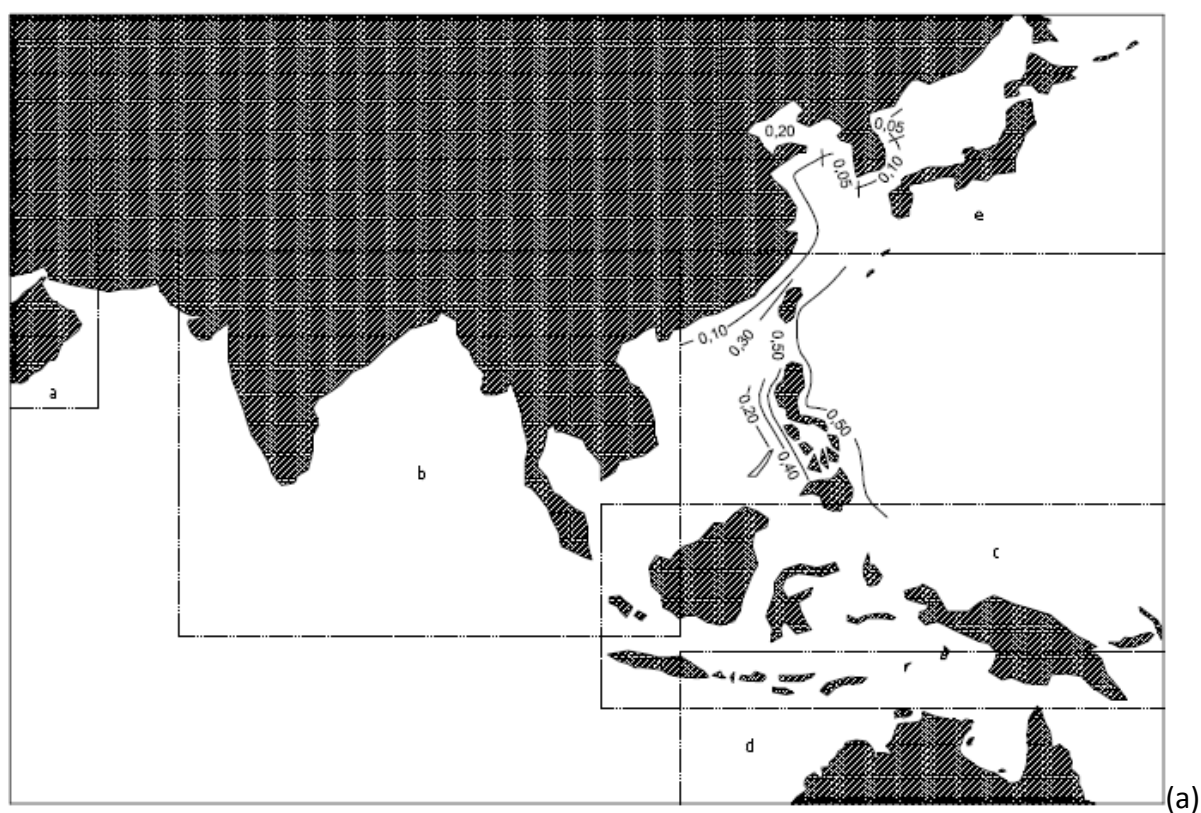
Σχήμα Α3 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Κεντρικής Αμερικής (a) 1 s και (b) 0.2 s.



Σχήμα Α4 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Νότιας Αμερικής (a) 1 s και (b) 0.2 s.

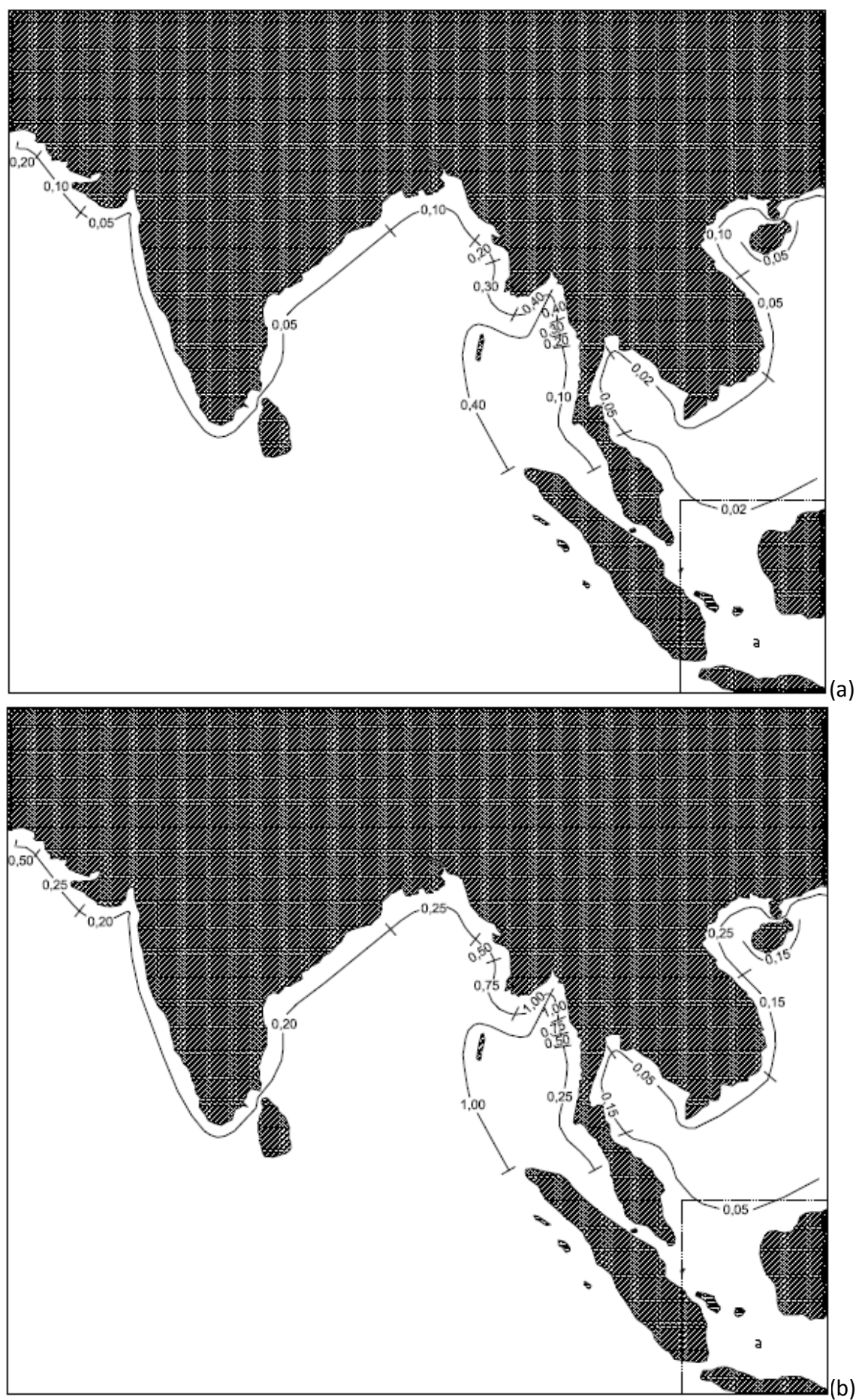


Σχήμα A5 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Αυστραλίας και της Νέας Ζηλανδίας (a) 1 s και (b) 0.2 s.



Σημείωση: Για τα a, b, c, d και e υπάρχουν λεπτομέρειες στα Σχήματα A11, A7, A9, A5 και A10, αντίστοιχα.

Σχήμα A6 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Ανατολικής Ασίας (a) 1 s και (b) 0.2 s.



Σχήμα Α7 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Δ. Ασίας (α) 1 s και (β) 0.2 s.

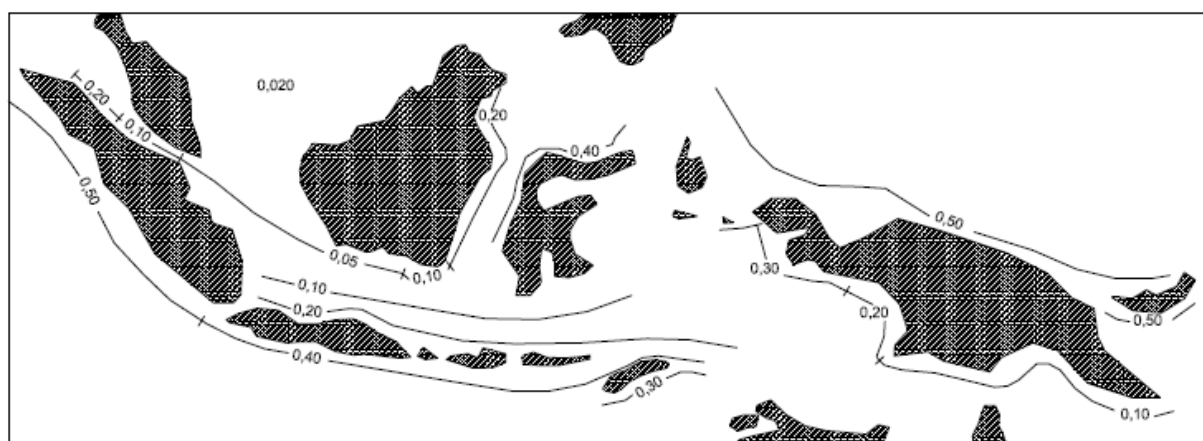


(a)

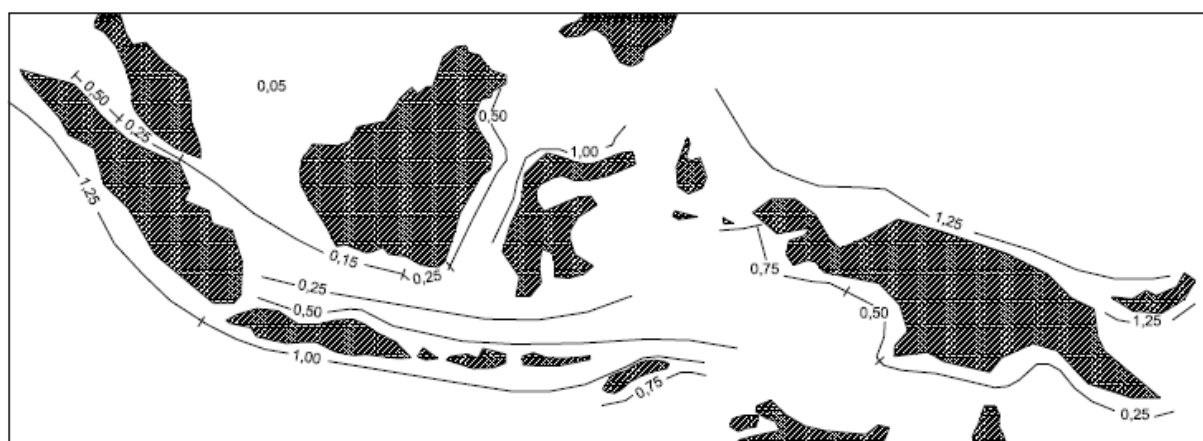


(b)

Σχήμα Α8 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Ευρώπης και της Δυτικής Ασίας (a) 1 s και (b) 0.2 s.

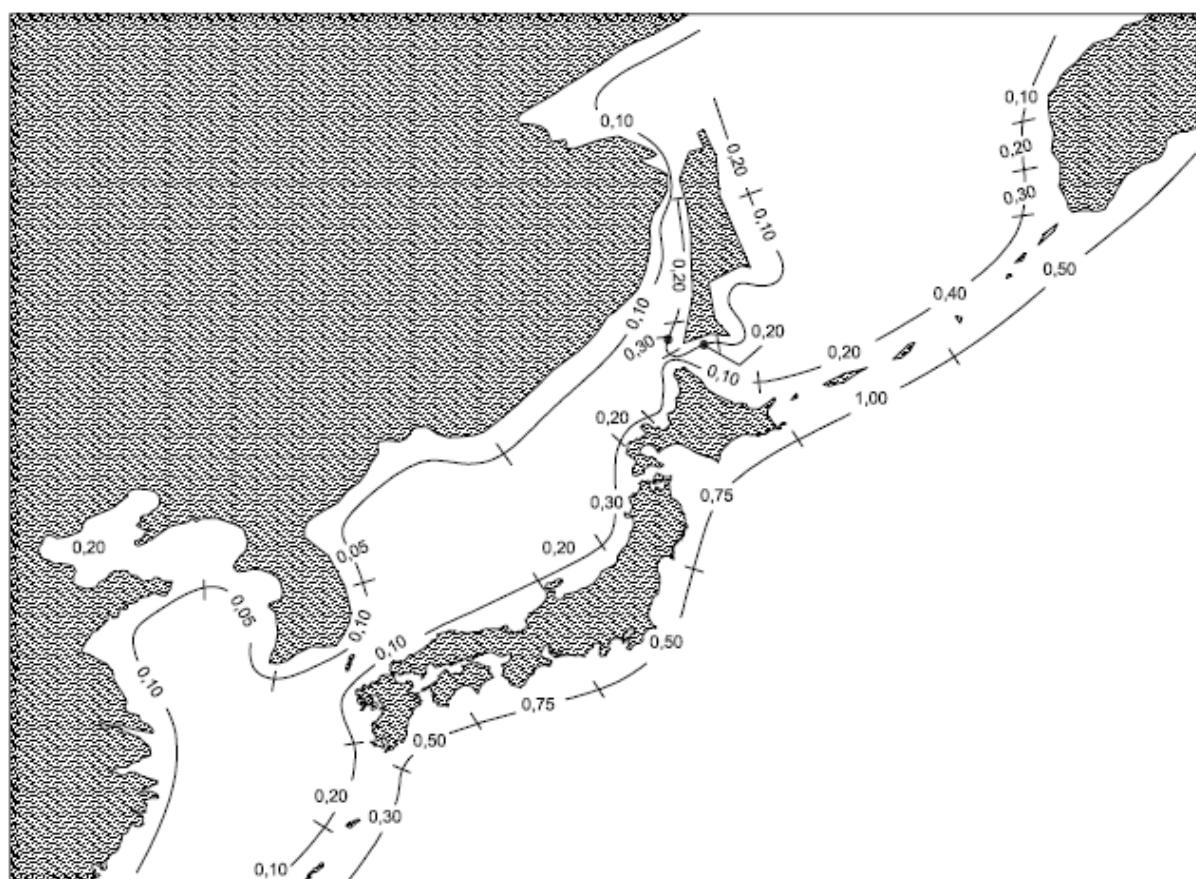


(a)

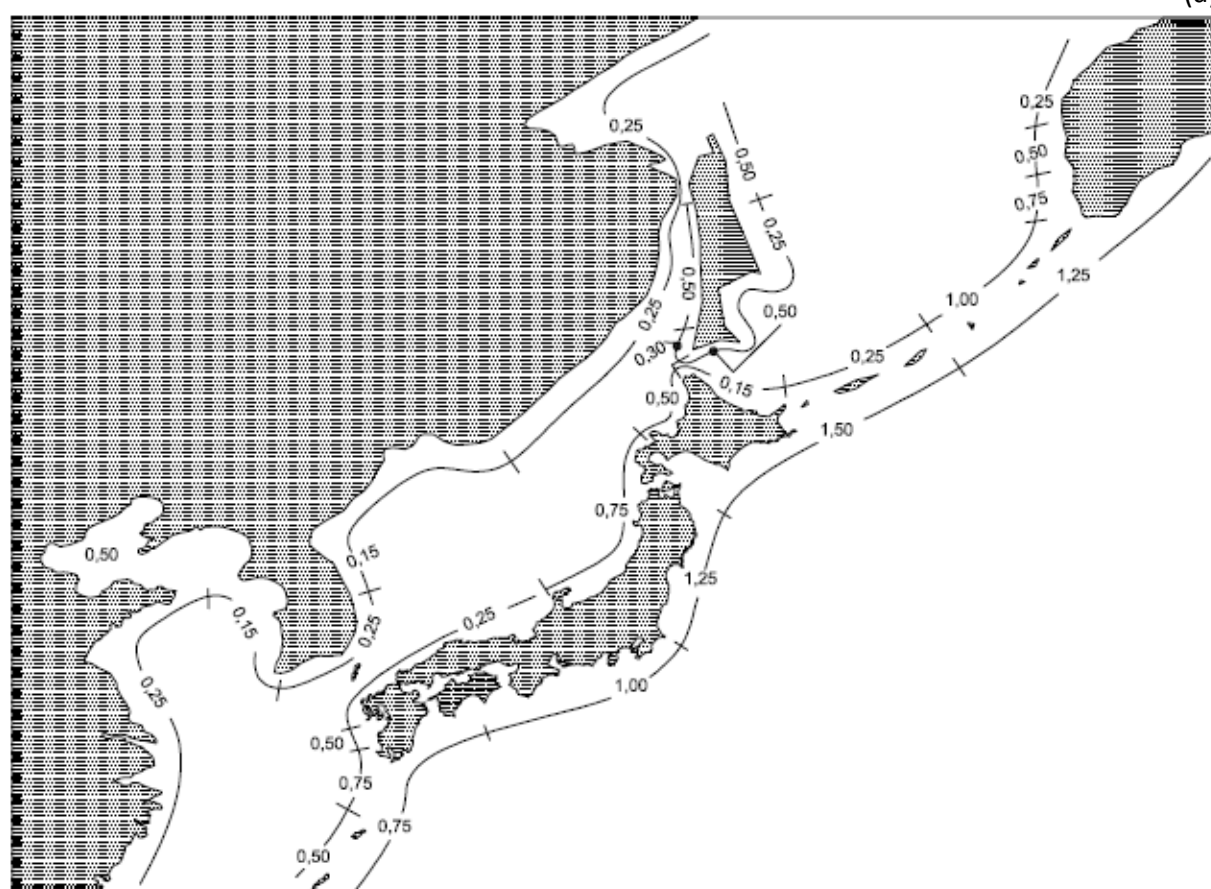


(b)

Σχήμα Α9 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Ινδονησίας (α) 1 s και (β) 0.2 s.

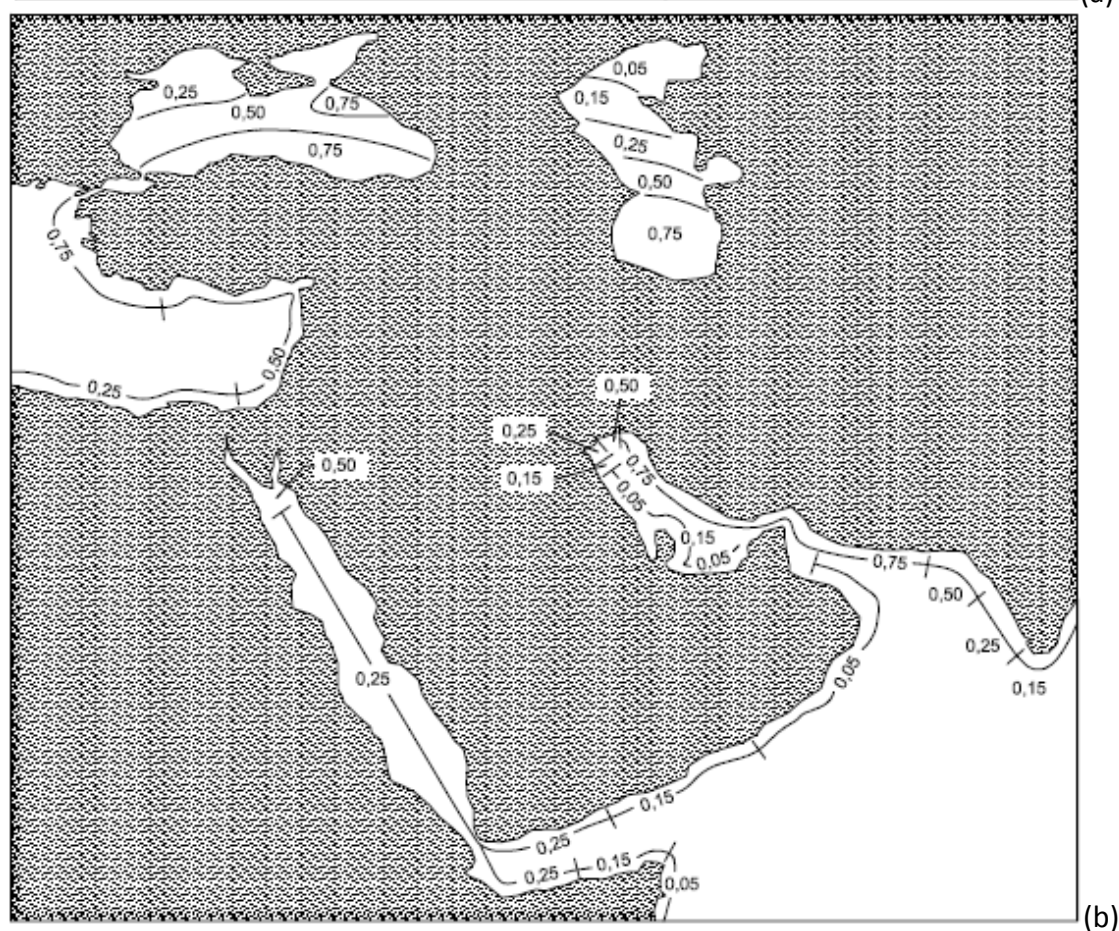
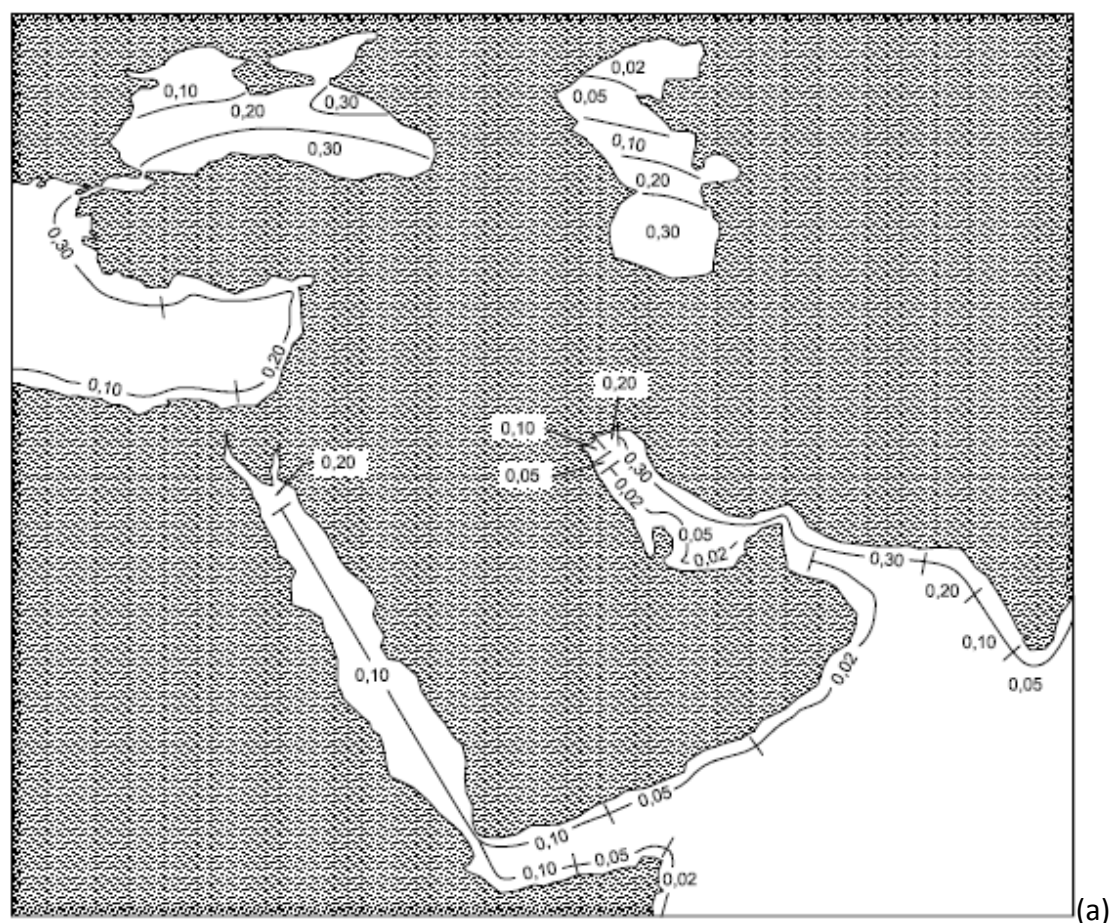


(a)



(b)

Σχήμα Α10 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Ιαπωνίας και της Κορέας (α) 1 s και (b) 0.2 s.



Σχήμα A11 Φασματικές επιταχύνσεις παράκτιων περιοχών της Αραβικής Χερσονήσου και της Μέσης Ανατολής (a) 1 s και (b) 0.2 s.

Βιβλιογραφία

Ελληνική Βιβλιογραφία

- Αρχή Ανάπτυξης Ανθρώπινου Δυναμικού – ΑνΑΔ (2012), “Εγκαιρος Εντοπισμός Αναγκών Απασχόλησης και Κατάρτισης για Αποτελεσματική Διαχείριση του Φυσικού Αερίου στην Κύπρο”, Λευκωσία.
- Ατματζίδης Κ.Δ. και Αθανασόπουλος Α.Γ. (2009), “Βελτιώσεις – Ενισχύσεις Εδαφών”, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Πανεπιστήμιο Πατρών, Πολυτεχνική Σχολή, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών, Πάτρα.
- Γρηγοριάδης Ι. (2008), “Ευρωπαϊκή Ενεργειακή Ασφάλεια και Αγωγοί Φυσικού Αερίου στη Ν.Α. Ευρώπη: Ένα Νέο Πεδίο Ελληνοτουρκικής Συνεργασίας”, Policy Paper, Ελληνικό Ίδρυμα Ευρωπαϊκής και Εξωτερικής Πολιτικής (ΕΛΙΑΜΕΠ), Αθήνα.
- Γρομπανόπουλος Σ. (2013), “Το LNG ως Ευρωπαϊκή Στρατηγική Επένδυση”, Διπλωματική Εργασία, Π.Μ.Σ. στις Ευρωπαϊκές Πολιτικές Νεολαίας, Τμήμα Διεθνών και Ευρωπαϊκών Σπουδών, Πανεπιστήμιο Μακεδονίας Οικονομικών και Κοινωνικών Επιστημών, Θεσσαλονίκη.
- Ιωάννου Κ. (2013), Δημόσια Επιχείρηση Φυσικού Αερίου (ΔΕΦΑ), 2ο Ενεργειακό Συμπόσιο, Κύπρος.
- Καρώνης Δ., “Τεχνολογία Πετρελαίου και Φυσικού Αερίου- Μεταφορά, Διανομή, Αποθήκευση Φυσικού Αερίου”, Πανεπιστημιακές Σημειώσεις, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο.

- Παπαδοπούλου Δ. (2008), “Αντισεισμικός Σχεδιασμός Υπόγειων Δικτύων Φυσικού Αερίου”, Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Τμήμα Μηχανικών Περιβάλλοντος, Χανιά.
- Παπαζάχος Β. και Παπαζάχου Κ. (2003), “Οι Σεισμοί της Ελλάδας”, Θεσσαλονίκη.
- Πιτιλάκης Δ. Κ. (2010), “Γεωτεχνική Σεισμική Μηχανική”, Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη.
- Ρούμπα Δ. (2009), “Σεισμική Τρωτότητα Δικτύων Κοινής Ωφέλειας”, Διπλωματική Εργασία, Πολυτεχνείο Κρήτης, Τμήμα Μηχανικών Περιβάλλοντος, Χανιά.
- Σταματάκης Α. (2012), “Σεισμική Τρωτότητα Δικτύων Ύδρευσης και Αποχέτευσης”, Διπλωματική Εργασία, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Σχολή Πολιτικών Μηχανικών, Τομέας Δομοστατικής, Αθήνα.
- Σύλλογος Πολιτικών Μηχανικών Ελλάδας – ΣΠΜΕ (2001), “Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (ΕΑΚ) 2000”, Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας (ΟΑΣΠ), Αθήνα.

Διεθνής Βιβλιογραφία

- ABAQUS (2011), Abaqus 6.12 – Users’ Manual, Simulia, Providence, RI, USA.
- American Lifelines Alliance – ALA (2001), “Guidelines for the Design of Buried Pipe”, American Society of Civil Engineers (ASCE), Federal Emergency Management Agency (FEMA), July.
- American Lifelines Alliance – ALA (2005), “Design Guidelines for Seismic Resistant Water Pipelines Installations”, Federal Emergency Management Agency (FEMA).
- Arias A. (1971), “A Measure of Earthquake Intensity”, In Hansen R., (ed), Seismic Design for Nuclear Power Plants, MIT Press, Cambridge, Massachusetts, pp. 438-483.
- ASCE-25 Task Committee on Earthquake Safety Issues For Gas Systems (2002), “Improving Natural Gas Safety in Earthquakes”, California Seismic Safety Commission, California, July 11.
- Bartlett S.F., M. ASCE P.E. and Lingwall B.N. (2014), “Protection of Pipelines and Buried Structures Using EPS Geofoam”, American Society of Civil Engineers (ASCE) Library, Ground Improvement and Geosynthetics, pp. 547-556.

- Bardet J.P., Tobita T., Mace N. and Hu J. (2002), "Regional Modeling of Liquefaction – Induced Ground Displacement", *Earthquake Spectra*, 114(6), 706-7011.
- Bolt B. (1970), "Duration of Strong Ground Motion", *Proceedings of 5th World Conference on Earthquake Engineering*, Rome, Italy, pp. 1304-1313.
- Chang F. and Krinitzsky E. (1977), "Duration, Spectral Content and Predominant Period of Strong Motion Earthquake Records from Western United States", *Technical Report S-73-1*, U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Davis C. A. and Bardet J. P. (2000), "Response of Buried Corrugated Metal Pipes to Earthquakes", *Journal of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*, 126(1), 28-39.
- El-Geziry T.M. and Bryden I.G. (2010), "The circulation pattern in the Mediterranean Sea: Issues for modeller consideration", *Journal of Operational Oceanography*, 3(2), 39-46.
- EN 1998-1 (2004), "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", CEN-ENV, European Committee for Standardization, Brussels.
- EN 1998-4 (2006), "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance- Part 4: Silos, tanks and pipelines". CEN-ENV, European Committee for Standardization, Brussels.
- Ford, D.B. (1983), "Joint Design for Pipelines Subjected to Large Ground Deformations", *Earthquake Behavior and Safety of Oil and Gas Storage Facilities, Buried Pipelines and Equipment*, PVP-77, ASME, New York, June, pp. 160-165.
- Grünthal G., Bosse C., Sellami S., Mayer-Rosa D. and Giardini D. (1999), "Compilation of the GSHAP regional seismic hazard for Europe, Africa and the Middle East", *Annali di Geofisica*, 42(6), 1215-1223.
- Guo B., Song S., Chacko J. and Ghalambor A. (2005), "Offshore Pipelines", Elsevier, Gulf Professional Publishing, Burlington.
- Hall W.J., Nyman D.J., Johnson E.R. and Norton J.D. (2003), "Performance of the Trans-Alaska Pipeline in the November 3, 2002 Denali Fault Earthquake", *Sixth U.S.*

- Conference and Workshop on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, Long Beach, California, August.
- Hanks T. and Kanamori H. (1979), "A Moment Magnitude Scale", *Journal of Geophysical Research*, 84(BS), 1348-2350.
- Herrmann R. (1985), "An Extension of Random Vibration Theory Estimates of Strong Ground Motion to Large Distances", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 75, 1447-1453.
- Hopkins P. (2008), "Learning from Pipeline Failures", *WTIA/APIA Welded Pipeline Symposium*, Australia, Perth, March.
- Husid R. (1969), "Análisis de Terremotos: Análisis general", *Revista del IDIEM*, 8(1), 21-42.
- International Organization for Standardization – ISO 19901-2 (2004), "Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures – Part 2: Seismic design procedures and criteria", Switzerland.
- Jibson R.W. and Keefer D.K. (1993), "Analysis of the Seismic Origin of Landslides: Examples from the New Madrid Seismic Zone", *Geological Society of America Bulletin*, 105, 521-536.
- KOGAS (2003), "Guidelines for the seismic design of buried gas pipelines", Korea Gas Corporation.
- Kramer L.S. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.
- Lee D.H., Kim B.H., Lee H. and Kong J.S. (2009), "Seismic behavior of a buried gas pipeline under earthquake excitations", *Engineering Structures*, 31(5), 1011-1023.
- Liu X. and O'Rourke M. (1997), "Behavior of Continuous Pipeline Subject to Transverse PGD", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 989-1003.
- Margaris B., Theodulidis N., Papaioannou C. and Papazachos B. (1990), "Strong Motion Duration of Earthquakes in Greece", In *Proc. XXII Gern. Ass. ESC.*, Volume 2, Barcelona, pp. 856-871.
- Mc Caffrey M.A. and O'Rourke T.D. (1983), "Buried Pipeline Response to Reverse Faulting during the 1971 San Fernando Earthquake", *Earthquake Behavior and*

- Society of Oil and Gas Storage Facilities, Buried Pipelines and Equipment, PVP-77, American Society of Mechanical Engineers, New York, June.
- McGuire R. and Hanks T. (1980), "RMS Accelerations and Spectral Amplitudes of Ground Motion During the San Fernando, California Earthquake", Bulletin of the Seismological Society of America, 70, 1907-1919.
- Meyersohn W.D. (1991), "Analytical and Design Considerations for the Seismic Response of Buried Pipelines", MSc Thesis, Graduate School of Cornell University, January.
- Miles S. and Keefer D., (2009), "Towards a Comprehensive Areal Model of Earthquake-Induced Landslides", National Hazards Review, ESCE, 10, (1), 19-28.
- O' Rourke T.D., M.EERI and Palmer M.C. (1996), "Earthquake Performance of Gas Transmission Pipelines", Earthquake Spectra, 12(3), 493-527.
- O'Rourke J. M. and Liu X.J. (2012), "Seismic Design of Buried and Offshore Pipelines", Monograph MCEER- 12- MN04, New York, USA.
- Papazachos B., Margaris B., Theodulidis N. P. and Papaioannou C. A. (1992), "Seismic Hazard Assessment in Greece Based on Strong Motion Duration", In Proceedings of 10th WCEE, Volume 2, Madrid, pp. 425-430.
- Psarropoulos P.N., Antoniou A. and Tsompanakis Y. (2014), "Earthquake-related Geohazards and Seismic Design of Pipelines", Second European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, August 25-29.
- Psarropoulos P.N., Karvelis P.D. and Antoniou A.A. (2012), "Designing Pipelines in Areas with Moderate or High Seismic Risk: Geohazard Assessment beyond EC8 Provisions", 7th Pipeline Technology Conference 2012, Hannover, Germany.
- Psarropoulos P.N., Tsompanakis Y., Antoniou A.A. and Charmpis D.C. (2013), "Impact of earthquake-related geohazards on offshore pipelines and seaside facilities of oil & gas industry in the Mediterranean region", 14th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Sardinia, Italy, 3-6 September.
- Sachinis H. (2013), "The Eastern Mediterranean Pipeline, a New Energy Corridor", DEPA S.A., Israel Energy & Business Convention 2013, Tel Aviv, November 19.
- Samaras H. (2012), "Southeastern Mediterranean Hydrocarbons- A New Energy Corridor for the EU?", Pytheas Limited.

- Scawthorn C. and Yanev P.I. (1995), "Preliminary 17 January 1995, Nambu, Japanese report Hyogo-ken earthquake", *Engineering Structures*, 17(3), 146-157.
- Seed H., Idriss I., Makdisi F. and Banerjee N. (1975), "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analysis", Technical Report UCB/EERC-75/29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Socor V. (2012), "Nabucco-West": Abridged Pipeline Project Officially Submitted to Shah Deniz Consortium", *Eurasia Daily Monitor*, Volume 9, Issue 98, Washington, D.C., May 23.
- Sørensen M.B., Spada M., Babeyko A.Y., Wiemer S. and Grünthal G. (2012), "Probabilistic tsunami hazard in the Mediterranean Sea", *Journal of Geophysical Research*, 117, B01305.
- Takada S. and Tanabe K. (1988), "Estimation of Earthquake Induced Settlements for Lifeline Engineering", *Proceedings of the Ninth World Conference Earthquake Engineering*, August, Vol. VII, pp. 109-114
- 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.
- URS Infrastructure & Environment UK Limited (2013), "South Stream Offshore Pipeline – Bulgarian Sector", *Scoping Report*, South Stream Transport B.V., Amsterdam.
- Vannucci G., Pondrelli S., Argnani A., Morelli A., Gasperini P. and Boschi E. (2004), "An atlas of Mediterranean seismicity", *Annals of Geophysics*, Supplement to Vol. 47, No.1.
- Varnes, D. J. (1978), "Slope movement types and processes", In: *Special Report 176: Landslides: Analysis and Control* (Eds: Schuster, R. L. & Krizek, R. J.), Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, Washington D. C.
- Vazouras P., Karamanos S. and Dakoulas P. (2012), "Mechanical Behavior of Buried Pipes Crossing Active Strike-Slip Faults", *Soil Dynamics and Earthquakes Engineering*, 41, 164-180.
- Wells D.L. and Coppersmith K.J. (1994), "New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area and Surface

Displacement”, Bulletin of the Seismological Society of America, August, 84(4), 974-1002.

Youd T.L. (2002), Hansen C. and Bartlett S., “Revised Multilinear Regression Equations for Prediction of Lateral Spread Displacement”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 128(12), 1007-1017.

Ηλεκτρονική Βιβλιογραφία

<http://www.energytribune.com/941/compressed-natural-gas-monetizing-stranded-gas#sthash.vmCuswKT.dpbs>.

<http://www.desfa.gr/>

<http://www.trans-adriatic-pipeline.com/>

<http://www.south-stream.info/>

<http://www.economist.com/node/17260657>

<http://www.technip.com/>

<http://www.fhwa.dot.gov/bridge/seismic/mae.cfm>

<http://planetark.org/enviro-news/item/61352>

<http://www.georesources.co.uk/kobehigh.htm>

<http://www.americanlifelinesalliance.org/>

<http://www.api5lx.com/>

<http://www.gazpromexport.ru/en/projects/6/>

<http://rt.com/business/230487-turkish-stream-new-route/>

